

هیدروپوئی مهندسی

Engineering Hydrology

پژوهشکده آب و توسعه

Water & Development Nexus
Research Center

فهرست مطالب

موضوع	صفحه
فصل اول: معرفی هیدرولوژی.....	۲
۱-۱- هیدرولوژی وشاخه‌های مختلف آن.....	۲
۲-۱- کاربردهای هیدرولوژی در مهندسی.....	۲
۳-۱- تاریخچه علم هیدرولوژی.....	۳
۴-۱- گردش آب در طبیعت.....	۴
۵-۱- بیلان یا موازنه آبی در چرخه هیدرولوژیکی.....	۶
۶-۱- موجودی آب کره زمین.....	۸
فصل دوم: آب و هوا و ریزش های جوی.....	۱۰
۱-۲- مقدمه.....	۱۰
۲-۲- ساختمان جو اطراف زمین.....	۱۰
۴-۲- تابش خورشید.....	۱۲
۴-۲- شدت تابش.....	۱۳
۵-۲- انعکاس و انتشار.....	۱۳
۶-۲- بیلان تابش در سطح زمین.....	۱۳
۷-۲- حرکت کره زمین و تغییرات تابش در سطح آن.....	۱۳
۸-۲- جریان‌های آشفته در سطح زمین.....	۱۴
۹-۲- رطوبت هوا.....	۱۴
۱۱-۲- آب قابل بارش.....	۱۵
۱۲-۲- حداکثر بارش محتمل.....	۱۶
فصل سوم: حوضه‌های آبریز و ویژگی‌های آنها.....	۱۷
۱-۳- تعاریف.....	۱۷
۲-۳- مشخصات حوضه آبریز.....	۱۸
۱-۲-۳- مشخصات مرفومتری حوضه.....	۱۸
۱-۱-۲-۳- مساحت حوضه.....	۱۸
۲-۱-۲-۳- محیط حوضه.....	۱۸
۴-۱-۲-۳- طول حوضه.....	۱۸
۴-۱-۲-۳- شکل حوضه.....	۱۸
۵-۱-۲-۳- توپوگرافی حوضه.....	۲۰
۶-۱-۲-۳- شیب حوضه.....	۲۲
۷-۱-۲-۳- جهت حوضه.....	۲۳
۳-۱-۲-۳- شبکه هیدروگرافی.....	۲۳
۱۰-۱-۲-۳- برخی روابط مرفومتری حوضه آبریز.....	۲۷
۱-۱۰-۱-۲-۳- طول جریان روی زمین.....	۲۷
۲-۱۰-۱-۲-۳- رابطه مساحت حوضه و طول رودخانه.....	۲۷
۲-۲-۳- ویژگی‌های اقلیمی حوضه آبریز.....	۲۷
۴-۲-۳- ویژگی‌های زمانی حوضه آبریز.....	۲۷
۱-۴-۲-۳- زمان تمرکز.....	۲۷
۱-۱-۴-۲-۳- معادله کریبیج.....	۲۷
۲-۱-۴-۲-۳- فرمول اداره راه کالیفرنیا.....	۲۸
۴-۱-۴-۲-۳- معادله ایزارد.....	۲۸
۴-۱-۴-۲-۳- فرمول کربای (Kerby).....	۲۹
۵-۱-۴-۲-۳- فرمول برانسی بای - ویلیامز.....	۲۹
۶-۱-۴-۲-۳- فرمول سازمان هوانوردی آمریکا.....	۲۹
۲-۴-۲-۳- زمان تأخیر (Lag Time).....	۳۰
۴-۴-۲-۳- زمان انتقال جریان در حوضه (Travel Time).....	۳۰

۳۱.....	۳-۲-۴-۴- نقشه خطوط هم پیمایش.....
۳۱.....	۳-۲-۴-۴- ویژگیهای ذاتی و فیزیکی حوضه.....
۳۲.....	۳-۲-۵- ویژگیهای هیدرولوژیکی حوضه آبریز.....
۳۲.....	فصل چهارم: بارش.....
۳۲.....	۴-۱- مقدمه.....
۳۳.....	۴-۲- انواع بارش.....
۳۳.....	۴-۲-۱- نم بارش.....
۳۳.....	۴-۲-۲- باران.....
۳۳.....	۴-۲-۴- برف.....
۳۳.....	۴-۲-۴- یخچه یا یخ پوش شفاف.....
۳۳.....	۴-۲-۵- پولک های یخی (Sleet).....
۳۳.....	۴-۲-۶- تگرگ (Hails).....
۳۳.....	۴-۲-۷- مه.....
۳۴.....	۴-۲-۸- شبنم.....
۳۴.....	۴-۲-۹- شبنم یخ زده.....
۳۴.....	۴-۲-۱۰- یخ پوش مات.....
۳۴.....	۴-۳- مکانیزم تشکیل بارش.....
۳۴.....	۴-۳-۱- سرد شدن هوا.....
۳۶.....	۴-۴- اندازه گیری مقدار بارش.....
۳۶.....	۴-۵- محل نصب باران سنج ها.....
۳۶.....	۴-۶- شبکه باران سنجی.....
۳۸.....	۴-۷- مشخصات بارش.....
۳۸.....	۴-۷-۱- مدت بارش.....
۳۸.....	۴-۷-۲- مقدار بارش.....
۳۸.....	۴-۷-۳- شدت بارش.....
۳۹.....	۴-۷-۴- فراوانی وقوع بارش.....
۳۹.....	۴-۷-۵- سطح ریزش.....
۴۰.....	۴-۸- بارش نقطه ای و بارش در سطح.....
۴۰.....	۴-۸-۱- بارش نقطه ای.....
۴۰.....	۴-۸-۲- بارش در سطح.....
۴۰.....	۴-۸-۲-۱- روش میانگین وزنی.....
۴۲.....	۴-۸-۲-۲- استفاده از نقشه هم باران.....
۴۴.....	۴-۹- بررسی تغییرات بارندگی با ارتفاع.....
۴۴.....	۴-۱۰- بررسی اقلیم منطقه.....
۴۵.....	۴-۱۱- بررسی دوره های تر سالی و خشکسالی.....
۴۷.....	۴-۱۲- نمایش بارش روزانه و کوتاه مدت.....
۴۷.....	۴-۱۲-۱- منحنی تجمعی بارش.....
۴۸.....	۴-۱۲-۲- باران نما یا هیتوگرام بارش.....
۵۱.....	۴-۱۲-۴- منحنی عمق- سطح- مدت بارش.....
۵۲.....	۴-۱۲-۵- منحنی های شدت- مدت- فراوانی.....
۵۴.....	۴-۱۲-۴- طرز استفاده از منحنی های IDF و DAD, TP.....
۵۵.....	فصل پنجم- تبخیر و تعرق.....
۵۵.....	۵-۱- مقدمه.....
۵۵.....	۵-۲- تبخیر و تعرق پتانسیل و واقعی.....
۵۵.....	۵-۴- اندازه گیری تبخیر.....
۵۶.....	۵-۴- اندازه گیری تبخیر و تعرق.....
۵۶.....	۵-۵- روش های برآورد تبخیر از سطح آزاد آب.....

۵۶.....	۵-۱-۵-۱- روش بیلان آب.....
۵۶.....	۵-۲-۵-۲- روش بیلان انرژی.....
۵۸.....	۵-۴-۵-۴- فرمول‌های تجربی برآورد تبخیر از سطح آزاد آب.....
۵۹.....	۵-۱-۴-۵-۱- معادله دالتون.....
۵۹.....	۵-۲-۴-۵-۲- فرمول مایر.....
۶۰.....	۵-۴-۴-۵-۴- فرمول دفتر عمران امریکا.....
۶۰.....	۵-۴-۵-۴- تبخیر از سطح برف.....
۶۲.....	۶-۱-۱- تعاریف و واژه‌ها.....
۶۲.....	۶-۱-۱- نفوذ آب در خاک.....
۶۲.....	۶-۱-۲- میزان آبدوی.....
۶۲.....	۶-۱-۴- ظرفیت نفوذ.....
۶۲.....	۶-۱-۴- ارتفاع انبارش.....
۶۲.....	۶-۲- شرایط نفوذ در خاک.....
۶۲.....	۶-۲-۱- جریان در شرایط غیر انبارش.....
۶۲.....	۶-۲-۲- جریان در شرایط اشباع در سطح بالایی خاک.....
۶۳.....	۶-۲-۴- جریان در شرایط اشباع کامل عمق خاک.....
۶۳.....	۶-۳- اندازه گیری نفوذ.....
۶۳.....	۶-۴- معادلات نفوذ.....
۶۳.....	۶-۴-۱- معادله هورتن.....
۶۵.....	۶-۴-۲- معادله نفوذ فیلیپ.....
۶۶.....	۶-۴-۴- معادله گرین - امپت.....
۶۷.....	۶-۴-۴- زمان انبارش.....
۶۷.....	۶-۴-۴- محاسبه شدت نفوذ.....
۶۹.....	۶-۴-۴- سایر معادلات نفوذ مورد استفاده در هیدرولوژی.....
۷۰.....	۶-۵- شاخص های نفوذ.....
۷۰.....	۶-۵-۱- شاخص فی.....
۷۳.....	۶-۵-۲- شاخص W (W-Index).....
۷۵.....	فصل هفتم: هیدرومتری و رسوب سنجی.....
۷۵.....	۷-۱- تعریف.....
۷۵.....	۷-۲- اندازه گیری آب های ساکن.....
۷۵.....	۷-۳- اندازه گیری آب های جاری.....
۷۶.....	۷-۴- محاسبه دبی جریان آب.....
۷۶.....	۷-۴-۱- تعیین سرعت متوسط.....
۷۷.....	۷-۴-۲- محاسبه دبی.....
۷۹.....	۷-۴-۳- اندازه گیری دبی با استفاده از سازه ها و فلوم ها برای جریان های کوچک.....
۸۲.....	فصل هشتم: آبهای زیرزمینی.....
۸۲.....	۸-۱- آب زیرزمینی و لایه آبدار.....
۸۳.....	۸-۲- لایه آبدار و مشخصات آن.....
۸۳.....	۸-۲-۱- لایه آبدار.....
۸۴.....	۸-۲-۱-۳- سنگهای آتشفشانی.....
۸۴.....	۸-۲-۲- انواع لایه های آبدار.....
۸۴.....	۸-۲-۲-۱- لایه آبدار آزاد.....
۸۵.....	۸-۲-۲-۲- لایه آبدار تحت فشار.....
۸۵.....	۸-۳- لایه آبدار ایده آل.....
۸۶.....	۸-۴- انتشار آب در لایه آبدار.....
۸۶.....	۸-۴-۱- منطقه تهویه در لایه آبدار.....
۸۶.....	۸-۴-۲- منطقه اشباع لایه آبدار.....

۸۷	۴-۸-حرکت آبهای زیر زمینی
۸۷	۱-۴-۸-قانون داریسی
۸۷	۲-۴-۸-ضرایب هیدرودینامیک سفره ها
۸۷	۱-۲-۴-۸-هدایت هیدرولیکی
۸۷	۲-۲-۴-۸-آبدهی ویژه
۸۹	۳-۲-۴-۸-ضریب آبگذری
۸۹	۳-۴-۸-لایه آبدار ایده آل
۸۹	۴-۴-۸-جریان پایدار یک بعدی آب زیرزمینی
۹۱	۲-۴-۴-۸-جریان پایدار در لایه آزاد
۹۳	۵-۴-۸-چاه ها و هیدرولیک آنها
۹۳	۱-۵-۴-۸-چاه
۹۳	۲-۵-۴-۸-مخروط افت
۹۵	۴-۵-۴-۱۳-هیدرولیک چاه در جریان ماندگار
۱۰۲	فصل نهم: رواناب سطحی
۱۰۲	۱-۹-کلیات
۱۰۳	۲-۹-ارتفاع رواناب
۱۰۳	۱-۲-۹-ضریب رواناب
۱۰۵	۲-۲-۹-روش حفاظت منابع طبیعی آمریکا
۱۱۲	۴-۹-تخمین آبدهی ماهانه و سالانه حوضه
۱۱۲	۱-۴-۹-تخمین آبدهی با فرمول خوسلا
۱۱۳	۲-۴-۹-تخمین آبدهی با روش جاستین
۱۱۵	فصل دهم: برآورد سیلاب و روندیابی آن
۱۱۵	۱-۱۰-سیلاب طرح
۱۱۵	۲-۱۰-روش های برآورد سیلاب
۱۱۵	۱-۲-۱۰-روش استدلالی
۱۱۶	۲-۲-۱۰-روش مدت-مساحت
۱۱۹	۴-۱۰-هیدروگراف سیلاب
۱۲۵	۴-۱۰-تفکیک مؤلفه های هیدروگراف سیلاب
۱۲۹	۵-۱۰-منحنی تداوم جریان
۱۳۱	۶-۱۰-روندیابی سیلاب
۱۳۳	۷-۱۰-روشهای روندیابی
۱۳۵	۱-۷-۱۰-روشهای روندیابی هیدرولیکی
۱۳۵	۲-۷-۱۰-روشهای روندیابی هیدرولوژیکی
۱۴۶	فصل یازدهم: هیدروگراف واحد
۱۴۶	۱-۱۱-تعریف هیدروگراف واحد
۱۴۶	۲-۱۱-هیدروگراف واحد طبیعی
۱۴۶	۱-۲-۱۱-طرز تهیه هیدروگراف واحد حاصل از یک رگبار منفرد
۱۴۷	۳-۱۱-هیدروگراف واحد مصنوعی
۱۴۸	۱-۳-۱۱-هیدروگراف واحد مصنوعی اشنایدر
۱۴۹	۲-۳-۱۱-هیدروگراف واحد مصنوعی بی بعد مثلثی
۱۵۱	۴-۱۱-تعیین هیدروگراف واحد با تداومهای مختلف
۱۵۴	۵-۱۱-تهیه هیدروگراف سیلاب و دبی اوج آن با استفاده از هیدروگراف واحد
۱۵۷	فصل دوازدهم: آمار و احتمالات در هیدرولوژی
۱۵۷	۱-۱۲-انواع متغیرها در هیدرولوژی
۱۵۷	۲-۱۲-مشخصات آماری داده های
۱۵۸	۴-۱۲-معیارهای پراکندگی
۱۵۸	۴-۱۲-نمایش داده ها

۱۵۸	۱۲-۵- احتمال تجربی وقوع داده ها
۱۵۹	۱۲-۶- ضریب فراوانی
۱۵۹	۱۲-۷- فراوانی وقوع
۱۵۹	۱۲-۳- توابع احتمالات
۱۵۹	۱۲-۹- کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی
۱۵۹	۱۲-۱- توزیع های تئوری احتمالاتی
۱۶۱	۱۲-۱۰- تحلیل فراوانی وقوع رویدادهای هیدرولوژیکی
۱۶۱	۱۲-۱۰-۱- آزمون های اولیه داده های هیدرولوژی
۱۶۱	۱۲-۱۰-۲- تحلیل فراوانی داده ها با برازش با توزیع های احتمالاتی
۱۶۴	۱۲-۱۱- تحلیل خطر یا ریسک
۱۶۴	۱۲-۱۲- آشنایی با نمودارها و جداول مورد استفاده در هیدرولوژی
۱۷۰	منابع مورد استفاده

فصل اول: معرفی هیدرولوژی

۱-۱- هیدرولوژی و شاخه‌های مختلف آن

هیدرولوژی یا آب شناسی به معنی وسیع کلمه علم مطالعه آب است که در مورد پیدایش، ویژگی‌های و نحوه توزیع آب، در طبیعت بحث می‌کند. واژه هیدرولوژی از نظر عملی به مطالعه نحوه پیدایش آبهای موجود در کره زمین و گردش آن در طبیعت و تحولات آن در سطح زمین و بین لایه‌های خاک و در سه حالت مایع، جامد، بخار اتلاق می‌شود. در این علم خواص فیزیکی و شیمیایی و واکنش‌های آب با محیط و رابطه متقابل آن نسبت موجودات زنده نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. این علم با شاخه‌های دیگر علوم نظیر هواشناسی، اقلیم شناسی، اقیانوس شناسی، زمین شناسی، خاک شناسی، آمار و احتمالات و مکانیک سیالات و هیدرولیک ارتباط دارد. بدلیل گستردگی موضوع مسائل هیدرولوژی، این علم به شاخه‌های متعددی تبدیل شده است که رشته‌های آن رامی‌توان به صورت زیر بیان کرد:

- ۱- هیدرومتئولوژی: هیدرومتئولوژی^۱ یا آب-هواشناسی
- ۲- هیدروکلیماتولوژی یا اقلیم-هیدرولوژی
- ۳- هیدرولوژی آبهای سطحی
- ۴- هیدرولوژی آبهای زیرزمینی
- ۵- هیدرولوژی دریاچه‌ها
- ۶- هیدرولوژی رودخانه‌ها
- ۷- یخ شناسی یا کریولوژی^۲
- ۸- اقیانوس شناسی^۳
- ۹- اقیانوس سنجی^۴
- ۱۰- هیدرومتری یا آب سنجی^۵
- ۱۱- هیدروگرافی^۶
- ۱۲- هیدرولوژی مهندسی^۷ یا کاربردی^۸

۱-۲- کاربردهای هیدرولوژی در مهندسی

مطالعه دقیق هیدرولوژی در موقع تهیه بسیاری از طرح‌های عمرانی و بهره‌برداری درست از منابع آب و پیش بینی طغیان سیلاب‌ها ضروری است. پروژه‌های عمرانی راه، که در تهیه آنها مطالعات هیدرولوژی ضروری است، می‌توان به شرح زیر بر شمرد:

- ۱- طراحی سازه‌های آبی مانند سدها، شبکه‌های آبرسانی، کانال‌های جمع‌آوری فاضلاب، بنادر و اسکله‌ها
- ۲- طرح‌های کنترل سیلاب در دشت‌ها و مدیریت کاهش خسارات سیل
- ۳- پل سازی و طراحی ابعاد آبگذرها و آبروهای کنار جاده‌ها
- ۴- پروژه‌های برق-آبی
- ۵- مهندسی رودخانه و مسائل کشتیرانی در رودخانه‌ها
- ۶- شبکه‌های آبیاری و زهکشی
- ۷- طرح‌های آبخیزداری و حفاظت خاک
- ۸- مهندسی محیط زیست و کنترل آلودگی آب
- ۹- مهندسی بهداشت محیط

¹ Hydrometeorology

² Cryology

³ Oceanology

⁴ Oceanography

⁵ Hydrometry

⁶ Hydrography

⁷ Engineering Hydrology

⁸ Applied hydrology

- ۱۰- پرورش آبیان (ماهی و میگو...)
- ۱۱- ایجاد تفرجگاهها و سالم سازی محیط

برای انجام مطالعات هیدرولوژی معمولاً از روش‌های مختلفی، که در علوم وجود دارد، استفاده می‌شود و لذا بسته به اینکه تحلیل یا تفسیر داده‌های هیدرولوژی با چه روشی صورت می‌گیرد هیدرولوژی به زیر شاخه‌هایی زیر تقسیم شده است.

- هیدرولوژی آماری^۹
- هیدرولوژی استکاستیک(احتمالاتی تصادفی)^{۱۰}
- هیدرولوژی ریاضی^{۱۱}
- هیدرولوژی تجربی^{۱۲}
- هیدرولوژی عددی^{۱۳}
- هیدرولوژی سیستمی^{۱۴}
- هیدرولوژی عملیاتی^{۱۵}

۱-۳- تاریخچه علم هیدرولوژی

اگر چه علم هیدرولوژی به مفهوم تخصصی کلمه از علوم نسبتاً جوان بحساب می‌آید اما می‌توان ادعا کرد که از همان ابتدای زندگی اجتماعی بشر به طور مستقیم در ارتباط با فعالیت‌های بشری بوده است. به همین دلیل است که اقوام مختلف دارای دانش بومی غنی در رابطه با مسائل آب هستند.

زمان اجرای نخستین پروژه‌های هیدرولیکی و آب بدرستی مشخص نیست اما شواهد تاریخی در مصر باستان نشان می‌دهد که در حدود ۳۲۰۰ سال قبل از میلاد مسیح کانال‌های آبیاری وجود داشته است. بعد از آن در ۳۰۰۰ سال پیش از میلاد یک سد انحرافی برای تغییر جهت جریان رودخانه و بعدها در سال ۲۸۵۰ پیش از میلاد احداث سد کفرا در چند مایلی جنوب قاهره ساخته شده است. وجود آثار مربوط به سدهای متعدد سنگی و خاکی، کانال‌های آبیاری در اقصی نقاط جهان و مهمتر از همه وجود قنات‌های بسیار در ایران و سایر کشورها در آسیا و شمال آفریقا حکایت از وجود دانش هیدرولوژی به عنوان اولین مطالعات و شناخت در یافتن معیارهای طراحی سازه‌ها می‌باشد.

تا جایی که تاریخ نشان می‌دهد اولین امپراتوری جهان در نواحی جنوبی بین النهرین توسط یک نفر از ساکنین کیش بنام آکاد (Akkad) بنیان گذاری شد، که بعدها این امپراتوری بدلیل خشکسالی طولانی (حدود ۳۰۰ سال) نابود شد و بعدها در این منطقه تمدن‌های دیگری بوجود آمد.

احداث کانال‌های آبیاری و سدهای متعدد سنگی در کشورهای سوریه، یمن و شمال آفریقا (در سالهای ۱۳۰۰ تا ۱۰۵۰ پیش از میلاد) فرمان پادشاهی سارگون در کنار دریاچه ارومیه (۷۰۵ پیش از میلاد) و هخامنشان در ایران (۵۰۰ پیش از میلاد) بوده است. مطالعات هیدرولوژی در جنوب غربی ایران و بخصوص خوزستان در ۵۰۰ سال پیش از میلاد برای کنترل رودهای دجله، فرات و کارون انجام گرفته است.

احداث سدی بر روی روخانه مرغاب در فارس، در ۴۰۰ سال پیش از میلاد برای کنترل طغیان رودخانه و ذخیره سازی آبی تقسیم آب در منطقه و همینطور بند کوار بر روی رودخانه قره آقاج فارس از جمله دیگر رویدادهای تاریخی است که حکایت از مطالعات هیدرولوژی دارد.

بند میزان و مجموعه‌های که امروز به نام آبشارهای شوشتر موسوم است، احداث کانال گرگر (رودخانه امروزی گرگر)، احداث پل‌های متعدد در دوره ساسان در خوزستان و سایر مناطق نیز به نوعی حکایت از شناخت علم هیدرولوژی در این کشور دارد.

⁹ Statistic Hydrology

¹⁰ Stochastic Hydrology

¹¹ Mathematical Hydrology

¹² Empirical Hydrology

¹³ Numerical Hydrology

¹⁴ Systems Hydrology

¹⁵ Operations Hydrology

متاسفانه اطلاعات ما درباره تاریخ علم هیدرولوژی محدود به اطلاعاتی است که در نوشته‌های دانشمندان غرب آمده است. شواهد نشان می‌دهد که تا قبل از دوره رنسانس در مطالعات کمی هیدرولوژی پیشرفت‌های زیادی صورت نگرفته بود و از این دوره به بعد است که بتدریج جنبه‌های علمی و فنی این شاخه از علوم توسعه یافته است.

در این دوره با بیان نظرات لئوناردو داوینچی درباره سیکل هیدرولوژی جنبه‌های علمی و فنی هیدرولوژی به روی دانشمندان باز شده و می‌توان گفت که علم هیدرولوژی از قرن هفدهم میلادی با اندازه‌گیری‌هایی که پیر پرول^{۱۶} فرانسوی در مورد باران و دبی جریان در حوزه رودخانه سن انجام داد، آغاز شد و بعد از او آدمه ماریوت^{۱۷} با اندازه‌گیری سرعت، و سطح مقطع جریان، دبی جریان رودخانه سن در پاریس را اندازه‌گیری کرد و به روابط هیدرولوژی مهمی نیز دست یافت.



Edme Mariotte



Edme Mariotte

تصویر ۱-۱ ماریوت ۱۶۸۰-۱۶۰۳

در قرن هجدهم میلادی با ابداع وسایل اندازه‌گیری و بیان نظریه‌های مختلف مانند فرمول برنولی، شری و قوانین دالایر، هیدرولوژی به جنبه‌های کیفی و کمی سوق داده شد و شکوفایی خاصی پیدا کرد.

قرن نوزدهم قرن طلایی هیدرولوژی است زیرا در زمینه اندازه‌گیری آبهای سطحی و هیدرولوژی آبهای زیرزمینی پیشرفت‌های چشمگیری بوجود آمد. قانون دارسی، فرمول‌های دوپویی، فرمول فرانسین (در مورد سر ریزها) گانگیکه، کونه، مانینگ، دالتون و هزاران مورد دیگر ارایه شد. در اواخر قرن نوزدهم و حدود ۳۰ سال اول قرن بیستم با ایجاد موسسات تحقیقاتی و انجام پژوهش‌های دانشگاهی این علم پیشرفت‌های زیادی پیدا کرده است و امروزه صدها کتاب و مجلات علمی در این زمینه منتشر می‌شود و هر ساله کنفرانس‌های متعددی در ابعاد مختلف این رشته‌ها در اقصی نقاط جهان برگزار می‌شود.

۴-۱- گردش آب در طبیعت

هیدرولوژی از مفهوم گردش آب در طبیعت یا چرخه طبیعی آب یا سیکل هیدرولوژی نشأت می‌گیرد و لذا این مفهوم اهمیت بسیاری دارد. چرخه هیدرولوژی توسط دانشمندان مختلف کم و بیش یکسان تعریف شده و معمولاً به صورت شکل ساده (۱-۱) به تصویر کشیده شده است.

چرخه هیدرولوژی با تبخیر آب از سطح اقیانوس‌ها و دریاها و سطح زمین شروع می‌شود. بخار ایجاد شده به وسیله هوا و باد جابجا شده و در شرایط خاص بخار حاصله متراکم شده و به ابر تبدیل می‌شود و در شرایط مناسب ابرها به ریزش‌های جوی تبدیل می‌شود و به سمت زمین سقوط می‌کند.

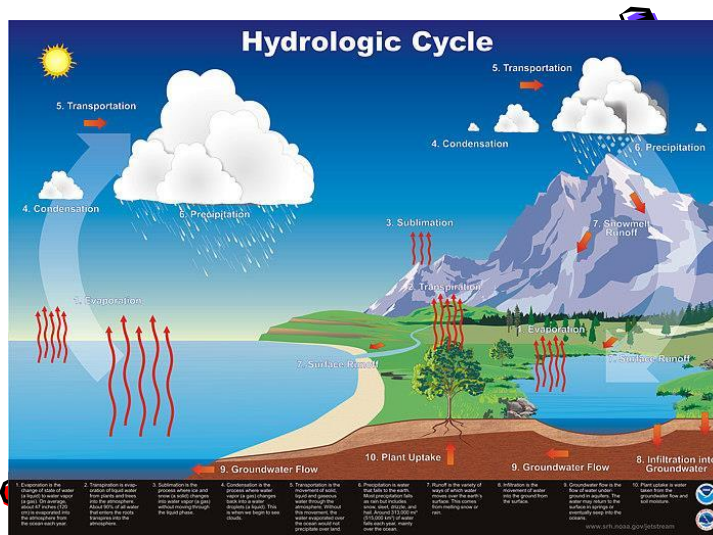
در این چرخه آبی، بخش زیادی از ریزش‌های جوی به طور موقت در سطح برگ پوشش گیاهی، سطح زمین و خاک ذخیره شده و سپس نفوذ و یا تبخیر و یا به صورت تعرق گیاهان به اتمسفر باز می‌گردد.

بخش دیگری بر روی سطح زمین جاری می‌شود و به جویبار، نهرها، آبراهه‌ها و سرانجام در رودخانه‌ها جاری می‌شود و عاقبت به اقیانوس‌ها و دریا و دریاچه‌ها و تالاب‌ها می‌ریزد. بخشی از نزولات که چه به صورت بارش مستقیم و چه از طریق رودخانه‌ها و دریاچه‌ها و تالاب‌ها به زمین نفوذ می‌کند، سبب افزایش رطوبت خاک و تغذیه آبهای زیر زمینی می‌شود. رطوبت خاک یا به صورت مستقیم تبخیر می‌شود و یا توسط گیاهان به صورت تعرق در می‌آید و به اتمسفر باز می‌گردد. آبهای سطحی و زیر زمین هم در یک فرایند طولانی چه به

^{۱۶} Pierre Perrault, 1603-1680

^{۱۷} Edme Mariotte, 1620-1682

صورت طبیعی از طریق چشمه‌ها و آب پایه رودخانه‌ها و یا از طریق پمپاژ چاه‌ها و قنوت، مجدد به صورت تبخیر و تعرق به جو باز می‌گردد و یا با اتصال به دریاها و اقیانوس‌ها به آنها باز می‌گردد.



شکل (۱-۱) مؤلفه های چرخه هیدرولوژیکی

به نظر چو^{۱۸} چرخه هیدرولوژی هسته مرکزی و نقطه عطف هیدرولوژی است. این چرخه، سیکلی بدون ابتدا و انتها است و اکثر فرآیندهای آن بطور پیوسته و دائم رخ می‌دهد و شامل مراحل مختلفی از تشکیل آب تا بازگشت به اتمسفر است. مرحله‌ای را که در این چرخه اتفاق می‌افتد به صورت خلاصه زیر می‌توان نشان داد:

- بخار و تشکیل ابر و سپس تراکم و تقطیر (Condensation)
- تشکیل بارش و نزولات جوی (Precipitation)
- گیرش یا برگاب (Interception)
- نفوذ (Infiltration)
- ذخیره گودالی یا بازداشت سطحی (Depression storage)
- روناب سطحی (Surface runoff)
- رطوبت خاک (Soil moisture)
- جریان بین لایه‌ای (Inter flow)
- نفوذ عمقی (Deep percolation)
- سفره‌های آب زیرزمینی (Ground water)
- تبخیر (Evaporation)
- تعرق (Transpiration)

جریان آب در این چرخه از لحاظ زمانی و مکانی متغیر است و به گونه‌ای که گاه باران‌های سیل آسائی اتفاق می‌افتد و جریان کانال‌های سطحی را به حداکثر ظرفیت خود می‌رساند و برعکس در مواقعی دیگر بقدری بارش کاهش می‌یابد که تصور می‌شود چرخه هیدرولوژی متوقف شده و یا ضعیف گردیده است و همین تغییرات است که سیل و خشکسالی را بدنبال دارد.

در هیدرولوژی نباید فقط بدنبال درک مفاهیم کمی و کیفی و اندازه‌گیری و برآوردها بود بلکه بایستی قادر به استخراج روابط بین مولفه‌های مختلف سیکل هیدرولوژی و عوامل موثر در هر یک از فرایندهای آن نیز بود تا بتوان با کشف چگونگی تکرار حالت‌های بحرانی پیش‌بینی رویدادهای هیدرولوژیکی و برنامه‌ریزی منابع آب و یا مقابله با حوادث طبیعی را بر اساس شناخت آن انجام داد.

¹⁸ V. T. Chow

۵-۱- بیلان یا موازنه آبی در چرخه هیدرولوژیکی

یکی از ویژگی‌های مهم آب در عدم تغییر ترکیب مولکولی آن می‌باشد و فقط در مراحل مختلف از شکلی به شکل دیگر (بخار، مایع، جامد) تبدیل می‌شود. به این ترتیب در مقیاس جهانی، آب ماده تجدید ناپذیر است. یعنی مقدار آب موجود در کره زمین همیشه ثابت است و آب یک سیستم بسته هیدرولوژیکی را در طول زمان طی می‌کند. چرخه هیدرولوژیکی در سه بخش مهم کره زمین یعنی:

۱- **اتمسفر** (سپهر) که هوای اطراف کره زمین را به ضخامت حدود ۱۴ کیلومتر تشکیل می‌دهد

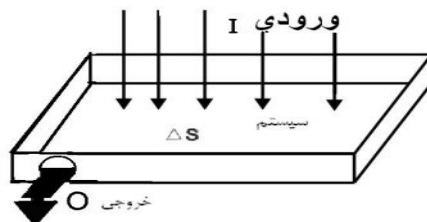
۲- **لیتوسفر** (سنگ سپهر) شامل پوشش سنگی و خاکی کره زمین به ضخامت حدود ۱ کیلومتر

۳- **هیدروسفر** (آب سپهر) یا آبهای موجود در کره زمین

هر یک از این بخش‌ها خود به صورت یک سیستم باز عمل می‌کند. برای بیان ارتباط بین این مولفه‌های هیدرولوژی از معادله بیلان آب استفاده می‌شود.

اگر یک سیستم ساده هیدرولوژیکی به صورت یک سطح مستوی (شکل ۱-۲) و با فرض شیب‌دار و غیر قابل نفوذ بودن در نظر گرفته شود، بین مقدار آب ورودی به آن (I) و خروجی از آن (O) و تغییرات ذخیره‌ای آب در آن dS رابطه پیوستگی زیر برقرار است.

$$dt \times I - dt \times O = dS \quad (1-1)$$

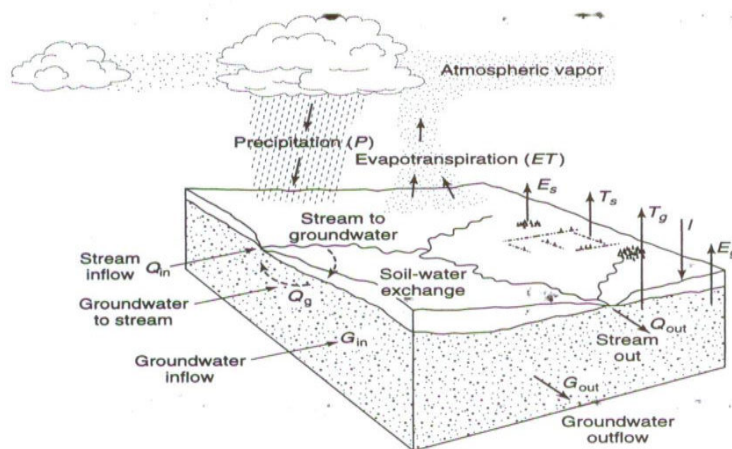


شکل ۱-۲ مدل ساده سیستم هیدرولوژیکی

معادله بالا در صورت در نظر گرفتن بعد زمان در آن به صورت زیر در می‌آید.

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2-1)$$

که در آن $\frac{dS}{dt}$ تغییرات ذخیره آب در سیستم در واحد زمان است این معادله به عنوان اساسی‌ترین معادله در هیدرولوژی و برای محاسبات موازنه آب یا بیلان آبی است. بر اساس این معادله بیلان هیدرولوژیکی را در یک حوزه آبریز (بعنوان یک سیستم باز) به شکل (۳-۱) می‌توان تعریف نمود.



شکل ۳-۱ سیستم باز هیدرولوژیکی

$$P + Q_{in} - Q_{out} + Q_g - E_s - T_s - I = \Delta S_s \quad (3-1) \quad \text{برای سیستم سطحی}$$

$$I + G_{in} - G_{out} - Q_g - E_g - T_g = \Delta S_s \quad (4-1) \quad \text{برای سیستم زیر زمینی}$$

$$(5-1) \quad \text{برای کل سیستم}$$

$$P - (Q_{out} - Q_{in}) - (G_{out} - G_{in}) - (E_s + E_g) - (T_s + T_g) = \Delta(S_g + S_s)$$

رابطه بالا به صورت خلاصه و برای جریان خالص به شکل زیر خواهد بود.

$$P - Q - G - E - T = \Delta S \quad (6-1)$$

در روابط بالا:

P بارش

Q_{in} جریان آب سطحی ورودی به سیستم Q_{out} جریان آب سطحی خروجی از سیستم

E_s تبخیر از آبهای سطحی E_g تبخیر از آبهای زیر زمینی

T_s تعرق از آبهای سطحی T_g تعرق از آبهای زیر زمینی

I نفوذ ΔS_s تغییرات ذخیره آبهای سطحی

ΔS_g تغییرات ذخیره آبهای زیر زمینی

Q_g جریان آب سطحی که به آب زیر زمینی وارد می‌شود و یا برعکس جریان آب زیر زمینی که به جریان آب سطحی وارد می‌شود.

G_{in} جریان ورودی به آب زیر زمینی G_{out} جریان خروجی از آب زیر زمینی

مثال ۴- بیلان آبی در سطح کره زمین با توجه به شکل (۱-۱) و بر اساس اندازه‌گیری فازه‌ای مختلف هیدرولوژیکی که تا کنون گزارش شده است به صورت زیر خواهد بود:

* روزانه ۱۱۶۸ کیلومتر مکعب به صورت برف، باران و تگرگ بر روی کره زمین نازل می‌شود از این مقدار ۸۷۶ کیلومتر مکعب مستقیماً روی سطح آبها (P_o) ۲۹۲ کیلومتر مکعب به سطح خشکی‌ها (P_L) وارد می‌شود. از مجموع بارندگی نازل شده در سطح کره زمین ۸۳ کیلومتر مکعب جریان سطحی (Q) و ۱ کیلومتر مکعب آب زیر زمینی است. بر اساس نتایج بدست آمده روزانه ۱۱۶۸ کیلومتر مکعب آب از سطح کره زمین تبخیر می‌شود که از این مقدار ۹۶۰ کیلومتر مکعب مستقیماً از سطح آبها (E_o) و ۲۰۸ کیلومتر مکعب از سطح زمین و گیاهان (E_T) به اتمسفر باز می‌گردد.

* حل: موازنه آبی برای کره زمین در یک روز به صورت زیر می‌باشد:

$$1 - \text{موازنه در اتمسفر کره زمین}$$

$$\Delta V_a = E_o + E_{T_L} - P_o - P_L$$

$$\Delta V_a = 960 + 208 - 876 - 292 = 0$$

که در آن ΔV_a تغییرات حجم آب در یک روز در اتمسفر زمین می‌باشد.

$$2 - \text{موازنه آب در سطح آبهای کره زمین (اقیانوس‌ها، دریاها و دریاچه‌ها)}$$

$$\Delta V_o = P_o + Q_L + G_L - E_o$$

$$\Delta V_o = 876 + 83 + 1 - 960 = 0$$

که در آن ΔV_o تغییرات حجم آب در یک روز در آبهای کره زمین می‌باشد.

$$3 - \text{موازنه آبی در خشکی‌های کره زمین}$$

$$\Delta V_L = P_L - E_{T_L} - O_L - G_L \Rightarrow \Delta V_L = 292 - 83 - 1 - 208 = 0$$

که در آن ΔV_L تغییرات حجم آب در یک روز در خشکی‌های کره زمین می‌باشد

موازنه آبی را می‌توان برای کره زمین شامل آبهای سطح زمین و آبهای زیر زمینی به صورت کلی نوشت

$$P_o + P_L - E_o - E_{T_L} = 0 \Rightarrow 292 + 876 - 960 - 208 = 0$$

بررسی نسبت سه مؤلفه مهم یعنی رواناب سطحی، تبخیر و تعرق و جریان آبهای زیرزمینی به کل بارش دریافتی به سطح زمین نشان می‌دهد که حدود ۳۰٪ از بارندگی به رواناب سطحی، حدود ۶۰٪ به تبخیر و حدود ۱۰٪ به سفره‌های زیر زمینی تبدیل می‌شود.

مثال ۲- دریاچه یک سد به طور متوسط ۱۵۰۰ هکتار است اگر مقدار تبخیر سالانه از سطح دریاچه ۲۴۰ سانتی متر باشد. هر روز چند هکتار- متر آب از سطح این دریاچه تبخیر می‌شود.
حل: مقدار تبخیر در سال برابر است با:

$$\text{هکتار- متر} = 3600 = \text{هکتار سانتیمتر} = 1500 \times 240 = 360000 \text{ حجم آب تبخیر شده}$$

$$\text{هکتار- متر} = 9.863 = 3600/365 = \text{متوسط تبخیر روزانه}$$

۱-۶- موجودی آب کره زمین

مقدار آب موجود در کره زمین توسط محققین مختلف برآورد شده است. نتایج این برآوردها متفاوت بوده اما همه آنها نشانگر ثابت ماندن نسبی این مقدار در طول زمان است. بر اساس تحقیقات لاولیچ مقدار حجم آب موجود در کره زمین بالغ بر $1.0^3 \times 1458643$ کیلومتر مکعب برآورد شده است که طبق جدول (۱-۱) این حجم آب در بخش‌های مختلف کره زمین متمرکز شده است.

جدول ۱-۱ مقادیر آب در کره زمین

محل تجمع	حجم آب 10^3 km^3	درصد نسبت به کل آب موجود در جهان
اقیانوسها	۱۳۷۳۲۳	۹۳/۹۳
منابع آب زیر زمینی	۶۸۰۰۰	۴/۴۰
لایه‌های یخ و یخچال‌ها	۲۴۰۰۰	۱/۶۵
دریاچه‌ها	۲۳۰	۱/۰۱۶
رطوبت خاک	۷۵	۰/۰۰۵
آب موجود در اتمسفر	۱۴	۰/۰۰۱
رودخانه‌ها	۱/۲	۰/۰۰۰۱
جمع کل	۱۴۵۸۶۴۳	۱۰۰

همانگونه که جدول (۱-۱) نشان می‌دهد بخش اعظم آب موجود در کره زمین در اقیانوس‌ها متمرکز است. اگر چه آب اقیانوس‌ها منبع اصلی تأمین بخار آب برای تشکیل ابر و ریزش‌های جوی به حساب می‌آید اما این آبها به دلیل شوری بسیار زیاد (۳ تا ۴ گرم نمک در هر لیتر) از لحاظ کیفی برای مصارف گوناگون قابل استفاده نمی‌باشد.

حجم آب شیرین در کره زمین در مقایسه با آب شور بسیار ناچیز بوده و در حدود $1.0^3 \times 40$ متر مکعب برآورد شده است که از این مقدار حدود ۷۵ درصد به صورت برف و یخ در قطب‌ها، ۲۴ درصد سفره‌های آب زیرزمینی، ۰/۳ درصد در دریاچه‌های آب شیرین، ۰/۰۶ درصد رطوبت در خاک ۳۴٪ درصد بخار آب در هوا و ۰/۳ درصد در رودخانه وجود دارد. بنابراین در صورت در نظر گرفتن آبهای موجود در قطب‌ها، انسان فقط به کمتر از یک درصد از منابع آب کره زمین دسترسی دارد. این مقدار ناچیز دارای توزیع زمانی و مکانی بسیار نامناسب در سطح کره زمین می‌باشد. جدول (۲-۱) وضعیت بیلان آبی در حوضه‌های شش‌گانه کشور را نشان می‌دهد. شکل (۱-۴) نیز وضعیت بیلان آبی کشور را نشان می‌دهد.

قاره آسیا با وسعتی بیش از ۵ برابر قاره اروپا بارندگی آن کمتر از قاره اروپا می‌باشد و این مقدار بارندگی تقریباً بطور کامل در دو فصل پاییز و زمستان نازل می‌شود، در حالی که در قاره اروپا بارندگی در تمام فصول سال ادامه می‌یابد.

جدول (۳-۱) مشخصات حوزه‌های اصلی و بیلان هیدرولوژیکی کشور [۶].

حوضه آبریز	کد	وسعت (Km ²)				حجم متوسط سالانه (MCM)	
		کل	کوهستان	دشت	بارش	تبخیر و تعرق	جریان سطحی
دریای مازندران	۱	۱۷۳۷۳۰	۱۳۱۵۸۴	۴۲۱۴۶	۸۴۱۹۰	۶۱۲۵۳	۲۲۹۷۳
دریاچه ارومیه	۲	۴۱۹۸۰۲	۳۰۳۱۵۵	۱۱۶۶۴۷	۱۵۳۸۲۰	۹۶۶۲۳	۵۷۱۹۷
خلیج فارس	۳	۵۱۸۶۶	۳۵۱۴۷	۱۶۷۱۹	۲۲۳۰۰	۱۵۵۷۰	۶۷۳۰
مرکزی	۴	۸۵۱۱۲۶	۳۹۵۰۸۸	۴۵۶۰۳۸	۱۲۷۵۱۰	۱۰۱۰۱۸	۲۶۴۹۲
هامون	۵	۱۰۷۳۶۹	۵۴۸۵۹	۵۲۵۱۰	۱۳۴۸۰	۱۱۹۳۴	۱۵۴۶
سرخس	۶	۴۴۱۷۰	۲۹۷۱۲	۱۴۳۹۵	۱۱۸۶۰	۹۷۲۸	۲۱۳۲
کل کشور		۱۶۴۸۰۰۰	۹۴۹۵۴۵	۶۹۸۴۵۵	۴۱۳۱۶۰	۲۹۶۱۲۶	۱۱۷۰۳۴



شکل ۳-۱-۴- بیلان آبی در ایران

فصل دوم: آب و هوا و ریزش های جوی

۱-۲- مقدمه

ویژگی های هیدرولوژیکی هر ناحیه ای به عوامل هواشناسی آن ناحیه بستگی دارد که خود از روی موقعیت جغرافیایی و وضعیت زمین شناسی هر منطقه تعیین می گردد. به همین دلیل قبل از ورود به مباحث هیدرولوژی ضرورت دارد که با عوامل آب و هوایی آشنائی حاصل شود.

برای هیدرولوژیست ها و افرادی که می خواهند مطالعات هیدرولوژی را انجام دهند آشنایی با عوامل آب و هوایی که مبنای پایه برای علم هیدرولوژی است، بسیار ضروری است و گرنه نمی توان با ارقام و اعدادی که در محاسبات بدست می آید، قضاوت کارشناسی درستی روی داده ها و نتایج بدست آمده از آن انجام داد.

هواشناسی علم دامنه دار و گسترده ای است و اهمیت آن در زندگی روزمره بشری بخوبی مشخص شده است و خوشبختانه امروزه در استفاده از تکنیک های پیشرفته ای نظیر انواع سنجنده های نصب شده بر روی ماهواره های شناسائی منابع زمینی و هواشناسی بخوبی بهره مند است.

از هواشناسی نه تنها در طرح های مسائل آبی استفاده می شود بلکه در امور ناوبری هواپیماها، کشتی های اقیانوس پیما، کشاورزی و پیش بینی آب و هوای مناطق مختلف استفاده می گردد. پیش بینی های مربوط به سیل و خشکسالی و توفانها هر ساله موجب نجات جان میلیونها انسان و کاهش خسارات مالی به آنها می گردد. مباحث مهمی که از علم هواشناسی که در هیدرولوژی کاربرد می یابد، مورد استفاده قرار می گیرند زیر را می توان بصورت زیر ذکر نمود:

۱- مقدار و توزیع بارندگی

۲- ریزش برف و یخبندان

۳- اثر باد روی درجه حرارت، رطوبت هوا و ذوب برف

۴- تعیین شرایط محتمل برای حداکثر بارش

۵- شرایط لازم برای ذوب برف

به منظور شناخت اولیه عوامل آب و هوایی ضروری است پارامترهای آن را که شامل اتمسفر، تشعشعات خورشیدی، درجه حرارت، توزیع عددی حرارت در اتمسفر، رطوبت هوا و میدان فشار و باد شناسایی شود و چگونگی اندازه گیری و ارتباط آن با عوامل هیدرولوژیکی بررسی گردد.

۲-۲- ساختمان جو اطراف زمین

از نقطه نظر هیدرولوژیکی جو به لایه ای از هوا گفته می شود که پیرامون کره زمین را فرا گرفته است و تحولات هیدرولوژیکی از جمله سیکل هیدرولوژیکی در آن اتفاق می افتد. ضخامت این لایه در هوا حدود ۳۰ تا ۴۰ کیلومتر است.

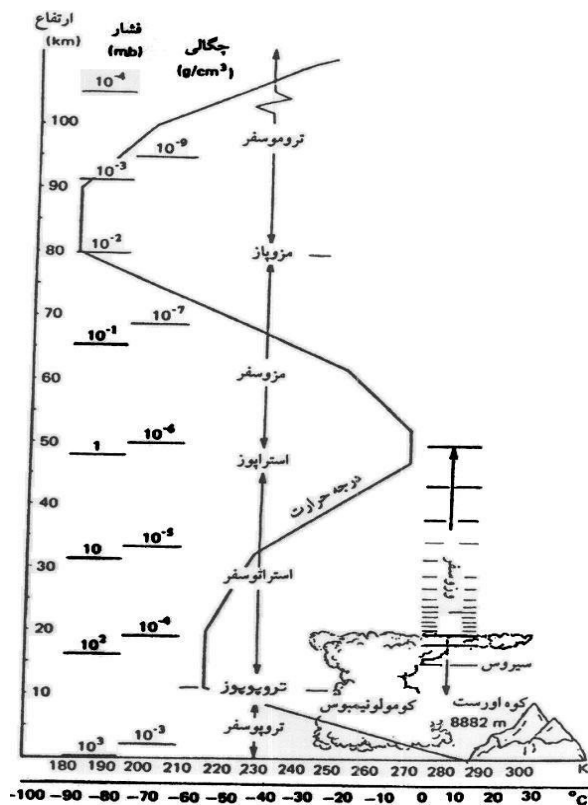
اتمسف کره زمین در شرایط فشار معمولی ۷۶۰ میلی متر جیوه جرمی حدود ۱۰ تن در هر مترمربع سطح زمین دارد و وزن کل آن حدود 5×10^{15} تن می باشد. ساختار اتمسفر با توجه به فشار و درجه حرارت در شکل (۱-۲) نشان داده شده است.

جو یا اتمسفر زمین تا ارتفاع حدود ۱۱۰ کیلومتری از چهار بخش زیر و از پائین به بالا تشکیل شده است.

بخش بالا	تروموسفر	Tromosphere	تا ۹۰ و ۹۰ کیلومتر به بالا
	مزوسفر	Mesosphere	حدود تا ۸۰ کیلومتری
	استراتوسفر	Stratosphere	حدود تا ۴۰ کیلومتری
بخش پایین	تروپوسفر	Troposphere	حدود تا ۲۰ کیلومتری

مرز بخش های چهارگانه نیز بوسیله لایه های مزوپاز، استراپوز، تروپوپوز از هم مشخص می شود. از نظر هیدرولوژی فقط لایه تروپوسفر به ضخامت حدود ۱۰-۱۴ کیلومتر حائز اهمیت است چون تغییرات دما و جابجائی بخار آب و در واقع چرخه طبیعی آب یا سیکل هیدرولوژی در این بخش از اتمسفر اتفاق می افتد و در حدود ۷۵ درصد از وزن اتمسفر هم در همین لایه متمرکز است.

اتمسف کره زمین گازهای مختلفی را در بر گرفته است. ترکیب حجمی این گازها طبق جدول (۱-۲) به گونه ای که حدود ۷۸/۰۹ درصد آنرا ازت و ۲۰/۹۵٪ را گاز اکسیژن تشکیل می دهد مابقی را نیز گازهای دیگری مثل آرگن، گاز کربنیک، نتون و هلیوم، گریتون، هیدروژن، کزنون، ازت و رادون شامل می شود.



شکل (۱-۲) ساختار اتمسفر

جدول (۱-۲) ترکیب گازهای اتمسفر

عناصر متغیر		عناصر دائمی و مهم	
درصد حجمی	نوع گاز	درصد حجمی	نوع گاز
0.5×10^{-4}	اکسید ازت	۷۸/۰۸۴	ازت
6×10^{-13}	رادون	۲۰/۹۴۶	اکسیژن
کمتر از ۴	بخار آب	۰/۹۳۴	آرگن
کمتر از 0.07×10^{-4}	اوزن	۰/۰۳۳-۰/۱	گاز کربنیک
کمتر از 1×10^{-4}	ایندوبه سولفور	$18/18 \times 10^{-4}$	نتون
کمتر از 0.2×10^{-4}	اکسید ازت	$5/24 \times 10^{-4}$	هلیوم
خیلی کم و ناچیز	آمونیم	$1/14 \times 10^{-4}$	کریپتون
کمتر از 0.2×10^{-4}	اکسید کربن	0.087×10^{-4}	گاز نتون
کمتر از 10^{-5}	ذرات معلق خاک و xxx	0.5×10^{-4}	هیدروژن
کمتر از ۱	آب به صورت مایع و جامد	$2/0 \times 10^{-4}$	متان

گاز کربنیک بامقدار کم و ناچیز خود نقش بسیار مهمی را در جذب اشعه‌های گرمای خورشیدی دارد و از نظر هواشناسان اهمیت زیادی دارد. مقدار کل گاز کربنیک در جو، دریاها و سوخت فسیلی به حدود $172/300$ میلیارد تن برآورد شده است. افزایش مقدار این گاز در

جو به دلیل سوخت‌های فسیلی و چوب و غیره موجب بر هم خوردن تعادل حرارتی در سطح کره زمین شده و به دنبال آن مسئله تغییر اقلیم را در پی داشته است. لایه اوزن هم اگر چه مقدار آن در جو کم است اما نقش زیادی در جذب پرتوهای مخرب در سطح زمین را دارد.

۴-۲- تابش خورشید

توزیع تشعشعات خورشیدی در اتمسفر زمین و اطراف آن باعث توزیع غیریکنواخت گرما شده و محرکه اصلی اکثر پدیده های هیدرولوژی و هواشناسی است. به عبارتی نیروی که باعث چرخه آبی یا سیکل هیدرولوژیک می شود انرژی خود را از خورشید دریافت می کند و در حقیقت کلیه جریان های موجود در زمین بیشتر بستگی به میزان تابش خورشید دارد. البته سایر منابع حرارتی در زمین مانند ژئوترمال و یا انرژی حاصل از سوخت مواد فسیلی و امثال آن نقش دوم را در این زمینه دارند.

میزان انرژی خورشیدی در هر دقیقه در حدود $10^{26} \times 56$ کالری بر آورد می شود. نور خورشید به دو صورت سبب گرم کردن کره زمین می شود. یکی با تشعشع های نوری با طول موج کوتاه و دیگری با طول موج بلند.

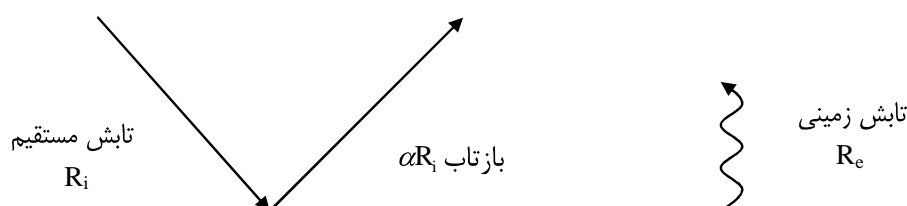
بیان انرژی ورودی به زمین و بازتاب آن توسط زمین در هیدرولوژی اهمیت زیادی دارد. وقتی تابش خورشید به سطح زمین بر خورد می کند دو حالت پیش می آید یا جذب می شود و یا منعکس می گردد. تابش منعکس شده را بازتاب یا (Albedo) آلیبدو می گویند تشعشعات خورشیدی در طیف وسیعی از طول موج صورت می گیرد. طول موج بر حسب میکرومتر (یک میلیون متر)، و یا انگستروم (10^{-10} متر) بیان می شود. به طور کلی این تشعشعات با توجه به طول موج در سه طیف ماوراء بنفش، مرئی و مادون قرمز طبقه بندی می شود. بیشترین انرژی تابش خورشیدی حدود ۹۹ درصد در محدوده طول موج کوتاه بین ۰/۴ تا ۰/۸ میکرومتر و یا طیف مرئی صورت می گیرد. از مجموع تابش های خورشیدی مقدار ۲۳ درصد در منطقه طیف مادون قرمز و ۶۸ درصد در منطقه قابل رویت و ۹ درصد در محدوده ماوراء بنفش قرار دارد.

طول موج ماوراء بنفش در محدوده ۰/۲۵ تا ۰/۴ میکرون

طول موج مرئی در محدوده ۰/۴ تا نزدیک به ۰/۹ میکرون

طول موج بلند در محدوده ۰/۹ تا ۱۰ میکرون

مقدار انعکاس تابش خورشیدی به طبیعت محیطی که اشعه وارد آن می شود بستگی دارد و با ضریب آلیبدو (α) مشخص می شود مقدار این ضریب بین صفر و ۱ می باشد مثلاً آب عمیق بیشترین مقدار تابش خورشید را جذب می کند و ضریب بازتاب آن خیلی کم و حدود ۰/۰۶ است ولی برف تازه بیشترین تابش خورشیدی را منعکس می کند و α آن حدود ۰/۹ می باشد. شکل (۲-۱) بیان تابش خورشیدی را در سطح زمین نشان می دهد.



شکل (۲-۱) بیان تابش خورشید در سطح زمین

مقدار تابش خورشیدی در زمین در هر لحظه برابر با اختلاف تابش جذب شده $(1-\alpha)R_i$ و تابش ساطع شده از زمین است یعنی:

$$R_n = R_i(1-\alpha) - R_e \quad (1-2)$$

که در آن:

R_i تابش مستقیم ورودی به زمین

R_n تابش خالص در زمین

R_e تابش زمینی که از زمین ساطع می شود.

α ضریب آلیبدو

در ادامه این فصل مواردی به شرح زیر بررسی می شود

۴-۲- شدت تابش

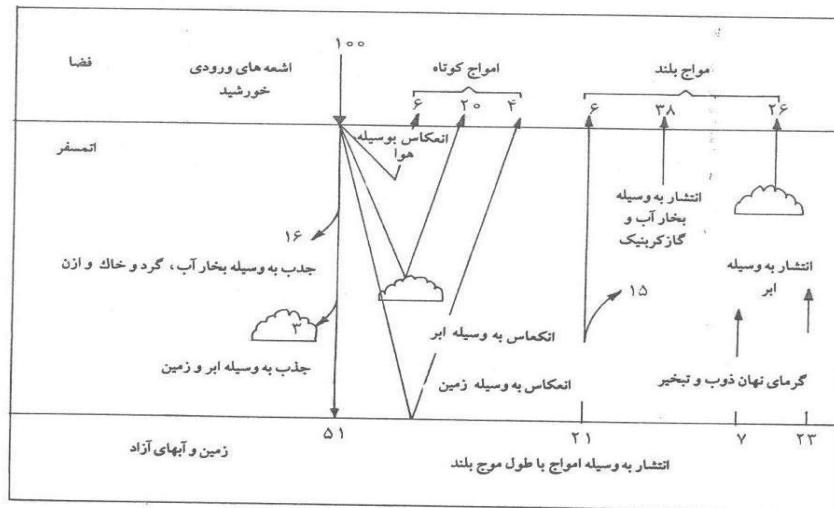
انتقال حرارت خورشیدی از طریق تابش صورت می‌گیرد. سطح خورشید دارای دمای حدود ۵۷۹۳ درجه کلوین است و از خود اشعه حرارتی ساطع می‌کند که در فضای اطراف آن پراکنده می‌شود. تابش خورشیدی در تمام طیف خود از نوع الکترومغناطیسی است و به عقیده ماکس پلانک به شکل موجی یا سینوسی نسبت به هم انتقال می‌یابد.

۵-۲- انعکاس و انتشار

ضریب بازتاب (آلیبدو) قسمتی از تابش‌های ورودی به زمین را که به اتمسفر باز می‌گرداند، نشان می‌دهد.

۶-۲- بیلان تابش در سطح زمین

شدت تابش خورشیدی که به اتمسفر می‌رسد توسط سه عامل انتشار در اتمسفر، جذب توسط ابرها و زاویه تابش ورودی (که خود تابع عرض جغرافیائی، فصل و ساعت تابش در روز است) قبل از رسیدن به سطح زمین کاهش می‌یابد. بر اساس میانگین سالانه مولفه‌ها مختلف بیلان حرارتی زمین و اتمسفر مطابق شکل (۳-۲) می‌باشد.

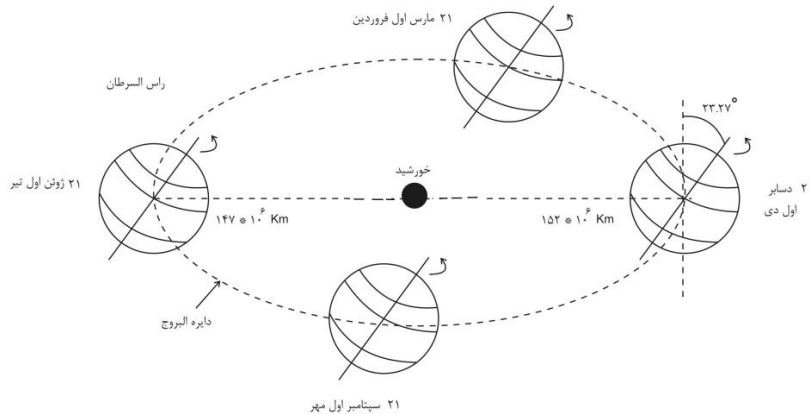


شکل (۳-۲) مؤلفه‌های بیلان حرارتی زمین و اتمسفر

همانگونه که ملاحظه می‌شود حدود نیمی از تابش‌های خورشید (۵۱ واحد) به زمین می‌رسد و جذب می‌شود. و حدود ۱۹٪ جذب مواد در اتمسفر شده و ۳۰ درصد منعکس می‌شود. از این مقدار ۲۱ واحد با طول موج بلند خارج می‌شود ۲۳ واحد حرف تبخیر آب و به صورت شار گرمای نهال تبخیر به اتمسفر برمی‌گردد. ۷ واحد به صورت شار گرمای ویژه صرف گرم کردن هوای اطراف زمین می‌شود.

۷-۲- حرکت کره زمین و تغییرات تابش در سطح آن

مقدار انرژی خورشیدی که به سطح زمین می‌رسد تابعی از فاصله خورشید تا زمین، ارتفاع خورشید با زاویه تابش آن و مدت تابش است. از آنجا که این پارامترها در هر محلی متفاوت است. بنابراین با توجه به گردش وضعی زمین به دور خورشید در مدار بیضی شکل که در هر موقع از سال با فاصله متفاوتی از سطح زمین قرار می‌گیرد. تغییرات فصلی در مقدار تابش دریافتی در سطح زمین ایجاد می‌شود. شکل (۲-۴) تغییرات فاصله زمین از خورشید را در فصول مختلف و بخصوص تابستان و زمستان نشان می‌دهد.



شکل (۲-۴) گردش سالانه زمین به دور خورشید

چون بیلان تابش خورشیدی در پائین تر از ۳۵ درجه شمالی و جنوبی مثبت و به طرف قطبین منفی است بنابراین همیشه یک جریان استوایی به سمت قطبین وجود خواهد داشت که جریان انتقال انرژی از مناطق با انرژی زیاد به مناطق با انرژی کم می‌باشد. این انتقال انرژی که توسط جریان هوا و آب اقیانوس‌ها صورت می‌گیرد $\frac{2}{3}$ آن توسط گرمای نهان ویژه تبخیر در اتمسفر و $\frac{1}{3}$ آن توسط گرمای ویژه در اقیانوسها انجام می‌گیرد.

۸-۲- جریان‌های آشفته در سطح زمین

همانگونه که اشاره شد بیلان انرژی در زمین و اتمسفر نا برابر بوده و همین امر باعث حرکت یک سری از جریان‌های انتقالی انرژی و همبطنور جرم و اندازه حرکت در سیستم اتمسفر و زمین می‌شود. این تبادل انرژی در درون و بین اقیانوس‌ها، خشکی‌ها و اتمسفر اتفاق می‌افتد. وقتی که جریان باد در سطح زمین می‌وزد، تولید اصطکاک و آشفته‌گی در جریان هوا را می‌کند. حرکت حجمی افقی هوا در جریان گردابی آشفته، گرمای نهال تبخیر و گرمای ویژه را با خود حمل می‌کند.

۹-۲- رطوبت هوا

مقدار آبی که به صورت بخار در هوا وجود دارد، رطوبت هوا^{۱۹} گفته می‌شود. میزان رطوبت هوا از متغیرترین اجزاء تشکیل دهنده اتمسفر است و مقدار آن نسبت به زمان و مکان تغییر می‌کند. رطوبت هوا کمتر $0/001$ درصد از کل آب موجود در کره زمین است ولی همین مقدار کم منبع اصلی تداوم سیکل هیدرولوژی است و نقش اساسی در تعیین اقلیم هر منطقه‌ای را دارد.

۱۰-۲- تغییرات فشار و درجه حرارت با ارتفاع

براساس قانون گازهای ایده آل در حالت استاتیک، فشار سیالات در حال سکون برابر است با:

$$p = \rho_a \cdot R_a \cdot T \quad (۳۸-۴)$$

و تغییرات آن نسبت به ارتفاع یا گرادیان فشار نسبت به ارتفاع نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{dp}{dz} = -\rho_a \cdot g \quad (۳۹-۲)$$

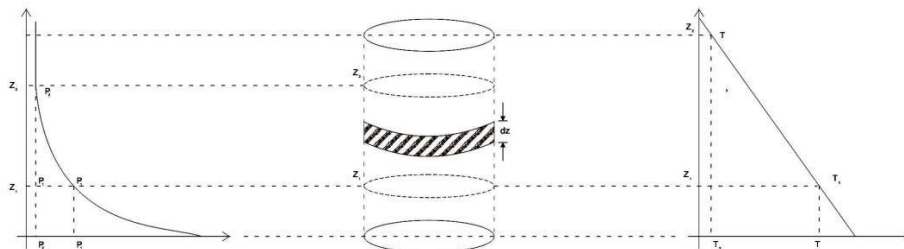
از سوی دیگر تغییرات درجه حرارت نسبت به ارتفاع هم به صورتی است که با افزایش ارتفاع مقدار دما کاهش پیدا می‌کند که در یک

هوای معمولی به صورت زیر تعریف می‌شود:

¹⁹ Water vapore

$$\frac{dt}{dz} = -\alpha \quad (40-2)$$

به ضریب α نرخ کاهش دما یا لاپس‌رایت^{۲۰} می‌گویند و مقدار آن در یک هوای خشک $1.0^\circ\text{C}/\text{km}$ و در هوای با رطوبت معمولی $0.6/5^\circ\text{C}/\text{km}$ و در هوای اشباع $0.5^\circ\text{C}/\text{km}$ می‌باشد (سانتی‌گراد به ازاء کیلومتر). اگر تغییرات خطی درجه حرارت هوا با دو قانون بالا با هم در نظر گرفته شوند، یک تغییر غیرخطی در تغییرات فشار با ارتفاع به دست می‌آید. جرم مخصوص و رطوبت ویژه هوا هم با ارتفاع تغییرات غیرخطی خواهند داشت. طبق شکل زیر خواهیم داشت:



شکل (۹-۲) تغییرات فشار و درجه حرارت نسبت به هوا

با جایگزینی مقدار ρ_a در روابط بالا، معادله برای دو اندازه دلخواه در فشار هوای اتمسفری یعنی P_1 و P_2 رابطه بالا به صورت زیر در خواهد آمد:

$$\ln\left(\frac{P_2}{P_1}\right) = \frac{g}{\alpha \cdot R_a} \times \ln\left(\frac{T_2}{T_1}\right) \quad (43-2)$$

$$P_2 = P_1 \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{\frac{g}{\alpha \cdot R_a}}$$

همچنین برای تغییرات خطی درجه حرارت بین دو ارتفاع Z_1 و Z_2 رابطه زیر برقرار خواهد بود.

$$T_2 = T_1 - \alpha(Z_2 - Z_1) \quad (44-2)$$

۱۱-۲- آب قابل بارش

مقدار بخار آب موجود یا رطوبت موجود در هر ستون از هوای مرطوب که ارتفاع آن از سطح زمین شروع شده و تا نقطه ای مشخص ادامه داشته باشد، را آب قابل بارش^{۲۱} در آن ستون هوا می‌گویند. این مقدار آب در واقع توان تولید باران در شرایط مذکور در آن هوای مرطوب خواهد بود.

اگر dz یک المان طولی در ستونی از هوا با سطح مقطع A در نظر گرفته شود، جرم هوای موجود در این المان برابر است با:

$$m_a = \rho_a \cdot A \cdot dz \quad \text{یا} \quad m_a = \rho_a \times v \quad (45-2)$$

و جرم رطوبت موجود در هوا برابر است با:

$$dm_v = q_v \cdot \rho_a \cdot A \cdot dz \quad (46-2)$$

²⁰ Lapse rate

²¹ Precipitable water

به این ترتیب مجموع آب قابل بارش در این ستون بین دو ارتفاع Z_1 تا Z_2 برابر است با:

$$M_p = \int_{Z_1}^{Z_2} q_v \cdot \rho_a \cdot A dz \quad (47-2)$$

با استفاده از اختلاف ارتفاع Z و انتگرال بالا، جرم آب قابل بارش در هر کدام از لایه های هوا محاسبه می شود.

$$\Delta m_p = \bar{q}_v \cdot \bar{\rho}_a \cdot A \Delta z \quad (48-2)$$

\bar{q}_v و $\bar{\rho}_a$ به ترتیب میانگین مقادیر رطوبت ویژه و دانسیته هوا در آن لایه هوا می باشد. با جمع اجزای رطوبت لایه های هوا، مجموع

آب قابل بارش در ستون هوا بدست می آید که می توان از رابطه زیر آن را به ارتفاع آب قابل بارش تبدیل کرد.

$$D = \frac{M_p}{\rho_w \cdot A} \quad (49-2)$$

در این رابطه A سطح مقطع ستون هوا و ρ_w دانسیته آب 1000 kg/m^3 است. این ارتفاع آب قابل بارش توصیفی از بارش محتمل

در یک منطقه است.

۲-۱۲- حداکثر بارش محتمل

بر پایه نظریه سازمان جهانی هواشناسی (WMO, 1983) حداکثر بارش محتمل PMP^{۲۲} بیشترین ارتفاع بارشی است که در دوره زمانی معین در یک حوضه به وقوع می پیوندد. چو و همکاران (۱۹۸۸) تعریف جامع تری را برای حداکثر بارش محتمل بدین صورت بیان می کند که بیشترین ارتفاع بارشی است که امکان ریزش آن از نظر فیزیکی در یک محدوده جغرافیایی و در یک زمان معین از سال منطقی باشد. معمولاً اثر تغییر اقلیم در برآورد این کمیت در یک دوره زمانی طولانی در نظر گرفته نمی شود. حداکثر سیلاب محتمل (PMF)^{۲۳} ناشی از تبدیل این مقدار بارش در سطح حوضه می باشد. اصولاً این کمیت یک عدد کاملاً واقعی نیست زیرا توان آنرا به طور کاملاً دقیق برآورد کرد و یا به آن احتمال خاصی از نظر رخداد نسبت داد، اما محاسبه آن به عنوان معیار طراحی در پایداری سدهای بزرگ توجیه شده است. برای محاسبه حداکثر بارش محتمل دو روش یکی آماری و دیگری روش فیزیکی یا سینوپتیکی ارائه شده است. روش سینوپتیکی خود به دو مدل کوهستانی^{۲۴} و غیر کوهستانی^{۲۵} تقسیم می شود.

²² Probable Maximum Precipitation

²³ Probable Maximum Flood

²⁴ Orographic Model

²⁵ Non Orographic Model or Convergence Model

فصل سوم: حوضه‌های آبریز و ویژگی‌های آنها

۱-۳- تعاریف

حوضه آبریز سطحی است که تمامی رواناب ناشی از بارش (باران، برف، تکرگ...) بر روی آن توسط یک رودخانه به سمت یک خروجی مشخصی هدایت و به دریا، دریاچه، یا باتلاقی ختم می‌شود. به عبارتی دیگر حوضه آبریز پهنه‌ای است که کلیه رواناب‌های ناشی از بارش به طور طبیعی به یک نقطه خروجی، که گودترین قسمت حوضه است، هدایت می‌شود.

در بسیاری از نوشته‌ها فارسی به کلمه دیگری به نام حوضه آبخیز برخورد می‌شود که همین تعریف را دارد. کلمه حوضه را برخی به صورت حوضه و برخی به صورت حوزه می‌نویسند بر اساس واژه‌نامه‌های متعدد فارسی، حوزه مرز یا محیط یک پهنه را تعریف می‌کند و لذا بعد از حوزه بایستی یک اسم بیاید مثل حوزه استحفاظی یک شهر یا استان و یا حوزه نظام وظیفه بنابراین بعد از آن بایستی به صورت حوزه آبریز و یا حوزه آبخیز بیاید. کلمه حوضه مانند حوض است که خود معنی سطح را می‌دهد. مثل حوضه رودخانه کارون، حوضه رودخانه دز و امثالهم. کلمات انگلیسی مترادفی که برای این واژه بکار می‌رود عبارتند از:

Basin

بیشتر برای حوضه‌های بزرگ

Watershed

حوزه آبریز یا آبخیز (در متون آمریکایی)

Catchment

حوزه آبریز یا آبخیز (در متون انگلیسی UK)

Drainage area

بیشتر در مسائل زهکشی

Drainage basin

بیشتر در مسائل زهکشی

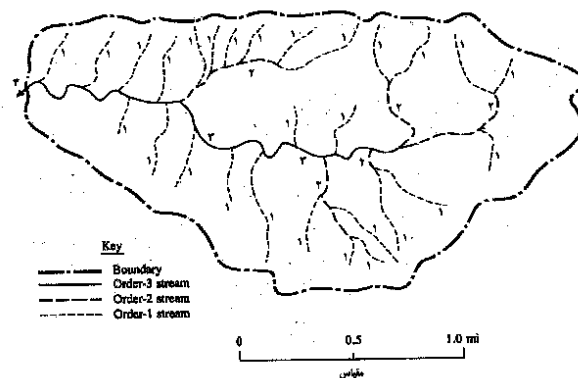
مرز حوضه را خط الراس تپه‌ها و کوه‌های یک منطقه مشخص می‌کند و آنرا از حوضه‌های مجاور جدا می‌کند. در هر طرح آبی مانند سد، بند، آبرو، پل، شبکه‌های آب و فاضلاب و دفع آبهای سطحی و زهکشی اراضی، شناخت حوضه آبریز اولین گام در بررسی هیدرولوژیکی است تا بتوان کمیت‌هایی مثل مقدار بارش (با تداوم معین) و رواناب و سیل را در آن تجزیه و تحلیل نمود و یا از روابط و فرمول‌های هیدرولوژیکی برای برآوردها از آنها استفاده نمود.

این سطح عامل تعیین کننده‌ای در حجم آبدهی سالیانه رودخانه، دبی سیل و تداوم جریان و به طور کل نحوه تغییرات دبی در زمان می‌باشد.

یک حوضه آبریز بزرگ خود شامل چندین زیر حوضه است که هر گام دارای مشخصات فیزیکی و مرفولوژیکی می‌باشند. شکل (۱-۳) یک حوضه آبریز را نشان می‌دهد.

برای مشخص کردن یک حوضه آبریز ابتدا از نقشه توپوگرافی با مقیاس مناسب (معمولاً بستگی به مرحله مطالعات یعنی فاز مطالعات دارد) استفاده می‌شود. نقشه‌های توپوگرافی دارای خطوط هم ارتفاع می‌باشند که هر اندازه نقطه کوهستانی و پر شیب باشد، این خطوط بهم نزدیک است در حالیکه در دشت‌ها فاصله منحنی‌های تراز از هم دورتر می‌شوند.

طرز تفکیک زیر حوضه و یا حوضه اصلی بدین صورت است که ابتدا نقطه خروجی مورد نظر به روی رودخانه (مثلاً در محل ایستگاه هیدرومتری و یا نقطه معینی) مشخص می‌گردد و سپس با توجه به خطوط میزان منحنی اطراف آن خط الراس‌ها و یا مرز آنها از یکدیگر تفکیک می‌شود.



شکل (۱-۳) یک حوضه آبریز

۲-۳- مشخصات حوضه آبریز

ویژگی‌های حوضه‌های آبریز را ممکن است به گروه‌های مختلفی تقسیم نمود. شاید یکی از ساده‌ترین این تقسیم‌بندی را می‌توان به صورت زیر ارایه نمود. این مشخصات به ۵ گروه عمده تقسیم می‌شوند.

الف: ویژگی‌های مرفوتری حوضه

ب: ویژگی‌های اقلیمی حوضه

ج: ویژگی‌های ذاتی و فیزیکی حوضه

د: ویژگی‌های زمانی حوضه

ه: ویژگی‌های هیدرولوژیکی حوضه

۳-۲-۱- مشخصات مرفوتری حوضه

مشخصات مرفوتری یا هندسی حوضه شامل سطح، محیط، طول حوضه، شکل، موقعیت، طول آبراه‌ها، شیب حوضه، شیب آبراهه و شبکه آبراهه‌ای می‌باشد که به اختصار در مورد آنها توضیح داده می‌شود.

۳-۲-۱-۱- مساحت حوضه

مساحت حوضه یکی از مشخصه‌های مهم می‌باشد زیرا بزرگی حجم رواناب و شدت جریان یا دبی به آن بستگی دارد. مساحت تصویر افقی حوضه را سطح حوضه می‌گویند معمولاً با علامت نشان می‌دهند.

مساحت حوضه را با پلانی متر (مساحت سنج) روی نقشه توپوگرافی با مقیاس مشخصی تعیین می‌شود و بر حسب کیلومتر مربع، هکتار و یا مایل مربع بیان می‌شود.

حوضه‌های آبریز را بر اساس سطح به سه گروه کلی حوضه‌های کوچک، متوسط و بزرگ تقسیم می‌کند.

- حوضه‌های کوچک: مساحت حوضه کمتر از ۱۰۰ کیلومتر مربع

- حوضه‌های متوسط: مساحت حوضه بین ۱۰۰ تا ۱۰۰۰ کیلومتر مربع

- حوضه‌های بزرگ: مساحت حوضه بیش از ۱۰۰۰ کیلومتر مربع

۳-۲-۱-۲- محیط حوضه

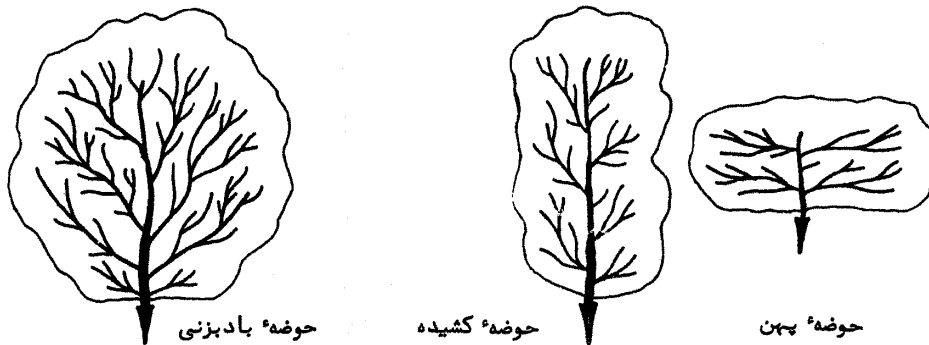
محیط حوضه در واقع طول خط تقسیم یا مرز حوضه است و آنرا از حوضه‌های مجاور جدا می‌کند. اندازه‌گیری محیط حوضه بوسیله منحنی سنج (Curve meter) تعیین و بر حسب کیلومتر و یا مایل و با حرف P بیان می‌شود.

۳-۲-۱-۳- طول حوضه

طول حوضه معمولاً به طول مسیر آبراهه اصلی از نقطه خروجی تا دورترین نقطه روی خط تقسیم آب گفته می‌شود. به آبراهه‌ای که بیشترین زمان پیمایش را در حوضه داشته باشد، آبراهه اصلی می‌گویند. اندازه‌گیری آن نیز توسط منحنی سنج صورت می‌گیرد و با حرف L بر حسب کیلومتر و یا مایل بیان می‌شود.

۳-۲-۱-۴- شکل حوضه

شکل حوضه آبریز از نظر ظاهری تأثیر زیادی روی روناب سطحی و شکل هیدروگراف سیل دارد. حوضه‌ها از نظر شکل بسیار متنوع هستند ولی می‌توان آنها را به سه گروه عمده تقسیم نمود که شامل حوضه‌های کشیده، پهن و بادبزی می‌باشند. افزون بر بیان توصیف شکل حوضه به نامهای ذکر شده در بالا معمولاً آنرا با استفاده از شاخص‌های کمی به صورت شکل (۳-۲) نشان می‌دهند.



شکل (۲-۳) انواع حوضه های آبریز از نظر شکل کلی

الف- ضریب شکل (Form Factor)

عبارت است از نسبت مساحت حوضه (A) به مجذور طول حوضه (L^2) که با علامت FF بیان می‌شود.

$$FF = \frac{A}{L^2} \quad (۱-۳)$$

اگر حوضه را مستطیل فرض کنید در این صورت:

$$FF = \frac{A}{L^2} = \frac{L \times B}{L^2} = \frac{B}{L} \quad (۲-۳)$$

این ضریب برای حوضه‌های مربع شکل معادل ۱ و برای حوضه‌های کشیده تا چندین برابر واحد است.

ب- ضریب فشردگی (Compactness)

ضریب فشردگی یا ضریب گراویلیوس (Gravelius) عبارت از نسبت محیط حوضه (P) به محیط دایره فرضی که مساحت آن برابر با مساحت حوضه باشد (P') و به صورت زیر بیان می‌شود.

$$C = \frac{P}{P'} = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \quad (۳-۳)$$

این ضریب برای حوضه دایره کامل معادل یک و برای حوضه‌های کشیده تا ۲/۵ هم می‌رسد.

ج- نسبت دایره

نسبت دایره حوضه (R_c) عبارت از نسبت مساحت حوضه به مساحت دایره‌ای (A^0) که محیط آن مساوی محیط حوضه باشد:

$$R_c = \frac{A}{A^0} \quad (۴-۳)$$

در واقع این ضریب عکس ضریب گراویلیوس می‌باشد.

د- نسبت کشیدگی (Elongation Ratio)

نسبت کشیدگی از رابطه زیر بدست می‌آید که در آن A مساحت و $\left[2\left(\frac{A}{\pi}\right)^{0.5}\right]$ قطر دایره معادل حوضه می‌باشد.

$$R_e = \frac{2}{L_m} \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0.5} \quad (۵-۳)$$

که در آن L_m طول حوضه در جهت موازی یا بزرگترین آبراهه حوضه است. بنابراین نسبت کشیدگی معادل نسبت قطر دایره فرضی هم مساحت حوضه به طول حوضه است.

ه- مستطیل معادل

اغلب شکل ظاهری حوضه به صورت یک مستطیل فرضی معادل بنام مستطیل معادل مقایسه می‌شود. این مستطیل دارای سطح، محیط و

ضریب گراویلیوس مساوی حوضه اصلی است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود. در روابط زیر C همان ضریب فشردگی یعنی $\frac{P}{P'}$ است.

$$L = \frac{C\sqrt{A} + \sqrt{(C^2 \cdot A - 1.2544 A)}}{1.12} \quad (6-3)$$

طول مستطیل

$$B = \frac{C\sqrt{A} - \sqrt{(C^2 \cdot A - 1.2544 A)}}{1.12} \quad (7-3)$$

عرض مستطیل

و- فاصله مرکز ثقل تا خروجی حوضه

هر حوضه آبریز دارای یک نقطه ثقل می‌باشد. فاصله یا طول رودخانه از نزدیک مرکز ثقل حوضه تا محل خروجی آن (L_{ca}) است که روی هیدوگراف خروجی اثر می‌گذارد.

ز- عامل شکل حوضه (Shope Factor)

در هر حوضه عامل شکل حوضه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$SF = (L \times L_{ca})^{0.3} \quad (8-3)$$

که در آن:

SF عامل شکل حوضه، L طول رودخانه اصلی (به مایل) و L_{ca} فاصله مرکز ثقل تا خروجی (به مایل)

۳-۱-۵- توپوگرافی حوضه

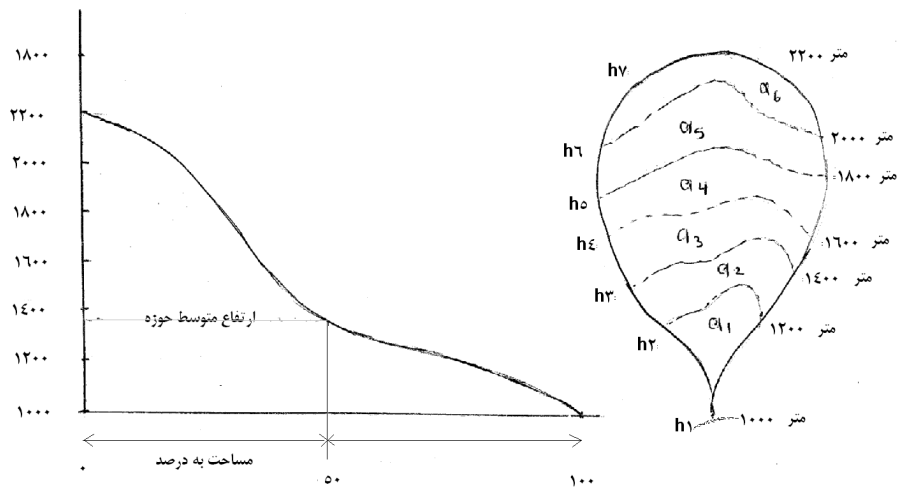
توپوگرافی حوضه را معمولاً بوسیله ارتفاع حوضه و منحنی‌های هیپسومتری و آلی‌متری نشان می‌دهند.

الف: ارتفاع متوسط حوضه:

ارتفاعی است که ۵۰ درصد مساحت اراضی حوضه ارتفاعی بالاتر از آن و ۵۰ درصد مساحت حوضه، ارتفاعی کمتر از آن داشته باشد. این ارتفاع با رسم تجمعی تغییرات افزایش سطح حوضه نسبت به ارتفاع مشخص می‌شود. این منحنی بدو صورت رسم می‌شود که هر دو دارای یک مفهوم می‌باشند.

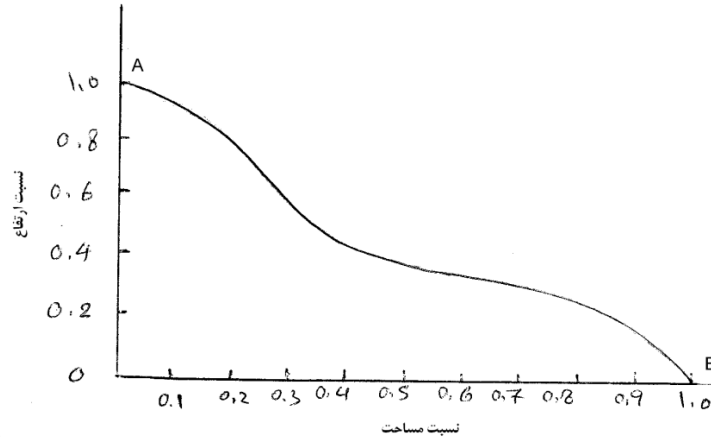
ب: منحنی هیپسومتری (Hypsometry)

مساحت بین دو خط تراز اگر با پلاتی‌متری اندازه‌گیری شود و درصد مساحت آن نسبت کل مساحت بدست آید و سپس بر اساس حدود ارتفاع (یعنی خطوط تراز) رسم شود، منحنی هیپسومتری مطابق شکل (۳-۳) بدست می‌آید.



شکل (۳-۴) منحنی هیپسومتری

اگر مساحت بین خطوط تراز به کل مساحت تقسیم شود و همینطور ارتفاع (سطح محصور بین دو خط تراز) به بلندترین ارتفاع حوضه تقسیم شود، منحنی بی بعدی مانند شکل (۴-۳) بدست می‌آید که به آن منحنی هیپسومتری بی بعد می‌گویند.

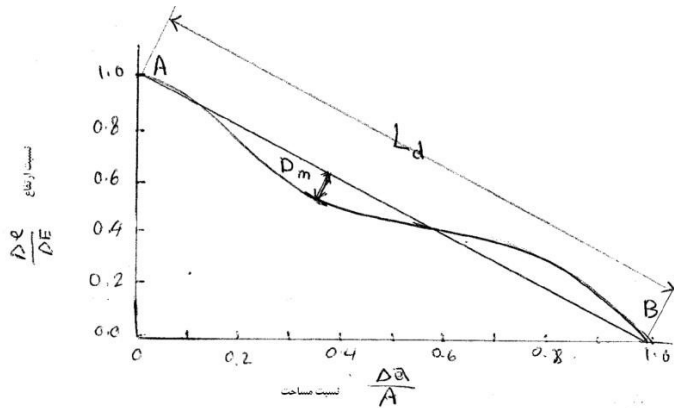


شکل (۳-۴) منحنی هیپسومتر بی بعد

از روی منحنی بی بعد هیپسومتری دو شاخص توپوگرافی را می‌توان بدست آورد که عبارتند از:

الف- نسبت مساحت هیپسومتریک:

این نسبت معادل است با نسبت سطح زیر منحنی‌ها هیپسومتریک بی بعد به مساحت مثلث حاصل از اتصال دو نقطه مطابق شکل (۳-۵) (یعنی OAB)



شکل (۳-۵) منحنی هیپسومتر بی بعد

ب- عامل نیمرخ حوضه

مطابق شکل (۳-۵) عامل نیمرخ حوضه از رابطه زیر و با توجه به شکل (۳-۴) بدست می‌آید

$$PF = \frac{D_m}{L_d} \quad (۳-۹)$$

که در این رابطه:

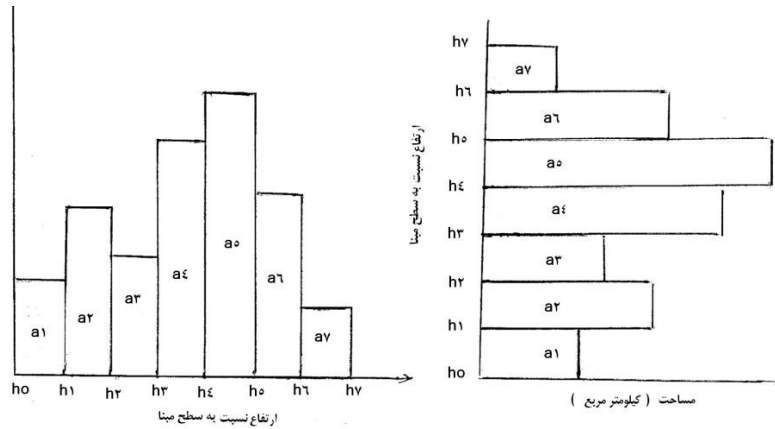
L_d طول خط

D_m حداکثر فاصله بین خط AB و منحنی هیپسومتری بی بعد

PF عامل نیمرخ حوضه

ج- منحنی آلتی متری حوضه

اگر اطلاعات مربوط به منحنی هیپسومتری به صورت هیستوگرام مطابق شکل (۳-۶) رسم شود، منحنی آلتی متری بدست می‌آید. این منحنی نشان می‌دهد که بیشترین سطح حوضه در چه ارتفاعی واقع شده است.



شکل (۳-۶) منحنی آلتی متری

۳-۲-۱-۶- شیب حوضه

شیب حوضه وضعیت شیب قسمت‌های مختلف یک حوضه را نشان می‌دهد و برای آن یک نقشه به عنوان نقشه شیب حوضه تهیه می‌شود. سه روش برای تعیین شیب حوضه وجود دارد که عبارتند از:

الف: روش هورتون

در این روش پس از تعیین مرز حوضه، برای یک حوضه مثلاً به مساحت A ، مجموع طول خطوط تراز منحنی داخل حوضه را که با فاصله ارتفاعی H رسم شده‌اند، توسط منحنی هیپسومتریک تعیین می‌شود ($\sum L$)، در این صورت شیب متوسط حوضه تقریباً برابر است با:

$$S = \frac{H \times \sum L}{A} \quad (۱۰-۳)$$

که در آن S شیب اراضی حوضه می‌باشد.

ب- روش سوم

اگر حداکثر ارتفاع حوضه معادل H_{max} و حداقل ارتفاع حوضه برابر با H_{min} و مساحت آن A باشد، در این صورت شیب توسط آن برابر است با:

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{A}} \quad (۱۱-۳)$$

ج- روش سوم

تهیه نقشه شیب و محاسبه شیب متوسط حوضه

روی نقشه توپوگرافی حوضه که دارای خطوط میزان منحنی مشخصی است، ابتدا شبکه بندی صورت می‌گیرد (روی کاغذ شفاف) آنگاه بدو روش می‌توان شیب را حساب کرد.

۱- طول خصوص عمودی و افقی شبکه داخل حوضه را شمارش و تعداد محل‌هائی که خطوط شبکه و خطوط تراز نقشه یکدیگر را

قطع می‌کنند اندازه‌گیری می‌شود و با استفاده از روابط زیر شیب‌ها محاسبه می‌شود.

$$S_H = \frac{(N_H)(H)}{L_H} \quad (۱۲-۳) \text{ شیب افقی (شرقی - غربی)}$$

$$S_V = \frac{(N_V)(H)}{L_V} \quad (۱۳-۳) \text{ شیب عمودی (شمالی - جنوبی)}$$

$$S = \frac{S_H + S_V}{2} \quad (۱۴-۳) \text{ شیب متوسط}$$

که در آن:

S_H ، S_V و S شیب‌های افقی، عمودی و متوسط هستند.

N_H تعداد نقاط تلاقی خطوط تراز با خطوط افقی شبکه در محدود حوضه

N_V تعداد نقاط تلاقی خطوط تراز با خطوط عمودی شبکه در محدود حوضه

H فاصله ارتفاعی خطوط تراز (متر)

L_H مجموع طول‌های خطوط افقی شبکه داخل حوضه (متر)

L_V مجموع طول‌های خطوط عمودی شبکه در داخل

۲- پس از شبکه‌بندی نقشه توپوگرافی حوضه، ابتدا بزرگترین شیب داخل هر یک از مربعات حساب می‌شود. این شیب را برای هر چهار گوشه نقشه و هم چنین دو سطح مربع و از روی خطوط تراز در هر محل محاسبه شود. میانگین ۵ نقطه به عنوان شیب متوسط آن مربع حساب و بر اساس آن نقشه شیب حوضه ترسیم می‌شود.

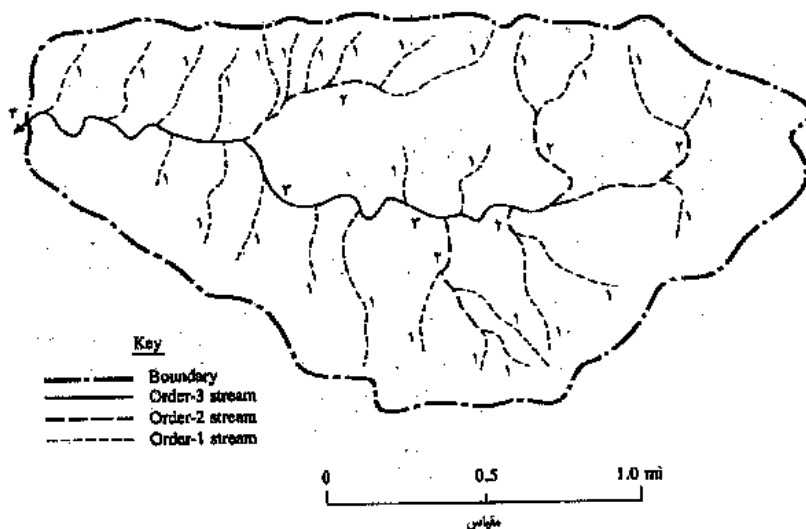
۳-۱-۲- جهت حوضه

این معیار تأثیر زیادی روی پاسخ حوضه و بسیاری از فرآیندهای هیدرولوژیک مانند ذوب برف و تنوع پوشش گیاهی را مشخص می‌سازد. جهت شیب حوضه ممکن است روبه شمال و یا رو به جنوب و یا غرب و شرق باشد. ولی معمولاً از جهات چهارگانه اصلی و گاهی از شبکه جهات هشتگانه استفاده می‌شود. معمولاً شیب و جهت در حوضه به صورت گرافیکی بررسی می‌شود.

۳-۱-۲- شبکه هیدروگرافی

مجموعه آبراهه‌ها و رودخانه‌های یک حوضه آبریز را شبکه هیدروگرافی یا شبکه آبراهه‌ای آن حوضه می‌گویند. آرایش این شبکه و چگونگی الگو و تراکم آن نقش بسزایی در نوع جریانهای رودخانه اصلی در پاسخ حوضه به بارش را دارد. طبقه‌بندی رودخانه‌ها را با توجه به دست حوضه و درجه انشعاب آنها انجام می‌دهند. رده رودخانه را با روش استرالر تعیین می‌کنند. بدین صورت که سرشاخه هر آبراهه را که از ارتفاعات شروع می‌شود.

آبراهه رده ۱ می‌گویند این گونه آبراهه‌ها که هیچگونه آبراهه‌ای وارد نمی‌شود **Ordered Basin** می‌گویند. از اتصال دو آبراهه یا هر چند آبراهه رده ۱، یک آبراهه رده ۲ بوجود می‌آید و مطابق شکل (۳-۷) سایر رده‌ها تعیین می‌شود.



شکل (۳-۷) رده بندی رودخانه با روش استرالر

هر اندازه رده یک رودخانه بزرگتر باشد نشان دهنده تعداد انشعاب بیشتر است و بنابراین سیلاب با سرعت بیشتری به انتهای حوضه می‌رسد و سریعتر تخلیه می‌شود. مجموعه رده‌های مختلف رودخانه‌ها را در یک حوضه آبریز، شبکه آبراهه‌ای و یا شبکه هیدروگرافی می‌گویند که دارای مشخصات زیر می‌باشد.

الف- درجه انشعاب:

با توجه به رده رودخانه اصلی در یک حوضه آبریز می‌توان درجه انشعاب رودخانه^{۲۶} آنرا محاسبه کرد. ضریب انشعاب عبارت از تعداد رودخانه‌های یک رده مشخص بر تعداد رودخانه‌های رده بالاتر از آن و به صورت زیر بیان می‌شود:

²⁶ Bifurcation Ratio

$$B_{ri} = \frac{N_{i-1}}{N_i} \quad (15-3)$$

هورتن این نسبت را به صورت زیر تعریف کرده است.

$$B_r = \frac{\sum [B_r (N_i + N_{i-1})]}{\sum N_i} \quad (16-3)$$

مثال: اگر در یک حوضه آبریز تعداد آبراهه‌های با درجات مختلف آن به صورت جدول (۹-۳) باشد درجه یا ضریب انشعاب رودخانه اصلی را حساب کنید.

جدول (۹-۳) ضریب انشعاب رودخانه اصلی

شماره رده	۱	۲	۳	۴	جمع
تعداد	۱۵	۵	۲	۱	۲۳
ضریب انشعاب	-	۳	۲.۵	۲	-
$N_i + N_{i-1}$	-	۲۰	۷	۳	-
$B_r(N_i + N_{i-1})$	-	۶۰	۱۷.۵	۶	۸۳.۵
					۳۶۳ = ۴

محاسبه درجه انشعاب هر یک از رده‌ها (B_{ri}) مطابق سطر سوم جدول بالا و سپس محاسبه درجه انشعاب کل حوضه (B_r) به صورت زیر:

$$B_{r1} = \frac{15}{5} = 3 \rightarrow \dots \dots \dots B_{r2} = \frac{5}{2} = 2.5 \rightarrow \dots \dots \dots B_{r3} = \frac{2}{1} = 2$$

$$B_{r4} = \frac{3 \times 20 + 2.5 \times 7 + 2 \times 3}{23} = \frac{83.5}{23} \Rightarrow \dots B_r = 3.63 \cong 4$$

ب: تراکم آبراهه‌ای

علاوه بر نسبت انشعاب، تراکم شبکه آبراهه‌ای^{۲۷} یک از معیارها برای درجه توسعه رودخانه در یک حوضه آبریز می‌باشد که عبارت از:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad (17-3)$$

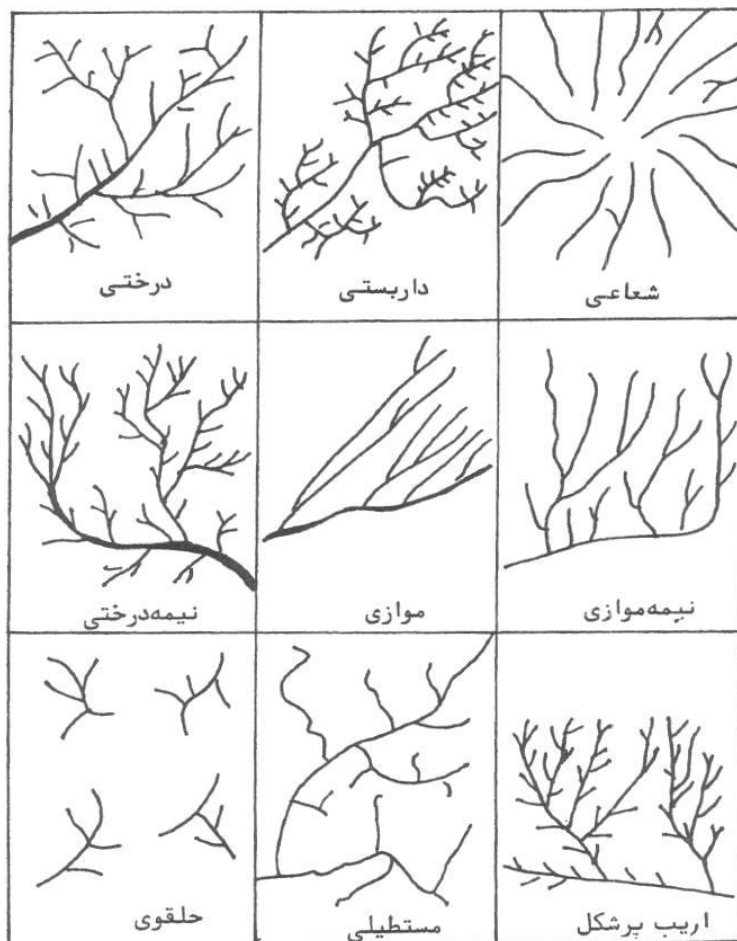
که در آن $\sum L_i$ مجموع طول رودخانه‌ها بر حسب کیلومتر و A مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع است. برای اینکار از روی نقشه حوضه طول آبراهه توسط منحنی سنج و یا نخ طول آبراهه‌ها مشخص می‌شود. این ضریب به شدت تابع مقدار و شدت بارندگی، شیب حوضه، جنس خاک حوضه، میزان فرسایش و رسوبگذاری می‌باشد.

ج- الگوی شبکه آبراهه‌ای

رودخانه اصلی و انشعابات آن تشکیل یک الگوی آبراهه‌ای را برای سرشاخه‌ها و رودخانه‌ها را می‌دهد. این الگوها شامل ۶ گروه اصلی می‌باشند که عبارتند از:

- ۱- الگوی درختی، ۲- مستطیلی، ۳- شبکه‌ای، ۴- شعاعی، ۵- مرکزی، ۶- حلقوی، ۷- داریستی، ۳- راست گوشه‌ای را می‌توان نام برد. شکل (۸-۳) الگوهای شبکه آبراهه‌ای را نشان می‌دهد.

²⁷ Drainage Density



شکل (۳-۸) الگوهای شبکه آبراهه‌ای را نشان می‌دهد.

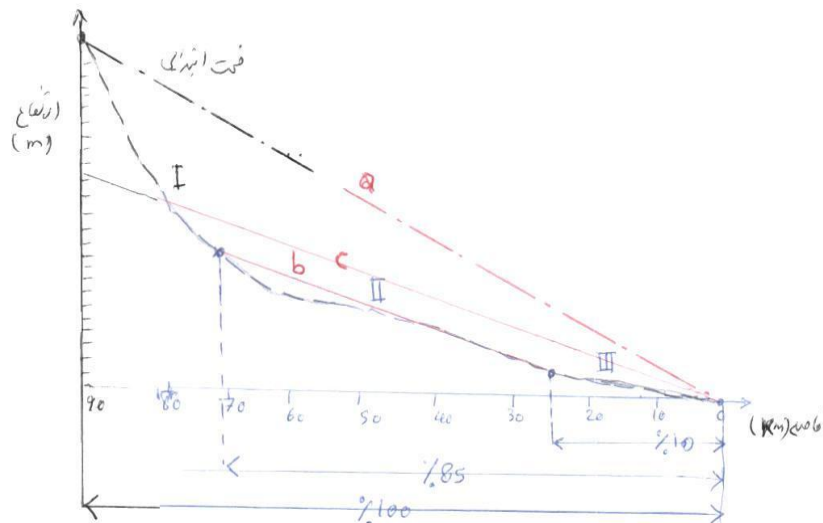
د- شیب رودخانه

نیمرخ طولی (پروفیل طولی) رودخانه اصلی در یک حوضه آبریز اطلاعات خوبی را در مورد سرعت حرکت آب، زمان تمرکز، قدرت جریان و وضعیت فرسایشی رودخانه را به دست می‌دهد. برای اندازه‌گیری شیب رودخانه یا آبراهه اصلی در یک حوضه آبریز، روش‌های مختلفی وجود دارد.

که سه روش از آنها بسیار مرسوم‌تر است که به شرح زیر می‌باشند:

روش اول تعیین شیب رودخانه (روش هورتون)

پس از ترسیم پروفیل طولی رودخانه، ابتدا و انتهای پروفیل طولی را مطابق شکل (۳-۹) بهم وصل کرده تا خط بدست آید، شیب این خط را بعنوان شیب رودخانه اصلی در نظر می‌گیرند.



شکل (۳-۹)

همانطور که دیده می شود این شیب با شیب واقعی رودخانه خیلی تفاوت دارد، شیب در قسمت ابتدائی و بالا دست رودخانه خیلی تند و در قسمت های میانی و انتهای به تدریج کم می شود. بنابراین شیبی که از این طریق بدست می آید باید در یک ضریب اصلاحی ضرب شود. این ضریب اصلاحی هم بستگی به حالت مقعر و یا محدب بودن شیب عمودی دارد و از روابط زیر بدست می آید.

$$C = \frac{A_p}{A} \quad \text{پروفیل مقعر} \quad (18-3)$$

$$C = \frac{2A - A_p}{A} \quad \text{پروفیل محدب} \quad (19-3)$$

در رابطه بالا: A_p - سطح واقعی در زیر نیمرخ طولی آبراهه است و A سطح مثلثی است که از وصل کردن ابتدا و انتهای آبراهه بدست می آید. C هم ضریب اصلاحی است که در مقدار شیب بدست آمده از شکل ضرب می شود.

روش دوم تعیین شیب رودخانه

در این روش بجای ابتدا و انتهای پروفیل طولی دو نقطه را هر کدام برای ۱۰ درص و ۸۵ درصد طول پروفیل رودخانه به ترتیب از ابتدا و انتها در نظر می گیرند و پس از اتصال، شیب خط را (مانند خط B در شکل (۳-۱۰)) به عنوان شیب آبراهه اصلی در نظر می گیرند.

روش سوم تعیین شیب رودخانه

در این روش خطی مانند C از انتهای پروفیل طولی به صورت رسم می شود که سطح زیر مثلث رسم شده معادل با مساحت زیر منحنی پروفیل رودخانه باشد. در این صورت شیب این خط را شیب متوسط رودخانه در نظر می گیرند.

در روش اول اگر اختلاف ارتفاع ابتدا و انتها معادل ΔH و فاصله افقی آنها L باشد شیب رودخانه به صورت $S = \frac{\Delta H}{L}$ می باشد.

در روش دوم و سوم نیز همین رابطه ولی با مقدار ΔH و L متفاوت برقرار است.

اصولاً پروفیل طولی رودخانه شامل سه قسمت سراب، مبانی و پایاب تقسیم می کنند.

قسمت سراب دارای شیب تند و سرعت جریان زیاد است و رودخانه حالت فرسایشی شدید دارد. قسمت میانی دارای شیب کمتر و انشعابات فرعی زیادی به آن می ریزند. رودخانه در این قسمت حالت تکامل یافته دارد.

قسمت پایانی دارای شیب ملایم است. در این قسمت اغلب رسوبات حمل شده از بالا است در این بخش ترکیب می کنند و رودخانه حالت تکامل یافته تری دارد.

۳-۲-۱-۱۰- برخی روابط مرفومتري حوضه آبريز

۳-۲-۱-۱- طول جريان روى زمين

مسافتى را كه جريان روى سطح زمين (Over land flow) حوضه آبريز طى مى كند تا قبل از متمرکز شدن جريان بديرون رودخانه تخلیه مى گردد، طول جريان روى زمين مى گویند. این طول هم درجه توسعه شبکه آبراهه‌ای را تعیین می‌کند و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$L_o = \frac{1}{2D_d} \quad (۳-۲۴)$$

که در آن:

L_o = طول متوسط جريان روى زمين

D_d = تراکم شبکه آبراهه‌ای

هورتن رابطه‌ای را برای محاسبه طول جريان روى زمين ارایه نموده است که در آن علاوه بر شبکه هیدروگرافی (تراکم شبکه)، از شیب حوضه و رودخانه هم در آن استفاده شده است.

$$L_o = \frac{1}{2D_d \sqrt{1 - \left(\frac{S_R}{S_g}\right)}} \quad (۳-۲۵)$$

که در آن S_R شیب رودخانه و S_g شیب حوضه (زمین) می‌باشد.

۳-۲-۱-۲- رابطه مساحت حوضه و طول رودخانه

بررسی متعد نشان داده است که طول رودخانه یک حوضه با مساحت آن یک رابطه به صورت عمومی زیر دارد.

$$L = K \cdot A^n \quad (۳-۲۶)$$

که در آن L طول رودخانه و A مساحت حوضه و مقادیر K و n ضریب تجربی هستند که به ترتیب حدود $1/4$ و $1/6$ می‌باشند.

۳-۲-۲- ویژگی های اقلیمی حوضه آبريز

این ویژگیها در واقع همان پارامترهای اقلیمی نظیر بارش، باد، تبخیر و تعرق، رطوبت نسبی و دما و تعداد روزهای بارانی، برفی و یخبندان و آفتابی می‌باشد که به طور کامل در گزارش هواشناسی اقلیم مورد بررسی قرار می‌گیرد. با توجه به مطالبی که در فصول قبل به آنها اشاره گردید این پارامترها تکرار نمی‌شوند.

۳-۲-۳- ویژگی های زمانی حوضه آبريز

۳-۲-۳-۱- زمان تمرکز

طبق تعریف حداکثر زمانی که آب ناشی از بارش (باران یا ذوب برف) از دورترین نقطه حوضه مسیر هیدرولوژیکی خود را طی می‌کند تا به نقطه خروجی حوضه برسد، را زمان تمرکز می‌گویند.

اصولاً فاصله فیزیکی بین دورترین نقطه و خروجی حوضه ممکن است زمان رسیدن آب را به خروجی حوضه شامل نگیرد. آنچه مسلم است زمانی که همه نقاط حوضه در تشکیل جريان خروجی حوضه مشارکت کنند (شرط تداوم زمانی کافی برای بارش). از نظر هیدرولوژیکی مورد نظر است.

روابط تجربی متعددی برای برآورد زمان تمرکز پیشنهاد شده است که کاربرد آنها بستگی به حوضه مورد مطالعه و تشابه آن به محلی است که این فرمول‌ها ابداع شده‌اند. برخی از مهمترین فرمول‌ها به شرح زیر می‌باشند.

۳-۲-۳-۱-۱- معادله کریچ

$$t_c = 0.0078 L^{0.77} S^{-0.385} \quad (۳-۲۷ \text{ الف})$$

این معادله در سال ۱۹۴۰ با استفاده از داده‌های ۶ حوضه کوچک بدست آمده است و به صورت زیر می‌باشد.

که در آن:

t_c زمان تمرکز بر حسب دقیقه

L طول بزرگترین آبراهه، کانال و یا مسیر زهکشی به فوت

S متوسط شیب حوضه بر حسب ft/ft

فرمول کریچ در سیستم متریک به صورت زیر خواهد بود که زمان بر حسب دقیقه، طول به متر و شیب به متر در متر می باشد.

$$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385} \quad (3-27 \text{ ب})$$

سرویس خدمات حفاظت خاک آمریکا ضریب اصلاحی به شرح زیر را ارائه نموده است.

- برای جریان روی آسفالت و سیمان، اعداد بدست آمده از رابطه بالا در ۰/۴ ضرب شود.
 - برای جریان کانالهای بتنی اعداد بدست آمده در ۰/۲ ضرب شود.
 - برای جریان روی خاک لخت و جریان در شیارهای حاشیه جاده‌ها این ضریب معادل ۱ است.
- این رابطه در سیستم متریک به صورت زیر بیان شده است.

$$t_c = 0.949 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3-28)$$

که در آن t_c بر حسب ساعت، L بر حسب کیلومتر و H اختلاف ارتفاع بین نقطه تمرکز (خروجی) و بلندترین نقطه حوضه و بر حسب متر می باشد.

۳-۲-۴-۱-۲- فرمول اداره راه کالیفرنیا

این فرمول بر اساس توسعه معادله کریچ و برای حوضه‌های کوهستانی کوچک در کالیفرنیا و برای طراحی آبگذرها (کالورت) ارائه شده است.

$$t_c = 60 \left(11.9 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3-29)$$

t_c = زمان تمرکز بر حسب دقیقه

L = بلندترین طول حوضه به مایل

H = اختلاف ارتفاع بین خط تقسیم آب (در دورترین نقطه) تا محل خروجی به فوت است.

۳-۲-۴-۱-۴- معادله ایزارد

این معادله در ۱۹۴۴ و برای جریان روی سطح جاده‌ها و سطوح مختلف توسط اداره راه آمریکا و در شرایط آزمایشگاه بدست آمده است. این معادله به صورت زیر ارائه شده است:

$$t_c = \frac{\left[0.094I^{0.33} + 878 \times \left(\frac{K}{I} \right)^{0.67} \right] \times L^{0.67}}{(C \times H^{0.5})^{0.67}} \quad (3-30)$$

در این رابطه:

t_c = زمان تمرکز بر حسب ساعت

I = شدت بارندگی به mm/h

K = ضریب مربوط به نوع سطح و مقدار آن به صورت زیر است:

$K=0.007$

- برای سطح آسفالت

$K=0.012$

- برای سطح بتن

$K=0.017$

- برای سطح اراضی لخت

$K=0.046$

- برای سطح کشاورزی

$K=0.060$

- برای سطح مراتع

L = طول مسیر آبراهه اصلی (کیلومتر)

C = ضریب روان آب بر سطوح مختلف که از جدول (۳-۱۰) بدست می آید

H = اختلاف ارتفاع ابتدا و انتهای آبراهه اصلی

رابطه ایزارد برای وقتی نتیجه مناسب و دقیقی را می‌دهد که حاصل $I \times L$ کمتر از $3/8$ باشد (I بر حسب mm/h و L بر حسب Km).

جدول (۳-۱۰) ضریب رواناب (C) برای استفاده در فرمول ایزارد

ردیف	وضعیت سطح حوضه	ضریب C	شرایط	توضیحات (علامت + اضافه شود و علامت - کم شود)
۱	اراضی کشاورزی	۰/۳۰	-	-
۲	اراضی لخت و بدون پوشش گیاهی	۰/۴۰	برای شیب متر از ۵٪	-۰/۰۵
۳	اراضی دارای پوشش گیاهی	۰/۳۵	برای شیب بیش از ۱۰٪	+۰/۰۵
۴	اراضی جنگلی	۰/۱۸	بارش سالیانه کمتر از ۶۰۰ mm	-۰/۰۳
۵	پوشش آسفالت	۰/۷-۰/۹	بارش سالانه بیش از ۶۰۰ mm	+۰/۰۳
۶	پارک‌ها	۰/۰۵-۰/۱۰	-	-
۷	اراضی مسکونی	۰/۱۸-۰/۲۲	-	-
۸	پشت پام	۰/۷-۰/۹	-	-
۹	چمن‌زار	۰/۱۵-۰/۲۰	برای شیب بیش از ۷ درجه صادق است.	-

۳-۲-۴-۱-۴-۲-۴-۱ فرمول کربای (Kerby)

این معادله برای حوضه‌های بسیار کوچک با حداکثر طول ۴۰۰ تا ۵۰۰ متر ارایه شده است.

$$t_c = 3.03 \left(\frac{R.L^3}{H^{0.5}} \right)^{0.467} \quad (3-31)$$

در این معادله: t_c زمان تمرکز بر حسب ، L طول حوضه ، H اختلاف ارتفاع ابتدا و انتهای آبراهه اصلی به R ضریب مربوط به سطح حوضه و به شرح زیر است:

- سطوح صاف R=0.02
- خاکهای لخت و متراکم R= 0.10
- خاکهای با پوشش گیاهی کم R=0.3
- در سطح مراتع با پوشش خوب R= 0.30
- در سطح مراتع با پوشش معمولی و فقیر R= 0.40

۳-۲-۴-۱-۴-۲-۵ فرمول برانسی بای- ویلیامز

این فرمول برای حوضه‌های کوچک ارایه شده است و پارامترهای و واحدهای آن مانند فرمول ایزارد و مساحت (A) بر حسب کیلومتر مربع، زمان به ساعت، H به متر و L به کیلومتر است.

$$t_c = \frac{0.96L^{1.2}}{H^{0.2} \times A^{0.1}} \quad (3-32)$$

۳-۲-۴-۱-۴-۲-۶ فرمول سازمان هوانوردی آمریکا

این رابطه برای زهکشی و تخلیه آبهای سطحی در سطح فرودگاه‌ها ارایه شده است و به صورت زیر است.

$$t_c = \frac{3.64(1.1-C)L^{0.83}}{H^{0.33}} \quad (3-33)$$

پارامترهای و واحدهای مربوط مانند فرمول ایزارد است.

۳-۲-۴-۲- زمان تأخیر (Lag Time)

روش‌های را که در مورد زمان تمرکز توضیح داده شد مربوط به حوضه‌های کوچک می‌باشند. البته از روش کریپچ برای حوضه متوسط و گاهی حوضه‌های بزرگ هم استفاده می‌شود. در خصوص حوضه‌های بزرگ، ابتدا زمان تأخیر حساب می‌شود و سپس زمان تمرکز با استفاده از آن برآورد می‌گردد. طبق تعریف زمان تأخیر فاصله زمانی بین مرکز بارش (نقطه زمانی وسط بارندگی) تا زمان اوج هیدروگراف (منحنی تغییرات دبی نسبت به زمان) جریان ناشی از بارش می‌باشد و از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$t_{lag} = \frac{L^{0.8} (S + 1)^{0.8}}{1900y^{0.5}} \quad (35-3)$$

T_{lag} = زمان تأخیر حوضه بر حسب ساعت

L = طول رودخانه اصلی حوضه بر حسب فوت

y = شیب متوسط حوضه (درصد) و معمولاً معادل شیب متوسط رودخانه در نظر گرفته می‌شود.

S = ضریب نگهداشت آب در داخل حوضه بر حسب اینچ است و مقدار آن از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (36-3)$$

که در آن CN یک مشخصه حوضه از نظر نفوذپذیری است که در ویژگی‌های ذاتی حوضه توضیح داده شده است. برای محاسبه زمان تمرکز از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$t_c = 1.67 t_{lag} \quad (37-3)$$

۳-۲-۴-۳- زمان انتقال جریان در حوضه (Travel Time)

طبق تعریف زمانی را که جریان از یک نقطه حوضه به نقطه دیگری حوضه و با سرعت V طی می‌کند زمان انتقال می‌گویند. اگر فاصله این دو نقطه با (L) نمایش داده شود، برای هر فاصله‌ای مانند dl با سرعت $u(i)$ زمان انتقال dt به صورت زیر خواهد بود.

$$\left. \begin{aligned} dl &= u(i) \times dt \\ \int_0^t dt &= \int_0^t \frac{dl}{u(i)} \\ t &= \int_0^t \frac{dl}{u(i)} \end{aligned} \right\} \quad (38-3)$$

و اگر سرعت ثابت فرض شود، u_i برای یک فاصله طولی مانند Δl_i (که در آن $i=1, 2, \dots$ و $i=1$ است) زمان انتقال کل جریان (t) به صورت زیر خواهد بود.

$$t = \sum_{i=1}^I \frac{\Delta l_i}{u_i} \quad (39-3)$$

مقدار سرعت u_i برای سطوح مختلف و در شیب‌های متفاوت از جدول (۱۱-۳) بدست می‌آید.

جدول (۳-۱۱) سرعت متوسط تقریبی جریان رواناب (U_i بر حسب فوت بر ثانیه) در سطوح مختلف

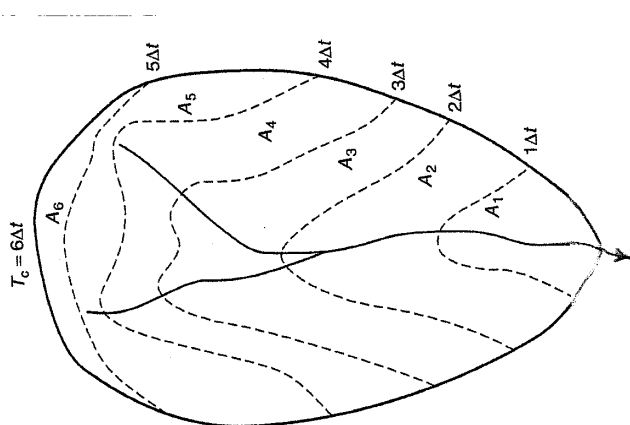
شیب کانال یا اراضی حوضه به درصد				نوع سطح
>۱۲	۸-۱۱	۴-۷	۰-۴	
۳/۲۵	۲/۵-۴/۲۵	۱/۵-۲/۵	۰-۱/۵	جریان غیر متمرکز روی سطح مانند: اراضی جنگلی
۴/۲۵	۳/۵-۴/۲۵	۲/۵-۴/۵	۰-۲/۵	اراضی مرتعی، چراگاهی
۵/۵	۴/۵-۵/۵	۳/۰-۴/۵	۰-۴/۰	اراضی کشاورزی
۱۷	۱۳/۵-۱۷/۰	۸/۵-۷/۵	۰-۳/۵	سطح پیاده رو و جاده و فرودگاه
کانال خروجی که سرعت آن از رابطه مانینگ حساب می‌شود کانالهای طبیعی غیر مشخص (از نظر هندسی)				جریان متمرکز یافته و کانال مانند:
۷	۴-۷	۲-۴	۰-۲	

۳-۲-۴- نقشه خطوط هم پیمایش^{۲۸}

در محاسبه رواناب و حداکثر دبی لحظه‌ای سیلابی در سطح یک حوضه آبریز و بخصوص استفاده از مدل‌های هیدرولوژیکی استفاده از نقشه خطوط هم پیمایش ضرورت پیدا می‌کند.

طبق تعریف خطوط هم پیمایش مکان هندسی نقاطی است که زمان تمرکز و یا زمان انتقال آنها مساوی باشد. برای این خطوط نیز نقشه‌ای تهیه می‌شود که به آن نقشه خطوط هم پیمایش یا نقشه ایزوکرونال می‌گویند. تهیه نقشه خطوط هم پیمایش مشابه آنچه در مورد نقشه‌های توپوگرافی عمل می‌شود، صورت می‌گیرد. معمولاً این خطوط با فاصله زمانی یک ساعت رسم می‌شوند.

برای رسم این گونه خطوط، معمولاً از نقطه خروجی حوضه به سمت بالا به صورت شعاعی خطوطی رسم می‌شود و با توجه به شیب زمین روی این خطوط، سرعت آب برآورد و سپس زمان پیمایش (یا زمان انتقال جریان) محاسبه شده و تبدیل به زمان می‌شود. شکل (۳-۱۳) یک شماتیک از خطوط هم پیمایش را نشان می‌دهد.



شکل (۳-۱۳) شماتیکی از خطوط هم پیمایش

۳-۲-۴- ویژگیهای ذاتی و فیزیکی حوضه

هر حوضه آبریزی با توجه به مشخصات زمین شناسی به خاکشناسی، پوشش گیاهی، ژئومورفولوژیکی نوع کاربری اراضی و بهره‌برداری از آن دارای ویژگی‌هایی است که در ترکیب با مشخصات مرفومتیری و زمانی نسبت به رویدادهای اقلیمی پاسخ حوضه را به صورت سیستمی تعیین می‌کند و مشخصات هیدرولوژیکی سطحی (رواناب و دبی جریان)، زیرزمینی (تغذیه و تخلیه و بیلان آب)، فرسایش و رسوبدهی، و کمیت

²⁸ Isochronal Map

آب را مشخص می‌سازد. به طور کلی این ویژگی‌ها طی مطالعات مختلف و توسط متخصصین مربوطه صورت می‌گیرد و افزون بر گزارش هواشناسی و اقلیم و فیزیوگرافی در قالب گزارش‌های زیر تدوین می‌شود.

- ۱- زمین شناسی و ژئومرفولوژی
- ۲- خاکشناسی و قابلیت اراضی
- ۳- کاربری اراضی (شامل کشاورزی، دامپروری، جنگل و مرتع، اراضی مسکونی و معادن و...)
- ۴- فرسایش و رسوب
- ۵- اجتماعی اقتصادی (مردم ساکن در حوضه)
- ۶- هیدرولیک و رسوب در رودخانه (مهندسی رودخانه)

تشریح موارد فوق در جایگاه خود و در دروس مختلف برای رشته‌های مرتبط ارائه می‌شود و نیازی به توضیح آنها در اینجا نمی‌باشد و تنها به موضوعاتی مثل تبخیر و تعرق، نفوذپذیری و آبهای زیرزمینی و در مورد برخی از روش‌های برآورد روناب و جریان رودخانه (مثل روش SCS و مدل‌های هیدرولوژیکی) توضیحاتی در مورد ویژگی‌های ذاتی و فیزیکی ارائه شده است.

۳-۲-۵- ویژگی‌های هیدرولوژیکی حوضه آبریز

بررسی ویژگی‌هایی که در بالا به آن اشاره شد در واقع برای درک درستی از خصوصیات هیدرولوژیکی حوضه است زیرا پاسخ حوضه و در واقع خروجی آن بستگی کامل به این ویژگی‌ها دارد. به طور خلاصه ویژگی‌های هیدرولوژیکی را می‌توان در وضعیت تولید روناب و رسوب، جریان رودخانه و سیلاب، آبهای زیرزمینی و کمیت آب و به طور کلی بیلان مؤلفه‌های مختلف چرخه طبیعی آب در سطح حوضه بکار گرفت. هر یک از این ویژگی‌ها در فصول مربوط به خود ارائه شده است.

فصل چهارم: بارش

۴-۱- مقدمه

نزولات جوی یا بارش^{۲۹} مقدار رطوبتی است که بصورت جامد (برف و تگرگ و ...) و یا مایع (باران و ...) در ابرها تشکیل و به سطح زمین می‌رسد و یکی از مؤلفه‌های مهم سیکل هیدرولوژیکی است. بررسی و تجزیه و تحلیل این مؤلفه از نظر هیدرولوژی نیازمند اطلاعات و داده‌هایی است که از ایستگاه‌های هواشناسی اعم از ایستگاه‌های زمینی و یا جو بالا (رادیسوند) و اخیراً اطلاعات و تصاویر ماهواره‌ای نظیر NOAA و امثال آن بدست می‌آید.

دانستن مقدار و نوع بارش، الگوی توزیع زمانی و مکانی آن اساس محاسبات و برآوردهای هیدرولوژیکی است. برآورد مقدار رطوبت خاک، میزان تغذیه سفره‌های آب زیرزمینی، جریان‌های سطحی و جریان آبراه‌ها و رودخانه‌ها همگی متأثر از مقدار و نوع بارش و ویژگی‌های زمانی و مکانی آن می‌باشد. معمولاً اطلاعات بارش بیشتر از سایر مؤلفه‌های سیکل هیدرولوژی در یک منطقه قابل دسترس می‌باشد. در بسیاری از موارد بخصوص در نقاط دورافتاده، اطلاعات بارش تنها داده‌های موجود برای تجزیه و تحلیل وضعیت هیدرولوژیکی یک محل است. بخصوص امروزه می‌توان اطلاعات نسبتاً خوب و در سطح گسترده‌ای را از طریق فن‌آوری سیستم‌های جغرافیایی و تصاویر ماهواره‌ای خاص مطالعات هواشناسی به دست آورد.

²⁹ Precipitation

اصولاً مطالعات و بررسی‌های تفصیلی مربوط به نحوه تشکیل ابر و تولید بارش و مکانیزم‌های حاکم بر آن از مسائل عمده هواشناسی و اقلیم‌شناسی است و در هیدرولوژی تنها تجزیه و تحلیل داده‌های بارش صورت می‌گیرد.

۲-۴- انواع بارش

بارش ممکن است به شکل‌های مختلفی تشکیل و به سطح زمین برسد. عمومی‌ترین شکل بارش برف و باران و گاهی تگرگ است اما به شکل‌های دیگری نیز دیده می‌شود. اشکال بارش به صورت‌های زیر مشخص و تعریف کرده‌اند.

۲-۴-۱- نم بارش^{۳۰}

این نوع بارش، شامل قطرات بسیار کوچک با قطر کمتر از ۰/۵ میلی‌متر هستند که معمولاً با توزیع اندازه، نسبتاً یکنواخت و به مقدار کافی نازل می‌شوند. این نوع بارش در اتریش زدگی باران با شدت بسیار کم اتفاق می‌افتد.

۲-۴-۲- باران^{۳۱}

باران شکل مایع بارش است که اندازه آن بزرگتر از نم بارش می‌باشد و عمومی‌ترین شکل بارش بحساب می‌آید. اختلاف اساسی باران و نم بارش در اندازه قطر قطرات آنها است.

۲-۴-۳- برف^{۳۲}

برف شکل جامد بارش است که معمولاً به صورت بلوهای شش‌وجهی و ستاره‌ای می‌باشند و به شکل برف‌دانه یا گلوله‌های برف^{۳۳} به زمین می‌رسند.

۲-۴-۴- یخچه یا یخ پوش شفاف^{۳۴}

وقتی که باران بر روی شئی یا سطح زمین که درجه حرارت آن کمتر از صفر باشد، نازل شود، به صورت یک ورقه و یا پوشش یخ تبدیل می‌شود که به آن باران یخ زده، یا یخچه می‌گویند.

۲-۴-۵- پولک‌های یخی (Sleet)

در صورتی که قطرات آب نازل شده از ابرها وارد یک لایه هوا با درجه حرارت زیر صفر شود، این قطرات تبدیل به پولک‌های یخ زده (Sleet) می‌شوند. این پولک‌ها قطرات یخ زده‌ای هستند که روی هم قرار دارند. پولک‌های یخی وارونگی پروفیل درجه حرارت در لایه‌های مختلف اتمسفر را نشان می‌دهند. در برخی اوقات ممکن است ریزش باران به صورت مخلوطی از برف و باران را هم Sleet بنامند.

۲-۴-۶- تگرگ (Hails)

این شکل از بارش به صورت یخ‌های جامد و گلوله‌های نسبتاً گرد با قطر در حدود ۷ تا ۷/۵ میلی‌متر و گاهی تا ۱۲۵ میلی‌متر هم می‌رسند. تگرگ معمولاً در بارش‌های طوفانی^{۳۵} که به صورت عمودی حرکت می‌کنند، بوجود می‌آید. تگرگ به صورت قطرات بارانی که اطراف یک بلور یخی تجمع یافته به زمین می‌رسد. تشکیل تگرگ بدین صورت است که وقتی قطره باران تشکیل می‌شود در حین عبور از لایه زیرین خود به دلیل پایین بودن دما در حین سقوط، رطوبت اطراف را به حالت فوق اشباع می‌رساند و آن را جذب سطحی خود می‌سازد و به اصطلاح در حین عبور از لایه سرد و مرطوب زیرین رشد می‌کند و به زمین می‌رسد گاهی دمای ابرهای لایه زیرین از صفر کمتر و تا ۴۰- درجه سانتی‌گراد هم می‌رسد.

۲-۴-۷- مه^{۳۶}

مه ابر نزدیک به سطح زمین است که شامل ذرات ریز بخار آب موجود در هوا می‌باشد و از نظر مسائل اکولوژی، محیط زیست، کشاورزی و میزان تبخیر و تعریق بسیار مهم می‌باشد.

³⁰ Drizzle

³¹ Rain

³² Snow

³³ Snow flake

³⁴ Glaze

³⁵ Thunderstorms

³⁶ Fog

۴-۲-۸- شب‌بنم^{۳۷}

شب‌بنم مستقیماً روی سطح زمین و از طریق پدیده تگائف^{۳۸} بخار آب در شب و یا مه در سطح زمین تشکیل می‌شود که این عمل در اثر سرد شدن هوای مرطوب یا مه در ساعات شب اتفاق می‌افتد. این عمل بدلیل از دست دادن دمای سطح زمین در شب در اثر قطع دریافت اشعه خورشیدی و ساطع کردن اشعه در سطح زمین رخ می‌دهد.

۴-۲-۹- شب‌بنم یخ زده^{۳۹}

این شکل از بارش شامل بلورهای یخ است که به شکل سوزن یا ستونی می‌باشند. تشکیل این شکل از بارش یخ زده نیز مانند همان تشکیل شب‌بنم در سطح زمین است و تفاوت آن با شب‌بنم در این است که به دلیل پایین بودن زیاد دمای سطح زمین بخار هوا مستقیماً به بلورهای یخی تبدیل می‌شود. در برخی اوقات به صورت لایه نازکی از ریزش برف به نظر می‌رسد.

۴-۲-۱۰- یخ پوش مات^{۴۰}

این شکل بارش به صورت یک لایه نسبتاً ضخیم یخ زده است و زمانی اتفاق می‌افتد که یک توده هوای خیلی سرد (زیر صفر درجه) وارد توده ابری می‌شود. در این صورت قطرات نازک باران تشکیل و یخ می‌زنند. شبیه این پدیده را می‌توان هنگام عبور هواپیما در ارتفاعات بالا که وارد توده ای ابر می‌شود در لبه‌های بال هواپیما مشاهده نمود. در هر صورت آنچه از نظر هیدرولوژی بیشتر مورد تجزیه و تحلیل در محاسبات و برآوردها صورت می‌گیرد. بررسی بارش و برف می‌باشد. تنها در موارد خاص و بخصوص مسائل مربوط به روش‌های تامین رطوبت برای مناطق خشک و کویری و از دیدگاه مسائل زیستی صورت‌های دیگر بارش مورد مطالعه قرار می‌گیرند تا با شناخت مکانیزم تشکیل آنها بتوان از منابع دیگر آب، هر چند به میزان کم است، بهره برداری نمود. بررسی این گونه مسائل در هیدرومتئورولوژی کاربردی، هواشناسی کاربردی و بخصوص در رشته کشاورزی بیشتر مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۳- مکانیزم تشکیل بارش

اصولاً مکانیزم تشکیل بارش را در مباحث مربوطه به فیزیک بارش به طور مفصل و همراه با پدیده‌های فیزیکی حاکم بر این فرآیند بررسی می‌کنند. به طور خیلی خلاصه بارش زمانی تشکیل می‌شود که چهار مرحله پشت سر هم در یک توده هوای مرطوب اتفاق می‌افتد. این چهار مرحله عبارتند از:

- ۱- سرد شدن هوا تا رسیدن دما به نقطه شب‌بنم
- ۲- وجود هسته‌ها و متراکم شدن رطوبت در ابرها
- ۳- رشد قطرات متراکم شده
- ۴- تامین رطوبت برای ادامه رشد قطرات تا تشکیل بارش

۴-۳-۱- سرد شدن هوا

در شروع تشکیل بارش، توده هوای مرطوب بایستی تا رسیدن به نقطه شب‌بنم سرد شود. سرد شدن این توده هوا ممکن است به چند طریق صورت گیرد:

- ۱- از دست دادن دما از طریق ساطع کردن اشعه به محیط اطراف خود
- ۲- در هم آمیختن با هوای سردتر از خود
- ۳- برخورد کردن با سطح سرد
- ۴- سرد شدن آدیاباتیک توسط حرکت افقی هوا به طرف مناطق کم فشار
- ۵- سرد شدن آدیاباتیک توسط صعود توده هوا

اصولاً سرد شدن هوا توسط چهار مکانیزم اول معمولاً تولید مه و شکلهای نامعلوم بارش نظیر شب‌بنم، نم بارش و یخچه، پولک‌های یخی و امثال آن را می‌کند و تنها صعود توده هوا است که سبب تشکیل بارش قابل ملاحظه به صورت باران، برف و تگرگ می‌شود.

³⁷ Dew

³⁸ Condensation

³⁹ Hour Frost

⁴⁰ Rime

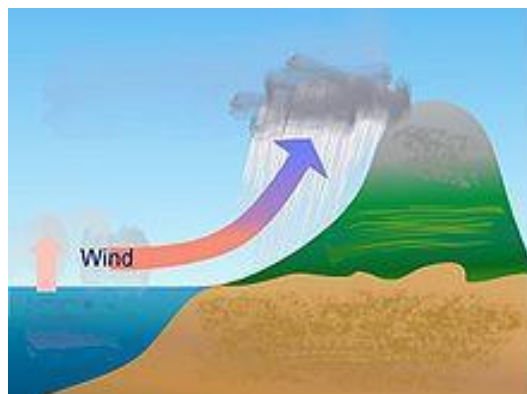
بر اساس نحوه سرد شدن هوا بارندگی را به سه دسته اصلی زیر تقسیم می کنند:

۱- بارندگی فرازی یا جابجایی^{۴۱} که بالا رفتن هوای گرم و مرطوب به طبقات سرد بالا و تشکیل ابرهای کومولوس موجب بارش می شود. (شکل ۱-۴).



شکل ۱-۴ بارندگی فرازی یا جابجایی

۲- بارندگی کوهستانی یا اوروگرافیک^{۴۲} که ابر تحت فشار باد روی دامنه کوهستان بالا رفته و در ارتفاعات سرد می شود. در دامنه طرف مقابل هم پدیده کوه پناهی اتفاق می افتد (شکل ۲-۴).



شکل ۲-۴ بارندگی کوهستانی یا اوروگرافیک

۳- بارندگی چرخه ای یا سیکلونیک^{۴۳} در اثر جابجایی توده هوای گرم و مرطوب و حرکت به سمت کم فشار و برخورد دو توده هوا با دما و رطوبت متفاوت و تشکیل بارش در حد فاصل (جبهه) دو توده هوا اتفاق می افتد (شکل ۳-۴). این نوع بارش را به دو دسته تقسیم می کنند:

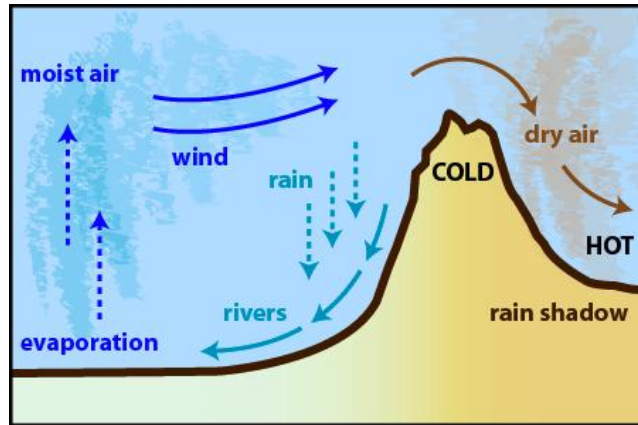
۱- جبهه گرم: توده هوای گرم و مرطوب با فشار زیاد به هوای سرد می رسد و روی آن شروع به بالا رفتن و سرد شدن می کند. معمولاً بارش‌های با شدت کم ولی رز سطح وسیع و به مدت طولانی می شود.

۲- جبهه سرد: هوای سرد باعث جابجایی هوای گرم و مرطوب شده و هوای سرد روی هوای گرم و با سرعت بیشتر حرکت می کند. معمولاً بارش با شدت زیاد ولی در سطح کم و به مدت کوتاه را ایجاد می کند.

⁴¹ Convective

⁴² Orographic

⁴³ Cyclonic



شکل ۳-۴ بارندگی چرخه ای یا سیکلونیک

۴-۴- اندازه گیری مقدار بارش

مقدار بارش به هر نوعی که باشد بر اساس ارتفاع آب جمع شده در یک سطح صاف برای یک مدت معین بیان می شود. در اندازه گیری مقدار بارش مشکلات زیادی وجود دارد که اندازه گیری را دچار عدم قطعیت می کند. مهمترین این مشکلات عبارتند از:

- ۱- حرکت معشوش هوا در اطراف دستگاه اندازه گیری
 - ۲- کوچک بودن سطح دستگاه های اندازه گیری بارش نسبت به سطح نقطه برای رفع این مشکل موضوع تراکم مناسب شبکه بارسنجی مطرح می شود.
- در ایستگاه های هواشناسی دو نوع دستگاه برای اندازه گیری باران مورد استفاده قرار می گیرند که عبارتند از باران سنج ساده (غیر ثبات) و بارانگار یا باران سنج ثبات.

۴-۵- محل نصب باران سنج ها

با توجه به مشکلاتی که در مورد اندازه گیری باران توسط باران سنج ها و باران نگارها وجود دارد بایستی در محل نصب شوند که کمترین خطا را داشته باشند برای اینکار توصیه های زیر اجرا شده است:

- ۱- دو از ساختمان های بلند قرار گیرند. به طوری که بهترین نقطه ساختمان با دیوارهای مجاور محل نصب زاویه ای کمتر از ۳۰ درجه داشته باشد.
- ۲- دور از دختان بلند باشد.
- ۳- در محل گود و یا مرتفع در یک منقطه قرارنگیرد.

۴-۶- شبکه باران سنجی

با توجه به اینکه اصولاً اندازه گیری باران به صورت نقطه ای (دریک محل) صورت می گیرد و بایستی آن را به سطح تعمیم داده یعنی مقدار باران را در یک سطح وسیع حساب کرد. بنابراین تعداد آنها در سطح مثلا یک منطقه و یا حوزه بایستی با توجه به دقت مورد نظر به اندازه کافی باشد.

توصیه WMO برای شبکه ایستگاه های باران سنجی به صورت زیر آمده است:

- ۱- مناطق سطح و با آب و هوای معتدل یک ایستگاه به ازاء ۶۰۰ تا ۹۰۰ کیلومتر مربع
- ۲- مناطق کوهستانی آب و هوای معتدل یک ایستگاه در هر ۱۰۰ تا ۲۵۰ کیلومتر مربع

۳- مناطق کویری یک ایستگاه برای ۱۵۰ تا ۱۰/۰۰۰ کیلومتر مربع

البته توصیه هایی در مورد شبکه ایستگاه های باران سنجی با توجه به هدف و برنامه های مختلفی که وجود دارد نیز توصیه شده است. یکی از محاسباتی که معمولاً در گزارشات هواشناسی در خصوص کفایت تعداد ایستگاه ها در شبکه باران سنجی می شود، تعیین تعداد مطلوب ایستگاه با توجه به درجه دقت تخمین باران در یک سطح می باشد که از رابطه زیر استفاده می شود:

$$N = \left(\frac{C_v}{E}\right)^2 \quad (1-4)$$

که در آن:

C_v : ضریب تغییرات بارندگی منطقه که براساس تعداد ایستگاه ها موجود و داده های آماری آنها محاسبه می شود.

E : درصد اشتباه مجاز در تعیین میانگین بارندگی منطقه

N : تعداد ایستگاه های باران سنجی مورد نیاز (مقدار مطلوب شبکه)

روابط مورد نیاز برای محاسبه تعداد مطلوب ایستگاه ها به صورت زیر است:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad (2-4)$$

$$\bar{P}^2 = \frac{\sum P_i^2}{n} \quad (3-4)$$

$$S = \sqrt{\frac{n}{n-1} [\bar{P}^2 - (\bar{P})^2]} = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{n-1}} \quad (4-4)$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{P}} \quad (5-4)$$

P_i مقدار بارندگی سالیانه در ایستگاه i ام ، n تعداد سالهای آماری و S انحراف معیار داه های موجود می باشد.

مثال ۱-۴ محاسبه کفایت شبکه باران سنجی: در یک حوزه آبریز که از ارتفاع حدود ۱۵۰۰ تا ۳۰۰ متر از سطح دریا واقع است، مقدار ۴

ایستگاه اندازه گیری باران وجود دارد که متوسط سالانه مقدار باران در آنها به ترتیب ۸۰۰، ۶۲۰، ۴۰۰، ۵۴۰ میلی متر است. تعداد ایستگاه

های مورد نیاز برای قبول ده درصد خطا در بر آورد میانگین باران منطقه چه تعداد است؟ مراحل حل مسأله به صورت زیر است:

۱- محاسبه میانگین کل ایستگاه های موجود:

$$\sum P^2 = (800)^2 + (620)^2 + (400)^2 + (540)^2 = 1476000$$

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{n} = \frac{800+620+400+540}{4} = 590 \text{ mm}$$

$$\bar{P}^2 = \frac{\sum P_i^2}{n} = \frac{1476000}{4} = 369000 \quad \text{۲- انحراف معیار}$$

$$S = \sqrt{\frac{n}{n-1} (\bar{P}^2 - (\bar{P})^2)} = \sqrt{\frac{4}{4-1} (369000 - (590)^2)} \quad S = 167$$

$$C_v = \frac{S}{P} = \frac{167}{590} = 0.283 \times 100 = 28.3 \quad \text{۴- ضریب تغییرات}$$

$$N = \left(\frac{C_v}{E}\right)^2 = \left(\frac{28.2}{10}\right)^2 \approx 8 \quad \text{۴- تعداد ایستگاه}$$

بنابراین باید ۴ ایستگاه دیگر هم در این حوزه وجود داشته باشد.

مسئله بعدی محل مناسب این ایستگاه‌ها است که باید به گونه‌ای تعیین شود که در ارتفاعاتی باشد که در حال حاضر در آنها ایستگاه وجود ندارد. ضمناً محل این ایستگاه‌ها هم باید در محلی باشد که امکان آمارگیری روزانه از آنها ممکن باشد، مثلاً در حوالی روستا، پاسگاه نیروی انتظامی و نظایر آن که از نظر امنیتی هم با مشکلی مواجهه نباشد.

۴-۷- مشخصات بارش

۴-۷-۱- مدت بارش^{۴۴}

فاصله زمانی بین شروع و پایان هر رویداد بارندگی را مدت یا تداوم بارش می‌گویند. تداوم بارش یک متغیر تصادفی است و می‌تواند هر مقدار از زمان را شامل شود. اصولاً مدت بارش را بر اساس یک مدت طبقه بندی می‌کنند. مثل باران یک ساعته، ۴ ساعته و ۳ ساعته و ... ۲۴، ۴۸، ۷۲ ساعته اما از آنجا که این زمان‌ها به صورت کاملاً یک مدت معینی صورت نمی‌گیرد. برای هر تداوم یک بازه زمانی در نظر گرفته می‌شود مثلاً همه باران‌ها بین ۱:۴۵ تا ۲:۱۵ ساعته را ممکن است یک باران با تداوم ۲ ساعت در نظر گرفت.

۴-۷-۲- مقدار بارش

همان گونه که قبلاً متذکر شد، ارتفاع آب حاصله از یک بارندگی در طول مدت بارش را مقدار بارش می‌گویند. این کمیت ممکن است بر حسب سانتی متر، میلی متر و یا اینچ بیان شود. مقادیر بارندگی را ممکن است برای سال، ماه، فصل، حداکثر بارش روزانه در سال و یا حداکثر بارش برای هر تداوم معینی برای هر ایستگاه باران سنجی بیان کرد.

۱- متوسط بارندگی سالانه: مقدار کل بارانی که به طور متوسط در طول یک سال در ایستگاه می‌بارد.

۲- مقدار بارندگی ماهانه: مقدار کل بارانی که به طور متوسط در طول یک ماه از سال در یک ایستگاه می‌بارد.

۳- حداکثر بارش روزانه: در یک ایستگاه به مقدار بارندگی حداکثر روزانه ای (۳۴ ساعته) که در هر سال باریده می‌گویند.

۴- حداکثر بارش برای یک تداوم زمانی معین را مثلاً ۶ ساعته، حداکثر بارش برای آن تداوم می‌گویند (مثلاً ۶ ساعته)

که در هر سال در یک ایستگاه اتفاق افتاده است و یا انتظار است که رخ دهد. این کمیت‌های مقدار بارش را معمولاً به صورت

جداول و یا نمودارهای ستونی (هیستوگرام) نشان می‌دهند.

۴-۷-۳- شدت بارش^{۴۵}

مقدار بارشی است که در واحد زمان نازل می‌شود و آن را بر حسب میلی‌متر در ساعت و یا اینچ در ساعت بیان می‌کنند.

$$I = \frac{\Delta P}{\Delta t} = \frac{\text{باران}}{\text{زمان}} = \text{mm/h} \quad (۴-۶)$$

^{۴۴} Duration

^{۴۵} Intensity

I: شدت بارش به میلی متر در ساعت، P مقدار بارش به میلی متر و t زمان بارش به ساعت است.

۴-۷-۴- فراوانی وقوع بارش^{۴۶}

فراوانی وقوع یک بارش با مدت معین (تداوم معین) و ارتفاع با شدت مشخص را که در یک دوره زمانی معین به طور متوسط چند بار می تواند اتفاق افتد را فراوانی وقوع آن بارش می گویند. مثلاً یک بارش به ارتفاع ۲۰ میلی متر و با تداوم زمانی ۲ ساعت در طول مدت ۱۰ سال در یک ایستگاه، باران سنجی را در نظر بگیرید. ممکن است در طول این ۱۰ سال تنها ۳ بار بارانی با تداوم ۲ ساعت بارشی به ارتفاع ۲۰ میلی متر یا بیشتر در آن رخ داده باشد. بنابراین فراوانی وقوع چنین بارانی (3/10) یا ۳۰٪ خواهد بود.

بجای فراوانی وقوع بارش معمولاً از واژه دوره بازگشت^{۴۷} استفاده می شود. که عکس فراوانی است. اگر F فراوانی و T دوره بازگشت

در نظر گرفته شود، آنگاه $T = \frac{1}{F}$ را دوره بازگشت به سال می گویند.

فراوانی وقوع یک بارندگی در واقع احتمال وقوع آن را بیان می کند و بنابراین احتمال وقوع باران های بزرگ (از نظر ارتفاع) بسیار کم و به عبارتی دوره بازگشت آنها زیاد است. اما خاطرنشان می کند که طبق تعریف احتمالات، درصد فراوانی و یا احتمال تئوری برای وقوع یک رویداد برابر با تعداد حالات مورد انتظار به کل تعداد رویدادهای به وقوع پیوسته است.

برای پیش بینی فراوانی وقوع بارش در یک ایستگاه بایستی داده های بارش (سال، ماه، فصل، حداکثر بارش روزانه و یا با هر تداوم خاصی) را تحلیل فراوانی نمود که این مورد در فصل مربوط به استفاده از آمار و احتمالات در هیدرولوژی توصیه داده شده است.

۴-۷-۵- سطح ریزش

چون حجم آب حاصل از بارش بستگی به وسعت بارندگی دارد، لذا سطحی که بارندگی در آن صورت می گیرد، اهمیت دارد. آنچه حائز اهمیت می باشد، این است که مقدار بارش رسیده به زمین که مثلاً در ایستگاه های باران سنجی اندازه گیری می شود. با آنچه به سطح یک حوزه می رسد، تفاوت زیادی دارد ولی از نظر محاسباتی به جز این اندازه گیری، اطلاعات دیگر در اختیار نمی باشد و باید با استفاده از روشهای، که بعداً مورد بحث قرار خواهد گرفت، از آن استفاده نمود.

همان گونه که در مبحث سیکل هیدرولوژی در سطح حوزه آبریز به آن اشاره گردیده مقدار بارش رسیده در سطح زمین بستگی به خصوصیات سطح زمین و بخصوص نوع و تراکم پوشش گیاهی و یا پوشش ساختمان و جاده دارد. گیرش اصطلاحی است که به آن تلفات برگابی^{۴۸} گفته می شود. این تلفات در واقع یک ذخیره موقت بارش است که سرانجام تبخیر شده و به اتمسفر باز می گردد. اجزاء این مقدار گیرش شامل ریزش میانی^{۴۹}، جریان ساقه ای^{۵۰} و تلفات گیرش^{۵۱} می باشد.

⁴⁶ Frequency

⁴⁷ Return Period

⁴⁸ Interception

⁴⁹ Through fall

⁵⁰ Stem flow

⁵¹ Interception loss

۴-۸- بارش نقطه ای و بارش در سطح

اندازه گیری بارش و یا برآورد مقدار بارش دارای دو جنبه می باشد، یکی بارش نقطه ای و دیگری بارش منطقه ای این واژه ها به صورت زیر تعریف می شوند:

۴-۸-۱- بارش نقطه ای

بارش نقطه ای در واقع همان مقدار بارشی است که توسط دستگاه های باران سنجی یا بارانگاری در محل ایستگاه های هواشناسی و یا باران سنجی اندازه گیری می شود. همان طور که قبلا در مورد وسایل اندازه گیری توضیح داده شده، ارتفاع آب حاصل از بارندگی را اگر در دستگاه های ساده و تجمعی باران سنجی باشد به صورت روزانه و یا هفتگی و سالانه ارایه می شوند ولی در بارانگاریها به طور پیوسته اندازه گیری می شوند که توسط گراف و یا جدول نمایش داده می شوند. از این گراف ها می توان منحنی های تجمعی مقدار بارش نسبت به زمان را ترسیم کرد که به آنها منحنی جرم^{۵۲} می گویند. از روی این منحنی ها می توان مقدار بارندگی را برای تداوم های مختلف و همین طور شدت بارش لحظه ای را استخراج کرد.

۴-۸-۲- بارش در سطح

بارش ایستگاه ها تنها نمونه ای نقطه ای از یک بارش هستند در صورتی که در عمل و برای تجزیه و تحلیل های هیدرولوژی نیاز به برآورد مقدار بارش در سطح مثلا یک حوزه آبریز، یک جاده، فرودگاه و پشت بام و امثال آن می باشد. اگر منطقه کوچک باشد می توان فرض کرد که تا یک شعاع کوچکی (مثلا حداکثر یک کیلومتر) منطقه به همان میزان بارش که در محل ایستگاه یا باران سنج باریده است، باران را دریافت می کند ولی برای سطوح بزرگتر و یا دور از ایستگاه باران سنجی بایستی به کمک روش هایی باران نقطه ای را به میانگین باران در سطح تبدیل کرد.

در هیدرولوژی برای برآورد مقدار بارش یک طوفان (رگبارش)، یا مقدار آن در یک ماه، فصل و سال از میانگین کلیه اعداد وارقامی که توسط ایستگاه های هواشناسی و یا باران سنجی ثبت شده است، استفاده می شود. برای برآورد میانگین بارش یک سطح می توان به کمک شکل (۴-۷) رابطه کلی زیر را نوشت:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \iint_A P(x, y) dx dy \quad (۴-۲۱)$$

که در آن \bar{P} میانگین بارش در سطح، A مساحت منطقه یا حوضه، x, y محورهای مختصات محل ایستگاه ها و $P(x, y)$ مقدار بارندگی در ایستگاه های $y = 1, 2, \dots, G$ می باشد. این مقدار بارندگی ممکن است مربوط به یک رگبار، یا بارش روزانه، ماهانه، فصل و یا سالانه باشد. روش هایی که در هیدرولوژی برای تعیین مقدار میانگین بارش در سطح مرسوم اند، عبارتند از:

۴-۸-۲-۱- روش میانگین وزنی^{۵۳}

در این روش از رابطه زیر استفاده می شود:

⁵² Mass curve

⁵³ Weighted Average

$$\bar{P} = \sum_{g=1}^G W_g \cdot P_g \quad (۲۲-۴)$$

که در آن W_g ضریب وزنی هر ایستگاه است و بنابراین $\sum_{g=1}^G W_g = 1$ خواهد بود.

P_g مقدار اندازه گیری شده بارش در هر ایستگاه می باشد. روش های مختلفی برای تعیین این ضرایب وجود دارد که عبارتند از:

الف) میانگین حسابی: در این روش وزن هر ایستگاه یکسان و معادل $1/G$ در نظر گرفته می شود بنابراین:

$$\bar{P} = \frac{1}{G} \sum_{g=1}^G P_g \quad (۲۳-۴)$$

ب) چند ضلعی های تیسن^{۵۴}

در این روش کلیه ایستگاه های داخل منطقه یا حوضه و حتی مجاور آن مورد استفاده قرار می گیرد. در این روش از چند ضلعی های استفاده می شود که ایستگاه ها در مرکز آن واقع می شوند (شکل ۴-۸) و فرض می شود که کلیه نقاط داخل این چند ضلعی ها دارای بارانی مشابه به ایستگاه می باشند. بنابراین نسبت سطح هر چند ضلعی نسبت به کل سطوح چند ضلعی ها به عنوان وزن یا ضریب وزنی هر ایستگاه تلفی می شود.

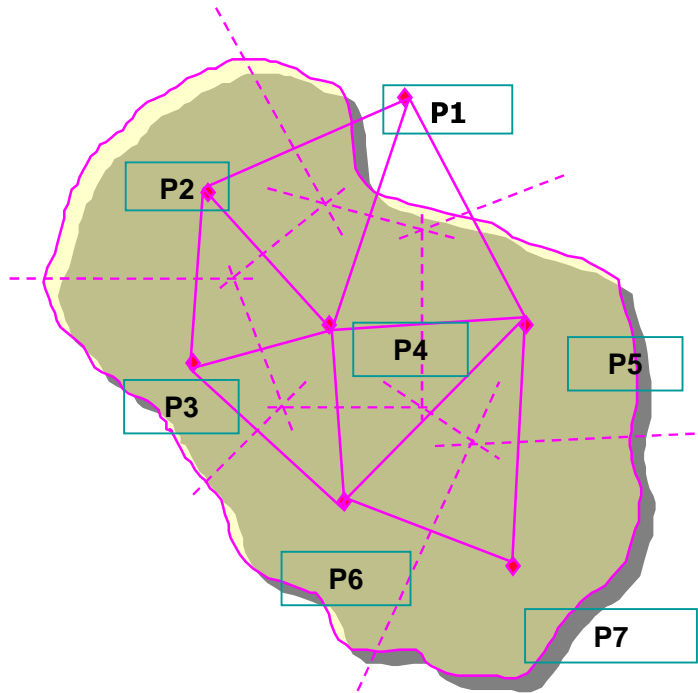
برای بدست آوردن این چند ضلعی های ابتدا مانند آنچه در شکل (۴-۸) نشان داده شده است، ایستگاه های همجوار بوسیله خطوط سیستم بهم متصل شده پس عمود منصف آنها رسم می گردد تا چند ضلعی ها مشخص می شوند. در این صورت میانگین بارش سطحی به صورت زیر خواهد بود.

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{g=1}^G a_g \cdot P_g \quad (۲۴-۴)$$

$$\bar{P} = \sum_{g=1}^G W_g \cdot P_g \quad (۲۵-۴)$$

$$W_g = \frac{a_g}{A} \quad (۲۶-۴)$$

⁵⁴ Thiessen Polygons



شکل (۴-۸) روش چند ضلعی های تپسن

۴-۲-۲-۸-۴ استفاده از نقشه هم باران^{۵۵}

در این روش سطحی که معرف مقادیر بارش بر روی یک منطقه یا حوضه است، به صورت نقشه ای که منحنی های هم باران^{۵۶} را نمایش می دهند، ترسیم می شود. به طوری که این خطوط مکان هندسی نقاطی است که مقدار بارندگی آن برای یک تداوم معین و یا یک دوره مشخص یکسان باشد (شکل ۴-۹). بنابراین سطوحی که در حد فاصل بین هر دو خط قرار می گیرند، دارای بارشی معادل میانگین مقدار باران این دو خط خواهند داشت. در این صورت مطابق شکل خواهیم داشت:

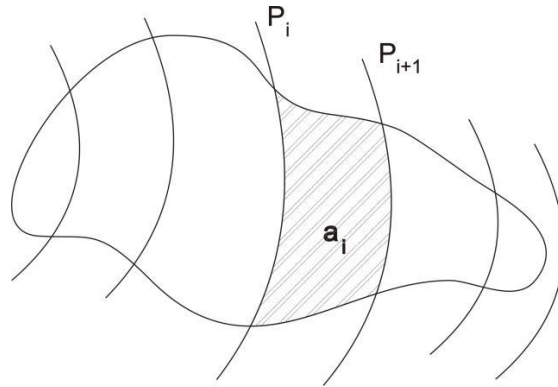
$$\bar{P}_j = \frac{1}{2}(P_i + P_{i+1}) \quad (۴-۲۷)$$

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum (a_i \times P_j) \quad (۴-۲۸)$$

که در آن P_j مقدار میانگین بارش بین دو منحنی بارش با مساحت a_i است، A مساحت کل منطقه یا حوضه و \bar{P} میانگین بارش رابطه در کل سطح A خواهد بود.

⁵⁵ Surface Fitting Method

⁵⁶ Isohyets

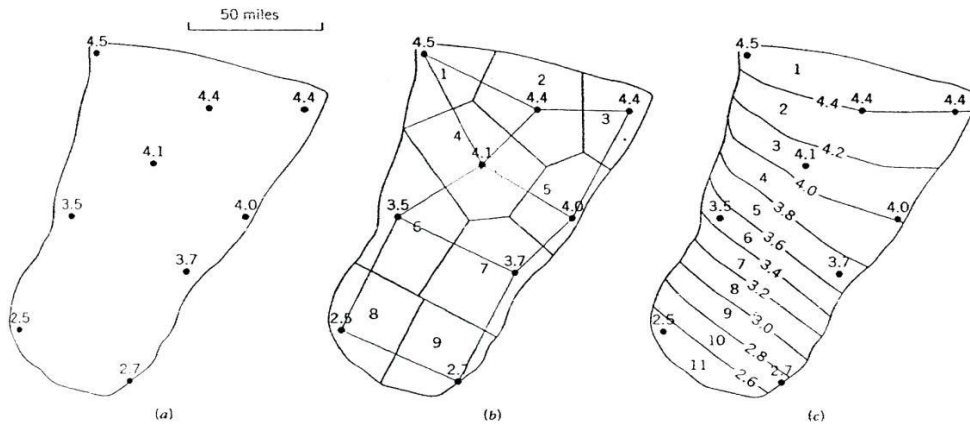


شکل (۴-۹) روش منحنی های هم باران

امروزه به کمک سیستم های اطلاعات جغرافیایی (GIS) و روش های زمین آماری^{۵۷} برای میان یابی مقادیر بین اندازه ها، در هر توزیع مکانی، مقادیر بارش منطقه ای را می توان با دقت بالایی بدست آورد که موضوع درس هیدرولوژی مهندسی پیشرفته می باشد.

مثال ۴-۴- برآورد میانگین بارش در سطح

مقادیر بارش برحسب اینچ در یک رویداد در ۹ ایستگاه باران سنجی داخل و اطراف یک حوزه آبریز مطابق شکل (۴-۱۰) مفروض است. با سه روش میانگین حسابی، تسین و همباران، مقدار بارش در حوضه را بدست آورده و با هم مقایسه کنید.



شکل (۴-۱۰) بارش متوسط حوضه با سه روش میانگین حسابی، تسین و همباران

۹-۴- بررسی تغییرات بارندگی با ارتفاع

برای بررسی تغییرات بارندگی با ارتفاع نیز با توجه به مشخصات ایستگاه‌های اندازه‌گیری بارش و ارتفاع از سطح دریا و حتی سایر مشخصات مکانی نظیر طول و عرض جغرافیایی و حتی دوری و نزدیکی ایستگاه‌ها از محل تأمین رطوبت مثل دریا هم می‌توان روابطی را بدست آورد.

$$P=f(H, E, N, L, \dots) \quad \text{رابطه مقدار بارش با چند پارامتر فیزیوگرافی یا اقلیمی} \quad (۲۹-۴)$$

$$P = a \pm bH \quad \text{رابطه خطی بارش با ارتفاع} \quad (۳۰-۴)$$

$$P=a H^b \quad \text{رابطه نمایی بارش با ارتفاع} \quad (۳۱-۴)$$

در رابطه بالا:

P مقدار بارش در نطقه‌ای به ارتفاع H متر از سطح دریا، a و b هم ثابت‌های معادله رگرسیون است.

۱۰-۴- بررسی اقلیم منطقه

برای تعیین اقلیم منطقه روش‌های مختلفی ارایه شده است مانند ضریب خشکی دومارتن^{۵۸}، کوپن^{۵۹}، آمبرژه، سیلیانوف که در اینجا به دو روش ساده آن اشاره می‌شود.

۱- تعیین نوع اقلیم منطقه با استفاده از پارامترهای بارش سالانه و دمای متوسط ماهانه

$$\frac{P_{\max}}{P} \quad \text{شاخص پراپی} \quad (۳۲-۴)$$

$$\frac{P_{\min}}{P} \quad \text{شاخص کم آب} \quad (۳۳-۴)$$

$$I.C. = \frac{P_{\max}}{P_{\min}} \quad \text{شاخص اقلیمی} \quad (۳۴-۴)$$

و با استفاده از جدول ۳-۴ وضعیت اقلیم تعیین می‌شود.

جدول ۳-۴ کلاس بندی اقلیم براساس بارش سالانه و دمای متوسط ماهانه

نوع اقلیم	حدود شاخص اقلیمی
خیلی مرطوب	$IC < 2$
مرطوب	$3 > IC > 2$
نیمه مرطوب	$4 > IC > 3$
نیمه خشک	$5 > IC > 4$
خشک	$IC > 5$

۲- روش تورنت وایت برای تعیین اقلیم

تورنت وایت شاخصی را بنام بارش موثر^{۶۰} را به صورت زیر تعریف کرده است:

$$PE_{mi} = 115 \left(\frac{P_i}{T_i - 10} \right)^{10.9} \quad (۳۵-۴)$$

$$PE = \sum_{i=1}^{n=12} PE_{mi}$$

PE_{mi} شاخص بارش موثر در ماه iام به اینچ

⁵⁸ De Martonne

⁵⁹ Köppen

⁶⁰ Percipitation Effective

P_i بارش سالانه در ماه i ام به اینچ
 T_i میانگین درجه حرارت ماهانه در ماه i ام (فارنهایت)

PE شاخص بارش موثر به اینچ

با استفاده از جدول ۴-۴ وضعیت اقلیم در هر ایستگاه بدست می‌آید.

جدول ۴-۴ نوع اقلیم براساس شاخص تورنت وایت

حدود تغییرات PE به اینچ	اقلیم
$PE > 128$	خیلی مرطوب
$128 > PE > 64$	مرطوب
$64 > PE > 32$	نیمه مرطوب
$32 > PE > 16$	نیمه خشک
$PE < 16$	خشک

۱۱-۴- بررسی دوره های تر سالی و خشکسالی

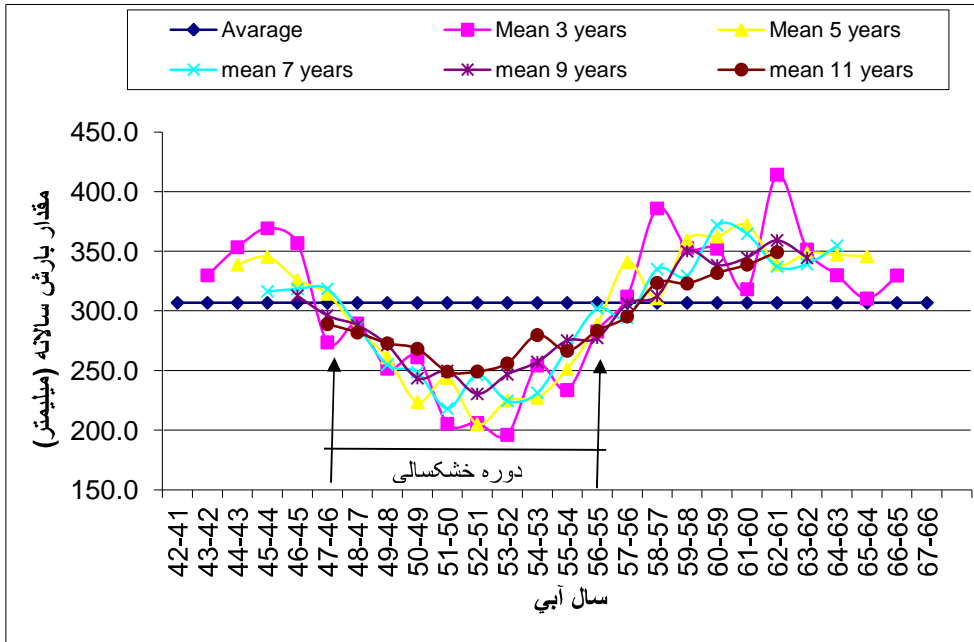
با استفاده از میانگین متحرک می توان دوره های تر سالی و خشکسالی را برای ایستگاه های هواشناسی و به تبع آن برای یک منطقه تعیین نمود. جدول (۴-۵) طرز محاسبه میانگین متحرک و جدول (۴-۶) برای مثال میانگین متحرک ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ ساله بارش سالانه را در یک ایستگاه نشان می دهد. با استفاده از این جدول شکل (۴-۱۱) رسم شده است. سال هایی که بالا تر از میانگین معمولی آمار ۲۶ بارش ساله باشد به عنوان دوره تر سالی و سال های زیر میانگین معمولی را دوره های خشکسالی می گویند. قابل ذکر است که برای تعیین سال ها و یا دوره خشکسالی و شدت وخامت آن، روش ها و شاخص متعددی وجود دارد که موضوع این درس نمی باشد.

جدول (۴-۵) طرز محاسبه میانگین متحرک باران متوسط در ایستگاه تحت مطالعه

سال آماری	بارش سالانه (mm)	میانگین متحرک ۳ ساله	میانگین متحرک ۵ ساله	میانگین متحرک ۷ ساله
۱	P_1	—	—	—
۲	P_2	$\frac{P_1 + P_2 + P_3}{3}$	—	—
۳	P_3	$\frac{P_2 + P_3 + P_4}{3}$	$\frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5}{5}$	—
۴	P_4	$\frac{P_3 + P_4 + P_5}{3}$	$\frac{P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6}{5}$	$\frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7}{7}$
۵	P_5	$\frac{P_4 + P_5 + P_6}{3}$	$\frac{P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7}{5}$	$\frac{P_2 + P_3 + \dots + P_8}{7}$
۶	P_6	$\frac{P_5 + P_6 + P_7}{3}$	$\frac{P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8}{5}$	$\frac{P_3 + P_4 + \dots + P_9}{7}$
۷	P_7	$\frac{P_6 + P_7 + P_8}{3}$		
۸	P_8	$\frac{P_7 + P_8 + P_9}{3}$		
n-1	P_{n-1}	$\frac{P_{n-2} + P_{n-1} + P_n}{3}$	--	--
n	P_n	--	--	--

جدول (۴-۶) میانگین متحرک بارش سالانه

سال آبی	بارش سالانه میلی متر	میانگین ۳ ساله بارش سالانه میلی متر	میانگین ۵ ساله بارش سالانه میلی متر	میانگین ۷ ساله بارش سالانه میلی متر	میانگین ۹ ساله بارش سالانه میلی متر	میانگین ۱۱ ساله بارش سالانه میلی متر
۴۱-۴۲	333.4	-	-	-	-	-
۴۲-۴۴	252	329.9	-	-	-	-
۴۳-۴۴	404.2	353.5	338.7	-	-	-
۴۴-۴۵	404.2	369.3	345.3	316.4	-	-
۴۵-۴۶	299.6	356.8	325.8	318.3	312.8	-
۴۶-۴۷	366.6	273.6	314.4	318.5	296.1	288.9
۴۷-۴۳	154.6	289.4	284.2	286.9	288.0	281.8
۴۸-۴۷	347	251.7	261.0	254.8	271.5	272.8
۴۹-۵۰	253.4	261.2	223.5	248.5	243.6	268.2
۵۰-۵۱	183.2	205.3	243.7	218.1	249.6	249.1
۵۱-۵۲	179.4	206.0	205.0	246.5	230.4	249.2
۵۲-۵۴	255.4	196.1	225.0	224.6	246.7	256.0
۵۳-۵۴	153.4	254.2	227.1	231.4	257.2	279.7
۵۴-۵۵	353.8	233.6	251.4	268.3	275.2	266.5
۵۵-۵۶	193.6	282.7	288.6	302.0	277.2	283.4
۵۶-۵۷	300.8	311.9	341.0	294.3	306.1	295.3
۵۷-۵۳	441.4	385.9	310.6	335.1	312.6	323.5
۵۸-۵۷	415.6	352.9	359.7	329.4	350.0	323.0
۵۹-۶۰	201.8	352.1	362.3	371.8	338.5	331.8
۶۰-۶۱	438.8	318.1	372.0	364.5	344.7	338.8
۶۱-۶۲	313.8	414.3	339.0	337.1	359.2	349.3
۶۲-۶۴	490.2	351.4	348.5	339.4	344.4	-
۶۳-۶۴	250.2	330.0	347.0	354.6	-	-
۶۴-۶۵	249.6	310.3	345.9	-	-	-
۶۵-۶۶	431.2	329.7	-	-	-	-
۶۶-۶۷	308.4	-	-	-	-	-
	306.8	-	-	-	-	-



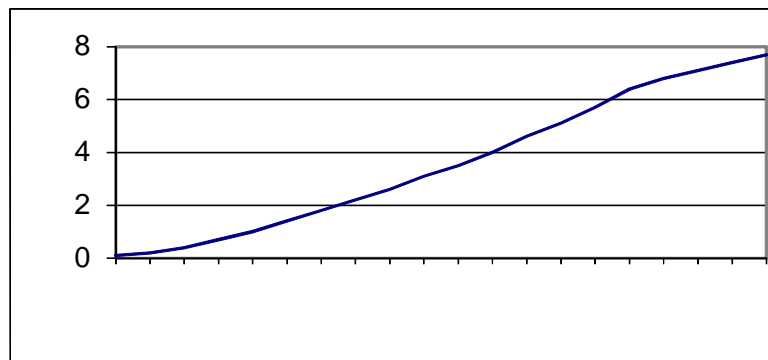
شکل(۴-۱۱) بررسی دوره های تر و خشک با استفاده از میانگین متحرک بارش سالانه

۴-۱۲-- نمایش بارش روزانه و کوتاه مدت

از موارد بسیار مهمی که در هیدرولوژی کاربرد وسیعی دارد، بررسی و تجزیه و تحلیل بارش های روزانه و کوتاه مدت و در واقع طوفان های منجر به تولید روناب و سیل می باشد. قبل از تشریح این موارد چند واژه یا مفهوم ضروری توضیح داده می شود.

۴-۱۲-۱- منحنی تجمعی بارش

منحنی تجمعی بارش^{۶۱} مقادیر تجمعی بارش نسبت به زمان را نشان می دهد. این منحنی همان نموداری است که توسط باران نگارهای ثابت در هنگام بارندگی ثبت می شوند. البته با استفاده از داده های باران سنجی هم می توان چنین نموداری را رسم کرد که دقت آن در همان اندازه چند نوبت دیده بانی خواهد بود. با استفاده از این منحنی می توان شدت بارش را برای هر فاصله زمانی بدست آورد. این منحنی زمان شروع و خاتمه هر رگبارش را نشان می دهد. شکل(۴-۱۳) یک منحنی جرم بارش را نشان می دهد.



شکل(۴-۱۳) یک منحنی جرم بارش

⁶¹ Mass Curve or Accumulated

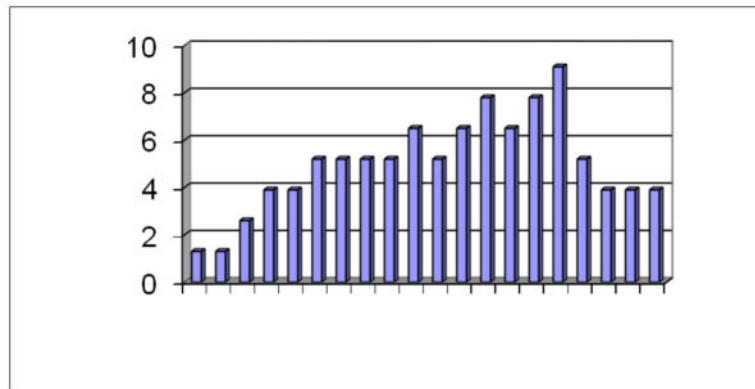
با استفاده از شکل (۴-۱۳) مقدار شدت بارش برای دو فاصله زمانی Δt_1 و Δt_2 با مقادیر بارش ΔP_1 و ΔP_2 به صورت زیر خواهد

$$I_1 = \frac{\Delta P_1}{\Delta t_1} \quad \text{و} \quad I_2 = \frac{\Delta P_2}{\Delta t_2} \quad \text{شد.}$$

با در اختیار داشتن شدت بارندگی برای تداوم خاص و یا تداوم طراحی می‌توان معیارهای طراحی را برای سازه‌های هیدرولیکی و آبی نظیر پل‌ها، سرریزها، کانال‌های باز انتقال سیلاب و یا شبکه لوله‌های دفع آبهای سطحی کاربرد دارد.

۴-۱۲-۲- باران نما یا هیئوگرام بارش^{۶۲}

با استفاده از داده‌های استخراج شده از منحنی‌های جرم بارش، باران نما که یک نمودار ستونی است به صورت شکل (۴-۱۴) ترسیم می‌شود.



شکل (۴-۱۴) هیئوگرام یا باران نما

از باران نما یا هیستوگرام یک بارش در طراحی رگبارها و پیش‌بینی سیلابی به عنوان مهم‌ترین ورودی در مدل‌های هیدرولوژی و از جمله هیدروگراف واحد استفاده می‌شود.

انتخاب فواصل زمانی برای رسم هیئوگرام بستگی به هدف از کاربرد این منحنی دارد. مثلاً در هیدرولوژی شهری فواصل زمانی را کوتاه و در حوزه‌های آبریز ممکن است این فواصل را حتی تا ۶ ساعت در نظر گرفت. این نمودار به وسیله روش‌های مختلفی، که در فصل مربوط به رواناب به آنها اشاره خواهد شد، براحتی تبدیل به هیدروگراف جریان رواناب یا سیلاب می‌شود.

الگوی زمانی باران (TP)^{۶۳} برای باران‌های با تداوم مختلف یکی از ویژگی‌های زمانی بسیار مهم بارش در هر ایستگاه و منطقه می‌باشد، با استفاده از منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی در هر ایستگاه و یا منطقه حداکثر شدت بارندگی با تداوم معین و در دوره بازگشت مشخص (احتمال معین) تغییرات بارش طراحی بدست می‌آید. برای تهیه هیئوگرام (تغییرات مقدار یا شدت بارندگی در طول مدت تداوم آن) نیاز به دانستن الگوی زمانی بارش برای تداوم مربوطه می‌باشد. برای مثال بارش‌های طوفانی^{۶۴} معمولاً با سرعت به اوج شدت خود می‌رسند و سپس به آرامی فروکش می‌کنند. در صورتیکه اوج شدت بارش‌های جبهه‌ای در اواسط مدت زمان بارش بوقوع می‌پیوندد.

برای تعیین الگوی زمانی بارش در منطقه شرق Illinois آمریکا به وسعت ۱۰۳۲ کیلومترمربع، Huff (۱۹۶۷) به کمک اطلاعات ۴۹ ایستگاه باران‌سنجی الگوهای توزیع زمانی بارش را با احتمالات مختلف ارائه نمود. براساس اینکه شدیدترین جزء بارش در کدام یک از چارک‌های اول تا چهارم اتفاق می‌افتد آنها را تقسیم‌بندی کرد. شکل (۴-۱۲) نمونه‌ای از این الگوها را نشان می‌دهد.

Pilgrim و همکاران (۱۹۷۵) نیز الگوی توزیع زمانی بارش را با روش موسوم به میانگین ترسیمی محاسباتی به کمک ۵۰ رگبار شدید با پایه‌های زمانی مختلف برای سیدنی استرالیا تهیه و ارائه نمود.

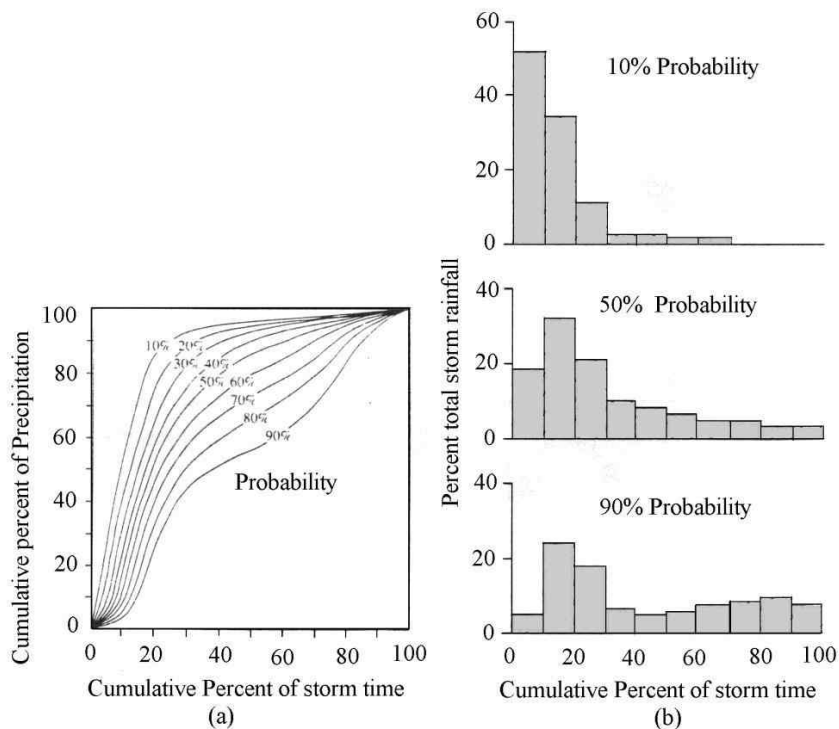
⁶² Precipitation Hyetograph

⁶³ Temporal Pattern, (TP)

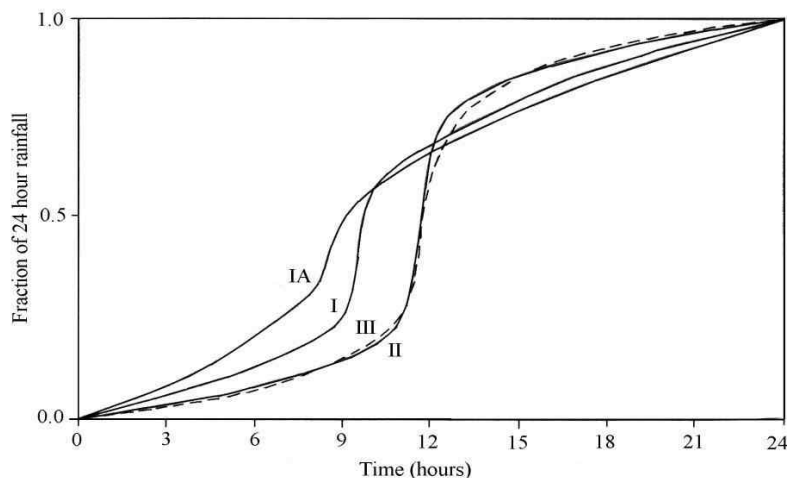
⁶⁴ Thunder storm

تاکنون بررسی‌های چندی در قالب مطالعات و یا پایان‌نامه‌های دانشجویی در برخی از حوضه‌ها و یا استان‌ها نظیر سمنان (طالب بیدختی، ۱۳۷۴)، خوزستان (زارع، ۱۳۷۵)، تهران (رضیعی، ۱۳۷۹) و ایستگاه سینوپتیک تهران (اسکندری، ۱۳۷۷) ایستگاه‌های شمال کشور (تلوری و همکاران، ۱۳۷۹) و کلیه ایستگاه‌های ایران (وزیری، ۱۹۶۳، ۱۳۷۰ و ۱۳۷۱) انجام گرفته است.

یکی از الگوهای تیپ بارش در ایالات متحده که به الگوی ثبت بارش SCS موسوم است برای سری پیوسته بارش ۶ دقیقه‌ای تا بارش یک روزه (۲۴ ساعته) تهیه شده و با نامهای الگوی تیپ بارش I, IA, II, III مطابق جدول (۴-۱۰) و شکل (۴-۱۳) تعیین گردیده است. روش‌های دیگری نظیر هیتوگراف مثلثی و روش Sifalad (۱۹۷۴) و Desbordes (۱۹۷۸) نیز وجود دارد که در اغلب کتاب‌های هیدرولوژی تشریح شده‌اند. (۱)



شکل (۴-۱۵) توزیع زمانی بارش در ربع اول روش Huff



شکل (۴-۱۶) الگوی زمانی بارش ۲۴ ساعته در روش SCS

جدول (۴-۱۰) توزیع بارش روش SCS

24-hour storm						6-hour storm		
Hour t	T/24	Pt/P24				Hour t	T/6	Pt/P6
		Type I	Type IA	Type II	Type III			
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.520	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.550	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.564	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.577	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.601	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.624	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.645	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.655	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

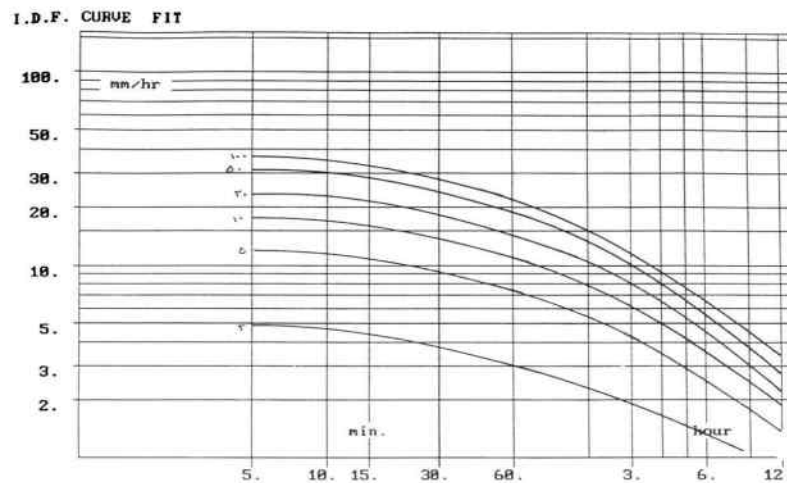
Source: U.S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986

۴-۱۲-۳- منحنی مدت (تداوم) بارش برای حداکثر ارتفاع و شدت بارش

اگر حداکثر ارتفاع بارندگی و شدت آن برای فواصل زمانی در یک بارش نسبت به زمان رسم شود، یک منحنی مدت- شدت بارش بدست می‌آید. این منحنی توزیع زمانی حداکثر ارتفاع بارش و شدت آن را نمایش می‌دهد. در ترسیم اینگونه منحنی‌ها (۴-۱۷) رابطه عمومی زیر بکار می‌رود.

$$i = \frac{C}{(T + a)^b} \quad (۴-۳۷)$$

در رابطه بالا: i شدت بارش بر حسب mm/h و یا cm/h و یا m/h و a, b, c به کمک روش‌های رگرسیون تعیین می‌شود.



شکل (۴-۱۷) منحنی های مدت- شدت بارش

هر اندازه فواصل زمانی کوتاهتر باشد، شدت بارش بیشتر می‌شود. برای بالا بردن دقت رابطه (۴-۳۷) بایستی مجموع مجذور انحراف را به حداقل رساند.

$$i = \frac{c}{(T+a)^b}$$

$$\log i = \log c - b \log(T+a) \quad (۴-۳۸)$$

$$S = \sum [\log i - \log c + b \log(T+a)]^2 \Rightarrow \min$$

برای به حداقل رساندن مقدار S، دیفرانسیل جزئی S نسبت به c، b به صورت زیر محاسبه می‌شود.

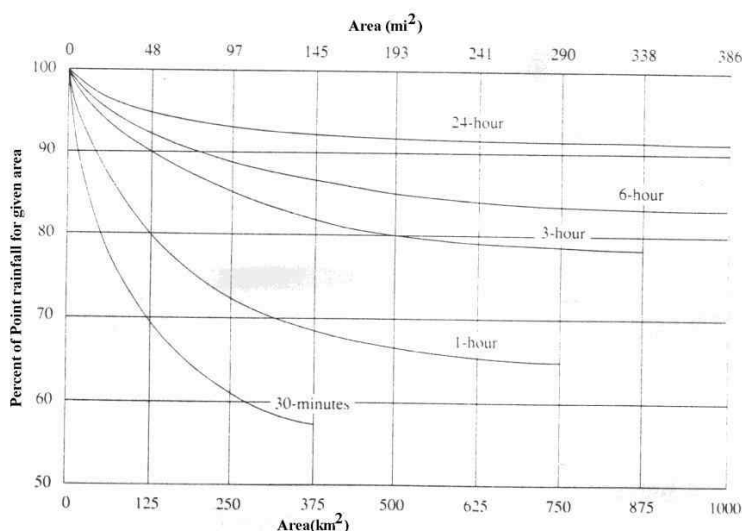
$$\sum \log i = n \log c - b \sum \log(T+a)$$

$$\sum [\log i - \log c + b \log(T+a)] = \log c \sum \log(T+a) - b \sum [\log(T+a)]^2 \quad (۴-۳۹)$$

در رابطه بالا n تعداد مشاهدات و \sum جمع کلیه مقادیر مشاهدات است. مقادیر c، b با فرض یک مقدار اولیه برای a با آزمون و خطا بدست می‌آید.

۴-۱۲-۴- منحنی عمق-سطح-مدت بارش

اصولاً بدلیل تغییرات مکانی مقدار بارش در سطح، متوسط عمق بارش با افزایش سطح و دوری از مرکز بارش، کاهش می‌یابد. منحنی‌ای که تغییرات سطح و عمق بارش را در تداوم‌های مختلف نشان می‌دهد را منحنی‌های DAD ۶۵ می‌گویند. این منحنی‌ها در طراحی سازه‌های آبی اعم از ساختمان‌های ذخیره‌ای و یا انتقال دهنده و طراحی عملیات کنترل سیلاب مورد استفاده قرار می‌گیرند. در اختیار داشتن حداکثر عمق بارش با توجه به تداوم زمانی آن در یک سطح مثل حوزه آبریز و یا یک شهر که به کمک منحنی DAD بدست می‌آید، بر دقت و صحت محاسبات جریان دبی طراحی می‌افزاید. در عمل بجای استفاده از منحنی‌های DAD از منحنی در صد کاهش بارش نسبت به سطح یا RDF ۶۶ استفاده می‌شود تا بتوان برای مقادیر متفاوت بارش قابل استفاده باشد. شکل (۴-۱۸) یک منحنی RDF را به صورت درصد کاهش باران به ازاء سطح حوضه نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۸) یک منحنی ضریب کاهش سطح

⁶⁵ Depth – Area - Duration

⁶⁶ Redaction Factor

بر اساس این منحنی‌ها بارش در سطح وسیع دارای تغییرات زیادی است و بندرت به طور یکنواخت در کل منطقه اتفاق می‌افتد. هر طوفان بارش دارای یک مرکز می‌باشد که حداکثر بارش (P_m) در آن اتفاق می‌افتد که معمولاً بیش از میانگین عمق بارش منطقه (\bar{P}) است. اختلاف ($P_m - \bar{P}$) با وسیع شدن منطقه افزایش پیدا می‌کند. از سوی دیگر هر اندازه تداوم بارش طولانی‌تر شود، اختلاف ($P_m - \bar{P}$) برای کل منطقه کاهش می‌یابد.

به طور کلی منحنی‌های DAD روشی است که تغییرات مقدار بارندگی را نسبت به وسعت ریزش بارندگی در یک طوفان نشان می‌دهد که در طراحی‌های هیدرولوژیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش تهیه این منحنی‌ها به صورت زیر است:

- ۱- با استفاده از نقشه توزیع مکانی ایستگاه‌های باران سنجی و مقادیر بارش آنها نقشه همبارش طوفان در منطقه (یا حوزه آبریز و شهر) تهیه می‌شود.
- ۲- به کمک نقشه همبارش تهیه شده مرکز بارش (یک یا چند مرکز) مشخص می‌شود.
- ۳- به کمک منحنی‌های همبارش، مقدار بارش از حداکثر به حداقل و به طور تجمعی محاسبه می‌شود.
- ۴- مقادیر بارش تجمعی برای سطوح تجمعی مربوط به صورتی ترسیم می‌شود که سطح روی محور افقی و در اشل لگاریتمی و روی محور عمودی مقدار بارش تجمعی روی اشل معمولی قرار می‌گیرد.
- ۵- این منحنی در واقع یک منحنی عمق سطح برای تداوم زمانی بارش اتفاق افتاده می‌باشد.

اصولاً اینگونه منحنی‌های (سطح- عمق) بایستی برای تداوم‌های مختلف زمان بارش به طور جداگانه تهیه شود و سپس منحنی‌ها را به درصد تبدیل کرده و همگی را در یک محور مختصات و تحت عنوان منحنی DAD ارایه نمود. اما برخی اوقات با تفکیک حداکثر بارندگی برای فواصل زمانی مختلف، منحنی‌های DAD ترسیم می‌شوند.

در این روش منحنی‌های همبارش و چند ضلعی‌های تیسن ایستگاه‌های باران سنجی روی هم قرار می‌گیرد و ابتدا یک منطقه‌بندی صورت می‌گیرد و سپس برای حداکثر بارش در تداوم‌های مختلف (به طور جداگانه) یک منحنی همبارش رسم شده و به همان روش قبلی منحنی‌های DAD مطابق مثال صفحه پیوست تهیه می‌شود.

۴-۱۲-۵- منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی^{۶۷}

برای طراحی سازه‌های آبی و پروژه‌های کنترل سیلاب، مهندسی رودخانه، زهکشی آبهای سطحی شهرها و برآورد سیلاب در حوزه‌های آبریز بایستی بارش طراحی انتخاب شود. در هر بارش طراحی، بایستی شدت بارش برای یک تداوم زمانی معین و با احتمال وقوع خاصی تعیین گردد.

برای تهیه منحنی IDF در یک ایستگاه (متعلق به سازمان هواشناسی و یا مدیریت آب وزارت نیرو) مراحل زیر را بایستی انجام داد:

- ۱- مقادیر شدت بارندگی برای تداوم‌های مختلف در هر سال استخراج می‌شود
- ۲- حداکثر شدت بارش برای هر یک از تداوم‌ها (مثلاً ۱، ۲، ۳ و.....ساعته) در هر سال مشخص می‌شود.
- ۳- با استفاده از مقادیر حداکثر شدت بارش برای هر تداوم زمانی بارش یک سری زمانی تهیه می‌شود
- ۴- سری داده‌ها بالا به ترتیب نزولی مرتب می‌شوند و احتمال وقوع تجربی هر یک با استفاده از یکی از روابط مثلاً فرمول ویبول

$$P = \frac{m}{n+1}$$

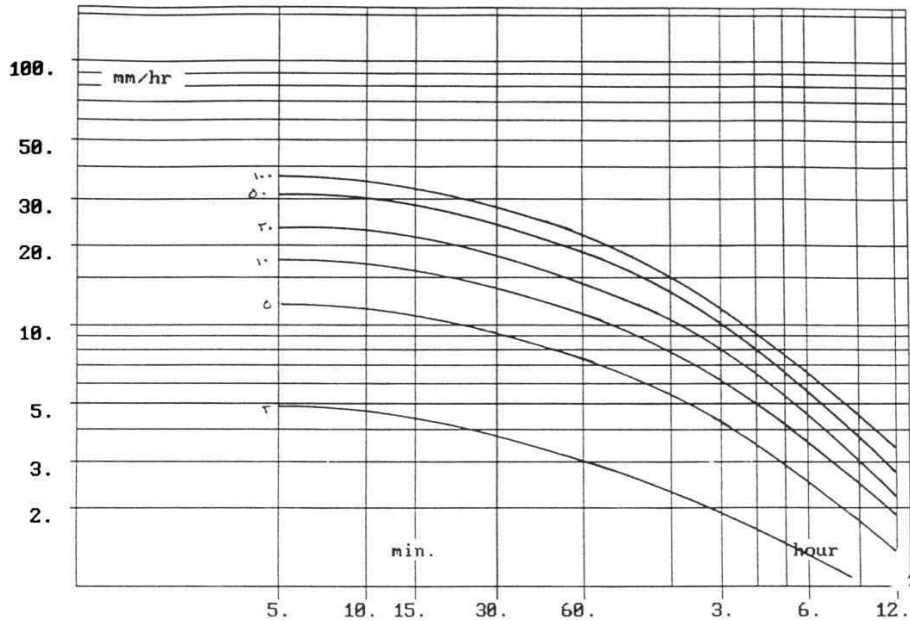
محاسبه شود. (P احتمال، m ردیف یا مرتبه و N تعداد داده‌هاست).

- ۵- مقادیر شدت بارش نسبت به احتمال تجربی مربوطه روی کاغذ احتمالات (با توجه به مناسبترین توزیع احتمالات برازش شده) ترسیم می‌گردد تا مناسبترین شکل رابطه به صورت یک رابطه خطی یا غیر خطی تعیین شود.
- ۶- ترسیم منحنی‌هایی که به صورت زیر برای هر تداوم رسم شد را می‌توان در یک صفحه رسم نمود تا دسته منحنی‌های شدت - مدت- فراوانی بدست آید.

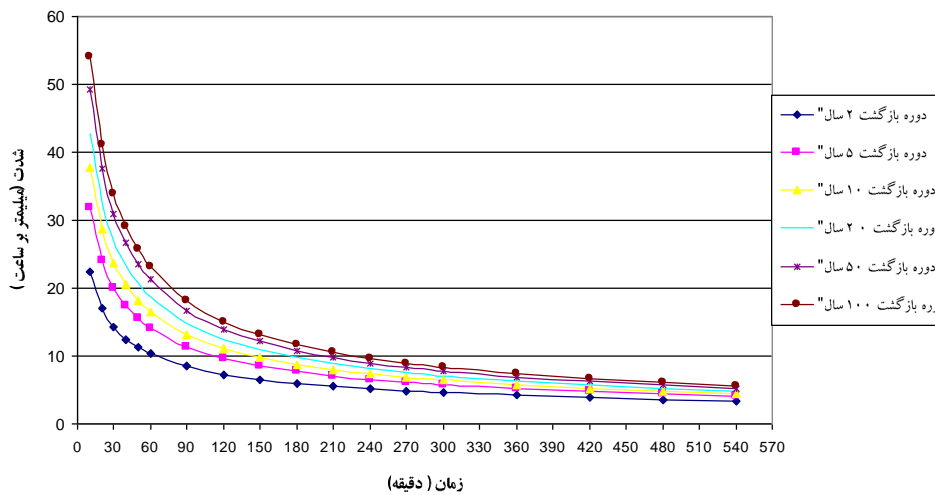
⁶⁷ Intensity- Durotion Freqweney

شکل (۴-۱۹) یک مورد منحنی IDF را روی کاغذ نیمه لگاریتمی نشان می‌دهد و شکل‌های (۴-۲۰) و (۴-۲۱) منحنی های IDF را در ایستگاه‌های سینوپتیک خرم‌آباد و کرمانشاه نشان می‌دهد.

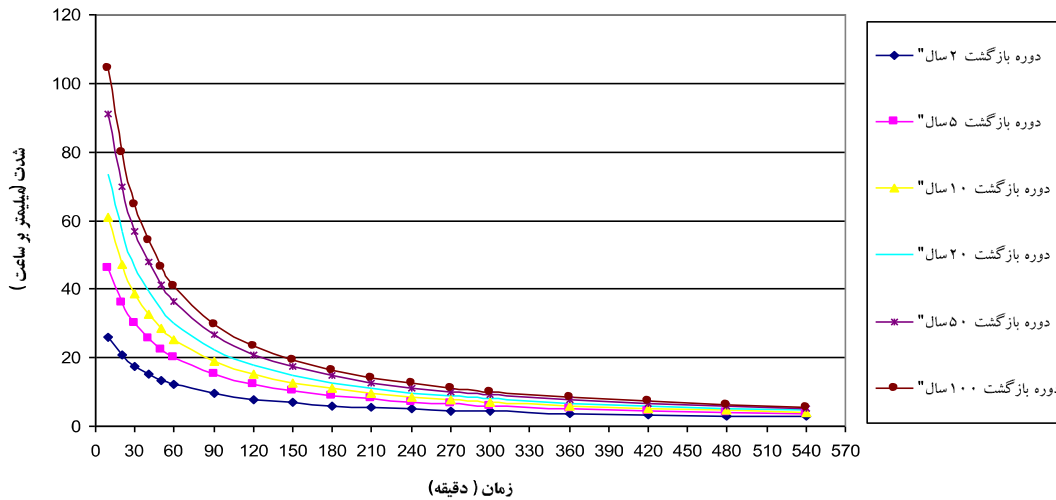
I.D.F. CURVE FIT



شکل (۴-۱۹) یک نمونه منحنی IDF



شکل (۳-۲۰) منحنی شدت-مدت- فراوانی در ایستگاه سینوپتیک خرم‌آباد



شکل (۳-۲۱) منحنی شدت-مدت- فراوانی در ایستگاه سینوپتیک کرمانشاه

۴-۱۲-۴- طرز استفاده از منحنی‌های TP، DAD و IDF

برای تعیین بارش طراحی برای هر پروژه آبی مثل کنترل سیل، ساماندهی رودخانه و امثال آن ابتدا متناسب با نوع پروژه، بایستی تداوم بارش مناسب انتخاب شود، سپس با توجه به احتمال وقوع مورد نظر (یا دوره بازگشت)، فراوانی وقوع مورد انتظار مشخص و سرانجام سطح مورد مطالعه معلوم شود.

با استفاده از منحنی IDF، مقدار شدت بارش (I) با تداوم (D) و احتمال وقوع F بدست می‌آید. سپس به کمک منحنی DAD و یا RDF، بارش نقطه‌ای (در ایستگاه) به بارش منطقه‌ای تبدیل می‌شود. آنگاه برای مقدار بارش $P=I \times D$ که مربوط به دوره بازگشت F است هیتوگرام (باران نگار) این بارش طراحی با استفاده از الگوی توزیع بارش (هیتوگرام الگوی شاخص) برای تداوم D ترسیم می‌شود.

مثال: برای یک جاده که در مسیرش یک مسیل واقع شده است قرار است یک لوله آبگذر (کالورت) با دبی با دوره بازگشت ۵۰ ساله طراحی شود. بارش طراحی را برای برآورد این دبی بدست آورید. فرض کنید از روی نقشه توپوگرافی محل، ابتدا حوضه آن را مشخص کرده اید و سپس مساحت، طول آبراهه اصلی و شیب آن را تعیین نموده و زمان تمرکز حوضه را با روش کریپیج بدست آورده اید و زمان تمرکز آن ۳ ساعت و مساحت حوضه معادل ۱۲۵۰۰ هکتار بدست آمده است. ضمناً منحنی‌های RDF و IDF و TP نزدیکترین ایستگاه هواشناسی به این محل مطابق شکل‌های ۴-۱۸ و ۴-۱۹ و جدول ۴-۱۰ می باشد.

حل مثال: سرکلاس انجام می شود

فصل پنجم - تبخیر و تعرق

۱-۵- مقدمه

تبخیر پدیده‌ای است که بوسیله آن آب یا بخ به گاز تبدیل می‌شود. تبدیل بخ به بخار را تصعید می‌گویند. در این پدیده آزاد شدن مولکول‌های آب و وارد شدن آنها در اتمسفر اتفاق می‌افتد. در طبیعت انتشار بخار آب از یک سطح مرطوب یا سطح آزاد آب (اعم از حالت مایع یا جامد) در درجه حرارتی پایین تر از نقطه جوش آب هم اتفاق می‌افتد.

تعرق یک پدیده فیزیولوژیکی است و به گیاه مربوط می‌شود. با توجه به اینکه قسمتی از آبهای مربوط به بارش در خاک نفوذ می‌کند و سپس توسط ریشه گیاهان جذب و به صورت تعرق به هوا برمی‌گردد، در هیدرولوژی برای حوزه آبریز تبخیر و تعرق را با هم بررسی می‌کنند و به آن تبخیر و تعرق (Evapotranspiration) می‌گویند.

تبخیر و تعرق جزء اصلی سیکل هیدرولوژی در حوزه آبریز است و به عوامل متعددی بستگی دارد که عبارتند از:

- درجه حرارت هوا و آب
- تابش نور خورشید
- رطوبت هوا
- سرعت جریان باد
- فشار هوا
- ارتفاع از سطح دریای آزاد
- وجود نمک‌های محلول در آب

مقدار تبخیر و تعرق در اطراف خط استوا حداکثر و در قطبین حداقل و گاهی به صفر می‌رسد.

تبخیر از سطح خاک مرطوب در یک هوای یکسان کمتر از تبخیر از سطح آزاد آب است. هر اندازه خاک سنگین تر (از نظر بافت) باشد مقدار تبخیر با گذشت زمان کمتر می‌شود.

تبخیر پدیده فیزیکی است که در سطح آزاد آب و خاک صورت می‌گیرد. تعرق پدیده ای است که آب را از طریق اندامهایی در ریشه گیاه از خاک جذب و سپس از طریق آوندهای موخود در ساقه به برگ‌ها و نهایتاً به صورت تعرق در سطح روزه‌های موجود در برگ‌ها خارج می‌کند. در اثر تعرق مقدار آب در سلول‌های گیاهی در سطح برگ‌ها کم می‌شود و باعث افزایش نیروی مکش در گیاه می‌شود. در ریشه گیاه آب از خاک جذب شده و سلول به سلول منتقل می‌شود. این نیرو باعث می‌شود که آب در جهت مخالف نیروی ثقل حرکت کند. این نیرو را پتانسیل آب در سلول گیاهی می‌گویند و از رابطه (۱-۵) حساب می‌شود.

$$\Psi = O + P + Z \quad (1-5)$$

که در آن Ψ مجموع پتانسیل آب در گیاه، O پتانسیل اسمزی و P پتانسیل فشار دیواره‌های سلول گیاه و Z نیروی ثقل است.

۲-۵- تبخیر و تعرق پتانسیل و واقعی

تبخیر و تعرق پتانسیل وقتی اتفاق می‌افتد که رطوبت کافی چه از طریق خاک و چه از طریق بارش و در همه زمان در اختیار گیاه باشد تا عمل تبخیر از سطح آزاد و یا تعرق از طریق گیاه صورت گیرد.

تبخیر و تعرق واقعی مقدار تبخیر و تعرقی است که بصورت واقعی از سطح آب و یا از گیاه در شرایط واقعی اتفاق می‌افتد.

۴-۵- اندازه گیری تبخیر

اندازه‌گیری تبخیر به طور مرسوم توسط تشتک تبخیر و از جمله تشتک کلاس A (شکل ۱-۵) و نوع کالورادو (شکل ۲-۵) صورت می‌گیرد.

برای تبدیل مقدار تبخیر از سطح آزاد از روی آمار تشتک تبخیر از رابطه زیر استفاده می شود.

$$E = K(E_{pan}) \quad (2-5)$$

که در آن E تبخیر از سطح آزاد مثل دریاچه و سطح مخزن، (E_{pan}) تبخیر از سطح تشتک و K یک ضریب ثابت به نام ضریب تشت است که برای کلاس A حدود $0/58$ تا $0/78$ و به طور متوسط $0/75$ می باشد. این ضریب در ماه‌های مختلف تغییر می کند.

۴-۵- اندازه گیری تبخیر و تعرق

اندازه گیری تعرق بطور مستقل کار ساده‌ای نیست و تفکیک آن از تبخیر بسیار مشکل است به همین منظور مجموع این دو را باهم اندازه گیری می کنند. برای اندازه گیری تبخیر و تعرق از روش لایسیمتری (Lysimeter) استفاده می شود. یک لایسیمتر ممکن است از یک گلدان ساده تا دستگاه های کامل و با ابزار دقیق تشکیل شود. دقیق ترین نوع آن لایسیمتر وزنی است که بوسیله آن مقدار آبی که بصورت تبخیر و تعرق از مجموع خاک و گیاه و یا لایسیمتر خارج می شود، از طریق مقایسه توزین مقادیر قبل و بعد بدست می آید

۵-۵- روش های برآورد تبخیر از سطح آزاد آب

برآورد مقدار تبخیر از سطح آزاد آب به عنوان یک مؤلفه مهم در سیکل هیدرولوژی است که بایستی در محاسبات هیدرولوژیکی انجام شود. چندین روش برای برآورد تبخیر از سطح آزاد ارائه شده است.

۱-۵-۵- روش بیلان آب

این روش بخصوص در مورد دریاچه سدها و یا مخازن و برکه‌ها که سایر عوامل معادله بیلان قابل اندازه گیری است بکار می رود. رابطه بیلان به صورت زیر قبلا بیان شده است.

$$E = P + (I - O) - \Delta S \quad (3-4)$$

که در آن E مقدار تبخیر، P بارش، I ورودی به دریاچه یا مخزن، O خروجی از دریاچه یا مخزن (بصورت خروجی مستقیم و یا نشت و نفوذ) و ΔS تغییرات حجم آب در مخزن در دوره زمانی مورد محاسبه مثل سال، ماه، هفته و روز می باشد.

۲-۵-۵- روش بیلان انرژی

انرژی که در سطح زمین صرف تبخیر می شود، بخشی از تابش خالص خورشید (R_n) می باشد که تفاضل بین تابش های ورودی و خروجی از سطح زمین است یعنی:

$$R_n = R_s - R_{rs} - R_{lw} \quad (4-5)$$

که در آن R_s تابش ورودی، R_{rs} تابش منعکس شده توسط سطح زمین با طول موج کوتاه و R_{lw} مقدار تابش خالص خروجی از سطح زمین با طول موج بلند است. اگر α ضریب آلبیدو باشد در این صورت مقدار تابش خالص (R_n) به صورت زیر است:

$$R_{rs} = \alpha R_s \quad (5-5)$$

$$R_n = R_s - R_s(\alpha) - R_{lw}$$

$$R_n = R_s(1 - \alpha) - R_{lw}$$

در مورد این رابطه و ضرایب انعکاس (آلیبدو) در مناطق و سطوح مختلف در فصل دوم مطالبی ارائه شده است. مثلاً ضرایب انعکاس در مناطق نیمه کویری ۰/۲۵، کویری شنی ۰/۳۷، پوشش گیاهی زراعی ۰/۲۳ و برای سطح آب ۰/۷ می‌باشد. مقدار R_n از طریق جدول (۲-۵) برحسب عرض جغرافیایی و برای ماه‌های مختلف سال استخراج می‌شود. در صورتیکه مقدار R_n معلوم شد آنگاه مقدار تبخیر از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$E = \frac{R_n}{\rho_w \cdot L_v} \quad (۶-۵)$$

در این رابطه E تبخیر (Cm در روز)، R_n تابش ورودی خالص (کالری بر سانتی‌مترمربع در روز)، ρ_w دانسیته آب (گرم بر سانتی‌مترمکعب) و L_v گرمای نهان تبخیر (کالری بر گرم) است و از رابطه (۷-۵) برای دمای آب (t) برحسب سانتی‌گراد بدست می‌آید.

$$L_v = 597.3 - 0.564t \quad (۷-۵)$$

روابط دیگری به صورت (۸-۵) و (۹-۵) ممکن است در روش بیلان انرژی مورد استفاده قرار گیرد.

$$R_s = R_a (0.803 - 0.340C - 0.458C^2) \quad (۸-۵)$$

که در آن R_a تابش خورشیدی در ماه مورد نظر که از جدول (۲-۴) استخراج می‌شود. R_a مربوط به بالای جو و قبل از ورود به داخل جو است. C متوسط ماهانه درجه ابری (ابرناکمی)، R_s متوسط روزانه تابش ورودی به سطح زمین در ماه مورد نظر است.

$$R_s = R_a \left(0.23 + 0.48 \frac{n}{N} \right) \quad (۹-۵)$$

که در آن n تعداد ساعات آفتابی مورد انتظار در طول ماه مورد نظر است که بستگی به عرض جغرافیایی و ماه مربوطه داشته و از جدول استخراج می‌شود. N تعداد ساعات آفتابی مشاهده شده در ماه مورد نظر در محل است.

مقدار تابشی که با طول موج بلند از سطح زمین صانع می‌شود از رابطه کلی زیر بدست می‌آید.

$$R_{lw} = e_m \delta T^4 \quad (۱۰-۵)$$

که در آن δ ضریب اسفان-بولتزمن^۱ و T درجه حرارت هوا در ارتفاع ۲ متری بر حسب درجه کلوین

$$R_{lw} = \delta T^4 (0.56 - 0.08\sqrt{e})(0.1 + 0.9 \frac{n}{N}) \quad (۱۱-۵)$$

در رابطه بالا نیز δ ضریب اسفان-بولتزمن، T درجه حرارت هوا در ارتفاع ۲ متری بر حسب درجه کلوین، e فشار بخار آب در هوا (میلی بار) و n ، N هم که قبلاً تعریف شده‌اند. اگر بجای نسبت n/N از C و بجای دمای هوا از دمای سطح آب (T_s) استفاده شود رابطه بالا به صورت زیر خواهد شد.

$$R_{lw} = \delta T_s^4 (0.51 - 0.66\sqrt{e})(0.1 + 0.9C) \quad (۱۲-۵)$$

مثال ۵-۱- مقدار تبخیر از سطح دریاچه‌ای را در یک روز معین (۸ اوت) که دمای هوا ۳۰ درجه سانتیگراد و چگالی آب یک گرم بر سانتی متر مکعب بوده در شرایط جغرافیایی با عرض جغرافیایی ۴۰ درجه شمالی و شرایط اقلیمی با درجه ابری ۴۰ درصد، رطوبت نسبی ۶۰ درصد، دمای هوا در ارتفاع ۲ متری ۳۰ درجه سانتی‌گراد و دمای سطح آب ۲۰ درجه سانتیگراد و ضریب بازتاب ۷ درصد قرار دارد. مقدار تبخیر روزانه از سطح آب را حساب کنید.

^۱ - ضریب اسفان-بولتزمن برابر است با $1.17 \times 10^{-7} \text{ cal.Cm}^{-2} \cdot \text{K}^{-4} \cdot \text{day}^{-1}$ یا $5.67 \times 10^{-8} \text{ W.m}^{-2}$ و $1.38 \times 10^{-8} \text{ cal.s}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$

حل مسئله:

۱. استخراج مقدار R_a برای 40° درجه شمالی از جدول (۵-۲). توجه این جدول متوسط ماهانه دهد که معادل 843 می باشد و عدد 870 برای روز هشتم این ماه است که از جدول کامل دیگری استخراج شده است.

$$R_a = 870 \text{ Cal/Cm}^2 \cdot \text{day}$$

$$R_s = R_a (0.803 - 0.340C - 0.458C^2) \quad \text{۲. محاسبه تابش خورشید}$$

$$R_s = 870(0.803 - 0.34(0.4) - 0.458(0.4^2)) = 516.5 \text{ Cal/Cm}^2 \text{ day}^{-1}$$

$$R_{rs} = \alpha R_s = 0.07 \times 516.5 = 36.2 \text{ calcm}^{-2} \text{ day}^{-1} \quad \text{۳. محاسبه بازتاب طول موج کوتاه}$$

$$R_{iw} = \delta T_s^4 (0.51 + 0.66\sqrt{e})(0.1 + 0.9C) \quad \text{۴. محاسبه تابش از سطح زمین}$$

$$\delta = 1.17 \times 10^{-7} \text{ Cal.Cm}^{-2} \text{ K}^{-4} \text{ d}^{-1}$$

$$T_s = 273 + 20 = 293 \quad \text{دمای سطح آب به درجه کلوین}$$

$$T_2 = 273 + 30 = 303 \quad \text{دمای هوا به درجه کلوین}$$

$$e = es \times Rh \quad \text{فشار بخار هوا}$$

از روی جدول (۵-۳) برای دمای 30° درجه مقدار e_s (فشار بخار اشباع) معادل $42/4$ میلی بار استخراج می شود.

$$e = 42.4 \times (0.6) = 25.4 \text{ mb}$$

$$R_{iw} = 14.4 \text{ CalCm}^{-2} \text{ day}^{-1}$$

$$R_n = R_s - R_{rs} - R_{iw} \quad \text{محاسبه تابش خالص}$$

$$R_n = 516.5 - 36.2 - 14.4 = 465.9 \text{ CalCm}^{-2} \text{ day}^{-1}$$

$$L_u = 597.3 - 0.56t \quad \text{۵. محاسبه گرمای نهان تبخیر}$$

$$L_u = 597.3 - 0.56(30) = 580.5 \text{ Cal.g}^{-1}$$

$$E = \frac{R_n (\text{cal.Cm}^{-2} \cdot \text{K}^{-4} \cdot \text{day}^{-1})}{\rho_w (\text{g.cm}^{-3}) \times L_v (\text{cal.g}^{-1})} = \text{cm/day} \quad \text{۶. محاسبه تبخیر}$$

$$E = \frac{465.9}{1(580.5)} = 0.8 \text{ cm/day}$$

$$E = 0.8 \times 10 = 8 \text{ mm/day}$$

۵-۴-۵- فرمول های تجربی برآورد تبخیر از سطح آزاد آب

روابط زیادی توسط دانشمندان برای برآورد مقدار تبخیر از سطح آزاد آب با استفاده از پارامترهای هواشناسی ارائه شده است. این روابط اصولاً بر اساس کمبود رطوبت یا کمبود فشار بخار آب و یا بطور غیرمستقیم اطلاعات دما و باد و یا تشعشع می باشد. به چند مورد از این فرمول ها در زیر اشاره شده است.

۵-۴-۱- معادله دالتون^۱

دالتون در سال ۱۸۰۲ رابطه زیر را برای محاسبه تبخیر از سطح آزاد آب ارائه نموده است.

$$E = B(e_s - e_a) \quad (۱۳-۴)$$

که در آن E تبخیر، es فشار بخار اشباع، ea فشار بخار هوا و B ضریبی است که بستگی به زمان و مکان دارد. این معادله بر اساس تئوری انتقال بخار آب می باشد.

$$B = \frac{0.622 K^2 \rho_a V_2}{P \cdot \rho_w \left[\ln \left(\frac{Z_2}{Z_0} \right) \right]^2} \quad (۱۳-۵)$$

که در آن

K ضریب انتشار آشفته که برای سرعت های اندازه گیری شده در ارتفاع ۲ متر معادل ۰/۴ در نظر گرفته می شود.
 ρa دانسیته هوا و ρw دانسته آب (Kg/m³)، V₂ سرعت باد در ارتفاع ۲ متری (m/s)، Z₀ ارتفاع زبری سطح
 Z₂ ارتفاع و P = فشار هوا است.

مثال ۲-۵: شدت تبخیر از سطح آزاد آب را برای شرایطی که دمای هوا ۲۵ درجه سانتیگراد، رطوبت نسبی ۴۰ درصد، فشار هوا ۱۰۱/۳ کیلو پاسکال، سرعت باد ۳ متر در ثانیه در ارتفاع ۲ متری ارتفاع زبری Z₀ را معادل ۰/۰۳، جرم مخصوص هوا در ۲۵ درجه سانتیگراد برابر ۱/۱۹ کیلوگرم در متر مکعب و جرم مخصوص آب ۹۹۷ کیلوگرم در مترمکعب است
 حل مسئله به روش دالتون :

$$B = \frac{0.622 K^2 \rho_a V_2}{P \cdot \rho_w \left[\ln \left(\frac{Z_2}{Z_0} \right) \right]^2} \Rightarrow B = \frac{0.622 (0.4)^2 \times (1.19 \times 3)}{101.3 \times 10^3 \times 997 \left[\ln \left(\frac{2}{0.03} \right) \right]^2} = 4.54 \times 10^{-11} \Rightarrow \text{m/P}_a \text{ S}$$

$$e_s = 611 \exp \frac{17.27T}{237 + T} = 611 \exp \frac{17.22 \times 25}{237 + 25} = 3169 \text{ pa} = 3.169 \text{ Kpa}$$

$$e_a = R_h \times e_s = 0.4 \times (3169) = 1267.5 P_a$$

$$E_a = B(e_s - e_a) = 4.54 \times 10^{-11} (3169 - 1267.5)$$

$$E_a = 8.63 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$E_a = 8.63 \times 10^{-8} \times \left(\frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}} \times \frac{86400 \text{ S}}{\text{day}} \right) = 7.46 \text{ mm/day}$$

۵-۴-۲- فرمول مایر^۲

$$E = \left(1 + \frac{U}{16} \right) \times C \times (e_s - e_a) \quad (۱۴-۵)$$

U سرعت باد در ارتفاع ۲ متری (km/h)، es و ea فشار بخار اشباع و هوا بر حسب میلی متر جیوه، C ضریبی است که برای دریاچه عمیق ۰/۳۶ و برای دریاچه کم عمق ۰/۵ است. E بر حسب میلی متر در روز است.

¹ Dalton
² Meyer

۵-۴-۴-۴- فرمول دفتر عمران امریکا

$$E = 0.833(4.57t + 43.3) \quad (15-5)$$

دما بر حسب سانتی گراد و E بر حسب میلی متر در ماه است.

۵-۴-۵- تبخیر از سطح برف

رابطه زیر برای برآورد مقدار تبخیر از سطح برف پیشنهاد شده است.

$$E_s = (0.18 + 0.09U_{10})(e_s - e_d) \quad (18-5)$$

که در آن E بر حسب میلی متر در روز، U_{10} سرعت متوسط باد در ارتفاع ۱۰ متری به متر در ثانیه، e_s فشار بخار اشباع در سطح برف به ازاء دمای روزانه بر حسب میلی بار، e_d فشار واقعی بخار آب در ارتفاع ۲ متری از سطح برف (میلی بار). از آنجا که در لایه بالای نزدیک سطح برف مقدار e_s تقریباً نزدیک به e_d است، بنابراین مقدار بخار از سطح برف بسیار ناچیز است.

جدول ۲-۵ مقدار R_a در نیم کره شمالی و جنوبی و خط استوا بر حسب (gcal/cm²/day)

ماهها عرض جغرافیائی	Jan	Feb	Mar	Apr	May	June	July	Aug	Sept	Oct	Nov	Dec	جمع سالانه
90 شمالی NORTHERN	0.0	0.0	55	518	903	1077	944	605	136	0	0	0	3540
80	0.0	3	143	518	875	1060	930	600	219	17	0	0	3660
60	86	234	424	687	866	983	892	714	494	258	113	55	4850
40	358	538	663	847	930	1001	941	843	719	528	397	318	6750
20	631	795	821	914	912	947	912	887	856	740	666	599	8070
خط استوا EQUATOR	844	963	878	876	803	803	792	820	891	866	873	829	8540
20	970	1020	832	737	608	580	588	680	820	892	986	978	8070
40	998	963	686	515	358	308	333	453	648	817	994	1033	6750
60	947	802	459	240	95	50	77	187	403	648	920	1013	4850
80	981	649	181	9	0	0	0	0	113	459	917	1094	3660
90 جنوبی SOUTHERN	995	656	92	0	0	0	0	0	30	447	932	1110	3540

جدول ۴-۵- فشار بخار اشباع (e_s) بر حسب میلی بار با استفاده از درجه حرارت خشک بر حسب سانتی گراد

درجه حرارت C°	e_s میلی-بار	درجه حرارت C°	e_s میلی-بار	درجه حرارت C°	e_s میلی-بار	درجه حرارت C°	e_s میلی-بار
0	6.1	10	12.3	20	23.4	30	42.4
1	6.6	11	13.1	21	24.9	31	44.9
2	7.1	12	14.0	22	26.4	32	47.6
3	7.6	13	15.0	23	28.1	33	50.3
4	8.1	14	16.1	24	29.8	34	53.2
5	8.7	15	17.0	25	31.7	35	56.2
6	9.3	16	18.2	26	33.6	36	59.4
7	10.0	17	19.4	27	35.7	37	62.8
8	10.7	18	20.6	28	37.8	38	66.3
9	11.5	19	22.0	29	40.1	39	69.9

جدول (۵-۴) ساعات آفتابی ممکن بر حسب عرض های جغرافیایی (n)

شماره ایستگاه	January	February	March	April	May	Jun	July	August	September	October	November	December
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.50
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.30
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.26	7.75	8.10
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.88
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.66
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.42
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.15
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.99	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.53	7.21	5.54	5.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.55	7.10	5.31	5.56
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	10.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
نیمکره جنوبی												
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	5.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	9.07	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.40	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	8.01	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.92	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

فصل ششم: نفوذ آب در خاک

۱-۶- تعاریف و واژه ها

۱-۱-۶- نفوذ آب در خاک

عبور یک سیال از یک محیط به محیط دیگری را نفوذ می گویند و در اینجا نفوذ آب از سطح خاک به درون خاک را نفوذ آب در خاک می نامند. در واقع بخشی از بارش، که پس از رسیدن به سطح زمین وارد آن می شود، را نفوذ می گویند. اصولاً نفوذپذیری فرآیندی است که تحت آن آب از سطح زمین به درون خاک وارد می شود. پیشرفت نفوذ به درون خاک به عنوان توزیع مجدد آب در خاک گفته می شود. نفوذ تحت تاثیر شرایط سطح خاک و پوشش گیاهی است. خواص خاک مثل تخلخل، هدایت آبی یا هیدرولیکی و رطوبت موجود در آن می باشد. حرکت عمودی و نزولی آب به درون خاک که در اثر قوه ثقل صورت می گیرد را تراوش یا نفوذ^۱ می گویند. نفوذ هم مانند سایر مؤلفه های تلفات در هیدرولوژی، از مقدار جریان های سطحی آب می کاهد. زیرا در مسیر حرکت در آبراهه ها و رودخانه یا در سطح خاک، نفوذ باعث کاهش مقداری از جریان آبدوی و سیلاب می شود.

۲-۱-۶- میزان آبدوی

آبدوی ($W(t)$) شدت جریان آبی است که توسط بارندگی و یا ذوب برف در سطح زمین ظاهر می شود و معادله ابعادی آن (L/T) می باشد.

۴-۱-۶- ظرفیت نفوذ

ظرفیت نفوذ^۲ [$fc(t)$] حداکثر شدت فرایند نفوذ است که می تواند در سطح خاک وجود داشته باشد. معادله ابعادی آن (L/T) می باشد.

۴-۱-۶- ارتفاع انبارش

ارتفاع انبارش [$y(t)$] ارتفاع آبی که ممکن است در سطح زمین و در زمان عمل نفوذ ایجاد شود.

۲-۶- شرایط نفوذ در خاک

۱-۲-۶- جریان در شرایط غیر انبارش

در جریان غیر انبارش یا غیر ماندابی^۳ مقدار شدت نفوذ [$f(t)$] کمتر یا برابر با میزان بارش یا آب ورودی و یا آب قابل دسترس برای عمل نفوذ است و حداکثر آن برابر با ظرفیت نفوذ خاک است. در این شرایط آبدوی در سطح زمین اتفاق نمی افتد یعنی:

$$f(t) = w(t) \leq fc(t) \implies y(t) = 0 \quad (۱-۶)$$

۲-۲-۶- جریان در شرایط اشباع در سطح بالایی خاک

در شرایطی که سطح بالایی خاک به حالت اشباع برسد، در این حالت شرایط ماندابی در سطح زمین وجود دارد. زیرا مقدار آب ورودی یا قابل دسترس برای نفوذ بیش از شدت نفوذ است. بنابراین در این شرایط میزان نفوذ برابر با ظرفیت نفوذ می باشد و آبدوی اتفاق می افتد. یعنی:

$$f(t) = fc(t) < w(t) \implies y(t) > 0 \quad (۲-۶)$$

¹ Infiltration

² Infiltration Capacity

³ Non Ponding

۶-۲-۴- جریان در شرایط اشباع کامل عمق خاک

در این حالت شرایط ماندابی وجود دارد زیرا سطح آب‌های زیرزمینی تا سطح یا بالاتر از سطح زمین آمده است و کل خاک اشباع می‌باشد. در این شرایط شدت نفوذ برابر با صفر می‌شود یعنی

$$y(t) > 0 \Rightarrow f(t) = 0 \quad (۳-۶)$$

بنابراین اگر آب در سطح زمین ماندابی باشد و سطح آب‌های زیرزمینی هنوز اشباع نشده باشد نفوذ با حداکثر مقدار خود ادامه می‌یابد. نفوذ جمعی F همان عمق جمعی آب نفوذ یافته در یک فاصله زمانی است که برابر با انتگرال شدت نفوذ در آن فاصله زمانی یعنی:

$$F(t) = \int f(t).dt \quad (۴-۶)$$

که t متغیر زمان است بنابراین میزان شدت نفوذ برابر مشتق زمانی نفوذ جمعی است. یعنی:

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} \quad (۵-۶)$$

۶-۳- اندازه گیری نفوذ

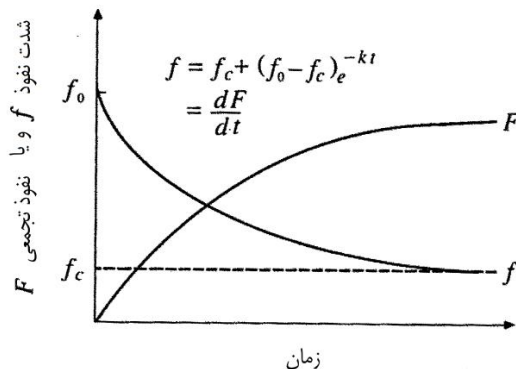
دو روش کلی برای اندازه گیری نفوذ در صحرا وجود دارد. یکی از طریق نفوذ سنج و دیگری استفاده از دستگاه شبیه ساز باران. از طریق تجزیه و تحلیل هیئوگراف بارش و هیدروگراف رواناب حاصل از آن نیز می‌توان نفوذ متوسط در سطح حوضه را برآورد کرد. نفوذ سنج‌ها معمولاً از سیلندرهایی تشکیل شده‌اند که روی سطح زمین قرار می‌گیرند و تا یک ارتفاع ثابت از آب پر می‌شوند و تغییرات ارتفاعات آب در داخل سیلندر نسبت به زمان یادداشت می‌شود. این نفوذ سنج‌ها ممکن است فقط از یک لوله و یا از دو سیلندر تشکیل شده باشند.

۶-۴- معادلات نفوذ

اهمیت نفوذ در تحلیل جریان‌های سطحی و مسائل هیدرولوژی زیاد است به نحوی که هر اندازه برآورد نفوذ در یک حوضه با دقت بیشتری صورت گیرد، برآورد رواناب و سیلاب نیز با دقت بیشتری صورت خواهد گرفت. چند مورد از معادلات که متداول تر هستند به شرح زیر می‌باشند.

۶-۴-۱- معادله هورتن

این معادله یک تابع نمایی است. میزان نفوذ با مقدار اولیه آن یعنی f_0 شروع می‌شود و به صورت نمایی کاهش پیدا می‌کند تا به یک مقدار تقریباً ثابت f_c برسد. شکل ۵-۵ تغییرات مقدار نفوذ جمعی F و شدت نفوذ $f(t)$ را نسبت به زمان نشان می‌دهد.



شکل (۵-۶) تغییرات نفوذ طبق معادله هورتن

رابطه حاکم بر این تغییرات به صورت زیر بیان شده است

$$\frac{-df}{dt} = K(f - f_c) \quad (6-6)$$

$$\frac{-df}{(f - f_c)} = Kdt \quad (7-6)$$

$$\ln(f - f_c) = -kt + C \quad (8-6)$$

اما در زمان $t=0$ ، $f=f_0$ برابر است با سرعت اولیه نفوذ یعنی $f=f_0$ پس:

$$\ln(f_0 - f_c) = -K \times 0 + C \Rightarrow C = \ln(f_0 - f_c) \quad (9-6)$$

اگر مقدار ثابت C در رابطه (8-6) قرار گیرد، نتیجه به صورت زیر در خواهد آمد.

$$\ln(f - f_c) = -kt + \ln(f_0 - f_c) \Rightarrow \ln(f - f_c) - \ln(f_0 - f_c) = -kt \quad (10-6)$$

$$\ln\left(\frac{f - f_c}{f_0 - f_c}\right) = -Kt \Rightarrow \frac{f - f_c}{f_0 - f_c} = e^{-Kt} \quad (10-6)$$

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-Kt} \quad (11-6)$$

رابطه بالا معادله هورتن است و K را ثابت فروکش می گویند و معادله ابعادی آن T^{-1} می باشد.

مثال 6-1- در حوضه آبریزی ظرفیت نفوذ اولیه ۱.۵ اینچ در ساعت برآورد شده است و زمان ثابت فروکش نیز ۰.۳۵ می باشد. ظرفیت نهایی نفوذ در شرایط تعادل ۰.۲ in/h است، معادله هورتن را برای این حوضه پیدا کنید. سپس با استفاده از آن شدت نفوذ را در زمان های ۲۰ و ۳۰ دقیقه و ۱،۳۶ ساعت و همچنین مقدار نفوذ تجمعی را پس از ۶ ساعت بدست آورید.

حل مسئله:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-Kt}$$

معادله کلی هورتن را به شکل مقابل می نویسیم:

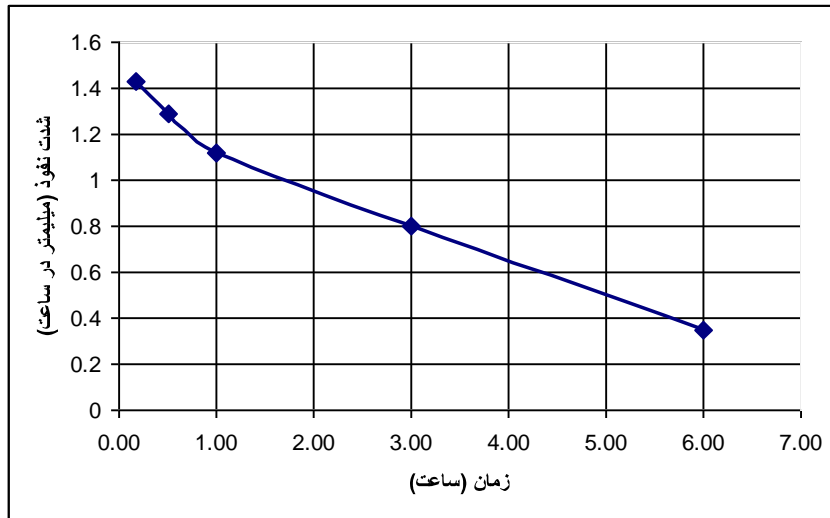
مقادیر f_c ، f_0 و K را در معادله فوق قرار می دهیم.

$$f = 0.2 + (1.5 - 0.2) \times (e^{-0.35 \times t}) \Leftrightarrow \text{in/hr}$$

با حل رابطه بالا برای مقادیر مختلف t مقدار شدت نفوذ مطابق جدول زیر بدست می آید.

۶	۳	۱	۳۰/۶۰	۲۰/۶۰	(t) زمان به ساعت
0.36	0.85	1.12	1.29	1.43	f شدت نفوذ به اینچ بر ساعت

منحنی شدت نفوذ را می توان مطابق (شکل 6-6) نیز رسم کرد.



شکل ۶-۶) منحنی شدت نفوذ برای مثال ۵-۱

می توان منحنی تجمعی نفوذ را نیز رسم نمود و سطح زیر منحنی را در فاصله $t_0=0$ تا $t=6$ حساب کرد که معادل نفوذ تجمعی (F) می باشد.

اگر از رابطه بالا هم در در فاصله $t_0=0$ تا $t=6$ انتگرال گرفته شود، می توان مقدار نفوذ تجمعی تا ساعت ۶ را بدست آورد یعنی:

$$F = \int f \times dt$$

$$F = \int (0.2 + 1.3e^{-0.35t}) dt$$

$$F = [0.2t + \left(\frac{1.3}{0.35}\right)e^{-0.35t}]_0^6$$

نفوذ تجمعی پس از ۶ ساعت

$$F = [0.2 \times 6 + \left(\frac{1.3}{0.35}\right)e^{-0.35 \times 6}] - [0.2 \times 0 + 1\left(\frac{1.3}{0.35}\right)e^{-0.35 \times 0}] = 4.64 \text{ inch}$$

۶-۴-۲- معادله نفوذ فیلیپ

فیلیپ با این فرض که مقدار عمق نفوذ (F) و K، با مقدار رطوبت خاک (θ) تغییر می کند، معادله نفوذ ریچاردز را به صورت زیر بیان کرده است.

$$F(t) = St^{0.5} + Kt \quad (۱۳-۵)$$

در این رابطه S قدرت جذب سطحی یا جذب پذیری (Sorptivity) است که تابع پتانسیل مکشی خاک و K هدایت هیدرولیکی آن می باشد. اگر از معادله فیلیپ مشتق گرفته شود، سرعت یا شدت نفوذ بدست می آید یعنی:

$$f(t) = \frac{1}{2}St^{-0.5} + K \quad (۱۴-۶)$$

مشکل این رابطه آن است که اگر شدت بارندگی کمتر از ظرفیت نفوذ باشد. در این صورت از این معادله نمی توان استفاده نمود. ضمناً در

یک ستون افقی از خاک مقدار نفوذ تجمعی به صورت $F(t) = St^{0.5}$ می باشد...

مثال ۶-۴-۴ - برای معادله نفوذ فیلپ

لوله ای با سطح مقطع ۴۰ سانتی متر مربع از خاک پر شده و به صورت افقی قرار گرفته است. قسمت انتهایی و باز لوله از آب اشباع شده است. بعد از ۱۵ دقیقه ۱۰۰ cm³ آب در لوله نفوذ کرده است. اگر هدایت هیدرولیکی خاک ۰.۴ سانتی متر در ساعت باشد و لوله از ابتدا به طور عمودی گذاشته شده باشد. حساب کنید چه مقدار آب در مدت ۳۰ دقیقه در خاک نفوذ کرده است به طوری که قسمت اشباع آن به طرف بالا باشد.

حل مثال ۶-۳:

$$t = 15 \text{ min}$$

$$F(t) = \frac{V}{A} = \frac{100 \text{ cm}^3}{40 \text{ m}^2} = 2.5 \text{ m} \quad (1)$$

ارتفاع آب تجمعی:

$$t = 15 \text{ min}, \quad F(t) = St^{1/2} \quad (2)$$

در حالتی که ستون خاک به صورت افقی است $K=0$ است و خواهیم داشت که:

$$F(t) = 2.5 \quad \rightarrow \quad 2.5 = S \times \left(\frac{15}{60}\right)^{1/2} \quad \rightarrow \quad S = 5 \text{ Cm.hr}^{-1/2} \quad (3)$$

$$F(t) = St^{1/2} + Kt$$

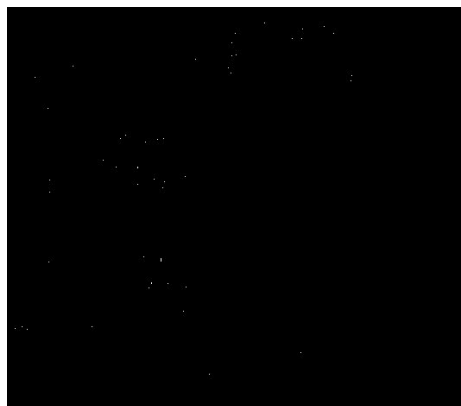
در شرایط عمودی که $K \neq 0$ داریم:

$$F(t) = 5\left(\frac{30}{60}\right)^{1/2} + 0.4 \times \left(\frac{30}{60}\right) = 3.73 \text{ Cm}$$

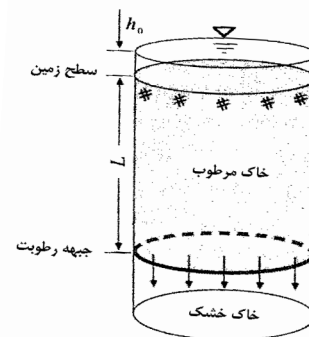
ارتفاع آب نفوذ یافته در مدت ۳۰ دقیقه

۶-۴-۴-معادله گرین - امپت

معادله گرین - امپت^۱ در واقع حل تحلیلی معادله نفوذ ریچاردز^۲ می باشد. در این معادله یک لایه جبهه رطوبتی به عنوان مرز بین رطوبت اولیه و رطوبت اشباع شده در خاک فرض شده است (شکل ۶-۷ و ۶-۸).



شکل (۸-۶) جبهه رطوبت و کمبود رطوبت اشباع



شکل (۷-۶) حرکت جبهه رطوبت

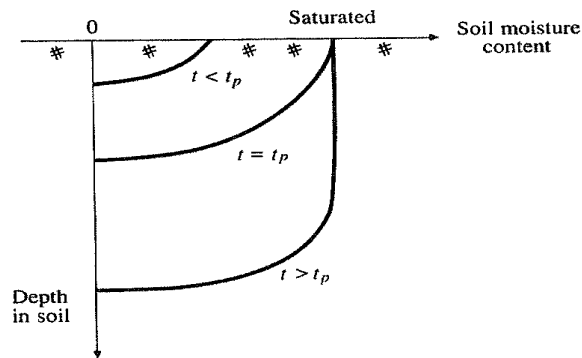
¹ Green & Ampt Equation

² Richards

اگر شدت بارش ثابت فرض شود، فرآیند نفوذ در معادله گرین _ اهمیت دارای دو مرحله انبارش و تولید رواناب است.

۴-۴-۶-۱ زمان انبارش

فاصله زمانی بین شروع بارندگی تا زمانی که آب شروع به جمع شدن در سطح خاک می کند را زمان انبارش یا ماندآب (Ponding Time) می گویند. اگر در شروع بارندگی خاک خشک باشد، پروفیل عمودی رطوبت خاک به صورت شکل (۵-۹) خواهد بود. یعنی قبل از زمان ماندآبی ($t=t_p$) شدت بارندگی (i) کمتر از پتانسیل نفوذ (f) و سطح خاک غیر اشباع است. ماندآبی یا جمع شدن آب در سطح خاک وقتی شروع می شود که شدت بارندگی (i) بیش از پتانسیل نفوذ (f) باشد.



شکل (۶-۹) پروفیل رطوبت خاک در طی ماندآبی شدن

۴-۴-۶-۲ محاسبه شدت نفوذ

در معادله گرین - اهمیت به شرط یکنواختی باران در طول زمانی که جریان سطحی وجود دارد، شدت نفوذ آب باران در خاک از رابطه زیر برای تعیین زمان انبارش استفاده می شود.

$$f_t = K \left(\frac{\psi \cdot \Delta\theta}{F_t} + 1 \right) \quad (۶-۱۷)$$

که در آن :

K هدایت هیدرولیکی خاک که از ویژگی های خاک بوده و از جدول قابل استخراج است.

Ψ بار مکشی جبهه رطوبتی که از ویژگی های خاک بوده و از جدول قابل استخراج است.

$\Delta\theta$ تفاوت مقدار رطوبت خاک در ابتدا و انتهای جریان نفوذ می باشد. این تغییرات رطوبت بستگی به رطوبت خاک و درصد تخلخل آن

دارد. و معادل با $(\Delta\theta = \eta - \theta)$ می باشد. θ رطوبت حجمی و η تخلخل کل خاک است.

نفوذ تجمعی در زمان انبارش را با F_p نشان می دهند. برای بارشی با شدت ثابت i خواهیم داشت:

$$F_p = i \times T_p \quad (۶-۱۸)$$

که T_p زمان انبارش و i شدت بارندگی است.

اگر به جای مقدار شدت بارندگی (i)، شدت نفوذ (f) قرار گیرد رابطه زیر بدست می آید.

$$i = K \times \left(\frac{\psi \cdot \Delta \theta}{it_p} + 1 \right) \quad (19-6)$$

$$t_p = \frac{K \cdot \psi \cdot \Delta \theta}{i(i - K)} \quad (20-6)$$

همانگونه که اشاره شد رابطه فوق برای شرایطی است که شدت بارش (i) ثابت باشد. معادله (17-5) یک معادله دیفرانسیلی است و برای سهولت حل، آن را به صورت زیر می توان نوشت.

$$K_t = F_t - \psi \Delta \theta \ln \left(1 + \frac{F_t}{\psi \Delta \theta} \right) \quad (21-6)$$

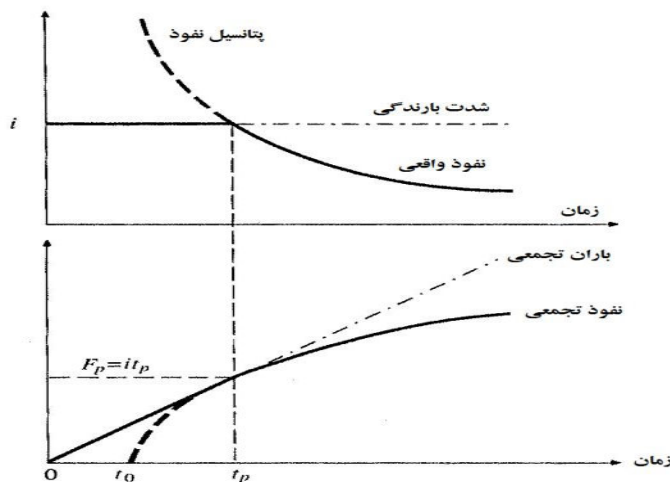
مقدار نفوذ تجمعی تا مرحله انبارش به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} t &= t_p \\ F_t &= F_p \end{aligned} \quad (22-6)$$

$$F_p - \psi \Delta \theta \ln \left(1 + \frac{F_p}{\psi \Delta \theta} \right) = K(t_p)$$

شدت نفوذ واقعی بعد از انبارش را با توجه به شکل (10-5) می توان با استفاده از رابطه زیر بدست آورد.

$$F_t - F_p - \psi \Delta \theta \ln \left(\frac{\psi \Delta \theta + F_t}{\psi \Delta \theta + F_p} \right) = K(t - t_p) \quad (23-6)$$



شکل (10-6) تغییرات شدت نفوذ و نفوذ تجمعی برای شدت بارش ثابت

با استفاده از رابطه (23-6) می توان عمق نفوذ را بعد از ماندابی شدن حساب کرد. قابل ذکر است که این معادله از طریق آزمون و خطا برای مقادیر انتخابی F بدست می آید. برای محاسبه شدت نفوذ هم از رابطه زیر استفاده می شود.

$$f_{(t)} = K \left(\frac{\psi \cdot \Delta \theta}{F_t} + 1 \right) \quad (24-6)$$

مثال ۳-۶: زمان ماندابی شدن سطح یک خاک سیلتی لوم را که در آن مقدار $K = 0.65 \text{ cm/h}$ و حاصل ضرب بار مکش جبهه رطوبتی در تغییرات رطوبتی (یعنی $\Delta\theta \cdot \psi$) معادل $5/68$ باشد، را برای بارانی به شدت 50 میلی متر در ساعت حساب کنید. در این مدت چه مقدار آب نفوذ کرده است؟

حل مساله:

$$t_p = \frac{K \cdot \psi \cdot \Delta\theta}{i(i - K)} = \frac{0.65 \times (5.68)}{5(5 - 0.65)} = 0.17 \cong 10$$

زمان ماندابی به دقیقه

$$F_p = t_p \times i = 0.17 \times 50 = 8.5 \text{ mm}$$

مقدار آب نفوذ یافته به میلی متر

مثال ۴-۶: نفوذ عمقی و شدت نفوذ را برای بارشی با شدت 5 سانتیمتر در ساعت روی یک خاک لومی سیلتی با 30 درصد رطوبت اشباع بدست آورید.

حل مساله: از روی جدول ۵-۲ برای خاک مورد نظر مقادیر ψ معادل $5/65$ سانتی متر و k برابر با $0/65$ سانتی متر در ساعت بدست می آید.

$$F_p = 0.85 \text{ cm} \quad \text{و} \quad t_p = 0.17 \text{ h} \quad \text{دیدم که} \quad i = 5 \text{ cm/h}$$

برای زمان $t = 1.0 \text{ h}$ عمق تجمعی و شدت نفوذ به صورت زیر بدست می آید:

با استفاده از معادله (۵-۲۳) و آزمون و خطا برای مقادیر مختلف F مقدار F نهایی بدست می آید.

$$F - 0.85 - 5.68 \ln\left(\frac{5.65 + F}{5.65 + 0.85}\right) = 0.65(1.0 - 0.17) = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_{(t)} = K \left(\frac{\psi \cdot \Delta\theta}{F_t} + 1 \right) = 0.65 \left(\frac{5.68}{3.02} + 1 \right) = 1.87 \text{ cm/h}$$

۴-۴-۶- سایر معادلات نفوذ مورد استفاده در هیدرولوژی

در هیدرولوژی از معادلات دیگری نیز استفاده می شود دو مورد مهم آن که عبارتند از:

* معادله هولتون^۱: برای مناطق کشاورزی و بر اساس رشد گیاه و میزان ذخیره در خاک است.

* معادله هورتون اصلاح شده^۲ که شدت نفوذ تابعی از مقدار آب نفوذ یافته است.

¹ Holton

² Modified Horton

جدول ۶-۲ پارامترهای معادله نفوذ گرین - آمپ

Soil class	Porosity η	Effective porosity θ_e	Wetting front soil suction head ψ (cm)	Hydraulic conductivity K (cm/h)
Sand	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Loamy sand	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.35-27.94)	2.99
Sandy loam	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Loam	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Silt loam	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Sandy clay loam	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.0)	0.15
Clay loam	0.464 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.10
Silty clay loam	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.10
Sandy clay	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	0.06
Silty clay	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
Clay	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

The numbers in parentheses below each parameter are one standard deviation around the parameter value given. Source: Rawls, Brakensiek, and Miller, 1983.

۶-۵- شاخص های نفوذ

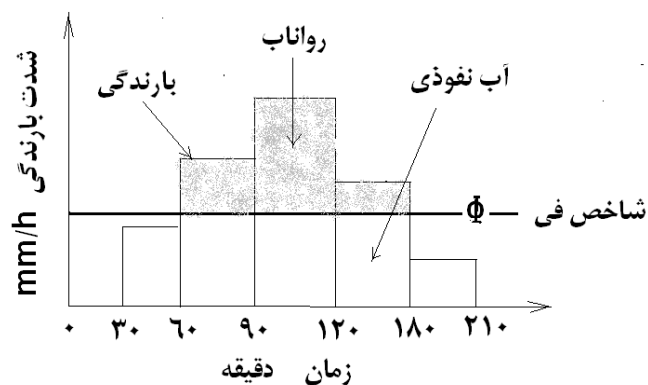
در حوضه های آبریز معمولاً به دلیل بزرگی مساحت و تغییرات شدیدی که در ظرفیت نفوذ خاکهای نواحی مختلف آن مشاهده می شود از شاخص های ساده ای به نام شاخص های نفوذ^۱ استفاده می شود. روش شاخص نفوذ ساده ترین روش برای تخمین حجم کل رواناب است. هدف این روش آن است که ضریبی را بدست آورد تا بتوان آن را برای تمام مدت بارش و یا تمام دوره بارندگی که مرکب از چند بارش می باشد نیز بکار برده و رواناب مستقیم را بدست آورد. شاخص نفوذ معیاری است که مقدار آن در طول مدت بارندگی ثابت است و نشان دهنده نفوذ پذیری خاک های حوضه است. شاخص Φ و شاخص W از شاخص های ساده و مهمی هستند که در هیدرولوژی کاربردهای زیادی دارند.

۶-۵-۱- شاخص فی

شاخص فی^۲ عبارت است از مقدار متوسط تلفات آب در طول بارندگی به نحوی که بارش کمتر از آن نفوذ کرده و بارش بالاتر از این مقدار به بارش اضافی یا رواناب تبدیل می شود. مفهوم شاخص Φ در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است.

¹ Infiltration indices

² Φ Index



شکل ۶-۱۱ نمایش تصویری مفهوم شاخص Φ

$$r_d = \sum_{m=1}^M (I - \phi) \Delta t \Rightarrow \text{mm}$$

r_d = عمق رواناب مستقیم mm

I_m = شدت بارش mm/h

ϕ = شاخص نفوذ mm/h

Δt = فاصله زمانی ساعت

m ————— M تواتر زمانی

برای پیدا کردن شاخص Φ ابتدا از روی هیدروگراف جریان سطحی (سیل) حجم رواناب سیل بدست می آید و سپس از کل مقدار بارندگی کسر می شود. اختلاف این دو بطور یکنواخت بر طول مدت بارندگی تقسیم می گردد. چون شاخص Φ نمایانگر تأثیر توأم نفوذ، برگاب و ذخیره سطحی است لذا مقدار آن برابر با متوسط تغذیه‌ای است که در مدت بارندگی در سطح حوضه صورت می گیرد.

برای بدست آوردن شاخص Φ می توان از هیدروگراف جریان (یعنی رابطه رواناب نسبت به زمان) و هیتوگراف بارش (تغییرات شدت بارندگی نسبت به زمان) نیز استفاده کرد. ابتدا از روی هیتوگراف به ازاء مقادیر فرضی شاخص Φ مقدار رواناب مربوطه را حساب و تغییرات رواناب نسبت به مقادیر Φ را در یک دستگاه محور مختصات رسم کرد سپس با داشتن هیدروگراف جریان حجم کل رواناب را بدست آورد و با تقسیم آن بر سطح حوضه ارتفاع رواناب بدست می آید.

مثال ۶-۶- در یک حوضه آبریز به وسعت ۵۰۰ هکتار بارانی به مدت ۱۵۰ دقیقه رخ داده است. شدت‌های بارندگی در دوره-های ۳۰ دقیقه‌ای به ترتیب ۴/۵، ۳/۲، ۳/۵ و ۲ سانتی در ساعت بوده است. حجم رواناب حاصله از این بارندگی ۱۶۹۰۰۰ مترمکعب بوده است. شاخص Φ را برای این حوضه بدست آورید.

حل مسئله:

الف- مقدار بارندگی در طول دوره بارش بدست می آید:

مقدار بارندگی $= (4.5+3+3.5+2)(30/60)$

مقدار بارندگی $= 7.5\text{cm} = 0.075\text{ m}$

ب- حجم بارندگی در سطح حوضه محاسبه می شود

مقدار بارندگی $= V_p = P * A = (0.075)(500)(10000) = 3750000\text{m}^3$

ج- حجم رواناب 169000 مترمکعب است.

د- حجم آب در زیر شاخص Φ که تفاضل بارندگی و رواناب است

$V_f = V_r - V_p = 375000 - 169000 = 206000\text{m}^3$

ه - عمق آب نفوذ شده در خاک برابر است با:

$$\frac{V_f}{A} = \frac{206000}{(500)(10000)} = 0.0412\text{m} = 4.12\text{Cm}$$

و- شاخص Φ بر حسب سانتی متر در ساعت عبارت خواهد بود از:

$\Phi = F/t = (4.12 / 150) * (60) = 1.65\text{ cm/hr}$

مثال ۶-۷- شاخص Φ را برای بارانی با مشخصات زیر بدست آورید.

زمان بارش (ساعت)	۱۸-۱۵	۲۱-۱۳	۲۴-۲۱	۳۰-۲۴	۶۰-۳۰
بارندگی به سانتی متر	۱/۲	۱/۵	۰/۹	۰/۲۲	۰/۲

وسعت حوضه معادل 430 کیلومتر مربع و حجم رواناب $10/75$ میلیون متر مکعب می باشد.

حل مسئله:

$$\frac{(10.75 \times 10^6 \times 100)}{(430 \times 10^6)} = 2.5\text{cm} = 25\text{mm}$$

ابتدا عمق رواناب محاسبه می شود.

سپس جدول زیر تشکیل می گردد.

بارش مزاد $\Delta t(I-\Phi)$					شدت بارش (mm/h)	بارش (mm)	زمان (ساعت)
$\Phi=2/9$	$\Phi=2/75$	$\Phi=2/8$	$\Phi=2/7$				
۰	۰	۰	۰	0	۰	۰	۱۲-۱۵
۳.۳	۳.۷۵	۳.۶	۳.۹	$(4-2.7)*3=3.9$	۴	۱۲	۱۵-۱۳
۶.۳	۶.۷۵	۶.۶	۶.۹	$(5-2.7)*3=6.9$	۵	۱۵	۱۸-۲۱
۰.۳	۰.۷۵	۰.۶	۰.۹	$(4-2.7)*3=0.9$	۳	۹	۲۱-۲۴
۱۳.۲	۱۳.۶۵	۱۳.۵	۱۳.۸	$(7.4-2.7)*3=13.8$	۷.۳	۲۲	۰۰-۴
۰	۰	۰	۰	0	۰/۷	۲	۳-۶
۰	۰	۰	۰		۰	۰	۶-۹
۲۳.۱	۲۴.۹	۲۴.۳	۲۵.۵				جمع

بطوری که ملاحظه می شود اگر $\Phi = 2.75$ باشد مقدار رواناب محاسبه شده با مقدار اندازه گیری شده برابر خواهد بود. بنابراین مقدار $\Phi = 2.75 \text{ min/h}$ برآورد قابل قبول می شود.

مثال ۶-۳- با استفاده از شاخص Φ که در مثال قبل محاسبه شده است رواناب حاصله از بارندگی ۷۰ دقیقه ای مطابق جدول زیر را بدست آورید.

زمان (دقیقه)	شدت بارندگی (سانتی متر در ساعت)
۰-۱۰	۰/۵
۱۰-۲۰	۲/۰
۲۰-۳۰	۶/۵
۳۰-۴۰	۵/۰
۴۰-۵۰	۰/۹
۵۰-۶۰	۲/۰
۶۰-۷۰	۳/۰

حل مسئله:

الف- شدت های رواناب را براساس رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\text{شاخص } \Phi - \text{ شدت بارندگی} = \text{شدت رواناب}$$

در این صورت شدت های رواناب مطابق جدول زیر خواهد بود:

زمان (دقیقه)	شاخص Φ (mm/h)	عملیات تفریق $I-\Phi$	شدت رواناب mm/h
۰-۱۰	۱/۶۴	0.5-1.64	0
۱۰-۲۰	۱/۶۴	2.0-1.64	0.36
۲۰-۳۰	۱/۶۴	6.5-1.64	4.86
۳۰-۴۰	۱/۶۴	5.0-1.64	3.36
۴۰-۵۰	۱/۶۴	0.9-1.64	0.26
۵۰-۶۰	۱/۶۴	2.0-1.64	0.36
۶۰-۷۰	۱/۶۴	3.0-1.64	1.36

ب- ارتفاع رواناب به صورت زیر محاسبه می شود

$$\text{ارتفاع رواناب} = (0.36)(10/60) + (4.86)(10/60) + (3.36)(10/60) + (0.36)(10/60) + (1.36)(10/60)$$

$$\text{ارتفاع رواناب} = (10.3)(10/60) = 0.71 \text{ cm}$$

۶-۵-۲- شاخص W (W-Index)

شاخص W که در واقع حالت اصلاح شده شاخص Φ است عبارت است از متوسط سرعت نفوذ در طول دوره زمانی که شدت بارندگی از ظرفیت نفوذ بیشتر باشد (شکل ۵-۱۲).

$$W(\text{Index}) = \frac{F}{T_R} = \frac{1}{T_R} (P - Q - S) \quad (۲۱-۶)$$

در این فرمول F مقدار کل نفوذ، T_R مدت زمانی است که در آن شدت بارندگی بیش از شاخص W باشد، P مقدار کل بارندگی در زمان T_R ، Q رواناب سطحی و S نگهداشت یا ذخیره سطحی است. بطوری که ملاحظه می شود شاخص W همان شاخص Φ منهای نگهداشت ذخیره سطحی است. اگر از مقدار ذخیره سطحی صرفنظر شود ($S=0$) و نیز فرض شود که T_R برابر زمان کل بارندگی (t) است ($T_R=t$) در این صورت:

$$W(\text{Index}) = \frac{F}{t} = \frac{P-Q}{t} \quad (22-6)$$

که P مقدار کل بارندگی در طول بارش (mm)، Q رواناب (mm)، و t مدت بارندگی (hr) است. مدتی پس از شروع بارندگی که خاک به حالت اشباع درآمد و گودال‌های کوچک سطح زمین از آب پر گردید، شاخص W به حدی می‌رسد که مقدار آن مساوی شاخص Φ می‌شود. این وضعیت حالتی است که در محاسبه حداکثر دبی سیلاب‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. با داشتن شاخص W و مقدار بارندگی P می‌توان ضریب جریان سطحی (رواناب C) را از فرمول (23-6) محاسبه نمود.

$$C = \frac{P - (W \cdot \text{index})}{P} \quad (23-6)$$



شکل ۶-۱۲ نمایش شاخص W

مثال ۶-۹- شدت بارندگی در دوره های ۲۰ دقیقه‌ای برای بارانی که جمعاً ۱۴۰ دقیقه به طول انجامیده است ۲۵، ۲۵، ۱۰۰، ۷۵، ۱۲/۵، ۱۲/۵ و ۵۰ میلی‌متر در ساعت بوده است. چنانچه شاخص Φ برابر ۳۲ میلی‌متر در ساعت فرض شود. مقدار کل بارندگی، مقدار رواناب (بر حسب میلی‌متر) و شاخص W را حساب کنید.

حل مسئله:

$$1- \text{ارتفاع کل بارندگی} \quad (25 + 25 + 100 + 75 + 12.5 + 12.5 + 50) \frac{20}{60} = 100 \text{mm}$$

$$2- \text{ارتفاع رواناب مستقیم} \quad (100 - 32) \frac{20}{60} + (75 - 32) \frac{20}{60} + (50 - 32) \frac{20}{60} = 43 \text{mm}$$

$$\phi(\text{Index}) = \frac{100 - 43}{140 / 60} = 24.4 \quad \text{mm/hr} \quad (\Phi) \text{ فی اندکس برابر است با}$$

$$W(\text{Index}) = \frac{P - Q - S}{t} \quad \text{و با فرض اینکه ذخیره حوضه صفر باشد (S=0):}$$

$$W(\text{Index}) = \frac{100 - 43}{(3 \times 20) / 60} = 57.0 \quad \text{mm/hr}$$

فصل هفتم: هیدرومتری و رسوب سنجی

۷-۱- تعریف

اندازه گیری آب یا هیدرومتری یکی از موارد مهم در مطالعات هیدرولوژی و هیدرولیک می باشد. از آنجا که آب به دو صورت ساکن یا جاری در طبیعت وجود دارد بنابراین روشهای مختلفی برای اندازه گیری این دو حالت ارایه شده است. اندازه گیری در مورد آبهای ساکن شامل حجم و گاهی تراز سطح آب می باشد و در مورد آبهای جاری دبی یا شدت جریان است، که معادل حجم عبوری از یک مقطع معین در واحد زمان می باشد.

۷-۲- اندازه گیری آب های ساکن

آبهای ساکن مانند دریاچه ها و آبیگر یا تالاب ها و مخازن آب می باشند که برای اندازه گیری حجم آب در آنها دو حالت کلی وجود دارد یا از آب خالی هستند و یا دارای آب می باشند. در شرایط خالی بودن با استفاده از نقشه توپوگرافی و یا نقشه برداری و بهره گیری از روش های هندسی به سادگی قابل محاسبه است. اما در شرایطی که این مخازن دارای آب باشند باید با استفاده از دوربین نقشه برداری محوره های موازی را تعیین نمود و سپس برش عرضی آنها را برداشت کرد. برای این کار دو روش ارایه شده است. یکی استفاده از عمق سنج های صوتی^۱ و دیگری استفاده از صفحه فلزی متصل به طناب و ترجیحاً طناب مدرج. با در اختیار داشتن این اطلاعات می توان حجم آب در مخازن را محاسبه نمود.

۷-۳- اندازه گیری آب های جاری

دبی یا شدت جریان آبهای جاری را می توان به یکی از روشهای زیر انجام داد.

- روش حجمی^۲ یا مستقیم
- اندازه گیری سرعت و سطح مقطع جریان آب
- روشهای تجربی مانند شیب - سطح
- روشهای رد یابی و استفاده از مواد شیمیایی
- استفاده از سازه های کوچک آبی و لوله ها
- استفاده از ابزارهای نوین

به طور کلی آنچه را که باید در همه این روش ها اندازه گیری کرد شامل موارد زیر است که با توجه به هر روش باید یک یا چند مورد آن را اندازه گیری کرد.

۱. اندازه گیری سطح آب

۲. اندازه گیری عمق آب

۳. اندازه گیری سرعت آب

۴. محاسبه حجم و دبی آب

این اندازه گیری به صورت مستقیم و یا غیر مستقیم صورت می گیرد. اصولاً آب سنجی به سه طریق زیر امکان پذیر است:

- اندازه گیری سطح آب،

- اندازه گیری سرعت، عمق و محاسبه سطح مقطع،

- کاربرد مقاطع کنترل و اندازه گیری سطح آب.

¹ Echo-Sounder

² Volumetric

در ایستگاه های هیدرومتری رسوب سنجی نیز انجام می شود که شامل اندازه گیری رسوبات معلق و بستر می باشد و به سه طریق زیر امکان پذیر است:

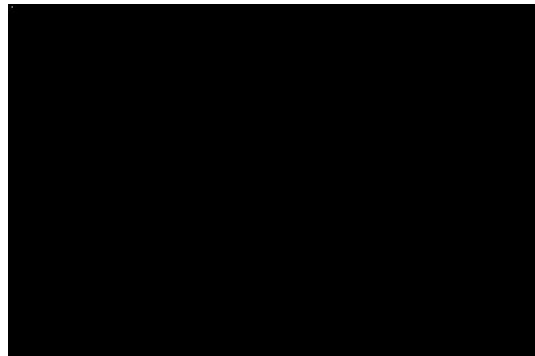
- اندازه گیری بار معلق،
- اندازه گیری بار بستر،
- اندازه گیری مصالح بستر.

۷-۴- محاسبه دبی جریان آب

دبی (Discharge) عبارت است حجم آبی که در واحد زمان از مقطعی در رودخانه (عمود بر جهت جریان) عبور می کند. تمام اندازه گیری های آب سنجی از قبیل سطح آب، عمق آب و سرعت که در بخش های قبل تشریح شد برای آن است که بتوان مقدار دبی را تخمین زد. چنانچه سرعت متوسط آب \bar{V} و سطح مقطع جریان A (شکل ۷-۱۰) در دست باشد در آن صورت دبی (Q) عبارتست از:

$$Q = A\bar{V} \quad (۶-۷)$$

بنابراین جهت تخمین دبی باید هم سرعت متوسط و هم سطح مقطع اندازه گیری یا محاسبه شود.



شکل (۷-۱۰) محاسبه دبی جریان آب

۷-۴-۱- تعیین سرعت متوسط

به دست آوردن سرعت متوسط در یک آبراهه به چند طرق امکان پذیر است:

الف- روش یک نقطه ای

در این روش اندازه گیری سرعت آب فقط در یک نقطه انجام می شود. برای این کار ابتدا یک خط قائم نسبت به سطح آب در نظر گرفته شده و روی این خط سرعت در نقطه ای که فاصله آن از سطح آب حدود ۰/۵ تا ۰/۷ عمق (d) باشد ($0.5d - 0.7d$) اندازه گیری می شود. معمولاً در این مورد سرعت آب در $0.6d$ عمق از سطح آب تعیین و به عنوان سرعت متوسط در نظر گرفته می شود. رقم $0.6d$ بر حسب تجربه به دست آمده است. این روش در مواردی به کار برده می شود که عمق آب از ۷۰ سانتی متر کمتر است.

ب- روش دو نقطه ای

روش دو نقطه ای در شرایطی کاربرد دارد که در آن عمق آب از ۷۰ سانتی متر بیشتر باشد. در این حالت سرعت آب در دو نقطه یکی در ۰/۲ و دیگری در ۰/۸ عمق ($0.2d, 0.8d$) از سطح آب اندازه گیری و سرعت متوسط \bar{V} از فرمول زیر محاسبه می شود:

$$\bar{V} = \frac{1}{2}(V_{0.2d} + V_{0.8d}) \quad (۷-۷)$$

که $V_{0.2d}$ و $V_{0.8d}$ به ترتیب سرعت آب در 0.2 و 0.8 عمق آب از سطح می‌باشد.

ج- روش سه نقطه‌ای

در این روش سرعت آب در 0.15 ، 0.5 و 0.85 عمق از سطح آب اندازه‌گیری و میانگین ریاضی آنها متوسط سرعت آب خواهد بود از:

$$\bar{V} = \frac{V_{0.15d} + V_{0.5d} + V_{0.85d}}{3} \quad (8-7)$$

که $V_{0.15d}$ ، $V_{0.5d}$ و $V_{0.85d}$ به ترتیب سرعت آب در 0.15 ، 0.5 و 0.85 عمق از سطح آب می‌باشد.

د- روش پنج نقطه‌ای

در این روش سرعت آب در سطح (V_s) ، در نزدیکی های کف (V_b) و همچنین در 0.2 ، 0.4 و 0.8 عمق از سطح آب $(V_{0.2d}$ ، $V_{0.4d}$ ، $V_{0.6d}$ ، $V_{0.8d}$) اندازه‌گیری و سپس سرعت متوسط (\bar{V}) از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{V} = \frac{1}{10}(V_s + 3V_{0.2d} + 2V_{0.4d} + 3V_{0.8d} + V_b) \quad (9-7)$$

این روش هنگامی که تغییرات سرعت نسبت به عمق یکنواخت نباشد بهتر از دیگر روشهاست.

برای آنکه سرعت آب در یک مقطع از رودخانه بطور دقیق‌تر محاسبه شود می‌توان مقطع رودخانه را مطابق شکل (۷-۱۱) شبکه بندی کرده و سرعت آب در محل هر یک از نقاط شبکه را اندازه‌گیری کرد. برای محاسبه سرعت متوسط در یک مقطع تعدادی نقاط در سطح آب در آن مقطع انتخاب و سرعت متوسط آب در امتداد هر یک از خطوط عمودی که از این نقاط به داخل آب رسم شوند به یکی از روشهای ۵ گانه که در بالا اشاره شد اندازه‌گیری می‌شود. پس از آن که سرعت متوسط در امتداد هر یک از خطهای عمودی به دست آمد با میانگین‌گیری آنها می‌توان سرعت متوسط را بدست آورد. بر طبق استاندارد تعداد این خطوط عمودی نباید از ۲۰ کمتر باشد و هر چه بیشتر باشد بهتر و نتایج دقیقتر است. برای این منظور نخ را در عرض رودخانه بسته و نقاط مورد اندازه‌گیری روی نخ با علامت مشخص می‌شوند شکل (۷-۱۱) سپس در محل هر علامت سرعت متوسط جریان اندازه‌گیری می‌شود و از روی آنها سرعت متوسط در مقطع بدست می‌آید.

در صورتی که به دلیل جریان زیاد آب امکان رفتن به داخل آب نباشد از پلهای مخصوص که برای این منظور روی رودخانه ساخته می‌شود و بنام پلهای فلزی تلفریک (شکل ۷-۱۱) معروف است استفاده می‌شود که سرعت سنج از روی آن و از بالا به داخل آب فرستاده می‌شود.



شکل (۷-۱۱) تقسیم مقطع رودخانه به قطعات کوچکتر و نقاط اندازه‌گیری سرعت در آن

۷-۴-۲- محاسبه دبی

برای محاسبه دبی از روش‌های زیر می‌توان استفاده کرد:

۷-۴-۲-۱ روش محاسباتی

با استفاده از اطلاعات سرعت و سطح مقطع و به یکی از روش‌های زیر می‌توان دبی را برای مقطع جریان حساب کرد..

الف: روش مقطع متوسط^۱

سطح مقطع کل رودخانه مانند شکل ۷-۱۲ به چند مقطع کوچکتر تقسیم می‌شود. سرعت در محورهای عمودی اندازه‌گیری می‌شود و با استفاده از رابطه زیر دبی در مقطع میانی هر دو محور محاسبه می‌شود

$$q_i = \left(\frac{V_i + V_{i+1}}{2} \times \frac{d_i + d_{i+1}}{2} \right) \times b_i \quad (10-7)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (11-7)$$



شکل ۷-۱۲ تقسیم مقطع رودخانه به مقاطع کوچکتر و نقاط اندازه‌گیری سرعت در آنها

ب: روش مقطع میانی^۲

مانند روش اول و شکل ۷-۱۲ است. در این روش سرعت متوسط در هر محور در عمق عمودی هر محور از رابطه زیر محاسبه می‌شود و سپس از رابطه ۷-۱۱ دبی کل مقطع بدست می‌آید.

$$q_i = d_i \times v_i \left(\frac{b_i + b_{i+1}}{2} \right) \quad (12-7)$$

۷-۴-۲-۲ روش خطوط هم سرعت

این روش با استفاده از منحنی‌های هم سرعت در یک مقطع جریان انجام می‌شود. A_i مساحت بین دو خط هم سرعت و V_i سرعت متوسط بین دو خط هم سرعت باشد، دبی متوسط در کل مقطع از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i \times A_i \quad (13-7)$$

۷-۴-۲-۳ محاسبه دبی از روی شیب و ضریب انتقال جریان

این روش به نام روش شیب - سطح هم گفته می‌شود. در این روش با استفاده از رابطه مانینگ و برداشت‌های صحرائی از مقاطع جریان ابتدا ضریب انتقال دبی (K) از رابطه مانینگ برآورد و سپس به کمک یکی از روش‌های دو و یا سه نقطه‌ای دبی برآورد

$$k = \frac{1}{n} \cdot AR^{\frac{2}{3}} \quad \text{رابطه مانینگ} \quad (18-7) \quad \text{می‌شود.}$$

¹ Mean section method

² Mid section method

و به کمک یکی از روش های زیر:

الف- روش دو نقطه ای

$$Q = \left\{ \frac{\Delta d_{1-2}}{\frac{L_{1-2}}{K_1 \times K_2} - \frac{1}{2gA_1^2} \left[1 - \frac{A_1^2}{A_2^2} \right]} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (19-7)$$

ب- سه نقطه ای

$$Q = \left\{ \frac{\Delta d_{1-3}}{\frac{L_{1-2}}{K_1 \times K_2} + \frac{L_{2-3}}{K_2 \times K_3} - \frac{1}{2gA_1^2} \left[1 - \frac{A_1^2}{A_3^2} \right]} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (20-7)$$

در روابط فوق:

$Q =$ دبی بر حسب متر مکعب بر ثانیه

Δd_{1-2} اختلاف ارتفاع بین نقطه ۱ و ۲ به متر

K_1, K_2, K_3 ضریب انتقال مقاطع ۱، ۲، ۳

A_1, A_2, A_3 مساحت سطح مقطع در نقاط ۱، ۲، ۳

g شتاب ثقل

۷-۴-۳- اندازه گیری دبی با استفاده از سازه ها و فلوم ها برای جریان های کوچک

مهمترین وسایل اندازه گیری جریان شامل: فلوم، پارشال فلوم، سر ریز ها، روزنه ها و تبدیل ها می باشد. سرریزها صفحات فلزی هستند که به شکل های مختلف برش داده شده و بطور قائم جلو جریان آب قرار داده می شوند بطوری که آب بتواند از روی قسمت برش داده شده عبور کند. سر ریز ها از قدیمی ترین و ساده ترین لوازم اندازه گیری دبی هستند که دارای دقت نسبتاً مناسب بوده و ساخت و بهره برداری از آنها ساده است. از مهمترین انواع سر ریزها می توان به سر ریز مستطیلی، مثلثی و سیپولتی اشاره کرد. سر ریز های مثلثی برای اندازه گیری جریان هایی با دبی کم مورد استفاده قرار می گیرند. سر ریز های مستطیلی و سیپولتی برای جریان ها با دبی نسبتاً زیاد و عموماً در آبراهه ها یا کانال های بزرگ جریان مورد استفاده قرار می گیرند.

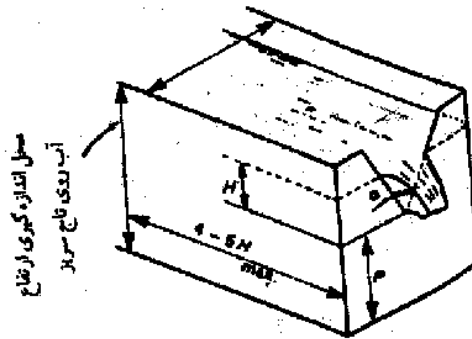
سر ریز سیپولتی یکی از مناسبترین نوع لوازم اندازه گیری است که می تواند در مانیتورینگ آبراهه ها مورد استفاده قرار گیرد. این سر ریز به دلیل متغیر بودن عرض از بالا به پایین دارای دقت مناسبی برای اندازه گیری جریان می باشد. اندازه گیری جریان با این سر ریز با استفاده از یک اشل صورت می گیرد. لذا در مواردی که دسترسی مشکل باشد یا جریان سیلابی سریعی رخ دهد، کاربرد اشل ماکزیمم می تواند در پیش بینی حداکثر سیل مناسب باشد در ذیل انواع سرریزها توضیح داده می شود.

۱-۳-۴-۷ سرریز مثلثی

این سرریزها با زاویه رأس α ساخته شده و اگر ارتفاع آب روی رأس سرریز H باشد (شکل ۱۲-۷) مقدار دبی از فرمول زیر محاسبه می شود.

$$Q = \frac{8}{15} C_e (\sqrt{2g}) (H)^{2.5} \tan \frac{\alpha}{2} \quad (۲۱-۷)$$

ضریب C_e برای سرریزهایی که لبه آنها تیز باشند حدود ۰.۶ است. اگر h و g در سیستم متریک باشند Q نیز بر حسب m^3/sec خواهد بود.



(شکل ۱۲-۷) یک سرریز مثلثی با فشردگی جانبی

۲-۳-۴-۷ سرریز مستطیلی لبه تیز ساده

این سرریز صفحه ساده مستطیلی است به عرض L (معادل عرض کانال یا نهر) که جلوی جریان آب قرار داده شده و آب بدون فشردگی از روی آن عبور می کند. دبی (Q) برای $C_e=0.61$ از رابطه زیر بدست می آید.

$$Q = \frac{2}{3} C_e \sqrt{2g} L H^{1.5} = 0.0184 \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (۲۲-۷)$$

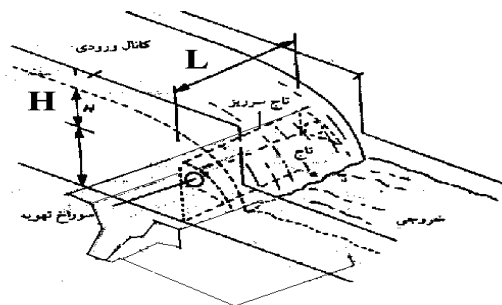
C_e = ضریب دبی (بین ۰.۶۲ تا ۰.۷۵ تغییر می کند).

L = طول تاج سرریز (cm)

H = ارتفاع آب روی تاج (cm)

Q = دبی بر حسب (lit/sec)

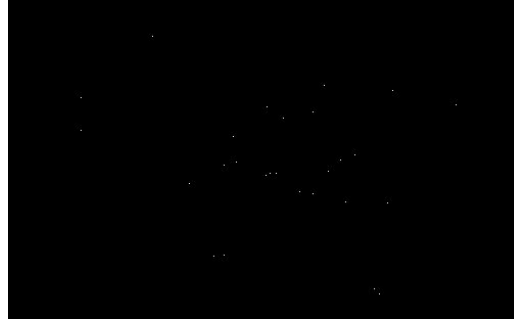
شکل ۱۳-۳ طرز قرار گرفتن سرریز مستطیلی ساده را در داخل کانال نشان می دهد. در این شکل عرض کانال با علامت L نشان داده شده است.



شکل (۱۳-۷) سرریز مستطیلی ساده

۳-۳-۴-۷ سرریز مستطیلی لبه تیز با فشردگی جانبی

در این سرریزها برشی به شکل مستطیل در قسمتی از یک صفحه مستطیلی ایجاد شده و هنگامی که سرریز جلو جریان آب گذاشته شود آب از داخل این برش با ارتفاعی که مقدار آن از تاج سرریز H می باشد عبور می کند (شکل ۷-۱۴).



شکل (۷-۱۴) سرریز مستطیلی با فشردگی جانبی

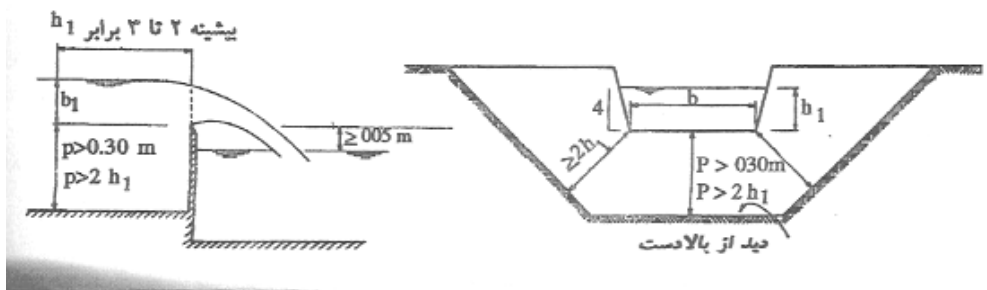
در این نوع سرریز عرض موثر معادل می $L-0.2H$ باشد یعنی از هر طرف به اندازه $0.1H$ کم می شود. رابطه آن به صورت زیر است. در قسمت دوم $Ce=0.61$ قرار داده شده است.

$$Q = \frac{2}{3} Ce \sqrt{2g} (L-0.2H) H^{1.5} = 1.86 (L-0.2H) H^{3/2} \quad (۷-۲۳)$$

۴-۳-۴-۷ سرریز ذوزنقه ای یا سیپولتی لبه تیز با فشردگی جانبی

مانند سرریز مستطیلی لبه تیز با مقطع ذوزنقه ای است که دارای شیب جانبی ۱:۴ می باشد (شکل ۷-۱۵). ضریب دبی (C_e) آن معادل ۰.۶۳ می باشد. در رابطه ۷-۲۴ مقدار C_w در سیستم متریک ۱.۸۶ و در سیستم امپریکال ۳.۲۷ است.

$$Q = C_w L H^{1.5} \quad (۷-۲۴)$$



شکل (۷-۱۵) سرریز ذوزنقه ای یا سیپولتی با فشردگی جانبی

۵-۳-۴-۷ روزنه

روزنه نیز یکی از وسایل اندازه گیری جریان در آبراهه ها است که عمدتاً در آبراهه های با دبی خیلی کم (کمتر 1000 Lps) و بدون رسوب مورد استفاده قرار می گیرد. مسئله رسوب و بخصوص رسوبات ناشی از ریزش کناره آبراهه ها که دارای ابعاد نسبتاً بزرگی هستند امکان گرفتگی یا ایجاد خطا در ثبت نتایج توسط روزنه را به دنبال دارد (شکل ۷-۱۷).

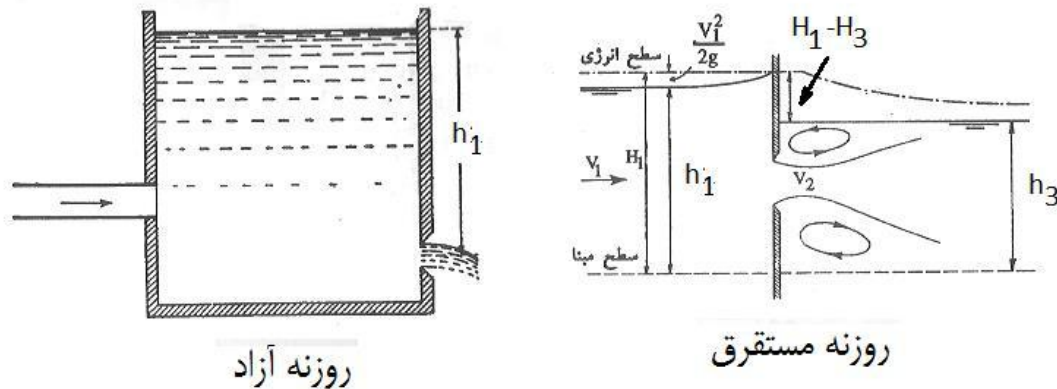
محاسبه روزنه در حالت آزاد از رابطه ۲۷-۷ و برای حالت استغراق از رابطه ۲۸-۷ بدست می آید.

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh_1} \quad (27-7)$$

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \quad (28-7)$$

که در آن:

- C_d ضریب دبی روزنه
- A سطح مقطع روزنه
- h_1 ارتفاع آب در بالا دست روزنه
- h_3 ارتفاع آب در پائین دست روزنه



شکل (۱۷-۷) روزنه های آزاد و مستغرق

فصل هشتم: آبهای زیرزمینی

۸-۱- آب زیرزمینی و لایه آبدار

آب زیرزمینی^۱ آن قسمت از آب زیر سطح زمین است که توسط چاه‌ها، قنات‌ها و یا کانال‌های زهکشی قابل جمع آوری و استحصال و برداشت است و یا به طور طبیعی از طریق نشست به داخل خاک و زمین نفوذ می‌کند و یا از طریق تراوش در سطح زمین به صورت چشمه جریان پیدا می‌کند.

همه آبهای موجود در زیر زمین به عنوان آب زیر زمینی تلقی نمی‌شود. اگر حفره‌ای در زمین کنده شود به خاک مرطوب و حتی خاک اشباع شده برخورد می‌شود که چون آب آزادانه به داخل حفره تراوش نمی‌کند، به این رطوبت آب زیر زمینی گفته نمی‌شود و تا زمانی که آب شروع به جریان به داخل حفره نکند، آب زیرزمینی حقیقی به حساب نمی‌آید. زیرا هوای داخل این حفره دارای فشار اتمسفری است. برای اینکه آب زیر زمینی به طور آزاد به داخل حفره جریان پیدا کند باید فشار بیشتری از فشار اتمسفری داشته باشد. به این ترتیب تشخیص آب زیر زمینی از بقیه آب زیر پوسته زمین در این است که باید فشاری

^۱ Ground water

بیشتر از فشار اتمسفری داشته باشد. چنین آبی که بطور آزاد و تحت تأثیر نیروی ثقل وارد چاه می‌شود، آب آزاد یا آب ثقلی گفته می‌شود.

فاصله بین سطح زمین تا حد بالای سطح سفره آب زیر زمینی ناحیه آب ثقلی یا منطقه غیر اشباع نامیده می‌شود. آب بوسیله نیروی کاپیلاری یا شعریه توسط ذرات خاک و سایر مواد زیر زمینی نگهداری می‌شود حتی اگر فشار آب پائین‌تر از فشار اتمسفر باشد حرکت کاپیلاری یا موئینگی یا شعریه ادامه خواهد داشت.

منطقه موئینه‌ای بالای آب زیرزمینی و در قسمت بالای خاک اشباع قرار دارد. معمولاً ناحیه ثقلی و منطقه آب زیر زمینی بیشتر از منطقه غیر اشباع و اشباع بکار می‌رود.

فشار اتمسفر خط تقسیم کننده بین این دو منطقه است یعنی فشار آب ثقلی کمتر از فشار اتمسفر و فشار آب زیر زمینی بیشتر از فشار اتمسفر می‌باشد.

۸-۲- لایه آبدار و مشخصات آن

۸-۲-۱- لایه آبدار

لایه آبدار یا سفره آب زیرزمینی یا آبخوان (Aquifer) عبارت از لایه یا سازندی است که اولاً حاوی آب باشد و ثانیاً اجازه دهد که مقادیر قابل توجه آب در شرایط معمولی در آن حرکت کند. این لایه را لایه تراوا می‌گویند. لایه ناتراوا یا ریز سازند، سازندی است که گرچه توانایی جذب آب را به آهستگی دارد و حتی ممکن است دارای مقدار زیادی آب باشد ولی در شرایط معمولی قادر به انتقال مقادیر قابل توجه آب نمی‌باشد و یا اصولاً نفوذ ناپذیر است مانند سازه های رسی.

لایه کم تراوا یا نیمه تراوا، لایه ای است که ماهیت نیمه نفوذ پذیر دارد و در مقایسه با یک لایه آبدار، آب خیلی کمی از آن عبور میکند. لایه کم تراوا را سازند نشتی هم می‌گویند.

لایه غیر قابل نفوذ را لایه آب گریز یا لایه بسته هم می‌گویند که قادر به جذب و انتقال آب نمی‌باشد. به این ترتیب لایه آبدار، لایه تراوایی در زیرزمین است که میتواند مقدار قابل توجه و کافی آب از آن به صورت اقتصادی برداشت کرد. لایه های آبدار از نظر سنگ شناسی و مواد تشکیل دهنده ممکن است به یکی از صور زیر باشد:

۸-۲-۱-۱- رسوبات سخت نشده

بیشتر سفره های آب زیرزمینی، آبخوان و یا لایه های آبدار را رسوبات متراکم نشده متشکل از ماسه، شن، قلوه سنگ و غیره می‌باشند. آبرفتها، رسوبات بادی و رسوبات یخچالی هم میتوانند لایه های آبدار خوبی را تشکیل دهند. آبرفتهای زیر بستر رودخانه و دشتهای سیلابی مجاور آنها هم از بهترین لایه های آبدار یا آبخوان می‌باشند و چاههایی که در آنها حفر میشود دارای آبدهی خوبی هستند.

رسوبات آبرفتی و یخچالی در دوره های مدفون شده یا رودخانه های قدیمی هم پتانسیل زیادی برای تشکیل لایه آبدار دارند. این نوع رسوبات بیشتر از ماسه و گراول تشکیل شده اند.

مخروطه های افکنه هم که در اطراف دره های آبرفتی یافت میشوند دارای رسوبات با نفوذ پذیری زیادی هستند و محللهای خوبی برای نفوذ باران و روانابهای جاری شده در مناطق کوهستانی را دارند. مخروطه افکنه ها از نظر تشکیل سفره آب زیرزمینی ارزش زیادی دارند. همانگونه که قبلاً توضیح داده شد، مادر چاه قناتها در نواحی کوهپایه ای در همین مخروطه افکنه ها حفر میشود.

تلماسه ای مناطق ساحلی و نهشته های بادی محللهای مناسبی برای تشکیل لایه آبدار و سفره آب زیرزمینی می‌باشند. تلماسه ها از ماسه های نسبتاً یکنواخت با نفوذپذیری زیاد می‌باشند.

در مناطق یخچالی با یخ برفهای یکنواخت و با نفوذ پذیری زیاد دیده میشود که پتانسیل آبی آنها زیاد می‌باشد.

۸-۲-۱-۲- سنگهای رسوبی

سنگهای آهکی حفره دار از نظر تشکیل لایه آبدار پتانسیل خوبی را در بین سنگهای رسوبی دارند. مجاری و حفره هایی که در اثر حل شدن کربنات کلسیم توسط اسیدهایی مثل دی اکسید کربن و اسیدهای آلی موجود در آبهای جاری بوجود می‌آیند،

فضاهایی هستند که بصورت لایه آبدار عمل میکنند. این حفره ها در مناطقی که جریان آبهای سطحی تمرکز دارند بیشتر دیده میشود. عملاً وجود این مجاری انحلالی در سنگهای آهکی است که از آنها به عنوان منابع زیرزمینی آهکی نام برده میشود. فضاهای خالی سنگهای آهکی از منافذ ریز تا حفرات و غارهای بزرگ که تشکیل رودخانه‌های زیرزمینی را میدهد، متغییر است. در سنگهای آهکی گاهی چشمه های بزرگی دیده میشود که دارای آب خیلی زیادی هستند مانند چشمه هایی که در سر شاخه های کارون و یا چشمه های گاماسیاب و شاخه های کرخه از ایندست می باشند.

۸-۲-۱- ۳-سنگ‌های آتشفشانی

این گونه سنگ‌ها از نظر تشکیل سفره های آب زیرزمینی بسیار متفاوت هستند. بعضی از گدازه های بازالتی جدید فوق العاده نفوذ پذیر هستند و می‌توانند لایه آبدار خوبی را تشکیل دهند. توف ها و ریولیت ها اگرچه دارای تخلخل زیاد هستند ولی معمولاً نفوذ پذیری خیلی کمی دارند. برعکس بعضی از گدازه های متخلخل بقدری نفوذ پذیرند که فقط در صورت موانعی مانند سد میتوانند در آنها آب نگهدارند. در طبیعت ممکن است وجود لایه های خاکستر آتشفشانی و یا مناطق با نفوذ پذیری کم در کنار این سازندها به صورت موانع عمل کرده و سفره آب زیرزمینی تشکیل دهند.

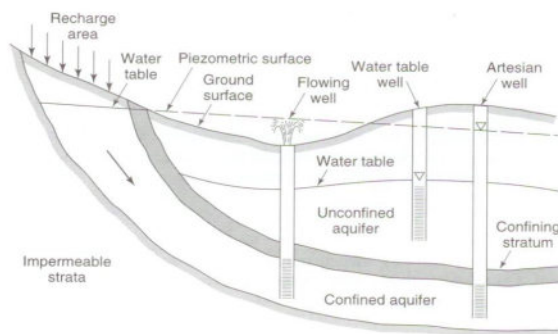
۸-۲-۲- انواع لایه های آبدار

دو نوع لایه آبدار وجود دارد. یکی لایه آبدار آزاد و دیگری لایه آبدار محبوس یا تحت فشار.

۸-۲-۲-۱- لایه آبدار آزاد

لایه آبدار آزاد یا نامحصور^۱ مانند یک دریاچه زیرزمینی در مواد متخلخل می‌باشد. در این گونه سفره ها معمولاً هیچگونه لایه محصور کننده‌ای در بالای منطقه اشباع وجود ندارد و در واقع سطح بالایی آن همان سطح ایستایی است که میتواند آزادانه نوسان داشته باشد و در اثر تغذیه بالا بیاید و یا در اثر تخلیه سطح آن پائین برود. مرز پائینی سفره آزاد را لایه ای نفوذ ناپذیر یا کم تراوا تشکیل می دهد که معمولاً از جنس رس و یا مواد دانه ریز، شیل، سنگ آهک متراکم، سنگ آذرین و یا انواع دیگر سنگ بستر (سنگ کف) می‌باشد.

سفره آزاد معمولاً در آبرفتها، تلماسه ها یا نهشته های یخچالی دیده می شود. ضخامت لایه های آبدار آزاد از چند متر تا چند صد متر تغییر میکند. همانگونه که در منشاء آبهای زیرزمینی به آن اشاره شد، منبع اصلی تغذیه آب زیرزمینی در لایه های آبدار آزاد بارش و آبهای سطحی حاصل از بارش و ذوب برف و یخ می باشند که یا مستقیماً از خاک بالای سفره در آن نفوذ می کند و یا غیر مستقیم از طریق نشت از رودخانه ها و دریاچه ها وارد سفره میگردد. قسمتی از آبهایی که در مزارع و باغات به مصرف آب آبیاری میرسند نیز میتوانند در تغذیه این سفره ها شرکت داشته باشند. شکل (۱-۱۳) اینگونه سفره های آبدار آزاد را بصورت شماتیک نشان میدهد. همانگونه که ملاحظه می شود سطح ایستایی در این سفره ها با تراز تعادلی آب در چاه مطابقت دارد.



شکل (۱-۱۳) مقطع عرضی از لایه های آبدار آزاد و تحت فشار

^۱ Unconfined Aquifer

۸-۲-۲- لایه آبدار تحت فشار

لایه آبدار تحت فشار یا محبوس^۱ بین دو لایه با نفوذ پذیری خیلی کم واقع شده است مثل وجود یک لایه ماسه ای که در بین دو لایه رسی واقع شده است و یا یک لایه ماسه سنگ که بین دو لایه از جنس شیل و یا سنگ آهک متراکم محصور شده باشد.

در جاهایی که لایه های محصور به سطح زمین می‌رسند و حفره تحت فشار بصورت یک سفره آزاد در می‌آید، آب میتواند وارد سفره شود و در واقع این محلها را منطقه تغذیه یا آبیگری سفره تحت فشار می‌نامند. راه دیگری که برای تغذیه سفره های تحت فشار وجود دارد تراوش سفره های آزاد بالای آنها از طریق لایه های کم تراوایی بالای سفره تحت فشار می‌باشد. معمولاً لایه های آبدار تحت فشار از آب پر میباشند و بنابراین سطح فوقانی آنها را سطح ایستایی تشکیل نمی‌دهد. در این سفره ها بجای سطح ایستایی سطح پیزومتريك وجود دارد. سطح پیزومتري یا سطح فشار^۲ یک سطح فرضی است که ارتفاع آن در هر نقطه برابر ارتفاع نظیر فشار آب یا بار فشار در سفره است.

در چاه های پیزومتري که تا سفره تحت فشار پائین رفته باشد، آب از زیر لایه محصور کننده بالایی، بالاتر می‌آید. دلیل آنها اینست که سطح ایستایی محل تغذیه سفره تحت فشار در ارتفاعی بالاتر از لایه محصور کننده بالایی در محل چاه پیزومتري است.

ارتفاع آب در پیزومترها نشان دهنده فشار آب در هر نقطه است. بنابراین تراز آب در تعدادی از پیزومترها که تا سفره معینی نفوذ کرده باشند، مشخص کننده سطح پیزومتري آن لایه آبدار تحت فشار می‌باشد. اگر سطح پیزومتري بالاتر از سطح زمین باشد، آب چاه خود به خود و بدون پمپاژ فوران می‌کند. اینگونه چاه ها را چاه آرتزین^۳ یا چاه سر ریز می‌گویند. اصطلاح چاه آرتزین گاهی در مورد هر چاهی که در لایه آبدار تحت فشار حفر شود و یا حفر این نوع لایه های آبدار و گاهی تنها در مورد چاهها و لایه های آبدار که آب آنها بتواند به سطح زمین راه پیدا کند هم بکار می‌رود. آبهای سفره های آرتزین میتوانند بصورت مجاری طبیعی مثل گسلها به سطح زمین راه پیدا کنند و چشمه ها را بوجود بیاورند.

سفره های تحت فشار در یک منطقه ممکن است شامل تعدادی لایه های آبدار روی هم باشند که با لایه های ناتراوا و با کم تراوا از هم جدا شده باشند. بالاترین این لایه ها معمولاً یک لایه سفره آزاد است. کیفیت آب و میزان نفوذ پذیری این سفره ها با توجه به جنس لایه های کم تراوا ممکن است با یکدیگر تفاوت داشته باشد.

۸-۳- لایه آبدار ایده آل^۴

برای محاسبه ذخیره آب زیرزمینی و مباحث مربوط به حرکت آبهای زیرزمینی، لایه های آبدار یا آبخوانها را به صورت یکنواخت^۵ یا همگن و همچنین هم‌گاشت یا تک‌گاشت^۶ فرض می‌کنند.

یک لایه آبدار همگن محیطی است که در همه نقاط آن ویژگی‌های هیدرولوژیکی یکسانی برای آن فرض می‌شود.

در یک لایه هم‌گاشت، ویژگی‌های آن مستقل از جهت می‌باشد یعنی در جهات مختلف مشخصات هیدرولیکی آن تفاوت ندارد.

¹ Confined Aquifer

² Piezometric surface

³ Artesian

⁴ Idealized Aquifer

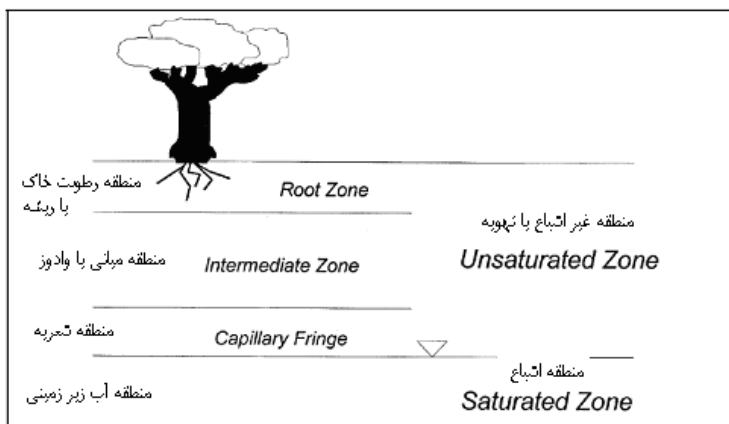
⁵ Homogeneous

⁶ Isotropic

مسئله چنين لايه‌هاي آبداري همگن و تک‌گاشت وجود ندارد ولي براي حل مسائل آبهاي زيرزميني ناچار به قبول چنين فرضياتي هستيم، البته اين محاسبات نتيجه قابل قبولي که تقريباً با واقعيت تطابق داشته باشد را بدست مي دهد و بعنوان یک حد متوسط از وضعيت آبخوان به حساب مي آيد.

۸-۴- انتشار آب در لايه آبدار

از نظر آبهاي زيرزميني دو منطقه در لايه آبدار قابل تشخيص است. يکي منطقه تهويه^۱ يا منطقه غير اشباع که در بالاي سطح آب قرار دارد و در آن منافذ سنگها و يا تخلخل خاکها توسط آب و هوا اشغال شده است. لايه دوم را لايه اشباع^۲ مي گويند که در زير لايه تهويه قرار دارد و تمام منافذ آن از آب اشغال شده است. اين دو منطقه در شکل (۸-۲) نشان داده شده است.



شکل (۸-۲) شماتیک انتشار آب در مناطق مختلف لايه آبدار

۸-۴-۱- منطقه تهويه در لايه آبدار

منطقه تهويه قسمتي از لايه زمين است که از سطح زمين تا سطح بالايي منطقه اشباع ادامه دارد. در اين منطقه به علت نيروهاي جاذبه مولکولي بين ذرات آب و سنگ، تمام آبي که به زمين نفوذ مي کند به پايين نمي رود بلکه قسمتي از آب در اطراف ذرات خاک و سنگ به صورت معلق باقی می ماند. اين آب را آب معلق يا آب^۳ مي گويند. در بيشتر وقتها منطقه تهويه بر روی منطقه اشباع قرار دارد. ضخامت اين لايه متغير است و گاهي به صد متر هم مي رسد. وقتي مقدار نفوذ آب در سطح زمين زياد باشد آب مازاد از منطقه عبور مي کند و به منطقه اشباع مي رسد.

۸-۴-۲- منطقه اشباع لايه آبدار

در منطقه اشباع^۴ آب تمام منافذ سنگ و خاک را پر مي کند و بنابراين تخلخل بيان کننده آب موجود در واحد حجم خاک مي باشد. تمام آبهاي موجود در منطقه اشباع را نمي توان با زهکشي و با پمپاژ از آن خارج کرد زيرا نيروهاي مولکولي و کشش سطحی قسمتي از آب را در محل نگهداري مي کند. بنابراين آب نگهداري شده آبي است که در تقابل نيروي ثقل در اين منطقه

¹ Aeration

² Zone of Saturation

³ Vadose

⁴ Zone of Saturated

نگهداری می‌شود و به نگهداشت ویژه $(Sr)^1$ یا ضریب ذخیره لایه آبدار موسوم است. نگهداشت ویژه عبارت است از نسبت بین حجم آبی که در یک سنگ یا خاک بعد از اشباع شدن، می‌تواند در مقابل نیروهای ثقل نگهداری شود به حجم کل نمونه خاک.

$$Sr = \frac{V_r}{V_t} \times 100 \quad (1-8)$$

V_r = حجم آب قابل نگهداری و V_t حجم کل نمونه خاک

۸-۴- حرکت آبهای زیر زمینی

۸-۴-۱- قانون دارسی^۲

اولین قانون حرکت آبهای زیر زمینی به قانون دارسی (Darcy's Law) معروف است که به صورت زیر بیان شده است.

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \quad (2-8)$$

در این معادله:

A سطح مقطع جریان

$\frac{dh}{dl}$ گرادیان یا شیب هیدرولیکی آب در لایه آبدار

K هم در واقع یک ثابت نسی یا ضریب تناسب است که با مشخصات لایه آبدار بستگی دارد و به آن ضریب نفوذپذیری یا ضریب تراوایی می‌گویند. ولی بیشتر به آن هدایت هیدرولیکی^۳ گفته می‌شود. روش‌های مختلفی برای اندازه‌گیری مقدار ضریب نفوذپذیری به صورت صحرایی و یا آزمایشگاهی وجود دارد. هر اندازه خاک یا نمونه خاک از لایه آبدار دست نخورده‌تر باشد، اندازه‌گیری دقیق خواهد بود.

۸-۴-۲- ضرایب هیدرودینامیک سفره‌ها

۸-۴-۲-۱- هدایت هیدرولیکی

همانگونه که در بالا اشاره شد مقدار ضریب تناسبی K با مشخصات لایه آبدار بستگی دارد و به آن هدایت هیدرولیکی و یا ضریب نفوذپذیری یا ضریب تراوایی می‌گویند. روش‌های مختلفی برای اندازه‌گیری مقدار ضریب نفوذپذیری به صورت صحرایی و یا آزمایشگاهی وجود دارد. هر اندازه خاک یا نمونه خاک از لایه آبدار دست نخورده‌تر باشد، اندازه‌گیری دقیق خواهد بود.

۸-۴-۲-۲- آبدهی ویژه

آبدهی ویژه^۴ عبارت است از نسبت درصد حجم آبی که می‌تواند از یک نمونه اشباع شده از آب در اثر نیروی ثقل خارج شود به کل حجم نمونه

¹ Specific Retention

² Darcy's Law

³ Hydraulic conductivity

⁴ Specific Yield

$$S_y = \frac{V_y}{V_t} \times 100 \quad (3-8)$$

V_y = حجم آب قابل زهکشی

V_t = حجم کل نمونه خاک =

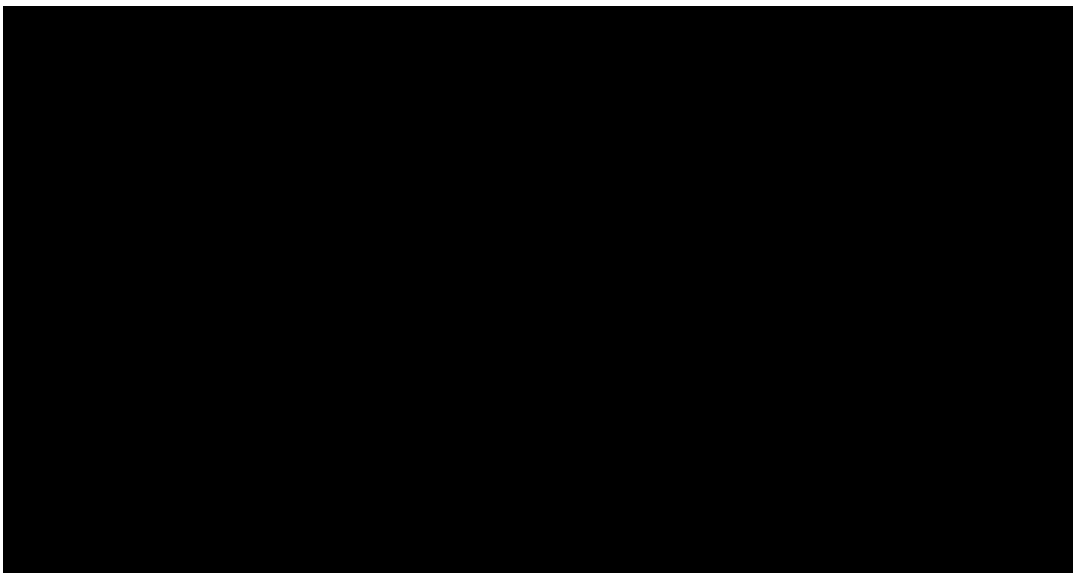
چون حجم فضاهای خالی برابر با مقدار آب قابل زهکشی است بنابراین:

$$V_v = V_r + V_y \quad (4-8)$$

یعنی مجموع آبدهی ویژه و نگهداشت ویژه معادل تخلخل خاک می باشد.

$$\phi = S_r + S_y \quad (5-8)$$

به این ترتیب آبدهی ویژه یا تخلخل مؤثر قسمتی از تخلخل کل یک لایه آبدار را تشکیل می دهد. مقدار آبدهی ویژه در یک لایه رسوبی به اندازه دانه بندی، شکل، توزیع منافذ و تراکم لایه بستگی دارد. در یک رسوب ماسه ای با ضریب چورشدگی خوب، مقدار آبدهی ویژه ممکن است به ۳۰٪ هم برسد. شکل (۳-۸) رابطه بین آبدهی ویژه، نگهداشت ویژه و تخلخل را نسبت به دانه بندی رسوبات نشان می دهد



شکل (۳-۸) رابطه ویژگی های آبی با اندازه ذرات رسوبات در لایه آبدار

۸-۴-۲-۳ ضریب آبگذری

ضریب آبگذری^۱ یا ضریب انتقال پذیری یا قابلیت انتقال، پارامتری از یک لایه آبدار است که قابلیت عبور آب را در تمام ضخامت لایه آبدار نشان می دهد. در معادله دارسی اگر به جای سطح مقطع عمود بر جریان ضخامت لایه آبدار (D) و عرض آن (w) قرار گیرد، معادله زیر بدست می آید.

$$Q = K.A \frac{dh}{dl} = K.W.D. \frac{dh}{dl} \quad (۶-۸)$$

در این صورت حاصل ضرب هدایت آبی در ضخامت لایه آبدار را ضریب آبگذری لایه آبدار می گویند. یعنی:

$$T = D.K \quad m \times m/day = m^2/day \quad (۷-۶)$$

در این صورت معادله دارسی برای ضریب آبگذری به صورت زیر خواهد شد:

$$Q = W.T. \frac{dh}{dl} = W.T.i \quad (۸-۸)$$

به این ترتیب ضریب آبگذری علاوه بر هدایت آبی، ضخامت لایه آبدار را نیز نشان می دهد. این پارامتر یکی از مهمترین ضرایب هیدرودینامیک لایه آبدار می باشد.

۸-۴-۳ لایه آبدار ایده آل

لایه آبدار ایده آل^۲ برای محاسبه ذخیره آب زیرزمینی و مباحث مربوط به حرکت آبهای زیرزمینی، لایه‌های آبدار یا آبخوان را به صورت یکنواخت یا همگن^۳ و همچنین هم‌گاشت یا تک‌گاشت^۴ فرض می کنند. یک لایه آبدار همگن محیطی است که در همه نقاط آن ویژگیهای هیدرولوژیکی یکسانی برای آن فرض می شود. در یک لایه هم‌گاشت، ویژگیهای آن مستقل از جهت می باشد یعنی در جهات مختلف مشخصات هیدرولیکی آن تفاوت ندارد. مسلماً چنین لایه‌های آبداری همگن و تک‌گاشت وجود ندارد ولی برای حل مسائل آبهای زیرزمینی ناچار به قبول چنین فرضیاتی هستیم، البته این محاسبات نتیجه قابل قبولی که تقریباً با واقعیت تطابق داشته باشد را بدست می دهد و بعنوان یک حد متوسط از وضعیت آبخوان به حساب می آید.

۸-۴-۴-۴ جریان پایدار یک بعدی آب زیرزمینی

$$\frac{dh}{dt} = 0, \quad \frac{dq}{dt} = 0 \quad \text{جریان پایدار جریانی است که نسبت به زمان مشخصات آن تغییر نمی کند یعنی}$$

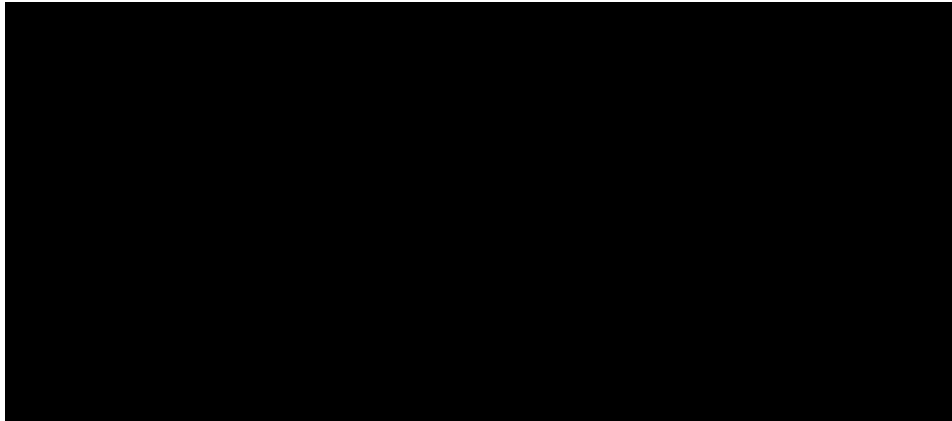
این وضعیت برای لایه آبدار تحت فشار و آزاد به صورتی است که تغییرات سطح پیزومتری و یا ایستابی را تحت الشعاع خود قرار می دهد. در زیر، این دو لایه مورد بررسی قرار می گیرد.

¹ (Transmissivity)
² Idealized Aquifer
³ Homogeneous
⁴ Isotropic

۸-۴-۴-۱- جریان پایدار در لایه تحت فشار

اگر فرض شود که سرعت جریان آب زیرزمینی در یک لایه با ضخامت یکنواخت b و در شرایط تحت فشار (محدود یا محیوس) در جهت x برابر V باشد، در آنصورت مشتق دوم نسبت به فاصله صفر خواهد شد یعنی:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (۹-۸)$$



شکل (۴-۸) حرکت آب در یک لایه آبدار تحت فشار

اگر از معادله (۹-۸) انتگرال گرفته شود (برای به دست آوردن شیب خط سطح پیزومتری) در آن صورت ارتفاع از یک سطح مبنا و با فرض مقادیر C_1 و C_2 به عنوان ثابت‌های انتگرال‌گیری خواهیم داشت.

$$h = C_1 x + C_2 \quad (۱۰-۸)$$

در این معادله مبدأ سطح یک چاه پیزومتری و یا یک چاه بهره‌برداری باشد در آن صورت، ارتفاع سطح پیزومتری در سایر

پیزومترها به فرض $C_2=0$ از رابطه بالا بدست می‌آید. در آن صورت C_1 شیب خط سطح پیزومتری است یعنی $C_1 = \frac{\partial h}{\partial x}$

مقایسه این معادله با قانون دارسی یعنی $V = -K \frac{\partial h}{\partial x}$ نشان می‌دهد که:

$$C_1 = \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{V}{K} \quad (۱۱-۸)$$

$$h = \frac{\partial h}{\partial x} \times x + 0$$

با قرار دادن مقدار $-\frac{V}{K}$ بجای ضریب C_1 در رابطه ۹-۱۰ خواهیم داشت:

$$h = -\frac{V}{K} \times x \quad \text{or} \quad V = -\frac{K \cdot h}{x} \quad (۱۲-۸)$$

مثال ۱: اگر مقدار افت سطح ایستایی در دو چاه به فاصله ۱۰۰۰ متر حدود ۳ متر می‌باشد. زمان رسیدن مولکول آب از یک چاه به چاه بعدی را برای یک لایه همگن و ایزوتروپ در لایه آبدار تحت فشار با $K=3.5$ متر در روز و تخلخل مؤثر ۳۵ درصد را حساب کنید.

حل مسئله:

$$V = -\frac{K.h}{x} = -\frac{(-3)(3.5)}{1000} = 0.0105 \text{ m/day}$$

سرعت ظاهری

$$V_a = \frac{V}{\phi} = \frac{0.0105}{0.35} = 0.03 \text{ m/day}$$

سرعت واقعی

$$t = \frac{L}{V} = \frac{1000}{0.03 \times 365} = 91/3$$

سال

۸-۴-۲- جریان پایدار در لایه آزاد

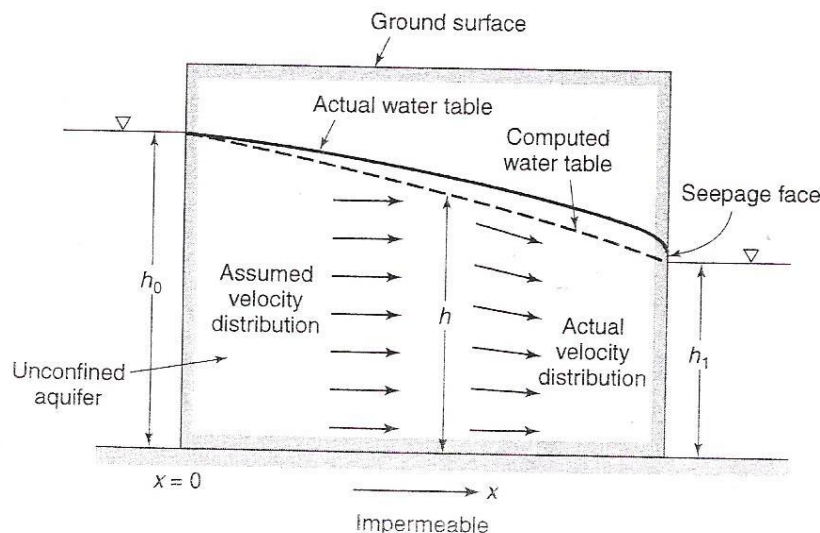
برای شرایط مشابه با لایه آبدار آزاد راه حل مستقیم لاپلاس ممکن نمی باشد. این اشکال نیز مربوط به این واقعیت است که سطح ایستابی برای شرایط دوبعدی هم با یک خط جریان نشان داده می شود. لذا برای حل این شرایط از فرض دو بوئی-فورشهامر استفاده می شود. این فرض ها عبارتند از:

- سرعت جریان متناسب با شیب هیدرولیکی در معادله داری است.
 - جریان در جهت افقی و به صورت یکنواخت و در تمام ضخامت یا مقطع عمودی صورت می گیرد.
- به بیان دیگر قانون داری که برای حل جریان یک بعدی آبهای زیرزمینی بیان شده است جهت حل سیستم های ساده مختلف جریان جانبی یا عمودی مورد استفاده قرار می گیرد. بعضی از سیستم ها دارای هر دو مسیر عمودی و افقی هستند ولی برای حل مسائل اصولاً مؤلفه جریان عمودی نادیده گرفته می شود و جریان به طور محض افقی در نظر گرفته می شود و به طور یکنواخت نسبت به عمق توزیع می شود. این فرضیات را مجموعاً فرضیه دوپوئی و فورشهامر می گویند. مطابق شکل (۸-۵) دبی جریان آب زیرزمینی در واحد عرض (q) در هر مقطع عمودی لایه آبدار آزاد از رابطه زیر بدست می آید.

$$q = -K.h \frac{dh}{dx} \quad (۸-۱۳)$$

که در آن K هدایت آبی، h ارتفاع سطح ایستابی از سطح مبنا (لایه ناتراوا)، x جهت جریان و C عدد ثابت است، انتگرال گیری رابطه بالا نسبت به dx داریم

$$q_x = -\frac{K}{2} h^2 + C \quad (۸-۱۴)$$



شکل (۸-۵) - جهت پایدار در لایه آزاد محصور بین دو مرز عمودی

برای $h=h_0$ در $x=0$ با فرض دویوئی به صورت زیر خواهد شد.

$$q = \frac{K}{2x} (h_0^2 - h^2) \quad (۸-۱۵)$$

این رابطه نشان می‌دهد که سطح ایستابی در لایه‌های مختلف عمودی سفره آزاد به صورت لایه‌های سهمی هستند. در این صورت شیب سطح ایستابی بین دو لایه محصور با ارتفاع h_0 و h در شکل بالا و بدون در نظر گرفتن منطقه صعود موئینگی در بالای سطح ایستابی به صورت زیر در خواهد آمد.

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{q}{K \cdot h_0} \quad (۸-۱۶)$$

اما باید در نظر داشت که مرز $h=h_0$ یک خط جریان هم پتانسیل است زیرا پتانسیل سیال در یک توده آب ثابت است. در این صورت سطح ایستابی در این مقطع باید افقی فرض شود. این فرض با معادله (۸-۵) همخوانی ندارد. در جهت جریان سطح ایستابی سهمی است که با رابطه (۱۳-۷) بیان می‌شود. به دلیل افزایش نسبت به شیب انحنا زیاد می‌شود که در آن صورت با فرض دویوئی هم خوانی ندارد. به همین جهت پذیرفتن فرض دویوئی در حل مسائل مربوط به لایه‌های آزاد یک تقریب ضعیفی را می‌دهد. اما فرض شیب خیلی کم باشد مقدار تانژانت و سینوس زاویه سطح ایستابی به هم نزدیک می‌شوند و می‌توان از آن با دقت بیشتری استفاده نمود زیرا حرکت به صورت تراوش از سطح نشت می‌باشد.

مثال ۲: برای شکل (۸-۲)، فرض کنید که بین دو کانال آب یک لایه شن و گراول با هدایت آبی $K=10^{-1} \text{ cm/sec}$ وجود داشته باشد سطح آب ایستابی در کانال اول نسبت به کف $6/5$ متر، اگر سطح آب در کانال دوم 4 متر بالاتر از سطح کف لایه آبدار باشد فاصله آن از ترانشه بالایی 150 متر (معادل ضخامت لایه) باشد. مقدار شدت جریان در واحد عرض را حساب کنید.

حل مسئله:

با فرض دوپوتی برای واحد زمان جریان (عرض) داریم:

$$K = 10^{-1} \text{ cm/sec} = 86.4 \text{ m/day}$$

$$q = \frac{K}{2x} (h_0^2 - h^2) = \frac{86.4}{2(150)} (6.5^2 - 4^2) = 756 \text{ m}^2 / \text{day}$$

۸-۴-۵ چاه ها و هیدرولیک آنها

۸-۴-۵-۱ چاه

چاه آب در واقع حفره‌ای استوانه‌ای شکل است که به طور عمودی در زمین حفر می‌شود. تا به لایه آبدار برسد. آب زیرزمینی هم از طریق منافذ و درز و شکاف سنگ‌ها بر اساس همان قوانین که در هیدرولیک آبهای زیرزمینی به آنها اشاره گردید به درون چاه تراوش می‌کند و در آن جمع می‌شود و توسط پمپ تخلیه می‌شود.

چاه های آب بر اساس عمق آنها به دو دسته عمیق و کم عمق تقسیم می‌شوند. چاه های کم عمق توسط مقنی و چاه های عمیق توسط دستگاه حفاری حفر می‌شود. برخی اوقات چاه هایی که توسط مقنی حفر می‌شود را هم به نام چاه نیمه عمیق می‌نامند. روش‌های مختلفی برای حفاری چاه وجود دارد. انتخاب هر یک از روش‌ها بستگی به عوامل مختلفی دارد. چاه های دستی را در لایه های کم عمق و برای آبدهی نه جندان زیاد و بوسیله کلنگ، بیلچه و امثالهم حفر و توسط چرخ چاه به بیرون تخلیه می‌کنند. چاه های عمیق توسط دستگاه حفاری و به دو روش ضربه‌ای و دورانی حفر می‌کنند.

۸-۴-۵-۲ مخروط افت

وقتی از یک چاه پمپاژ صورت می‌گیرد، آب از لایه آبدار به داخل چاه حرکت می‌کند و سطح آب درون چاه و سطح ایستابی یا پیزومتریک در اطراف چاه شروع به پایین رفتن می‌کند. مقدار پایین افتادن سطح ایستابی یا پیزومتریک را در هر نقطه نسبت به حالت اولیه افت سطح آب می‌گویند. هرچه مدت و مقدار پمپاژ بیشتر باشد، مقدار افت آن نیز بیشتر خواهد بود.

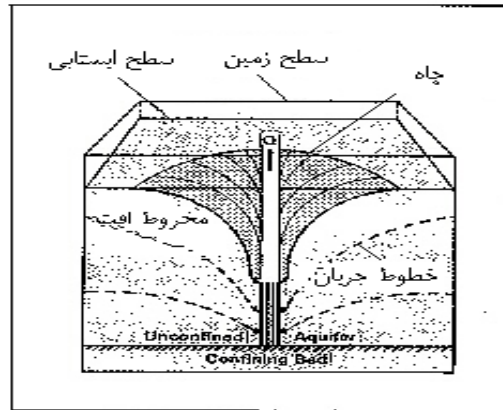
با توجه به مشخصات هیدرودینامیکی لایه آبدار و مقدار آبی که در چاه پمپاژ می‌شود، بعد از مدتی سطح آب داخل چاه ثابت می‌ماند و به عبارتی افت به حالت تعادل می‌رسد در این حالت سطح آب داخل چاه را سطح دینامیک می‌گویند. سطح اولیه چاه قبل از پمپاژ را اگر خارج از حوضه تأثیر چاه‌های مجاور باشد سطح استاتیک می‌گویند.

هر چه از محور چاهی که در حال پمپاژ است دور شویم مقدار افت سطح ایستابی یا پیزومتریک کمتر می‌شود و عبارتی شکل تغییرات سطح آب به صورت یک فرورفتگی مخروطی شکل است که به آن مخروط افت^۱ می‌گویند که رأس آن در چاه و قاعده آن در سطح ایستابی یا پیزومتریک اولیه واقع است. مطابق شکل (۸-۶) هرچه به چاه نزدیکتر می‌شویم گرادیان هیدرولیک و در نتیجه سرعت جریان آب به سمت چاه بیشتر می‌شود.

با گذشت زمان از شروع پمپاژ گسترش و عمیق تر شدن مخروط افت کاهش پیدا می‌کند و رشد آن آنقدر ادامه می‌یابد تا بحال تعادل برسد که در آن صورت معادله تخلیه طبیعی لایه آبدار به اندازه پمپاژ می‌رسد. حد این سطح مخروط افت را منطقه تأثیر یا سطح تأثیر^۲ و شعاع آنرا شعاع تأثیر آن چاه می‌گویند.

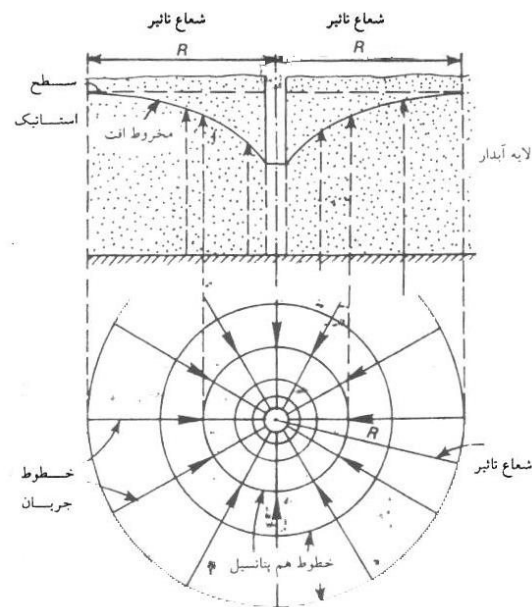
¹ Cone of Depression

² Area of influence



شکل (۶-۸) مخروط افت

تغییرات مخروط افت علاوه بر مقدار دبی و مدت زمان پمپاژ بستگی به مشخصات هیدرودینامیک لایه آبدار دارد. هر اندازه هدایت هیدرولیکی (K) و یا ضریب آبگذری (T) کمتر باشد افت در چاه بیشتر و شیب مخروط افت هم بیشتر می‌شود. بر عکس هر اندازه (T) بیشتر باشد شعاع تأثیر بیشتر و عمق مخروط افت کمتر خواهد شد. مخروط افت در اطراف یک چاه زمانی به شکل متقارن نسبت به محور چاه خواهد بود که لایه آبدار همگن و ایزوتروپ باشد. شکل (۷-۸) مخروط افت در اطراف یک چاه در لایه آبدار آزاد را نشان می‌دهد.



شکل (۷-۸) مخروط افت در اطراف یک چاه در حال پمپاژ در سفره آزاد

معادلاتی را که برای محاسبه دبی چاهها بکار می‌رود. برای دو حالت جریان پایدار (ماندگار) و غیر پایدار (غیر ماندگار) یا رژیم موقت و متغیر در نظر گرفته می‌شود.

جریان ماندگار: یک شرایط تعادلی است که تغییر در آن نسبت به زمان بوجود نمی آید. این حالت به ندرت اتفاق می افتد مگر آنکه بعد از پمپاژ طولانی از یک چاه، سطح ایستابی یا پیزومتریک آن به حالت ثابت درآید و با تغییرات افت بسیار کم و به کندی صورت می گیرد.

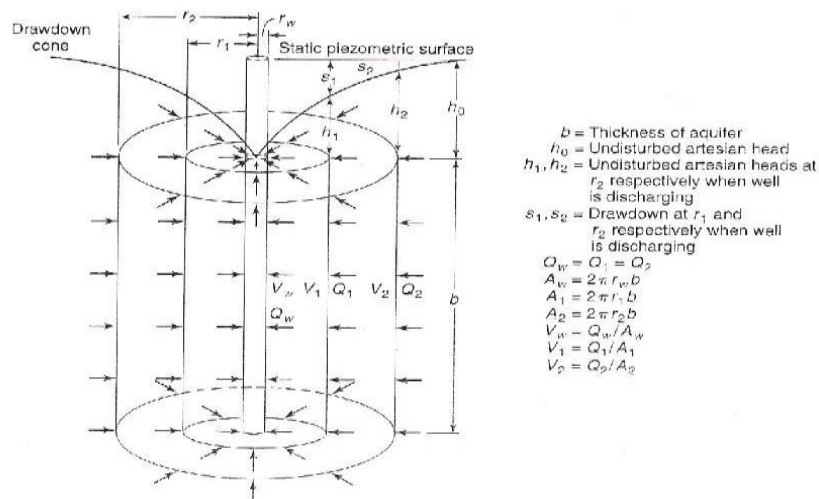
در جریان غیر ماندگار افت سطح ایستابی یا پیزومتریک نسبت به زمان تغییر می کند و لذا می تواند از زمان شروع پمپاژ محاسبات را انجام داد. در معادلات جریان های شعاعی به سمت چاه فرضیات زیر در نظر گرفته می شود.

- چاه با دبی ثابت پمپاژ می شود.
 - چاه تمام ضخامت لایه آبدار را قطع کرده و در تمام ضخامت لایه آبدار، بدنه چاه (لوله گذاری) مشبک است.
 - لایه آبدار همگن، ایزوتروپ، جریان فقط در جهت افقی و هیچ جریان دیگری به غیر از جریان ناشی از پمپاژ وجود ندارد.
 - آب از ذخیره لایه آبدار و بر اثر افت بلافاصله سطح ایستابی یا پیزومتریک در جریان غیرماندگار به چاه تخلیه می شود.
 - حجم آب داخل چاه در مقایسه با حجم آب استخراجی در جریان غیر ماندگار ناچیز است.
- با توجه به فرضیات بالا و آنچه در صفحات قبل به آن اشاره گردید. جریان های شعاعی را در دو حالت پایدار و غیر پایدار (ماندگار و غیر ماندگار) در زیر بررسی می کنیم.

۴-۵-۴-۱۳- هیدرولیک چاه در جریان ماندگار

۴-۵-۴-۱۳-۱- جریان پایدار در لایه تحت فشار

برای لایه آبدار اطراف یک چاه که در شرایط تحت فشار قرار دارد می توان با فرض افقی بودن جریان (فرضیه دوبوئی-فورشهامر) را در حالت ماندگار آب در لایه آبدار به گونه ای فرض کرد که آب همواره از فاصله دور به طرف چاه جریان دارد. به این ترتیب مقدار دبی حجمی جریان در امتداد سطح جانبی یک استوانه فرضی در لایه آبدار به شعاع r از محور چاه و با دبی معادل Q به سمت چاه می باشد. (مطابق شکل ۸-۸)



شکل (۸-۸) جریان آب در یک لایه آبدار تحت فشار به سمت چاه

در شکل ۷-۴ اگر فرض شود که شعاع دایره بزرگ دو برابر شعاع دایره کوچک باشد در آن صورت سطح جانبی آن نیز دو برابر ولی سرعت آن نصف خواهد شد. یعنی:

$$r_2 = 2r_1 \rightarrow A_2 = 2\pi r_2 b = 2\pi(2r_1)b, \rightarrow A_1 = 2\pi r_1 b \rightarrow A_2 = 2A_1, \rightarrow V = \frac{Q}{A}, \rightarrow V_2 = \frac{1}{2}V_1$$

بدین ترتیب جریان آبی که مطابق شکل (۱۳-۹) به طرف چاه حرکت می‌کند از سطوح جانبی استوانه های فرضی عبور می‌کند که این استوانه‌ها با نزدیک‌تر شدن به محور چاه کوچکتر می‌شوند ولی سرعت جریان با نزدیک‌تر شدن به چاه بیشتر می‌شود. از آنجا که مساحت جانبی استوانه فرضی معادل با $2\pi rD$ است (r شعاع و D ضخامت لایه آبدار).

مقدار دبی جریان که از این سطح عبور می‌کند وارد چاه می‌شود برابر با دبی چاه (حالت تعادل) خواهد بود. که با استفاده از معادله دارسی به صورت زیر می‌شود.

$$Q = AV = -2.\pi.r.D.K.\frac{dh}{dr} \quad (17-8)$$

که در آن K هدایت آبی، D ضخامت لایه آبدار تحت فشار، dh/dr هم‌گرادیان هیدرولیکی بار پیزومتریک h در فاصله x از چاه است. بار پیزومتریک نسبت به سطح مبنای کف لایه آبدار در نظر گرفته می‌شود.



شکل (۸-۹) جریان شعاعی ماندگار از یک لایه آبدار تحت فشار به طرف چاه

رابطه بالا را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$Q = -2.\pi..D.K.\frac{r}{dr} \times dh \quad (18-8)$$

با انتگرال‌گیری از رابطه بالا و برای دو شرایط حدی در یک چاه یعنی بین دو نقطه که در فواصل مختلفی از چاه قرار دارند. r_2, r_1 بار پیزومتریک معادل h_2 و h_1 است پس خواهیم داشت.

$$Q = 2.\pi..D.K \int \frac{r}{dr} \times dh \quad (19-8)$$

$$Q = \frac{2\pi KD(h_2 - h_1)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (20-8)$$

$$Q = \frac{2\pi T(h_2 - h_1)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (21-13)$$

که در آن $T=K.D$ ضریب آبگذری (ترانسویسته) لایه آبدار است. این معادله را معادله تعادل برای لایه تحت فشار می‌گویند. با استفاده از این معادله می‌توان مقدار Q را بر حسب مقادیر h (بار پیزومتريک) در دو فاصله متفاوت از چاه اصلی حساب کرد. اگر مقدار r_2 را آن قدر بزرگ اختیار کرد که h_2 به ارتفاع استاتیک سطح پیزومتريک نزدیک شود (یعنی $r_2=r_0$ و $h_2=h_0$) در آن صورت شعاع r_0 تأثیر و r_1 شعاع چاه ($r_1=r_w$) در نظر گرفته شود و $(h_1=h_w)$ معادله تعادل به صورت زیر خواهد شد.

$$Q = \frac{2\pi T(h_0 - h_w)}{\ln\left(\frac{r_0}{r_w}\right)} \quad (22-8)$$

و مقدار افت بار پیزومتريک بین چاه تا شعاع مؤثر برابر خواهد بود با :

$$h_0 - h_w = \frac{Q}{2\pi T} \ln\left(\frac{r_0}{r_w}\right) \quad (23-8)$$

رابطه بالا برای وقتی اعتبار دارد که در لایه آبدار تحت فشار ارتفاع سطح آب داخل چاه بهره‌برداری و سطح پیزومتريک مجاور آن یکسان باشد. معمولاً در اثر اصطکاک یک بار اضافی ایجاد شود که در نتیجه آن سطح آب در چاه نسبت به سطح پیزومتريک مجاور بیشتر افت می‌کند.

برای یک لایه آبدار تحت فشار اگر سطح پیزومتريک در هر چاه با فواصل مختلف از یک چاه بهره‌برداری که با یک دبی ثابت پمپاژ می‌شود در دسترس باشد برای حالتی که سطح پیزومتر در چاه (h_w) ثابت فرض شود می‌توان مقدار ضریب آبگذری (K) را از رابطه زیر بدست آورد.

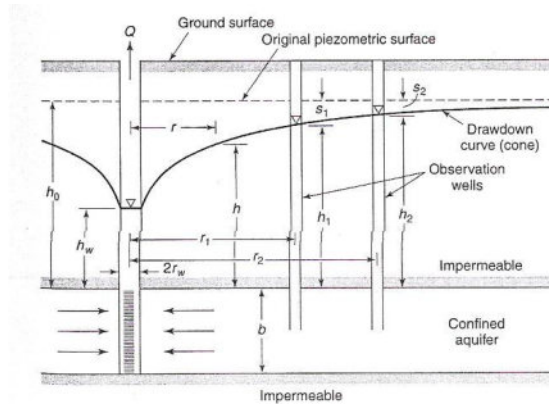
$$T = K.D = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (24-8)$$

اگر به جای بار پیزومتريک، مقدار افت سطح پیزومتريک در دو چاه پیزومتريک در رابطه بالا قرار گیرد معادله به صورت زیر خواهد شد.

$$T = \frac{Q}{2\pi(S_1 - S_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (25-8)$$

برای تبدیل لگاریتم نپرین به لگاریتم اعشاری از رابطه $\ln N = 2.3025 \log_{10} N$ می‌توان استفاده کرد.

مثال ۴: در یک چاه در لایه آبدار تحت فشاری به ضخامت ۲۵ متر وجود دارد بعد از یک پمپاژ طولانی مدت دبی پمپاژ به ۰/۰۵ متر مکعب در ثانیه رسیده است. مقدار افت سطح پیزومتريک در دو چاه پیزومتريک به فواصل ۵۰ و ۱۵۰ متر از چاه در حال پمپاژ به ترتیب ۳ و ۱/۲ متر می‌باشد. صرایب هیدرودینامیکی لایه آبدار تحت فشار را حساب کنید.



حل مسئله: فرضیات مسئله به صورت زیر است.

$$Q = 0.05 \text{ m}^3 / \text{s} = 4320 \text{ m}^3 / \text{day}$$

$$D = 25 \text{ m}$$

$$r_2 = 150 \text{ m}, \quad S_2 = h_0 - h_2 \Rightarrow S_1 - S_2 = h_2 - h_1 = 3 - 1.2 = 1.8 \text{ m}$$

$$r_1 = 15 \text{ m}, \quad S_1 = h_0 - h_1$$

$$K = \frac{Q}{2\pi D(h_2 - h_1)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \frac{4320}{2\pi(25)(1.8)} \ln\left(\frac{150}{15}\right) = 16.8 \text{ m/day}$$

حل:

$$T = K \cdot D = 16.8 \times 25 = 420 \text{ m}^2 / \text{day}$$

مثال ۵: چاهی به قطر یک متر در یک لایه آبخوانی تحت فشار به ضخامت ۳۰ متر حفر شده است. وقتی پمپاژ از این چاه با شدت ۱۱۳ مترمکعب در ساعت وجود داشته، مقدار افت سطح پیزومتریک در فاصله ۱۵ متری معادل ۱/۸ متر و در چاه دیگری به فاصله ۵۰ متر برابر با ۰/۵ متر است. سطح ایستابی در چاه در حال پمپاژ برای شرایط ماندگار و میزان افت آن پس از شروع پمپاژ را به طور تقریب حساب کنید. همچنین مقدار ضریب آبگذری (T) ابخوان و شعاع تأثیر چاه را در آن حساب کنید. فرض کنید سطح ایستابی اولیه ۴۰ متر بالاتر از سطح مبنا می باشد.

حل مسئله:

$$Q = 113 \text{ m}^3 / \text{hr} = 2712 \text{ m}^3 / \text{day}$$

$$K = \frac{Q}{2\pi D(S_1 - S_2)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \frac{2712}{2\pi(30)(1.8 - 0.5)} \ln\left(\frac{50}{15}\right) = 13.3 \text{ m/day}$$

$$T = K \cdot D = 13.3 \times 30 = 400 \text{ m}^2 / \text{day}$$

$$S_2 = h_0 - h_2 \rightarrow h_2 = h_0 - S_2 = 40 - 1.5 = 39.5$$

$$h_w = h_2 - \frac{Q}{2\pi K D} \ln\left(\frac{r_2}{r_w}\right) = 39.5 - \frac{2712}{2\pi(13.3)(30)} \ln\left(\frac{50}{0.5}\right)$$

تراز سطح چاه

$$h_w = 34.5 \text{ m}$$

$$S_w = h_0 - h_w = 40 - 34.5 = 5.5$$

افت سطح چاه

$$T = K \cdot D = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)$$

با مرتب کردن این معادله برای شعاع تأثیر $r_0=r_2$ خواهیم داشت

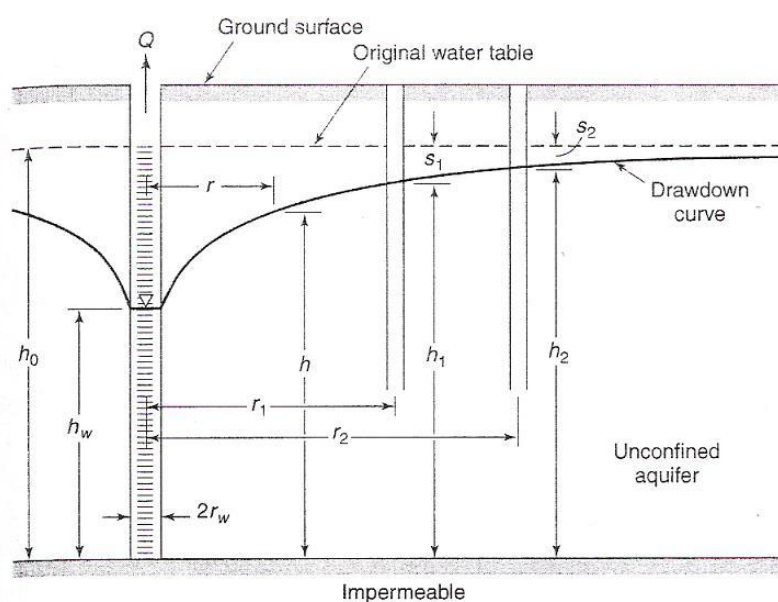
$$r_0 = r_1 \exp\left[\frac{2\pi KD(h_0 - h_1)}{Q}\right]$$

$$r_0 = (15) \exp\left[\frac{2\pi(13.3)(30)(40 - 38.2)}{2712}\right] = 79\text{m}$$

شعاع تأثیر چاه در لایه تحت فشار بررسی

۸-۴-۵-۲- جریان پایدار در لایه آزاد

در لایه آزاد جریان آب به طرف چاه با ضخامت ثابت D نخواهد بود بلکه ارتفاع سطح ایستابی در مرز پایینی لایه آبدار قرار می گیرد و به جای D مقدار h قرار می گیرد (شکل ۸-۱۰).



شکل (۸-۱۰) جریان آب در یک لایه آبدار آزاد به طرف چاه

$$dq = dA \times V \Rightarrow q = 2\pi \cdot r \cdot h \cdot K \left(\frac{dh}{dr}\right) \quad (28-8)$$

$$dq = 2\pi K \cdot r \cdot h \cdot \left(\frac{dh}{dr}\right) \quad (29-8)$$

با انتگرال گیری در فاصله r_1 و h_1 و r_2 و h_2 مطابق شکل (۸-۱۰) رابطه (۲۹-۶) بدست خواهد آمد.

$$Q = 2\pi K \int_{r_1}^{r_2} \frac{r}{dr} \times h \cdot dh \quad (30-8)$$

$$Q = 2\pi K \left[\frac{1}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \times \frac{1}{2} (h_2^2 - h_1^2) \right] \quad (31-8)$$

$$Q = \frac{\pi K (h_2^2 - h_1^2)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (32-8)$$

در لایه آبدار آزاد حتی اگر چاهها بخوبی تجهیز شوند و لوله گذاری مشبک بخوبی انجام شده باشد (که افت ناشی از اصطکاک به حداقل برسد) باز هم ارتفاع سطح آب در چاه در حال پمپاژ کمتر از ارتفاع سطح ایستابی چاه پیزومتری مجاور خواهد بود و همواره یک سطح تراوش بین سطح ایستابی و سطح آب داخل چاه در دیواره چاه بوجود می‌آید که از آن محل آب لایه به داخل چاه تراوش می‌کند.

در لایه آبدار آزاد هم اگر r_2 را آنقدر بزرگ کرد تا به r_0 یعنی شعاع مؤثر چاه برسد که $h=h_0$ می‌باشد و r_1 را هم شعاع چاه (r_w) در نظر گرفته شود با یک خطای حدود ۱ تا ۲ درصد معادله تعادل در لایه آزاد به صورت زیر در خواهد آمد.

$$Q = \pi K \left(\frac{h_0^2 - h_w^2}{\ln\left(\frac{r_0}{r_w}\right)} \right) \quad (33-8)$$

در این صورت مقدار (K) هدایت هیدرولیکی یک لایه آزاد را با استفاده از آزمایش پمپاژ با دبی Q و ارتفاع پیزومتریک در پیزومتر به فاصله r_1 معادل h_1 و در پیزومتر به فاصله r_2 از چاه اصلی به مقدار h_2 از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$K = \frac{Q}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (34-8)$$

و مقدار ضریب آبگذری^۱ به طور تقریب از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T \cong K \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} = K \cdot \bar{h} \quad (35-8)$$

اگر در رابطه (۳۴-۸) بجای ارتفاع بار پیزومتریک (یعنی h_1 و h_2) مقدار افت سطح ایستابی را نسبت به سطح ایستابی اولیه (یعنی S_1 و S_2) قرار دهیم خواهیم داشت.

$$T = K \cdot h_0 = \frac{Q}{2\pi \left(S_1 - \frac{S_1^2}{2h_0} \right) - \left(S_2 - \frac{S_2^2}{2h_0} \right)} \times \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (36-8)$$

مثال ۶: چاهی به شعاع ۰/۱ متر که به خوبی در یک لایه آبدار آزاد به ضخامت ۵۰ متر و هدایت آبی ۳۰ متر در روز حفر شده و تمام ضخامت لایه آبدار را هم قطع می‌کند. این چاه با دبی ثابت پمپاژ می‌شود تا آن که سطح آب داخل چاه در ارتفاع ۴۰ متری بالای کف چاه ثابت شود. اگر شعاع تأثیر چاه ۱۰۰۰ متر فرض شود و تراز آب داخل چاه و مجاور آن یکسان باشد، مقدار دبی چاه را حساب کنید.

فرضیات:

$$\begin{aligned} H_0 &= 50 \text{ m} & r_0 &= 1000 \text{ m} & h_w &= 40 \text{ m} \\ R_w &= 0.1 \text{ m} & K &= 30 \text{ m/day} \end{aligned}$$

حل مسئله:

^۱ Transmissivity

$$Q = \frac{\pi K (h_0^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{r_0}{r_w}\right)} = \frac{\pi(30)(50^2 - 40^2)}{\ln\left(\frac{1000}{0.1}\right)} = 9180 \text{ m}^3 / \text{day}$$

مثال ۷: تراز سطح ایستابی در یک آبخوان آزاد قبل از پمپاژ چاهی که در آن حفر شده است معادل ۲۵ متر بوده است. بعد از یک پمپاژ طولانی مدت با شدت ثابت ۰/۰۵ متر مکعب در ثانیه، افت سطح تراز ایستابی در دو چاه پیژومتری به فاصله ۵۰ و ۱۵۰ متر در چاه بهره‌برداری به ترتیب ۳ و ۱/۲ متر شده است. هدایت آبی و شعاع تأثیر چاه را در اثر پمپاژ در این آبخوان حساب کنید.

فرضیات:

$$Q=0.05 \text{ m}^3/\text{s} = 4320 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$h_0=25 \text{ m}$$

$$r_1=50 \text{ m}, r_2=150 \text{ m}$$

$$S_1=3\text{m}, S_2=1.2\text{m}$$

$$h_1=h_0-S_1=25-3=22\text{m}$$

$$h_2=h_0-S_2=25-1.2=23.8\text{m}$$

حل مسئله

$$K = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} = \frac{4320}{\pi(23.8^2 - 22^2)} \ln\left(\frac{150}{50}\right) = 18.3 \text{ m/day}$$

$$r_0 = r_1 \exp\left[\frac{\pi K (h_0^2 - h_1^2)}{Q}\right] = (50) \exp\left[\frac{(18.3)\pi(25^2 - 22^2)}{4320}\right] = 327 \text{ m}$$

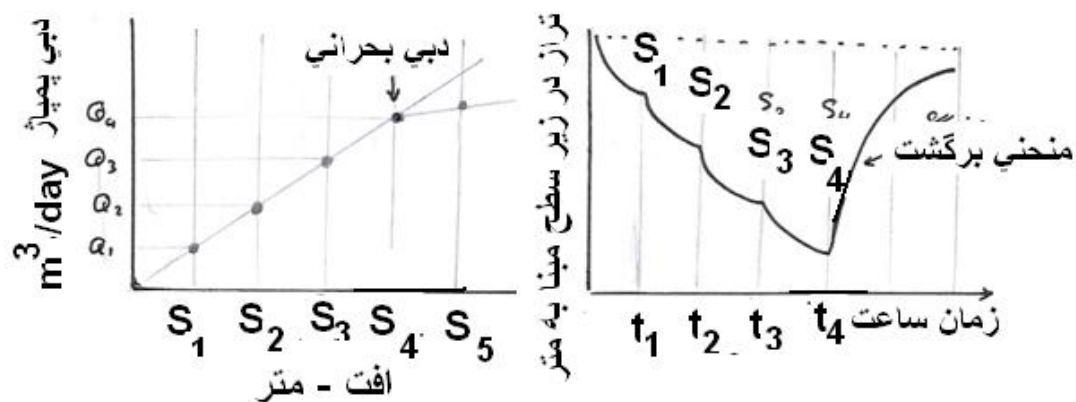
۸-۴-۵ تعیین میزان آبدهی مطمئن چاه

بعد از انجام عملیات تکمیلی چاه، بایستی آبدهی چاه و مقدار افت سطح ایستابی در اثر پمپاژ را آزمایش کرد تا بر اساس آن نوع و قدرت پمپ تعیین شود. تعیین قدرت موتور، عمق قرار دادن پمپ و تعیین قیمت وسایل پمپاژ و امثالهم بعد از آزمایش آبدهی معلوم می شود.

با برداشت آب از یک چاه، تراز آب در چاه پایین می رود، شیب هیدرولیکی در اطراف چاه زیاد می شود و آب با سرعت زیادتری از لایه آبدار وارد چاه می شود و اگر سرعت زیاد شود جریان متلاطم و سبب حرکت ذرات دانه ریز به داخل چاه می شود. بنابراین باید سرعت ورود آب به داخل چاه از یک حدی تجاوز نکند این حد سرعت را سرعت بحرانی می گویند. میزان آبدهی چاه را به ازاء رسیدن سرعت بحرانی را دبی بحرانی یا دبی حداکثر می گویند.

برای محاسبه عملی دبی بحرانی در نتایج آزمایش افت پله‌ای استفاده می شود. در آزمون افت پله‌ای، چاه با دبی معینی پمپاژ می شود و آن قدر با دبی ثابت پمپاژ می شود تا سطح آب در چاه ثابت باقی بماند. با تغییر دور موتور این عمل چندین بار تکرار می شود. در هر بار دبی و افت کلی اندازه‌گیری می شود. سپس منحنی تغییرات دبی با افت کل مطابق شکل (۸-۱۱) رسم می شود.

قسمت‌های اولیه نقاط دبی در مقابل افت به صورت خطی است. از لحظه‌ای که از خط راست منحرف می‌شود، دبی بحرانی شروع می‌شود. معمولاً در چنین حالت برای تعیین دقیق دبی پمپاژ، زمان لازم برای پر کردن یک حجم معین از آب اندازه‌گیری می‌شود و با تقسیم این حجم بر زمان دبی متوسط در چنین حالی محاسبه می‌شود.



شکل (۸-۱۱) منحنی تغییرات تراز نسبت به زمان و دبی پمپاژ نسبت به افت

فصل نهم: رواناب سطحی

۹-۱- کلیات

هرگاه شدت بارندگی از ظرفیت نفوذ آب به داخل خاک بیشتر باشد بخشی از آب حاصله از بارندگی در سطح حوضه باقی می‌ماند. این آب پس از پر کردن گودهای سطح زمین (که به آن چالاب گفته می‌شود) در امتداد شیب زمین جریان پیدا کرده و از طریق شبکه آبراهه‌ها و سپس رودخانه اصلی از حوضه خارج می‌گردد. به این بخش از بارندگی (که می‌توان مقدار آن را در رودخانه‌ها اندازه‌گیری کرد) رواناب سطحی^۱ می‌گویند. با توجه به اینکه خصوصیات حوضه نسبتاً ثابت است قاعدتاً بین بارندگی و رواناب می‌توان یک رابطه مستقیم انتظار داشت. بطوری‌که اگر برای چند سال متوالی بارندگی سالانه حوضه و روانابی را که از آن خارج شده است اندازه‌گیری کرده باشیم می‌توان مختصات نقاط مربوط را نسبت به هم در یک دستگاه محور مختصات رسم کرده و برای آنها یک خط یا منحنی را برازش داد. مثلاً در شکل (۹-۱) رابطه بین بارندگی سالانه (سانتی‌متر) و رواناب سالانه (سانتی‌متر) برای یک حوضه آزمایشی بر اساس داده‌هایی که در سال‌های مختلف جمع‌آوری شده بصورت نمودار رسم شده است. پراکندگی نقاط نسبت به این خط به دلیل تغییراتی است که در شدت بارندگی و وضعیت رطوبتی خاک‌های حوضه قبل از شروع بارندگی‌ها و یا تغییرات سطح حوضه داشته است. از روی شیب خط مذکور که در این شکل ۰/۵۷ می‌باشد می‌توان رابطه ریاضی بین بارندگی P و رواناب R را بدست آورد. در این شکل دیده می‌شود که این خط از مرکز مختصات عبور نکرده است بلکه دارای عرض از مبدأ ۲۴ سانتی‌متر است. یعنی در سال‌هایی که بارندگی کمتر از ۲۴ سانتی‌متر بوده، عملاً رواناب وجود نداشته است. رابطه رواناب و بارندگی بر اساس نموداری که در شکل ۹-۱ رسم شده است از نظر ریاضی بصورت زیر می‌باشد.

^۱ Surface run-off

$$R = \frac{1}{S'}(P - P_a) \quad (1-9)$$

در این معادله:

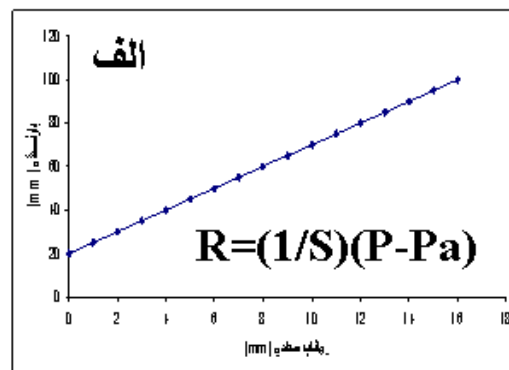
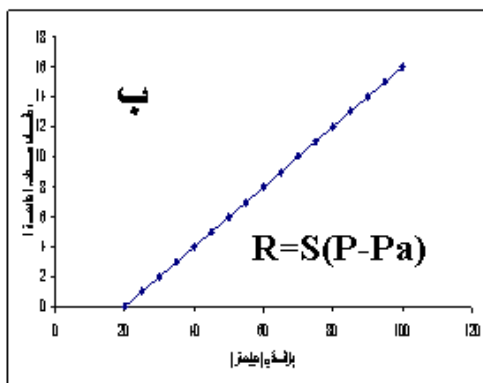
R = ارتفاع سالانه رواناب بر حسب سانتی متر

S' = شیب خط

P = بارندگی سالانه بر حسب سانتی متر

P_a = عرض از مبدأ

در شکل ۹-۱ ب معادله خط را به صورت $R=0.57(P-24)$ نیز می توان نوشت. مثلاً اگر مقدار باران متوسط در یک سال ۲۴ سانتی متر باشد، مقدار رواناب از روی این معادله $5/7$ سانتی متر تخمین زده می شود. استخراج چنین رابطه‌هایی برای حوضه‌ها در هیدرولوژی با اهمیت بوده و می تواند از نظر تخمین برآورد سالانه رودخانه‌ها مفید باشد. اما بدست آوردن این نوع رابطه تنها در صورتی امکان پذیر است که داده‌های اندازه گیری شده بارندگی و رواناب در حوضه وجود داشته باشد.



شکل ۹-۱- رابطه بین بارندگی و رواناب سطحی

۹-۲- ارتفاع رواناب

رواناب حاصله از بارندگی را می توان بر حسب ارتفاع یا حجم توصیف کرده و آن را به روش‌های مختلف برآورد نمود که به پارای از آنها در زیر اشاره می شود.

۹-۲-۱ ضریب رواناب

برای برآورد سریع تخمین رواناب از ضریب رواناب حوضه، که به عنوان درصدی از بارندگی است، و فرمول ساده زیر استفاده می شود:

$$R = C . P \quad (2-9)$$

که در آن C ضریب رواناب، P مقدار ارتفاع بارندگی و R مقدار ارتفاع رواناب است. ضریب رواناب بستگی به خصوصیات فیزیکی حوضه داشته و مقدار آن را می توان از جدول (۹-۱) و یا (۹-۲) تخمین زد.

جدول 9-1- ضریب رواناب C بر اساس نوع کلی حوضه (Mutregya, 1990)

نوع حوضه	حدود ضریب رواناب
شهری	۰.۳-۰.۵
جنگلی	۰.۰۵-۰.۲
مناطق تجاری و صنعتی	۰.۹
پارک، مزرعه و چراگاه	۰.۰۵-۰.۴
اسفالت و پیاده روی بتنی	۰.۸۵

جدول 9-2- ضریب رواناب C در حوضه های مختلف شهری و غیر شهری

نوع پوشش سطح حوضه			در صد شیب زمین			نوع پوشش سطح حوضه		
حوضه			حوضه			حوضه		
۰-۵	۱۰	۳۰	۰-۵	۱۰	۳۰	۰-۵	۱۰	۳۰
اراضی شهری با:			اراضی مرتعی با					
۰/۴	۰/۵۰	-	۰/۱	۰/۱۶	۰/۲۲	۰/۴	۰/۵۰	-
۰/۵۵	۰/۶۵	-	۰/۳	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۵۵	۰/۶۵	-
۰/۶۵	۰/۸۰	-	۰/۴	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۸۰	-
اراضی کشاورزی با			اراضی جنگلی با					
۰/۳	۰/۲۵	۰/۳	۰/۱	۰/۴	۰/۵۲	۰/۳	۰/۲۵	۰/۳
۰/۵	۰/۳۵	۰/۵	۰/۳	۰/۶	۰/۷۲	۰/۵	۰/۳۵	۰/۵
۰/۶	۰/۵۰	۰/۶	۰/۴	۰/۷	۸۲/۰	۰/۶	۰/۵۰	۰/۶

استرانگ^۱ با استفاده از داده های موجود در ایالت ماهاراشترا در هند جدولی را بر اساس نسبت بین باران و رواناب در شرایط مختلف رطوبتی حوضه مطابق جدول 9-3 ارایه نموده است. در مواردی که اطلاعاتی در دست نباشد از این جدول برای تخمینی از حدود ارتفاع رواناب بر اساس بارش روزانه می توان استفاده کرد.

¹ Strange

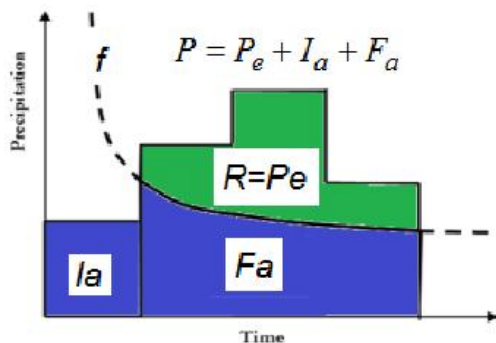
جدول (۹-۳) جدول استرانگ برای برآورد ارتفاع رواناب روزانه (Mutregya, 1990)

درصد و مقدار رواناب شرایط رطوبتی مرطوب		درصد و مقدار رواناب شرایط رطوبتی نیم مرطوب		درصد و مقدار رواناب درشرایط رطوبتی خشک		باران روزانه mm
ارتفاع رواناب mm	درصد	ارتفاع رواناب mm	درصد	ارتفاع رواناب mm	درصد	
۰.۳۵	7	۰.۲۰	4	-	-	۵
۱.۰۰	10	۰.۵۰	5	۰.۱۰	1	۱۰
۳.۰۰	15	۱.۸۰	9	۰.۴۰	2	۲۰
۴.۵۰	18	۲.۷۵	11	۰.۷۵	3	۲۵
۶.۰۰	20	۳.۹۰	13	۱.۲۰	4	۳۰
۱۱.۲۰	۲۸	۷.۲۰	۱۸	۲.۸۰	۷	۴۰
۱۷.۰۰	۳۴	۱۱.۰۰	۲۲	۵.۰۰	۱۰	۵۰
۲۴.۶۰	۴۱	۱۶.۸۰	۲۸	۸.۴۰	۱۴	۶۰
۳۳.۶۰	۴۸	۲۳.۱۰	۳۳	۱۲.۶۰	۱۸	۷۰
۳۹.۰۰	۵۲	۲۷.۷۵	۳۷	۱۵.۰۰	۲۰	۷۵
۴۴.۰۰	۵۵	۳۱.۲۰	۳۹	۱۷.۶۰	۲۲	۸۰
۵۵.۸۰	۶۲	۳۹.۶۰	۴۴	۲۲.۵۰	۲۵	۹۰
۷۰.۰۰	۷۰	۵۰.۰۰	۵۰	۳۰.۰۰	۳۰	۱۰۰

توضیح: با توجه به شرایط مطلوب و یا نامطلوب حوضه از نظر زمین شناسی می توان تا ۲۵ درصد از این مقدار را اضافه و یا کم کرد.

۹-۲-۲ روش حفاظت منابع طبیعی آمریکا

از جمله روش‌های معمول در هیدرولوژی روش پیشنهادی سازمان حفاظت منابع طبیعی آمریکا (NRCS یا SCS سابق) است که برای حوضه‌هایی که در آنها داده‌های اندازه گیری دبی رواناب وجود ندارد، بکار می‌رود. در روش SCS ارتفاع رواناب حاصله از یک بارندگی بصورت زیر نشان داده می‌شود.



$$P_e \leq P$$

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

$$F_a \leq S$$

$$I_a = 0.2S$$

$$P - I_a$$

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

شکل ۹-۲- نمایش هیتوگراف بارش و منحنی شدت نفوذ در رابطه بارش- رواناب

با توجه به شکل (۹-۲) و بر پایه نسبت تشابه $\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$ و در نظر گرفتن $I_a = 0.2S$ مقدار P_e یا R به صورت زیر محاسبه می

شود:

$$R = P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (۹-۳)$$

که در آن:

P_e یا R بارش مازاد یا ارتفاع رواناب بر حسب اینچ

P ارتفاع بارندگی بر حسب اینچ

S عامل مربوط به نگهداشت آب در سطح زمین است که مقدار آن به اینچ برابر است با:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (۹-۴)$$

در این معادله CN شماره منحنی مربوط به مقدار نفوذ آب در حوضه می‌باشد. شماره منحنی (CN) برای وضعیت های مختلف حوضه‌های شهری است که از جدول مربوطه استخراج می شود. سپس با داشتن مقادیر بارندگی (P) و شماره منحنی حوضه (CN) می توان از روی معادلات فوق ارتفاع رواناب را بدست آورد.

در این روش بایستی ابتدا با توجه به ویژگی‌های خاک و بخصوص مقدار نفوذپذیری آن مطابق جدول ۹-۴، گروه هیدرولوژیکی خاک تعیین شود. چهار گروه هیدرولوژی به شرح زیر تعریف شده است:

گروه A: خاکهای شنی عمیق، خاکهای ناپیوسته عمیق و خاکهای لومی با دانه‌بندی مناسب

گروه B: خاکهای لومی شنی و خاکهای ناپیوسته کم عمق

گروه C: خاکهای لومی رسی، لوم شنی کم عمق، خاکهای با مواد آلی کم و خاکهای با مواد رسی زیاد

گروه D: خاکهای سنگین رسی، خاکهای شور و خاکهای که با مقدار آب کم ماندایی می‌شوند.

جدول ۹-۴- مقادیر حداقل نفوذ برای گروه های مختلف خاک

گروه	حداقل نفوذپذیری (سانتی متر در ساعت)
A	۷/۵ تا ۱۱/۵
B	۷/۵ تا ۳/۸
C	۲/۸ تا ۱/۳
D	۱/۳ تا ۰

مقدار CN برای هر گروه هیدرولوژیکی با توجه به کاربری اراضی مطابق جدول (۹-۵) تعیین می‌گردد. با تعیین مقدار CN و S می‌توان مقدار روان آب (Pe) حاصل از هر مقدار بارش (P) در آن حوزه را بدست آورد. مقدار CN و در نتیجه S برای هر قسمت از حوضه با توجه به نوع خاک آن تعیین و سپس در کل حوضه به طور وزنی متوسط‌گیری می‌شود.

جدول (۹-۵) برای حالت متوسط از نظر شرایط رطوبت پیشین می‌باشد. این شرایط بر پایه مقدار تجمعی بارش در ۵ روز قبل از رویداد بارش مورد بررسی برای دو فصل خواب و رویش گیاهان مطابق جدول شماره (۹-۶) ارایه شده است. برای تبدیل CN از شرایط متوسط به شرایط مرطوب و خشک از روابط زیر استفاده می‌شود.

$$CN_I = \frac{4.2 \times CN_{II}}{10 - 0.058 \times CN_{II}} \quad (۹-۵)$$

$$CN_{(III)} = \frac{23 \times CN_{(II)}}{10 + 0.13 \times CN_{(II)}} \quad (۹-۶)$$

روش CN در اصل یک روش قطعی^۱ است که می‌توان از آن به صورت احتمالی هم استفاده کرد. یعنی اگر بجای P ارتفاع بارانی با دوره بازگشت T قرار گیرد، ارتفاع رواناب هم با همان دوره بازگشت برآورد می‌شود.

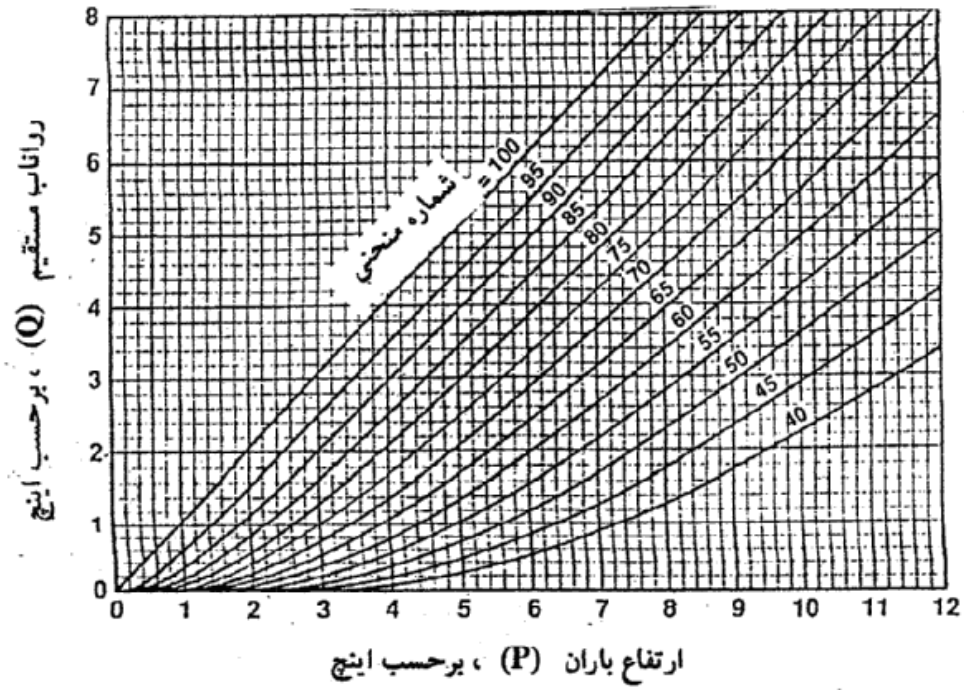
رابطه بین بارندگی و رواناب بر خلاف تصور همیشه خطی نیست مگر اینکه نگهداشت سطحی (S) در حوضه ناچیز باشد (CN=100) که در این صورت منحنی (رابطه بارندگی-رواناب) از مرکز مختصات نیز می‌گذرد، اما برای حوضه‌هایی که در آن‌ها نگهداشت سطحی زیاد است اولاً این رابطه بصورت یک منحنی نمایی است، ثانياً با افزایش شاخص S منحنی از مرکز مختصات نیز فاصله گرفته و بخش زیادی از بارندگی بدون آنکه جاری شود در سطح حوضه نگهداشته می‌شود.

در صورتی که در فرمول (۹-۳) مقدار P بر حسب میلی‌متر باشد و بخواهیم R نیز بر حسب میلی‌متر محاسبه شود در آن صورت لازم است که S نیز بر حسب میلی‌متر باشد در این صورت مقدار S برابر خواهد بود با:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 \quad (۹-۷)$$

^۱ Deterministic

برای سادگی و سرعت در برآورد ارتفاع رواناب، منحنی‌هایی مطابق شکل (۳-۹) برای این روش ارایه شده‌است.



شکل (۳-۹) رابطه بین بارش تجمعی و روان آب تجمعی برای مقادیر مختلف CN

جدول (۵-۹) شماره منحنی برای حوضه‌های شهری (SCS, ۱۹۸۶)

شماره منحنی برای گروههای هیدرولوژیکی خاک				نوع پوشش		
D	C	B	A	نوع پوشش و شرایط هیدرولوژیکی		
مناطق شهری کاملاً توسعه یافته (فضای سبز ایجاد شده است.)						
مناطق بازر (فضای سبز، پارکها، زمینهای گلف) قبرستانها و غیره						
۸۹	۸۶	۷۹	۶۸	شرایط بد (پوشش علفی > ۵۰٪)		
۸۴	۷۹	۶۹	۴۹	شرایط متوسط (پوشش علفی ۵۰٪ تا ۷۵٪)		
۸۰	۷۴	۶۱	۳۹	شرایط خوب (پوشش علفی < ۷۵٪)		
سطوح نفوذناپذیر						
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸	پیاده‌روهای پارکینگ، پشت‌بام‌ها، جاده‌ها و غیره (به استثنای حاشیه)		
جاده‌ها و خیابان‌ها						
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸	پیاده‌روها آسفالتی با آبراهه‌های دفع رواناب (به استثنای حاشیه)		
۹۳	۹۲	۸۹	۸۳	پیاده‌رو با آبراهه‌های رویان (شامل حاشیه)		
۹۱	۸۹	۸۵	۷۶	جاده شوسه (شامل حاشیه)		
۸۹	۸۷	۸۲	۷۲	جاده خاکی (شامل حاشیه)		
مناطق بدون پوشش شهری						
۸۸	۸۵	۷۷	۶۳	مناطق بدون پوشش طبیعی (فقط مناطق نفوذپذیر)		
۹۶	۹۶	۹۶	۹۶	مناطق بدون پوشش مصنوعی (مناطق بیابانی نفوذناپذیر، مناطق شهری با پوشش ۱ تا ۲ اینچ شن و یا ماسه)		
				متوسط درصد سطح غیرقابل نفوذ	محدوده‌های شهری	
۹۵	۹۴	۹۲	۸۹	۸۵	مناطق تجاری	
۹۳	۹۱	۸۸	۸۱	۷۲	مناطق صنعتی	
مناطق مسکونی با متوسط قطعات (بر حسب متر مربع)						
۹۲	۹۰	۸۵	۷۷	۶۵	۵۰۰ یا کمتر (خانه‌های ویلایی نوساز)	
۸۷	۸۳	۷۵	۶۱	۳۸	۱۰۰۰	
۸۶	۸۱	۷۲	۵۷	۳۰	۱۳۵۰	
۸۵	۸۰	۷۰	۵۴	۲۵	۲۰۰۰	
۸۴	۷۹	۶۸	۵۱	۲۰	۴۰۰۰	
۸۲	۷۷	۶۵	۴۶	۱۲	۸۰۰۰	
مناطق شهری توسعه یافته						
۹۴	۹۱	۸۶	۷۷	مناطق جدید تسطیح شده (مناطق نفوذپذیر بدون پوشش علفی)		

جدول (۹-۶) تقسیم‌بندی شرایط رطوبت پیشین در روش CN

جمع مقدار بارش ۵ روز قبل از رویداد مورد بررسی				گروه رطوبت پیشین AMC
فصل رویش گیاه		فصل خواب گیاه		
بر حسب میلی‌متر	بر حسب اینچ	بر حسب میلی‌متر	بر حسب اینچ	
کمتر از ۳۶	کمتر از ۱/۴	کمتر ۱.۳	کمتر ۰/۵	I خشک
۳۶-۵۴	۱/۴ - ۲/۱	۱.۳ - ۲.۳	۱/۱ - ۰/۵	II متوسط
بیش از ۵۴	بیش از ۲/۱	بیش از ۲.۸	بیش از ۱/۱	III مرطوب

مثال ۹-۱: مقدار رواناب حاصله از ۲ اینچ بارندگی (۵۰ میلی متر) روی سطح یک پارک به وسعت ۴ هکتار را که قسمت اعظم آن پوشیده از چمن می‌باشد حساب کنید وضعیت خاک این حوضه در گروه هیدرولیک B قرار گیرد و خاک به دلیل بارندگی های قبل مرطوب است.

حل مسئله:

شماره منحنی (CN) برای وضعیت پوشش حوضه را از جدول (۹-۵) بدست آورده که مقدار آن حدوداً برابر CN=60 خواهد بود. این عدد برای وضعیت رطوبتی خاک اصلاح می شود که برابر CN=78 خواهد شد. بنابراین:

$$S = \frac{1000}{78} - 10 = 2.82$$

$$R = \frac{(2 - 0.2 \times 2.82)^2}{(2 + 0.8 \times 2.82)} = 0.4845 \text{ inch} = 12.3 \text{ mm}$$

$$R = 0.4845 \text{ inch} = 12.3 \text{ mm}$$

مقدار ارتفاع رواناب ۰/۴۸۴۵ اینچ (۱۲/۳ میلی‌متر) یا ۲۴ درصد بارندگی است. حجم رواناب برای سطح ۴ هکتار برابر است با:

$$Q = \frac{12.3}{1000} (4 \times 10000) = 492 \text{ m}^3 \quad \text{و} \quad C = \frac{12.3}{50} = 0.24$$

مقدار ۰/۲۴ در این مثال را ضریب رواناب^۱ می گویند که از تقسیم ارتفاع رواناب بر ارتفاع بارندگی بدست می آید.

مثال ۹-۲: مقدار CN در یک حوضه برابر ۶۹ می‌باشد. چنانچه بارندگی ۷۵ میلی‌متر باشد ارتفاع رواناب را محاسبه کنید. اگر سطح حوضه ۲۰ کیلومتر مربع باشد حجم رواناب چقدر است؟

حل مسئله:

$$CN = 69$$

$$P = 75 \text{ mm} = 3 \text{ inch}$$

¹ Run-off coefficient

$$S = \frac{1000}{69} - 10 = 4.49$$

$$R = \frac{(3 - 0.2 \times 4.49)^2}{(3 + 0.8 \times 4.49)}$$

$$R = 0.67 \text{ inch} = 17 \text{ mm}$$

$$Q = 20 \times 10^6 \times \frac{17}{1000} = 340000 \text{ m}^3$$

مثال ۹-۳: بارانی به مدت ۶ ساعت روی حوضه‌هایی که شماره منحنی اراضی که ۸۰ است رخ داده است. مقادیر بارش در هر ساعت بر اساس اندازه‌گیری‌های باران‌نگاری مطابق اعداد ستون ۱ و ۲ جدول ۹-۷ بوده است. مقادیر بارش مازاد (رواناب) در هر ساعت را حساب کنید. حل مسئله:

الف- ارتفاع تجمعی باران را محاسبه می‌کنیم (ارقام ستون ۳ جدول ۹-۶)

ب- ارتفاع بارش مازاد تجمعی را در هر دو ساعت محاسبه می‌کنیم (ارقام ستون ۴ جدول) مثلاً برای بارش ۴۰ میلی‌متر در ساعت دوم خواهیم داشت:

مقدار R (ستون ۴) را برای هر P (ستون ۳) بایستی حساب کرد.

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) 24.5$$

$$S = \left(\frac{1000}{80} - 10 \right) 25.4 = 63.5$$

$$R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

$$R = \frac{[40 - 0.2(63.5)]^2}{40 + 0.8(63.5)} = 8.2$$

ج- با کسر هر کدام از اعداد ستون ۴ از عدد ماقبل خود ارتفاع بارش مازاد در هر ساعت (هایتوگراف بارش مازاد) بدست می‌آید.

جدول (۹-۷) مربوط به مثال ۹-۳

زمان (ساعت)	ارتفاع رگبار (mm)	ارتفاع بارش تجمعی (mm)	ارتفاع بارش تجمعی مازاد (mm)	ارتفاع بارش مازاد (mm)
۰	۰	۰	۰	۰
۱	۱۵	۱۵	۱۵	۰
۲	۲۵	۴۰	۲۵	۸/۲
۳	۲۰	۶۰	۴۰	۱۲
۴	۱۰	۷۰	۳۰	۷
۵	۸	۷۸	۲۲	۵/۹
۶	۶	۸۴	۱۶	۴/۶
۷	۴	۸۸	۱۲	۳/۱
۸	۲	۹۰	۱۰	۱/۶

باید توجه داشت که استفاده از فرمول‌های ۹-۳ تا ۹-۵ فقط مربوط به یک بارش مجزاست و نمی‌توان آن را فرضاً برای کل بارندگی سالانه، که در آن بارندگی‌ها به دفعات صورت می‌گیرد، بکار برد. با این وجود از آنجایی که در مناطق خشک بارش‌ها عمدتاً زمستانه و فقط در یک دوره کوتاه زمستانه صورت می‌گیرد. بعضی از کارشناسان فرمول‌های فوق را برای بارندگی سالانه نیز بکار برده‌اند.

۹-۴- تخمین آبدی ماهانه و سالانه حوضه

رواناب سالانه یک رودخانه یا آورد سالانه^۱ از مهمترین پارامترهایی است که بدست آوردن آن در بسیاری از پروژه‌ها لازم است. این موضوع در رودخانه‌هایی که دارای ایستگاه اندازه‌گیری آب می‌باشند کار چندان دشواری نیست اما برآورد آن برای حوضه‌های فاقد ایستگاه نسبتاً مشکل است. امروزه مدل‌های کامپیوتری به انجام این امر کمک فراوان کرده‌اند اما در طرح‌های کوچک اگر دسترسی به این مدل‌ها وجود نداشته باشد می‌توان از روش‌های ساده تجربی زیر به عنوان الگو استفاده کرد.

۹-۴-۱ تخمین آبدی با فرمول خوسلا^۲

این پژوهشگر هندی با استفاده از داده‌های موجود ابتدا رابطه‌ای را به صورت (۹-۸) برای یک رویداد بارش ارائه نموده است.

$$R = P - \frac{T}{3.74} \quad (۸-۹)$$

که در آن:

R = رواناب به سانتی متر

P = بارش به سانتی متر

T = دمای متوسط به سانتی گراد

سپس برای آبدی ماهانه روابط زیر را ارائه نموده است که شاید این روش برای برآورد آبدی در مناطق سرد کشور مناسب باشد ولی باید با داده‌های محلی واسنجی شود.

$$R_m = P_m - L_m \quad (۹-۹)$$

$$\text{if } \Rightarrow T_m > 4.5^{\circ}C \Rightarrow \text{then } \Rightarrow L_m = 5T_m \quad (۱۰-۹)$$

$$\text{if } \Rightarrow T_m < 4.5^{\circ}C \Rightarrow \text{then } \Rightarrow L_m \Rightarrow \text{from Table(6-9)} \quad (۱۱-۹)$$

در روابط بالا:

Rm = رواناب ماهانه به mm

Pm = بارش ماهانه به mm

Lm = تلفات ماهانه به mm

Tm = متوسط دما ماهانه به درجه سانتی گراد

جدول (۹-۸) مقادیر تلفات ماهانه بر اساس دمای متوسط ماهانه برای فرمول خوسلا (مرجع)

-18	-12	-7	-1	4.5	دمای متوسط ماهانه (Tm) به سانتی گراد
10	12.5	15	18	21	تلفات ماهانه (Lm) به میلی متر

¹ Water yeild

² Khola

۹-۴-۲ تخمین آبدهی با روش جاستین

یکی از این روش‌ها که برای تخمین آورد سالانه بکار می‌رود روشی است که به نام جاستین^۱ معروف است. روش جاستین بر اساس عملکرد مشابه حوضه‌ها استوار است. در این روش ابتدا در منطقه مورد مطالعه یک حوضه آبریز را، که دارای آمار اندازه‌گیری آب است، انتخاب و مشخصات آن که به شرح زیر است تعیین می‌شود.

مساحت حوضه، A (کیلومتر مربع)

حداکثر ارتفاع حوضه، H_{max} (کیلومتر)

حداقل ارتفاع حوضه، H_{min} (کیلومتر)

آبدهی سالانه، W (میلیون متر مکعب)

متوسط بارش سالانه در حوضه، P (سانتی متر)

متوسط دمای سالانه هوا، T (سانتی گراد)

با در دست داشتن این مشخصات، محاسبات زیر انجام و ضریب K (که به ضریب جاستین معروف است) برای این حوضه‌ها بدست آید.

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{A}} \quad \text{شیب حوضه} \quad (۹-۱۲)$$

$$R = \frac{W}{A} = \frac{\text{Water yield}}{\text{Area}} \quad \text{ارتفاع آبدهی سالانه} \quad (۹-۱۳)$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2} \quad \text{ضریب جاستین} \quad (۹-۱۴)$$

پس از بدست آوردن ضریب K برای حوضه مذکور با انجام عمل عکس آبدهی سالانه (w) را برای حوضه مورد نظر (که در همان منطقه اقلیمی واقع شده است) بدست می‌آید.

مثال ۹-۴: آبدهی سالانه حوضه ای را در منطقه بیرجند با مشخصات فیزیکی به شرح زیر برآورد کنید.

- مساحت حوضه $A=3230\text{km}^2$
- حداکثر ارتفاع از سطح دریا $H_{max}=2787\text{ m}$
- حداقل ارتفاع از سطح دریا $H_{min}= 1100\text{ m}$
- متوسط بارش سالانه $P=166\text{ mm}$
- دمای متوسط سالانه حوضه $T=12.2^\circ\text{C}$

دریک حوضه دیگر به نام حوضه رودخانه سالار واقع در همین منطقه مشخصه‌های فیزیکی و آبدهی سالانه آن به شرح زیر معلوم می‌باشد:

- مساحت حوضه رودخانه سالار $A=2070\text{ km}^2$
- حداکثر ارتفاع حوضه رودخانه سالار $H_{max}=2700\text{m}$

^۱ Justin

- حداقل ارتفاع حوضه رودخانه سالار $H_{min}=1230$ m
- آبدهی سالانه رودخانه سالار بر اساس اندازه گیری های موجود ۴۰ میلیون متر مکعب
- متوسط بارش سالانه در حوضه سالار $P=250$ mm
- متوسط دمای سالانه $T=13.7^{\circ}C$

حل مسئله:

ابتدا ضریب K را برای حوضه رودخانه سالار با استفاده از فرمول های زیر محاسبه می شود و آنرا به رودخانه مورد نظر تعمیم می دهیم.

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{A}} = \frac{2.700 - 1.230}{\sqrt{2070}}$$

$$S = 0.03231$$

$$R = \frac{W}{A} = \frac{40 \times 10^6}{2070 \times 10^6} = 0.0193m = 1.93cm$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2}$$

$$K = \frac{1.93(1.8 \times 13.7 + 32)}{(0.03231)^{0.155} (25)^2} = 0.2979$$

حال با داشتن این ضریب مقدار آبدهی حوضه مورد نظر قابل محاسبه است. بدین ترتیب که با انجام عمل عکس خواهیم داشت:

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{A}}$$

$$S = \frac{2.787 - 1.100}{\sqrt{3230}} = 0.0296$$

$$R = \frac{K(S)^{0.155} P^2}{1.8T + 32}$$

$$R = \frac{0.2979(0.02968)^{0.155} (16.6)^2}{(1.8 \times 12.2 + 32)} = 0.88cm$$

$$W = A.R$$

$$W = (3230 \times 10^6)(0.88 \times 10^6) = 27.32 \times 10^6 m^3$$

$$W = 27.32 Mm^3$$

بنابراین مقدار آورد سالانه این حوضه ۲۷/۳۲ میلیون متر مکعب در سال تخمین زده می شود.

در صورت عدم دسترسی به داده های اندازه گیری برای تعیین ضریب K در منطقه لازم است که برحسب وضعیت حوضه رقمی را برای آن تخمین زد.

فصل دهم: برآورد سیلاب و روندیابی آن

۱-۱۰- سیلاب طرح

در طراحی سازه‌های آبی علاوه بر حجم و یا ارتفاع رواناب حاصل از بارندگی‌ها، حداکثر شدت لحظه‌ای رواناب نیز احتیاج است. روش‌های زیادی برای برآورد حداکثر دبی ارایه شده‌است که در اینجا به چند مورد ساده آن اشاره می‌شود.

۱-۱۰-۲ روش‌های برآورد سیلاب

۱-۲-۱۰ روش استدلالی

ساده‌ترین رابطه‌ای که برای تخمین حداکثر دبی رواناب میتوان نوشت معادله استدلالی^{۱۱۴} است. چنانچه بارانی با شدت I روی حوضه ببارد و مساحت حوضه معادل A باشد اگر شدت بارندگی ثابت و مدت بارندگی برابر زمان تمرکز حوضه یا بیشتر از آن باشد با فرض این که بارندگی تمام سطح A را در برگرفته باشد حداکثر دبی رواناب با توجه به ضریب رواناب C برابر خواهد بود با،

$$Q = \frac{1}{36} CiA \quad (1-10)$$

در این معادله:

i = شدت بارندگی بر حسب (سانتی متر بر ساعت) A = سطح حوضه (هکتار)

C = ضریب رواناب (از جدول ۳-۱) Q = حداکثر دبی رواناب (متر مکعب در ثانیه)

چنانچه شدت بارندگی بر حسب میلی متر در ساعت و مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع باشند دبی خروجی (Q) بر حسب متر مکعب در ثانیه عبارت خواهد بود از:

$$Q = 0.278 CiA \quad (2-10)$$

مثال ۱-۱۰-۱ از یک حوضه آبریز که خاک آن از نوع شنی لومی است بعنوان مرتع استفاده می‌شود. بارانی به شدت ۱۵ میلی‌متر در ساعت به مدت ۱/۵ ساعت روی این حوضه می‌بارد. ارتفاع رواناب و دبی آن را محاسبه کنید. شیب اراضی حوضه ۷ درصد است و مساحت حوضه ۲/۵ کیلومتر مربع می‌باشد.

حل مسئله:

با فرض این که زمان تمرکز حوضه ۱/۵ ساعت باشد ابتدا از جدول ۳-۱ مقدار ضریب رواناب $C=0.16$ به دست می‌آید.

$$P=i \times t$$

$$R=C.P=0.16(15) \times 1.5=3.6\text{mm}$$

و حداکثر دبی رواناب برابر است با:

$$Q = \frac{1}{36} CiA$$

$$Q = \frac{1}{36} \times 0.16 \times \frac{15}{10} \times 250 = 1.67\text{m}^3 / \text{sec}$$

¹¹⁴ Rational method

در روش استدلالی حداکثر دبی لحظه‌ای با این فرض محاسبه می‌شود که مدت بارندگی برابر زمان تمرکز حوضه باشد. یعنی حداکثر شدت بارانی که مدت آن برابر زمان تمرکز حوضه است در فرمول لحاظ می‌شود. در غیر اینصورت دبی کمتر از مقدار فوق خواهد بود. زیرا اگر مدت بارندگی بیشتر از زمان تمرکز باشد بر اساس رابطه شدت - مدت چنین بارانی از شدت کمتری برخوردار است و لذا دبی به این دلیل کاهش می‌یابد و بر عکس اگر مدت بارندگی از زمان تمرکز کمتر باشد قبل از آنکه سطح تمام حوضه در رواناب مشارکت نماید باران خاتمه می‌یابد و لذا دبی کمتر می‌شود. لذا حداکثر دبی وقتی است که مدت بارندگی برابر زمان تمرکز باشد.

۱۰-۲-۲ روش مدت-مساحت

روش دیگری که برای تخمین حداکثر شدت رواناب بکار برده می‌شود روش مدت-مساحت^{۱۱۵} است. روش مدت-مساحت در واقع حالت پیشرفته‌تر روش استدلالی است. با این روش در مواردی که شدت بارندگی در ساعات مختلف تغییر کند می‌توان با دقت بیشتری رواناب را تخمین زد. فرض کنید در یک حوضه آبریز بارانی به مدت چند ساعت بیارد و شدت باران در دوره‌های زمانی t (مثلاً یک ساعت) مطابق شکل 1-10 به ترتیب $i_1, i_2, i_3, \dots, i_n$ باشد. اگر خطوط هم‌پیمایش حوضه برای Δt (که در اینجا یک ساعت فرض شده است) رسم شود، مساحت بین هر دو خط هم‌پیمایش به ترتیب $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ است. لازم به ذکر است که خطوط هم‌پیمایش خطوطی هستند که نقاط هم‌زمان تمرکز را به یکدیگر متصل می‌کنند. مقدار دبی که در دوره‌های مختلف از حوضه خارج می‌شود با توجه به فرمول استدلالی به شرح زیر است:

برای دوره اول (t_1) که فقط مساحت A_1 در دبی خروجی دخالت دارد:

$$Q_1 = 0.278 C(A_1 * i_1) \quad (3-10)$$

برای دوره دوم (t_2) که علاوه بر مساحت A_1 ، مساحت A_2 نیز در دبی لحظه‌ای دخالت دارد با توجه به این که مساحت A_1 نزدیک قسمت خروجی است لذا برای آن باید شدت باران را در ساعت دوم (t_2) در نظر گرفت و برای مساحت A_2 شدت مربوط به ساعت اول مؤثر بوده است یعنی تأثیر مجموع این مساحت‌ها بصورت زیر است.

$$Q_2 = 0.278 C(A_1 i_2 + A_2 i_1) \quad (4-10)$$

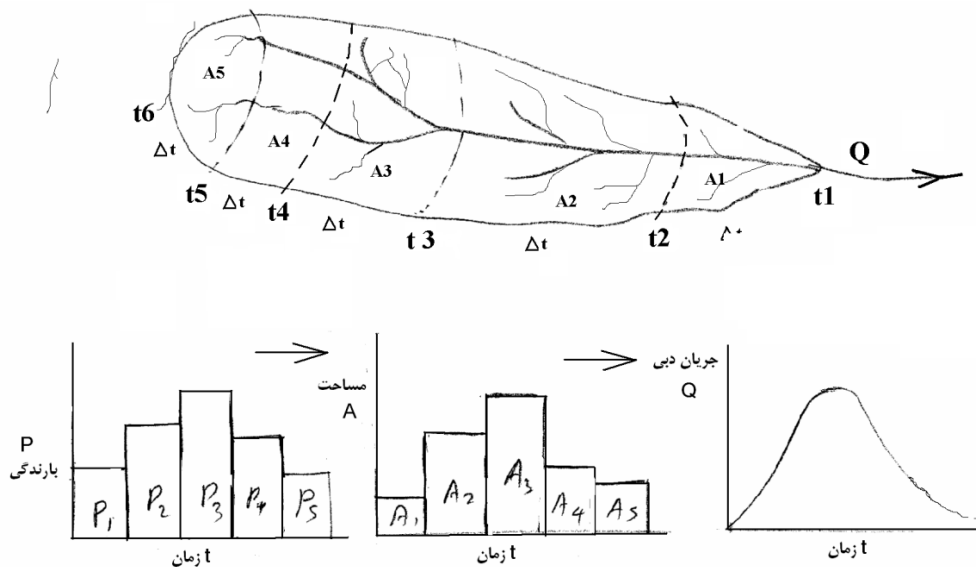
و بهمین روش در انتهای ساعات های سوم و چهارم خواهیم داشت که:

$$Q_3 = 0.278 C(A_1 i_3 + A_2 i_2 + A_3 i_1) \quad (5-10)$$

$$Q_4 = 0.278 C(A_1 i_4 + A_2 i_3 + A_3 i_2 + A_4 i_1) \quad (6-10)$$

مشاهده می‌شود که دبی مرتب در حال افزایش خواهد بود تا هنگامی که به زمان تمرکز حوضه برسیم که در آن موقع دبی خروجی به حداکثر می‌رسد و اگر شدت بارندگی افزایش نیابد چنانچه مدت بارندگی بیشتر از زمان تمرکز حوضه باشد دبی هیدروگراف کاهش پیدا خواهد کرد.

¹¹⁵ Time – area method



شکل 10-1- روش مدت - مساحت

مزیت روش مدت-مساحت این است که در آن فرض یکنواخت بودن بارندگی در طول مدت بارش وجود ندارد. از طرف دیگر شدت بارندگی بستگی به مدت بارندگی داشته و برای ما پیش بینی مدت بارندگی از قبل مشخص نمی‌باشد. از آنجایی که در اکثر موارد پیش بینی حداکثر دبی، مورد نظر می‌باشد برای تخمین حداکثر جریان که از حوضه ممکن است خارج شود می‌توان چنین فرض نمود که مدت بارندگی برابر زمان تمرکز حوضه (t_c) باشد ولی شدت بارندگی در هر یک از دوره‌ها (Δt) از الگوی توزیع بارندگی منطقه پیروی می‌کند. اگر تغییرات شدت بارندگی نسبت به زمان (هایتوگراف *hytograph*) در دست باشد محاسبات بیشتر با واقعیت تطبیق خواهد داشت در غیر این صورت می‌توان از الگوهای مرسوم توزیع زمانی بارندگی استفاده کرد (جدول 3-3). روش ساده‌تر این است که فرض کنیم که شدت بارندگی در هر ساعت کمتر از ساعت قبل بوده و کاهش آن متناسب با رابطه شدت-مدت بارندگی‌های منطقه باشد. مثلاً اگر زمان تمرکز 3 ساعت است. در ساعت اول بارندگی شدتی معادل حداکثر شدت باران‌های یک ساعته منطقه فرض کرد، در ساعت دوم شدتی معادل حداکثر شدت باران‌های دو ساعته و در ساعت سوم شدتی معادل حداکثر باران‌های سه ساعته را برای آن فرض نمود. البته در واقع چنین نبوده و اگر باران سه ساعت بطور پیوسته بیارد با توجه به مطالب بالا شدت آن در ساعت اول و دوم زیادتر از معمول لحاظ شده است که این می‌تواند به عنوان ضریب اطمینان در نظر گرفته شود. بدین ترتیب می‌توانیم حداکثر روانایی را که از حوضه خارج خواهد شد با اطمینان زیاد پیش بینی نماییم. برای این منظور به ترتیب عملیات زیر را انجام می‌دهیم:

خطوط هم پیمایش حوضه برای دوره‌های زمانی (Δt) رسم کنید. سعی شود زمان تمرکز حوضه (t_c) مضربی از (Δt) باشد. زمان تمرکز برای حوضه‌های کوچک از فرمول کریپیچ که در سیستم متریک به صورت زیر است محاسبه می‌شود.

$$T_c = 0.0003L^{0.775}S^{-0.385} \quad (7-10)$$

در این معادله L طول حوضه در مسیر رودخانه اصلی بر حسب متر، S شیب آبراهه اصلی (برحسب متر) و t_c بر حسب ساعت می‌باشد. برای رسم خطوط هم پیمایش ساده‌ترین روش استفاده از تعیین سرعت حرکت آب از روی شیب حوضه و بدست آوردن فاصله ای است که آب در دوره‌های زمانی مورد نظر طی می‌کند.

از روی الگوی توزیع بارندگی منطقه مقدار و سپس شدت بارندگی را برای هر یک از دوره های زمانی (Δt_1) و (Δt_2) و ... تخمین بزنید. الگویی که سازمان جهانی هواشناسی (WMO) برای توزیع مقدار بارش در طول بارندگی پیشنهاد نموده است به شرح جدول 1-10 است که با استفاده از این الگو امکان تعیین مقدار و شدت بارندگی در هر کدام از این دوره ها امکان پذیر است.

جدول 1-10- توزیع بارندگی در طول بارش بر اساس روش WMO

مقدار بارندگی به درصد	زمان بارندگی
۰	۰
۳	۱۰
۱۳	۲۰
۲۰	۳۰
۶۰	۴۰
۷۰	۵۰
۷۸	۶۰
۸۳	۷۰
۹۰	۸۰
۹۴	۹۰
۱۰۰	۱۰۰

مثال 10-2: زمان تمرکز یک حوضه آبریز ۵ ساعت برآورد شده است. با توجه به منحنی شدت - مدت بارندگی و خطوط هم پیمایش حوضه که در شکل ۷-۳ رسم شده است حداکثر دبی که از این حوضه در اثر بارندگی A ساعته خارج خواهد شد چقدر است (ضریب رواناب را ۰/۶ در نظر بگیرید).

حل مسئله:

با توجه به این که از زمان تمرکز $t_c=5 \text{ hr}$ می باشد و (Δt) برابر یکساعت انتخاب می شود ($\Delta t=1 \text{ hr}$) منحنی های هم پیمایش حوضه را به ازای (Δt) های یک ساعته رسم می کنیم که در شکل 10-2 نشان داده شده است. مساحت های محصور بین خطوط ایزوکرون حوضه نیز در روی شکل بر حسب کیلومتر مربع مشخص شده اند. حال از روی الگوی توزیع شدت بارندگی (شکل 10-2 الف) شدت بارندگی در ساعات ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ را بدست می آوریم که بطور متوسط برابر خواهد بود با ۴۵، ۳۵، ۲۲، ۱۵ و ۹ میلی متر در ساعت. مقادیر دبی خروجی از حوضه در (Δt) های مختلف با توجه به فرمول $Q_1=0.278 \text{ CiA}$ به شرح زیر است.

پس از Δt (یک ساعت)

$$Q_1=0.278 (0.6)(45)(10)= 75 \text{ m}^3/\text{sec}$$

پس از Δt 2 (دو ساعت)

$$Q_1=0.278 (0.6)[(35)(10)+(45)(15)]= 170 \text{ m}^3/\text{sec}$$

پس از Δt 3 (سه ساعت)

$$Q_1=0.278 (0.6)[(22)(10)+(35)(15)+(45)(12)]= 214 \text{ m}^3/\text{sec}$$

پس از Δt 4 (چهار ساعت)

$$Q_1=0.278 (0.6)[(15)(10)+(22)(15)+(35)(12)+(45)(20)]= 300 \text{ m}^3/\text{sec}$$

پس از Δt 5 (پنج ساعت)

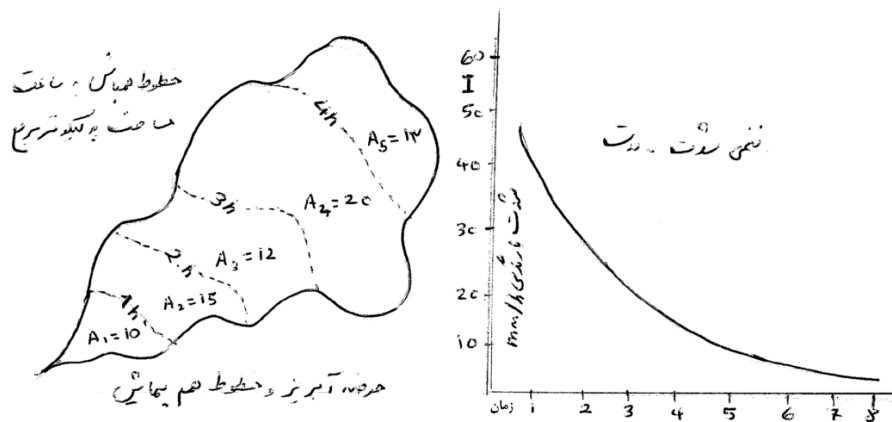
$$Q_1=0.278 (0.6)[(9)(10)+(15)(15)+(22)(12)+(35)(20)+(45)(13)]= 310 \text{ m}^3/\text{sec}$$

بنابراین حداکثر دبی پس از ۵ ساعت معادل ۳۰۰ مترمکعب در ثانیه خواهد بود. چون بارندگی ۸ ساعت به طول انجامیده است شدت بارندگی در ساعات ۷، ۶ و ۸ به ترتیب ۷، ۶ و ۸ به ترتیب عبارت خواهد بود از:

$$Q_6=0.278(0.6)[(7)(10)+(9)(15)+(15)(12)+(22)(20)+(35)(13)]=213 \text{ m}^3/\text{sec}$$

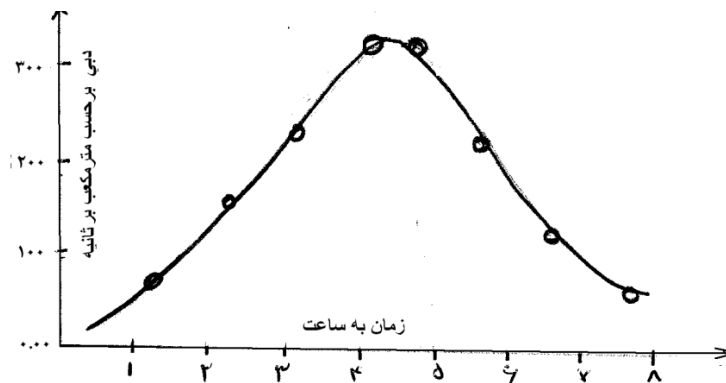
$$Q7=0.278(0.6)[(6)(10)+(7)(15)+(9)(12)+(15)(20)+(22)(13)]=143 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q8=0.278(0.6)[(5)(10)+(6)(15)+(7)(12)+(9)(20)+(15)(13)]=100 \text{ m}^3/\text{sec}$$



شکل 2-10

ملاحظه می‌شود که دبی با گذشت زمان به تدریج در حال کاهش می‌باشد. بطوریکه اگر منحنی تغییرات Q نسبت به Δt های مختلف رسم شود، مشاهده خواهد شد که دبی ابتدا افزایش یافته بعد از ۵ ساعت به حداکثر می‌رسد و سپس دوباره کاهش می‌یابد. یعنی بالاترین مقدار دبی در زمانی که معادل زمان تمرکز حوضه است رخ می‌دهد (شکل 3-10)

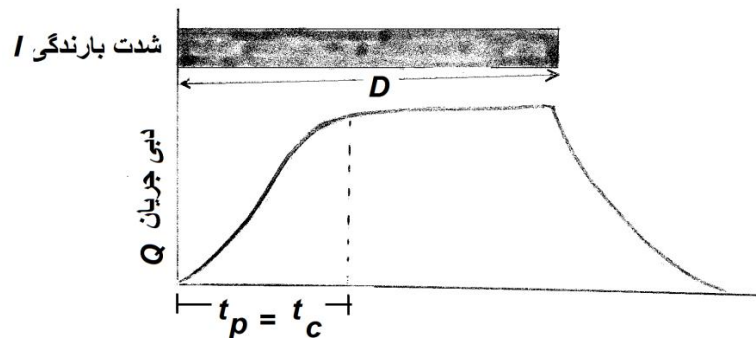


شکل 3-10

۴-۱۰- هیدروگراف سیلاب

هیدروگراف سیلاب نموداری است که تغییرات دبی سیلاب را نسبت به زمان نشان می‌دهد. در قسمت قبل گفته شد که اگر روی یک حوضه آبریز که زمان تمرکز آن t_c است باران یکنواختی به مدت D ساعت بیارد و $D > t_c$ باشد دبی خروجی از حوضه بتدریج افزایش می‌یابد و در زمانی که برابر زمان تمرکز حوضه است به حداکثر خود می‌رسد. سپس تا زمانی که بارندگی ادامه دارد دبی ثابت باقی مانده ولی بلافاصله پس از قطع باران دبی نیز تقلیل می‌یابد. چنین منحنی، که تغییرات دبی در زمان های مختلف را نشان می‌دهد، هیدروگراف سیلاب می‌گویند. شکل ۴-۱۰ تیپ هیدروگراف‌هایی است که در آن تداوم بارندگی (D) از زمان تمرکز حوضه t_c بیشتر است. در چنین وضعیتی زمان رسیدن به اوج هیدروگراف (t_p) با زمان تمرکز برابر خواهد بود ($t_p = t_c$). اما اگر مدت بارندگی برابر زمان تمرکز حوضه

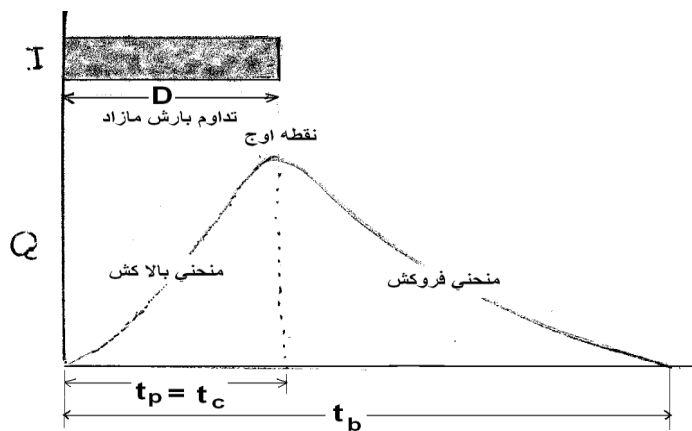
($D=tc$) باشد در شکل هیدروگراف تغییراتی بوجود می آید و قسمت اوج آن از حالت پهن بودن خارج شده و شکل قله‌ای به خود می‌گیرد. بطوریکه هیدروگراف بلافاصله پس از رسیدن به اوج دوباره نزول کرده و منحنی شکل مثلثی یا زنگوله‌ای پیدا می‌کند.



شکل ۴-۱۰- نمونه یک هیدروگراف برای وضعیت بارندگی‌ها با شدت ثابت
(مدت بارندگی طولانی‌تر از زمان تمرکز)

در چنین وضعیتی چون تداوم بارندگی دقیقاً برابر زمان تمرکز حوضه است زمان رسیدن به اوج نیز برابر زمان تمرکز خواهد بود. که این وضعیت در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است. این شکل برای وضعیتی است که زمان تمرکز حوضه tc و تداوم بارندگی (D) با هم برابر بوده اند. ($D=tc$). در نتیجه هیدروگراف در زمانی به اوج خود می‌رسد (tp) که بارندگی به اتمام رسیده باشد. در این وضعیت زمان رسیدن به اوج هیدروگراف برابر زمان تمرکز و تداوم بارندگی است. ($D=tc=tp$)

بطور کلی هر هیدروگراف از سه قسمت تشکیل شده است. (۱) بازوی بالارونده (rising limb) که نشان دهنده شدت افزایش دبی سیل نسبت به زمان است، (۲) نقطه اوج که گاهی اوقات به آن تاج هیدروگراف (crest segment) می‌گویند که بالاترین دبی است که هیدروگراف پیدا می‌کند و (۳) بازوی پایین‌رونده (falling limb) که نشان‌دهنده سرعت تخلیه سیلاب از حوضه می‌باشد. هیدروگراف از شروع تا خاتمه مدتی را سپری می‌کند که به آن زمان پایه هیدروگراف گفته می‌شود. در شکل ۵-۱۰ این مدت با tb نشان داده شده است.

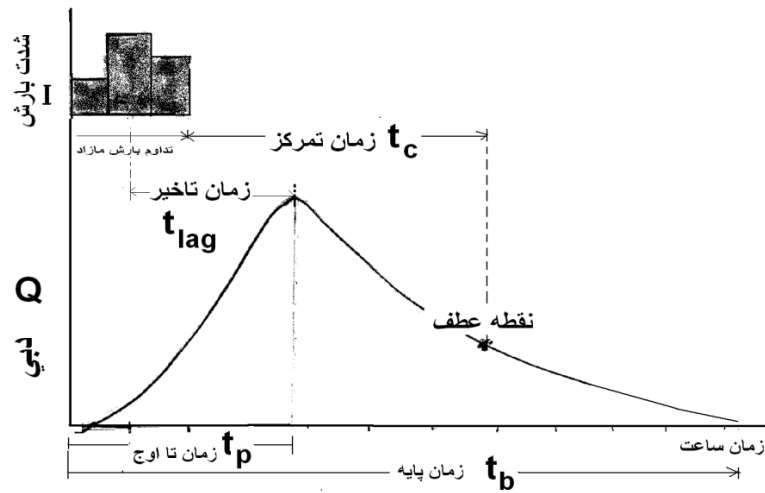


شکل ۵-۱۰- نمونه یک هیدروگراف

برای وضعیتی که زمان بارندگی مساوی زمان تمرکز است.

چنانچه مدت زمان بارندگی کمتر از زمان تمرکز باشد زمان رسیدن به اوج در هیدروگراف برابر زمان تمرکز نخواهد بود ولی باز هم هیدروگراف مثل شکل ۶-۱۰ حالت زنگوله‌ای خود را حفظ خواهد کرد. در این وضعیت گرچه دقیقاً نمی‌توان از روی هیدروگراف زمان

تمرکز را بدست آورد. اما تجربه نشان داده است که فاصله زمانی بین انتهای بارندگی مؤثر تا نقطه ای که هیدروگراف در قسمت نزولی خود تغییر شیب می دهد. (نقطه عطف در بازوی پایین رونده) برابر زمان تمرکز حوضه خواهد بود.

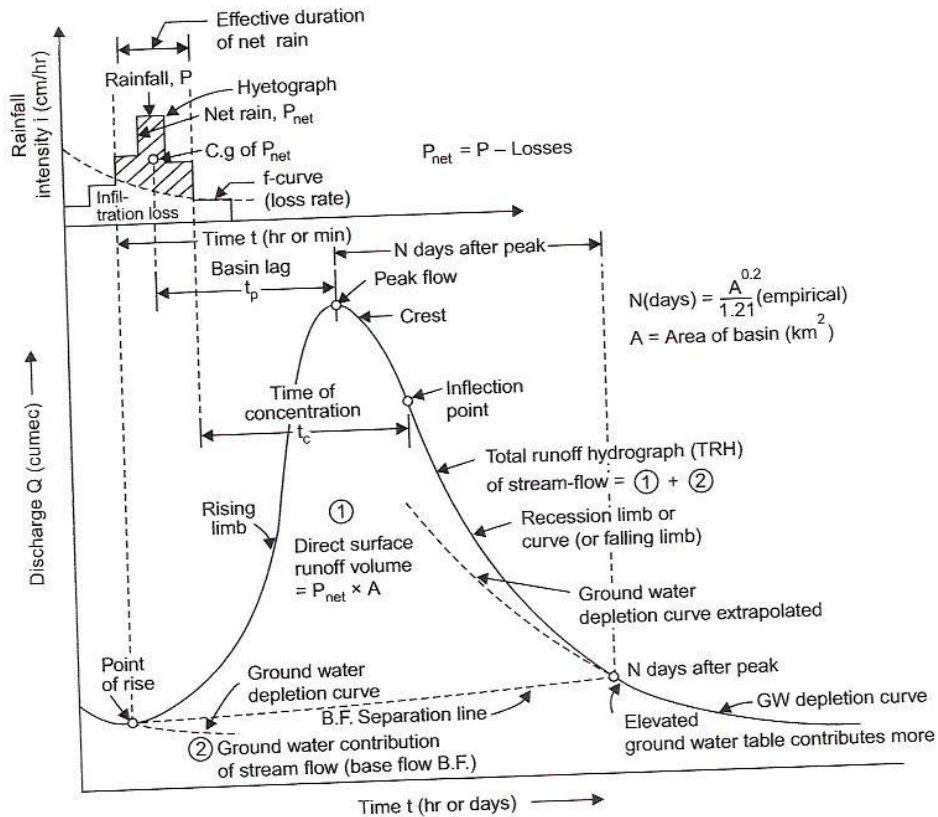


(شکل ۱۰-۶) هیدروگراف سیلاب و هیتوگراف بارش مولد آن

مثلا در شکل ۱۰-۶ که بارانی به مدت ۳ ساعت روی حوضه نسبتاً بزرگ باریده است زمان وقوع دبی اوج سیل ۶ ساعت بعد از شروع بارندگی و زمان نقطه عطف ۱۱ ساعت و لذا زمان تمرکز حوضه برابر با ۸ ساعت ($11-3=8$) است.

زمان وقوع اوج هیدروگراف نسبت به مرکز بارندگی (۳.۵ ساعت) را زمان تأخیر می گویند. رسم هیدروگراف‌های سیل از چند نظر اهمیت دارد. که در زیر به برخی از آنها اشاره شده است.

- از روی هیدروگراف می توان زمان شروع و خاتمه سیل را نسبت به آغاز آن مشخص کرد.
- دبی اوج سیل و زمان وقوع آن از روی هیدروگراف قابل تشخیص است.
- شکل بازوی بالارونده و پایین رونده هیدروگراف مشخص کننده چگونگی افزایش و فروکش کردن سیل است.
- حجم سیلاب را می توان از روی سطح زیر منحنی هیدروگراف سیل محاسبه کرد.
- تداوم سیل برابر زمان پایه هیدروگراف است. (t_b)



شکل ۱۰-۷) مشخصات کامل یک هیدروگراف سیلاب و هیئوگراف بارش مولد آن

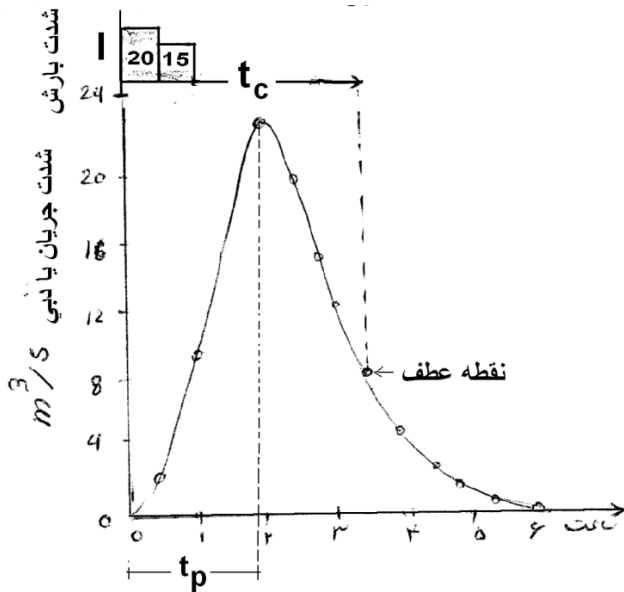
مثال ۱۰-۴- در یک رودخانه دبی سیل در زمان های مختلف اندازه گیری و ارقام زیر بدست آمده است.

6	5.5	5	4.5	4	3.5	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0	T (ساعت)
0	1	2	3	5	7	10	13	18	23	8	3	0	Q (متر مکعب در ثانیه)

این سیل ناشی از باران یک ساعته ای است که شدت بارندگی در نیم ساعت اول ۲۰ و در نیم ساعت بعد از ۱۵ میلی متر در ساعت است. مشخصات سیل را بدست آورید. مساحت حوضه ۲۵ کیلومتر مربع است.

حل مسئله:

چنانچه دبی نسبت به زمان در یک دستگاه محور مختصات رسم شود (شکل ۱۰-۸) هیدروگراف سیل بدست می آید. از روی هیدروگراف مشخصات سیل به شرح زیر قابل استخراج است:



اطلاعاتی که از شکل قابل استخراج می باشد

- $t = 0$ زمان شروع بارش
- $t = 0$ زمان شروع سیل
- $t = 1$ زمان خاتمه بارش
- $t = 2$ زمان خاتمه سیل
- $t_b = 4$ تداوم زمانی سیل
- $t_{lag} = 1.5 - 0.5 = 1$ زمان تأخیر سیل
- $t_b = 4$ زمان پایه هیدروگراف سیل
- $t_p = 1.5$ زمان رسیدن به دبی اوج سیل
- $Q_{max} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$ حداکثر دبی اوج
- $t_c = 6$ زمان تمرکز حوضه
- $t_r = 4.5$ زمان فرودگش کردن سیل

شکل ۱۰-۸

حجم سیلاب با توجه به جداول ۱۰-۲ که از روی داده های هیدروگراف بدست آمده است. معادل 167400 متر مکعب می باشد. در این جدول ستون اول زمان با دوره های نیم ساعته، ستون دوم دبی بر اساس هیدروگراف سیل، ستون سوم متوسط دبی در هر دوره است که از جمع کردن دبی ها در ابتدا و انتهای هر دوره و تقسیم آن بر دو به دست آمده است.

به عنوان مثال اگر دبی در شروع بارندگی صفر و نیم ساعت پس از آن 3 متر مکعب در ثانیه باشد متوسط آن در طی این مدت $1/5$ متر مکعب در ثانیه است. ارقام ستون چهارم حجم آبی است که در هر دوره از رودخانه می گذرد و از حاصلضرب دبی متوسط در زمان (نیم ساعت = 1800 sec) به دست آمده است. مثلاً در دوره پنجم حجم رواناب $(15/5 \times 1800) 27900$ متر مکعب است.

با توجه به این که مساحت حوضه 25 کیلومترمربع است ارتفاع رواناب ناشی از این بارندگی $(25 \times 106) = 0.0065$ متر و یا $6/5$ میلی متر است.

که اگر متوسط ارتفاع بارندگی نیز 17.5 میلی متر $(\frac{20 + 15.5}{2})$ در نظر بگیریم ملاحظه خواهد شد که $\frac{6.5}{17.5}$ یا 37%

درصد از بارندگی به رواناب تبدیل شده است. یعنی ضریب رواناب 0.37 بوده است.

جدول ۱۰-۲

زمان ساعت	۰.۵	۱.۰	۱.۵	۲.۰	۲.۵	۳.۰	۳.۵	۴.۰	۴.۵	۵.۰	۵.۵	۶.۰
دبی M^3/s	۰	۳	۸	۲۳	۱۸	۱۳	۱۰	۷	۵	۳	۲	۰
دبی متوسط M^3/s	۱.۵	۵.۵	۲۰.۵	۱۵.۵	۱۱.۵	۸.۵	۶	۴	۲.۵	۱.۵	۰.۵	۰
حجم M^3	۲۷۰۰	۹۹۰۰	۲۷۹۰۰	۳۶۹۰۰	۲۷۹۰۰	۲۰۷۰۰	۱۵۳۰۰	۱۰۸۰۰	۷۲۰۰	۴۵۰۰	۲۷۰۰	۹۰۰

بازوی بالارونده هیدروگراف شاخصی است که بستگی به خصوصیات فیزیکی و پوشش سطح حوضه و ویژگیهای بارندگی از قبیل شدت-مدت و یکنواختی آن دارد حال آنکه بازوی پایین رونده هیدروگراف بستگی به فرآیندهای زهکشی و تخلیه آب حوضه دارد. پس از آنکه هیدروگراف به نقطه اوج رسید ممکن است مدتی در این مرحله باقی مانده و یا بلافاصله شروع به نزول کند. پس از رسیدن دبی به اوج با قطع بارندگی ابتدا دبی سیل با شدت نسبتاً زیاد کاهش یافته اما پس از مدتی در منحنی بازوی پایین رونده هیدروگراف تغییر شیب یا نقطه عطف ایجاد می‌شود. فروکش کردن سیل از این نقطه به بعد مستقل از خصوصیات بارش بوده و فقط بستگی به وضعیت زهکشی حوضه از نظر تخلیه آب زیرزمینی، رواناب‌های دیررس و زیرسطحی و خارج شدن آب نگهداشته شده در سطح حوضه دارد. این بخش از هیدروگراف را منحنی فروکش (Resession curve) گویند. اگر دبی در نقطه عطف که شروع فروکش سیل است Q_0 باشد. معادله کلی قسمت منحنی فروکش را که با آن بتوان دبی تخلیه سیلاب را در هر زمان محاسبه کرد بصورت زیر است.

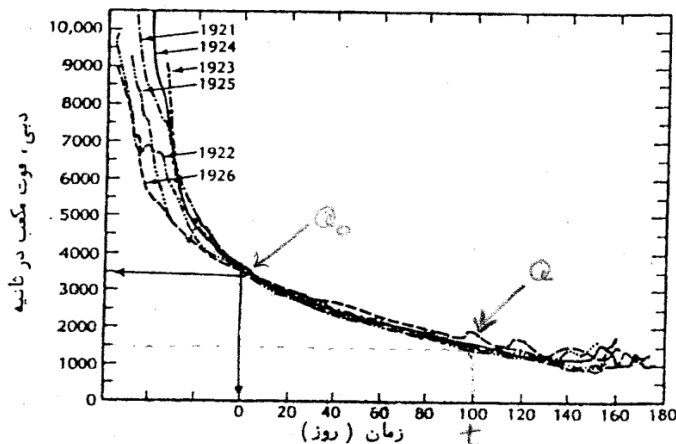
$$Q = Q_0 K' \quad (7-10)$$

که در آن K شاخص وضعیت زهکشی حوضه، Q_0 دبی در زمان شروع فروکش سیل (نقطه عطف منحنی بازوی پایین رونده هیدروگراف) و t زمان شروع فروکش سیل می‌باشد. با توجه به ثابت بودن K برای حوزه‌های آبریز معادله فوق را می‌توان بصورت معادله نمایی زیر نوشت:

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad (8-10)$$

که در آن a ضریب مربوط به خصوصیات فیزیکی حوضه و e مبنای لگاریتم طبیعی است.

مثال ۱۰-۴- بازوی پایین رونده هیدروگراف سالانه رودخانه‌ای در مدت ۶ سال پیاپی مطابق با شکل ۱۰-۹ بوده است. با توجه به این شکل ضریب ثابت a برای این حوضه را در رابطه با معادله فروکش سیل به دست آورید. دبی رودخانه ۴۰ روز پس از شروع فرونشینی چه مقدار پیش‌بینی می‌شود؟ در شکل ۱۰-۹ قسمت فرونشینی سیل در سال‌های مختلف نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۹- منحنی فروکش دبی سالانه

حل مسئله:

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad e^{-at} = \frac{Q}{Q_0} \quad -at = \ln \frac{Q}{Q_0} \quad a = -\frac{1}{t} \ln \frac{Q}{Q_0}$$

$$a = -\frac{1}{100} \ln \frac{1500}{3500} = 8.47 \times 10^{-3}$$

بنابراین معادله فرونشینی سیل در این رودخانه به صورت زیر است.

$$Q = Q_0 e^{-at}$$

$$Q = 3500 e^{-(8.47 \times 10^{-3})t}$$

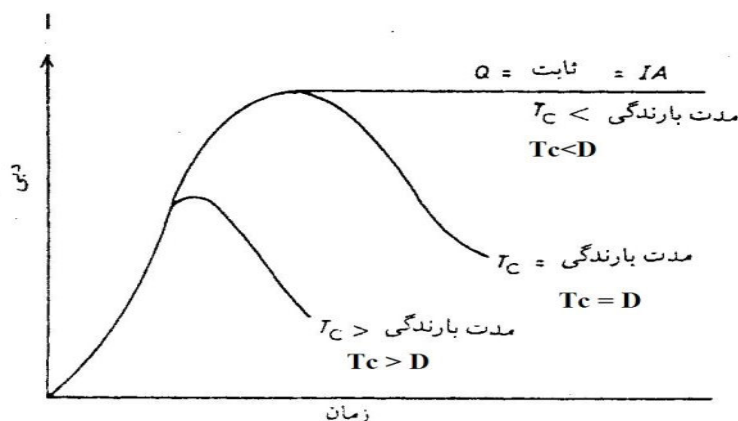
و پس از ۴۰ روز از شروع فرونشینی دبی عبارت خواهد بود از:

$$Q = 3500 e^{-(8.47 \times 10^{-3})(40)}$$

$$Q = 2490 \text{ ft}^3 / \text{sec}$$

۱۰-۴- تفکیک مؤلفه های هیدروگراف سیلاب

همانگونه که اشاره شد بطور کلی بسته به اینکه مدت بارندگی مساوی یا کوچک تر از زمان تمرکز باشد شکل هیدروگراف متفاوت خواهد بود که این حالت ها در شکل ۱۰-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۷- هیدروگراف حوضه با فرض یکنواخت بودن بارش

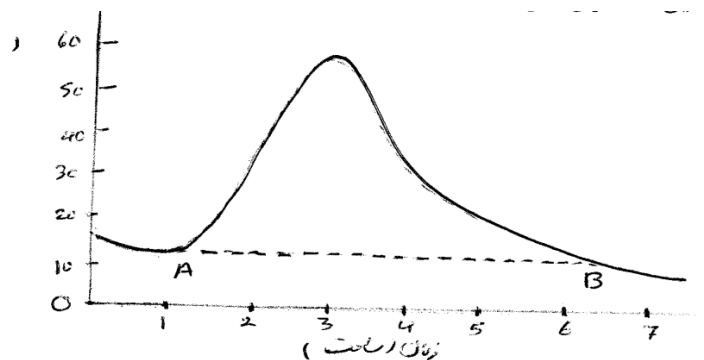
اگر قبل از وقوع یک بارندگی در سطح حوضه رودخانه ای جریان آب وجود داشته باشد و یا به دلیل بارندگی قبلی، هنوز جریان سیلاب در مرحله فروکش ادامه داشته باشد و در این وضعیت بار دیگر بارندگی صورت گیرد سیلاب جدید با دبی قبلی رودخانه مخلوط می شود بطوری که بخشی از دبی رودخانه مربوط به جریان عادی یا سیلاب قبلی است. در این صورت اگر قصد بررسی هیدروگراف سیلاب جدید باشد، لازم است ابتدا دبی قبلی رودخانه که بنام دبی پایه^{۱۱۶} نامیده می شود از آن کسر شود. این فرآیند را مجزا کردن یا جدا سازی هیدروگراف^{۱۱۷} گویند و همانطور که گفته شد، منظور از مجزا کردن هیدروگراف جدا ساختن جریان پایه قبل از وقوع سیل جدید در رودخانه میباشد زیرا در تحلیل هیدروگراف جدید نباید آن را به حساب دبی سیل منظور کرد. با توجه به شکل ۱۰-۱۱ که در آن هیدروگرافی با جریان پایه رسم شده است، می توان این دبی پایه را به سه روش ساده و معمول از هیدروگراف مجزا ساخت.

روش اول - ساده ترین روش برای جدا کردن دبی پایه آن است که از نقطه ای در هیدروگراف که سیلاب شروع می شود (A) یک خط مستقیم به نقطه ای که سیلاب خاتمه پیدا می کند (B) رسم شود. بخشی از هیدروگراف که بالای خط AB قرار گیرد هیدروگراف رواناب مستقیم یا سیلاب جدید است. معمولاً خط AB که ابتدا و انتهای سیل را به هم وصل می کند یک خط شیبدار خواهد بود ولی چنانچه

¹¹⁶ base flow

¹¹⁷ hydrograph separation

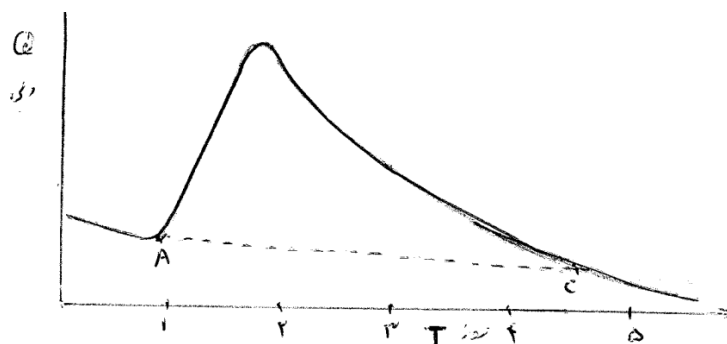
نقطه پایان سیل یعنی **B** مشخص نباشد و نتوان آنرا به دقت تعیین کرد از نقطه ای که هیدروگراف شروع به افزایش می کند (**A**) یک خط مستقیم افقی رسم می شود تا مؤلفه پایین رونده هیدروگراف را در نقطه **B** قطع کند. بخشی از هیدروگراف که در بالای این خط افقی (**AB**) قرار گیرد هیدروگراف سیل است که می توان آن را بصورت مجزا رسم کرد و آنچه در پایین خط واقع می شود دبی پایه رودخانه خواهد بود زیرا در این جا فرض شده است که دبی پایه در طول سیل ثابت باقی بماند. مثلاً در شکل ۱۰-۱۱ دبی پایه حدود ۱۲/۵ متر مکعب در ثانیه است، لذا از تمام دبی ها باید رقم ۱۲/۵ به عنوان دبی پایه کسر شود. بطور ساده در این روش دبی رودخانه قبل از شروع سیل به عنوان دبی پایه در نظر گرفته می شود.



شکل ۱۰-۱۱- تجزیه هیدروگراف به روش اول

(نقطه شروع **A** و نقطه **B** پایان سیل است. اگر نقطه **B** نامشخص باشد خط **AB** افقی رسم می شود.)

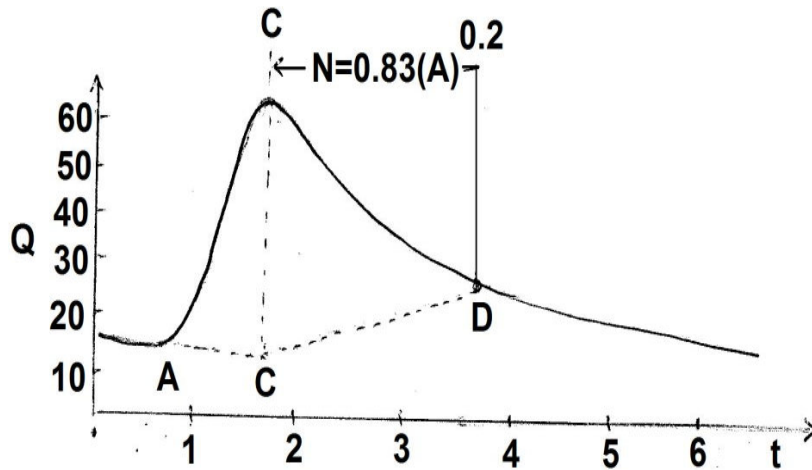
گاهی اوقات دبی پایه قبل از شروع سیل با همان شیبی که قبلاً داشته است با یک خط مستقیم ادامه داده می شود تا مؤلفه پایین رونده را در نقطه ای قطع نماید. بخشی از منحنی که در بالای این خط (**AC** در شکل ۱۰-۱۲) قرار گیرد به عنوان هیدروگراف سیل محسوب می شود. در این روش بر خلاف حالت قبل که دبی پایه در طول تداوم سیل ثابت فرض شده بود بتدریج و با شیبی که قبلاً داشته کاهش می یابد. ولی مشکلی که اکثراً پیدا می شود این است که چون شیب خط دبی پایه قبل از شروع سیل معمولاً تند است اگر آن را به همان صورت ادامه دهیم ممکن است هیچ وقت بازوی پایین رونده را قطع نکند در این صورت بهتر خواهد بود برای جدا سازی هیدروگراف از این روش استفاده نشود.



شکل ۱۰-۱۲- تجزیه هیدروگراف (خط **AC** با شیب قبلی خود رسم شده است.)

روش دوم- در این روش محور زمان در هیدروگراف بر حسب روز در نظر گرفته می شود. سپس از نقطه شروع سیلاب (**A**) دبی پایه با همان شیبی که قبل از شروع سیل داشته است ادامه می یابد تا خط عمودی را که از نقطه اوج هیدروگراف به طرف پایین رسم شده است در نقطه **C** قطع کند (شکل ۱۰-۱۳). از نقطه اوج یک خط افقی به گونه ای رسم می شود که طولی معادل $N=0.83(A)^{0.2}$ روز داشته

باشد (A) مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع و N بر حسب روز و مشابه مقیاس محور افقی هیدروگراف میباشد). حال از نقطه انتهایی این خط (M) عمود دیگری به سمت پایین رسم می شود تا منحنی فروکش هیدروگراف را در نقطه D قطع کند. خط ACD تغییرات دبی پایه را نشان می دهد.



شکل ۱۰-۱۴- تجزیه هیدروگراف (روش دوم)

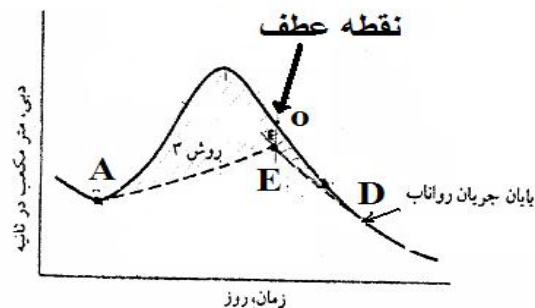
بخشی از هیدروگراف که در بالای خط ACD قرار گیرد هیدروگراف سیلاب و آنچه در پایین آن قرار دارد دبی پایه رودخانه محسوب می شود.

روش سوم- در این روش قسمت انتهایی بازوی پایین رونده هیدروگراف را با یک خط مستقیم و با همان شیبی که کاهش می یافته است بطرف بالا(عقب) امتداد می دهیم سپس از نقطه عطف هیدروگراف یک خط عمودی به سمت پایین رسم می کنیم تا این خط را در نقطه ای مانند E (شکل ۱۰-۱۴) قطع کند.

حال اگر نقطه شروع هیدروگراف یعنی (A) به نقطه پایان هیدروگراف (E) وصل شود وضعیتی مشابه به آنچه در شکل ۱۰-۱۴ دیده می شود، بوجود خواهد آمد. بخشی از هیدروگراف که در بالای AEB قرار دارد بعنوان هیدروگراف سیلاب است که از دبی پایه مجزا شده است.

انتخاب روش برای مجزا کردن دبی پایه از هیدروگراف بستگی به داده های موجود و دقت مورد نظر دارد. با این وجود در اکثر کارهای هیدرولوژی دبی پایه مقدار ثابتی در نظر گرفته می شود که در واقع همان روش اول است.

بالگاریتم گرفتن قسمت فروکش 0 تعیین میشود



شکل ۱۰-۱۴- روش سوم مجزا کردن دبی پایه از هیدروگراف

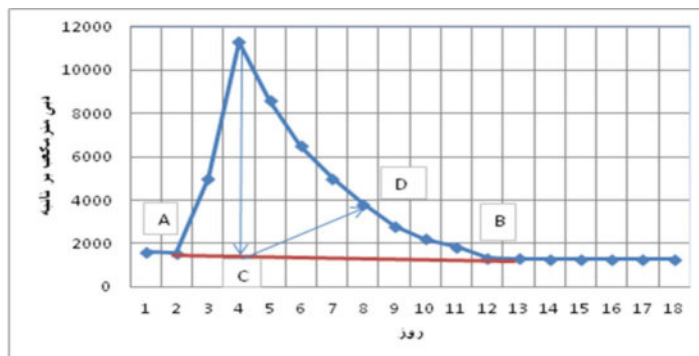
مثال ۱۰-۵- در یک حوضه آبریز به وسعت 6500km^2 بارانی به مدت ۱۲ ساعت رخ داده و اندازه‌گیری دبی در محل خروجی حوضه طی مدت ۱۵ ساعت به صورت جدول (۱۰-۳) بوده است. با روش های مختلف دبی پایه را جدا و هیدروگراف جریان مستقیم را بدست آورید.

جدول ۱۰-۳ هیدروگراف مثال ۱۰-۵

۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	زمان (روز)
۲۸۰۰	۳۸۰۰	۵۰۰۰	۶۵۰۰	۸۶۰۰	۱۱۳۰۰	۵۰۰۰	۱۵۵۰	۱۶۰۰	دبی (m^3/s)
۱۸	۱۷	۱۶	۱۵	۱۴	۱۳	۱۲	۱۱	۱۰	زمان (روز)
۱۲۷۰	۱۲۷۵	۱۲۸۰	۱۲۸۰	۱۲۸۰	۱۳۰۰	۱۳۳۰	۱۸۵۰	۲۲۰۰	دبی (m^3/s)

حل مسئله:

ابتدا هیدروگراف سیلاب مطابق شکل (۱۰-۱۵) رسم می شود. برای جدا کردن جریان پایه هر ۳ روش بررسی می شود. در روش اول نقاط **A** و **B**، که به صورت چشمی از روی هیدروگراف تشخیص داده شده است، با یک خط مستقیم شیبدار به هم وصل شده اند. نقطه **A** شروع جریان سیل و نقطه **B** خاتمه آن می باشند



شکل ۱۰-۱۵- جدا کردن دبی پایه در مثال ۱۰-۵

در روش دوم نقطه **C** در زیر اوج هیدروگراف تعیین گردیده و مقدار **N** که بر اساس آن نقطه **D** بدست آمده برابر ۵ روز بوده است زیرا:

$$N = 0.83(A)^{0.2}$$

$$N = 0.83(6500)^{0.2} \approx 5\text{days}$$

در روش سوم نقطه عطف بازوی پایین رونده هیدروگراف را مشخص کرده (که تقریباً ۵ ساعت پس از شروع بارندگی است) و نقطه **E** زیر آن قرار می گیرد. با توجه به این سه روش نتایج دبی مستقیم سیل مطابق جدول ۱۰-۴ می باشد.

دبی پایه رودخانه یا به دلیل رواناب ناشی از ذوب برف و یا به دلیل رواناب دیررس و تغذیه رودخانه توسط آبهای زیرزمینی می‌باشد. رودخانه ها بر حسب این که دبی پایه آنها در طی سال چگونه تغییر می‌کند طبقه‌بندی می‌شود. برای این منظور معمولاً منحنی تداوم جریان رسم و از روی آن وضعیت رودخانه مشخص می‌شود.

جدول ۱۰-۴- نتیجه محاسبات تفکیک دبی پایه با روش های مختلف

رواناب مستقیم برحسب متر مکعب در ثانیه			زمان (روز)
روش سوم	روش دوم	روش اول	
۰	۰	۰	۱
۰	۰	۰	۲
۳۵۰۰	۳۵۲۰	۳۴۸۰	۳
۹۸۵۰	۹۹۰۰	۹۸۰۰	۴
۷۲۰۰	۶۹۰۰	۷۱۵۰	۵
۵۱۰۰	۴۵۵۰	۵۰۵۰	۶
۳۶۰۰	۲۷۰۰	۳۵۵۰	۷
۲۴۰۰	۱۲۵۰	۲۴۰۰	۸
۱۴۲۰	۰	۱۴۲۰	۹
۸۲۰	۰	۸۲۰	۱۰
۴۷۰	۰	۴۷۰	۱۱
۲۵۰	۰	۲۵۰	۱۲
۰	۰	۰	۱۳

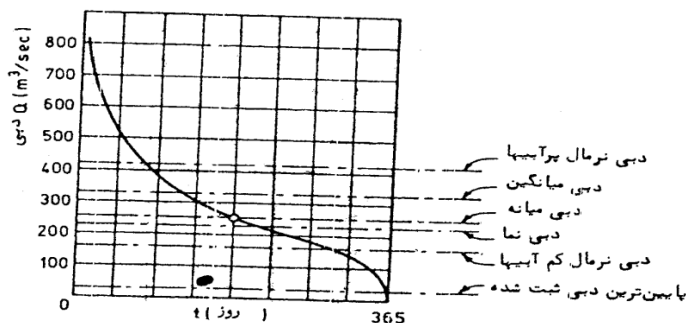
۱۰-۵- منحنی تداوم جریان

یکی از پارامترهای مهم در هیدرولوژی تداوم جریان یا دبی کلاسه در رودخانه است. این منحنی از رسم تجمعی دبی رودخانه نسبت به زمان به دست می‌آید. مثلاً اگر متوسط دبی در هر روز از سال (۳۶۵ روز) مطابق جدول ۱۰-۵ در اختیار باشد (ستون ۲) و این دبی‌ها به ترتیب نزولی در ستون سوم قرار گیرد، می‌توان تغییرات دبی (ستون ۳) و زمان تجمعی را (ستون ۱) در دستگاه محور مختصات مانند نمودار ۱۰-۱۶ ترسیم کرد.

جدول ۱۰-۵ متوسط دبی روز یک رودخانه

روز	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	د/مه	۳۵۴	۳۶۵
متوسط دبی روزانه (m ³ /s)	۸۲۰	۸۱۰	۸۰۰	۷۸۰	۷۵۰	۷۰۰	۶۸۰	۶۱۰	۵۲۰	۵۲۰	د/مه	۵	۴

۴۷	۴۲	د/ماه	۵۲۰	۶۱۰	۷۵۰	۸۱۰	۸۲۰	۶۸۰	۵۲۰	۱۸۲	۴۲	۵۷	دبی های مرتب شده
----	----	-------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----	----	------------------



شکل ۱۰-۱۶- نمونه ای از منحنی تداوم جریان (دبی کلاسه)

هر یک از نقاط منحنی ۱۰-۱۶ نشان دهنده تعداد روزهایی از سال است که دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از مقدار دبی مربوط به آن روز بوده است. مثلاً ۵۰۰ متر مکعب در ثانیه مربوط به ۴۵ روز است یعنی در ۴۵ روز از سال دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از ۵۰۰ متر مکعب در ثانیه است. با توجه به این منحنی می توان پارامترهای زیر را بعنوان مشخصه رودخانه به دست آورد.

دبی نرمال در حالت پرآبی: مقدار جریانی که در $\frac{1}{4} \times 365 = 91$ روز از سال دبی مساوی یا بالاتر از آن است.

دبی نرمال در حالت کم آبی: مقدار جریانی که در $\frac{3}{4} \times 365 = 275$ روز از سال دبی مساوی یا بالاتر از آن است.

دبی عادی: مقدار جریانی که نیمی از روزهای سال یعنی $\frac{1}{2} \times 365 = 182$ روز از سال دبی مساوی یا بالاتر از آن است.

دبی میانگین: مقدار جریانی که از حاصل جمع حجم آبی که از رودخانه عبور می کند و تقسیم آن بر زمان عبور $\frac{\sum v}{t}$ به دست می آید.

مثلاً اگر حجم کل آب رودخانه در سال (m³) را بر $31536000 = 365 \times 86400$ ثانیه تقسیم کنیم دبی میانگین به دست می آید.

دبی میانه (median): اگر دبی هر روز به ترتیب نزولی ردیف کنیم متوسط دبی در روزهای ۱۸۲ و ۱۸۳ دبی میانه خواهد بود.

دبی نما (mode): مقدار جریانی یا محدوده ای از دبی است که بالاترین فراوانی وقوع را در طول سال داشته باشد.

بدست آوردن منحنی تداوم جریان طی سال های آماری طولانی (مثلاً ۲۰ سال یا بیشتر) این امکان را به دست می دهد که بتوان روی داده ها تحلیل آماری انجام داد و چنین منحنی هایی را برای دوره های برگشت مختلف رسم نمود. در بسیاری موارد بجای این که روی محور افقی تعداد روزها را مشخص کنیم احتمالات تجمعی وقوع داده ها منظور می شود.

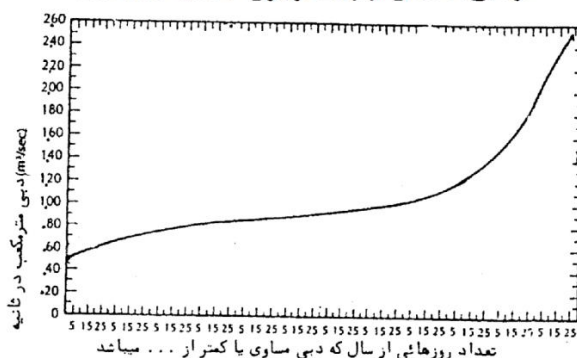
بعنوان مثال متوسط دبی رودخانه ای در ۳۶۵ روز از سال بررسی نموده و فراوانی وقوع آنها در گروه های مختلف دبی که در ستون اول جدول ۱۰-۶ نوشته شده است بررسی کرده ایم. اگر تعداد روزهای مشاهده شده مطابق ستون دوم باشد فراوانی تجمعی و احتمال وقوع آنها به ترتیب در ستون های ۳ و ۴ نوشته شده است. حال چنانچه در یک کاغذ احتمالات اعداد ستون ۴ را نسبت به ستون ۱ (حد وسط گروه ها) رسم کنیم منحنی تداوم جریان بدست می آید. در شکل ۱۰-۱۷ منحنی تداوم جریان روزانه یک رودخانه بصورت معمولی رسم شده

است. بطوری که مشاهده می شود مثلاً فقط ۱۰ درصد موارد (۳۶ روز سال) ممکن است دبی روزانه کمتر از یک متر مکعب در ثانیه باشد. در جدول ۱۰-۶ بالاترین فراوانی مربوط به گروه ۲۹۷.۹-۲۰۰ است.

جدول ۱۰-۶- گروه بندی دبی رودخانه

گروه بندی دبی ها m ³ /sec	تعداد روزهای وقوع	فراوانی تجمعی	احتمال*
1	2	3	4
0-99.9	62	62	16.9
100-199.9	73	135	36.8
200-299.9	105	240	65.5
300-399.9	25	265	72.4
400-499.9	44	309	84.4
500-599.9	20	329	89.8
600-699.9	15	344	93.9
700-799.9	12	356	97.2
800-899.9	6	362	98.9
900-999.9	3	365	99.72

توضیح: احتمال از رابطه ویبول محاسبه شده است



شکل ۱۰-۱۷- منحنی تداوم جریان

بنابراین متوسط این گروه (۲۵۰ متر مکعب در ثانیه) به عنوان دبی نمای رودخانه نامیده می شود.

منحنی تداوم جریان یا دبی کلاسه شده و تعیین دبی های (مانند دبی عادی، دبی میانه و دبی نرمال) در برنامه ریزی های آب رودخانه جهت استفاده های شرب و یا احداث بندهای انحرافی برای استفاده در کشاورزی حائز اهمیت بوده و باید در هر طرح هیدرولوژی برای رودخانه ها انجام شود. مثلاً اگر قرار باشد آب رودخانه برای کشاورزی استفاده شود از روی این منحنی می توان الگوی و تراکم کشت را مشخص کرد یا در استفاده از آب برای مصارف شهری کمبودها و مازاد آب را برآورد و به ذخیره سازی آب در مواقع مازاد اقدام کرد.

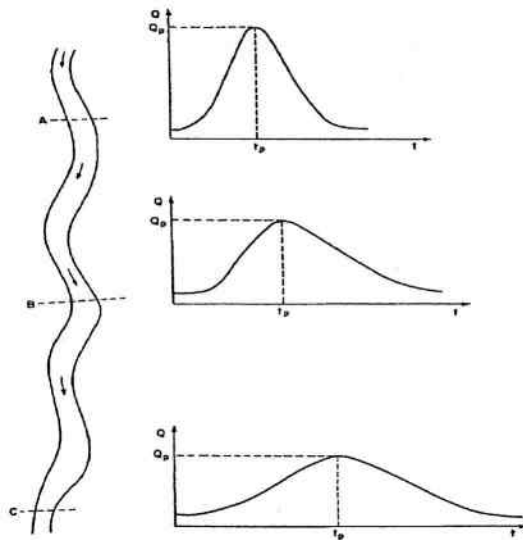
۱۰-۶ روندیابی سیلاب

یکی از مسائل مهم در هیدرولوژی مهندسی پیش بینی چگونگی طغیان و فروکش سیل یا صعود و نزول هیدروگراف جریان رودخانه در نقطه مشخصی از آن و یا هیدروگراف جریان خروجی از مخزن است. این مساله را می توان با روش روندیابی

سیلاب^{۱۱۸} مورد تجزیه و تحلیل قرار داد. در یک تعریف کلی روندیابی جریان را می‌توان تجزیه و تحلیل مسیر جریان ورودی و نحوه حرکت موج سیل^{۱۱۹} در یک سیستم هیدرولوژی دانست.

روندیابی سیل آن است که اگر مشخصات هیدروگراف در نقطه‌ای از رودخانه معلوم باشد بتوان هیدروگراف را در نقطه دیگر در پایین‌دست برآورد نمود. به عبارت دیگر روندیابی سیل به مجموعه عملیاتی گفته می‌شود که بوسیله آن زمان و بزرگی یک موج سیل (مشخصات هیدروگراف) را در نقطه‌ای از مسیر رودخانه با استفاده از اطلاعات فرضی یا حقیقی موجود در یک یا چند نقطه بالادست جریان تعیین کرد. هدف از روندیابی در کارهای مهندسی بدست آوردن مقدار و زمان جریان خروجی در موقعیت‌های مختلف مکانی رودخانه می‌باشد. مسلماً هیدروگراف‌های این دو نقطه مشابه نخواهند بود زیرا خصوصیات مسیری که آب از آن گذشته یا در آن جریان دارد شکل هیدروگراف را تغییر می‌دهد.

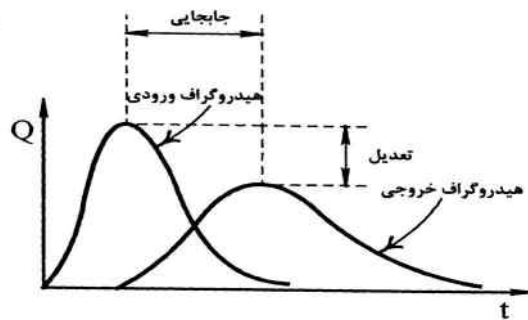
برای روشن شدن موضوع بازه‌ای از رودخانه را مشابه شکل ۱۰-۱۸ در نظر بگیرید که هیدروگراف جریان Q_t در نقطه A معلوم باشد. از روندیابی می‌توان جهت محاسبه هیدروگراف خروجی در نقطه B استفاده کرد. به این نحو با در دست داشتن هیدروگراف ورودی در نقطه B ، هیدروگراف برای نقطه C محاسبه می‌گردد. به این طریق حرکت و شکل موج سیل در یک رودخانه پیش‌بینی می‌شود. شکل ۱۰-۱۹ نشان می‌دهد که هیدروگراف ورودی طی پیمودن رودخانه کاهش اوج می‌دهد و زمان پایه آن افزایش می‌یابد، ولی حجم آن ثابت می‌ماند. این اثر آشکار ذخیره رودخانه یا مخزن روی هیدروگراف سیل است. در شکل زیر QP دبی اوج و tp زمان تا اوج است.



شکل ۱۰-۱۳- هیدروگراف‌های جریان رودخانه در مقاطع A ، B و C و نحوه حرکت موج سیل

۲ - Flood Routing

۳- Flood Wave



شکل ۱۰-۱۹- جابجایی و تعدیل هیدروگراف جریان در فرایند روندیابی

بدیهی است اگر ورودی‌ها و خروجی‌های دیگری بین دو نقطه‌ای که روندیابی هیدروگراف بین آن‌ها انجام می‌گیرد وجود نداشته باشد، نظیر نفوذ، تبخیر، آبراهه‌های فرعی، برداشتهای موضعی و ...، آن‌گاه حجم رواناب یا همان مساحت سطح زیر هر دو هیدروگراف بر اساس قانون پیوستگی بایستی با یکدیگر برابر باشند.

روندیابی سیل کاربرد فراوانی در مسائل مربوط به پیش‌بینی سیل^{۱۲۰} و سیستم‌های هشدار سیل، ارزیابی سیستم‌های مهار سیل^{۱۲۱} و انحراف سیل، پخش سیلاب، سامان‌دهی رودخانه، تعیین حریم رودخانه‌ها^{۱۲۲} یا پهنه‌بندی سیلاب، شهرسازی^{۱۲۳}، بدست آوردن هیدروگراف رواناب در حوضه‌های فاقد آمار و شبیه‌سازی سیلاب حوزه آبخیز دارد. از این روش‌ها اغلب برای محاسبه ارتفاع سیل بندها^{۱۲۴} و دیواره‌های موازی رودخانه^{۱۲۵}، و ابعاد سرریز انواع مختلف سدها، طراحی مخازن ذخیره، کانال‌ها و بهره‌برداری از سازه‌های متنوع هیدرولیکی استفاده می‌شود.

۱۰-۷ روش‌های روندیابی

روش‌های روندیابی رامی‌توان در سه دسته کلی ذیل طبقه بندی نمود:

الف: روندیابی مخزن^{۱۲۶}

روندیابی مخزن به منظور پیش‌بینی شکل هیدروگراف جریان خروجی از یک مخزن بکار می‌رود. در این روش ویژگیهای مخزن معلوم بوده و به کمک آن هیدروگراف خروجی از آن محاسبه می‌گردد.

ب- روندیابی سیلاب یا رودخانه^{۱۲۷}

۱ - Flood forecasting

۲ - Flood control

۳ - River zoning

۴ - Urbanization

۵ - Levees

۶ - Flood wall

126 (Reservoir Routing)

127 (Flood or River Routing) :

به منظور پیش بینی شکل هیدروگراف در مقاطع مختلف و در طول یک بازه از رودخانه ویا برای حرکت موج سیل در یک رودخانه بکار گرفته می‌شود. در این روش تغییرات جریان نسبت به زمان در یک نقطه در بالا دست رودخانه معلوم بوده و همین تغییرات در پایین دست تعیین می‌گردد.

ج- روند یابی رواناب^{۱۲۸}

به کمک این روش، بارش اضافی در سطح حوزه روندیابی و در نهایت هیدروگراف خروجی از حوضه ساخته می‌شود. برای روند یابی در هر یک از موارد فوق از روش های مختلفی می‌توان استفاده نمود. بطور کلی روش های روندیابی را بدو دسته کلی روندیابی جریان یکپارچه^{۱۲۹} و روند یابی جریان توزیعی^{۱۳۰} تقسیم می‌کنند. معمولا روندیابی یکپارچه مترادف با روندیابی هیدرولوژیکی است و روندیابی توزیعی را در بسیاری از موارد روندیابی هیدرولوژیکی می‌نامند. در روند یابی هیدرولوژیکی^{۱۳۱}، که جریان تابعی از زمان در یک محل معین از رودخانه و یا مخزن است، از معادله پیوستگی و یک رابطه بین ذخیره و جریان در سیستم استفاده می‌شود. در روند یابی هیدرولوژیکی^{۱۳۲}، که جریان تابعی از زمان لحظه‌ای در چند سطح مقطع از جریان است، از معادله پیوستگی و معادله حرکت استفاده می‌شود. در این روش دینامیک جریان دقیق تر از روندیابی هیدرولوژیکی بررسی گردد.

محاسبات فرایند روندیابی هیدرولوژیکی و هیدرولوژیکی سیلاب بر پایه اصول زیر می‌باشد.

- حل مسائل با استفاده از روش مقادیر جزئی
- حل مسائل با استفاده از معادله پیوستگی
- حل مسائل با استفاده از ارتباط گرافیکی هیدروگراف ورودی و خروجی
- حل مسائل با استفاده از تئوری هیدروگراف واحد
- حل مسائل با استفاده از ارتباط تجربی بین دبی پیک ورودی و خروجی
- حل مسائل با استفاده از مدل‌های هیدرولوژیکی

انتخاب نوع روش در روندیابی سیل به ماهیت مساله و داده‌های موجود بستگی دارد. اما ساده‌ترین روش استفاده از خطوط داغ آب است. برای این منظور داغ‌آب‌های مختلف که ناشی از سیل‌های مشخص باشند در دو نقطه از مسیر رودخانه تعیین و با استفاده از شعاع هیدرولوژیکی، شیب رودخانه و مقطع جریان، مقدار دبی در هر محل تخمین زده می‌شود. سپس بین دبی‌ها، یا تراز داغ آب در بالادست و پایین دست که از سیل‌های مختلف ناشی شده‌اند رابطه‌ای به دست می‌آید.

128 (Rounoff Routing) :
129 Lumpt Flow Routing
130 Distributed Flow Routing
۳ - Hydrologic Methods
۴ - Hydraulic Methods

۱۰-۷-۱ روش‌های روندیابی هیدرولیکی

اگر روندیابی جریان به صورت تابعی از زمان و مکان در طول سیستم مدنظر باشد، این روش به نام روندیابی هیدرولیکی یا روندیابی توزیعی^{۱۳۳} شناخته می‌شود (چاو، ۱۹۸۸). در روش‌های توزیعی یا هیدرولیکی، از معادله پیوستگی جریان و معادله اندازه حرکت استفاده شده و اساس آن بر تئوری جریان‌های غیردائمی، استوار است.

این معادلات که به معادلات سنت-ونانت^{۱۳۴} موسوم هستند، به طور هم‌زمان به صورت تحلیلی یا عددی حل می‌شوند تا هیدروگراف خروجی در هر فاصله‌ای در پایین‌دست از هیدروگراف ورودی به دست آید. بدین مفهوم که در هر فاصله و هر زمان مقدار دبی مشخص می‌گردد، لذا روش‌های توزیعی روندیابی جریان عمدتاً در رودخانه‌ها کاربرد دارد که بتوان در هر فاصله‌ای در پایین‌دست و در هر زمان مقدار دبی را تعیین نمود.

مدل‌های توزیعی می‌توانند برای روندیابی جریان‌های کم، نظیر دبی جریان در تاسیسات آبیاری که از سیستم رودخانه‌ای منشعب می‌گردد نیز بکار برده شوند. این نوع روندیابی، دقیق بوده ولی مشکل اصلی آن دشواری حل معادلات مربوطه می‌باشد که استفاده از رایانه را اجتناب‌ناپذیر کرده و اطلاعات وسیعی را طلب می‌کند. پیچیدگی نسبی روابط و مشکل بودن استفاده از آنها و طولانی بودن رسیدن به جواب و نیاز فراوان این روش‌ها به فنون محاسبات و کیفیت و کمیت داده‌های ورودی، بازدهی و اجرای عملی آنها را محدود می‌کند و به همین جهت در این جزوه به این روش اشاره نمی‌شود و علاقمندان می‌توانند به کتب مربوطه مراجعه کنند.

ولی هنگامی که اثر برگشت آب وجود داشته و یا رودخانه خیلی پرشیب و یا خیلی کم شیب باشد اثرات دینامیکی ممکن است قابل ملاحظه بوده و در چنین حالاتی استفاده از روندیابی هیدرولیکی بهتر از روندیابی هیدرولوژیکی می‌باشد.

۱۰-۷-۲ روش‌های روندیابی هیدرولوژیکی

اگر جریان آب فقط به صورت تابعی از زمان در محلی مشخص روندیابی گردد، این نوع روش، روندیابی هیدرولوژیکی و یا سیستم روندیابی متمرکز یا توده‌ای^{۱۳۵} نامیده می‌شود (بهبهانی، ۱۳۸۰). در روش‌های متمرکز، هیدروگراف جریان در طی فرآیند روندیابی فقط در یک نقطه واقع در پائین‌دست محاسبه و لذا دبی جریان نسبت به زمان در یک فاصله ثابت از محل هیدروگراف بالادست استخراج می‌گردد، که البته در روندیابی جریان در مخازن عمدتاً هدف همین است، که با توجه به هیدروگراف ورودی به مخزن، یک هیدروگراف و آن هم از خروجی مخزن، که می‌تواند خروجی از انواع سرریزها باشد، به دست آید.

۱- Distributed Flow Routing

۲- Saint-Venant

۳- Lumped Flow Routing

در این روش معادلات دیفرانسیل جریان های غیر دائمی مستقیماً کاربرد نداشته بلکه اصل پیوستگی جریان و رابطه دبی-ذخیره آب با فرض یکنواخت ۱۳۶ بودن جریان مورد بررسی قرار می‌گیرد که با توجه به تقریب ها و فرض‌های یاد شده، هم روش ساده‌تر می‌شود و هم جواب‌های به دست آمده از دقت کمتری برخوردار می‌شوند ولی در هر حال این جواب‌ها برای استفاده در کارهای عملی و طرح‌های آبی از دقت لازم برخوردار بوده و می‌توانند با اطمینان کافی به کار گرفته شوند. روش‌های هیدرولوژیکی هم در مورد روندیابی در مخازن و هم روندیابی در رودخانه مورد استفاده قرار می‌گیرد. از این روش‌ها می‌توان به روش گرافیکی^{۱۳۷}، پالس^{۱۳۸}، ماسکینگام^{۱۳۹}، کانوکس^{۱۴۰}، آت کین^{۱۴۱} و ماسکینگام-کانژ^{۱۴۲} اشاره کرد.

۱۰-۷-۲-۱ اصول روندیابی هیدرولوژیکی

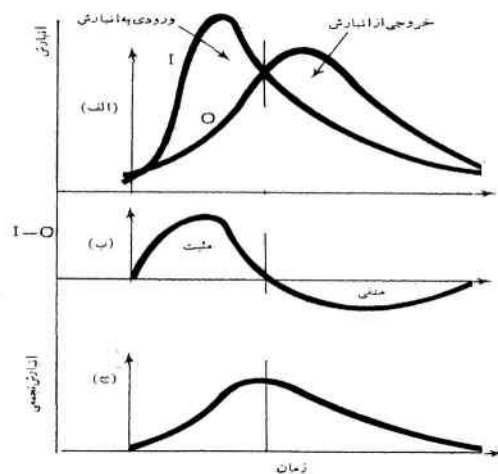
به طور کلی تمام روش‌های هیدرولوژیکی روندیابی رودخانه بر اساس معادله پیوستگی جریان بنا نهاده شده‌اند.

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (10-10)$$

S ذخیره یا حجم آب، I شدت جریان ورودی، Q شدت جریان خروجی، t زمان و dS/dt شدت تغییر ذخیره است. محاسبه میزان انبارش را می‌توان بر اساس آب‌نمودهای ورودی و خروجی مشاهده و ثبت شده انجام داد. شکل (۱۰-۲۰-الف) آب‌نمودهای ورودی و خروجی را در قسمتی از یک رودخانه نشان می‌دهد. هم‌چنین مقادیر ΔS ، بر اساس رابطه (۱۰-۱۰)، تعیین و در شکل (۱۰-۲۰-ب) نشان داده شده است.

مقادیر مثبت نشان دهنده افزایش انبارش و مقادیر منفی نشان دهنده کاهش انبارش می‌باشد. بدیهی است که با انتخاب یک رقم اختیاری برای انبارش رودخانه در شروع محاسبات، که در اینجا صفر فرض شده است، می‌توان میزان انبارش را برای هر لحظه از زمان تعیین کرد. شکل (۱۰-۲۰-ج) انبارش رودخانه را در زمان‌های مختلف نشان می‌دهد. با احتساب مقادیر S می‌توان نمودار تغییرات جریان خروجی (Q) را بر حسب S رسم کرد.

-
- ۱ - Uniform Flow
 - ۲ - Graphical Method
 - ۴ - Puls Method
 - ۵ - Muskingum method
 - ۶ - Convex Method
 - ۷ - Att-Kin Method
 - ۸ - Muskingum-Cunge method



شکل ۱۰-۲۰- محاسبه میزان ذخیره با استفاده از آب‌نمودهای مشاهده‌ای

برای حل معادله پیوستگی (۱۰-۲۰) به معادله دیگری که S را به I و Q مرتبط می‌کند نیاز است که اصطلاحاً به آن تابع ذخیره^{۱۴۳} می‌گویند. در حالت کلی، تابع ذخیره ممکن است به صورت یک تابع اختیاری از I و Q و مشتقات آن به صورت زیر باشد:

$$S = f\left(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, \dots, Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}, \dots\right) \quad (10-21)$$

لذا دستگاه معادلات دیفرانسیلی (۱۰-۲۰) و (۲۱-۱۰) بایستی جهت به دست آوردن Q_t به طور هم‌زمان حل گردند. روش معمول جهت حل این دستگاه معادلات دیفرانسیلی، خطی کردن معادله (۱۰-۲۱) در فواصل زمانی کوتاه و جایگذاری مقدار $\frac{dS}{dt}$ به دست آمده از این معادله در معادله دیفرانسیلی (۱۰-۲۲) است. در خطی‌سازی معادلات دیفرانسیلی، روش حل تفاضلات محدود بیش‌ترین کاربرد را دارد. در روش تفاضلات محدود، افق زمانی به گام‌های زمانی کوچک تقسیم‌بندی شده و معادله پیوستگی (۱۰-۲۰) از یک نقطه زمانی به نقطه زمانی دیگر با استفاده هم‌زمان از تابع ذخیره (۱۰-۲۱) برای محاسبه مقدار ذخیره، در هر نقطه زمانی حل می‌گردد. شکل تابع ذخیره بستگی به طبیعت سیستمی دارد که مورد تحلیل قرار می‌گیرد. در این‌جا دو نوع سیستم مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. در سیستم اول، تابع ذخیره به صورت تک متغیره بوده که متغیر مستقل آن، دبی خروجی (Q) است و به فرم زیر نوشته می‌شود:

$$S = f(Q) \quad (10-22)$$

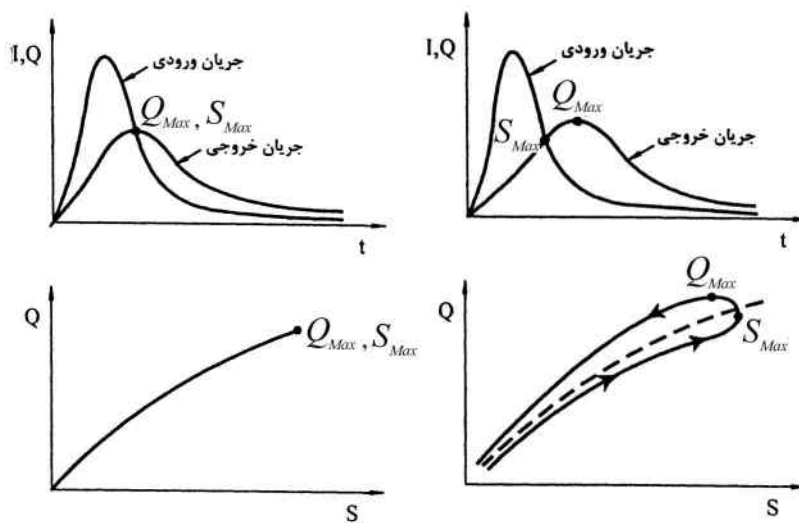
در مخازن سدهای بزرگ دبی خروجی از سد، فقط تابع ذخیره سد (رقوم سطح آب) است و کمتر تحت تاثیر دبی ورودی به سد (I) می‌باشد.

۱- Storage Function

در سیستم دوم، تابع ذخیره دارای رابطه خطی بین I و Q است که نشان گر تاثیر پذیری سریع خروجی از ورودی است. طبیعت این سیستم به رودخانه‌ها نزدیک است بدین مفهوم که چون حجم ذخیره آب در رودخانه‌ها کم بوده که عموماً سطح آب در آنها دارای شیب بوده و تراز نیست، لذا خروجی هم تابعی از ذخیره و هم تابعی از ورودی است.

در یک سیستم هیدرولوژیکی رابطه بین خروجی و ذخیره، تاثیر زیادی در روندیابی جریان دارد. این رابطه مطابق شکل ۱۰-۲۱ می‌تواند متغیر یا نامتغیر باشد. یک تابع ذخیره نامتغیر با معادله ای نظیر $S = f(Q)$ را وقتی می‌توان بکار برد، که سطح آب در مخزن افقی باشد. چنین مخازنی عمیق و عریض بوده و سرعت حرکت آب در آنها در جهت طولی بسیار کم است. برای این که بتوان تابع ذخیره را ثابت فرض نمود، لازم است که همواره دبی ثابتی به ازاء رقوم خاصی از مخزن خارج گردد، یعنی رابطه یکتایی بین خروجی و ذخیره وجود داشته باشد و این بدان مفهوم است که خروجی مخزن در رقوم خاصی تثبیت شده و مانور ندارد.

وقتی سطح آب در مخزن افقی است، ذخیره (S) فقط تابع رقوم سطح آب یا عمق آب در مخزن (H) است، در این صورت دبی خروجی (Q) نیز تابعی از رقوم آب (H) یا ارتفاع آب روی تاسیسات خروجی از سد است (شکل ۱۰-۲۲).



ب- رابطه نامتغیر (ثابت) برای مخزن

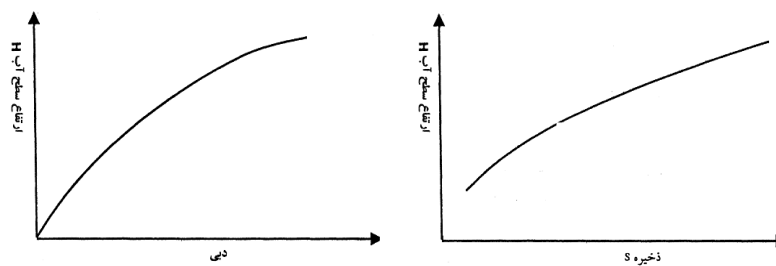
الف- رابطه متغیر برای رودخانه‌ها

شکل ۱۰-۲۱- رابطه بین دبی و ذخیره در رودخانه‌ها و مخزن

لذا با ترکیب این دو تابع می‌توان یک رابطه ثابت و نامتغیر بین ذخیره مخزن و دبی خروجی به صورت $S=f(Q)$ مطابق شکل (۱۰-۲۱-ب) به دست آورد. در چنین حالتی دبی اوج هیدروگراف خروجی در محل تقاطع آن با هیدروگراف ورودی رخ می‌-

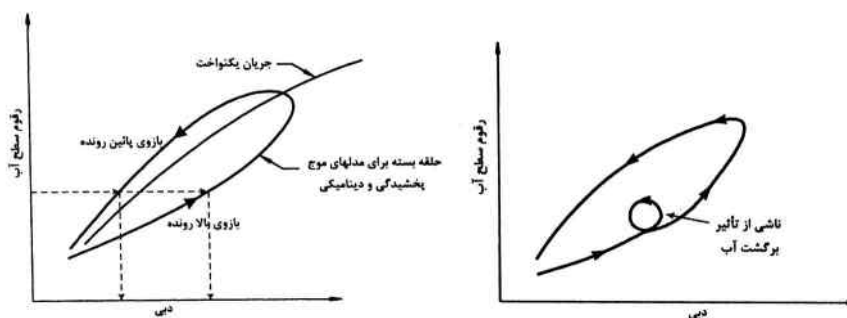
دهد، زیرا حداکثر میزان ذخیره وقتی اتفاق می‌افتد که $\frac{dS}{dt} = I - O = 0$ باشد و میزان ذخیره با خروجی به وسیله معادله

$S=f(Q)$ مرتبط باشد. هم‌چنین در این حالت مطابق شکل (۱۰-۲۱-ب)، نقطه حداکثر ذخیره S_{Max} و حداکثر خروجی Q_{Max} بر یکدیگر منطبقند (مهدوی، ۱۳۸۱ و صفوی، ۱۳۸۵).



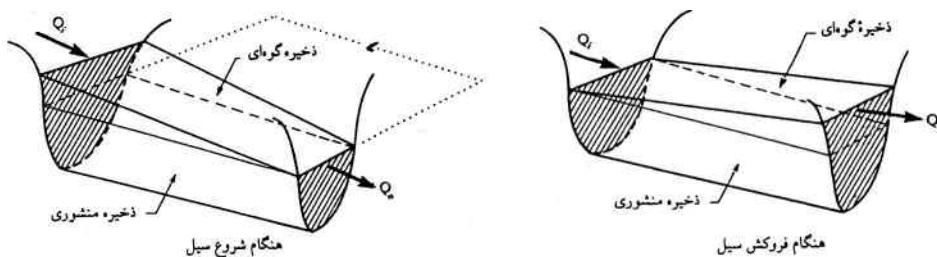
شکل ۱۰-۲۲- رابطه دبی و ذخیره با ارتفاع آب در مخزن

رابطه متغیر خروجی با ذخیره عمدتاً در آبراهه‌ها، رودخانه‌ها و مخازن باریک و کم عمق و دارای طول زیاد اتفاق می‌افتد، که سطح آب در آنها افقی نبوده و تاثیر برگشت آب به طور محسوسی قابل رویت است و مقدار ذخیره ناشی از برگشت آب بستگی به تغییرات زمانی دبی جریان در داخل سیستم دارد. همان‌گونه که در شکل (۱۰-۲۱-الف) نشان داده شده است، رابطه دبی خروجی و ذخیره سیستم به صورت یک تابع تک مقداره نبوده بلکه به صورت یک یا حتی در برخی موارد چند حلقه، بسته به مشخصات ذخیره‌ای سیستم می‌باشد. به دلیل تاثیر تاخیری جریان ناشی از برگشت آب، عموماً دبی اج هیدروگراف خروجی مطابق شکل (۱۰-۲۱-الف) پس از محل تقاطع دو هیدروگراف است و نقاط Q_{Max} و S_{Max} بر یکدیگر منطبق نمی‌گردند. اگر تاثیر برگشت آب خیلی زیاد نباشد، آنگاه حلقه شکل (۱۰-۲۱-الف) را می‌توان با یک منحنی میانگین که در شکل به صورت خط چین نشان داده شده، جایگزین کرد. منحنی‌های دبی-اشل برای حالت‌هایی که اثر برگشت آب ناچیز و زیاد است نیز در شکل (۱-۱۳) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۱۰-۲۳) دیده می‌شود در صورت وجود فرآب مساله از پیچیدگی بیشتری برخوردار است و در شاخه صعودی یک حلقه نیز بوجود می‌آید که خصوصیات و بزرگی آن کاملاً تحت تاثیر هیدرولیک جریان ورودی از بالادست و پایین دست به بازه، خصوصیات فیزیکی بازه و... می‌باشد و در این شرایط می‌بایست تا از مدل‌های هیدرولیکی موج پخشیدگی و موج دینامیکی استفاده نمود. در این شرایط استفاده از روش‌های هیدرولوژیکی دقت کمی خواهد داشت. روش‌های هیدرولوژیکی و روش هیدرولیکی موج سینماتیک از منحنی مربوط به شرایط یکنواخت، جهت حل مسائل جریان استفاده می‌کنند.



شکل ۱۰-۲۴- نمایش رابطه دبی اشل در شرایط معمولی رودخانه و شرایط فرآب (پنگاب)

در رودخانه‌های کوچک، ذخیره موقتی آب با توجه به مورفولوژی آن‌ها (شیب زیاد و عرض کم) ناچیز بوده و در طراحی‌ها نادیده گرفته می‌شود. در رودخانه‌های بزرگ، ذخیره رودخانه‌ای اهمیت بیش‌تری یافته و تاثیر روند سیل در طراحی‌ها، باید در نظر گرفته شود. در مورد ذخیره موقتی آب در مخزن سد، سطح آب افقی فرض شده و حجم ذخیره شده فقط شامل منشور آب می‌شود (ذخیره منشوری^{۱۴۴})، ولی در بازه ای از رودخانه و هنگام عبور یک موج سیلاب، علاوه بر ذخیره منشوری، ذخیره گوه‌ای^{۱۴۵} روی آن قرار داشته که توسط سطح آب محدود می‌گردد. شکل‌های (۲-۲۴) و (۱۰-۲۵) این موضوع نمایش داده شده است. بنابراین ذخیره در رودخانه برخلاف مخازن، فقط تابعی از جریان خروجی نمی‌باشد.

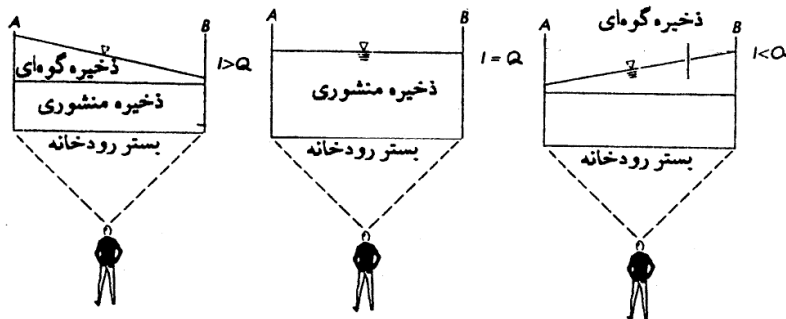


شکل ۱-۱۴- نمایش ذخیره های منشوری و گوه ای هنگام شروع سیل و هنگام فروکش آن

اگر فقط ذخیره منشوری وجود می‌داشت می‌بایست دبی ورودی به مسیر (I) و دبی خروجی از آن (O) برابر باشند ولی چون این دو مساوی نیستند لذا ذخیره تیغه‌ای به وجود می‌آید و مقدار آن تابع تفاوت بین دبی ورودی و خروجی (I-O) است. از نظر ذخیره تیغه‌ای سه حالت ممکن است اتفاق افتد. اگر دبی ورودی بیشتر از دبی خروجی باشد (I>O) (حین بالا رفتن یک موج) یعنی ارتفاع آب در ابتدای بازه بیشتر از انتهای بازه بوده و ذخیره تیغه‌ای مثبت بوده و به ذخیره منشوری اضافه می‌شود. اگر سطح آب افقی باشد مقدار ذخیره تیغه‌ای صفر است. و اگر سیل به پایان برسد یعنی دبی ورودی کمتر از مقدار دبی خروجی باشد (I<O) (فروکش سیل) در این صورت ذخیره تیغه‌ای منفی و جهت محاسبه ذخیره کل، باید ذخیره تیغه‌ای را از ذخیره منشوری کم کرد. اگر ذخیره منشوری را که فقط تابع O می‌باشد $S_1 = f_1(O)$ با ذخیره گوه‌ای $S_2 = f_2(I - O)$ جمع کنیم ذخیره کل به دست می‌آید $S = S_1 + S_2 = f_1(O) + f_2(I - O)$. البته باید به علامت f_2 نیز بسته به حالات سه گانه فوق توجه شود (علیزاده، ۱۳۸۰).

۱- Prism Storage

۲- Wedge Storage



شکل ۱۰-۲۵- نمایش مفهوم ذخیره گوه‌ای و منشوری

۱۰-۲-۲-۷-۲ روندیابی هیدرولوژیکی در مخازن

مخزن یک سد، حتی هنگامی که کاملاً از آب پر است، می‌تواند در کاهش دبی اوج سیل موثر باشد و با ذخیره‌سازی موقتی آب بر روی سطح خود و بالاتر از ارتفاع کف سرریز، دبی خروجی از سد را کمتر از دبی ورودی کند، هرچند روی حجم سیلاب بی‌تاثیر باشد. مسلماً هنگامی که مخزن نیمه پر است، بخشی از حجم سیل برای مدت طولانی در مخزن باقی می‌ماند و در نتیجه تاثیر سد در کاهش دبی اوج سیل بیش‌تر خواهد بود. روش‌های متعددی از جمله منحنی تجمعی، مخزن تراز، ویسلر-برائر، گودریچ، استین برگ، ودوارد، شیب-نقطه، روش ضریب و روش رانچ - کوتا برای روندیابی مخزن معرفی شده است که در اینجا تنها به روش پالس اشاره می‌شود.

۱۰-۲-۲-۷-۱- روندیابی هیدرولوژیکی در مخازن به روش پالس

اساس این روش روندیابی مخزن برای محاسبه هیدروگراف خروجی از یک مخزن با سطح آب افقی است که با در دست داشتن هیدروگراف ورودی، بر پایه رابطه معلوم بین ذخیره-خروجی $(S-Q)$ است. روش‌های مختلف محاسباتی و گرافیکی برای این کار ارائه شده که یکی از آنها روش پالس^{۱۴} است.

در این روش زمانی به فواصل Δt تقسیم‌بندی و شماره‌انده آن با j نمایش داده می‌شود و لذا گام‌های زمانی عبارتند از: $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t, \dots$ از این رو با انتگرال‌گیری معادله پیوستگی روی گام زمانی j ام مطابق شکل ۱۰-۲۶ است یعنی:

$$\int_{S_j}^S j + 1 dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t) dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t) dt \quad (۱۰-۲۳)$$

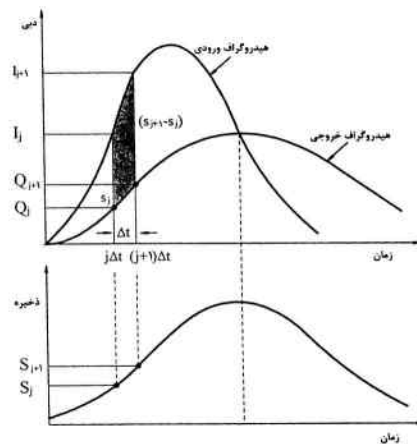
مقادیر جریان ورودی در ابتدا و انتهای گام زمانی j ام به ترتیب I_j و I_{j+1} می‌باشد و مقادیر دبی خروجی متناسب Q_j و Q_{j+1} است. اگر تغییرات جریان ورودی و خروجی در گام زمانی کوچک j ام را بتوان با تقریب مناسبی خطی فرض نمود، مقدار تغییر ذخیره در طول این گام زمانی برابر است با:

$$S_{j+1} - S = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (24-10)$$

در این معادله مقادیر I_j و I_{j+1} از روی هیدروگراف ورودی مشخص می‌شوند. همچنین مقادیر Q_j و Q_{j+1} برای گام زمانی Δt از روی محاسبات گام قبلی بدست می‌آید و لذا معادله (24-10) دارای دو مجهول Q_{j+1} و S_{j+1} است که با ضرب کردن دو طرف معادله در $(\frac{2}{\Delta t})$ و مرتب کردن بر اساس مجهولات در سمت چپ رابطه زیر بدست می‌آید:

$$[\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}] = (I_j + I_{j+1}) + [\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j] \quad (25-10)$$

این روش را جامعه مهندسين ارتش امريكا^{۱۴۷} ارائه داده است و به نام معادله تعديل شده پالس و يا روش I.S.D^{۱۴۸} شهرت دارد (مهدوی، ۱۳۸۱).



شکل ۱۰-۲۶- تغییر مقدار ذخیره در طی یک گام Δt

برای محاسبه مقدار Q_{j+1} از این معادله نیاز به توابع ذخیره- خروجی می‌باشد تا بر اساس آن رابطه بین Q با $(\frac{2S}{\Delta t} + Q)$ معلوم گردد، که نحوه بدست آوردن این رابطه با استفاده از روابط ذخیره- ارتفاع و نیز دبی خروجی- ارتفاع در شکل ۱۰-۲۷ نشان داده شده است.

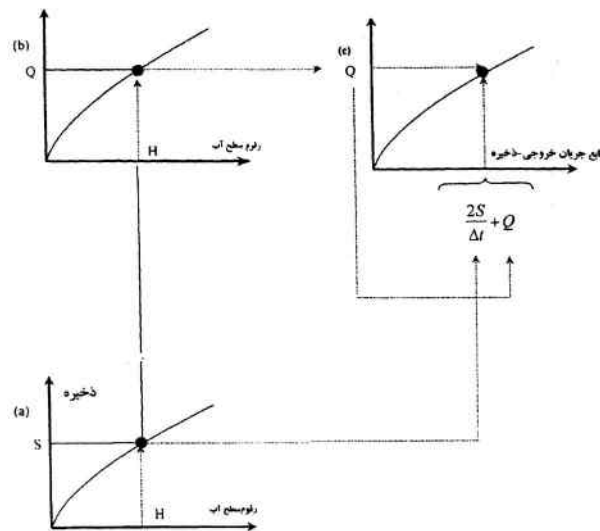
حجم آبی که می‌تواند بین دو خط تراز متوالی با مساحت های A_1 و A_2 و اختلاف ارتفاع h ذخیره گردد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta V = \frac{h}{2} (A_1 + A_2) \quad (25-10) \text{ دوزنقه‌ای}$$

$$\Delta V = \frac{h}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) \quad \text{مخروطی (۲۷-۱۰)}$$

$$\Delta V = \frac{h}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \quad \text{منشوری (۲۸-۱۰)}$$

در این روابط A_1 و A_2 مساحت سطوحی هستند که بین دو خط تراز متوالی با اختلاف h قرار دارند یا h همان فواصل بین خطوط تراز نقشه سطح مخزن است و در رابطه A_m مساحت سطحی ما بین دو خط تراز متوالی است. اگر حجم کلیه فواصل موجود در نقشه تراز مخزن تا ارتفاع سطح آب یا تراز سطح آب جمع گردد، برابر می‌شود با حجم آب در ذخیره تا آن حد تراز آب. این اطلاعات می‌تواند منحنی‌هایی را آماده کند که ارتفاع آب در مخزن را با میزان ذخیره‌اش نشان دهد.



شکل ۱۰-۲۷- نحوه تهیه منحنی ذخیره و جریان خروجی از مخزن

میزان جریان خروجی آب از مخزن، هم بستگی به ارتفاع آب در مخزن دارد، و هم به نوع مجاری دارد که در مخزن تعبیه شده‌اند و کار تخلیه سریع آب و یا تخلیه مواد ته نشین شده را انجام می‌دهند

۱۰-۷-۳- روندیابی هیدرولوژیکی در رودخانه

روندیابی سیل در رودخانه کمی مشکل‌تر و پیچیده‌تر از روندیابی سیل در مخازن است. در روندیابی مخزن، رقوم سطح آب همیشه افقی فرض می‌شود. ذخیره مخزن و جریان خروجی هر دو فقط تابعی از ارتفاع آب پشت سد فرض می‌شوند. به عبارت دیگر، ذخیره و جریان خروجی تابع یکدیگر می‌شوند. در رودخانه‌ها سطح آب به موازات بستر رودخانه نیست و شیب میانگین سطح آزاد آب بیش‌تر از شیب بستر در مرحله اوج گیری و کمتر از شیب بستر طی مرحله فروافتادن سیل است. بنابراین رابطه

بین ذخیره و جریان خروجی در کانال‌ها پیچیده‌تر از مخزن است و تفاوت روش‌های متعدد ارائه شده برای روندیابی رودخانه در مکانیزم برقرار کردن این رابطه است.

روش‌های متعددی نظیر کانوکس، آت-کین، ماسکینگام (خطی و غیر خطی) و ماسکینگام-کانژ و چندین مورد دیگر ارائه شده که در اینجا فقط به روش ماسکینگام خطی اشاره می‌شود.

۱۰-۷-۲-۳-۱ روش ماسکینگام خطی

روش ماسکینگام توسط مک کارتی^{۱۴۹} (۱۹۳۸)، به همراه گروه مهندسی ارتش آمریکا ارائه گردید، این روش یکی از متداول-ترین روش‌ها برای روندیابی سیل در مجاری رودخانه‌ها است. این روش یک مدل خطی گرده‌ای دو پارامتری است. در این روش، از معادله پیوستگی در مکان زیر:

$$\frac{ds}{dt} = I - Q \quad (۲۹-۱۰)$$

و معادله ذخیره-دبی به شکل زیر استفاده می‌شود:

$$S = k[xI + (1-x)Q] \quad (۳۰-۱۰)$$

k و x پارامترهای روندیابی هستند. در این روش، فرض می‌شود که در $t=0$ ، $I=Q$ می‌باشد. از نظر فیزیکی، k معادل زمان پیمایش قطعه رودخانه در نظر گرفته می‌شود و x ضریبی است که از آن برای وزن دادن به اثر ورودی و خروجی در ذخیره رودخانه استفاده می‌شود. از دید تئوری، x می‌تواند از ۰ تا ۱ باشد. با نوشتن معادله (۲۹-۱۰) به صورت تفاضل محدود و قراردادن در معادله (۳۰-۱۰) معادله زیر حاصل می‌شود:

$$\left(\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2}\right)\Delta t = k[x(I_{t+\Delta t} - I_t) + (1-x)(Q_{t+\Delta t} - Q_t)] \quad (۳۱-۱۰)$$

Δt فاصله زمانی روندیابی یا فاصله زمانی منقطع است. با مرتب کردن معادله فوق و حل آن برای $Q_{t+\Delta t}$ ، معادله روندیابی ماسکینگام بدست می‌آید:

$$Q_{t+\Delta t} = C_1 I_{t+\Delta t} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (۳۲-۱۰)$$

که در آن:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2Kx}{2K - 2Kx + \Delta t} \quad (۳۳-۱۰)$$

$$C_2 = \frac{2Kx + \Delta t}{2K - 2Kx + \Delta t} \quad (۳۴-۱۰)$$

$$C_3 = \frac{2K - 2Kx - \Delta t}{2K - 2Kx + \Delta t} \quad (35-10)$$

جمع این ضریبها برابر یک می باشد و یا:

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \quad (36-10)$$

در عمل، می توان ضریب C_1 و C_2 را حساب کرده و سپس از رابطه $C_3 = 1 - (C_1 + C_2)$ مقدار C_3 را به دست آورد. دامنه مناسب برای Δt نیز به صورت زیر می باشد.

$$\frac{K}{3} \leq \Delta t \leq K \quad (37-10)$$

البته چاو (۱۹۶۴) مقدار مناسب آنرا بین $2Kx \leq \Delta t \leq K$ می داند.

- اگر $x = 0/5$ و $k = \Delta t$ باشند، آن گاه $C_1 = 0$ ، $C_2 = 1$ و $C_3 = 0$ حاصل می شود و هیدروگراف خروجی دقیقاً با

هیدروگراف ورودی مشابه است و اختلاف آن ها فقط در زمان شروع آن ها به اندازه k می باشد یعنی $Q_{t+\Delta t} = I_t$

- وقتی Δt و k مساوی نیستند، C_1 و C_3 حتی برای $x = 0/5$ صفر نیستند، بنابراین $Q_{t+\Delta t} \neq I_t$

- اگر $\Delta t = 2kx$ ، آن گاه $C_1 = 0$ ، $C_2 = 2x$ ، $C_3 = 1 - 2x$. بنابراین معادله کانوکس بدست می آید:

$$Q_{t+\Delta t} = 2xI_t + (1 - 2x)Q_t \quad (38-10)$$

- برای این که $Q_{t+\Delta t}$ دائماً مثبت باشد، x باید کمتر یا مساوی $0/5$ و $\Delta t \geq 2kx$ باشد.

- چنانچه $x > 0/5$ باشد یعنی هیدروگراف خروجی از هیدرو گراف ورودی بزرگتر خواهد بود (یعنی پیک بزرگتری دارد).

- در حالتی که $x = 0$ می باشد روش ماسکینگ تبدیل به روش روندیابی در مخزن خطی می شود.

مقداری که برای Δt انتخاب می شود، کم و بیش دل خواه است، ولی باید مقدار آن خیلی کوچک تر از زمان پیمایش موج

سیل انتخاب شود. علاوه بر این، Δt باید به نحوی انتخاب شود که تغییرات خطی I و Q نیز معتبر باشد، عموماً هر چه

مقدار Δt کوچکتر باشد، نتایج دقیق تر خواهند بود.

محاسبه پارامترهای ماسکینگ به تعبیر آنها بستگی دارد. برای مثال اگر روش ماسکینگ به مدل پخشیدگی- همرفت ارتباط

داده شود، آن گاه پارامترها می توانند برحسب مشخصات هیدرولیکی و مورفولوژیکی قطعه کانال بیان شوند. از طرف دیگر، اگر

مدل از نوع جعبه سیاه در نظر گرفته شود، آن گاه پارامترهای آن را می توان با استفاده از روش های استاندارد قابل اعمال در

سیستم های خطی محاسبه کرد. عموماً باور بر این است که مؤثر بودن این روش به دقت محاسبه پارامترها بستگی دارد.

یک از روش ها برای محاسبه پارامترهای ماسکینگ روش استفاده از شیب و سطح مقطع کانال یا رودخانه است. در این

روش با داشتن محیط خیس شده برای یک دبی مشخص، ضریب زبری مانینگ و شیب بازه مورد نظر پارامتر x با توجه به رابطه

(۱۰-۳۹) بدست می‌آید. در این روش از برقراری رابطه‌ای به شکل $(Q = xA^m)$ بین دبی و سطح مقطع، و استفاده از رابطه مانینگ، x به دست می‌آید:

$$x = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} P^{-\frac{2}{3}} \quad (۱۰-۳۹)$$

رابطه، x ضریب رابطه ماسکینگام، S شیب سطح آب در رودخانه، n ضریب زبری مانینگ و p محیط خیس شده می‌باشد.

فصل یازدهم: هیدروگراف واحد

۱-۱۱ تعریف هیدروگراف واحد^{۱۵۰}

هیدروگراف واحد یک حوزه آبریز یا آبخیز عبارت است از هیدروگراف رواناب مستقیم^{۱۵۱} ناشی از بارش مؤثری^{۱۵۲} به عمق واحد (یک اینچ یک سانتی‌متر) که به صورت کاملاً یکنواخت با نرخ ثابت در یک مدت زمان معین بر روی کل حوزه باریده است. شرم‌ن در ابتدا از کلمه واحد به منظور بیان واحد زمان استفاده نمود، ولی بعد از آن از کلمه واحد برای بیان واحد عمق بارش مؤثر استفاده کرد. شرم‌ن رواناب را به دو دسته سطحی^{۱۵۳} و زیرسطحی^{۱۵۴} تقسیم نمود و به طور صریح بیان نمود که هیدروگراف واحد فقط در مورد رواناب سطحی مصداق دارد. هیدروگراف واحد یک مدل خطی^{۱۵۵} ساده می‌باشد که از آن می‌توان برای استخراج هیدروگراف ناشی از هر مقدار بارش خالص استفاده نمود (چو و همکاران، ۱۹۸۸).

از ویژگی‌های هیدروگراف واحد آن است که در صورت وجود هیدروگراف واحد برای یک حوزه امکان ساخت هیدروگراف سیلاب طرح، مشروط به آنکه مدت بارندگی برابر مدت هیدروگراف واحد در نظر گرفته شود، وجود دارد. لذا تهیه هیدروگراف واحد برای تداوم‌های مختلف از اقدامات اساسی در هیدرولوژی است. هیدروگراف واحد یا از روی هیدروگراف‌های معمولی حوضه که قبلاً اندازه‌گیری شده‌اند، استخراج می‌شود و یا در صورت عدم وجود این هیدروگراف باید به صورت مصنوعی تهیه شود.

۲-۱۱- هیدروگراف واحد طبیعی

۱-۲-۱۱ طرز تهیه هیدروگراف واحد حاصل از یک رگبار منفرد

در این روش باید اطلاعات مربوط به بارش و جریان رواناب مستقیم حاصل از آن مانند شکل (۱-۱۱) وجود داشته باشد. برای تهیه هیدروگراف واحد به ترتیب زیر عمل می‌شود.

۱- رسم هیدروگراف حاصل از بارش

۲- تفکیک جریان پایه از هیدروگراف مشاهداتی با استفاده از یکی روش‌های مناسب (مانند شکل ۲-۱۱)

۴- محاسبه مساحت زیر هیدروگراف مستقیم که برابر با حجم رواناب سطحی است

۴- حجم رواناب بر مساحت حوضه تقسیم می‌شود (مطابق رابطه ۱-۱۱) تا عمق بارش یکنواخت در حوضه بدست آید.

$$Q_t = \frac{K.V}{A} \quad (۱-۱۱)$$

150 Unit hydrograph (UH)

151 (Direct rainfall hyetograph)

152 Excess rainfall

153 Surface runoff

154 Subsurface runoff

155 Simple linear model

که در آن:

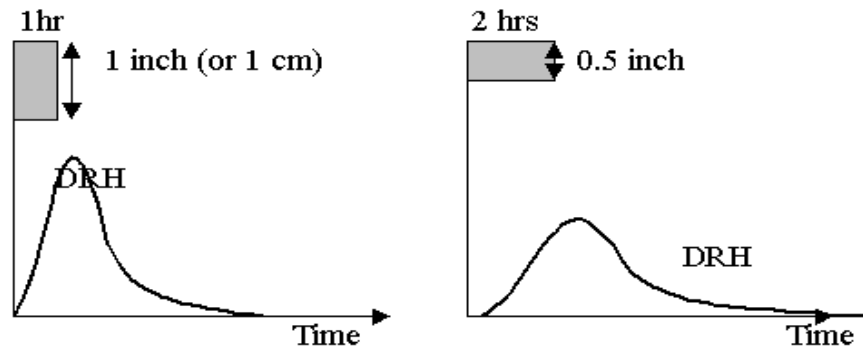
Q_t عمق رواناب مستقیم حاصل از بارش در بازه زمانی t ساعته

K فاکتور تبدیل واحدها است که بستگی به واحد زمان، سطح و بارش دارد.

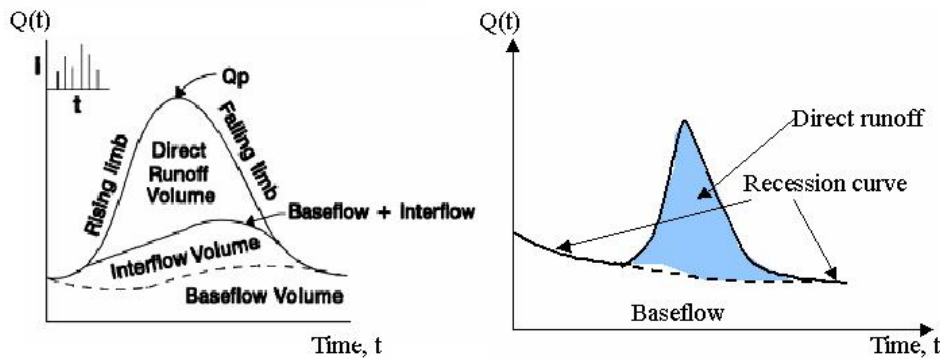
V حجم زیر هیدروگراف

A مساحت حوزه آبخیز

۵- هر یک از مؤلفه‌های رواناب مستقیم بر عمق بارش (Q_t) بر حسب واحد (اینچ یا میلی‌متر) تقسیم می‌شود تا مؤلفه‌های هیدروگراف واحد با تداوم بارش مشاهده شده، بدست آید.



شکل (۱-۱۱) تهیه هیدروگراف واحد ناشی از یک بارش منفرد



شکل (۲-۱۱) کسر جریان پایه از هیدروگراف مشاهداتی و تعیین حجم رواناب مستقیم

۳-۱۱ هیدروگراف واحد مصنوعی

تا کنون روش‌های متعددی برای تهیه هیدروگراف واحد ارایه شده است که در اینجا فقط به دو روش آن اشاره می‌شود. برای مطالعه این روش‌ها می‌توانید به منابعی که در فهرست منابع آمده است مراجعه کنید.

۱۱-۳-۱ هیدروگراف واحد مصنوعی اشنایدر

اشنایدر (۱۹۳۸) با بررسی هایی که در حوضه های کوهستانی با مساحت ۳۰ تا ۳۰۰۰۰ کیلومتر مربع آمریکا انجام داد، هیدروگراف واحد استاندارد را با معرفی سه عامل زمان تاخیر، دبی اوج در واحد سطح بریا یک واحد بارش مازاد و زمان پایه ارایه نمود که بعدها با بررسی هایی که رسته مهندسی آمریکا دنبال کرد ۲ مؤلفه برای عرض هیدروگراف در ۵۰ و ۷۵ درصد دبی اوج به آن اضافه شد. با توجه به شکل شماره (۱۱-۳) مراحل انجام محاسبات برای تهیه هیدروگراف واحد مصنوعی اشنایدر به صورت زیر می باشد:

- ۱- با استفاده از نقشه توپوگرافی حوضه طول آبراهه اصلی (L)، طول آبراهه اصلی از نقطه نزدیک به مرکز ثقل تا خروجی حوضه و مساحت حوضه استخراج می شود.
- ۲- محاسبه زمان تاخیر از رابطه (۱۱-۲) در سیستم واحد متریک

$$T_1 = 0.7517 C_t (L.L_c)^{0.3} \quad (11-2)$$

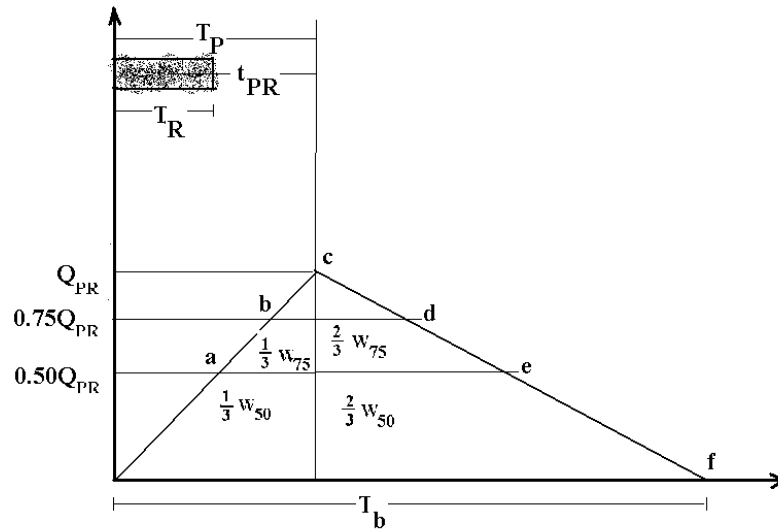
که در آن:

T_1 زمان تاخیر به ساعت

C_t ضریب منطقه ای که بستگی به شیب حوضه و وضعیت نگهداری آب در سطح زمین دارد. هرچه شیب کمتر باشد مقدار C_t هم کمتر است.

L طول آبراهه اصلی از نقطه خروجی تا مرز حوضه

L_c تا نقطه ای که در برابر مرکز ثقل حوضه قرار دارد (کیلومتر)



شکل (۱۱-۳) مؤلفه های هیدروگراف واحد مصنوعی اشنایدر

۳- پارامترهای C_p و C_t با استفاده از اطلاعات حوضه های دارای آمار در منطقه تعیین می شود.

۴- محاسبه دبی اوج هیدروگراف واحد در واحد سطح برای زمان استاندارد T_1 ساعت و برای یک سانتی متر رواناب به متر مکعب در ثانیه که از رابطه زیر بدست می آید.

$$q_p = \frac{2.75 C_p}{T_p} \quad (3-11)$$

که در آن:

q_p دبی اوج هیدروگراف واحد T_1 ساعت برحسب مکعب در ثانیه بر کیلومتر مربع برای یک واحد رواناب
 C_p ضریب منطقه‌ای که می‌تواند از حوزه‌های مجاور بدست آید.
 T_p زمان تاخیر به ساعت

اگر هیدروگراف واحد در زمانی غیر از زمان استاندارد T_1 ساعت یعنی برای T_R ساعت مورد نیاز باشد، باید زمان تاخیر را با استفاده از رابطه زیر اصلاح کرد. بعد در رابطه بعدی برای تعیین دبی قرار داد.

$$T_1 = T_{IR} + \frac{T_r - T_R}{4} \quad (4-11)$$

$$q_{IR} = \frac{q_p \times T_p}{T_{IR}} \quad (5-11)$$

۵- زمان پایه هیدروگراف واحد در حوضه‌های بزرگ به صورت زیر خواهد بود.

$$(6-11)$$

$$T_b = \frac{5.56}{q_{PR}}$$

و در حوضه‌های کوچک، زمان پایه هیدروگراف واحد بر اساس رابطه شوارتز و تایلور به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$(7-11)$$

$$T_b = 5(T_{PR} + \frac{T_R}{2})$$

۶- عرض هیدروگراف در ۵۰ و ۷۵ درصد از دبی اوج بر مبنای واحد زمان از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$(8-11)$$

$$W_{50} = 2.14q_{PR}^{-1.08}$$

$$(9-11)$$

$$W_{75} = 1.22q_{PR}^{-1.08}$$

۱۱-۳-۲ هیدروگراف واحد مصنوعی بی بعد مثلثی

برپایه روش سازمان حفاظت منابع طبیعی آمریکا ۳۷.۵ درصد از حجم کل رواناب مستقیم در بخش شاخه صعودی قرار دارد بنابراین می‌توان چنین محاسبه کرد که چون در یک واحد زمان ۰.۳۷۵ از کل رواناب جریان یافته است، پس کل جریان در زمان پایه T_b هیدروگراف مثلثی (یا قاعده مثلث شکل ۴-۱۱) مطابق رابطه زیر خواهد بود.

$$T_b = \frac{1.00}{0.375} = 2.67 \text{ واحد زمان} = 2.67T_b \quad (10-11)$$

در حوضه های کوهستانی از این مقدار ۲۰ درصد کاهش و برعکس در حوضه های مسطح و باتلاقی ۳۰ درصد به این مقدار اضافه می شود (چین، ۲۰۰۰ نقل از مهدوی).

قاعده مثلث خود از دو قسمت تشکیل می شود که اولی زمان تا رسیدن به اوج (T_p) و دومی مدت زمان فروکش جریان (T_t) می باشد یعنی:

$$T_b = T_p + T_r \quad (11-11)$$

$$T_r = T_p + T_p = 2.67T_p - T_p = 1.67T_p \quad (12-11)$$

حجم رواناب مستقیم یعنی مساحت مثلث نیز به صورت زیر است

$$V = \frac{q_p \times T_p}{2} + \frac{qp \times T_r}{2} = \frac{q_p}{2} (T_p + T_p) \quad (13-11)$$

و مقدار دبی اوج از رابطه زیر بدست می آید.

$$q_p = \frac{2 \times V}{T_p + T_r} \quad (14-11)$$

با جایگزینی روابط معادل در رابطه بالا رابطه زیر بدست می آید.

$$q_p = \frac{K \times V}{T_p} \quad (15-11)$$

و در مورد هیدروگراف مثلثی مقدار K از رابطه زیر بدست می آید.

$$K = \frac{2}{1 + (1.67T_p/T_p)} \quad (16-11)$$

مقدار K در حوضه های کوهستانی حدود ۱.۳ و در حوضه های خیلی کوهستانی تا ۲.۶ می رسد.

با استفاده از رابطه (۱۷-۱۱) نیز می توان دبی اوج در هیدروگراف واحد NRCS را از رابطه زیر بدست آورد.

$$q_p = \frac{2.083 \times A \times Q_R}{T_p} \quad (17-11)$$

که در آن:

q_p دبی اوج به متر بر ثانیه

A مساحت حوضه به کیلومتر مربع

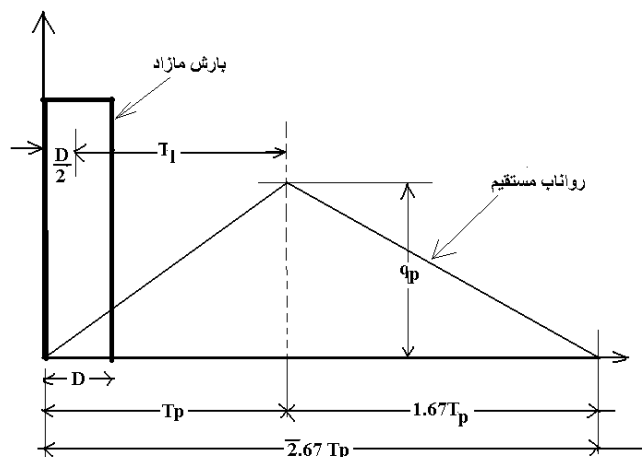
Q_R ارتفاع رواناب مستقیم یا بارش مازاد به سانتی متر

T_p زمان تا رسیدن به دبی اوج

با توجه به رابط فی مابین اجزاء مختلف هیدروگراف، روابط زیر را می توان ارایه نمود.

$$q_p = \frac{2.083 \times A \times Q_R}{(A.D/2) + T_1} \quad (18-11)$$

$$q_p = \frac{2.083 \times A \times Q_R}{(2.083 \times T_c/2) + 0.6T_c} = \frac{2.083 \times A \times Q_R}{0.67T_c} = \frac{3.125 A Q_R}{T_c} \quad (19-11)$$



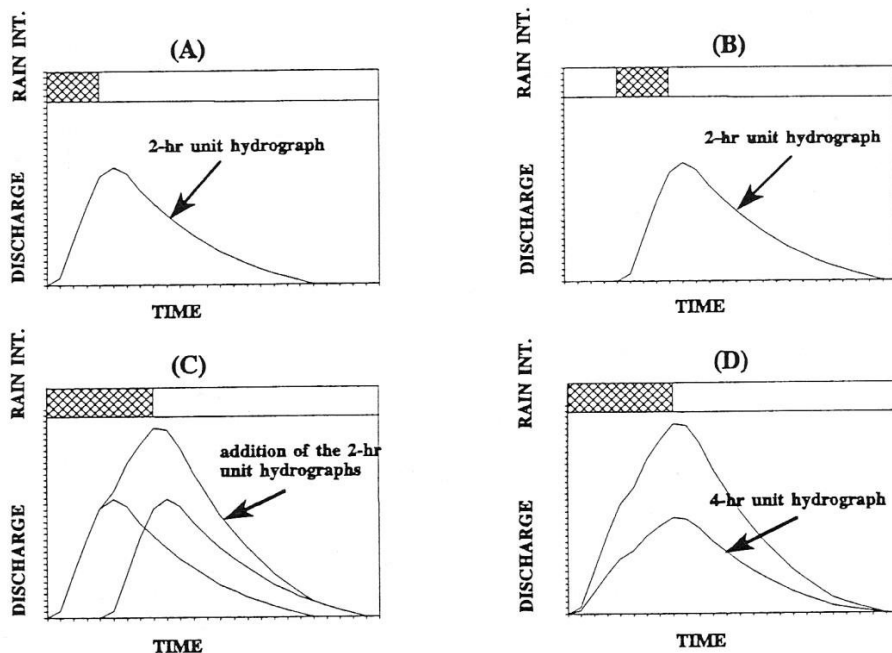
شکل (۴-۱۱) مؤلفه‌های هیدروگراف واحد مصنوعی بی بعد مثلی

۴-۱۱ تعیین هیدروگراف واحد با تداوم‌های مختلف

هر هیدروگراف واحدی که برای یک حوضه تهیه شده با توجه به تداوم زمانی بارش مازاد مولد آن بدست می‌آید، ولی بدلیل متغیر بودن ویژگی‌های بارندگی نظیر تداوم، توزیع مکانی و زمانی و شدت بارندگی حتی با وجود ثابت بودن ویژگی‌های فیزیکی حوضه، نمی‌توان از آن برای بارش‌های مازاد با تداوم زمانی مختلف استفاده نمود بلکه ابتدا بایستی آنرا به یک هیدروگراف واحد معادل با تداوم بارش مازاد مورد نظر تبدیل کرد. دو روش کلی برای انجام این کار وجود دارد که به شرح زیر می‌باشد.

۱-۴-۱۱ روش تاخیری

در صورتی که $D' > D$ و نسبت $(D'/D) = n$ باشد، به تعداد n هیدروگراف واحد D ساعته را با تاخیر D ساعت نسبت به هم نوشته و سپس ابعاد آنها با هم جمع می‌شود و ابعاد هیدروگراف مجموع در نسبت D/D' ضرب می‌گردد. برای مثال در شکل (۵-۱۱) طرز تهیه هیدروگراف ۴ ساعته از ۲ ساعته و در جدول (۱-۱۱) طرز تهیه هیدروگراف واحد ۶ ساعته ($D'=۶$) از یک هیدروگراف دو ساعته ($D=۲$) را نشان می‌دهد. با استفاده از ستون ۱ و ۷ هیدروگراف ۶ ساعته حوضه رسم می‌شود.



شکل (۵-۱۱) طرز تهیه هیدروگراف واحد ۴ ساعته از ۲ ساعته با روش تاخیری (McCuen R.H., 1989)

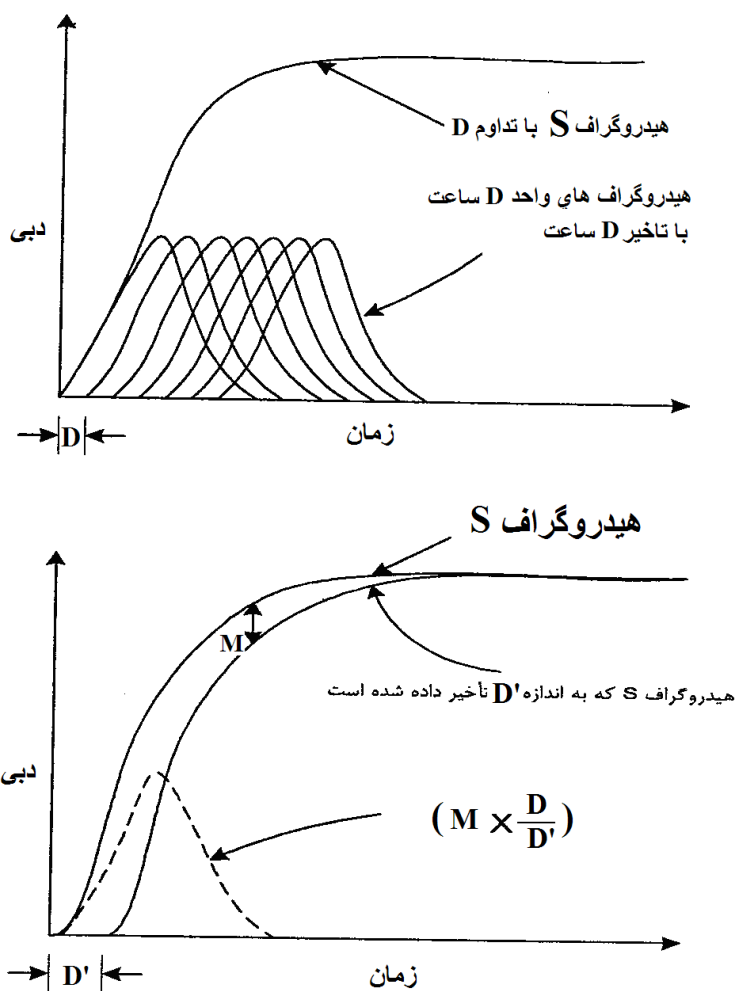
جدول (۱-۱۱) تهیه هیدروگراف واحد ۶ ساعته از هیدروگراف واحد ۲ ساعته با روش تاخیری

۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
$= UH(6h) \times 6 (D/D')$ هیدروگراف ۶ ساعته (مترمکعب در ثانیه)	مجموع (۴+۳+۲)	UH(2h) سه تا با تاخیر ۲ ساعت			UH(2h) هیدروگراف ۲ ساعته (مترمکعب در ثانیه)	زمان ساعت
۰	۰	-	-	-	۰	۰
۰.۴۷	۱.۴۲	-	-	۱.۴۲	۱.۴۲	۱
۲.۸۳	۸.۵	-	۰	۸.۵	۸.۵	۲
۴.۲۴	۱۲.۷۲	-	۱.۴۲	۱۱.۳	۱۱.۳	۳
۴.۷۲	۱۴.۱۶	۰	۸.۵	۵.۶۶	۵.۶۶	۴
۴.۷۲	۱۴.۱۷	۱.۴۲	۱۱.۳	۱.۴۵	۱.۴۵	۵
۴.۷۲	۱۴.۱۶	۸.۵	۵.۶۶	۰	۰	۶
۴.۲۵	۱۲.۷۵	۱۱.۳	۱.۴۵	-	-	۷
۱.۸۹	۵.۶۶	۵.۶۶	۰	-	-	۸

۰.۴۸	۱.۴۵	۱.۴۵	-	-	-	۹
۰	۰	۰	-	-	-	۱۰

۲-۴-۱۱ روش منحنی تجمعی S

در این روش سری هیدروگراف‌های واحد با تداوم D ساعت با تاخیر زمانی ۲ ساعت نسبت به یکدیگر مرتب و در هر سطر جدول با یکدیگر جمع می‌شوند تا تشکیل یک هیدروگراف تجمعی به شکل S بدست آید (شکل ۱۱-۶). برای بدست آوردن هیدروگراف D' ساعت باید دو هیدروگراف تجمعی را با تاخیر D' ساعت نسبت به یکدیگر نوشت و آنها را از هم کم کرد. سپس اعداد بدست آمده را باید در نسبت (D/D') ضرب کرد تا هیدروگراف واحد D' ساعت بدست آید. جدول (۱۱-۲) برای نمونه طرز تهیه هیدروگراف ۶ ساعته (D'=۶) از یک هیدروگراف دو ساعته (D=۲) را با روش منحنی S نشان می‌دهد.



شکل (۱۱-۶) طرز تهیه هیدروگراف واحد D' ساعته از D ساعته با روش تاخیری

جدول (۲-۱۱) تهیه هیدروگراف واحد ۶ ساعته از روی هیدروگراف واحد ۲ ساعته با روش منحنی S

(McCuen R.H., 1989)

۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
هیدروگراف واحد ۶ ساعته	S تفاضل ۲ منحنی	S منحنی	Uh(2h)	Uh(2h)	Uh(2h)	Uh(2h)	زمان(ساعت)
۰	۰	-	۰	-	-	۰	۱
۰.۴۷	۱.۴۲	-	۱.۴۲	-	-	۱.۴۲	۲
۲.۸۳	۸.۵	-	۱۲.۷۳	-	۰	۸.۵	۳
۴.۲۴	۱۲.۷۲	-	۱۴.۱۶	۰	۱.۴۲	۱۱.۳	۴
۴.۷۲	۱۴.۱۶	۰	۱۴.۱۷	۱.۴۲	۸.۵	۵.۶۶	۵
۴.۷۲	۱۴.۱۷	۱.۴۲	۱۴.۱۶	۸.۵	۱۱.۳	۱.۴۵	۶
۴.۷۲	۱۲.۷۵	۸.۵	۱۴.۱۷	۱۱.۳	۵.۶۶	۰	۷
۴.۲۵	۵.۶۶	۱۲.۷۳	۱۴.۱۶	۵.۶۶	۱.۴۵	-	۸
۱.۸۹	۱.۴۵	۱۴.۱۶	۱۴.۱۷	۱.۴۵	۰	-	۹
۰.۴۸	۰	۱۴.۱۷	۱۴.۱۷	۰	-	-	۱۰
۰	۰	۱۴.۱۷	۱۴.۱۷	-	-	-	۱۱

۵-۱۱ تهیه هیدروگراف سیلاب و دبی اوج آن با استفاده از هیدروگراف واحد

پس از آن که هیدروگراف واحد حوضه برای تداوم‌های مختلف بدست آمد، می‌توان هر طوفان طراحی (مثلا با دوره بازگشت ۱۰، ۲۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ ساله) را به هیدروگراف جریان تبدیل نمود و دبی اوج آنرا مشخص کرد. برای مثال اگر هیدروگراف واحد ۱ ساعته یک حوضه به مساحت ۲۲۵.۵ کیلومتر مربع به صورت ستون دوم جدول (۷-۱۶) باشد و یک طوفان که تداوم بارش مازاد آن به صورت یک هیتوگراف ۴ ساعته مطابق ستون سوم جدول (۷-۱۶) باشد، هیدروگراف سیلاب ناشی از آن به صورت ستون جدول مذکور خواهد شد. توجه شود که وقتی هیتوگراف یک باران مازاد در دسترس باشد، می‌توان از هیدروگراف واحد با تداوم معادل با واحدهای زمانی هیتوگراف به صورت ماتریسی مانند مثال بالا استفاده نمود. در صورتی از هیدروگراف ۴ ساعته می‌توان استفاده کرد که کل بارش مازاد ۴ ساعته به صورت یک مقدار یکنواخت فرض شود.

مراحل انجام محاسبات در مثال بالا به ترتیب زیر می‌باشد:

- ۱- ابعاد هیدروگراف واحد را در مقدار باران مازاد مربوط به ساعت اول ضرب و به عنوان هیدروگراف جریان ساعت اول در ستون چهارم های درج می شود.
- ۲- ابعاد هیدروگراف واحد را در مقدار باران مازاد مربوط به ساعت دوم ضرب و با یکساعت تاخیر به عنوان هیدروگراف جریان ساعت دوم در ستون پنجم درج می شود. اینکار برای باران مازاد در ساعت های سوم و چهارم انجام و هر کدام با یکساعت تاخیر در ستون های ششم و هفتم درج می شود.
- ۳- در ستون هشتم حاصل جمع اعداد چهارم تا هفتم هر سطر وارد می شود. اعداد این ستون هیدروگراف سیلاب می باشد.
- ۴- دبی اوج این سیل ۵۶۹.۹۱ متر مکعب بر ثانیه می باشد.

جدول (۷-۱۶) تهیه هیدروگراف سیلاب ناشی از باران مازاد با استفاده از هیدروگراف واحد

هیدروگراف سیلاب (مترمکعب بر ثانیه)					باران مازاد	هیدروگراف واحد یک ساعته	زمان
هیدروگراف کامل	هیدروگراف ناشی از باران ساعت چهارم	هیدروگراف ناشی از باران ساعت سوم	هیدروگراف ناشی از باران ساعت دوم	هیدروگراف ناشی از باران ساعت اول	(میلی متر)	(مترمکعب بر ثانیه)	(ساعت)
۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۶۸۰۰۲	۰	۰	۰	۶۸۰۰۲	۳۵.۸	۱.۹	۱
۲۱۸۰۰۶	۰	۰	۶۸۴	۲۱۱.۲۲	۳.۶	۵.۹	۲
۳۹۶۰۰۳	۰	۲.۴۷	۲۱.۲۴	۳۷۲.۳۲	۱.۳	۱۰.۴	۳
۵۶۹.۹۱	۵.۷	۷.۶۷	۳۷.۴۴	۵۱۹.۱	۳.۰	۱۴.۵	۴
۴۸۷.۹۶	۱۷.۷	۱۳.۵۲	۵۲.۲	۴۰۴.۵۴		۱۱.۳	۵
۳۴۱.۳۳	۳۱.۲	۱۸.۸۵	۴۰.۶۸	۲۵۰.۶		۷.۰	۶
۲۴۰.۹۱	۴۳.۵	۱۴.۶۹	۲۵.۲	۱۵۷.۵۲		۴.۴	۷
۱۵۵.۵	۳۳.۹	۹.۱	۱۵.۸۴	۹۶.۶۶		۲.۷	۸
۹۷.۳	۲۱	۵.۷۲	۹.۷۲	۶۰.۸۶		۱.۷	۹
۶۲.۲۱	۱۳.۲	۳.۵۱	۶.۱۲	۳۹.۳۸		۱.۱	۱۰
۳۹.۳۳	۸.۱	۲.۲۱	۳.۹۶	۲۵.۰۶		۰.۷	۱۱
۲۳.۳۷	۵.۱	۱.۴۳	۲.۵۲	۱۴.۳۲		۰.۴	۱۲
۵.۶۵	۳.۳	۰.۹۱	۱.۴۴	۰		۰	۱۳
۲.۶۲	۲.۱	۰.۵۲	۰	۰		۰	۱۴
۱.۲	۱.۲	۰	۰	۰		۰	۱۵
۰	۰	۰	۰	۰		۰	۱۶

فصل دوازدهم : آمار و احتمالات در هیدرولوژی

۱۲-۱- انواع متغیرها در هیدرولوژی

متغیرهای هیدرولوژیکی دارای دو ویژگی می‌باشند یکی مقدار (Magnitude) و دیگری بعد (Dimention) داده‌های هیدرولوژیکی یا به صورت پیوسته (Continuous) یا گسسته (discrete) می‌باشند. مثل مقدار بارندگی که می‌تواند بی-نهایت مقدار داشته باشد (پیوسته) و یا مقدار روزهای آفتابی یا یخبندان که گسسته است. زمان نیز متغیری پیوسته است که معمولاً چون اندازه‌گیری آن در فواصل زمانی انجام می‌شود آنرا به صورت داده‌های گسسته بیان می‌کنند.

داده پیوسته را به دو صورت داده نمونه‌ای (Sample data) و یا پالسی (Pulse data) و به صورت گسسته می‌آید.

- داده نمونه، اندازه‌گیری یک پدیده در یک زمان مشخص است.

- داده پالسی عبارت است مقدار تجمعی یک پدیده در یک فاصله زمانی

معمولاً داده‌های هیدرولوژیکی یا به صورت پله‌ای یا زیننه‌ای (interval) هستند مثل درجه بندی دما و یا بصورت نسبی (ratio) مانند از طرف دیگر داده‌های هیدرولوژیکی ممکن است به صورت داده‌های سری کامل (مثل یک سری داده‌های دبی روزانه در طی یا چند سال متوالی) یک سری جزئی (مثل دبی‌های روزانه بیش از یک مقدار معین در طی یا چند سال متوالی)، سری حدی یا نهایی (مثل حداکثر و یا حداقل دبی در طی یا چند سال متوالی) باشند.

۱۲-۲- مشخصات آماری داده‌های

متغیرهای هیدرولوژیکی را می‌توان به دو دسته کلی به صورت زیر تقسیم بندی کرد:

الف) متغیرهایی که تمایل به مرکزیت جامعه و یا نمونه را نشان می‌دهند شامل:

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{n} \quad \text{میانگین ریاضی یا حسابی} \quad (1-12)$$

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i w_i}{\sum x_i} \quad \text{میانگین وزنی} \quad (2-12)$$

$$\bar{X} = [(x_1)(x_2)(x_3).....(x_n)]^{\frac{1}{n}} \quad \text{میانگین هندسی} \quad (3-12)$$

$$\bar{X} = \frac{n}{\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} + \dots + \frac{1}{x_n}} \quad \text{میانگین هارمونیک} \quad (4-12)$$

(۵-۱۲) میانگین متحرک (مثلاً میانگین متحرک ۳ ساله که به صورت زیر محاسبه می‌شود)

$$\bar{X}_1 = \frac{x_3 + x_4 + x}{3} \quad \text{و} \quad \bar{X}_2 = \frac{x_2 + x_3 + x_4}{3} \quad \text{و} \quad \bar{X}_3 = \frac{x_1 + x_2 + x_3}{3}$$

(۶-۱۲) میانگین برداری که از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\bar{X} = \left\{ \left(\text{جمع تصاویر سرعت روی محور افقی} \right) + \left(\text{جمع تصاویر روی محور عمودی} \right) \right\}^{\frac{1}{2}}$$

(۷-۱۲) مقدار نما دارای بیشترین فراوانی در نمونه و یا جامعه است.

(۸-۱۲) مقدار میانه در نمونه و یا جامعه مقداری است که ۵۰ درصد اعداد از آن بزرگتر و ۵۰ درصد از آن کوچکتر می‌باشند. و از رابطه

زیر قابل برآورد است

$$\frac{x(\frac{n}{2} + 1) + x(\frac{n}{2})}{2}$$

۱۲-۴- معیارهای پراکندگی

این معیارها پراکنش و یا توزیع داده ها را در اطراف نقطه مرکزی نشان می دهند و شامل موارد زیر می باشند:

$$\text{Rang} = x_{\max} - x_{\min}$$

۱- دامنه تغییرات

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

۲- واریانس

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

۴- جذر واریانس را انحراف معیار می گویند

$$CV = \frac{S}{\bar{x}}$$

۴- ضریب تغییرات:

۵- چولگی Skewness

$$C_s = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

الف- برای داده های کمتر از ۵۰

ب- برای داده های بیش از ۵۰ عدد مقدار بالا بایستی در ضریب اصلاحی $(1 + \frac{8.5}{n})$ ضرب شود.

۱۲-۴- نمایش داده ها

در هیدرولوژی برای سادگی و درک صحیح ممکن است داده ها را به صورت جدول و یا منحنی تغییرات و ی مختلف بشرح زیر نمایش داد و یا هیستوگرام نشان داد مانند:

PDF

• هیستوگرام فراوانی وقوع یک پدیده

• هیستوگرام احتمالات تجمعی فراوانی وقوع یک پدیده CDF

۱۲-۵- احتمال تجربی وقوع داده ها

فرمول های متعددی برای تعیین احتمال تجربی (Plitting Position) در هیدرولوژی به صورت زیر ارائه شده است:

$$P = \frac{m}{n-1}$$

الف- احتمال تجربی ویبول

$$P = \frac{2m-1}{2n}$$

ب- احتمال تجربی هازن

$$P = \frac{m-0.44}{n+0.12}$$

ج- احتمال تجربی گرین گورتن

$$P = \frac{3m-1}{3n+1}$$

د- احتمال تجربی توکی

۱۲-۶- ضریب فراوانی

طبق تعریف ضریب فراوانی از رابطه زیر بدست می آید.

$$K = \frac{(x - \bar{x})}{S}$$

۱۲-۷- فراوانی وقوع

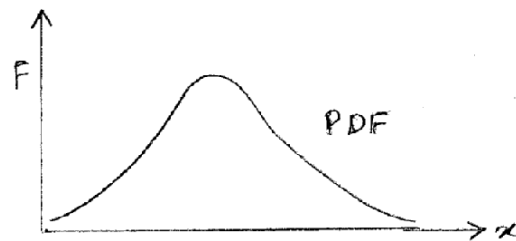
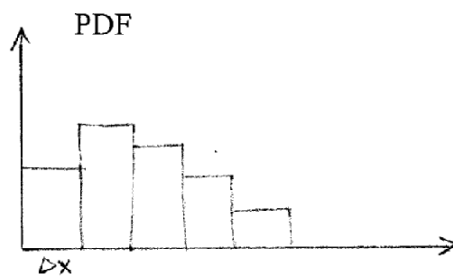
$$x = \bar{x} + KS$$

۱۲-۳- توابع احتمالات

PDF

$$f(x) = \frac{ni}{n}$$

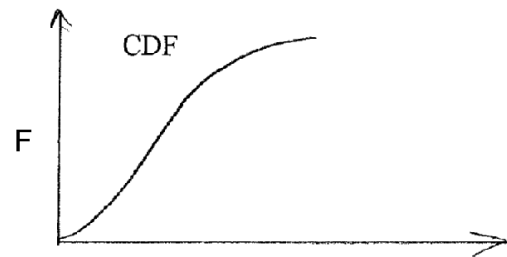
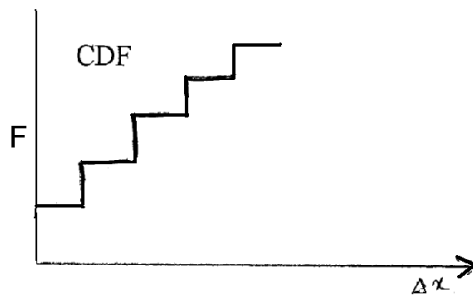
الف- تابع فراوانی نسبی یا تابع چگالی



CDF

$$F(x) = \sum f(x_i)$$

ب- تابع تجمعی یا تابع توزیع احتمال



۱۲-۹- کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی

۱۲-۹-۱- توزیع های تئوری احتمالاتی

با استفاده از توزیع های احتمالات می توان احتمال وقوع یا رخداد یک متغیر هیدرولوژیکی مانند دبی یا باران را برآورد کرد. توابع توزیع احتمالات زیادی برای هیدرولوژی ارایه شده است که توزیع های معمول آن شامل موارد زیر است:

۱. توزیع نمایی

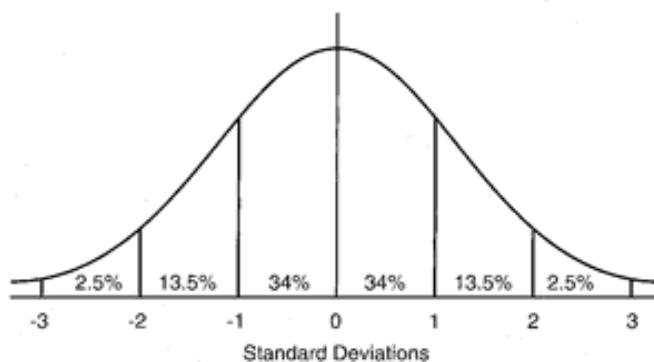
این توزیع برای تحلیل مدت رگبارها، فاصله بین رویدادهایی مثل تعداد روزهای برفی و بارانی، طوفانها، نگرگها، گردبادها و موارد مشابه، تابع چگالی آن به صورت زیر است:

$$\begin{cases} f(x) = \lambda e^{-kx} \Rightarrow x > 0 \\ f(x) = 0 \Rightarrow x < 0 \end{cases} \quad (1-12)$$

۲. توزیع نرمال

این توزیع متقارن بوده و ضریب چولگی آن صفر است و برای تحلیل دادهایی مثل دمای سالانه که ضریب چولگی آن صفر و یا نزدیک به صفر است بکار می‌رود.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\mu}{\sigma}\right]^2} \Rightarrow x \in \mathbb{R} \quad (2-9)$$



۳. لوگ نرمال ۲ پارامتری

۴. لوگ نرمال ۳ پارامتری

۵. گامای ۲ پارامتری

۶. گامای ۳ پارامتری (یا پیرسون تیپ ۳)

۷. لوگ گامای ۳ پارامتری (یا لوگ پیرسون تیپ ۳)

۸. گامبل نوع اول

۹. گامبل نوع سوم

۱۰. گالتون

۱۱. لوجستیک

۱۲. لوگ لوجستیک

باران یا دبی با دوره بازگشت مختلف در انتخاب باران طراحی و یا سیلاب طراحی بکار می‌رود. انتخاب دوره بازگشت با توجه به تجزیه و تحلیل های اقتصادی در پروژه ها صورت می‌گیرد. برای بعضی از پروژه ها از سیلاب طراحی به صورت زیر استفاده می‌شود:

PMF

۱. برای سدهای بزرگ سیلاب طراحی معادل حداکثر سیلاب محتمل

T=1000

۲. برای سدهای خاکی سیلاب طراحی معادل دبی با دوره بازگشت ۱۰۰۰ سال

۳. برای سدهای بتنی و سنگ چین و ملات سیلاب طراحی معادل دبی با دوره بازگشت ۵۰۰ سال

$$T=500$$

$$T=100$$

۴. برای سدهای کوتاه سیلاب طراحی معادل دبی با دوره بازگشت ۱۰۰ سال

$$T=20$$

برای سدهای کوچک سیلاب طراحی معادل دبی با دوره بازگشت ۲۰ سال

۱۲-۱۰- تحلیل فراوانی وقوع رویدادهای هیدرولوژیکی

۱۲-۱۰-۱- آزمون های اولیه داده های هیدرولوژی

قبل از استفاده از داده های هواشناسی و هیدرولوژی بایستی بررسی ها و آزمون های متعددی روی آنها صورت گیرد که در فصل تجزیه و تحلیل بارش به آنها اشاره شده است. آزمون های مرسوم در هیدرولوژی عبارتند از:

۱. آزمون همگنی داده ها
۲. بازسازی و تطویل داده ها و انتخاب دوره شاخص آماری
۳. آزمون کفایت داده ها
۴. آزمون تصادفی بودن داده ها
۵. آزمون داده های پرت
۶. آزمون ایستایی داده ها
۷. آزمون گرایش (Trend) داده ها

۱۲-۱۰-۲- تحلیل فراوانی داده ها با برازش با توزیع های احتمالاتی

برای هر یک از موارد بالا از احتمال وقوع و یا عکس آن یعنی دور، بازگشت (به سال) استفاده می شود. برای این کار از یک سری زمانی مثلاً سری زمانی بارش متوسط سالانه (یا هر یک از موارد بالا) استفاده می شود.

آنالیز فراوانی توسط روش های تجربی یا تحلیلی بدست می آید. ساده ترین تکنیک تجربی، تشکیل یکسری زمانی از مقدار بارش به ترتیب نزولی است. مثلاً اگر تعداد n سال آماری باشد بزرگترین عدد ترتیب $m=1$ و کوچکترین عدد ترتیب $m=n$ را خواهد داشت. روش های مختلفی برای محاسبه احتمال تجربی هر یک از اعداد وجود دارد که یکی از مرسوم ترین آنها رابطه ویبول به صورت زیر می باشد.

$$P = \frac{m}{n+1} \text{ یا } T = \frac{n+1}{m} \quad (۲۲-۴)$$

مثلاً اگر تعداد داده ها (سالهای آماری) ۳۰ سال باشد

$$P_{\max} = \frac{1}{30+1} = \frac{1}{31} = 0.032$$

احتمال بزرگترین عدد

$$P_{\min} = \frac{30}{30+1} = \frac{30}{31} = 0.968$$

و احتمال وقوع کوچکترین عدد

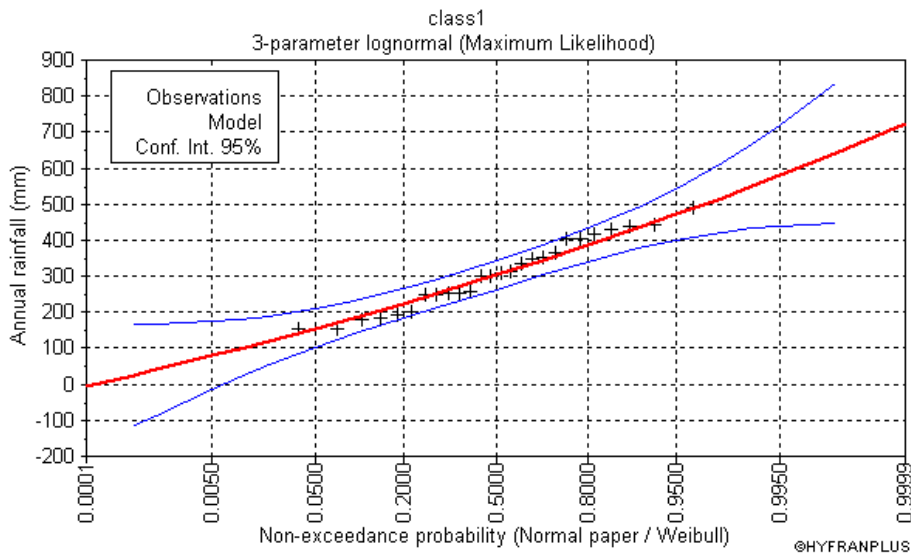
توزیع های آماری زیادی وجود دارد که از جمله توزیع نرمال، توزیع گوگ نرمال، توزیع گمبل، توزیع گوگ گمبل، توزیع گامای سه پارامتری یا توزیع پیرسون نوع سوم، توزیع لوگ پیرسون نوع سوم رامی توان نام برد. (توضیح بیشتر این مبحث در فصل دوازدهم مربوط به

هیدرولوژی آماری آمده است). هر یک از این توزیع‌ها دارای کاغذ احتمال مربوط می‌باشد. بعد از تعیین توزیع احتمال تجربی، برای سری داده‌های بارش، در کاغذ احتمالی مختلف رسم می‌شود و هر کدام که بهترین برازش با خط مستقیم را داشت، آن توزیع برای داده مربوطه مناسب است. در این صورت با استفاده از توزیع مناسب می‌توان، مقادیر بزرگتر از مقدار معین را برای احتمال یا دور، بازگشت مشخصی از روی آن استخراج نمود. نمونه کاغذ احتمال نرمال لگاریتمی مطابق شکل (۴-۶) می‌باشد.

مثال ۴-۴: اطلاعات بارندگی سالیانه در ایستگاهی مطابق جدول ۴-۲ می‌باشد. فراوانی وقوع بارشها با دور بازگشت‌های ۲، ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ ساله آنرا با فرض انطباق با توزیع لوگ نرمال بدست آورید.

جدول ۴-۲ الف: اطلاعات بارندگی سالیانه در ایستگاه مثال ۴-۳

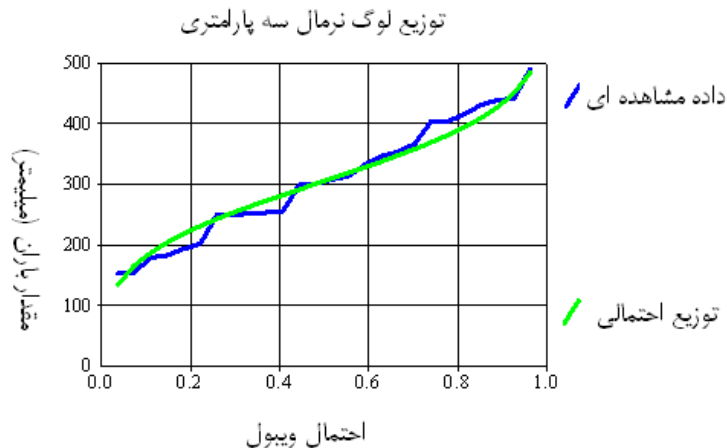
سال آبی	بارش سالانه میلی‌متر	بارش مرتب شد	ترتیب (m)	احتمال تجربی ویبول	دوره بازگشت (سال)
۴۱-۴۲	333.4	490.2	1	0.037	27.00
۴۲-۴۳	252	441.4	2	0.074	13.50
۴۳-۴۴	404.2	438.8	3	0.111	9.00
۴۴-۴۵	404.2	431.2	4	0.148	6.75
۴۵-۴۶	299.6	415.6	5	0.185	5.40
۴۶-۴۷	366.6	404.2	6	0.222	4.50
۴۷-۴۸	154.6	404.2	7	0.259	3.86
۴۸-۴۹	347	366.6	8	0.296	3.38
۴۹-۵۰	253.4	353.8	9	0.333	3.00
۵۰-۵۱	183.2	347	10	0.370	2.70
۵۱-۵۲	179.4	333.4	11	0.407	2.45
۵۲-۵۳	255.4	313.8	12	0.444	2.25
۵۳-۵۴	153.4	308.4	13	0.481	2.08
۵۴-۵۵	353.8	300.8	14	0.519	1.93
۵۵-۵۶	193.6	299.6	15	0.556	1.80
۵۶-۵۷	300.8	255.4	16	0.593	1.69
۵۷-۵۸	441.4	253.4	17	0.630	1.59
۵۸-۵۹	415.6	252	18	0.667	1.50
۵۹-۶۰	201.8	250.2	19	0.704	1.42
۶۰-۶۱	438.8	249.6	20	0.741	1.35
۶۱-۶۲	313.8	201.8	21	0.778	1.29
۶۲-۶۳	490.2	193.6	22	0.815	1.23
۶۳-۶۴	250.2	183.2	23	0.852	1.17
۶۴-۶۵	249.6	179.4	24	0.889	1.13
۶۵-۶۶	431.2	154.6	25	0.926	1.08
۶۶-۶۷	308.4	153.4	26	0.963	1.04



شکل (۳-۴) برآزش داده های مثال ۳-۴ با احتمال توزیع لوگ نرمال در نرم افزار HyfranPlus

جدول ۲-۴ ب: بارندگی سالیانه با دوره های بازگشت مختلف در ایستگاه مثال ۳-۴

4-parameter lognormal (Maximum Likelihood)					
Number of observations 26					
$q = F(X)$: non-exceedance probability					
$T = 1/(1-q)$					
دوره بازگشت (سال)	عدم تجاوز	بارندگی سالیانه mm	Standard deviation	Confidence interval (95%)	
100	0.99	549.3	59.231	433.18	665.42
50	0.98	517.9	48.716	422.4	613.4
20	0.95	472.1	36.408	400.72	543.47
10	0.9	432.7	28.881	376.06	489.29
5	0.8	386.۵	23.588	340.25	432.73
2	0.5	302.۸	20.339	262.9	342.64



شکل (۳-۴) برازش داده های مثال ۳-۴ با احتمال توزیع لوگ نرمال در نرم افزار SMADA

از روی منحنی شکل بالا مقدار بارش های با دور بازگشت های ۲، ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ ساله به شرح زیر استخراج می شوند:

مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۲ سال برابر است با	۳۰۵ میلی متر
مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۵ سال برابر است با	۳۸۸ میلی متر
مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۱۰ سال برابر است با	۴۳۳ میلی متر
مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۲۵ سال برابر است با	۴۸۱ میلی متر
مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۵۰ سال برابر است با	۵۱۲ میلی متر
مقدار بارش سالانه با دور بازگشت ۱۰۰ سال برابر است با	۵۴۰ میلی متر

۱۲-۱۱- تحلیل خطر یا ریسک

ریسک یا احتمال رخداد یکبار حادثه در طول n سال به صورت زیر بیان می شود.

$$R=1-(1-P)^n$$

که در آن:

P احتمال وقوع یا شانس وقوع حادثه

n طول عمر یا طی n سال

احتمال اینکه در طی n سال، K مرتبه یک حادثه رخ بدهد برابر است با:

$$R_k = \frac{n!}{K!(n-K)!} (1-P)^{n-k} \times P^k$$

ریسک با توجه به احتمال وقوع (P) یا دوره بازگشت (T) و عمر یا طول دوره (n) محاسبه می شود.

به طور کلی ریسک مجاز براساس عمر اقتصادی تعیین می شود و برای انتخاب آن جداول استاندارد برای هر کشوری وجود دارد.

۱۲-۱۲- آشنایی با نمودارها و جداول مورد استفاده در هیدرولوژی

۱-۱۲-۱۲- جداول تبدیل احاد

۲-۱۲-۱۲- جداول ضریب فراوانی توزیع های آماری

۴-۱۲-۱۲- جداول ویژگی های فیزیکی و شیمیایی آب

۴-۱۲-۱۲- کاغذ های احتمالاتی

۵-۱۲-۱۲- کاغذ های نیم و تمام لگاریتمی

ضریب فراوانی (k) در توزیع نرمال

احتمال تجاوز (درصد)	دوره بازگشت (سال)	ضریب فراوانی (K)	احتمال تجاوز (درصد)	دوره بازگشت (سال)	ضریب فراوانی (K)
۰٫۰۱	۱۰۰۰۰	۳٫۷۱۹	۵۰	۲٫۰۰	۰٫۰۰۰
۰٫۰۵	۲۰۰۰	۳٫۲۹۱	۵۵	۱٫۸۲	-۰٫۱۲۶
۰٫۱۰	۱۰۰۰	۳٫۰۹۰	۶۰	۱٫۶۷	-۰٫۲۵۳
۰٫۵۰	۲۰۰	۲٫۵۷۶	۶۵	۱٫۵۴	-۰٫۳۸۵
۱٫۰۰	۱۰۰	۲٫۳۲۶	۷۰	۱٫۴۳	-۰٫۵۲۴
۲٫۰۰	۵۰	۲٫۰۵۴	۷۵	۱٫۳۳	-۰٫۶۷۴
۴٫۰۰	۲۵	۱٫۷۵۱	۸۰	۱٫۲۵	-۰٫۸۴۲
۵٫۰۰	۲۰	۱٫۶۴۵	۸۵	۱٫۱۸	-۱٫۰۳۶
۱۰٫۰۰	۱۰	۱٫۲۸۲	۹۰	۱٫۱۱	-۱٫۲۸۲
۱۵٫۰۰	۶٫۶۷	۱٫۰۳۶	۹۵	۱٫۰۵	-۱٫۶۴۵
۲۰٫۰۰	۵٫۰۰	۰٫۸۴۲	۹۶	۱٫۰۴	-۱٫۷۵۱
۲۵٫۰۰	۴٫۰۰	۰٫۶۷۴	۹۷٫۵	۱٫۰۳	-۱٫۹۶۰
۳۰٫۰۰	۳٫۳۳	۰٫۵۲۴	۹۹	۱٫۰۱	-۲٫۳۲۶
۳۵٫۰۰	۲٫۸۶	۰٫۳۸۵	۹۹٫۵	۱٫۰۰۵	-۲٫۵۷۶
۴۰٫۰۰	۲٫۵۰	۰٫۲۵۳	۹۹٫۹	۱٫۰۰۱	-۳٫۰۹۰
۴۵٫۰۰	۲٫۲۲	۰٫۱۲۶	۹۹٫۹۵	۱٫۰۰۰۵	-۳٫۲۹۱
۵۰٫۰۰	۲٫۰۰	۰٫۰۰۰	۹۹٫۹۹	۱٫۰۰۰۱	-۳٫۷۱۹

ضریب فراوانی در توزیع لوگ نرمال سه متغیره

دوره یازگشت به سال							ضریب چولگی C_s
۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۵	۲	
احتمال تجاوز							
۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۱۰	۰/۲۰	۰/۵۰	
۲/۴۸۲	۲/۲۵۲	۲/۰۰۰	۱/۷۱۶	۱/۲۷۰	۰/۸۴۶	۰/۰۱۷	-۰/۱
۲/۳۸۸	۲/۱۷۸	۱/۹۴۵	۱/۶۸۰	۱/۲۵۸	۰/۸۵۰	۰/۰۳۳	-۰/۲
۲/۲۹۴	۲/۱۰۴	۱/۸۹۰	۱/۶۴۳	۱/۲۴۵	۰/۸۵۳	۰/۰۵۰	-۰/۳
۲/۲۰۱	۲/۰۲۹	۱/۸۳۴	۱/۶۰۶	۱/۲۳۱	۰/۸۵۵	۰/۰۶۶	-۰/۴
۲/۱۰۸	۱/۹۵۵	۱/۷۷۷	۱/۵۶۷	۱/۲۱۶	۰/۸۵۶	۰/۰۸۳	-۰/۵
۲/۰۱۶	۱/۸۸۰	۱/۷۲۰	۱/۵۲۸	۱/۲۰۰	۰/۸۵۷	۰/۰۹۹	-۰/۶
۱/۹۲۶	۱/۸۰۶	۱/۶۶۳	۱/۴۸۸	۱/۱۸۳	۰/۸۵۷	۰/۱۱۶	-۰/۷
۱/۸۳۰	۱/۷۳۳	۱/۶۰۶	۱/۴۴۸	۱/۱۶۶	۰/۸۵۶	۰/۱۳۲	-۰/۸
۱/۷۴۹	۱/۶۶۰	۱/۵۴۹	۱/۴۰۷	۱/۱۴۷	۰/۸۵۴	۰/۱۴۸	-۰/۹
۱/۶۶۴	۱/۵۸۸	۱/۴۹۲	۱/۳۶۶	۱/۱۲۸	۰/۸۵۲	۰/۱۶۴	-۱/۰
۱/۵۸۱	۱/۵۱۸	۱/۴۳۵	۱/۳۲۴	۱/۱۰۷	۰/۸۴۸	۰/۱۸۰	-۱/۱
۱/۵۰۱	۱/۴۴۹	۱/۳۷۹	۱/۲۸۲	۱/۰۸۶	۰/۸۴۴	۰/۱۹۵	-۱/۲
۱/۴۲۴	۱/۳۸۳	۱/۳۲۴	۱/۲۴۰	۱/۰۶۴	۰/۸۳۸	۰/۲۱۰	-۱/۳
۱/۳۵۱	۱/۳۱۸	۱/۲۷۰	۱/۱۹۸	۱/۰۴۱	۰/۸۳۲	۰/۲۲۵	-۱/۴
۱/۲۸۲	۱/۲۵۶	۱/۲۱۷	۱/۱۵۷	۱/۰۱۸	۰/۸۲۵	۰/۲۴۰	-۱/۵
۱/۲۱۶	۱/۱۹۷	۱/۱۶۶	۱/۱۱۶	۰/۹۹۴	۰/۸۱۷	۰/۲۵۴	-۱/۶
۱/۱۵۵	۱/۱۴۰	۱/۱۱۶	۱/۰۷۵	۰/۹۷۰	۰/۸۰۸	۰/۲۶۸	-۱/۷
۱/۰۹۷	۱/۰۸۷	۱/۰۶۹	۱/۰۳۵	۰/۹۴۵	۰/۷۹۹	۰/۲۸۲	-۱/۸
۱/۰۴۴	۱/۰۳۷	۱/۰۳۳	۰/۹۹۶	۰/۹۲۰	۰/۷۸۸	۰/۲۹۴	-۱/۹
۰/۹۹۵	۰/۹۹۰	۰/۹۸۰	۰/۹۵۹	۰/۸۹۵	۰/۷۷۷	۰/۳۰۷	-۲/۰
۰/۹۴۹	۰/۹۴۶	۰/۹۳۹	۰/۹۲۳	۰/۸۶۸	۰/۷۶۵	۰/۳۱۹	-۲/۱
۰/۹۰۷	۰/۹۰۵	۰/۹۰۰	۰/۸۸۸	۰/۸۴۴	۰/۷۵۲	۰/۳۳۰	-۲/۲
۰/۸۶۹	۰/۸۶۷	۰/۸۶۴	۰/۸۵۵	۰/۸۱۹	۰/۷۳۹	۰/۳۴۱	-۲/۳
۰/۸۳۳	۰/۸۳۲	۰/۸۳۰	۰/۸۲۳	۰/۷۹۵	۰/۷۲۵	۰/۳۵۱	-۲/۴
۰/۸۰۰	۰/۷۹۹	۰/۷۹۸	۰/۷۹۳	۰/۷۷۱	۰/۷۱۱	۰/۳۶۰	-۲/۵
۰/۷۶۹	۰/۷۶۹	۰/۷۶۸	۰/۷۶۴	۰/۷۴۷	۰/۶۹۶	۰/۳۶۸	-۲/۶
۰/۷۴۱	۰/۷۴۰	۰/۷۴۰	۰/۷۳۸	۰/۷۲۴	۰/۶۸۱	۰/۳۷۶	-۲/۷
۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۲	۰/۷۰۲	۰/۶۶۶	۰/۳۸۴	-۲/۸
۰/۶۹۰	۰/۶۹۰	۰/۶۸۹	۰/۶۸۳	۰/۶۸۱	۰/۶۵۱	۰/۳۹۰	-۲/۹
۰/۶۶۷	۰/۶۶۷	۰/۶۶۶	۰/۶۶۶	۰/۶۶۰	۰/۶۳۶	۰/۳۹۶	-۳/۰

ضریب فراوانی در توزیع پیرسون نوع سوم برای ضریب چولگی مثبت

دوره بازگشت به سال							ضریب چولگی
۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۵	۲	
احتمال تجاوز							C _s
۰٫۰۰۰۵	۰٫۰۰۱	۰٫۰۰۲	۰٫۰۰۴	۰٫۰۱۰	۰٫۰۲۰	۰٫۰۵۰	
۴٫۹۷۰	۴٫۰۵۱	۳٫۱۵۲	۲٫۲۷۸	۱٫۱۸۰	۰٫۴۲۰	-۰٫۳۹۶	۳٫۰
۴٫۹۰۹	۴٫۰۱۳	۳٫۱۳۴	۲٫۲۷۷	۱٫۱۹۵	۰٫۴۴۰	-۰٫۳۹۰	۲٫۹
۴٫۸۴۷	۳٫۹۷۳	۳٫۱۱۴	۲٫۲۷۵	۱٫۲۱۰	۰٫۴۶۰	-۰٫۳۸۴	۲٫۸
۴٫۷۸۳	۳٫۹۳۲	۳٫۰۹۳	۲٫۲۷۲	۱٫۲۲۴	۰٫۴۷۹	-۰٫۳۷۶	۲٫۷
۴٫۷۱۸	۳٫۸۸۹	۳٫۰۷۱	۲٫۲۶۷	۱٫۲۳۸	۰٫۴۹۹	-۰٫۳۶۸	۲٫۶
۴٫۶۵۲	۳٫۸۴۵	۳٫۰۴۸	۲٫۲۶۲	۱٫۲۵۰	۰٫۵۱۸	-۰٫۳۶۰	۲٫۵
۴٫۵۸۴	۳٫۸۰۰	۳٫۰۲۳	۲٫۲۵۶	۱٫۲۶۲	۰٫۵۳۷	-۰٫۳۵۱	۲٫۴
۴٫۵۱۵	۳٫۷۵۳	۲٫۹۹۷	۲٫۲۴۸	۱٫۲۷۴	۰٫۵۵۵	-۰٫۳۴۱	۲٫۳
۴٫۴۴۴	۳٫۷۰۵	۲٫۹۷۰	۲٫۲۴۰	۱٫۲۸۴	۰٫۵۷۴	-۰٫۳۳۰	۲٫۲
۴٫۳۷۲	۳٫۶۵۶	۲٫۹۴۲	۲٫۲۳۰	۱٫۲۹۴	۰٫۵۹۲	-۰٫۳۱۹	۲٫۱
۴٫۲۹۸	۳٫۶۰۵	۲٫۹۱۲	۲٫۲۱۹	۱٫۳۰۲	۰٫۶۰۹	-۰٫۳۰۷	۲٫۰
۴٫۲۲۳	۳٫۵۵۳	۲٫۸۸۱	۲٫۲۰۷	۱٫۳۱۰	۰٫۶۲۷	-۰٫۲۹۴	۱٫۹
۴٫۱۴۷	۳٫۴۹۹	۲٫۸۴۸	۲٫۱۹۳	۱٫۳۱۸	۰٫۶۴۳	-۰٫۲۸۲	۱٫۸
۴٫۰۶۹	۳٫۴۴۴	۲٫۸۱۵	۲٫۱۷۹	۱٫۳۲۴	۰٫۶۶۰	-۰٫۲۶۸	۱٫۷
۳٫۹۹۰	۳٫۳۸۸	۲٫۷۸۰	۲٫۱۶۳	۱٫۳۲۹	۰٫۶۷۵	-۰٫۲۵۴	۱٫۶
۳٫۹۱۰	۳٫۳۳۰	۲٫۷۴۳	۲٫۱۴۶	۱٫۳۳۳	۰٫۶۹۰	-۰٫۲۴۰	۱٫۵
۳٫۸۲۸	۳٫۲۷۱	۲٫۷۰۳	۲٫۱۲۸	۱٫۳۳۷	۰٫۷۰۵	-۰٫۲۲۵	۱٫۴
۳٫۷۴۵	۳٫۲۱۱	۲٫۶۶۶	۲٫۱۰۸	۱٫۳۳۹	۰٫۷۱۹	-۰٫۲۱۰	۱٫۳
۳٫۶۶۱	۳٫۱۴۹	۲٫۶۲۶	۲٫۰۸۷	۱٫۳۴۱	۰٫۷۳۲	-۰٫۱۹۵	۱٫۲
۳٫۵۷۵	۳٫۰۸۷	۲٫۵۸۵	۲٫۰۶۶	۱٫۳۴۱	۰٫۷۴۵	-۰٫۱۸۰	۱٫۱
۳٫۴۸۹	۳٫۰۲۲	۲٫۵۴۲	۲٫۰۴۳	۱٫۳۴۰	۰٫۷۵۸	-۰٫۱۶۴	۱٫۰
۳٫۴۰۱	۲٫۹۵۷	۲٫۴۹۸	۲٫۰۱۸	۱٫۳۳۹	۰٫۷۶۹	-۰٫۱۴۸	۰٫۹
۳٫۳۱۲	۲٫۸۹۱	۲٫۴۵۳	۱٫۹۹۳	۱٫۳۳۶	۰٫۷۸۰	-۰٫۱۳۲	۰٫۸
۳٫۲۲۳	۲٫۸۲۴	۲٫۴۰۷	۱٫۹۶۷	۱٫۳۳۳	۰٫۷۹۰	-۰٫۱۱۶	۰٫۷
۳٫۱۳۲	۲٫۷۵۵	۲٫۳۵۹	۱٫۹۳۹	۱٫۳۲۸	۰٫۸۰۰	-۰٫۱۰۹۹	۰٫۶
۳٫۰۴۱	۲٫۶۸۶	۲٫۳۱۱	۱٫۹۱۰	۱٫۳۲۳	۰٫۸۰۸	-۰٫۰۹۸۳	۰٫۵
۲٫۹۴۹	۲٫۶۱۵	۲٫۲۶۱	۱٫۸۸۰	۱٫۳۱۷	۰٫۸۱۶	-۰٫۰۸۶۶	۰٫۴
۲٫۸۵۶	۲٫۵۴۴	۲٫۲۱۱	۱٫۸۴۹	۱٫۳۰۹	۰٫۸۲۴	-۰٫۰۷۵۰	۰٫۳
۲٫۷۶۳	۲٫۴۷۲	۲٫۱۵۹	۱٫۸۱۸	۱٫۳۰۱	۰٫۸۳۰	-۰٫۰۶۳۳	۰٫۲
۲٫۶۷۰	۲٫۴۰۰	۲٫۱۰۷	۱٫۷۸۵	۱٫۲۹۲	۰٫۸۳۶	-۰٫۰۵۱۷	۰٫۱
۲٫۵۷۶	۲٫۳۲۶	۲٫۰۵۴	۱٫۷۵۱	۱٫۲۸۲	۰٫۸۴۲	۰	۰٫۰

ضریب فراوانی در توزیع پیرسون نوع سوم برای ضریب چولگی منفی

دوره بازگشت به سال							ضریب چولگی
۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۵	۲	
احتمال تجاوز							C ₃
۰.۰۰۵	۰.۰۱	۰.۰۲	۰.۰۴	۰.۱۰	۰.۲۰	۰.۵۰	
۲,۴۸۲	۲,۲۵۲	۲,۰۰۰	۱,۷۱۶	۱,۲۷۰	۰,۸۴۴	۰,۵۱۷	-۰,۱
۲,۴۸۸	۲,۲۷۸	۱,۹۲۵	۱,۶۸۰	۱,۲۵۸	۰,۸۵۰	۰,۵۲۴	-۰,۲
۲,۴۹۴	۲,۳۰۴	۱,۹۵۰	۱,۶۴۴	۱,۲۴۵	۰,۸۵۳	۰,۵۳۰	-۰,۳
۲,۵۰۱	۲,۳۲۹	۱,۹۷۴	۱,۶۰۶	۱,۲۳۱	۰,۸۵۵	۰,۵۳۶	-۰,۴
۲,۵۰۸	۱,۹۵۵	۱,۹۷۷	۱,۵۶۷	۱,۲۱۶	۰,۸۵۶	۰,۵۴۲	-۰,۵
۲,۵۱۶	۱,۹۸۰	۱,۹۷۰	۱,۵۲۸	۱,۲۰۰	۰,۸۵۷	۰,۵۴۹	-۰,۶
۱,۹۲۶	۱,۹۰۶	۱,۶۶۳	۱,۴۸۸	۱,۱۸۳	۰,۸۵۷	۰,۵۵۶	-۰,۷
۱,۹۳۰	۱,۹۳۳	۱,۶۰۶	۱,۴۴۸	۱,۱۶۶	۰,۸۵۶	۰,۵۶۳	-۰,۸
۱,۹۳۹	۱,۶۶۰	۱,۵۴۹	۱,۴۰۷	۱,۱۴۷	۰,۸۵۴	۰,۵۶۸	-۰,۹
۱,۶۶۴	۱,۵۸۱	۱,۴۹۲	۱,۳۶۶	۱,۱۲۸	۰,۸۵۲	۰,۵۷۴	-۱,۰
۱,۵۸۱	۱,۵۱۸	۱,۴۳۵	۱,۳۲۴	۱,۱۰۷	۰,۸۴۸	۰,۵۸۰	-۱,۱
۱,۵۰۱	۱,۴۴۹	۱,۳۷۹	۱,۲۸۲	۱,۰۸۶	۰,۸۴۴	۰,۵۸۵	-۱,۲
۱,۴۲۴	۱,۳۸۳	۱,۳۲۴	۱,۲۴۰	۱,۰۶۴	۰,۸۳۸	۰,۵۹۰	-۱,۳
۱,۳۵۱	۱,۳۱۸	۱,۲۷۰	۱,۱۹۸	۱,۰۴۱	۰,۸۳۲	۰,۵۹۵	-۱,۴
۱,۲۸۲	۱,۲۵۶	۱,۲۱۷	۱,۱۵۷	۱,۰۱۸	۰,۸۲۵	۰,۶۰۰	-۱,۵
۱,۲۱۶	۱,۱۹۷	۱,۱۶۶	۱,۱۱۶	۰,۹۹۴	۰,۸۱۷	۰,۶۰۴	-۱,۶
۱,۱۵۵	۱,۱۴۰	۱,۱۱۶	۱,۰۷۵	۰,۹۷۰	۰,۸۰۸	۰,۶۰۸	-۱,۷
۱,۰۹۷	۱,۰۸۷	۱,۰۶۹	۱,۰۳۵	۰,۹۴۵	۰,۷۹۹	۰,۶۱۲	-۱,۸
۱,۰۴۴	۱,۰۳۷	۱,۰۲۳	۰,۹۹۶	۰,۹۲۰	۰,۷۸۸	۰,۶۱۶	-۱,۹
۰,۹۹۵	۰,۹۹۰	۰,۹۸۰	۰,۹۵۹	۰,۹۳۵	۰,۷۷۷	۰,۶۲۰	-۲,۰
۰,۹۴۹	۰,۹۴۶	۰,۹۳۹	۰,۹۲۳	۰,۹۰۹	۰,۷۶۵	۰,۶۲۴	-۲,۱
۰,۹۰۷	۰,۹۰۵	۰,۹۰۰	۰,۸۸۸	۰,۸۷۴	۰,۷۵۲	۰,۶۲۸	-۲,۲
۰,۸۶۹	۰,۸۶۷	۰,۸۶۴	۰,۸۵۵	۰,۸۴۹	۰,۷۳۹	۰,۶۳۱	-۲,۳
۰,۸۳۳	۰,۸۳۲	۰,۸۳۰	۰,۸۲۳	۰,۸۱۵	۰,۷۲۵	۰,۶۳۵	-۲,۴
۰,۸۰۰	۰,۷۹۹	۰,۷۹۸	۰,۷۹۳	۰,۷۸۶	۰,۷۱۱	۰,۶۳۰	-۲,۵
۰,۷۶۹	۰,۷۶۹	۰,۷۶۸	۰,۷۶۴	۰,۷۶۷	۰,۶۹۶	۰,۶۳۸	-۲,۶
۰,۷۴۱	۰,۷۴۰	۰,۷۴۰	۰,۷۳۸	۰,۷۳۴	۰,۶۸۱	۰,۶۴۶	-۲,۷
۰,۷۱۴	۰,۷۱۴	۰,۷۱۴	۰,۷۱۲	۰,۷۰۲	۰,۶۶۶	۰,۶۴۸	-۲,۸
۰,۶۹۰	۰,۶۹۰	۰,۶۸۹	۰,۶۸۳	۰,۶۸۱	۰,۶۵۱	۰,۶۴۰	-۲,۹
۰,۶۶۷	۰,۶۶۷	۰,۶۶۶	۰,۶۶۶	۰,۶۶۰	۰,۶۳۴	۰,۶۳۶	-۳,۰

ضریب فراوانی و متغیر کوچک شده در توزیع گمبل نوع یک برای تعداد داده های زیاد

دوره بازگشت (سال) T	در صد احتمال تجاوز از مقداری مشخص	متغیر کوچک شده Y _T	فراوانی K K
1/01	99	-1/23	-1/61
1/05	95	-1/12	-1/3
1/11	90	-0/83	-1/10
1/25	80	-0/48	-0/80
2	50	-0/267	-0/26
2/33	23	0/579	0/00
5	20	1/50	0/71
10	10	2/25	1/30
20	5	2/87	1/86
25	2	3/200	2/02
50	2	3/902	2/59
100	1	4/500	3/12
200	0/5	5/296	3/67
200	0/25	6/00	4/22
500	0/2	6/22	4/39
1000	0/1	6/92	4/92

جدول بالا بر اساس روابط زیر بدست آمده است.

$$k = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.57721 + \text{Ln} \left(\text{Ln} \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

$$y_t = -(0.83405 + 2.30259 \log \log \frac{T}{T-1})$$

ضریب تناوب در توزیع گمبل نوع یک برای داده های کم

دوره بازگشت به سال									
تعداد داده ها	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۰۰۰
۱۵	۰/۸۶۷	۱/۷۰۳	۲/۱۱۷	۲/۲۱۰	۲/۳۳۲	۲/۴۲۱	۲/۷۲۱	۲/۱۰۰۲	۲/۱۴۵
۲۰	۰/۸۱۹	۱/۶۲۵	۲/۰۲۳	۲/۲۰۲	۲/۵۱۷	۲/۱۷۹	۲/۵۳۲	۲/۸۳۶	۲/۱۰۰۲
۲۵	۰/۸۸۸	۱/۵۷۵	۱/۶۴۳	۲/۲۳۵	۲/۳۴۲	۲/۰۸۸	۲/۴۳۳	۲/۷۲۱	۲/۱۰۰۲
۳۰	۰/۸۶۶	۱/۵۲۱	۱/۶۲۲	۲/۱۸۸	۲/۳۴۳	۲/۰۲۶	۲/۳۴۳	۲/۶۵۳	۲/۱۰۰۲
۳۵	۰/۸۵۷	۱/۵۱۶	۱/۶۹۱	۲/۱۵۲	۲/۳۵۲	۲/۸۷۹	۲/۳۴۱	۲/۵۹۸	۲/۱۰۰۲
۴۰	۰/۸۲۸	۱/۴۴۵	۱/۸۶۶	۲/۱۴۶	۲/۳۴۶	۲/۸۲۳	۲/۳۰۱	۲/۵۵۲	۲/۱۰۰۲
۴۵	۰/۸۲۹	۱/۴۷۸	۱/۸۲۷	۲/۱۰۲	۲/۳۵۲	۲/۸۱۲	۲/۴۶۸	۲/۵۲۰	۲/۱۰۰۲
۵۰	۰/۸۲۰	۱/۴۶۶	۱/۸۳۱	۲/۰۸۶	۲/۳۸۳	۲/۸۸۹	۲/۴۲۱	۲/۴۹۱	۲/۱۰۰۲
۵۵	۰/۸۱۳	۱/۴۵۵	۱/۸۱۸	۲/۰۷۱	۲/۴۴۷	۲/۸۶۹	۲/۴۱۹	۲/۴۶۷	۲/۱۰۰۲
۶۰	۰/۸۰۷	۱/۴۴۶	۱/۸۰۶	۲/۰۵۹	۲/۴۵۲	۲/۸۵۲	۲/۴۰۰	۲/۴۴۶	۲/۱۰۰۲
۶۵	۰/۸۰۱	۱/۴۳۷	۱/۷۹۶	۲/۰۴۸	۲/۴۴۱	۲/۸۴۷	۲/۳۸۳	۲/۴۲۹	۲/۱۰۰۲
۷۰	۰/۷۹۷	۱/۴۳۰	۱/۷۸۸	۲/۰۳۸	۲/۴۳۰	۲/۸۳۴	۲/۳۶۹	۲/۴۱۳	۲/۱۰۰۲
۷۵	۰/۷۹۲	۱/۴۲۳	۱/۷۸۰	۲/۰۲۹	۲/۴۲۰	۲/۸۱۲	۲/۳۵۵	۲/۴۰۰	۲/۱۰۰۲
۸۰	۰/۷۸۸	۱/۴۱۷	۱/۷۷۳	۲/۰۲۰	۲/۴۱۲	۲/۸۰۲	۲/۳۴۵	۲/۳۸۷	۲/۱۰۰۲
۸۵	۰/۷۸۵	۱/۴۱۳	۱/۷۶۷	۲/۰۱۳	۲/۴۰۵	۲/۷۹۳	۲/۳۴۵	۲/۳۷۶	۲/۱۰۰۲
۹۰	۰/۷۸۲	۱/۴۰۹	۱/۷۶۲	۲/۰۰۷	۲/۳۹۸	۲/۷۸۵	۲/۳۴۵	۲/۳۶۷	۲/۱۰۰۲
۹۵	۰/۷۸۰	۱/۴۰۵	۱/۷۵۷	۲/۰۰۲	۲/۳۹۳	۲/۷۷۷	۲/۳۳۸	۲/۳۵۷	۲/۱۰۰۲
۱۰۰	۰/۷۷۹	۱/۴۰۱	۱/۷۵۲	۲/۹۹۸	۲/۳۸۷	۲/۷۷۰	۲/۳۰۹	۲/۳۴۹	۲/۱۰۰۲
۵۰	۰/۷۶۹	۱/۳۰۵	۱/۶۳۵	۲/۸۶۶	۲/۰۲۲	۲/۵۹۳	۲/۸۱۱	۲/۳۳۷	۲/۸۳۶

منابع مورد استفاده

الف: فارسی

- ۱- بهبهانی، سید محمود رضا، ۱۳۸۰، هیدرولوژی آبهای سطحی، انتشارات دانشگاه تهران،
- ۲- علیزاده، امین، ۱۳۸۳، اصول هیدرولوژی کاربردی انتشارات دانشگاه امام رضا (ع)، چاپ هفدهم،
- ۴- سیمافر، شجاع الدین، ۱۳۷۳، هیدرولوژی مهندسی انتشارات دانشگاه صنعتی سهند،
- ۴- میرباقری، سید احمد، ۱۳۷۴، هیدرولوژی مهندسی جلد اول، انتشارات دانشگاه شیراز،
- ۵- نجمایی، محمد، ۱۳۶۸، هیدرولوژی مهندسی، انتشارات سارا،

۶- رمینانس، ژ. اصول مهندسی هیدرولوژی، جلد اول هیدرومتئورولوژی، ۱۳۵۷، ترجمه حسین صدقی، انتشارات دانشگاه جندی شاپور،

۷- تألیف - رمینانس، ژ. اصول مهندسی هیدرولوژی جلد دوم آبهای سطحی، ۱۳۵۷، ترجمه حسین صدقی، انتشارات دانشگاه جندی شاپور،

۳- وایزمن و همکاران، مقدمه ای بر هیدرولوژی جلد اول مبانی هیدرولوژی و هیدرولوژی آماری، ۱۳۶۷، ترجمه علی اضغر موحد دانش، انتشارات عمیدی- تبریز

۷- وایزمن و همکاران، مقدمه ای بر هیدرولوژی جلد دوم، روند هیدرولوژی، آبهای زیرزمینی، هیدرولوژی برف، ۱۳۶۷، ترجمه علی اضغر موحد دانش، انتشارات عمیدی- تبریز

۳- تألیف افشار، عباس، ۱۳۷۳ هیدرولوژی مهندسی، انتشارات دانشگاه علم و صنعت،

۹- مهدوی، محمد هیدرولوژی کاربردی، جلد اول، ۱۳۷۱ انتشارات دانشگاه تهران،

۱۰- مهدوی، محمد هیدرولوژی کاربردی، جلد دوم، ۱۳۷۱ انتشارات دانشگاه تهران،

ب: انگلیسی

- 7- Ponce, V. M. 1989. Engineering Hydrology, principles and practices, Prentice Hall, Inc,
- 8- Chow, V. T.: D.R. Maidment and L. W. Mays, 1988, Applied Hydrology, Mc Graw-Hill,
- 9- Show, E. 1988, Hydrology in Practice Van Nostrand Reinhold, London, UK,.
- 10- T. David, 2002, Fundamentals of Hydrology, Routedage Pub., London,.
- 11- Dingman, S.L. 2002, Physical Hydrology Practice Hall,.
- 12- Water Inf. Center, 1973. Hand book of the principles of hydrology, New York,
- 13- Wilson, E., 1983, Engineering Hydrology Mac Millan, London.
- 14- 3- Maidment, D.R., (Edittor in chief) 1994, Hand book of hydrology McGraw Hill.
- 15- Raghunath, h. M., 2004, Hydrology, Princples, Analysis and Design., New Age International (PO limited, Publishers.
- 16- Mutregya, K. N. 1990. Applied Hydrology, Tata, McGraw Hill Publishing Company, Limited New Dehli