

هیدرولوژی مهندسی

درس دکتر ذهبیون

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول: مقدمه
۷	فصل دوم: حوضه آبریز و خصوصیات آن
۱۹	فصل سوم: بارش
۴۳	فصل چهارم: تلفات آب (شامل بخش هایی از برگاب، چالاب و نفوذ)
۵۶	فصل پنجم: تعریف رواناب، هیدروگراف سیلاب و برآورد دبی اوج سیلاب ها
۸۶	فصل ششم: تحلیل هیدروگراف سیلاب
۱۰۳	فصل هفتم: کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی

۱-۱ معرفی، تعاریف و دسته بندی روش های تحلیل سامانه های آبی

کلمه هیدرولوژی به مفهوم علم شناخت آب است. به دلیل گستردگی این مفهوم و به منظور محدود نمودن مرزهای آن، اینطور تعریف می شود: "هیدرولوژی علم مطالعه آب در کره زمین شامل پیدایش، گردش، انتقال و توزیع، خصوصیات فیزیکی، شیمیایی، اندرکنش آن نسبت به محیط، اعم از زنده و بی جان، است." در این علم، تمام فرآیندهای آبی، مانند گردش، توزیع زمانی و مکانی آن در منطقه مورد مطالعه اعم از سطحی (نظیر رودخانه و دریاچه ها)، زیرزمینی و تاثیرات اکولوژیکی آن بررسی می شود.

پایه های هیدرولوژی بر تجربه استوار است. لذا جنبه های عملی آن بیش از جنبه های نظری آن توسعه یافته است. کاربرد عملی هیدرولوژی در زمینه طراحی انواع سازه های هیدرولیکی نظیر سد ها، بندها، پل ها، سیستم های جمع آوری و دفع آب های سطحی شهری، شبکه های زهکشی، مهندسی رودخانه، کنترل فرسایش و رسوب، کنترل سیلاب، آبخیز داری و آبخوان داری، تولید برق (با نیروگاه های برقابی) است. علم هیدرولوژی با توجه به گستردگی آن، که ناشی از چرخش آب در محیط های اتمسفر، سطح زمین، زیرزمین و نیز اندرکنش های کمی و کیفی آب با محیط است، به زیر شاخه های زیر تقسیم می شود که عبارتند از علوم آب و هوا (Hydrometeorology)، دریاچه (Limnology)، اقیانوس (Oceanography) یخ و برف (Cryology)، رودخانه (Potamology)، آب های زیرزمینی (Hydrogeology)، هیدروگرافی (Hydrography)، هیدرومتری (Hydrometry) و کیفیت آب (Water Quality). با پیشرفت سریع این علم، هر روز بر این زیرشاخه ها افزوده می شود. از آنجا که کاربرد این علم بیشتر در مسائل مهندسی نظیر کشاورزی، عمران، محیط زیست، مکانیک، شیمی و زمین شناسی است، لذا از واژه هیدرولوژی مهندسی (Engineering hydrology) به جای هیدرولوژی کاربردی (Applied hydrology) نیز استفاده می شود.

فرآیند گردش آب در طبیعت بسیار پیچیده است و عوامل بسیار متعددی (شامل زمانی و مکانی) در کمیت و کیفیت آن موثرند. در کاربردهای مربوط به طراحی های هیدرولوژیکی، بررسی و تعیین پارامترهای هیدرولوژیکی موثر عملاً کار بسیار مشکلی است. ولی با ساده سازی و قبول میزان خطای معقول می توان به تخمین این پارامترها دست یافت. بسیاری از مدل های هیدرولوژی، که معرف شماتیک از حوضه آبریز واقعی در طبیعت است، با روش های استوکستیک (Stochastic) {در مقایسه با روش های جبری (Deterministic)} تحلیل می شوند. در تعریف یک مدل

استوکستیک، همواره از مفهوم احتمالاتی استفاده می شود. از طرف دیگر، مدل های جبری در هیدرولوژی به سه دسته مدل های تجربی (Empirical)، مدل های مفهومی (Conceptual) {که خود نیز از دو نوع یکجا (Lumped) و توزیعی (Distributed) تشکیل می شوند}، و مدل های فیزیکی (Physically) تقسیم می شود. ۱- مدل های تجربی بر اساس داده های مشاهداتی ورودی و خروجی تعریف می شوند. ۲- مدل های فیزیکی مبتنی بر شناخت کامل از نوع فرآیند هیدرولوژیکی در آن ها است. ۳- مدل های مفهومی دارای منطق تحلیلی بوده که نه از دسته اول (بدون نیاز به اطلاعاتی از حوضه آبریز) و نه از دسته دوم (با نیاز به اطلاعات زیاد از حوضه آبریز) هستند. توضیح در مورد دسته سوم مدل ها اینکه، فقط با شناخت بعضی از ویژگی های فیزیکی حوضه آبریز مانند مساحت، نوع و پوشش خاک قابل تحلیل اند. با پیشرفت علم هیدرولوژی، به تبع پیشرفت های علوم نرم افزاری و سخت افزاری و نیز گسترش مفاهیم ریاضی در این علم، امروزه کاربرد مدل های مفهومی در هیدرولوژی بسیار متداول شده است. ولی به هر حال، استفاده از این مدل ها بدون شناخت کافی از عوامل و پارامترهای هیدرولوژیکی و نوع فرآیندهای مرتبط با آن ها خالی از اشکال نیست. لذا، در استفاده از این دسته مدل ها بایستی شناخت کافی از مفاهیم اولیه هیدرولوژی در اولویت (نسبت به کاربرد مدل های موجود) قرار گرفته سپس اقدام به استفاده از این مدل ها نمود.

۲-۱ گردش آب در طبیعت

گردش آب در طبیعت یا چرخه هیدرولوژیکی (Hydrologic cycle) به کلیه مراحل حرکت، تغییر شکل، تغییر وضعیت، تغذیه، تلفات و ذخیره آب بر روی کره زمین، زیر زمین و اتمسفر اطراف آن گفته می شود که هیدروسفر (Hydrosphere) نام دارد. هیدروسفر خود از دو لایه اتمسفر (Atmosphere) و لیتوسفر (Lithosphere)، یا پوشش جامد سطحی زمین، تشکیل می شود. آب موجود بر روی سطح و داخل پوسته سطحی زمین به صورت جریانات سطحی نظیر رودخانه ها، دریاچه ها بوده و در داخل پوسته به صورت آب زیرزمینی موجود است. علت عمده چرخش آب در طبیعت انرژی خورشیدی است، که سالانه بطور میانگین 13.4×10^{23} کیلوکالری به سطح زمین می رسد و باعث تبخیر آب و در فرایندی معکوس، باعث بارش از اتمسفر به زمین می شود.

گردش آب در طبیعت دارای یک سیستم بسته است. می توان اینطور تصور نمود آب از سطوح دریاها، اقیانوس ها و نیز خشکی ها تبخیر شده و وارد اتمسفر می شود. سپس در اتمسفر پس از متراکم و سرد شدن بصورت بارش به سطح زمین بازگردانده می شود. این ریزش های جوی یا روی سطح دریاها و یا اقیانوس ها بوده و یا روی سطوح خشکی زمین، به

صورت برگاب (گرفته شده توسط شاخه ها و برگ های گیاهان)، یا به صورت رواناب (جاری شده در سطح زمین، و یا به صورت نفوذ در خاک در می آید. برگاب یا به مرور تبخیر شده (برگشت به اتمسفر) و یا در اثر تکان خوردن شاخ و برگ درختان به سطح زمین ریخته شده رواناب گشته یا نفوذ می کند. قسمتی از رواناب ها نیز ممکن است به صورت چالاب به طور موقت در سطح زمین ذخیره شده که نهایتاً نفوذ کرده یا تبخیر می شوند. آب نفوذی چنانچه در لایه های سطحی خاک ذخیره شود، ممکن است تبخیر شده و دوباره به اتمسفر بازگردد و در صورت نفوذ عمقی می تواند آب های زیرزمینی را تغذیه نماید. این آب نیز می تواند با تراوش به سطح زمین (به عنوان چشمه های سطحی) یا نفوذ به رودخانه ها در سطح زمین ظاهر و یا به صورت ذخیره در منابع آب زیرزمینی باقی بمانند. قسمتی از آب نفوذ یافته می تواند جذب ریشه گیاهان شده از طریق آوندهای گیاهان (داخل ساقه و برگ) به سطوح گیاهان رسیده و تبخیر شوند. این نوع تبخیر از سطوح گیاهان را تعرق نامیده که در چرخه هیدرولوژی نیز وارد می شود. لازم به ذکر است که منظور از ریزشهای جوی از اتمسفر انواع مختلف آن بوده که شامل باران، برف، تگرگ، یخ و یخچه، مه و شبنم است.

در بررسی گردش آب در طبیعت، که در واقع بررسی کنش ها و اندرکنش های بین محیط و مولفه های هیدرولوژیکی مانند بارش (p)، تبخیر (E)، تعرق (T)، نفوذ (I)، آبهای زیرزمینی (G) و رواناب سطحی (R) مورد توجه است، نه تنها وضعیت کمی آب (مقدار آب) بلکه کیفی آب (کیفیت آب) نیز مورد توجه است. هرچند عوامل هیدرولوژیکی محدود اند، ولی به دلیل فرایندهای اندرکنشی پیچیده آنها با محیط، بررسی چرخه آب در طبیعت امری دشوار و پیچیده است که نیاز به شناسایی، تخمین و تبیین فرایندهای اندرکنشی داخل آن دارد.

۳-۱ توازن یا بیلان آب (بیلان هیدرولوژیکی) سامانه های آبی (حوضه آبریز)

مقدار آب موجود در کره زمین محدود و ثابت است، لذا سیستم هیدرولوژیک کره زمین را می توان یک سامانه بسته نامید. اما در مطالعات هیدرولوژی، معمولاً سیکل جهانی آب مورد نظر نیست. یعنی، سیکل آب در مورد سامانه های محلی یا منطقه ای، به نام حوضه آبریز، مطرح است. به دلیل نیاز به برآورد دبی آب در مقاطع آبراهه ها (رودخانه ها) به منظور طراحی سازه های آبی و یا مدیریت منابع آب، چنین سامانه هایی عموماً سامانه (حوضه آبریز) باز به شمار می آیند. در این سامانه ها، در یک گام زمانی معین Δt ، بین مقدار آب های ورودی به آنها ($\sum I$) و آب های خروجی از آنها ($\sum O$) و تغییراتی که از نظر ذخیره آب در داخل آنها بوقوع می پیوندد (ΔS) رابطه ساده ای زیر برقرار است.

$$\sum I - \sum O = \Delta S \quad (1-1)$$

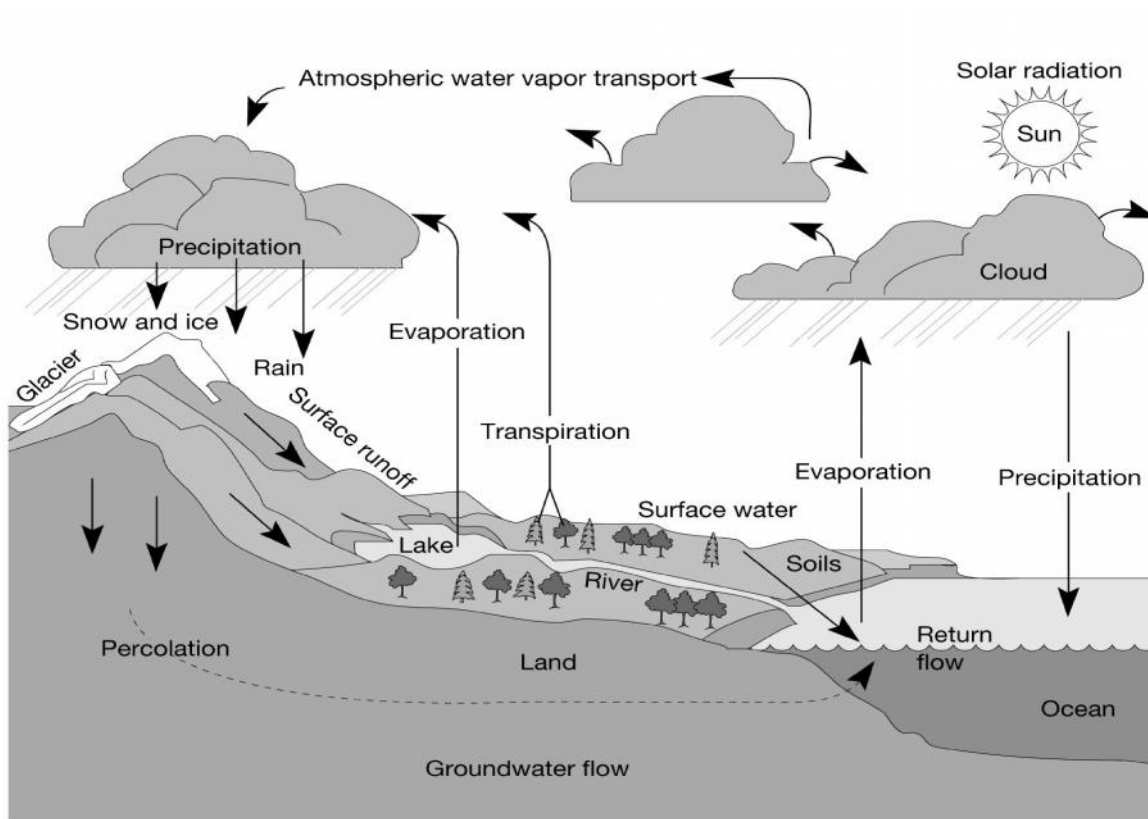
یعنی تغییراتی که از نظر آب در سیستم اتفاق می افتد برابر است با تفاضل آب ورودی به سیستم و آب خروجی از سیستم. اگر در این معادله بعد زمان نیز دخالت داده شود، یعنی دخالت دادن بازه زمانی مورد نظر، رابطه به شکل ریاضی زیر در می آید.

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

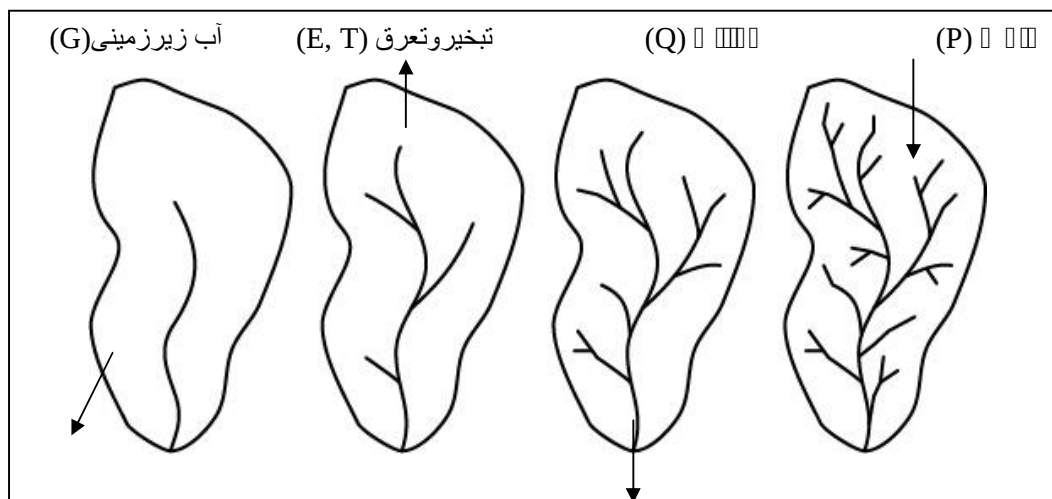
که $\frac{dS}{dt}$ تغییرات ذخیره آب در سیستم (dS) نسبت به زمان (مدت) (dt) است. این معادله به نام "معادله اساسی

بیان آب" معروف است. این معادله ساده ترین و در عین حال مهمترین معادله در هیدرولوژی است که در محاسبات مربوط به مولفه های موازنه یا توازن آب مورد استفاده قرار می گیرد. با توجه به وضعیت سیستم حوضه آبریز، هر یک از اجزای معادله بالا می تواند از چندین بخش تشکیل شود. مثلاً اگر به حوضه آبریز شکل ۱-۱ توجه شود و هدف تبیین معادله ۱-۱ در مورد آن باشد، با ترسیم شماتیک آن به صورت شکل ۲-۱ می توان رابطه ای به صورت زیر نوشت.

$$P - R - G - E - T = \Delta S \quad (3-1)$$



شکل ۱-۱ سامانه یک حوضه آبریز همراه با اغلب مولفه های آبی (هیدرولوژیک) موثر بر آن. مولفه های قابل مشاهده (پیکان ها) عبارت است از بارش (شامل برف)، تبخیر، تعرق، نفوذ، رواناب سطحی (دامنه ای و بین لایه ای) و آب زیرزمینی



شکل ۱-۲ شکل شماتیک حوضه آبریز (از ساده به پیچیده از نظر شبکه آبراهه) همراه با مولفه های آبی مورد نظر

به این ترتیب، مقدار تغییر ذخیره آب در حوضه آبریز (ΔS) عبارت است از تفاضل بین ورودی بارش (P) و جمع خروجی هایی مانند رواناب سطحی (R)، جریان آبی که بطور زیرزمینی خارج می شود (G)، تبخیر از سطح حوضه آبریز (E) و تعرق از خاک حوضه آبریز (T). مقدار تبخیر (E) و تعرق (T) معمولاً بصورت یکجا تخمین زده می شود که با علامت ET در معادلات ظاهر می شود. با این توضیح، شکل دیگر معادله موازنه (بیان) آبی حوضه آبریز به صورت زیر در می آید.

$$P - R - G - ET = \Delta S \quad (4-1)$$

مثال ۱-۱: در یک حوضه آبریز با مساحت 2500 km^2 ، میانگین سالانه بارش 1300 mm و متوسط جریان خروجی از حوضه در طول سال ۳۰ متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. حساب کنید مقدار تلفات آبی را که به صورت تبخیر-تعرق و نفوذ عمقی از دسترس خارج می شود. مقدار رواناب سطحی که به رودخانه این حوضه وارد می شود چند سانتی متر است؟ ضریب رواناب (درصدی از بارش سالانه که به رواناب سطحی تبدیل می شود) چقدر است؟

حل: اگر فرض کنیم که تغییرات ذخیره آب در داخل حوضه از سالی به سال دیگر صفر باشد در این صورت $\Delta S = 0$ است،

لذا معادله ۴-۱ عبارت خواهد بود از:

$$P - R - G - ET = \Delta S = 0, \quad ET + G = P - R$$

$$ET + G = (130\text{cm}) - \frac{(30 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}})(86.400 \frac{\text{sec}}{\text{day}})(365 \frac{\text{day}}{\text{yr}})(100 \frac{\text{cm}}{\text{m}})}{(2500\text{km}^2)(1000 \frac{\text{m}}{\text{km}})^2} = 130\text{cm} - 37.9\text{cm} = 92.1\text{cm}$$

بدین ترتیب مقدار تلفات آب در حوضه در اثر تبخیر- تعرق و نفوذ عمقی 92.1cm و ارتفاع رواناب (باقیمانده بارش) ۳۷.۹ سانتی متر ($130 - 92.1 = 37.9$) است. ضریب رواناب، یعنی نسبت مقدار میانگین رواناب سالانه به مقدار میانگین بارش سالانه، عبارت است از:

$$R / P = (37.9 \text{ cm}) / (130 \text{ cm}) = 0.29 = 29\%$$

توجه: ضریب رواناب ۲۹٪ یعنی در هر بارش ۲۹ درصد آن به رواناب تبدیل شده و در دسترس قرار می گیرد.

مثال ۱-۲: مقدار بارش قابل انتظار طی دو ماه از سال در یک حوضه آبریز به مساحت ۶۵ کیلومتر مربع، واقع در بالا دست یک سد مخزنی، ۲۵۴ میلیمتر پیش بینی شده است. پیش بینی می شود ۸۵ میلیمتر آن صرف تبخیر-تعرق، ۲۰ میلیمتر با نفوذ در داخل خاک ذخیره شده و بقیه جاری و وارد مخزن شود. مقدار رواناب چند متر مکعب و یا چند لیتر خواهد بود؟ اگر مصرف سرانه هر نفر برای شرب و بهداشت در روز ۱۶۰ لیتر آب باشد با این مقدار رواناب نیاز آبی چند نفر به مدت ۲ ماه تامین خواهد شد.

$$P - R - ET = \Delta S, \quad R = P - ET - \Delta S = 254 - 85 - 20 = 149 \text{ mm} \quad \text{حل:}$$

$$R = \left[\frac{149 \text{ mm}}{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}} \right] (65 \text{ km}^2) \left(10^6 \frac{\text{m}^2}{\text{km}^2} \right) = 9.685(10^6) \text{ m}^3 = 9.685(10^9) \text{ lit}$$

مصرف آب توسط هر نفر در دوماه برابر است با $160 \times 30 \times 2$ لیتر. لذا تعداد افرادی که نیاز آنها طی این مدت تأمین

$$N = \frac{9.685(10^9)}{160 \times 30 \times 2} = 1,008,854 \quad \text{خواهد شد برابر است با:}$$

مثال ۱-۳: دریاچه یک سد بطور متوسط ۱۵۰۰ هکتار وسعت دارد اگر مقدار تبخیر سالانه از سطح این دریاچه ۲۴۰ سانتی متر باشد هر روز چند هکتار-متر آب از سطح این دریاچه تبخیر می شود.

$$1500(240) = 360000 \text{ ha.cm} = 3600 \text{ ha.m} \quad \text{حل:}$$

$$3600/365 = 9.863 \text{ ha.m} = \text{متوسط تبخیر روزانه}$$

۴-۱ کلیات اقلیم و بیلان آب ایران

متوسط بارش سالانه در ایران برابر حدود یک سوم میزان متوسط سالانه جهانی آن است. توزیع مکانی این بارش مبین این است که ۲۸ درصد از سطح کشور دارای مقدار بارش متوسط سالانه کمتر از ۱۰۰ میلی متر است. از طرف دیگر، مقدار بارش متوسط در ۹۶ درصد از سطح کشور دارای ۲۰۰ میلی متر و کمتر نیز می باشد. با تعریف پذیرفته شده جهانی، به این ترتیب ایران در اقلیم خشک قرار می گیرد. از ویژگی های دیگر ایران (علاوه بر کمی بارش)، بالا بودن نسبی مقدار تبخیر و تعرق (پتانسیل) در آن است. با استفاده از معادله توازن آب، می توان به محدودیت دسترسی به آب پی برآورد. موضوع ریزش فصلی این بارش (توزیع زمانی) علاوه بر پراکندگی نامنظم آن (توزیع مکانی)، نیز موضوع قابل توجه است.

در زیر مقادیر تقریبی بارش، تبخیر و تعرق (پتانسیل) و رواناب سالانه در ایران در مقایسه با جهان نشان داده شده است.

مولفه توازن آب	ایران	جهان
بارش (میلیمتر) P	242	860
تبخیر و تعرق پتانسیل (میلیمتر)	900	1130
تبخیر و تعرق واقعی (میلیمتر) ET	172	485
رواناب یا آب قابل استحصال (میلیمتر) Q	P-ET=242-172=70	P-ET=860-485=375

مطابق مقادیر اندازه گیری شده (آمار) توسط وزارت نیرو، میانگین حجم بارش سالانه در ایران حدود ۴۰۰ میلیارد متر مکعب برآورد می شود. از این میزان، حدود ۳۱۰ میلیارد متر مکعب در سطح ۸۷۰ هزار کیلومتر مربع روی حوضه های آبریز کوهستانی و ۹۰ میلیارد متر مکعب در سطح ۷۷۸ کیلومتر مربع روی حوضه های آبریز دشتی می باشد. با تبخیر و تعرق متوسط سالانه از حوضه های آبریز کوهستانی حدود ۲۰۰ میلیارد متر مکعب و از حوضه های آبریز دشتی حدود ۸۴ میلیارد متر مکعب آب از دسترس خارج می شود که جمعا ۷۱ درصد از حجم بارش سالانه را شامل می شود. از حجم باقیمانده ۵۹ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز کوهستانی و ۲ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز دشتی نفوذ عمقی کرده رواناب زیرزمینی را تشکیل می دهد. بقیه حجم آب، یعنی ۵۱ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز کوهستانی و ۴ میلیارد متر مکعب در حوضه های آبریز دشتی به شکل رواناب سطحی ظاهر می شود. از نظر مصارف سالانه آب در کشور، حدود ۸۰ درصد در بخش کشاورزی، ۱۵ درصد در بخش آب شرب و حدود ۵ درصد در بخش صنعت برآورد شده است.

فصل دوم: حوضه‌های آبریز و خصوصیات آنها

در طراحی هیدرولوژیکی همواره عواملی وجود دارند که وابسته به موقعیت و مکان طرح هستند، یعنی خصوصیات منطقه به لحاظ کاربری اراضی، شیب، پوشش گیاهی، وجود ذخیره آب، نوع رودخانه و نهایتاً موقعیت نقطه تخلیه آب سطحی می‌تواند به طور مستقیم در طرح تأثیرگذار باشد. این مسأله به ویژه در زمینه مستحدثاتی که به طور مستقیم از رواناب سطحی متأثرند، نظیر سدها، سازه‌های کنترلی، سازه‌های انحرافی، تونل‌های انتقال آب، عملیات آبخیزداری و سازه‌های جلوگیری کننده از فرسایش‌های آبی حائز اهمیت است.

حوضه آبریز به محدوده ای اطلاق می‌شود که رواناب حاصل از بارش روی آن به طور طبیعی به یک نقطه ختم شود. اگر این نقطه بر روی مرز حوضه آبریز باشد آن را حوضه آبریز برون‌ریز و اگر در داخل حوضه باشد آن را حوضه آبریز درون‌ریز گویند. خصوصیات حوضه‌های آبریز از جمله مساحت، شکل، طول آبراهه اصلی، خصوصیات هندسی، شیب متوسط، نوع خاک و پوشش گیاهی، زمان تمرکز و کاربری اراضی که در میزان رواناب حوضه و به طور کلی طراحی هیدرولوژیکی به طور مستقیم مؤثرند در این فصل به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته است.

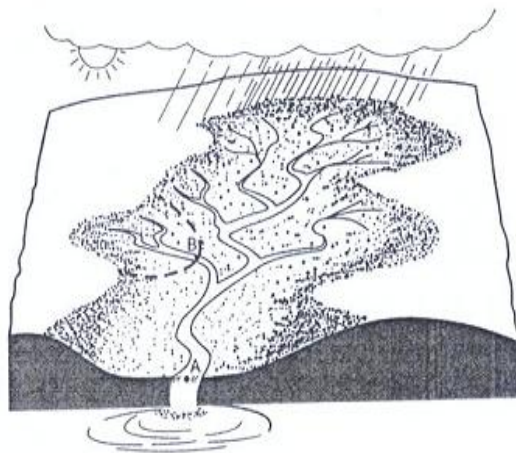
۱-۲ حوضه آبریز

حوضه آبریز (Watershed/Catchment) یک واژه هیدرولوژیکی است که در آن مفهوم نسبی بودن نهفته است و لذا در هنگام تعریف آن باید نقطه خروج آب (Outlet) از آن مشخص باشد. براساس تعریف حوضه آبریز شامل مساحتی از منطقه بالادست نقطه خروجی است که آب باران آن به این نقطه تخلیه می‌شود. از این رو حوضه آبریز می‌تواند در مقیاس کوچک بر روی شاخه‌های یک رودخانه اصلی که به آن زیرحوضه آبریز (Sub-watershed/Sub-catchment) گفته می‌شود تعریف و یا در مقیاس بزرگ براساس نقطه تخلیه رودخانه به دریا یا دریاچه‌ها و یا منابع آبی بزرگ نظیر خورها و یا باتلاق‌ها به عنوان حوضه آبریز اصلی تعریف شود.

در شکل ۱-۲ مفهوم حوضه آبریز در مقیاس کوچک برای نقطه B که بر روی شاخه یک رودخانه تعریف شده و همچنین مفهوم حوضه آبریز بزرگ یا اصلی، که برای رودخانه اصلی و نقطه خروجی A تعریف شده نشان داده شده است.

به هر جهت برای تعیین مرز حوضه آبریز نسبت به نقطه خروج آب از آن بایستی مرتفع‌ترین نقاط منطقه مشرف به آبراهه اصلی حوضه آبریز را به یکدیگر متصل تا به نقطه خروجی برسیم، بدین مفهوم آب باریده در خط الرأس‌ها به دو سوی نقاط گود حرکت کرده و بخشی از آن که مربوط به حوضه مورد نظر است به سمت نقطه خروجی حوضه حرکت و از آن

نقطه خارج می‌شود و بخش دیگر به داخل حوضه مجاور حرکت می‌کند. به طور کلی مرز حوضه آبریز یا اصطلاحاً خط تقسیم آب (Water Divides) در هیچ نقطه‌ای به جز نقطه خروجی، رودخانه یا آبراهه را قطع نمی‌کند.



شکل ۱-۲: حوضه آبریز در خروجی A و یکی از زیرحوضه‌های آن در خروجی B

از تعریف حوضه آبریز مشخص می‌شود که مرزهای آن با توجه به عکس‌العمل منطقه نسبت به بارش و تبدیل آن به رواناب سطحی و خروجی آن از یک نقطه مشخص تعیین می‌شود، لذا حرکت و مرز آب‌های زیرزمینی می‌تواند از مرز حوضه‌های آبریز تبعیت نکرده و آب‌های زیرزمینی یک حوضه به حوضه دیگر وارد و یا از آن خارج شود. بحث محدوده آبخوان‌های زیرزمینی و تعیین حدود و مرزهای آن در فصل آب‌های زیرزمینی به تفصیل بیان گردیده است.

۲-۲ خصوصیات حوضه‌های آبریز

خصوصیات حوضه‌های آبریز مجموعه پارامترهای فیزیکی است که مقادیر آنها برای هر حوضه تقریباً ثابت بوده و نشان دهنده وضع ظاهری حوضه است. این خصوصیات در فرایند تبدیل بارش به رواناب تاثیر گذار است. بعضی از خصوصیات مهم یک حوضه عبارتند از نوع پوشش/کاربری اراضی، جنس خاک، و ویژگی‌های هندسی آن شامل مساحت، محیط، طول ابراهه اصلی، شکل حوضه، شیب متوسط، ارتفاع متوسط و تراکم آبراهه‌ای آن. در زیر این خصوصیات تشریح می‌شود.

۱-۲-۲ مساحت حوضه آبریز

مساحت حوضه مهم‌ترین شاخص هندسی حوضه جهت طراحی است که به ویژه در برآورد حجم و شدت سیلاب تاثیر اصلی را در روابط هیدرولوژیکی دارد. مساحت حوضه براساس نقشه‌های توپوگرافی مسطحاتی دارای مقیاس مشخص به دست می‌آید. امروزه نرم‌افزارهای کامپیوتری متعددی برای محاسبه مساحت اشکال نامنظم وجود دارد که با دقت بالا مساحت برآورد می‌شود. مساحت حوضه‌ها عموماً بر حسب ha یا Km^2 سنجیده می‌شود.

۲-۲-۲ محیط حوضه آبریز

محیط حوضه نیز براساس نقشه‌های مسطحاتی با مقیاس معلوم قابل محاسبه است و نشانگر طول جداکننده حوضه از حوضه‌های مجاور است. محیط اشکال نامنظم حوضه‌ها نیز توسط نرم‌افزارهای کامپیوتری به سادگی قابل محاسبه است.

۳-۲-۲ طول آبراهه اصلی حوضه آبریز

طول آبراهه اصلی عبارتست از فاصله طولی آبراهه اصلی از نقطه خروجی حوضه تا دورترین نقطه تقسیم آب روی محیط حوضه، که عملاً از این نقطه که دورترین نقطه به خروجی است آب شروع به جریان یافتن می‌کند. لازم به ذکر است که منظور از طول آبراهه اصلی، طول آبراهه با در نظر گرفتن کلیه منحنی‌های آن بوده و لذا نیاز به محاسبه طول قوس‌ها و منحنی‌ها در طی مسیر آبراهه‌هاست. عملاً براساس این تعریف طول آبراهه اصلی بیانگر طول حوضه نیز می‌باشد.

۴-۲-۲ شکل حوضه آبریز

بطور کلی حوضه دارای شکل هندسی نیست. برخی از حوضه‌ها گردواره و برخی کشیده‌اند. شکل حوضه‌ها می‌تواند در دبی اوج و رژیم رواناب در خروجی حوضه آبریز تأثیر داشته باشد. مثلاً دو حوضه آبریز با مساحت یکسان، شیب یکسان، کاربری اراضی یکسان و بارش یکسان، حوضه گردواره دارای دبی اوج بیشتری نسبت به دیگری دارد. اغلب شکل حوضه به طور مستقیم در طراحی‌های هیدرولوژیکی وارد نمی‌شود، بلکه خصوصیات شکل حوضه به طور غیرمستقیم وارد برآورد می‌شود. این خصوصیات شامل فاصله مقطع خروجی تا مرکز ثقل حوضه، ضریب شکل، نسبت دایره‌ای (Circularity Ratio)، نسبت کشیدگی (Elongation Ratio) و ضریب گراویلوس (Gravelius Factor) است. در زیر هر کدام تشریح می‌شود.

فاصله تا مرکز ثقل حوضه آبریز (L_{ca})

طول از آبراهه اصلی که ابتداء آن نقطه خروجی حوضه و انتهاء آن نقطه‌ای از آبراهه مقابل مرکز ثقل حوضه باشد.

ضریب شکل حوضه آبریز (L_l)

ضریب شکل حوضه آبریز بر حسب km از رابطه زیر قابل برآورد است از (L طول آبراهه اصلی بر حسب کیلومتر):

$$L_l = (L_{ca})^{0.3} \quad (1-2)$$

نسبت دایره‌ای حوضه آبریز (R_c)

عبارتست از نسبت مساحت حوضه (A) به مساحت دایره فرضی A_0 که محیط آن برابر با محیط حوضه است:

$$R_c = A/A_0 \quad (2-2)$$

نسبت کشیدگی حوضه آبریز (R_e)

عبارت است از نسبت قطر دایره معادل مساحت حوضه به بزرگ‌ترین طول حوضه در جهت موازی با آبراهه اصلی:

$$Re = 2/L_m * (A/\pi)^{0.5} \quad (3-2)$$

که A مساحت حوضه برحسب کیلومتر مربع و L_m بزرگترین طول حوضه (موازی با آبراهه اصلی) برحسب کیلومتر است.

ضریب گراویلوس حوضه آبریز (C)

عبارتست از نسبت محیط حوضه (P) به محیط دایره فرضی (P') که مساحت آن برابر با مساحت حوضه باشد:

$$C = P/P' \quad \text{یا} \quad C = 0.28P/\sqrt{A} \quad (A \text{ مساحت برحسب } Km^2) \quad (4-2)$$

۵-۲-۲ شیب آبراهه و حوضه آبریز

در بسیاری از محاسبات هیدرولوژیکی و هیدرولیکی مقدار شیب آبراهه در حوضه مستقیماً در معادلات وارد می‌شود. لذا تعیین شیب آبراهه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. چنانچه شیب آبراهه در طول حوضه نسبتاً یکنواخت باشد، شیب آبراهه عبارت است از نسبت اختلاف ارتفاع بالاترین نقطه آبراهه از پائین‌ترین نقطه آن (ΔE) به طول کلی آبراهه:

$$S_c = \Delta E / L_c \quad (5-2)$$

در حوضه‌هایی که شیب آبراهه در طول حوضه یکنواخت نیست، می‌توان شیب متوسط را به صورت وزنی محاسبه نمود. در چنین حوضه‌هایی شیب متوسط آبراهه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_i = (n/k)^2 \quad (6-2)$$

که n تعداد بازه‌هایی از آبراهه است که دارای شیب تقریباً یکنواختی است و مقدار k از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\left(\frac{\Delta e_i}{L_i} \right)^{0.5}} \quad (7-2)$$

که i = شماره بازه، Δe_i = اختلاف ارتفاع بالاترین نقطه و پائین‌ترین نقطه در بازه i ام، و L_i = طول بازه i ام می‌باشد. اگر چه روش‌های متعددی جهت برآورد شیب متوسط حوضه وجود دارد، ولی مانند محاسبه شیب آبراهه، در صورت یکنواختی شیب در طول حوضه از رابطه (۵-۲) و در صورت نایکنواختی از روابط (۶-۲) و (۷-۲) استفاده می‌شود. در این صورت حوضه به جای تقسیم به بازه‌های مختلف به چند زیرحوضه تقسیم می‌شود که در هر کدام شیب آن تقریباً ثابت باشد. در مورد معرفی دیگر خصوصیات حوضه آبریز مانند منحنی هیپسومتریک به کتب هیدرولوژی مراجعه نمایید.

۳-۲-۳ خصوصیات آبراهه‌های حوضه آبریز

سرعت جریان آب در آبراهه‌ها معمولاً بیشتر از سرعت جریان در سطح اراضی حوضه است. در حوضه‌های با تراکم آبراهه ای زیاد، زمان پیمایش آب عمدتاً براساس زمان حرکت آب در آبراهه‌ها برآورد می‌شود. هرچه تراکم آبراهه‌ها کمتر شود، زمان پیمایش رواناب بر روی اراضی در زمان پیمایش کلی آب در حوضه، که ترکیبی از زمان پیمایش رواناب و زمان

حرکت آب در آبراهه‌هاست، مطرح می‌شود. لذا الگوی زهکشی رواناب سطحی که به خصوصیات و تراکم آبراهه‌ها بستگی دارد می‌تواند در میزان جریان سطحی مؤثر باشد. پارامترهای متعددی جهت نشان دادن الگوی آبراهه‌ها در حوضه‌های آبریز ارائه شده که در این قسمت به آن پرداخته می‌شود.

۲-۳-۱- قوانین هورتون (Horton's Laws) در حوضه آبریز

هورتون مجموعه‌ای از قوانین جهت بیان خصوصیات ریخت‌شناسی (Geomorphology) حوضه‌ها ارائه کرد. در مورد آبراهه‌های حوضه آبریز، وی مرتبه آبراهه را به عنوان میزان شاخه‌های درخت آبراهه‌ها در حوضه آبریز معرفی نمود. هر قسمت از آبراهه‌ها با یک مرتبه (برای نمونه مرتبه اول، دوم، سوم) بیان می‌شود. آبراهه مرتبه اول به سرشاخه‌های هر آبراهه گویند و آبراهه مرتبه دوم از اتصال حداقل دو آبراهه مرتبه اول تشکیل می‌شود. آبراهه مرتبه سوم از حداقل دو آبراهه مرتبه دوم حاصل می‌شود. به طور کلی آبراهه مرتبه n ام از حداقل ۲ آبراهه مرتبه $(n-1)$ ام به وجود می‌آید. مرتبه آبراهه‌های حوضه آبریز براساس مرتبه آبراهه اصلی تعیین می‌شود. مثلاً حوضه آبریز شکل ۲-۲ دارای مرتبه آبراهه‌ای ۴ است.

ایده مرتبه آبراهه جهت محاسبه مشخصات زهکشی حوضه‌ها کاربرد دارد. نسبت انشعاب $R_b = \text{Bifurcation Ratio}$ به صورت نسبت تعداد آبراهه‌های هر مرتبه به تعداد آبراهه‌های مرتبه بعدی است، که عموماً این نسبت بین ۲ تا ۴ است. در شکل ۲-۳ آبراهه‌های هم مرتبه شکل ۲-۲ به صورت مجزا نشان داده شده است، که نشانگر ۱۷ آبراهه مرتبه اول، ۶ آبراهه مرتبه دوم، ۲ آبراهه مرتبه سوم و یک آبراهه مرتبه چهارم است. لذا نسبت انشعاب برای مرتبه ۱ به ۲، ۲ به ۳ و ۳ به ۴ به ترتیب برابر با ۲.۸۳، ۳.۰ و ۲.۰ است و به طور میانگین معادل ۲.۶ است.

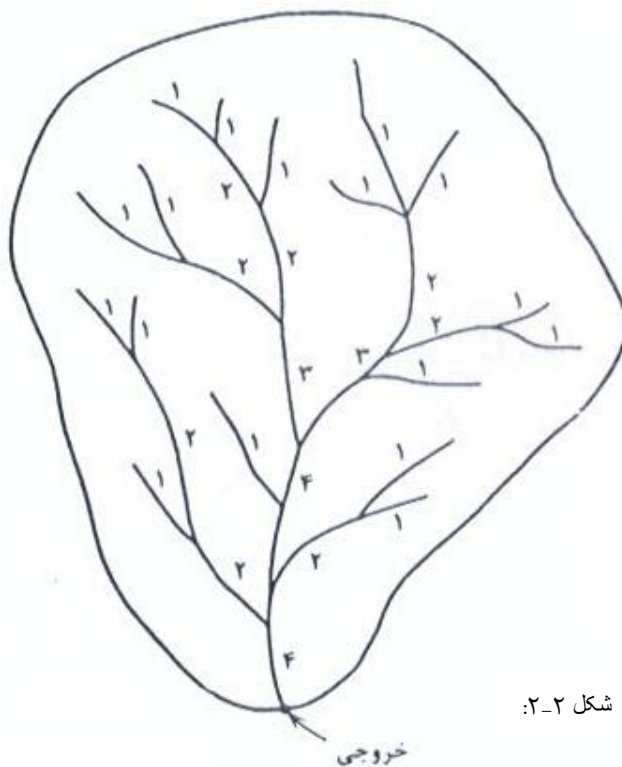
۲-۳-۲- تراکم زهکشی حوضه آبریز

تراکم زهکشی (Drainage Density) (D_d) عبارتست از طول کل آبراهه‌ها به مساحت کل حوضه آبریز و لذا واحد تراکم زهکشی، معکوس واحد طول است. مقدار زیاد این شاخص، نشانگر تراکم زیاد آبراهه‌ها در حوضه و لذا پاسخ سریع حوضه نسبت به بارش است.

$$D_d = L_T / A$$

۲-۴- زمان تمرکز حوضه آبریز

سازه‌های هیدرولیکی معمولاً براساس یک دبی سیلابی طراحی می‌شود. در مقدار دبی سیلابی خروجی، حوضه‌های آبریز، خصوصیات حوضه و نیز مؤلفه‌های هواشناسی مؤثرند. از جمله مشخصات حوضه‌های آبریز مؤثر در دبی‌های سیلاب، زمان تمرکز (Time of Concentration= t_c) می‌باشد. دو تعریف اصلی برای t_c وجود دارد که در زیر می‌آید.



شکل ۲-۲:

شکل ۶-۶ رتبه‌بندی آبراهه‌ها در یک حوضه آبریز فرضی



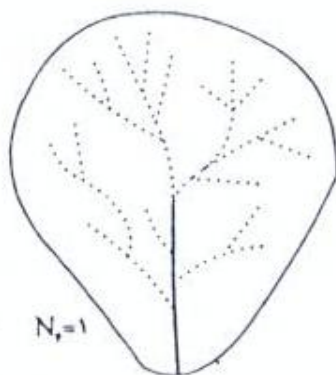
$$N_1=6$$

ب - آبراهه‌های مرتبه دوم



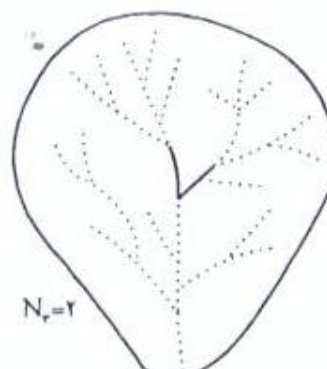
$$N_1=17$$

الف - آبراهه‌های مرتبه اول



$$N_1=1$$

د - آبراهه‌های مرتبه چهارم



$$N_1=2$$

ج - آبراهه‌های مرتبه سوم

شکل ۲-۳: جداسازی مرتبه آبراهه‌ها برای برآورد نسبت انشعاب

الف- مدتی است که یک قطره آب از دورترین فاصله هیدرولیکی حوضه به نقطه خروجی حوضه یا نقطه طراحی برسد. منظور از دورترین فاصله هیدرولیکی، دورترین فاصله هندسی نبوده بلکه ممکن است به دلیل شیب کمتر بخشی از حوضه، دورترین نقطه به لحاظ زمان تمرکز دارای فاصله هندسی کمتری نسبت به خروجی یا نقطه طراحی داشته باشد. براساس این تعریف معادلات تجربی مختلفی برحسب مشخصات حوضه‌های آبریز ارائه شده است.

ب- براساس هیتوگراف بارش مشاهداتی و هیدروگراف رواناب مشاهداتی ناشی از آن بارش انجام می شود. یعنی به ترتیب از آن ها، میزان بارش مازاد (Rainfall excess) و رواناب مستقیم (Direct runoff) محاسبه می‌شود. زمان تمرکز، فاصله زمانی بین مرکز جرم بارش مازاد و نقطه عطف در بازوی کاهشی هیدروگراف است. در برخی از موارد نیز زمان تمرکز را به عنوان تفاوت زمانی بین انتهای بارش مازاد و نقطه عطف بازوی کاهش هیدروگراف در نظر می‌گیرند. تعریف دوم که در فصول بعد تشریح می شود معمولاً به عنوان جایگزین تعریف اول مورد استفاده قرار می گیرد.

روش‌های مبتنی بر تعریف الف می‌تواند به دلیل تقریب در پارامترها و ثابت نبودن این پارامترها در دبی‌های سیلابی مختلف و یا تغییر این پارامترها با زمان، دارای تفاوت در تخمین زمان تمرکز حوضه باشد. روش دوم نیز دارای مشکلاتی است از آن جمله اینکه روش یگانه‌ای جهت برآورد رواناب مستقیم وجود ندارد (در فصول بعدی خواهد آمد). لذا در مجموع روش واحدی جهت تعیین t_c وجود نداشته و باتوجه به شرایط حوضه آبریز با فرضیاتی که در هر روش تجربی ارائه شده روش مناسب انتخاب می شود. لذا بایستی توجه ویژه‌ای به فرضیات مورد نظر در بهره برداری از هر روش نمود.

۲-۴-۱- روش‌های تجربی تخمین زمان تمرکز (با تعریف اول)

روابط بسیار متعددی جهت تخمین زمان تمرکز با استفاده از مشخصات حوضه های آبریز نظیر شیب، ابعاد حوضه یا طول آبراهه اصلی، ضریب زبری آبراهه و میزان نفوذناپذیری سطح حوضه ارائه شده که در اینجا به یازده رابطه معمول اشاره می‌شود. این یازده رابطه تجربی به طور خلاصه در جدول ۲-۱ ارائه گردیده است. آنچه که مهم است این که هر روش در چه شرایطی باید به کار رود و اصولاً هر روش برای چه شرایطی توسعه یافته است. پنج روش: Federal Aviation -FAA, Agency, موج سینماتیکی, Kerby-Hathaway, SCS Lag و SCS Velocity در مواقعی قابل کاربرد است که جریان اصولاً در حوضه به صورت سطحی Overland Flow و یا دو بعدی صورت گیرد. سه روش: کارتر و دو رابطه کریچ با فرض جریان غالب در آبراهه به دست آمده است. دو روش: اسپي- وینسلو و فون سیکل براساس جریان ترکیبی از سطحی و آبراهه‌های توسعه یافته و تنها روش ایگلسون برای حوضه‌هایی که دارای شبکه‌های جمع آوری آب‌های سطحی با لوله‌گذاری است توسعه یافته و لذا عمدتاً در حوضه‌های آبریز شهری به کار می‌رود.

در تحقیقی با استفاده از داده‌های جمع‌آوری شده از شهر واشینگتن با کالیبره کردن داده‌ها برای حوضه‌های شهری و متغیرهای طول آبراهه و شیب آبراهه اصلی، رابطه خود را مطابق جدول ۱-۲ ارائه نمود. لازم به ذکر است که داده‌های جمع‌آوری شده مربوط به حوضه‌های آبریز شهری تا مساحت ۲۰ کیلومتر مربع و طول آبراهه اصلی ۱۱ کیلومتر و شیب کمتر از ۰.۰۰۵ بوده است. همچنین ضریب زبری مانینگ آبراهه از ۰.۰۱۳ تا ۰.۰۲۵ بوده است.

جدول ۱-۲: روابط تجربی برای تخمین زمان تمرکز

معادله	نام روش
$t_c = 1.278 L_m^{0.6} S_m^{-0.3}$	کارتز
$t_c = 0.000275 L_f n R_h^{-\frac{2}{3}} S_f^{-\frac{1}{2}}$	ایگلسون
$t_c = 0.734 \phi L_f^{0.29} S_f^{-0.145} I^{-0.6}$	اسپی-وینسلو
$t_c = 0.0236 (1.1 - C) L_m^{0.5} S_f^{-0.333}$	اداره هوانوردی آمریکا
$t_c = 0.11657 L^{0.6} n^{0.6} i^{-0.4} S_f^{-0.33}$	موج سینماتیکی
$t_c = 0.0241 L_f^{0.47} n^{0.47} S_f^{-0.235}$	کربای-هاتاوی
$t_c = 0.0000541 L_f^{0.77} S_f^{-0.5}$	کریچ (PA)
$t_c = 0.000325 L_f^{0.77} S_f^{-0.385}$	کریچ (TN)
$t_c = 0.000142 L_f^{0.8} \left(\frac{25400}{CN} - 228.6 \right)^{0.7} S^{-0.5}$	SCS با زمان تأخیر
$t_c = 0.0002778 \sum (L_f K S^{-0.5})$	SCS با تخمین سرعت
$t_c = 0.01248 L_t^{0.13} L_m^{0.13} S_f^{-0.065}$	فون سیکل

در معادلات فوق:

t_c = زمان تمرکز (hr)، L_m = طول آبراهه اصلی (km)، S_m = شیب میانگین آبراهه اصلی، L_f = طول کانال (m)،
 n = ضریب زبری مانینگ، R_h = شعاع هیدرولیکی (m)، S_f = شیب کانال، I = درصد سطوح نفوذناپذیر، Φ = عامل کانال،
 C = ضریب سیلاب در روش منطقی (استدلالی)، L = طول آبراهه اصلی (m)، S = شیب آبراهه اصلی (برحسب درصد)،
 i = شدت بارش mm/h، CN = شماره منحنی در روش SCS، K = ضریب تابع نوع کاربری اراضی، L_t = مجموع طول آبراهه‌های فرعی یا لوله‌های فرعی (m) و L_m = طول حوضه (m) است.

مثال ۲-۴: مطلوب است برآورد t_c در حوضه آبریزی با مشخصات جدول ۲-۳ برای دو حالت قبل و بعد از توسعه (با تغییر کاربری اراضی) به روش تخمین سرعت. حوضه قبل از توسعه عمدتاً جنگلی به مساحت ۱۶ هکتار با آبراهه طبیعی پوشیده از علف و پس از توسعه، یک لوله بتنی به قطر ۴۰۰ میلیمتر جایگزین بخشی از آبراهه طبیعی شده است. راهنمایی: تخمین

سرعت در آبراهه با روش مانینگ $\left(V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \right)$ و در سطح با معادله $V = K S^{1/2}$.

جدول ۲-۲: مقادیر ضریب K برای محاسبه سرعت جریان در سطح حوضه با کاربری‌های مختلف

K	نوع کاربری اراضی
۰.۰۷۶	اراضی جنگلی با زمین‌های لخت
۰.۱۵۲	اراضی کشاورزی
۰.۲۱۳	مراعات با چمن کوتاه
۰.۲۷۴	اراضی کشاورزی با کشت ردیفی
۰.۳۰۵	اراضی بایر با خاک بدون پوشش گیاهی
۰.۴۵۷	آبراهه‌های با پوشش علفی
۰.۶۱۰	سطوح پوشش داده شده

جدول ۳-۲: شرایط حوضه آبریز قبل و بعد از توسعه (تغییر کاربری اراضی)

شرایط توسعه	شماره بازه جریان	شیب	طول (m)	کاربری اراضی
قبل از توسعه	۱	۰.۰۱	۴۳	جنگلی
	۲	۰.۰۰۸	۸۰	آبراهه با پوشش علفی
	۳	۰.۰۰۸	۱۴۵	آبراهه کنار جاده
بعد از توسعه (با تغییر کاربری اراضی)	۱	۰.۰۱	۱۵	اراضی با پوشش چمن کوتاه
	۲	۰.۰۱	۱۵	اراضی پوشش داده شده
	۳	۰.۰۰۸	۹۰	آبراهه‌های با پوشش علفی
	۴	۰.۰۰۹	۱۳۰	لوله بتنی به قطر ۴۰۰ mm

حل: در شرایط قبل از توسعه با استفاده از رابطه $V = KS^{1/2}$ و جدول ۲-۲، مقدار سرعت جریان در بازه ۱ جریان ۰.۰۷۶ متر در ثانیه و در بازه ۲ جریان ۰.۴۱ متر در ثانیه به دست می‌آید. برای محاسبه سرعت جریان در آبراهه کنار جاده با ضریب زبری مانینگ $n = 0.15$ و شعاع هیدرولیکی ۰.۳ متر خواهیم داشت:

$$V = \frac{1}{0.15} 0.3^{2/3} 0.008^{1/2} = 0.27 \text{ m/s}$$

لذا زمان تمرکز کلی حوضه قبل از توسعه برابر است با:

$$t_c = \frac{43}{0.076} + \frac{80}{0.41} + \frac{145}{0.27} = 1298 \text{ (s)} = 21.6 \text{ (min)}$$

در شرایط پس از توسعه، سرعت در جریان در بازه‌های ۱، ۲ و ۳ جریان به ترتیب معادل ۰.۲۳۱، ۰.۶۱ و ۰.۵۴ متر در ثانیه بدست می‌آید. با ضریب مانینگ $n = 0.011$ برای لوله بتنی و شعاع هیدرولیکی $R_h = 0.33 \text{ (m)}$ خواهیم داشت:

$$V = \frac{1}{0.011} 0.1^{2/3} 0.009^{1/2} = 1.86 \text{ m/s}$$

لذا زمان تمرکز کلی حوضه پس از شرایط توسعه برابر است با:

$$t_c = \frac{15}{0.213} + \frac{15}{0.61} + \frac{90}{0.54} + \frac{130}{1.86} = 332 \text{ (s)} = 5.5 \text{ (min)}$$

لذا توسعه اراضی حوضه باعث کاهش زمان تمرکز آن از ۲۱.۶ دقیقه به ۵.۵ دقیقه شده است. در فصول بعد افزایش شدید دبی اوج سیلاب با کاهش زمان تمرکز بررسی خواهد شد. از این روست که توسعه و تبدیل اراضی جنگلی و کشاورزی به اراضی نفوذناپذیر و سطوح شهری باعث تشدید سیلاب در پائین دست می‌شود.

مسایل

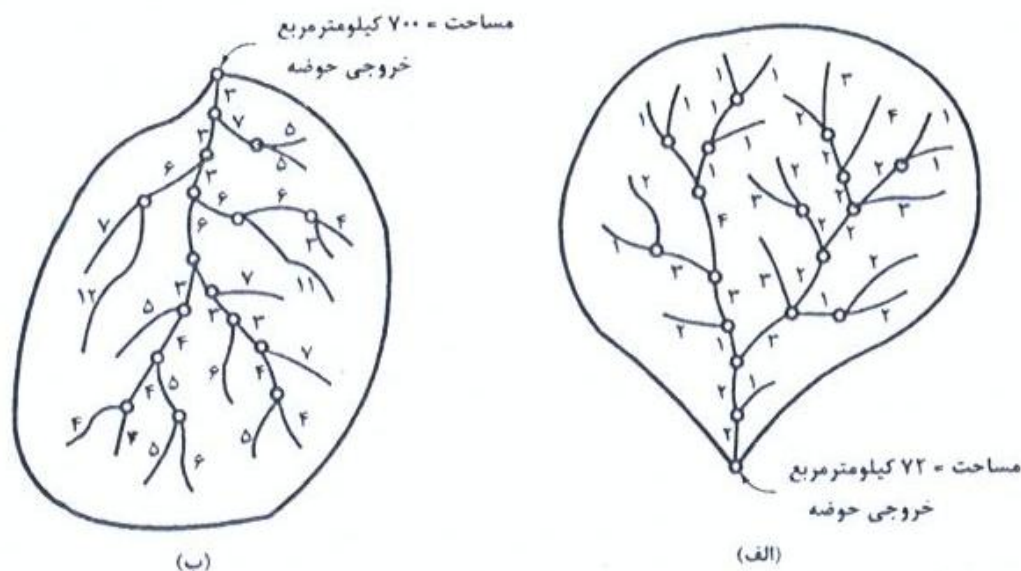
۱-۲- مطلوب است محاسبه تراکم زهکشی در حوضه‌های آبریز مطابق شکل ۲-۵- الف و ب که مساحت آنها برحسب کیلومتر مربع و طول آبراهه‌ها برحسب کیلومتر روی شکل نشان داده شده است.

۲-۲- در حوضه آبریز شکل ۲-۴- الف، ضمن مشخص نمودن مرتبه آبراهه‌ها، نسبت انشعاب R_b را محاسبه و براساس قانون هورتون برای تعداد آبراهه‌ها، تعداد واقعی آبراهه‌ها با مرتبه‌های مختلف را با مقدار محاسباتی آنها مقایسه نمایید.

۳-۲- برای شکل ۲-۴- الف، مطلوب است محاسبه نسبت طول آبراهه‌ها L_t ، نسبت مساحت آبراهه‌ها R_a و نسبت شیب آبراهه‌ها S_s . میانگین طول، مساحت و شیب را نیز برای هر مرتبه از آبراهه‌ها محاسبه و با مقادیر واقعی مقایسه نمایید.

۴-۲- در یک حوضه آبریز طبیعی، طول روخانه اصلی ۳۵۰۰ متر و شیب میانگین آن ۳ درصد است. براساس شرایط نفوذپذیری خاک حوضه و پوشش گیاهی، مقدار شماره منحنی $CN = \square\square$ تخمین زده شده است. مطلوب است محاسبه زمان تمرکز این حوضه به روش SCS با زمان تأخیر.

۵-۲- در یک حوضه آبریز شهری، طول کانال اصلی جمع‌آوری آب‌های سطحی ۲۵۶۰ متر و شیب آن $S=0.004$ است. زمان تمرکز این حوضه براساس رابطه کریچ (TN) چند ساعت است؟



شکل ۲-۴ حوضه‌های آبریز با شاخه‌های مختلف، طول شاخه‌ها برحسب کیلومتر می‌باشد.

۶-۲- در یک حوضه آبریز شهری، کانالی از جنس بتن ($n = 0.015$) با طول کلی ۶۵۰۰ متر و شیب میانگین $S=0.002$ وظیفه جمع‌آوری آب‌های سطحی منطقه را به عهده دارد. زمان تمرکز این حوضه براساس روش کربای- هاتاوی چند دقیقه است؟

۷-۲- در یک حوضه آبریز شهری براساس نوع کاربری اراضی مقدار ضریب جریان در روش استدلالی $C = 0.65$ تخمین زده شده است. طول کانال اصلی جمع‌آوری آب‌های سطحی این حوضه ۴۸۰۰ متر و شیب میانگین آن $S = 0.001$ می‌باشد. زمان تمرکز این حوضه براساس روش اداره هوانوردی آمریکا چند دقیقه است؟

فصل سوم: ریزش های جوی

ریزش جوی یعنی نزول بخار آب موجود در جو به صورت مایع، جامد و یا هر دو است. ریزش زمانی رخ می دهد که، از یک طرف، هوای مرطوب صعود نماید و، از طرف دیگر، هستک های کافی در جو وجود داشته باشد. به عبارت دیگر، ابتدا هوای مرطوب باید تا ارتفاعی بالا رود تا بر اثر سرد شدن به نقطه‌ی اشباع برسد تا ابر را پدید آورد. ولی نبود هستک های کافی در جو حاوی ابر منجر به وقوع ریزش نمی‌شود. بدین ترتیب، ریزش در مناطق مختلف روی زمین یکسان نیست. از این منظر، مناطق روی زمین را می‌توان به سه ناحیه کلی تقسیم کرد: نواحی پر ریزش یا خیلی مرطوب، نواحی کم ریزش یا کم آب و نواحی با ریزش متوسط.

در این فصل ضمن بررسی ریزش‌های جوی، به معرفی انواع روش‌های اندازه‌گیری ریزش ها (شامل باران، برف) پرداخته و روش‌های آماده‌سازی داده‌های ریزش نیز معرفی می‌شود. هم چنین، روش های برآورد منطقه‌ای بارش حاصل از داده‌های مشاهداتی نقطه‌ای (اندازه گیری شده با باران سنج) ارائه می شود. بررسی رابطه‌ی بین شدت و مدت بارش، معرفی منحنی‌های عمق - مساحت - مدت بارش، همراه با مثال‌هایی برای هر موضوع در این فصل ارائه خواهد شد. نهایتاً بحث تعدیل ریزش نقطه‌ای به ریزش منطقه‌ای و الگوهای زمانی ریزش مورد توجه قرار می گیرد.

۱-۳ ریزش‌های جوی (بارش)

این ریزش‌ها موقعی انجام می شود که اجزاء تشکیل دهنده ابر، به دلیل بزرگی و سنگینی نتوانند در ابر شناور باقی بمانند و در نتیجه به ناچار باریده می شود. بدیهی است که بزرگی اجزای مزبور باید آن قدر باشد که با وجود تبخیر در طول راه تا سطح زمین، بقایای آن بتواند به سطح زمین برسد. ریزش‌های جوی براساس ساختمان فیزیکی اجزاء آن به دو دسته مایع و جامد تقسیم می‌شوند. ریزش‌های مایع عبارتند از باران، ریزباران و رگبار (بطور کلی بارش باران). ریزش‌های جامد شامل برف، یخدانه و تگرگ (بطور کلی بارش برف) است.

۱-۱-۳ بارش های مایع

این نوع ریزش که باران نام دارد از قطرات فراوان آب تشکیل می شود که به نسبت سیستم به وجود آورنده‌ی آن می‌تواند کاملاً متفاوت باشد. قطره باران معمولاً از ۰.۵ تا ۵ میلی‌متر قطر دارد. باران‌های با قطر کمتر از ۰.۵ میلی‌متر را ریز باران گویند، که غالباً از ابرهای پائین به سطح زمین می‌بارد. رگبار از قطرات درشت تشکیل شده که دارای شدت زیاد و مدت (تداوم) کم بوده و عموماً در هوای ناپایدار تشکیل شده و می‌بارد.

۳-۱-۲ بارش های جامد

این نوع ریزش که عمدتاً برف نام دارد از بلورهای شش گوش تشکیل شده است که حاصل تصعید بخار آب در دمای کمتر از نقطه‌ی انجماد آن است. بلورهای مزبور به صورت منفرد یا مخلوط با سایر بلورهای یخ مشاهده می‌شوند. بلورهای برف در بیشتر موارد به تنهایی قادر به چسبیدن به یکدیگر نیستند، بلکه به وسیله‌ی قطرات آب سرد به یکدیگر متصل می‌شوند. بلورهای مزبور در این موارد به صورت تکه‌های برف با ابعاد ۴ تا ۵ سانتیمتر رشد می‌کنند.

به طور کلی سهم برف نسبت به کل بارش، با کاهش دما یا افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود. یعنی بالاتر از یک ارتفاع معین، بارش تنها به صورت برف دیده می‌شود که به استقرار برف در ارتفاعات منجر می‌شود. یخدانه از دانه کروی نیمه شفاف و به ندرت مخروطی تشکیل شده است که بزرگی آن از ۲ تا ۵ mm است. یخدانه حاصل انجماد آرام قطره آب سرد، در سطح دانه‌های برف است. یخدانه معمولاً موقعی تشکیل می‌شود که دمای لایه‌های جو بسیار کمتر از صفر درجه (C) باشد. تگرگ از دانه یا تكدانه‌های یخ حداقل به قطر ۵ mm تشکیل شده است. رشد شدید تگرگ حاصل حرکات عمودی شدید و مکرر هوا در درون ابرهاست. یعنی هسته‌ها قطرات آب را به دفعات به دور خود جذب کرده سبب انجماد آنها شوند. تگرگ غالباً به شکل رگبار، بطور محدود همراه با رعد و برق به ویژه در فصل بهار می‌بارد.

۳-۲ الگوهای صعود هوا منجر به بارش

صعود هوای مرطوب به منظور ایجاد بارش، به عوامل متعددی نسبت داده می‌شود. مهمترین این عوامل عبارتند از: بارش های جبهه‌ای، همرفتی (جابجایی) و کوه بارشی.

بارش‌های جبهه‌ای در اثر تلاقی حرکت دو جبهه‌ی هوای سرد و/یا گرم (دارای حرکت موازی سطح زمین) و صعود هوای گرم در اثر این برخورد است. هوای گرم به علت ناپایداری ذاتی خود، در هر دو جبهه‌ی سرد و گرم صعود و در نهایت بارش ایجاد می‌شود. بنابراین هرچه مقدار رطوبت هوای گرم بیشتر باشد، مقدار بارش نیز بیشتر است.

بارش‌های همرفتی در مقیاس محلی و در نتیجه‌ی ناپایداری ناگهانی هوا صورت می‌گیرد. برخلاف بارش‌های جبهه‌ای، جابجایی در داخل یک توده‌ی هوای عمل می‌کند. این ناپایداری موقعی حاصل می‌شود که توده‌ی هوا در سطح زمین، به دلائل مختلف موضعی جوی/سطحی بطور ناگهانی گرمتر از هوای مجاور شود. گرم شدن توده‌ی هوا نسبت به محیط اطراف خود نزدیکی سطح زمین به دو دلیل می‌تواند روی دهد. ۱- قسمتی از زمین در منطقه‌ای وسیع، انرژی تابشی بیشتری نسبت به اطراف کسب کند و به تدریج تا حدی گرم شود که قسمت زیرین توده‌ی هوای بالایش را گرمتر از هوای مجاور

خود کند. چنین هوایی ناپایدار شده بالا می رود. ۲- توده‌ی هوا در مسیر حرکت خود از مناطق بسیار گرم عبور کرده که ناگاه بالا رود. یعنی گرمای چنین منطقه‌ای از طریق رسانایی به هوای گذرنده منتقل شده قسمت زیرین آن را گرمتر از قسمت‌های بالایش کند. این نوع صعود هوا همواره با رعد و برق همراه بوده و عمدتاً در تابستان غالب است.

بارش‌های کوه بارشی در اثر ناهمواری سطح زمین در مقابل حرکت افقی (موازی سطح زمین) ایجاد می شود. ناهمواری سطح زمین توده‌ی هوا را وادار به عبور از روی دامنه خود به طرف قله (کوه یا تپه) کرده تا از آن بگذرد. با استقرار سیستم کم فشار در یک منطقه، ممکن است توده هوا به اجبار از دامنه کوه بالا روند (حرکت توده هوا یعنی باد) که ضمن این صعود، دمای توده‌ی هوا کاهش می‌یابد. زمانی فرا می‌رسد که بر اثر کاهش دما، هوا از رطوبت اشباع شده (کمتر شدن گنجایش نگهداری رطوبت هوا از میزان رطوبت موجود)، در نتیجه تراکم آغاز و ابر و باران می تواند ایجاد شود.

۳-۳ اندازه‌گیری بارش

روش‌های گوناگونی جهت اندازه‌گیری بارش وجود دارد. منظور از اندازه‌گیری بارش، تعیین مقدار بارش در یک نقطه (mm) است. برخی وسایل اندازه‌گیری شدت، زمان شروع و زمان پایان بارش را نیز ثبت می‌کند. از آنجا که اغلب ریزش‌ها به صورت باران یا برف است، لذا دستگاه‌های ساخته شده نیز جهت اندازه‌گیری، به دو گروه مختلف تقسیم می شود.

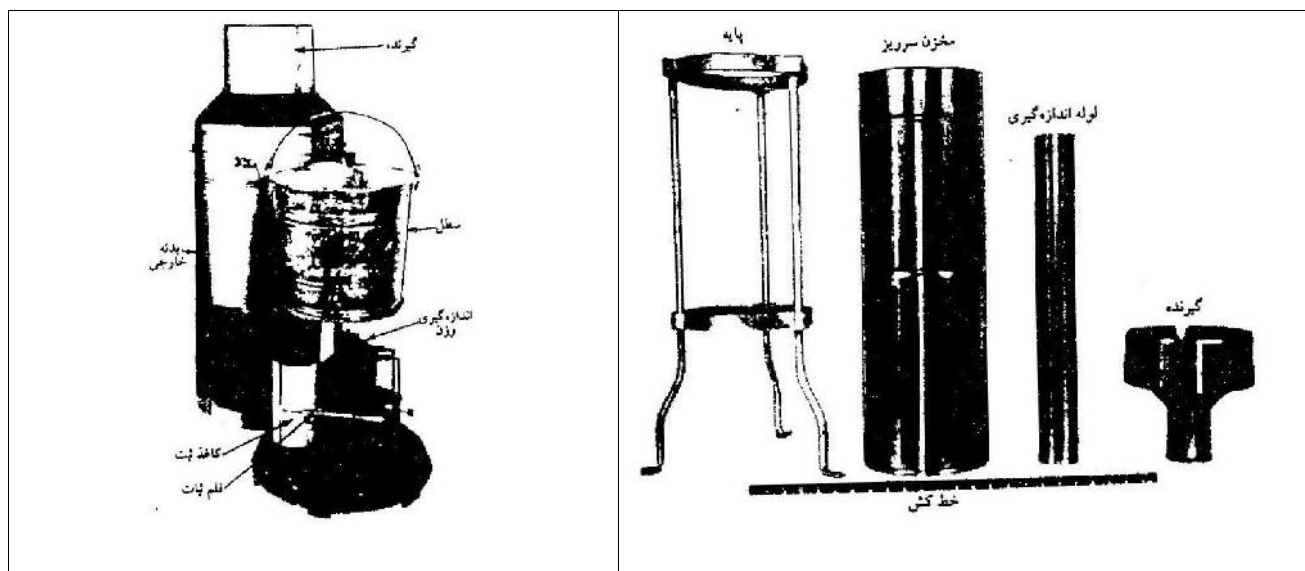
۱-۳-۳ اندازه‌گیری باران

بطور کلی اندازه‌گیری باران در سطح زمین با استفاده از دو نوع باران‌سنج، یکی ساده و دیگری ثبات، انجام می‌گیرد. همچنین ممکن است اندازه‌گیری باران با استفاده از رادار به ویژه در مقیاس‌های بزرگ نظیر اندازه‌گیری‌های منطقه‌ای صورت گیرد. در مورد استفاده از رادار در اندازه‌گیری بارش به کتب هیدرولوژی مراجعه شود.

مطابق شکل ۳-۱، باران‌سنج‌های ساده شامل یک استوانه است که آب باران در آن با قیفی به درون استوانه کوچکتري هدایت می‌شود. مساحت قسمت بالایی قیف‌گیرنده‌ی باران متفاوت است. مثلاً در باران‌سنج‌های هلمان سطح ۲۰۰ سانتیمتر مربع رعایت می‌شود. در حالی که در بعضی از کشورها سطح مزبور بزرگتر است. اندازه‌گیری آب باران در درون استوانه‌ی کوچک با خط‌کشی انجام می‌شود که درجه‌بندی آن متناسب با قطر استوانه‌ی داخلی است، به طوری که یک میلی‌متر باران با یک لیتر آب باران در مترمربع مطابقت می‌کند.

در نقاط کمتر در دسترس و نبود امکان بازدید از باران‌سنج، بطوریکه ماهی یکبار تا دو ماه یکبار امکان قرائت باران وجود داشته باشد، از باران‌سنج‌های ذخیره‌ای استفاده می‌شود. باران‌سنج‌های ثبات به ویژه جهت اندازه‌گیری شدت بارش در

طول زمان‌های مختلف بارش بکار می‌رود. زیرا باران‌سنج‌های ساده مقدار کل باران را در یک رخداد بارش به دست می‌دهند. باران‌سنج‌های ثابت دارای انواع متعددی است که باران‌سنج وزنی (شکل ۳-۲) براساس وزن آب تجمع‌یافته در مخزن آن، عمق باران را روی کاغذ ثبت می‌کند. در نوع باران‌سنج ثابت سیفونی (شکل ۳-۳)، فشار آب جمع شده در مخزن به وسیله‌ی اهرم یا جسم شناوری که نوک آنها به قلم و رسام مجهز است روی استوانه‌ی ثابت منتقل می‌شود.



شکل ۳-۲ باران سنج ثابت وزنی

شکل ۳-۱ باران سنج ساده

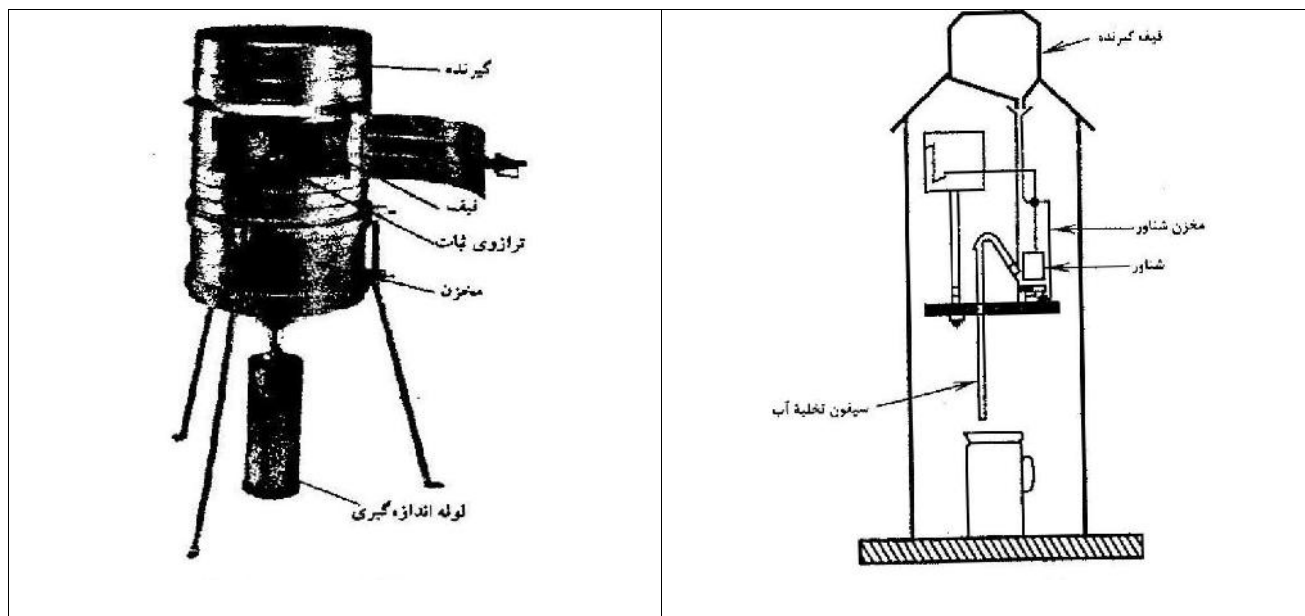
باران‌سنج‌های ثابت ترازویی مطابق شکل ۳-۴، همانند باران‌سنج‌های ساده بوده که به یک ترازوی حساس مجهز است و با اندازه‌گیری وزن آب وارد شده به مخزن، عمق آب را در زمان‌های مختلف بر روی استوانه‌ی ثابت منتقل می‌کند.

۳-۳-۲ اندازه‌گیری برف

هدف از اندازه‌گیری برف تعیین ارتفاع برف و در ارتفاع معادل آب آن است. شرایط محلی بارش برف به لحاظ توپوگرافی، شیب، پوشش گیاهی، کاربری اراضی، دما، وزش باد و جهت تابش خورشید یکسان نیست. لذا ارتفاع برف حتی در طی یک رخداد و در نقاط مختلف یک منطقه ثابت نبوده و اندازه‌گیری ارتفاع برف با خطای تقریبی نسبتاً بالایی همراه است. از طرف دیگر، مقدار ارتفاع برف نمی‌تواند به تنهایی معیاری جهت تعیین ارتفاع معادل آب حاصل از ذوب برف باشد. براین اساس، معیار چگالی برف تعریف می‌شود، که عبارتست از نسبت وزن آب معادل برف ذوب شده به حجم اولیه‌ی برف. که برای برف تازه باریده حدود 40 kg/m^3 برای برف کهنه با تراکم زیاد به ویژه در ارتفاعات به حدود 900 kg/m^3 می‌رسد.

برای اندازه‌گیری ارتفاع برف دو روش اندازه‌گیری در هنگام باریدن و اندازه‌گیری پس از بارش وجود دارد. در این روش اندازه‌گیری برف در هنگام باریدن از برف‌سنج نیفر استفاده می‌شود که دارای محفظه‌ای مخروطی با قطر بیرونی ۷۵۰

میلیمتر و قطر داخلی ۲۷۵ میلیمتر است که بر روی باران‌سنج نصب می‌شود و عملاً ارتفاع آب معادل ذوب برف را نشان می‌دهد. اندازه‌گیری ارتفاع برف پس از بارش توسط خط‌کش مدرج صورت گرفته و جهت افزایش دقت عمل اندازه‌گیری ارتفاع برف در چندین محل صورت گرفته و میانگین آن به عنوان ارتفاع متوسط در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳-۴ باران سنج ثابت ترازویی

شکل ۳-۳ باران سنج ثابت سیفونی

۴-۳ شبکه اندازه‌گیری بارش‌ها (شبکه باران سنجی)

از آنجا که مساحت تحت پوشش هر ایستگاه اندازه‌گیری بارش در مقایسه با مساحت تحت بارش بسیار کم است و لذا بایستی به تعداد کافی و در نقاط مناسب اندازه‌گیری بارش صورت گیرد تا بتوان تصویر مناسبی از وضعیت بارش در منطقه بدست آورد. از طرف دیگر تعداد زیادی ایستگاه اندازه‌گیری بارش بار مالی به همراه داشته و به جز هزینه‌ی اولیه‌ی احداث آن، هزینه‌های بهره‌برداری و نگهداری دربر دارد، از این رو بایستی تعداد بهینه‌ای از ایستگاه در هر منطقه وجود داشته باشد که هم نمایشگر وضعیت واقعی بارش در منطقه بوده و هم به لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه باشد. براساس توصیه‌ی سازمان جهانی هواشناسی توصیه می‌گردد تعداد ایستگاه‌ها در مناطق و اقلیم‌های مختلف به صورت زیر باشد:

- در مناطق مسطح و با اقلیم مدیترانه‌ای و همچنین در مناطق استوایی در هر ۶۰۰ تا ۹۰۰ کیلومترمربع وجود یک ایستگاه اندازه‌گیری بارش ایده‌آل است و در هر ۹۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلومترمربع یک ایستگاه قابل قبول است؛

- در مناطق کوهستانی با اقلیم مدیترانه‌ای و همچنین در مناطق استوایی در هر ۱۰۰ تا ۲۵۰ کیلومترمربع وجود یک ایستگاه اندازه‌گیری بارش ایده‌آل و در هر ۲۵۰ تا ۱۰۰۰ کیلومترمربع قابل قبول است؛

- در مناطق خشک و بیابانی و نیز مناطق قطبی وجود یک ایستگاه در هر ۱۵۰۰ تا ۱۰۰۰۰ کیلومترمربع مناسب است.

۳-۴-۱ کفایت تعداد باراسنج ها

جهت بررسی کفایت تعداد ایستگاه‌های اندازه‌گیری بارش در منطقه‌ای که دارای تعدادی ایستگاه بوده و آمار آن موجود است، با استفاده از مشخصات آماری داده‌های ایستگاه می‌توان تعداد بهینه‌ی ایستگاه را تعیین نمود. این تعداد از رابطه:

$$N = \left(\frac{C_v}{e} \right)^2 \quad (۳-۴)$$

تعیین می‌شود که $N =$ تعداد بهینه‌ی ایستگاه اندازه‌گیری بارش، $C_v =$ ضریب تغییرات داده‌های اندازه‌گیری شده از m ایستگاه موجود، $e =$ درصد خطای مجاز در تعیین میانگین بارش منطقه است. اگر مقادیر بارش مشاهداتی در m ایستگاه موجود به ترتیب $P_1, P_2, P_3, \dots, P_m$ باشد، ضریب تغییرات از روابط زیر بدست می‌آید:

$$C_v = \frac{100 s_{m-1}}{\bar{P}} \quad (۳-۵)$$

$$s_{m-1} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^m (P_i^2) - \frac{(\sum_{i=1}^m P_i)^2}{m}}{(m-1)}} \quad (۳-۶)$$

که $P_i =$ بارش در ایستگاه i ام، $\bar{P} =$ میانگین بارش در منطقه است. برای محاسبه‌ی تعداد بهینه‌ی ایستگاه‌های اندازه‌گیری بارش عموماً درصد خطای مجاز $e = 10\%$ در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است هرچه درصد خطای مجاز کمتر شود، تعداد ایستگاه‌ها افزایش می‌یابد.

مثال ۳-۲: در منطقه‌ای ۶ ایستگاه اندازه‌گیری بارش وجود دارد. در طول یکسال، مقدار بارش میانگین در این ایستگاه‌ها مطابق جدول ۳-۱ بوده است. اگر خطای مجاز میانگین بارش ۱۰٪ باشد، تعداد بهینه‌ی ایستگاه‌ها چقدر است؟

جدول ۳-۱ بارش میانگین در ۶ ایستگاه

شماره‌ی ایستگاه	1	2	3	4	5	6
بارش (mm)	82.6	102.9	180.3	110.3	98.8	136.7

حل: براساس داده‌های مسئله: $e = 10\%$ ، $m = 6$ و میانگین ریاضی بارش این ۶ ایستگاه برابر است با

$$\sigma_{m-1} = 35.04 \quad \bar{P} = 118.6 \text{ (mm)} \quad \text{لذا براساس رابطه‌ی (۳-۶) داریم:}$$

$$C_v = \frac{100 \times 35.04}{118.6} = 29.54 \quad \text{ضریب تغییرات براساس رابط (۳-۵) برابر است با}$$

$$N = \left(\frac{29.54}{10}\right)^2 = 8.7 \approx 9 \text{ ایستگاه}$$

تعداد بهینه‌ی ایستگاه‌ها براساس رابطه‌ی (۳-۴) برابر است با

براین اساس، تعداد ۳ ایستگاه جدید دیگر مورد نیاز است.

۳-۵ آماده‌سازی داده‌های مشاهداتی قبل از کاربرد

قبل از بکارگیری داده‌های مربوط به بارش ایستگاه‌های اندازه‌گیری، بایستی از پیوستگی یا سازگاری آنها مطمئن شد، یعنی داده‌های مشاهداتی مورد کنترل کیفی قرار گیرند. منظور از کنترل پیوستگی داده‌ها این است که در بین داده‌های اندازه‌گیری شده، داده‌ی اشتباه در اثر خرابی دستگاه یا قرائت اشتباه وجود نداشته باشد. داده‌ی اشتباه را می‌توان با استفاده از داده‌های مشاهداتی (آمار) ایستگاه‌های مجاور تشخیص داد. بدین منظور از تعریف بارش نرمال به عنوان مبنای مقایسه استفاده می‌شود. بارش نرمال عبارتست از میانگین میزان بارش در یک دوره‌ی مشخص نظیر ماه، سال در طی یک دوره‌ی سی‌ساله. بنابراین مفهوم بارش نرمال سالانه برای یک ایستگاه عبارتست از میانگین حداقل سی‌ساله‌ی بارش در این ایستگاه که آمار آن موجود باشد. یعنی داده‌های یک ایستگاه وقتی با یکدیگر سازگار است که از یک جامعه‌ی آماری به وجود آمده باشند. به عبارت دیگر، همگنی در آنها برقرار باشد.

۳-۵-۱ تخمین داده غیرموجود (مفقودی)

با استفاده از مقادیر بارش سالانه‌ی M ایستگاه مجاور باران‌سنجی معادل $P_1, P_2, P_3, \dots$ و P_M می‌توان مقدار داده‌ی غیرموجود P_x در ایستگاه x را به دست آورد. با فرض اینکه مقادیر بارش نرمال سالانه ایستگاه‌های اندازه‌گیری $N_1, N_2, \dots, N_3$ و N_M با بارش نرمال سالانه دیگر ایستگاه‌ها کمتر از ۱۰ درصد باشد، مقدار P_x از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید.

$$P_x = \frac{1}{M}(P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_M) \quad (۳-۸)$$

ولی هرگاه میانگین نرمال سالانه در ایستگاه x یعنی N_x تفاوت قابل ملاحظه‌ای با میانگین نرمال سالانه‌ی دیگر ایستگاه‌ها داشته باشد، با استفاده از روش نسبت نرمال مطابق رابطه‌ی زیر مقدار P_x محاسبه می‌شود.

$$P_x = \frac{N_x}{M} \left[\frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} + \frac{P_3}{N_3} + \dots + \frac{P_M}{N_M} \right] \quad (۳-۸)$$

۳-۵-۲ آزمون سازگاری داده‌ها

داده‌ها وقتی سازگارند که از یک جامعه‌ی آماری باشند. داده‌های بارش ممکن است به دلایل زیر دارای ناسازگاری باشند:

-جابجایی ایستگاه باران‌سنجی به محل جدید دیگری در منطقه؛

-تغییر در اقلیم منطقه ناشی از آتش‌سوزی جنگل‌ها، لغزش زمین و زلزله شدید؛

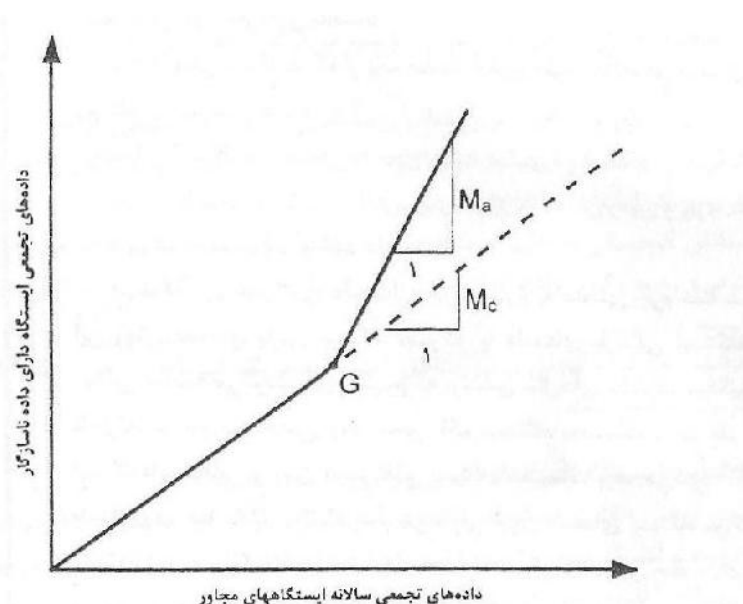
-خطای انسانی در قرائت یا ثبت داده‌ها

جهت بررسی ناسازگاری داده‌ها از منحنی تجمعی دوگانه استفاده می‌شود. در این روش داده‌های بارش ایستگاه ناسازگار با داده‌های بارش ایستگاه‌های مجاور به صورت تجمعی مقایسه می‌شود. یعنی براساس سال‌های مشترک میانگین بارش سالانه ایستگاه ناسازگار به صورت تجمعی روی محور قائم دستگاه مختصات و متناظر با آن میانگین سالانه ایستگاه‌های مجاور بر روی محور افقی دستگاه مختصات برده می‌شود. در حالت سازگاری داده‌ها، داده‌ها تقریباً روی یک خط مستقیم (شیب ثابت) قرار می‌گیرد. در حالت ناسازگاری داده‌ها، از یک نقطه به بعد شکست در خط ایجاد می‌شود. حتی ممکن است چند خط مستقیم با چند شیب متفاوت قابل برازش شود. لذا بایستی داده‌های بارش ایستگاه ناسازگار در دوره‌ی ناسازگاری براساس شیب قبلی خط (دارای سازگاری با داده‌های ایستگاه‌های مجاور) اصلاح شود. در شکل ۳-۵ مقدار

ضریب اصلاحی برای داده‌های از نقطه‌ی G به بعد $K = \frac{M_c}{M_a}$ است و لذا داده‌ها براساس رابطه زیر اصلاح می‌شود.

$$P_c = P \frac{M_c}{M_a} \quad (۳-۹)$$

که P_c = داده‌ی اصلاح شده، P = داده‌ی ناسازگار یا اصلاح نشده، M_c = شیب اصلاحی در منحنی تجمعی دوگانه، M_a = شیب اصلی در منحنی تجمعی دوگانه از قسمت داده‌های ناسازگار به بعد. توصیه می‌شود تعداد ایستگاه‌های مجاور جهت استفاده از این روش ۵ تا ۱۰ ایستگاه باشد.



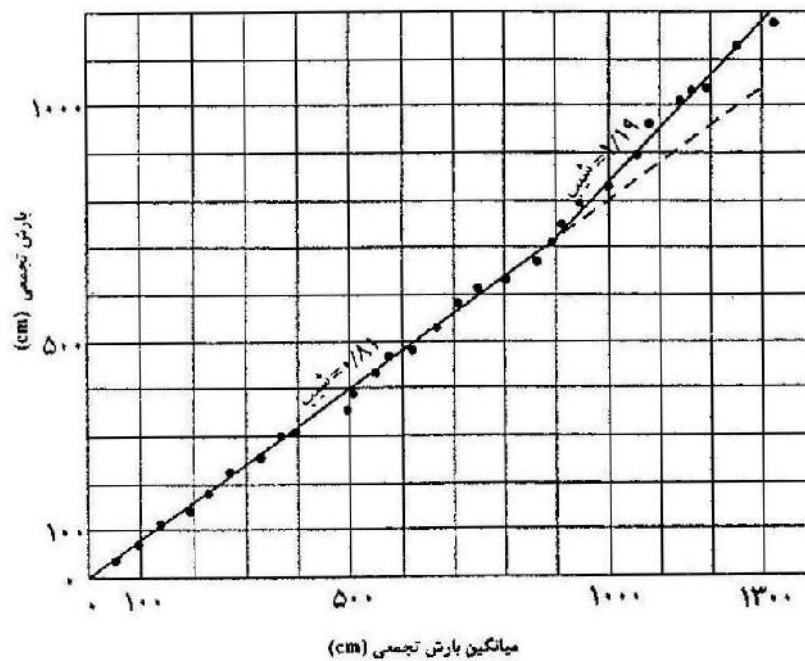
شکل ۳-۵ منحنی تجمعی دوگانه

مثال ۳-۴: در جدول ۲-۳ مقادیر میانگین بارش سالانه از سال ۱۳۵۱ تا ۱۳۸۰ برای ایستگاه باران‌سنجی A که دارای ناسازگاری با ۱۰ ایستگاه مجاور است و نیز مقادیر تجمعی بارش سالانه داده شده است. با استفاده از روش منحنی تجمعی دوگانه مقادیر بارش سالانه ایستگاه A را اصلاح نمایید.

حل: با رسم تجمعی میانگین بارش سالانه در ایستگاه A در مقابل بارش تجمعی سالانه در ۱۰ ایستگاه مجاور، منحنی مطابق شکل ۳-۶ به دست می‌آید که از سال ۱۳۶۱ به قبل دارای ناسازگاری با ایستگاه‌های مجاور است. شیب قسمت ابتدای منحنی معادل $M_c = 0.81$ و در بخش دارای ناسازگاری معادل $M_a = 1.19$ است. لذا ضریب اصلاح داده‌ها از سال ۱۳۵۱ تا سال ۱۳۶۱ معادل $K = \frac{0.81}{1.19} = 0.68$ می‌شود. در جدول ۳-۳ مقادیر بارش اصلاح شده در طی سال‌های ۱۳۵۱ تا ۱۳۶۰ آمده است.

جدول ۲-۳ مقادیر میانگین بارش سالانه در ایستگاه A و ۱۰ ایستگاه مجاور

سال	بارش در ایستگاه A (cm)	بارش تجمعی در ایستگاه A (cm)	میانگین بارش در ۱۰ ایستگاه مجاور (cm)	بارش تجمعی در ۱۰ ایستگاه مجاور (cm)
1351	50.5	1178.7	71.5	1321.5
1352	90.0	1128.2	57.0	1250.0
1353	6.0	1038.2	27.5	1193.0
1354	21.5	1032.2	25.0	1165.5
1355	50.5	1010.7	60.5	1140.5
1356	62.5	96.02	22.0	1080.0
1357	69.5	897.7	55.0	1058.0
1358	36.0	828.2	57.0	1003.0
1359	42	792.2	36.5	946.0
1360	42	750.2	19.0	909.5
1361	36	708.2	27.5	890.5
1362	42	672.2	60.5	8633.0
1363	18.0	630.2	55.0	802.5
1364	30.0	612.2	38.5	747.5
1365	54.0	582.2	38.5	709.0
1366	48.0	528.2	47.5	670.5
1367	12.0	480.2	49.5	623.0
1368	36.0	468.2	24.0	573.5
1369	42.0	432.2	44.0	549.5
1370	36.0	390.2	60.5	505.5
1371	44.5	354.2	47.5	495.0
1372	9.5	309.2	29.5	397.5
1373	45.5	300.2	40.5	368.0
1374	31.2	254.7	56.0	327.5
1375	43.5	223.5	40.5	270.5
1376	39.5	180.0	38.5	230.0
1377	24.0	140.5	55.0	195.5
1378	44.5	116.5	42.0	137.5
1379	36.0	72.0	46.0	95.5
1380	36.0	36.0	49.5	49.5



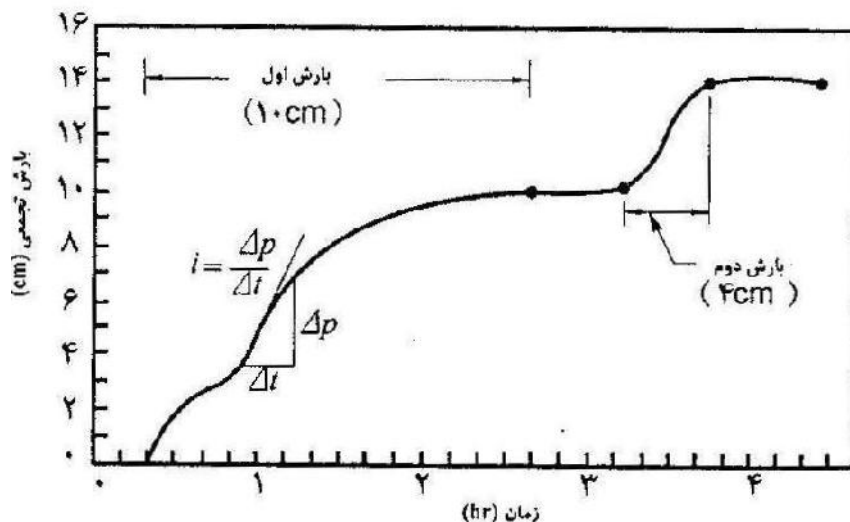
شکل ۳-۶ منحنی تجمعی دوگانه

جدول ۳-۳ مقادیر بارش اصلاح شده در طی سال‌های ۱۳۵۱ تا ۱۳۶۰

سال	بارش اصلاح نشده (cm)	بارش اصلاح شده (cm)
۱۳۶۰	۴۲.۰	۲۸.۵۶
۱۳۵۹	۴۲.۰	۲۸.۵۶
۱۳۵۸	۳۶.۰	۲۴.۴۸
۱۳۵۷	۶۹.۵	۴۷.۲۶
۱۳۵۶	۶۲.۵	۴۲.۵
۱۳۵۵	۵۰.۵	۳۴.۳۴
۱۳۵۴	۲۱.۵	۱۴.۶۲
۱۳۵۳	۶.۰	۴.۰۸
۱۳۵۲	۹۰.۰	۶۱.۲
۱۳۵۱	۵۰.۵	۳۴.۳۴

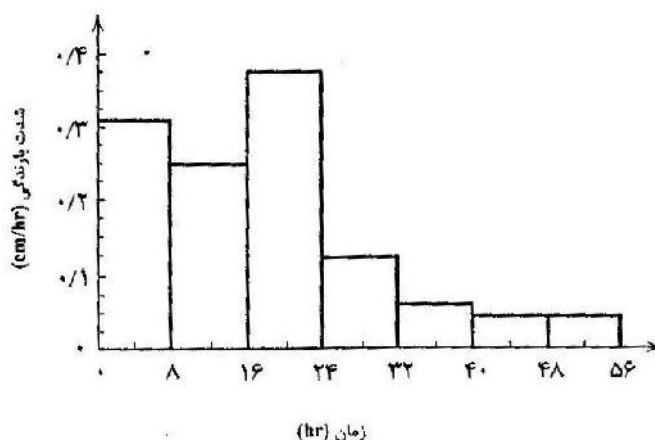
۳-۶ نمایش داده‌های بارش

برای نمایش گرافیکی داده‌های بارش دو روش اصلی وجود دارد. روش اول موسوم به منحنی تجمعی و روش دوم هیئوگراف بارش است. منحنی تجمعی بارش در حقیقت منحنی است که مقدار تجمعی بارش را در مقابل زمان از شروع بارش نشان می‌دهد. باران‌سنج‌های وزنی و سیفونی میزان بارش را بدین صورت ثبت می‌کنند. نمونه‌ای از این نوع منحنی در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. از منحنی تجمعی بارش، مدت بارش، مقدار بارش و شدت آن به سادگی استخراج می‌شود. براساس شکل ۳-۷ دو بارش رخ داده است، که اولی به مدت ۳ ساعت و مقدار ۱۰ سانتیمتر و دومی به مدت ۰.۵ ساعت و مقدار ۴ سانتیمتر باریده است. شدت بارش اول در طی مدت ۳ ساعت ثابت نبوده و در ابتدا با شدت زیاد (شیب منحنی تندتر) و سپس شدت کمتر (شیب منحنی کندتر) می‌شود. شدت بارش دوم تقریباً ثابت است. شدت بارش در هر گام زمانی عبارتست از شیب منحنی تجمعی در آن نقطه که مطابق شکل ۳-۷ برابر با $i = Dp/Dt$ است.



شکل ۳-۷ منحنی تجمعی بارش (مشاهداتی)

هیتوگراف بارش عبارتست از تغییرات شدت بارش در بازه‌های زمانی در طول بارش که به صورت نمودار ستونی نشان داده می‌شود. نمونه‌ای از هیتوگراف بارش در شکل ۳-۸ آمده است. بدیهی است هیتوگراف بارش از منحنی تجمعی بارش قابل استخراج است. بدین صورت که در گام‌های زمانی مختلف شیب منحنی تجمعی بارش نشانگر شدت بارش است و ترسیم مقدار آن در مقابل گام زمانی، هیتوگراف بارش را تشکیل می‌دهد. از هیتوگراف بارش می‌توان بیشترین شدت بارش، کمترین شدت بارش و زمان تداوم هریک را به دست آورد. همچنین مساحت هیتوگراف بارش مقدار کل بارش را می‌دهد.



شکل ۳-۸ هیتوگراف بارش

مثال ۳-۵: براساس داده‌های باران‌سنجی، مقادیر بارش تجمعی برحسب زمان در طی یک بارش ۵۰ دقیقه‌ای مطابق جدول ۳-۴ است. مطلوب است رسم منحنی تجمعی و هیتوگراف این بارش. حداقل و حداکثر شدت بارش برحسب سانتیمتر در ساعت چقدر است؟

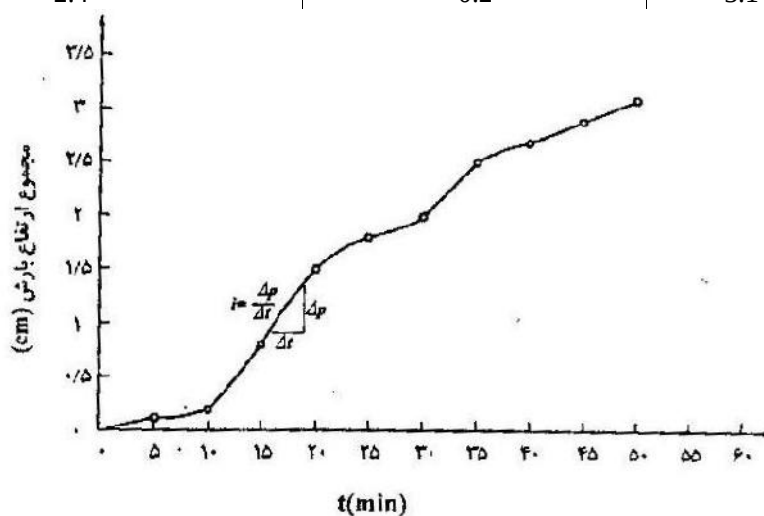
جدول ۳-۴ بارش تجمعی در طی یک بارش ۵۰ دقیقه‌ای

50	45	40	35	30	25	20	15	10	5	زمان از شروع بارش (min)
3.1	2.9	2.7	2.5	2.0	1.8	1.5	0.8	0.2	0.1	بارش تجمعی (cm)

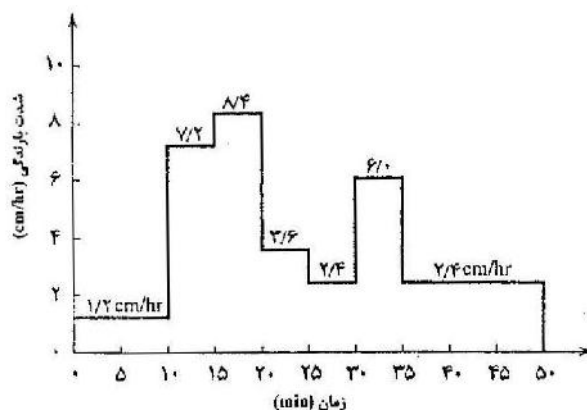
حل: منحنی بارش تجمعی نسبت به زمان که منحنی تجمعی بارش نیز نامیده می شود در شکل ۳-۹ آمده است. جهت استخراج هیتوگراف بارش نیاز به محاسبه‌ی شدت بارش در طی گام‌های زمانی مختلف است که در این مثال (min) $Dt = 5$ در نظر گرفته شده است. در جدول ۳-۵ نحوه‌ی محاسبه‌ی شدت بارش در طی زمان‌های مختلف و در شکل ۳-۱۰ هیتوگراف بارش نشان داده شده است. براین اساس حداقل شدت بارش ۱.۲ cm/hr و حداکثر ۸.۴ cm/hr بوده است.

جدول ۳-۵ محاسبه‌ی شدت بارش در طی گام‌های زمانی مختلف از شروع بارش

زمان (min)	بارش تجمعی (cm)	بارش در طول مدت $\Delta t = 5(\text{min})$	شدت بارش $i = (Dp / Dt) \times 60 (\text{cm} / \text{hr})$
5	0.1	0.1	1.2
10	0.2	0.1	1.2
15	0.8	0.6	7.2
20	1.5	0.7	8.4
25	1.8	0.3	3.6
30	2.0	0.2	2.4
35	2.5	0.5	6.0
40	2.7	0.2	2.4
45	2.9	0.2	2.4
50	3.1	0.2	2.4



شکل ۳-۹ منحنی تجمعی بارش



شکل ۳-۱۰ هیتوگراف بارش در مدت ۵۰ دقیقه بارش

۷-۳ منطقه‌ای نمودن داده‌های نقطه‌ای بارش

اطلاعات اخذ شده از باران‌سنج‌ها نشانگر مقدار و شدت بارش در نقاط اندازه‌گیری است. از آنجا که بارش در سطوح وسیع با مقدار و شدت یکسان نمی‌بارد، لذا برای تبدیل داده‌های نقطه‌ای بارش به میانگین منطقه‌ای نیاز به روش‌های زمین‌آماري است. تغییرات بارش در یک رخداد به ویژه در مناطق کوهستانی بیشتر بوده و نیاز به اطلاعات نقطه‌ای بیشتری است. در مناطق وسیع‌تر که با چندین باران‌سنج همزمان داده‌های بارش اندازه‌گیری می‌شود و مقادیر مختلفی را نشان می‌دهند، نیاز به تبدیل این بارش‌ها به بارش میانگین منطقه است تا بتوان حجم بارش را در کل منطقه تعیین نمود. سه روش اصلی جهت میانگین‌گیری از داده‌های نقطه‌ای وجود دارد که عبارتند از: میانگین‌گیری حسابی، چندضلعی تیسن و خطوط همباران. کاربرد هر کدام در زیر تشریح می‌شود.

۷-۳-۱ روش میانگین‌گیری ریاضی

وقتی مقادیر بارش مشاهداتی در ایستگاه‌های مختلف منطقه تغییرات زیادی نداشته باشند (مانند وضعیت مناطق مسطح)، با میانگین‌گیری ریاضی از مقادیر بارش در ایستگاه‌های مختلف می‌توان به میانگین بارش در منطقه با تقریب مناسبی دست یافت. لذا در صورتی که بارش در ایستگاه‌های مختلف $P_1, P_2, P_3, \dots, P_N$ باشد، مقدار بارش میانگین برابر با:

$$\bar{p} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N P_i \quad (۷-۳-۱)$$

خواهد بود که در آن P_i بارش در ایستگاه i ام و $\bar{p}$ میانگین بارش منطقه است. هرچند این روش ساده است، ولی در مناطقی که تفاوت داده‌های بارش ثبت شده با یکدیگر زیاد و یا توزیع مکانی باران‌سنج‌ها یکنواخت نباشد، کاربرد ندارد.

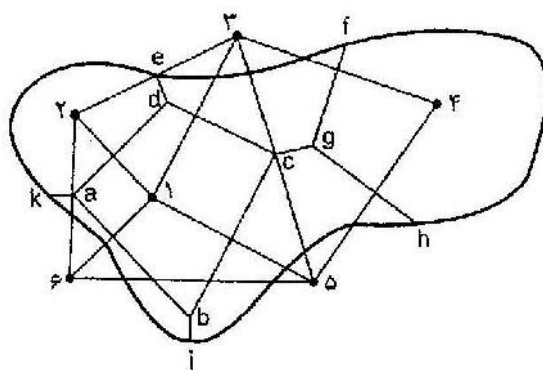
۷-۳-۲ روش چندضلعی تیسن

در مناطقی که توزیع باران‌سنج‌ها یکنواخت نبوده و یا تفاوت بارش در ایستگاه‌های مختلف زیاد باشد، بایستی به نحوی به هر ایستگاه وزن خاصی که رابطه مساحت تحت پوشش آن است داده شود و به نحوی میانگین وزنی از داده‌ها گرفته شود. در روش تیسن وزن هر ایستگاه عملاً مساحتی است که از تقاطع عمود منصف‌های اضلاعی که از اتصال ایستگاه‌های مجاور حاصل شده بدست می‌آید. از تقاطع این عمود منصف‌ها چندضلعی‌هایی به وجود می‌آید که بنام چندضلعی‌های تیسن معروف است (شکل ۷-۳-۱۱). قابل ذکر است که هر ایستگاه فقط به نزدیکترین ایستگاه‌های مجاور خود متصل شده و از رسم خط اتصال با ایستگاه‌های دورتر بایستی اجتناب کرد. در روش تیسن نه تنها داده‌های ایستگاه‌های داخل منطقه بلکه از ایستگاه‌های خارج از منطقه و در مجاورت آن نیز جهت افزایش دقت محاسبه‌ی میانگین استفاده می‌شود. اگر مساحت

چندضلعی های تیسن متناظر با هر ایستگاه که در آن قرار گرفته به ترتیب $A_1, A_2, A_3, \dots, A_N$ و مقادیر بارش در ایستگاه باران سنجی $p_1, p_2, p_3, \dots, p_N$ باشد، مقدار بارش میانگین از رابطه‌ی وزنی زیر بدست می‌آید:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^N A_i P_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \quad (11-3)$$

که مخرج کل مساحت منطقه است. حسن این روش این است که تا وقتی محل ایستگاه‌های باران‌سنج تغییر نکرده و یا ایستگاهی حذف یا اضافه نشده، مساحت‌های متناظر با هر ایستگاه ثابت بوده و نیاز به مساحت در هر بارش نیست و فقط مقادیر بارش متناظر با هر مساحت تغییر می‌کند. لذا روش نسبتاً ساده در محاسبه‌ی میانگین بارش منطقه‌ای است.



شکل ۱۱-۳ چند ضلعی های تیسن متناظر با ۶ ایستگاه باران سنجی

۳-۷-۳ روش خطوط همباران

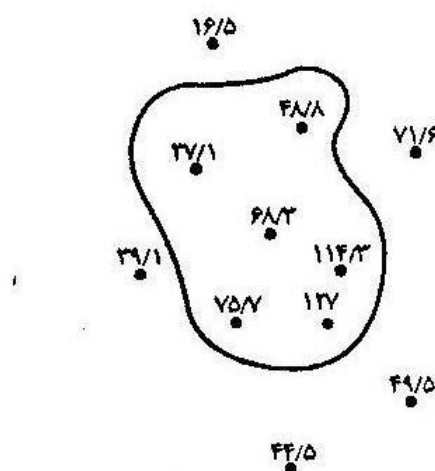
خطوط همباران از اتصال نقاط منطقه با بارش برابر حاصل و رسم می‌شود. این خطوط حاصل یک رخداد بارش است. الگوی یکسانی برای بارش‌های مختلف وجود ندارد. در روش خطوط همباران برای محاسبه‌ی میانگین بارش در منطقه با رسم خطوط همبارش براساس داده‌های نقطه‌ای که از ایستگاه‌های مختلف بدست آمده و به روش درونیایی خطی این منحنی‌ها رسم شده، مساحت بین خطوط همباران محاسبه می‌شود. این مساحت در حقیقت بایستی وزن میانگین بارشی قرار گیرد که دو خط همبارش در اطراف آن قرار گرفته است. میانگین بارش در کل منطقه از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\bar{p} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{p}_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (12-3)$$

که $\bar{p}_i$ = میانگین بارش بین دو منحنی همباران، A_i = مساحت بین دو منحنی همباران.

لازم به ذکر است که در این روش نیز از ایستگاه‌های خارج از منطقه جهت رسم دقیق‌تر خطوط همباران استفاده می‌شود. روش خطوط همباران به ویژه در مناطق کوهستانی که تفاوت بارش در ایستگاه‌های مختلف آن زیاد است مناسب‌ترین روش جهت محاسبه‌ی میانگین بارش است. از طرفی به دلیل نیاز به رسم خطوط همباران در هر رخداد بارش و مساحت جدید برای تعیین A_i ، دارای حجم محاسباتی زیادی است و برخلاف روش تیسن که یکبار A_i های متناظر با ایستگاه‌های مختلف محاسبه می‌شود، در این روش برای هر بارش بایستی خطوط همباران ترسیم و مساحت‌ها اندازه‌گیری شود.

مثال ۳-۶: در طی یک بارش مقادیر بارش در ۶ ایستگاه باران‌سنجی در منطقه‌ای و ۵ ایستگاه مجاور آن مطابق شکل ۳-۱۲ اندازه‌گیری شده است. مطلوب است محاسبه‌ی میانگین بارش در این منطقه با هر سه روش مذکور.



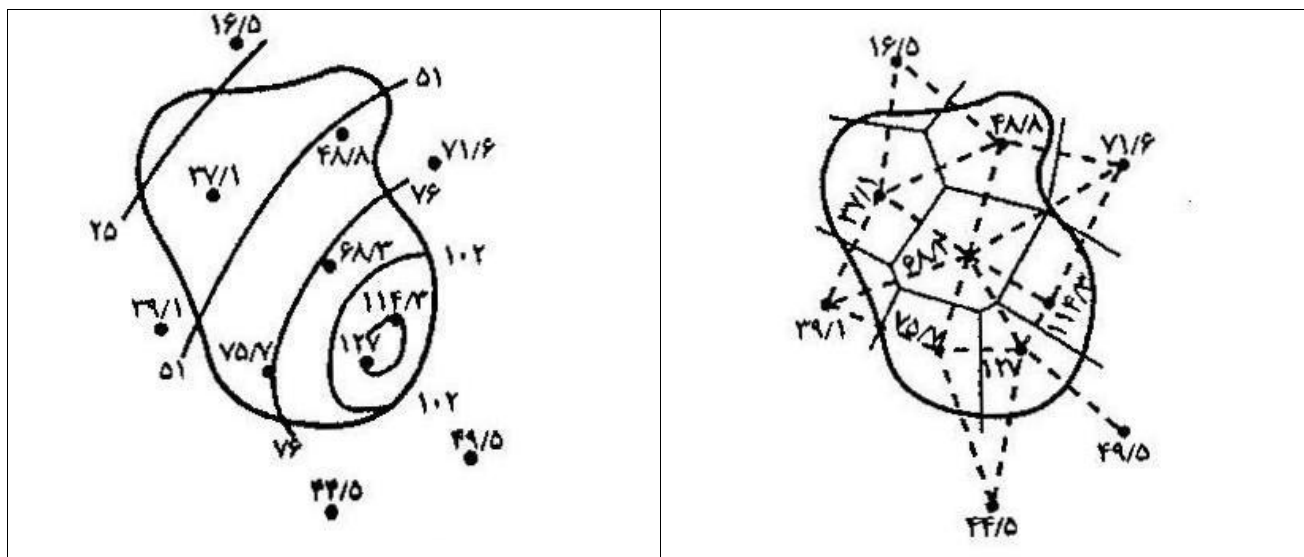
شکل ۳-۱۲ مقادیر بارش در ایستگاه‌های مختلف

حل: برای برآورد میانگین بارش منطقه فقط از داده‌های داخل منطقه استفاده می‌شود. چرا؟ میانگین حسابی منطقه:

$$P = (37.1 + 48.8 + 68.3 + 114.3 + 75.7 + 127) / 6 = 78.5 \text{ (mm)}$$

ولی به دلیل تفاوت زیاد (بیش از ۱۰-۱۵٪)، از میانگین وزنی استفاده می‌شود. با بکارگیری روش تیسن، با رسم چندضلعی‌ها (شکل ۳-۱۳)، مساحت متناظر با هر ایستگاه محاسبه و به عنوان وزن در مقدار بارش ضرب و حاصل به کل مساحت منطقه تقسیم می‌شود. خلاصه‌ی محاسبات این روش در جدول ۳-۶ آمده است که بارش میانگین می‌شود $\bar{p} = 116328.9 / 1621 = 71.8 \text{ (mm)}$ با استفاده از روش همباران (شکل ۳-۱۴) و برآورد مساحت بین خطوط، میانگین

بارش براساس محاسبات جدول ۳-۷ معادل $\bar{p} = 107061.5 / 1621 = 66.0 \text{ (mm)}$ است.



شکل ۳-۱۳ چند ضلعی های تیسن

شکل ۳-۱۴ خطوط همباران

جدول ۳-۶ خلاصه‌ی محاسبات به روش چندضلعی تیسن

مقدار بارش (mm)	مساحت چندضلعی (km^2)	مساحت $\times$ بارش ($km^2 \times mm$)
16.5	18	297
37.1	311	11538.1
48.8	282	13761.6
38.3	311	21241.3
39.1	52	2033.2
75.7	238	18016.6
127.0	212	26924
114.3	197	22517.1
مجموع	1621	116328.9

جدول ۳-۷ خلاصه‌ی محاسبات روش خطوط همباران

خط همباران (mm)	مساحت بین خطوط همباران (km^2)	مساحت $\times$ میانگین خطوط همباران ($km^2 \times mm$)
127	34	4318
102	199	22785.5
76	300	26700
51	508	32258
25	500	19000
	80	2000
مجموع	1621	107061.5

۳-۸ رابطه بین شدت - مدت بارش (ID)

بارش‌ها حتی در یک منطقه مشخص در طول سال دارای شدت و مدت مختلف‌اند. بطور کلی هرچه مدت بارش افزایش یابد از شدت بارش کاسته می‌شود. یعنی بارش‌های شدید و رگبارها تداوم زیادی نداشته و در مدت کوتاهی می‌بارند و بالعکس بارش با تداوم زیاد دارای شدت کمی هستند. براساس تجارب اندازه‌گیری های شدت و مدت بارش در ایستگاه‌های مختلف، رابطه زیر بین شدت (i) و مدت (t) برای بارش‌های با تداوم بین ۵ تا ۱۲۰ دقیقه می‌تواند برقرار باشد.

$$i = \frac{a}{t+b} \quad (3-13)$$

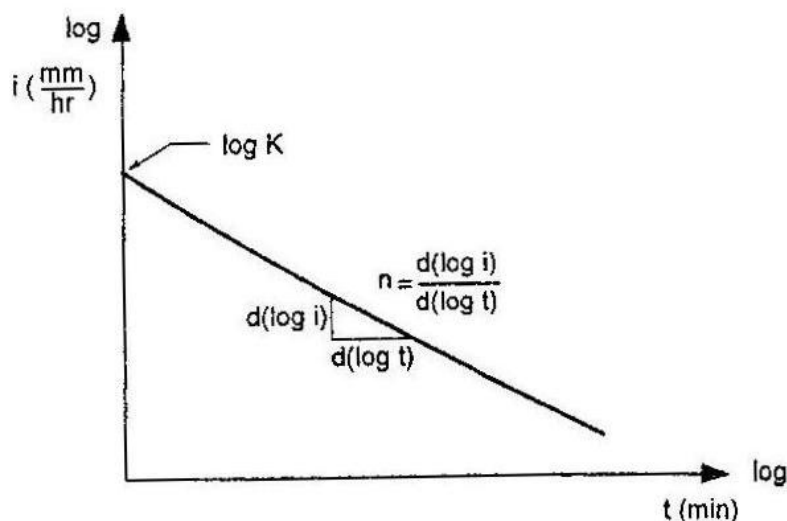
که i = شدت بارش (mm/hr)، t = مدت بارش (min) و a و b به ترتیب ضرایب حاصل از برازش رابطه مناسب بین داده‌های مشاهداتی i و t در ایستگاه مربوطه است. برای بارش‌های با مدت بیش از ۱۲۰ دقیقه، رابطه به شکل زیر است.

$$i = \frac{k}{t^n} \quad (۳-۱۴)$$

که k و n ضرایب حاصل از برازش بهترین منحنی بین مقادیر i و t (داده‌های مشاهداتی) است. در سیستم لوگ-لوگ، این رابطه به صورت خط شده که براحتی ضرایب k و n برآورد می‌شود. با لگاریتم‌گیری از طرفین این رابطه داریم:

$$\text{Log } i = \text{log } k - n \text{Log } t \quad (۳-۱۵)$$

مطابق شکل ۳-۱۵ اگر داده‌های اندازه‌گیری شده که مقادیر t و متناظر با آن i را نشان می‌دهد، روی کاغذ دو لگاریتمی برده و بهترین خط بین آنها را برازش دهیم. عرض از مبدأ آن مقدار z و شیب خط، مقدار n را به دست می‌دهد.



شکل ۳-۱۵ برازش خط بین داده‌های t و i جهت تعیین شکل رابطه

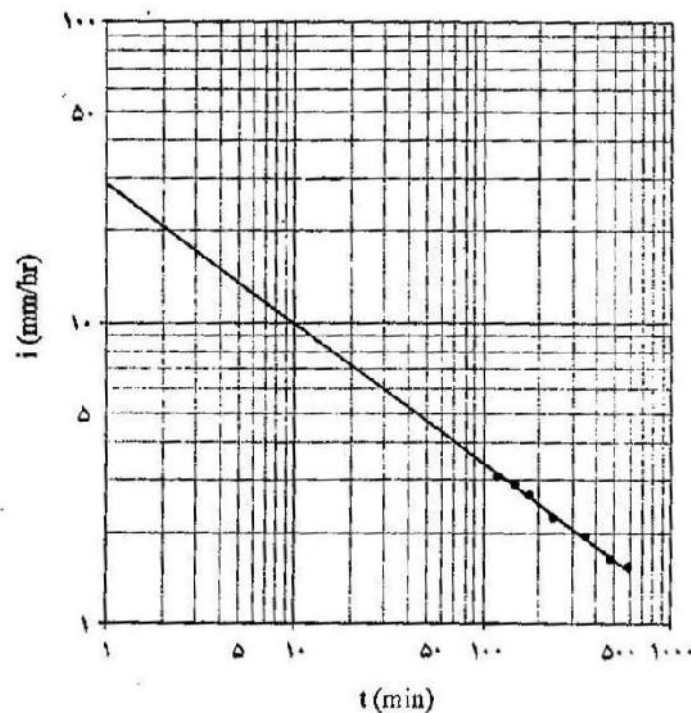
مثال ۳-۷: براساس اندازه‌گیری شدت و مدت بارش در ایستگاه باران‌سنجی، داده‌هایی مطابق جدول ۳-۸ به دست آمده است. مطلوب است رابطه‌ی شدت - مدت بارش برای این ایستگاه.

جدول ۳-۸ مدت و شدت بارش ثبت شده در ایستگاه باران‌سنجی

600	480	360	240	180	150	120	T(min)
1.5	1.6	1.9	2.2	2.6	2.8	3.0	i (mm/hr)

حل: با رسم داده‌های جدول ۳-۸ روی محورهای دولگاریتمی و برازش بهترین خط بین آنها مطابق شکل ۳-۱۶ مقادیر

ضرایب k و n در رابطه (۳-۱۵) برابرند با $k=28$, $n=0.46$. لذا رابطه شدت-مدت برابر است با: $i = 28 / t^{0.46}$



شکل ۳-۱۶ تعیین ضرایب n و k

۹-۳ منحنی‌های عمق - مساحت - مدت بارش (DAD)

اصولاً بارش در مناطق وسیع بطور یکنواخت و با شدت ثابت نمی‌بارد. در برخی نقاط عمق بارش زیاد و در نقاط دیگر کم است. با رسم خطوط همباران نحوه‌ی توزیع مقدار بارش در منطقه (طی یک رخداد بارش) بهتر مشخص می‌شود. در برخی مطالعات هیدرولوژی نیاز به ترسیم نقشه‌های همباران برای بارش‌های یک روزه، دو روزه، سه روزه و حتی در برخی مناطق ۵ روزه است. اگر باران‌سنج کافی برای رسم خطوط همباران در منطقه موجود باشد (برای بارش‌های با تداوم مورد نظر)، می‌توان منحنی‌های عمق-مساحت-مدت بارش (DAD) را برای آن منطقه ترسیم نمود. به ترتیب مراحل زیر:

الف- براساس تداوم بارش مورد نظر، مثلاً یک روزه، دو روزه و ... بزرگترین مقدار بارش اتفاق افتاده انتخاب می‌شود؛

ب- خطوط همباران منطقه براساس بزرگترین میزان بارش انتخابی در گام قبل ترسیم می‌شود،

چ- براساس نقشه‌ی همباران، مرکز با مراکز بارش منطقه که عملاً نقاط با بیشترین مقدار بارش هستند مشخص می‌شود؛

د- با شروع از مراکز بارش، مساحت داخل هر منحنی همباران اندازه‌گیری می‌شود،

ه- مساحت بین هر دو منحنی همباران در متوسط بارش این منحنی‌ها ضرب تا عمق بارش بین دو منحنی بدست آید؛

و- مقدار افزایش حجم حاصل با مقادیر جزیی قبلی جمع شده و برای کل منطقه به صورت تجمعی پیش می‌رود تا کل

حجم بارش به دست آید؛

ز- عمق میانگین بارش، از حاصل تقسیم حجم بارش بدست آمده بر مساحت کلی به دست می‌آید؛

ح- منحنی براساس یک تداوم بارش خاص (مثلاً یک روزه) در دستگاه مختصاتی که محور افقی آن مساحت و محور قائم آن میانگین عمق بارش است (به نام منحنی عمق - مساحت - مدت بارش -DAD) را می‌توان ترسیم نمود.

با انجام این مراحل برای بارش‌های با تداوم‌های مختلف (دو روزه، سه روزه و ...) منحنی‌های DAD حاصل می‌شود.

مثال ۳-۸: با داده‌های ایستگاه‌های باران‌سنجی منطقه‌ای، خطوط همباران برای بارش حداکثر ۴ روزه (شکل ۳-۱۷)

بدست آمده است (دارای دو مرکز بارش A و B). مطلوب است ترسیم منحنی DAD بارش با مدت ۴ روز در این منطقه.

حل: خلاصه‌ی محاسبات جهت ترسیم منحنی عمق - مساحت - مدت در جدول ۳-۹ درج گردیده است. نهایتاً منحنی

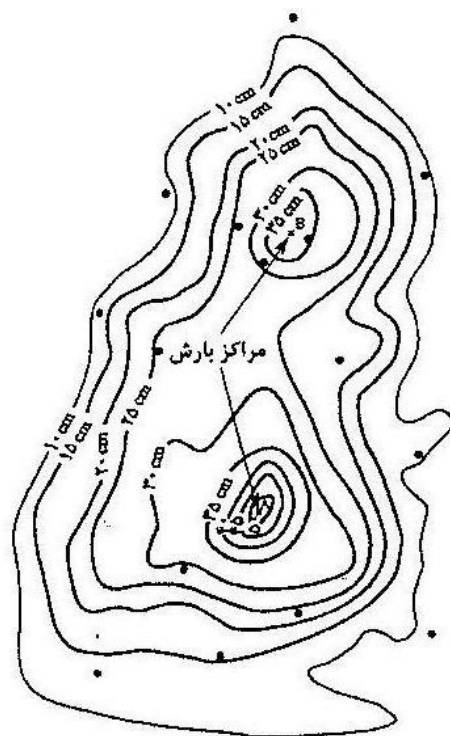
DAD برای تداوم ۴ روزه براساس مساحت و عمق متوسط در شکل ۳-۱۸ رسم شده است.

جدول ۳-۹ خلاصه‌ی محاسبات استخراج منحنی DAD برای تداوم ۴ روزه

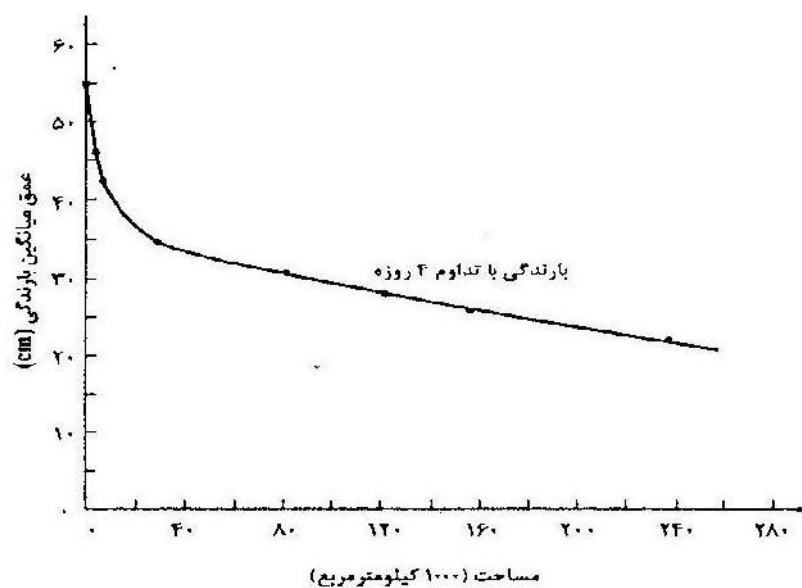
عمق میانگین بارش (cm)	حجم ۱۰۰۰ (km ³)	حجم ۱۰۰۰ (cm) (km ³)	مساحت میان ۱۰۰۰ (km ²)	میانگین همباران (cm)	همباران منحنی‌های محدودی (cm)	مساحت محصور ۱۰۰۰ (km ²)	منحنی همباران (cm)	مرکز بارش
55.0	27.5	27.5	0.5	55.0	55	0.5	50	A
46.25	185.0	157.5	3.5	45	40-50	4	40	
42.5	297.5	112.5	3	37.5	35-40	7	35	
34.91	1012.5	715.0	22	32.5	30-35	29	30	
37.5	75.0	75.0	2	37.5	>35	0.2	35	B
33.6	319.0	244.0	7.5	32.5	30-35	9.5	30	
30.8	2527.0	1196.2	43.5	27.5	25-30	82	25	A
28.1	3427.8	900	40	22.5	20-25	122	20	
25.8	4022.8	595	34	17.5	15-20	156	15	
21.3	5022.8	1000	80	12.5	10-15	236	10	

۳-۱۰ تعدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای

در بسیاری از مناطق تعداد ایستگاه‌های باران‌سنجی و یا تراکم آنها به حدی نیست که بتوان از روش‌های یادشده جهت تبدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای استفاده کرد، لذا بایستی به نحوی بر مبنای تجزیه و تحلیل داده‌های موجود بارش نقطه‌ای را برای چنین مناطقی تبدیل به بارش منطقه‌ای کرد. براساس اندازه‌گیری‌های انجام شده و ارتباط بین مدت تداوم بارش با مساحت، ضرایبی جهت تبدیل بارش نقطه‌ای به منطقه‌ای به دست آمده که طبیعتاً کوچکتر از یک است و با افزایش مساحت منطقه کوچکتر شده و با افزایش مدت تداوم بارش به یک نزدیکتر می‌شود. سازمان جهانی هواشناسی، این ضریب را مطابق جدول ۳-۱۰ برای تداوم بارش از ۱۵ دقیقه تا ۴۸ ساعت و مساحت منطقه از ۱۰ تا ۱۰۰۰ کیلومتر مربع ارائه می‌دهد. جهت تعیین ضریب تعدیل ارقام بین این اعداد جدول، می‌توان از درونیابی خطی استفاده کرد.



شکل ۳-۱۷ خطوط همباران برای بارش حداکثر ۴ روزه



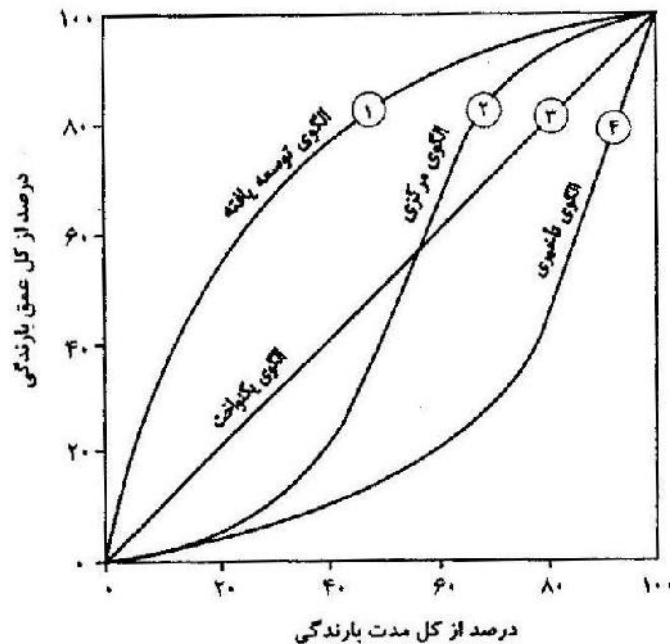
شکل ۳-۱۸ منحنی DAD برای بارش با تداوم ۴ روزه

جدول ۳-۱۰ ضریب تعدیل بارش نقطه‌ای به بارش منطقه‌ای.

مساحت منطقه‌ای (km^2)							مدت بارش
10000	3000	1000	300	100	30	10	
-	0.29	0.39	0.53	0.64	0.77	0.85	۱۵ دقیقه
0.31	0.41	0.51	0.62	0.72	0.82	0.89	۳۰ دقیقه
0.44	0.53	0.62	0.71	0.79	0.86	0.91	۶۰ دقیقه
0.55	0.65	0.73	0.79	0.84	0.90	0.93	۲ ساعت
0.62	0.71	0.78	0.83	0.87	0.91	0.94	۳ ساعت
0.73	0.79	0.83	0.87	0.90	0.93	0.96	۶ ساعت
0.83	0.86	0.89	0.92	0.94	0.96	0.97	۲۴ ساعت
0.86	0.88	0.91	0.94	0.96	0.97	0.98	۴۸ ساعت

۱۱-۳ الگوهای زمانی بارش

در بسیاری از طراحی‌های هیدرولوژیکی، نظیر طراحی سیستم‌های جمع‌آوری آبهای سطحی، توزیع زمانی بارش یا نحوه تغییر شدت بارش در طول مدت بارش از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. براساس تجارب سازمان جهانی هواشناسی در نقاط مختلف دنیا، چهار تیپ عمومی نحوه‌ی توزیع عمق بارش در طول بارش را نشان می‌دهد (شکل ۳-۱۹).



شکل ۳-۱۹ الگوهای عمومی توزیع زمانی بارش

در این شکل، نوع اول الگوی بارش که به نام الگوی توسعه‌یافته معروف است، شدت بارش در ابتدا زیاد و درصد عمده‌ای از مقدار بارش در ابتدای بارش ایجاد می‌شود. در نوع دوم تقریباً بارش در طول مدت بارش به صورت یکنواخت و با شدت ثابت می‌بارد که به الگوی مرکزی معروف است. تیپ سوم یک الگوی کاملاً یکنواخت را نشان می‌دهد که به ندرت در طبیعت رخ می‌دهد که از اینرو معمولاً از این الگو استفاده نشده و ارائه آن نیز صرفاً جهت تسهیل در مقایسه شکل عمومی سایر الگوهای بارش است. در تیپ چهارم، عمده‌ی بارش در انتهای مدت تداوم بارش روی داده که به الگوی تأخیری معروف است. البته این چهار الگو کلی بوده و جهت طراحی‌های محلی نیاز به استخراج دقیق الگوهای زمانی بارش است.

مسایل

۱-۳ تعداد ایستگاه‌های باران‌سنجی در منطقه ای ۷ است. میانگین بارش در طول یکسال در این ۷ ایستگاه در جدول ۱۱-۳ داده شده است. با فرض قبول خطای ۵٪ برای میانگین بارش‌ها، چند ایستگاه باران‌سنجی دیگر باید احداث شود؟

جدول ۳-۱۱ بارش در هفت ایستگاه مختلف

نام ایستگاه	A	B	C	D	E	F	G
بارش (mm)	130.190	142.1	118.2	108.5	165.2	102.1	146.9

۳-۲ بارش نرمال سالانه در پنج ایستگاه باران‌سنجی به ترتیب ۱۲۵، ۱۰۲، ۷۶، ۱۱۳ و ۱۳۷ سانتیمتر است. در طی یک واقعه‌ی بارش، ۴ ایستگاه اول مقادیر بارش را به ترتیب ۱۳۰۲، ۹۰۲، ۶۰۸ و ۱۰۰۲ سانتیمتر ثبت نموده‌اند. باران‌سنج پنجم به دلیل خرابی عددی را ثبت نکرده است. مطلوب است تخمین مقدار بارش در این ایستگاه در طی این رخداد.

۳-۳ مطلوب است بررسی سازگاری داده‌های بارش سالانه مشاهداتی در ایستگاه A (جدول ۳-۱۲) موجود برای مدت ۲۲ سال. مقادیر میانگین بارش مشاهداتی در ۸ ایستگاه مجاور متناظر با هر سال نیز در جدول نیز داده شده است. (۱) از چه سالی تغییرات نمایان شده است؟ (۲) مقادیر ناسازگار در ایستگاه A را براساس میانگین ۸ ایستگاه مجاور اصلاح کنید.

جدول ۳-۱۲ بارش ۲۲ ساله‌ی در ایستگاه A و ۸ ایستگاه مجاور

سال	1356	1357	1358	1359	1360	1361	1362	1363	1364	1365	1366
بارش در ایستگاه A (cm)	177	144	178	162	194	168	196	144	160	196	141
میانگین بارش در ۸ ایستگاه مجاور (cm)	143	132	146	147	161	155	152	117	128	193	156
سال	1367	1368	1369	1370	1371	1372	1373	1374	1375	1376	1377
بارش در ایستگاه A (cm)	158	145	132	95	148	142	140	130	137	130	162
میانگین بارش در ۸ ایستگاه مجاور (cm)	164	155	143	115	135	163	135	143	130	146	161

۳-۴ بارش سالانه برحسب سانتیمتر، در چهار ایستگاه A، B، C و X بین سال‌های ۱۳۶۰ تا ۱۳۷۵ (جدول ۳-۱۳) اندازه‌گیری شده است. ضمن بررسی سازگاری داده‌های ایستگاه X، در صورت ناسازگاری آنرا اصلاح کنید.

جدول ۳-۱۳ بارش در ایستگاه‌های مختلف در طی سالهای ۱۳۶۰ تا ۱۳۷۵

سال	1360	1361	1362	1363	1364	1365	1366	1367	1368	1369
A	41	44	36	37	40	39	35	34	36	42
B	37	41	33	36	38	39	31	31	30	37
C	42	44	40	40	43	44	36	36	38	43
X	43	46	40	42	45	43	37	38	37	46

ادامه‌ی جدول ۳-۱۳

سال	1370	1371	1372	1373	1374	1375
A	43	38	43	45	42	38
B	39	36	39	40	41	38
C	42	40	46	45	43	37
X	40	36	39	42	38	34

۳-۵ داده‌های جدول ۳-۱۴ از یک باران نگار در طول یک واقعه‌ی بارش استخراج گردیده است. مطلوب است: الف- رسم هیتوگراف بارش، و ب- حداکثر شدت بارش در طول این بارش چقدر بوده است؟

جدول ۳-۱۴ بارش تجمعی در طول ۱.۵ ساعت بارش

90	80	70	60	50	40	30	20	10	زمان آغاز بارش (min)
166	160	152	124	91	68	48	41	19	بارش تجمعی (mm)

۳-۶ براساس مشاهدات یک رخداد بارش در ایستگاه‌های مختلف منطقه‌ای به مساحت 600 km^2 ، خطوط همباران رسم و مساحت بین این خطوط به صورت جدول ۳-۱۵ بدست آمده است. مطلوب است برآورد عمق متوسط بارش این منطقه.

جدول ۳-۱۵ مساحت بین خطوط همباران در طی یک رخداد بارش

1-3	3-6	6-9	9-12	12-15	زمان (hr)
85	175	120	128	92	مساحت بین خطوط km^2

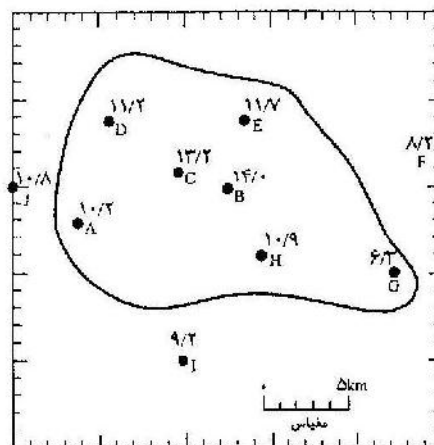
۳-۷ در منطقه‌ای مطابق شکل ۳-۲۰، هفت ایستگاه بارانسجی در داخل منطقه و ۳ ایستگاه در خارج از آن میزان بارش را در یک رخداد بارش ثبت کرده‌اند. مقادیر بارش روی شکل برحسب میلیمتر است. مطلوب است محاسبه بارش میانگین در منطقه به سه روش میانگین ریاضی، روش تیسن و روش خطوط همباران.

۳-۸ خطوط همباران برای بارش با تداوم ۲ روز برای منطقه‌ای به مساحت $1038/2$ کیلومترمربع مطابق شکل ۳-۲۱ است. مساحت بین خطوط همباران به صورت جدول ۳-۱۷ مساحی شده است. مطلوب است رسم منحنی عمق- مساحت - مدت بارش (DAD) با تداوم ۲ روزه در این منطقه.

جدول ۳-۱۷ مساحت مناطق مختلف شکل ۳-۲۱

A_6	A_5	A_4	A_3	A_2	A_1	منطقه
32.7	55.2	220.0	389.0	278.0	63.4	مساحت km^2

۳-۹ مطلوب است ارائه رابطه ی بین شدت با مدت بارش در ایستگاهی که داده‌های آن مطابق جدول ۳-۱۶ است.



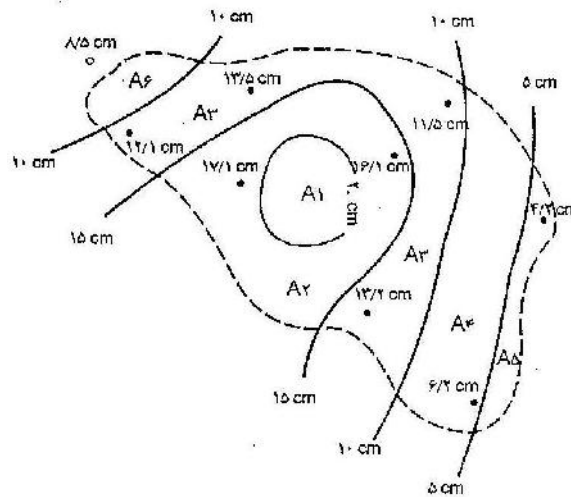
شکل ۳-۲۰ مقادیر بارش ثبت شده در ایستگاه‌های مختلف منطقه

جدول ۳-۱۶ بارش تجمعی در طول ۴۸ ساعت

48	14	12	6	3	2	1	خطوط همباران (cm)
33.6	21.6	13.49	8.46	5.08	4.17	2.49	بارش تجمعی (cm)

۳-۱۰ مقدار بارش ثبت شده توسط بارانسنجی در منطقه‌ای به مساحت ۱۲۰ کیلومترمربع با تداوم ۶۰ دقیقه معادل ۳۴

میلیمتر بوده است. بطور میانگین حجم بارش منطقه را چقدر برآورد می‌کنید؟



شکل ۳-۲۱ خطوط همباران در حوضه آبریزی به مساحت ۱۰۳۸/۲ کیلومتر مربع

فصل چهارم تلفات آب (شامل بخش هایی از برگاب، چالاب و نفوذ)

بخشی از بارش، قبل از جاری شدن بر روی سطح زمین به صورت نگهداشت روی سطوح برگ، شاخه و تنه ی درختان و گیاهان باقی می ماند، که برگاب (Interception) نام دارد. بخش دیگری که در فرو رفتگی ها، گودال ها و/یا چاله های روی زمین باقی می ماند و نیز تبدیل به جریان نمی شود، ذخیره ی چالاب (Depression) یا اختصارا چالاب گویند. در اثر خاصیت نفوذپذیری خاک، ممکن است بخشی از بارش به مرور به داخل خاک فرو رفته که به آن نفوذ (Infiltration) گفته می شود. همه این موارد می تواند سهم عمده ای در کاهش اوج و حجم سیلاب در مناطق طبیعی داشته باشد. مقداری از آب نفوذ یافته ممکن است به رواناب سطحی محدوده حوضه آبریز برگشته (چشمه موقتی) و بقیه آب های زیرزمینی را تغذیه نماید. از این آب تغذیه شده ممکن است مقداری وارد رودخانه (در محدوده حوضه آبریز) شده و بقیه از دسترس (محدوده حوضه آبریز) خارج شود. این آب اخیر تلفات زیرزمینی نامیده می شود. به مجموع مقادیر برگاب و چالاب، در اصطلاح نگهداشت آب (Retention) گفته می شود. به مجموع مقادیر برگاب، چالاب، تلفات زیرزمینی و نیز مقادیر نفوذ یافته که به هر نحو به رواناب تبدیل نشود تبخیر و تعرق یا تلفات آبی (Losses) گفته می شود. منظور از تلفات مجموع آبی است که از مقدار بارش کسر شده و مابقی آن به جریان تبدیل می شود. در این فصل ابتدا به معرفی کلی برگاب و چالاب پرداخته می شود. سپس، فرآیند نفوذ به دلیل مهم بودن و نقش پیچیده آن در مقدار رواناب تشریح می شود.

۴-۱ برگاب

فرایند گیرش و جذب مقداری از آب بارش توسط سطوح برگ، شاخه و تنه ی درختان و گیاهان در طی اوایل رخداد ریزش و سپس تبخیر یا بازگشت این آب به جو، پس از اتمام ریزش، برگاب نام دارد. در مطالعات هیدرولوژیکی مربوط به بارش های شدید مولد سیلاب های بزرگ، می توان از میزان برگاب صرف نظر کرد. ولی در مطالعات مربوط به بیلان آب بلند مدت، مخصوصا در رژیم های آرام بارش، مقدار آن بایستی برآورد و در محاسبات وارد شود. مقدار برگاب بستگی به مشخصات بارش، نوع گیاه، سن و تراکم گیاه و نهایتا به فصل سال دارد. در فصول رشد گیاهان، معمولا بین 10 تا 20 درصد بارش می تواند تبدیل به برگاب شود و در مناطق جنگلی حتی این مقدار می تواند به بیش از 25 درصد کل بارش برسد. مقدار ظرفیت برگاب در ابتدای بارش حداکثر است و سپس با افزایش مدت بارش ظرفیت آن کاسته شده تا نهایتا به صفر می رسد. مقدار کل برگاب در طی بارش و پس از آن بستگی به ظرفیت نگهداشت آب توسط گیاه و میزان تبخیر دارد. اگر مولفه های دیگر معادله

بیلان شامل بارش، تبخیر و تعرق، نفوذ، چالاب و رواناب مشخص باشد، می توان مقدار برگاب را از رابطه بیلان آب به دست آورد. ولی برای مطالعه برآورد مستقل برگاب با استفاده از ویژگی های گیاهان حوضه آبریز و استخراج روابط مربوطه به کتب هیدرولوژی مراجعه شود.

۲-۴ چالاب

چالاب بخشی از ریزش است که در چاله ها، گودال ها و شیارهای سطح زمین وارد شده و به صورت ذخیره مانده تبدیل به جریان یا رواناب نمی شود. چالاب به مرور به صورت تبخیر به جو باز می گردد. مقدار چالاب بستگی به جنس زمین، کاربری اراضی، شیب زمین، ابعاد گودال ها و شدت بارش دارد. از آنجا که مقدار چالاب به عوامل بسیار متعددی بستگی داشته و از طرفی داده های کافی جهت فرموله کردن این عوامل وجود ندارد، لذا رابطه عمومی جهت محاسبه چالاب ارائه نشده است. ولی اگر مولفه های دیگر معادله بیلان شامل بارش، تبخیر و تعرق، نفوذ، برگاب و رواناب مشخص باشد، می توان مقدار چالاب را از رابطه بیلان آب به دست آورد.

۳-۴ نفوذ

بخشی از بارش که به سطح زمین می رسد از طریق سطح خاک به داخل زمین نفوذ کرده که ممکن است در لایه های بالایی زمین باقی مانده و به صورت تبخیر و تعرق خارج شود، یا با تراوش عمیقی به آبهای زیرزمینی متصل شود، این فرایند را نفوذ می نامند. فرایند نفوذ می تواند همانند دیگر تلفات بارش مانند برگاب، چالاب و تبخیر و تعرق، نقش کاهش دهنده رواناب سطحی داشته و در مقدار و زمان به اوج رسیدن آبدهی سطحی موثر است. نفوذ عمقی آب در خاک باعث تغذیه آبهای زیرزمینی شده و آنرا از تأثیر تبخیر و تعرق دور می سازد. در اغلب مواقع آب نفوذ کرده فقط صرف افزایش میزان رطوبت خاک سطحی شده که پس از قطع بارش به مرور در اثر تبخیر و تعرق از میزان افزایش رطوبت خاک کاسته می شود. در بحث نفوذ آب در خاک، سه معیار شدت نفوذ، مقدار تجمعی نفوذ (Cumulative infiltration) و ظرفیت نفوذ (Infiltration capacity) به عنوان شاخص های بررسی فرایند و اندازه گیری نفوذ مطرح است.

شدت نفوذ عبارتست از ارتفاع آب نفوذ کرده در واحد زمان، که عموماً برحسب واحد میلیمتر در ساعت سنجیده می شود. مقدار نفوذ تجمعی معادل ارتفاع کل آب نفوذ کرده در طی یک دوره زمانی مشخص است و مقدار نفوذ تجمعی کل، مقدار آب

نفوذ کرده در کل زمان بارش است که برحسب واحد ارتفاع میلیمتر سنجیده می شود. ظرفیت نفوذ عبارتست از حداکثر شدت نفوذی که در یک خاک مشخص در تحت شرایط معین اتفاق می افتد.

۴-۳-۱ عوامل موثر در نفوذ

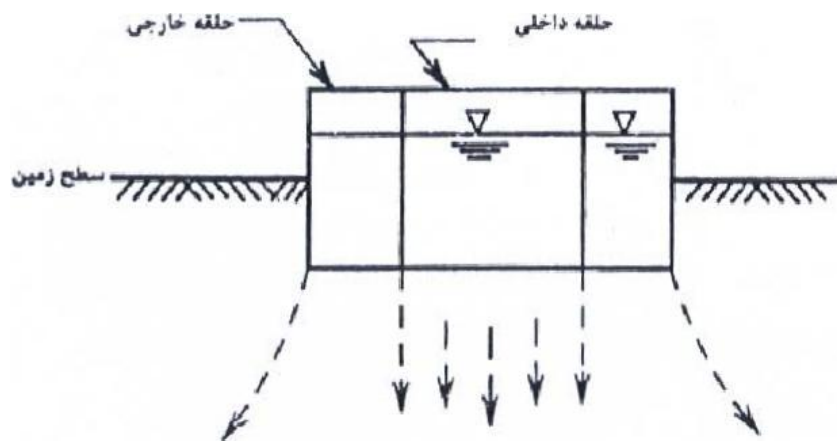
مقدار و شدت نفوذ آب در خاک از سطح زمین بستگی به پارامترهای مختلفی از جمله مشخصات بارش، شرایط خاک سطحی و مشخصات خاک اعم از مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن دارد. شدت و مدت بارش در مکانیزم نفوذ موثر است. بارش‌های مداوم و سنگین، باعث کاهش سریع ظرفیت نفوذ خاک شده تا به یک مقدار ثابت نفوذ برسد. در بارش‌های با شدت کم، میزان کاهش ظرفیت نفوذ کمتر شده و باران با شدت ثابتی در مدت طولانی تری به میزان نسبتاً ثابتی نفوذ می کند.

شرایط خاک سطحی اعم از وجود پوشش گیاهی در آن، نوع کاربری اراضی و شیب سطح زمین در میزان نفوذ موثر است، بطوری که اراضی دارای پوشش گیاهی، ظرفیت نفوذ بیشتری نسبت به اراضی مشابه و بدون پوشش گیاهی دارند. با افزایش شیب زمین، ارتفاع آب روی زمین کاسته شده و باعث نفوذ کمتر آب به داخل خاک می شود.

مشخصات خاک شامل رطوبت اولیه، تخلخل، بافت و ساختمان خاک و هدایت هیدرولیکی در نفوذ اولیه و شدت نفوذ موثرند. تخلخل زیاد خاک باعث افزایش شدت نفوذ شده و خاک‌های با بافت ریزدانه، ظرفیت نفوذ به مراتب کمتری نسبت به خاک‌های درشت دانه دارند. هر چه میزان رطوبت اولیه خاک کمتر باشد به همان نسبت شدت نفوذ اولیه بیشتر می شود. شرایطی آب در حال نفوذ نیز در مکانیزم نفوذ موثر است. بطوریکه آب گل آلوده یا لزج تر، شدت نفوذ کمتری نسبت به آب صاف دارد.

۴-۳-۲ اندازه گیری مقدار نفوذ

اندازه‌گیری مقدار نفوذ توسط نفوذسنج‌ها به صورت صحرایی صورت می گیرد. کاربردی ترین نوع نفوذسنج‌ها، از نفوذسنج با حلقه مضاعف (Double-ring infiltrometer) است. مطابق شکل ۴-۱ این نفوذسنج از دو حلقه درونی و بیرونی تشکیل شده است که قطر حلقه داخلی 30 و بیرونی 60 سانتیمتر و ارتفاع آنها 25 سانتیمتر است. این حلقه‌ها توسط چکش به داخل زمین کوبیده شده تا حدود ارتفاع 15 سانتیمتر آنها در خاک فرو رود. داخل حلقه درونی و بین حلقه‌ها را آب می ریزند. سپس در فواصل زمانی 5، 10، 15، 20، 30، 40 و 60 دقیقه تا حدود 6 ساعت مقدار پائین رفتگی سطح آب استوانه داخلی اندازه گیری می شود. آب بین استوانه داخلی و خارجی فقط برای کنترل حرکت عمودی آب در استوانه داخلی است و هیچگونه اندازه گیری روی آن صورت نمی گیرد. با اندازه گیری افت سطح آب نسبت به زمان، رابطه بین شدت نفوذ و زمان حاصل می شود.



شکل ۴-۱ نفوذسنج با حلقه مضاعف

۳-۳-۴ معادلات نفوذ

از آنجا که تخمین میزان نفوذ در بررسی فرایندهای هیدرولوژیکی به ویژه تبدیل بارش به جریان، از اهمیت ویژه ای برخوردار است، لذا تاکنون بطور نظری و با در نظر گرفتن عوامل موثر در پدیده نفوذ و شدت آن، معادلات متعددی ارائه گردیده که هر کدام دارای مزیت ها و قابلیت های کاربردی خاص خود است. در این رابطه دو معادله کاربردی برای برآورد مقدار و شدت نفوذ، یعنی معادلات هورتون (Horton) و فیلیپ (Philip) ارائه شده است. در اینجا فقط به معادله هورتون پرداخته می شود.

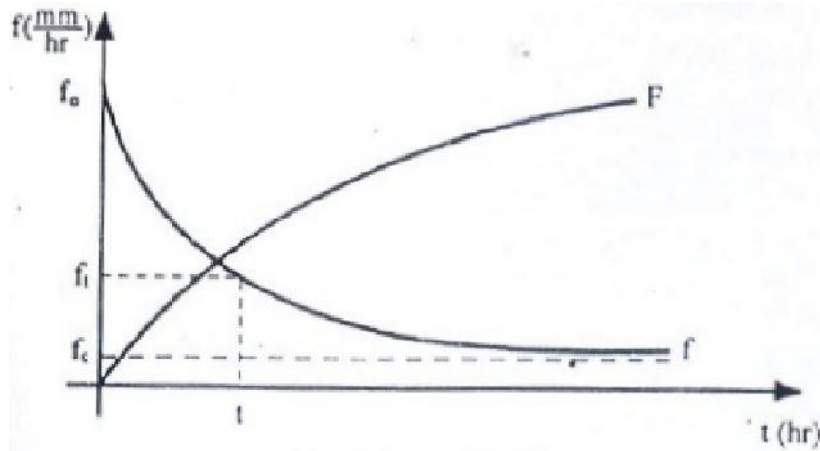
معادله هورتون

همانگونه که ذکر شد، شدت نهایی نفوذ آب در خاک را ظرفیت نفوذ گفته با f_c نشان می دهند. هرگاه شدت بارش کمتر از ظرفیت نفوذ خاک باشد، شدت نفوذ عملاً برابر با شدت بارش بوده و هیچگونه روانابی بر روی زمین تشکیل نمی شود. در صورتی که شدت بارش بیشتر از ظرفیت نفوذ باشد، آنگاه بخشی از بارش در داخل خاک نفوذ کرده و بخشی دیگر به صورت رواناب بر روی سطح زمین جریان می یابد. بدیهی است ظرفیت نفوذ خاک با افزایش زمان به شدت و تقریباً به صورت نمایی نسبت به زمان نفوذ کاهش می یابد، بطوری که در ابتدای بارش ظرفیت آن حداکثر (f_0) می رسد. ساده ترین و کاربردی ترین معادله نفوذ، معادله هورتون است که به فرم زیر بیان می شود:

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

که f_t = شدت نفوذ در زمان t از شروع بارش (mm/hr)، f_c = شدت نفوذ نهایی (mm/hr)، f_0 = شدت نفوذ اولیه (mm/hr)، T = زمان از شروع بارش (hr)، k = ثابت هورتون که بستگی به کاربری اراضی و جنس خاک دارد (hr^{-1}). در

شکل ۴-۲ فرم کلی منحنی هورتون نشان داده شده است.



شکل ۲-۴ فرم کلی منحنی نفوذ هورتون

مقدار نفوذ تجمعی از برآورد سطح زیر منحنی شدت نفوذ به دست آمده و یا با انتگرال گیری از رابطه نفوذ محاسبه می شود:

$$F = \int_0^t f_t dt$$

که F = نفوذ تجمعی (mm)، f_t = شدت نفوذ در زمان t (mm / hr).

مقدار شدت نفوذ نهایی عمدتاً بستگی به جنس خاک و پوشش گیاهی منطقه دارد. پوشش گیاهی خود باعث افزایش مقدار شدت نفوذ نهایی به دلیل متخلخل کردن بیشتر خاک توسط ریشه های آن می شود. در جدول ۲-۴ مقادیر f_c برای انواع خاک ها و در جدول ۳-۴ ضریب تعدیل جهت اعمال پوشش گیاهی در منطقه ارائه گردیده است.

جدول ۲-۴ سرعت نفوذ نهایی آب در خاک (f_c)

نوع خاک	f_c (mm / hr)
شن غیر متراکم	۱۳-۲۵
لوم	۲/۵-۷/۶
رس متراکم	۰/۲۵-۲/۵

جدول ۳-۴ ضرایب تعدیل سرعت نفوذ نهایی براساس نوع پوشش گیاهی

نوع پوشش	تراکم پوشش گیاهی	ضریب تعدیل
جنگل ها و مراتع دائمی	زیاد	۷/۵ تا ۳
	متوسط	۳ تا ۲
	کم	۱/۴ تا ۱/۲
گیاهان ردیفی	زیاد	۱/۵ تا ۱/۳
	متوسط	۱/۱ تا ۱/۳
	کم	۱/۱ تا ۱/۰
گیاهان غیر ردیفی	زیاد	۳/۰ تا ۲/۵
	متوسط	۲/۰ تا ۱/۶
	کم	۱/۳ تا ۱/۱

سرعت نفوذ اولیه آب در خاک باید با توجه به نوع خاک و پوشش گیاهی تخمین زده شود. البته در صورت نیاز به دقت بالا، لازم است این مقدار در محل اندازه گیری شود. در جدول ۴-۴ مقادیر تجربی سرعت اولیه نفوذ آب در خاک (f_0) آمده است.

جدول ۴-۴ سرعت نفوذ اولیه آب در خاک (f_0)

نوع خاک و پوشش گیاهی	f_0 (mm / h)
خاک های فاقد پوشش گیاهی	۱۶/۲
اراضی جنگلی و علفزارها	۱۱۷
خاک های رسی بدون پوشش گیاهی	۳۶
خاک های شنی دارای پوشش گیاهی متراکم	۱۰۸

از عوامل دیگر معادله هورتون، ثابت آن (k) است که با انجام آزمایش در محل تعیین می شود. در صورت نیاز به یک تخمین اولیه از مقادیر پارامترهای معادله هورتون می توان از مقادیر مندرج در جدول ۴-۵ نیز استفاده نمود.

جدول ۴-۵ مقادیر تجربی پارامترهای معادله هورتون

نوع خاک و پوشش گیاهی	f_0 (mm / h)	f_c (mm / h)	k (min ⁻¹)
خاک کشاورزی بدون پوشش گیاهی	۳۸۰	۶ تا ۲۲۰	۱/۶
خاک کشاورزی پوشیده از چمن	۹۰۰	۲۰ تا ۲۹۰	۰/۸
خاک های آلی (Peat)	۳۲۵	۲ تا ۲۹	۱/۸
خاک های رسی حاوی شن ریز بدون پوشش گیاهی	۲۱۰	۲ تا ۲۵	۱/۰
خاک های رسی حاوی شن ریز دارای پوشش چمن	۶۷۰	۱۰ تا ۳۰	۱/۴

مثال ۴-۱ در منطقه ای شدت بارش و شدت نفوذ در طول 30 دقیقه مطابق جدول ۴-۶ اندازه گیری شده است. مطلوب است برآورد اجزاء معادله هورتون و ارتفاع معادل آبی که به رواناب تبدیل شده است. از تبخیر و تعرق و چالاب صرفنظر شود.

جدول ۴-۶ شدت بارش و نفوذ در طی ۳۰ دقیقه

t (min)	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۸	۱۰	۱۲
I (cm / hr)	۵	۵	۵	۵	۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵
f (cm / hr)	۳/۹	۳/۴	۳/۱	۲/۷	۲/۵	۲/۳	۲/۰	۱/۸	۱/۵۴
t (min)	۱۴	۱۶	۱۸	۲۰	۲۲	۲۴	۲۶	۲۸	۳۰
I (cm / hr)	۷/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵
f (cm / hr)	۱/۴۳	۱/۳۶	۱/۳۱	۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۲۳	۱/۲۲	۱/۲۰	۱/۲۰

حل: برای محاسبه ثابت هورتون، k ، با لگاریتم گیری از طرفین معادله معادله هورتون داریم:

$$\log(f_t - f_c) = \log(f_o - f_c) - kt \log e, \quad t = \frac{\log(f_o - f_c)}{k \log e} - \frac{\log(f_t - f_c)}{k \log e}$$

که معادله یک خط در کاغذ نیمه لگاریتمی به صورت $y = ax + b$ است که در آن $x = \log(f_t - f_c)$ ، $y = t$

شود. بنابراین با رسم مقادیر $(f_t - f_c)$ روی محور لگاریتمی در مقابل زمان t بر $b = \frac{\log(f_o - f_c)}{k \log e}$ و $a = \frac{-1}{k \log e}$

روی محور غیر لگاریتمی، مقدار ضریب هورتون مشخص می شود. مقدار نفوذ نهایی $f_c = 1.2 \text{ (cm / hr)}$ می باشد و بر این

اساس مقادیر $(f_t - f_c)$ مطابق شکل ۳-۴ براساس زمان رسم گردیده است. از این نمودار ضریب زاویه برابر است با:

$$a = -0.1933 = -\frac{1}{k \log e}, \quad \log e = 0.434, \quad k = \frac{1}{0.1933 \times 0.434} = 11.92 \text{ (hr}^{-1}\text{)}$$

از طرفی در $t=0$ داریم:

$$f_t - f_c = 3.3 = f_o - f_c, \quad f_o = 3.3 + 1.2 = 4.5 \text{ (cm / hr)}$$

و لذا فرم معادله هورتون در این منطقه به صورت زیر به دست می آید:

$$f_t = 1.2 + (4.5 - 1.2)e^{-11.92t}, \quad f_t = 1.2 + 3.3e^{-11.92t}$$

برای محاسبه مجموع آب نفوذ کرده داریم:

$$F = \int_0^t f_t dt = \int_0^{60} (1.2 + 3.3e^{-11.92t}) dt = \left[1.2t + \frac{3.3}{-11.92} e^{-11.92t} \right]_0^{60} = 0.876 \text{ (cm)}$$

$$P = 5 \times \frac{5}{60} + 7.5 \times \frac{10}{60} + 2.5 \times \frac{15}{60} = 2.29 \text{ cm}$$

مجموع ارتفاع آب باریده برابر است با:

$$R = P - F = 2.29 - 0.876 = 1.414 \text{ (cm)}$$

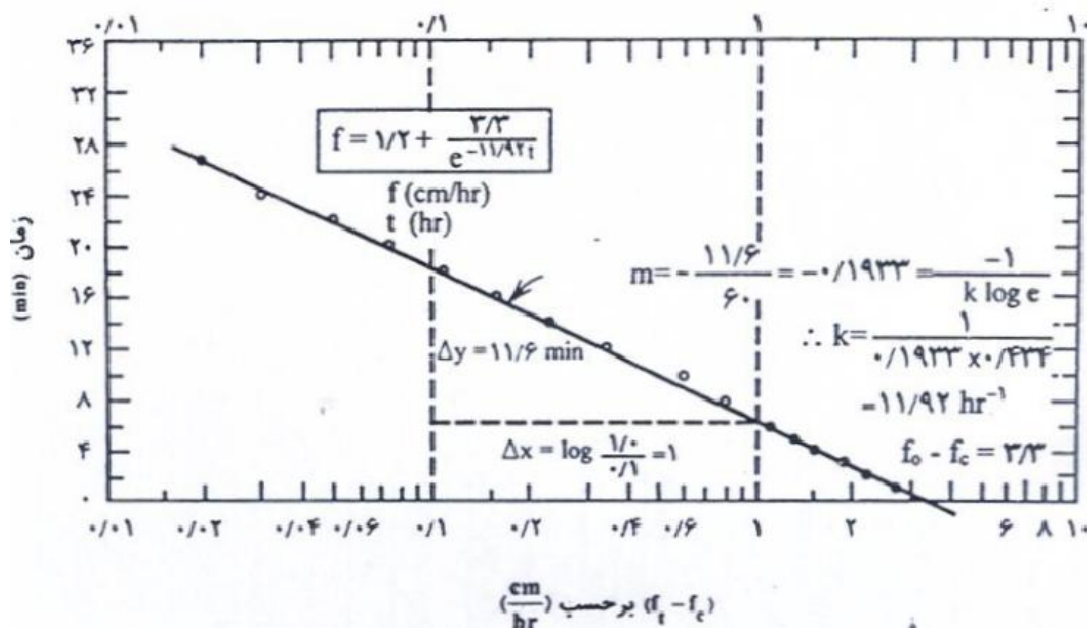
لذا ارتفاع معادل رواناب برابر است با:

مثال ۴-۲: در منطقه ای به مساحت 1.8 کیلومترمربع بارشی به ارتفاع 10 سانتیمتر در طول مدت 24 ساعت رخ داده است.

بخشی از این بارش در خاک نفوذ کرده، که ظرفیت نفوذ اولیه آن 1 (cm / hr) و ظرفیت نهایی آن 0.3 (cm / hr) پس از 15

ساعت از شروع بارش است. ثابت هورتون $k = 5 \text{ (hr}^{-1}\text{)}$ می باشد. در این منطقه مقدار تبخیر از تشتک در طول این روز پس

از کسر مقدار بارش 9.6 سانتیمتر می باشد. اگر ضریب تشک 0.7 و از بقیه تلفات صرفنظر شود، حجم رواناب تولیدی در این منطقه چند مترمکعب بوده است؟



شکل ۳-۴ تغییرات $(f_t - f_c)$ بر حسب t بر روی کاغذ نیمه لگاریتمی

حل: مجموع ارتفاع آب نفوذ کرده برابر است با:

$$F = \int_0^{24} f_t dt = \int_0^{24} \left[0.3 + (1.0 - 0.3)e^{-5t} \right] dt = \left[0.3t - \frac{0.7}{5}e^{-5t} \right]_0^{24} = 7.34 \text{ (cm)}$$

$$E_o = kE_{pan} = 0.7 \times 0.6 = 0.42 \text{ (cm)}$$

از طرفی ارتفاع معادل تبخیر برابر است با:

$$R = 10 - 7.34 - 0.42 = 2.24 \text{ (cm)}$$

لذا ارتفاع رواناب برابر با:

$$V_R = R \times A = \frac{2.24}{100} \times 1.8 \times 10^6 = 40,320 \text{ (m}^3\text{)}$$

و از این رو حجم رواناب برابر است با:

۴-۳-۴ اندیس های نفوذ/تلفات

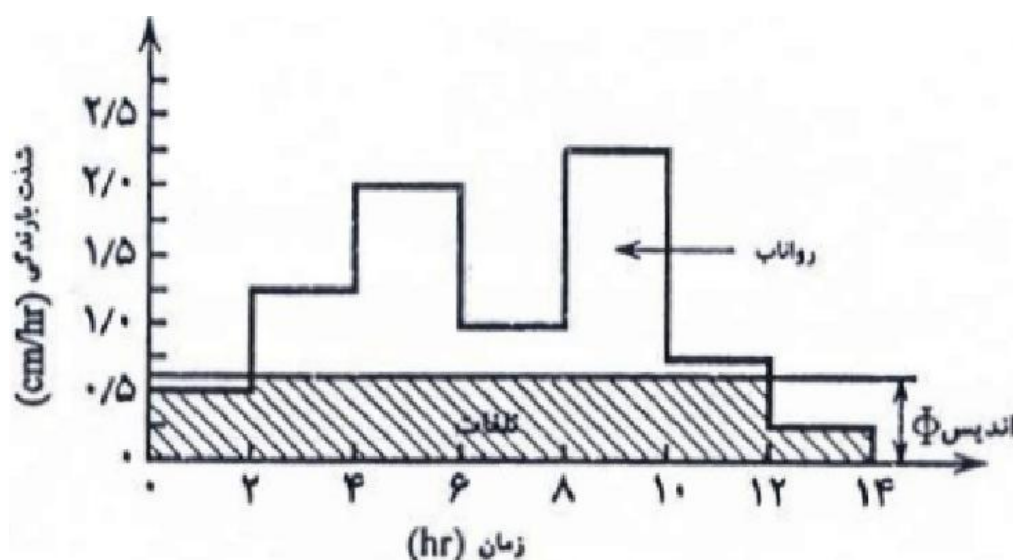
در طراحی های هیدرولوژیکی جهت سادگی محاسبات سعی می شود به جای استفاده از معادلات نفوذ که با زمان تغییر می کند، از یک نفوذ ثابت در طول بارش استفاده شود. در واقع شاخص های نفوذ^۱ عبارتست از مقدار میانگین نفوذ در طول یک بارش. شدت بارش می تواند نیز در طول مدت بارش متغیر باشد. بدیهی است در این حالت، مقدار نفوذ واقعی در ابتدای بارش از میزان برآورد شده با اندیس نفوذ بیشتر و در انتها بارش کمتر باشد. با فرض اینکه مقادیر این اندیس ها نفوذی باشد که به رواناب تبدیل نشود (این فرض در مواردی می تواند درست باشد)، یعنی تلفات محسوب شود، مقدار مازاد بر آن را می توان

^۱ - Infiltration indices

برابر رواناب دانست که به رواناب مستقیم معروف است. بدین ترتیب، در صورتیکه مقدار شدت بارش بیشتر از این اندیس ها باشد، رواناب ایجاد می شود. لذا به سادگی با استفاده از هیتوگراف بارش و مقدار اندیس نفوذ (هیدروگراف اندیس!) می توان حجم رواناب را به دست آورد. دو اندیس معمول قابل کاربرد در هیدرولوژی عبارتند از اندیس های Φ و W که تفاوت آنها در میزان برگاب و چالاب است.

اندیس Φ

اندیس Φ عبارتست از میانگین شدت بارشی که بالاتر از آن بطور کامل به رواناب تبدیل شده و برابر با حجم رواناب خروجی از منطقه است. در شکل ۴-۴ مفهوم اندیس Φ نمایش داده شده است. براساس تعریف اندیس Φ ، کلیه تلفات بارش مشتمل بر نفوذ، برگاب و چالاب در تعیین این اندیس موثرند. از آنجا که مقدار تبخیر و تعرق در طول مدت بارش ناچیز می باشد، لذا مقدار آن عموماً به عنوان تلفات بارش در طول مدت بارش مطرح نمی شود. برای محاسبه مقدار اندیس Φ با استفاده از حجم رواناب خروجی از منطقه و نیز هیتوگراف بارش که حجم بارش را بدست می دهد، مقدار حجم تلفات با کسر حجم بارش از حجم رواناب حاصل می شود. اندیس Φ برابر با اختلاف این دو حجم تقسیم بر طول مدت بارش مازاد می باشد. منظور از طول مدت بارش مازاد^۱، مدت زمانی است که شدت بارش بیشتر از شدت میانگین تلفات یا اندیس Φ باشد، لذا تعیین مقدار اندیس Φ به صورت حدس و خط از حدس اولیه آن صورت می گیرد.



شکل ۴-۴ شمایی از اندیس Φ بر روی هیتوگراف بارش

^۱ - Time of rainfall excess

مثال ۳-۴: بارش با ارتفاع 10 سانتیمتر در طول 8 ساعت با شدت های مطابق جدول ۴-۸ رخ داده و روانابی به ارتفاع معادل 5.8 سانتیمتر ایجاد نموده است. مقدار اندیس Φ چقدر است؟

جدول ۴-۸ شدت بارش در طول بارش ۸ ساعته

زمان (hr)	۰-۱	۱-۲	۲-۳	۳-۴	۴-۵	۵-۶	۶-۷	۷-۸
شدت بارش (cm / hr)	۰/۴	۰/۹	۱/۵	۲/۳	۱/۸	۱/۶	۱/۰	۰/۵

حل: مقدار ارتفاع معادل تلفات برابر است با:

$$10 - 5.8 = 4.2 (cm)$$

از آنجا که مدت بارش 8 ساعت بوده است، لذا حدس اولیه برای مقدار اندیس Φ عبارتست از:

$$\Phi = \frac{4.2}{8} = 0.525 \left(\frac{cm}{hr} \right)$$

براساس این مقدار اولیه $f = 0.525 (cm / hr)$ شدت بارش های ساعت اول و هشتم کمتر از شاخص نفوذ است و لذا طول مدت بارش مازاد به 6 ساعت کاهش می یابد. در طول این مدت ارتفاع معادل تلفات برابر است با:

$$10 - 0.4 - 0.5 - 5.8 = 3.3 (cm)$$

و لذا مقدار ثانویه برای Φ برابر است با:

$$f = \frac{3.3}{6.0} = 0.55 (cm / hr)$$

از آنجا که این مقدار اندیس Φ از کلیه مقادیر شدت بارش در طول مدت 6 ساعته بارش مازاد کمتر است، لذا به عنوان مقدار

نهایی اندیس Φ قابل قبول است و براساس $\Phi = 0.55 \left(\frac{cm}{hr} \right)$ ، ارتفاع معادل رواناب در طول مدت بارش، مطابق جدول ۴-۹

به دست می آید، که مجموع ارتفاع رواناب نیز 5.8 سانتیمتر می باشد.

جدول ۴-۹ ارتفاع رواناب در طول مدت بارش براساس $f = 0.55 (cm / hr)$

زمان (hr)	۰-۱	۱-۲	۲-۳	۳-۴	۴-۵	۵-۶	۶-۷	۷-۸
ارتفاع رواناب (cm)	۰	۰/۳۵	۰/۹۵	۱/۷۵	۱/۳۵	۱/۰۵	۱/۴۵	۰

اندیس W

از آنجا که در تعریف اندیس Φ کلیه تلفات بارش اعم از نفوذ، برگاب و چالاب دخالت داده شده، اندیس دیگری به نام اندیس

W تعریف گردیده که در آن منظور از تلفات فقط نفوذ است و لذا به غیر از میزان رواناب، مقادیر چالاب و برگاب نیز از مقدار

بارش کسر می شود. لذا می توان اندیس W را بدین صورت تعریف نموده که عبارتست از میانگین شدت نفوذ در مدت زمان بارش که در طول این مدت شدت بارش بیشتر از ظرفیت نفوذ باشد، با:

$$W = \frac{P - R - I_{\ell}}{t_e}$$

که: P = ارتفاع کل بارش (cm)

R = ارتفاع معادل رواناب (cm)

I_{ℓ} = تلفات اولیه شامل برگاب و چالاب (cm)

t_e = زمان بارش مازاد که در آن شدت بارش بزرگتر از W است (hr)

$W = \left(\frac{cm}{hr} \right)$ میانگین شدت نفوذ یا اندیس W

در شرایطی که خاک کاملاً مرطوب باشد و یا ظرفیت نفوذ آب در خاک به حداقل خود رسیده، اندیس W به حداقل خود می رسد. لازم به ذکر است که در طول یک بارش همواره مقدار اندیس Φ بزرگتر از اندیس W است و در حالتی که خاک قبل از بارش شرایط مرطوب داشته و یا تلفات اولیه شامل برگاب و چالاب ناچیز باشد، مقدار این دو اندیس با یکدیگر برابر است.

مثال ۴-۴: در طی یک بارش 140 دقیقه ای، شدت بارش در فواصل 20 دقیقه ای به ترتیب 3، 3، 9، 6.6، 1.2، 1.2 و 6 سانتیمتر در ساعت اندازه گیری شده است. با فرض اینکه $\Phi = 3 (cm/hr)$ و تلفات اولیه معادل 3 سانتیمتر باشد، مقدار ارتفاع معادل رواناب و اندیس W را محاسبه کنید.

حل: ارتفاع رواناب برابر است با: $R = [(9-3) + (6.6-3) + (6-3)] \times \frac{20}{60} = 4.2 (cm)$ از آنجا که کل ارتفاع بارش

در کل مدت 140 دقیقه معادل $P = 10 (cm)$ است، لذا اندیس W برابر است با:

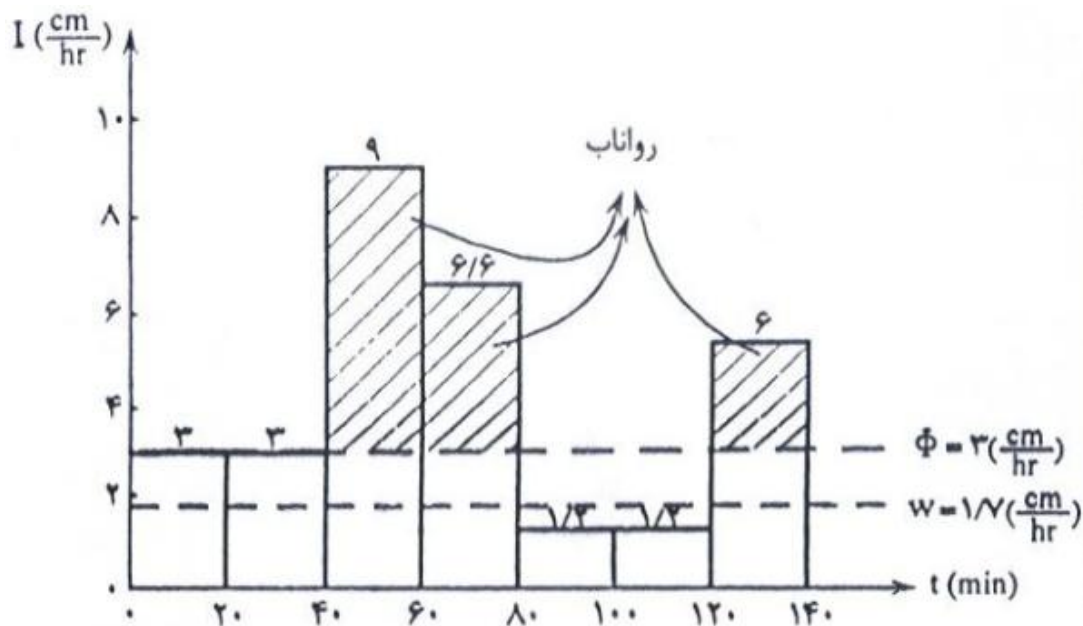
$$W = \frac{P - R - I_{\ell}}{t_e} = \frac{10 - 4.2 - 3.0}{2.3} = 1.22 (cm/hr)$$

از آنجا که شدت بارش در بیست دقیقه های پنجم و ششم کمتر از $W = 1.22 (cm/hr)$ است، لذا مقدار اصلاحی برای

اندیس W براساس زمان موثر $t_e = 100 (min)$ می باشد و لذا:

$$W = \frac{10 - 4.2 - 3.0}{1.667} = 1.7 (\text{cm} / \text{hr})$$

از آنجا که زمان موثر برای این اندیس همان یکصد دقیقه است، پس جواب نهایی برای اندیس W مقدار $W=1.7 (\text{cm} / \text{hr})$ می باشد. در شکل ۴-۵ بر روی هیتوگراف بارش، مقادیر اندیس Φ و W نشان داده شده است.



شکل ۴-۵ هیتوگراف بارش و مقادیر اندیس های W و Φ

مسایل

۴-۱ در منطقه ای که پوشش گیاهی آن درختان میوه است، بارشی به ارتفاع ۴۰ میلیمتر اتفاق می افتد. مقدار برگاب را در طول این رخداد بارش چند میلیمتر برآورد می کنید؟

۴-۲ بارش به مدت ۲۲ دقیقه با شدت بارش مطابق جدول ۴-۱۰ رخ داده است. ظرفین نفوذ براساس زمان بارش نیز در جدول داده شده است. مطلوب است استخراج اجزاء معادله هورتون و ارتفاع معادل رواناب در این منطقه با فرض اینکه از تبخیر و تعرق و چالاب صرفنظر شود.

جدول ۴-۱۰ شدت بارش و نفوذ در طی مدت ۲۲ دقیقه

۲۲	۲۰	۱۸	۱۶	۱۴	۱۲	۱۰	۸	۶	۵	۴	۳	۲	۱	$t(\text{min})$
۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵	۷/۵	۶/۵	۵/۰	۵/۰	۵/۰	۵/۰	$I(\text{cm} / \text{hr})$
۱/۸	۱/۸	۱/۸	۱/۹	۲/۰	۲/۱	۲/۲	۲/۴	۲/۸	۳/۰	۳/۲	۳/۵	۳/۹	۴/۳	$f(\text{cm} / \text{hr})$

۴-۳ ظرفیت نفوذ منطقه ای در مواقع مختلف مطابق جدول ۴-۱۱ مشاهده شده است. مطلوب است اجزاء معادله هورتون.

جدول ۴-۱۱ ظرفیت نفوذ در طول مدت ۲ ساعت

۲/۰	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	۱/۰	۰/۷۵	۰/۵	۰/۲۵	۰	$t(hr)$
۱/۰	۱/۰	۱/۱	۱/۲	۱/۵	۱/۲	۳/۲	۵/۶	۱۰/۴	$f (cm/hr)$

۴-۴ در منطقه ای به مساحت 1500 هکتار که خاک آناز نوع آلی است، بارش با شدت ثابت $I = 400 \text{ (cm/hr)}$ در طول مدت 35 دقیقه می بارد. اگر ظرفیت نفوذ نهایی خاک این منطقه 20 (mm/hr) باشد، حجم آب نفوذ کرده در خاک در طول مدت بارش را چند مترمکعب برآورد می کنید؟

۵-۴ بارش از ساعت 9 صبح تا 3 بعد از ظهر با شدت متغیر مطابق جدول ۴-۱۲ در حوضه ای به مساحت 375 کیلومتر مربع اتفاق می افتد. اگر ارتفاع معادل رواناب این منطقه 3.58 سانتیمتر باشد، مقدار شاخص Φ را محاسبه کنید.

جدول ۴-۱۲ بارش در طی ساعات مختلف در طول حوضه

۱۴-۱۵	۱۳-۱۴	۱۲-۱۳	۱۱-۱۲	۱۰-۱۱	۹-۱۰	زمان (ساعت)
۱/۵	۲/۶	۱/۶	۳/۶۸	۱/۵	۱/۰۲	بارش (cm)

۶-۴ بارش به مدت 7 ساعت در منطقه ای به مساحت 45 هکتار مطابق جدول ۴-۱۳ رخ داده است. اگر حجم رواناب خروجی از این منطقه 2.25 (ha.m) باشد، شاخص Φ چقدر بوده است؟

جدول ۴-۱۳ میزان بارش در طول ۷ ساعت

۶-۷	۵-۶	۴-۵	۳-۴	۲-۳	۱-۲	۰-۱	زمان (hr)
۰/۵	۱/۵	۲/۵	۳/۲۵	۱/۰	۰/۵	۰	بارش (cm)

۷-۴ اگر بارش در طول 5 ساعت متوالی به ترتیب 2، 6، 9، 5 و 3 cm و $\Phi = 3 \text{ cm/hr}$ باشد، ارتفاع معادل رواناب چقدر است؟

۸-۴ بارش که به صورت تجمعی مطابق جدول ۴-۱۴ اندازه گیری شده، تولید ارتفاع رواناب معادل 3.5 (cm) کرده است. مقدار اندیس Φ چقدر است؟

جدول ۴-۱۴ بارش تجمعی در طول ۶ ساعت بارش

۶	۵	۴	۳	۲	۱	۰	زمان از شروع بارش (hr)
۷/۷۵	۶/۸۰	۵/۶۵	۳/۵۵	۱/۶۵	۰/۵	۰	بارش تجمعی (cm)

فصل پنجم: تعریف رواناب، هیدروگراف سیلاب و برآورد دبی اوج سیلاب ها

هرگاه شدت بارش از ظرفیت نفوذ آب به داخل خاک بیشتر شود بخشی از آب بارش در سطح حوضه آبریز باقی می ماند. این آب پس از پر کردن گودیه های سطح زمین که به آن چالاب گفته می شود، در امتداد شیب زمین روی سطح جریان پیدا کرده تا از طریق شبکه آبراهه ها و سپس رودخانه اصلی از حوضه آبریز خارج شود. به این بخش از بارش، که به درون رودخانه ها وارد می شود، همراه با بارش های نازل شده مستقیم بر سطح آب های موجود در رودخانه رواناب یا جریان سطحی (surface runoff) گفته می شود. به جریانی که در سطح زمین پس از بارش بصورت ورقه ای راه می افتد، قبل از آنکه به اولین رده آبراهه برسد، جریان دامنه ای (overland flow) گفته می شود. اگر تراکم شبکه آبراهه های حوضه D_d کیلومتر در هر کیلومتر مربع باشد متوسط طول جریان دامنه ای $0.5/D_d$ خواهد بود. مثلاً چنانچه تراکم شبکه رودخانه ها در حوضه $2/63$ کیلومتر در هر کیلومتر مربع باشد، طولی را که رواناب به صورت جریان دامنه ای قبل از رسیدن به آبراهه ها طی میکند بطور متوسط $0/19$ کیلومتر یا 190 متر است. با توجه به ثابت بودن خصوصیات فیزیکی حوضه، بین بارش و رواناب سالانه می توان یک رابطه مستقیم انتظار داشت. یعنی اگر برای چند سال، مقادیر مشاهداتی سالانه بارش سالانه روی حوضه و رواناب خروجی سالانه آن در یک دستگاه محور مختصات رسم شود، می توان از بین آن نقاط یک خط یا منحنی با ضریب همبستگی خوب (بالای 0.5) برازش داد. مثلاً در نمودار $5-1$ رابطه بین بارش سالانه (سانتی متر) و رواناب سالانه (سانتی متر) برای یک حوضه آبریز، بر اساس داده هایی که در سالهای مختلف بدست آمده است بصورت نمودار رسم شده است. از روی شیب خط مذکور که در این نمودار $1/75$ است می توان رابطه ریاضی بین بارش و رواناب سالانه را بدست آورد. در این نمودار دیده می شود که خط از مرکز مختصات عبور نکرده است بلکه دارای عرض از مبدا 24 سانتی متر است. یعنی در سالهایی که بارش سالانه کمتر از 24 سانتی متر بوده، عملاً رواناب وجود نداشته است. این رابطه از نظر ریاضی به صورت $R = S(P - P_a)$ است که در آن شیب خط نسبت به محور عرض ها است. این معادله به وضعیت $R = 0.57(P - 24)$ در می آید. اگر مثلاً بارشی در یک سال 34 سانتی متر باشد، مقدار رواناب از روی نمودار یا این معادله $5/7$ سانتی متر برآورد می شود. استخراج چنین روابطی برای حوضه های آبریز با اهمیت بوده و می تواند از نظر تخمین آورد سالانه رودخانه ها مفید باشد. اما بدست آوردن این نوع روابط تنها در صورتی امکان پذیر است که داده های کافی اندازه گیری شده بارش و رواناب سالانه در حوضه وجود داشته باشد.

جدول ۵-۱ مقدار CN برای حوضه های مختلف با توجه به نفوذ پذیری

خاک (گروه های A,B,C,D) و پوشش سطح حوضه			
D	C	B	A
۷۹	۷۳	۶۰	۳۶
۷۷	۷۰	۵۵	۲۵
۸۴	۷۹	۶۹	۴۹
۸۰	۷۴	۶۱	۳۹
اراضی کشاورزی			
۸۳	۷۸	۶۹	۵۵
۸۸	۸۴	۷۶	۶۵
۸۴	۸۱	۷۳	۶۰
زیر کشت غلات (ردیفهای مستقیم)			
زیر کشت غلات (ردیفها به موازات خطوط تراز)			
زیر کشت گیاهان ردیفی			
۹۱	۸۸	۸۱	۷۲
۸۹	۸۵	۷۸	۶۷
ردیفهای مستقیم با پوشش متوسط			
ردیفهای مستقیم با پوشش خوب			
ردیفها به موازات خطوط تراز			
۸۸	۸۴	۷۹	۷۰
۸۶	۸۲	۷۵	۶۵
با پوشش متوسط			
با پوشش خوب			
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸
۹۲	۹۰	۸۵	۷۷
۸۴	۷۹	۶۸	۵۱
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸
۸۹	۸۷	۸۲	۷۲
۹۱	۸۹	۸۵	۷۶

جدول ۵-۲ تبدیل CN از وضعیت متوسط به وضعیت خشک یا مرطوب

تصحیح شده CN		CN
زمین خشک	زمین مرطوب	وضعیت متوسط رطوبتی خاک
۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۹۹	۸۷	۹۵
۹۸	۷۸	۹۰
۹۷	۷۰	۸۵
۹۴	۶۳	۸۰
۹۱	۵۷	۷۵
۸۷	۵۱	۷۰
۸۳	۴۵	۶۵
۷۹	۴۰	۶۰
۷۵	۳۵	۵۵
۷۰	۳۱	۵۰
۶۵	۲۷	۴۵
۶۰	۲۳	۴۰
۵۵	۱۹	۳۵
۵۰	۱۵	۳۰
۴۵	۱۲	۲۵
۳۹	۹	۲۰
۳۳	۷	۱۵
۲۶	۴	۱۰
۱۷	۲	۵
۰	۰	۰

مثال ۵-۱: مطلوب است عمق رواناب حاصل از ۲ اینچ بارش روی سطح یک پارک به وسعت ۴ هکتار که بخش اعظم آن

پوشیده از چمن باشد. خاک این حوضه در گروه هیدرولوژیک B قرار داشته و به دلیل بارشهای قبلی مرطوب است.

حل: چنانچه شماره منحنی (CN) را برای وضعیت پوشش حوضه از جداول مربوطه در فصل قبل بدست آوریم مقدار آن

حدودا برابر CN=60 خواهد بود. که اگر آن را برای وضعیت رطوبتی خاک اصلاح کنیم CN=78 خواهد شد. بنابراین:

$$S = \frac{1000}{78} - 10 = 2.82 \quad R = \frac{(2 - 0.2 \times 2.82)^2}{(2 + 0.8 \times 2.82)} = 0.4845 \text{ in.} = 12.3 \text{ mm}$$

لذا مقدار رواناب ۰/۴۸۴۵ اینچ (۱۲/۳ mm) یا ۲۴ درصد بارش است که حجم رواناب برای سطح ۴ هکتار برابر است با:

$$Q = \frac{12.3}{1000} (4 \times 10,000) = 492 \text{ m}^3$$

مقدار ۰/۲۴ (حاصل از تقسیم ارتفاع رواناب سیلاب به ارتفاع بارش آن) را ضریب سیلاب نامند.

مثال ۵-۲: مقدار CN در یک حوضه برابر ۶۹ است، چنانچه بارش ۷۵ میلی‌متر باشد ارتفاع رواناب را محاسبه کنید. اگر سطح حوضه ۲۰ کیلومتر مربع باشد حجم رواناب چقدر است؟

حل: $CN=69$ $P = 75 \text{ mm} = 3\text{inch}$ $S = \frac{1000}{69} - 10 = 4.49$

$$R = \frac{(3 - 0.2 \times 4.49)^2}{(3 + 0.8 \times 4.49)} = 0.67\text{in.} = 17.0\text{mm} \quad Q = 20 \times 10^6 \times \frac{17}{1000} = 340,000 \text{ m}^3$$

برای حوضه‌هایی که مقدار حداکثر نگهداشت آب در سطح زمین زیاد باشد، ۱- این رابطه بصورت منحنی نمایی است، ۲- با افزایش نمایه S منحنی از مرکز مختصات نیز فاصله گرفته و بخش زیادی از بارش بدون جاری شدن در سطح حوضه نگهداشته می‌شود. ارتفاع رواناب سیلاب با رابطه زیر برآورد می‌شود:

$$R = C.P \quad ۳-۵$$

که در آن C ضریب رواناب سیلاب، P مقدار ارتفاع بارش مولد آن و R مقدار ارتفاع رواناب است. این ضریب بستگی به خصوصیات فیزیکی حوضه داشته و مقدار آن را می‌توان از جدول ۵-۳ تخمین زد. اگر در رابطه ۵-۱ مقدار P بر حسب mm باشد و بخواهیم R نیز بر حسب mm محاسبه شود، لازم است که S نیز بر حسب mm باشد. در این صورت مقدار S برابر خواهد بود با:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10\right)25.4 \quad S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad ۴-۵$$

مثال ۵-۳: بارشی به مدت ۸ ساعت روی حوضه‌ای که شماره منحنی اراضی آن ۸۰ است رخ داده است. مقدار بارش در هر ساعت بر اساس اندازه گیری‌های باران نگاری مطابق اعداد و ستون ۱ و ۲ جدول ۵-۴ بوده است. حساب کنید مقادیر بارش مازاد (رواناب مستقیم) در هر ساعت را.

حل: الف - ارتفاع تجمعی بارش برآورد می‌شود (ارقام ستون ۳ جدول ۵-۴)، سپس ب - ارتفاع بارش مازاد تجمعی در هر ساعت برآورد می‌شود (ارقام ستون ۴ جدول). مثلاً برای بارش ۴۰ میلی‌متر در ساعت دوم خواهیم داشت:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10\right)25.4 = \left(\frac{1000}{80} - 10\right)25.4 = 63.5, \quad R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = \frac{[40 - 0.2(63.5)]^2}{40 + 0.8(63.5)} = 8.2$$

ج - با کسر هر کدام از اعداد ستون ۴ از عدد قبلی ارتفاع بارش مازاد در هر ساعت (هیتوگراف بارش مازاد) بدست می‌آید.

باید توجه داشت که استفاده از روابط ۵-۱ تا ۵-۳ فقط مربوط به یک بارش مولد سیلاب است و نمی‌توان آن را فرضا برای بارش ماهانه و سالانه که در آن نبود بارش و یا بارش کم نیز وجود دارد بکار برد. با این وجود از آنجایی که در مناطق خشک، بارش‌ها عمدتاً زمستانه و فقط در یک دوره کوتاه زمستانه صورت می‌گیرد. گاهی فرمول‌های فوق در بارش ماهانه و سالانه نیز بکار رفته است.

جدول ۵-۳ مقدار C برای پوشش‌های مختلف حوضه آبریز

شیب زمین			نوع پوشش سطح حوضه
۱۰ - ۳۰ %	۵ - ۱۰ %	۰ - ۵ %	
			اراضی مرتعی
۰/۲۲	۰/۱۶	۰/۱	خاک شنی لومی
۰/۴۲	۰/۳۶	۰/۳	خاک رسی لومی
۰/۶۰	۰/۵۵	۰/۴	خاک رسی سنگین
			اراضی جنگلی
۰/۳	۰/۲۵	۰/۱	خاک شنی لومی
۰/۵	۰/۳۵	۰/۳	خاک رسی لومی
۰/۶	۰/۵۰	۰/۴	خاک رسی سنگین
			اراضی کشاورزی
۰/۵۲	۰/۴	۰/۳	خاک شنی لومی
۰/۷۲	۰/۶	۰/۵	خاک رسی لومی
۰/۸۲	۰/۷	۰/۶	خاک رسی سنگین
			اراضی شهری
	۰/۵	۰/۴	۳۰٪ آسفالت
	۰/۶۵	۰/۵۵	۵۰٪ آسفالت
	۰/۸۰	۰/۶۵	۷۰٪ آسفالت

جدول ۵-۴

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
زمان (hr)	ارتفاع رگبار (mm)	ارتفاع بارش تجمعی (mm)	ارتفاع تجمعی بارش مازاد (mm)	ارتفاع بارش مازاد (mm)
0	0	0	0	0
1	15	15	0	0
2	25	40	8.2	8.2
3	20	60	20.2	12
4	10	70	27.2	7
5	8	78	33.1	5.9
6	6	84	37.7	4.6
7	4	88	40.8	3.1
8	2	90	42.4	1.6

مثال ۵-۴: داده‌های یک حوضه آبریز به مساحت ۶۰ هکتار به این شرح است: مقدار بارش ۱۰۰ میلی‌متر، خشک بودن رطوبت خاک قبل از بارش، پوشش زمین با گیاهان ردیفی ۴۰ هکتار با گروه هیدرولوژیکی از نوع B (جدول ۵-۱)،

پوشش زمین با گیاهان جنگلی ۲۰ هکتار و گروه هیدرولوژیکی از نوع B (جدول ۵-۱). چنانچه روز بعد از بارش ۱۰۰ میلی‌متری، بارش دیگری به میزان ۵۰ میلی‌متر ریزش کند. مطلوب است مقدار رواناب حاصل از حوضه و ضریب رواناب را در روزهای اول و دوم.

حل: با توجه به ارقام جدول ۵ - ۱ مقادیر زیر برای CN در نظر گرفته می شود: CN برای پوشش زمین زراعی در شرایط متوسط = ۸۲، CN برای پوشش زمین جنگلی در شرایط خوب = ۵۵.

در صورتی که مقادیر CN برای وضعیت خاک خشک در نظر باشد، مقادیر فوق بر اساس ارقام جدول ۵-۲ به ترتیب برابر

$$CN = \frac{(65 \times 40) + (36 \times 20)}{60} = 55 \quad \text{۶۵ و ۳۶ اصلاح می شود. در این صورت میانگین وزنی CN عبارتست از:}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 207 \text{ mm}, \quad R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = \frac{(100 - 0.2 \times 207)^2}{100 + (0.8 \times 207)} = \frac{3434}{265} = 13 \text{ mm}$$

ضریب رواناب حاصل از بخش ۱۳ بر ۱۰۰ بدست می‌آید که برابر ۱۳ درصد است ($C = 0.13$). در روز بعد جمع بارش

$$P = 100 + 50 = 150 \text{ mm} \quad \text{۱۵۰ میلی‌متر خواهد بود. لذا:}$$

برای روز دوم لازم است CN متوسط به CN مربوط به خاک مرطوب تبدیل شود که با توجه به ارقام جدول ۵-۲ مقادیر

CN برای اراضی زراعی ۹۳ و برای اراضی جنگلی ۷۴ در نظر گرفته می‌شود و مقدار وزنی آن عبارت خواهد بود از:

$$CN = \frac{(93 \times 40) + (74 \times 20)}{60} = 86.5$$

$$S = \frac{25400}{86.5} - 254 = 39.64 \text{ mm}$$

برای ۵۰ میلی‌متر بارش در روز دوم مقدار رواناب برابر است با:

$$R = \frac{[50 - (0.2 \times 39.64)]^2}{50 + (0.8 \times 39.64)} = 21.66 \text{ mm}$$

در این وضعیت ضریب رواناب برابر است با:

$$C = 21.66 / 50 = 0.43$$

برای آن که نقش رطوبت خاک در تولید رواناب مشخص شود در مثال ۵-۳ مشاهده گردید که ۱۰۰ میلی‌متر بارش در یک

روز که خاک خشک بوده است تنها ۱۳ میلی‌متر رواناب تولید کرد. حال آنکه در همان حوضه در روز بعد ۵۰ میلی‌متر

بارش، که روی یک خاک مرطوب باریده است، توانست ۲۱/۶۶ میلی‌متر رواناب ایجاد نماید.

۵-۲ برآورد آبدهی سالانه حوضه

رواناب سالانه یک حوضه آبریز (آورد سالانه) در مقطع خروجی آن، از مهمترین مقادیری است که برآورد آن از یک هیدرولوژیست انتظار می‌رود. این برآورد در خروجی (رودخانه) هایی که دارای ایستگاه اندازه گیری آب هستند با حاصل ضرب بارش سالانه در ضریب رواناب سالانه آن بدست می آید ($R=KP$). ضریب رواناب سالانه همان شیب خط حاصل از نمودار ۵-۱ است. 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 دارای معادلات تجربی استفاده کرد. یکی از این روش‌ها که برای تخمین آورد سالانه بکار می‌رود، جاستین (Justin) نام دارد. این روش بر اساس عملکرد مشابه حوضه‌های همجوار استوار است. یعنی ابتدا در منطقه مورد نظر یک حوضه آبریز، که دارای آمار اندازه گیری آب بوده و مشخصات زیر در آن معلوم باشد، در نظر گرفته می‌شود.

- مساحت حوضه، A (کیلومتر مربع)
- حداکثر و حداقل ارتفاع حوضه به ترتیب $H_{\max}$ و $H_{\min}$ (کیلومتر)
- آبدهی سالانه، W (میلیون متر مکعب)
- متوسط بارش سالانه در حوضه، P (سانتی‌متر)
- متوسط دمای سالانه هوا، T (سانتی‌گراد)

حال با داشتن این مشخصات، محاسبات زیر را انجام و ضریب K (ضریب جاستین) برای این حوضه برآورد می‌شود.

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} \quad (5-5)$$

$$R = \frac{W}{A} \quad (6-5)$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2} \quad (7-5)$$

پس از بدست آوردن ضریب K برای حوضه مذکور، آبدهی سالانه (W) با انجام عمل عکس برای حوضه مورد نظر، که در همان منطقه اقلیمی واقع شده است، مطابق مثال زیر بدست می‌آید.

مثال ۵-۵: مطلوب است برآورد آبدهی (آورد) سالانه یک حوضه در منطقه بیرجند با مشخصات فیزیکی به شرح زیر.

- 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 $T = 12.2^\circ\text{C}$

در حوضه دیگری بنام حوضه رودخانه سالار واقع در همین منطقه مشخصات فیزیکی و آبدهی سالانه آن بشرح زیر است.

- مساحت حوضه رودخانه سالار $A = 2070 \text{ km}^2$

- حداکثر ارتفاع حوضه رودخانه سالار $H_{\max} = 2700 \text{ m}$

- حداقل ارتفاع حوضه رودخانه سالار $H_{\min} = 1230 \text{ m}$

- آبدهی سالانه رودخانه سالار بر اساس اندازه گیریهای موجود ۴۰ میلیون متر مکعب

- متوسط بارش سالانه در رودخانه سالار $P = 250 \text{ mm}$

- دمای متوسط سالانه $T = 13.7^\circ\text{C}$

حل: ضریب K حوضه رودخانه سالار با استفاده از فرمولهای زیر برآورد و سپس به حوضه مورد نظر تعمیم داده می شود.

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} = \frac{2.700 - 1.230}{\sqrt{2070}} = 0.03231$$

$$R = \frac{W}{A} = \frac{40 \times 10^6}{2070 \times 10^6} = 0.0193 \text{ m} = 1.93 \text{ cm}$$

$$K = \frac{R(1.8T + 32)}{S^{0.155} P^2} = \frac{1.93(1.8 \times 13.7 + 32)}{(0.03231)^{0.155} (25)^2} = 0.2979$$

حال با داشتن این ضریب مقدار آبدهی حوضه مورد نظر قابل محاسبه است. یعنی با انجام عمل عکس خواهیم داشت:

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{A}} = \frac{2.787 - 1.100}{\sqrt{3230}} = 0.0296$$

$$R = \frac{K(S)^{0.155} P^2}{(1.8T + 32)} = \frac{0.2979(0.02968)^{0.155} (16.6)^2}{(1.8 \times 12.2 + 32)} = 0.88 \text{ cm}$$

$$W = A.R = (3230 \times 10^6) \times (0.88 \times 10^{-2}) = 28.42 \times 10^6 \text{ m}^3 = 28.42 \text{ Mm}^3$$

بنابراین مقدار آورد سالانه این حوضه ۲۸/۴۲ میلیون مترمکعب در سال تخمین زده می شود.

۵-۳ برآورد حداکثر دبی هیدروگراف سیلاب

در طراحی سازه های آبی علاوه بر برآورد حجم یا ارتفاع رواناب سیلابی حاصل از بارش های طوفانی (رگبار)، حداکثر شدت

لحظه ای رواناب نیز مورد نظر است. در طراحی اغلب سازه های کوچک آبی (مانند پل های عبور سیلاب در رودخانه های

خشک) صرفا برآورد حداکثر شدت اوج سیلاب (دبی اوج) مد نظر است. ساده ترین رابطه ای که برای تخمین این کمیت

بکار می رود معادله استدلالی (rational) نام دارد. یعنی چنانچه بارشی با شدت ثابت i روی حوضه مورد نظر با مساحت سطح حوضه A و مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه (یا بیشتر) ببارد، با فرض این که بارش تمام سطح A را در بر گیرد، حداکثر دبی رواناب با داشتن ضریب رواناب C از معادله زیر بدست می آید:

$$Q = \frac{1}{36} C i A \quad (8-5)$$

که i = شدت بارش (cm/h)، A = سطح حوضه (هکتار)، C = ضریب رواناب (جدول ۵-۳)، Q = حداکثر دبی رواناب (m^3/s).

چنانچه شدت بارش بر حسب میلی‌متر در ساعت و مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع باشند دبی خروجی (Q) بر حسب مترمکعب در ثانیه عبارت خواهد بود از:

$$Q = 0.278 C i A \quad (9-5)$$

مثال ۵-۶: از یک حوضه آبریز که خاک آن از نوع شنی لومی است به عنوان مرتع استفاده می‌شود. شدت بارش طراحی (حاصل از منحنی های شدت-مدت-فراوانی) ۱۵ میلی‌متر در ساعت است. مطلوب است مقدار دبی اوج هیدروگراف سیلاب آن. شیب اراضی حوضه ۷ درصد است و مساحت حوضه ۲/۵ کیلومتر مربع است. زمان تمرکز حوضه برابر ۱/۵ ساعت فرض می‌شود. (از منحنی های شدت-مدت-فراوانی ایستگاه باران سنجی معینی که نزدیک محل طراحی سازه باشد برای برآورد شدت بارش طرح استفاده شده است. نمونه آن در انتهای فصل آمده است، نمودار ۵-۲۰).

حل: از جدول ۵-۳ مقدار ضریب رواناب $C = 0.16$ بدست می‌آید. سپس حداکثر دبی هیدروگراف سیلاب برابر است با:

$$Q = \frac{1}{36} C i A = \frac{1}{36} 0.16 \times \frac{15}{10} \times 250 = 1.67 m^3 / sec$$

در این روش (استدلالی) T حداکثر دبی لحظه ای با این فرض محاسبه می‌شود که مدت بارش حداقل برابر زمان تمرکز حوضه باشد. یعنی شدت بارش در رابطه بالا (15) از مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه بدست می‌آید. برای این کار از رابطه IDF (شدت-مدت-فراوانی) و با داشتن دوره برگشت (فراوانی) استفاده می‌شود. در غیر این صورت (اگر مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد) دبی حداکثر کمتر از مقدار مورد نظر خواهد بود. زیرا اگر مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد، قبل از آنکه تمام سطح حوضه در رواناب مشارکت نماید بارش خاتمه پیدا کرده و لذا دبی به حداکثر ممکن نمی‌رسد.

روش دیگر برآورد حداکثر دبی، روش مدت-مساحت (time-area method) است. این روش پیشرفته تر از روش استدلالی است. با این روش وقتی شدت بارش در ساعت‌های مختلف تغییر کند، رواناب با دقت بالا قابل برآورد است. فرض

کنید در یک حوضه آبریز، بارشی به مدت چند ساعت ببارد و شدت بارش در دوره‌های زمانی t (مثلاً یک ساعت) مطابق نمودار ۲-۵ به ترتیب i_1 و i_2 و i_3 و i_4 و ... و i_n باشد. در نمودار، خطوط هم زمان پیمایش خطوطی اند که نقاط همزمان تمرکز را به یکدیگر متصل می‌کنند. مقدار دبی خروجی حوضه در هر دوره با توجه به رابطه استدلالی عبارتست از:

- برای دوره اول (t_1) که فقط مساحت A_1 در دبی خروجی دخالت دارد.

$$Q_1 = 0.278C(A_1 i_1) \quad (۱۰-۵)$$

- برای دوره دوم (t_2) که علاوه بر مساحت A_1 ، مساحت A_2 نیز در دبی لحظه ای دخالت دارد با توجه به اینکه مساحت

A_1 نزدیک قسمت خروجی است لذا برای آن باید شدت بارش در ساعت دوم (i_2) را در نظر گرفت و برای مساحت A_2

شدت مربوط به ساعت اول موثر بوده است. یعنی تاثیر مجموع این مساحت ها بصورت زیر است.

$$Q_2 = 0.278C(A_1 i_2 + A_2 i_1) \quad (۱۱-۵)$$

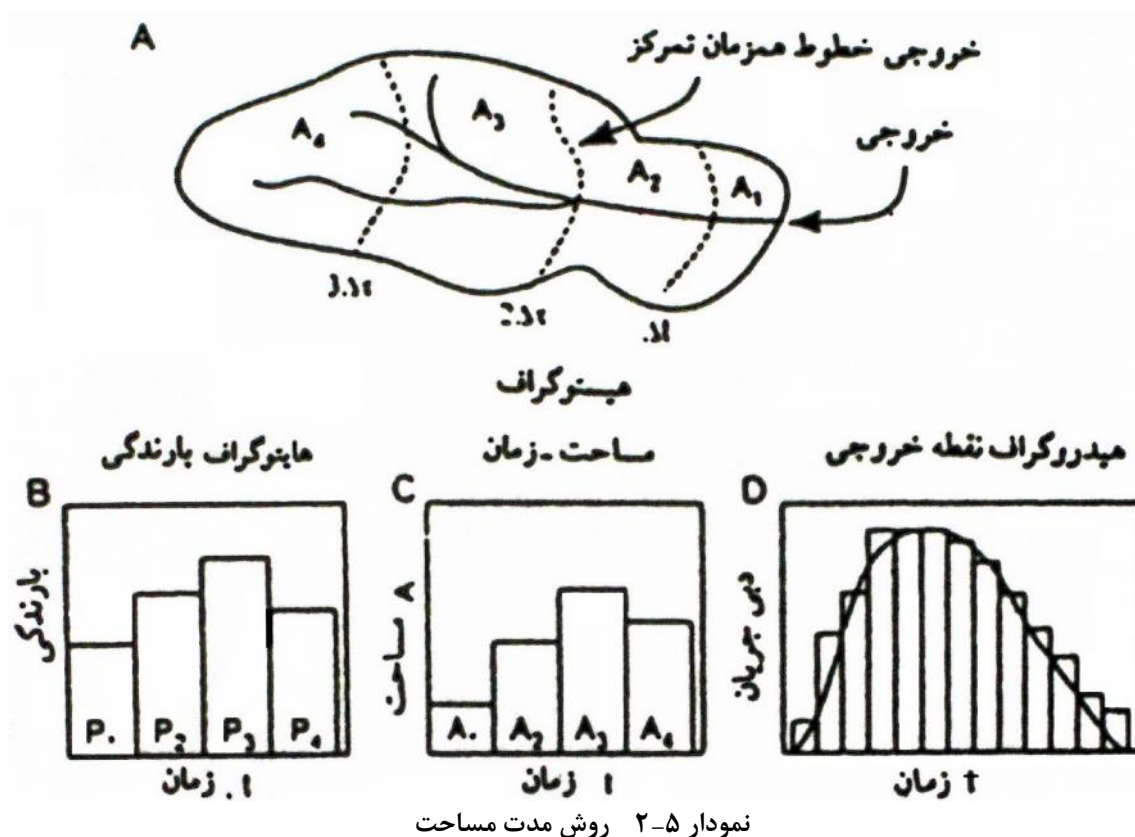
و به همین روش در انتهای ساعت های سوم و چهارم خواهیم داشت که:

$$Q_3 = 0.278C(A_1 i_3 + A_2 i_2 + A_3 i_1) \quad (۱۲-۵)$$

$$Q_4 = 0.278C(A_1 i_4 + A_2 i_3 + A_3 i_2 + A_4 i_1) \quad (۱۳-۵)$$

دیده می‌شود دبی در حال افزایش است تا به زمان تمرکز حوضه برسد که در آن موقع دبی به حداکثر می‌رسد. اگر شدت

بارش افزایش نیابد و مدت بارش بیشتر از زمان تمرکز حوضه باشد دبی هیدروگراف با قطع بارش کاهش می یابد.



مزیت روش مدت- مساحت این است که در آن فرض یکنواخت بودن بارش در طول مدت بارش وجود ندارد. از طرف دیگر شدت بارش بستگی به مدت بارش داشته و برای ما پیش بینی مدت بارش از قبل مشخص نیست. از انجایی که در اکثر موارد پیش بینی حداکثر دبی، مورد نظر است برای تخمین حداکثر جریانی که از حوضه ممکن است خارج شود می‌توان چنین فرض نمود که مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه (t_c) باشد ولی شدت بارش در هر یک از دوره‌ها (Δt) از الگوی توزیع بارش منطقه پیروی کند. اگر تغییرات شدت بارش نسبت به زمان (هایتوگراف hyetograph) در دست باشد محاسبات بیشتر با واقعیت تطبیق خواهد داشت در غیر این صورت می‌توان از الگوهای مرسوم توزیع زمانی بارش استفاده کرد (جدول ۵-۵). روش ساده تر این است که فرض شود شدت بارش در هر ساعت کمتر از قبل بوده و کاهش آن متناسب با رابطه شدت - مدت بارش‌های منطقه باشد. مثلاً برای زمان تمرکز ۳ ساعت، در ساعت اول بارش شدتی معادل حداکثر شدت بارش‌های یک ساعته و در ساعت سوم شدتی معادل حداکثر بارش‌های سه ساعته را برای آن فرض نمود. البته در واقع چنین نبوده و اگر بارش سه ساعته بطور پیوسته ببارد با توجه به مطالب فوق شدت آن در ساعات اول و دوم زیادتر از معمول لحاظ شده است. این می‌تواند به عنوان ضریب اطمینان در نظر گرفته شود. بدین ترتیب می‌توان حداکثر روانابی را که از حوضه خارج می‌شود با اطمینان زیاد پیش‌بینی نمود. برای این منظور به ترتیب عمل زیر انجام می‌گیرد:

۱- خطوط هم زمان پیمایش حوضه را برای دوره‌های زمانی Δt رسم کنید. سعی شود زمان تمرکز (t_c) مضربی از Δt باشد. زمان تمرکز برای حوضه‌های کوچک از رابطه کرپیچ که در سیستم متریک بصورت زیر است محاسبه می‌شود.

$$t_c = 0.0003L^{0.77} S^{-0.385} \quad (۵-۱۴)$$

در این معادله L طول حوضه در مسیر رودخانه اصلی بر حسب متر، S شیب آبراهه اصلی (بر حسب متر بر متر) و t_c بر حسب ساعت است. برای رسم خطوط هم زمان پیمایش ساده ترین روش استفاده از تعیین سرعت حرکت آب روی شیب حوضه و بدست آوردن فاصله ای است که آب در دوره زمانی مورد نظر طی می‌کند.

۲- از روی الگوی توزیع بارش منطقه مقدار و سپس شدت بارش را برای هر یک از دوره‌های زمانی Δt_1 و Δt_2 و ... برآورد کنید. الگوی پیشنهادی سازمان هواشناسی جهانی (WMO) برای توزیع مقدار بارش در طول بارش به شرح جدول ۵-۵ است. با استفاده از این الگو امکان تغییر مقدار و شدت بارش در هر کدام از این رودها امکان پذیر است.

۳- با روابط مدت - مساحت، دبی خروجی از حوضه را محاسبه کنید.

مثال ۵-۷: زمان تمرکز یک حوضه آبریز ۵ ساعت برآورد شده است. با توجه به منحنی شدت-مدت بارش و خطوط هم زمان پیمایش حوضه که در نمودار ۵-۳ رسم شده است حداکثر دبی که از این حوضه در اثر بارش ۸ ساعته خارج خواهد شد چقدر است (ضریب رواناب را ۰/۶ در نظر بگیرید).

حل: با توجه به این که زمان تمرکز $t_c = 5 \text{ hr}$ است و Δt برابر یک ساعت انتخاب می‌شود ($\Delta t = 1 \text{ hr}$) منحنی‌های هم زمان پیمایش حوضه را به ازای Δt های یک ساعته رسم می‌کنیم که در نمودار ۵-۳ ب نشان داده شده است. مساحت‌های محصور بین خطوط ایزوکرونال حوضه نیز در روی نمودار بر حسب کیلومتر مربع مشخص شده اند. حال از روی الگوی توزیع شدت بارش (نمودار ۵-۳ الف) شدت بارش در ساعات ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ را به دست آورده که بطور متوسط برابر خواهد بود با ۴۵، ۳۵، ۲۲، ۱۵ و ۹ میلی‌متر در ساعت. مقادیر دبی خروجی از حوضه در Δt های مختلف با توجه به رابطه $Q_2 = 0.278 C i A$ به شرح زیر است.

جدول ۵-۵ توزیع بارش در طول بارش بر اساس روش WMO

مقدار بارش (%)	زمان بارش (%)
0	شروع
3	10
13	20
20	30
16	40
70	50
78	60
83	70
90	80
95	90
100	پایان

$$Q_1 = 0.278(0.6)(45)(10) = 75 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{پس از } \Delta t \text{ (یک ساعت):}$$

$$Q_2 = 0.278(0.6)[(35)(10) + (45)(15)] = 170 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{پس از } 2\Delta t \text{ (۲ ساعت):}$$

$$Q_3 = 0.278(0.6)[(22)(10) + (35)(15) + (45)(12)] = 214 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{پس از } 3\Delta t \text{ (۳ ساعت):}$$

$$4\Delta t \text{ (۴ ساعت):}$$

$$Q_4 = 0.278(0.6)[(15)(10) + (22)(15) + (35)(15) + (35)(12) + (45)(20)] = 300 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{پس از } 5\Delta t \text{ (۵ ساعت):}$$

$$Q_5 = 0.278(0.6)[(9)(10) + (15)(15) + (22)(12) + (35)(20) + (35)(12) + (45)(13)] = 310 \text{ m}^3 / \text{s}$$

براین حداکثر دبی پس از ۵ ساعت معادل ۳۱۰ مترمکعب در ثانیه خواهد بود. چون بارش ۸ ساعت بطول انجامیده است

شدت بارش در ساعات ۶، ۷، ۸ و به ترتیب $i_6 = 7 \text{ mm/hr}$ ، $i_7 = 6 \text{ mm/hr}$ و $i_8 = 5 \text{ mm/hr}$ است لذا رواناب در

ساعتهای ۶، ۷، ۸ به ترتیب عبارت خواهد بود از:

$$Q_6 = 0.278(0.6)[(7)(10) + (9)(15) + (15)(12) + (22)(20) + (35)(13)] = 213 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

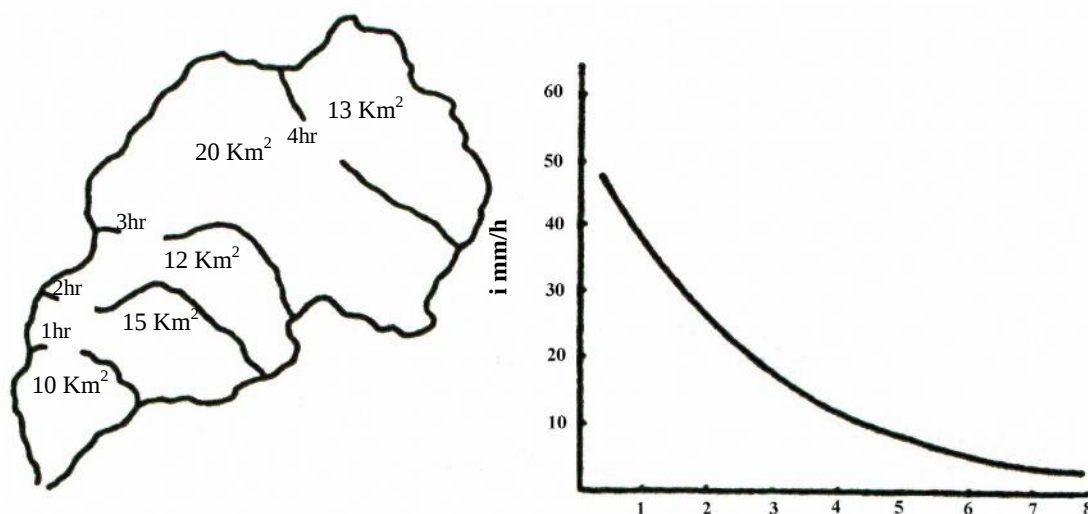
$$Q_7 = 0.278(0.6)[(6)(10) + (7)(15) + (9)(12) + (15)(20) + (22)(13)] = 143 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$Q_8 = 0.278(0.6)[(5)(10) + (6)(15) + (7)(12) + (9)(20) + (15)(13)] = 100 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

مشاهده می‌شود که دبی مرتب در حال نزول است. بطوریکه اگر منحنی تغییرات Q نسبت به Δt های مختلف رسم شود،

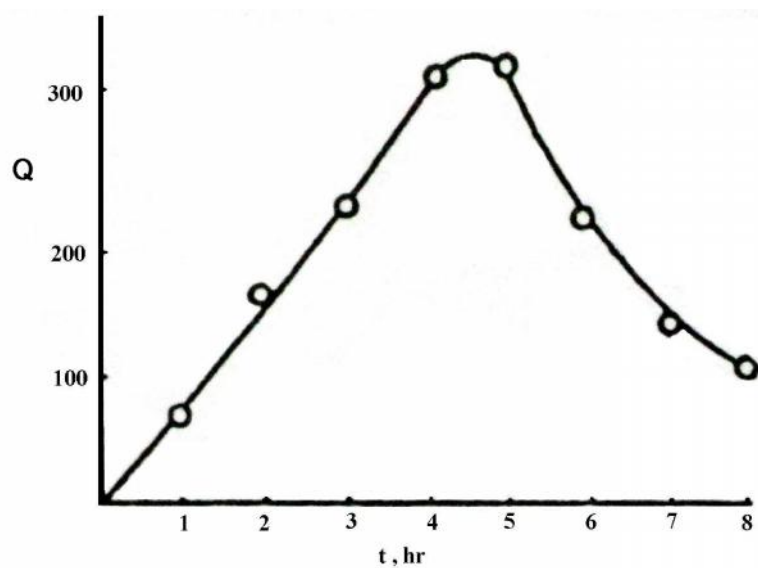
مشاهده می‌شود که دبی ابتدا افزایش یافته، پس از ۵ ساعت به حداکثر می‌رسد و سپس دوباره کاهش می‌یابد. یعنی

بالاترین مقدار دبی در زمانی که معادل زمان تمرکز حوضه است رخ می‌دهد (نمودار ۴-۵).



نمودار ۴-۵-۳-ب- حوضه آبریز و منحنیهای ایزوکرون

نمودار ۴-۵-۳-الف- منحنی شدت - مدت



نمودار ۴-۵

در معادله استدلالی آنچه مهم است تخمین ضریب C و شدت بارش (I) است. شدت بارش تابعی از مدت بارش و دوره برگشت آن است. اگر مقدار بارش (F) و مدت (t) معلوم باشد ساده ترین روش برای برآورد شدت بارش (با درجه اطمینان بالا) بجای تقسیم F بر t استفاده از رابطه $I = F / 2 + 1 / t$ است. مثلاً اگر مدت بارش ۳ ساعت و مقدار آن ۲۶ میلی‌متر باشد با استفاده از رابطه فوق شدت بارش ۱۳/۳ mm/h در ساعت خواهد بود در حالیکه با تقسیم F بر t مقدار آن ۸/۶ mm/h بدست می‌آید. اما اگر فقط مدت زمان تمرکز در اختیار باشد توصیه می‌شود برای تخمین شدت بارش و استفاده از آن در معادله استدلالی از معادلات زیر استفاده شود. در این روابط I بر حسب mm/h و t بر حسب min است.

$$I = 30.48 / t^{0.5} \quad \text{برای بارش‌های معمولی}$$

$$I = 63.8 / t^{0.687} \quad \text{برای بارش‌های معمولی تا شدید}$$

$$I = 15.24 / t^{0.5} \quad \text{برای بارش‌های آرام و زمستانی}$$

$$I = (1045 / t)^{0.5} \quad \text{برای بارش‌های با دوره بازگشت ۱۰ سال}$$

$$I = (2090 / t)^{0.5} \quad \text{برای بارش‌های با دوره بازگشت ۱۵ سال}$$

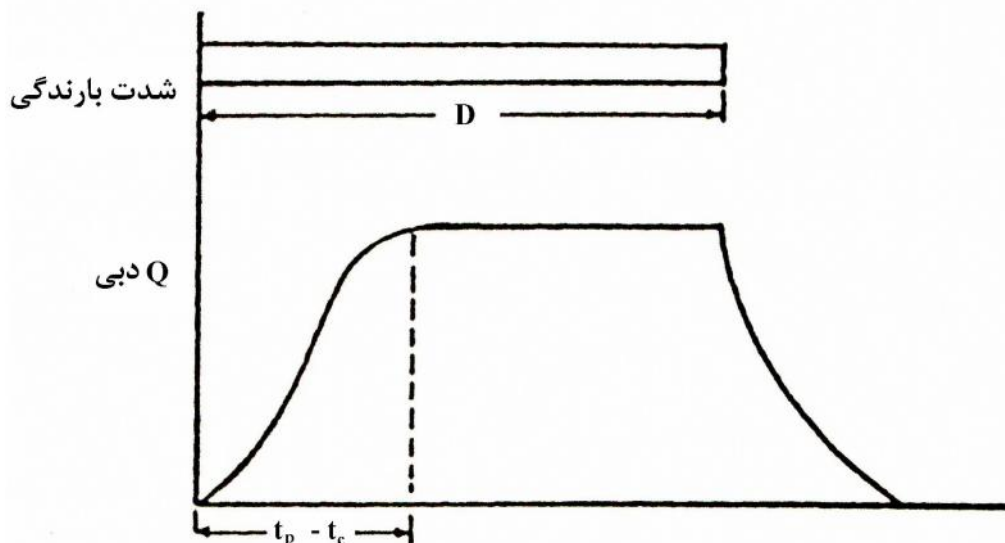
$$I = 98.4 / t^{0.687} \quad \text{برای بارش‌های با حداکثر شدت}$$

مثلاً اگر زمان تمرکز ۲۵ min باشد، شدت بارش با این روابط به ترتیب ۶/۱، ۶/۹، ۳/۱، ۶/۵، ۹/۱، ۱۰/۸ mm/h می‌شود.

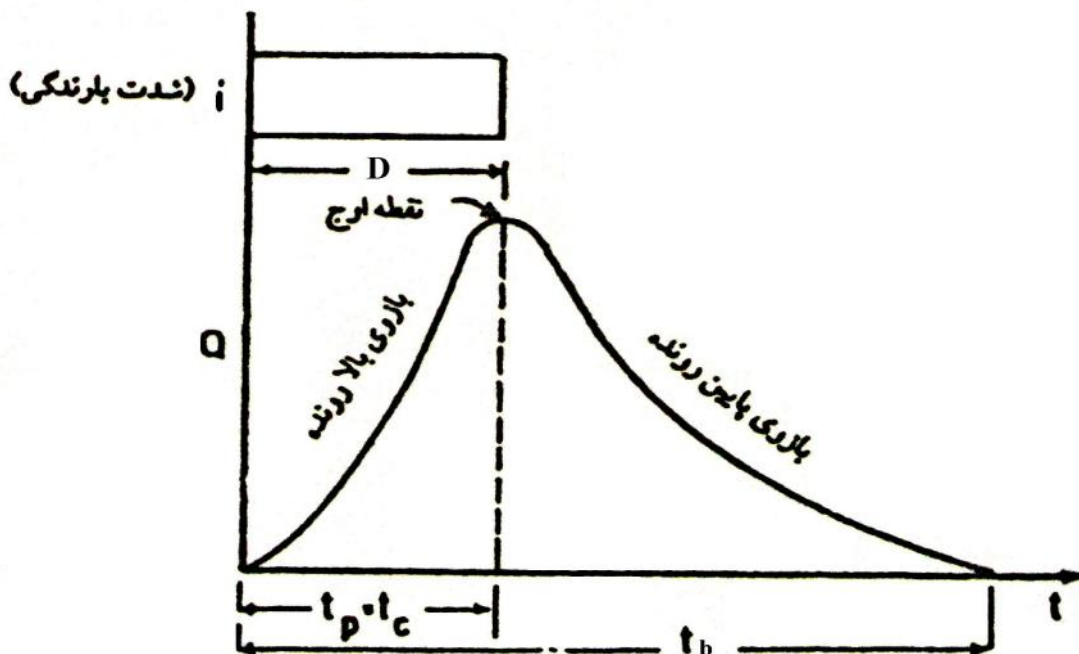
۴-۵ برآورد تمامی شکل هیدروگراف سیلاب

هیدروگراف نموداری معرف تغییرات دبی رواناب نسبت به زمان است. قبلاً گفته شد که اگر روی یک حوضه آبریز (با زمان تمرکز t_c) بارش یکنواختی به مدت D ساعت ببارد و $D > t_c$ باشد دبی خروجی از حوضه بتدریج افزایش می‌یابد و در زمانی برابر زمان تمرکز حوضه به حداکثر خود می‌رسد. تا زمانی که بارش ادامه دارد دبی ثابت باقی مانده ولی بلافاصله پس از قطع بارش دبی نیز تقلیل می‌یابد. چنین منحنی که تغییرات دبی را در زمان های مختلف نشان می‌دهد هیدروگراف S نام داشته و زمان اوج (t_p) با زمان تمرکز حوضه برابر می‌شود ($t_p = t_c$). اما اگر مدت بارش برابر زمان تمرکز حوضه ($D = t_c$) باشد، شکل هیدروگراف دارای اوج یا قله خواهد داشت. هیدروگراف می‌تواند پس از رسیدن به اوج نزول می‌کند. در چنین وضعیتی چون دوام بارش دقیقاً برابر زمان تمرکز حوضه است زمان رسیدن به اوج نیز برابر زمان تمرکز خواهد بود (نمودار ۴-۵). این نمودار برای وضعیتی است که زمان تمرکز حوضه t_c و تداوم بارش (D) با هم برابر است. ($t_c = D$). در این وضعیت زمان رسیدن به اوج در هیدروگراف برابر زمان تمرکز و تداوم بارش است ($t_p = t_c = D$).

اگر مدت بارش کوتاهتر از زمان تمرکز حوضه باشد باز هم هیدروگراف شکل زنگوله ای خود را حفظ خواهد کرد ولی هیدروگراف پس از یک تاخیر زمانی به نقطه اوج می‌رسد (نمودار ۵-۷) فاصله زمانی بین مرکز بارش تا نقطه اوج هیدروگراف را زمان تاخیر (lag time) می‌گویند. (t_l در نمودار ۷-۵ و یا t_{lag} در نمودار ۸-۵).



نمودار ۵-۵ نمونه یک هیدروگراف برای وضعیت بارش با شدت ثابت و مدت طولانی تر از زمان تمرکز است



نمودار ۶-۵ نمونه یک هیدروگراف برای وضعیتی که زمان بارش مساوی زمان تمرکز است.

بطور کلی هر هیدروگراف از سه قسمت اساسی تشکیل شده است که عبارتند از:

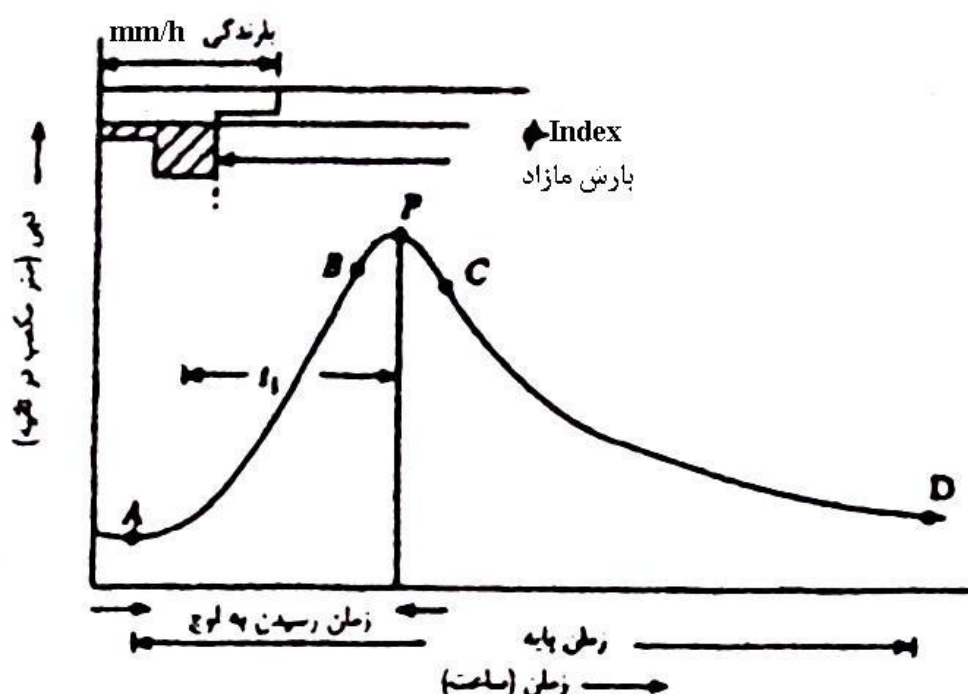
- بازوی بالارونده یا طغیان (rising limb): در هیتوگراف نمودار ۷-۵، مازاد بارش پس کسر تلفات به مقدار نمایه ϕ

در سطح حوضه و رودخانه جاری شده و هیدروگراف نمودار را شکل می دهد. قسمت A تا B بازوی بالا رونده هیدروگراف

بوده که نشان دهنده چگونگی طغیان دبی خروجی از حوضه پس از بارش است. بدین ترتیب، تمام سطح حوضه در رواناب خروجی مشارکت نمود هیدروگراف به نقطه اوج می‌رسد.

- **اوج (peak) یا تاج (crest segment):** حداکثر دبی هیدروگراف معمولاً یک نقطه نیست بلکه بخشی از منحنی هیدروگراف است که در نمودار ۷-۵ از B تا C است. با این وجود همیشه هیدرولوژیست‌ها علاقمند هستند که یک نقطه مشخص را مانند P در هیدروگراف مشخص کنند تا از آن به عنوان حداکثر دبی استفاده نمایند.

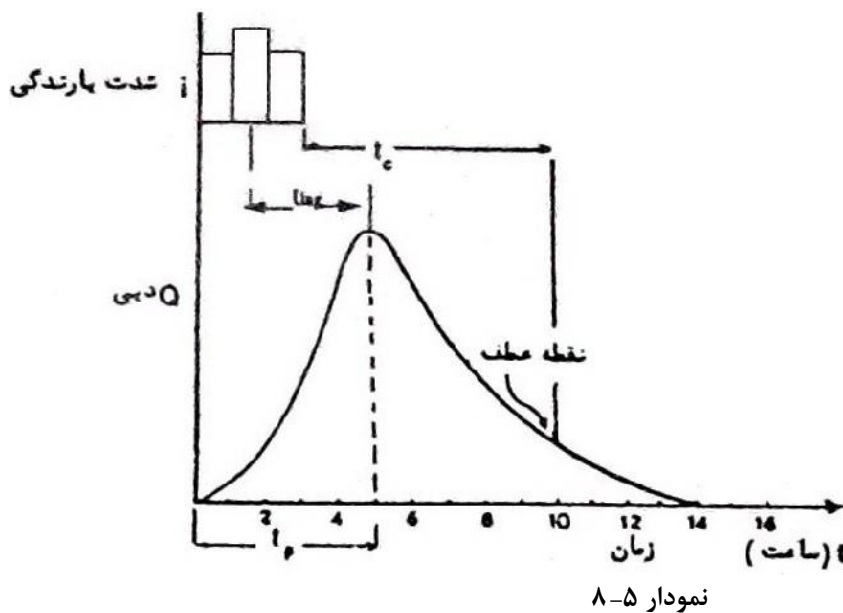
- **بازوی پایین رونده یا فروکش (recession limb):** بخش C تا D را روی نمودار ۷-۵ بازوی پایین رونده هیدروگراف گویند. این بخش نشان دهنده چگونگی تخلیه آب ذخیره شده در حوضه پس از بارش است. یعنی تا نقطه C آب در حوضه ذخیره شده و از آن پس تخلیه می‌شود. نقطه D جایی است که از آن پس آب جاری در رودخانه عمدتاً ناشی از آب‌های زیر زمینی و زیر سطحی است. فاصله زمانی A تا P روی نمودار ۷-۵ زمان رسیدن به اوج (time to peak) و فاصله ی A تا D زمان پایه هیدروگراف (base time) نام دارد. زمان رسیدن به اوج با t_p و زمان پایه هیدروگراف با علامت t_b نشان داده می‌شود. چنانچه مدت بارش کمتر از زمان تمرکز باشد، از روی هیدروگراف زمان تمرکز قابل برآورد نیست. بطور تقریبی و تجربی فاصله زمانی بین انتهای بارش موثر تا نقطه ی عطف روی بازوی پایین رونده را می‌توان برابر زمان تمرکز گرفت (نمودار ۸-۵).



نمودار ۷-۵ وضعیت هیدروگراف در شرایط که مدت بارش کوتاه‌تر از زمان تمرکز حوضه باشد.

مثلا در نمودار ۵-۸، با بارش به مدت ۳ ساعت روی حوضه نسبتا بزرگ، زمان وقوع اوج سیل ۵ ساعت بعد از شروع بارش و زمان تمرکز حوضه برابر با ۷ ساعت ($t_p = t_c$) است که زمان وقوع اوج هیدروگراف نسبت به مرکز بارش ۳/۵ ساعت تاخیر دارد. رسم هیدروگراف‌های سیل از چند نظر حائز اهمیت بوده که به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود.

- از هیدروگراف می‌توان زمان شروع و پایان سیل را نسبت به آغاز بارش 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 می‌توان از روی سطح زیر منحنی هیدروگراف محاسبه کرد.
- تداوم سیل برابر زمان پایه هیدروگراف است. (t_b)



t = زمان
 i = شدت بارش
 t_c = زمان تمرکز
 t_p = زمان رسیدن به اوج
 t_b = زمان پایه هیدروگراف
 t_{lag} = زمان تاخیر
 t_r = زمان فروکش کردن سیل
 Q = دبی

مثال ۵-۹: در یک رودخانه دبی سیل در زمان‌های مختلف اندازه‌گیری و ارقام زیر بدست آمده است.

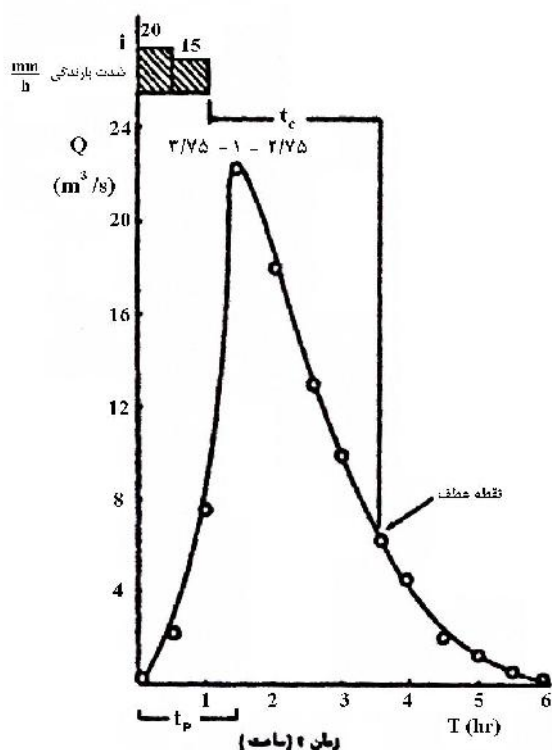
t (ساعت)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Q (متر مکعب در ثانیه)	0	3	8	23	18	13	10	7	5	3	2	1	0

این سیل ناشی از بارش یک ساعته ای است که شدت بارش در نیم ساعت اول ۲۰ و در نیم ساعت بعد ۱۵ میلی‌متر در ساعت است. مشخصات سیل را بدست آورید. مساحت حوضه ۲۵ کیلومتر مربع است.

حل: چنانچه دبی را نسبت به زمان در یک دستگاه محور مختصات رسم کنیم (نمودار ۵-۹) هیدروگراف سیل بدست می‌آید. از روی هیدروگراف مشخصات سیل به شرح زیر قابل استخراج است:

حجم سیلاب با توجه به جدول ۵-۶ که از روی داده‌های هیدروگراف بدست آمده است معادل ۱۶۷۴۰۰ مترمکعب است. در این جدول ستون اول زمان با دوره‌های نیم ساعته، ستون دوم دبی بر اساس هیدروگراف سیل، ستون سوم متوسط دبی در هر دوره است که از تجمیع دبی‌ها در ابتدا و انتهای هر دوره و تقسیم آن بر دو به دست آمده است.

برای مثال، اگر دبی در شروع بارش صفر و نیم ساعت پس از آن $3 \text{ m}^3/\text{s}$ باشد متوسط آن در طی $1/5$ مترمکعب در ثانیه است. ارقام ستون چهارم حجم آبی است که در هر دوره از رودخانه می‌گذرد و از حاصلضرب دبی متوسط در مدت (نیم ساعت = 1800 sec) به دست می‌آید. مثلاً در دوره پنجم حجم رواناب $27900 (1800 \times 15/5) \text{ m}^3$ است.



- زمان شروع بارش $t = 0 \text{ hr}$
- زمان شروع سیل $t = 0 \text{ hr}$
- زمان خاتمه بارش $t = 1 \text{ hr}$
- زمان خاتمه سیل $t = 6 \text{ hr}$
- تداوم سیل $t_b = 6 \text{ hr}$
- زمان تاخیر سیل $t_{lag} = 1.5 \text{ hr} - 0.5 \text{ hr} = 1 \text{ hr}$
- زمان پایه هیدروگراف $t_b = 6 \text{ hr}$
- زمان رسیدن به اوج $t_p = 1.5 \text{ hr}$
- دبی اوج (حداکثر) $Q = 23 \text{ m}^3/\text{s}$
- زمان تمرکز $t_c = 2.75 \text{ hr} (3.75 - 1 = 2.75)$
- زمان فروکش کردن سیل $t_r = 4.5 \text{ hr} (6 - 1.5 = 4.5)$

نمودار ۵-۹

به دلیل این که مساحت حوضه 25 کیلومترمربع است ارتفاع رواناب ناشی از این بارش $(167400)/(25 \times 10^6) = 0.0065$ متر و یا $6/5 \text{ mm}$ است که اگر متوسط ارتفاع بارش را نیز $(20+15)/2 = 17.5 \text{ mm}$ فرض شود، ملاحظه می‌شود که $6.5/17.5$ یا 37% درصد بارش به رواناب تبدیل می‌شود. یعنی ضریب رواناب 0.37 است.

همانطور که گفته شد بازوی بالا رونده هیدروگراف نمایه ایست که بستگی به خصوصیات هندسی، فیزیکی، پوشش سطح حوضه و ویژگی‌های بارش از قبیل شدت و مدت و یکنواختی آن دارد. حال آنکه بازوی پایین رونده هیدروگراف بستگی به فرایندهای زهکشی و تخلیه آب از حوضه دارد. پس از به نقطه اوج رسیدن هیدروگراف ممکن است مدتی در این مرحله

باقی مانده و یا بلافاصله شروع به نزول کند. پس از رسیدن دبی به نقطه اوج یا قطع بارش 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 سیل از این نقطه به بعد مستقل از خصوصیات بارش بوده و فقط بستگی به وضعیت زهکشی حوضه از نظر تخلیه آب زیر زمینی، رواناب های دیررس و زیر سطحی و خارج شدن آب نگهداشته شده در سطح حوضه دارد.

جدول ۵-۶

1	2	3	4
(hr) t	دبی m^3/s	متوسط دبی (m^3/s)	حجم آب (m^3)
0	0	1.5	2700
0.5	3	5.5	9900
1	8	15.5	27900
1.5	23	20.5	36900
2	18	15.5	27900
2.5	13	11.5	20700
3	10	8.5	15300
3.5	7	6	10800
4	5	4	7200
4.5	3	2.5	4500
5	2	1.5	2700
5.5	1	0.5	900
6	0		

این بخش از هیدروگراف را منحنی فروکش (recession curve) نامند. اگر دبی در نقطه عطف یا نقطه شروع فروکش Q_0 باشد، معادله بازوی فروکش منحنی (برای برآورد دبی تخلیه رواناب در هر زمان) را می‌توان به صورت زیر نوشت.

$$Q = Q_0 K^t \quad (۵-۱۵)$$

که K نمایه وضعیت زهکشی حوضه، Q_0 دبی در زمان شروع فروکش سیل (نقطه عطف منحنی بازوی پایین رونده هیدروگراف) و t مدت زمان از شروع فروکش سیل است. با توجه به ثابت بودن K برای حوضه‌های آبریز معادله فوق را می‌توان بصورت نمایی زیر نیز نوشت.

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad (۵-۱۶)$$

که در آن a ضریب مربوط به خصوصیات فیزیکی حوضه (برحسب معکوس زمان) و e مبنای لگاریتم طبیعی است.

مثال ۵-۱۰: بازوی پایین رونده هیدروگراف سالانه رودخانه ای در مدت ۶ سال پیاپی مطابق با نمودار ۵-۱۰ بوده است. با توجه به این نمودار مطلوب است ضریب ثابت a برای این حوضه (معادله فروکش). دبی رودخانه ۴۰ روز پس از شروع فروکش چه مقدار پیش‌بینی می‌شود؟ در نمودار ۵-۱۰ قسمت فروکش سیل در سالهای مختلف نشان داده شده است.

$$Q = Q_0 e^{at} \quad , \quad e^{-at} = Q / Q_0 \quad , \quad -at = \ln Q / Q_0 \quad , \quad a = -\frac{1}{t} \ln \frac{Q}{Q_0} \quad \text{حل:}$$

از روی نمودار ۵-۱۰ مقدار $Q_0 = 3500 \text{ m}^3 / \text{sec}$ (زمان $t=0$) و در زمان $t=100$ مقدار دبی $Q = 1500 \text{ m}^3 / \text{sec}$

$$a = -\frac{1}{100} \ln \frac{1500}{3500} = 8.47 \times 10^{-3}$$

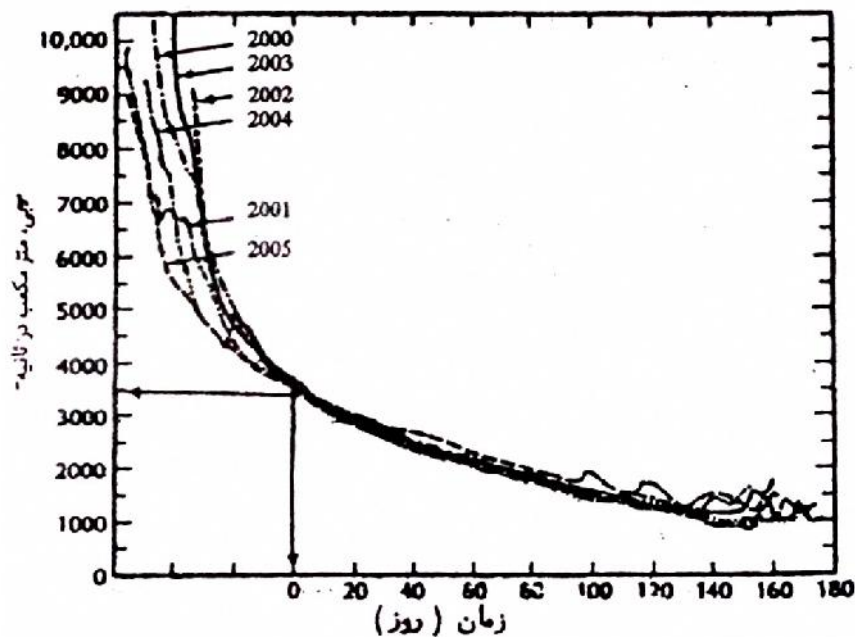
است. لذا با داشتن این دو نقطه a را برآورد می شود.

بنابراین معادله فروکش سیل در این رودخانه به این صورت می شود:

$$Q = Q_0 e^{-at}, \quad Q = 3500 e^{-(8.47 \times 10^{-3})t}$$

و پس از ۴۰ روز از شروع فروکش، دبی می شود:

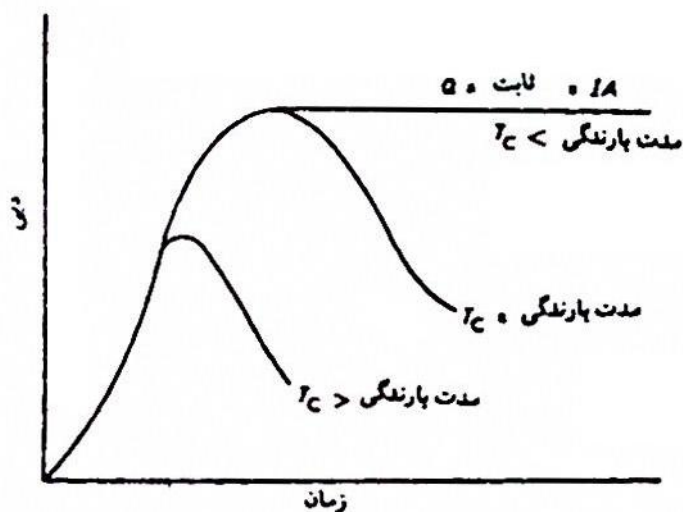
$$Q = 3500 e^{-(8.47 \times 10^{-3})(40)}, \quad Q = 2400 \text{ m}^3 / \text{s}$$



نمودار ۵-۱۰ منحنی فروکش دبی سالانه

۵-۵ تجزیه هیدروگراف سیلاب مشاهداتی به رواناب مستقیم و جریان پایه

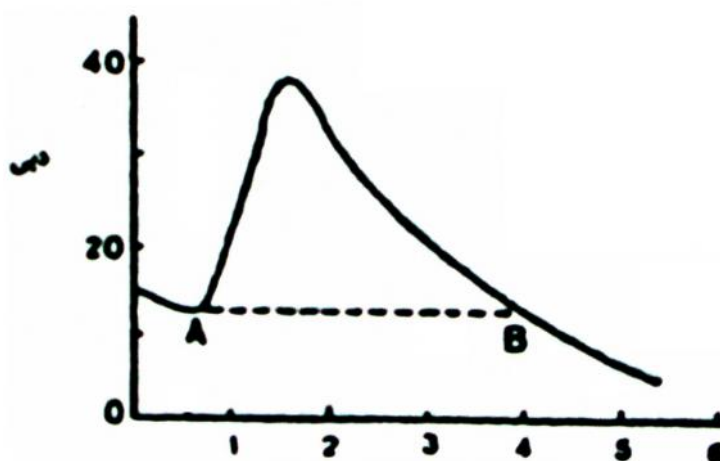
بسته به بیشتر، مساوی و یا کمتر بودن مدت بارش از زمان تمرکز، شکل هیدروگراف حاصل متفاوت است (نمودار ۵-۱۱).



نمودار ۵-۱۱ شکل هیدروگراف حوضه با فرض ثابت بودن شدت بارش

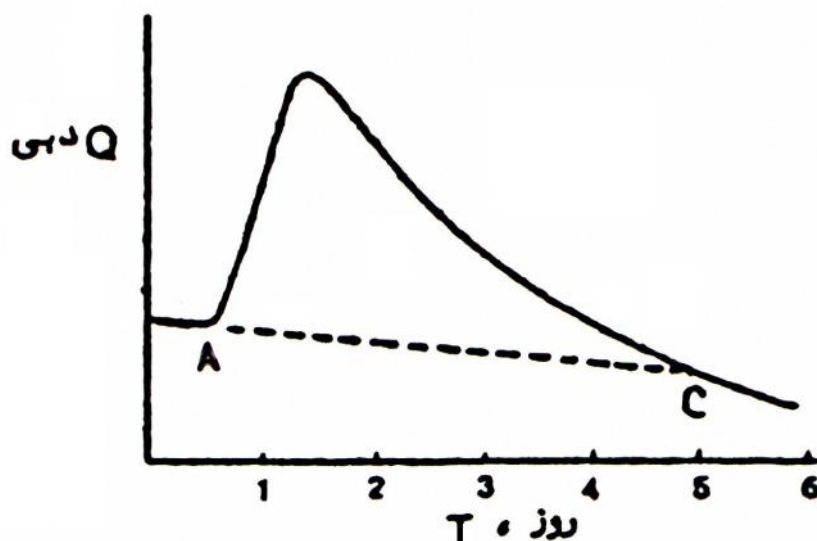
این هیدروگراف فقط مربوط به بارش اخیر است. اما اگر قبل از وقوع بارش جدید، رودخانه به دلیل بارش های قبلی آبدار (رودخانه در مرحله تخلیه سیل قبلی) باشد، هیدروگراف رودخانه جمع رواناب ناشی از بارش جدید و بارش قبلی می شود. لذا همواره بخشی از دبی رودخانه مربوط به بارش های قبلی است که اگر هدف برآورد هیدروگراف سیل رودخانه ناشی از فقط بارش جدید باشد لازم است دبی قبلی رودخانه (بنام دبی یا جریان پایه یا base flow) از آن کسر شود. این فرایند را جدا سازی یا تجزیه هیدروگراف (hydrograph separation) گویند و منظور از آن جدا ساختن جریان پایه (جریان موجود در رودخانه ناشی از بارش های قبلی) از هیدروگراف کل سیلاب مشاهداتی در رودخانه است. به عبارت دیگر، در تجزیه هیدروگراف سیلاب مشاهداتی، قسمتی مربوط به بارش های قبلی (جریان پایه) و بقیه ناشی از بارش سیلاب زای اخیر (بنام رواناب مستقیم) است. بطور کلی، دبی پایه را به سه روش زیر می توان از کل هیدروگراف مشاهداتی جدا کرد. طبیعی است جداسازی در رودخانه های خشک بی معنی است زیرا هیدروگراف مشاهداتی برابر است با رواناب مستقیم.

روش اول - ساده ترین روش برای جدا کردن دبی پایه هیدروگراف رودخانه، ترسیم یک خط افقی از نقطه ی شروع طغیان آب (A) تا محل تقاطع با بازوی فروکش (B) است. بخشی از هیدروگراف بالای خط AB هیدروگراف رواناب مستقیم نام دارد. معمولاً خط AB که ابتدا و پایان سیل را به هم وصل می کند یک خط شیبدار است که با مشخص نبودن نقطه پایان سیل یعنی B خط افقی رسم می شود. آنچه در پایین خط AB واقع می شود دبی یا جریان پایه رودخانه نام دارد. در این جا فرض می شود دبی پایه در طول سیل ثابت باقی می ماند. مثلاً در نمودار ۵-۱۲ 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 تا هیدروگراف رواناب مستقیم بدست آید. بطور خلاصه، در این روش دبی رودخانه قبل از شروع سیل به عنوان دبی پایه در نظر گرفته می شود.



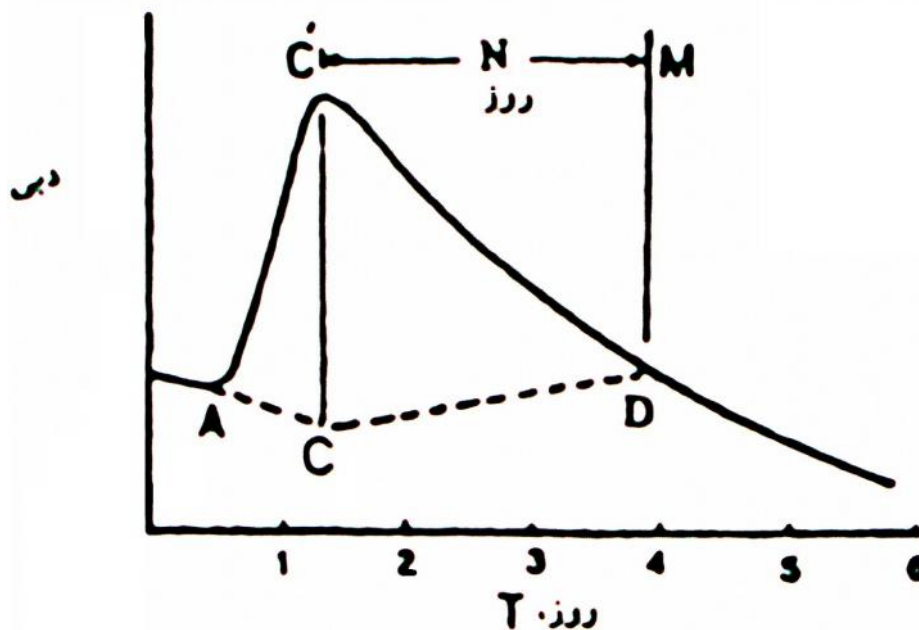
نمودار ۵-۱۲ تجزیه هیدروگراف (نقطه A شروع و نقطه B پایان سیل). با نا مشخص بودن نقطه B، خط AB افقی رسم می شود

گاهی دبی پایه با ترسیم خط مستقیم شیب دار مماس بر نقطه قبل طغیان سیلاب تا محل تقاطع با بازوی پایین رونده مجزا می شود. بدین ترتیب، بخشی از منحنی که بالای این خط (AC در نمودار ۵-۱۳) قرار می گیرد به عنوان هیدروگراف رواناب مستقیم محسوب می شود. در این روش بر خلاف حالت قبل که دبی پایه در طول تداوم سیل ثابت فرض شده بود به تدریج و با شیبی که قبلاً داشته است کاهش می یابد. مشکل اغلب این است که چون شیب خط دبی پایه قبل از طغیان سیلاب معمولاً آسان بدست نمی آید، ممکن است خط شیب دار بازوی پایین رونده هیدروگراف را قطع نکند. در این صورت بهتر خواهد بود که برای جدا کردن هیدروگراف از این شیوه استفاده نشود.



نمودار ۵-۱۳ تجزیه هیدروگراف (خط AC با شیب قبلی خود رسم شده است)

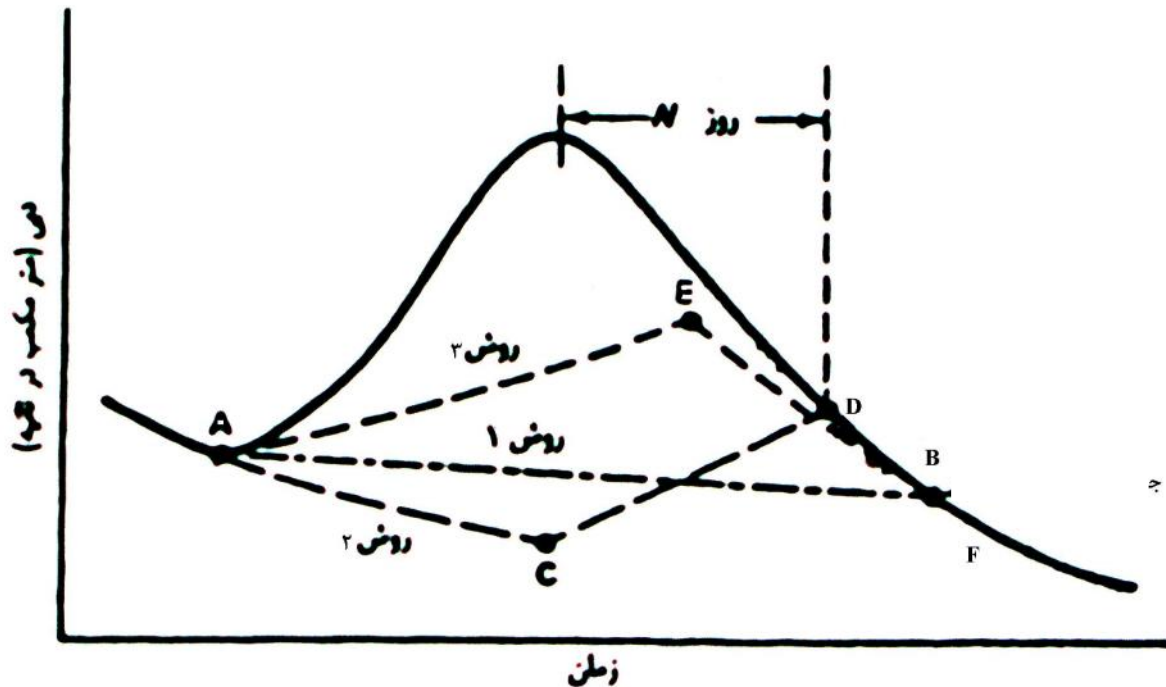
روش دوم - در این روش، ابتدا با رسم هیدروگراف مشاهداتی در یک دستگاه محور مختصات، سعی می شود خط مستقیمی با همان شیبی که قبل از طغیان آب داشته است رسم تا خط عمودی مار بر نقطه اوج هیدروگراف (و عمود بر محور افق) را در نقطه ای بنام C قطع کند (نمودار ۵-۱۴). سپس از نقطه اوج یک خط افقی نیز اخراج کرده و در روی آن طولی را که معادل $N = 0.83A^{0.2}$ روز مشخص کرده (A مساحت حوضه حسب کیلومتر مربع و N بر حسب روز) و از این نقطه انتهایی این خط (M) عمود دیگری به سمت محور افق اخراج تا بازوی پایین رونده هیدروگراف را در نقطه D قطع کند. با وصل نقطه C به نقطه D مرز تفکیک جریان پایه از هیدروگراف رواناب مستقیم بدست می آید. در اینجا توجه شود چون N بر حسب روز است محور افقی هیدروگراف نیز بهتر است با همان واحد روز مدرج شده باشد. اگر محور افقی بر حسب واحد اندازه گیری دیگری مثلاً ساعت باشد، ابتدا N را بر حسب روز برآورد سپس با توجه به مقیاسی که در محور طولها در نظر گرفته شده است طول N را نیز بر حسب همان مقیاس برآورد می شود.



نمودار ۵-۱۴ تجزیه هیدروگراف (روش دوم)

روش سوم - در این روش، با ترسیم یک خط مستقیم از انتهای سمت راست بازوی فروکش هیدروگراف (در صورت ترسیم هیدروگراف مشاهداتی روی دستگاه مختصات با محور قایم لگاریتمی از نوع نپرین) به سمت چپ (و با همان شیبی که کاهش می‌یافته) و امتداد تا نقطه E بدست آید (شکل ۵-۱۵). نقطه E محل تقاطع این خط با خط مار بر نقطه عطف (روی بازوی پایین رونده هیدروگراف) و عمود بر محور افق است. حال اگر از نقطه شروع هیدروگراف (A) به این نقطه (E) وصل شود وضعیتی مشابه نمودار ۵-۱۵ (روش ۳) ایجاد می‌شود. بخشی از هیدروگراف که بالای AEB قرار دارد به عنوان هیدروگراف رواناب مستقیم (مجزا شده از دبی پایه) در نظر گرفته می‌شود. نقطه B نقطه ایست که خط مستقیم امتداد یافته به سمت چپ (حاصل از انتهای سمت راست بازوی فروکش هیدروگراف در صورت ترسیم هیدروگراف مشاهداتی روی دستگاه نیمه لگاریتمی مذکور) از بازوی فروکش جدا می‌شود.

انتخاب هر کدام از این روش‌ها به شرایط حوضه آبریز از نظر قدرت ذخیره سازی بارش، منعکس شده روی جریان پایه، بستگی دارد که با ترسیم هیدروگراف سیلاب مشاهداتی (با بررسی داده‌های مورد استفاده و دقت مورد نیاز) قابل ارزیابی است. باین وجود در اکثر مطالعات سیلاب و با فرض سیلاب شدید (مخصوصاً در حوضه آبریز شهری) جریان پایه با مقدار ثابت در نظر گرفته می‌شود که در واقع همان روش اول است.



نمودار ۵-۱۵ روش های جدا سازی جریان پایه از هیدروگراف مشاهداتی سیلاب

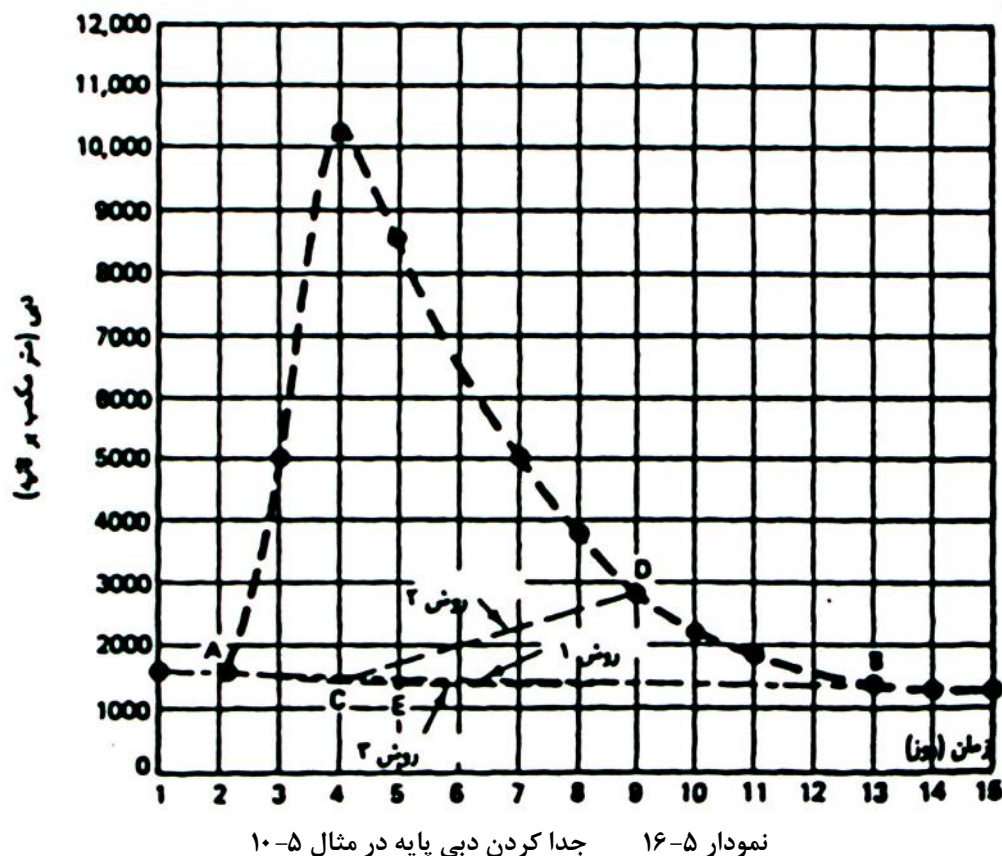
مثال ۵-۱۱: در یک حوضه آبریز به وسعت 6500 km^2 بارشی به مدت ۱۲ ساعت رخ داده و دبی مشاهداتی در خروجی حوضه طی مدت ۱۵ روز در جدول زیر است. با روش های مختلف دبی پایه را جدا کرده هیدروگراف جریان مستقیم را بدست آورید.

حل: در یک دستگاه محور مختصات هیدروگراف سیل رسم (نمودار ۵-۱۶) و نقاط A, B, C, D, E به روشهای سه گانه جدا کردن دبی پایه (قبلا آمد) مشخص شده اند. در روش اول B, A با یک خط مستقیم شیبدار به هم وصل شده اند. نقطه A شروع سیل و نقطه B پایان سیل که به صورت چشمی از روی هیدروگراف تشخیص داده شده است. در روش دوم نقطه C در زیر قله هیدروگراف تعیین گردیده و مقدار N که بر اساس آن نقطه D بدست آمده است برابر ۵ بوده است

$$N = 0.83(A)^{0.2} = 0.83(6500)^{0.2} \approx 5 \text{ days} \quad \text{زیرا:}$$

جدول ۵-۷

زمان (روز)	دبی (m^3/sec)	زمان (روز)	دبی (m^3/sec)
1	1600	9	2800
2	1550	10	2200
3	5000	11	1850
4	11300	12	1600
5	8600	13	1330
6	6500	14	1300
7	5000	15	1280
8	3800		



در روش سوم نقطه عطف بازوی پایین رونده هیدروگراف را مشخص کرده (تقریباً ۵ روز پس از شروع بارش) که نقطه E زیر آن قرار می‌گیرد. با استفاده از این سه روش، نتایج رواناب مستقیم مطابق جدول ۵-۸ است.

جدول ۵-۸ رواناب مستقیم حاصل از جدا سازی جریان پایه با ۳ روش تعریف شده

زمان (روز)	رواناب مستقیم (متر مکعب در ثانیه)		
	روش ۱	روش ۲	روش ۳
1	0	0	0
2	0	0	0
3	3480	3520	3500
4	9800	9900	9850
5	7150	6900	7200
6	5050	4550	5100
7	3550	2700	3600
8	2400	1250	2400
9	1420	0	1420
10	820	0	820
11	470	0	470
12	250	0	250
13	0	0	0

۵-۶ منحنی تداوم جریان

جریان پایه رودخانه یا به دلیل رواناب ناشی از ذوب برف‌ها و یا به دلیل رواناب دیررس (تغذیه رودخانه توسط آبهای زیر زمینی) و یا هر دو است. رودخانه‌ها را، بر حسب چگونگی جریان پایه آن‌ها در طول سال، می‌توان طبقه بندی (دائمی،

فصلی و سیلابی) نمود. برای این منظور، معمولا از نمودار منحنی تداوم جریان یا دبی کلاسه استفاده می‌شود. این منحنی از رسم دبی رودخانه نسبت به زمان (تجمعی) به دست می‌آید. مثلا اگر متوسط دبی در هر روز از سال برای ۳۶۵ روز مطابق جدول ۵-۹ 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 رسم کرد که نمودار آن در نمودار ۵-۱۷ آمده است.

هر یک از نقاط منحنی ۵-۱۷ نشان دهنده تعداد روزهای از سال است که دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از مقدار دبی معین بوده است. مثلا ارتباط ۵۰۰ متر مکعب در ثانیه مربوط با ۴۵ روز یعنی در ۴۵ روز از سال دبی رودخانه مساوی یا بیشتر از $500 \text{ m}^3/\text{s}$ است. با توجه به این منحنی می‌توان پارامترهای زیر را به عنوان مشخصه رودخانه به دست آورد.

- (۱) دبی نرمال پر آبی: مقدار دبی که در $0.25 \times 365 = 91$ روز از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.
- (۲) دبی نرمال کم آبی: مقدار دبی که در $0.75 \times 365 = 274$ روز از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.
- (۳) دبی نرمال: مقدار دبی که در $0.5 \times 365 = 182$ روز (نیمی) از سال مساوی یا بیشتر از یک مقدار معین باشد.
- (۴) دبی میانگین (mean): عبارت است از مقدار دبی حاصل حجم آبی عبوری از رودخانه تقسیم بر مدت، $(\sum V)/t$.

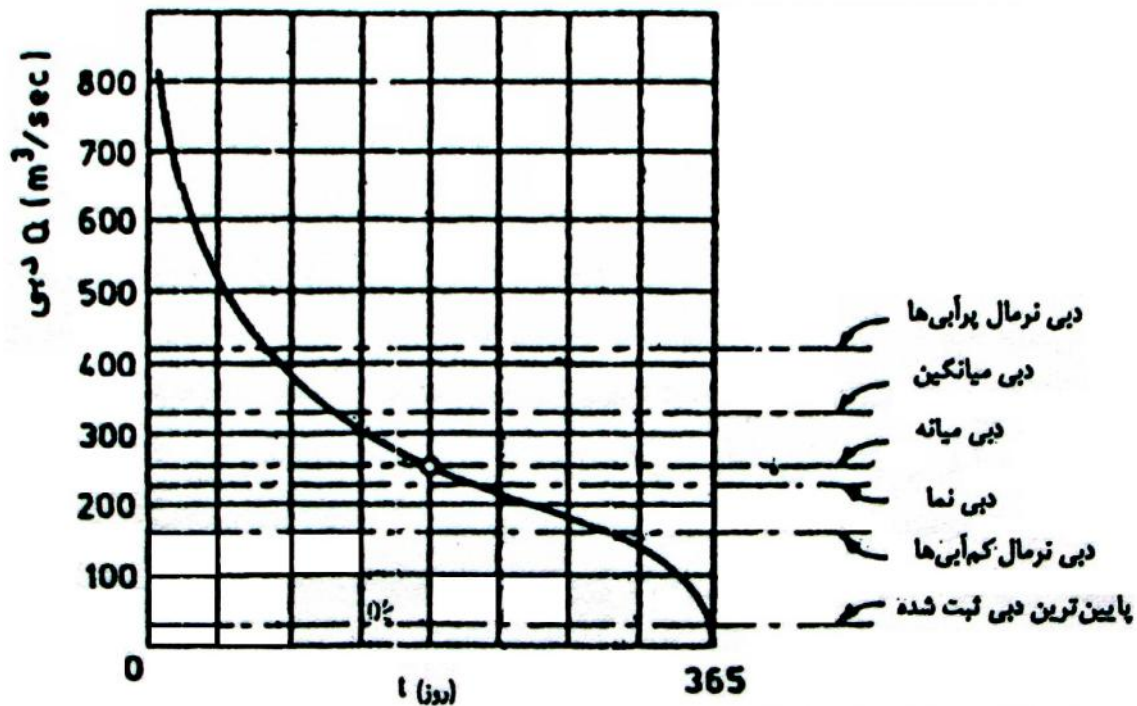
یعنی حجم کل آب رودخانه در سال (برحسب m^3) تقسیم بر $3153600 = 365 \times 86400$ ثانیه.

- (۵) دبی میانه (median): با ترتیب بندی دبی روزانه ها بطور نزولی، عبارت است از متوسط دبی روزهای ۱۸۲ و ۱۸۳.

- (۶) دبی نما (mode): مقدار دبی یا محدوده ای از آن که بالاترین فراوانی وقوع را در طول سال داشته باشد.

جدول ۵-۹

شماره روزها	متوسط دبی روزانه m^3/sec	متوسط دبی روزانه به ترتیب نزولی
1	2	3
1	57	820
2	42	810
3	182	800
4	520	780
5	680	750
6	820	700
7	810	680
8	750	610
9	610	520
10	520	520
...	...	...
364	42	5
365	47	4



نمودار ۵-۱۷ نمونه ای از منحنی تداوم جریان (دبی کلاسه)

بدست آوردن منحنی تداوم جریان طی سالهای آماری طولانی (مثلاً ۲۰ سال یا بیشتر) این امکان را فراهم می آورد که بتوان روی داده‌ها تحلیل آماری انجام داده و چنین منحنی‌هایی را برای دوره‌های برگشت مختلف رسم نمود. در بسیاری موارد به جای این که روی محور افقی تعداد روزها را مشخص کنیم احتمالات تجمعی وقوع داده‌ها منظور می‌شود.

به عنوان مثال متوسط دبی رودخانه ای در ۳۶۵ روز از سال در جدول ۵-۱۰ مورد بررسی قرار می گیرد. فراوانی وقوع آن ها را در گروه های مختلف دبی در ستون اول این جدول آمده است. تعداد روز های مشاهداتی مطابق ستون دوم است. فراوانی تجمعی و احتمال وقوع آن ها به ترتیب در ستونهای ۴ و ۵ نوشته شده است. حال چنانچه در یک کاغذ احتمالات اعداد ستون ۴ نسبت به ستون ۱ (حد وسط گروه‌ها) رسم شود منحنی تداوم جریان به دست می‌آید. در این جدول بالاترین فراوانی مربوط به گروه ۲۹۹/۹-۲۰۰ است. لذا متوسط این گروه (۲۵۰ متر مکعب در ثانیه) به عنوان دبی نمای رودخانه نامیده می‌شود.

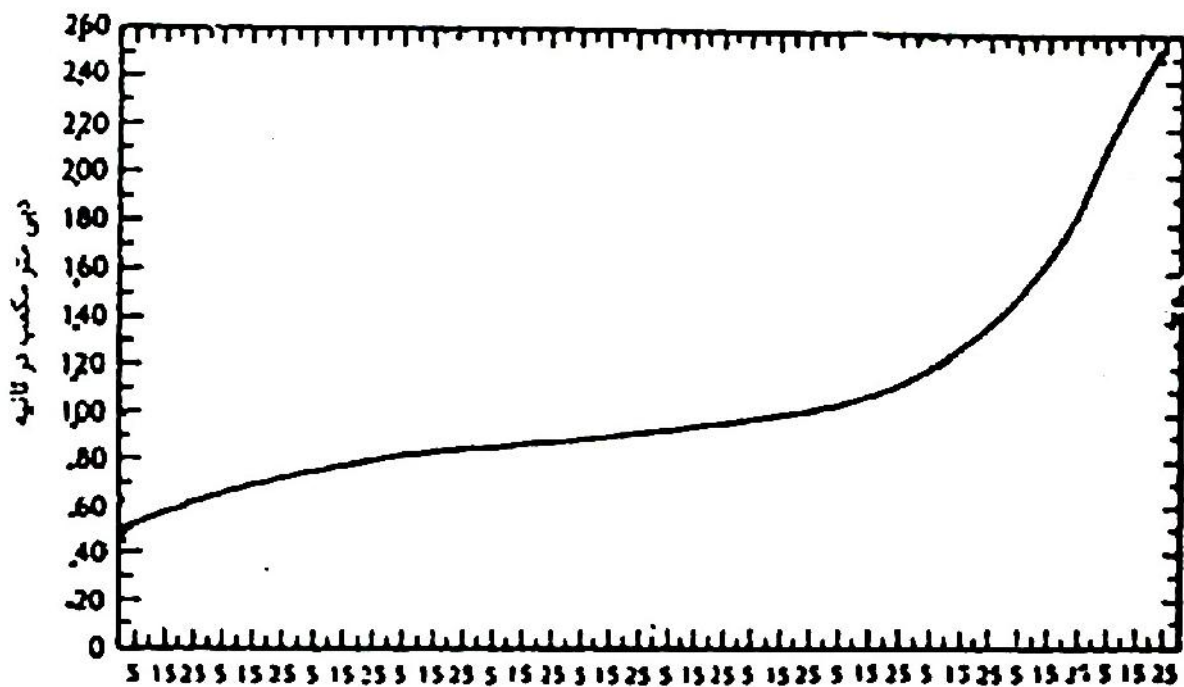
در نمودار ۵-۱۸ منحنی تداوم جریان روزانه یک رودخانه به صورت معمولی رسم شده است. مشاهده می‌شود که فقط ۱۰ درصد موارد (۳۶ روز از سال) ممکن است دبی این رودخانه از ۷۰۰ لیتر در ثانیه کمتر باشد و یا این که در ۷۵ درصد موارد (۲۷۳ روز از سال) متوسط دبی روزانه کمتر از یک مترمکعب در ثانیه است.

جدول ۵-۱۰ گروه بندی دبی رودخانه

۱	۲	۳	۴	۵
ردیف	گروه بندی دبی ها m ³ /sec	تعداد روزهای وقوع	فراوانی تجمعی	احتمال*
۱	0-99.9	62	62	16.9
۲	100-199.9	73	135	36.8
۳	200-299.9	105	240	65.5
۴	300-399.9	25	265	72.4
۵	400-499.9	44	309	84.4
۶	500-599.9	20	329	89.8
۷	600-699.9	15	344	93.9
۸	700-799.9	12	356	97.2
۹	800-899.9	6	362	98.8
۱۰	900-999.99	3	365	99.72

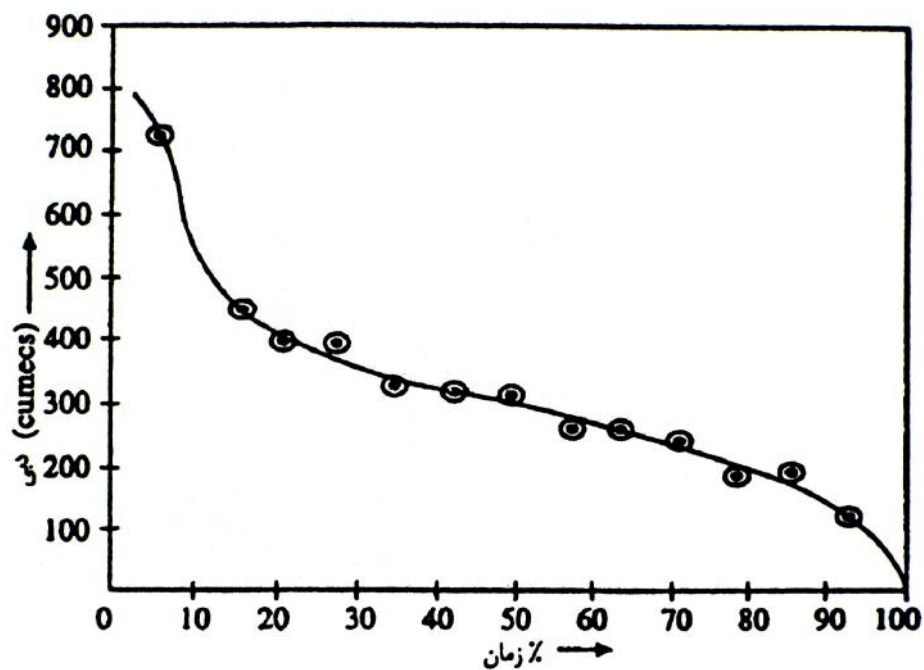
* برآورد احتمال از رابطه $\frac{m}{n+1}$ (م شماره ردیف فراوانی تجمعی و n تعداد کل روزها (۳۶۵))، مثلا برای فراوانی تجمعی ۲۶۵ (ردیف ۴) $p = 265 / (365 + 1)$ بدست می آید.

منحنی تداوم جریان (دبی کلاسه) و تعیین دبی های شاخص (مانند دبی عادی، دبی میانه، دبی نرمال) در برنامه ریزی های آب رودخانه جهت استفاده شرب و یا احداث بندهای انحرافی (مورد استفاده در کشاورزی) حائز اهمیت بوده و معمولا در مطالعات هیدرولوژی رودخانه ها انجام می شود. مثلا اگر قرار باشد از آب رودخانه برای کشاورزی استفاده شود، از روی این منحنی می توان الگو و تراکم کشت را مشخص کرد و یا در استفاده از آب برای مصارف شهری کمبودها و مازاد آب را برآورد و نسبت به ذخیره سازی آب در مواقع مازاد اقدام کرد. برای این منظور منحنی دبی کلاسه غالبا مطابق نمودار ۵-۱۹ به صورت تغییرات دبی نسبت به درصدی از زمان که دبی برابر یا بیشتر از مقدار مورد نظر باشد رسم می شود. مثلا از این نمودار می توان دریافت که در ۳۰ درصد سال (۱۱۰ روز از سال) دبی رودخانه ۳۵۰ مترمکعب در ثانیه یا بیشتر است و یا در ۷۰ درصد ایام سال (۲۵۵ روز) دبی رودخانه از ۲۵۰ مترمکعب در ثانیه بیشتر است.



تعداد روزهایی از سال که دبی مساوی یا کمتر از ... می‌باشد

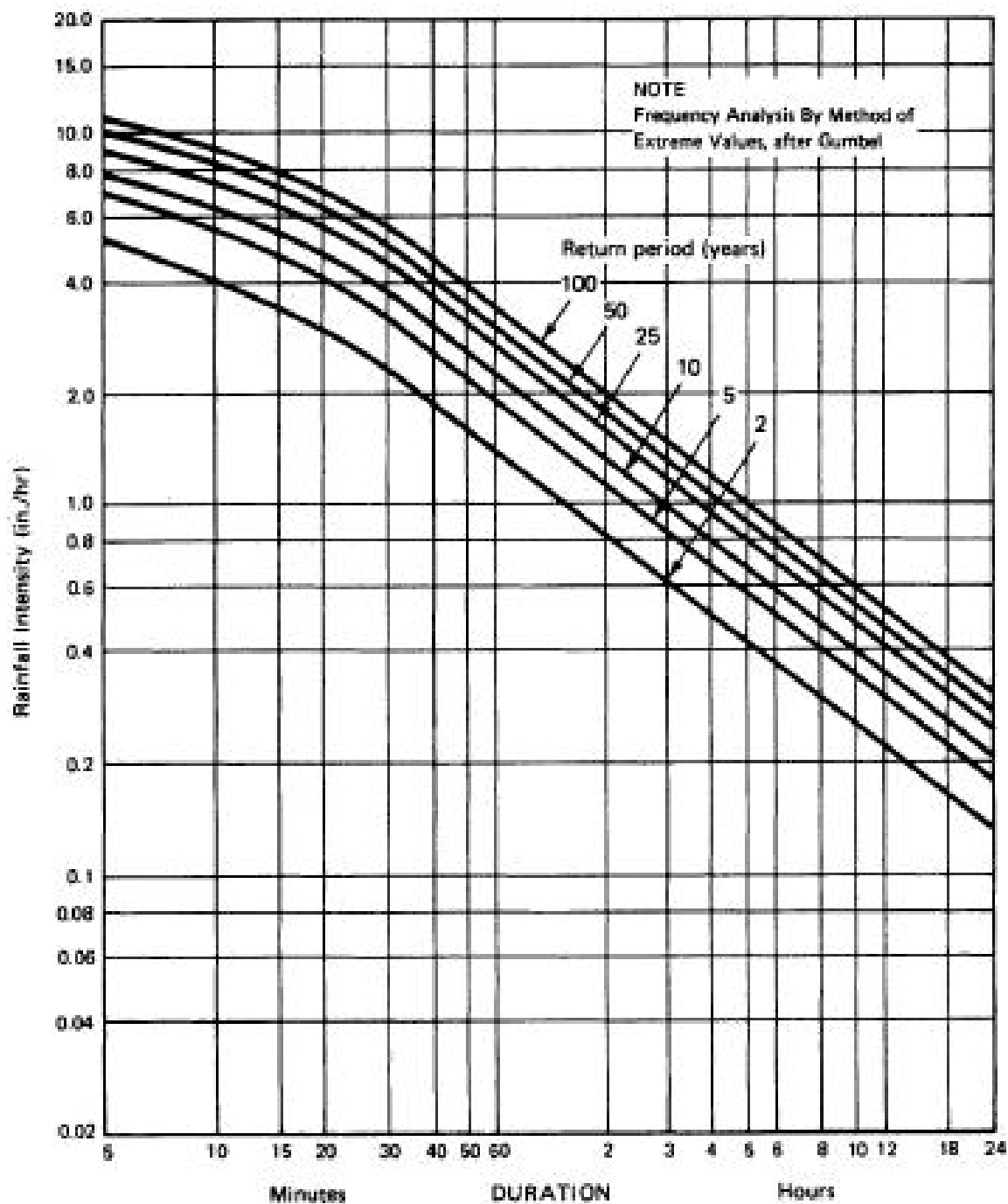
نمودار ۵-۱۸ منحنی تداوم جریان. تعداد ۳۶۵ روز سال در محور افقی (با درجه بندی ۱۰ روزه برای هر ماه ۵ و ۱۵ و ۲۵ روز)



نمودار ۵-۱۹ تیپ منحنی تداوم جریان

توجه شود که در نمودار ۵-۱۹ در محور افقی بجای درصد ایام سال (0-100) می‌توان تعداد روزهای سال (0-360) را قرار

داد و یا محور عمودی اعداد را از زیاد به کم نوشت که در این صورت منحنی معکوس خواهد شد.



نمودار ۲۰-۵ منحنی های شدت-مدت-فراوانی حاصل از یک ایستگاه معین

مسائل

۱-۵ مقدار دبی در یک رودخانه در ساعات مختلف اندازه گیری شده است. در بین ساعات اندازه گیری که در جدول زیر نشان داده شده است سیلی به وقوع پیوسته است. هیدروگراف سیل را به سه روشی که قبلاً ذکر شد تجزیه کنید و هیدروگراف مجزا شده سیل را در سه حالت رسم نمایید. مساحت حوضه ۱۰ کیلومتر مربع است.

زمان ساعت	۰	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵	۶۰	۶۵
دبی (m ³ /s)	۱۸	۱۶	۱۴	۳۵	۳۲	۲۵	۲۰	۱۸	۱۵	۱۳	۱۰	۸	۵	۳

۲-۵ متوسط دبی‌های روزانه یک رودخانه را در گروه‌های زیر دسته بندی و تعداد روزهایی که دبی در هر گروه قرار می‌گیرد در جدول زیر مشخص شده است. منحنی تداوم جریان را برای این رودخانه رسم کنید.

دبی، (m^3/s)	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80
تعداد روزها	32	43	125	80	42	17	21	5

۳-۵ زمان تمرکز در یک حوضه کمتر از مدت بارش است آیا رواناب محاسبه شده با روش استدلالی:

أ. کمتر از دبی اوج رواناب خواهد بود.

ب. در دبی اوج ثابت خواهد شد.

ج. مساوی دبی رودخانه خواهد بود.

د. محسوس نیست.

(جواب - ب)

۴-۵ در روش استدلالی ضریب رواناب برابر است با:

أ. کمتر از یک.

ب. یک.

ج. بیشتر از یک.

د. هیچکدام.

(جواب - الف)

۵-۵ اگر زمان تمرکز بیشتر از مدت بارش باشد با روش استدلالی:

أ. میتوان حجم رواناب را حساب کرد.

ب. می‌توان دبی رواناب را محاسبه کرد.

ج. می‌توان دبی اوج رواناب را محاسبه کرد.

د. نمی‌توان دبی اوج را محاسبه کرد.

(جواب - د)

فصل ششم: تحلیل هیدروگراف سیلاب

تحلیل هیدروگراف سیلاب بخش مهمی از مطالعات سیلاب را به خود اختصاص می‌دهد. مطابق یک تعریف، هیدروگراف (نمودار تغییرات دبی در مقابل زمان) در یک مقطع رودخانه (آبراهه) نموداری است که در آن عکس العمل حوضه آبریز نسبت به بارش در خروجی آن (که حوضه آبریز آن در بالادست آن مقطع رودخانه قرار دارد) تصویر می‌شود. بدین ترتیب، می‌توان از هیدروگراف سیلاب برای برآورد سیلاب‌هایی که در آینده روی خواهد داد نیز استفاده نمود. یکی از هدف‌های عمده در هیدرولوژی مهندسی برآورد این هیدروگراف است که به عنوان هیدروگراف طراحی هم مطرح می‌شود. در این مورد، با تحلیل مقادیر اندازه‌گیری (مشاهداتی) هیدروگراف سیلاب در خروجی حوضه آبریز و بارش‌های انجام گرفته روی حوضه آبریز بالادست می‌توان هیدروگراف واحد حوضه آبریز را استخراج نمود. سپس، می‌توان هیدروگراف موردنظر، که در آینده احتمال وقوع آن است، را بدست آورد. هیدروگراف طراحی بدست آمده می‌تواند در طراحی سازه‌های آبی مورد استفاده قرار گیرد.

۱-۶ هیدروگراف واحد

از مهمترین قدمهایی که در تجزیه و تحلیل‌های هیدرولوژی و تهیه هیدروگراف طرح برداشته شده است، مفهوم هیدروگراف واحد (unit hydrograph) است که برای اولین بار در سال ۱۹۳۲ توسط یک مهندس آمریکایی به نام شرمن (Sherman) پیشنهاد گردید. برحسب تعریف، هیدروگراف واحد (UH) هیدروگراف رواناب مستقیمی است که ارتفاع هیتوگراف بارش مازاد آن یک واحد (مثلاً ۱۰ میلیمتر) باشد. یعنی اگر حجم رواناب این هیدروگراف (مساحت زیر هیدروگراف) بر سطح حوضه تقسیم شود ارتفاع حاصله یک واحد شود. این واحد می‌تواند سانتی متر، میلی متر و یا اینچ انتخاب شود. در تعریف هیدروگراف واحد لازم است مدت بارش مازاد نیز مشخص شود. یعنی ارتفاع یک واحد رواناب مستقیم مربوط به چه مدت از بارش مازاد است. بنابراین هیدروگراف واحد می‌تواند مثلاً ۱، ۲، ۳ و یا چند ساعته باشد. هیدروگراف واحد T ساعته یعنی هیدروگرافی که از T ساعت بارش مازاد واحد حاصل شده و ارتفاع رواناب مستقیم آن نیز واحد (مثلاً ده میلی متر) باشد. اولین بار شرمن برای ارتفاع بارش مازاد واحد از واحد اینچ استفاده نمود که واحدهای سانتی متر و میلی متر هم به کار برده می‌شود. توجه شود که در هیدروگراف واحد ارتفاع رواناب مستقیم (بارش مازاد) مد نظر است نه ارتفاع کل بارش.

هیدروگراف رواناب مستقیم حاصل تفاضل هیدروگراف رواناب مشاهداتی رودخانه و جریان پایه آن است. هیتوگراف بارش مازاد نیز از تفاضل هیتوگراف کل بارش و هیتوگراف تلفات بارش بدست می آید. توجه شود در این تعریف، برای مدت بارش (T) مقداری مشخص شده است که همواره لازم است مقدار آن پس از کلمه هیدروگراف واحد ذکر شود. بنابراین، هر حوضه در مقطع خروجی خود (یا در هر مقطع رودخانه) می تواند بی نهایت هیدروگراف واحد داشته باشد، مانند هیدروگراف واحد یک ساعته، هیدروگراف واحد ۲ ساعته و هیدروگراف واحد نیم ساعته. ولی هیدروگراف واحد T ساعته برای هر حوضه آبریز در مقطع خروجی آن (یا در هر مقطع رودخانه ای) منحصر به فرد است.

با داشتن هیدروگراف واحد T ساعته یک حوضه آبریز می توان از آن هیدروگراف طرح را که قرار است سازه آبی براساس آن طراحی شود، با فرض برابری مدت گام زمانی (ضربان) بارش با مدت (T) هیدروگراف واحد، بدست آورد. بنابراین تهیه هیدروگراف واحد حوضه برای مدت (تداوم) های مختلف از اقدامات مهم در هیدرولوژی است. هیدروگراف واحد یا از روی هیدروگراف های سیلاب اندازه گیری شده حوضه استخراج می شود و در صورت نبود این نوع هیدروگراف ها، باید هیدروگراف واحد مصنوعی حوضه آبریز را استخراج نمود که شرح آن در کتب هیدرولوژی آمده است.

۱-۱-۶ محدودیت های تئوری هیدروگراف واحد

کاربرد تئوری هیدروگراف واحد با دو محدودیت اساسی، یکی در یکنواخت فرض کردن شدت بارش مازاد در زمان و دیگری یکنواخت فرض کردن بارش در کل سطح حوضه روبرو است. اغلب بارش ها چه به صورت زمانی و چه مکانی، به ویژه در حوضه های بزرگ، یکنواخت نبوده و لذا تئوری هیدروگراف واحد اصولاً در حوضه های آبریز کوچک قابل کاربرد است. برای حوضه های آبریز بزرگ، نیاز است که آنها به زیر حوضه های کوچکتر تقسیم و در هر زیر حوضه از هیدروگراف واحد مربوط به خود استفاده کرد. هیدروگراف واحد برای حوضه های با مساحت کمتر از $5000 \text{ (km}^2\text{)}$ به کار می رود. همچنین تئوری هیدروگراف واحد برای مساحت های بسیار کوچک نیز مناسب نیست. عموماً توصیه می شود در حوضه هایی به مساحت ۴.۵ تا ۲۵۰۰ کیلومتر مربع از هیدروگراف واحد استفاده شود. در عمل تبدیل بارش مازاد به رواناب مستقیم، بر خلاف تئوری هیدروگراف واحد، خطی نبوده و می تواند خطایی در برآورد شکل و یا دبی اوج هیدروگراف سیلاب، برای هیتوگراف های ترکیبی ایجاد کند. فرض خطی بودن سیستم هیدروگراف واحد در کتب هیدرولوژی تشریح شده است.

همچنین اصل تغییر ناپذیری با زمان (که در هیدروگراف واحد لحاظ می شود)، به دلیل تغییرات فصلی در مشخصات حوضه های آبریز (مانند تغییر کاربری اراضی توسط انسان و تغییر مشخصات توپوگرافی حوضه به مرور زمان)، همواره صادق نبوده و می تواند خطایی را در ثابت فرض کردن هیدروگراف واحد t ساعته در طول زمان ایجاد کند. از طرف دیگر،

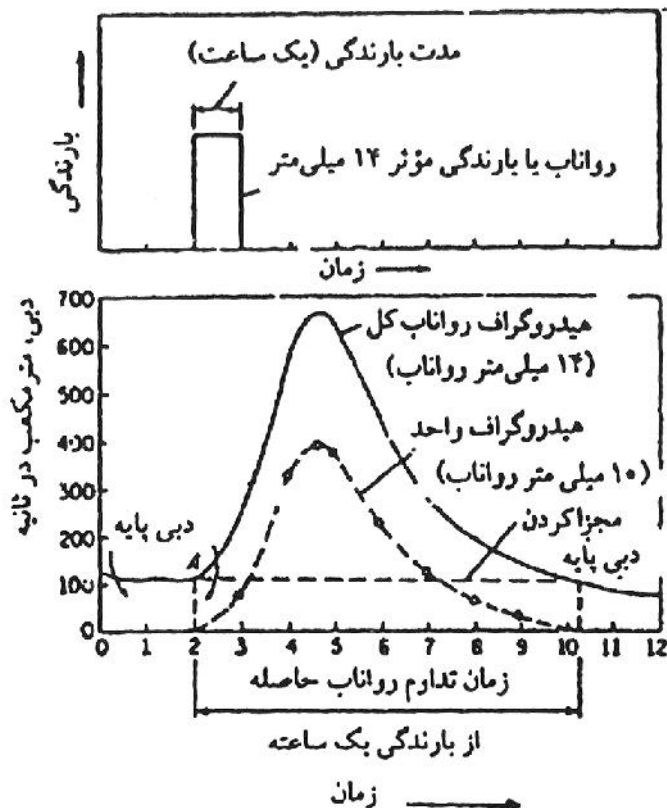
وقتی قسمت اعظم بارش به صورت برف باشد، نمی‌توان از روش هیدروگراف واحد استفاده نمود، زیرا فرآیند تبدیل برف به رواناب، دارای یک مرحله میانی تبدیل برف به آب و سپس به رواناب است، که تابع عوامل محیطی و جوی از جمله دما و رقوم ارتفاعی سطح پوشیده از برف است.

۶-۱-۲ استخراج هیدروگراف واحد

استخراج هیدروگراف واحد از روی هیدروگراف سیل را با ذکر یک مثال بهتر می‌توان تشریح کرد. فرض کنید بارشی به مدت یک ساعت روی حوضه‌ای بوقوع پیوسته و هم زمان دبی رودخانه نیز اندازه‌گیری شده است (ستون دوم جدول ۶-۱). اگر دبی پایه رودخانه طی مدت ۱۲ ساعت اندازه‌گیری سیل مطابق ارقام ستون سوم این جدول باشد از تفاضل ارقام ستون ۳ و ۲ رواناب مستقیم حاصل از این بارش یک ساعته بدست می‌آید، که ارقام مربوطه در ستون چهارم این جدول آمده است. هیدروگراف سیل رودخانه براساس ارقام ستون ۴ در نمودار ۶-۱ رسم شده است. حال با توجه به مقادیر رواناب در هر ساعت می‌توان حجم رواناب در هر ساعت و لذا حجم کل سیلاب را در مدت تداوم سیل از مجموع رواناب‌های ساعتی بدست آورد. حال چنانچه این حجم را بر سطح حوضه تقسیم کنیم ارتفاع رواناب بدست می‌آید. با توجه به وسعت حوضه فرض کنید ارتفاع رواناب ۱۴ میلی متر ($\frac{1}{4}$ سانتی متر) بدست آمده باشد. چون ارتفاع رواناب مستقیم این بارش $\frac{1}{4}$ سانتی متر است، اگر اعداد ستون ۴ را بر $\frac{1}{4}$ تقسیم شود نتیجه (ستون ۵ جدول مذکور) معرف ابعاد هیدروگراف برای ۱۰ میلی متر رواناب یعنی همان هیدروگراف واحد یک ساعته حوضه (یک سانتی متر ارتفاع رواناب) است. حال اگر این هیدروگراف به صورت مجزا رسم شود وضعیتی مانند منحنی خط چین در نمودار مذکور حاصل می‌شود با توجه به نقطه صفر در شروع هیدروگراف واحد، زمان بندی این هیدروگراف از شروع در ستون ۶ جدول مذکور آمده است.

جدول ۶-۱ تعیین ابعاد هیدروگراف واحد

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
زمان hr	دبی رودخانه m^3/s	دبی پایه m^3/s	رواناب مستقیم m^3/s (2)-(3)	دبی هیدروگراف واحد $1.4 m^3/s$ (4)	زمان از شروع هیدروگراف واحد
1	110	110	0	0	
2	122	122	0	0	0
3	230	120	110	78.6	1
4	578	118	460	328.6	2
5	645	115	530	378.6	3
6	434	114	320	228.6	4
7	293	113	180	128.6	5
8	202	112	90	64.3	6
9	160	110	50	35.7	7
10	117	105	12	8.6	8
11	90	90	0	0	9
12	80	80	0		



نمودار ۱-۶ روش استخراج هیدروگراف واحد

بدست آوردن هیدروگراف سیلاب طرح از روی هیدروگراف واحد نیز امکان پذیر است که به صورت عکس عمل می شود. برای نمونه اگر در مثال قبل هدف برآورد هیدروگراف سیلاب برای بارش یک ساعته به مقدار ۴۲ میلی متر باشد، با داشتن هیدروگراف واحد یک ساعته (که قبلاً استخراج شده است) ابتدا مقدار بارش مازاد (ارتفاع رواناب مستقیم) با کسر تلفات بارش از کل بارش برآورد می شود. ممکن است نسبت بارش مازاد به کل بارش تحت عنوان ضریب رواناب سیلاب در دسترس باشد که در این صورت کافی است این ضریب در مقدار کل بارش ضرب شود تا رواناب مستقیم بدست آید. سپس بررسی شود که مقدار رواناب مستقیم چند برابر رواناب مربوط به هیدروگراف واحد (یعنی ۱۰ میلی متر) است. بدین ترتیب، به همان نسبت ابعاد هیدروگراف واحد بزرگ یا کوچک می شود. این موضوع در مثال زیر تشریح شده است.

مثال ۱-۶: هیدروگراف واحد یک ساعته حوضه‌ای مطابق ارقام ستون ۵ جدول ۱-۶ است. چنانچه بارش یک ساعته طرح

۴۲ میلی متر و ضریب رواناب حوضه ۰.۴۵ باشد، هیدروگراف طرح این حوضه را بدست آورید.

حل: با داشتن 42 mm = کل بارش و 0.45 = ضریب رواناب، آنگاه رواناب مستقیم می شود $18.9 \text{ mm} = (42) \times (0.45)$.

بدین ترتیب، ضریب تبدیل هیدروگراف واحد به هیدروگراف طرح عبارت است از $1.89 = 18.9/10$. در اینجا ابعاد

هیدروگراف واحد بزرگ تر می شود.

جدول ۶-۲ تهیه هیدروگراف طرح از هیدروگراف واحد

(1)	(2)	(3) = (2) × 1.89
زمان hr	دبی هیدروگراف واحد m ³ /s	دبی هیدروگراف طرح m ³ /s
0	0	0
1	78.6	148.6
2	328.6	621.1
3	378.6	715.6
4	228.6	432.1
5	128.6	243.1
6	64.3	121.5
7	35.7	67.5
8	8.6	16.3
9	0	0

بنابراین با ضرب ابعاد هیدروگراف واحد در ۱.۸۹، هیدروگراف طرح مطابق ستون سوم جدول ۶-۲ بدست می آید.

۶-۱-۳ اشتقاق هیدروگراف واحد از یک بارش مرکب

در این جا نیاز به اشتقاق هیدروگراف واحد از یک بارش مرکب از چند شدت متفاوت، ولی ثابت در تمام گام (ضربان) های زمانی، است. برای این کار، ابتدا از هیدروگراف کلی رواناب جریان پایه را جدا کرده تا هیدروگراف رواناب مستقیم بدست آید. سپس حجم رواناب مستقیم که همان سطح زیر منحنی هیدروگراف رواناب مستقیم است را به دست آورده و به روش حدس و خطا مقدار اندیس Φ (یعنی تلفات بارش) تعیین و روی هیتوگراف بارش مرکب ترسیم می شود تا هیتوگراف بارش مازاد به دست آید. اگر هیتوگراف بارش مازاد دارای M ضربان با تداوم یکسان D ساخته و با شدت های ثابت در هر زمان $(I_1, I_2, I_3, \dots, I_M)$ باشد، پس حجم رواناب حاصله برابر است با مجموع حجم های ناشی از هر ضربان بارش دارای مقادیر $P_1, P_2, P_3, \dots, P_M$ یعنی مجموع $P_1 = I_1 D, P_2 = I_2 D, P_3 = I_3 D, \dots, P_M = I_M D$ است. هرگاه $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_R$ مقادیر دبی هیدروگراف رواناب مستقیم باشد و $U_1, U_2, U_3, \dots, U_N$ دبی های هیدروگراف واحد فرض شود، روابط بین $P_1, P_2, P_3, \dots, P_M$ و $U_1, U_2, U_3, \dots, U_N$ و $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_R$ مطابق دستگاه معادلات پیچشی (با نمونه شکل زیر) است. در روش پیچشی، مقادیر P, U معلوم و مقادیر Q مجهول بودند. ولی در اینجا مقادیر Q, P معلوم و بایستی مقادیر U تعیین شوند. این حالت را روش واپیچشی نامند.

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 U_1 \\ Q_2 &= P_2 U_1 + P_1 U_2 \\ Q_3 &= P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3 \\ Q_4 &= P_3 U_2 + P_2 U_3 \\ Q_5 &= P_3 U_3 \end{aligned}$$

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} = P_n U_1 + P_{n-1} U_2 + P_{n-2} U_3 + \dots + P_{n-M+1} U_M \quad n = 1, 2, \dots, N$$

و بطور کلی:

که M تعداد ضربان بارش مازاد و N تعداد ضربان رواناب مستقیم مربوطه است. یعنی N معادله برای Q_n ($n=1,2,\dots,N$) می توان نوشت، که تعداد مجهولات هیدروگراف واحد برابر $N-M+1$ می شود.

با استفاده از دستگاه معادلات یعنی $Q_1 = P_1 U_1$ و با داشتن P_1, Q_1 می توان مقدار U_1 را بدست آورد. از طرفی $Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1$ و باز با داشتن مقادیر P_2, P_1, Q_2 و نیز U_1 (که در گام قبل تعیین شد)، لذا مقدار U_2 تعیین می شود. با این روش دستگاه معادلات را می توان برای تعیین مقادیر $U_1, U_2, U_3, \dots, U_N$ حل نمود.

در این روش حل، فرض اصلی بر این است که بتوان هیتوگراف بارش را، اگرچه با شدت های متفاوت، ولی با گام های زمانی D برای تمام ضربان ها فرض نمود. این روش اشتقاق هیدروگراف واحد دارای این مشکل است که محاسبه مقدار U در هر مرحله بستگی به مقادیر محاسبه شده U در گام های قبلی خود دارد و هرگونه خطایی در محاسبات قبلی باعث ایجاد خطا تا انتهای محاسبات می شود. هم چنین خطاهای اندازه گیری در مقادیر شدت بارش و نیز دبی جریان باعث ایجاد خطا در مقادیر هیدروگراف واحد می شود که حتی در برخی موارد باعث ایجاد مقادیر منفی برای هیدروگراف واحد می شود.

مثال ۶-۲: هیتوگراف بارش مازاد بر حوضه ای به مدت ۱۲ ساعت و با شدت های ۰.۷۵، ۲ و ۴ سانتی متر در ساعت دارای تداوم های یکسان ۴ ساعته است. دبی های هیدروگراف رواناب مستقیم ناشی از این بارش مرکب با فواصل ۴ ساعته به ترتیب عبارتست از: ۱۶۰، ۳۰۰، ۵۷۰، ۶۳۶، ۴۰۴، ۲۳۴، ۱۰۵ و ۴۸ m^3/s . مطلوب است محاسبه هیدروگراف واحد ۴ ساعته این حوضه به روش واپیچشی.

حل: براساس داده های مسئله که $D = 4(hr)$ است داریم:

$$I_1 = 2.0(\frac{cm}{hr}), \quad I_2 = 0.75(\frac{cm}{hr}), \quad I_3 = 4.0(\frac{cm}{hr})$$

$$P_1 = I_1 D = 2 \times 4 = 8(cm), \quad P_2 = I_2 D = 3(cm), \quad P_3 = I_3 D = 16.0(cm)$$

$$Q_1 = 160, \quad Q_2 = 300, \quad \dots, \quad Q_8 = 48(\frac{m^3}{s}), \quad M = 3, \quad R = 8$$

لذا هیدروگراف واحد ۴ ساعته دارای ۶ ($N = R + 1 - M = 8 + 1 - 3 = 6$) مولفه دبی خواهد بود.

$$Q_1 = P_1 U_1 = 8U_1 = 160 \quad U_1 = \frac{Q_1}{P_1} = \frac{160}{8} = 20(\frac{m^3}{s} / cm)$$

$$Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1 = 8U_2 + 3 \times 20 = 8U_2 + 60 = 300$$

$$U_2 = \frac{Q_2 - 60}{8} = \frac{300 - 60}{8} = 30(\frac{m^3}{s} / cm)$$

$$Q_3 = P_1 U_3 + P_2 U_2 + P_3 U_1 = 8U_3 + 3 \times 30 + 16 \times 20 = 8U_3 + 410 = 570$$

$$U_3 = \frac{Q_3 - 410}{8} = \frac{570 - 410}{8} = 20(\frac{m^3}{s} / cm)$$

$$Q_4 = P_1 U_4 + P_2 U_3 + P_3 U_2 = 8U_4 + 3 \times 20 + 16 \times 30 = 8U_4 + 540 = 636$$

$$U_4 = \frac{Q_4 - 540}{8} = \frac{636 - 540}{8} = 12 \left(\frac{m^3}{s} / cm \right)$$

$$Q_5 = P_1 U_5 + P_2 U_4 + P_3 U_3 = 8U_5 + 3 \times 12 + 16 \times 20 = 8U_5 + 356 = 404$$

$$U_5 = \frac{Q_5 - 356}{8} = \frac{404 - 356}{8} = 6 \left(\frac{m^3}{s} / cm \right)$$

$$Q_6 = P_1 U_6 + P_2 U_5 + P_3 U_4 = 8U_6 + 3 \times 6 + 16 \times 12 = 8U_6 + 210 = 234$$

$$U_6 = \frac{Q_6 - 210}{8} = \frac{234 - 210}{8} = 3 \left(\frac{m^3}{s} / cm \right)$$

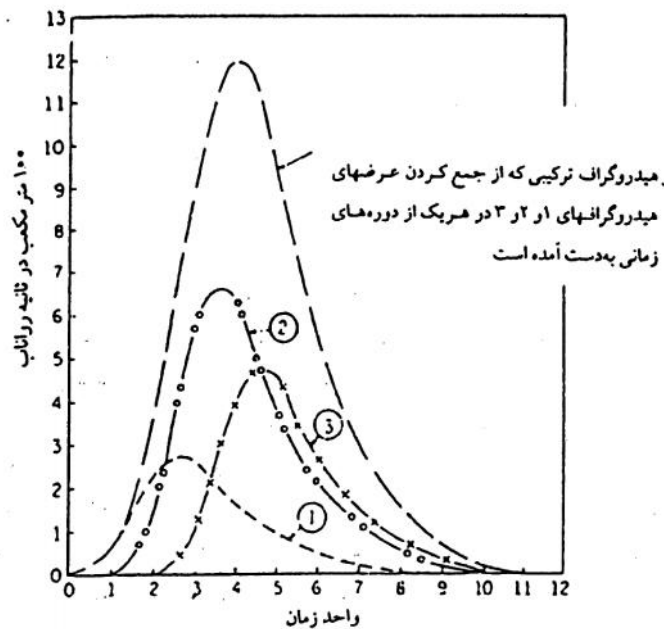
لذا مختصات هیدروگراف واحد ۴ ساعته حوضه با گام زمانی ۴ ساعت به ترتیب ۲۰، ۳۰، ۲۰، ۱۲، ۶ و ۳ cms/cm است.

مثال ۳-۶: در جدول ۳-۶ هیدروگراف واحد یک ساعته برای حوضه‌ای استخراج شده است (ارقام ستون ۲). چنانچه سه رگبار متوالی، که تداوم هر کدام یک ساعت و مقادیر بارش مازاد آن‌ها به ترتیب ۰.۷، ۱.۷ و ۱.۲ سانتی متر باشد، روی حوضه روی دهد هیدروگراف رواناب مستقیم حاصله از این سه بارش مازاد را بدست آورید.

حل: ستون ۳ شماره رگبارها در ساعت وقوعشان و ستون ۴ مقادیر بارش مازاد هر کدام از رگبارها است. چنانچه مقادیر هر کدام با توجه به موقعیت زمانی خود که در ساعتهای ۱، ۲ و ۳ اتفاق افتاده‌اند بطور جداگانه در ابعاد هیدروگراف واحد ضرب شوند، ارقام ستونهای ۵ و ۶ و بدست می‌آید. مثلاً ارقام ستون ۵ از حاصل ضرب ارقام ستون ۲ در ۰.۷ بدست آمده و ارقام ستون ۶ حاصل ضرب ارقام ستون ۲ در ۱.۷ است که با یک ساعت تاخیر نسبت به ستون ۱ نوشته شده است و همین‌طور ارقام ستون ۷ حاصل ضرب ستون دوم در ۱.۲ است که با یک ساعت تاخیر نسبت به ارقام ستون ۶ در نظر گرفته شده است. ستون هشتم این جدول مجموع ستونهای ۵، ۶ و ۷ است که هیدروگراف رواناب مستقیم حاصل از سه رگبار یک ساعته را نشان می‌دهد. ترکیب نموداری این هیدروگراف‌ها در نمودار ۲-۶ آمده است.

جدول ۳-۶ جدول کاربرد هیدروگراف واحد

(۱) زمان	(۲) ابعاد هیدروگراف واحد	(۳) شماره رگبار	(۴) بارش مازاد	(۵) بارش ۱	(۶) بارش ۲	(۷) بارش ۳	(۸) مجموع
0	0			0			0
1	78.7	1	0.7	55	0		55
2	328	2	1.7	229	133.8	0	362.8
3	379	3	1.2	265	557.6	94.4	917.0
4	229			160	644	393.6	1197.6
5	129			90.5	389.3	454.8	934.6
6	64.2			44.9	219.3	274.8	539.8
7	35.7			24.8	109.1	154.8	288.7
8	8.6			6	60.7	77	143.7
9	0			0	14.6	42.8	57.4
					0	10.3	10.3



نمودار ۲-۶ ترکیب هیدروگرافهای حاصله از هیدروگراف واحد به روش نموداری

مثال ۴-۶: بارشی به مدت دو ساعت روی حوضه‌ای با مساحت 50 km^2 صورت گرفته است. ارتفاع بارش در این مدت ۱۲۸ میلی متر بوده است. دبی سیل ناشی از این بارش نیز اندازه گیری شده و مقادیر آن به شرح جدول زیر است. هیدروگراف واحد ۲ ساعته این حوضه را بدست آورید. با فرض صفر بودن دبی پایه، ضریب رواناب سیلاب چقدر است؟

t (hr)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Q (m ³ /s)	0	5	12.9	34.9	48.1	42.3	31.5	20.8	13.3	8.3	4.8	3	0

حل: برای استخراج هیدروگراف واحد ابتدا ارتفاع رواناب مستقیم حاصله محاسبه می‌شود. حجم رواناب مطابق جدول زیر قابل محاسبه است. در این جدول ارقام ستون اول زمان، ستون دوم دبی هیدروگراف، ستون سوم متوسط دبی در هر دوره (۵ ساعته) و ستون چهارم حجم رواناب در هر ۵ ساعت است که از حاصل ضرب ارقام ستون ۳ در ۱۸۰۰۰ ثانیه (5×3600) بدست آمده است. ارتفاع رواناب مستقیم از تقسیم حجم رواناب بر سطح حوضه به دست می‌آید.

$$\text{حجم رواناب} = 4129200 \text{ m}^3 \quad \text{سطح حوضه} = 50 \text{ km}^2 = 50 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$$\text{Direct Runoff Height} = \frac{\text{Direct Runoff Volume}}{\text{Catchment Area}} \times 1000 = \frac{4129200 \times 1000}{50 \times 10^6} = 82.5 \text{ mm}$$

ملاحظه می‌شود که ارتفاع رواناب مستقیم ۸۲.۵ میلی متر است. چون این ارتفاع در هیدروگراف واحد ۱۰ میلی متر یا ۱ سانتی متر تعریف می‌شود، لذا ارقام ستون دوم جدول زیر را بر $82.5/10 = 8.25$ تقسیم نموده در ستون پنجم می‌آید. دیده می‌شود بارشی معادل ۱۲۸ mm، روانابی برابر $82.5/5$ میلی متر تولید نموده و لذا ضریب رواناب سیلاب $C = 82.5/128 = 0.64$ (۶۴ درصد) است.

جدول ۴-۶ استخراج هیدروگراف واحد ۲ ساعته

1	2	3	4	5
زمان ساعت	دبی m^3/s	متوسط دبی در دوره زمانی m^3/s	حجم آب در هر دوره زمانی m^3	ابعاد هیدروگراف واحد (m^3/s)
0	0			0
5	5	2.5	45000	0.6
10	12.9	8.95	161100	1.6
15	39.4	26.15	470700	4.8
20	48.1	43.75	787500	5.8
25	42.3	45.20	813600	5.1
30	31.5	36.90	664200	3.8
35	20.8	26.15	470700	2.5
40	13.3	17.05	306900	1.6
45	8.3	10.80	194400	1.0
50	4.8	6.55	117900	0.6
55	3	3.90	70200	0.4
60	0	1.50	27000	0
			$\Sigma = 4129200$	

مثال ۵-۶: در حوضه‌ی به وسعت 50 km^2 (مثال قبلی) با هیدروگراف واحد دو ساعته آمده در ستون ۵ جدول ۴-۶،

بارشی به مدت ۲ ساعت با ارتفاع ۶۲ mm می‌بارد. مطلوب است هیدروگراف رواناب مستقیم ناشی از این بارش.

حل: با توجه به ابعاد هیدروگراف آمده در ستون دوم این جدول، ارقام ستونهای ۳ و ۴ آن جدول، حجم رواناب برآورد شده (ستون ۴) به مقدار ۴۱۲۹۲۰۰ متر مکعب و وسعت حوضه (50 کیلومتر مربع)، ارتفاع رواناب مستقیم ۸۲.۵ میلی متر و ضریب رواناب سیلاب ۰.۶۴ می شود. لذا از ۶۲ میلی متر بارش ۳۹.۶ میلی متر ($62 \times 0.64 = 39.6$) یا حدود ۴۰ میلی متر به رواناب مستقیم تبدیل می‌شود که این مقدار ۴ برابر ارتفاع هیدروگراف واحد ۲ ساعته حوضه است. بدین ترتیب، برای برآورد ابعاد هیدروگراف سیل ناشی از این بارش، ارقام ستون ۵ جدول در ۴ ضرب نمود تا هیدروگراف رواناب مستقیم سیل ۲ ساعته مورد نظر بدست آید (جدول ۵-۶). به دلیل صفر بودن جریان پایه هیدروگراف طراحی برابر با آن است.

جدول ۵-۶ استخراج هیدروگراف طرح از هیدروگراف واحد ۲ ساعته

زمان hr	دبی هیدروگراف واحد (m^3/s)	دبی هیدروگراف طرح m^3/s
0	0	0
5	0.6	2.4
10	1.6	6.4
15	4.8	19.2
20	5.8	23.2
25	5.1	20.4
30	3.8	15.2
35	2.5	10
40	1.6	6.4
45	1.0	4
50	0.6	2.4
55	0.4	1.6
60	0	0

ارقام ستون سوم این جدول از حاصلضرب اعداد ستون دوم در ۴ بدست آمده‌اند.

۴-۱-۶ کاربرد هیدروگراف واحد

هیدروگراف واحد در بسیاری از طرح‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی کاربرد دارد، از جمله:

الف- در استخراج هیدروگراف سیلاب از بارش طرح در طراحی سازه‌های هیدرولیکی

ب- در مدل‌های شبیه‌سازی حوضه‌های آبریز

ج- در مطالعات پیش‌بینی سیلاب و سیستم‌های اعلام خطر آن

د- در طرح‌های مهندسی رودخانه اعم از مدیریتی و سازه‌ای

در کاربرد هیدروگراف واحد، همواره باید به محدودیت‌های آن (آمده در بخش‌های قبل) توجه نمود و همراه با قضاوت‌های مهندسی از آن استفاده کرد. به هر حال تبدیل بارش به رواناب یک فرآیند کاملاً خطی نبوده و فرض خطی سیستم آن با تئوری هیدروگراف واحد می‌تواند در برخی موارد خطاهای زیادی را در پیش‌بینی جریان سطحی ایجاد نماید. شیوه استفاده از هیدروگراف واحد در استخراج هیدروگراف کلی رواناب سطحی را می‌توان براساس گام‌های زیر انجام داد:

الف- هیتوگراف بارش طرح، با تخمین میزان تلفات و تعیین مقدار Φ به هیتوگراف بارش مازاد تبدیل می‌شود.

ب- هیتوگراف بارش مازاد به ضربان‌های تقریباً یکسان از نظر زمان تداوم تقسیم بندی می‌شود. سعی می‌شود زمان تداوم هر رگبار برابر با زمان هیدروگراف واحدی باشد که از حوضه در دسترس است.

ج- هیدروگراف رواناب مستقیم (DRH) هر شدت بارش موثر، با استفاده از هیدروگراف واحد آن حوضه برآورد می‌شود.

د- هیدروگراف‌های رواناب مستقیم (DRH) به دست آمده گام قبل را با در نظر گرفتن زمان تاخیر آن‌ها ترکیب و هیدروگراف کلی رواناب مستقیم حوضه برای کل هیتوگراف بارش مازاد به دست می‌آید.

ه- جریان پایه تخمینی به هیدروگراف رواناب مستقیم اضافه می‌شود تا هیدروگراف کلی جریان به دست آید.

مثال ۶-۶: بارشی با شدت‌های ۰.۷۵، ۲.۲۵ و ۱.۲۵ cm/h روی حوضه آبریزی با مشخصات زیر می‌بارد. تداوم هر شدت بارش ۴ ساعت است. با فرض وجود جریان پایه به میزان $10(m^3/s)$ به طور ثابت در مقطع خروجی آبراهه اصلی حوضه و مقدار اندیس نفوذ $\Phi = 2.5(mm/h)$ ، مطلوب است هیدروگراف سیلاب کل ناشی از این بارش.

حل: تداوم گام‌های زمانی هیتوگراف بارش ۴ ساعت است، لذا از هیدروگراف واحد ۴ ساعته حوضه استفاده می‌شود. بارش مازاد در هر ۴ ساعت از رابطه $(I-Q) \times 4$ بدست می‌آید. بنابراین، در ۴ ساعت اول $(0.75 - 0.25) \times 4 = 2(cm)$ و در چهار ساعت دوم $(2.25 - 0.25) \times 4 = 8(cm)$ و در چهار ساعت آخر $(1.25 - 0.25) \times 4 = 4(cm)$ است. پس هیدروگراف کل جریان مطابق محاسبات آمده در جدول ۵-۶-الف بدست می‌آید.

مثال ۶-۷: اگر فقط از هیدروگراف واحد ۴ ساعته در محاسبه دبی اوج رواناب مستقیم استفاده شود، مطلوب است درصد خطای تخمین دبی اوج.

حل: با فرض مقادیر بارش ۱.۵، ۵ و ۲ cm در گامهای ۴ ساعته و استفاده از هیدروگراف واحد ۴ ساعته (جدول ۶-۵-ب)، دبی اوج $Q_p = 530.8 [m^3/s]$ برآورد می‌شود. مقدار خطای نسبی برابر است با $\%3.2 = \frac{530.8 - 513.85}{530.8} \cdot E$.

جدول ۶-۵-الف

محاسبه هیدروگراف سیلاب براساس بارش طرح و هیدروگراف واحد حوضه (دبی ها برحسب cms)							
زمان (hr)	هیدروگراف واحد ۴ ساعته (cms/cm)	رواناب مستقیم برای بارش های مختلف و جمع آن ها			جریان پایه (cms)	هیدروگراف کل (cms)	
(۱)	(۲)	۲ (cm)	۸ (cm)	۴ (cm)	جمع دبی ها	(۷)	(۸)=(۶)+(۷)
		(۳)	(۴)	(۵)	(۶)=(۳)+(۴)+(۵)		
۰	۰	۰	-	-	۰	۱۰	۱۰
۲	۱۲.۵۲	۲۵.۰۴	-	-	۲۵.۰۴	۱۰	۳۵.۰۴
۴	۲۱.۳۲	۴۲.۶۴	۰	-	۴۲.۶۴	۱۰	۵۲.۶۴
۶	۲۳.۵۴	۴۷.۰۸	۱۰۰.۱۶	-	۱۴۷.۲۴	۱۰	۱۵۷.۲۴
۸	۱۷.۸۴	۳۵.۶۸	۱۷۰.۵۶	-	۲۰۶.۲۴	۱۰	۲۱۶.۲۴
۱۰	۱۴.۷۹	۲۹.۵۸	۱۸۸.۳۲	۵۰.۰۸	۲۶۷.۹۸	۱۰	۲۷۷.۹۸
۱۲	۱۲.۱۸	۲۴.۳۶	۱۴۲.۷۲	۸۵.۲۸	۲۵۲.۳۶	۱۰	۲۶۲.۳۶
۱۴	۱۰.۰۴	۲۰.۰۸	۱۱۸.۳۲	۹۴.۱۶	۲۳۲.۵۶	۱۰	۲۴۲.۵۶
۱۶	۸.۲۶	۱۶.۵۲	۹۷.۴۴	۷۱.۳۶	۱۸۵.۳۲	۱۰	۱۹۵.۳۲
۱۸	۶.۵۱	۱۳.۰۲	۸۰.۳۲	۵۹.۱۶	۱۵۲.۵۰	۱۰	۱۶۲.۵۰
۲۰	۴.۹۸	۹.۹۶	۶۶.۰۸	۴۸.۷۲	۱۲۴.۷۶	۱۰	۱۳۴.۷۶
۲۲	۳.۹۵	۷.۹۰	۵۲.۰۸	۴۰.۱۶	۱۰۰.۱۴	۱۰	۱۱۰.۱۴
۲۴	۳.۰۵	۶.۱۰	۳۹.۸۴	۳۳.۰۴	۷۸.۹۸	۱۰	۸۸.۹۸
۲۶	۲.۲۶	۴.۵۲	۳۱.۶۰	۲۶.۰۴	۶۲.۱۶	۱۰	۷۲.۱۶
۲۸	۱.۶۰	۳.۲۰	۲۴.۴۰	۱۹.۹۲	۴۷.۵۲	۱۰	۵۷.۵۲
۳۰	۱.۰۷	۲/۱۴	۱۸/۰۸	۱۵/۸۰	۳۶/۰۲	۱۰	۴۶.۰۲
۳۲	۰.۵۱۳	۱.۰۶	۱۲.۸۰	۱۲.۲۰	۲۶.۰۶	۱۰	۳۶.۰۱۶
۳۴	۰	۰	۸.۵۶	۹.۰۴	۱۷.۶۰	۱۰	۲۷.۶۰
۳۶			۴.۲۴	۶.۴۰	۱۰.۶۴	۱۰	۲۰.۶۴
۳۸			۰	۴.۲۸	۴.۲۸	۱۰	۱۴.۲۸
۴۰				۲.۱۲	۲.۱۲	۱۰	۱۲.۱۲
۴۲				۰	۰	۱۰	۱۰

جدول ۶-۵-ب

محاسبه دبی اوج هیدروگراف سیلاب با استفاده از هیدروگراف واحد ۴ ساعته - دبی ها برحسب cms است							
زمان (hr)	هیدروگراف واحد ۴ ساعته	ناشی از بارش ۱.۵	ناشی از بارش ۵	ناشی از بارش ۲	رواناب مستقیم	دبی پایه	هیدروگراف کل
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)	(۶)	(۷)	(۸)
۰	۰	۰			۰	۱۵	۱۵.۰
۴	۵۴	۸۱	۰		۸۱.۰	۱۵	۹۶.۰
۸	۶۸.۶	۱۰۲.۹	۲۷۰	۰	۳۷۲.۹	۱۵	۳۸۷.۹
۱۲	۴۳.۲	۶۴.۸	۳۴۳	۱۰۸	۵۱۵.۸	۱۵	۵۳۰.۸
۱۶	۲۲.۰	۳۳	۲۱۶	۱۳۷.۲	۳۸۶.۲	۱۵	۴۰۱.۲
۲۰	۱۰.۷	۱۶.۰۵	۱۱۰	۸۶.۴	۲۱۲.۴۵	۱۵	۲۲۷.۴۵

از مطالب بالا نتیجه می‌شود که برای استخراج هیدروگراف واحد حوضه باید حداقل یک هیدروگراف مشاهداتی موجود باشد. یعنی اگر هدف برآورد هیدروگراف واحد یک ساعته حوضه‌ای باشد باید قبلاً بارشی چند ساعته در حوضه باریده باشد و آمار اندازه‌گیری این بارش و هیدروگراف آن موجود باشد تا بتوان هیدروگراف واحد یک ساعته را استخراج کرد. حال اگر هدف برآورد هیدروگراف واحد ۲ ساعته باشد و هیچ وقت بارشی با این گام زمانی و سیلاب آن در سطح حوضه روی نداده باشد (یا در صورت وقوع اندازه‌گیری نشده و یا در دسترس نباشد) دو حالت مطرح می‌شود. الف- برای حوضه هیدروگراف واحد مثلاً ۱ ساعته در اختیار است ولی هدف داشتن هیدروگراف واحد ۲ ساعته (یا نیم ساعته) باشد. یعنی هیدروگراف واحدی به غیر از هیدروگراف واحدی که در اختیار است. ب- وقتی هیچگونه هیدروگراف واحدی برای حوضه در اختیار نیست ولی هدف مثلاً استخراج هیدروگراف واحد ۲ ساعته آن باشد تا بتوان با داشتن بارش ۲ ساعته این حوضه هیدروگراف سیلاب آن را بدست آورد. در حالت الف، با روشهای آمده در زیر می‌توان مدت هیدروگراف واحد موجود را تغییر داده و از آن یک هیدروگراف واحد بلند مدت‌تر یا کوتاه مدت‌تر ساخت. اما برای حالت دوم باید اقدام به استخراج هیدروگراف‌های واحد مصنوعی کرد.

۲-۶ تغییر مدت هیدروگراف واحد

الف- استخراج هیدروگراف واحد بلند مدت از یک هیدروگراف واحد کوتاه مدت: اگر هیدروگراف حاصله از یک بارش t ساعته حوضه‌ای موجود باشد، این امکان وجود دارد که از روی آن بتوان برای آن حوضه هیدروگراف واحد t ساعته یا nt ساعته بسازیم (n می‌تواند هر عدد صحیحی باشد). مثلاً اگر آمار هیدروگراف حاصله از بارش دو ساعته حوضه‌ای در دست باشد ابتدا برای آن حوضه مطابق آنچه در بخش‌های قبل گفته شد هیدروگراف واحد دو ساعته می‌سازیم و سپس به ترتیبی که در مثال زیر آمده است از روی هیدروگراف واحد دو ساعته می‌توان هیدروگراف واحد ۴، ۶، ۸، ... و یا بعبارت دیگر $2n$ ساعته حوضه را استخراج نمود. این موضوع با ذکر یک مثال تشریح شده است.

مثال ۶-۸: بارش یک ساعته‌ای که رواناب مازاد (موثر) آن (رواناب مستقیم) ۱.۴ سانتی متر است روی حوضه‌ای باریده است. دبی سیل در ساعات مختلف اندازه‌گیری شده است که مقادیر مشاهده شده آن در جدول زیر (ستون ۲) ذکر گردیده است. با توجه به دبی پایه رودخانه (ارقام ستون ۳) هدف ترسیم هیدروگراف واحد دو ساعته این حوضه است.

حل: ابتدا هیدروگراف واحد یک ساعته استخراج می‌شود. مانند قبل، در اینجا نیز عملیات زیر را انجام می‌دهیم.

(۱) دبی پایه از رواناب رودخانه کسر تا رواناب مستقیم حاصل شود. این ارقام در ستون ۴ جدول زیر آمده است.

(۲) رواناب حاصله از بارش ۱۴ mm است، لذا با تقسیم ارقام ستون ۴ را بر ۱۰۴، دبی هیدروگراف واحد یک ساعته برآورد می شود. ارقام بدست آمده در ستون ۵ نوشته شده است. حال برای تبدیل آن به هیدروگراف واحد دو ساعته فرض می-کنیم پس از خاتمه این بارش یک ساعته، بارش مشابه جدیدی با همان خصوصیات و به مدت یک ساعت دیگر شروع شود، لذا هیدروگراف واحد آن مشابه هیدروگراف واحد بارش یک ساعته قبلی ولی با یک ساعت تاخیر خواهد بود. ابعاد این هیدروگراف در ستون ۶ جدول با یک ساعت تاخیر نسبت به هیدروگراف اولی نوشته شده است. حال اگر ارقام ستون ۶ و ۷ را جمع کنیم و در ستون ۷ بنویسیم هیدروگراف دو ساعته‌ای به دست می‌آید که از جمع دو هیدروگراف یک ساعته حاصل شده است. ارتفاع رواناب در این هیدروگراف جدید، حاصل جمع ارتفاع دو هیدروگراف واحد قبل است.

این دو هیدروگراف جمعاً ۲۰ mm رواناب دارند که یک واحد (۱۰ mm) آن از هیدروگراف اول و یک واحد دیگر از هیدروگراف دوم تامین شده است. پس با تقسیم بر ۲ ارقام این هیدروگراف، هیدروگراف واحد دو ساعته‌ای به دست می‌آید که رواناب حاصل از آن یک واحد (۱۰ mm) است. ارقام ستون ۸ جدول زیر هیدروگراف واحد دو ساعته‌ای حاصل از هیدروگراف واحد یک ساعته است. نمودار ۳-۶ روش استخراج هیدروگراف بلند مدت (۲ ساعته) از هیدروگراف کوتاه مدت (یک ساعته) را به صورت نموداری نشان می دهد. با انجام ترکیبات مختلف می‌توان انواع هیدروگراف‌های واحد را ساخت. مثلاً با داشتن هیدروگراف واحد یک ساعته می‌توان سه تای آن‌ها را که هر کدام نسبت به قبلی یک ساعت تاخیر داشته باشد، نوشته و سپس مجموع آن‌ها را بر سه تقسیم کرده تا هیدروگراف واحد سه ساعته حوضه به دست آید.

جدول ۶-۶ طریقه استخراج هیدروگراف واحد دوساعته از هیدروگراف یک ساعته

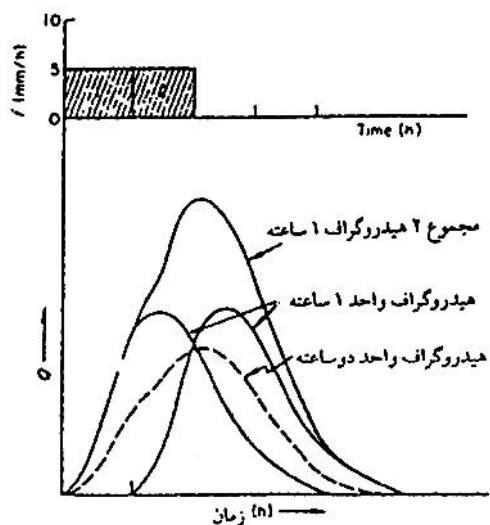
1	2	3	4	5	6	7	8
زمان ساعت	رواناب کل متر مکعب در ثانیه	دبی پایه متر مکعب در ثانیه	رواناب مستقیم یا بارش مازاد مترمکعب در ثانیه	عرض هیدروگراف واحد ۱/۴ (۴)	هیدروگراف واحد با یک ساعت تاخیر	جمع ستونهای ۵و۶ (+) (۵)	عرض هیدروگراف واحد دو ساعته (۱۱): (۱۱)
1	110	110	0	0		0	0
2	122	122	0	0	0	0	0
3	230	120	110	78.7	0	78.7	39.3
4	578	118	460	328	78.7	406.7	203.3
5	645	115	530	379	328	707	353.5
6	434	114	320	229	379	608	304
7	293	113	180	129	229	358	179
8	202	112	90	64.2	129	193.2	96.6
9	160	110	50	35.7	64.2	99.9	49.9
10	117	105	12	8.6	35.7	44.3	22.1
11	90	90	0	0	8.6	8.6	4.3
12	80	80	0	0	0	0	0
					0	0	0

ب- استخراج هیدروگراف واحد کوتاه مدت از یک هیدروگراف واحد بلند مدت: در تبدیل یک هیدروگراف واحد

بلند مدت به کوتاه مدت از روش منحنی S استفاده می‌شود. یعنی ابتدا هیدروگراف منحنی S را ساخته سپس به مدت

مورد نظر تبدیل می شود. اگر هیدروگراف واحد t ساعته‌ای را داشته باشیم و فرض شود که پس از پایان t ساعت، بارش مشابه دیگری به همان مدت t ساعت ببارد و باز پس از تمام شدن آن، بارش مشابه دیگری آغاز شود هیدروگراف‌های واحد این بارش‌ها نیز با تاخیر، بطور مشابه تکرار خواهند شد که اگر با همدیگر جمع شوند سرانجام دبی ثابت خواهد شد. در واقع مثل این است که بارشی با شدت یکسان بطور دائم روی دهد. برای مثال، جدول ۶-۷ هیدروگراف واحد بارش ۴ ساعته‌ای و دبی آن در زمان‌های مختلف در ستون دوم نوشته شده است (m^3/s). بارش مشابهی که پس از پایان این بارش شروع شود هیدروگراف مشابهی با ۴ ساعت تاخیر ایجاد خواهد کرد که در ستون ۳ مقادیر مربوط به آن با ۴ ساعت تاخیر نوشته شده است. به همین ترتیب بارش‌های دیگری که هر کدام با ۴ ساعت تاخیر می‌بارند، دبی‌های آن‌ها نیز با ۴ ساعت تاخیر نسبت به هم تکرار می‌شود. مجموع این هیدروگراف‌ها، هیدروگراف مجموع S را تشکیل داده که در ستون ۸ جدول آمده است. دیده می‌شود در این ستون دبی در حد $20.7 m^3/s$ باقی مانده است.

اگر زمان پایه هیدروگراف واحد t ساعته T باشد، در برآورد هیدروگراف S باید حداقل تعداد T/t بار (اینجا $21/4 = 5$) هیدروگراف واحد با هم جمع تا هیدروگراف مجموع بدست آید. یعنی، با داشتن هیدروگراف واحد t ساعته (با زمان T)، باید حداقل تعداد T/t هیدروگراف واحد با زمان تاخیر t ساعت با هم جمع شود تا دبی ثابت شود (نمودار ۴).



نمودار ۶-۳ طرز تهیه هیدروگراف واحد ۲ ساعته از هیدروگراف واحد ۱ ساعته

اگر هدف ساختن مثلاً هیدروگراف واحد ۳ ساعته از یک هیدروگراف واحد ۴ ساعته باشد (که منحنی مجموع آن آماده است)، هیدروگراف S یا ستون ۸ جدول ۶-۷ با سه ساعت تاخیر تکرار می‌شود (ستون ۹). پس از آن ستون ۹ از ستون ۸ کسر می‌شود تا ارقام ستون ۱۰ که تفاضل آن‌هاست حاصل شود. ارقام ستون ۱۰ رواناب حاصل از سه ساعت بارش است. ولی چون ستون ۱۰ حاصل تفاضل دو ستون ۹ و ۸ است (هر کدام در مدت ۴ ساعت یک cm رواناب تولید می‌کردند) اگر

هدف تولید همان ۱۰ میلی متر رواناب باشد، باید ارقام هیدروگراف ستون ۱۰ در مدت ۳ ساعت در 4/3 ضرب شود. ستون ۱۱ حاصل ضرب ارقام ستون ۱۰ در 4/3 است که هیدروگراف واحد ۳ ساعته حوضه بشمار می رود. این هیدروگراف واحد ۳ ساعته در واقع از هیدروگراف واحد ۴ ساعته حاصل شده است. طرز استخراج هیدروگراف واحد کوتاه مدت از هیدروگراف واحد بلند مدت در نمودار ۴-۶ به صورت ترسیمی نیز آمده است. حال اگر ارقام ستون ۹ بجای این که با ۳ ساعت تاخیر تکرار شود با ۵ ساعت تاخیر تکرار شود و ارقام ستون ۱۰ که تفاضل هیدروگراف مجموع با ۵ ساعت تاخیر است در 4/5 ضرب می شد هیدروگراف واحد ۵ ساعته بدست می آمد. در واقع از هیدروگراف مجموع می توان هم هیدروگراف بلند مدت تر و هم هیدروگراف کوتاه مدت تر ساخت. زیرا به هر تعداد ساعت می توان ستون ۹ را تشکیل داد.

جدول ۶-۷ تهیه هیدروگراف واحد کوتاه مدت از هیدروگراف واحد بلند

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
زمان شروع هیدروگراف h	h هیدروگراف	۲ ساعته هیدروگراف با تاخیر	۳ ساعته هیدروگراف با تاخیر	۴ ساعته هیدروگراف با تاخیر	۵ ساعته هیدروگراف با تاخیر	۶ ساعته هیدروگراف با تاخیر	هیدروگراف مجموع ۷ تا ۲۲	هیدروگراف مجموع با ۳ ساعته تاخیر	تفاضل در هیدروگراف مجموع: تفاضل ستون	هیدروگراف بدست آمده ۱۰ ستون x 4/5
0	0	-	-				0	-	0	0
1	6	-	-				6	-	6	8
2	36	-					36	-	36	48
3	66	-					66	0	66	88
4	91	0	-				91	6	85	112
5	106	6	-				112	36	76	101
6	93	36	-				129	66	63	84
7	79	66	-				145	91	54	72
8	68	91	0	-			159	112	47	63
9	58	106	6	-	-		170	129	41	55
10	49	93	36	-	-		178	145	22	44
11	41	79	66	-	-		186	159	27	26
12	34	68	91	0	-		192	170	23	31
13	27	58	106	6	-		197	178	19	25
14	23	49	93	36	-		201	186	15	20
15	17	41	79	66	-		203	193	10	13.5
16	13	34	68	91	0	-	206	197	9	12.5
17	9	27	58	106	6	-	206	201	5	6.5
18	6	23	49	93	36	-	207	203	4	5.5
19	3	17	41	79	66	-	206	206	0	0
20	1.5	13	34	68	91	0	207	206	0	
21	0	9	27	58	106	6	206	207	0	
		6	23	49	93	36	207	206	0	
		3	17	41	79	66	206	207		
		1.5	13	34	68	91	207	206		
		0	9	27	58	106	206	207		

ستون ۱- زمان بر حسب ساعت از شروع هیدروگراف واحد ۴ ساعته.

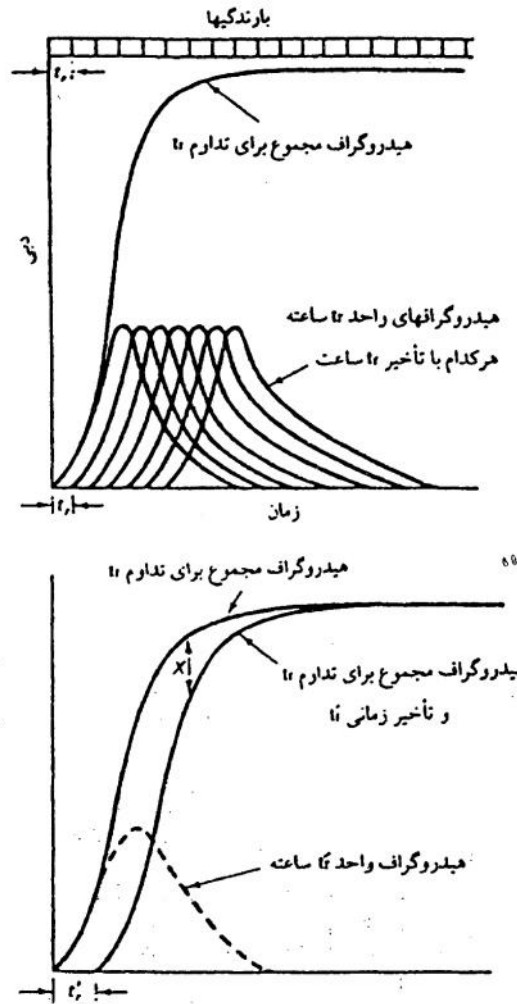
ستون ۲- دبی بر حسب متر مکعب در ثانیه در هیدروگراف واحد ۴ ساعته.

ستون ۳- تکرار دبی های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

ستون ۴- تکرار دبی های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

ستون ۵- تکرار دبی های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.

- ستون ۶- تکرار دبی‌های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.
- ستون ۷- تکرار دبی‌های هیدروگراف واحد ۴ ساعته با ۴ ساعت تاخیر نسبت به ستون ماقبل.
- ستون ۸- هیدروگراف مجموع یا S، حاصل جمع هیدروگراف ستونهای ۲ تا ۷.
- ستون ۹- هیدروگراف مجموع با سه ساعت تاخیر نسبت به ستون قبل.
- ستون ۱۰- اختلاف ستون ۸ و ۹.
- ستون ۱۱- حاصل ضرب ستون ۱۰ در $4/3$ که دبی هیدروگراف واحد سه ساعته است.



نمودار ۴-۶ هیدروگراف مجموع (S-curve)

بطور خلاصه برای ساختن هیدروگراف واحد t_r' ساعته از یک هیدروگراف واحد t_r ساعته به روش منحنی S، ابتدا چند هیدروگراف t_r ساعته را با زمان تاخیر t_r با یکدیگر جمع می‌کنیم تا پس از ثابت شدن دبی، منحنی S بدست آید. سپس منحنی S را با زمان تاخیر t_r' ترسیم تا دو منحنی جداگانه مطابق نمودار ۴-۶ بدست آید. اگر اختلاف این دو منحنی را در هر یک از زمان‌های مربوطه در t_r / t_r' ضرب تا هیدروگراف حاصله هیدروگراف واحد t_r' ساعته باشد.

مثال ۶-۹: با هیدروگراف واحد ۲ ساعته حوضه ای جدول زیر، مطلوب است هیدروگراف واحد ۶ ساعته آن با منحنی S.

t (hr)	0	1	2	3	4	5	6
UH(m ³ /s)	0	1.42	8.50	11.30	5.66	1.45	0

حل: با داشتن $t_r = 2 \text{ hr}$ ، هدف استخراج هیدروگراف واحد ۶ ساعته است ($t_r' = 6 \text{ hr}$). برای ساخت هیدروگراف منحنی S

$$n = \frac{6 \text{ hrs}}{2 \text{ hrs}} = 3 \text{ زیرا با هم جمع شود.}$$

ستونهای ۳ و ۴ جدول ۸ دو هیدروگراف مشابه ۲ ساعته هستند که هر کدام با زمان تاخیر ۲ ساعت نسبت به هیدروگراف اول (ستون ۲) رسم شده‌اند. مجموع هیدروگراف‌های ستونهای ۲، ۳ و ۴ در ستون ۵ نوشته شده است. دبی تقریباً در ۱۴.۱۶ متر مکعب در ثانیه ثابت می‌شود. اگر جمع کردن این هیدروگراف‌ها را ادامه می‌دادیم این رقم ثابت باقی می‌ماند. که در این ستون رقم ۱۴.۱۶ تکرار و نشان دهنده مجموع ثابت هیدروگراف‌ها است. حال ارقام ستون ۵ را با ۶ ساعت تاخیر تکرار می‌کنیم که نتیجه در ستون ۶ نوشته شده است. چنانچه ارقام ستون ۶ را از ستون ۵ کسر کنیم (ارقام ستون ۷) آنچه به دست می‌آید ابعاد هیدروگرافی است که از اختلاف دو هیدروگراف که هر کدام در مدت ۲ ساعت، یک واحد رواناب ایجاد کرده‌اند بدست آمده است و اگر بخواهیم این هیدروگراف در مدت ۶ ساعت یک واحد رواناب تولید کند باید ابعاد آن در عدد $2/6 = 0.333$ (دو ششم) ضرب شود ($t_r / t_r' = 2/6$) (ارقام ستون ۸).

جدول ۸-۸ هیدروگراف مجموع و تبدیل هیدروگراف واحد ۲ ساعته به هیدروگراف واحد ۶ ساعته

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
(hr) t	2UH (m ³ /s)	2UH (2hrs lag)	2UH (4hrs lag)	$\Sigma(2+3+4)$	$\Sigma(2+3+4)$ (6hrs lag)	$\Sigma(5+6)$	6UH
0	0			0		0	0
1	1.42			1.42		1.42	0.47
2	8.50	0		8.50		8.50	2.83
3	11.30	1.42		12.72		12.72	4.24
4	5.66	8.50	0	14.16		14.16	4.72
5	1.45	11.30	1.42	14.17		14.17	4.72
6	0	5.66	8.50	14.16	0	14.16	3.77
7		1.45	11.3	14.16	1.42	11.3	1.89
8		0	5.66	14.16	8.50	5.66	0.48
9			1.42	14.16	12.72	1.45	0
10			0	14.16	14.16	0	0
11					14.17	0	
12					14.16		
13					14.16		

ستون ۶: هیدروگراف مجموع که از جمع تعداد زیادی هیدروگراف با ۲ ساعت تاخیر بدست آمده است.

ستون ۷: هیدروگراف مجموع با ۶ ساعت تاخیر

فصل هفتم: کاربرد آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی

۱-۷ مقدمه

متغیرهای هیدرولوژیکی، تحت عنوان داده های هواشناسی (بارش، درجه حرارت، و...) و داده های جریان سطحی (دبی جریان رودخانه، اعم از دبی های کم یا زیاد یا سیلابی، رسوب و ...)، در گام های زمانی مختلف (لحظه ای، ساعتی، روزانه، ماهانه و ...) جمع آوری و ثبت می شوند. این کار در ایستگاه های هواشناسی (محل جمع آوری داده های هواشناسی) و هیدرومتری (محل جمع آوری داده های جریان سطحی)، شامل صدها و هزارها عدد مربوط به هر متغیر، انجام می گیرد. از این داده ها در طراحی سازه های آب استفاده می شود. همانگونه که در فصل های قبل بیان گردید، بسیاری از فرآیندهای هیدرولوژیکی، به دلیل پیچیدگی و نیز تعدد عوامل مؤثر بر آنان، دارای قوانین فیزیکی کاملاً شناخته شده ای نبوده و لذا تابع متغیرهای تصادفی (Random variable) یا شانسی (Chance) توصیف می شوند. به عبارت دیگر، متغیرهای تصادفی در هیدرولوژی معمولاً متغیرهایی هستند که وقوع و مقدار آنها بستگی به بسیاری از عوامل دیگر دارد، که دارای فیزیک شناخته شده و کاملاً معینی (Determined) نیستند. لذا وقوع و مقدار آنان قابل پیش بینی دقیق نبوده و برای پیش بینی حدودی آن ها نیز، نیاز به آمار گذشته تاریخی آن ها و هم چنین شناخت عوامل مؤثر در وقوع آنان دارد. به عنوان مثال، دبی یک رودخانه در محل مشخصی از آن، که تحت شرایط کنترلی بالا دست نظیر سد نیست، ممکن است از روزی به روز دیگر و از یک ماه به ماه دیگر تغییر کند و در روزهای مشابه در سال های مختلف نیز یکسان نباشد. از این رو نمی توان دبی رودخانه مذکور را در دو سال آینده (مثلاً در ۲۰ خرداد ماه) حتی با داشتن آمار تاریخی قابل توجه پیش بینی نمود. هر چند از داده های تاریخی مربوط به دبی رودخانه (در یک محل معین) همراه با مشخصات حوضه آبریز و نیز مقادیر داده های تاریخی بارش های گذشته می توان جهت پیش بینی مقدار دبی آن محل استفاده کرد، ولی مفهوم قطعی بودن نخواهد داشت. بدین ترتیب، از قوانین احتمالات و قوانین حاکم بر فرآیندها و متغیرهای هیدرولوژی کمک گرفته می شود تا با دقت بیشتر یا اصطلاحاً احتمال بالاتر بتوان به میزان دبی که رخ خواهد داد، نزدیک شد.

از بین داده های تاریخی، که در برخی موارد ممکن است به هزاران داده اندازه گیری شده برسد، می توان ویژگی هایی را جمع و استخراج نمود (مانند ویژگی های آماری میانگین و انحراف معیار) که نشانگر تقریبی خواص کلیه داده های اندازه گیری شده باشد. علم آمار و احتمالات کمک می کند تا هیدرولوژیست تمایل های مرکزی این اعداد و نیز میزان انحراف اعداد از این مقادیر مرکزی را به دست آورده و به جای کار با صدها و هزاران عدد، با چند عدد بیشتر سر و کار نداشته که

به نحوی کلیه مشخصه های آن اعداد را در خود جای داده باشد. لذا علم آمار و احتمالات، کاربرد زیادی در هیدرولوژی مهندسی مربوط به فرآیندهای طراحی و بهره برداری از سیستم های منابع آب، نظیر مخازن سدها، سیستم های آبیاری، سیستم های آبرسانی شهری و مدیریت رودخانه ها دارد. هم چنین، پیش بینی وقوع شرایط حدی نظیر شرایط سیلابی و خشک سالی ها و تداوم آن ها تحت عنوان تحلیل فراوانی (Frequency analysis) متغیرهای تصادفی (Random variable) در هیدرولوژی مطرح می شود.

به طور کلی اعم کاربردهای آمار و احتمالات در هیدرولوژی مهندسی عبارت است از:

-تفسیر داده های مشاهداتی.

-مشخص نمودن توابع احتمالاتی برای فرآیندهای هیدرولوژیکی.

-استخراج مقادیر حدی، حداقل ها و حداکثرها، بر اساس داده های هیدرولوژیکی موجود.

-بیان و نمایش فشرده داده های هیدرولوژیکی به صورت عدد، جدول، نمودار و یا توابع ریاضی برای تصمیم گیری در طراحی و بهره برداری از سیستم های منابع آب.

بطور خلاصه، می توان گفت که هدف از کاربرد علم آمار و احتمالات در هیدرولوژی این است که با استفاده از داده های تاریخی یا اندازه گیری شده قبلی، بتوان وضعیت آینده را پیش بینی کرد.

در این فصل ابتدا ضمن بیان مفاهیم اولیه احتمال، انواع متغیرهای تصادفی و مشخصه های آماری آن ها مطرح و سپس انواع توابع احتمالاتی معرفی می شود. در ادامه به بحث قابلیت اعتماد تحلیل های آماری، روش های تحلیل نکویی برازش توابع احتمالاتی، بر اساس داده های تاریخی، پرداخته می شود. لازم به توضیح است که این فصل و فصل بعدی مقدمه ای بر شاخه خاصی از هیدرولوژی به نام هیدرولوژی استوکستیک (Stochastic hydrology) است که در آن به تحلیل سری های زمانی، بر اساس دو مؤلفه آماری و احتمالی، پرداخته می شود. در این رابطه می توان به کتب تخصصی مربوطه با عنوان "تحلیل سری های زمانی" مراجعه شود. توجه شود در این دو فصل نیز بیشتر از کلمه "مشاهدات" بجای "داده های تاریخی، ثبت شده و یا اندازه گیری شده" استفاده می شود. هم چنین بیشتر از کلمه "پیش بینی" به عنوان نتایج حاصل از مدل سازی ها، استخراج معادلات، و بطور کلی اعداد محاسبه شده از فرمول های ریاضی استفاده می شود.

۲-۷ مفاهیم مقدماتی احتمال

نتیجه پرتاب یک سکه روی زمین دو حالت شیر یا خط است، این دو حالت را که نتیجه یک مشاهده یا واقعه است را پیشامد (Outcome) یا نقاط (Sample Points) نمونه ای گویند، لذا در پرتاب یک سکه دو پیشامد شیر یا خط وجود دارد.

یک واقعه (Event) به عنوان مجموعه ای از پیشامدها تعریف می شود. به عنوان مثال اگر پرتاب هم زمان دو سکه را در نظر بگیریم، می تواند ترکیبی از حالت های شیر (H) یا خط (T) به صورت (H,T)، (H,H)، (T,H)، (T,T) اتفاق بیافتد، که به عنوان واقعه ای که دارای مجموعه ای از پیشامدهاست مطرح می شود.

اگر فرض شود A و B دو واقعه باشند، آن گاه $A \cup B$ نشانگر این است که حداقل یکی از وقایع A یا B اتفاق افتاده باشد، یعنی این که یا A اتفاق افتاده و B اتفاق نیفتاده، یا B اتفاق افتاده و A اتفاق نیفتاده و یا این که هر دو A و B اتفاق افتاده اند. هم چنین $A \cap B$ نشانگر این است که هم واقعه A و هم واقعه B رویداده افتاده باشد.

احتمال (Probability) به مفهوم وقوع یک رخ داد در میان مجموعه ای از حالت های مختلف است و برابر با نسبت تعداد حالت های مورد نظر واقعه به کل تعداد حالت های ممکن است، که همه این حالت ها دارای شرایط وقوع یکسانند. به عنوان مثال در پرتاب سکه، احتمال این که شیر بیاید $\frac{1}{2}$ و نیز احتمال این که خط $\frac{1}{2}$ بیاید است.

قوانین احتمال در واقع پایه ای برای مطالعات آماری است. تخمین احتمال از داده های مشاهداتی به عنوان فراوانی نسبی (Relative frequency) مطرح می شود. لذا اگر یک واقعه n_1 بار در طول N بار تکرار اتفاق بیافتد، لذا مقدار n_1 به عنوان فراوانی مطلق (Absolute frequency) و نسبت $\frac{n_1}{N}$ فراوانی نسبی است، لذا:

$$\lim_{N \rightarrow \infty} (\text{فراوانی نسبی}) = \text{احتمال}$$

یعنی اگر بخشی از جامعه به عنوان حالت های مشاهداتی در نظر گرفته شود به آن فراوانی نسبی گویند، ولی اگر کل جامعه در نظر گرفته شود، آن گاه مفهوم احتمال به کار می رود.

به طور خلاصه قوانین احتمال که به راحتی می توان از آزمایش پرتاب سکه آن ها را درک نمود، عبارتند از:

احتمال وقوع یک حادثه، نا منفی و همواره کمتر از یک است. لذا اگر X_1 یک رخداد باشد، آنگاه:

$$0 \leq P(X_1) \leq 1 \quad (1-7)$$

۱- مجموع احتمالات کلیه حالت های ممکن یک پیشامد همواره یک است.

$$\sum_{i=1}^N P(X_i) = 1 \quad (2-7)$$

۲- احتمال وقوع یکی از دو پیشامد مستقل (Independent events)، برابر با مجموع احتمالات آنهاست:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) \quad (3-7)$$

پیشامدهای مستقل، رخدادهایی است که وقوع یکی به دیگری بستگی نداشته باشد. به عنوان مثال وقوع شیر در پرتاب بار دوم سکه بستگی به پیشامد پرتاب در حالت اول آن ندارد.

۳- احتمال این که دو پیشامد مستقل به طور هم زمان یا پشت سر هم اتفاق بیافتد، برابر با حاصل ضرب احتمال مجزای هر یک است:

$$P(X_1 \cap X_2) = P(X_1) \times P(X_2) \quad (۴-۷)$$

۴- قانون کلی احتمالات برای انواع پیشامدها عبارت است از:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) - P(X_1 \cap X_2) \quad (۵-۷)$$

۵- احتمال شرطی یعنی احتمال وقوع X_1 اگر X_2 اتفاق افتاده باشد، برابر است با:

$$P(X_1/X_2) = \frac{P(X_1 \cap X_2)}{P(X_2)} \quad (۶-۷)$$

و لذا اگر پیشامدها مستقل باشند، آنگاه بر اساس رابطه (۴-۷) داریم.

$$P(X_1 / X_2) = P(X_1) \quad (۷-۷)$$

مثال ۷-۱: وقوع سیلاب در رودخانه ای، دارای فراوانی نسبی $۰/۲$ و از کار افتادن نیروگاه برقایی بر روی این رودخانه، دارای فراوانی نسبی $۰/۳$ است. به تجربه مشاهده شده که احتمال این که در مواقع سیلابی، نیروگاه نیز از کار افتد $۰/۵$ است. مطلوب است محاسبه فراوانی های نسبی در حالتی که الف) به طور هم زمان سیلاب و از کار افتادن نیروگاه برقایی روی دهد و ب) فراوانی نسبی این که یا رودخانه سیلابی شود و یا نیروگاه از کار افتد.

حل: $P(F) = 0.2$ = فراوانی نسبی سیلابی شدن رودخانه

$P(P) = 0.3$ = فراوانی نسبی از کار افتادن نیروگاه

$P(P/F) = 0.5$

لذا بر اساس رابطه (۶-۷) داریم: $P(F \cap P) = P(F) \times P(P / F) = 0.2 \times 0.5 = 0.1$

یعنی فراوانی نسبی این که به طور هم زمان هم رودخانه در شرایط سیلابی قرار گیرد و هم نیروگاه از کار بیافتد ۱۰ درصد است. هم چنین بر اساس رابطه (۵-۷) داریم:

$$P(F \cup P) = P(F) + P(P) - P(F \cap P) = 0.2 + 0.3 - 0.1 = 0.4$$

یعنی فراوانی نسبی این که یا رودخانه سیلابی شود و یا نیروگاه از کار افتد ۴۰ درصد است.

مثال ۷-۲: اگر مقدار دبی در سه شاخه فرعی رودخانه ای به ترتیب از مقادیر q_1 , q_2 و q_3 بیشتر شود، آن گاه آن رودخانه سیلابی می شود. مقادیر احتمال ایجاد سیلاب در هر شاخه و حالت های ترکیبی آن ها به شرح زیر است.

$$P(Q_1 \geq q_1) = 0.3, \quad P(Q_2 \geq q_2) = 0.4, \quad P(Q_3 \geq q_3) = 0.2$$

$$P(Q_1 \geq q_1, Q_3 \geq q_3) = 0.15, \quad P(Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.2, \quad P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2) = 0.1$$

$$P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.05$$

مطلوب است محاسبه احتمال این که حداقل در یکی از شاخه های رودخانه سیلاب اتفاق بیافتد.

حل: مقدار $P(Q_1 \geq q_1 \cup Q_2 \geq q_2 \cup Q_3 \geq q_3)$ یعنی احتمال این که در رودخانه حالت سیلابی ایجاد شود:

$$\begin{aligned} &= P(Q_1 \geq q_1) + P(Q_2 \geq q_2) + P(Q_3 \geq q_3) \\ &- P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2) - P(Q_1 \geq q_1, Q_3 \geq q_3) \\ &- P(Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) + P(Q_1 \geq q_1, Q_2 \geq q_2, Q_3 \geq q_3) = 0.5 \end{aligned}$$

یعنی احتمال سیلابی شدن جریان در رودخانه ۵۰ درصد خواهد بود.

۷-۳ توزیع های احتمالاتی

متغیری که ناشی از یک فرآیند تصادفی است را متغیر تصادفی (Random variable) گویند. اگر X را به عنوان یک متغیر تصادفی نظیر رواناب فرض کنیم، در زمان ها و مکان های مختلف، مقدار این متغیر تصادفی تفاوت می کند. مقدار مشاهده شده (Observed value)، مقداری است که در یک واقعه در طبیعت اندازه گیری شده است.

اگر احتمال وقوع یک فرآیند تصادفی با متغیر X برابر با مقدار مشخص a شود، آن را به صورت نشان $P(X = a)$ می دهیم و به طور مشابه $P(a \leq X \leq b)$ ، نمایشگر احتمال وقوع X در بازه $a \leq X \leq b$ است. حال اگر مقدار $P(a \leq X \leq b)$ احتمال برای کلیه مقادیر a و b را بدانیم، آن گاه اشراف کاملی نسبت به احتمال وقوع برای متغیر بین مقادیر مختلف a و b خواهیم داشت، که اصطلاحاً گفته می شود که توزیع احتمالی (Probability distribution) یا به طور خلاصه توزیع متغیر تصادفی X معلوم است.

اگر x نشانگر عددی باشد که احتمال کمتر یا مساوی بودن متغیر تصادفی از آن به صورت $P(X \leq x)$ نشان داده شود، آن گاه تابع توزیع (Distribution functions) (d.f.) به صورت زیر نشان داده می شود:

$$F(x) = P(X \leq x) \quad (۷-۸)$$

فرض کنیم a و b مقادیر عددی با فرض $b > a$ باشند. وقایع $X \leq a$ و $a \leq X \leq b$ به طور هم زمان اتفاق نمی افتد و لذا مجموع این وقایع منتج به این خواهد شد که $X \leq b$ باشد و لذا:

$$P(X \leq b) = P(X \leq a) + P(a \leq X \leq b) \quad (۷-۹)$$

و از این رو:

$$P(a \leq X \leq b) = F(b) - F(a) \quad (10-7)$$

لذا اگر تابع توزیع $F(x)$ برای کلیه مقادیر x باشد، توزیع احتمال متغیر به طور کامل مشخص خواهد بود. از آن جا که بر اساس قوانین احتمالات، مقدار احتمال نا منفی است، لذا بر اساس رابطه (10-7) همواره $F(b) \geq F(a)$ خواهد بود و لذا تابع توزیع در هیچ موقعی یک تابع کاهشی از متغیر نخواهد بود.

برای مقادیر بی نهایت داریم:

$$F(+\infty) = \lim_{x \rightarrow \infty} F(x) = 1 \quad (11-7)$$

$$F(-\infty) = \lim_{x \rightarrow -\infty} F(x) = 0 \quad (12-7)$$

اگر نیز در معادله (10-7) مقدار b ثابت و مقدار a به سمت b میل کند و بار دیگر عکس این عمل انجام گیرد، داریم:

$$F(a) - F(a - 0) = P(X = a) \quad (13-7)$$

$$F(a+0) - F(a) = 0 \quad (14-7)$$

معادله (14-7) نشان می دهد که تابع توزیع $F(x)$ از سمت راست هر مقدار X پیوسته است. از طرف دیگر معادله (13-7) نشان می دهد که $F(x)$ از سمت چپ هر نقطه ای نظیر $X=a$ گسسته است، زیرا که $P(x=a) > 0$.

توزیع های احتمالاتی زیادی را می توان در فرآیندهای هیدرولوژیکی بکار برد که به طور کلی به دو دسته گسسته (Discrete) و پیوسته (Continuous) تقسیم می شود.

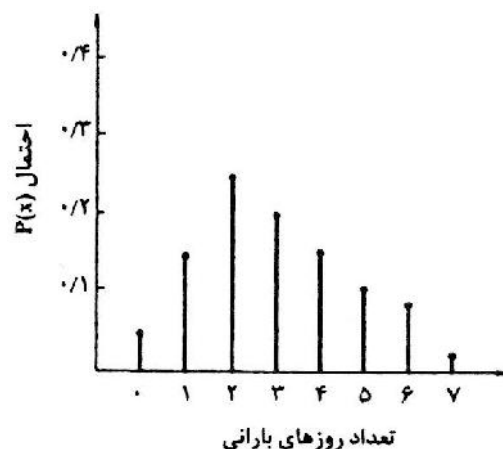
۱-۳-۷ توزیع های گسسته

متغیری را گسسته گوئیم که فقط اعداد صحیح را بتوان به آن نسبت داد. مثلاً N به عنوان تعداد روزهای بارانی در طول یک ماه، یک متغیر N گسسته نامیده می شود. زیرا نمی تواند عددی غیر صحیح یا اعشاری به آن نسبت داد. برای مثال در نمودار ۱-۷ توزیع احتمالاتی تعداد روزهای بارانی را در طول یک ماه برای محل مشخص نشان داده شده است. این توزیع گسسته است، زیرا تعداد روزها عدد صحیح است. بر اساس اطلاعات تاریخی از تعداد روزهای بارانی در این ماه، مشخص شده که بیش از ۷ روز بارانی در این ماه اتفاق نیفتاده و احتمال بارانی بودن یک تا هفت روز برابر است با:

$$P(0) = 0/05, \quad P(1) = 0/15, \quad P(2) = 0/25, \quad P(3) = 0/2, \quad P(4) = 0/15$$

$$P(5) = 0/1, \quad P(6) = 0/08, \quad P(7) = 0/02$$

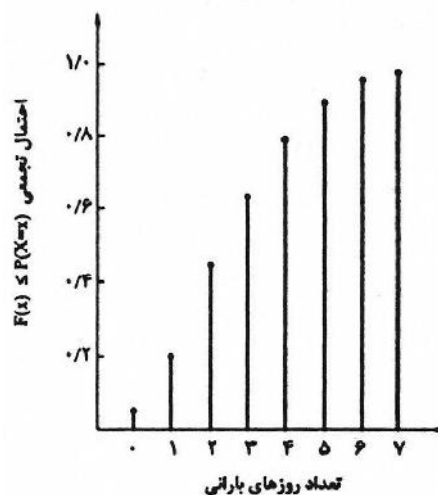
لذا مجموع این احتمالات یک خواهد بود. نحوه دیگر بررسی احتمالاتی، استفاده از تابع توزیع تجمعی احتمال (Cumulative probability distribution function-CDF) به صورت $F(x) = P(X \leq x)$ است، که در جدول ۱-۷ و نمودار ۲-۷ مقادیر آن نشان داده شده است.



نمودار ۱-۷ توزیع احتمالاتی روزهای بارانی در یک ماه خاص

جدول ۱-۷ توزیع احتمالاتی و تابع توزیع تجمعی

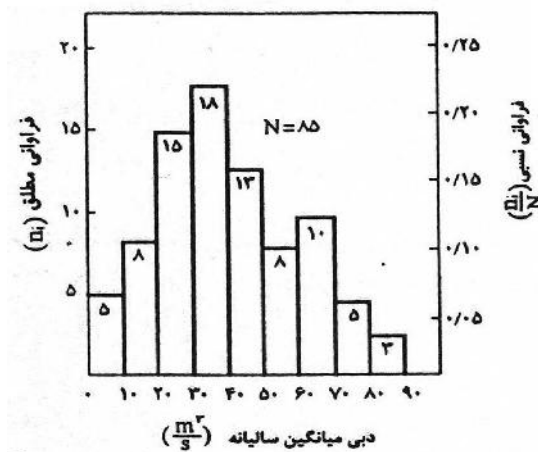
F(x)	P(x)	x
۰/۰۵	۰/۰۵	۰
۰/۲۰	۰/۱۵	۱
۰/۴۵	۰/۲۵	۲
۰/۶۵	۰/۲۰	۳
۰/۸۰	۰/۱۵	۴
۰/۹۰	۰/۱۰	۵
۰/۹۸	۰/۰۸	۶
۱/۰۰	۰/۰۲	۷



نمودار ۲-۷ تابع توزیع تجمعی احتمال روزهای بارانی

۲-۳-۷ توزیع های پیوسته

متغیری پیوسته است که بتواند هر مقدار اعشاری را به خود اختصاص دهد. به عنوان مثال، اگر دبی عبوری از مقطع معینی از رودخانه Q یک متغیر تصادفی در نظر گرفته شود، آن گاه این متغیر می تواند کلیه اعداد صحیح و اعشاری را به خود اختصاص دهد، لذا یک متغیر پیوسته است. در عمل برای نشان دادن توزیع های پیوسته اگر طول کلی آن N باشد، آن را به تعدادی فواصل با بازه های مشخص تقسیم بندی می کنند. به عنوان مثال در نمودار ۳-۷ هیستوگرام ۸۵ سال آمار دبی رودخانه ای نشان داده شده است. دبی های مشاهداتی به ۹ بازه از صفر تا ۹ متر مکعب بر ثانیه تقسیم گردیده و بر این اساس تعداد n_i رخ داد، که تعداد دبی های اتفاق افتاده در هر بازه است، بر روی محور سمت چپ به عنوان فراوانی مطلق نشان داده شده است و هم چنین روی محور سمت راست مقدار فراوانی نسبی (n_i / N) نشان داده شده است. در شکل تابع CDF دبی این رودخانه رسم گردیده است.



نمودار ۳-۷ توزیع فراوانی دبی میانگین سالانه

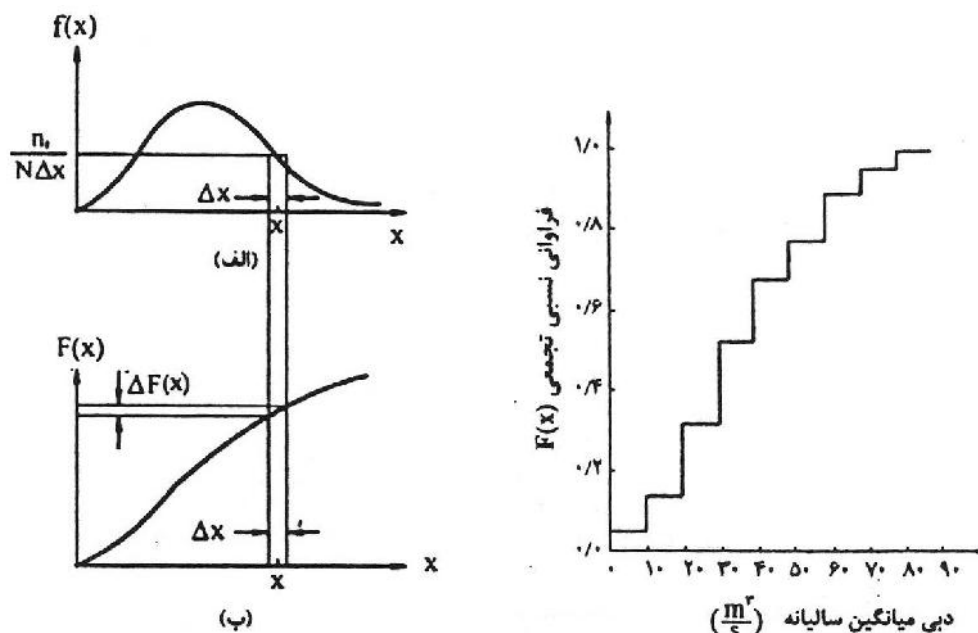
هر چه تعداد مقادیر مشاهداتی N بیشتر شود، توزیع به پیوسته نزدیک تر شده و لذا بازه های تقسیم کوچک تر می شود. لذا در نهایت نمودار های ۳-۷ و ۴-۷ تبدیل به نمودار ۵-۷ می شود، با این تفاوت که محور قائم نمودار ۳-۷ که نشانگر فراوانی نسبی بود به احتمال تبدیل شده و از این رو مساحت سطح زیر این منحنی یک می شود. بر این اساس، مقدار $\frac{n_i}{N}$

مفهوم احتمال دارد و نسبت $\frac{n_i}{N\Delta x}$ مقدار احتمال در واحد عرض است، که نشانگر چگالی میانگین احتمال است. احتمال

$\frac{n_i}{N}$ در هر فاصله روی نمودار CDF نشانگر $\Delta F(x)$ یا $F(x + \frac{\Delta x}{2}) - F(x - \frac{\Delta x}{2})$ است، لذا:

$$f(x) = f(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta F(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx} \quad (۱۵-۷)$$

که $f(x)$ به عنوان تابع چگالی احتمال (Probability density function) نامیده می شود. این تابع در حقیقت چگالی یا شدت احتمال در هر نقطه است و $f(x)dx$ مقدار احتمال تفاضلی را نشان می دهد.



نمودار ۴-۷ توزیع فراوانی نسبی تجمعی دبی میانگین سالانه نمودار ۵-۷ توزیع پیوسته احتمال دبی میانگین سالانه

برای متغیرهای پیوسته همواره $f(x) \geq 0$ بوده و لذا مقدار احتمالات منفی نیست. به علاوه برای هر تابع احتمال:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad (۱۶-۷)$$

که به مفهوم یک شدن مجموع احتمالات کلیه رخ داده‌ها است. احتمال این که X بین a تا b قرار گیرد برابر است با

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x)dx \quad (۱۷-۷)$$

و احتمال این که x دقیقاً مقدار b را به خود بگیرد، صفر است:

$$\int_b^b f(x)dx = 0 \quad (۱۸-۷)$$

مقدار CDF را بر اساس PDF می توان چنین تعریف نمود که:

$$P(-x \leq X \leq x) = \int_{-x}^x f(w)dw \quad (۱۹-۷)$$

که در آن w یک متغیر نخودی (Dummy variable) است، لذا سطح زیر منحنی CDF بی معنی است و مقادیر روی محور قائم منحنی CDF برای تعیین مقدار احتمال به صورت زیر به کار می رود:

$$P(x_1 \leq X \leq x) = F(x_2) - F(x_1) \quad (۲۰-۷)$$

در توزیع های گسسته نمی توان از شکل انتگرالی استفاده کرد و لذا معادلات به صورت مجموع نوشته می شود.

$$\sum_i f(x_i) = 1 \quad (۲۱-۷)$$

$$P(a \leq X \leq b) = \sum_{\substack{x_i \leq b \\ x_i \geq a}} f(x_i) \quad (۲۲-۷)$$

$$P(X \leq x_j) = \sum_{i=1}^j f(x_i) \quad (۲۳-۷)$$

مثال ۷-۳: اگر تابع چگالی احتمال به صورت زیر باشد:

$$f(x) = \begin{cases} Ax & \text{for } 0 \leq x \leq 4 \\ A(8-x) & \text{for } 4 \leq x \leq 8 \\ 0 & \text{for other values} \end{cases}$$

مطلوب است مقدار A ، $P(X \leq 6)$ و تعیین تابع تجمعی احتمال (CDF).

$$\int_0^\infty f(x)dx = 1$$

حل: بر اساس معادله (۷-۱۶) می توان نوشت:

$$\int_0^4 Axdx + \int_4^8 A(8-x)dx + \int_8^\infty 0dx = 1$$

$$A\left(\frac{x^2}{2}\right)\Big|_0^4 + \left(\frac{-A(8-x)^2}{2}\right)\Big|_4^8 = 1$$

$$P(X \leq 6) = \int_0^4 Axdx + \int_4^6 A(8-x)dx = 14A = 14 \times \frac{1}{16} = \frac{7}{8} \quad \text{لذا } A = \frac{1}{16} \text{ به دست می آید، حال:}$$

$$F(x) = \left(\frac{Ax^2}{2}\right)\Big|_0^4 + \left(\frac{-A(8-x)^2}{2}\right)\Big|_4^8 \quad \text{و در حالت کلی تابع CDF برابر است با:}$$

بر این اساس در جدول ۷-۲ مقادیر تابع PDF و CDF آمده است.

جدول ۷-۲ توزیع احتمالاتی و تابع توزیع تجمعی

F(x)	f(x)	x
۰	۰	۰
۱/۳۲	۱/۱۶	۱
۴/۳۲	۲/۱۶	۲
۹/۳۲	۳/۱۶	۳
۸/۱۶	۴/۱۶	۴
۲۳/۳۲	۳/۱۶	۵
۲۸/۳۲	۲/۱۶	۶
۳۱/۳۲	۱/۱۶	۷
۱	۰	۸

۷-۳-۳ تمایل مرکزی

میانگین ها

میانگین حسابی (Mean): متداول ترین تمایل مرکزی داده های مشاهداتی، مقدار میانگین حسابی (Arithmetic mean)

آنهاست، که در حقیقت همان گشتاور مرتبه اول حول مبدأ است، که برای متغیرهای گسسته برابر است با:

$$E(X) = \sum_{i=1}^n P(x_i) x_i \quad (24-7)$$

و برای متغیرهای پیوسته برابر است با:

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad (25-7)$$

$E(X)$ به عنوان امید ریاضی (Expected value) مقدار متغیر تصادفی X نامیده شده و به صورت یکی از دو رابطه زیر و بر اساس داده های مشاهداتی (نمونه) تخمین زده می شود.

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (26-7)$$

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^K x_i f(x_i) \quad (27-7)$$

که رابطه (26-7) برای داده های با فراوانی برابر و رابطه (27-7) برای داده های با فراوانی نسبی $f(x)$ به کار می رود. هر چند میانگین حسابی به سادگی برآورد و از کلیه داده های مشاهداتی استفاده شده و نیز نیازی به مرتب کردن داده ها ندارد، ولی دارای این نقایص نیز هست که اولاً به طور مستقیم قابل بررسی و اندازه گیری نیست و ثانیاً عدم اندازه گیری یا عدم دقت در اندازه گیری داده ها بر میزان دقت تمایل مرکزی داده ها تأثیر زیادی دارد.

مثال ۴-۷: بر اساس اندازه گیری های انجام شده در یک ایستگاه باران سنجی، مقدار بارش در طی روزهای مختلف مطابق جدول ۳-۷ ثبت گردیده است. مطلوب است محاسبه میانگین بارش در این ایستگاه.

جدول ۳-۷ داده های ثبت شده بارش

۲	۶	۸	۵	ارتفاع بارش (mm)
۱	۴	۲	۳	تعداد روز

حل: از آن جا که بارش با فراوانی های نسبی متفاوت اتفاق افتاده، لذا بر اساس رابطه (27-7) داریم:

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^k x_i f(x_i) \quad , \quad f(x_i) = \frac{n_i}{N} \quad , \quad N = 10$$

$$\bar{X} = \frac{3 \times 5}{10} + \frac{8 \times 2}{10} + \frac{6 \times 4}{10} + \frac{2 \times 1}{10} = 5.7 \text{ (mm)}$$

میانگین وزنی: در محاسبه میانگین داده ها اگر ارزش آن ها یکسان نباشد، عاملی به عنوان وزن به هر داده تعلق می

گیرد که نشانگر اهمیت آن است. یعنی میانگین وزنی (weighted mean) برای داده های x_i با وزن w_i برابر است با:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N w_i x_i}{\sum_{i=1}^N w_i} \quad (28-7)$$

مثال ۷-۵: مطلوب است محاسبه میانگین وزنی بارش در حوضه آبریزی به مساحت ۳۱۰۰ کیلومتر مربع، که در آن ۶ باران سنج نصب شده و در طی یک رخ داد بارش مقادیر ارتفاع بارش را مطابق جدول ۷-۴ ثبت نموده است. مساحت تحت پوشش هر باران سنج نیز در این جدول درج شده است.

جدول ۷-۴ مقدار بارش و مساحت تحت پوشش باران سنج های مختلف

شماره باران سنج	ارتفاع بارش (mm)	مساحت تحت پوشش باران سنج (km ³)	$w_i x_i$
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)
۱	۳۰	۳۲۳/۵	۹۷۰۵/۰
۲	۲۳	۳۱۵/۵	۷۲۵۶/۵
۳	۸	۸۶۱/۰	۶۸۸۸/۰
۴	۱۹/۲	۷۱۰/۰	۱۳۶۳۲/۰
۵	۰	۳۱۰/۰	۰
۶	۰	۵۸۰	۰
$\sum = 37481.5$		$\sum = 3100.0$	

حل: بر اساس رابطه (۷-۲۸) و مقادیر محاسبه شده در ستون (۴) جدول ۷-۴ داریم:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N w_i x_i}{\sum_{i=1}^N w_i} = \frac{3748.5}{3100} = 12.09 \text{ (mm)}$$

میانگین هندسی: میانگین هندسی (Geometric mean) N داده به صورت زیر تعریف می شود:

$$\bar{X}_g = (x_1 x_2 x_3 \dots x_N)^{\frac{1}{N}} \quad (7-29)$$

میانگین هندسی بویژه برای محاسبه میانگین متغیرهایی که به صورت توانی در معادلات وارد می شود کاربرد دارد.

میانگین هارمونیک: میانگین هارمونیک (Harmonic mean) داده به صورت زیر تعریف می شود:

$$\bar{X}_h = \frac{N}{\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} + \frac{1}{x_3} + \dots + \frac{1}{x_N}} = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{x_i}} \quad (7-30)$$

هم چنین میانگین وزنی هارمونیک برابر است با:

$$\bar{X}_h = \frac{N}{\frac{w_1}{x_1} + \frac{w_2}{x_2} + \frac{w_3}{x_3} + \dots + \frac{w_N}{x_N}} = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{x_i}} \quad (7-31)$$

بایستی توجه نمود که میانگین حسابی یک سری داده مشخص، همواره از میانگین هندسی آن بزرگ تر و نیز میانگین هندسی آن ها از میانگین هارمونیک آن ها بزرگتر است.

Median میانه

اگر داده های مشاهداتی به صورت صعودی و یا نزولی مرتب شود و تعداد آن ها فرد باشد، میانه، عدد وسطی است و اگر

تعداد داده ها زوج باشد، میانه در حقیقت میانگین دو عدد وسطی خواهد بود. از آن جا که مقادیر بیشتر از میانه و مقادیر

کم تر از میانه دارای احتمال برابر و معادل ۰/۵ هستند. لذا مقدار میانه در توزیع های آماری به عنوان یک تمایل مرکزی هم است. برای داده های دسته بندی شده ای که دارای فراوانی وقوع هستند. مقدار میانه برابر است با

$$\text{میانه} = L_1 + C \left[\frac{\frac{N}{2} - (\sum f)_1}{f_{\text{median}}} \right] \quad (32-7)$$

که در آن، L_1 = حد پائینی دسته میانه، N = مجموع فراوانی ها، $(\sum f)_1$ = مجموع فراوانی ها در همه دسته های کوچکتر از دسته میانه، f_{median} = فراوانی دسته میانه، C = اندازه دسته میانه

مثال ۷-۶: مطلوب است برآورد مقدار میانه داده های دسته بندی شده بارش با فراوانی هر دسته (جدول ۷-۵).

جدول ۷-۵ بارش های دسته بندی شده و فراوانی آنها

دسته بارش (mm)	فراوانی (day)	فراوانی تجمعی (day)
۱۰۰-۱۱۰	۱۰	۱۰
۱۱۰-۱۲۰	۱۶	۲۶
۱۲۰-۱۳۰	۹	۳۵
۱۳۰-۱۴۰	۱۰	۴۵
۱۴۰-۱۵۰	۲۰	۶۵
۱۵۰-۱۶۰	۱۵	۸۰
۱۶۰-۱۷۰	۲۰	۱۰۰

حل: اگر داده ها را به صورت پیوسته در نظر بگیریم، لذا میانه در وسط فراوانی مجموع ($\frac{100}{2} = 50$) قرار گرفته و نیمی از داده ها در بالای آن و نیم دیگر در پائین آن قرار می گیرند. از طرفی مجموع فراوانی های چهار دسته اول ($10+16+9+10=45$) است. لذا برای رسیدن به فراوانی ۵۰ نیاز به ۵ فراوانی از دسته پنجم است و از آن جا که دسته پنجم ۱۴۰-۱۵۰ است، لذا میانه در این دسته قرار می گیرد. با استفاده از رابطه (۳۲-۷) داریم.

$$L_1 = 140 \text{ (mm)} , N=100 , (\sum f)_1 = 45 , f_{\text{median}} = 20 , C = 10$$

$$\text{میانه} = 140 + 10 \left[\frac{100/2 - 45}{20} \right] = 142.5 \text{ (mm)}$$

مثال ۷-۷: مطلوبست محاسبه میزان بارش مطابق دسته بندی و فراوانی وقوع مطابق جدول ۷-۶.

$$N = 40 , C = 8 , f_{\text{median}} = 12 , (\sum f)_1 = 17$$

حل: بر اساس رابطه (۳۲-۷) داریم:

$$\text{میانه} = 145 + 8 \left[\frac{40/2 - 17}{12} \right] = 147.25 \text{ (mm)}$$

جدول ۶-۷ دسته بندی بارش و فراوانی هر یک

بارش (mm)	فراوانی (day)
۱۱۸ - ۱۲۶	۳
۱۲۷ - ۱۳۵	۵
۱۳۶ - ۱۴۴	۹
۱۴۵ - ۱۵۳	۱۲
۱۵۴ - ۱۶۲	۵
۱۶۳ - ۱۷۱	۴
۱۷۲ - ۱۸۰	۲

نما (Mode)

نما برای متغیرهای گسسته، بیشترین مقدار فراوانی است. برای داده های پیوسته، مقداری است که مقدار چگالی احتمال آن حداکثر باشد. مقدار نما به ویژه برای رخدادهای حدى (Extreme events) نظیر سیلاب ها و خشک سالی ها مهم است. وقتی توزیع فراوانی برای دسته های مختلف داده ها معلوم باشد، مقدار نما از روابط زیر به دست می آید:

$$\text{نما} = I + \frac{f - f_1}{(f - f_1) + (f - f_2)} \times C \quad (۳۳-۷)$$

که I = حد پائینی دسته نمایی، f = فراوانی حداکثر، f_1 = فراوانی دسته قبل از دسته نمایی، f_2 = فراوانی دسته بعد از دسته نمایی، C = اندازه دسته نمایی هستند. در توزیع های متقارن، مقادیر میانگین حسابی، میانه و نما برابرند.

مثال ۷-۸: مطلوب است محاسبه نما برای داده های مثال (۷-۷).

حل: مقدار فروانی حداکثر ۱۲ مربوط به دسته ۱۴۵-۱۵۳ است ولذا این دسته نمایی است.

$$I = 145, f = 12, f_1 = 9, f_2 = 5, c = 8$$

$$\text{نما} = 145 + \frac{12 - 9}{(12 - 9) + (12 - 5)} \times 8 = 147 \text{ (mm)} \quad \text{لذا بر اساس رابطه (۳۳-۷) داریم:}$$

۷-۳-۴ تغییرات حول تمایل مرکزی

واریانس (Variance)

میزان پراکندگی داده ها حول تمایل مرکزی را می توان با میزان انحرافات از میانگین داده ها سنجید. بر این اساس گشتاور مرتبه دوم حول میانگین از اهمیت ویژه ای برخوردار است. این آماره (پارامتر) واریانس نامیده شده و مقدار آن با علامت σ^2 به جای μ به صورت زیر محاسبه می شود. جذر آن را انحراف معیار (Standard Deviation-StdDev) نامند.

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \quad (۳۶-۷)$$

به دلیل مشخص نبودن میانگین جامعه آماری، تخمین واریانس، s^2 با استفاده از مشاهدات صورت می گیرد:

$$s^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2 = \frac{\sum x^2}{n} - \left(\frac{\sum x}{N} \right)^2 \quad (۳۷-۷)$$

و برای داده هایی که دارای فراوانی هستند، داریم:

$$s^2 = \sum_{i=1}^k f(x_i)(x_i - \bar{X})^2 \quad (38-7)$$

که k تعداد دسته ها و x_i نماینده دسته با فراوانی نسبی $f(x_i)$ است. اگر $N < 30$ ، بهتر است مقدار واریانس حاصل از (37-7)

یا (38-7) در $(\frac{N}{N-1})$ ضرب شود. جذر آن (انحراف معیار s یا σ) دارای واحد میانگین است و لذا بهتر تفسیر می شود.

ضریب تغییرات

ضریب تغییرات (Coefficient of variation) معرف ویژگی پراکندگی ولی بدون بعد است:

$$C_v = \sigma / \mu \quad (39-7)$$

$$\hat{C}_v = s / \bar{X} \quad (40-7)$$

که C_v مربوط به جامعه آماری و $\hat{C}_v$ مربوط به تعداد نمونه های محدود مشاهداتی است.

مثال 7-9: مقادیر بارش روزانه بر اساس مقدار دسته بندی های مختلف در جدول 7-7 همراه با فراوانی هر دسته درج گردیده است. مطلوب است محاسبه انحراف معیار و ضریب تغییرات بارش در این ایستگاه.

جدول 7-7 فراوانی مطلق بارش روزانه

دسته بارش (mm)	فراوانی (day)
۱۰۰-۱۱۰	۱۰
۱۱۰-۱۲۰	۱۶
۱۲۰-۱۳۰	۹
۱۳۰-۱۴۰	۱۰
۱۴۰-۱۵۰	۲۰
۱۵۰-۱۶۰	۱۵
۱۶۰-۱۷۰	۲۰

حل: با میانگین داده های بارش روزانه برابر $x = 138.9$ (mm)، انحراف معیار و ضریب تغییرات مطابق جدول 7-8 داریم:

$$s^2 = 407.77, \quad s = 20.2 \text{ (mm)}, \quad \hat{C}_v = \frac{20.2}{138.9} = 0.145$$

جدول 7-8 محاسبه واریانس داده های بارش روزانه

بارش روزانه (mm)	نماینده دسته (mm)	$(x - \bar{X})$ (mm)	$(x - \bar{X})^2$ (mm) ²	فراوانی نسبی $f(x_i)$	$f(x_i)(x - \bar{X})^2$
۱۰۰-۱۱۰	۱۰۵	-۳۳/۹	۱۱۴۹/۲۱	۰/۱۰	۱۱۴/۹۲
۱۱۰-۱۲۰	۱۱۵	-۲۳/۹	۵۷۱/۲۱	۰/۱۶	۹۱/۳۹
۱۲۰-۱۳۰	۱۲۵	-۱۳/۹	۱۹۳/۲۱	۰/۰۹	۱۷/۳۸
۱۳۰-۱۴۰	۱۳۵	-۳/۹	۱۵/۲۱	۰/۱۰	۱/۵۲
۱۴۰-۱۵۰	۱۴۵	۶/۱	۳۷/۲۱	۰/۲۰	۷/۴۴
۱۵۰-۱۶۰	۱۵۵	۱۶/۱	۲۵۹/۲۱	۰/۱۵	۳۸/۸۸
۱۶۰-۱۷۰	۱۶۵	۲۶/۱	۶۸۱/۲۱	۰/۲۰	۱۳۶/۲۴
$\Sigma 407.77$					

چولگی

در توزیع های کاملاً متقارن، گشتاورهای زوج آن ها صفر است. یک توزیع چوله یا نامتقارن دارای عدم تقارن نسبت به مرکز بوده و دارای گشتاورهای زوج غیر صفرند. گشتاور مرتبه سوم به عنوان چولگی (Skewness) تعریف می شود. از آن جا که میزان عدم تقارن بر حسب واحد متغیر بیان می شود، ضریب چولگی (Skewness coefficient) به صورت نسبت گشتاور مرتبه سوم حول مبدأ به توان سوم انحراف معیار تعریف می شود.

$$\gamma_1 = \frac{\mu_3}{\sigma^3} = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^3}{N\sigma^3} \quad (41-7)$$

برای تعداد داده های آماری کم ($N \leq 30$) توصیه می شود که ضریب چولگی محاسبه شده از رابطه (41-7)، که برای

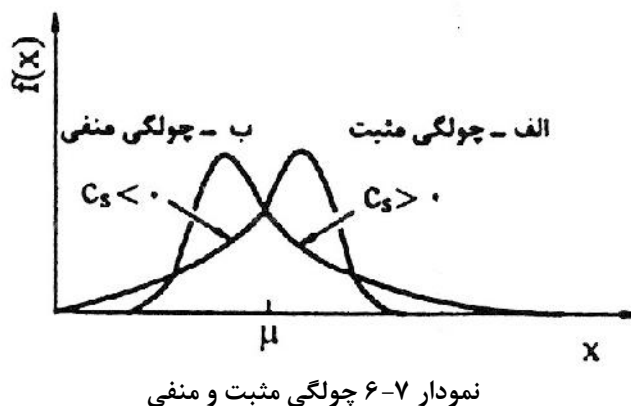
$$\text{جامعه آماری است، در ضریب } \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \text{ ضرب شود.}$$

در توزیع های متقارن، گشتاور مرتبه سوم صفر است ($\gamma_1 = 0$). در حالت چولگی به راست (دنباله طولانی توزیع در سمت راست) (نمودار ۶-۷ الف)، $\gamma_1 > 0$ و در حالت چولگی به چپ (دنباله طولانی توزیع در سمت چپ) (نمودار ۶-۷ ب)، $\gamma_1 < 0$ است. وقتی تعداد داده های مشاهداتی برای محاسبه ضریب چولگی کم تر از ۵۰ عدد باشد، به جای γ_1 (ضریب چولگی جامعه آماری)، از Cs (ضریب چولگی نمونه) استفاده می شود. چولگی به صورت های زیر محاسبه می شود:

$$\text{Skewness coefficient} = \frac{3(\text{mean} - \text{median})}{\text{std dev}} \quad (42-7)$$

$$\text{Skewness coefficient} = \frac{(\text{mean} - \text{mode})}{\text{std dev}} \quad (43-7)$$

که رابطه (42-7) را ضریب چولگی اول پیرسون (Pearson's first coefficient of skewness) و رابطه (43-7) را ضریب چولگی دوم (Pearson's second coefficient of skewness) پیرسون نامند.



مثال ۷-۱۰: مطلوب است محاسبه ضرایب پیرسون برای چولگی داده های بارش روزانه مثال ۷-۹

حل: بر اساس حل مثال ۷-۹ داریم: $\bar{X} = 138.9 \text{ (mm)}$, $\text{Median} = 142.5 \text{ (mm)}$, $\text{St.Dev.} = 20.2 \text{ (mm)}$

لذا بر اساس رابطه (۷-۴۲) برای ضریب چولگی اول پیرسون داریم:

$$\text{چولگی} = \frac{3 \times (138.9 - 142.5)}{20.2} = -0.53$$

لذا چولگی به سمت چپ است. برای محاسبه ضریب چولگی دوم پیرسون نیاز به محاسبه نما است و لذا:

$$I = 140, f = 20, f_1 = 10, f_2 = 15, C = 10$$

$$\text{نما} = 140 + \frac{20 - 10}{(20 - 10) + (20 - 15)} \times 10 = 146.67 \text{ (mm)} \quad \text{و}$$

$$\text{چولگی} = \frac{138.9 - 146.67}{20.2} = -0.38 \quad \text{پس بر اساس رابطه (۷-۴۳) داریم:}$$

مثال ۷-۱۱: مطلوب است محاسبه ضریب چولگی داده های بارش مثال ۷-۹.

حل: خلاصه محاسبات گشتاور مرتبه سوم در جدول ۷-۹ آمده است. لذا بر اساس این

$$\text{جدول: } C_s = \frac{\hat{\mu}_3}{s^3} = \frac{-2100.46}{20.2^3} = -0.25$$

جدول ۷-۹ محاسبه واریانس داده های بارش روزانه

بارش روزانه (mm)	نماینده دسته x_i (mm)	$(x_i - \bar{X})$ (mm)	$(x_i - \bar{X})^3$ (mm) ³	فراوانی مطلق	فراوانی نسبی $f(x_i)$	$f(x_i)(x - \bar{X})^3$
۱۰۰-۱۱۰	۱۰۵	-۳۳/۹	-۳۸۹۵۸/۲۲	۱۰	۰/۱	-۳۸۹۵/۸۲
۱۱۰-۱۲۰	۱۱۵	-۲۳/۹	-۱۳۶۵۱/۹۲	۱۶	۰/۱۶	-۲۱۸۴/۳۱
۱۲۰-۱۳۰	۱۲۵	-۱۳/۹	-۲۶۸۵/۶۲	۹	۰/۰۹	-۲۴۱/۷۱
۱۳۰-۱۴۰	۱۳۵	-۳/۹	-۵۹/۳۲	۱۰	۰/۱	-۵/۹۳
۱۴۰-۱۵۰	۱۴۵	۶/۱	۲۲۶/۹۸	۲۰	۰/۲	۴۵/۴
۱۵۰-۱۶۰	۱۵۵	۱۶/۱	۴۱۷۳/۲۸	۱۵	۰/۱۵	۶۲۵/۹۹
۱۶۰-۱۷۰	۱۶۵	۲۶/۱	۱۷۷۷۹/۵۸	۲۰	۰/۲	۳۵۵۵/۹۲
$\sum = -2100.46$ $N = \sum f = 100$						

۷-۴ تحلیل فراوانی یا فرایند برازش توابع توزیع احتمال به داده ها

موضوع انتخاب نوع تابع توزیع احتمال برای داده های مورد استفاده در هیدرولوژی تحلیل فراوانی نام دارد. متغیرهای

هیدرولوژیکی را می توان به دو صورت تحلیل نمود. یکی به صورت توصیفی (Descriptive) و دیگری استنتاجی

(Inferential). روش توصیفی (کاربرد در هیدرولوژی مهندسی)، در حقیقت تحلیل داده های تاریخی جهت انتخاب نوع

توزیع آماری مناسب است، که می تواند از بین توزیع های شناخته شده باشد. با انتخاب نوع توزیع آماری می توان وضعیت

عملکرد پروژه های منابع آب را در آینده پیش بینی نمود. با انتخاب یک تابع توزیع احتمال، می توان از کلیه خواص آن

جهت پیش بینی وضعیت آینده استفاده نمود. یعنی فرض بر این است که رفتار هیدرولوژیکی در آینده نیز حفظ خواهد شد. بایستی توجه داشت که همه توزیع های تئوریک، توصیف کننده دقیق واقعیت های طبیعی نیستند و تقریب ها و احتیاط هایی در کاربرد آن ها برای داده های مشاهداتی مد نظر بوده است. در جدول ۷-۱۰ خلاصه توابع توزیع احتمال، مورد کاربرد در هیدرولوژی، به انضمام پارامترهای آن درج گردیده است. در ادامه به تشریح و موارد کاربرد هر یک از این توزیع ها پرداخته و مثال های کاربردی از آن ها در هیدرولوژی ارائه شده است.

جدول ۷-۱۰ توابع توزیع احتمال مورد کاربرد در هیدرولوژی

نام توزیع	تابع توزیع احتمالی	محدوده تغییرات	میانگین (μ یا $\bar{X}$)	واریانس (σ^2 یا s^2)
دو جمله ای (Binomial)	$P(x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} P^x (1-p)^{n-x}$	$0 \leq x \leq n$	np	$np(1-p)$
پواسون (Poisson)	$p(x) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!}$	$0 \leq x \leq n$	λ	λ
یکنواخت (Uniform)	$f(x) = \frac{1}{b-a}$	$a \leq x \leq b$	$\frac{(a+b)}{2}$	$\frac{(b-a)^2}{12}$
نمایی (Exponential)	$f(x) = \frac{1}{a} e^{-\left(\frac{x}{a}\right)}$	$0 \leq x \leq +\infty$	a	a^2
نرمال (Normal)	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(x-\mu)^2 / 2\sigma^2\right]$	$-\infty \leq x \leq +\infty$	μ	σ^2
لاگ نرمال (Lognormal)	$f(y) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(y-\mu_y)^2 / 2\sigma_y^2\right]$	$-\infty \leq y \leq +\infty$ $0 \leq x \leq +\infty$	μ_y	σ_y^2
گاما (Gamma)	$f(x) = \frac{x^a \exp(-x/\beta)}{\beta^{a+1}\Gamma(a+1)}$	$0 \leq x \leq +\infty$	$\beta(a+1)$	$\beta^2(a-1)$
مقادیر حدی (Extreme value)	$f(x) = \alpha \exp\{-\alpha(x-\mu) - \exp(-\alpha(x-\mu))\}$	$-\infty \leq x \leq +\infty$	$\mu + \frac{0.5772}{\alpha}$	$\frac{\pi^2}{6\alpha^2}$

۷-۴-۱ توابع توزیع با متغیرهای گسسته

توابع توزیع برای متغیرهای گسسته برای رخ دادهایی به کار می رود که نتیجه این رخدادها، موفقیت (Success) یا شکست (Failure) است. این رخدادها در هیدرولوژی همانند سیلابی بودن یا نبودن، ابری بودن یا نبودن، شکست سازه هیدرولیکی یا پابرجا بودن آن به کرات بررسی می شود. فرض های اساسی این توزیع آن است که n رخداد مستقل از هم بوده و فقط هر رخداد یا اتفاق می افتد یا نمی افتد (دو حالت) و احتمال هر پیشامد در طول تکرارهای مختلف ثابت است. از مهم ترین توزیع های احتمالاتی با متغیرهای گسسته، می توان به توزیع دو جمله ای و توزیع پواسون اشاره کرد.

توزیع دوجمله ای

اگر X متغیر تصادفی، n تعداد تکرار و p احتمال وقوع باشد، آنگاه احتمال عدم وقوع $q = (1-p)$ است و لذا احتمال رویداد $X = x$ برابر است با:

$$P(X = x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x (1-p)^{n-x} \quad ۴۴-۷$$

مثال ۷-۱۲: بر اساس داده های مشاهداتی نسبتاً طولانی برای ماه فروردین، احتمال بارانی بودن روزانه در این ماه ۱۰٪ است. برای انجام یک کار تعمیراتی در طی این ماه که ۱۰ روز طول میکشد، هدف برآورد احتمال عدم وقوع بارش در این ۱۰ روز است. دو روز بارش در ۱۲ روز کاری نیز مجاز است. مطلوب است احتمال انجام به موقع کار (احتمال اینکه در این ۱۲ روز بارش روی دهد

حل: از معادله توزیع دو جمله ای (۴۴-۷):

$$n = 10, p = 0.1, q = 0.9, x = 0, \quad P(X = 0) = \frac{10!}{0!(10-0)!} (0.1)^0 (0.9)^{10} = 0.35$$

$$n = 12, p = 0.1, q = 0.9, x = 2, \quad P(X = 2) = \frac{12!}{2!(12-2)!} (0.1)^2 (0.9)^{10} = 0.23 \quad \text{در حالت دوم:}$$

$$P(x=2) + P(x=1) + P(x=0) = ?$$

توزیع پواسون

اگر در توزیع دو جمله ای n به سمت بی نهایت میل کند، p به سمت صفر میل کرده و حاصل ضرب آنها np مقدار ثابتی نظیر λ خواهد داشت. در این صورت توزیع، پواسون خواهد بود. در عمل نیاز نیست که واقعا $p \rightarrow 0$ و $n \rightarrow \infty$ میل کند، بلکه اگر p نسبتاً کوچک و n بطور نسبی زیاد باشد، می توان از تابع پواسون زیر استفاده کرد:

$$p(X = x) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!} \quad ۴۵-۷$$

در هیدرولوژی، عمدتاً مسائل حدی (با احتمال وقوع p متناسب با دوره آمار مشاهداتی n) با توزیع پواسون برآورد می شود، به شرط آنکه مقدار احتمال p نسبت به مقدار n کوچک باشد. به ویژه توزیع پواسون در تعیین احتمال خشکسالی در دوره زمانی معین، تعداد روزهای بارش برای موقعیتی خاص، و برآورد احتمال وقوع سیلاب با دوره بازگشت زیاد بکار می رود.

مثال ۷-۱۳: براساس آمار ۹۴ ساله ایستگاه هیدرومتری مقطع رودخانه ای، احتمال افزایشی دبی $Q_i = 100 \text{ (m}^3/\text{s)}$ ، $p = 0.02326$ است. با فرض استقلال وقوع سیلاب های سالانه، مطلوبست برآورد احتمال وقوع ۴ سیلاب با دبی بیشتر از $Q_i = 100 \text{ (m}^3/\text{s)}$ طی ۱۰ سال آینده و نیز احتمال عدم وقوع این سیلاب در این مدت.

حل: بر اساس رابطه (۴۵-۷) داریم:

$$\lambda = np = 10 \times 0.02326 = 0.2326, x = 4, P(X = 4) = \frac{(0.2326)^4 \times e^{-0.2326}}{4!} = 0.0000966$$

$$P(X = 0) = \frac{(0.2326)^0 \times e^{-0.2326}}{0!} = 0.7925$$

همچنین در حالت دوم:

۴-۲-۷ توابع توزیع با متغیرهای پیوسته

متغیرهای هیدرولوژیکی تصادفی پیوسته با توابع توزیع احتمالی پیوسته برازش می شوند. اینجا توابع توزیع با متغیرهای پیوسته ای که در هیدرولوژی بیشتر کار برآورد دارند معرفی و مثال های کاربردی هر یک ارائه می شود.

توزیع نرمال

توزیع نرمال یا توزیع گوسی (Guassian distribution)، دارای تابع چگالی احتمال (PDF) و نمودار یک زنگوله متقارن است. با متغیر تصادفی پیوسته، تابع آن به شکل زیر تعریف می شود:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(x-\mu)^2 / 2\sigma^2\right] \quad (46-7)$$

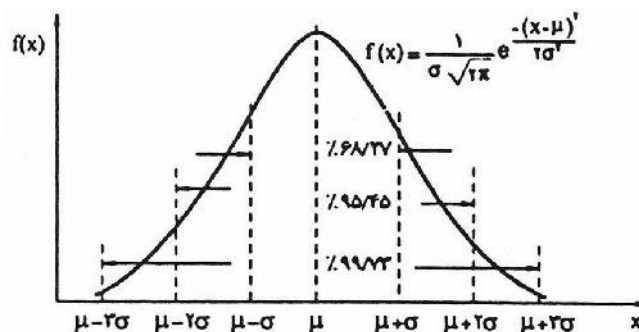
دو پارامتر این توزیع میانگین μ و انحراف معیار σ است که برای داده های محدود به ترتیب با $\bar{X}$ و s برآورد می شود. با یک تغییر متغیر ساده می توان آن را به یک تابع تک پارامتره تبدیل نمود. با تعریف $t = (x-\mu) / \sigma$ و $dx = \sigma dt$ داریم:

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) \quad (47-7)$$

و لذا تابع توزیع تجمعی (CDF) آن برابر است با:

$$F(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du \quad (48-7)$$

متغیر t به عنوان متغیر استاندارد نرمال نامیده شده که دارای توزیع نرمال با میانگین صفر و انحراف معیار یک است. در جدول ۷-۱۱ مقادیر مساحت زیر منحنی نرمال استاندارد درج گردیده که پس از استاندارد کردن متغیرها قابل کاربرد است. در نمودار ۷-۷ مقادیر مساحت زیر منحنی نرمال برای سه مقدار مختلف نشان داده شده است.



نمودار ۷-۷ منحنی توزیع نرمال

چهار شرط اصلی برای متغیری که در تابع توزیع نرمال بکار می رود بایستی برقرار باشد:

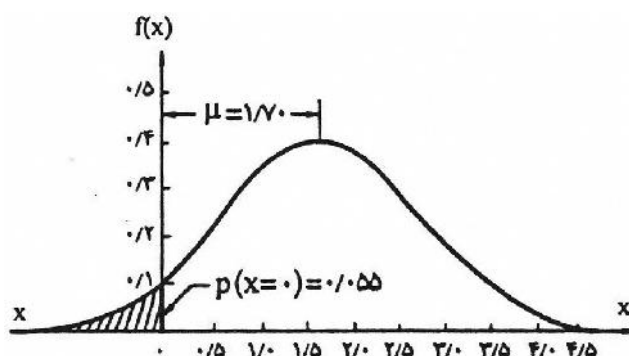
- ۱- عوامل بسیار زیادی بر روی مقادیر متغیر ناشی از پیشامد موثر باشد،
- ۲- هر عامل بطور جداگانه تاثیر جزئی بر پیشامد داشته باشد،
- ۳- تاثیر هر عامل، مستقل از تاثیر دیگر عوامل باشد،
- ۴- تاثیر عوامل مختلف بر روی پیشامد قابل جمع کردن باشد.

تابع توزیع نرمال و به ویژه استاندارد آن در تئوری احتمالات جایگاه ویژه ای دارد. این تابع برای موارد زیر کاربرد دارد:

- ۱- تقریب زدن خطاهای تصادفی مرتبط با مشاهدات یا اندازه گیری های هیدرولوژیکی،
- ۲- برای مقایسه توزیع های دیگر غیر نرمال،
- ۳- برای میانگین های متغیرهای هیدرولوژیکی،
- ۴- تولید اعداد تصادفی به عنوان گام مهمی در تولید داده در هیدرولوژی.

عموماً توزیع درازمدت داده های هیدرولوژیکی تقریباً نرمال است. به عنوان مثال دبی های سالانه در ایستگاه های هیدرومتری روی رودخانه ها با توزیع نرمال همخوانی دارد، در حالیکه دبی های روزانه دارای توزیع نرمال نیست.

توزیع حاصل از داده های مشاهداتی هیدرولوژیکی را توزیع تجربی (Empirical distribution) نامند. در واقع مسئله مهم برآزش توزیع نرمال به مقادیر تجربی داده های هیدرولوژیکی، تغییر متغیر توزیع نرمال از $-\infty$ تا $+\infty$ است. ولی اغلب متغیرهای هیدرولوژیکی، نظیر دبی، مقداری مثبت دارند و نمی توانند دارای مقادیر منفی باشد. از طرف دیگر، برخی متغیرهای هیدرولوژیکی ممکن است برای طولانی مدت دارای مقادیر صفر باشد، مانند تبخیر و بارش. در چنین حالتی مقدار صفر، جرم احتمالی کمی دارد. لذا جرم احتمالی برای $x=0$ به صورت تئوریک این چنین تفسیر می شود که مجموع چگالی های احتمالی برای مقادیر منفی از $-\infty$ تا صفر مطابق نمودار ۷-۸ است.



نمودار ۷-۸ قسمت منفی تابع چگالی احتمال نرمال را می توان در قسمت $P(X=0)$ به عنوان خطای توزیع نرمال فرض کرد

مثال ۷-۱۴: مطلوبست برآورد سطح زیر منحنی نرمال استاندارد: (۱) بین $t=0$ تا $t=1.2$ ، (۲) بین $t=-0.46$ تا $t=2.21$.

حل: بر اساس جدول ۷-۱۱ و مطابق نمودار داریم:

$$P(0 \leq x \leq 1.2) = 0.3849 - 0 = 0.3849$$

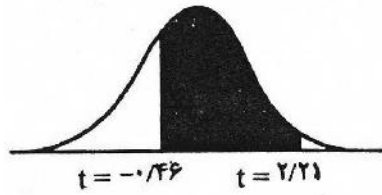
الف-

ب- (مساحت بین $t=0$ تا $t=2.21$) + (مساحت بین $t=-0.46$ تا $t=0$) $P(-0.46 \leq x \leq 2.21) =$

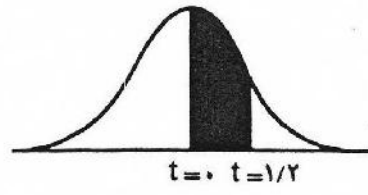
که بنا به تقارن منحنی توزیع نرمال، مساحت بین $t = -0.46$ تا $t = 0$ برابر با مساحت بین $t = 0$ تا $t = 0.46$ است و

$$P(-0.46 \leq x \leq 2.21) = 0.1772 + 0.4865 = 0.6637$$

لذا با استفاده از جدول ۷-۱۱ می توان نوشت



(ب)



(الف)

نمودار ۷-۹ مساحت زیر منحنی نرمال (الف) بین $t = 0$ تا $t = 1.2$ (ب) $t = -0.46$ تا $t = 2.21$

$$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad \text{جدول ۷-۱۱ مساحت زیر منحنی نرمال}$$

t	۰۰	۰۱	۰۲	۰۳	۰۴	۰۵	۰۶	۰۷	۰۸	۰۹
۰/۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۸۰	۰/۰۱۲۰	۰/۰۱۵۹	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۳۹	۰/۰۲۷۹	۰/۰۳۱۹	۰/۰۳۵۹
۰/۱	۰/۰۳۹۸	۰/۰۴۳۸	۰/۰۴۷۸	۰/۰۵۱۷	۰/۰۵۵۷	۰/۰۵۹۶	۰/۰۶۳۶	۰/۰۶۷۵	۰/۰۷۱۴	۰/۰۷۵۳
۰/۲	۰/۰۷۹۳	۰/۰۸۳۲	۰/۰۸۷۱	۰/۰۹۱۰	۰/۰۹۴۸	۰/۰۹۸۷	۰/۱۰۲۶	۰/۱۰۶۱	۰/۱۱۰۳	۰/۱۱۴۱
۰/۳	۰/۱۱۷۹	۰/۱۲۱۷	۰/۱۲۵۵	۰/۱۲۰۳	۰/۱۳۳۱	۰/۱۳۶۸	۰/۱۴۰۶	۰/۱۴۴۳	۰/۱۴۸۰	۰/۱۵۱۷
۰/۴	۰/۱۵۵۴	۰/۱۵۹۱	۰/۱۶۲۸	۰/۱۶۶۴	۰/۱۷۰۰	۰/۱۷۳۶	۰/۱۷۷۲	۰/۱۸۰۸	۰/۱۸۴۴	۰/۱۸۷۹
۰/۵	۰/۱۹۱۵	۰/۱۹۵۰	۰/۱۹۸۵	۰/۲۰۱۹	۰/۲۰۵۴	۰/۲۰۸۸	۰/۲۱۲۳	۰/۲۱۵۷	۰/۲۱۹۰	۰/۲۲۲۴
۰/۶	۰/۲۲۵۷	۰/۲۲۹۱	۰/۲۳۲۴	۰/۲۳۵۷	۰/۲۳۸۹	۰/۲۴۲۲	۰/۲۴۵۴	۰/۲۴۸۶	۰/۲۵۱۸	۰/۲۵۴۹
۰/۷	۰/۲۵۸۰	۰/۲۶۱۱	۰/۲۶۴۲	۰/۲۶۷۳	۰/۲۷۰۴	۰/۲۷۳۴	۰/۲۷۶۴	۰/۲۷۹۴	۰/۲۸۲۳	۰/۲۸۵۲
۰/۸	۰/۲۸۸۱	۰/۲۹۱۰	۰/۲۹۳۹	۰/۲۹۶۷	۰/۲۹۹۵	۰/۳۰۲۳	۰/۳۰۵۱	۰/۳۰۷۸	۰/۳۱۰۶	۰/۳۱۳۳
۰/۹	۰/۳۱۵۹	۰/۳۱۸۶	۰/۳۲۱۲	۰/۳۲۳۸	۰/۳۲۶۴	۰/۳۲۸۹	۰/۳۳۱۵	۰/۳۳۴۰	۰/۳۳۶۵	۰/۳۳۸۹
۱/۰	۰/۳۴۱۲	۰/۳۴۳۸	۰/۳۴۶۱	۰/۳۴۸۵	۰/۳۵۰۸	۰/۳۵۳۱	۰/۳۵۵۴	۰/۳۵۷۷	۰/۳۵۹۹	۰/۳۶۲۱
۱/۱	۰/۳۶۴۳	۰/۳۶۶۵	۰/۳۶۸۶	۰/۳۷۰۸	۰/۳۷۲۹	۰/۳۷۴۹	۰/۳۷۷۰	۰/۳۷۹۰	۰/۳۸۱۰	۰/۳۸۳۰
۱/۲	۰/۳۸۴۹	۰/۳۸۶۹	۰/۳۸۸۸	۰/۳۹۰۷	۰/۳۹۲۵	۰/۳۹۴۴	۰/۳۹۶۲	۰/۳۹۸۰	۰/۳۹۹۷	۰/۴۰۱۵
۱/۳	۰/۴۰۳۲	۰/۴۰۴۹	۰/۴۰۶۶	۰/۴۰۸۲	۰/۴۰۹۹	۰/۴۱۱۵	۰/۴۱۳۱	۰/۴۱۴۷	۰/۴۱۶۲	۰/۴۱۷۷
۱/۴	۰/۴۱۹۲	۰/۴۲۰۷	۰/۴۲۲۲	۰/۴۲۳۶	۰/۴۲۵۱	۰/۴۲۶۵	۰/۴۲۷۹	۰/۴۲۹۲	۰/۴۳۰۶	۰/۴۳۱۹
۱/۵	۰/۴۳۳۲	۰/۴۳۴۵	۰/۴۳۵۷	۰/۴۳۷۰	۰/۴۳۸۲	۰/۴۳۹۴	۰/۴۴۰۶	۰/۴۴۱۸	۰/۴۴۳۰	۰/۴۴۴۱
۱/۶	۰/۴۴۵۲	۰/۴۴۶۳	۰/۴۴۷۴	۰/۴۴۸۵	۰/۴۴۹۵	۰/۴۵۰۵	۰/۴۵۱۵	۰/۴۵۲۵	۰/۴۵۳۵	۰/۴۵۴۵
۱/۷	۰/۴۵۵۴	۰/۴۵۶۴	۰/۴۵۷۳	۰/۴۵۸۲	۰/۴۵۹۱	۰/۴۵۹۹	۰/۴۶۰۸	۰/۴۶۱۶	۰/۴۶۲۵	۰/۴۶۳۳
۱/۸	۰/۴۶۴۱	۰/۴۶۴۹	۰/۴۶۵۶	۰/۴۶۶۴	۰/۴۶۷۱	۰/۴۶۷۸	۰/۴۶۸۶	۰/۴۶۹۳	۰/۴۶۹۹	۰/۴۷۰۶
۱/۹	۰/۴۷۱۳	۰/۴۷۱۹	۰/۴۷۲۶	۰/۴۷۳۱	۰/۴۷۳۸	۰/۴۷۴۴	۰/۴۷۵۰	۰/۴۷۵۶	۰/۴۷۶۲	۰/۴۷۶۷
۲/۰	۰/۴۷۷۲	۰/۴۷۷۸	۰/۴۷۸۳	۰/۴۷۸۸	۰/۴۷۹۳	۰/۴۷۹۸	۰/۴۸۰۳	۰/۴۸۰۸	۰/۴۸۱۲	۰/۴۸۱۷
۲/۱	۰/۴۸۲۱	۰/۴۸۲۶	۰/۴۸۳۰	۰/۴۸۳۴	۰/۴۸۳۸	۰/۴۸۴۲	۰/۴۸۴۶	۰/۴۸۵۰	۰/۴۸۵۴	۰/۴۸۵۷
۲/۲	۰/۴۸۶۱	۰/۴۸۶۵	۰/۴۸۶۸	۰/۴۸۷۱	۰/۴۸۷۵	۰/۴۸۷۸	۰/۴۸۸۱	۰/۴۸۸۴	۰/۴۸۸۷	۰/۴۸۹۰
۲/۳	۰/۴۸۹۳	۰/۴۸۹۶	۰/۴۸۹۸	۰/۴۹۰۱	۰/۴۹۰۴	۰/۴۹۰۶	۰/۴۹۰۹	۰/۴۹۱۱	۰/۴۹۱۳	۰/۴۹۱۶
۲/۴	۰/۴۹۱۸	۰/۴۹۲۰	۰/۴۹۲۲	۰/۴۹۲۵	۰/۴۹۲۷	۰/۴۹۲۹	۰/۴۹۳۱	۰/۴۹۳۲	۰/۴۹۳۴	۰/۴۹۳۶
۲/۵	۰/۴۹۳۸	۰/۴۹۴۰	۰/۴۹۴۱	۰/۴۹۴۳	۰/۴۹۴۵	۰/۴۹۴۶	۰/۴۹۴۸	۰/۴۹۴۹	۰/۴۹۵۱	۰/۴۹۵۲
۲/۶	۰/۴۹۵۳	۰/۴۹۵۵	۰/۴۹۵۶	۰/۴۹۵۷	۰/۴۹۵۹	۰/۴۹۶۰	۰/۴۹۶۱	۰/۴۹۶۲	۰/۴۹۶۳	۰/۴۹۶۴
۲/۷	۰/۴۹۶۵	۰/۴۹۶۶	۰/۴۹۶۷	۰/۴۹۶۸	۰/۴۹۶۹	۰/۴۹۷۰	۰/۴۹۷۱	۰/۴۹۷۲	۰/۴۹۷۳	۰/۴۹۷۴

۰/۴۹۸۱	۰/۴۹۸۰	۰/۴۹۸۰	۰/۴۹۷۹	۰/۴۹۷۸	۰/۴۹۷۷	۰/۴۹۷۷	۰/۴۹۷۶	۰/۴۹۷۵	۰/۴۹۷۴	۲/۸
۰/۴۹۸۶	۰/۴۹۸۶	۰/۴۹۸۵	۰/۴۹۸۵	۰/۴۹۸۴	۰/۴۹۸۴	۰/۴۹۸۳	۰/۴۹۸۳	۰/۴۹۸۲	۰/۴۹۸۱	۲/۹
۰/۴۹۹۰	۰/۴۹۹۰	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۹	۰/۴۹۸۸	۰/۴۹۸۸	۰/۴۹۸۷	۰/۴۹۸۷	۰/۴۹۸۷	۳/۰
۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۲	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۱	۰/۴۹۹۰	۳/۱
۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۴	۰/۴۹۹۳	۰/۴۹۹۳	۳/۲
۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۶	۰/۴۹۹۵	۰/۴۹۹۵	۳/۳
۰/۴۹۹۸	۰/۴۹۹۸	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۰/۴۹۹۷	۳/۴
									۰/۴۹۹۹۶۸	۴/۰

مثال ۷-۱۵: دبی میانگین سالانه رودخانه ای به مدت ۲۹ سال مطابق جدول ۷-۱۲ به مقدار ۱۷.۱۴ برآورد می شود. با فرض فراوانی نسبی ویبول $m/(N+1)$ ، که در آن m شماره ردیف سری داده های مرتب شده به صورت صعودی و N مجموع کل داده ها است، مطلوبست برازش توزیع نرمال و تخمین پارامترهای آن به صورت نموداری. این برازش همان تحلیل فراوانی تشریح شده در بخش بعد است.

حل: تعداد دبی های سالانه $N=29$ بوده و فراوانی نسبی داده های مرتب شده به صورت صعودی در جدول ۷-۱۲ محاسبه گردیده است. با ترسیم داده های این جدول بر روی کاغذ احتمال نرمال، مطابق نمودار ۷-۱۰ یک خط مستقیم بین این داده ها برازش می شود. لذا مقادیر پارامترهای توزیع نرمال مطابق نمودار ۷-۱۰ برابر است با:

$$\bar{Q} = 17.14 \left(\frac{m^3}{s} \right), Q_{\%84/13} = 20.4 \left(\frac{m^3}{s} \right), Q_{15.87} = 13.94 \left(\frac{m^3}{s} \right), s = \frac{(20.4 - 13.94)}{2} = 3.23 \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

لذا توزیع فراوانی تجربی با فرض میانگین $17/14 \text{ m}^3/\text{s}$ و انحراف معیار $3/23 \text{ m}^3/\text{s}$ به صورت توزیع نرمال با تابع زیر

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \times 3.23} \exp \left[-(x - 17.14)^2 / 2 \times (3.23)^2 \right]$$

برازش داده شده است.

جدول ۷-۱۲ دبی میانگین سالانه برای مدت ۲۹ سال

سال	دبی میانگین (m^3/s)	مقادیر دبی مرتب شده به صورت صعودی (m^3/s)	رتبه، m	فراوانی نسبی $m/(N+1)$
۱۳۵۱	۱۹/۷۵	۹/۵۲	۱	۰/۰۳۳
۱۳۵۲	۱۸/۸۹	۹/۹۵	۲	۰/۰۶۷
۱۳۵۳	۲۰/۴	۱۰/۰۰	۳	۰/۱
۱۳۵۴	۱۴/۱۱	۱۳/۶۶	۴	۰/۱۳۳
۱۳۵۵	۱۷/۶۳	۱۴/۱۱	۵	۰/۱۶۷
۱۳۵۶	۱۹/۱۹	۱۴/۴۵	۶	۰/۲۰
۱۳۵۷	۱۹/۱۰	۱۵/۱۰	۷	۰/۲۳۳
۱۳۵۸	۱۹/۱۳	۱۵/۴۴	۸	۰/۲۶۷
۱۳۵۹	۱۶/۹۲	۱۵/۷۰	۹	۰/۳۰
۱۳۶۰	۹/۵۲	۱۵/۷۳	۱۰	۰/۳۳۳
	۱۵/۱۰	۱۵/۹۸	۱۱	۰/۳۶۷
	۱۳/۶۶	۱۶/۱۲	۱۲	۰/۴۰
	۱۰/۰۰	۱۶/۲۷	۱۳	۰/۴۳۳
	۱۵/۹۸	۱۶/۲۹	۱۴	۰/۴۶۷
	۲۰/۹۷	۱۶/۹۲	۱۵	۰/۵۰
	۱۴/۴۵	۱۷/۶۳	۱۶	۰/۵۳۳
	۱۸/۱۱	۱۷/۹۱	۱۷	۰/۵۶۷

۰/۶۰	۱۸	۱۸/۰۲	۱۶/۱۲	
۰/۶۲۳	۱۹	۱۸/۱۱	۹/۹۵	
۰/۶۶۷	۲۰	۱۹/۱۰	۱۵/۷۰	
۰/۷۰	۲۱	۱۹/۱۳	۱۷/۹۱	
۰/۷۲۳	۲۲	۱۹/۱۹	۲۰/۳۸	
۰/۷۶۷	۲۳	۱۹/۷۵	۱۶/۲۷	
۰/۸۰	۲۴	۱۹/۸۹	۱۵/۴۴	
۰/۸۲۳	۲۵	۲۰/۳۸	۱۶/۲۹	
۰/۸۶۷	۲۶	۲۰/۴۰	۱۸/۰۲	
۰/۹۰	۲۷	۲۰/۶۳	۲۰/۶۳	
۰/۹۳۳	۲۸	۲۰/۹۷	۲۱/۶۵	۱۳۷۸
۰/۹۶۷	۲۹	۲۱/۶۵	۱۵/۷۳	۱۳۷۹

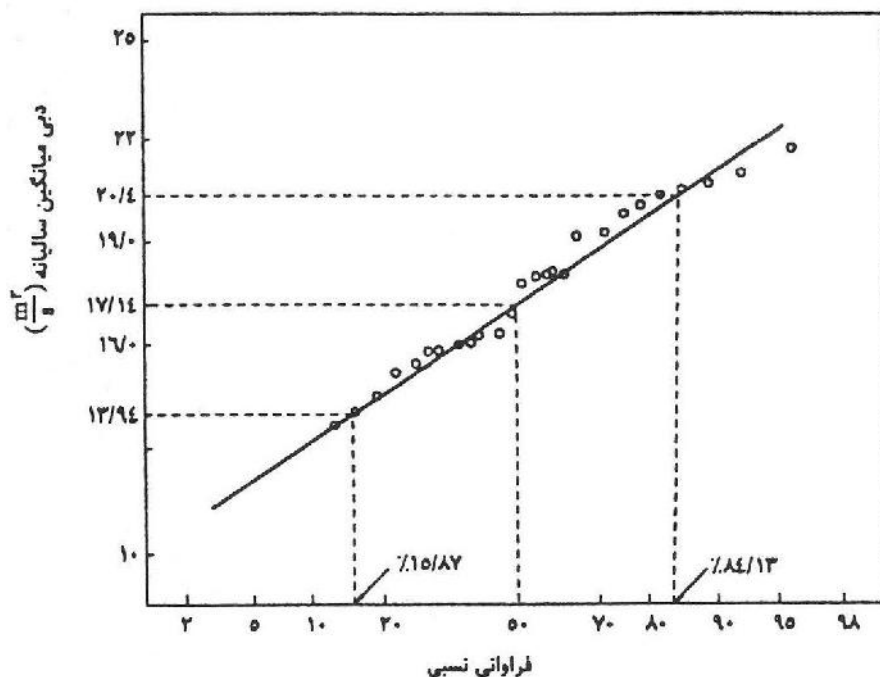
مثال ۷-۱۶: با فرض اینکه حجم رواناب سالانه حوضه ابریزی از توزیع نرمال با میانگین (mm) ۲۳۹۰ و انحراف معیار (mm) ۵۶۷ تبعیت می کند مطلوب است احتمال اینکه رواناب سالانه بیشتر از (ha.m) ۳۰۰۰ باشد همچنین احتمال اینکه حجم رواناب سالانه بین ۱۸۰۰ تا (ha.m) ۲۸۰۰ باشد چقدر است؟

حل: برای استفاده از جدول ۷-۱۱ نیاز به استاندارد کردن متغیر بر اساس مقادیر میانگین و انحراف معیار است. لذا:

$$P(X \geq 3000) = P(t \geq \frac{3000 - 2390}{567}) = P(t \geq 1.076) = 0.5 - P(t \leq 1.076) = 0.5 - 0.359 = 0.141$$

برای قسمت دوم مثال داریم:

$$P(1800 \leq X \leq 2800) = P(\frac{1800 - 2390}{567} \leq t \leq \frac{2800 - 2390}{567}) = P(-1.0406 \leq t \leq 0.7231) = 0.26493 + 0.35074 = 0.6157$$



نمودار ۷-۱۰ دبی میانگین سالانه بر اساس فراوانی نسبی روی کاغذ احتمال نرمال

مثال ۷-۱۷: بارش سالانه منطقه ای با احتمال ۴۰٪ بیش از ۷۲۰ mm و با احتمال ۳۲/۵٪ بیش از ۷۸۰ mm برآورد شده است. با فرض تبعیت بارش سالانه از توزیع نرمال، مطلوب است احتمال تجاوز بارش سالانه از ۹۰۰ mm در این منطقه.

حل: با فرض مقادیر میانگین و انحراف معیار بارش سالانه به ترتیب برابر μ و σ ، می توان نوشت:

$$t_1 = \frac{720 - \mu}{\sigma}, \quad t_2 = \frac{780 - \mu}{\sigma}$$

$$P(X \geq t_1) = 0.4, \quad P(X \geq t_2) = 0.325, \quad P(X \leq t_1) = 0.5 - 0.4 = 0.1, \quad P(X \leq t_2) = 0.5 - 0.325 = 0.175$$

$$t_1 = 0.25 \Rightarrow 0.25 = \frac{720.0 - \mu}{\sigma}, \quad t_2 = 0.45 \Rightarrow 0.45 = \frac{780.0 - \mu}{\sigma} \quad \text{براساس جدول ۷-۱۱ می توان نوشت:}$$

$$\mu = 645(\text{mm}), \quad \sigma = 300(\text{mm}) \quad \text{از این رو:}$$

$$t_3 = \frac{900 - \mu}{\sigma} = \frac{900 - 645}{300} = 0.85 \quad P(X \geq 0.85) = 0.5 - P(X \leq 0.85) = 0.5 - 0.3023 = 0.1977 \quad \text{حال:}$$

توزیع لوگ نرمال

برخی متغیرهای هیدرولوژیکی دارای توزیعی با چولگی به سمت راست هستند، که عمدتاً ناشی از نامنفی بودن متغیر و نیز محدود نبودن حد بالایی تغییرات متغیر است. از اینرو اینگونه متغیرها از توزیع نرمال تبعیت نمی کنند و لذا لگاریتم متغیر با توزیع نرمال تطابق بهتری نشان می دهد. تابع PDF توزیع لاگ نرمال به صورت:

$$f(y) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(y - \mu_y)^2 / 2\sigma_y^2\right] \quad (۴۹-۷)$$

که در آن $y = \ln x$ با میانگین μ_y و انحراف معیار σ_y برای مقادیر y است.

روابط بین مشخصات آماری متغیر x با متغیر y عبارتست از:

$$\mu = \exp\left(\mu_y + \frac{\mu_y^2}{2}\right) \quad (۵۰-۷)$$

$$\sigma = \mu^2 \left[\exp(\sigma_y^2) - 1 \right] \quad (۵۱-۷)$$

$$C_v = \left[\exp(\sigma_y^2) - 1 \right]^{0.5} \quad (۵۲-۷)$$

$$C_s = 3C_v + C_v^3 \quad (۵۳-۷)$$

بایستی توجه نمود که μ_y در حقیقت میانگین لگاریتم های x یا همان میانگین y ها است و نبایستی با لگاریتم میانگین

x ها اشتباه نمود و همین طور σ_y انحراف معیار لگاریتم های x یا انحراف معیار y هاست و نه لگاریتم انحراف معیار x ها،

که رابطه بین میانگین μ و انحراف معیار σ مقادیر x ها با میانگین μ_y و انحراف معیار σ_y مقادیر y ها بر اساس روابط

(۵۰-۷) و (۵۱-۷) ارائه شده است.

مثال ۷-۱۸: مطلوب است برازش دبی میانگین اردیبهشت ماه رودخانه ای به مدت ۲۹ سال مطابق جدول ۷-۱۳ و تعیین پارمترهای میانگین و انحراف معیار توزیع لاگ نرمال به صورت نموداری.

حل: با ترسیم مقادیر دبی های مرتب شده به صورت صعودی روی کاغذ لگاریتمی احتمال نرمال که محور عمودی آن دبی های میانگین و محور افقی آن فراوانی نسبی دبی هاست و برازش خط بین این نقاط (نمودار ۷-۱۱) ترسیم گردیده داریم:

$$\mu = \text{Log } 6.29 = 0.799 \quad , \quad \sigma_y = \frac{(\text{Log } 7.25 - \text{Log } 5.44)}{2} = 0.063$$

بدیهی است رابطه بین $\text{Log}_{10}x$ با $\text{Ln}x$ (لگاریتم در مبنای نپرین) به صورت $\text{Ln}x = 2.3\text{Log}_{10}x$ است.

جدول ۷-۱۳ دبی میانگین اردیبهشت ماه برای مدت ۲۹ سال

دبی میانگین (m^3/s)	مقادیر دبی میانگین مرتب شده به صورت صعودی (m^3/s)	رتبه، m	فراوانی نسبی $m/(N+1)$
۷/۷۴	۵/۰۷	۱	۰/۰۳۳
۹/۵۲	۵/۳۰	۲	۰/۰۶۷
۷/۴۲	۵/۳۰	۳	۰/۱۰
۶/۷۴	۵/۶۴	۴	۰/۱۳۳
۵/۹۲	۵/۷۲	۵	۰/۱۶۷
۶/۷۲	۵/۷۵	۶	۰/۲۰
۷/۹۱	۵/۸۱	۷	۰/۲۳۳
۶/۱۲	۵/۸۱	۸	۰/۲۶۷
۶/۵۷	۵/۸۴	۹	۰/۳۰
۵/۳۰	۵/۹۲	۱۰	۰/۳۳۳
۵/۳۰	۶/۱۲	۱۱	۰/۳۶۷
۵/۰۷	۶/۲۶	۱۲	۰/۴۰
۵/۷۵	۶/۲۶	۱۳	۰/۴۳۳
۵/۸۴	۶/۲۷	۱۴	۰/۴۶۷
۶/۲۹	۶/۲۹	۱۵	۰/۵۰
۶/۳۰	۶/۳۰	۱۶	۰/۵۳۳
۶/۲۶	۶/۳۵	۱۷	۰/۵۶۷
۶/۸۰	۶/۵۵	۱۸	۰/۶۰
۵/۷۲	۶/۶۹	۱۹	۰/۶۳۳
۵/۸۱	۶/۷۲	۲۰	۰/۶۶۷
۷/۴۲	۶/۷۲	۲۱	۰/۷۰
۶/۹۴	۶/۷۴	۲۲	۰/۷۳۳
۶/۹۴	۶/۷۴	۲۳	۰/۷۶۷
۶/۲۶	۶/۸۰	۲۴	۰/۸۰
۵/۸۱	۶/۹۴	۲۵	۰/۸۳۳
۶/۲۶	۷/۴۲	۲۶	۰/۸۶۷
۵/۶۴	۷/۴۲	۲۷	۰/۹۰
۶/۷۲	۷/۷۴	۲۸	۰/۹۳۳
۶/۵۵	۷/۹۱	۲۹	۰/۹۶۷

۵-۷ روش های دیگر تحلیل فراوانی

در تحلیل فراوانی داده های هیدرولوژیکی و برازش توابع احتمالاتی با این گونه داده ها، دو روش عمده مطرح است، یکی استفاده از روش ترسیمی برای توزیع تجمعی داده ها و دیگری روش استفاده از ضرایب فراوانی جهت برازش تابع توزیع احتمالاتی. روش اول که همان ترسیم توزیع تجمعی است، به ویژه برای تعیین احتمال یک واقعه با مقدار مشخص کاربرد دارد. به عنوان یک قاعده کلی، بایستی در نظر داشت که از تحلیل فراوانی با داده های کمتر از ۱۰ عدد و نیز پیش بینی وقایع با طول بیش از دو برابر طول دوره آماری موجود، بایستی اجتناب نمود.

۱-۵-۷ روش ترسیمی

در این روش، برای هر مقدار متغیر هیدرولوژیکی، یک فراوانی نسبی محاسبه و سپس روی کاغذ احتمالاتی مربوطه، مقادیر متغیر در مقابل فراوانی نسبی آن ترسیم می شود. برای وقایع حداکثر هیدرولوژیکی، نظیر دبی سیلاب، بارش حداکثر، جهت بدست آوردن فراوانی نسبی لازم است داده های هیدرولوژی را به ترتیب نزولی مرتب کرده و شماره ی ردیف هر مقدار را تعیین و فراوانی نسبی آن از رابطه ی ویبول (Weibull) به صورت $(\frac{m}{N+1})$ که N تعداد کل سال های آماری است، به دست می آید. لازم به ذکر است که براساس محاسبه ی فراوانی نسبی وقایع حداقل، نظیر دبی کم ابی و بارش حداقل، نیاز است این داده ها را به ترتیب صعودی مرتب و فراوانی نسبی آن ها را محاسبه کنیم. برای محاسبه ی فراوانی نسبی در هیدرولوژی، به جز رابطه ی ویبول، روابط تجربی دیگری مطابق جدول ۷-۱۴ ارائه گردیده است که هر رابطه در شرایط خاص خود کاربرد دارد، ولی در اغلب تحلیل های فراوانی توصیه گردیده که از رابطه ی ویبول استفاده شود.

جدول ۷-۱۴ روابط مختلف جهت تعیین مقدار فراوانی نسبی

نام فرمول	فراوانی نسبی
کالیفرنیا (California)	$\frac{m}{N}$
ویبول (Weibul)	$\frac{m}{N+1}$
هیزن (Hazen)	$\frac{(2m-1)}{N}$
بیرد (Beard)	$1 - (0.5)^{\frac{1}{N}}$
چگودیف (Chegadayeve)	$(\frac{m-0.3}{N+0.4})$
بلوم (Blom)	$(\frac{m - \frac{3}{8}}{N + 0.25})$
توکی (Tukey)	$(\frac{3m-1}{3N+1})$
گرینگورتن (Gringorten)	$(\frac{m-0.44}{N+0.12})$

در هیدرولوژی غالباً به جای کاربرد فراوانی نسبی از احتمال یا دوره ی بازگشت (T_r) استفاده می شود. دوره برگشت عبارت است از تعداد سال هایی است که به طور میانگین بین وقوع دو حادثه مشابه وجود دارد. بر حسب تعریف:

$$T_r = \frac{1}{p} \quad (54-7)$$

لذا وقوع یک متغیر هیدرولوژیکی با دوره ی بازگشت ۲۰ سال به مفهوم احتمال وقوع $p=0.05$ است و به طور مشابه احتمال وقوع $p=0.05$ معادل دوره ی بازگشت ۲ سال است.

مثال های (۷-۱۵) و (۷-۱۸) مواردی از کاربرد روش ترسیمی برای تحلیل فراوانی است که البته برای احتمال $P(X \leq x)$ یا آنالیز حداقل ها به کار رفته و لذا احتمال برابری یا کمتر بودن محاسبه گردیده است. از این رو مرتب کردن دبی ها در هر دو مثال به صورت صعودی صورت گرفته است و فراوانی نسبی یا رابطه ویبول محاسبه گردیده است.

۷-۵-۲ روش ضریب فراوانی

روش دوم تحلیل فراوانی، با استفاده از ضریب فراوانی توسط V.T.Chow پیشنهاد گردید. معادله ی عمومی برای تحلیل فراوانی به صورت زیر است:

$$x = \bar{X} + Ks \quad (55-7)$$

که در آن K ضریب فراوانی (Frequency factor) و s انحراف معیار است. در توزیع های دو پارامتری، مقدار K فقط با احتمال متناظر با آن، دوره ی بازگشت تغییر می کند. ولی در توزیع های دارای چولگی، ضریب K با ضریب چولگی تغییر کرده و به تعداد سال های آماری نیز بستگی زیادی دارد. اینجا به تعیین مقدار K در توزیع های مختلف می پردازیم.

لوگ پیرسون نوع سوم: مقادیر ضریب فراوانی برای توزیع های پیرسون نوع سوم (حسابی و لگاریتمی) در جدول ۷-۱۵ بر اساس مقادیر مختلف احتمال یا دوره بازگشت و ضریب چولگی درج گردیده است. برای برازش توزیع، ابتدا از مقادیر سیلاب سالانه لگاریتم گرفته می شود ($y = \log x$) و سپس مقادیر میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی لگاریتم ها محاسبه و از روی آن مقدار K برای هر احتمال یا دوره بازگشت از جدول ۷-۱۵ استخراج شود. حال مقدار Q برای هر دوره بازگشت یا احتمال مورد نظر از رابطه:

$$\text{Log} Q = \bar{Y} + Ks_y \quad (56-7)$$

محاسبه می شود. بایستی توجه نمود که $K = f(T_r, C_s)$ ، تابع هر دو مقدار احتمال یا دوره بازگشت و ضریب چولگی است. از آن جا که ضریب چولگی دارای تغییرات بیشتری نسبت به میانگین است، بیرد (Beard) پیشنهاد نمود که از

ضرایب منطقه ای چولگی برای تحلیل سیلاب استفاده شود، مگر اینکه تعداد سال های آماری در ایستگاه مورد نظر از ۱۰۰ سال بیشتر باشد. لذا در عمل توصیه می شود که به جای تحلیل های نقطه ای از تحلیل های منطقه ای برای سیلاب استفاده شود. استفاده از لگاریتم اعداد در جهت کاهش چولگی بسیار موثر است. برای رفع مشکل تعداد کم نمونه ها، هیزن (Hazen) پیشنهاد نمود که ضریب چولگی اصلاحی $\bar{C}_s$ برای روش پیرسون نوع سوم به صورت زیر به کار رود:

$$\bar{C}_s = (1 + \frac{8.5}{N}) C_s \quad (57-7)$$

که در آن C_s چولگی نمونه ها و N تعداد نمونه ها یا سال های آماری است.

جدول ۷-۱۵ ضریب فراوانی K در توزیع پیرسون نوع سوم

چولگی	دوره بازگشت (سال)										
	۱۰۱/۰	۵۲۶/۰	۱۱۱/۱	۲۵۰/۱	۲	۵	۱۰	۲۵	۵۰	۱۰۰	۲۰۰
	۹۹	۹۵	۹۰	۸۰	۵۰	۲۰	۱۰	۴	۲	۱	۰/۵
C_s	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)	(۶)	(۷)	(۸)	(۹)	(۱۰)	(۱۱)	(۱۲)
چولگی مثبت											
۳/۰	۰/۶۶۷	۰/۶۶۵	۰/۶۶۰	۰/۶۳۶	۰/۳۹۶	۰/۴۲۰	۱/۱۸۰	۲/۲۷۸	۳/۱۵۲	۴/۰۵۱	۴/۹۷۰
۲/۹	۰/۶۹۰	۰/۶۸۸	۰/۶۸۱	۰/۶۵۱	۰/۳۹۰	۰/۴۴۰	۱/۱۹۵	۲/۲۷۷	۳/۱۳۴	۴/۰۱۳	۴/۹۰۹
۲/۸	۰/۷۱۴	۰/۷۱۱	۰/۷۰۲	۰/۶۶۶	۰/۳۸۴	۰/۴۶۰	۱/۲۱۰	۲/۲۷۵	۳/۱۱۴	۳/۹۷۳	۴/۸۴۷
۲/۷	۰/۷۴۰	۰/۷۳۶	۰/۷۲۴	۰/۶۸۱	۰/۳۷۶	۰/۴۷۹	۱/۲۲۴	۲/۲۷۲	۳/۰۹۳	۳/۹۳۲	۴/۷۸۳
۲/۶	۰/۷۶۹	۰/۷۶۲	۰/۷۴۷	۰/۶۹۶	۰/۳۶۸	۰/۴۹۹	۱/۲۳۸	۲/۲۶۷	۳/۰۷۱	۳/۸۸۹	۴/۷۱۸
۲/۵	۰/۷۹۶	۰/۷۹۰	۰/۷۷۱	۰/۷۱۱	۰/۳۶۰	۰/۵۱۸	۱/۲۵۰	۲/۲۶۲	۳/۰۴۸	۳/۸۴۵	۴/۶۵۲
۲/۴	۰/۸۳۲	۰/۸۱۹	۰/۷۹۵	۰/۷۲۵	۰/۳۵۱	۰/۵۳۷	۱/۲۶۲	۲/۲۵۶	۳/۰۲۳	۳/۸۰۰	۴/۵۸۴
۲/۳	۰/۸۶۷	۰/۸۵۰	۰/۸۱۹	۰/۷۳۹	۰/۳۴۱	۰/۵۵۵	۱/۲۷۴	۲/۲۴۸	۲/۹۹۷	۳/۷۵۳	۴/۵۱۵
۲/۲	۰/۹۰۵	۰/۸۸۲	۰/۸۴۴	۰/۷۵۲	۰/۳۳۰	۰/۵۷۴	۱/۲۸۴	۲/۲۴۰	۲/۹۷۰	۳/۷۰۵	۴/۴۴۴
۲/۱	۰/۹۴۶	۰/۹۱۴	۰/۸۶۹	۰/۷۶۵	۰/۳۱۹	۰/۵۹۲	۱/۲۹۴	۲/۲۳۰	۲/۹۴۲	۳/۶۵۶	۴/۳۷۲
۲/۰	۰/۹۹۰	۰/۹۴۹	۰/۸۹۵	۰/۷۷۷	۰/۳۰۷	۰/۶۰۹	۱/۳۰۲	۲/۲۱۹	۲/۹۱۲	۳/۶۰۵	۴/۳۹۸
۱/۹	۰/۱۰۳۷	۰/۹۸۴	۰/۹۲۰	۰/۷۸۸	۰/۲۹۴	۰/۶۲۷	۱/۳۱۰	۲/۲۰۷	۲/۸۸۱	۳/۵۵۳	۴/۲۳۳
۱/۸	۰/۱۰۸۷	۰/۱۰۲۰	۰/۹۴۵	۰/۷۹۹	۰/۲۸۲	۰/۶۴۳	۱/۳۱۸	۲/۱۹۳	۲/۸۴۸	۳/۴۹۹	۴/۱۴۷
۱/۷	۰/۱۱۴۰	۰/۱۰۵۶	۰/۹۷۰	۰/۸۰۸	۰/۲۶۸	۰/۶۶۰	۱/۳۲۴	۲/۱۷۹	۲/۸۱۵	۳/۴۴۴	۴/۰۶۹
۱/۶	۰/۱۱۹۷	۰/۱۰۹۳	۰/۹۹۴	۰/۸۱۷	۰/۲۵۴	۰/۶۷۵	۱/۳۲۹	۲/۱۶۳	۲/۷۸۰	۳/۳۸۸	۳/۹۹۰
۱/۵	۰/۱۲۵۶	۰/۱۱۳۱	۰/۱۰۱۸	۰/۸۲۵	۰/۲۴۰	۰/۶۹۰	۱/۳۳۳	۲/۱۴۶	۲/۷۴۳	۳/۳۳۰	۳/۹۱۰
۱/۴	۰/۱۳۱۸	۰/۱۱۶۸	۰/۱۰۴۱	۰/۸۳۲	۰/۲۲۵	۰/۷۰۵	۱/۳۳۷	۲/۱۲۸	۲/۷۰۶	۳/۲۷۱	۳/۸۲۸
۱/۳	۰/۱۳۸۳	۰/۱۲۰۶	۰/۱۰۶۴	۰/۸۳۸	۰/۲۱۰	۰/۷۱۹	۱/۳۳۹	۲/۱۰۸	۲/۶۶۶	۳/۲۱۱	۳/۷۴۵
۱/۲	۰/۱۴۴۹	۰/۱۲۴۳	۰/۱۰۸۶	۰/۸۴۴	۰/۱۹۵	۰/۷۳۲	۱/۳۴۰	۲/۰۸۷	۲/۶۲۲	۳/۱۴۹	۳/۶۶۱
۱/۱	۰/۱۵۱۸	۰/۱۲۸۰	۰/۱۰۷۰	۰/۸۴۸	۰/۱۸۰	۰/۷۴۵	۱/۳۴۱	۲/۰۶۶	۲/۵۸۵	۳/۰۸۷	۳/۵۷۵
۱/۰	۰/۱۵۸۸	۰/۱۳۱۷	۰/۱۰۲۸	۰/۸۵۲	۰/۱۶۴	۰/۷۵۸	۱/۳۴۰	۲/۰۴۳	۲/۵۴۲	۳/۰۲۲	۳/۴۸۹
۰/۹	۰/۱۶۶۰	۰/۱۳۵۳	۰/۱۰۴۷	۰/۸۵۴	۰/۱۴۸	۰/۷۶۹	۱/۳۳۹	۲/۰۱۸	۲/۴۹۸	۲/۹۵۷	۳/۴۰۱
۰/۸	۰/۱۷۳۳	۰/۱۳۸۸	۰/۱۰۶۶	۰/۸۵۶	۰/۱۳۲	۰/۷۸۰	۱/۳۳۶	۱/۹۹۳	۲/۴۵۳	۲/۸۹۱	۳/۳۱۲
۰/۷	۰/۱۸۰۶	۰/۱۴۲۳	۰/۱۰۸۳	۰/۸۵۷	۰/۱۱۶	۰/۷۹۰	۱/۳۳۳	۱/۹۶۷	۲/۴۰۷	۲/۸۲۴	۳/۲۲۳
۰/۶	۰/۱۸۸۰	۰/۱۴۵۸	۰/۱۰۲۰	۰/۸۵۷	۰/۰۹۹	۰/۸۰۰	۱/۳۲۸	۱/۹۳۹	۲/۳۵۹	۲/۷۵۵	۳/۱۳۲
۰/۵	۰/۱۹۵۵	۰/۱۴۹۱	۰/۱۰۲۱۶	۰/۸۵۶	۰/۰۸۳	۰/۸۰۸	۱/۳۲۳	۱/۹۱۰	۲/۳۱۱	۲/۶۸۶	۳/۰۴۱

۲/۹۴۹	۲/۶۱۵	۲/۲۶۱	۱/۸۸۰	۱/۳۱۷	۰/۸۱۶	-۰/۰۶۶	-۰/۸۵۵	-۱/۲۳۱	-۱/۵۲۴	-۲/۰۲۹	۰/۴
۲/۸۵۶	۲/۵۴۴	۲/۲۱۱	۱/۸۴۹	۱/۳۰۹	۰/۸۲۴	-۰/۰۵۰	-۰/۸۵۳	-۱/۲۴۵	-۱/۵۵۱	-۲/۱۰۴	۰/۳
۲/۷۶۳	۲/۴۷۲	۲/۱۵۹	۱/۸۱۸	۱/۳۰۱	۰/۸۳۰	-۰/۰۳۳	-۰/۸۵۰	-۱/۲۵۸	-۱/۵۸۶	-۲/۱۷۸	۰/۲
۲/۶۷۰	۲/۴۰۰	۲/۱۰۷	۱/۷۸۵	۱/۲۹۲	۰/۸۳۶	-۰/۰۱۷	-۰/۸۴۶	-۱/۲۷۰	-۱/۶۱۶	-۲/۲۵۲	۰/۱
۲/۵۷۶	۲/۳۲۶	۲/۰۵۴	۱/۷۵۱	۱/۲۸۲	۰/۸۴۲	.	-۰/۸۴۲	-۱/۲۸۲	-۱/۶۴۵	-۲/۳۲۶	۰/۰
۲/۴۸۲	۲/۲۵۲	۲/۰۰۰	۱/۷۱۶	۱/۲۷۰	۰/۸۴۶	۰/۰۱۷	-۰/۸۳۶	-۱/۲۹۲	-۱/۶۷۳	-۲/۱۰۰	-۰/۱
۲/۳۸۸	۲/۱۷۸	۱/۹۴۵	۱/۶۸۰	۱/۲۵۸	۰/۸۵۰	۰/۰۳۳	-۰/۸۳۰	-۱/۳۰۱	-۱/۷۰۰	-۲/۴۷۲	-۰/۲
۲/۲۹۴	۲/۱۰۴	۱/۸۹۰	۱/۶۴۳	۱/۲۴۵	۰/۸۵۳	۰/۰۵۰	-۰/۸۲۴	-۱/۳۰۹	-۱/۷۲۶	-۲/۵۴۴	-۰/۳
۲/۲۰۱	۲/۰۲۹	۱/۸۳۴	۱/۶۰۶	۱/۲۳۱	۰/۸۵۵	۰/۰۶۶	-۰/۸۱۶	-۱/۳۱۷	-۱/۷۵۰	-۲/۶۱۵	-۰/۴
۲/۱۰۸	۱/۹۵۵	۱/۷۷۷	۱/۵۶۷	۱/۲۱۶	۰/۸۵۶	۰/۰۸۳	-۰/۸۰۸	-۱/۳۲۳	-۱/۷۷۴	-۲/۶۸۶	-۰/۵
۲/۰۱۶	۱/۸۸۰	۱/۷۲۰	۱/۵۲۸	۱/۲۰۰	۰/۸۵۷	۰/۰۹۹	-۰/۸۰۰	-۱/۳۲۸	-۱/۷۹۷	-۲/۷۵۵	-۰/۶
۱/۹۲۶	۱/۸۰۶	۱/۶۶۳	۱/۴۸۸	۱/۱۸۳	۰/۸۵۷	۰/۱۱۶	-۰/۷۹۰	-۱/۳۳۳	-۱/۸۱۹	-۲/۸۲۴	-۰/۷
۱/۸۳۷	۱/۷۳۳	۱/۶۰۶	۱/۴۴۸	۱/۱۶۶	۰/۸۵۶	۰/۱۳۲	-۰/۷۸۰	-۱/۳۳۶	-۱/۸۳۹	-۲/۸۹۱	-۰/۸
۱/۷۴۹	۱/۶۶۰	۱/۵۴۹	۱/۴۰۷	۱/۱۴۷	۰/۸۵۴	۰/۱۴۸	-۰/۷۶۹	-۱/۳۳۹	-۱/۸۵۸	-۲/۹۵۷	-۰/۹
۱/۶۶۴	۱/۵۸۸	۱/۴۹۲	۱/۳۶۶	۱/۱۲۸	۰/۸۵۲	۰/۱۶۴	-۰/۷۵۸	-۱/۳۴۰	-۱/۸۷۷	-۳/۰۲۲	-۱/۰
۱/۵۸۱	۱/۵۱۸	۱/۴۳۵	۱/۳۲۴	۱/۱۰۷	۰/۸۴۸	/۱۸۰	-۰/۷۴۶	-۱/۳۴۱	-۱/۸۹۴	-۳/۰۸۷	-۱/۱
۱/۵۰۱	۱/۴۴۹	۱/۳۷۹	۱/۲۸۲	۱/۰۸۶	۰/۸۴۱	۰/۱۹۵	-۰/۷۳۲	-۱/۳۴۰	-۱/۹۱۰	-۳/۱۴۹	-۱/۲
۱/۴۲۴	۱/۳۸۳	۱/۳۲۴	۱/۲۴۰	۱/۰۶۴	۰/۸۳۸	۰/۲۱۰	-۰/۷۱۹	-۱/۳۳۹	-۱/۹۲۵	-۳/۲۱۱	-۱/۳
۱/۳۵۱	۱/۳۱۸	۱/۲۷۰	۱/۱۹۸	۱/۰۴۱	۰/۸۳۲	۰/۲۲۵	-۰/۷۰۵	-۱/۳۳۷	-۱/۹۳۸	-۳/۲۷۱	-۱/۴
۱/۲۸۲	۱/۲۵۶	۱/۲۱۷	۱/۱۵۷	۱/۰۱۸	۰/۸۲۵	۰/۲۴۰	-۰/۶۹۰	-۱/۳۳۳	-۱/۹۵۱	-۳/۳۳۰	-۱/۵
۱/۲۱۶	۱/۱۹۷	۱/۱۶۶	۱/۱۱۶	۰/۹۹۴	۰/۸۱۷	۰/۲۵۴	-۰/۶۷۵	-۱/۳۲۹	-۱/۹۶۲	-۳/۳۸۸	-۱/۶
۱/۱۵۵	۱/۱۴۰	۱/۱۱۶	۱/۰۷۵	۰/۹۷۰	۰/۸۰۸	۰/۲۶۸	-۰/۶۶۰	-۱/۳۲۴	-۱/۹۷۲	-۳/۴۴۴	-۱/۷
۱/۰۹۷	۱/۰۸۷	۱/۰۶۹	۱/۰۳۵	۰/۹۴۵	۰/۷۹۹	۰/۲۸۲	-۰/۶۴۳	-۱/۳۱۸	-۱/۹۸۱	-۳/۴۹۹	-۱/۸
۱/۰۴۴	۱/۰۳۷	۱/۰۲۳	۰/۹۹۶	۰/۹۲۰	۰/۷۸۸	۰/۲۹۴	-۰/۶۲۷	-۱/۳۱۰	-۱/۹۸۹	-۳/۵۵۳	-۱/۹
۰/۹۹۵	۰/۹۹۰	۰/۹۸۰	۰/۹۵۹	۰/۸۹۵	۰/۷۷۷	۰/۳۰۷	-۰/۶۰۹	-۱/۳۰۲	-۱/۹۹۶	-۳/۶۰۵	-۲/۰
۰/۹۴۹	۰/۹۴۶	۰/۹۳۹	۰/۹۲۳	۰/۸۶۹	۰/۷۶۵	۰/۳۱۹	-۰/۵۹۲	-۱/۲۹۴	-۲/۰۰۱	-۳/۶۵۶	-۲/۱
۰/۹۰۷	۰/۹۰۵	۰/۹۰۰	۰/۸۸۸	۰/۸۴۴	۰/۷۵۲	۰/۳۳۰	-۰/۵۷۵	-۱/۲۸۴	-۲/۰۰۶	-۳/۷۰۵	-۲/۲
۰/۸۶۹	۰/۸۶۷	۰/۸۶۴	۰/۸۵۵	۰/۸۱۹	۰/۷۳۹	۰/۳۴۱	-۰/۵۵۵	-۱/۲۷۴	-۲/۰۰۹	-۳/۷۵۳	-۲/۳
۰/۸۳۳	۰/۸۳۲	۰/۸۳۰	۰/۸۲۳	۰/۷۹۵	۰/۷۲۵	۰/۳۵۱	-۰/۵۳۷	-۱/۲۶۲	-۲/۰۱۱	-۳/۸۰۰	-۲/۴
۰/۸۰۰	۰/۷۹۹	۰/۷۹۸	۰/۷۹۳	۰/۷۷۱	۰/۷۱۱	۰/۳۶۰	-۰/۵۱۸	-۱/۲۵۰	-۲/۰۱۲	-۳/۸۴۵	-۲/۵
۰/۷۶۹	۰/۷۶۹	۰/۷۶۸	۰/۷۶۴	۰/۷۴۷	۰/۶۹۶	۰/۳۶۸	-۰/۴۹۹	-۱/۲۳۸	-۲/۰۱۳	-۳/۸۸۹	-۲/۶
۰/۷۴۱	۰/۷۴۰	۰/۷۴۰	۰/۷۳۸	۰/۷۲۴	۰/۶۸۱	۰/۳۷۶	-۰/۴۷۹	-۱/۲۲۴	-۲/۰۱۲	-۳/۹۳۲	-۲/۷
۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۴	۰/۷۱۲	۰/۷۰۲	۰/۶۶۶	۰/۳۸۴	-۰/۴۶۰	-۱/۲۱۰	-۲/۰۱۰	-۳/۹۷۳	-۲/۸
۰/۶۹۰	/۶۹۰	۰/۶۸۹	۰/۶۸۳	۰/۶۸۱	۰/۶۵۱	۰/۳۹۰	-۰/۴۴۰	-۱/۱۹۵	-۲/۰۰۷	-۴/۰۱۳	-۲/۹
۰/۶۶۷	۰/۶۶۷	۰/۶۶۶	۰/۶۶۶	۰/۶۶۰	۰/۶۳۶	۰/۳۹۶	-۰/۴۲۰	-۱/۱۸۰	-۲/۰۰۳	-۳/۰۵۱	-۳/۰

مثال ۷-۱۹: مطلوب است برازش تابع پیرسون نوع سوم با داده های بارش ۲۳ ساله ایستگاه باران سنجی مطابق جدول

۷-۱۶: وبر اساس آن پیش بینی بارش برای دوره بازگشت های ۲۵، ۱۰، ۵، ۱۰۰، ۵۰، ۲۰۰ سال.

حل: پارامترهای میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی مقادیر بارش مطابق جدول ۷-۱۶ محاسبه می شود:

$$\bar{X} = \frac{343}{23} = 14.91, \quad \mu_2 = \frac{771.97}{23} = 33.56, \quad \mu_3 = \frac{-627.82}{23} = -27.3$$

و از آنجا که تعداد نمونه ها $n=23$ یعنی کمتر از ۳۰ است، لذا نیاز به اصلاح است:

$$s = \left(\frac{N}{N-1} \times \mu_2 \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{23}{22} \times 33.56 \right)^{\frac{1}{2}} = 5.92$$

$$\gamma_1 = \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \frac{\mu_3}{\mu_2^{\frac{3}{2}}} = \frac{23^2}{22 \times 21} \times \frac{(-27.3)}{(33.56)^{\frac{3}{2}}} = -0.16$$

$$\bar{C}_s = \left(1 + \frac{8.5}{23} \right) \times (-0.16) = -0.22 \quad \text{از طرفی چون تعداد سالهای آمار کم است، ضریب چولگی نیز اصلاح می شود:}$$

جدول ۷-۱۶ مقادیر بارش سالانه

بارش سالانه، x بر حسب (cm)	$(x - \bar{X})^2$ بر حسب (cm ²)	$(x - \bar{X})^3$ بر حسب (cm ³)
۹	۳۴/۹۳	-۲۰۶/۴۳
۱۹	۱۶/۷۳	۶۸/۴۲
۱۹	۱۶/۷۳	۶۸/۴۲
۹	۳۴/۹۳	-۲۰۶/۴۳
۸	۴۷/۷۵	-۳۲۹/۹۴
۶	۷۹/۳۹	-۷۰۷/۳۵
۱۵	۰/۰۱	۰/۰۰۰۷
۲۰	۲۵/۹۱	۱۳۱/۸۷
۱۱	۱۵/۲۹	-۵۹/۷۸
۹	۳۴/۹۳	-۲۰۶/۴۳
۱۸	۹/۵۵	۲۹/۵۰
۸	۴۷/۷۵	-۳۲۹/۹۴
۲۳	۶۵/۴۵	۵۲۹/۴۸
۱۷	۴/۳۷	۹/۱۳
۲۳	۶۵/۴۵	۵۲۹/۴۸
۱۷	۴/۳۷	۹/۱۳
۱۰	۲۴/۱۱	-۱۱۸/۳۷
۱۸	۹/۵۵	۲۹/۵۰
۵	۹۸/۲۱	-۹۷۳/۲۳
۲۴	۸۲/۶۳	۷۵۱/۰۹
۱۹	۱۶/۷۳	۶۸/۴۲
۱۵	۰/۰۱	۰/۰۰۰۷
۲۱	۷/۰۹	۲۲۵/۸۷
$\sum x = 343$	$\sum = 771/97$	$\sum = -627/82$

حال با استفاده از جدول ۷-۱۵ که ضرایب فراوانی را برای چولگی و دوره بازگشت های مختلف به دست می دهد، برای دوره بازگشت های ۲ تا ۲۰۰ سال مطابق جدول ۷-۱۷، مقادیر بارش سالانه مطابق رابطه (۷-۵۵) محاسبه می شود.

جدول ۷-۱۷ مقادیر بارش سالانه با دوره بازگشت های مختلف

دوره بازگشت (سال)	۵	۱۰	۲۵	۵۰	۱۰۰	۲۰۰
ضریب فراوانی K	۰/۸۵۰۶	۱/۲۵۵۴	۱/۶۷۲۶	۱/۹۳۴	۱/۱۶۳۲	۲/۳۱۹۱
بارش (cm)	۱۹/۹۵	۲۲/۳۴	۲۴/۸۱	۲۶/۳۶	۲۷/۷۲	۲۸/۶۴

۷-۶ ریسک یا خطر شکست

ریسک (Risk) به مفهوم احتمال وقوع حداقل یک رخداد در طی یک دوره زمانی مشخص است. چون این دوره زمانی می تواند عمر مفید یک پروژه (سازه آبی) باشد از اقلیم به عنوان خطر شکست سازه نیز تعبیر می شود. برآورد آن به این شرح است. اگر احتمال وقوع افزایشی حادثه ای در هر سال p باشد، احتمال عدم وقوع آن در هر سال $(1-p)$ و احتمال عدم وقوع آن طی n سال آینده برابر با $(1-p)^n$ است (با فرض استقلال وقایع از یکدیگر که در مورد سیلاب های حداکثر سالانه فرض درستی است). پس نهایتاً ریسک (خطر شکست) یا احتمال وقوع حادثه در طی n سال آینده برابر است با:

$$R = 1 - (1-p)^n \quad (57-7)$$

دوره برگشت عکس احتمال افزایشی وقایع است $(T_r = \frac{1}{p})$ ، لذا مقدار ریسک بر حسب دوره برگشت برابر است با:

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^n \quad (58-7)$$

اگر هدف محاسبه ریسک به معنای احتمال وقوع تعداد معینی (m بار) از رخداد های مشخص (با احتمال افزایشی p در هر سال، یعنی حادثه ای دوره بازگشت T_r) در طول دوره زمانی مشخص (n سال آینده) باشد، مقدار این ریسک برابر است با (توزیع دو جمله ای Binomial Distribution):

$$R = \frac{n!}{m!(n-m)!} (1 - \frac{1}{T_r})^{n-m} (\frac{1}{T_r})^m \quad \text{or} \quad R = \frac{n!}{m!(n-m)!} (1-p)^{n-m} (p)^m \quad (59-7)$$

همان طور که اشاره شد، عموماً n مفهوم عمر مفید سازه هیدرولیکی نظیر سد، بند انحرافی، کالورت و دیگر سازه های هیدرولیکی گرفته می شود (کاربرد در طراحی های سازه های آبی) که برای سیلاب های با احتمال مشخص یا بطور متناظر با دوره بازگشت های معلومی طراحی می شوند. لذا اگر عمر مفید سازه هیدرولیکی با دوره بازگشت طراحی برابر فرض شود، $(T_r = n)$ آنگاه:

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^n \approx 1 - e^{-\frac{n}{T_r}} = 1 - e^{-1} = 0.632 \quad (61-7)$$

لذا ریسک یک پروژه با دوره بازگشت معادل با عمر مفید آن برابر $63/2\%$ است. به عنوان مثال ریسک وقوع سیلاب 50 ساله برای سازه ای که عمر مفید آن نیز برابر 50 سال است، حدود 63% درصد است.

مثال ۷-۲۰: مخزن یک سد خاکی پس از 50 سال پر از رسوب می شود. ریسک وقوع سیلاب لحظه ای با دوره بازگشت 100 سال در طول عمر مفید است سد چقدر است؟

$$n=50, \quad T_r = 100 \quad R = 1 - \left(1 - \frac{1}{100}\right)^{50} = 0.395$$

مثال ۲۱-۷: کالورتی برای عمر مفید ۱۰ ساله طراحی شده است. اگر ریسک مجاز طراحی این کالورت ۱۰ درصد باشد، این کالورت بر اساس دبی با دوره بازگشت چند ساله بایستی طراحی شود؟

حل: $R = 0.1$ سال $n = 10$ در نتیجه: $0.1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{10}$ که می شود $T_r = 95.4 \approx 95$ (سال)

مسایل

۱-۷ تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی به صورت $f(x) = kx^2$ ($0 \leq x \leq 3$) است. مطلوب است الف) محاسبه مقدار k ، احتمال اینکه این متغیر ب) کمتر یا مساوی یک باشد، ج) بزرگتر یا مساوی ۲ باشد و د) بین ۱/۵ تا ۲/۵ باشد.

۲-۷ تابع چگالی احتمال یک متغیر تصادفی به صورت $f(x) = kx$ و برای $0 \leq x \leq 9$ است. مطلوب است محاسبه مقادیر k ، میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی این توزیع.

۳-۷ دبی میانگین سالانه رودخانه ای دارای توزیع نرمال با میانگین $50 (m^3/s)$ و انحراف معیار $20 (m^3/s)$ است. احتمال اینکه دبی میانگین $40 (m^3/s)$ در یک سال اتفاق بیافتد چقدر است؟

۴-۷ بارش میانگین در حوضه آبریزی از توزیع نرمال با میانگین ۸۰ سانتیمتر و انحراف معیار ۱۰ سانتیمتر تبعیت می کند. احتمال اینکه بارش سالانه از ۱۰۰ سانتیمتر بیشتر شود، چقدر است؟ بارش با احتمال ۷۵٪ در این حوضه چقدر است؟ مقدار بارش میانگین با احتمال بیشتر از ۰/۰۵ چقدر است؟

۵-۷ اگر سیلابی با دبی مشخص با احتمال ۰/۰۲ در هر سال اتفاق بیافتد، احتمال اینکه این سیلاب دو سال متوالی اتفاق بیفتد چقدر است؟ احتمال اینکه در طی یک دوره ۵ ساله اتفاق نیفتد چقدر است؟ احتمال اینکه بیش از ۲ بار در طی یک دوره ۱۰ ساله اتفاق نیافتد چقدر است؟

۶-۷ با فرض تبعیت نرخ تبخیر E از سطح آزاد دریاچه ای در تیرماه از توزیع نرمال با میانگین 5 mm/day و انحراف معیار 1 mm/day مطلوب است احتمال اینکه الف) $E > 6 (\text{mm/day})$ ، ب) $E > 2/5 (\text{mm/day})$ و ج) $3/8 \leq E \leq 6/3 (\text{mm/day})$ باشد.

۷-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای در طول ۲۰ سال متوالی به ترتیب ۱۹۰، ۱۵۵، ۲۹۸، ۱۳۶، ۱۳۷، ۱۳۱، ۱۴۰، ۹۱، ۱۵۴، ۱۰۹، ۲۶۹، ۱۶۴، ۲۷۰، ۱۴۲، ۷۲، ۱۳۰، ۱۱۱ متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. مطلوب است محاسبه میانگین، انحراف معیار، ضریب چولگی و ضریب رعنائی این داده های مشاهداتی.

۸-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای برای مدت ۲۰ سال موالی به ترتیب ۱۳۴۰، ۱۳۸۰، ۱۴۵۰، ۵۲۳، ۱۲۲۰، ۱۷۸۰، ۱۰۶۰، ۴۱۲، ۱۸۴، ۱۴۸۰، ۸۷۶، ۱۱۳، ۵۱۶، ۱۰۹۰، ۹۴۴، ۳۹۷، ۲۸۲، ۳۵۳ متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. ضمن محاسبه مقادیر میانگین، انحراف معیار و ضریب چولگی این داده ها، با فرض اینکه توزیع حدی گامبل برای این داده ها مناسب باشد، مطلوب است محاسبه احتمال اینکه دبی حداکثر رودخانه از $(m^3/s) 2000$ بیشتر شود.

۹-۷ دبی رودخانه ای از توزیع حدی گامبل با میانگین $(m^3/s) 520$ و انحراف معیار $(m^3/s) 280$ تبعیت می کند. احتمال اینکه دبی رودخانه از $(m^3/s) 800$ بیشتر شود، چقدر است؟ مقدار دبی با احتمال بیش از ۰/۰۱ چقدر است؟ دبی با دوره بازگشت ۵۰ سال چقدر است؟

۱۰-۷ یک متغیر تصادفی با احتمال ۰/۰۲ دارای مقدار ۲۴۰ یا بیشتر خواهد بود و به احتمال ۰/۰۱ دارای مقدار ۲۸۰ یا بیشتر است. با فرض اینکه تابع توزیع این متغیر از نوع حدی گامبل باشد، مقادیر میانگین و انحراف معیار این متغیر چقدر است؟ به ازای احتمال تجاوز ۰/۰۵ مقدار متغیر چقدر خواهد بود؟

۱۱-۷ مقادیر دبی حداکثر سالانه رودخانه ای در طی ۲۰ سال اندازه گیری به ترتیب، ۱۹۰، ۱۵۵، ۲۹۸، ۱۳۶، ۱۳۷، ۱۳۱، ۱۴۰، ۱۲۴، ۱۸۵، ۱۰۴، ۹۱، ۱۵۴، ۱۰۹، ۲۶۹، ۱۶۴، ۲۰۷، ۱۴۲، ۷۲، ۱۳۰، ۱۱۰ متر مکعب در ثانیه اندازه گیری شده است. مطلوب است برآزش تابع پیرسون نوع سوم با دبی های حداکثر این رودخانه و پیش بینی دبی اوج این رودخانه با دوره بازگشت های ۵، ۲۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ سال.

۱۲-۷ دبی اوج سالانه رودخانه ای برای ۹ سال متوالی به ترتیب $3/45$ ، $5/27$ ، $9/16$ ، $1/41$ ، $2/31$ ، $9/19$ ، $7/22$ ، ۵۹، $4/35$ m^3/s اندازه گیری شده. با استفاده از توزیع لاگ نرمال مطلوبست: (الف) احتمال اینکه دبی اوج سالانه بیشتر از $(m^3/s) 42/5$ نشود، (ب) دوره بازگشت دبی $(m^3/s) 42/5$ و (ج) مقدار دبی اوج با دوره بازگشت ۲۰ سال.

۱۳-۷ میانگین انحراف معیار و ضریب چولگی لگاریتم دبی های رودخانه ای با آمار ۲۴ ساله به ترتیب $0/3$ ، $2456/3648$ ، $0/73$ است مطلوب است: (الف) تعیین دبی سیلابی با دوره بازگشت های ۲۰، ۱۰۰، ۲ ساله با استفاده از توزیع لاگ نرمال (ب) تعیین دبی سیلابی با همان دوره بازگشت ها با استفاده از توزیع لاگ پیرسون نوع سوم و مقایسه با نتایج قسمت الف. ۱۴-۷ دبی حداکثر سالانه رودخانه ای مطابق جدول ۷-۳۰ برای ۱۶ سال متوالی اندازه گیری شده است مطلوب است دبی سیلابی این رودخانه با استفاده از توزیع لاگ پیرسون نوع سوم برای دوره بازگشت های ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال و سپس محاسبه حدود اطمینان ۹۵ درصد برای دوره بازگشت های فوق.

۱۵-۷ دبی حداکثر سالانه ی رودخانه ای برای مدت ۴۰ سال مطابق جدول ۷-۳۱ ثبت گردیده است. مطلوب است برازش توزیع لاگ پیرسون نوع سوم بر این داده ها ی ۴۰ ساله، همچنین آزمون نیکوئی برازش به روش کای مربع با سطح اعتماد ۹۵ درصد برای توضیح لاگ پیرسون نوع سوم. آیا این توضیح خوب پردازش شده است؟

۱۶-۷ سازه ای برای عمر مفید ۱۵ سال طراحی شده است اگر ریسک ۲۰ درصد را برای شکست این سازه بپذیریم دوره بازگشت طرح چقدر است؟

۱۷-۷ سازه های کنترل سیلابی بر اساس سیلاب با دوره بازگشت ۲۵ سال طراحی گردیده است ریسک اینکه این سازه ها در طی ۱۰ سال سیل گیر شود چقدر است؟ ریسک پروژه چقدر بایستی کاهش یابد تا سیلاب با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله سازه را سیل گیر نماید.

۱۸-۷ طرح هیدرولوژیکی با ر گذاری با میانگین ۱۰ واحد و انحراف معیار ۲ واحد است. اگر ظرفیت ۱۲ واحد باشد ریسک شکست طرح چقدر است؟ فرض کنید توضیح بارگذاری نرمال است.

۱۹-۷ در مسئله ی ۷-۱۸ اگر توضیح بار گذاری لاگ نرمال باشد ریسک چقدر است؟

۲۰-۷ در مسئله ۷-۱۸ فرض کنید ظرفیت دارای توضیح نرمال با میانگین ۱۲ و انحراف معیار یک واحد است ریسک شکست طرح اگر بار گذاری دارای توضیح نرمال باشد چقدر است؟

۲۱-۷ اگر توزیع های بار گذاری و ظرفیت لاگ نرمال باشد نشان دهید که ریسک از رابطه زیر به دست می آید:

$$R = F_t \left(\frac{-\ln \left[\frac{\mu_c \left(\frac{1+CV_L^2}{1+CV_C^2} \right)}{\mu_L} \right]}{\left\{ \ln \left[(1+CV_C^2)(1+CV_L^2) \right] \right\}^{\frac{1}{2}}} \right)$$

۲۲-۷ اگر بارگذاری و ظرفیت دارای توضیح لوگ نرمال باشد نشان دهید ریسک از رابطه تقریبی زیر نیز به دست می آید:

$$R = F_t \left(\frac{-\ln \left[\frac{\mu_L}{\mu_C} \right]}{(CV_L^2 + CV_C^2)^{\frac{1}{2}}} \right)$$

که در آن F_t نشانگر تابع توزیع نرمال استاندارد است.

