بنام خدا

جزوه درسی

هیدرولوژی

مهندسی

مهندس عباس عابدینی_ مهندس عباس کریمی

گروه مهندسی نقشه برداری دانشکده فنی دانشگاه تهران

پاییز 89

فصل اول

ارائه راهنمای مناسب جهت انجام مطالعات هواشناسی

در این فصل ابتدا اطلاعات مورد نیاز از ایستگاههای هواشناسی منطقه جهت تعیین دبی پیک سیلاب مورد بررسی واقع می‌شوند. در ادامه با توجه به اهمیت بارش و مشخصات آن در سیکل هیدرولوژی و تولید رواناب، شرح مختصری از آن بیان می‌گردد. منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی و روشهای تهیه منحنی‌های مذکور از دیگر مطالب ارائه شده در این فصل می‌باشد. بررسی روشهای تحلیل اطلاعات بارندگی و تعیین مقدار بارندگی طرح نیز در انتهای فصل آمده است.

2-1 بررسی اطلاعات مورد نیاز از ایستگاههای هواشناسی منطقه

برای مطالعه و بررسی عوامل مختلف هواشناسی، ایستگاههای مختلفی وجود دارد که در مجموع، شبکه ایستگاههای هواشناسی یک منطقه را تشکیل می‌دهند. تعداد ایستگاه‌های مورد نیاز در یک شبکه، بستگی به میزان تغییرات عوامل هواشناسی و نیز دقت مورد انتظار از مطالعات دارد. بعضی از عوامل دارای تغییرات زیاد و بعضی دیگر دارای تغییرات کمتری می‌باشند. بنابراین ایستگاهها از نظر تجهیزات و وسایل اندازه‌گیری با یکدیگر تفاوت داشته و می‌توان عوامل مورد مطالعه را به شرح ذیل طبقه‌بندی نمود:

- عوامل با تغییرات کم مانند فشار و تابش که به شبکه متراکمی نیاز ندارند.
- عوامل با تغییرات متوسط شامل دما، رطوبت، باد و تبخیر که به شبکه متوسطی نیاز دارند.
- عوامل با تغییرات زیاد مانند بارندگی که به شبکه متراکمی نیاز دارد.

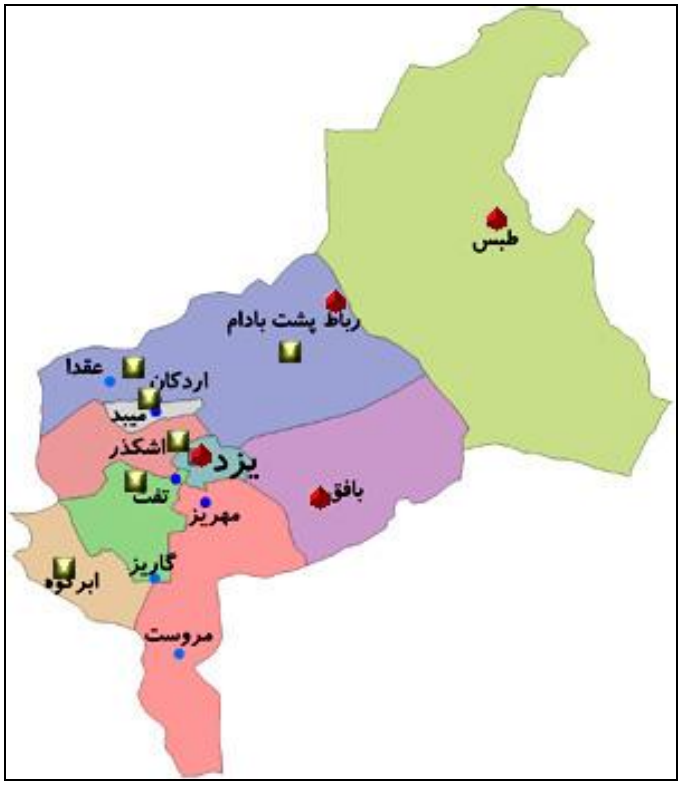
ایستگاههای هواشناسی شامل ایستگاههای باران‌سنجی، کلیماتولوژی، سینوپتیک، جو بالا، هواشناسی کشاورزی، تبخیر سنجی و برف سنجی می‌باشند. در ایستگاههای باران سنجی فقط ارتفاع بارندگی اندازه‌گیری می‌شود. به علت ساده بودن وسیله اندازه‌گیری و ارزش کم آن، تعداد ایستگاههای باران سنجی از سایر ایستگاهها بیشتر است. در ایستگاههای کلیماتولوژی علاوه بر بارندگی، دمای هوا و خاک، تبخیر، رطوبت نسبی، جهت و سرعت باد نیز اندازه‌گیری می‌شود. میزان تابش، فشار هوا و جهت حرکت ابر از جمله عواملی می‌باشند که علاوه بر موارد ذکرشده در ایستگاههای کلیماتولوژی، در ایستگاههای سینوپتیک نیز تعیین می‌گردند. در ایستگاههای جو بالا، برای پیش‌بینی بهتر و آگاهی از عوامل هواشناسی مربوط به لایه‌های بالاتر نیوار، از دستگاه رادیو سوند استفاده می‌شود. ایستگاههای هواشناسی کشاورزی همانند ایستگاههای کلیماتولوژی است و علاوه بر موارد ذکرشده در ایستگاههای مذکور، دیده‌بانی‌های فنولوژیکی نیز انجام می‌شود که در بررسی‌های اکولوژی گیاهی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ایستگاههای تبخیرسنجی هدف اندازه‌گیری

تبخیر است. در مناطق برف‌گیر به منظور اندازه‌گیری ارتفاع و وزن مخصوص برف، ایستگاههای برف سنجی نصب می‌شوند. [11]

بیشتر ایستگاههای هواشناسی توسط سازمان هواشناسی کشور و وزارت نیرو تاسیس و تجهیز شده‌اند. تعدادی ایستگاه نیز توسط وزارت جهاد کشاورزی، نفت و مراکز تحقیقاتی نیز تاسیس شده است. سایت سازمان هواشناسی کشور به آدرس www.weather.ir مهمترین مرجع برای دستیابی به آمار و اطلاعات هواشناسی است. دما، رطوبت، فشار، باران، پدیده، دید، باد، ابرناکی، ساعات آفتابی و درجه روز از جمله پارامترهایی می‌باشند که دسترسی به آمار و اطلاعات آنها از طریق سایت مذکور امکان‌پذیر است. به عنوان نمونه، پراکندگی ایستگاههای هواشناسی استان یزد که از سایت مذکور برداشت شده است در شکل 2-1 ارائه شده است.

با توجه به شکل 2-1، استان یزد دارای 4 ایستگاه سینوپتیک به نامهای بافق، رباط پشت بادام، طبس و یزد است. ابراهیم آباد مهریز، ابرکوه، اردکان، اشک زار، بهاباد، بهادوران، ساغند، سیاکوه، ندوشن، نصرآباد و نیر ایستگاه‌های کلیماتولوژی استان یزد را تشکیل می‌دهند.

.



شکل2-1 شبکه ایستگاههای هواشناسی استان یزد

مهمترین عاملی که جهت محاسبه دبی پیک سیلاب، از ایستگاه‌های هواشناسی مورد نیاز است، اطلاعات مربوط به بارندگی است. تعداد ایستگاه‌های باران سنجی لازم در سطح یک منطقه به وسعت آن، نوع بارندگی غالب، وضعیت توپوگرافی، شرایط اقلیمی و ... بستگی دارد. با توجه به موارد ذکر شده، سازمان جهانی هواشناسی حداکثر سطح تحت پوشش یک باران سنج را به صورت جدول 2-1 ارائه نموده است. [11]

در سایت سازمان هواشناسی کشور، آمار و اطلاعات حداکثر بارندگی روزانه، بارندگی کل ماهانه، تعداد روزهای بارانی، تعداد روزهای با بارندگی بیش از 1، 5 و 10 میلیمتر موجود است. به عنوان نمونه، در جدول 2-2 مقادیر حداکثر بارندگی روزانه ایستگاه یزد از سال 1990 تا سال 2003 ارائه شده است.

با توجه به اهمیت بارش و مشخصات آن در سیکل هیدرولوژی و تولید رواناب، در ادامه شرح مختصری از آن ارائه می‌شود

جدول 2-1 حداکثر سطح تحت پوشش یک باران سنج

وضعیت اقلیمی و توپوگرافی	حداکثر سطح تحت پوشش یک ایستگاه به کیلومتر مربع	
	در شرایط عادی اقتصادی و پرسنلی	در شرایط دشوار اقتصادی و پرسنلی
مناطق مسطح در اقلیم‌های معتدله، مدیترانه‌ای و حاره‌ای	600-900	900-3000
مناطق کوهستانی در اقلیم‌های معتدله، مدیترانه‌ای و حاره‌ای	100-250 به فواصل ارتفاعی هر 500متر	250-1000
مناطق بیابانی	1500-10000	

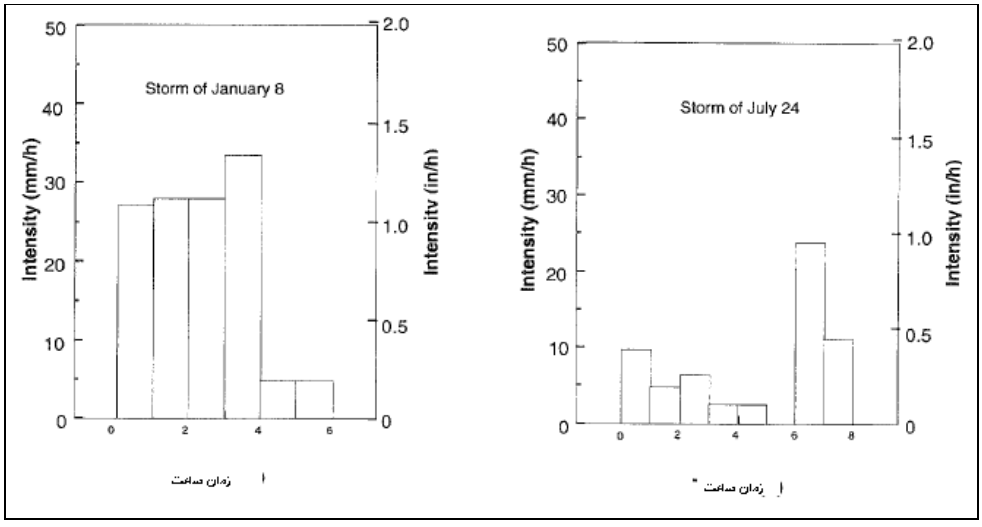
جدول 2-2 مقادیر حداکثر بارندگی روزانه ایستگاه یزد از سال 1990 تا سال 2003

YEAR	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNUAL
1990	4.6	9.4	2.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	13.0	13.0
1990DAY	5	5	18	11	**	**	**	**	**	**	28	27	
1991	4.0	1.0	16.0	1.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	5.0	13.0	16.0
1991DAY	19	13	1	30	5	**	**	**	**	16	16	14	
1992	5.6	0.0	3.1	2.4	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	7.3
1992DAY	12	**	21	7	11	**	**	**	**	**	**	9	
1993	13.7	8.0	8.0	0.0	4.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	13.7
1993DAY	7	3	12	**	6	**	**	**	**	**	26	**	
1994	2.0	2.0	5.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	3.0	0.8	5.0
1994DAY	24	18	12	30	6	**	**	**	**	17	17	4	
1995	4.2	1.3	11.0	5.0	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	7.0	14.0
1995DAY	1	6	21	13	30	**	**	**	**	22	**	25	
1996	8.8	6.0	9.2	1.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	2.8	9.2
1996DAY	12	5	7	16	9	**	**	**	**	**	28	15	
1997	11.4	0.0	5.7	2.3	0.8	4.0	0.0	0.0	0.0	1.6	0.6	4.0	11.4
1997DAY	17	**	13	24	6	24	**	**	**	24	28	10	
1998	2.0	7.7	4.0	1.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	7.7
1998DAY	13	12	10	20	14	**	**	**	**	**	**	3	
1999	7.9	16.0	19.9	2.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	19.9
1999DAY	2	6	2	6	**	**	28	**	**	**	11	**	
2000	6.0	1.1	0.2	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	3.0	12.2	6.0	12.2
2000DAY	29	8	26	**	**	13	**	**	**	4	6	26	
2001	2.9	4.1	11.4	0	0	2	0	0	0	0	0.4	13.2	13.2
2001DAY	27	11	10	**	**	15	**	**	**	**	29	12	
2002	15	2.7	3	4.3	2	0	0	0	0	0	8	0.5	15
2002DAY	11	20	21	12	2	**	**	**	**	**	21	10	
2003	19	2	1	2	0.1	0	0	0	0	0	0	11	19

2-2 بارش و مشخصات آن

به مجموع آبی که بصورت جامد یا مایع از جو به زمین می‌ریزد، بارش اطلاق می‌شود. در اثر سرد شدن هوا و تراکم ذرات بخار موجود در جو، بارندگی تشکیل می شود. بارش به شکلهای مختلفی چون باران، برف، تگرگ و برفابه می‌باشد. سه نوع اصلی بارش شامل بارندگی‌های انتقالی، کوهستانی و چرخشی (سیکلونی) است. شدت بارش، مدت و توزیع زمانی بارش، شکل ،اندازه و فراوانی وقوع رگبار از جمله مشخصات بارش می‌باشند که در طراحی آبروهای مسیر بکار می‌روند.

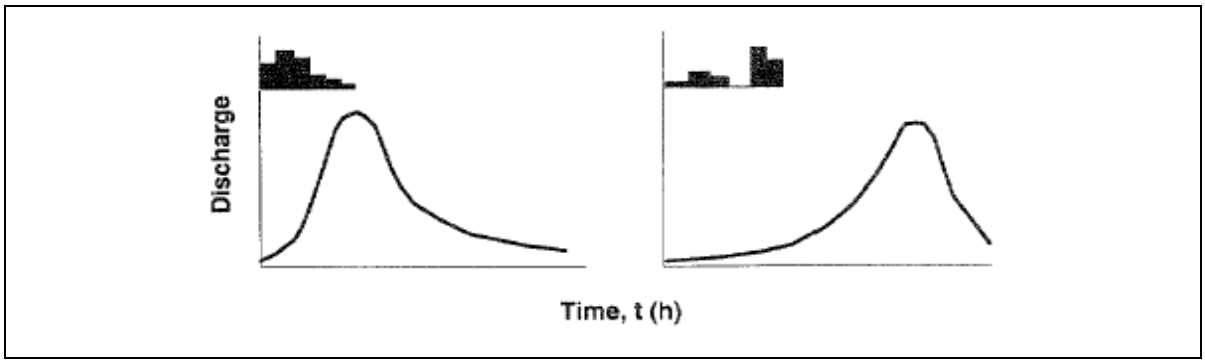
شدت بارش، مقدار بارندگی در واحد زمان است که معمولا بر حسب میلیمتر بر ساعت بیان می‌گردد. بارندگی را معمولاً بر حسب عمق عمودی آبی که در یک سطح افقی جمع می‌شود، اندازه‌گیری می‌نمایند. اکثر ایستگاه‌های بارندگی از دستگاه‌های ثبات مدرج که تغییرات بارندگی را بطور پیوسته نشان می‌دهند، استفاده می‌کنند. این داده‌ها بصورت جدول یا نمودار تجمعی توسط سازمان هواشناسی کل کشور منتشر می‌شود. معمولاً در تحلیل‌های هیدرولوژیکی، بارندگی را به بازه‌های زمانی مساوی تقسیم نموده و شدت متوسط بارندگی را در هر بازه بدست آورده و نتایج را در نمودارهایی به نام "هایتوگراف بارندگی" ارائه می‌کنند.
در شکل2-2 نمونه هایتوگراف بارندگی برای دو بارندگی مختلف نشان داده شده است.



شکل 2-2 نمونه هایتوگراف بارندگی

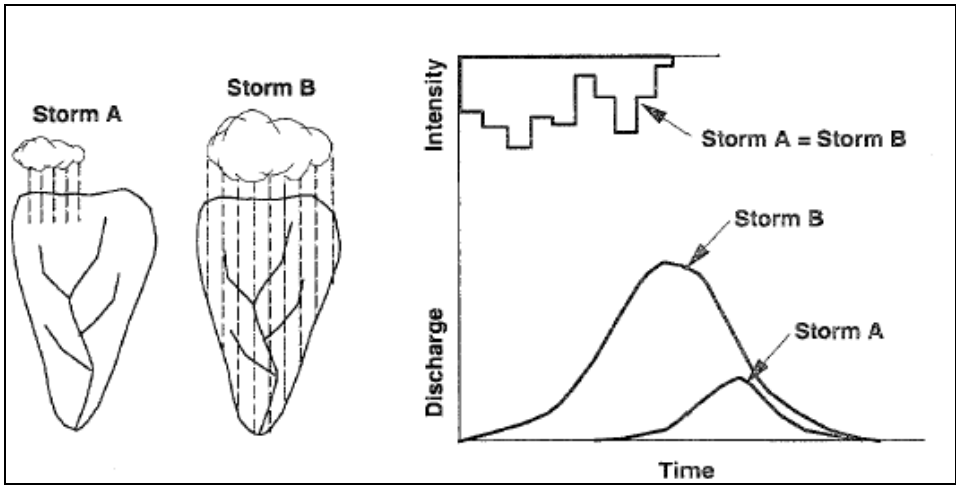
یکی از مهمترین شاخص‌های بارندگی، شدت آن است. در صورت یکسان بودن تمام شرایط در یک حوضه آبریز ، هرچه شدت بارندگی بیشتر باشد، دبی سیلاب بیشتر خواهد بود.

مدت بارندگی را می‌توان با استفاده از هایتوگراف بارندگی (شکل 2-2) به دست آورد. توزیع زمانی بارندگی تاثیر مستقیم بر توزیع زمانی رواناب (هیدروگراف) دارد. شکل2-3 تاثیر توزیع زمانی بارندگی بر توزیع زمانی رواناب را نشان می‌دهد.

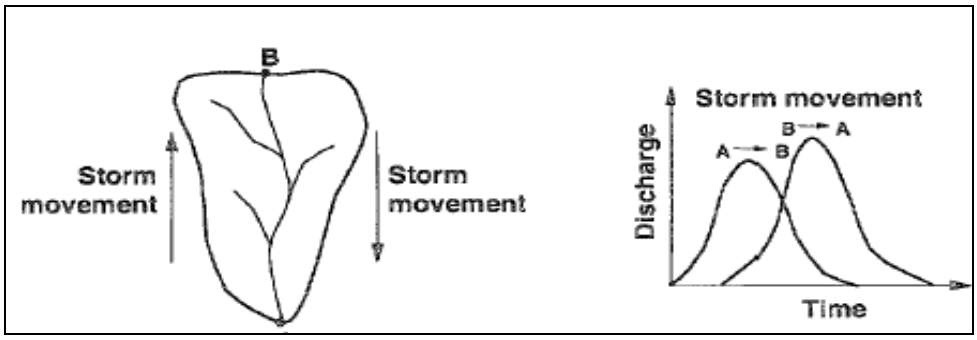


شکل 2-3 تاثیر توزیع زمانی بارندگی بر توزیع زمانی رواناب

سایر مشخصه‌های رگبار مانند وسعت و نحوه جابجایی آن را می‌توان با استفاده از نوع بارندگی تشخیص داد. به عنوان نمونه بارندگی‌های ناشی از جبهه‌های هوای سرد، موضعی بوده و سریع جابجا می‌شوند و مدت زمان بارندگی آنها کم است این در حالی است که بارندگی‌های ناشی از جبهه هوای گرم در منطقه وسیعی روی داده و جابجایی آنها کند و مدت زمان بارندگی آنها زیاد است. شکلهای 2-4 و 2-5 به ترتیب تاثیر وسعت محدوده بارندگی و جابجایی رگبار را بر روی هیدروگراف رواناب نشان می‌دهند. [1]



شکل 2-4 تاثیر وسعت محدوده بارندگی در یک حوضه آبریز برای دو رگبار مختلف



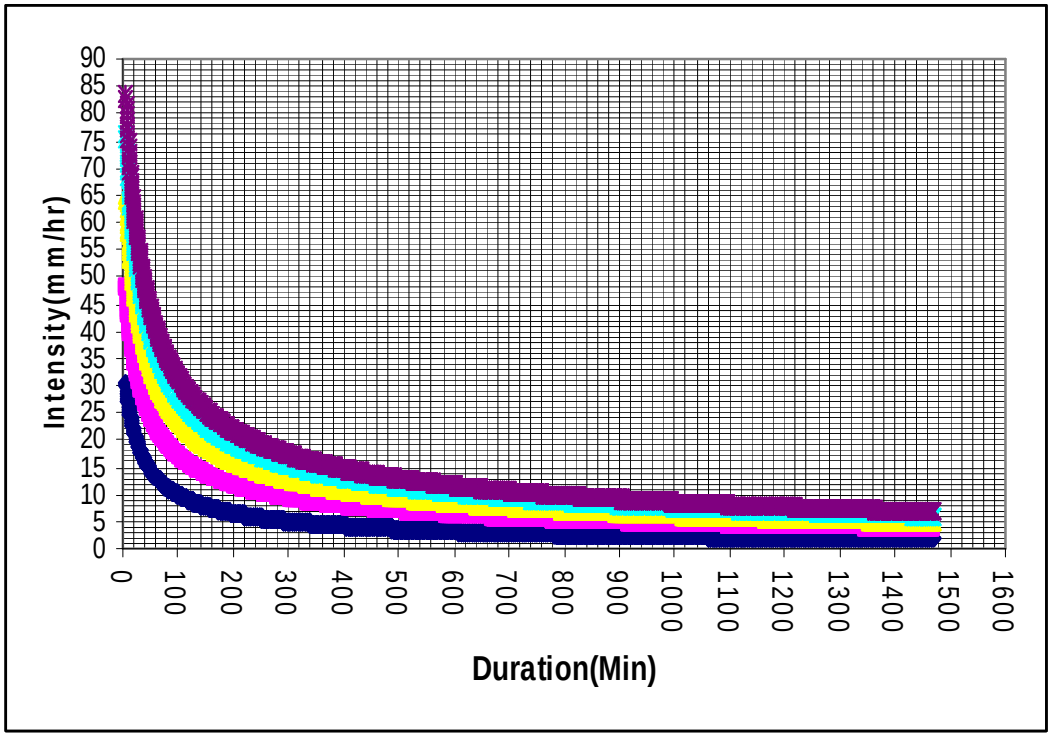
شکل 2-5 تاثیر نحوه حرکت رگبار در یک حوضه آبریز

از نقطه نظر طراحی هیدرولوژیکی، فراوانی وقوع سیلاب دارای اهمیت بسیار است. طراح باید این نکته را مد نظر داشته باشد که در روشهای مبتنی بر تبدیل بارندگی به رواناب، فراوانی وقوع بارندگی و سیلاب یکسان فرض شده است.

طراح مسیر باید با انواع رگبارها و مشخصات بارندگی هر نوع رگبار آشنا باشد. ضمناً باید تغییرات به وجود آمده در منطقه را نیز شناسایی نماید. بعلاوه لازم است از سیلابها و طوفانهای تاریخی به وقوع پیوسته در منطقه نیز آگاهی داشته باشد.

3-2 منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی و روشهای تهیه آن

در بسیاری از مسائل هیدرولوژیکی، سه مشخصه زمان، شدت و فراوانی بارندگی ارتباط تنگاتنگی با یکدیگر دارند. ترکیب این مشخصات معمولا به صورت نمودارهایی به نام منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی (I.D.F) ارائه می‌شود. به ازای هر فراوانی وقوع، یک منحنی شدت در مقابل مدت بارندگی رسم می‌شود. شکل 2-6 منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی ایستگاه بارندگی بندرعباس را به ازای دوره‌های بازگشت مختلف نشان می‌دهد.



شکل2-6 منحنی‌های شدت- مدت- فراوانی بارندگی در ایستگاه سینوپتیک بندرعباس

این منحنی‌ها بسته به محل ایستگاه متفاوت‌اند. بنابراین برای انجام کارهای طراحی باید از منحنی های شدت-مدت- فراوانی همان منطقه استفاده نمود. تعدادی از این منحنی‌ها برای ایستگاههای هواشناسی سینوپتیک کشور توسط سازمان هواشناسی تهیه و منتشر شده است. نحوه ترسیم و اصول محاسبات آنها نیز در ادامه آمده است.

2-3-1 روشهای تهیه منحنی‌های شدت – مدت – فراوانی

این قسمت به تحلیل نقطه‌ای ایستگاه‌های باران سنجی ثبات جهت تهیه منحنی‌های شدت – مدت – فراوانی اختصاص دارد. ابتدا نحوه تعیین توابع شدت – مدت بارندگی ارائه می‌گردد سپس روش‌های برازش توابع شدت – مدت برای سال‌های برگشت مختلف بیان می‌شود. [12]

2-3-1-1 تعیین توابع شدت - مدت بارندگی

جهت تعیین توابع شدت – مدت بارندگی یک ایستگاه باران سنجی، در ابتدا لازم است رگبارهایی انتخاب شده و شدت‌های حداکثر هر رگبار در زمان‌های کوتاه تعیین گردند. رگبارهایی که مورد مطالعه قرار می‌گیرند رگبارهای منفرد هستند. رگبار منفرد رگباری است که از زمان شروع بارش تا خاتمه آن، بارندگی قطع نشده باشد (البته با یک تقریب زمانی). برای تعیین شدت‌های حداکثر رگبارها، با توجه به دقت محور زمان دستگاه‌های باران سنج ثبات، به دو روش ذیل عمل می‌شود

- **روش اول**: ابتدا مقادیر بارندگی‌های کوتاه مدت با دقت زمانی 15 دقیقه‌ای، از زمان شروع تا خاتمه هر رگبار استخراج شده، سپس با پوشش زمانی 15 دقیقه‌ای، مقادیر بارندگی‌های 30، 45، 60 و .. تا زمان خاتمه رگبار محاسبه می‌گردد و در نهایت، بارندگی حداکثر سالانه از بین رگبارهای انتخاب شده برای فواصل زمانی مختلف تعیین می‌شود. بعد از تعیین مقادیر بارندگی‌های حد اکثر، این مقادیر را با توجه به فواصل زمانی، باید به شدت بارندگی بر حسب میلی‌متر بر ساعت تبدیل نمود.
- **روش دوم**: با توجه به تقسیم‌بندی محور زمان نمودار باران سنج ثبات(در حدود 3 دقیقه)، می‌توان فیلمی (از کاغذ شفاف) تهیه کرد. با حرکت این فیلم بر روی رگبار ترسیم شده، حداکثر مقدار بارندگی برای هر فاصله زمانی تعیین می‌گردد.

پس از تعیین سری شدت‌های حداکثر سالانه، در ادامه می‌بایست نواقص آن تکمیل گردد. نواقص شدت‌های سالانه در دوره مشاهدات برای هر ایستگاه در دو دسته به شرح زیر تقسیم بندی می‌شود:

- در تعدادی از سال‌ها در تمام فاصله‌های زمانی مورد مطالعه، بارندگی تداوم نداشته است. در این حالت باید مقادیر مجهول بارندگی فاصله زمانی مزبور را برابر با مقدار بارندگی زمان قبلی آن فرض کرد. البته می‌توان با ایجاد همبستگی بین دو ردیف زمانی مجاور، شدت مربوط به هر فاصله زمانی در

هر سال را محاسبه نمود، سپس این عمل را برای فواصل زمانی مجاور دیگر هم تکرار کرد تا نواقص فاصله‌های زمانی جدول شدت‌های حداکثر سالانه تکمیل شود.

- سال‌هایی که به علت نقص دستگاه باران‌سنج ثبات و یا دلایل دیگر از قبیل تعطیل شدن ایستگاه در یک دوره زمانی، شدت‌های حداکثر سالانه محاسبه نشده است. در این حالت، ابتدا نسبت شدت بارندگی‌های کوتاه مدت به بارندگی‌های حداکثر یک روزه در دوره مشاهدات ایستگاه مورد نظر محاسبه می‌شود سپس متوسط نسبت شدت بارندگی‌های کوتاه مدت به بارندگی‌های حداکثر یک روزه در طول دوره مشاهدات(RM)، در هر فاصله زمانی مشخص می‌گردد. با ضرب نمودن بارندگی حداکثر یک روزه سالانه در RM برای فواصل زمانی مختلف، مقادیر شدت حداکثر سالانه آن سال در فواصل زمانی مختلف محاسبه می‌شود.

پس از تکمیل نواقص سری شدت‌های حداکثر سالانه، توابع شدت-مدت بارندگی برای سال‌های برگشت مختلف، تعیین می‌گردد. تعیین روابط مذکور شامل دو مرحله مجزا از هم است. در مرحله اول شدت‌های احتمالی برای سال‌های برگشت و فواصل زمانی مختلف محاسبه می‌شود و در مرحله دوم انطباق یک رابطه ریاضی یا ترسیمی بر روی مقادیر شدت‌های محاسبه شده احتمالی برای دوره‌های برگشت مختلف انجام می‌گیرد. روش‌های مختلفی برای محاسبه مقادیر شدت‌های احتمالی به وسیله متخصصان هیدرولوژی به کار برده شده است که سه روش متداول‌تر آنها به شرح زیر است:

- **روش اول**: در این روش، رگبارهای خیلی شدید مورد استفاده قرار می‌گیرند. به عبارت دیگر این روش مبتنی بر محاسبه شدت‌های ماکسیمم سالانه برای فواصل زمانی مختلف در دوره مشاهده و انطباق یک قانون احتمالی بر روی سری‌های مورد نظر است.
- **روش دوم**: در این روش، تمام رگبارها مورد استفاده قرار می‌گیرند و بر تعیین فراوانی شدت‌ها برای فواصل زمانی مختلف در کلیه رگبارها، مبتنی است. این روش به روش پلکانی موسوم است.
- **روش سوم**: در این روش، رگبارهایی مورد استفاده قرار می‌گیرند که شدت آنها برای هر فاصله زمانی، بیش از یک حد معین باشد. این ارقام به سری متغیرهای بیش از یک مقدار معین (P-D) موسوم است. در این روش پس از تعیین سری‌های P-D برای فواصل زمانی مختلف، انطباق یک قانون احتمالی بر روی سری‌های مزبور برای تعیین شدت‌های احتمالی انجام می‌گیرد.

با بررسی و محاسبات انجام شده توسط آقای وزیری، کاربرد روش اول از دو روش دیگر منطقی‌تر است در ادامه شرح روش اول ارائه می‌گردد.

با برازش یک قانون احتمالی بر روی سری شدت‌های حداکثر سالانه برای هر فاصله زمانی، مقادیر احتمالی شدت‌های حداکثر در دوره‌های برگشت مختلف تعیین می‌گردد. با بررسی‌های به عمل آمده از بین قوانین احتمالی برای تعیین مقادیر شدت‌های احتمالی، کاربرد دو قانون گامبل نوع دو پارامتری و فیشر از سایر قوانین احتمالی مناسب‌تر است

ü شرح قانون گامبل نوع دو پارامتری

برای انطباق قانون گامبل نوع دو پارامتری از رابطه 2-1 استفاده می‌شود. در این رابطه $\overline{X}$ و S میانگین و انحراف از معیار جامعه و K که به فاکتور فرکانس قانون گامبل موسوم است از رابطه 2-02 محاسبه می‌گردد. در روابط مذکور T، دوره بازگشت و Y_n و S_n میانگین و انحراف از معیار تقلیل یافته می‌باشند. مقادیر میانگین و انحراف معیار تقلیل یافته بر حسب تعداد سالهای آماری (m) از جدول‌های 2-3 و 2-4 استخراج می‌شود.

$$Xp = \overline{X} + K.S \qquad 1\text{-}2$$

$$K = \frac{Y - Yn}{Sn} \qquad 2\text{-}2$$

$$Y = -\ln(-\ln(1 - 1/T)) \qquad 3\text{-}2$$

در رابطه 2-3 Y متغیر تقلیل یافته است.

با تلفیق روابط 2-1، 2-2 و 2-3 رابطه 2-4 به دست می‌آید. این رابطه برای تطابق قانون گامبل بر روی سری شدت‌های ماکسیمم سالانه به کار برده می‌شود.

$$Xp = (\overline{X} - \frac{Yn}{Sn}.S) + \frac{S}{Sn}.Y \qquad 4\text{-}2$$

جدول 2-3 مقادیر میانگین تقلیل یافته (Yn)

m	*0*	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
0						*0.4588*	*0.4690*	*0.4773*	*0.4843*	*0.4901*
10	*0.4952*	*0.4996*	*0.5035*	*0.5070*	*0.5100*	*0.5128*	*0.5127*	*0.5181*	*0.5202*	*0.5220*
20	*0.5236*	*0.5252*	*0.5268*	*0.5283*	*0.5296*	*0.5309*	*0.5320*	*0.5332*	*0.5343*	*0.5353*
30	*0.5362*	*0.5371*	*0.5380*	*0.5388*	*0.5396*	*0.5402*	*0.5410*	*0.5418*	*0.5424*	*0.5430*
40	*0.5436*	*0.5442*	*0.5448*	*0.5453*	*0.5458*	*0.5463*	*0.5468*	*0.5473*	*0.5477*	*0.5481*
50	*0.5485*	*0.5489*	*0.5493*	*0.5497*	*0.5501*	*0.5504*	*0.5508*	*0.5511*	*0.5515*	*0.5518*
60	*0.5521*	*0.5524*	*0.5527*	*0.5530*	*0.5533*	*0.5535*	*0.5538*	*0.5540*	*0.5543*	*0.5545*
70	*0.5548*	*0.5550*	*0.5552*	*0.5555*	*0.5557*	*0.5559*	*0.5561*	*0.5563*	*0.5565*	*0.5567*
80	*0.5569*	*0.5570*	*0.5572*	*0.5574*	*0.5576*	*0.5578*	*0.5580*	*0.5581*	*0.5583*	*0.5585*
90	*0.5586*	*0.5587*	*0.5589*	*0.5591*	*0.5592*	*0.5593*	*0.5595*	*0.5596*	*0.5598*	*0.5599*
100	*0.5600*									

جدول 2-4 مقادیر انحراف از معیار تقلیل یافته (Sn)

m	*0*	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
0						*0.7928*	*0.8388*	*0.8749*	*0.9043*	*0.9288*
10	*0.9496*	*0.9676*	*0.9833*	*0.9971*	*1.0095*	*1.0206*	*1.0316*	*1.0414*	*1.0493*	*1.0565*
20	*1.0628*	*1.0696*	*1.0754*	*1.0811*	*1.0864*	*1.0915*	*1.0961*	*1.1004*	*1.1047*	*1.1086*
30	*1.1124*	*1.1159*	*1.1193*	*1.1226*	*1.1255*	*1.1285*	*1.1313*	*1.1339*	*1.1363*	*1.1388*
40	*1.1413*	*1.1436*	*1.1458*	*1.1480*	*1.1499*	*1.1519*	*1.1538*	*1.1557*	*1.1574*	*1.1590*
50	*1.1607*	*1.1623*	*1.1638*	*1.1658*	*1.1667*	*1.1681*	*1.1696*	*1.1708*	*1.1721*	*1.1734*
60	*1.1747*	*1.1759*	*1.1770*	*1.1782*	*1.1793*	*1.1803*	*1.1814*	*1.1824*	*1.1834*	*1.1844*
70	*1.1854*	*1.1863*	*1.1873*	*1.1881*	*1.1890*	*1.1898*	*1.1906*	*1.1915*	*1.1923*	*1.1930*
80	*1.1938*	*1.1945*	*1.1953*	*1.1959*	*1.1967*	*1.1973*	*1.1980*	*1.1987*	*1.1994*	*1.2001*
90	*1.2007*	*1.2013*	*1.2020*	*1.2026*	*1.2032*	*1.2038*	*1.2044*	*1.2049*	*1.2055*	*1.2060*
100	*1.2065*									

برای محاسبه فاصله اطمینان قانون گامبل روابط زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند.

$$Xp - S.Tp \le \hat{X}p \le Xp + S.Tp \qquad 5\text{-}2$$

$$Tp = \frac{B}{\sqrt{N}} \times Ta \qquad 6\text{-}2$$

$$B = \sqrt{1 + 1.44K + 1.10K^2} \qquad 7\text{-}2$$

در روابط قبل:

$\hat{x}_p$: مقدار متغیر احتمالی محاسبه شده برای اطمینان مشخص

S: انحراف از معیار نمونه در قانون گامبل

N: تعداد سالهای آماری

K: فاکتور فرکانس قانون گامبل

T: مقداری است که با در نظر گرفتن سطح اطمینان a معین می‌شود.

در جدول ذیل مقادیری از T_a را بر حسب a ذکر شده است.

جدول 2-5 مقادیر T_a بر حسب a

%a	T_a
50	0.674
68	1.000
80	1.282
90	1.645
95	1.960

- **شرح قانون فیشر**:

تابع توزیع فراوانی قانون فیشر به شکل رابطه 2-8 است.

$$p(x) = e^{-e^{\pm(X-A)/B}} \qquad 8\text{-}2$$

در رابطه فوق P(X) احتمال عدم وقوع و یا کمتر شدن است که مقدار آن بر حسب سال برگشت (T) از رابطه 2-9 محاسبه می‌شود.

$$P(X) = 1 - \frac{1}{T} \qquad 9\text{-}2$$

با در نظر گرفتن روابط 2-8 و 2-9 می‌توان رابطه 2-10 را به صورت ذیل در نظر گرفت.

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{\pm(X-A)/B}} \qquad 10\text{-}2$$

اگر از رابطه 2-10 دو بار لگاریتم گرفته شود، رابطه 2-11 حاصل خواهد شد.

$$\pm \ln(-\ln(1-\frac{1}{T})) = \frac{X-A}{B} \qquad 11\text{-}2$$

(علامت مثبت برای مقادیر حداقل و علامت منفی برای مقادیر حداکثر استفاده می‌شود)

با تلفیق روابط 2-11 و 2-3، رابطه 2-12 به دست می‌آید.

$$X = A + B.Y \qquad 12\text{-}2$$

رابطه 2-12 برای تطابق قانون فیشر بر روی سری شدت‌های ماکسیمم سالانه به کار می‌رود و شباهت زیادی به رابطه احتمالی قانون گامبل دارد(رابطه 2-4). ملاحظه می‌شود که ضرائب A و B در قانون گامبل تابعی از پارامترهای آماری میانگین و انحراف معیار جامعه هستند. البته باید توجه داشت در جامعه‌های با نمونه‌های کم، این مقادیر، میانگین و انحراف معیار واقعی جامعه نیستند، چون این پارامترها تحت تاثیر چند نمونه استثنائی مقادیر زیاد یا کم قرار می‌گیرند. اما در قانون فیشر، آقای لیبلاین روشی را ارائه کرده است که محاسبه ضرائیب A و B مبتنی بر دسته‌بندی نمونه‌های آماری یک جامعه است. این امر باعث از بین رفتن نمونه‌های استثنائی می‌شود. دستورالعمل این روش به شرح زیر است:

ابتدا متغیرهای یک جامعه آماری به ترتیب تاریخ وقوع آنها مرتب می‌شوند سپس این متغیرها به چند گروه تقسیم می‌گردند، بدین ترتیب که ابتدا گروه‌های شش عضوی و سپس با باقیمانده نمونه‌ها گروه‌های پنج عضوی و یا کمتر تشکیل می‌شود. اگر M تعداد عناصر جامعه و N خارج قسمت تقسیم M بر 6 و L باقیمانده باشد، به طور خلاصه طریقه تشکیل گروه‌ها با توجه به مقادیر M و N و L به قرار زیر است:

$L = 0$: N گروه 6 عضوی

$M < 6$: یک گروه M عضوی

$M = 7$: یک گروه 5 عضوی و یک گروه 2 عضوی

$L = 1$: (N – 1) گروه 6 عضوی و یک گروه پنج عضوی و یک گروه 2 عضوی

$L \neq 1$, 0: N گروه 6 عضوی و یک گروه L عضوی

بعد از تعیین گروه‌ها و تعداد آنها (K، تعداد گروه‌های تشکیل شده است)، مراحل زیر انجام می‌شود:

- عناصر هر گروه به ترتیب صعودی مرتب می‌گردند. ((X(k , j)، که j شماره ترتیب قرار گرفتن هر عضو در هر گروه و k شماره هر گروه است.
- محاسبه جمله $SJ6(j) = \sum_{k=1}^{K} X(k, j)$، برای (j= 1, 6) در صورتیکه چند گروه شش عضوی وجود داشته باشد.
- محاسبه جمله های 2-13 و 2-14

$$SAJ6 = \sum_{j=1}^{j=6} SJ6(j).AJ(j) \qquad 13\text{-}2$$

$$SBJ6 = \sum_{j=1}^{j=6} SJ6(j).BJ(j) \qquad 14\text{-}2$$

که مقدیر BJ و AJ از جدول شماره 2-6 استخراج می‌شوند. در این جدول، سطرها معرف گروه‌های مختلف (دو عضوی تا شش عضوی) و ستون‌ها معرف عضوهای هر گروه می‌باشند.

- در صورتیکه به غیر از گروه‌های شش عضوی، گروه با عضوهای کمتر مثلاً پنج عضوی وجود داشته باشد، بایستی روابط 2-15 و 2-16 را هم محاسبه نمود:

$$SAJN = \sum_{j=1}^{j=N} X(j).AJ(j) \qquad 15\text{-}2$$

$$SBJN = \sum_{j=1}^{j=N} X(j).BJ(j) \qquad 16\text{-}2$$

در روابط بالا، N تعداد اعضای گروه‌های کمتر از شش عضو و X اعضای گروه به ترتیب صعودی است.

- در صورتی که هم، گروه‌های شش عضوی و هم، یک گروه پنج عضوی و هم یک گروه دو عضوی وجود داشته باشد، بایستی روابط 2-17 و 2-18 را هم محاسبه نمود.

$$SAJ2 = \sum_{j=1}^{j=2} X(j).AJ(j) \qquad 17\text{-}2$$

$$SBJ2 = \sum_{j=1}^{j=2} X(j).BJ(j) \qquad 18\text{-}2$$

- ضرایب A و B از روابط 2-19 و 2-20 محاسبه می‌شوند. در این روابط M تعداد کل نمونه‌های جامعه آماری و N تعداد اعضای گروه‌های کمتر از شش عضو است.

$$A = \frac{6}{M} SAJ6 + \frac{N}{M} SAJN + \frac{2}{M} SAJ2 \qquad 19\text{-}2$$

$$B = \frac{6}{M} SBJ6 + \frac{N}{M} SBJN + \frac{2}{M} SBJ2 \qquad 20\text{-}2$$

در روابط بالا مقادیر M و N و SAJ6 و SAJN و SAJ2 و SBJ6 و SBJN و SBJ2 بر حسب تعداد گروه‌ها و اعضای آنها در حالت‌های مختلف، مقدار صفر و یا مقدار ثابت، به قرار زیر را دارا خواهند بود:

- در حالتی که نمونه‌های آماری، K گروه شش عضوی را تشکیل داده باشند:

SAJN = 0 , SAJ2 = 0 , SBJN = 0 , SBJ2 = 0

- در حالتی که نمونه‌های آماری، یک گروه پنج عضوی و یک گروه دو عضوی را تشکیل داده باشند:

N = 5 , SAJ6 = 0 , SBJ6 = 0

- در حالتی که نمونه‌های آماری K گروه شش عضوی و یک گروه پنج عضوی و یک گروه دو عضوی را تشکیل داده باشند: N = 5

- در حالتی که نمونه‌های آماری K گروه شش عضوی و یک گروه L عضوی را تشکیل داده باشند:

SAJ2 = 0 , SBJ2 = 0

جدول 2-6 مقادیر AJ و BJ برای محاسبه ضرایب A و B در قانون فیشر از روش لیبلاین

N \ J		1	2	3	4	5	6
2	AJ	0.91637	0.08363				
	BJ	-0.72135	0.72135				
3	AJ	0.65632	0.25571	0.08797			
	BJ	-0.63054	0.25582	0.37473			
4	AJ	0.51100	0.26394	0.15368	0.07138		
	BJ	-0.55862	0.08590	0.22392	0.24880		
5	AJ	0.41893	024628	0.16761	0.10882	0.05835	
	BJ	-0.55862	0.00653	0.13045	0.18166	0.18448	
6	AJ	0.35545	0.22549	0.16562	0.12105	0.08352	0.04887
	BJ	-0.45928	-0.03599	0.07319	0.12673	0.14953	0.14581

مثال 1: شدت‌های ماکسیمم سالانه برای فاصله زمانی 15 دقیقه ایستگاه باران سنج ثبات تهران – مهرآباد در دوره مشاهده (1981 - 1964) در جدول شماره 2-7 درج شده است (شدت های 15 دقیقه در سه گروه شش عضوی). برای محاسبه ضرایب A و B قانون فیشر، از روش لیبلاین، ارقام هر گروه جدول شماره 2-7 را به ترتیب صعودی مطابق جدول شماره 2-8 تنظیم نموده و بر اساس این ارقام، پارامترهای لازم در این جدول محاسبه می‌شود. [12]

جدول 2-7 شدت‌های ماکسیمم سالانه برای فاصله زمانی 15 دقیقه ایستگاه باران سنج ثبات تهران – مهرآباد

گروه سوم		گروه دوم		گروه اول	
شدت بر حسب میلیمتر در ساعت	سال	شدت بر حسب میلیمتر در ساعت	سال	شدت بر حسب میلیمتر در ساعت	سال
8	1976	12	1970	26	1964
12	1977	25	1971	20	1965
14	1978	30	1972	16	1966
12	1979	35	1973	18	1967
35	1980	28	1974	20	1968
22	1981	47	1975	23	1969

جدول 2-8 محاسبات مثال 1

j	1	2	3	4	5	6
X(1 , j)	16	18	20	20	23	26
X(2 , j)	12	25	28	30	35	47
X(3 , j)	8	12	12	14	22	35
$SJ6(j)=\sum_{k=1}^{k=3}X(k,j)$	36	55	60	64	80	108
AJ(j)	0.35545	0.22549	0.16562	0.12105	0.08352	0.04887
BJ(j)	-0.45928	-0.03599	0.07319	0.12673	0.14953	0.14581
SJ6(j) . AJ(j)	12.7962	12.40195	9.9372	7.7472	6.6816	5.27796
SJ6(j) . BJ(j)	-16.53408	-1.97945	4.3914	8.11072	11.9624	15.74748

سایر مراحل محاسبات به شرح زیر است:

$$SAJ6=\sum_{j=1}^{j=6}SJ6(j)\times AJ(j)=54.84211$$

$$SBJ6=\sum_{j=1}^{j=6}SJ6(j)\times BJ(j)=21.69847$$

با قرار دادن مقادیر SAJ6 و SBJ6 در روابط 2-19 و 2-20، مقادیر A و B به قرار زیر محاسبه می‌شوند:

$$A=\frac{6}{18}\times 54.84211=18.281 \qquad \text{و} \qquad B=\frac{6}{18}\times 21.69847=7.233$$

در نتیجه تابع احتمالی احتمالی فیشر بر روی شدت‌های ماکسیمم سالانه با فاصله زمانی 15 دقیقه در ایستگاه باران‌سنج ثبات تهران – مهر آباد مطابق رابطه ذیل خواهد بود:

$$X=18.281 + 7.233\ Y$$

2-1-3-2 روش‌های برازش توابع شدت – مدت برای سال‌های برگشت مختلف

بطور کلی می‌توان از دو روش که در ادامه شرح داده می‌شوند برای تعیین توابع فوق الذکر استفاده نمود:

- انطباق یک رابطه ترسیمی بر روی شدت‌های محاسبه شده احتمالی برای هر سال برگشت.

در این حالت، از بین نقاط تعیین شده شدت بر حسب زمان با استفاده از روش مجموع مربعات باقی مانده(R.S.S)، بهترین منحنی عبور داده می‌شود. شکل کلی این منحنی‌ها تقریباً به صورت هیپربولیک خواهد بود. البته در بعضی از ایستگاه‌های باران سنجی موارد استثنا نیز دیده می‌شود، بدین معنا که منحنی‌های شدت – مدت، شکل ریاضی خاصی نخواهند داشت.

- تعیین توابع ریاضی شدت – مدت برای سال های برگشت مختلف.

در این روش، از توابع ارائه شده در روابط 2-21 و 2-22 استفاده می‌شود.

$$I = \frac{a}{b+t} \quad \text{یا} \quad \frac{1}{I} = \frac{b}{a} + \frac{1}{a}t \qquad 21\text{-}2$$

$$I = at^{b} \qquad 22\text{-}2$$

در روابط فوق I شدت و t مدت زمان بارندگی و a و b پارامترهایی هستند که از روش‌های همبستگی خطی و لگاریتمی برای توابع ارائه شده در روابط 2-21 و 2-22 محاسبه می‌شوند.

2-4 بررسی روشهای تحلیل اطلاعات بارندگی

داده‌های خام بارندگی و آمارهای جمع‌آوری شده از باران‌سنج‌ها، بایستی با استفاده از روشهای مختلف مورد بررسی قرار گیرند. نقایص و کمبودهای داده‌ها برطرف شده و درستی و همگنی آنها نیز مورد آزمون قرار گیرد. سپس تجزیه و تحلیل لازم بر روی آنها اعمال گردد. در بخش 2-3 توضیحات کاملی در خصوص روشهای تحلیل آماری آمده است در این قسمت ابتدا ضوابط تخمین و تکمیل داده‌های ناقص بیان می‌شود سپس روشهای مختلف آزمون همگنی داده‌ها ارائه می‌گردد.

2-4-1 ضوابط تخمین و تکمیل داده‌های ناقص

در برخی مناطق ممکن است اطلاعات لازم در مورد بارش در دسترس نباشد. روشهای مختلفی برای تخمین بارندگی مجهول وجود دارد که در این قسمت به سه روش اشاره می‌شود:

- **روش میانگین‌گیری**

در صورت وجود آمار و اطلاعات در ایستگاههای مجاور، می‌توان از روش میانگین‌گیری برای تخمین آمار در ایستگاه مورد نظر استفاده نمود. اگر N_1، N_2 و N_3 متوسط بارندگی سالانه ایستگاههای مجاور بوده و اختلاف آنها با N_x (متوسط بارندگی سالانه ایستگاه مورد نظر) کمتر از 10 درصد آن باشد، آنگاه می‌توان بارندگی مجهول (P_x)برای دوره مورد نظر را از رابطه زیر تخمین زد:

$$P_x = \frac{(P_1 + P_2 + P_3)}{3} \qquad 23\text{-}2$$

- **روش نسبت نرمال**

اگر اختلاف N_1، N_2 و N_3 با N_x بیشتر از 10 درصد آن باشد، آنگاه می‌توان بارندگی مجهول برای دوره مورد نظر را با استفاده از رابطه 2-24 تخمین زد:

$$P_x = N_x \frac{\left[\frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} + \frac{P_3}{N_3}\right]}{3} \qquad 24\text{-}2$$

ü روش اداره هواشناسی آمریکا

در این روش نیازی به آمار سالیانه نبوده و آمار مجهول از میانگین وزنی آمار ایستگاههای مجاور بدست می‌آید:

$$P_x = \frac{\sum P_i W_i}{\sum P_i} \qquad 25\text{-}2$$

در رابطه فوق:

$W_i =$ وزن هر ایستگاه بوده و از رابطه زیر بدست می آید:

$$W_i = \frac{1}{\left(\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2\right)} \qquad 26\text{-}2$$

که $\left(\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2\right)$، مربع فاصله ایستگاه i ام از ایستگاه مورد نظر است. [1، 8، 9]

2-4-2 آزمون همگنی داده‌ها

تغییر در وضعیت قرار گرفتن باران سنج‌ها و یا تغییر در عملیات نظارت بر آنها، ممکن است باعث ثبت شدن مقادیر نادرست بارندگی شود. بنابراین لازم است قبل از تجزیه و تحلیل داده‌های بارندگی، همگنی داده‌های مذکور که به معنای یکنواختی آنها است، مورد ارزیابی قرار گیرد. روشهای مختلفی برای آزمون همگنی داده‌ها وجود دارد که در این قسمت به روش جرم مضاعف و آزمون توالی اشاره می‌شود.

ü روش جرم مضاعف

از معمول‌ترین روش‌های آزمون همگنی داده‌ها، روش جرم مضاعف است. طریقه آزمون همگنی داده‌ها به روش جرم مضاعف برای ایستگاه فرضی A بصورت زیر است:

1. چند ایستگاه در اطراف ایستگاه مورد نظر انتخاب می‌شود و میانگین داده‌های آنها محاسبه می‌گردد.
2. مقادیر تجمعی داده‌های ایستگاه A محاسبه می‌شود.
3. مقادیر تجمعی میانگین ایستگاههای مجاور نیز برای هر سال محاسبه می‌گردد.
4. در یک دستگاه محور مختصات، محور افقی به داده‌های تجمعی میانگین ایستگاههای مجاور و محور عمودی به داده‌های تجمعی ایستگاه A اختصاص داده می‌شود. موقعیت مختصاتی هر یک از سالها که به عنوان یک نقطه در نظر گرفته می‌شود، نیز مشخص می‌گردد.

5. نقاط حاصله به یکدیگر متصل می‌گردد، اگر از ابتدا تا انتها یک خط مستقیم حاصل شود در این صورت داده های ایستگاه A نسبت به ایستگاههای مجاور خود همگن است در غیر اینصورت از هر زمان که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در داده‌ها به وجود آمده باشد شیب خط تغییر کرده و دال بر عدم همگنی داده‌ها در طول دوره آماری است. [8، 11]

ü روش آزمون توالی

طریقه آزمون همگنی داده‌ها به روش آزمون توالی برای ایستگاه فرضی A بصورت زیر است:

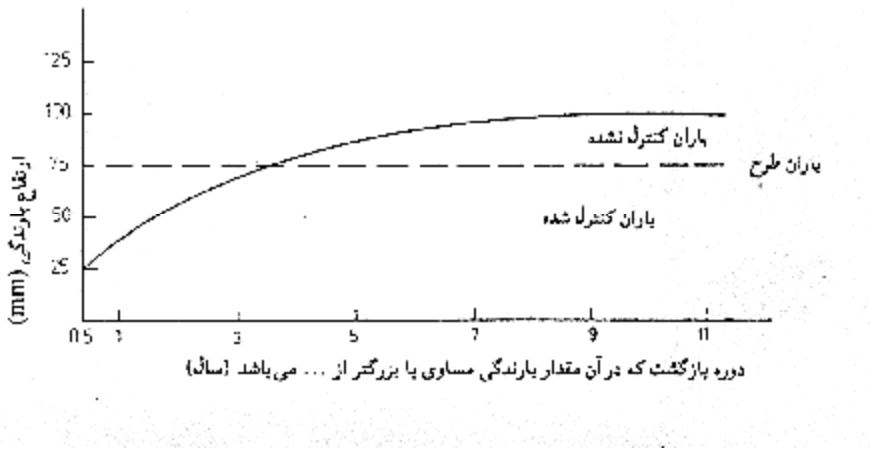
1. داده‌ها به ترتیب صعودی و یا نزولی مرتب می‌شوند.
2. میانه داده‌ها تعیین می‌گردد. مقدار میانه برابر با رقمی است که در وسط سری داده‌ها قرار دارد.
3. هر یک از داده‌ها با مقدار میانه به دست آمده از مرحله 2 مقایسه می‌شود چنانچه مقدار داده از مقدار میانه بزرگتر باشد با علامت a و چنانچه از آن کوچکتر باشد با علامت b مشخص می‌گردد.
4. با توجه به علامت‌های به دست آمده از مرحله 3، تعداد دنباله‌ها را که از یک یا چندین سال متوالی با علامت a یا b مشخص شده‌اند، تعیین می‌گردد. مجموع هر دو دنباله با علامت U بیان می‌شود.
5. تعداد a ها و b ها شمارش می‌شوند تا n_a و n_b به دست آید.
6. در جدول 2-9 هریک از اعداد n_a یا n_b که بزرگتر باشند در ردیف افقی بالای جدول و عدد کوچکتر در ستون عمودی سمت چپ آورده شده و دو خط عمودی و افقی از این نقاط اخراج می‌شود. در محل تلاقی این خطوط دو عدد ملاحظه می‌شود اگر عدد U بین اعداد نوشته شده در جدول قرار گیرد، داده‌ها همگن می‌باشند. [8، 11]

جدول 2-9 تعیین تعداد دنباله‌های مجاز در روش آزمون توالی

	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2								2	2	2	2	2	2	2	2	2
								6	6	6	6	6	6	6	6	6
3		2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3
		8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
4	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
5	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5
	10	10	11	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
6		3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	6	6
		11	12	12	13	13	13	13	14	14	14	14	14	14	14	14
7			3	4	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6	6
			13	13	14	14	14	14	15	16	16	16	16	16	16	16
8				4	5	5	5	6	6	6	6	6	7	7	7	7
				14	14	15	15	16	16	16	16	17	17	17	17	17
9					5	5	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8
					15	16	16	16	17	17	18	18	18	18	18	18
10						6	6	7	7	7	7	8	8	8	8	9
						16	17	17	18	18	18	19	19	19	20	20
11							7	7	7	8	8	8	9	9	9	9
							17	18	19	19	19	20	20	20	21	21
12								7	8	8	8	9	9	9	10	10
								19	19	20	20	21	21	21	22	22
13									8	9	9	9	10	10	10	10
									20	20	21	21	22	22	23	23
14										9	9	10	10	10	11	11
										21	22	22	23	23	23	24
15											10	10	11	11	11	12
											22	23	23	24	24	25
16												11	11	11	12	13
												23	24	25	25	25
17													11	12	12	13
													25	25	26	26
18														12	13	13
														26	26	27
19															13	13
															27	27
20																14
																28

2-5 بررسی و تعیین مقدار بارندگی طرح

با افزایش مقدار بارندگی، فراوانی وقوع آن کاهش می‌یابد. این رابطه در مورد تمام بارندگیها اعم از روزانه، ماهانه، و یا سالانه صادق است. رابطه بین مقدار بارندگی و فراوانی وقوع از طریق تجزیه و تحلیل داده‌های بارندگی در یک دوره 20 تا 30 ساله به دست می‌آید. منحنی‌های حاصل از تجزیه و تحلیل داده‌های بارندگی را منحنی فراوانی می‌نامند. در شکل 2-7 نمونه‌ای از منحنی فراوانی وقوع باران 48 ساعته ارائه شده است. همانطوری که در شکل مذکور ملاحظه می‌گردد باران 48 ساعته‌ای که مقدار آن بیش از 85 میلی‌متر یا بیشتر باشد به طور متوسط در 5 سال یکبار به وقوع می‌پیوندد. [10]



شکل2-7 نمونه منحنی فراوانی وقوع بارانهای 48 ساعته

باران طرح، بحرانی‌ترین بارانی است که آبروهای مسیر بایستی آن را تخلیه نمایند. البته ممکن است بارانهای شدیدتری نیز رخ دهد که سیستم برای آن طراحی نشده باشد بدیهی است در این حالت آبروها و جسم راه دچار آسیب خواهد شد.

با توجه به روش مورد استفاده جهت تعیین دبی پیک سیلاب، باران طرح در نظر گرفته شده متفاوت است. درادامه خصوصیات باران طرح در روشهای استدلالی و SCS ارائه می‌گردد.

ü روش استدلالی

در روش استدلالی، بارانهایی که مدت آنها برابر زمان تمرکز حوضه باشد، بیشترین دبی را ایجاد می‌نماید و به عنوان باران طرح در نظر گرفته می‌شوند. دوره‌های بازگشتی که برای این منظور به کار برده می‌شود بسته به درجه اهمیت راه و میزان ریسک قابل قبول، از 10 تا 25 سال لحاظ می‌گردد.

ü روش SCS

همانگونه که در روش استدلالی نیز ذکر شد، فراوانی وقوع باران طرح در آبروها معمولاً 10 تا 25 ساله در نظر گرفته می‌شود. هیدروگرافی که برای این منظور ترسیم می‌شود به طور استاندارد برای یک باران 6 ساعته است. اگر زمان تمرکز حوضه از 6 ساعت کمتر باشد باز هم هیدروگراف 6 ساعته مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد اما چنانچه حوضه آبریز مورد مطالعه بزرگ و زمان تمرکز آن بیش از 6 ساعت باشد در این صورت بارانهایی در نظر گرفته می‌شود که مدت آن برابر زمان تمرکز حوضه باشد. حداکثر بارش 6 ساعت با دورهٔ برگشت موردنظر را می‌توان از روی حداکثر بارش 24 ساعته با همان دورهٔ بازگشت از فرمول زیر بدست آورد:

$$P_{6,T} = \frac{P_{24,T}}{1.48} \qquad 27\text{-}2$$

پس از به دست آوردن مقدار بارش 6 ساعته، سوالی که مطرح می‌شود این است که مقدار بارش اشاره شده چگونه نازل می‌شود؟ آیا شدت آن در طول 6 ساعت یکنواخت است؟ جهت پاسخگویی به سوالات مذکور بایستی نحوه توزیع بارندگی در مدت 6 ساعت در دست باشد. برای به دست آوردن الگوی توزیع زمانی بارندگی از پیشنهاد سازمانی جهانی هواشناسی (WMO) استفاده می‌شود. الگوی مذکور در جدول2-10 ارائه شده است. در ستون اول این جدول زمان از ساعت صفر تا ساعت ششم، در ستون دوم، زمان بارش از ابتدا تا انتها برحسب درصد و در ستون سوم درصد بارش نازل شده نسبت به کل بارش 6 ساعته تا آن لحظه از زمان، آمده است.

جدول 2-10 توزیع زمانی بارندگی 6 ساعته در طول بارندگی برای استفاده در روش SCS

زمان		درصد بارندگی
ساعت	درصد	
0	0	0
0.5	2	2
1	8	8
1.5	15	15
2	22	22
2.5	60	60
3	70	70
3.5	78	78
4	84	84
4.5	88	88
5	62	92
5.5	69	96
6	100	100

پس از تعیین الگوی توزیع زمانی بارندگی، هایتوگراف رگبار طراحی به ترتیب زیر محاسبه و رسم می‌گردد:

1. یک دورهٔ زمانی Δt برای هایتوگراف انتخاب می‌شود که مقدار آن نباید از $0.28T_p$ تجاوز کند. (توصیهٔ SCS برابر $0.133T_C$ است که باید مضربی از 6 باشد). T_c و T_p به ترتیب، زمان تمرکز حوضه و زمان رسیدن به دبی پیک می‌باشند.
2. با توجه به ارقام جدول توزیع بارندگی، برای دورهٔ زمانی Δt مقدار بارش محاسبه می‌شود.
3. پس از تعیین مقدار بارش در هر دوره، هایتوگراف رگبار به دست می‌آید. [8، 10]

فصل دوم

ارائه راهنمای مناسب جهت انجام مطالعات هیدرولوژی

واحد مطالعاتی و اجرایی در زمینه هیدرولوژی، مهندسی منابع آب و مسائل مرتبط با طراحی سازه‌های هیدرولیکی، حوضه‌های آبریز می‌باشد. حوضه آبریز از بهم پیوستن خط الراس‌های ارتفاعات اطراف یک مسیل یا آبراهه تشکیل می‌شود و رواناب حاصله از بارندگی روی سطح آن از نقطه‌ای که پایین‌ترین ارتفاع را دارا می‌باشد، می تواند از حوضه خارج گردد. این نقطه گاهی محل تقاطع مسیل و مسیر می‌باشد. هر نقطه‌ای که روی یک مسیل در نظر گرفته شود برای منطقه‌ای که در بالادست آن نقطه واقع شده است به عنوان نقطه تمرکز به حساب می‌آید. ویژگی‌های فیزیکی حوضه‌های آبریز نظیر مساحت حوضه، شیب حوضه، زبری هیدرولیکی، تراکم شبکه زهکشی در حوضه و ... بر روی ضریب رواناب، حداکثر دبی اوج سیلاب و شکل هیدروگراف سیل تاثیر فراوانی دارند. در حالت کلی بررسی ویژگی‌های فیزیکی حوضه‌های آبریز با استفاده از نقشه‌های توپوگرافی و یا نقشه‌های موضوعی با مقیاس مناسب صورت می‌گیرد. بدیهی است هر مقدار نقشه توپوگرافی بزرگ مقیاس‌تر باشد دقت در برآورد ویژگی‌های فیزیکی حوضه‌آبریز بیشتر خواهدبود. معمولاً با توجه به نقشه‌های موجود در کشور، جهت ترسیم حوضه‌های آبریز مسیلهای متقاطع با راهها، از نقشه‌های به مقیاس 1:25000 و در صورت عدم وجود نقشه‌های مذکور، از نقشه‌های به مقیاس 1:50000 استفاده می‌شود.

مهمترین عامل در طراحی سازه‌های زهکشی راه، تخمین دبی حداکثر سیلاب با دوره‌های بازگشت مختلف است. مساله را بطور کلی می‌توان به دو حالت ذیل دسته‌بندی نمود.

- حوضه‌هایی که دارای ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب باشند

حوضه‌های آبریزی که در داخل و یا حوضه‌های مجاور آنها ایستگاه‌های ثبات سیلاب با دوره‌های زمانی کافی وجود دارد و می‌توان از اطلاعات موجود در این ایستگاه‌ها جهت محاسبهٔ دبی حداکثر سیلاب استفاده نمود.

- حوضه‌هایی که فاقد ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب باشند

حوضه‌هایی که ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب در داخل و یا مجاورت آنها وجود نداشته و یا ایستگاه‌های موجود، فاقد آمار کافی و مناسب هستند. در ایستگاه‌های دارای آمار ناکافی و ناقص می‌توان از برخی روشها جهت بازسازی، انتقال و تکمیل داده‌ها استفاده نمود.

اگر داده‌های کافی ثبت سیلاب در حوضهٔ آبریز مسیل مورد مطالعه یا در مسیل‌های مجاور آن موجود باشد، روشهای آماری تحلیل داده‌ها، بهترین روش برای محاسبهٔ سیلاب طراحی است در غیر این‌صورت از روشهای زیر استفاده می‌شود:

1- معادلات رگرسیونی منطقه‌ای 2- روشهای مبتنی بر بارش – رواناب 3- روابط رایج تجربی

در صورت امکان دست‌یابی به معادلات رگرسیونی منطقه‌ای، بدلیل اینکه در این روش از آمار موجود ایستگاههای هیدرومتری حوزه های آبریز مجاور استفاده می شود که شباهت بسیاری از لحاظ هواشناسی و خصوصیات حوزه آبریز به حوزه مورد مطالعه دارد، استفاده از این روابط بر روابط تجربی و روشهای مبتنی بر بارش – رواناب ارجحیت دارد. ضمن اینکه در روشهای مبتنی بر تبدیل بارش به رواناب و روشهای تجربی تخمین ضرایب مربوط به نفوذپذیری و سایر ضرایب با تقریب زیادی همراه است.

در این فصل ابتدا نحوه جمع‌آوری و تکمیل داده‌های هیدرولوژیکی مورد بررسی قرار می‌گیرند سپس روش‌های مناسب جهت تعیین دبی سیلابی حوضه‌ها بر اساس اطلاعات موجود و در دسترس ارائه میشود. با توجه به موضوع مطالعات حاضر و نظر به کوچک بودن مساحت حوضه های آبریز آبروهای مسیر، عمده توجه به محاسبهٔ دبی حداکثر سیلاب در حوضه‌های فاقد آمار مانند روابط رگرسیونی و روشهای مبتنی بر بارش – رواناب اختصاص دارد.

2-1 نحوه تهیه اطلاعات هیدرولوژیکی و ایستگاه‌های هیدرومتری منطقه

اولین قدم در مطالعات هیدرولوژی، شناخت نوع داده‌های مورد نیاز است که بستگی به مرحله انجام مطالعات دارد. در مطالعات مقدماتی، کلیات پروژه مورد بررسی واقع می‌شود بنابراین نیازمند دقت عمل زیادی نیست. اما در مطالعات مراحل اول و دوم، تمام جزئیات باید تحلیل شوند. پس از اینکه هدف مطالعات تعیین شد بر اساس روش انتخابی، می‌توان مقدار و نوع داده‌های مورد نیاز را به سهولت تعیین کرد. این داده‌ها ممکن است شامل جزئیات حوضه آبریز (نقشه‌های توپوگرافی و کاربری اراضی)، مقادیر ثبت شده بارندگی در رگبارهای مختلف و اطلاعاتی درباره سیلاب‌های حداکثر سالانه یا ثبت مقادیر جریان‌ها به صورت پیوسته باشد. بسته به ابعاد و چشم‌انداز پروژه ممکن است به داده‌های تاریخی سیلاب جهت شناسایی بهتر جریان‌های رودخانه نیز نیاز شود.

اگر نوع نیاز به داده‌ها دقیقاً مشخص گردد، جمع‌آوری و تکمیل داده‌ها، متناسب با اهمیت پروژه انجام می‌گیرد. اغلب یک برنامه منسجم جمع‌آوری داده‌ها به تحلیل و نتیجه‌گیری مطلوب‌تر منجر می‌شود. با توجه به اینکه یک روش کاربردی برای همه مسائل طراحی وجود ندارد، غالباً نوع نیاز به داده‌ها بر اساس روش طراحی تغییر می‌کند. پس از تعیین نوع داده‌های مورد نیاز، گام بعدی انتخاب منابع داده‌هاست. در ادامه این قسمت مطالبی در خصوص نحوه جمع‌آوری و تکمیل داده‌های مورد نیاز، ارائه می‌شود.

2-1-1 جمع‌آوری و تکمیل داده‌ها

بیشتر اطلاعات و داده‌های لازم برای طراحی آبروها از مراجع زیر قابل حصول است:

- بررسی‌های محلی و نقشه‌برداری‌های میدانی
- فایل‌های الکترونیکی و انتشارات سازمان‌های دولتی مانند سازمان هواشناسی، سازمان نقشه‌برداری، مرکز تحقیقات آب، طرح جامع آب کشور، وزارت نیرو، کمیته ملی سدهای بزرگ، موسسه تحقیقات آب وخاک و ادارات کل راه و ترابری استانها.
- فایل‌های مربوط به سازمان‌های استانی و محلی مانند ادارات آب و ....
- مستندات، گزارشها، سمینارها وکنفراسهایی که توسط وزارت راه و ترابری برگزار شده است.

2-1-1-1 بررسی محلی و نقشه‌برداری میدانی

با توجه به اینکه هر پروژه، یک مسئله خاص و منحصر به فرد است بنابراین اعتماد به روشهای استاندارد (کلیشه‌ای) ممکن است در بهترین حالت حاوی نوعی ریسک باشد. بازدید و نقشه‌برداری محلی یکی از اولین راه‌حلها برای جمع‌آوری اطلاعات هیدرولوژیکی مطمئن است. بر اساس اطلاعات بدست آمده از نقشه‌برداری میدانی، از اغراق در برآورد هیدرولوژیکی سیلاب جلوگیری می‌شود.

نوع داده‌های جمع‌آوری شده در نقشه‌برداری میدانی شامل مواردی چون:

- ارتفاع داغاب
- نوع سازه‌های زهکشی مجاور
- تشخیص پایداری رودخانه و پتانسیل فرسایشی آن
- امکان‌یابی و شناخت عوارض فیزیکی که می‌تواند روی پروژه تأثیر بگذارد یا از آن تأثیر پذیرد
- تغییرات مهم در کاربری اراضی نسبت به آنچه که در نقشه‌های توپوگرافی مشخص است
- سایر عوارض مهم و لازم که از سایر منابع قابل دسترس نیست

می‌باشد. به منظور جمع‌آوری صحیح داده‌هایی که از یک نقشه‌برداری میدانی می‌توان بدست آورد، بایستی موارد ذیل در نظر گرفته شوند:

- نقشه‌بردار دانش عمومی طراحی زهکشی را داشته باشد.
- داده‌ها با گزارشات و عکس‌ها به خوبی مطابقت نماید.

لازم به ذکر است که نقشه‌برداری محلی صرفاً یکی از اطلاعاتی است که توسط تیم نقشه‌بردار تهیه می‌گردد. سایر اطلاعات در خصوص ارتفاع داغاب، مسیل‌های تاریخی، عملکرد سازه‌های مجاور و ... نیز باید توسط تیم نقشه‌بردار به اطلاعات فوق اضافه شود. [1، 9]

2-1-1-2 سایر منابع داده

یک منبع فوق‌العاده داده‌ها، اسناد و گزارشاتی است که دیگر استانها و سازمان‌های شهری منتشر می‌کنند. بسیاری از این سازمان‌ها در طراحی زهکشی محوطه‌ها و ساختمانها فعال هستند و داده‌هایی در اختیار دارند که

می‌تواند برای طراحی پروژه راه مفید باشد. مهندس طراحی که عهده‌دار طراحی زهکشی راه است بایستی بتواند با سازمانهای دیگر روابط مناسب جهت دریافت و ارائه اطلاعات مفید برقرار نماید. از جمله سازمانهای دولتی که داده‌ها را جمع‌آوری می‌کنند می‌توان به مرکز تحقیقات آب ایران(تماب)، مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری، سازمان جنگلها، مراتع و آبخیزداری، کمیته ملی سدهای بزرگ، مهندسین مشاور جاماب، مهندسین مشاور مهاب قدس، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری و سازمان حفاظت محیط زیست اشاره کرد.

سیلاب‌ها و حوادث تاریخی، از دیگر منابع داده‌ها می‌باشند که بایستی بوسیله مهندس طراح در نظر گرفته شوند. سیلاب‌ها، حوادث مهمی هستند و معمولاً اطلاعات خاص آنها مانند بالاترین ارتفاع سطح آب، ثبت شده است. منابع چنین اطلاعاتی عموماً شامل روزنامه‌های محلی، ادارات استانی، دانشگاه‌ها یا نشریه‌های منتشره توسط ادارات دولتی است. در گزارشهای طرح جامع آب کشور که توسط مهندسین مشاور جاماب انجام شده است میزان خسارات سیل و سال وقوع سیلاب‌های تاریخی ارائه گردیده است. از اطلاعات این قبیل نشریه‌ها می‌توان برای مشخص نمودن طوفان‌هایی که ممکن است در ناحیه مربوطه اتفاق افتاده باشد استفاده نمود.

اطلاعات اساسی که هر مهندس طراح قبل از انجام مطالعات، نیاز به تهیه آنها دارد عبارتست از:

- مقادیر سیلاب ثبت شده
- مقادیر بارندگی‌های ثبت شده
- نوع خاک
- کاربری اراضی حوضه آبریز
- انواع دیگر داده‌های اصلی که نیازمند آنالیز هیدرولوژیک می‌باشند.

2-1-2 داده‌های جریان سیلاب

منبع اصلی اطلاعات دبی و سیلاب آبراهه‌ها و رودخانه‌ها، مرکز تحقیقات آب وابسته به وزارت نیرو است که عهده‌دار جمع‌آوری و مستندسازی داده‌های مربوط به سیلاب در کلیه ایستگاه‌های سیلاب‌سنجی کشور می‌باشد.

از دیگر منابع داده‌های سیلاب می‌توان به ادارات آب استانها، شرکت‌ها و مؤسسات مربوط به تحقیقات آب، دانشگاهها و سایر انجمن‌های علمی اشاره نمود.

2-1-3 داده‌های پایه‌ای متفرقه

عکس‌های هوایی منبع فوق العاده اطلاعات هیدرولوژیک می‌باشند. اصلی‌ترین مرجع عکس‌های هوایی سازمان نقشه‌برداری کشور است. ضمناً می‌توان از عکسهای هوایی مندرج در نرم‌افزار Google Earth نیز استفاده نمود.

انواع دیگر داده‌هایی که ممکن است در طراحی هیدرولوژیکی مورد نیاز باشند شامل داده‌های مربوط به نفوذ، تبخیر، زمین‌شناسی، بارندگی (برف)، تابش خورشیدی و اقیانوس‌شناسی است. منابع این نوع داده‌ها پراکنده هستند. علاوه برمواردی که قبلاً ذکر شد منابع دیگری برای اطلاعات مورد نیاز، وجود دارند که از آن جمله می‌توان به مراجع عمومی مانند کتاب‌های درسی زهکشی یا راهنمای هیدرولوژی سایر سازمانها و وزارتخانه‌ها، اطلس‌های هیدرولوژی، گزارشات و انتشارات اختصاصی، روزنامه‌های انجمن‌های حرفه‌ای و انتشارات دانشگاهها اشاره نمود.

2-1-4 کیفیت و مطلوبیت داده‌ها

پس از جمع‌آوری داده‌های هیدرولوژیک مورد نیاز، گام بعدی تدوین داده‌ها به شکل استاندارد جهت استفاده در تجزیه وتحلیل‌های آتی است. مهندس طراح باید ناسازگاری‌ها و تناقضات موجود در داده‌ها را پیدا نماید تا از تولید خطا در محاسبات و نتایج جلوگیری شود. هدف اصلی از آنالیز داده‌ها، استخراج مجموعه داده‌هایی است که معرف مناسبی از خصوصیات هیدرولوژیکی منطقه باشند. داشتن تجربه و دانش کافی، قسمت مهمی از ارزیابی داده‌ها را تشکیل می‌دهد. روشهای آماری می‌توانند در آنالیز داده‌ها ارزش زیادی داشته باشند، اما استفاده از روشهای آماری نیازمند شناخت کافی از فرآیندهای هیدرولوژیکی است. لازم به ذکر است که قضاوت در خصوص استفاده یا عدم استفاده از داده‌ها و سیلاب‌های بزرگ تاریخی نیز به کمک روشهای آماری انجام می‌گیرد.

2-2 روش‌های مناسب جهت تعیین دبی طراحی سیلاب در حوضه‌ها بر اساس اطلاعات موجود

مناسب‌ترین روش برای تعیین حداکثر دبی، روش آماری تحلیل فراوانی است که از جمله آنها می‌توان به تحلیل لوگ پیرسون نوع III (بخش 3-2 گزارش مرحله دوم) اشاره نمود[1]. مهندسین طراح مسیر در محل تقاطع محور جاده با رودخانه احتیاج به تحلیل هیدرولیکی و هیدرولوژیکی منطقه دارند. در صورتیکه ایستگاههای ثبت سیلاب به حد کافی وجود نداشته باشد یا در بعضی از مواقع اندازه‌گیری پارامترهای هیدرولوژیکی اصلاً انجام نپذیرفته باشد، استفاده از تحلیل‌های منطقه‌ای و تکنیک‌های تجربی، نتایج موفقیت‌آمیزی در بر دارد.

در روش‌های تجربی، فرمول‌ها و گراف‌هایی تهیه شده است که در حوضه‌های آبریز فاقد اندازه‌گیری سیلاب، مقادیر دبی با دوره‌های بازگشت مختلف تخمین زده می‌شود. استفاده ترکیبی از تحلیل‌های تجربی و منطقه‌ای می‌تواند بسیار کارساز باشد. در این قسمت ابتدا به معادلات رگرسیون منطقه‌ای اشاره می‌شود سپس روش SCS که از جمله روشهای مبتنی بر مدلهای بارش – رواناب است، ارائه می‌گردد. روش استدلالی نیز در انتهای فصل آمده است.

3-1-2-2 محدودیت‌ها و کاربردها

معادلات منطقه‌ای در هر منطقه برای حوضه‌های آبریز غیرشهری و طبیعی بدست آمده است. کاربران باید طوری از این معادلات رگرسیونی استفاده نمایند که از متغیرهای مستقل نزدیک به واقعیت استفاده شود.

محدودیت‌هایی که باید در نظر گرفته شود به قرار زیر است :

- معادلات بین‌شهری باید برای مناطق غیرشهری استفاده شود و برای مناطق شهری کاربرد ندارد مگر اینکه اثرات شهری قابل صرفنظر کردن باشد.
- در مناطقی که سد وجود دارد، معادلات رگرسیونی قابل استفاده نیست. سازه‌های سیل‌بند و بقیه سازه‌های ساخته شده نیز بر دبی حداکثر تأثیرگذار است.
- مساحت حوضه باید همیشه تعیین شود. اگرچه ممکن است سطح حوضه برای یک منطقه جزء متغیرهای معادله نباشد.

- در بعضی موارد، مقدار سیل حداکثر ممکن است از تعدادی از سیلابهای حداکثرمحاسبه شده T ساله برای حوضه آبریز کمتر باشد (دبی حداکثر T ساله حداکثر دبی است که احتمال رخ دادن آن یک‌بار در T سال باشد). مهندسان باید به دقت، حداکثر سیلاب‌های منطقه را بررسی کنند .
- در بعضی از مناطق هیدرولوژیکی، معادلات پیش‌بینی دبی حداکثر برای دوره‌های بازگشت بالاتر از 100 سال وجود ندارد. در اینگونه موارد هیدرولوژیست باید به ارزیابی روشهای درون‌یابی و برون‌یابی و تفسیر آنها برای دبی حداکثرT ساله بپردازد.

2-2-2 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش SCS

SCS یک روش گرافیکی برای تعیین دبی پیک سیلاب است که توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا در سال 1972 برای حوضه‌هایی که در آنها داده‌های اندازه‌گیری سیلاب وجود ندارد، پیشنهاد شده است. [1]

روش مذکور شامل مراحل ذیل است:

- تبدیل بارندگی به رواناب با استفاده از منحنی‌های CN. به عبارت دیگر در این قسمت باید میزان رواناب حاصل از بارش در سطح حوضه آبریز محاسبه گردد.
- تبدیل رواناب محاسبه شده در گام قبل به دبی کل حوضه به کمک هیدروگراف واحد بدون بعد .

زمان تمرکز، یکی از مهمترین مشخصات فیزیکی حوضه‌های آبریز است. زمان تمرکز، زمانی است که طول می‌کشد تا رواناب از دورترین نقطه حوضه، مسیر هیدرولوژیکی خود را طی نماید و به نقطه خروجی برسد. در روش SCS همانطور که در ادامه می آید ابتدا مسیر حرکت جریان به بخشهای سه گانه (جریان ورقه ای، جریان متمرکز کم عمق و جریان آبراهه ای) تقسیم شده و زمان تمرکز، از جمع زمانهای حرکت جریان در این بخشها (روابط 2-4 و 2-5) بدست می‌آید. زبری سطح، شیب حوضه، نوع جریان و شکل مجرا از جمله عوامل بسیار مهم در تعیین زمان تمرکز می‌باشند.

$$T_t = \frac{L}{3600\,V} \qquad 4\text{-}2$$

$$T_c = \sum T_t \qquad 5\text{-}2$$

در روابط فوق L طول مسیر جریان بر حسب متر، V سرعت جریان بر حسب متر بر ثانیه و T_t زمان حرکت جریان در هر یک از قطعات و T_c زمان تمرکز حوضه هر دو بر حسب ساعت است.

همانطور که اشاره شد، در روش SCS (سازمان حفاظت خاک آمریکا) جریان به سه قسمت به صورت زیر تقسیم می‌گردد که برای هر قسمت زمان حرکت بطور جداگانه محاسبه می‌شود.

ü جریان ورقه‌ای (Sheet Flow)

این جریان در سرشاخه‌های آبراهه قبل از تشکیل جریان تجمعی کم عمق بوجود می‌آید و پس از طی نمودن مسافتی به طول حدود 90 متر به جریان تجمعی کم عمق تبدیل می‌شود. زمان حرکت در این نوع جریان از رابطه6-2 محاسبه می‌شود

$$T_t = \frac{a}{P_2^{0.5}}\left[\frac{nL}{\sqrt{S}}\right]^{0.8} \qquad 6\text{-}2$$

در این رابطه

T_t: زمان حرکت جریان ورقه‌ای بر حسب ساعت

n: ضریب مربوط به زبری بستر حوضه (ضریب زبری مانینگ)

L: مسافت طی شده توسط جریان در حالت جریان ورقه‌ای بر حسب متر

P_2: بارندگی 24 ساعته با دوره بازگشت 2 سال برحسب میلیمتر

S: شیب خط تراز هیدرولیکی بر حسب متر / متر

a: ضریب ثابت که معادل 5/5 در سیستم آحاد متریک(SI) و 0/42 در سیستم آحاد انگلیسی(CU)

ü جریان متمرکز کم عمق Shallow Concentrated Flow

جریان پس از طی مسافت حدود 90 متر تبدیل به جریان تجمعی کم عمق شده و این وضعیت تا زمانی که مشخصات و ابعاد کانال قابل تشخیص نباشد، ادامه دارد. برای محاسبه زمان حرکت در

این نوع جریان، با استفاده از نمودار 2-1 و یا رابطه 2-7 سرعت متوسط تعیین می‌گردد، سپس با ضرب نمودن آن در طول مسیر جریان تجمعی کم عمق، زمان حرکت محاسبه می‌شود.

$$V = ak\sqrt{S} \qquad 2\text{-}7$$

در این رابطه

V: سرعت جریان آب در جریان تجمعی کم عمق بر حسب متر بر ثانیه

k: ضریبی که تابع پوشش گیاهی منطقه است (جدول (2-1))

S: شیب بر حسب متر / متر

a: ضریب ثابت معادل 10 در سیستم آحاد متریک (SI) و 33 در سیستم آحاد انگلیسی (CU)

جدول 2-1 ضریب k در محاسبه سرعت در جریان تجمعی کم عمق

K	نوع پوشش گیاهی و رژیم جریان
0/076	مناطق جنگلی (جریان بر روی زمین(overland flow))
0/152	مناطق کشاورزی با ردیف‌های کنتور شده (جریان بر روی زمین(overland flow))
0/213	علفزارها، چرگاهها، مرتع(جریان بر روی زمین(overland flow))
0/274	مناطق کشاورزی با ردیف‌های مستقیم(جریان بر روی زمین(overland flow))
0/305	مناطق تقریباً لخت و بدون پوشش گیاهی (جریان بر روی زمین(overland flow))
0/457	حوضه‌های علفی(جریان کم عمق(shallow flow))
0/491	حوضه های پوشش نشده(جریان کم عمق(shallow flow))
0/619	حوضه‌های پوشش شده آسفالتی (جریان کم عمق(shallow flow))

ü جریان آبراهه ای Open Channels

بنا به توصیه SCS، جریان آبراهه‌هایی که با استفاده از عکسهای هوایی و نقشه‌ها قابل تشخیص است، به صورت جریان در کانال باز در نظر گرفته می‌شود. محاسبه سرعت در این روش با استفاده از فرمول مانینگ (رابطه 2-8) انجام می‌گیرد و سپس مانند حالت قبلی زمان حرکت بدست می‌آید.

$$V = \frac{a}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad 2\text{-}8$$

در این رابطه

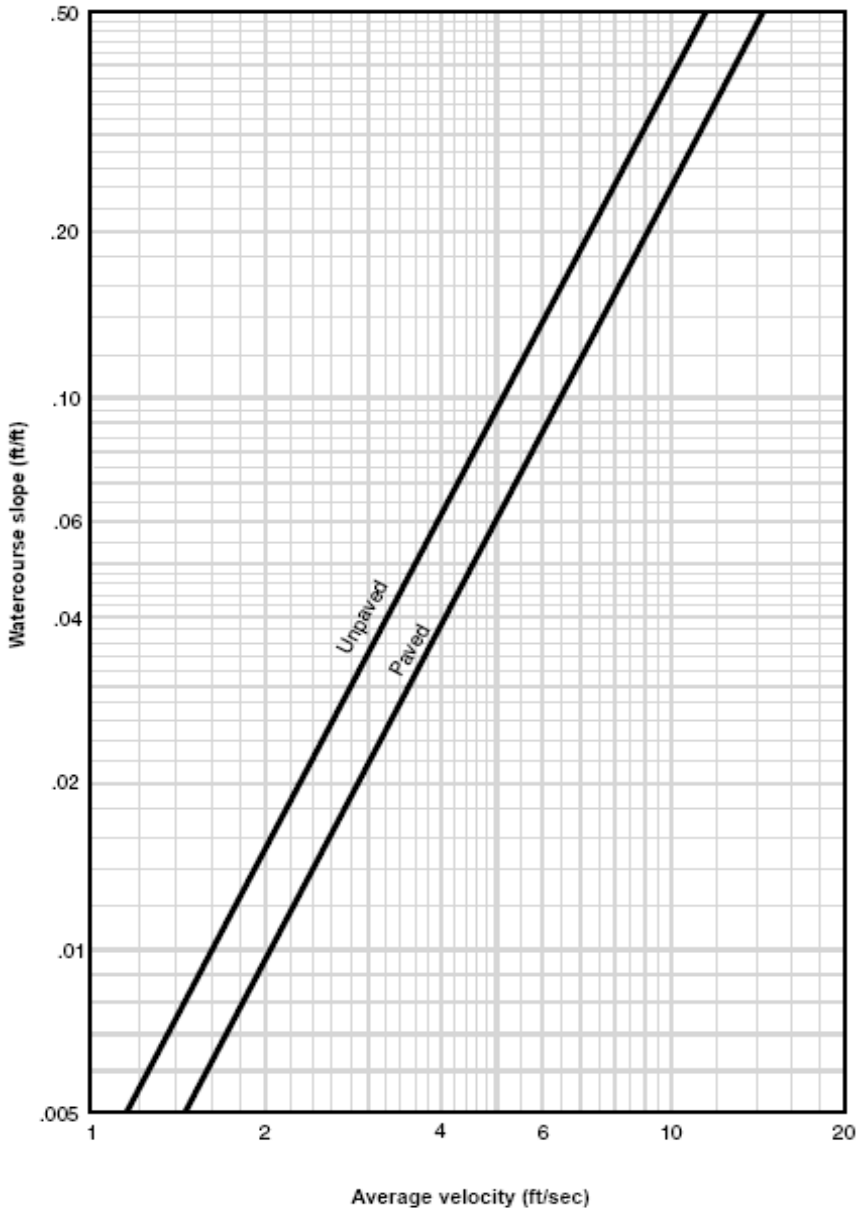
V: سرعت جریان آب در جریان کانال باز بر حسب متر بر ثانیه

n: ضریب مربوط به زبری بستر حوضه (ضریب زبری مانینگ)

R: شعاع هیدرولیکی بر حسب متر

S: شیب بر حسب متر / متر

a: ضریب ثابت که معادل 1 در سیستم SI و 1.49 در سیستم CU



شکل 2-1 منحنی تعیین سرعت متوسط در جریان تجمعی کم عمق

2-2-2-1 محاسبه عمق رواناب

جهت محاسبه میزان رواناب، حجم بارش انجام گرفته فاکتور بسیار مهمی است. بارش انجام گرفته در سطح حوضه به سه قسمت اصلی، رواناب مستقیم، تلفات اولیه و ذخیره تقسیم می‌شود. عمق رواناب مستقیم حاصل از بارش با استفاده از رابطه (2-9) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad (9\text{-}2)$$

در این رابطه

P: عمق بارش بر حسب (mm)

I_a: تلفات اولیه بر حسب (mm)

S: حداکثر نگهداشت سطحی یا ذخیره بر حسب (mm)

R: عمق رواناب مستقیم بر حسب (mm)

در معادله 2-9 دو پارامتر ناشناخته I_a و S وجود دارد که مطالعات انجام گرفته توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا رابطه بین تلفات اولیه و حداکثر ذخیره سطحی را در یک حوضه به صورت معادله ذیل پیشنهاد نموده است.

$$I_a = 0.2S \qquad (10\text{-}2)$$

در صورتیکه رابطه 2-10 در معادله 2-9 قرار داده شود، خواهیم داشت

$$R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad (11\text{-}2)$$

در معادله (2-11) مقادیر R، P قبلاً تعریف شده‌اند و S تابعی از متغیرهای زیر است:

- کاربری اراضی و نوع پوشش گیاهی حوضه
- میزان نفوذپذیری و تیپ هیدرولوژیکی خاک حوضه
- وضعیت رطوبتی حوضه قبل از بارش

برای محاسبه مقدار S، استفاده از شماره منحنی (CN) پیشنهاد شده است:

$$S = \alpha\left[\frac{1000}{CN} - 10\right] \qquad (12\text{-}2)$$

در رابطه فوق

CN: شاخصی است که به خصوصیات فیزیکی حوضه بستگی دارد. (مطابق جدول 2-2)

α: ضریب ثابتی است که مقدار عددی آن در سیستم آحاد متریک(SI) برابر 25/4 و در سیستم آحاد انگلیسی(CU) برابر یک می باشد.

مطالعات تجربی انجام گرفته برای تعیین CN نشان می‌دهد که نوع خاک، پوشش گیاهی و رطوبت اولیه حوضه از مهمترین متغییرهای موثر بر مقدار آن می‌باشند. مقادیر عددی CNدر جدول 2-2 ارائه شده است.

بدیهی است هرگاه حوضه آبریز دارای اراضی با کاربری‌های متفاوت و با مساحت‌های مختلف باشد، مقدار شماره منحنیِ(CN) معادل برای کل حوضه از میانگین‌گیری وزنیِ شماره منحنی‌ها به دست می‌آید.

$$\overline{CN} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i (CN)_i}{\sum_{i=1}^{N} A_i} \qquad (13\text{-}2)$$

در این رابطه:

A_i:مساحت زیر حوضه iام بر حسب کیلومترمربع

$(CN)_i$: عدد شماره منحنی در زیر حوضه iام

N: تعداد کل زیر حوضه ها

جدول 2-2 شماره منحنی CN

نوع منحنی		گروههای هیدرولوژیکی خاک			
		A	B	C	D
مناطق شهری دارای پوشش گیاهی (فضاهای باز، پارکها، آرامگاهها و...) (1)					
پوشش گیاهی خوب(بشر از 75% حوضه دارای پوشش گیاهی)		39	61	74	80
پوشش گیاهی متوسط(بین 50% تا 75% حوضه دارای پوشش گیاهی		49	69	79	84
پوشش گیاهی فقیر(کمتراز 50% حوضه دارای پوشش گیاهی)		68	79	86	89
پوشش گیاهی کامل و غیر قابل نفوذ (پشت بامها، پارکینهای آسفالت و ....)		98	98	98	98
خیابانها و جاده ها					
آسفالت شده با جدول ونهرها زهکش با پوشش حفاظتی کامل		98	98	98	98
آسفالت شده با جدول و نهرهای بدون پوشش حفاظتی		83	89	92	93
شوسه، شن ریزی شده با جوی‌های خاکی زهکش		76	85	89	91
خاکی		72	82	87	89
مناطق با کارهای تجاری و بازرگانی	85% غیر قابل نفوذ	89	92	94	95
مناطق با کاربری صنعتی	72% غیر قابل نفوذ	81	88	91	93
مناطق مسکونی و حوضه های شهرنشینی کوچک با متوسط سایز قطعات					
کمتر از 0/05هکتار	65% غیر قابل نفوذ	77	85	90	92
0/1 هکتار	38% غیر قابل نفوذ	61	75	83	87
0/2 هکتار	25% غیر قابل نفوذ	54	70	80	85
0/4 هکتار	20% غیر قابل نفوذ	51	68	79	84
0/8 هکتار	12% غیر قابل نفوذ	46	65	77	82
مناطق شهری بدون هیچگونه پوشش گیاهی (بیابانی)					
بیابانهای طبیعی		63	77	85	88
بیابانهای مصنوعی		96	96	96	96
مناطق با کاربری کشاورزی (2)					
	نوع زراعت	شرایط هیدرولوژیکی			
کشت آیشی	——	——	77	86	91	94
زراعت ردیفی	ردیفهای مستقیم	فقیر	72	81	88	91
		غنی	67	78	85	89
	ردیفها به موازات خطوط تراز	فقیر	70	79	84	88
		غنی	64	75	82	85
	ردیفها به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	66	74	80	82
		غنی	62	71	78	81
مناطق زراعی باگیاهان دانه ریز	ردیفهای مستقیم	فقیر	65	76	84	88
		غنی	63	75	83	87
	ردیفهابه موازات خطوط تراز	فقیر	63	74	82	85
		غنی	61	73	81	84
	ردیفها به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	61	72	79	82
		غنی	59	70	78	81
مناطق زراعی برای گیاهان نهان دانه(بعقولات) و یا مراتع حفاظت شده با تناوب	ردیفهای مستقیم	فقیر	66	77	85	89
		غنی	58	72	81	85
	ردیف به موازات خطوط تراز	فقیر	64	75	83	85
		غنی	55	69	78	83
	ردیف به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	63	73	80	83
		غنی	57	67	76	80

زمینهای بایر بودن کشت (3)						
چراگاهها و مراتع	بدون هیچگونه اقدام حفاظتی (4)	فقیر	68	79	86	89
		متوسط	49	69	79	84
		غنی	39	61	74	80
	کنتور و تراس بندی شده	فقیر	47	67	81	88
		متوسط	25	59	75	83
		غنی	6	35	70	79
مراتع حفاظت شده ، چمنزارها ، علفزارها			30	58	71	78
جنگلهای همیشه سبز، باغها علفی (مناطقی که در زمستان نیز سند می باشد)		فقیر	55	73	82	86
		متوسط	44	65	76	82
		غنی	32	58	72	79
مناطق مرکب از مراتع با علف هرز و جنگلها (5)		فقیر	48	67	77	83
		متوسط	35	56	70	77
		غنی	30	48	65	73
بیشه ها و جنگل ها		فقیر	45	66	77	83
		متوسط	36	60	73	79
		غنی	30(6)	55	70	77
مزارع با تاسیسات ساختمانی و ابنه			59	74	82	86

1) برای کاربریهای که درصد نفوذ ناپذیری آن ذکر نگردیده است، فرض بر 100درصد غیر قابل نفوذ بودن آنهاست

2) در کاربری تجاری، اگر بین 5 تا 20 درصد سطح زمین پوشیده باشد(با تراکم کمتر از $850(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ردیفی و کمتر از $350(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ریزدانه)جزء شرایط هیدرولوژی فقیر و در صورتیکه بیش از 20 درصد سطح زمین پوشیده باشد(با تراکم بیش از $850(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ردیفی و بیش از $350(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ریز دانه) جزء شرایط غنی می باشد.

3) شرایط هیدرولوژیکی برای مناطق بایر به صورت ذیل است:

فقیر- کمتراز 25 درصد تراکم پوشش گیاهی.

متوسط- بین 25 تا 50 درصد تراکم پوشش گیاهی.

غنی- بیشتر از 50 درصد تراکم پوشش گیاهی.

و برای مناطق جنگلی به صورت ذیل می باشد:

فقیر- کمتر از 30 درصد تراکم پوشش گیاهی

متوسط- بین 30 تا 70 درصد تراکم پوشش گیاهی

غنی- بیشتر از 70 درصد تراکم پوشش گیاهی

4- تقسیم بندی شرایط هیدرولوژیکی به صورت ذیل می باشد:

فقیر- پوشش زمین کمتر از 50 درصد و بطور مداوم بدون هیچگونه محدودیت به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

متوسط- پوشش زمین بین 50 تا 75 درصد و به طور متوسط به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

غنی- پوشش زمین بیشتر از 75 درصد و به ندرت به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

5- مقادیر CN برای تراکم 50 درصد منطقه جنگلی و 50 درصد مراتع می باشد و برای سایر ترکیبات باید براساس درصدهای فوق اصلاح گردد.

6- مقدار واقعی CN کمتر از 30 تخمین زده می شود(در بعضی منابع 25 آمده است).

2-2-2-2 طبقه‌بندی نوع خاک

در روش SCS خاک به چهارگروه A،B،C،D طبقه‌بندی شده است. در جدول 2-3 بر اساس نوع خاک و شدت نفوذپذیری، طبقه بندی مذکور ارائه شده است.

جدول 2-3 تشریح گروههای هیدرولوژیکی خاک

گروه	نوع خاک	شدت نفوذ(cm/h)
A	ماسه عمیق- لوم عمیق- لای	7/5-11/6
B	لوم کم عمق، لوم ماسه دار	3/8-7/5
C	لوم نرم، لوم شنی سطحی، خاکهای دارای مواد ارگانیک کم و یا دارای رس نسبتاً زیاد	1/3-3/8
D	خاکهایی که زیاد متورم می‌شوند ،رس با خاصیت خمیری بالا، خاکهای شور	< 1/3

2-2-2-3 شاخص پوشش گیاهی

پوشش گیاهی حوضه آبریز تابعی از نوع کاربری اراضی، شکل و عملکرد حوضه و در نهایت شرایط هیدرولوژیکی آن است. کاربری اراضی به انواع کاربری تجاری، صنعتی، کشاورزی و ... تقسیم‌بندی می‌شوند. همچنین در کاربری کشاورزی نوع و شکل کشت درتخمین مقادیر CN اهمیت زیادی دارد. شرایط هیدرولوژیکی خاک به سه دسته فقیر، متوسط و خوب(غنی) تقسیم‌بندی می‌شود.

2-2-2-4 شرایط رطوبتی خاک

شرایط رطوبتی خاک نیز به سه دسته ذیل تقسیم‌بندی می‌شود.

- AMCI- رطوبت کم ، خاک خشک
- AMCII- شرایط متوسط رطوبتی (معمولاً برای تخمین سیلاب سالانه بکاربرده می‌شود)

ü AMCIII- رطوبت زیاد، وقوع باران زیاد در چند روز گذشته

جدول 2-4 طبقه‌بندی شرایط رطوبت خاک در حوضه آبریز قبل از وقوع باران برای دو فصل رشد و خواب را نشان می دهد.

جدول 2-4 طبقه‌بندی شرایط قبلی رطوبت خاک در حوضه

کلاس AMC	مقدار بارندگی در 5 روز قبل از وقوع باران طرح در حوضه	
	فصل خواب	فصل رشد
I	<12/5 mm	<35 mm
II	12/5-27/5 mm	35-52/5 mm
III	>27/5 mm	>52/5 mm

جدول 2-2 برای شرایط رطوبتی AMCII ارائه شده است، مقدار CN برای سایر شرایط رطوبتی از جدول 2-5 تعیین می‌شود.

جدول 2-5 تبدیل شماره منحنی از شرایط رطوبتی متوسط به حالت خشک یا مرطوب

شماره منحنی در شرایط رطوبتی		شماره منحنی در شرایط رطوبتی متوسط AMCII	شماره منحنی در شرایط رطوبتی		شماره منحنی در شرایط رطوبتی متوسط AMCII
مرطوب AMCIII	خشک AMCI		مرطوب AMCIII	خشک AMCI	
76	38	58	100	100	100
75	36	56	99	94	98
73	34	54	99	89	96
71	32	52	98	85	94
70	31	50	97	81	92
68	29	48	96	78	90
66	27	46	95	75	88
64	25	44	94	72	86
62	24	42	93	68	84
60	22	40	92	66	82
58	21	38	91	63	80
56	19	36	90	60	78
54	18	34	89	58	76
53	16	32	88	55	74
50	15	30	86	53	72
43	12	25	85	51	70
37	9	20	84	48	68
30	6	15	83	46	66
22	4	10	81	44	64
13	2	5	79	42	62
0	0	0	78	40	60

2-2-2-5 محاسبه حداکثر دبی سیلاب(دبی پیک)

در روش SCS معادله (2-14) جهت محاسبه دبی پیک سیلاب پیشنهاد شده است .

$$q_p = q_u AR \qquad (14\text{-}2)$$

در این رابطه

q_p: دبی پیک بر حسب (m^3/s)

q_u: دبی پیک هیدروگراف واحد $\left(\frac{m^3/S}{km^2/mm}\right)$

A: مساحت حوضه بر حسب (km^2)

R: عمق رواناب بر حسب (mm)

جهت محاسبه دبی پیک سیلاب از رابطه زیر نیز استفاده می شود که از هیدروگراف مصنوعی مثلثی بدست آمده است.

$$Q_p = \frac{0.0208AR}{t_p}$$

$$t_p = 0.7t_c + \sqrt{t_c}$$

دبی پیک هیدروگراف وابسته به زمان تمرکز t_c و پارامتر I_a/p است که I_a، تلفات اولیه و P ارتفاع بارش 24 ساعته در یک دوره بازگشت معین می‌باشد، برای محاسبه دبی پیک هیدروگراف واحد رابطه ذیل پیشنهاد شده است.

$$q_u = \alpha\, 10^{C_0 + C_1 \mathrm{Log}(t_C) + C_2 [\mathrm{Log}(t_C)]^2} \qquad (15\text{-}2)$$

در رابطه فوق،

t_C: زمان تمرکز بر حسب ساعت

α : ضریب ثابت معادله که برای سیستم آحاد SI برابر با 0.000431 است

C_0، C_1 و C_2 ضرایب رگرسیونی بوده که تابعی از I_a/p و تیپ بارش می‌باشند. ضرایب مذکور در جدول 2-6 ارائه شده است. لازم به ذکر است تیپ بارش پیشنهاد شده برای کشور ما، بارش نوع دوم میباشد.

برای استفاده از روش SCS باید محدودیتهای زیر را در نظر گرفت

- CN حوضه آبریز باید بزرگتر از 50 و زمان تمرکز بین 0.1 تا 10 ساعت باشد.
- مقادیر I_a/p بین 0 . 1 تا 0 . 5 باشد.

ü حوضه آبریز باید دارای یک کانال اصلی زهکش و یا دو کانال اصلی زهکش با زمان تمرکز یکسان باشد.

جدول 2-6 ضرایب رگرسیونی دبی پیک سیلاب در روش SCS

نوع بارش	I_a/P	C_0	C_1	C_2
I	0.1	2.30550	-0.51429	-0.11750
	0.2	2.23537	-0.50387	-0.08929
	0.25	2.18219	-0.48488	-0.06589
	0.3	2.10624	-0.45695	-0.02835
	0.35	2.00303	-0.40769	0.01983
	0.4	1.87733	-0.32274	0.05754
	0.45	1.76312	-0.15644	0.00453
	0.5	1.67889	-0.06930	0.00
IA	0.1	2.03250	-0.31583	-0.13748
	0.2	1.91978	-0.28215	-0.07020
	0.25	1.83842	-0.25543	-0.02597
	0.3	1.72657	-0.19826	-0.02633
	0.5	1.63417	-0.09100	0.00
II	0.1	2.55323	-0.61512	-0.16403
	0.3	2.46532	-0.62257	-0.11657
	0.35	2.41896	-0.61594	-0.08820
	0.4	2.36409	-0.59857	-0.05621
	0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
	0.5	2.20282	-0.51599	-0.01259
III	0.1	2.47317	-0.51848	-0.17083
	0.3	2.39628	-0.51202	-0.13245
	0.35	2.35477	-0.49735	-0.11985
	0.4	2.30726	-0.46541	-0.11094
	0.45	2.24876	-0.41314	-0.11508
	0.5	2.17772	-0.36803	-0.09525

مقدار دبی حداکثر سیلاب از رابطه 2-15 به دست می‌آید، در صورتیکه منطقه دارای تالاب و یا لجنزار باشد به نحوی که رواناب سطحی به صورت موقتی ذخیره گردیده و با تاخیر از حوضه خارج شود دبی پیک به تناسب میزان و حجم ذخیره انجام گرفته، کاهش می‌یابد. برای اصلاح دبی پیک، فاکتور f_P پیشنهاد شده است.

در جدول 2-7 با توجه به نسبت مساحت لجنزار به کل حوضه مقادیر f_P ارائه شده است و دبی پیک تعدیل شده که با q_a نشان داده می‌شود به استفاده از رابطه 2-16 به دست می‌آید

$$q_a = q_p f_P \qquad (16\text{-}2)$$

در رابطه فوق q_a دبی تعدیل شده پیک سیلاب است.

جدول 2-7 مقادیر فاکتور اصلاحی برای دبی پیک سیلاب

درصد مساحت لجنزار به کل حوضه	f_P
0	1
0.2	0.97
1	0.87
3.0	0.75
5.0	0.72

3-2-2 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش استدلالی (Rational Method)

یکی از روابط متداول برای محاسبه دبی حداکثر سیلاب در حوضه‌های آبریز کوچک، روش استدلالی است. روش مذکور بر این اساس استوار است که در یک حوضه آبریز ، حداکثر دبی از بارانهایی که مدت ریزش آنها برابر زمان تمرکز است حاصل می‌شود. زیرا اگر مدت بارندگی کوچکتر از زمان تمرکز باشد در این صورت کلیه قسمتهای حوضه در میزان دبی خروجی شرکت ننموده و فقط رواناب حاصله از قسمتهای نزدیک به خروجی در تجمیع دبی شرکت داشته‌اند و قبل از آنکه روانابهای دوردست به نقطه خروجی برسند، بارندگی تمام شده و از میزان حداکثر سیلاب کاسته می‌شود. چنانچه مدت بارندگی از زمان تمرکز بیشتر باشد با توجه به این اصل که بارانهای طولانی مدت، شدت کمتری دارند، باز هم دبی خروجی تقلیل پیدا می‌کند.

حداکثر دبی سیلاب در یک حوضه با استفاده از رابطه ذیل بدست می‌آید.

$$Q = \frac{1}{\alpha} CiA \qquad (17\text{-}2)$$

که رابطه فوق:

Q: دبی پیک بر حسب (m^3/S)

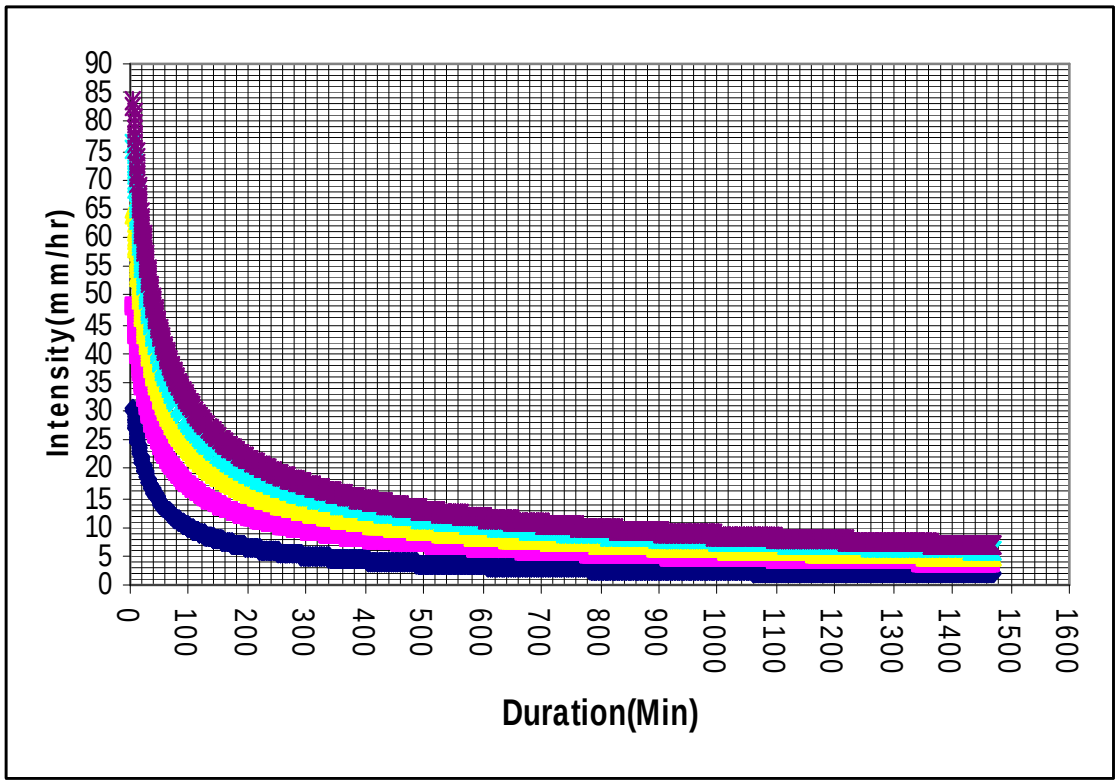
i: شدت بارش بر حسب (mm/h) که از منحنی های شدت-مدت-فراوانیِ ایستگاههای بارانسنجی منطقه و با توجه به دوره بازگشت طراحی و زمان تمرکز حوزه تعیین می شود.

C: ضریب رواناب(بدون بعد) که تابعی از پوشش حوضه است.

A : مساحت حوضه بر حسب هکتار

α : ضریب ثابت که مقدار آن در سیستم آحاد متریک (SI) برابر با 360 است.

در رابطه استدلالی، ضریب رواناب بیانگر قسمتی از بارندگی است که تبدیل به جریان سطحی شده و در به وجود آوردن دبی حداکثر هیدروگراف دخالت دارد. مقدار ضریب رواناب در وهله اول بستگی به پوشش گیاهی و قابلیت نفوذ خاک و در وهله دوم به عواملی که باعث نگهداشت آب در سطح حوضه می‌شوند، دارد. هر چند روش استدلالی بسیار ساده است ولی تخمین نادرست مقدار ضریب رواناب (C) می‌تواند باعث ایجاد خطای زیاد در محاسبه مقدار دبی حداکثر رواناب گردد. بنابراین دقت در تخمین ضریب رواناب می‌تواند دقت محاسبات را به مقدار قابل قبولی ارتقا دهد. جدول 2-8 مقدار پایه ضریب رواناب برای حوضه‌های آبریز طبیعی و جدول 2-9 تعدیل مقدار ضریب مذکور را نشان می‌دهند. [1]



جدول 2-8 ضریب رواناب (C) در روش منطقی برای حوضه های آبریز طبیعی

نوع کاربری و پوشش گیاهی حوضه آبریز	ضریب رواناب (C)
اراضی بایر و فاقد پوشش گیاهی	0/4
چمن زارها و مراتع	0/35
اراضی مزروعی	0/3
اراضی جنگلی	0/18

جدول 2-9 تعدیل ضریب رواناب بر اساس مقدار پایه از جدول 2-8

شرایط حوضه آبریز	اضافه به یا کسر از ضریب رواناب پایه
شیب کمتر از 5 درصد	-0/05
شیب بیشتر از 10 درصد	+0/05
دوره بازگشت بارش طرح کمتر از 20 سال	-0/05
دوره بازگشت بارش طرح بیش از 50 سال	+0/05
میانگین بارندگی سالیانه کمتر از 600 میلیمتر	-0/03
میانگین بارندگی سالیانه بیشتر از 900 میلیمتر	+0/03

همچنین در جدول 2-10 مقدار ضریب رواناب برای حوضه‌های شهری و در جدول 2-11 ضریب تعدیل برای دوره بازگشت‌های مختلف ارائه شده است.

جدول 2- 10 ضریب رواناب (C) در روش منطقی برای حوضه‌های شهری

(دوره بازگشت بارش بین 2 تا 10 سال)

نوع کاربری اراضی شهری	ضریب رواناب (C)
1- منطقه تجاری	0/5 -0/7
- درحومه شهری	0/7 -0/95
- درمرکز شهر	
2- مناطق مسکونی :	0/3 -0/5
- خانه های تک واحدی	0/4-0/6
- نواحی مسکونی با تراکم پائین	0/6-0/7
- نواحی مسکونی با تراکم بالا	0/25-0/4
- نواحی مسکونی حومه شهرها	0/5-0/7
- نواحی آپارتمانی	
3- مناطق صنعتی:	0/5 -0/8
- با تراکم پائین	0/6 -0/9
- با تراکم زیاد	0/1 -0/3
4- پارک ها و گورستان ها	0/25 -0/35
5- میادین ورزشی	0/1 -0/3
6- اراضی بایر	
7- انواع سطوح روکش شده شهری:	0/7 -0/9
- سطوح آسفالته و بتنی	0/7 -0/85
- سطوح آجر فرش	0/7 -0/9
- بام ساختمان ها	0/2 -0/35
8- محوطه راه آهن:	
9- باغچه ها و اراضی چمنی:	
- بافت خاک سنگین، شیب زیاد(بیش از 7 درصد)	0/25 -0/35
- بافت خاک سنگین، شیب متوسط(2 تا 7 درصد)	0/18 -0/22
- بافت خاک سنگین، شیب کم (کمتر از 2 درصد)	0/13 -0/17
- بافت خاک سبک، شیب زیاد(بیش از 7 درصد)	0/15 -0/20
- بافت خاک سبک، شیب متوسط(بین 2 تا 7 درصد)	0/1 -0/15
- بافت خاک سبک،شیب کم (کمتر از 2 درصد)	0/05 -0/1
10- بام ساختمان ها :	
- بام های پرشیب	0/75 -0/95
- سنگ یا فلز (شیروانی)	0/95
- سفال	0/90
- بام های مسطح یا کم شیب	0/5 -0/75
11- سایر سطوح:	
- اراضی بایر و توسعه نیافته	0/05
- باغات	0/10

جدول 2-11 ضریب تعدیل برای اصلاح ضریب رواناب(C) در روش منطقی

دوره بازگشت بارش طرح(سال)	ضریب تعدیل
2 تا 10	1/0
25	1/1
50	1/2
100	1/25

محدودیت‌های و فرضیات رابطه استدلالی به شرح ذیل است:

- سطح حوضه آبریز باید کمتر از 80 هکتار باشد.
- دبی حداکثر زمانی ایجاد می‌گردد که تمام حوضه در تشکیل رواناب نقش دارند.
- دبی حداکثر پس از طی مدت زمانی معادل با زمان تمرکز (t_c) حاصل می‌شود.
- شدت بارش برای بارانهایی که مدت زمان آن برابر زمان تمرکز حوضه می‌باشد در نظر گرفته می‌شود.
- دوره بازگشت دبی سیلاب معادل با دوره بازگشت شدت بارندگی می‌باشد، به عبارت دیگر فرض می‌شود شدت بارندگی 10 ساله تولید سیلابی با دوره بازگشت 10 ساله مینماید.

فصل سوم

مطالعات هیدرولوژی

مهمترین عامل در طراحی سازه‌های زهکشی راه، تخمین دبی حداکثر سیلاب با دوره‌های بازگشت مختلف است. مساله را بطور کلی می‌توان به دو حالت ذیل دسته‌بندی نمود.

- حوضه‌هایی که دارای ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب باشند

حوضه‌های آبریزی که در داخل و یا حوضه‌های مجاور آنها ایستگاه‌های ثبات سیلاب با دوره‌های زمانی کافی وجود دارد و می‌توان از اطلاعات موجود در این ایستگاه‌ها جهت محاسبهٔ دبی حداکثر سیلاب استفاده نمود.

- حوضه‌هایی که فاقد ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب باشند

حوضه‌هایی که ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب در داخل و یا مجاورت آنها وجود نداشته و یا ایستگاه‌های موجود، فاقد آمار کافی و مناسب هستند. در ایستگاه‌های دارای آمار ناکافی و ناقص می‌توان از برخی روشها جهت بازسازی، انتقال و تکمیل داده‌ها استفاده نمود.

اگر داده‌های کافی ثبت سیلاب در حوضهٔ آبریز مسیل مورد مطالعه یا در مسیل‌های مجاور آن موجود باشد، روشهای آماری تحلیل داده‌ها، بهترین روش برای محاسبهٔ سیلاب طراحی است در غیر این‌صورت از معادلات رگرسیونی منطقه‌ای، روشهای مبتنی بر بارش – رواناب و روابط رایج تجربی استفاده می‌شود. در صورت امکان دست‌یابی به معادلات رگرسیونی منطقه‌ای، استفاده از این روابط بر روابط تجربی و روشهای مبتنی بر بارش – رواناب ارجحیت دارد.

در این فصل ابتدا نحوه جمع‌آوری و تکمیل داده‌های هیدرولوژیکی مورد بررسی قرار می‌گیرد سپس روشهای تحلیل آماری در حوضه‌های آبریز دارای ایستگاه‌های اندازه‌گیری سیلاب، فرضیات و محدودیت‌های آنها ارائه می‌شود. در انتهای فصل نیز نحوهٔ محاسبهٔ دبی حداکثر سیلاب در حوضه‌های فاقد آمار مانند روابط رگرسیونی و روشهای مبتنی بر بارش – رواناب بیان می‌گردد.

1-3 بررسی نحوه تهیه اطلاعات هیدرولوژیکی و ایستگاه‌های هیدرومتری منطقه

اولین قدم در مطالعات هیدرولوژی، شناخت نوع داده‌های مورد نیاز است که بستگی به مرحله انجام مطالعات دارد. در مطالعات مقدماتی، کلیات پروژه مورد بررسی واقع می‌شود بنابراین نیازمند دقت عمل زیادی نیست. اما در مطالعات مراحل اول و دوم، تمام جزئیات باید تحلیل شوند. پس از اینکه هدف مطالعات تعیین شد بر اساس روش انتخابی، می‌توان مقدار و نوع داده‌های مورد نیاز را به سهولت تعیین کرد. این داده‌ها ممکن است شامل جزئیات حوضه آبریز (نقشه‌های توپوگرافی و کاربری اراضی)، مقادیر ثبت شده بارندگی در رگبارهای مختلف و اطلاعاتی درباره سیلاب‌های حداکثر سالانه یا ثبت مقادیر جریان‌ها به صورت پیوسته باشد. بسته به ابعاد و چشم‌انداز پروژه ممکن است به داده‌های تاریخی سیلاب جهت شناسایی بهتر جریان‌های رودخانه نیز نیاز شود.

اگر نوع نیاز به داده‌ها دقیقاً مشخص گردد، جمع‌آوری و تکمیل داده‌ها، متناسب با اهمیت پروژه انجام می‌گیرد. اغلب یک برنامه منسجم جمع‌آوری داده‌ها به تحلیل و نتیجه‌گیری مطلوب‌تر منجر می‌شود. با توجه به اینکه یک روش کاربردی برای همه مسائل طراحی وجود ندارد، غالباً نوع نیاز به داده‌ها بر اساس روش طراحی تغییر می‌کند. پس از تعیین نوع داده‌های مورد نیاز، گام بعدی انتخاب منابع داده‌هاست. در ادامه این قسمت مطالبی در خصوص نحوه جمع‌آوری و تکمیل داده‌های مورد نیاز، ارائه می‌شود.

1-1-3 جمع‌آوری و تکمیل داده‌ها

بیشتر اطلاعات و داده‌های لازم برای طراحی آبروها از مراجع زیر قابل حصول است:

- بررسی‌های محلی و نقشه‌برداری‌های میدانی
- فایل‌های الکترونیکی و انتشارات سازمان‌های دولتی مانند سازمان هواشناسی، سازمان نقشه‌برداری، مرکز تحقیقات آب، طرح جامع آب کشور، وزارت نیرو، کمیته ملی سدهای بزرگ، موسسه تحقیقات آب وخاک و ادارات کل راه و ترابری استانها.
- فایل‌های مربوطه به سازمان‌های استانی و محلی مانند ادارات آب و ....
- مستندات، گزارشها، سمینارها وکنفراسهایی که توسط وزارت راه و ترابری برگزار شده است.

3-1-1-1 بررسی محلی و نقشه‌برداری میدانی

با توجه به اینکه هر پروژه، یک مسئله خاص و منحصر به فرد است بنابراین اعتماد به روشهای استاندارد (کلیشه‌ای) ممکن است در بهترین حالت حاوی نوعی ریسک باشد. بازدید و نقشه‌برداری محلی یکی از اولین راه‌حلها برای جمع‌آوری اطلاعات هیدرولوژیکی مطمئن است. بر اساس اطلاعات بدست آمده از نقشه‌برداری میدانی، از اغراق در برآورد هیدرولوژیکی سیلاب جلوگیری می‌شود.

نوع داده‌های جمع‌آوری شده در نقشه‌برداری میدانی شامل مواردی چون

- ارتفاع داغاب
- نوع سازه‌های زهکشی مجاور
- تشخیص پایداری رودخانه و پتانسیل فرسایشی آن
- امکان‌یابی و شناخت عوارض فیزیکی که می‌تواند روی پروژه تأثیر بگذارد یا از آن تأثیر پذیرد
- تغییرات مهم در کاربری اراضی نسبت به آنچه که در نقشه‌های توپوگرافی مشخص است
- سایر عوارض مهم و لازم که از سایر منابع قابل دسترس نیست

می‌باشد. به منظور جمع‌آوری صحیح داده‌هایی که از یک نقشه‌برداری میدانی می‌توان بدست آورد بایستی موارد ذیل در نظر گرفته شوند:

- نقشه‌بردار دانش عمومی طراحی زهکشی را داشته باشد.
- داده‌ها با گزارشات و عکس‌ها به خوبی مطابقت نماید.

لازم به ذکر است که نقشه‌برداری محلی صرفاً یکی از اطلاعاتی است که توسط تیم نقشه‌بردار تهیه می‌گردد. سایر اطلاعات در خصوص ارتفاع داغاب، مسیل‌های تاریخی، عملکرد سازه‌های مجاور و ... نیز باید توسط تیم نقشه‌بردار به اطلاعات فوق اضافه شود. [1، 9]

3-1-1-2 سایر منابع داده

یک منبع فوق‌العاده داده‌ها، اسناد و گزارشاتی است که دیگر استانها و سازمان‌های شهری منتشر می‌کنند. بسیاری از این سازمان‌ها در طراحی زهکشی محوطه‌ها و ساختمانها فعال هستند و داده‌هایی در اختیار دارند که

می‌تواند برای طراحی پروژه راه مفید باشد. مهندس طراحی که عهده‌دار طراحی زهکشی راه است بایستی بتواند با سازمانهای دیگر روابط مناسب جهت دریافت و ارائه اطلاعات مفید برقرار نماید. از جمله سازمانهای دولتی که داده‌ها را جمع‌آوری می‌کنند می‌توان به مرکز تحقیقات آب ایران(تماب)، مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری، سازمان جنگلها، مراتع و آبخیزداری، کمیته ملی سدهای بزرگ، مهندسین مشاور جاماب، مهندسین مشاور مهاب قدس، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری و سازمان حفاظت محیط زیست اشاره کرد.

سیلاب‌ها و حوادث تاریخی، از دیگر منابع داده‌ها می‌باشند که بایستی بوسیله مهندس طراح در نظر گرفته شوند. سیلاب‌ها، حوادث مهمی هستند و معمولاً اطلاعات خاص آنها مانند بالاترین ارتفاع سطح آب، ثبت شده است. منابع چنین اطلاعاتی عموماً شامل روزنامه‌های محلی، ادارات استانی، دانشگاه‌ها یا نشریه‌های منتشره توسط ادارات دولتی است. در گزارشهای طرح جامع آب کشور که توسط مهندسین مشاور جاماب انجام شده است میزان خسارات سیل و سال وقوع سیلاب‌های تاریخی ارائه گردیده است. از اطلاعات این قبیل نشریه‌ها می‌توان برای مشخص نمودن طوفان‌هایی که ممکن است در ناحیه مربوطه اتفاق افتاده باشد استفاده نمود.

اطلاعات اساسی که هر مهندس طراح قبل از انجام مطالعات، نیاز به تهیه آنها دارد عبارتست از:

- مقادیر سیلاب ثبت شده
- مقادیر بارندگی‌های ثبت شده
- نوع خاک
- کاربری اراضی حوضه آبریز
- انواع دیگر داده‌های اصلی که نیازمند آنالیز هیدرولوژیک می‌باشند.

3-1-2 داده‌های جریان سیلاب

منبع اصلی اطلاعات دبی و سیلاب آبراهه‌ها و رودخانه‌ها، مرکز تحقیقات آب وابسته به وزارت نیرو است که عهده‌دار جمع‌آوری و مستندسازی داده‌های مربوط به سیلاب در کلیه ایستگاه‌های سیلاب‌سنجی کشور می‌باشد.

از دیگر منابع داده‌های سیلاب می‌توان به ادارات آب استانها، شرکت‌ها و مؤسسات مربوط به تحقیقات آب، دانشگاهها و سایر انجمن‌های علمی اشاره نمود.

3-1-3 داده‌های پایه‌ای متفرقه

عکس‌های هوایی منبع فوق العاده اطلاعات هیدرولوژیک می‌باشند. اصلی‌ترین مرجع عکس‌های هوایی سازمان نقشه‌برداری کشور است. ضمناً می‌توان از عکسهای هوایی مندرج در نرم‌افزار Google Earth نیز استفاده نمود.

انواع دیگر داده‌هایی که ممکن است در طراحی هیدرولوژیکی مورد نیاز باشند شامل داده‌های مربوط به نفوذ، تبخیر، زمین‌شناسی، بارندگی (برف)، تابش خورشیدی و اقیانوس‌شناسی است. منابع این نوع داده‌ها پراکنده هستند. علاوه برمواردی که قبلاً ذکر شد منابع دیگری برای اطلاعات مورد نیاز، وجود دارند که از آن جمله می‌توان به مراجع عمومی مانند کتاب‌های درسیِ زهکشی یا راهنمای هیدرولوژی سایر سازمانها و وزارتخانه‌ها، اطلس‌های هیدرولوژی، گزارشات و انتشارات اختصاصی، روزنامه‌های انجمن‌های حرفه‌ای و انتشارات دانشگاهها اشاره نمود.

4-1-3 کیفیت و مطلوبیت داده‌ها

پس از جمع‌آوری داده‌های هیدرولوژیک مورد نیاز، گام بعدی تدوین داده‌ها به شکل استاندارد جهت استفاده در تجزیه وتحلیل‌های آتی است. مهندس طراح باید ناسازگاری‌ها و تناقضات موجود در داده‌ها را پیدا نماید تا از تولید خطا در محاسبات و نتایج جلوگیری شود. هدف اصلی از آنالیز داده‌ها، استخراج مجموعه داده‌هایی است که معرف مناسبی از خصوصیات هیدرولوژیکی منطقه باشند. داشتن تجربه و دانش کافی، قسمت مهمی از ارزیابی داده‌ها را تشکیل می‌دهد. روشهای آماری می‌توانند در آنالیز داده‌ها ارزش زیادی داشته باشند، اما استفاده از روشهای آماری نیازمند شناخت کافی از فرآیندهای هیدرولوژیکی است. لازم به ذکر است که قضاوت در خصوص استفاده یا عدم استفاده از داده‌ها و سیلاب‌های بزرگ تاریخی نیز به کمک روشهای آماری انجام می‌گیرد.

3-1-5 ارائه داده‌ها

پس از شناسایی داده‌های مورد نیاز، خلاصه نمودن نتایج می‌تواند در تسریع انتخاب روش مناسب طراحی، کمک شایانی نماید. استفاده از هر روش طراحی، نیازمند داده‌های متفاوتی است اما با توجه به اینکه تعداد روشهای هیدرولوژیکی که بطور گسترده استفاده می‌شوند، معدود است بنابراین می‌توان داده‌های مورد نیاز برای این روشها را به شکل مناسبی صورت‌بندی نمود.

جمع‌آوری و ارزیابی داده‌ها جهت دستیابی به اهداف زیر می‌باشد:

- فراهم کردن داده‌های مربوط به ایستگاه‌های ثبت سیلاب و بارندگی
- فراهم کردن داده‌هایی که به دلایل مختلف امکان ثبت آنها فراهم نبوده ولی جمع‌آوری شده‌اند.
- فراهم کردن منابع داده‌ها بطور تفکیکی برای روشهای مختلف هیدرولوژیکی
- ارائه راهنمای داده‌ها و تحلیل‌ها برای تسهیل استفاده مجدد.

فرآیند آنالیز دادها بایستی در پیوست هر گزارش ارائه گردد. اگر از چند روش مختلف برای آنالیز استفاده شود لازم است همه آنها با ذکر دلیل انتخاب آنالیز معین در مستندات ارائه گردد .

روشهای مورد استفاده باید به منابع مشخص مانند دستورالعمل‌های هیدرولوژی سازمان‌های معتبر ،کتب درسی یا سایر نشریه‌های معتبر ارجاع داده شوند. به دلیل ماهیت تجربی علم هیدرولوژی، نوبتِ ویرایش، تاریخ و مؤلف هر مرجع می‌بایست نوشته شود.

2-3 بررسی نحوه تحلیل آماری اطلاعات ایستگاه‌های هیدرومتری مورد استفاده و تعیین دبی طراحی

این قسمت به بررسی نحوه تحلیل آماری اطلاعات و داده‌های هیدرولوژیکی اختصاص دارد. هیستوگرام فراوانی، توزیع‌های احتمالاتی در هیدرولوژی، انتخاب توزیع احتمالاتی مناسب و مدل‌های رگرسیون خطی از جمله مواردی می‌باشند که در ادامه به آنها اشاره می‌شود. [11، 13]

1-2-3 هیستوگرام فراوانی

وجود آمار ثبت شده از یک متغیر در حالت خام خود فاقد توانایی لازم در انتقال اطلاعات در خصوص آن متغیر می‌باشد. گاهی این اطلاعات نظیر آمار دبی روزانه ایستگاه‌های سیلاب سنجی، آمار بارندگی روزانه ایستگاه‌های هواشناسی و ... به قدری زیاد است که مرور آنها به صرفه نبوده و خسته‌کننده می‌باشد بنابراین بایستی روشی را دنبال نمود که بتوان این آمار زیاد و فراوان را سامان دهی کرد و اطلاعات موجود در آنها را بصورت مطلوب منتقل نمود. دانستن اینکه 40% دبی‌های روزانه یک رودخانه در فصل تابستان کمتر از 100 مترمکعب در ثانیه است و یا اینکه 65% جریان بین 110 الی 130 مترمکعب در ثانیه است بسیار گویاتر از ارقام فراوان دبی رودخانه در سالهای متوالی در فصل تابستان است. یکی از روش‌های ساده در تحلیل آمار استفاده از هیستوگرام فراوانی است که رابطهٔ بین شدت و فراوانی نسبی (درصد وقوع) را بیان می‌کند. جهت رسم هیستوگرام فراوانی خصوصاً در متغیرهای پیوسته ابتدا بایستی گروه‌بندی نمود بدین ترتیب که هر گروه شامل حد پایین و حد بالایی از متغیر مورد نظر باشد. در ادامه تعداد حوادثی را که در محدوده هر گروه (بین حد پایین و حد بالای هر گروه) قرار می‌گیرند بعنوان فراوانی آن گروه در نظر گرفته می‌شود سپس فراوانی نسبی با استفاده از رابطه 3-1 محاسبه می‌گردد.

$$F_s(x_i) = \frac{n_i}{n} \qquad (1\text{-}3)$$

در این رابطه

n_i: تعداد حوادث در گروه i

n: تعداد کل حوادث و

$F_s(x_i)$: فراوانی نسبی گروه i است

در ادامه مقدار میانی هر گروه را مشخص نموده و بدین ترتیب رابطه‌ای بین شدت (مقدار میانی) و درصد وقوع (فراوانی نسبی * 100) ایجاد می‌شود. سپس مقادیر میانی بر روی محور x ها و فراوانی نسبی بر روی محور y ها پیاده می‌گردد.

به منظور تحلیل صحیح داده‌ها، انتخاب تعداد گروه‌ها از اهمیت خاصی برخوردار است. جهت مشخص نمودن تعداد گروه‌ها نظریه‌های متفاوتی وجود دارد. Speigel (1961) تعداد 15 الی 20 گروه را پیشنهاد کرده است. Steel and Torrie (1960) پیشنهاد نمودند که عرض هر گروه (حدود هر گروه) نباید از $\frac{1}{4}$ الی $\frac{1}{2}$ انحراف معیار داده‌ها تجاوز کند. رایج‌ترین روشی که در این خصوص مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش Sturges (1926) می‌باشد که بنا به توصیه ایشان، تعداد گروه‌ها از رابطهٔ ذیل محاسبه می‌شود.

$$m = 1 + 3.3 \log n \qquad (2\text{-}3)$$

در رابطه فوق

m: تعداد گروه‌ها و

n: تعداد کل مشاهدات می‌باشند.

بدیهی است انتخاب زیاد تعداد گروه‌ها و یا انتخاب کم آن باعث از بین رفتن حساسیت تجزیه و تحلیل آماری خواهد شد.

2-2-3 توابع توزیع احتمالی

عموماً در هیدرولوژی جهت بررسی جامع‌تر و کامل‌تر یک سری زمانی، توابع توزیع احتمالاتی مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به اینکه هر سری زمانی از یک توزیع خاصی تبعیت می‌کند بنابراین با تعیین نوع توزیع احتمالاتی که بر یک سری زمانی برازش دارد می‌توان بخش عظیمی از اطلاعات آماری آن سری زمانی را در یک تابع توزیع احتمالاتی خلاصه نمود و از خصوصیات آن تابع احتمالاتی در تجزیه و تحلیل‌های بیشتر نظیر ترمیم آمار، تولید آمار مصنوعی و ... استفاده کرد.

عمدهٔ توابع توزیع احتمالاتی که در هیدرولوژی و بالاخص در هیدرولوژی سیلاب کاربرد دارند عبارتند از: توزیع نرمال، لوگ نرمال، پیرسون تیپ III ، لوگ پیرسون تیپ III و کرانه گامبل، که توزیع لوگ نرمال

خود شامل دو نوع دو پارامتره و سه پارامتره است. در قسمت‌های بعدی توضیحات بیشتری در خصوص هر یک از توزیع‌ها ارائه خواهد شد.

توابع توزیع احتمالاتی را بصورت تابع شدت احتمال، PDF (Density Function Probability) و یا بصورت تابع توزیع تجمعی، CDF (Cumulative Distribution Function) تعریف می‌نمایند، که در ادامه توضیح هر کدام آمده است.

3-2-2-1 تابع شدت احتمال (PDF) و تابع توزیع تجمعی (CDF)

تابع شدت احتمال، رابطهٔ بین شدت، x، و شدت احتمال، $f(x)$، را بیان می‌کند. در واقع این تابع نظیر هیستوگرام فراوانی است. هیستوگرام فراوانی برای داده‌های محدود (نمونه) مورد استفاده قرار می‌گیرد حال اگر تعداد داده ها بسیار زیاد شود ($n \to \infty$ = جمعیت) و همچنین فاصلهٔ گروه‌ها بسیار کم گردد ($\Delta x \to 0$) در اینصورت اگر فراوانی نسبی بر Δx تقسیم شود هیستوگرام فراوانی تبدیل به تابع شدت احتمال خواهد شد.

$$f(x) = \lim_{\substack{n \to \infty \\ \Delta x \to 0}} \frac{f_s(x)}{\Delta x} \qquad (3\text{-}3)$$

همچنین، فراوانی تجمعی $F_s(x)$ تبدیل به تابع توزیع تجمعی $F(x)$ خواهد شد.

$$F(x) = \lim_{\substack{n \to \infty \\ \Delta x \to 0}} F_s(x) \qquad (4\text{-}3)$$

از آنجائیکه تابع شدت احتمال، خود احتمال وقوع (و یا عدم وقوع) نبوده و تنها رابطه بین شدت و شدت (نسبی) احتمال را نشان می‌دهد بنابراین امکان اینکه مقدار آن از عدد یک بیشتر شود، وجود دارد.

3-2-2-2 خصوصیات تابع شدت احتمال

اگر و تنها اگر تابعی،($f(x)$) دارای شرایط ذیل باشد آن تابع یک تابع شدت احتمال خواهد بود:

- مقدار تابع هیچ‌گاه در محدودهٔ مورد نظر منفی نگردد

$$f(x) \geq 0 \qquad (5\text{-}3)$$

ü مساحت زیر منحنی تابع مور نظر مجموعاً برابر 1 شود

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)\ dx = 1 \qquad (6\text{-}3)$$

با توجه به اینکه شدت احتمال منفی معنا ندارد بنابراین وجود شرط اول بدیهی است. از آنجائیکه رابطهٔ PDF و CDF بصورت رابطه 3-7 بیان می‌شود و مساحت زیر منحنی احتمال تجمعی را نشان می‌دهد و احتمال تجمعی (عدم وقوع و یا احتمال وقوع) حداکثر می‌تواند برابر با عدد یک شود بنابراین مجموع مساحت زیر منحنی PDF (شرط دوم) نیز نیز بایستی برابر با یک شود.

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(x)\ dx \qquad (7\text{-}3)$$

3-2-2-3 گشتاورهای احتمالاتی

یکی از روش‌های توضیح شکل و اندازهٔ پارامترهای توزیع‌های احتمالاتی از طریق ممان‌های توزیع و یا گشتاورهای توزیع می‌باشد. اولین ممان سطح dA نسبت به محور عمودی که از مرکز مختصات عبور می‌کند این چنین بدست می‌آید:

$$d\,u_1' = x\,d\,A$$

و یا

$$u_1' = \int_A x\,d\,A \qquad (8\text{-}3)$$

این طریق محاسبه گشتاور نظیر محاسبهٔ گشتاور در مکانیک جامدات است. (گشتاور برابر است با نیروی F ضرب در فاصله $M = F.X.X$)

همانطور که از رابطهٔ گشتاور توزیع مشاهده می‌شود سطح dA (و یا A) بجای نیروی F بکار رفته و گشتاور توزیع احتمالاتی محاسبه شده است. حال اگر بجای عمل فوق‌الذکر از نمودار یک تابع شدت احتمال، استفاده شود، گشتاور آن چنین محاسبه می‌گردد:

$$\mu_1' = \int_A x\,d\,A \qquad (9\text{-}3)$$

اما در اینجا مقدار dA برابر است با:

$$d\,A = f(X)\,dx \qquad (10\text{-}3)$$

پس گشتاور اول حول محور عمودی از مرکز مختصات برابر است با :

$$\mu'_1 = \int_{-\infty}^{\infty} x \quad f(x)\, dx \qquad (11\text{-}3)$$

علامت « ٰ » در گشتاور جهت نشان دادن نوع گشتاور و علامت اندیس جهت نشان دادن درجه گشتاور بکار می‌روند. μ'_1 بیانگر گشتاور درجه اول حول محور عمودی از مرکز مختصات می‌باشد.

در توابع غیر پیوسته و هیستوگرام فراوانی گشتاور اول طبق روابط 3-12 و 3-13 محاسبه می‌شوند

$$\mu'_1 = \sum_{i=1}^{n} x_i P(x_i) \qquad (12\text{–}3)$$ تابع غیر پیوسته

$$\mu'_1 = \sum_{i=1}^{m} x_i f_s(x_i) \qquad (13\text{–}3)$$ هیستوگرام فراوانی

گشتاور r ام (درجه r) برای توابع پیوسته، غیر پیوسته و هیستوگرام به ترتیب با روابط 3-14، 3- 15 و 3- 16 محاسبه می‌شوند.

$$\mu'_r = \int_{-\infty}^{\infty} x^r f(x)\, dx \qquad (14\text{-}3)$$ تابع پیوسته

$$\mu'_r = \sum_{i}^{n} x_i^r P(x_i) \qquad (15\text{–}3)$$ تابع غیر پیوسته

$$\mu'_r = \sum_{i}^{m} x_i^r f_s(x_i) \qquad (16\text{-}3)$$ هیستوگرام فراوانی

از آنجایی که در هیستوگرام $f_s(x_i)=\frac{ni}{n}$ می‌باشد بنابراین در روابط 3-17 و یا 3-18 می‌توان معادل $f_s(x_i)$ را استفاده کرد و روابط زیر را بدست آورد:

$$\mu'_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{m} n_i x_i \qquad (17\text{-}3)$$

$$m'_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{m} n_i x_i^r \qquad (18\text{-}3)$$

همچنین در صورتیکه یک نمونه با تعداد محدودی مشاهده در نظر گرفته شود احتمال وقوع هر یک از نمونه‌ها (فراوانی نسبی هر یک) برابر با $\frac{1}{n}$ است و گشتاور اول حول محور عمودی از مرکز مختصات برای نمونه آماری برابر است با:

$$\mu'_1 = \sum_{i=1}^{n} x_i \left(\frac{1}{n}\right) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i \qquad (19\text{-}3)$$

با توجه به اینکه رابطه فوق تعریف میانگین می‌باشد بنابراین گشتاور اول حول مرکز مختصات برابر میانگین است که برای نمونه با $\overline{X}$ نشان داده می‌شود:

$$\overline{X} = \mu'_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$$ (20-3) نمونه

چنانچه محور گشتاور بجای مرکز مختصات عمود بر میانگین باشد گشتاور مرکزی حاصل می‌گردد که با μ_r نشان داده می‌شود. تنها تفاوت این دو در فاصله x است که بایستی به اندازهٔ میانگین کم شود پس بطور کلی:

$$\mu_r = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^r f(x)\, dx$$ (21-3) پیوسته

$$\mu_r = \sum_{i=1}^{n} (x_i - \mu)^r P(x_i)$$ (22-3) غیر پیوسته

$$\mu_r = \sum_{i=1}^{m} (x_i - \mu)^r f_s(x_i)$$ (23-3) هیستوگرام

$$\mu_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \mu)^r$$ (24-3) نمونهٔ آماری

4-2-2-3 پارامترهای توابع توزیع

خصوصیات توابع توزیع و پارامترهایی که لازم است تا یک تابع توزیع توسط آن پارامترها بیان شده و تعیین گردند معمولاً توسط گشتاورهای احتمالاتی بیان می‌شوند. در بیان یک تابع توزیع گاهی تنها دو پارامتر و گاهی سه پارامتر عمده لازم است. این پارامترها را می‌توان از یک دیدگاه در سه گروه ذیل تقسیم‌بندی نمود:

- گرایش مرکزی
- تغییرپذیری
- تقارن

درادامه شرح مختصری از هر یک ارائه می‌شود.

الف- گرایش مرکزی

برای نشان دادن تجمع مشاهدات در اطراف یک مقدار مشخص از گرایش مرکزی استفاده می‌شود. این مهم توسط پارامترهای میانگین، میانه و مد که ذیلاً شرح مختصری از آنها بیان می‌گردد انجام می‌شود.

ü میانگین

مهمترین پارامتری که خاصیت گرایش مرکزی را نشان می‌دهد میانگین می‌باشد که در بخش قبلی در این خصوص توضیح داده شد. معمولا میانگین جمعیت را با μ و نمونه را با $\overline{X}$ نشان می‌دهند.

$$\overline{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$$ (25-3) نمونه

$$\overline{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{m} x_i n_i$$ (26-3) هیستوگرام

$$\overline{X} = \sum_{i=1}^{m} x_i P(x_i)$$ (27-3) متغیر غیرپیوسته

ü میانه

میانه پارامتر دیگری است که برای اندازه‌گیری گرایش مرکزی بکار می‌رود و متغیری است که سایر متغیّرها را به دو قسمت مساوی تقسیم می‌کند. اگر میانه را با μ_{md} نشان داده شود برای تابع PDF خواهیم داشت :

$$\int_{-\infty}^{\mu_{md}} f(x)\,dx = 0.5$$ (28-3)

و برای تابع غیر پیوسته:

$$\sum_{i=1}^{p} p(x_i) = 0.5$$ (29-3)

که p مشخص کنندهٔ شدتی است که میانه باشد.

ü مد

پارامتری است که بیشترین فراوانی داده‌ها را نشان می‌دهد. در توابع پیوسته مقدار مد بطریق ذیل محاسبه می‌شود.

$$\frac{d\,f(x)}{dx} = 0$$
$$\frac{d^2\,f(x)}{dx^2} < 0$$ (30-3)

در توابع غیر پیوسته و هیستوگرام، مد را میتوان با استفاده از روابط 3-31 و 3-32 محاسبه نمود. در این حالت مقدار مد مربوط به شدت احتمال یا فراوانی نسبی می‌شود که حداکثر باشند.

$$\max_{i=1}^{m} P(x_i)$$ (31-3) تابع غیر پیوسته

$$\max_{i=1}^{m} f_s(x_i)$$ (32-3) هیستوگرام

یک تابع احتمالاتی ممکن است دارای هیچ یا یک یا چندین مد باشد.

ب- تغییرپذیری

حدود تغییرات، واریانس، انحراف معیار و ضریب تغییرات پارامترهایی هستند که در مقوله تغییرپذیری استفاده می‌شوند. در ادامه شرح مختصری از هر کدام ارائه می‌گردد.

ü حدود تغییرات

حدود تغییرات حد فاصل بین کوچکترین و بزرگترین مقدار داده‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه اطلاعات حدود تغییرات در خصوص تغییرات درون داده‌ها ناقص بوده و این پارامترها فاقد چنین اطلاعاتی است بنابراین جهت کسب اطلاعات تغییرات درون داده‌ها از پارامتر واریانس استفاده می‌شود.

ü واریانس

همانگونه که در بخش قبل نیز ذکر شد واریانس حاوی اطلاعات لازم در مورد پراکندگی مشاهدات یا حوادث، حول میانگین می‌باشد. جهت محاسبه واریانس لازم است که متوسط قدر مطلق نوسانات حول میانگین محاسبه شود. برای این کار از گشتاور مرکزی دوم استفاده می‌شود. واریانس جمعیت آماری را با σ^2 و نمونه را با S^2 نشان میدهند.

$$\sigma^2 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\mu)^2$$ (33-3)

و

$$S^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2$$ (34-3)

ü انحراف معیار

انحراف معیار دقیقاً اطلاعات واریانس را دارا بوده و جذر واریانس است علت عمده استفاده از انحراف معیار واحد آن است که برابر با واحد x (شدت) بوده و مفهوم‌تر است.

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} \qquad (35\text{-}3)$$ نمونه

نظیر آن برای جمعیت (σ) قابل محاسبه است.

ü ضریب تغییرات

از آنجائیکه شدت‌های هر ایستگاه با ایستگاه‌های دیگر تفاوت داشته و ممکن است ایستگاهی دارای شدت‌های بالا (میانگین بالا) بوده و نیز انحراف معیار آن بالا باشد و ایستگاهی دیگر دارای شدت‌های پایین (میانگین پایین) بوده و نیز انحراف معیار آن کم باشد لذا از روی انحراف معیارها نمی‌توان تعیین کرد که کدام ایستگاه دارای تغییرات نسبی بیشتری نسبت به ایستگاه دیگر است. بنابراین جهت مقایسه تغییرات نسبی دو سری مشاهده، از ضریب تغییرات که برابر نسبت انحراف معیار به میانگین است استفاده می‌کنند. به عبارت دیگر با ضریب تغییرات، پارامتر انحراف معیار بدون بعد شده و قابل مقایسه می‌گردد.

برای مثال اگر ایستگاهی حدود تغییراتش بین صفر و 10 باشد و ایستگاه دیگر دارای حدود تغییرات بین 5 و 100 باشد و انحراف معیار ایستگاه اول کمتر از ایستگاه دوم باشد لزوماً نمی‌توان نتیجه گرفت که تغییرات نسبی ایستگاه اول کمتر از تغییرات نسبی ایستگاه دوم است. جهت این کار بایستی از ضریب تغییرات استفاده کرد.

$$C_x = \frac{S}{\bar{x}} \qquad (36\text{-}3)$$

ج- تقارن

جهت نشان دادن تقارن یا عدم تقارن یک تابع توزیع و یا یک سری زمانی، پارامتر چولگی بکار می‌رود.

ü چولگی

همانطور که ذکر شد پارامتر چولگی تقارن تابع و یا تمایل آن به سمت چپ و راست را نشان می‌دهد. در واقع برای اینکه مشخص شود تابع از نظر تقارن نسبت به مقدار میانگین در چه وضعیتی قرار دارد بایستی انحرافات از میانگین را با حفظ علامت جمع زده و میانگین گرفته شود. جهت این کار بایستی در $(x_i - \bar{x})$ از توان فرد استفاده کرد و اولین توان فرد که می‌توان استفاده نمود توان 3 است زیرا اگر توان 1 استفاده شود $\sum x_i - \bar{x}$ برابر صفر خواهد بود بنابراین چولگی برابر گشتاور مرکزی سوم خواهد شد. چولگی جمعیت را با α و چولگی نمونه را با a نشان میدهند.

$$\alpha = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \mu)^3$$
$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^3 \qquad (37\text{-}3)$$

ü ضریب چولگی

همانند ضریب تغییرات، جهت قابل مقایسه کردن چولگی و بی‌بعد نمودن آن از ضریب چولگی استفاده می‌شود. ضریب چولگی را با C_S نشان می‌دهند.

جمعیت (38-3)
$$C_s = \frac{\alpha}{\sigma^3}$$

نمونه (39-3)
$$C_s = \frac{a}{S^3} = \frac{(\frac{n}{(n-1)(n-2)})\sum(x_i - \bar{x})^3}{(\frac{1}{n-1})\sum(x_i - \bar{y})^4 \cdot \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum(x_i - \bar{y})^2}}$$

سه حالت در خصوص تقارن یک تابع ممکن است روی دهد:

حالت اول: تابع متقارن است. در اینصورت $C_s = 0$ (تابع نرمال)

حالت دوم: تابع با تمایل مثبت (متمایل به راست)

در این‌صورت حوادث با شدت زیاد نسبت به میانگین بیشتر (شدیدتر) از حوادث با شدت کم نسبت به میانگین بوده و در مجموع a و C_s مثبت می باشد. این حالتی است که اغلب در سری‌های زمانی هیدرولوژیک اتفاق می‌افتد.

حالت سوم: تابع با تمایل منفی (متمایل به چپ)

در این‌صورت حوادث با شدت کم نسبت به میانگین بیشتر از حوادث با شدت زیاد بوده و در مجموع a و C_s منفی می‌شوند.

3-2-3 توزیع‌های احتمالاتی در هیدرولوژی و انتخاب توزیع مناسب

در بخش قبل شرح کلی در ارتباط با توزیع‌های احتمالاتی ارائه شد. در این بخش توضیحات مختصری در خصوص انواع توزیع‌های احتمالاتی رایج در هیدرولوژی و بالاخص هیدرولوژی سیلاب و همچنین نحوه انتخاب توزیع مناسب بیان می‌شود.

تفاوت عمده سریهای زمانی هیدرولوژی با داده‌های دیگر در این است که تقریباً در هیدرولوژی هیچ‌وقت دسترسی به جمعیت وجود نداشته و لذا با استفاده از نمونه‌های اندک (با توجه به میزان آمار در جمعیت) در پی استنباط‌هایی در خصوص جمعیت می‌باشیم. این امر مبنای بسیاری از تست‌ها و آزمون‌های موجود در هیدرولوژی آماری می‌باشد. با توجه به محدودیت‌ها و مسائل پیچیده‌ای که در پروسه‌های هیدرولوژیک پنهان است شاید نتوان هیچ وقت به توزیعی که حوادث بر مبنای آن اتفاق می‌افتند پی برد و ممکن است این توزیع در میان هیچ یک از توزیع های موجود نیز نباشد، پس تنها سعی بر این است که از میان توزیع‌های شناخته و تعریف شدهٔ موجود، آن توزیعی که بهترین برازش را بر داده‌ها دارد، انتخاب نمود.

1-3-2-3 انواع توابع توزیع احتمالاتی

در این قسمت توضیح برخی از توابع توزیع مربوط به هیدرولوژی سیلاب و برخی دیگر از توابع پیوسته‌ای که در هیدرولوژی کاربرد دارند ارائه می‌شود.

ü توزیع نرمال

این توزیع که تابع شدت احتمال آن شکل زنگوله‌ای داشته و متقارن است رایج‌ترین توزیعی است که بطور کلی در آمار و احتمالات و بطور خاص در تست‌ها و آزمون‌ها مورد فرض و استفاده قرار می‌گیرد.

توزیع نرمال بدلیل دامنهٔ صفر تا $\pm\infty$ و متقارن بودن آن، کمتر بر پروسه‌های هیدرولوژیک برازش دارد اما بهر حال سری‌هایی یافت می‌شوند که توزیع نرمال برازش خوبی نسبت به آنها نشان می‌دهد. توزیع نرمال با دو پارامتر میانگین و واریانس (انحراف معیار) مشخص می‌شود و بدین ترتیب یک توزیع دو پارامتری است. توزیع نرمال بر مبنای قضیه حد مرکزی می‌باشد و بدین قرار است که اگر یک سری متغیر تصادفی نظیر X_i بصورت مستقل و با توزیع یکسان وجود داشته باشد توزیع مجموع n تایی این متغیرها $Y = \sum_{i=1}^{n} x_i$ چنانچه n بزرگ فرض شود به سمت یک توزیع نرمال یکسان سوق پیدا می‌کند. متغیرهای هیدرولوژیک نظیر باران سالانه که از مجموع حوادث مستقل تشکیل شده‌اند به سمت یک توزیع نرمال متمایل می‌شوند.

ü توزیع لوگ نرمال

اگر لگاریتم داده‌ها از توزیع نرمال پیروی کنند در این صورت گفته می‌شود که خود داده‌ها از توزیع لوگ نرمال تبعیت می‌نمایند. داده‌های هیدرولوژیک معمولاً در حد پایین به صفر محدودند بنابراین توزیع نرمال که دارای حدود $-\infty$ تا $+\infty$ است معمولاً برازش خوبی نشان نمی‌دهد. در این مواقع توزیع لوگ نرمال که دارای حد پایین صفر برای خود داده‌ها است برازش بهتری دارد. توزیع لوگ نرمال به دو صورتی که ذیلاً به آن اشاره می‌شود مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$y_1 = \ln X \qquad (40\text{-}3)$$

$$y_2 = \log X \qquad (41\text{-}3)$$

که تفاوتی از نظر برازش ندارند. زیرا که فرق این دو در یک ضریب $\frac{1}{\ln 10}$ است.

پارامتر های این توزیع با استفاده از داده‌های اصلی (x) به طریق زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{y} = \frac{1}{2} \ln \left[x^{-2} / (1+c_v^2) \right] \qquad (42\text{-}3)$$

$$s_y = \left[\ln \ (1+c_v^2) \right]^{1/2} \qquad (43\text{-}3)$$

تابع توزیعی که به صورت روابط 3-40 یا 3-41 تعریف می‌شود یک تابع دو پارامتری است که به وسیله میانگین و واریانس مشخص می‌شود و چنین تابعی را لوگ نرمال دو پارامتری می‌نامند. از آنجائیکه یکی از کاربردهای توابع توزیع، تولید آمار مصنوعی است و آمار تولید شده بایستی خصوصیات داده‌های اصلی را حفظ کنند، توزیع لوگ نرمال دو پارامتری تنها قادر به حفظ پارامترهای لگاریتمی داده‌ها بوده و قادر به حفظ پارامترهای خود داده‌ها نیست، به همین دلیل تابع توزیع لوگ نرمال سه پارامتری پیشنهاد شده که به صورت ذیل می‌باشد:

$$y = \log (X-\alpha) \qquad (44\text{-}3)$$

که در اینجا پارامتر سوم α است. این تابع قادر به حفظ پارامترهای داده‌های اصلی می‌باشد اما امکان تولید داده‌های منفی نیز وجود دارد که یکی از معایب این توزیع است. از آنجائیکه α مجهول است امکان محاسبه پارامترهای y بطور مستقل وجود ندارد و لازم است با استفاده از دستگاه زیر این پارامترها محاسبه شوند.

$$\bar{X} = \alpha + \mathrm{Exp} \left(\frac{1}{2} S_y^2 + \bar{y} \right) \qquad (45\text{-}3)$$

$$S_x^2 = \mathrm{Exp} \left(2(S_y^2 + \bar{y}) \right) - \mathrm{Exp} \ (S_y^2 + 2\bar{y}) \qquad (46\text{-}3)$$

$$C_s = \left(\mathrm{Exp}(3 \ S_y^2) - 3\mathrm{Exp}(S_y^2) + 2 \right) / \left[(\mathrm{Exp}(S_y^2) - 1)^{3/2} \right] \qquad (47\text{-}3)$$

جهت حل این دستگاه بهتر است از رابطه 3-47 شروع نموده مقدار S_y^2 محاسبه شده و سپس از رابطه 3-46 مقدار $\bar{y}$ و بعد از رابطه 3-45 مقدار α محاسبه شود.

توزیع لوگ نرمال برازش مناسبی نسبت به هدایت هیدرولیکی در محیط متخلخل و نیز اندازه قطرات باران نشان داده است.

ü توزیع پیرسون تیپ III

این توزیع که به توزیع گامای سه پارامتری نیز معروف است کاربردی بسیار وسیع در هیدرولوژی دارد. چنانچه داده‌ها دارای چولگی زیاد باشند (و یا لگاریتم آنها چنین خصوصیاتی را دارا باشند) توزیع نرمال (و یا لوگ نرمال) قادر نخواهد بود برازش مناسبی بر داده‌ها داشته باشد، زیرا در این توزیع‌ها فرض بر این است که چولگی صفر و یا نزدیک به صفر است. در چنین حالتی توزیع پیرسون تیپ III که پارامتر چولگی را نیز مدنظر داشته و یک توزیع سه پارامتری است برازش نسبتاً خوبی نشان می‌دهد.

در واقع توزیع پیرسون تیپ III حالت کلی‌تری نسبت به توزیع نرمال دارد زیرا اگر ضریب چولگی (c_s) داده‌ها صفر فرض شود توزیع پیرسون تیپ III تبدیل به توزیع نرمال خواهد شد. توزیع پیرسون تیپ III برازش مناسبی بر سیلاب‌های حداکثر سالیانه نشان می‌دهد.

ü توزیع لوگ پیرسون تیپ III

زمانی که چولگی داده‌ها بسیار بالا بوده و مقدار مثبت زیادی داشته باشد با گرفتن لگاریتم از آنها و اعمال توزیع پیرسون تیپ III برازش مناسب‌تری مشاهده می‌شود. در این صورت گفته می شود خود داده‌ها از توزیع لوگ پیرسون تیپ III و لگاریتم داده‌ها از پیرسون تیپIII تبعیت می‌کنند.

این حالت خصوصاً در مورد سیلاب‌های حداکثر سالیانه صدق می‌کند. در این داده‌ها چولگی مثبت بالایی مشاهده می‌شود که توزیع اخیر برازش خوبی بر آنها نشان می‌دهد. در واقع از توزیع لوگ پیرسون تیپ III به عنوان یک روش استاندارد جهت تجزیه و تحلیل سیلاب‌ها در آمریکا استفاده می‌کنند. نظیر توزیع پیرسون، توزیع لوگ پیرسون تیپ III نیز حالت کلی‌تر توزیع لوگ نرمال است به طوری که اگر چولگی لگاریتم داده‌ها صفر شود توزیع حاصله، توزیع لوگ نرمال خواهد بود. توزیع لوگ پیرسون III نظیر لوگ نرمال می‌تواند بصورت ln و یا log باشد.

ü توزیع کرانه تیپ I

توزیع کرانه تیپ I که معروف به توزیع گامبل است اغلب در حوادث کرانه (حداکثر و حداقل)، نظیر بارندگی‌ها و سیلاب‌های حداکثر کاربرد دارد اما بیشترین استفاده این توزیع در بارندگی‌های حداکثر است.

3-2-4 انتخاب داده‌ها

روش‌های برازش و نحوهٔ انتخاب تابع توزیع در بخش بعدی مختصراً شرح داده خواهند شد اما لازم است ابتدا توضیحاتی در خصوص انتخاب داده‌ها که در واقع کلیه تجزیه و تحلیل‌های بعدی بر مبنای این انتخاب صورت می گیرد داده شود. سری داده ها را می توان از یک نظر به سه دسته ذیل تقسیم نمود:

- سری کامل
- سری نسبی
- سری سالانه

در سری کامل، کلیه داده‌های ثبت شده از یک پروسه و متغیر نظیر دبی‌های روزانه به مدت فرضاً 40 سال (14600 عدد آمار) در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است انجام عملیات بر روی چنین حجمی از داده‌ها در صورتی قابل توجیه است که ضرورت ایجاب کند، به همین جهت در حالت‌هایی که فقط بخشی از داده‌ها مدنظر بوده (فرضاً داده‌هایی از یک حد خاص به بالا و یا به پایین نیاز به بررسی داشته باشند) از سری نسبی استفاده می‌شود. در سری نسبی فقط داده‌هایی انتخاب می‌شوند که از یک حد فرضی به بالا (یا به پایین) باشند و به این ترتیب حجم زیادی از داده‌ها از پروسه انجام عملیات حذف می‌شوند. همچنین اگر هدف بررسی مقادیر سالانه (حداکثر و حداقل و ...) باشد لزومی ندارد داده های کمتر از سالانه بررسی شوند و لذا باز حجم قابل ملاحظه ای از داده‌ها از پروسه انجام عملیات حذف شده و بدین ترتیب در این حالت از سری سالانه استفاده می‌شود.

در هیدرولوژی لازم است داده های انتخاب شده از سه مشخصه ذیل برخوردار باشند

- ربط به موضوع
- کمیت کافی
- کیفیت مناسب

در ربط به موضوع بایستی مشخص شود که از کدام یک از سری داده‌ها (سری نسبی، کامل و یا سالانه) استفاده می‌شود. بطور کلی اگر در بررسی با احتمالات کمتر از 0.50 (و یا دوره برگشت بیش از دو سال) برخورد داشته باشیم در اینصورت سری سالانه (حداکثر هر سال) و سری نسبی به یک جواب خواهند رسید زیرا حوادث با دوره برگشت بالا خود را در سری سالانه نشان می‌دهند. بنابراین با توجه به حجم کمتر سری سالانه، بهتر است از این سری استفاده شود.

همچنین داده ها بایستی از نظر تعداد کافی باشند. معمولاً در سری های سالانه طول آمار بایستی بالای 30 سال باشد. بطور کلی هر چه طول آمار بیشتر باشد نمونه انتخاب شده بهتر معرف جمعیت بوده و نتایج، مطلوب‌تر و دقیق‌تر خواهند بود. جدول ذیل اهمیت طول آمار را در بررسی‌های احتمالاتی روشن می سازد.

جدول 3-1 طول آمار مورد نیاز (سال) جهت محاسبه احتمال وقوع سیل طراحی با درجه اطمینان 95%

احتمال طرح	دوره بازگشت طرح	خطای موجود	
		%10	%20
0.1	10	90	18
0.02	50	110	39
0.01	100	115	48

با توجه به جدول فوق 90 سال آمار لازم است تا شدت سیل طراحی با دوره برگشت 10 سال دارای خطای 10% باشد و در صورت قبول 20% خطا، این تعداد آمار می تواند تا 18 سال تقلیل پیدا کند.

با توجه به طول آمار موجود در اغلب ایستگاه‌های سیلاب سنجی کشور (اغلب حدود 30 سال) در تجزیه و تحلیل‌های آماری بایستی خطای زیادی را بخصوص برای سیلاب‌های با دوره برگشت 100 سال به بالا پذیرفت.

بدیهی است عدم توجه به کیفیت مناسب داده‌ها هر گونه تجزیه و تحلیلی را بی‌ثمر خواهد گذاشت و بعضاً خطاهای حاصله موجب خسارات زیادی نیز خواهد شد. دقت مشاهدات، همگنی آنها، و بررسی تغییرات در حوضه آبریز و در محل ایستگاه از جمله مواردی هستند که باید به دقت مورد توجه قرار گیرند. شهرسازی، تغییر الگوی کشت و پوشش گیاهی حوضه و نیز تغییرات در طول رودخانه نظیر انتقال آب از سر شاخه‌ها به حوضه مجاور و یا بلعکس، انحراف مسیر طبیعی رودخانه، احداث مخزن و ... همه از مسائلی هستند که بر مشاهداتی نظیر دبی پیک، حجم سالانه و ماهانه ... تأثیر گذاشته و باعث تغییرات عمده می‌شوند.

3-2-5 ورقه احتمالاتی و برازش

یکی از روش‌های بررسی مناسب بودن برازش تابع توزیع احتمالاتی بر داده‌ها، استفاده از ورقه احتمالاتی است. این ورقه‌ها طوری تنظیم شده‌اند که اگر تابع توزیع تجمعی (CDF) توزیع مربوطه بر روی آن رسم شود یک خط حاصل خواهد شد. وجود خط مستقیم بررسی برازش را توسط چشم آسان می‌کند. لازم به ذکر است که توزیع‌های نرمال، لوگ نرمال، و گامبل دارای ورقه احتمالاتی خاص خود بوده و جهت توزیع‌های پیرسون تیپ III و لوگ پیرسون تیپ III به ترتیب از ورقه‌های نرمال و لوگ نرمال استفاده می‌کنند بدیهی است به دلیل وجود پارامتر چولگی در توزیع‌های پیرسون و لوگ پیرسون، CDF آنها بصورت منحنی خواهد بود.

روش کار به این ترتیب است که ابتدا احتمال تجربی نقاط مشاهده با استفاده از روابط نقطه‌گذاری (Poition Plotting) نظیر فرمول Weibull ($\frac{m}{n+1}$) محاسبه شده و رابطه شدت و احتمال تجربی ایجاد می‌شود. سپس این نقاط روی ورقه احتمالاتی پیاده شده و CDF توزیع مورد نظر بر اساس پارامترهای داده‌ها رسم می‌شود. چنانچه خط (منحنی) CDF برازش خوبی را بر نقاط مشاهده نشان دهد آن توزیع بعنوان یک توزیع مناسب انتخاب می‌شود. در ادامه جزئیات روش شرح داده می‌شود.

3-2-5-1 نقطه‌گذاری

در روش نقطه‌گذاری هدف ایجاد رابطه بین مشاهدات (شدت) و احتمال وقوع (p) و یا دوره برگشت (T_x) آنها است. جهت این کار روابط متعددی وجود دارد که در جدول 3-2 ارائه شده است. معروف‌ترین رابطه،روش Weibull است. در انگلستان بیشتر از روش Gringorten استفاده می‌شود. اغلب کشورهای بلوک شرق سابق از روش Chegodayev استفاده می‌کنند. در این روابط m نشانگر مرتبه مشاهدات است و n تعداد کل مشاهدات می‌باشد. داده‌ها بایستی به صورت نزولی مرتب شوند و اولین داده دارای مرتبه یک ($m=1$) و آخرین آنها داری مرتبه n ($m = n$) خواهد بود در اینصورت روابط نقطه‌گذاری احتمال وقوع را نشان خواهند داد. چنانچه نحوهٔ مرتب نمودن به صورت صعودی باشد حاصل روابط نقطه گذاری احتمال عدم وقوع خواهد بود.

جدول3-2 روشهای نقطه‌گذاری

روش	احتمال وقوع $P(X \geq x)$
California	m/n
Hazen	$(2m-1)/2n$
Beard	$1-(0.5)^{\frac{1}{n}}$
Weibull	$m/(n+1)$
Chegadayev	$(m-0.3)/(n+0.4)$
Blom	$(m-\frac{3}{8})/(n+1/4)$
Tukey	$(3m-1)/(3n+1)$
Gringorten	$(m-0.44)/(n+0.12)$

بدین ترتیب رابطهٔ بین شدت و احتمال وقوع مشخص می‌شود. در این مرحله می توان این نقاط را روی ورقهٔ احتمالاتی پیاده نمود. حال جهت بررسی اینکه CDF تابع توزیع چه برازشی بر این نقاط دارد بایستی آن را رسم نمود. جهت این کار از فرمول Chow که با استفاده از فاکتور تناوب رابطهٔ بین شدت و احتمال وقوع توابع توزیع احتمالاتی را می‌دهد، استفاده می‌شود.

3-2-5-2 فاکتور تناوب

همانطور که اشاره شد چاو (Chow) با استفاده از یک فاکتور (تناوب) رابطه‌ای ارائه داد که این رابطه می‌تواند توزیع تجمعی کلیه توابع احتمالاتی را بیان کند. این رابطهٔ ساده بصورت زیر می باشد.

$$x = \bar{x} + k \quad S_x \qquad (48\text{-}3)$$

که $\bar{x}$ و s_x به ترتیب میانگین و انحراف معیار داده‌ها و k ضریب تناوب است. آنچه توزیع‌ها را از هم متمایز می‌نماید فاکتور تناوب k در رابطه فوق است. مقادیر k برای توزیع‌های مختلف از طریق جداول و روابط قابل محاسبه است. در توزیع نرمال (ولوگ نرمال) مقدار k برابر مقدار z (متغیر نرمال استاندارد) است، زیرا $z = \frac{x - \bar{x}}{s_x}$ و $k = \frac{x - \bar{x}}{s_x}$ است.

3-2-6 حدود اطمینان

از آنجائیکه انتخاب تابع توزیع مناسب و در نتیجه CDF مربوط به آن براساس آمار محدود (نمونه کوچک) صورت می‌گیرد و با توجه به اینکه برازش تابع CDF بر داده‌ها دارای خطا می‌باشد و نقاط مشاهده، اطراف خط پراکنده هستند (نظیر آنچه در رگرسیون مشاهده می‌شود) بنابراین برای هر شدت خاص نمی‌توان با قطعیت تعیین نمود که دارای چه احتمال وقوعی (و یا دوره برگشتی) است. در واقع اگر تعداد زیادی مشاهده با شدت خاص، X_j، وجود داشته باشد این شدت‌ها دارای دورهٔ برگشت و احتمال وقوع متفاوتی خواهند بود که حول مقدار احتمال وقوع تابع CDF پراکنده هستند. بنابراین بایستی حدود احتمال وقوع‌ها مربوط به شدت X_i را مشخص نمود. میزان حدود بستگی به میزان اطمینان مورد نظر دارد

این مسئله را از زاویهٔ دیگری نیز می‌توان بررسی نمود بدین ترتیب که برای هر احتمال وقوع p_j (یا دوره برگشت T_{Xj}) حدود X_j را تعریف کرد. درصد اطمینان را معمولاً 90 الی 95 درصد در نظر می‌گیرند بنابراین در حالت اخیر حدود اطمینان مثلاً 90 درصد بدین معنی خواهد بود که 90 درصد شدت‌ها با احتمال وقوع(یا دورهٔ برگشت) خاص داخل این محدوده و 10 درصد در خارج از آن قرار بگیرند. از این 10 درصد بطور مساوی 5 درصد در بالا، و 5 درصد در پایین حدود واقع خواهند شد.

در واقع اگر داده‌های شدت مربوط به هر احتمال وقوع (P_j) در نظر گرفته شود. این داده‌ها دارای مقدار میانگین، انحراف معیار، چولگی و در نتیجه تابع توزیع خواهند بود. حد بالا و حد پایین را به ترتیب، با XU و

XL، نشان داده و مقدار شدت بر حسب تابع CDF (و یا فرمول Chow که تابع CDF طبق آن تعریف می‌شود) با X_T نشان داده می‌شود.

در ادامه، دو روش جهت تعیین حدود اطمینان توابع توزیع احتمالاتی شرح داده می‌شود. لازم به ذکر است که این روش‌ها برای توزیع نرمال بوده و جهت سایر توزیع‌ها نیز به طور تقریبی قابل استفاده است.

3-2-6-1 روش جدول 90% اطمینان

در این روش مقادیر حد بالا و پایین با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$XU = x_T + Ke_{5\%}\, S_x \qquad (49\text{-}3)$$

$$XL = x_T + Ke_{95\%}\, S_x \qquad (50\text{-}3)$$

$Ke_{5\%}$ و $Ke_{95\%}$ ضرایب مربوط به 5% و 95% می‌باشند حد 5% بدین معنی است که تنها5% از مقادیر، بالای آن واقع خواهند شد و حد 95% نیز بدین معنی است که 95% از مقادیر، بالای این حد قرار خواهند گرفت و بنابراین 90% از آنها بین این دو حد قرار می‌گیرند. مقادیر $Ke_{5\%}$ و $Ke_{95\%}$ برای حدود اطمینان 90% با استفاده از جدول 3-3 تعیین می‌شوند.

جدول 3-3 مقادیر Ke

Years of Record (n)	Exceedence frequency (at 5% level)						
	99.9	99	90	50	10	1	0.1
3	1.22	1	0.74	0.95	2.12	3.41	4.41
10	0.94	0.76	0.57	0.58	1.07	1.65	2.11
15	0.8	0.65	0.48	0.46	0.79	1.19	1.52
20	0.71	0.58	0.42	0.39	0.64	0.97	1.23
30	0.6	0.49	0.35	0.31	0.5	0.74	0.93
40	0.53	0.43	0.31	0.27	0.42	0.61	0.77
50	0.	0.3	0.2	0.2	0.3	0.5	0.6

	49	9	8	4	6	4	7
70	0.42	0.34	0.24	0.2	0.3	0.44	0.55
100	0.37	0.29	0.21	0.17	0.25	0.36	0.45
	0.1	1	10	50	90	99	99.9
	Exceedence frequency (at 95% level)						

جهت رسم خطوط حدود اطمینان بطریق زیر عمل می‌شود.

- ابتدا خط CDF تابع توزیع رسم می‌شود. در این قسمت پارامترهای توزیع، محاسبه شده و مقدار X_T برای هر دورهٔ برگشت (یا احتمال وقوع) قابل محاسبه است. ($X_T = \overline{x} + K S_x$)
- چندین احتمال وقوع (بیش از 4 حالت و با فاصله) نظیر 99%،90%، 50%، 10% و 1% را در نظر گرفته و مقادیر $Ke_{5\%}$ و $Ke_{95\%}$ مربوط به آنها از جدول 3-3 تعیین می‌شود. در این جدول مقادیر Ke براساس احتمال وقوع و تعداد داده‌ها مشخص می‌شود، چنانچه تعداد داده‌ها در جدول نباشد می توان درونیابی نموده و مقدار تقریبی Ke را محاسبه نمود.
- با استفاده از رابطهٔ Chow مقدار X_T برای احتمال وقوع‌های فرض شده محاسبه می‌شود.
- برای احتمال وقوع‌های فرض شده با استفاده از روابط (3-49) و (3-50) مقادیر حد بالا و پایین (منحنی‌های 5% و95%) محاسبه شده و در ورقهٔ احتمالاتی پیاده می‌گردد.

3-2-6-2 روش شورای منابع آب آمریکا

در این روش حدود اطمینان برای درصدهای مختلف قابل محاسبه است. ابتدا پارامترهای ذیل تعریف می‌شود:

β: درصد اطمینان

α: درصد عدم اطمینان یا احتمال بیش از حد بالا بودن مقادیر، و یا کمتر از حد پایین بودن آنها

بدین ترتیب 2α احتمال خارج از حدود بودن مقادیر است بنابراین: $2\alpha + \beta = 1$ و $\alpha = \frac{1-\beta}{2}$

حدود بالا و پایین XU و XL مربوط به شدت x_T برای دورهٔ بازگشت خاص T_x از روابط زیر محاسبه می‌شود

$$XU_{T_x,a} = \overline{x} + S_x K_{T_X,a}^{XU} \quad (51\text{-}3)$$

$$XL_{T_x,a} = \overline{x} + S_x K_{T_X,a}^{XU} \quad (52\text{-}3)$$

در روابط فوق $\overline{x}$ مقدار میانگین و S_x مقدار انحراف معیار داده‌هاست. مقادیر k نیز با استفاده از روابط 3-53 و 3-54 محاسبه می‌شود.

$$K_{T_X,a}^{XU} = \frac{K_T + \sqrt{k_T^2 - ab}}{a} \quad (53\text{-}3)$$

$$K_{T_X, a}^{XL} = \frac{K_T - \sqrt{k_T^2 - ab}}{a} \qquad (54\text{-}3)$$

در روابط فوق K_T فاکتور تناوب مربوط به دورهٔ برگشت T_x است که براساس توزیع مورد نظر تعیین می‌گردد. مقادیر a و b نیز به شرح ذیل قابل محاسبه است:

$$a = 1 - \frac{Z_\alpha^2}{2(n-1)}$$
$$b = K_T^2 - \frac{Z_\alpha^2}{n} \qquad (55\text{-}3)$$

دراین رابطه Z_α مقدار متغیر نرمال استاندارد در سطح احتمال وقوع α و n تعداد آمار می‌باشد.

لازم به ذکر است که در توزیع‌های لگاریتمی، محاسبه مقدار k عیناً همانند روش شرح داده شده می‌باشد با این تفاوت که بجای پارامترهای $\bar{x}$ و S_x بایستی از پارامتر های لگاریتمی $\bar{y}$ و S_y استفاده شده و بر این اساس YU و YL محاسبه گردد سپس از این مقادیر آنتی لوگ گرفته شده تا حدود اطمینان بدست آید.

3-2-7 سایر روش‌های ارزیابی نکویی برازش

روش استفاده از ورقهٔ احتمالاتی و ارزیابی چشمی برازش، اگرچه روش مناسب و نسبتاً دقیقی است اما در مواقعی که تعداد داده‌ها و سری‌های زیاد باشد بسیار وقت گیر بوده و با توجه به گرافیکی بودن آن، قضاوت میان چندین توزیع،چنانچه برازش نزدیک به هم داشته باشند آسان نخواهد بود. بر این اساس روش‌هایی در این زمینه ارائه شده که ذیلاً سه روش Chi–Square (کای–اسکور)، Kolmogorov–Smirnov (کلموگروف–اسمیرنف، بطور خلاصه K–S)، و Min–Square (حداقل مربعات) بطور اختصار شرح داده می‌شود.

3-2-7-1 روش Chi–Square

در این روش فراوانی نسبی مشاهدات و فراوانی نسبی، براساس تابع توزیع با هم مقایسه شده و با استفاده از توزیع χ^2 (Chi–Square) نکویی برازش مورد ارزیابی واقع می‌شود. بنابراین این روش برای داده‌های گروه‌بندی شده بکار رفته و لزوماً تعداد داده‌های بسیاری را جهت این کار می‌طلبد. در مواقعی که تعداد داده‌ها کم باشد گروه‌بندی مناسب انجام نگرفته و روش مناسب نخواهد بود.

در این روش ابتدا مقدار χ^2_C براساس رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$\chi^2_C = \sum_{i=1}^{m} \frac{n\,[f_s(x_i) - f(x_i)]^2}{f(x_i)} \qquad (56\text{-}3)$$

در رابطه فوق

n تعداد داده‌ها

m تعداد گروه‌ها

$f_s(x_i)$ فراوانی نسبی گروه i ام بر اساس مشاهدات است که از رابطه 3-57 بدست می‌آید

$$f_s(x_i) = \frac{n_i}{n} \qquad (57\text{-}3)$$

$f(x_i)$ فراوانی نسبی گروه iام بر اساس تابع توزیع مورد بررسی (تئوریک) است که از رابطه 3-58 بدست می‌آید

$$f(x_i) = F(x_i) - F(x_{i-1}) \qquad (58\text{-}3)$$

که در آن $F(x_i)$ مقدار تابع CDF در نقطه x_i است.

در ادامه، مقدار حد بالای χ^2_C جهت برازش مناسب از جدول توزیع χ^2محاسبه می‌شود. مقدار مذکور با $\chi^2_{v.\alpha}$ نشان داده می‌شود که $v = m-p-1$،است در رابطه اشاره شده، m تعداد گروه‌ها و p تعداد پارامترهای لازم جهت تعریف توزیع احتمالاتی می‌باشد. برای مثال در توزیع نرمال $p=2$ است چون این توزیع با دو پارامتر میانگین و واریانس تعریف می‌شود.

اگر $\chi^2_C > \chi^2_{v.\alpha}$ شود یعنی از حد بالای خودش بیشتر است و توزیع مورد بحث برازش مناسبی ندارد. در غیر اینصورت توزیع قابل قبول است.

3-2-7-2 روش Kolmogorov–Smirnov (K–S)

در این روش اختلاف CDF توزیع و مشاهدات به عنوان معیار در نظر گرفته شده و بر این اساس در مورد نکویی برازش قضاوت می‌شود. روش فوق‌الذکر این مزیت را نسبت به روش Chi–Square دارد که داده‌ها گروه‌بندی نبوده و می‌توان روش را در مورد داده‌های با تعداد نسبتاً کم نیز بکار برد. در ادامه خلاصه‌ای از مراحل روش K-S بیان می‌شود.

- پس از مرتب نمودن داده‌ها به صورت نزولی، مقدار احتمال وقوع آنها براساس رابطه $P_s(x_i) = m/n$ (رابطهٔ کالیفرنیا در روش نقطه‌گذاری) محاسبه می‌شود. سپس احتمال عدم وقوع $F_s(x_i)$ براساس مشاهدات و با استفاده از رابطهٔ $F_s(x_i) = 1 - P_s(x_i)$ تعیین می‌گردد.
- مقدار احتمال وقوع مربوط به هر شدت (x_i) و متقابل به مقدار $P_s(x_i)$ از روی تابع توزیع محاسبه می‌شود $(P(x_i))$. سپس مقدار تابع CDF، $F(x_i)$ در هر نقطه تعیین می‌گردد $(F(x_i) = 1 - P(x_i))$.
- مقدار قدر مطلق اختلاف $F(x_i)$ و $F_s(x_i)$ محاسبه می‌شود سپس حداکثر این مقادیر تحت عنوان D_c تعیین می‌گردد

$$D_c = \text{Max} \left| F(x_i) - F_s(x_i) \right| \qquad (59\text{-}3)$$

- مقدار $D_{\alpha,n}$ مربوط به آزمون K–S را از جدول مربوطه برای سطح اطمینان β $(\alpha = 1 - \beta)$ تعیین می‌گردد.

اگر $D_c > D_{\alpha,n}$ باشد در این صورت توزیع مورد بحث، مناسب نیست. لازم به ذکر است که n تعداد داده‌ها، β سطح اطمینان و α خطای تیپ I تست است. β معمولاً برابر با 0.90 یا 0.95 در نظر گرفته می‌شود.

3-7-2-3 روش حداقل مربعات

در این روش معیار خاصی جهت رد یا قبول برازش وجود ندارد بلکه با این روش می‌توان با مقایسه چندین توزیع آن را که دارای خطای کمتری است به عنوان توزیع مناسب‌تر انتخاب نمود. خطای استاندارد از رابطهٔ ذیل محاسبه می‌شود

$$Se = \left[\sum_{i=1}^{n} (x_i - X_{Ti})^2 / (n-p) \right]^{1/2} \qquad (60\text{-}3)$$

در این رابطه

x_i: شدت‌های مربوط به مشاهدات

x_{Ti}: شدت متقابل براساس تابع توزیع که از رابطهٔ Chow محاسبه می‌شود$(x_{Ti} = \bar{x} + K_{T_i} S_x)$

P: تعداد پارامترهای توزیع $(p=2$ برای توزیع نرمال و $p=3$ برای توزیع پیرسون تیپ III $)$

n: تعداد داده‌ها

Se: خطای استاندارد

محاسبه x_T بدین صورت است که برای هر x_i مشاهده شده، $P_s(x_i)$ محاسباتی براساس روش نقطه‌گذاری (نظیر روش weibull) به عنوان احتمال وقوع فرض می‌گردد و K_T مربوط به آن براساس نوع توزیع محاسبه می‌شود (از طریق جدول و یا روابط تجربی). آنگاه با توجه به این سطح K_T مقدار x_T محاسبه می‌گردد.

3-2-8 مدل‌های رگرسیون خطی

در بخش‌های قبل، مطالبی در ارتباط با تجزیه و تحلیل نقطه‌ای (ایستگاهی) ارائه شد. همانگونه که قبلا نیز ذکر گردید این‌گونه تجزیه و تحلیل‌ها مبتنی بر وجود داده‌های کافی در ایستگاه مورد نظر می‌باشد. در طراحی‌های منابع آب، معمولاً محل طرح‌ها (محل سد، پل و ...) در نقاطی از رودخانه انتخاب می‌شود که قبلاً ایستگاهی در آن نقطه وجود نداشته و لذا رودخانه در آن نقطه فاقد آمار است. همچنین ایستگاه‌هایی وجود دارند که آمار اندکی داشته و نیاز به تطویل و بازسازی آمار دارند. از طرفی برخی از داده‌های حوضه‌ها در همهٔ ایستگاه‌ها، اندازه‌گیری نشده و تنها در برخی از ایستگاه‌ها این‌گونه آمار وجود دارند. بنابراین جهت برآورد این داده‌ها در ایستگاه‌هایی که فاقد چنین آماری هستند بایستی از روش‌های مناسب استفاده نمود. مدل‌های رگرسیون خطی از مهمترین روش‌هایی است که می‌تواند در این راستا مورد استفاده قرارگیرد. در ادامه در مورد رگرسیون‌های خطی مطالبی ارائه می‌شود.

3-2-8-1 رگرسیون خطی ساده

مدل رگرسیون خطی ساده بصورت رابطه ذیل بیان می‌گردد.

$$\hat{Y} = a + bX \qquad (61\text{-}3)$$

در این رابطه مقادیر متغیر Y بر حسب مقادیر مشخص X محاسبه می‌شوند ($\hat{\mathbf{Y}}$). در رگرسیون خطی ساده منظور ایجاد رابطه بین متغیر X و Y از طریق خط و معادلهٔ خط است و منظور از واژهٔ ساده در اینجا تعداد متغیر مستقل X است که اگر این تعداد، یک متغیر باشد رگرسیون را ساده و چنانچه بیش از یک متغیر مستقل در رابطه وجود داشته باشد آن را مرکب می‌نامند. عنوان خطی بودن مربوط به پارامترهای a و b می‌باشد. یعنی چنانچه این پارامترها بصورت خطی باشد با وجودی که متغیرهای مدل غیر خطی باشند رگرسیون را خطی نامند.

بنابراین $\hat{Y} = a + bX^2$ و یا $\hat{Y} = a + b \log X$ و نظایر این‌ها خطی بوده و روابطی نظیر $\hat{Y} = a + X^b$ و یا $\hat{Y} = aX^b$ غیر خطی هستند.

بدیهی است در برازش یک خط بر داده‌های X و Y بایستی خطی را انتخاب نمود که در مجموع، کمترین خطا را نسبت به مقادیر مشاهده داشته باشد. اگر مقادیر مشاهدهٔ متغیر Y را با Y_i، مقادیر بدست آمده توسط خط رگرسیون را با $Y_i^{\wedge}$ و خطای بین این دو را با e_i ، نشان داده شود خواهیم داشت:

$$e_i = Y_i - \hat{Y}_i \qquad (62\text{-}3)$$

برای بهترین خط، هدف مینیمم کردن خطاهای e_i' و تعیین پارامترهای a و b است.

$$\text{Min} \sum_{i=1}^{n} e_i = \sum_{i=1}^{n} (Y_i - \hat{Y}_i) \qquad (63\text{-}3)$$

با توجه به اینکه مینیمم کردن رابطهٔ 3-63 می‌تواند طوری باشد که تابع هدف تا $-\infty$ کاهش پیدا کند، بنابراین بایستی قدر مطلق $\sum_{i=1}^{n} |e_i|$ حداقل شود. اما از آنجائیکه مینیمم کردن قدر مطلق در ریاضیات دشوار است بنابراین از توان 2 برای e_i استفاده می‌شود که می‌تواند منظور فوق را برآورده نماید.

با توجه به مطالب ارائه شده، چنانچه از معیار $\text{Min} \sum e_i^2$ استفاده شود پارامترهای a وb مشخص می‌گردد.

$$\text{Min } Z = \sum e_i^2 = \sum (Y_i - \hat{Y}_i)^2 = \sum_{i=1}^{n} (Y_i - a - b X_i)^2 \qquad (64\text{-}3)$$

جهت پیدا نمودن مختصات نقطه حداقل، بایستی مشتق نسبی نسبت به a وb گرفته شود و با حل دستگاه مقادیر آنها مشخص شود.

$$\begin{cases} \dfrac{\partial Z}{\partial a} = -2 \sum (Y_i - a - b X_i) = 0 \\ \dfrac{\partial Z}{\partial b} = -2 \sum X_i (Y_i - a - b X_i) = 0 \end{cases} \qquad (65\text{-}3)$$

دستگاه 3-65 بصورت زیر حل می شود:

$$\begin{cases} \sum (Y_i - a - b X_i) = 0 \\ \sum X_i (Y_i - a - b X_i) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sum Y_i - na - b \sum X_i = 0 \\ \sum X_i Y_i - a \sum X_i - b \sum X_i^2 = 0 \end{cases} \qquad (66\text{-}3)$$

اگر در رابطهٔ اول از n فاکتور گرفته شود :

$$n \left(\frac{1}{n} \sum Y_i - a - b \frac{1}{n} \sum X_i\right) = 0 \qquad (67\text{-}3)$$

و یا

$$n (\overline{Y} - a - b \overline{X}) = 0 \qquad (67\text{-}3)$$

بنابراین

$$a = \overline{Y} - b\,\overline{X} \qquad (68\text{–}3)$$

و مقدار b از رابطهٔ 3–69 قابل محاسبه خواهد بود

$$b = \frac{\sum X_i Y_i - \sum X_i \sum Y_i / n}{\sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 / n} = \frac{\sum (X_i - \overline{X})\,(Y_i - \overline{Y})}{\sum (X_i - \overline{X})^2} \qquad (69 - 3)$$

از رابطهٔ 3-68 مشخص است که یکی از نقاطی که خط رگرسیون از آن می‌گذرد نقطه‌ای است با مختصات $\overline{X}$ و $\overline{Y}$ (میانگین داده‌ها)

3-2-8-2 معیار برازش مناسب

با توجه به معیاری که جهت برازش خط انتخاب شد بهترین خط، خطی خواهد بود که دارای کمترین مجموع خطا باشد. این معیار را می‌توان توسط خطای استاندارد که بوسیلهٔ رابطهٔ 3-70 مشخص می‌شود بیان نمود.

$$Se = \left[\frac{\sum (Y_i - \hat{Y}_i)^2}{n - 2} \right]^{1/2} \qquad (70\text{-}3)$$

این رابطه اگرچه در اغلب موارد و در مواقعی که با یک دادهٔ خاص سرو کار داریم معیار خوبی است اما موقعی که داده‌ها مختلف باشند و شدت هر سری با سری‌های دیگر تفاوت عمده داشته باشند میزان $(Y_i - \hat{Y}_i)$ بطور نسبی با توجه به سری از شدت بیشتر یا کمتری برخوردار بوده و خطای استاندارد آنها قابل مقایسه نخواهد بود.

به عنوان نمونه، ممکن است دبی‌های یک رودخانه دارای میانگین 10 متر مکعب در ثانیه و دبی‌های رودخانهٔ دیگر دارای میانگین 100 متر مکعب در ثانیه باشند طبیعی است اگر برازش خطی در هر دو رودخانه به یک میزان باشد خطای استاندارد رودخانهٔ دوم بیش از خطای استاندارد رودخانه اول است. به هر حال مواردی وجود دارند که خطای استاندارد به تنهایی نمی تواند بازگو کنندهٔ واضح و آشکاری در نکویی برازش خطی باشد. به همین جهت از معیار دیگری به نام ضریب دترمیناسیون (Coefficient of Determination)، $\mathbf{r}^2$ و یا جذر آن، ضریب همبستگی(Correlation Coefficient) r ، استفاده می‌شود. این معیار هم‌تغییری دو سری داده را با هم نشان می‌دهد، ممکن است این هم‌تغییری در جهت یکسان و یا در جهت عکس باشد. ضریب دترمیناسیون میزان تغییرات Y به ازای مقادیر X را که توسط خط بیان می‌شود نشان می‌دهد. چنانچه

کلیه تغییرات Y مشاهده شده به ازای کلیه مقادیر X، توسط خط بیان شود ضریب دترمیناسیون برابر 1 ($r^2 = 1$) خواهد بود و چنانچه خط نتواند هیچ میزانی از تغییرات Y را به ازای مقادیر X بیان کند ضریب دترمیناسیون آن برابر صفر ($r^2 = 0$) خواهد بود. در این حالت $Se = S_y$ شده و خط رگرسیون میانگین Yها خواهد بود.($\hat{Y} = \overline{Y}$)

محاسبه r^2 با استفاده از رابطه ذیل صورت می‌گیرد.

$$r^2 = \frac{\left[\sum (X_i - \overline{X})(Y_i - \overline{Y})\right]^2}{\sum (X_i - \overline{X})^2 \sum (Y_i - \overline{Y})^2} \qquad (71\text{-}3)$$

و یا

$$r^2 = (b \frac{S_x}{S_y})^2 \qquad (72\text{-}3)$$

حدود r بین 1- و 1+ است اگر $r = 1$ باشد همبستگی در یک جهت بوده و 100 درصد است و اگر $r = -1$ باشد، همبستگی در جهت عکس بوده و باز مقدار آن 100 درصد است. مزیت بکارگیری r نیز در این است که جهت همبستگی را نشان می‌دهد. محاسبه r با استفاده از رابطهٔ 3-72 بصورت زیر خواهد بود:

$$r = b \frac{S_x}{S_y} \qquad (73\text{-}3)$$

در رابطهٔ فوق b مقدار شیب خط رگرسیون و S_x و S_y به ترتیب انحراف معیار داده های X و Y هستند. لازم به ذکر است که در رگرسیون ساده خطی اولین قدم، رسم صحیح نمودار پراکنش است. با رسم این نمودار احتمال وجود رابطهٔ خطی بین دو متغیر مشخص می‌شود و چنانچه رابطه از نوع دیگری نیز باشد می‌توان از روی نمودار تا حدی تشخیص داد. نمودار پراکنش نموداری است که رابطهٔ بین مقادیر مشاهده X و مقادیر مشاهده Y مربوط به هر یک را نشان می‌دهد.

3-3 بررسی روش‌های مناسب جهت تعیین دبی سیلابی حوضه‌ها بر اساس اطلاعات موجود

مناسب‌ترین روش برای تعیین حداکثر دبی، روش آماریِ تحلیل فراوانی است که از جمله آنها می‌توان به تحلیل لوگ پیرسون نوع III اشاره نمود. مهندسین طراح مسیرها در محل تقاطع محور جاده با رودخانه احتیاج به تحلیل هیدرولیکی و هیدرولوژیکی منطقه دارند. در صورتیکه ایستگاههای ثبت سیلاب به حد کافی وجود نداشته باشد یا در بعضی از مواقع اندازه‌گیری پارامترهای هیدرولوژیکی اصلاً انجام نپذیرفته باشد، استفاده از تحلیل‌های منطقه‌ای و تکنیک‌های تجربی، نتایج موفقیت‌آمیزی در بر دارد.

در روش‌های تجربی، فرمول‌ها و گراف‌هایی تهیه شده است که در حوضه‌های آبریز فاقد اندازه‌گیری سیلاب، مقادیر دبی با دوره‌های بازگشت مختلف تخمین زده می‌شود. استفاده ترکیبی از تحلیل‌های تجربی و منطقه‌ای می‌تواند بسیار کارساز باشد. در این قسمت به برخی از معادلات رگرسیون منطقه‌ای و روشهای مبتنی بر مدلهای بارش – رواناب اشاره می‌شود.

3-3-1 معادلات رگرسیون منطقه‌ای

معادلات رگرسیون منطقه‌ای معمولاً برای تخمین حداکثر دبی سیلاب در مناطقی که اندازه‌گیریهای میدانی صورت نپذیرفته یا اطلاعات به حد کافی وجود ندارد، بکار می‌رود. این معادلات، حداکثر دبی سیلاب یا ویژگی‌های دیگر سیل را در یک بازه زمانی مشخص، بنا بر خصوصیات فیزیوگرافی، هیدرولوژیکی و هواشناسی حوضه آبریز شرح می‌دهند. [1]

3-3-1-1 مراحل تحلیل

در مدل‌های رگرسیونی مطالعات سیل منطقه‌ای، از ساختار مدل توانی که در رابطه 5-1 ارائه شده است استفاده می‌شود:

$$Y_T = a\, X_1^{b_1}\, X_2^{b_2} \dots X_p^{b_p} \qquad 74\text{-}3$$

در این معادله Y_T متغیر وابسته، $X_1, X_2, \mathbf{K}, X_p$ متغیرهای مستقل، a ضریب تبدیل، $b_1, b_2, \mathbf{K}, b_p$ ضرایب رگرسیون می‌باشند. متغیر وابسته معمولاً حداکثر دبی سیلاب با دوره بازگشت T

یا خصوصیات دیگر فراوانی سیل است. متغیرهای مستقل، خصوصیات حوضه آبریز و شرایط هواشناسی آن می‌باشند.

پارامترهای $a, b_1, b_2, \mathbf{K}, b_p$ از تحلیل رگرسیونی بدست می‌آیند. در بخش 3-2-8 اشاره‌ای به معادلات رگرسیون خطی شد. لازم به ذکر است تحلیل رگرسیون با تمامی جزئیات آن در مراجع شماره ؟؟؟؟(McCuen (1993), Kiggs (1968) , Sanders (1980))توضیح داده شده است.

روند کلی تحلیل رگرسیون منطقه‌ای به ترتیب زیر است:

- تهیه سری‌های سیلاب حداکثر سالانه برای هر ایستگاه اندازه‌گیری در منطقه.
- انجام تحلیل فراوانی سیل با استفاده از روشهای ذکر شده در فصل قبل (بعنوان مثال توزیع احتمالاتی لوگ پیرسون نوع III) برای هر کدام از سری داده‌های گام یک و تعیین حداکثر سیلاب با دوره‌های بازگشت مورد نظر (برای مثال دبی 2، 5، 10، 25، 50، 100 و 500 ساله).
- تعیین مقادیر پارامترهای هواشناسی و حوضه آبریز برای سری سیلاب جمع‌آوری شده در گام یک .
- تشکیل ماتریس $n \times p$ از اطلاعات جمع آوری شده در گام سوم که n تعداد حوضه آبریز گام یک و p تعداد خصوصیات حوضه آبریز بدست آمده از گام سوم می‌باشد.
- تشکیل بردار یک بعدی با حداکثر سیلابn برای دوره بازگشت مشخص.
- تحلیل رگرسیونی بردارهای حداکثر سیلاب n از گام پنجم بر روی اطلاعات ماتریس بدست آمده از گام چهارم برای بدست آوردن ماتریس پیش‌بینی.

اگر بیش از یک دوره بازگشت مدنظر باشد، این روند برای هر دوره بازگشت تکرار می‌گردد.

نکته مهم این است که ضرایب رگرسیون بایستی دوباره کنترل شود تا از منطقی بودن ضرایب، اطمینان حاصل شود و این ضرایب با دوره بازگشت مختلف سازگار باشد. بدلیل وجود نوسانات در اطلاعات برداشت شده، ممکن است تحلیل رگرسیون، ضرایب غیرمنطقی تولید کند در چنین مواردی نتایج غیر واقعی با یکنواخت کردن ضرایب حذف خواهند شد. اگر ضرایب، احتیاج به یکنواخت‌سازی داشته باشند، نکویی برازش آمار باید با استفاده از ضرایب یکنواخت شده، دوباره محاسبه گردد.

مهمترین پارامتر مؤثر در حوضه آبریز، مساحت حوضه است. در همه معادلات رگرسیونی، مساحت حوضه یک متغیر مستقل می‌باشد. بقیه ویژگی‌ها بسیار متغیر است و می‌تواند متغیرهایی از نوع شیب کانال،

طول و هندسه کانال، ضریب شکل، ارتفاع از سطح آب‌های آزاد، میزان بارش در حوضه آبریز و ... باشد. ویژگی‌های هواشناسی که اغلب بعنوان متغیرهای مستقل در نظر گرفته می‌شوند عبارتند از: پارامترهای بارش، ذوب برف، تبخیر، حرارت و وزش باد.

معناداری آماری هر متغیر مستقل نیز باید تعیین گردد و متغیرهایی که از لحاظ آماری معنادار نیستند بایستی حذف شوند. مطالب مطرح شده، نشان می‌دهد که تحلیل رگرسیونی یک تحلیل بازگشتی است بدین معنا که ابتدا متغیرهایی در نظر گرفته می‌شوند و معادله تشکیل می‌گردد، سپس درستی نتایج معادله رگرسیونی حاصله کنترل می‌گردد. توصیه می‌شود متغیرهایی انتخاب شوند که به راحتی قابل دسترس بوده و از دقت کافی هم برخوردار باشند. به منظور توضیح کاربرد رگرسیونی منطقه‌ای برای تخمین دبی‌های حداکثر مثال ذیل در نظر گرفته شده است.

مثال 3-1

طراحی یک پل بزرگراه بر روی رودخانه‌ای در منطقه Seco Creek در Hanis D´ مدنظر است. در محل موردنظر اطلاعات اندازه‌گیری شده در دسترس نیست و دوره بازگشت 25 ساله مطلوب می‌باشد.

معادله در نظر گرفته شده به صورت زیر است.

$$Q_T = a\, A^{b_1} S^{b_2} \qquad 75\text{-}3$$

در معادله بالا، Q_T جریان حداکثرسالانه برای دوره بازگشت مشخص بر حسب m^3/s یا ft^3/s ، A مساحت حوضه بر حسب Km^2 یا mil^2 ، S شیب میانگین طولی بستر بر حسب m/km یا ft/mil می‌باشند. ضرایب معادله 3-75 در جدول 3-4 آورده شده است. حدود کاربرد معادله بالا به صورت زیر مشخص گردیده است.

متغیر	مقادیر در سیستم SI	مقادیر در سیستم CU
A مساحت حوضه	$2.8 < A\ (Km^2) < 5040$	$1.08 < A\ (mil^2) < 1950$
S شیب	$1.7 < S\ (m/km) < 14.5$	$9.2 < S\ (ft/mil) < 76.8$

با محاسبه مساحت حوضه از روی نقشه توپوگرافی در محل عدد 545/5 کیلومتر مربع بعنوان مساحت زهکش (210/6 مایل مربع) و 2/833 متر بر کیلومتر ($14/96 \, ft/mil$) بعنوان شیب تعیین شد.

با کاربرد معادله 3-75 و ضرایب جدول 3-4 دبی حداکثر سالانه مطابق زیر بدست می‌آید:

متغیر	مقادیر در سیستم SI	مقادیر در سیستم CU
$Q_{25} = a_{25} A^{0.776} S^{0.554}$	$= 6.13 (545.5)^{0.776} (2.883)^{0.554}$ $= 1450 \, m^3/s$	$= 180 (210.6)^{0.776} (14.96)^{0.554}$ $= 51200 \, ft^3/s$

جدول 3-4 ضرایب رگرسیون برای ایالت Texas، منطقه 5

دوره بازگشت	a(SI)	a(CU)	b_1	b_2	درصد خطای استاندارد
2	319 0/	4/83	0/799	0/966	62/1
5	/60 1	36/4	0/776	0/706	46/6
10	/15 3	82/6	0/776	0/622	42/6
25	/13 6	180	0/776	0/554	41/3
50	/96 8	278	0/778	0/522	42
100	/3 12	399	0/782	0/497	44/1

3-3-1-2 برآورد دقت پیش‌بینی

در بسیاری از موارد، معادلات رگرسیون منطقه‌ای به همراه خطای استاندارد که نشان از دقت معادلات رگرسیونی دارند بیان می‌شوند. خطای استاندارد، تخمین میزان انحراف اطلاعات مشاهده شده با مقادیر پیش‌بینی شده است و از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$Se = \left[\frac{\sum (\hat{Q}_i - Q_i)^2}{n - q} \right]^{0.5} \qquad 76\text{-}3$$

در معادله بالا، Q_i مقادیر مشاهده شده متغیر وابسته (دبی)، $\hat{Q}_i$ مقادیر پیش‌بینی شده بوسیله معادلات رگرسیونی، n تعداد حوضه آبریز بکار برده شده جهت تهیه معادلات رگرسیونی و q تعداد ضرایب رگرسیونی (مانند b_p , $\mathbf{K}$, b_1, a) است. ضریب تغییرات خطا از تقسیم خطای استاندارد بر مقدار میانگین (Q_T) بدست می‌آید.

$$Ve = \frac{Se}{Q_T} \times 100\% \qquad 77\text{-}3$$

در معادله فوق، V_e ضریب خطای تغییرات می‌باشد.

برخی محققان هیدرولوژی معتقدند که معادلات رگرسیونی نسبت به تحلیل‌های فراوانی آماری نتایج بهتری ارائه می‌دهند. معادلات رگرسیونی، ظرفیت و پتانسیل حوضه آبریز برای تعیین دبی حداکثر را منعکس می‌نمایند در حالی که تحلیل فراوانی براساس نتایج اندازه‌گیری شده می‌باشد. مطالب بیان شده بدان معنی است که معادلات رگرسیونی منطقه‌ای در مواقعی که اطلاعات کافی وجود دارد بر تحلیل فراوانی مقدم است. معادلات رگرسیونی می‌تواند برای مقایسه دبی حداکثر با نتایج تحلیل فراوانی نیز بکار برده شود.

3-3-1-3 محدودیت‌ها و کاربردها

معادلات منطقه‌ای در هر منطقه برای حوضه‌های آبریز غیرشهری و طبیعی بدست آمده است. کاربران باید طوری از این معادلات رگرسیونی استفاده نمایند که از متغیرهای مستقل نزدیک به واقعیت استفاده شود.

محدودیت‌هایی که باید در نظر گرفته شود به قرار زیر است :

- معادلات بین‌شهری باید برای مناطق غیرشهری استفاده شود و برای مناطق شهری کاربرد ندارد مگر اینکه اثرات شهری قابل صرفنظر کردن باشد.
- در مناطقی که سد وجود دارد، معادلات رگرسیونی قابل استفاده نیست. سازه‌های سیل‌بند و بقیه سازه‌های ساخته شده نیز بر دبی حداکثر تأثیرگذار است.

- مساحت حوضه باید همیشه تعیین شود. اگرچه ممکن است سطح حوضه برای یک منطقه جزء متغیرهای معادله نباشد.
- در بعضی موارد، مقدار سیل حداکثر ممکن است از تعدادی از سیلابهای حداکثرمحاسبه شده T ساله برای حوضه آبریز کمتر باشد (دبی حداکثر T ساله حداکثر دبی است که احتمال رخ دادن آن یک‌بار در T سال باشد). مهندسان باید به دقت، حداکثر سیلاب‌های منطقه را بررسی کنند .
- در بعضی از مناطق هیدرولوژیکی، معادلات پیش‌بینی دبی حداکثر برای دوره‌های بازگشت بالاتر از 100 سال وجود ندارد. در اینگونه موارد هیدرولوژیست باید به ارزیابی روشهای درون‌یابی و برون‌یابی و تفسیر آنها برای دبی حداکثرT ساله بپردازد.

3-3-2 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش SCS

SCS یک روش گرافیکی برای تعیین دبی پیک سیلاب است که توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا در سال 1972 برای حوضه‌هایی که در آنها داده‌های اندازه‌گیری سیلاب وجود ندارد پیشنهاد شده است. [1]

روش مذکور شامل مراحل ذیل است:

- تبدیل بارندگی به رواناب با استفاده از منحنی‌های CN. به عبارت دیگر در این قسمت باید میزان رواناب حاصل از بارش در سطح حوضه آبریز محاسبه گردد .
- تبدیل رواناب محاسبه شده در گام قبل به دبی کل حوضه به کمک هیدروگراف واحد بدون بعد .

3-3-2-1 محاسبه عمق رواناب

جهت محاسبه میزان رواناب، حجم بارش انجام گرفته فاکتور بسیار مهمی است. بارش انجام گرفته در سطح حوضه به سه قسمت اصلی، رواناب مستقیم، تلفات اولیه و ذخیره تقسیم می‌شود. عمق رواناب مستقیم حاصل از بارش با استفاده از رابطه (3-78) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad (3\text{-}78)$$

در این رابطه

P: عمق بارش بر حسب (mm)

I_a: تلفات اولیه بر حسب (mm)

S: حداکثر نگهداشت سطحی بر حسب (mm)

R: عمق رواناب مستقیم بر حسب (mm)

در معادله 3-78 دو پارامتر ناشناخته I_a و S وجود دارد که مطالعات انجام گرفته توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا رابطه بین تلفات اولیه و نگهداشت سطحی را در یک حوضه به صورت معادله ذیل پیشنهاد نموده است.

$$I_a = 0.2S \qquad (79\text{-}3)$$

در صورتیکه رابطه 3-79 در معادله 3-78 قرار داده شود، خواهیم داشت

$$R = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad (80\text{-}3)$$

در معادله (3-80) مقادیر R، P قبلاً تعریف شده‌اند و S تابعی از پنج فاکتور زیر است

- کاربری اراضی حوضه
- میزان نفوذپذیری خاک حوضه
- وضعیت رطوبتی حوضه قبل از بارش
- تیپ هیدرولوژیکی خاک حوضه
- وضعیت سطح زمین از نظر پوشش گیاهی

برای محاسبه مقدار S، استفاده از شماره منحنی (CN) پیشنهاد شده است:

$$S = \alpha\left[\frac{1000}{CN} - 10\right] \qquad (81\text{-}3)$$

در رابطه فوق

CN: شاخصی است که به خصوصیات فیزیکی حوضه بستگی دارد.

α: ضریب ثابتی است که مقدار عددی آن درسیستم SI برابر 25.4 و در سیستم CU برابر با یک می‌باشد.

مطالعات تجربی انجام گرفته بر روی مقدار عددی CN نشان می‌دهد که نوع خاک، پوشش گیاهی و رطوبت اولیه حوضه از مهمترین پارامترهای موثر بر مقدار آن می‌باشند. مقادیر عددی CNدر جدول 3-5 ارائه شده است.

بدیهی است هرگاه حوضه آبریز دارای اراضی با کاربری‌های متفاوت و با مساحت‌های مختلف باشد، مقدار شماره منحنی(CN) معادل برای کل حوضه از میانگین‌گیری وزنی (مساحت) شماره منحنی‌ها به دست می‌آید.

$$\overline{CN} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i (CN)_i}{\sum_{i=1}^{N} A_i} \qquad (82\text{-}3)$$

جدول 3-5 شماره منحنی CN

نوع منحنی		گروههای هیدرولوژیکی خاک			
		A	B	C	D
مناطق شهری دارای پوشش گیاهی (فضاهای باز، پارکها، آرامگاهها و...) (1)					
پوشش گیاهی خوب(بشر از 75% حوضه دارای پوشش گیاهی)		39	61	74	80
پوشش گیاهی متوسط(بین 50% تا 75% حوضه دارای پوشش گیاهی		49	69	79	84
پوشش گیاهی فقیر(کمتراز 50% حوضه دارای پوشش گیاهی)		68	79	86	89
پوشش گیاهی کامل و غیر قابل نفوذ (پشت بامها، پارکینهای آسفالت و ....)		98	98	98	98
خیابانها و جاده ها					
آسفالت شده با جدول ونهرها زهکش با پوشش حفاظتی کامل		98	98	98	98
آسفالت شده با جدول و نهرهای بدون پوشش حفاظتی		83	89	92	93
شوسه، شن ریزی شده با جوی‌های خاکی زهکش		76	85	89	91
خاکی		72	82	87	89
مناطق با کارهای تجاری و بازرگانی	85% غیر قابل نفوذ	89	92	94	95
مناطق با کاربری صنعتی	72% غیر قابل نفوذ	81	88	91	93
مناطق مسکونی و حوضه های شهرنشینی کوچک با متوسط سایز قطعات					
کمتر از 0/05هکتار	65% غیر قابل نفوذ	77	85	90	92
0/1 هکتار	38% غیر قابل نفوذ	61	75	83	87
0/2 هکتار	25% غیر قابل نفوذ	54	70	80	85
0/4 هکتار	20% غیر قابل نفوذ	51	68	79	84
0/8 هکتار	12% غیر قابل نفوذ	46	65	77	82
مناطق شهری بدون هیچگونه پوشش گیاهی (بیابانی)					
بیابانهای طبیعی		63	77	85	88
بیابانهای مصنوعی		96	96	96	96
مناطق با کاربری کشاورزی (2)					
	نوع زراعت	شرایط هیدرولوژیکی			
کشت آیشی	ـــــ	ـــــ	77	91	94
زراعت ردیفی	ردیفهای مستقیم	فقیر	72	88	91
		غنی	67	85	89
	ردیفها به موازات خطوط تراز	فقیر	70	84	88
		غنی	64	82	85
	ردیفها به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	66	80	82
		غنی	62	78	81
مناطق زراعی باگیاهان دانه ریز	ردیفهای مستقیم	فقیر	65	84	88
		غنی	63	83	87
	ردیفهابه موازات خطوط تراز	فقیر	63	82	85
		غنی	61	81	84
	ردیفها به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	61	79	82
		غنی	59	78	81
	ردیفهای مستقیم	فقیر	66	85	89

مناطق زراعی برای گیاهان نهان دانه(بعقولات) و یا مراتع حفاظت شده با تناوب		غنی	58	72	81	85
	ردیف به موازات خطوط تراز	فقیر	64	75	83	85
		غنی	55	69	78	83
	ردیف به موازات خطوط ترازو تراس بندی شده	فقیر	63	73	80	83
		غنی	57	67	76	80
زمینهای بایر بودن کشت (3)						
چراگاهها و مراتع	بدون هیچگونه اقدام حفاظتی (4)	فقیر	68	79	86	89
		متوسط	49	69	79	84
		غنی	39	61	74	80
	کنتور و تراس بندی شده	فقیر	47	67	81	88
		متوسط	25	59	75	83
		غنی	6	35	70	79
مراتع حفاظت شده ، چمنزارها ، علفزارها			30	58	71	78
جنگلهای همیشه سبز، باغها علفی (مناطقی که در زمستان نیز سند می باشد)		فقیر	55	73	82	86
		متوسط	44	65	76	82
		غنی	32	58	72	79
مناطق مرکب از مراتع با علف هرز و جنگلها (5)		فقیر	48	67	77	83
		متوسط	35	56	70	77
		غنی	30	48	65	73
بیشه ها و جنگل ها		فقیر	45	66	77	83
		متوسط	36	60	73	79
		غنی	30(6)	55	70	77
مزارع با تاسیسات ساختمانی و ابنه			59	74	82	86

1) برای کاربریهای که درصد نفوذ ناپذیری آن ذکر نگردیده است، فرض بر 100درصد غیر قابل نفوذ بودن آنهاست

2) در کاربری تجاری، اگر بین 5 تا 20 درصد سطح زمین پوشیده باشد(با تراکم کمتر از $850(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ردیفی و کمتر از $350(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ریزدانه)جزء شرایط هیدرولوژی فقیر و در صورتیکه بیش از 20 درصد سطح زمین پوشیده باشد(با تراکم بیش از $850(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ردیفی و بیش از $350(^{kg}/_{h})$ برای محصولات ریز دانه) جزء شرایط غنی می باشد.

3) شرایط هیدرولوژیکی برای مناطق بایر به صورت ذیل است:

فقیر- کمتراز 25 درصد تراکم پوشش گیاهی.

متوسط- بین 25 تا 50 درصد تراکم پوشش گیاهی.

غنی- بیشتر از 50 درصد تراکم پوشش گیاهی.

و برای مناطق جنگلی به صورت ذیل می باشد:

فقیر- کمتر از 30 درصد تراکم پوشش گیاهی

متوسط- بین 30 تا 70 درصد تراکم پوشش گیاهی

غنی- بیشتر از 70 درصد تراکم پوشش گیاهی

4- تقسیم بندی شرایط هیدرولوژیکی به صورت ذیل می باشد:

فقیر- پوشش زمین کمتر از 50 درصد و بطور مداوم بدون هیچگونه محدودیت به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

متوسط- پوشش زمین بین 50 تا 75 درصد و به طور متوسط به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

غنی- پوشش زمین بیشتر از 75 درصد و به ندرت به عنوان چراگاه مورد استفاده قرار می گیرد.

5- مقادیر CN برای تراکم 50 درصد منطقه جنگلی و 50 درصد مراتع می باشد و برای سایر ترکیبات باید براساس درصدهای فوق اصلاح گردد.

6- مقدار واقعی CN کمتر از 30 تخمین زده می شود(در بعضی منابع 25 آمده است).

3-2-3-2 طبقه‌بندی نوع خاک

در روش SCS خاک به چهارگروه A،B،C،D طبقه‌بندی شده است. در جدول 3-6 بر اساس نوع خاک و شدت نفوذپذیری، طبقه بندی مذکور ارائه شده است.

جدول 3-6 تشریح گروههای هیدرولوژیکی خاک

گروه	نوع خاک	شدت نفوذ(cm/h)
A	ماسه عمیق- لوم عمیق- لای	7/5-11/6
B	لوم کم عمق، لوم ماسه دار	3/8-7/5
C	لوم نرم، لوم شنی سطحی، خاکهای دارای مواد ارگانیک کم و یا دارای رس نسبتاً زیاد	1/3-3/8
D	خاکهایی که زیاد متورم می‌شوند ،رس با خاصیت خمیری بالا، خاکهای شور	< 1/3

3-2-3-3 شاخص پوشش گیاهی

پوشش گیاهیِ حوضه آبریز تابعی از نوع کاربری اراضی، شکل و عملکرد حوضه و در نهایت شرایط هیدرولوژیکی آن است. کاربری اراضی به انواع کاربری تجاری، صنعتی، کشاورزی و ... تقسیم‌بندی می‌شوند. همچنین در کاربری کشاورزی نوع و شکل کشت درتخمین مقادیر CN اهمیت زیادی دارد. شرایط هیدرولوژیکی خاک به سه دسته فقیر، متوسط و خوب(غنی) تقسیم‌بندی می‌شود.

3-2-3-4 شرایط رطوبتی خاک

شرایط رطوبتی خاک نیز به سه دسته ذیل تقسیم‌بندی می‌شود.

- AMCI- رطوبت کم ، خاک خشک
- AMCII- شرایط متوسط رطوبتی (معمولاً برای تخمین سیلاب سالانه بکاربرده می‌شود)

ü AMCIII- رطوبت زیاد، وقوع باران زیاد در چند روز گذشته

جدول 3-7 طبقه‌بندی شرایط رطوبت خاک در حوضه آبریز قبل از وقوع باران برای دو فصل رشد و خواب را نشان می دهد.

جدول 3-7 طبقه‌بندی شرایط قبلی رطوبت خاک در حوضه

کلاس AMC	مقدار بارندگی در 5 روز قبل از وقوع باران طرح در حوضه	
	فصل خواب	فصل رشد
I	<12/5 mm	<35 mm
II	12/5-27/5 mm	35-52/5 mm
III	>27/5 mm	>52/5 mm

جدول 3-5 برای شرایط رطوبتی AMCII ارائه شده است، مقدار CN برای سایر شرایط رطوبتی از جدول 3-8 تعیین می‌شود.

جدول 3-8 تبدیل شماره منحنی از شرایط رطوبتی متوسط به حالت خشک یا مرطوب

شماره منحنی در شرایط رطوبتی متوسط AMCII	شماره منحنی در شرایط رطوبتی		شماره منحنی در شرایط رطوبتی متوسط AMCII	شماره منحنی در شرایط رطوبتی	
	خشک AMCI	مرطوب AMCIII		خشک AMCI	مرطوب AMCIII
100	100	100	58	38	76
98	94	99	56	36	75
96	89	99	54	34	73
94	85	98	52	32	71
92	81	97	50	31	70
90	78	96	48	29	68
88	75	95	46	27	66
86	72	94	44	25	64
84	68	93	42	24	62
82	66	92	40	22	60
80	63	91	38	21	58
78	60	90	36	19	56
76	58	89	34	18	54
74	55	88	32	16	53
72	53	86	30	15	50
70	51	85	25	12	43
68	48	84	20	9	37
66	46	83	15	6	30
64	44	81	10	4	22
62	42	79	5	2	13
60	40	78	0	0	0

3-3-2-5 محاسبه حداکثر دبی سیلاب(دبی پیک)

در روش SCS معادله (3-83) جهت محاسبه دبی پیک سیلاب پیشنهاد شده است .

$$q_p = q_u A Q \qquad (83\text{-}3)$$

در این رابطه

q_p: دبی پیک بر حسب (m^3/s)

q_u: دبی پیک هیدروگراف واحد $(m^3/s/km^2/mm)$

A: مساحت حوضه بر حسب (km^2)

Q: عمق بارش بر حسب (mm)

دبی پیک هیدروگراف وابسته به زمان تمرکز t_c و پارامتر I_a/p است که I_a، تلفات اولیه و P ارتفاع بارش 24 ساعته در یک دوره بازگشت معین می‌باشد، برای محاسبه دبی پیک هیدروگراف واحد رابطه ذیل پیشنهاد شده است.

$$q_u = \alpha\, 10^{C_0 + C_1 \mathrm{Log}(t_C) + C_2 [\mathrm{Log}(t_C)]^2} \qquad (84\text{-}3)$$

در رابطه 3-84

C_0، C_1 و C_2 ضرایب رگرسیونی بوده که تابعی از I_a/p می‌باشند. ضرایب مذکور در جدول 3-9 ارائه شده است

α : ضریب ثابت معادله که برای سیستم آحاد SI برابر با 0.000431 است.

برای استفاده از روش SCS باید محدودیتهای زیر را در نظر گرفت

- CN حوضه آبریز باید بزرگتر از 50 و زمان تمرکز بین 0 . 1 تا 10 ساعت باشد.
- مقادیر I_a/p بین 0 . 1 تا 0 . 5 باشد.
- حوضه آبریز باید دارای یک کانال اصلی زهکش و یا دو کانال اصلی زهکش با زمان تمرکز یکسان باشد.

جدول 3-9 ضرایب رگرسیونی دبی پیک سیلاب در روش SCS

نوع بارش	I_a/P	C_0	C_1	C_2
I	0/1	2.30550	-0.51429	-0.11750
	0/2	2.23537	-0.50387	-0.08929
	0/25	2.18219	-0.48488	-0.06589
	0/3	2.10624	-0.45695	-0.02835
	0/35	2.00303	-0.40769	0.01983
	0/4	1.87733	-0.32274	0.05754
	0/45	1.76312	-0.15644	0.00453
	0/50	1.67889	-0.06930	0.00
IA	0.1	2.03250	-0.31583	-0.13748
	0.2	1.91978	-0.28215	-0.07020
	0.25	1.83842	-0.25543	-0.02597
	0.3	1.72657	-0.19826	-0.02633
	0.5	1.63417	-0.09100	0.00
II	0.1	2.55323	-0.61512	-0.16403
	0.3	2.46532	-0.62257	-0.11657
	0.35	2.41896	-0.61594	-0.08820
	0.4	2.36409	-0.59857	-0.05621
	0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
	0.5	2.20282	-0.51599	-0.01259
III	0.1	2.47317	-0.51848	-0.17083
	0.3	2.39628	-0.51202	-0.13245
	0.35	2.35477	-0.49735	-0.11985
	0.4	2.30726	-0.46541	-0.11094
	0.45	2.24876	-0.41314	-0.11508
	0.5	2.17772	-0.36803	-0.09525

مقدار دبی حداکثر سیلاب از رابطه 3-83 به دست می‌آید، در صورتیکه منطقه دارای تالاب و یا لجنزار باشد به نحوی که رواناب سطحی به صورت موقتی ذخیره گردیده و با تاخیر از حوضه خارج شود دبی پیک

به تناسب میزان و حجم ذخیره انجام گرفته، کاهش می‌یابد. برای اصلاح دبی پیک، فاکتور f_P پیشنهاد شده است.

در جدول 3-10 با توجه به نسبت مساحت لجنزار به کل حوضه مقادیر f_P ارائه شده است و دبی پیک تعدیل شده که با q_a نشان داده می‌شود به استفاده از رابطه 3-85 به دست می‌آید

$$q_a = q_p f_P \qquad (85\text{-}3)$$

در رابطه فوق q_a دبی تعدیل شده پیک سیلاب است.

جدول 3-10 مقادیر فاکتور اصلاحی برای دبی پیک سیلاب

درصد مساحت لجنزار به کل حوضه	f_P
0	1
0.2	0.97
1	0.87
3.0	0.75
0.5	0.72

3-3-3 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش استدلالی (Rational Method)

یکی از روابط متداول برای محاسبه دبی حداکثر سیلاب در حوضه‌های آبریز کوچک، روش استدلالی است. روش مذکور بر این اساس استوار است که در یک حوضه آبریز ، حداکثر دبی از بارانهایی که مدت ریزش آنها برابر زمان تمرکز است حاصل می‌شود. زیرا اگر مدت بارندگی کوچکتر از زمان تمرکز باشد در این صورت کلیه قسمتهای حوضه در میزان دبی خروجی شرکت ننموده و فقط رواناب حاصله از قسمتهای نزدیک به خروجی در تجمیع دبی شرکت داشته‌اند و قبل از آنکه روانابهای دوردست به نقطه خروجی برسند، بارندگی تمام شده و از میزان حداکثر سیلاب کاسته می‌شود. چنانچه مدت بارندگی از زمان تمرکز بیشتر باشد با توجه به این اصل که بارانهای طولانی مدت، شدت کمتری دارند، باز هم دبی خروجی تقلیل پیدا می‌کند.

حداکثر دبی سیلاب در یک حوضه با استفاده از رابطه ذیل بدست می‌آید.

$$Q = \frac{1}{\alpha} CiA \qquad (86\text{-}3)$$

که رابطه فوق:

Q: دبی پیک بر حسب (m^3/S)

i: شدت بارش بر حسب (mm/h)

C: ضریب رواناب(بدون بعد) که تابعی از پوشش حوضه است.

A : مساحت حوضه بر حسب هکتار

α : ضریب ثابت که مقدار آن در سیستم SI ، برابر با 360 است.

در رابطه استدلالی، ضریب رواناب بیانگر قسمتی از بارندگی است که تبدیل به جریان سطحی شده و در به وجود آوردن دبی حداکثر هیدروگراف دخالت دارد. مقدار ضریب رواناب در وهله اول بستگی به پوشش گیاهی و قابلیت نفوذ خاک و در وهله دوم به عواملی که باعث نگهداشت آب در سطح حوضه می‌شوند، دارد. هر چند روش استدلالی بسیار ساده است ولی تخمین نادرست مقدار ضریب رواناب (C) می‌تواند باعث ایجاد خطای زیاد در محاسبه مقدار دبی حداکثر رواناب گردد. بنابراین دقت در تخمین ضریب رواناب می‌تواند دقت محاسبات را به مقدار قابل قبولی ارتقا دهد. جدول 3-11 مقدار پایه ضریب رواناب برای حوضه‌های آبریز طبیعی و جدول 3-12 تعدیل مقدار ضریب مذکور را نشان می‌دهند. [1]

جدول 3-11 ضریب رواناب (C) در روش منطقی برای حوضه های آبریز طبیعی

نوع کاربری و پوشش گیاهی حوضه آبریز	ضریب رواناب (C)
اراضی بایر و فاقد پوشش گیاهی	0/4
چمن زارها و مراتع	0/35
اراضی مزروعی	0/3
اراضی جنگلی	0/18

جدول 3-12 تعدیل ضریب رواناب بر اساس مقدار پایه از جدول 3-11

شرایط حوضه آبریز	اضافه به یا کسر از ضریب رواناب پایه
شیب کمتر از 5 درصد	-0/05
شیب بیشتر از 10 درصد	+0/05
دوره بازگشت بارش طرح کمتر از 20 سال	-0/05
دوره بازگشت بارش طرح بیش از 50 سال	+0/05
میانگین بارندگی سالیانه کمتر از 600 میلیمتر	-0/03
میانگین بارندگی سالیانه بیشتر از 900 میلیمتر	+0/03

همچنین در جدول 3-13 مقدار ضریب رواناب برای حوضه‌های شهری و در جدول 3-14 ضریب تعدیل برای دوره بازگشت‌های مختلف ارائه شده است.

جدول 3- 13 ضریب رواناب (C) در روش منطقی برای حوضه‌های شهری

(دوره بازگشت بارش بین 2 تا 10 سال)

نوع کاربری اراضی شهری	ضریب رواناب (C)
1- منطقه تجاری	0/5 -0/7
- درحومه شهری	0/7 -0/95
- درمرکز شهر	
2- مناطق مسکونی :	0/3 -0/5
- خانه های تک واحدی	0/4-0/6
- نواحی مسکونی با تراکم پائین	0/6-0/7
- نواحی مسکونی با تراکم بالا	0/25-0/4
- نواحی مسکونی حومه شهرها	0/5-0/7
- نواحی آپارتمانی	
3- مناطق صنعتی:	0/5 -0/8
- با تراکم پائین	0/6 -0/9
- با تراکم زیاد	0/1 -0/3
4- پارک ها و گورستان ها	0/25 -0/35
5- میادین ورزشی	0/1 -0/3
6- اراضی بایر	
7- انواع سطوح روکش شده شهری:	0/7 -0/9
- سطوح آسفالته و بتنی	0/7 -0/85
- سطوح آجر فرش	0/7 -0/9
- بام ساختمان ها	0/2 -0/35
8- محوطه راه آهن:	
9- باغچه ها و اراضی چمنی:	
- بافت خاک سنگین، شیب زیاد(بیش از 7 درصد)	0/25 -0/35
- بافت خاک سنگین، شیب متوسط(2 تا 7 درصد)	0/18 -0/22
- بافت خاک سنگین، شیب کم (کمتر از 2 درصد)	0/13 -0/17
- بافت خاک سبک، شیب زیاد(بیش از 7 درصد)	0/15 -0/20
- بافت خاک سبک، شیب متوسط(بین 2 تا 7 درصد)	0/1 -0/15
- بافت خاک سبک،شیب کم (کمتر از 2 درصد)	0/05 -0/1
10- بام ساختمان ها :	
- بام های پرشیب	0/75 -0/95
- سنگ یا فلز (شیروانی)	0/95
- سفال	0/90
- بام های مسطح یا کم شیب	0/5 -0/75
11- سایر سطوح:	
- اراضی بایر و توسعه نیافته	0/05
- باغات	0/10

جدول 3-14 ضریب تعدیل برای اصلاح ضریب رواناب(C) در روش منطقی

دوره بازگشت بارش طرح(سال)	ضریب تعدیل
2 تا 10	1/0
25	1/1
50	1/2
100	1/25

محدودیت‌های و فرضیات رابطه استدلالی به شرح ذیل است:

- سطح حوضه آبریز باید کمتر از 80 هکتار باشد.
- دبی حداکثر زمانی ایجاد می‌گردد که تمام حوضه در تشکیل رواناب نقش دارند.
- دبی حداکثر پس از طی مدت زمانی معادل با زمان تمرکز (t_c) حاصل می‌شود.
- شدت بارش برای بارانهایی که مدت زمان آن برابر زمان تمرکز حوضه می‌باشد در نظر گرفته می‌شود.
- دوره بازگشت دبی سیلاب معادل با دوره بازگشت شدت بارندگی می‌باشد، به عبارت دیگر فرض می‌شود شدت بارندگی 10 ساله تولید سیلابی با دوره بازگشت 10 ساله می نماید.

4-3-3 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش مک مت (Mac Math Method)

روش مک مت با اعمال اصلاحاتی بر روی روش استدلالی به دست آمده است وغالباً جهت محاسبه دبی حداکثر رواناب در حوضه‌های کوچک طبیعی بکار می‌رود. مقدار دبی حداکثر در این روش از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q = 0.091CiS^{0.2}A^{0.8} \qquad (87\text{-}3)$$

که در آن :

Q: دبی حداکثر رواناب بر حسب $\left(\frac{m^3}{S}\right)$

C: ضریب رواناب در روش مک مت

i: شدت بارندگی طرح بر حسب $\left(\frac{mm}{hr}\right)$

S: شیب طولی آبراهه اصلی بر حسب $\left(\frac{m}{km}\right)$

A = مساحت حوضه آبریز بر حسب (km)

رابطه فوق‌الذکر نشانگر اصلاح روش استدلالی براساس شیب آبراهه اصلی است. در این رابطه نیز C به عنوان ضریب رواناب تابعی از خصوصیات حوضه آبریز نظیر تراکم پوشش گیاهی، بافت خاک و شیب حوضه بوده و از 0/2 تا 0/75 تغییر می‌کند. هرچه پوشش گیاهی کمتر، بافت خاک سنگین‌تر و شیب حوضه تندتر باشد، مقدار ضریب C به رقم 0/75 نزدیکتر می‌گردد. برای تعیین مقدار C از جدول 3-15 استفاده می‌شود.

جدول 3-15 ضریب رواناب (C) در روش مک مت

استعداد سیلابزایی	پوشش گیاهی	بافت خاک	توپوگرافی
خیلی کم	مراتع پرتراکم (0/08)	شنی (0/08)	مسطح (0/04)
کم	نسبتاً پرتراکم(0/12)	سبک(0/12)	شیب ملایم(0/06)
متوسط	نسبتاً متراکم تا متوسط(0/16)	متوسط(0/16)	شیب متوسط تا تپه ماهواره ای(0/08)
زیاد	متوسط تا تنک (0/22)	سنگین(0/22)	تپه ماهوری پرشیب (0/11)
خیلی زیاد	تنک تا بدون پوشش گیاهی(0/3)	خاک سنگین تا سنگی و صخره ای(0/3)	پرشیب(0/15)

برای استفاده از این روش نیز بایستی زمان تداوم بارش بیشتر از زمان تمرکز حوضه بوده و شدت بارندگی درتمام حوضه یکنواخت باشد، که لازمه آن کوچک بودن سطح حوضه آبریز است. [1]

5-3-3 تعیین دبی حداکثر سیلاب با استفاده از روش تحلیل منطقه‌ای

از دیگر روشهای محاسبه دبی حداکثر سیلاب که در مناطق فاقد آمار سیلابی کاربرد زیادی دارد، روش شاخص سیلاب (USGS) است. در این روش که توسط دالریمپل [Dalrymple،1960] پیشنهاد شده است تحلیل آماری داده‌ها در ایستگاه‌هائی که به لحاظ هیدرولوژیکی و آب و هواشناسی مشابه می‌باشند جهت تعیین منحنی فراوانی سیلاب در نواحی فاقد ایستگاه بکار برده می‌شود. این روش شامل دو قسمت ذیل می باشد:

- استخراج نسبت بدون بعد جریان با یک دوره بازگشت مشخص به شاخص جریان (معمولاً سیلاب متوسط سالیانه).
- استخراج روابطی بین مشخصه‌های حوضه آبریز (معمولاً سطح حوضه) و سیلاب متوسط سالیانه.

جهت تهیه و استخراج منحنی فراوانی سیلاب منطقه‌ای با استفاده از روش شاخص‌سیلاب گام‌های ذیل برداشته می‌شود:

- جمع‌آوری سیلاب‌های سالیانه برای همه ایستگاه‌های موجود در یک ناحیه با شرایط هیدرولوژیکی مشابه.
- انتخاب دوره آماری مبنا که معمولاً معادل طولانی‌ترین دوره ثبت داده‌ها در نظر گرفته می‌شود.
- تخمین سیلاب برای سالهای فاقد اطلاعات با استفاده از اطلاعات سایر سال‌ها.
- استفاده از بهترین توزیع استاندارد برای هر ایستگاه و رسم منحنی فراوانی هر ایستگاه (منحنی‌های فراوانی بدست آمده باید دارای شیب یکسانی باشند).
- تعیین سیلاب متوسط سالانه برای هر ایستگاه (دبی با دوره بازگشت 2.33 سال).
- انجام آزمایش همگنی داده‌ها به شرح ذیل:

الف- محاسبه نسبت میزان دبی 10 ساله (Q_{10}) به دبی متوسط سالانه ($Q_{2.33}$) برای هر ایستگاه .

ب- تخمین میانگین حسابی ($Q_{10}/Q_{2.33}$) برای تمام ایستگاه‌ها.

ج- برای هر ایستگاه، محاسبه مقدار $[Q_{10}/Q_{2/33}]$ $Q_{2/33}$ و دوره بازگشت متناظر با حاصل‌ضرب مذکور.

د- مقادیر دوره بازگشت گام (ج) در مقابل طول دوره‌ی آماری L_E برای هر ایستگاه ترسیم می‌گردد.

هـ - انجام آزمایش همگنی با رسم گراف بند (د) و منحنی‌های پوش طبق جدول 3-16، (در این جدول حدود بالائی و پائینی T_U، T_L به صورت تابعی از طول موثر دوره آماری ارائه شده است و کاربرد آن فقط برای آزمایش همگنی سیلابهای 10 ساله می باشد).

جدول 3-16 حدود بالا و پایین منحنی پوش برای آزمایش همگنی

طول موثر داده‌ها (L_E) بر حسب سال	حدود دوره بازگشت (سال)	
	حد بالا	حد پایین
5	160	½
10	70	1/85
20	40	2/8
50	24	4/4
100	18	5/6

- رسم نسبت هر سیلاب به متوسط دبی سالانه ایستگاه ($Q_{2.33}$)براساس داده‌های واقعی
- مقدار میانه سیلاب ایستگاههای مورد استفاده در منطقه محاسبه و دوره بازگشت متناظر هر ایستگاه از رابطه ویبول (Weibull) $T_r = \frac{n+1}{m}$ تخمین زده می‌شود
- مقادیر میانه در مقابل دوره بازگشت متناظر روی کاغذ احتمالاتی ترسیم می‌شود.
- لگاریتم سیلاب متوسط سالانه برای هر ایستگاه ($Q_{2.33}$) در مقابل لگاریتم سطح حوضه آبریز متناظر ترسیم می‌گردد(این منحنی باید نزدیک به یک خط مستقیم باشد).
- منحنی فراوانی سیلاب برای مساحت‌های مختلف حوضه با استفاده از نتایج گام‌های قبلی ترسیم می‌شود. [1، 11]

3-3-6 خلاصه و نتیجه‌گیری

همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد، اگر داده‌های کافی ثبت سیلاب در حوضهٔ آبریز مسیل مورد مطالعه یا در مسیل‌های مجاور آن موجود باشد، روشهای آماری تحلیل داده‌ها، بهترین روش برای محاسبهٔ سیلاب طراحی است. در این حالت با استفاده از روابط و مطالب ارائه شده در بخش 3-2 می‌توان حداکثر دبی سیلاب به ازاء دوره بازگشتهای مختلف را تعیین نمود. در صورتیکه ایستگاههای ثبت سیلاب به حد کافی وجود نداشته باشد، از معادلات رگرسیونی منطقه‌ای، روشهای مبتنی بر بارش – رواناب و روابط رایج تجربی استفاده می‌شود.

در صورت امکان دست‌یابی به معادلات رگرسیونی منطقه‌ای، استفاده از این معادلات بر روشهای مبتنی بر بارش – رواناب و روابط تجربی ارجحیت دارد. هنگام استفاده از روشهای مبتنی بر بارش – رواناب بایستی به محدودیت‌های هر روش که در بخشهای 3-3-2 تا 3-3-4 ارئه شد، توجه نمود.

تلاشهای زیادی توسط محققین مختلف جهت تعیین ارتباط بین حداکثر دبی پیک سیلاب در یک منطقه با برخی خصوصیات فیزیکی حوضه مانند سطح آن، صورت گرفته است و فرمولهای زیادی نیز ارائه شده است که شکل کلی آن به صورت $Q=CA^n$ می‌باشد. از جمله روابط تجربی رایج می‌توان به فرمول دیکن، کریگر، فانینگ، مایر، هورتون، فولر و ... اشاره نمود. با توجه به اینکه این فرمولها در شرایط خاصی بدست آمده‌اند بایستی در استفاده از آنها جانب احتیاط را رعایت نمود و حتی‌الامکان ضرایب آن را برای منطقه مورد مطالعه کالیبره کرد.

فصل چهارم

مطالعات هیدرولیکی

4-1 مقدمه

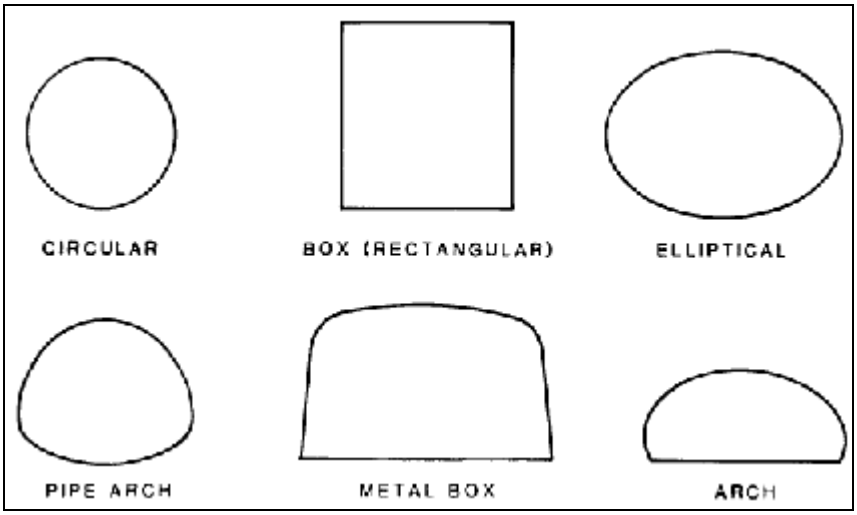
اطلاعات مورد نیاز جهت طراحی هیدرولیکی آبروهای بزرگراه‌ها در این فصل ارائه شده است. برای این منظور ابتدا به معرفی کلی انواع آبروها وتشریح خصوصیات آنها پرداخته شده است، سپس نحوه تعیین محل موقیت آبروها بر روی نقشه های مسیر بیان شده است. از آنجا که ضریب زبری مانینگ پارامتر موثری در تعیین ظرفیت هیدرولیکی می باشد بخش سوم این فصل به ضریب زبری مانینگ و نحوه تعیین آن به روشهای مختلف اختصاص داده شده است. هیدرولیک جریان در آبروها و انواع رژیم جریان در آنها بخش بعدی این فصل را تشکیل می دهد. با توجه به تاثیر مستقیم نوع ورودی آبرو و شکل هندسی آن بر عملکرد هیدرولیکی آبرو بخش جداگانه ای به نحوه تعیین مشخصات ورودی و خروجی آبروها اختصاص داده شده است. یکی از انواع خرابی های رایج در آبروها فرسایش در محل خروجی آبروها است، به همین دلیل نحوه محاسبه فرسایش در خروجی آبروها و روشهای خفاظت در مقابل آبشستگی بطور مشروح ارائه شده است. تشخیص نقاطی از مسیر که در معرض سیلاب قرار دارند و روشهای کاهش یا جلوگیری از خطرات سیلاب در این نقاط بخش دیگری از این فصل را تشکیل می دهد.

4-2 نظر اجمالی به آبروها

آبرو یک آبگذر کوچک هیدرولیکی است که باعث انتقال جریان از یک طرف خاکریز جاده (یا هر مانعی) به طرف دیگر آن می‌گردد. آبروها با شکل‌های مختلف و نماهای متفاوت و با استفاده از مصالح گوناگون ساخته می شوند. انتخاب نوع آبرو به عوامل مختلفی نظیر پروفیل راه، خصوصیات مسیل، ارزیابی خسارات سیل، هزینه‌های ساخت و نگهداری و عمر مفید آن بستگی دارد.

4-2-1 شکل آبرو

شکلهای مختلفی برای سطح مقطع دهانه آبروها وجود دارد که متداول‌ترین آنها در شکل 4-1 ارائه شده است. این اشکال شامل دایره، مربع، مستطیل، بیضی، قوسی و... می‌باشد. انتخاب شکل آبرو برمبنای هزینه ساخت، محدودیت‌های تراز سطح آب بالادست، ارتفاع خاکریز جاده و ملاحظات هیدرولیکی صورت می‌پذیرد.



شکل6-1 شکل‌های متداول آبرو

4-2-2 مصالح بکار رفته در ساخت آبرو

انتخاب نوع مصالح آبرو به مقاومت، زبری هیدرولیکی، دوام در برابر خوردگی و سایش مصالح بستگی دارد. از مصالح متداول جهت استفاده در ساخت آبروها می‌توان به بتن، ورقهای آلومینیومی و فولادی شیاردار اشاره کرد. در شکلهای 4-2 و 4-3 به ترتیب آبرو مستطیلی بتنی و آبرو قوسی فلزی شیاردار نشان داده شده است.

شکل4-2 آبروهای بتنی مستطیلی

شکل4-3 آبروهای فلزی دایره ای شیاردار

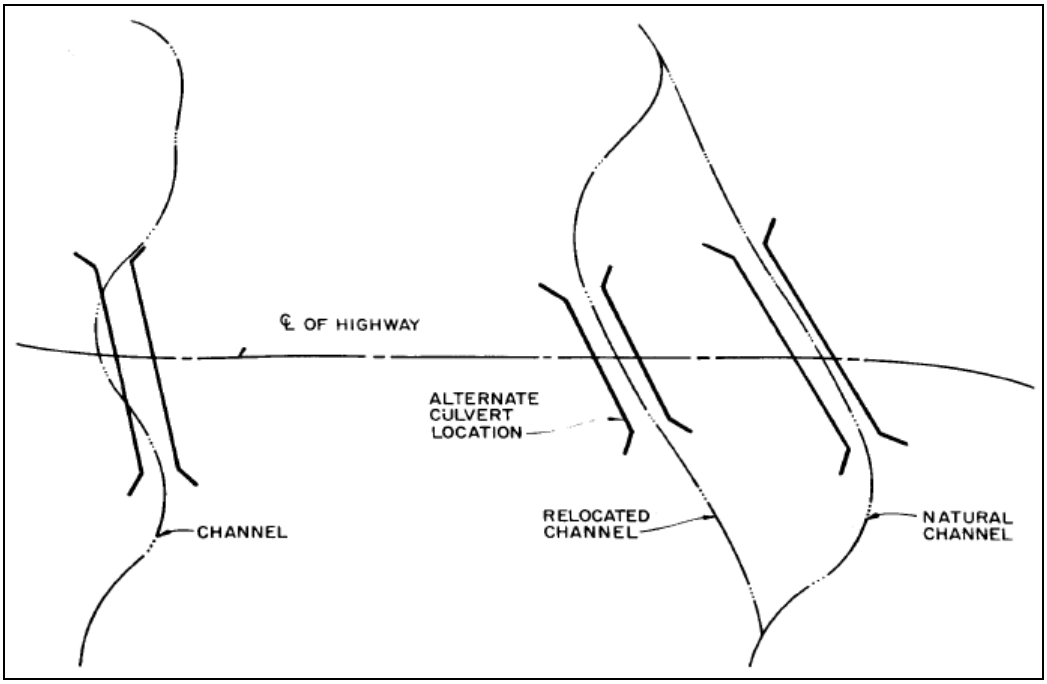
4-3 – نحوه تعیین محل و موقعیت آبروها بر روی مسیر

انتخاب محل، تعداد و طول مناسب آبرو تاثیر تعیین کننده ای بر اقتصاد و ایمنی طرح دارد. در شرایطی که محل مناسبی برای آبروها انتخاب نشده باشد یا ارتفاع آبروها نا مناسب باشد مسیر به ترتیب در معرض تخریب ناشی از سیلاب یا حجم زیاد خاکریزی قرار می گیرد. برای انتخاب محل دقیق آبروها باید اطلاعات دقیقی از مشخصات آبراهه مورد نظر مانندِ مقطع عرضی آن در محل برخورد با مسیر، شیب آبراهه در محدوده طرح، میزان ضریب زبری مانینگ، وضعیت جریان در پایین دست آبرو و میزان ذخیره در حوضه آبریز آن در بالادست داشته باشیم. ضمنا انستن مشخصات مسیر از قبیل پروفیل طولی، مقطع عرضی راه و درجه اهمیت آن برای مهندس هیدرلوژیست ضروریست.

در این بخش به تشریح عوامل فوق خواهیم پرداخت.

4-3-1 موقعیت آبرو

به لحاظ اقتصادی، بهترین مکان برای تعبیه آبرو احداث آن بر روی مسیل موجود است. اما در بسیاری از مواقع مسیل شکل سینوسی داشته و با تعبیه یک آبروی مستقیم نمی‌توان سیلاب ناشی از رگبار را هدایت نمود در مواقع دیگر برای احتراز از طولانی شدن آبرو، هدایت و انتقال مسیل انجام می‌گیرد. شکل4-4 موقعیت دو آبرو را نشان می‌دهد که در حالت اول، آبروی طبیعی شکل سینوسی دارد و در حالت دیگر، به دلیل کاهش دادن طول آبرو به جابجائی مسیل اقدام شده است.



شکل4-4 جانمایی و تعیین محل آبرو

4-3-2 اطلاعات مسیل

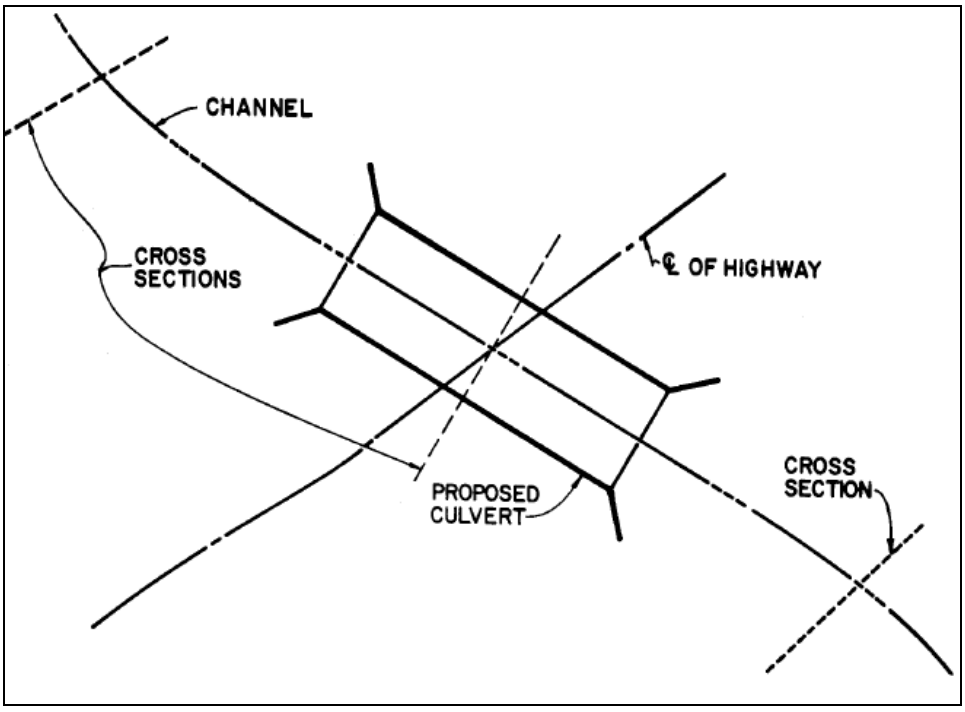
جهت جانمایی درست آبرو به اطلاعات مسیل نظیر داده‌های مقاطع عرضی، شیب عرضی آبراهه، ضریب زبری بستر اصلی و سیلاب‌دشتها و همه شرایط موثر بر تراز سطح آب پائین‌دست نیاز است. عکسهای هوایی و عکسبرداری میدانی می‌تواند راهنمای خوبی در این زمینه باشد. در ادامه هر یک از مشخصات فوق و نحوه جمع آوری و استفاده از آنها ارائه شده است.

- **مقطع عرضی**

از اطلاعات نقشه‌برداری انجام شده در محدوده مسیل موردنظر، بدست می‌آیند. مقاطع عرضی مسیل باید در حدود 30 متر بالادست و 30 متر پایین‌دست محل تقاطع آکس مسیر و آبرو و در خود محل تقاطع برداشت شوند. عرض بستر طبیعی جریان، شیب دیواره‌ها و عرض سیلاب‌دشت‌ها به کمک این مقاطع تعیین می‌شوند. ضمنا با استفاده از این اطلاعات می توان نقشه‌های توپوگرافی موجود را نیز ویرایش نمود. [مرجع شماره3]

ü شیب مسیل

به منظور شناسایی دقیق مشخصات جریان، بایستی شیب طولی مسیل در نزدیکی آبروی پیشنهادی به طور مناسب بدست آید. غالباً شیب آبرو برابر با شیب طولی بستر جریان در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از تراز عمیق‌ترین نقطه مقاطع و فاصله طولی آنها از یکدیگر می‌توان شیب آبراهه را محاسبه نمود. برای بدست آوردن شیب مسیل باید حداقل از 3 مقطعِ ورودی و خروجی آبرو و مسیل طبیعی برداشت انجام پذیرد (شکل 4-5).



شکل 4-5 موقعیت مقاطع عرضی مورد نیاز

ü مقاومت هیدرولیکی

ضریب مقاومت هیدرولیکی کانال طبیعی معمولاً با ضریب زبری مانینگ نشان داده می‌شود. این ضرایب با روشهای گوناگون مانند استفاده از عکسهای مسیلهای دارای ضریب زبری مشخص و یا جداول کمکی بدست می‌آید. در بند 4-4 این فصل عوامل مؤثر در ضریب زبری مانینگ و روشهای برآورد آن ارائه شده است.

- **تراز پایاب**

عملکرد آبرو تحت تاثیر ارتفاع سطح آب پائین‌دست و یا اصطلاحاً تراز پایاب قرار دارد. بنابراین بررسی عوامل موثر بر افزایش تراز پایاب در هنگام سیلاب بسیار مهم است. آبگیری پائین‌دست، گرفتگی و انقباض کانال، جزر و مد و تقاطع با آبراهه‌های دیگر از عوامل موثر بر تراز پایاب می‌باشند که بایستی بر اساس مشاهدات میدانی مورد برسی قرار گیرند. در صورت فقدان شرایط فوق، عمق نرمال جریان در مسیل پایین‌دست به عنوان ارتفاع تراز پایاب در نظر گرفته می‌شود.

- **ذخیره در بالادست**

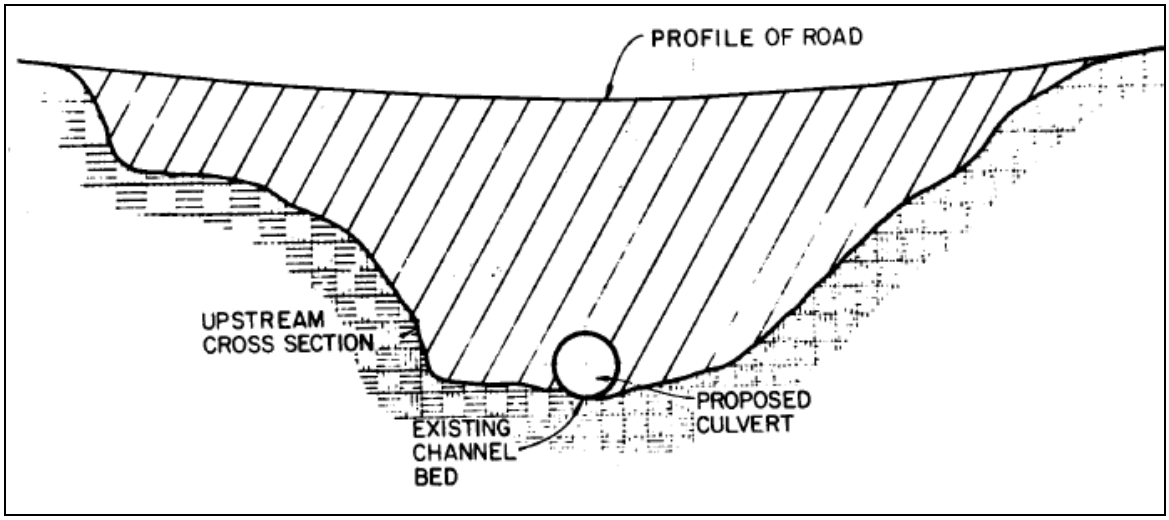
میزان ذخیره در بالادست آبرو را می‌توان به کمک نقشه‌های خطوط تراز بدست آورد. فاصله خطوط تراز 0/5 متری مناسب‌ترین نقشه در این زمینه است. در صورتیکه این نقشه‌ها موجود نباشد به کمک مقاطع عرضی برداشت شده این عمل انجام می‌پذیرد.

4-3-3 اطلاعات مسیر

مشخصات مسیر جاده موجود و یا پیشنهادی بر روی جانمایی، ظرفیت و هزینه آبروها تاثیر می‌گذارد. اطلاعات پلان، پروفیل طولی مسیر و مقاطع عرضی آن را می‌توان از طرحهای اولیه مسیر یا از جزئیات استاندارد مقطع جاده بدست آورد.

- **پروفیل طولی مسیر**

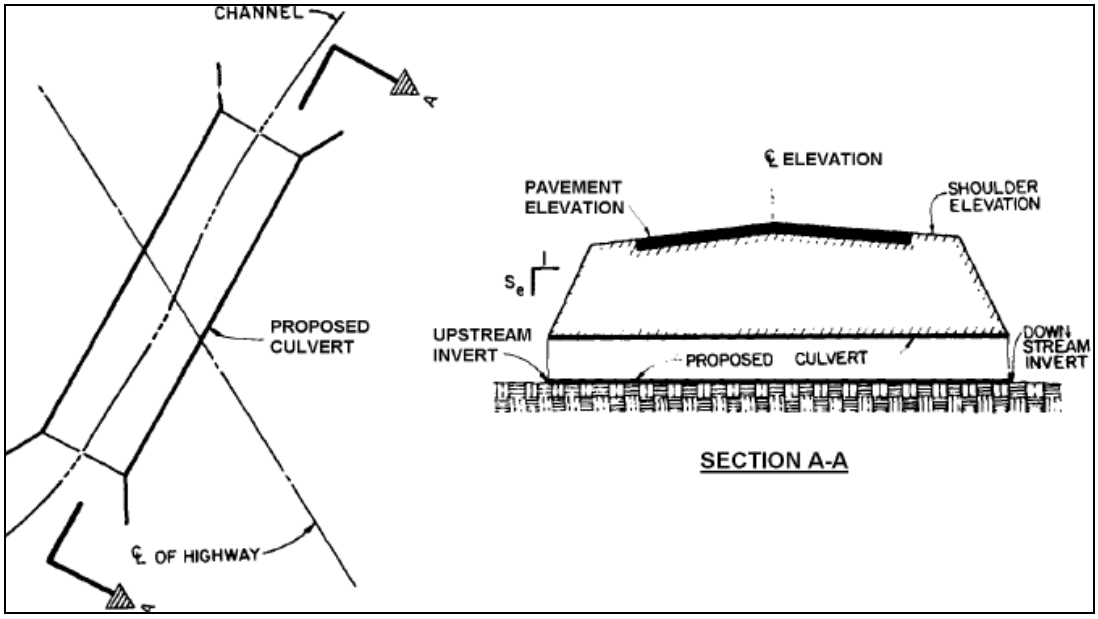
پروفیل مسیر مانع گذر جریان از یک سمت جاده به سمت دیگر می‌گردد و خاکریزیهای طرفین مسیر به صورت یک سد در برابر جریان عمل می‌کنند. آبرو بعنوان یک سازه انتقال جریان و راس خاکریز به صورت یک سرریز در موارد ضروری عمل می‌کند. طراحی آبرو در محلهایی که پروفیل طولی مسیر دارای ارتفاع کم خاکریزی باشد دارای حساسیتهای زیادی است. افزایش ارتفاع آبرو در این مناطق منجر به افزایش هزینه طرح می شود. در شکل 4-6 نمایی شماتیک از یک آبرو نشان داده شده است.



شکل 4-6 پروفیل طولی مسیر و موقعیت آبروی پیشنهادی

ü مقطع عرضی مسیر

نوع مقطع عرضی راه بر طول آبرو شکل دهانه ورودی و خروجی موثر است. تیپ‌های مختلف مقاطع عرضی عمود بر محور اصلی در نقشه‌های استاندارد راه وجود دارد. هرچند در محل تقاطع با مسیل شکل مقطع عرضی دچار اصلاحاتی می‌شود. این مقطع چنان که در شکل 4-7 نشان داده شده است ممکن است به صورت اریب بر محور مسیر باشد.



شکل 4-7 تیپ مقطع عرضی مسیر و طول آبرو

4-3-4 عمق جریان بالادست مورد نیاز برای طراحی

اقتصادی‌ترین آبرو، آبرویی است که بازاء عمق‌های مختلف جریان در بالادست، توانایی عبور دبی طراحی را داشته باشد. از آنجائی که با افزایش ترازآب بالادست، ظرفیت آبرو افزایش می‌یابد تعیین تراز آب بالادست ضروری به نظر می‌رسد. تراز جریان آب در بالادست، تابعی از ملاحظات اقتصادی، نوع و اهمیت راه و محدودیت‌های اجباری و اختیاری است.

در مواردی که آبرو دارای جریان دائمی باشد، مانند آبروهای کشاورزی که میزان آشغال و رسوبات جریان کم است، می‌توان ابروهای تحت فشار یا میزان هواخور بسیار کم در نظر گرفت. در مورد آبروهای موجود در شیبهای تند که در شرایط کنترل ورودی عمل می‌کنند نیز می توان با پایین آوردن ورودی آبرو، تراز جریان بالادست را افزایش داد. در سایر موارد انتخاب میزان هواخور مناسب تابع ملاحظات زیر است.

- **ملاحضات اقتصادی**

افزایش ارتفاع بالادست یک آبرو، بدلیل افزایش عملیات خاکی نتایج اقتصادی زیانباری را به همراه دارد. لذا انجام تحلیل ریسک در اینگونه موارد سودمند است. اتخاذ الزامات خاص مانند انتخاب ترازهای مشخصی که سطح جریان نباید در یک دوره بازگشت مشخص از آن تجاوز نماید، نتیجه انجام عملیات تحلیل ریسک است. این تراز ممکن است برخی نقاط بحرانی روی مسیر مانند شانه راه یا ارتفاع بالای جاده باشد، اما کاهش عمر و اهمیت راه نیز باید مدنظر قرار بگیرد.

- **تمهیدات اطمینانی**

انتخاب دوره بازگشت 100 ساله برای تعیین تراز آب در بستر و دشتهای سیلابی مسیر از اهمیت زیادی برخوردار است. بسته به موقعیت آبرو و مشخصات دشتهای سیلابی و اصلی یا فرعی بودن مسیل ، سطح تراز مجاز آب را می توان تا 0/3 متر افزایش داد. صرفنظر از انتخاب دوره بازگشت معین برای طراحی آبرو لازم است از عملکرد آن برای دوره بازگشت 100 سال به عنوان سیلاب پایه اطمینان حاصل شود. [مرجع شماره3]

ü الزامات اختیاری

برخی ادارات یا سازمانهای محلی، الزامات و قوانین خاصی را جهت طراحی آبروها در نظر می‌گیرند. بطور مثال بنابر سنت مرسومِ طراحی مسیر در کشورمان عمق جریان در بالادست نباید از ارتفاع آبرو بیشتر باشد.

برخی از این الزامات بدلیل شرایط خاص منطقه ای اتخاذ شده اند و برای استفاده نیازمند بررسی های مجدد محلی می باشند.

در جدول شماره 4-1 اطلاعات مختلف مورد نیاز برای طراحی آبروها به طور خلاصه ارائه شده است.

جدول4-1 اطلاعات مورد نیاز برای طراحی آبروها

مراجع	اطلاعات مورد نیاز	
استفاده از آمار ایستگاههای اندازه‌گیری سیلاب	حداکثر سیلاب	هیدرولوژی
استفاده از روش SCS		
استفاده از روش استدلالی		
استفاده از آمار ایستگاههای اندازه‌گیری سیلاب	هیدروگراف	
روش هیدروگراف مصنوعی SCS		
روش هیدروگراف مصنوعی اشنایدر		
مدلهای کامپیوتری		
وضعیت طبیعی محل شامل مقطع طبیعی، شیب و پروفیل طولی مسیل	جانمایی آبرو	اطلاعات میدانی
نقشه‌برداری، عکسهای هوایی و نقشه‌های توپوگرافی موجود	مقاطع	اطلاعات مربوط به مسیل
نقشه‌برداری، عکسهای هوایی و نقشه های توپوگرافی موجود	شیب طولی	
بازدید محلی، عکس و روشهای محاسباتی	زبری بستر	
نقشه‌برداری و نقشه‌های توپوگرافی موجود	عمق جریان در پایین‌دست(پایاب)	
نقشه‌برداری و نقشه‌های توپوگرافی موجود	ذخیره بالادست	
نقشه‌های مسیر	مقطع عرضی	اطلاعات مربوط به مسیر
نقشه‌های مسیر	پروفیل طولی	
نقشه‌های مسیر	طول آبرو	
نقشه‌های مسیر	نقاط بحرانی مسیر از لحاظ سیل‌خیزی	ارتفاع آبرو (ارتفاع جریان در بالادست آبرو)
عکسهای هوایی، نقشه‌های توپوگرافی یا نقشه‌برداری	سازه‌های موجود در حریم راه	
قوانین مربوط به حفاظت از سواحل و رودخانه‌ها	محدودیتهای قانونی	

4-4 نحوه تعیین ضریب زبری مانینگ (n) و مشخصات مورفولوژی آبراهه*[مرجع شماره 14]*

1-4-4 عوامل مؤثر در ضریب زبری

مقدار ضریب زبری مانینگ بسیار متغیر است و به عوامل مختلفی بستگی دارد شناخت این عوامل می‌تواند در تعیین دقیق‌تر مقدار ضریب مذکور مؤثر باشد. در ادامه توضیحاتی در مورد هر یک از این عوامل داده می شود.

ü زبری سطح (Surface roughness)

یکی از عواملی که در تعیین مقدارn نقش مهمی دارد، زبری سطح است، اندازه و شکل دانه‌های مصالح تشکیل دهنده بستر آبرو، تعیین کننده زبری مذکور می‌باشند. بطور کلی هنگامی که مصالح بستر ریز دانه باشند مقدار زبری کم بوده و تغییرات عمق جریان تأثیر زیادی در آن ندارد اما اگر بستر از شن و مصالح درشت دانه تشکیل شده باشد مقدار ضریب مذکور بیشتر بوده و در این حالت سطح ایستابی در تعیین مقدار n نقش زیادی دارد.

ü گیاه و روئیدنیها (Vegetation)

گیاه می‌تواند در تغییر مقدار ضریب زبری مؤثر باشد، تأثیر آن با توجه به شرایط گیاه از جمله: بلندی، کوتاهی، نوع گیاه، تراکم و فصل رویش متفاوت است. بطور کلی هر چقدر گیاهان بلندتر متراکم‌تر و ریشه‌دارتر باشند افزایش مقدار n بیشتر خواهد بود.

ü نامنظمی سطح مقطع کانال (Channel Irregularity)

این عامل اشاره به تغییرات سطح مقطع، شکل و محیط ترشده در امتداد محور طولی آبراهه دارد. در آبراهه های طبیعی این نامنظمی معمولا" در اثر جمع شدن مصالح بصورت توده‌ای از سنگ و خاک در بستر آبراهه یا در نتیجه فرسایش که حفره‌هایی در بستر آبراهه ایجاد می‌کند بوجود می‌آید.

تغییرات تدریجی تأثیر زیادی در مقدارn ندارد اما تغییرات ناگهانی می تواند مقدار ضریب زبری را به اندازه قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد.

ü موانع (Obstruction)

موانع باعث افزایش مقدار ضریب زبری می‌شوند منظور از موانع، پایه های آبرو، درختهای واژگون شده در رودخانه، سکوها و هر عامل خارجی که باعث کاهش سطح مقطع شود می‌باشند. میزان تأثیر موانع بسته به اندازه و تعداد آنها، متفاوت است. هر چقدر تعداد موانع بیشتر و اندازه آنها بزرگتر باشد افزایش در مقدارn بیشتر خواهد بود.

ü وضعیت امتداد مسیر کانال (Channel Alignment)

مستقیم بودن یا انحناء داشتن امتداد مسیر آبراهه در تعیین مقدار ضریب زبری مؤثر است. انحناهای با شعاع زیاد، تأثیر چندانی در مقدار n ندارند اما وجود پیچانرودها با شعاع انحنا کم در مسیر آبراهه باعث افزایش در مقدار n خواهند شد.

ü رسوبگذاری، فرسایش و شستشوی مواد (Sedimentation and Scouring)

رسوبگذاری در آبروهای نامنظم معمولا" سبب بهبود شرایط فیزیکی شده و از نامنظمی آن می‌کاهد. بنابراین در این صورت باعث کاهش در مقدار ضریب زبری می‌شود. اما در آبروهای منظم این عمل باعث ایجاد پستی و بلندیهای در مسیر جریان شده و نامنظمی‌ها را افزایش داده و به تبع آن سبب افزایش مقدار n می‌شود.

در آبرهای خاکی بر اثر عبورآب، شستشوی مصالح کف و دیواره صورت می‌گیرد. شستشوی مصالح باعث افزایش مقدار ضریب زبری می‌شود هر چقدر شدت شستشوی مصالح بیشتر باشد افزایش ضریب مذکور بیشتر خواهد بود.

ü عمق و شدت جریان (Depth of flow and Discharge)

مقدار ضریب زبری با افزایش عمق و دبی جریان کاهش پیدا می‌کند. علت این امر را چنین فرض می‌کنند که با افزایش عمق جریان، تأثیر زبری آبراهه ها بر کل جریان کم شده بنابراین مقدار n کاهش پیدا می‌کند، عکس این حالت نیز صادق است. اما در حالتی که عمق جریان به اندازه‌ای زیاد شود که آب از آبراهه سرریز شده و زمینهای اطراف را در بر گیرد مقدار n افزایش می یابد.

4-4-2- روشهای تعیین ضریب زبری مانینگ (n)

ü روش کاون (Cowan 1956)

کاون با استفاده ازعوامل مؤثر در ضریب زبری رابطه 4-1 را برای تعیین مقدارn پیشنهاد کرد.

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \qquad (1\text{-}4)$$

در رابطه(4-1)

n : ضریب زبری مانینگ

n_b : مقدار n پایه برای کانالهای صاف، یکنواخت و مستقیم

n_1 : مقدار اصلاحی برای نامنظمی سطح کانال

n_2 : مقدار اصلاحی برای تغییرات در سطح مقطع کانال

n_3 : مقدار اصلاحی برای وجود موانع در مسیر جریان

n_4 : مقدار اصلاحی برای پوشش گیاهی

m_5 : مقدار اصلاحی برای درجه مارپیچی بودن مسیر می باشند.

برای تعیین مقادیر فوق از جدول 4-2 استفاده می‌شود.

ü تعیین n با استفاده از جداول

چاو (chow 1959) مطالعات کاملی را در مورد تخمین مقادیر n انجام داد که با توجه به مصالح بکار رفته در ساختمان کانال می توان مقدار n را تعیین کرد. مقادیر توصیه شده وی در جدول 4-3 آمده است. در این جدول با توجه به نوع مواد بستر کانال به سه مقدار حداقل، متداول و حداکثر می‌توان دست یافت.

ü تعیین n با استفاده از تصاویر و اسلاید

تصاویر و اسلایدهایی از مجاری طبیعی و مصنوعی وجود دارد که ضریب زبری در این کانالها مشخص است. با استفاده از مقایسه بین کانال مورد مطالعه و تصاویر موجود، می توان ضریب زبری را تخمین زد. اداره زمین شناسی ایالات متحده ،تصاویر رنگی و اطلاعات توصیفی بیش از50 نوع مجرا،که مربوط به تعیین ضریب زبری می‌باشد را منتشر نموده است. نمونه ای از این تصاویر در انتهای پیوست آمده است.

4-4-3 استفاده از روابط تجربی برای تخمین ضریب زبری

روش دیگری که در تعیین ضریب زبری وجود دارد استفاده از روابط تجربی است. در این قسمت به چند رابطه تجربی که در تعیین n کاربرد دارند اشاره می‌شود.

ü رابطه استریکلر (Strickler 1923)

عمومی‌ترین رابطه شناخته شده از گروه روابط تجربی برای تعیین n، رابطه‌ای است که توسط استریکلر در سال 1923 پیشنهاد شده است:

$$n = 0.047 d^{1/6} \qquad (2\text{-}4)$$

در رابطه فوق: d (برحسب میلیمتر) قطر ماسه یکنواخت عبور کرده از کناره و کف فلوم آزمایشگاهی استریکلر می‌باشد. چون رابطه 4-2 از یک فلوم کوچک آزمایشگاهی با ماسه یکنواخت بدست آمده است بنابراین نمی‌توان مستقیما" از این رابطه برای رودخانه‌های طبیعی با مصالح غیر یکنواخت استفاده کرد.

اختلافات زیادی بین محققین در ارتباط با چگونگی آزمایشات اصلی استریکلر، مقدار ضریب رابطه 1-2، تعریف متغیر d و واحد آن وجود دارد.

ü رابطه هندرسون (Henderson 1966)

هندرسون بیان کرد که تحقیقات استریکلر بر روی جریانات با بستر شنی صورت گرفته و d قطر میانه مصالح بستر است. معادله تعیین شده بوسیله هندسون و منسوب شده به استریکلر بصورت

$$n = 0.034d^{1/6} \qquad (3\text{-}4)$$

بوده که واحد d مشخص نشده است.

ü رابطه رادکیوی (Raudkivi 1976)

رادکیوی معادله استریکلر را بصورت روابط 4-4 و 5-4 بیان کرد.

$$n = 0.042d^{1/6} \qquad (4\text{-}4)$$

$$n = 0.013d_{65}^{1/6} \qquad (5\text{-}4)$$

در رابطه اول d بر حسب متر اندازه‌گیری می‌شود. در رابطه دوم d_{65} (بر حسب میلیمتر) اندازه دانه‌ای است که 65 درصد وزنی ذرات از آن ریزترند. اگر ابعاد معادله دوم بر حسب فوت داده شود خواهیم داشت.

$$n = 0.034d_{65}^{1/6} \qquad (6\text{-}4)$$

ضریب عددی رابطه 4-6 همان ضریب عددی رابطه پیشنهاد شده توسط هندرسون است. به علاوه رادکیوی اظهار داشت که معادلات اول تا سوم برای انتخاب ارتفاع زبری در مدلهای هیدرولیکی با بستر ثابت مناسب است

ü رابطه گرد, راجو (Garde and Raju 1978)

رابطه پیشنهاد شده توسط این دو محقق و منسوب شده به استریکلر بصورت

$$n = 0.039d_{50}^{1/6} \qquad (7\text{-}4)$$

است که d_{50} (بر حسب فوت) قطر مصالح بستر است که 50 درصد وزنی مصالح از آن کوچکتر است.

ü رابطه سوبرامانیا (Subramanya 1982)

سوبرامانیا معادله استریکلر رابصورت رابطه ذیل بیان کرد:

$$n = 0.047 d_{50}^{1/6} \qquad (8\text{-}4)$$

در رابطه فوق d_{50} (بر حسب متر) قطر مصالح بستر است که 50 درصد وزنی ذرات از آن کوچکترند.

به راحتی می توان نشان داد که معادلات 4-7 و 4-8 هم ارزند بنابراین اختلافی بین معادله ارائه شده توسط گرد,راجو و سوبرامانیا وجود ندارد.

ü میر، پیتر، مولر (Meyer- peter and Muller 1948)

رابطه پیشنهاد شده توسط میر- پیتر، مولر بصورت

$$n = 0.038 d_{90}^{1/6} \qquad (9\text{-}4)$$

می‌باشد که برای رودخانه‌های کوهستانی که مصالح جداره آنها شامل مصالح درشت دانه است کاربرد دارد. در رابطه مذکور d_{90} (بر حسب متر) قطر دانه‌ای است که 90 درصد وزنی ذرات از آن ریزترند.

ü لین و کارلسون (Lane and Carlson 1953)

لین و کارلسون مطالعات خود را در کانالهای دره سن لوئیس انجام داده و رابطه ذیل را پیشنهاد کردند.

$$n = 0.026 d_{75}^{1/6} \qquad (10\text{-}4)$$

که d_{75} (بر حسب اینچ) قطر مصالح بستر است که 75 درصد وزنی ذرات از آن کوچکترند. بستر کانالهای مطالعه شده توسط این محققین با قلوه سنگ پوشیده شده بود.

ü تعیین n با اندازه گیری سرعت

از نقطه نظر تئوری، مقدار ضریب مقاومت جریان را می‌توان با استفاده از اندازه گیری سرعت تخمین زد. زیرا پروفیل سرعت به ارتفاع زبری بستگی دارد. بر این اساس برای کانالهای زبر و عریض، با توجه به توزیع لگاریتمی سرعت مقدار n را می توان از رابطه ذیل بدست آورد.

$$n = \frac{(x-1)y^{1/6}}{6.78(x+0.95)} \qquad (11\text{-}4)$$

در رابطه فوق y عمق جریان و $x = \frac{u_{0.2}}{u_{0.8}}$ می‌باشد که $u_{0.2}$, $u_{0.8}$ به ترتیب سرعت در 0.2 و 0.8 از عمق جریان است.

جدول 4-2 تعیین مقدار n با استفاده از روش کاون

مقدار n مربوطه		وضعیت کانال	
0/020	n_1	خاک	مواد بستر
0/025		سنگ یا دج بریده شده	
0/024		شن ریز	
0/028		شن درشت	
0/000	n_2	صاف	درجه ناهمواری در سطح بستر کانال
0/005		کمی صاف	
0/010		صاف متوسط	
0/020	n_3	زبرسخت	تغییرات در سطح مقطع کانال
0/000		تغییرات تدریجی	
0/005		تغییرات متناوب ولی کم	
0/0100 -0/015		تغییرات متناوب ولی زیاد	
0/000	n_4	ناچیز	تأثیر نسبی موانع
0/010-0/015		کمی موجود	
0/020-0/030		قابل ملاحظه	
0/040-0/060		کاملاًزیاد	
0/005-0/010	n_5	کوتاه	گیاه
0/010-0/025		متوسط	
0/025-0/050		بلند	
0/050-0/0100		خیلی بلند	
1/000	m_1	کم	درجه قوسی بودن کانال یا مجرای آب
1/150		قابل ملاحظه	
1/300		زیاد	

جدول 4-3 مقادیر ضریب زبری مانینگ n (چاو 1959)

نوع مجرا و توصیف آن	حداقل	متداول	حداکثر
الف ـ مجاری بسته با جریان نسبتاً پر			
الف 1 ـ فلزی			
a- برنج ، صاف	0.009	0.010	0.013
b- فولاد			
1- به هم قفل شده و جوش خورده	0.010	0.012	0.014
2- پرچ شده و پیچ شده	0.013	0.016	0.017
c- چدن			
1- پوشش شده	0.010	0.013	0.014
2- پوشش نشده	0.011	0.014	0.016
d- آهن آهنگری			
1- سیاه	0.012	0.014	0.015
2- گالوانیزه	0.013	0.016	0.017
e- فلز مواج			
1- زهکش زیرزمینی	0.017	0.019	0.021
2- زهکش سیلاب	0.021	0.024	0.030
الف 2 ـ غیر فلزی			
a- لوسیت (نوعی ماده پلاستیکی)	0.008	0.009	0.010
b- شیشه	0.009	0.010	0.013
c- سیمان			
1- سطح اغشته به دوغاب سیمان	0.010	0.011	0.013
2- ملات (ماسه و سیمان ؛)	0.011	0.013	0.015
d- بتن			
1- آبگذر، مستقیم و بدون واریزه	0.010	0.011	0.013

2- آبگذر دارای انحنا اتصالات واریزه	0.011	0.013	0.014
3- پرداخت شده	0.011	0.012	0.014
4- مجرای فاضلاب با چاهکهای مشاهده ورودی و... مستقیم	0.013	0.015	0.017
5- پرداخت نشده قالب فولادی	0.012	0.013	0.014
6- پرداخت نشده قالب چوبی صاف	0.012	0.014	0.016
7- پرداخت نشده قالب چوبی زبر	0.015	0.017	0.020
e- چوب			
1- تخته خمیده	0.010	0.012	0.014
2- متورق، عمل آمده	0.015	0.017	0.020
f- رس			

ادامه جدول 4-3

نوع مجرا و توصیف آن	حداقل	متداول	حداکثر
1- سفال معمولی رهکشها	0.011	0.013	0.017
2- مجرای فاضلاب با رس پخته	0.011	0.014	0.017
3- مجرای فاضلاب با رس پخته دارای چاهکهای مشاهده ورودی و...	0.013	0.015	0.017
4- زهکش زیرزمینی با رس پخته دارای اتصالات باز	0.014	0.016	0.018
g- آجر کاری			
1- براق (لعاب دار)	0.011	0.013	0.015
2- پوشش شده با ملات سیمان	0.012	0.015	0.017
h- مجاری فاضلاب بهداشتی پوشیده شده با مواد چسبنده (لجن)			
فاضلاب با زانوها و اتصالات دیگر	0.012	0.013	0.016
I- کف بند سنگفرش شده، مجرای فاضلاب ، کف صاف	0.016	0.019	0.020
j- مصالح سنگریزه ای سیمانی	0.018	0.025	0.030
ب – آبراهه های پوشش دار			
ب1- فلزی			
سطح فولادی صاف			
1- رنگ شده	0.011	0.012	0.014
2- رنگ نشده	0.012	0.013	0.017

b-مواج

ب 2ـ غیر فلزی

a- سیمان

1- سطح سیمان آغشته به دوغاب	0.010	0.011	0.013
2- ملات (سیمان و ماسه)	0.013	0.013	0.015

b- چوب

1- مسطح، پرداخت نشده	0.010	0.012	0.014
2- سطح کرئوزوت مالی شده (نوعی رنگ محافظ چوب)	0.011	0.012	0.015
3- غیر مسطح	0.011	0.013	0.015
4- الوار با بستهای تخته ای	0.012	0.015	0.018
5- پوشش شده با کاغذ روغنی	0.010	0.014	0.017
c- بتن			
1- پرداخت با ماله فلزی (یا کمچه)	0.011	0.013	0.015
2- پرداخت با ماله چوبی	0.013	0.015	0.016
3- پرداخت شده با دانه های شن در کف	0.015	0.017	0.020
4- پرداخت نشده	0.014	0.017	0.020

ادامه جدول 4-3

نوع مجرا و توصیف آن	حداقل	متداول	حداکثر
5- بتن تگری (پاششی)، با مقطع خوب	0.016	0.019	0.023
6- بتن تگری با مقطع مواج	0.018	0.022	0.025
7- سنگ با حفاری خوب	0.017	0.020	
8- سنگ با حفاری نامنظم	0.022	0.027	
d- کف بتنی پرداخت شده با ماله چوبی و با دیواره های			
1- سنگی منظم در ملات	0.015	0.017	0.20
2- سنگی نامنظم در ملات	0.017	0.020	0.024
3- مصالح سنگریزه سیمانی، اندود کاری شده	0.016	0.020	0.024
4- مصالح سنگریزه سیمانی	0.020	0.025	0.030
5- سنگریزه خشکه چین یا پوشش سنگریزه	0.020	0.030	0.035
e- کف شنی با دیواره های			
1- بتن قالب ریزی شده	0.017	0.020	0.025
2- سنگی نامنظم در ملات	0.020	0.023	0.026
3- سنگریزه خشکه چین یا پوشش سنگریز	0.023	0.033	0.036
f- آجر			
1- لعاب دار	0.011	0.013	0.015
2- در ملات سیمان	0.012	0.015	0.018
g- مصالح بنایی			
1- سنگریزه با سیمان	0.017	0.025	0.030
2- سنگریزه خشکه چین	0.023	0.032	0.035
h- سنگ تراش خورده	0.013	0.015	0.017
i- آسفالت			
1- صاف	0.013	0.013	
2- زبر	0.016	0.016	
j- پوشش گیاهی	0.030	--	0.500

ج – خاکبرداری یا لایروبی شده

-a خاک، مستقیم و یکنواخت			
1- تمیز، اخیراً تکمیل شده	0.016	0.018	0.020
2- تمیز، مقطع یکنواخت ، تمیز	0.018	0.022	0.025
3- شن، مقطع یکنواخت، تمیز	0.022	0.025	0.030
4- با علفهای کوتاه، مقدار کمی علف هرز	0.022	0.027	0.033
-d خاک، با پیچ و خم و کم شیب			
1- عاری از گیاه	0.023	0.025	0.030

ادامه جدول 4-3

نوع مجرا و توصیف آن	حداقل	متداول	حداکثر
2- علف مقداری علف هرز	0.025	0.030	0.033
3- علفهای هرز متراکم یا گیاهان آبی در آبراهه های عمیق	0.030	0.035	0.040
4- کف خاکی و دیواره های سنگریزه ای	0.028	0.030	0.035
5- کف سنگی و دیواره های پوشیده از علف هرز	0.025	0.035	0.040
6- کف قوه سنگی و دیواره های تمیز	0.030	0.040	0.050
c- خاکبرداری یا لایروبی شده با بن کابل دار			
1- عاری از گیاه	0.025	0.028	0.033
2- درختچه های تنک روی دیواره ها	0.035	0.050	0.060
d- حفاری در سنگ			
1- صاف و یکنواخت	0.025	0.035	0.040
2- ناصاف و نامنظم	0.035	0.040	0.050
e- آبراهه های بدون محافظت و نگهداشت با علفهای هرز و درختچه های بریده نشده			
1- علفهای هرز متراکم، به ارتفاع با عمق جریان	0.050	0.080	0.120
2- کف تمیز درختچه بر روی دیواره ها	0.040	0.050	0.080
3- ماند حالت فوق با عمق جریان بیشتر	0.045	0.070	0.110
4- درختچه های متراکم، عمق جریان زیاد	0.080	0.100	0.140

د- آبراهه های طبیعی

د1- آبراهه های کوچک (عرض بالای مقطع در هنگام سیل کمتر از صد فوت)

a- ابراهه های واقع در دشت			
1- تمیز مستقیم جریان پر بدون شکاف یا چاله های عمیق	0.025	0.030	0.033
2- مانند حالت فوق اما با سنگها و علفهای هرز بیشتر	0.030	0.035	0.040
3- تمیز با پیچ و خم با تعدادی چاله و برآمدگی ها	0.033	0.040	0.045

4- مانند حالت فوق با سطح جریان پایین تر	0.035	0.045	0.050
5- شیب و مقاطع غیرموثرتر (مقاومت در برابر جریان بیشتر)	0.040	0.048	0.055
6- مانند حالت4، اما با سنگهای بیشتر	0.040	0.048	0.055
7- مسیرهای کم شیب دارای علف هرز با چاله های عمیق	0.045	0.050	0.060
8- مسیرهای دارای علف هرز بسیار چاله های عمیق یا مسیلهای با تنه های درخت و درختچه های زیاد	0.075	0.100	0.150
b- آبراهه های کوهستانی، عاری از گیاه دیواره های پرشیب درختان و درختچه ها در امتداد دیواره ها که در سطوح بالای جریان غرقاب می شوند.			

ادامه جدول 4-3

نوع مجرا و توصیف آن	حداقل	متداول	حداکثر
1- کف : شن، قلوه سنگ و مقدار کمی تخته سنگ	0.030	0.040	0.050
2- کف : قوه سنگ با تخته سنگهای بزرگ	0.040	0.050	0.070

د2- سیلاب دشتها

a- مرتع، بدون درختچه			
1- علف کوتاه	0.025	0.030	0.035
2- علف بلند	0.030	0.035	0.050
b- زمینهای زراعی			
1- بدون گیاه	0.020	0.030	0.040
2- گیاهان نواری رسیده	0.025	0.035	0.045
3- گیاهان رسیده مزرعه	0.030	0.040	0.050
c- درختچه ها			
1- درختچه های پراکنده، علفهای هرز متراکم	0.035	0.050	0.070
2- درختچه و درختان تنک در زمستان	0.035	0.050	0.060
3- درختچه و درختان تنک در تابستان	0.040	0.060	0.080
4- درختچه های متوسط تا متراکم درتابستان	0.045	0.070	0.110
5- درختچه های متوسط تا متراکم در تابستان	0.070	0.060	0.160
d- درختان			
1- بیدهای متراکم، تابستان مستقیم	0.110	0.150	0.200
2- زمین تمیز با کنده های درخت بدون شاخه های جوان	0.030	0.040	0..050
3- مانند حالت فوق اما با رشد زیاد شاخه های جوان	0.050	0.060	0.080
4- تنه های درخت متراکم مقدار کمی درختان کوتاه، و اندکی بوته زیر درختان سطح جریان سیلابی زیر شاخه ها	0.080	0.060	0.080
5- مانند حالت فوق، اما با سطح جریان سیلابی رسیده به شاخه‌ها	0.100	0.120	0.160

د3 – آبراهه های بزرگ (عرض بالای مقطع در هنگام سیل بیش از 100 فوت) مقدار n در این حالت کمتر از مقدار آن برای آبراهه های کوچک با مشخصات مشابه است زیرا دیواره ها باعث مقاومت مؤثر کمتری می شوند.

a- مقطع منظم بدون تخته سنگها یا درختچه ها	0.025	--	0.060
b- مقطع نامنظم و زبر	0.035	--	0.100

5-4 هیدولیک آبرو

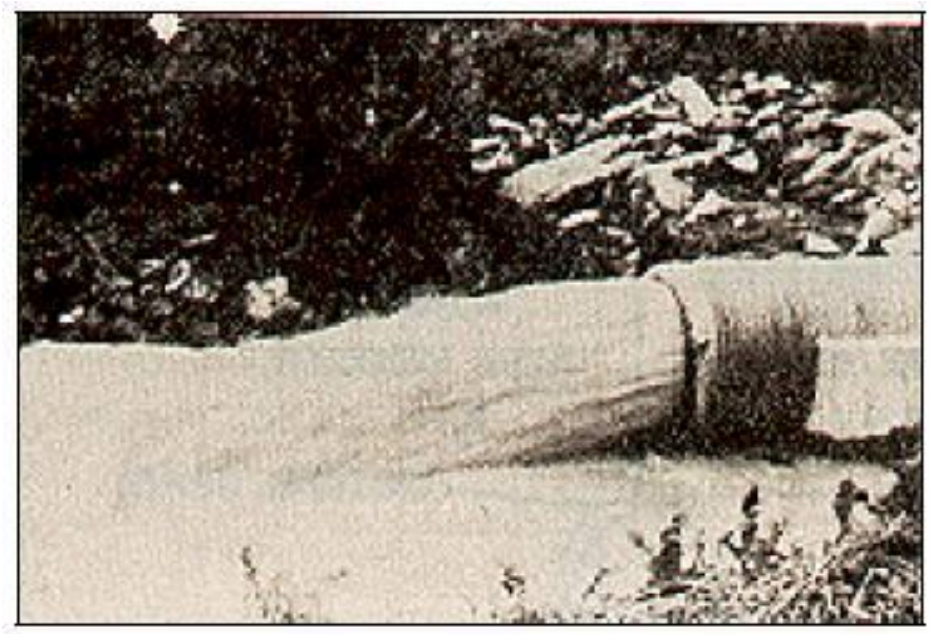
تحلیل کامل هیدرولیک آبروها بسیار زمان‌بر و مشکل است. شرایط جریان از یک آبرو به آبرو دیگر ممکن است بکلی متفاوت باشد. بسته به شرایط بالادست و پایین‌دست، هندسه ورودی و ... جریان در داخل آبرو به صورت تحت فشار یا آزاد خواهد بود. در ادامه توضیحات بیشتری در خصوص دو نوع جریان مذکور ارائه می‌شود.

1-5-4 شرایط جریان

جریان در آبروها ممکن است در برخی اوقات به صورت تحت فشار و در برخی دیگر به صورت جریان با سطح آزاد باشد. جریان تحت فشار در آبروها به ندرت اتفاق می‌افتد.

ü جریان تحت فشار

هنگامی که سطح مقطع آبرو با سطح مقطع جریان برابر گردد جریان تحت فشار نامیده می‌شود. در شکل 8-4 یک آبرو با جریان تحت فشار نشان داده شده است. ظرفیت آبرو در این مواقع به شرایط بالا دست و پایین دست و خصوصیات هیدرولیکی آن بستگی دارد.



شکل 4-8 آبرو با جریان تحت فشار

ü جریان با سطح آزاد

جریان با سطح آزاد ممکن است در هر کدام از حالات بحرانی،زیربحرانی و فوق‌بحرانی رخ دهد .هر کدام از این شرایط با تعیین مقدار عدد فرود مشخص می‌گردد.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy_h}} \qquad (12\text{-}4)$$

در این معادله V سرعت متوسط جریان g شتاب ثقل و y_h عمق هیدرولیکی جریان است.عمق هیدرولیکی از تقسیم سطح مقطع جریان بر عرض سطح آزاد آب بدست می‌آید. اگر $Fr \rangle 1$ باشد جریان به صورت فوق‌بحرانی یا جریان با سرعت زیاد خواهد بود. اگر $Fr \langle 1$ باشد جریان به صورت زیربحرانی یا با سرعت کم می‌باشد و اگر $Fr = 1$ باشد جریان به صورت بحرانی است.

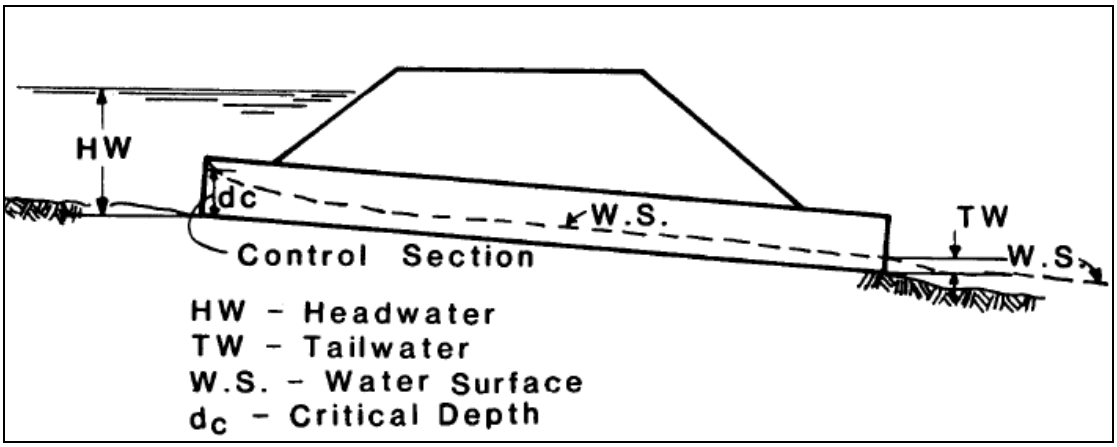
4-5-2 انواع مقاطع کنترل جریان

نقاط ورودی و خروجی، دو نقطه کنترلی می‌باشند. ویژگی‌هایی مانند فشار، جریان زیربحرانی و فوق‌بحرانی نقش اساسی در تعیین نقاط کنترل دارند.

ü نقطه کنترل ورودی

ورودی آبرو، زمانی می‌تواند به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته شود که سرعت جریان در طول آبرو بیشتر از سرعت ورودی آن باشد. در این حالت عمق بحرانی در محل ورودی یا نزدیک آن روی می‌دهد و رژیم جریان در پایین‌دست ورودی به صورت فوق بحرانی خواهد بود.

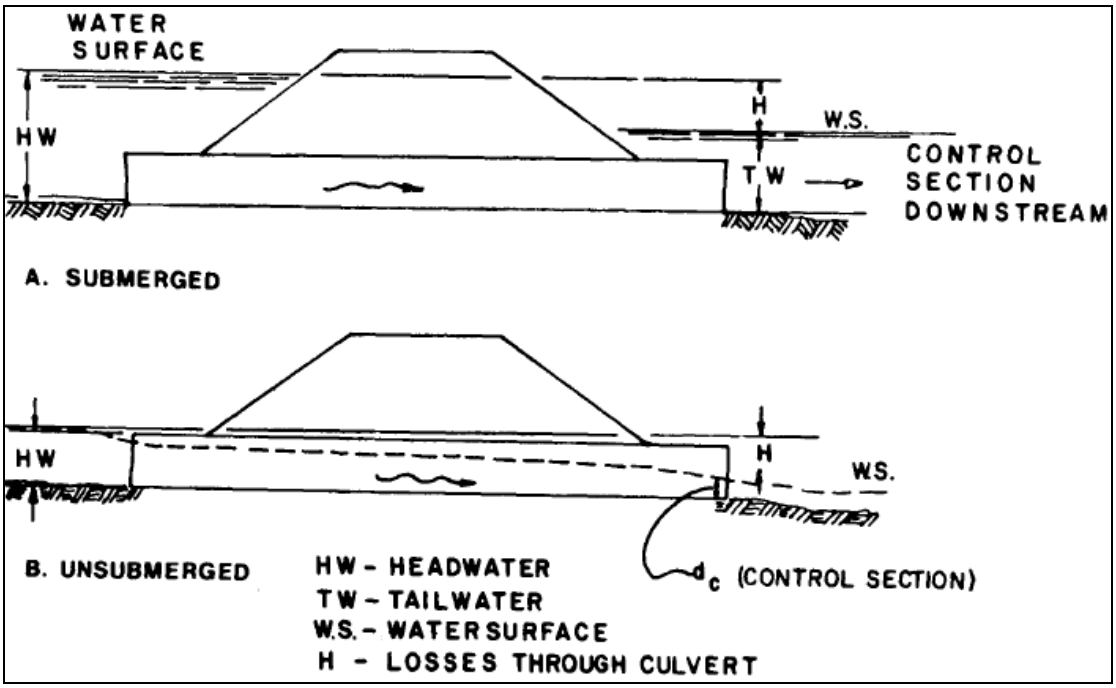
در یک آبرو با شیب تند (شکل4-9) عمق بحرانی در دهانه ورودی آبرو تشکیل و جریان زیر بحرانی در بالادست آبرو و جریان فوق بحرانی در داخل آبرو به وجود خواهد آمد. ویژگی‌های هیدرولیکی که در پایین‌دست این آبرو روی می‌دهد تاثیری بر ظرفیت آن ندارد. در این حالت، تراز سطح آب در بالادست آبرو و هندسه ورودی از جمله عوامل موثر بر ظرفیت جریان می‌باشند. هندسه ورودی شامل شکل سطح مقطع، بدنه آبرو و شکل لبه ورودی است. [مرجع شماره3]



شکل4-9 نمونه آبرو با مقطع کنترل ورودی

ü نقطه کنترل خروجی

چنانچه سرعت جریان در آبرو از سرعت جریان در ورودی آن کمتر باشد مقطع کنترل در خروجی آبرو تشکیل خواهد شد. در این شرایط ممکن است جریان با سطح آزاد و به صورت زیربحرانی یا جریان تحت فشار در آبرو روی دهد. (شکل 4-10) عواملی که بر ظرفیت آبرو در این حالت مؤثرند عبارتند از: تراز سطح آب پایین‌دست، شکل خروجی، طول آبرو و زبری هیدرولیکی آن.



شکل 4-10 نمونه آبرو با مقطع کنترل خروجی

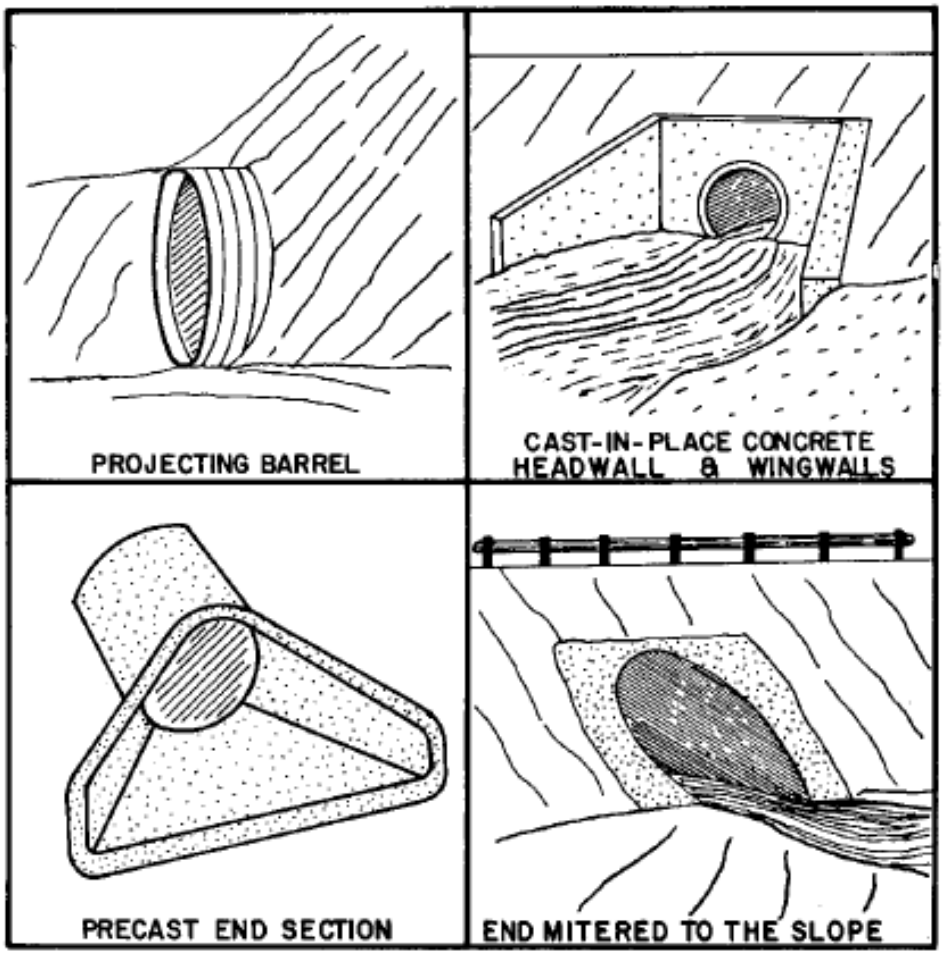
4-5-3 سرعت در محل خروج از آبرو

از آنجایی که در آبروها، سطح مقطع جریان نسبت به قبل از آن کاهش می‌یابد جریان در داخل آنها از سرعت بالاتری برخوردار است. این افزایش سرعت باعث افزایش آبشستگی و سایش در دهانه خروجی آبرو می‌شود. برخی از مشکلات را می‌توان با افزایش ضریب زبری آبرو کاهش داد. به منظور کاهش آبشستگی، گاهاً از بعضی مستهلک کننده‌های انرژی در دهانه خروجی آبرو نیز استفاده می‌شود. اگر نقطه کنترل آبرو در منطقه ورودی آن باشد کنترل جریان از لحاظ آبشستگی آسانتر است و می‌توان با استفاده از آبروی با شیب کم و افزایش ضریب زبری سرعت را کاهش داد.

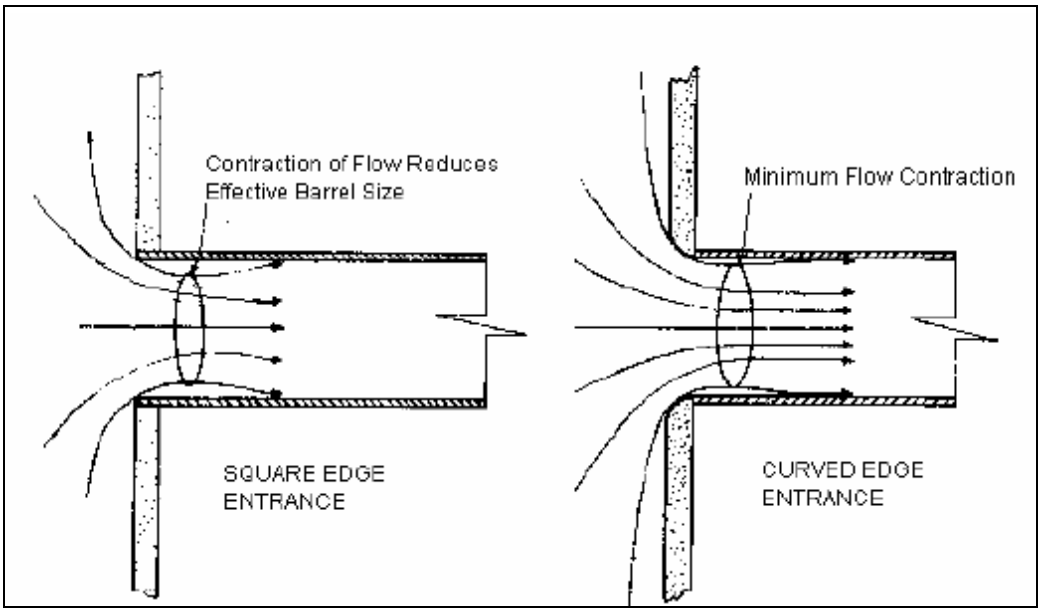
4-6- نحوه تعیین مشخصات ورودی و خروجی آبروها

شکلهای متنوعی برای ورودی آبروها وجود دارد که در شرایط مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند. انواع شکل ورودیهای متداول در شکل4-13 نشان داده شده است. ملاحظات پایداری، زیبایی، کنترل خوردگی و....در انتخاب شکل دهانه ورودی تاثیرگذار است. انتخاب مناسب شکل ورودی آبرو می‌تواند باعث بالا رفتن ظرفیت دبی عبوری از آن شود.

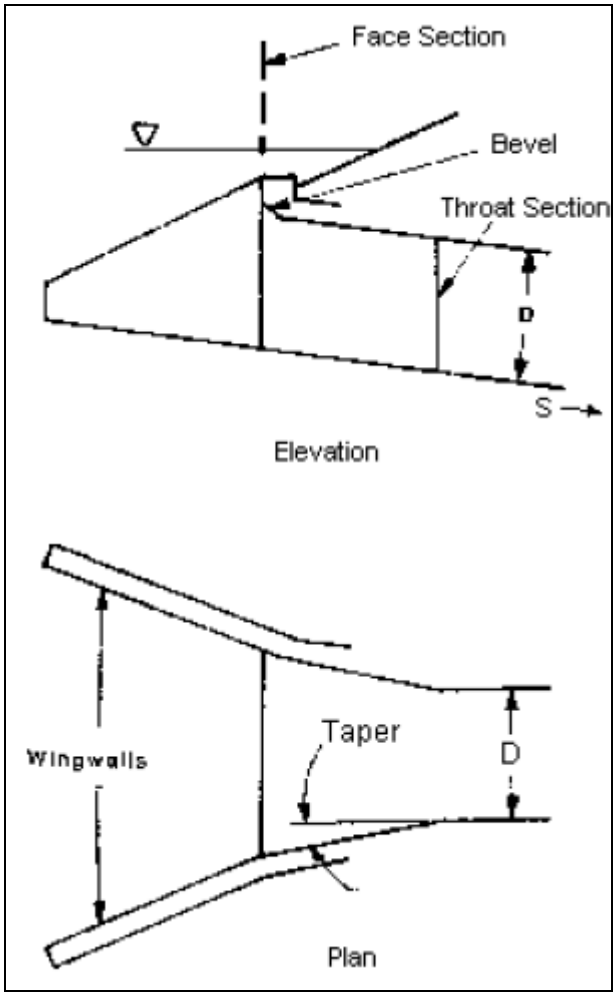
با توجه به اینکه کانال طبیعی معمولا از دهانه آبرو تنگ‌تر است در هنگام ورودجریان به آبرو انقباض جریان رخ می‌دهد، که منجر به افت زیاد انرژی و کاهش ظرفیت آبرو می شود .در شکل 4-14 شکل شماتیک انقباض جریان در دهانه ورودی نشان داده شده است. ایجاد لبه‌های اریب (شکل 4-15) باعث افزایش مقطع موثر جریان شده و افت انرژی جریان در مقطع ورودی به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد.



شکل4-13 چهار نوع ورودی استاندارد آبرو



شکل 4-14 انقباض جریان هنگام ورود به آبرو



شکل4-15 ورود جریان به آبرو با مقطع ورودی اریب

از آنجا که شکل لبهٔ ورودی آبرو به نوع کنترل ورودی یا خروجی بودن جریان وابسته است در ادامه به تشریح هر یک از آنها خواهیم پرداخت.

محل مقاطع کنترل جریان، بستگی به رژیم جریان (فوق‌بحرانی یا زیربحرانی بودن) دارد. در جریان فوق بحرانی، مقطع کنترل در انتهای بالادست کانال آبرو قرار دارد. این نوع جریان دارای مشخصاتی چون عمق کم و سرعت زیاد است. در جریان زیربحرانی مقطع کنترل در انتهای پائینی آبرو قرار دارد. جریان کنترل خروجی دارای عمق زیاد و سرعت کمتر است. عمق پایاب نیز با عمق بحرانی در مقطع خروجی آبرو یا عمق جریان در کانال پائین دست هر کدام که بیشتر باشد برابر است.

7-4 سرعت جریان خروجی از آبرو

تعیین سرعت جریان خروجی از آبرو جهت بررسی نیاز به محافظت بستر رودخانه در مقابل آبشستگی، لازم و ضروری است. معمولاً سرعت جریان خروجی از آبرو بیشتر از سرعت جریان طبیعی در مسیل طبیعی است بنابراین یا باید شرایط جریان در آبرو اصلاح شود و یا از خروجی آبرو بوسیلهٔ انرژی شکن‌های مناسب مانند سنگچین، حوضچه آرامش و ... محافظت شود. در جریان کنترل ورودی، محاسبات مربوط به برگشت آب برای تعیین سرعت خروجی ضروری است. این محاسبات از ورودی آبرو به سمت پایین‌دست انجام می‌شود. پس از بدست آوردن عمق جریان در خروجی آبرو، سرعت جریان از تقسیم دبی بر مساحت تر شده مقطع بدست می‌آید. معمولاً در آبروهای کنترل ورودی عمق جریان خروجی را برابر با عمق نرمال در نظر گرفته و از این عمق جهت محاسبهٔ سرعت خروجی استفاده می‌نمایند، مگر اینکه طول آبرو کوتاه باشد و جریان به شرایط نرمال نرسیده باشد. عمق نرمال را نیز می‌توان از رابطهٔ مانینگ بدست آورد.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = Q / A$$

جدول4-4 توزیع رخدادهای سیل برحسب استانها طی دوره 1331-1370

شماره	تعداد شهر	تعداد شهرها	تعداد سیل	میانگین تعداد سیل	خسارت دوره 40 ساله به میلیارد ریال
1	خراسان	35	300	75	166.1
2	خوزستان	22	134	32.5	150.7
3	مازندران	26	127	31.8	18.4
4	کرمان	14	117	29.3	121.7
5	تهران	11	113	28.3	30.1
6	اصفهان	23	96	24	87.9
7	فارس	21	91	28	118.6
8	بوشهر	11	87	21.8	34.3
9	لرستان	8	82	20.5	15
10	همدان	6	81	20.3	21.2
11	آذربایجان شرقی	10	79	19.8	48.3
12	آذربایجان غربی	13	76	19	54.8
13	سیستان و بلوچستان	9	66	16.5	163.4
14	سمنان	6	66	16.5	43
15	گیلان	15	57	14.3	10.8
16	کهکیلویه و بویر احمد	4	50	12.5	31.5
17	کردستان	6	37	9.3	2.2
18	یزد	6	37	9.3	17.4
19	مرکزی	5	35	8.8	17.2
20	هرمزگان	4	33	8.3	3.4
21	ایلام	7	33	8.3	10.9
22	زنجان	4	29	7.3	4.5
23	اردبیل	4	26	6.5	5.5

24	کرمانشاه	8	21	5.3	42.5
25	چهار محال بختیاری	3	17	4.3	31.1
جمع		281	1890		1250.1

جدول 4-5 توزیع رخدادها و خسارات سیل در دوره 1331-1370

	رخداد ها		شهرهای آسیب دیده		خسارت	
دهه	تعداد	درصد	تعداد	درصد	میلیارد ریال	درصد
1331-4040	191	10.1	101	16	135.05	10.8
1341-5050	251	13.3	131	21	148.81	11.9
1351-360	440	23.3	154	25	275.11	22
1361-770	1008	53.3	239	38	691.53	55.3
جمع		100		100	1250.5	100

جدول4-6 درصد زیانهای مالی سیل به تفکیک نوع خسارت

تنوع خسارت	خانه	دام	مزرعه	پل	راه	قنات	جمع
درصد	42.8	1.5	30.6	2.1	17.6	5.4	100

4-10 بررسی روشهای محافظتی لازم در ورودی و خروجی آبروها

کانال‌های مصنوعی و مسیل‌های طبیعی در معرض نیروهای جریان آب قرار دارند. آبشستگی، رسوبگذاری و آشغالگیری آبروها از جمله مسائلی می‌باشند که ناشی از عملکرد نیروهای جریان آب بوده و مشاهدات تجربی به وفور آنها را نشان داده‌اند. در این بخش بتفصیل به آبشستگی و مقابله با آن پرداخته و در قسمت بعدی مطالعات(بندج) مساله رسوبگذاری و آشغال در دهانه ورودی آبروها و روشهای مقابله با آنرا مورد مطالعه قرار می دهیم.

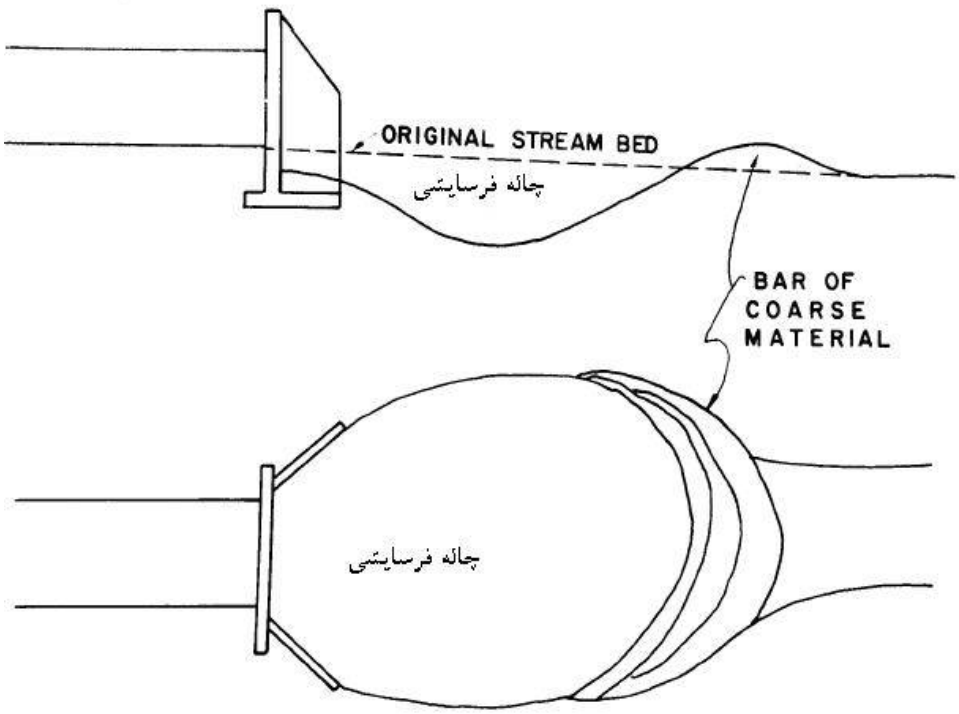
4-10-1 آبشستگی در ورودی آبرو

آبروها معمولاً باعث تنگ‌شدگی مسیل طبیعی می‌گردند. بدلیل این تنگ‌شدگی دامنهٔ جریان با سرعت زیاد، به سمت شیب خاکریز گسترش پیدا کرده و باعث شستگی آن می‌شود. ضمن اینکه بدلیل ورود جریان با سرعت زیاد به داخل آبرو، چالهٔ فرسایشی در ورودی آن نیز تشکیل می‌شود. در نظر گرفتن دیوار برگشی و دیوار هدایت، پوشش‌دار نمودن کف در قسمت ورودی و نیز تعبیهٔ کات‌آف (Cut off) می‌تواند از فرسایش ورودی آبرو جلوگیری نماید. [مرجع شماره5]

4-10-2 فرسایش در خروجی آبرو

متداول‌ترین نوع خرابی آبروها، فرسایش در خروجی آنها است. سرعت جریان در خروجی آبرو به همراه آشفتگی جریان هنگام خروج از آبرو باعث وقوع فرسایش در قسمت خروجی آن می‌شود. فرسایش در قسمت خروجی آبرو تابعی از مصالح بستر کانال، خاکریزها و دیوارهای مسیل، سرعت و عمق جریان در خروجی آبرو و مقدار آشغال و رسوبات موجود در جریان است.

فرسایش خروجی آبرو را می‌توان بطور کلی به دو دسته آبشستگی موضعی و عمومی تقسیم کرد. تحت تاثیر سرعت زیاد جریان در خروجی، آبشستگی یا فرسایش موضعی به وقوع می‌پیوندد و محدودهٔ کوچکی از پائین‌دست آبرو را تحت تاثیر قرار می‌دهد.



شکل 4-30 طرح شماتیک چاله فرسایشی در خروجی آبرو

بر اساس پیشنهاد کارشناسان سازمان بزرگراه‌های آمریکا (FHWA) در فصل پنجم دستورالعمل Hec-14 برای محاسبه آبشستگی در خروجی آبروها و برای خاکهای غیرچسبنده از روابط زیر استفاده می‌شود.[مرجع شماره5]

$$\left[\frac{h_S}{R_C}, \frac{W_S}{R_C}, \frac{L_S}{R_C}, \frac{V_S}{R_C^3} \right] = C_S C_h \left(\frac{\alpha}{\sigma^{1/3}} \right) \left(\frac{Q}{\sqrt{g}\,(R_C^{2.5})} \right)^{\beta} \left(\frac{t}{316} \right)^{\theta} \qquad (4\text{-}23)$$

در رابطه فوق:

h_s: عمق آبشستگی بر حسب متر

W_s: عرض چاله فرسایشی بر حسب متر

L_s: طول چاله فرسایشی بر حسب متر

V_s: حجم چالهٔ فرسایشی بر حسب مترمکعب

R_c: شعاع هیدرولیکی جریان در خروجی آبرو بر حسب متر

Q: دبی طراحی بر حسب مترمکعب بر ثانیه

g: شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه

t: زمان بر حسب دقیقه

σ: انحراف معیار دانه‌بندی مصالح بسترِ مسیل $\sigma = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$

α، β و θ: ضرایبی هستند که از جدول 4-7 بدست می‌آیند.

C_s: ضریب اصلاح شیب که از جدول 4-8 بدست می‌آید.

C_h: ضریب اصلاح مربوط به افت ناگهانی جریان در خروجی که از جدول 4-9 بدست می‌آید.

اگر $\sigma \rangle 1.5$ باشد مصالح بستر یکنواخت است. معمولاً σ را برای بستر شنی برابر با 2/1 و برای بستر ماسه‌ای برابر با 1/87 در نظر می‌گیرند.

ماکسیمم عمق فرسایش معمولاً در فاصله $0.4\ L_s$ از پایین‌دست خروجی رخ می‌دهد. آزمایشهای متعدد نشان داده است که $\frac{2}{3}$ تا $\frac{3}{4}$ حداکثر عمق فرسایش در 30 دقیقهٔ ابتدایی روی می‌دهد بنابراین زمان فرسایش را معمولاً 30 دقیقه درنظر می‌گیرند. ابعاد چاله فرسایشی به میزان بالا بودن کف خروجی آبرو از بستر طبیعی مسیل نیز وابسته است هر چه کف خروجی بالاتر باشد عمق و عرض چالهٔ فرسایشی بیشتر و طول آن کوتاهتر خواهد بود. ضمن اینکه با افزایش شیب آبرو، عمق، ضخامت و طول چالهٔ فرسایشی افزایش می‌یابد. [مرجع شماره5]

جدول 4-7 ضرایب مربوط به فرسایش خروجی آبرو در خاکهای غیرچسبنده

	α	**β**	θ
عمق h_s	2/27	0/39	0/06
عرض W_s	6/94	0/53	0/08
طول L_s	17/10	0/47	0/10
حجم V_s	127/08	1/24	0/18

جدول 4-8 ضرایب اصلاحی C_h مربوط به ارتفاع خروجی آبرو بالاتر از بستر مسیل

H_d	عمق	عرض	طول	حجم
0	1	1	1	1
1	1/22	1/51	0/73	1/28
2	1/26	1/54	0/73	1/47
4	1/34	1/66	1/73	1/55

H_d: ارتفاع بالاتر از بستر طبیعی مسیل

جدول 4-9 ضریب اصلاحی C_s مربوط به شیب آبرو

شیب (%)	عمق	عرض	طول	حجم
0	1	1	1	1
2	1.03	1.28	1.17	1.3
5	1.08	1.28	1.17	1.3
>7	1.12	1.28	1.17	1.3

برای محاسبهٔ آبشستگی در خروجی آبروها و برای خاکهای چسبنده از روابط 4-24 و 4-25 استفاده می‌شود. [مرجع شماره5]

- برای آبروهای با مقطع دایره‌ای شکل

$$\left[\frac{h_s}{D}, \frac{W_s}{D}, \frac{L_s}{D}, \frac{V_s}{D^3}\right] = C_s C_h (\alpha) \left(\frac{PV^2}{\tau_c}\right)^{\beta} \left(\frac{t}{316}\right)^{\theta} \quad (4-24)$$

- برای سایر آبروها

$$\left[\frac{h_s}{y_s}, \frac{w_s}{y_e}, \frac{L_s}{y_e}, \frac{v_s}{y_e^3}\right] = C_s C_h (a_e) \left(\frac{rV^2}{t_c}\right)^{b} \left(\frac{t}{316}\right)^{q} \quad (4-25)$$

در روابط فوق:

D: قطر آبرو بر حسب متر

y_e: عمق معادل بر حسب متر

A: مساحت مقطع تر شده آبرو بر حسب مترمربع

V: سرعت میانگین بر حسب متر بر ثانیه

τ_c : تنش برشی بحرانی بر حسب نیوتن بر مترمربع

ρ: چگالی آب برابر با1000 کیلوگرم بر مترمکعب

$\frac{\rho V^2}{\tau_l}$: عدد برشی اصلاح شده

α_e برابر است با $\frac{\alpha}{0.63}$ برای L_s، h_s و W_s و برابر است با $\frac{\alpha}{(0.63)^3}$ برای V_s

α، β، α_e و θ: ضرایبی هستند که از جدول 4-10 بدست می‌آیند.

معمولاً از زمان 30 دقیقه در رابطهٔ بالا استفاده می‌شود. تنش برشی بحرانی نیز از رابطهٔ زیر بدست می‌آید

$$\tau_c = 0.001\,(S_v + 8630)\left[\tan g\,(30 + 1.73PI)\right] \qquad (4-26)$$

که در این رابطه:

S_v : مقاومت برشی اشباع بر حسب نیوتن بر مترمربع

P_i: شاخص پلاسیسیته که از آزمایش حدود اتربرگ بدست می‌آید.

لازم به ذکر است که معادلات 4-24 و 4-25 برای رس ماسه‌ای با شاخص پلاسیسیتهٔ 5 تا 16 کاربرد دارد.

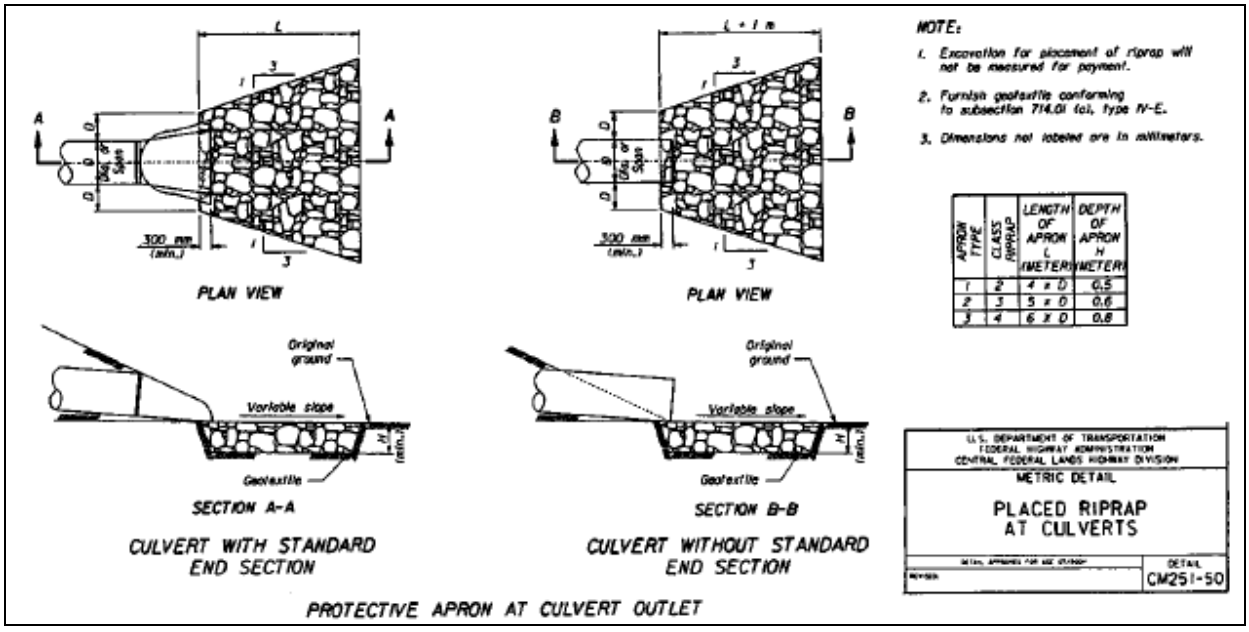
جدول 4-10 ضرایب مربوط به ابعاد چاله فرسایشی در خروجی آبرو برای خاکهای چسبنده

	α	β	θ	α_e
عمق h_s	0.86	0.18	0.1	1.37
عرض w_s	3.55	0.17	0.07	5.63
طول l_s	2.82	0.33	0.09	4.48
حجم V_s	0.62	0.93	0.23	2.48

همانگونه که قبلاً نیز ذکر شد نوع دوم آبشستگی، فرسایش عمومی است. این نوع از آبشستگی به مشخصات آبرو بستگی ندارد و مرور زمان باعث پایین‌افتادگی کف طبیعی مسیل می‌شود. شناسایی آبشستگی عمومی بخش مهمی از بازدیدهای میدانی قبل از طراحی را تشکیل می‌دهد. با توجه به مشکل بودن پیش‌بینی فرسایش در خروجی آبرو و پر هزینه بودن محافظت در مقابل آن، انجام محافظت حداقل و بازدید نمودن از آبرو پس از وقوع هر سیلاب، محتاطانه‌ترین روش است. محافظت در مقابل آبشستگی از ایجاد سنگچین تا سایر سازه‌های پیچیده مستهلک‌کننده انرژی تغییر می‌کند. در برخی موارد استفاده از مصالح با زبری بیشتر در ساخت آبرو یا کم کردن شیب آن از هزینه‌های ناشی از اجرای سازهٔ محافظ می‌کاهد. طراحی دیوار هدایت، پاشنه‌های بتنی یا سنگچین از جمله روشهای محافظت از فرسایش در خروجی آبروها است. در شرایطی که سرعت جریان خروجی زیاد باشد در نظر گرفتن سازه‌های خاص مانند حوضچه‌های آرامش، دراپ و غیره ضروری است.

بر اساس تحقیقات انجام گرفته توسط کارشناسان سازمان بزرگراه‌های آمریکا [مرجع شماره5] منتشر شده است طراحی سنگچین در ورودی و خروجی آبرو براساسی مطالبی که در ادامه می‌آید انجام می‌شود.

شکل 4-31 ابعاد پاشنهٔ حفاظتی توسط سنگچین را که توسط تقسیم اراضی فدرال آمریکا (Federal Land Division) وابسته به سازمان بزرگراههای آن کشور ارائه شده است، نشان می‌دهد. [مرجع شماره5]



شکل 4-31 جانمایی سنگچین محافظتی در آبروها

اندازه میانگین سنگچین حفاظتی از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود

$$D_{50} = 0.02\, D \left(\frac{Q}{D^{2.5}}\right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW}\right) \qquad (27\text{-}4)$$

در این رابطه:

D: قطر آبرو بر حسب متر

Tw: عمق جریان پایاب بر حسب متر

Q: دبی بر حسب متر مکعب بر ثانیه

D_{50} : اندازه میانگین ابعاد سنگچین بر حسب متر

در روابط فوق تراز جریان پایاب باید از محدودهٔ 0.40 تا 1 برابر D باشد. در شرایطی که تراز جریان پایاب نامشخص باشد 0.40D در نظر گرفته می‌شود. در شرایطی که جریان داخل آبرو فوق بحرانی باشد قطر آبرو بر اساس رابطهٔ زیر اصلاح می شود:

$$D' = \frac{D + y_n}{2} \qquad (28\text{-}4)$$

در رابطه فوق:

D: قطر اصلاحی آبرو بر حسب متر

y_n : عمق نرمال (فوق بحرانی) در آبرو بر حسب متر است

در معادلات فوق وزن مخصوص سنگچین حفاظتی 2.65 فرض شده است.

پس از محاسبه دانه‌بندی میانگین سنگچین، آن را با طبقه‌بندی دانه‌بندی و ابعاد پاشنه‌ای که توسط سازمان بزرگراه‌های آمریکا تهیه و در جدول 4-11 ارائه شده است، مقایسه می‌گردد و به هر کدام که نزدیکتر بود از طبقه‌بندی مورد نظر جهت حفاظت خروجی و ورودی آبرو استفاده می‌شود. [مرجع شماره5]

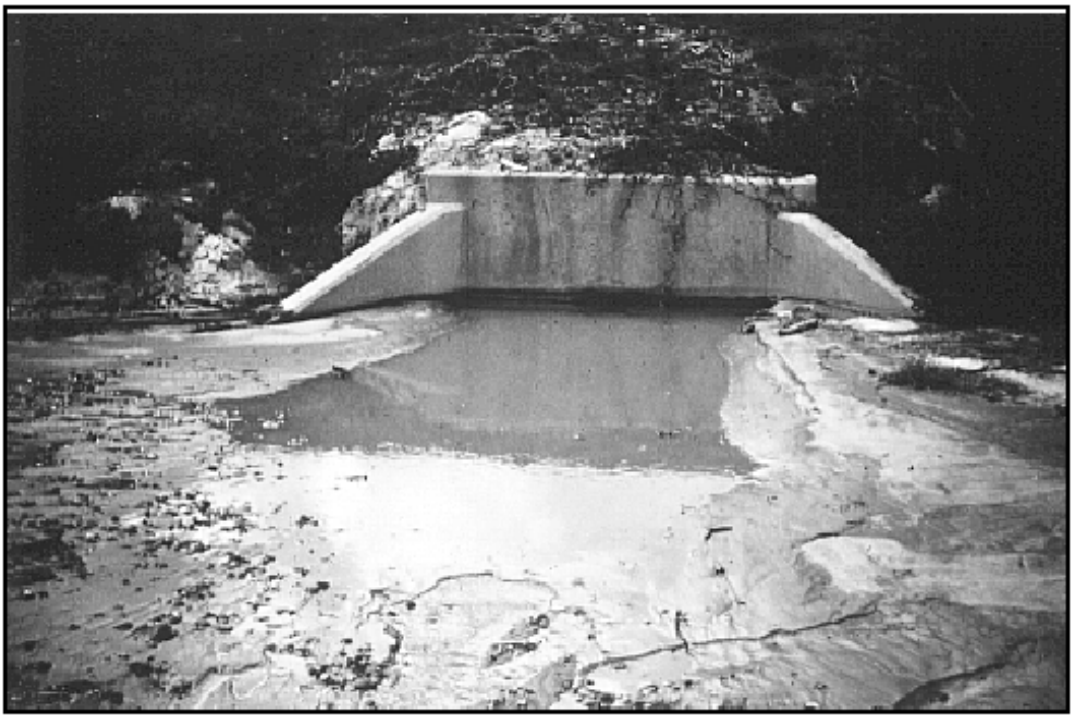
جدول 4-11 تیپ‌های طبقه‌بندی سنگچین و ابعاد محافظ

طبقه	D_{50} (mm)	طول پاشنه (m)	عمق پاشنه (m)
1	125	40	3.5 D_{50}
2	150	40	3.3 D_{50}
3	250	50	2.4 D_{50}
4	350	60	2.2 D_{50}
5	500	70	2 D_{50}
6	500	80	2 D_{50}

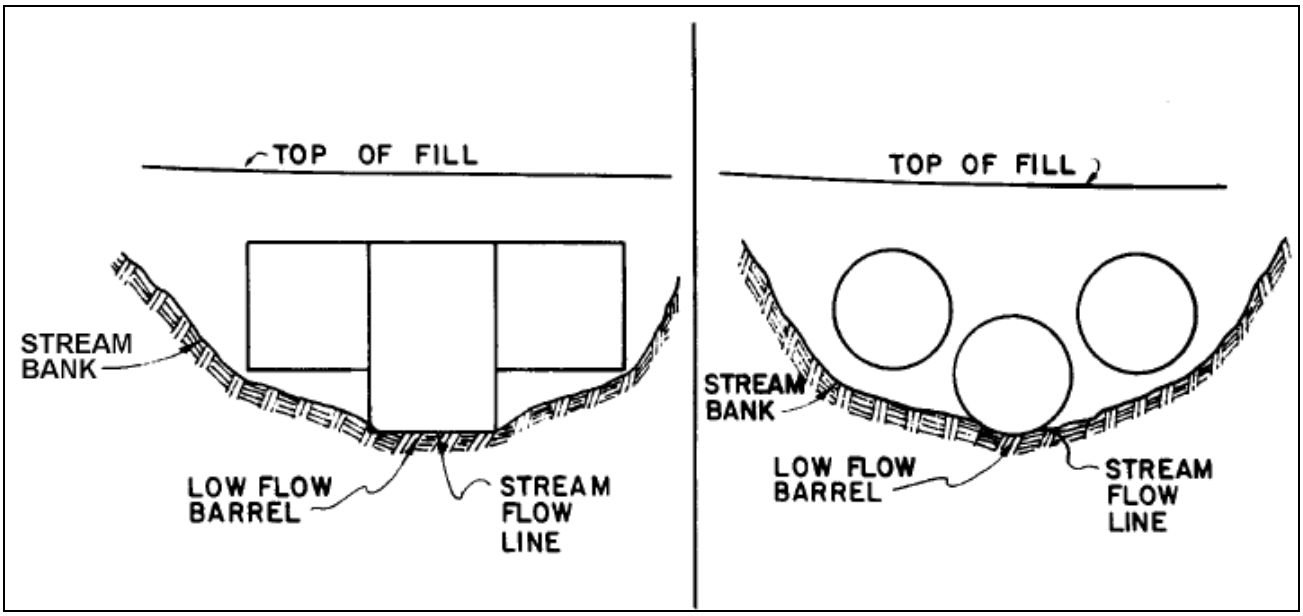
4-10-3 رسوبگذاری

در هنگام وقوع سیلاب اکثر مسیلها دارای میزان قابل ملاحظه‌ای رسوب هستند که با کاهش سرعت ته‌نشین می‌شوند. شیب و زبری آبرو از عوامل کلیدی در پتانسیل رسوبگذاری آن هستند هر چند که دبی و مشخصات و مصالح آبرو نیز بسیار موثرند. آبروهایی که در مسیل‌های طبیعی پایدار قرار دارند معمولاً دچار مسئله رسوبگذاری نمی‌شوند ضمن اینکه در شرایط رسوبگذاری معمولاً رسوبات بجا مانده شسته شده و به پایین‌دست منتقل می‌شوند مگر اینکه ورودی آبرو تحت تاثیر رسوبگذاری کاملا مسدود شده باشد. رسوبگذاری در آبروهای چند دهانه و آبروهای با فروافتادگی ورودی بیشتر اتفاق می‌افتد. با توجه به اینکه رسوبگذاری اکثرا در شرایط جریان کم رخ می‌دهد انجام بازدیدهای متناوب در مکانهایی که در معرض رسوبگذاری می‌باشند ضروری است. در شکل 4-32 آبرو یک دهانه‌ای نشان داده شده است که دهانه ورودی آن به علت رسوبگذاری کاملاً مسدود شده است.

یکی از مسائل عمده در آبروهای چند دهانه وضعیت رسوبگذاری در دهانه‌های آن است. زیرا در اکثر فصول و مواقع غیر سیلابی جریان از یک دهانه عبور نموده و سایر دهانه‌ها در معرض رسوبگذاری هستند. توصیه می‌شود برای جلوگیری از این مسئله آبروهای اصلی در ارتفاع پائین‌تر و سایر دهانه‌ها در ارتفاع بالاتر قرار گیرند. این موضوع در شکل 4-33 نشان داده شده است.



شکل 4-32 رسوبگذاری در دهانه آبرو



شکل 4-33 وضعیت قرارگیري دهانه‌ها در آبروها چند دهانه جهت جلوگیري از مسدود شدن آنها

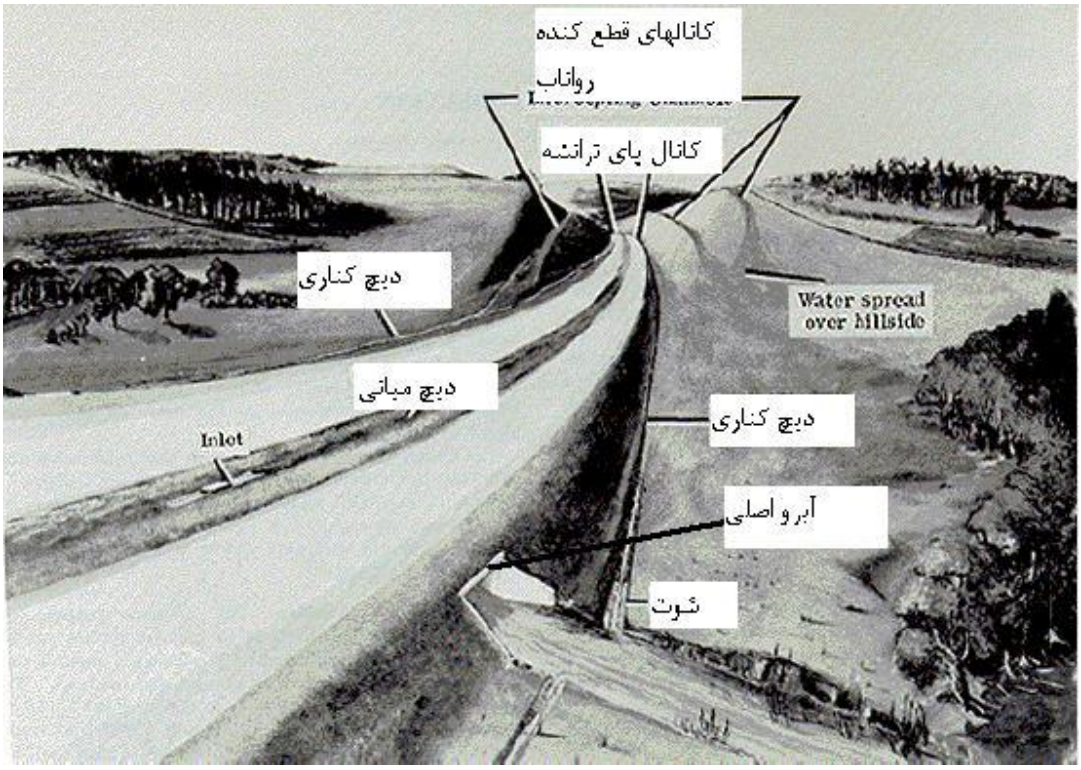
فصل پنجم
بررسی جانمایی آبروها

5-1-مقدمه

همانطور می دانیم یک شبکه زهکشی مناسب از صدمه دیدن جسم راه و هزینه های متعاقب آن جلوگیری می کند. عناصر مختلف یک شبکه زهکشی در راهها شامل **موارد زیر است**:

- آبرو
- کانال کناری در پای خاکریزها
- کانال کناری در پای ترانشه ها
- کانال میانی
- کانال قطع کننده جریان در شیب ترانشه ها
- شوت
- جویچه

شکل 5-1 موقعیت هر یک از عناصر فوق را در یک راه با دو باند رفت و برگشت مجزا نشان می دهد. . [مرجع شماره 2]



شکل5-1- موقعیت اجزای مختلف یک شبکه کامل زهکشی راه

یکی از قسمت های اصلی این شبکه آبروها می باشند که برای عبور مطمئن رواناب حاصله از حوزه های آبریز رودخانه ها و مسیلهای بزرگ متقاطع با راه در نظر گرفته می شوند.

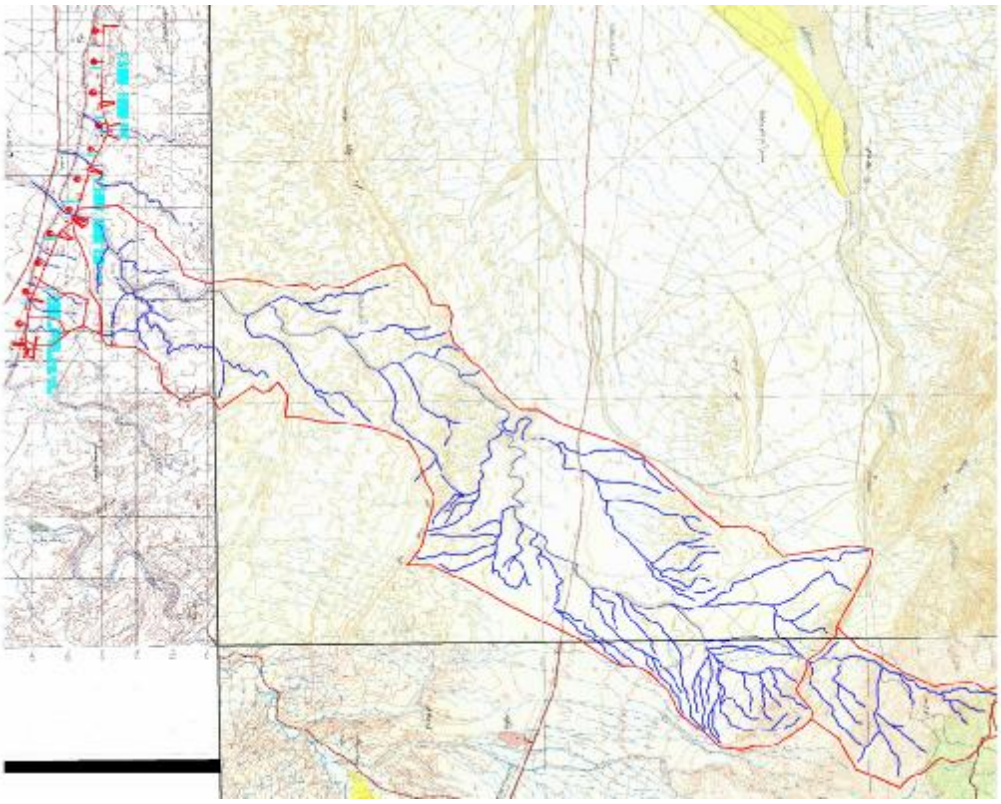
برای جانمایی آبروها مطابق آنچه در شکل 5-2 و 5-3 نشان داده شده است ابتدا مسیل های متقاطع با مسیر را بر روی نقشه های با مقیاس بزرگ (1به 25000 یا 1 به 50000) مشخص می نماییم. این مسیل ها با خطوط آبی رنگ در نقشه مشخص شده اند. سپس محل و کیلومتر آنها را یادداشت و حوزه آبریز هر یک از این آبراهه ها را رسم می نماییم. با مراجعه به پروفیل طولی مسیر و با توجه به مطالعات هیدرولوژیکی نوع و مشخصات آبرو را تعیین می کنیم. در شرایطی که بنا به دلایل فنی

مانند محدودیت شیب خط پروژه در محل برخورد آبراهه پایین باشد و در صورت امکان آبراهه به نقطه مناسبی که جریان بتواند با ارتفاع مناسب از آبرو عبور کند انتقال می دهیم. این امر معمولا در مناطق دشت و تپه ماهوری که عمق دره ها زیاد نیست و امکان هدایت جریان با هزینه کم وجود دارد امکانپذیر است. اما در عبور راه از مناطق کوهستانی که امکان تغییر مسیر آبراهه با هزینه کم وجود ندارد لازم است در محل تقاطع آبراهه با مسیر، ارتفاع خط پروژه راه بحدی باشد که امکان عبور مطمئن جریان که از محاسبات هیدرولیکی بدست می آید فراهم شود. . **[مرجع شماره 2]**

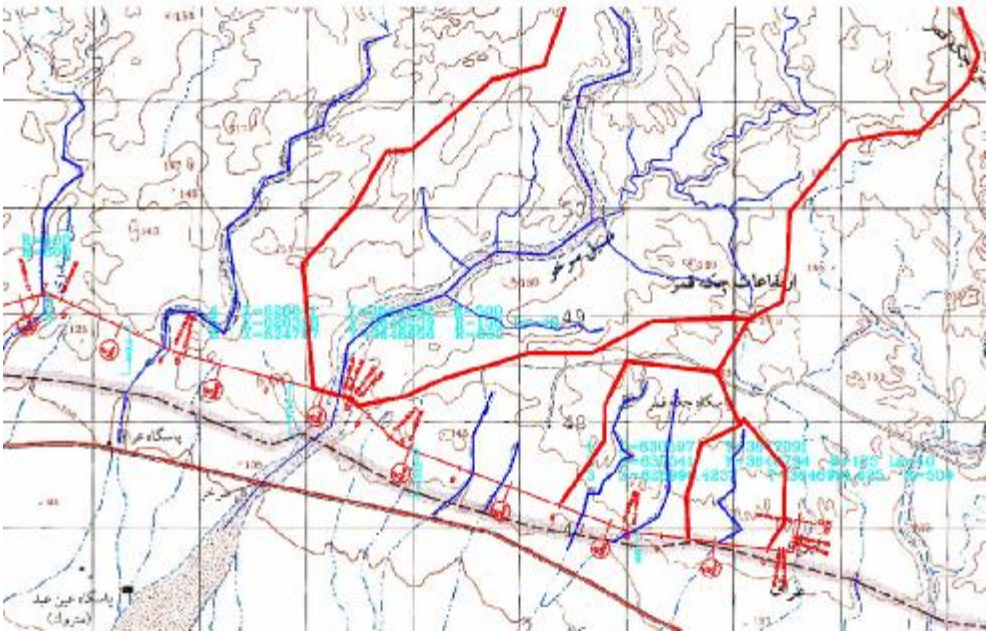
کانالهای قطع کننده جریان در شیب ترانشه های مشرف به راه (برمها) مانع از نفوذ رواناب از خارج به جسم راه می شود. کانال پای خاکریز نیز وظیفه جمع اوری رواناب حاصل از روسازی راه و انتقال آن به آبروها را انجام می دهد. کانال میانی رواناب حاصله از رویه راه و جزیره میانی بین دو باند را به آبروها می ریزد و در نهایت شوتها در مناطقی که اتصال کانالهای کناری به آبرو ها با شیب زیاد انجام می پذیرد تعبیه می شود تا از آبشستگی پای خاکریز جلوگیری شود.

شکل 5-4 نقشه نمای بالایی (پلان) شکل 5-1 را نشان می دهد، که موقعیت هر یک از عناصر یک شبکه مناسب زهکشی راه در آن بخوبی نشان داده شده است. این نقشه ها معمولا دارای مقیاس کوچکتری نسبت به نقشه های حوزه آبریز آبراهه ها می باشند.(معمولا 1به 2000 یا 1 به 500) و می توان موقعیت هریک از عناصر زهکشی را بخوبی بر روی آنها تعیین کرد.

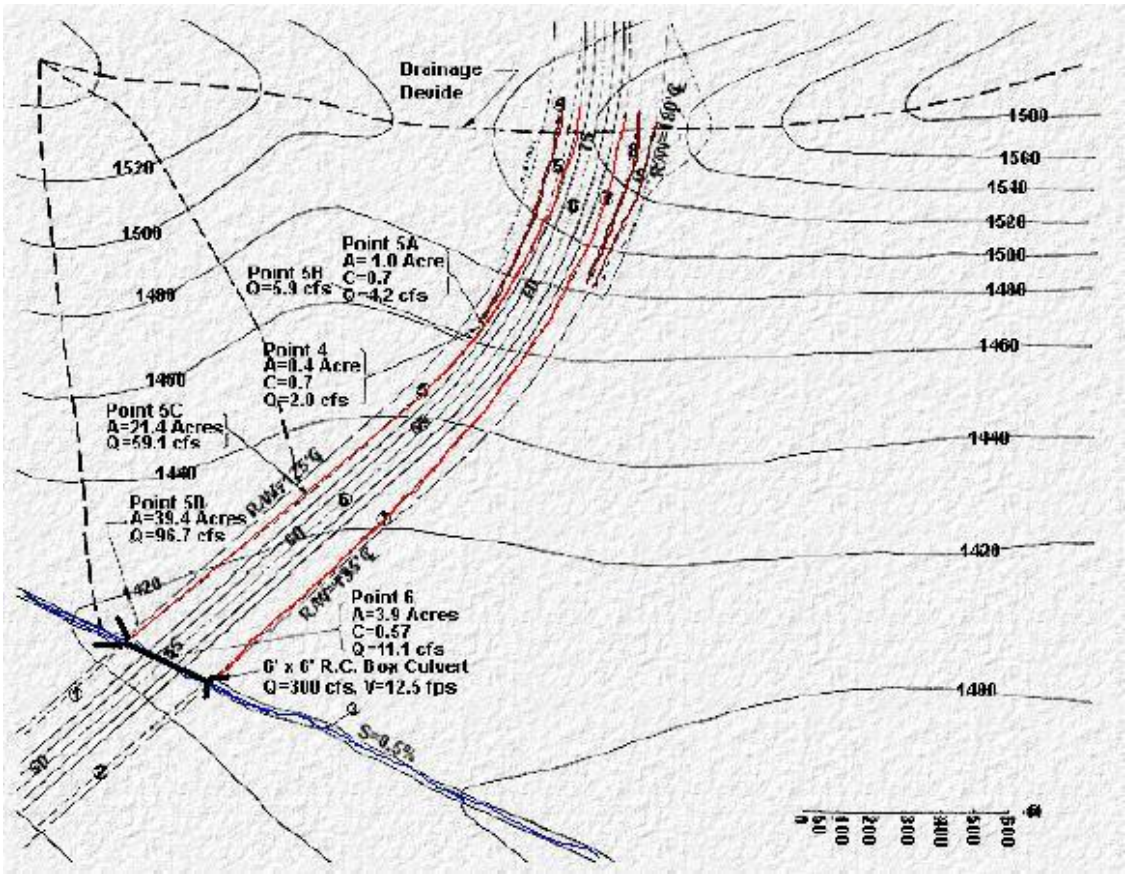
در شکل 5-4 مرز حوزه های آبریز با خط چینهای پررنگ، کانالهای زهکش کناری با خطوط قرمز ، کانالهای قطع کننده جریان در شیب ترانشه ها با خطوط قهوه ای رنگ و آبراهه اصلی با خط آبی رنگ نشان داده شده است.



شکل 5-2- مرز حوزه آبریز یک آبراهه بزرگ روی نقشه های توپوگرافی با مقیاس 1به 50000



شکل5-3- مرز حوزه ابریز در برخورد ابراهه و مسیر



شکل5-3-پلان موقعیت اجزای مختلف شبکه زهکشی راه

5-2- جانمایی آبروها در دشتها و دلتاهای رسوبی

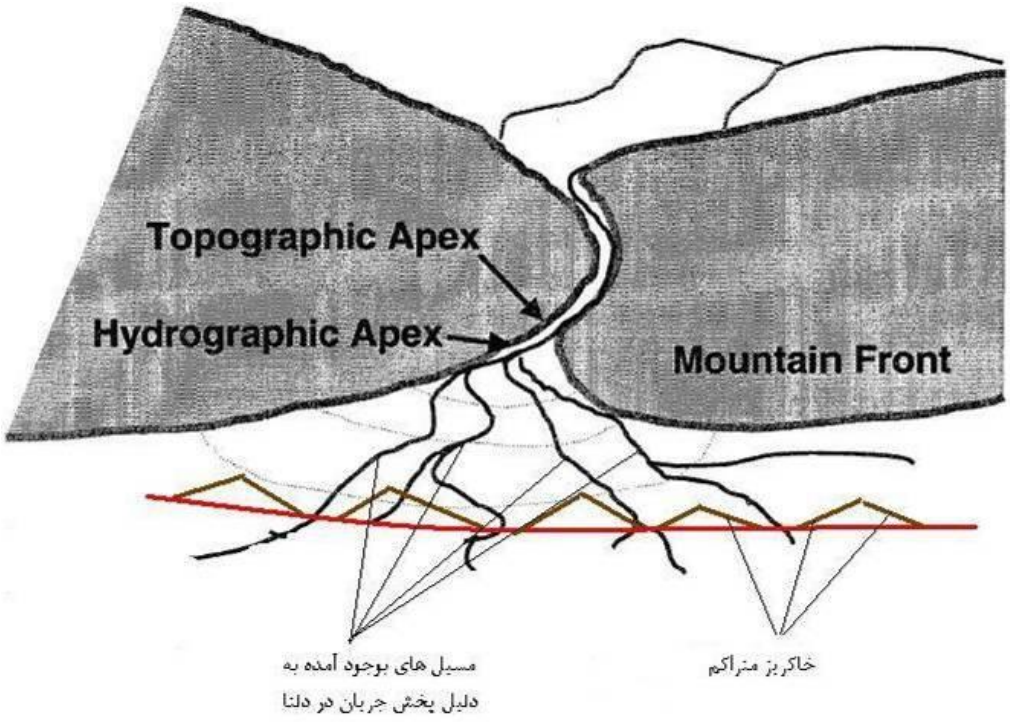
دلتاهای رسوبی به مناطق کم شیب وهپایه ها گفته می شود که جریانات سیلابی رسوبات خود را به آنجا انتقال داده و ته نشین می نمایند. به همین دلیل در این گونه مناطق رودخانه به آبراهه های مختلف تقسیم شده و مسیر این آبراهه ها در سیلابهای مختلف تغییر می نماید. شکل 5-5 نمای شماتیک اینگونه دلتاها را نشان می دهد. همانطور که در شکل نشان داده شده است هنگام عبور مسیر از کوهپایه

و در محل برخورد با آبراهه نمی توان نقطه مشخصی را برای آبرو تعیین نمود. در اینگونه موارد می توان با تعبیه تعداد کافی آبرو به فواصل مناسب و دهانه های کافی که بنابر محاسبات هیدرولوژیکی بدست می آید، جریان سیلابی را با احداث خاکریزهایی به محل آبروها هدایت نمود.

بدلیل برخورد مستقیم جریان سیلابی با خاکریزهای هدایت لازم است بدقت طراحی شوند و پس از هر سیلاب از آنها بازدید بعمل آورده و در صورت لزوم نسبت به ترمیم آنها اقدام نمود.

یکی از مزایای این خاکریزها سرعت بخشیدن به جریان و جلوگیری از رسوبگذاری و گرفتگی هانه ها می باشد.

البته اگر از این خاکریزها بدون در نظر گرفتن ملاحظاتی از قبیل تراکم مناسب و پوشش حفاظتی در مقابل فرسایش استفاده شود، خود انها می توانند منشع رسوبگذاری و گرفتگی دهانه ابرو و تخریب در مواقع سیلابی شوند. . **[مرجع شماره 1]**



شکل 5-5- خاکریزهای هدایت جریان در عبور مسیر از دشتها و دلتاهای رسوبی

فصل اول

بررسی اثر آبروها و توپوگرافی منطقه در افزایش خط پروژه و امکان کاهش آن با توجه به مطالعات هیدرولوژیکی

1-1- مقدمه :

عامل اقتصادی یکی از فاکتورهای مهم در هر پروژه عمرانی از جمله راهسازی می باشد. در مورد پروژه های راه بطور خاص آنچه بیش از همه بر هزینه های اجرا تاثیر گذار است ارتفاع خط پروژه راه است که منجر به کم یا زیاد شدن میزان خاکریزی، خاکبرداری، دیوارسازی و .. می شود. در این میان پلها و آبروها از مهمترین عواملی هستند که بر ارتفاع خط پروژه تاثیر مستقیم دارند.

لذا در این فصل به بررسی عوامل موثر بر افزایش ارتفاع آبروها می پردازیم.

ارتفاع آبرو را تابعی از عوامل زیر می باشد:

- دوره بازگشت طراحی
- نوع توپوگرافی منطقه از لحاظ دشت و کو هستانی یا تپه ماهور بودن
- شیب عرضی مسیل در محل برخورد با مسیر
- پتانسیل انتقال آشغال مسیل و حوزه ابریز آن
- پتانسیل فرسایش و رسوبگذاری مسیل
- سوابق تاریخی سیل خیزی منطقه با توجه به نوع اقلیم منطقه
- وضعیت بازدید و نگهداری از آبروها توسط سازمان بهره بردار
- نوع مسیل از لحاظ کاربری(کانال کشاورزی با آب صاف، زهکش طبیعی با جریان سیلابی فصلی یا رودخانه با جریان دائمی)

در ادامه به بررسی هر یک از عوامل فوق می پردازیم.

آیین نامه طرح هندسی راهها (نشریه شماره 161 سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور) به مطالعات هیدرولوژی مسیر اختصاص دارد در آیین‌نامه مذکور دبی طراحی سیلاب آبروهای مسیر برای تمام انواع راهها برابر با 25 سال در نظر گرفته شده است.

جدول 1-2- طبقه بندی راهها در آیین نامه هیدرولوژی بزرگراههای آمریکا**[مرجع شماره 1]**

طبقه بندی راه	طبقه بندی راه	احتمال وقوع	دوره بازگشت
Rural principal arterial system	آزادراه یا بزرگراه بین شهری شریانی اصلی	%2	50 سال
Rural minor arterial system	آزادراه یا بزرگراه بین شهری شریانی معمولی	2 – 4%	25 – 50
Rural collector system. Major	راه اصلی بین شهری اصلی	4%	50
Rural collector system.minor	راه اصلی بین شهری عادی	10%	10
Rurol local road system	راه اصلی محلی بین شهری	10 – 20%	5 – 10
Urban principal Arterial system	آزادراه و بزرگراه شهری شریانی اصلی	2 – 4%	25 – 50
Urban minor Arterial street system	آزادراه و بزرگراه بین شهری شریانی خیابانی	4%	25
Urban collector street system	راه اصلی شهری	10%	10

لازم به ذکر است جهت آنالیز ریسک و تعیین احتمال شکست، علاوه بر روشهای ذکر شده، روشهای قطعی (Deterministic) و احتمالاتی (Probabilistic) نیز در طراحی وجود دارند که در ادامه این قسمت ابتدا در خصوص روش دوم (احتمالاتی) مطالبی ارائه می‌شود سپس یک مثال ساده نیز بر اساس روش یاد شده بیان می‌گردد.

3-1- تاثیر نوع توپوگرافی منطقه بر ارتفاع خط پروژه

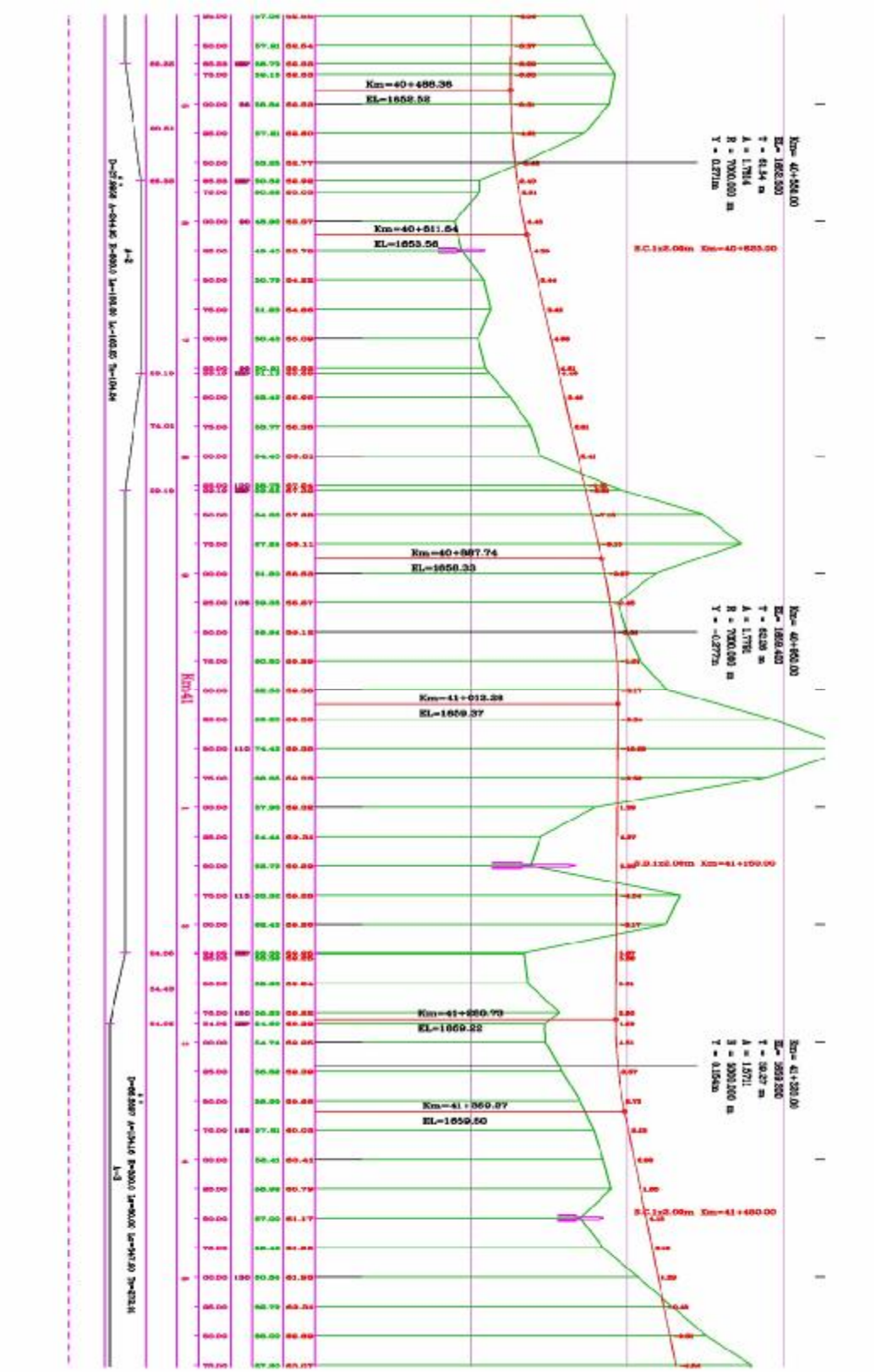
از عوامل مهم دیگر بر ارتفاع آبروها نوع توپوگرافی منطقه است. در مناطق کوهستانی که دارای دره های عمیق و مسیل های V شکل هستند، ارتفاع خط پروژه بیشتر تحت تاثیر ملاحظات دیگری چون کم کردن هزینه های خاکبرداری، اجتناب از تونلهای طویل، ترانشه های دو طرفه، دیوار سازی کم و .. قرار دارد. بدلیل عمیق بودن دره ها در این گونه موارد آبروها اغلب زیر خاکی یا طاقی شکل انتخاب می شود. در نتیجه در این گونه مناطق ارتفاع آبرو تاثیری بر ارتفاع خط پروژه ندارد.

شکل 1-2 نمونه ای از پروفیل طولی مسیر در یک منطقه کوهستانی نشان می دهد. همانطور که در شکل نشان داده شده است اکثر آبروها زیر خاکی یا طاقی می باشند که هیچ تاثیری بر ارتفاع خط پروژه ندارند

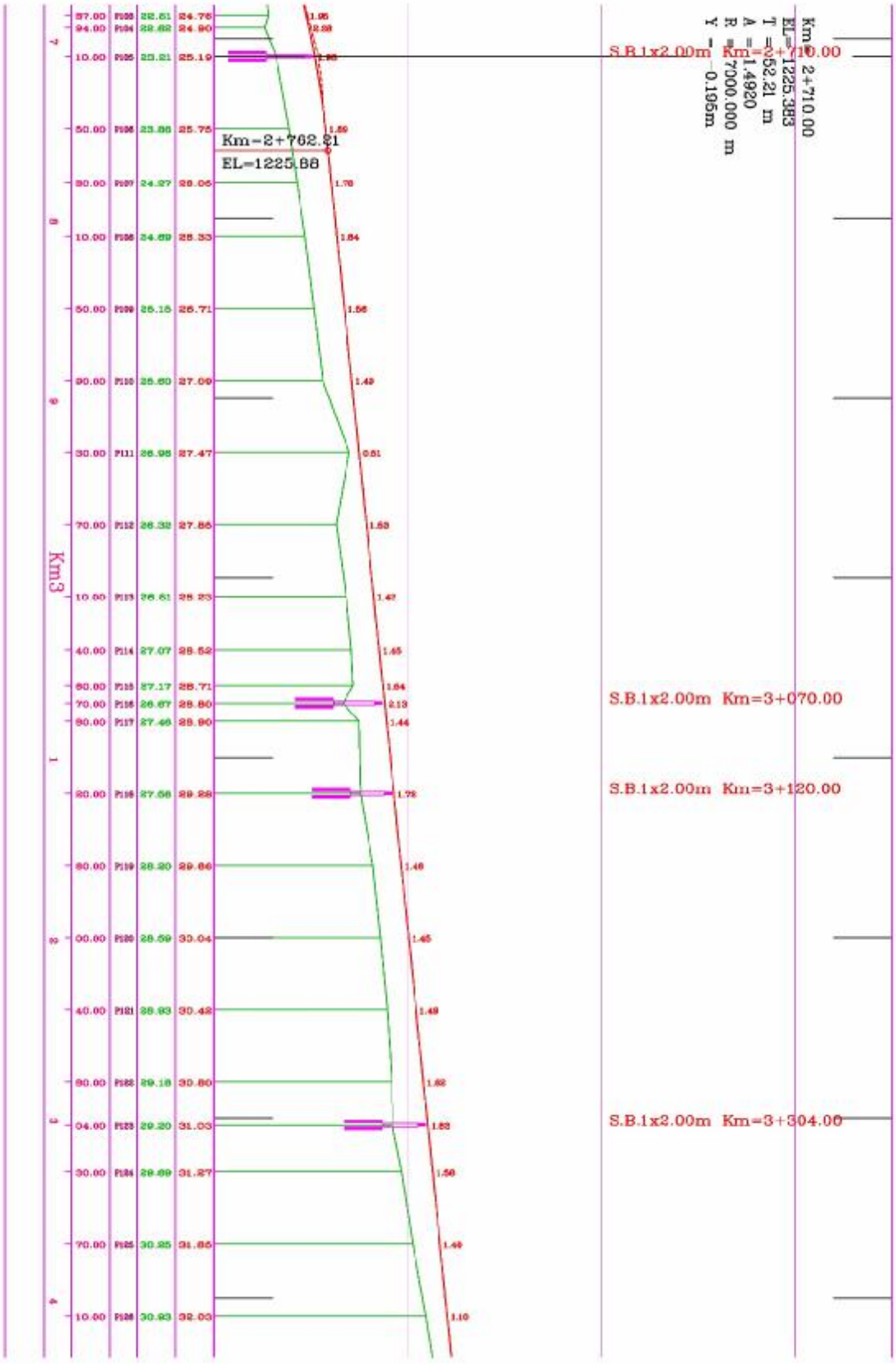
اما در مناطق هموار و دشتها که جریان سیلابی مسیر مشخص و ثابتی ندارد و عمق مسیلها بسیار کم است و عملیات راهسازی نیز عمدتا شامل خاکریزی می باشد، ارتفاع آبروها تاثیر تعیین کننده ای بر ارتفاع خط پرژه و حجم خاکریزی دارد. این امر بخوبی در شکل 1-3 مشهود است.

در این گونه موارد انتخاب محل مناسب برای آبرو، هدایت مناسب جریان سیلابی به محل ابروها توسط خاکریز یا سایر سازه های هدایت جریان ، انتخاب نوع سازه ورودی مناسب ، تعبیه آشغالگیر و در نتیجه کاهش ارتفاع آزاد در زیر آبرو واز جمله تمهیداتی است که به کاهش ارتفاع آبرو کمک می کند.

در برخی موارد دیده شده است که مهندسین طراح به منظور کاهش خط پروژه اقدام به افزایش سطح مقطع موثر جریان با استفاده از افزایش طول پل به جای ارتفاع آن می نمایند که این امر بدون مطالعه هیدرولیکی دقیق و شرایط رسوبگذاری مسیل بهیچوجه توصیه نمی شود.



شکل1-2- پروفیل طولی مسیر و جانمایی آبروها در یک منطقه کوهستانی**[مرجع شماره 10]**



شکل1- 3- پروفیل طولی مسیر و جانمایی آبروها در یک منطقه دشت**[مرجع شماره 10]**

1-4- شیب عرضی مسیل در محل برخورد با مسیر و تاثیر آن بر خط پروژه

با توجه به اینکه منظور از ارتفاع خط پروژه، تراز اکس مسیر (روی روسازی) نسبت به تراز بستر می باشد و از آنجا برای طراحی آبروها نقطه ورودی جریان به آبرو در بالادست تعیین کننده است، تعیین دقیق شیب عرضی زمین و براورد ارتفاع خط پروژه در ورودی آبروها ضروریست.

در مواقعی که شیب عرضی منطقه زیاد باشد ممکن است ارتفاع آبرو در محل آکس مقطع عرضی مناسب باشد اما در دهانه ورودی بسیار کم بوده و منجر به انسداد جریان سیلابی ئ سرریز آن روی مسیر و تخریب آن شود. لذا افزایش ارتفاع خط پروژه در این گونه موارد یا تنقیه دهانه ورودی آبرو و طراحی سازه های خاص ورودی مانند ورودی گود افتاده ضروریست.

1-5- پتانسیل آورد آشغال مسیل و حوزه ابریز آن

آشغال یکی از عوامل اصلی انسداد ابروها و نیز تخریب پلها در مواقع سیلابی است که در بخش ... بطور مفصل بدان خواهیم پرداخت. بدین منظور لازم است در مناطق جنگلی با پوشش گیاهی زیاد که جریانات سیلابی دارای حجم بالای آشغال شامل ریشه، ساقه و تنه گیاهان می باشد ارتفاع آزاد کافی در زیر پل و آبرو در نظر گرفته شود که این امر موجب افزایش ارتفاع پل و به تبع آن افزایش خط پروژه می شود.

در مناطق با پوشش گیاهی کم که حجم آشغال جریانات سیلابی کم است افزایش ارتفاع خط پروژه ضروری نیست و جهت اطمینان می توان از آشغالگیر ها و تنقیه و بازدیدهای منظم جهت اطمینان از عملکرد مناسب آبرو به جای افزایش ارتفاع آن استفاده نمود.

شکل 1-4 تجمع ریشه و خار و خاشاک گیاهان در دهانه ورودی یک آبرو دارای آشغالگیر را بخوبی نشان میدهد. **[مرجع شماره 4]**

شکل 1-4- تجمع آشغال در دهانه ورودی آبرو و روی شبکه آشغالگیر

1-6- پتانسیل فرسایش و رسوبگذاری مسیل و تاثیر آن بر ارتفاع خط پروژه

بررسی پتانسیل رسوبگذاری مسیلهای محدوده طرح از جمله عوامل دیگر موثر بر ارتفاع پلها می باشد. در مسیلهای با حجم رسوبات بالا و شیب کم احتمال رسوبگذاری جریان در محل ابروها بالاست. لذا در انتخاب ارتفاع پل باید دقت کافی بعمل اید. ضمن اینکه طراحی سازه های هدایت جریان و ورودی مناسب برای بالا بردن سرعت جریان در محل آبرو ضروری می باشد.

انتخاب دهانه های زیاد که منجر به کم شدن سرعت در جریانهای کم و رسوبگذاری در محل آبرو می شود از جمله عوامل مهمِ انسداد آبروها در مناطق کم شیب با مسیلهای با انتقال رسوب بالا است.

در صورت کاهش ارتفاع آبرو با توجه به ملاحظات هیدرولیکی، بازدید مستمر و تنقیه دهانه ورودی برای جلوگیری از انسداد آن در مئواقع سیلابی در اینگونه مناطق ضروریست. **[مرجع شماره 5]**

1-7- نوع اقلیم و سوابق سیل خیزی منطقه

بدلیل ماهیت احتمالاتی و تقریبی محاسبات هیدرولوژیکی و نبود آمار هواشناسی و هیدرومتری مناسب در اغلب مناطق مورد مطالعهف طراح آبرو باید اطلاعات جامعی از وضعیت اقلیمی منطقه و سیلابهای تاریخی که منجر به ایجاد خسارات و صدماتی در پایین دست یا بالادست مسیل در محدوده مورد مطالعه شده است بدست آورد.

اطلاعات سیلابهای تاریخی را می توان با انجام بازدیدهای منطقه ای و مصاحبه با سالخوردگان یا لز طریق کتب تاریخی که به معرفی منطقه می پردازند کسب نمود.

طبیعی است هرچه اقلیم منطقه معرف مقدار و شدت بارندگی یا تعداد سیلابهای تاریخی منجر به خسارت در منطقه بیشتر باشد امکان کاهش ارتفاع آبرو با احتیاط و دقت بیشتری انجام می گیرد.

1-8- وضعیت بازدید و نگهداری از آبروها توسط سازمان بهره بردار

با توجه به آنچه گفته شد، بازدید محلی ، نگهداری و تنقیه آبرو ها یکی از عوامل مهم در انتخاب نوع و ارتفاع آبرو است. لذا مهندس طراح در هنگام طراحی باید وضعیت نگهداری و بازدید منطقه ای توسط سازمانهای بهره بردار را بررسی نموده و در صورت عدم اطمینان از نگهداری ابرو و مسیر نسبت به افزایش ارتفاع آزاد در جهت عملکرد خودکار و بهینه پل در مواقع سیلابی اقدام نماید.

1-9- نوع مسیل از لحاظ کاربری و تاثیر آن بر ارتفاع خط پروژه

در تقاطع کانالهای آبرسانی کشاورزی که دارای جریان دائمی می باشند به دلیل اینکه جریان فاقد رسوبات و آشغال می باشد و نیز به دلیل اطمینان بالای محاسبات هیدرولیکی تعبیه ارتفاع آزاد ضرورتی ندارد و می توان آبروها را تحت فشار یا در مواردی بصورت سیفون معکوس طراحی کرد. **[مرجع شماره 2]**

در آبروهایی که جهت آبیاری مزارع و باغات کنار راه در تقاطع با کانا لهای خاکی تعبیه می شود نیز می توان ارتفاع آزاد را کاهش داد اما در آبروهایی که در تقاطع با مسیلهایی تعبیه می شود که نقش زهکش طبیعی منطقه را در مواقع سیلابی بر عهده دارد، بدلیل طبیعت جریانهای سیلابی که حاوی حجم بالای آشغال و رسوبات می باشد و نیز به دلیل تقریبی بودن محاسبات هیدرولوژیکی کاهش میزان ارتفاع آزاد و ارتفاع پل توصیه نمی شود.

در ادامه با توجه به اهمیت موضوع به یک نمونه از تخریب مسیر در اثر سیلاب که بدلیل عدم کفایت ارتفاع و دهانه آبروها و پلها بوجود آمده است اشاره می شود.

1-10- صدمات و خسارات وارده به محور بندرعباس – سیرجان در اثر سیلاب دی ماه 83

در تاریخ 6 و 7 دی ماه سال 1383 در اثر بارندگی شدید و تداوم آن، سیلاب بزرگی منطقه جنوب کشور را فراگرفت. این سیلاب خسارات جدی و فراوانی به محور موجود بندرعباس – سیرجان و ابنیه فنی آن، سایر راههای ارتباطی استان هرمزگان، تأسیسات آبرسانی، تأسیسات ایستگاههای هیدرومتری موجود در منطقه و ... وارد کرد. در بیشتر قسمتهای مسیر شیروانی خاکریز راه به علت ناکافی بودن تعداد آبروها و عدم تأمین ظرفیت مناسب جهت تخلیه آبهای سطحی شسته شده و این امر موجب خالی شدن جسم راه و به تبع آن ترک خوردگی روسازی سواره‌رو و شکستگی محور شده است. شکلهای 1-5 و 1-6 مؤید مطالب ذکر شده است.

شکل1-5- آبشستگی شیروانی خاکریز راه محور بندرعباس – سیرجان

شکل 1-6- آبشستگی تا نزدیکی محور راه پیش رفته است

شکل 1-7- پرشدن دهانه آبرو از رسوبات

در قسمتهای دیگری از مسیر دهانه آبروها از رسوب پر شده و دیواره‌های گوشه پل نیز دچار آبشستگی شده‌اند. شکلهای 1-7 و 1-8 نمونه های از این حالت را نشان می دهند.

شکل 1-8- عدم تأمین ظرفیت مناسب جهت عبور سیلاب

راهها به عنوان شریانهای ارتباطی هر کشور از اهمیت فوق العاده ای برخوردار هستند. تخریب پلها باعث قطع ارتباط زمینی شده و مشکلات عدیده ای را بوجود می آورند. که نمونه بارز آن ترافیک سنگین و سرگردانی تعداد زیادی از استفاده کنندگان از راه می باشد شکل 2-4-1 رودخانه خورجل در هنگام سیلاب را نشان می دهد. شکل مذکور گویای بزرگی و شدت سیلاب روی داده می باشد. شکلهای 1-9 و 1-10 پل کیلومتر 32+450 (واقع در محور بندرعباس – سیرجان)را بترتیب از نمای بالادست و پایین دست نشان میدهند.

شکل 1-9- نمایی از رودخانه خورجل در هنگام سیلاب

شکل 1-10- پل خورجل در هنگام سیلاب (دید از پایین دست)

در شکل 1-11 و 1-12 گوشه هایی از طول ترافیک بوجود آمده در موازات رودخانه خورجل که در اثر تخریب پل کیلومتر 32+450 بوجود آمده است را نشان می‌دهد. متأسفانه در اینگونه مواقع شاهد اتفاقات ناگواری مانند آنچه در شکل 1-13 نشان داده شده است نیز هستیم.

شکل 1-11-ترافیک بوجود آمده در محل پل قبل از احداث کنارگذر

شکل 1-12- مشکلات اجتماعی بوجود آمده پس از تخریب پل

شکل 1-13- نمونه ای از حوادث ناگوار روی داده در هنگام سیلاب

فصل دوم

بررسی آبروهای تیپ رایج در کشور و ارائه مزایا و محاسن هر یک

2-1- مقدمه

انواع پلهای تیپ که در حال حاضر با توجه به کارائی، امکان‌پذیری فنی، رایج بودن و مزایای اقتصادی در کشورمان مورد توجه و استفاده قرار می‌گیرند عبارتند از:

- آبروهای جعبه‌ای
- آبروهای دالی با کوله سنگی و یا مصالح بتنی
- آبروهای طاقی از نوع سنگی و یا بتنی غیر مسلح

جهت بررسی آبروهای فوق‌الذکر، مواردی زیر در نظر گرفته شده است.

- استفاده از تیپ‌های موجود نشریه 83 سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
- پلهای آبروهای تیپ راه‌آهن
- تجدید نظرات اجرائی در آبروها با توجه به سوابق اجرائی آنها
- تجدید نظر در طراحی با توجه به آخرین مبانی طراحی آئین‌نامه‌ای و رویکردهای لرزه‌ای

2-2- بررسی آبروهای جعبه‌ای شکل

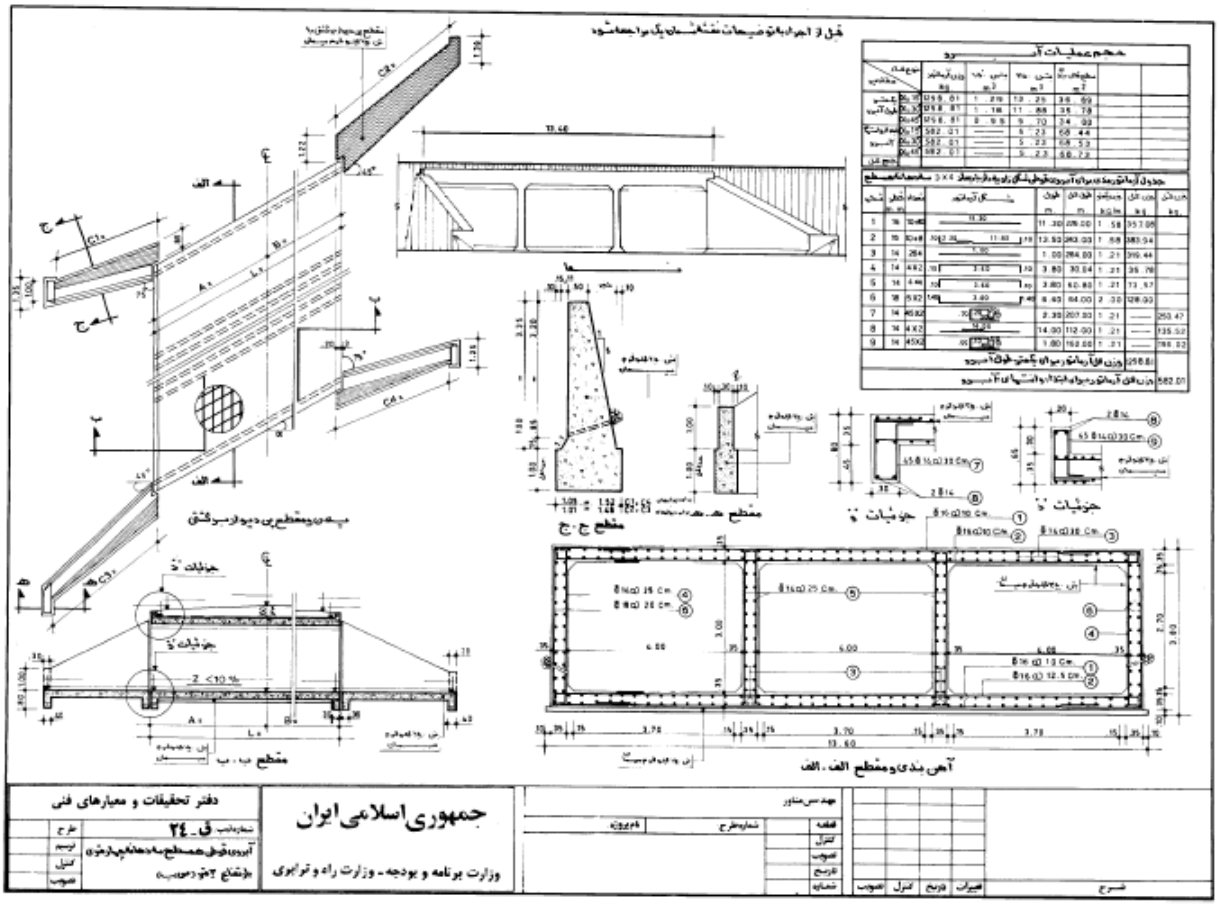
در این قسمت آبروهای جعبه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ابتدا تعریف آبرو جعبه‌ای و متعلقات آن ارائه می‌گردد سپس نحوه انتخاب آبرو جعبه‌ای، ابعاد و روشهای اجرایی آن بیان می‌شود.

2-2-1- تعریف آبرو جعبه‌ای

آبرو جعبه‌ای عبارت است از یک سازه منشوری شکل جعبه‌ای بتن مسلح با ضخامت دال و دیواره‌های یکنواخت به صورت درجا و یا پیش‌ساخته، تک سلولی و یا دو سلولی، زیرخاکی و یا همسطح که در هنگام برخورد مسیر راه و یا راه‌آهن با یک آبراهه یا مسیل احداث می‌گردد. نمونه‌ای از آبروهای جعبه‌ای در شکل2-1 ارایه شده است.

لازم به ذکر است که آبروی جعبه‌ای همسطح در مسیر راه به آبرویی اطلاق می‌شود که حداکثر ارتفاع خاکریز روی آن از 60 سانتیمتر تجاوز ننماید و آبروی جعبه ای همسطح در مسیر راه آهن به آبرویی اطلاق می شود که حداکثر ارتفاع خاکریز (ضخامت بالاست، زیربالاست و خاکریز تا زیر تراورس) روی آن از100 سانتیمتر تجاوز ننماید. حداکثر دهانه مفید آبروها که عمود بر محور آنها محاسبه می شود 10متر و حداکثر ارتفاع مفید

آنها 5متر و حداکثر ارتفاع خاکریزی 6متر می باشد.. همچنین کاربرد آبروها با دهانه بزرگتر یا مساوی 5 متر به عنوان زیرگذر عابر و یا وسایل نقلیه سبک امکان پذیر است.



شکل2-1- نمونه‌ای از یک آبرو جعبه‌ای

2-2-2-متعلقات آبروهای جعبه‌ای

آبروهای جعبه‌ای از قسمت‌های مختلفی شامل **دیوارهای حائل بالی شکل**، تیرهای لبه‌ای، دیواره آب‌بند، دیوار آشغالگیر و دال کف‌بند تشکیل شده است. در ادامه نقش هریک از قسمتهای مذکور تشریح می‌شود.

2-2-2-الف- دیوارهای حائل بالی شکل

در دو دهانه انتهای هر آبروی جعبه‌ای از 4 دیوار بالی شکل با زاویه برخورد α درجه نسبت به محور طولی آبرو استفاده می‌شود. این زاویه برحسب میزان کج بودن آبرو تغییر خواهد نمود بطوری‌که برای زاویه‌های کجی تا 30 درجه مقدار زاویه α در طرفین برابر با 30 درجه انتخاب شده و برای زوایای کجی بزرگتر از 30 درجه مقدار آن در طرفین متغیر می‌باشد. علت استفاده از این زاویه برخورد ایجاد یک ناحیه انتقال ورودی و خروجی مناسب به هنگام وقوع سیلاب می‌باشد. این دیوارها به صورت مستقل از آبرو احداث شده و از نوع بتن مسلح طره ای می‌باشند.

2-2-2-ب- تیرهای لبه‌ای

تیرهای لبه‌ای با دو هدف در دو انتهای آبروها استفاده می شوند. اولین منظور در آبروهای همسطح است. در این حالت تیرهای مذکور نقش تقویت لبه‌های دال فوقانی را داشته (بخصوص در آبروهای کج) و همچنین تکیه‌گاه نرده‌های جان پناه نیز خواهند بود. دومین منظور در آبروهای زیرخاکی است که به عنوان نگاهدارنده شیب خاکریز عمل می نمایند.

2-2-2-ج- دیواره آب‌بند

در دو انتهای آبرو و در زیر دال تحتانی یک دیواره بتن مسلح متصل به دال به صورت عرضی اجرا خواهد شد به طوری‌که نقش آن جلوگیری از آبشستگی زیر آبرو به هنگام وقوع سیلاب می باشد. در صورت لزوم این دیواره در زیر دیوارهای برگشتی بالی شکل نیز تعبیه خواهد شد.

2-2-2-د - دیوار آشغالگیر

برای جلوگیری از تجمع هرگونه مواد و شاخ و برگ درختان و گیاهان که همراه با سیلاب در حرکت می‌باشند و ممکن است در آبروهای جعبه ای دو سلولی و در محل دیواره میانی توقف نمایند، از یک دیوار آشغالگیر در محل ورودی آبرو و در امتداد دیواره میانی با ارتفاع متغیر استفاده می شود.

2-2-2-ه - دال کف‌بند

در امتداد طولی دیواره های بالی شکل در دو انتهای ورودی و خروجی آبرو و در فاصله میان آنها از یک کف سنگ فرش شده (ریپ رپ) برای جلوگیری از آبشستگی به خصوص در محل خروج آب استفاده می شود.

2-2-3-نحوه انتخاب آبرو جعبه‌ای و ابعاد آن

با توجه به شرایط هیدرولوژیکی منطقه، دبی طراحی، ملاحظات مکانیک خاک، ارتفاع خاکریز و استفاده از جداولی که به این منظور تهیه شده است ابعاد آبروی مورد نظر، متشکل از عرض، ارتفاع، طول و سایر موارد به صورت پارامتریک محاسبه می شوند. لازم به ذکر است که آبروهای جعبه‌ای شکل بطور معمول با توجه به وجود سطح گسترده دال تحتانی، در زمینهای سست کاربرد داشته و اقتصادی می‌باشند. در نتیجه در مطالعات صورت گرفته فرض بر این است که حداقل مقاومت مجاز خاک بستر 1کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ماکزیمم نشست کل 50میلیمتر می باشد. چنانچه مقاومت بستر کمتر از مقدار فوق باشد می بایست با توجه به جزئیات اجرایی منعکس شده در نقشه ها و توصیه‌های اجرائی ظرفیت باربری خاک افزایش یابد. بعلاوه حداکثر ارتفاع خاکریز برای این آبروها 6متر فرض شده است. بنابراین چنانچه خاک بستر دارای مقاومت بیشتری باشد استفاده از آبروهای دالی با کوله‌های کناری و یا پایه میانی توصیه می‌گردد و چنانچه ارتفاع خاکریز بیش از 6 متر باشد استفاده از آبروهای طاقی شکل توصیه می گردد.

2-2-4-روشهای اجرایی

برای اجرای آبروهای جعبه‌ای دو روش اجرایی در نظر گرفته می‌شود:

- روش اول: اجرای کل مقطع جعبه‌ای به روش قالب‌بندی و بتن‌ریزی درجا برای دال کف دیواره‌ها و سقف. در این روش فرض می‌گردد ابتدا سازه جعبه کامل می‌شود و سپس بارگذاری انجام می‌گیرد. (خاکریزی بعد از اجرای کامل سازه انجام می‌شود).

- روش دوم: اجرای کل مقطع آبرو بصورت پیش‌ساخته برای دو تیپ اول آبروهای جعبه‌ای به ابعاد 1در 1/5 متر و 2 در 2 متر. احداث این گونه آبروها بخصوص در مواردی که تعداد آبروها با ابعاد مذکور زیاد باشد، مقرون به صرفه خواهد بود.

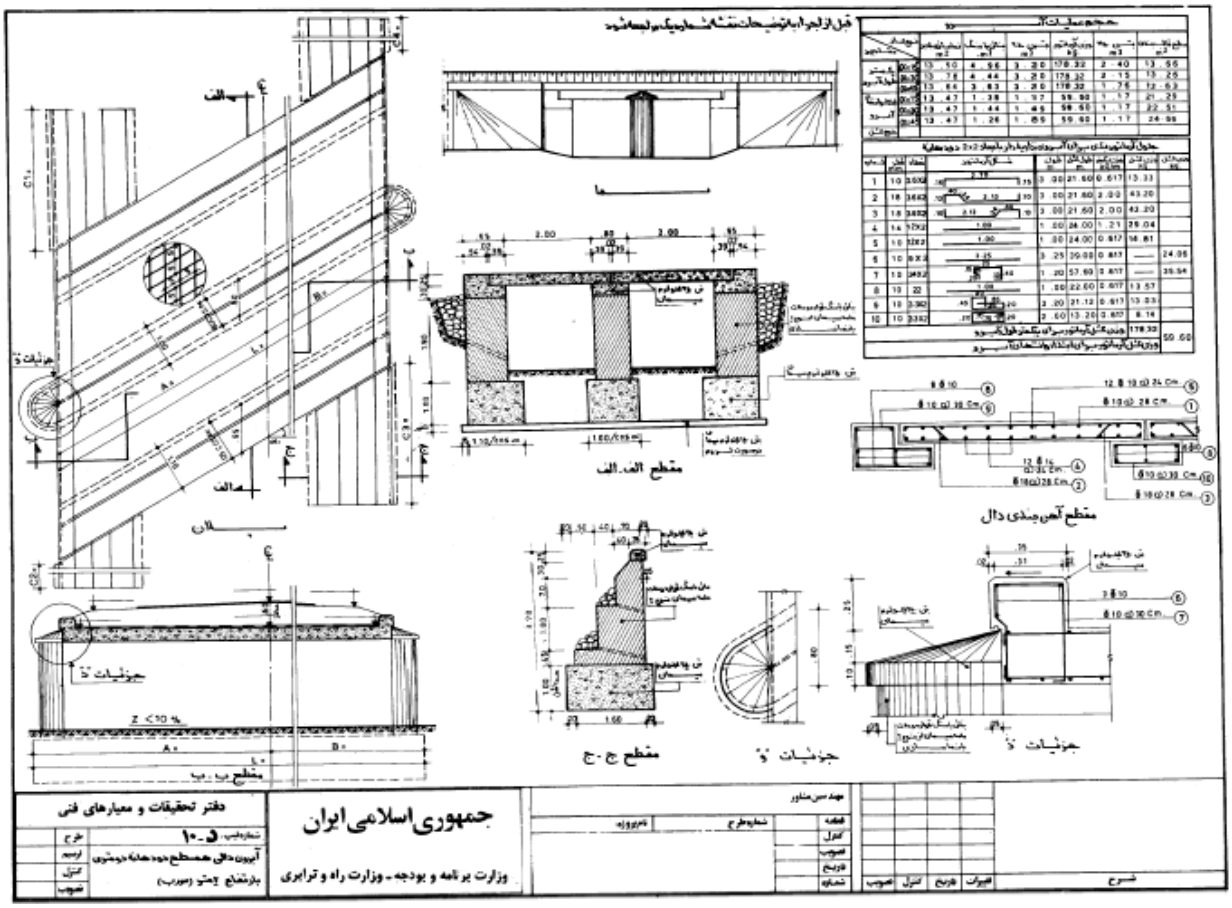
2-3- بررسی آبروهای دالی شکل

در این قسمت آبروهای دالی شکل مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ابتدا تعریف آبرو دالی و متعلقات آن ارائه می‌گردد سپس نحوه انتخاب آبرو دالی، ابعاد و روشهای اجرایی آن بیان می‌شود.

2-3-1- تعریف آبروی دالی

آبروی دالی عبارتست از یک عرشه بتن مسلح با ضخامت دال یکنواخت به صورت درجا یک دهنه یا دو دهنه، که بر روی کوله‌های کناری یا پایه وسط و به صورت زیرخاکی و یا همسطح که در هنگام برخورد مسیر راه و یا راه‌آهن با یک آبراهه یا مسیل احداث می‌گردد. نمونه‌ای از آبروهای دالی در شکل2-2 ارایه شده است.

لازم به ذکر است که آبروی دالی همسطح به آبرویی اطلاق می‌شود که حداکثر ارتفاع خاکریز روی آن از 60 سانتیمتر تجاوز ننماید. حداکثر دهانه مفید آبروها که عمود بر محور آنها محاسبه می‌شوند 10متر بوده و حداکثر ارتفاع مفید آنها 5متر می‌باشد. حداکثر ارتفاع خاکریزی 6 متر است. بدیهی است کاربرد آبروها با دهانه بزرگتر یا مساوی 5متر به عنوان زیرگذر عابر و یا وسیله نقلیه سبک امکان پذیر می‌باشد.



شکل2-2- نمونه‌ای از یک آبرو دالی

2-3-2- متعلقات آبروهای دالی

از متعلقات آبروهای دالی می‌توان به دیوارهای حایل بالی شکل اشاره نمود. در دو دهانه انتهایی هر آبروی دالی از 4دیوار بالی شکل با زاویه برخورد 30درجه نسبت به محور طولی آبرو استفاده می‌شود. علت استفاده از این زاویه برخورد ایجاد یک ناحیه انتقال ورودی و خروجی مناسب به هنگام وقوع سیلاب می‌باشد. این دیوارها به صورت مستقل از آبرو احداث شده و از نوع بتن مسلح طره‌ای می‌باشند.

2-3-3- نحوه انتخاب آبروی دالی و ابعاد آن

با توجه به شرایط هیدرولوژیکی منطقه، دبی طراحی، ملاحظات مکانیک خاک، ارتفاع خاکریز و استفاده از جداولی که به این منظور تهیه شده‌اند، ابعاد آبروی مورد نظر، متشکل از عرض، ارتفاع، طول و سایر موارد به صورت پارامتریک محاسبه می‌شوند.

لازم به ذکر است که آبروهای دالی شکل به طور معمول در زمینهای مناسب (از لحاظ مقاومت خاک بستر) کاربرد دارند. در نتیجه در مطالعات صورت گرفته فرض بر این است که حداقل مقاومت مجاز خاک بستر 2کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (نشست کل دراز مدت 50میلیمتر) و حداکثر آن 4کیلوگرم بر سانتیمتر بوده (در صورتیکه ظرفیت باربری خاک بیش از این مقادیر باشد می‌بایست اصلاحات در ابعاد فونداسیونها توسط مهندس طراح اعمال گردد)، ضمن اینکه حداکثر ارتفاع خاکریز برای این آبروها 6 متر فرض شده است و چنانچه ارتفاع خاکریز بیش از 6 متر باشد استفاده از آبروهای طاقی شکل توصیه می‌گردد. چنانچه مقرر گردد از این نوع آبرو استفاده شود و مقاومت خاک بستر از 2کیلوگرم به سانتیمتر مربع کمتر باشد می بایست با تصحیح مشخصات باربری خاک به مقاومت مورد نظر رسید.

2-3-4- روش های اجرایی

برای اجرای آبروهای دالی سه روش اجرایی در نظر گرفته می‌شود:

- روش اول: اجرای کل مقطع دالی به صورت روش قالب بندی و بتن ریزی درجا. (تا دهانه 6متر)
- روش دوم: اجرای پریدال به عنوان قالب و دال به صورت درجا. (در دهانه های کوچک تا 1/5 متر)
- روش سوم: اجرای تیرهای پیش ساخته به هم چسبیده و دال بر روی آن به صورت درجا. (در دهانه های بالای 6 متر)

بدیهی است سایر سازه ها از قبیل دیوارهای بالی شکل و غیره نیز به صورت بتن‌ریزی درجا و یا با استفاده از مصالح سنگی و بنایی احداث می‌شوند.

با توجه به زاویه کجی، روشهای اجرای آبروهای دالی و نحوه آرماتورگذاری به 4گروه طبقه بندی می‌شوند:

- دال درجا با زاویه بیه تا 10درجه
- دال درجا با زاویه بیه از 10 تا 30 درجه با عرض کم
- دال با پریدال با زاویه بیه تا 30درجه
- دال روی تیر پیش ساخته با زاویه بیه تا 30درجه

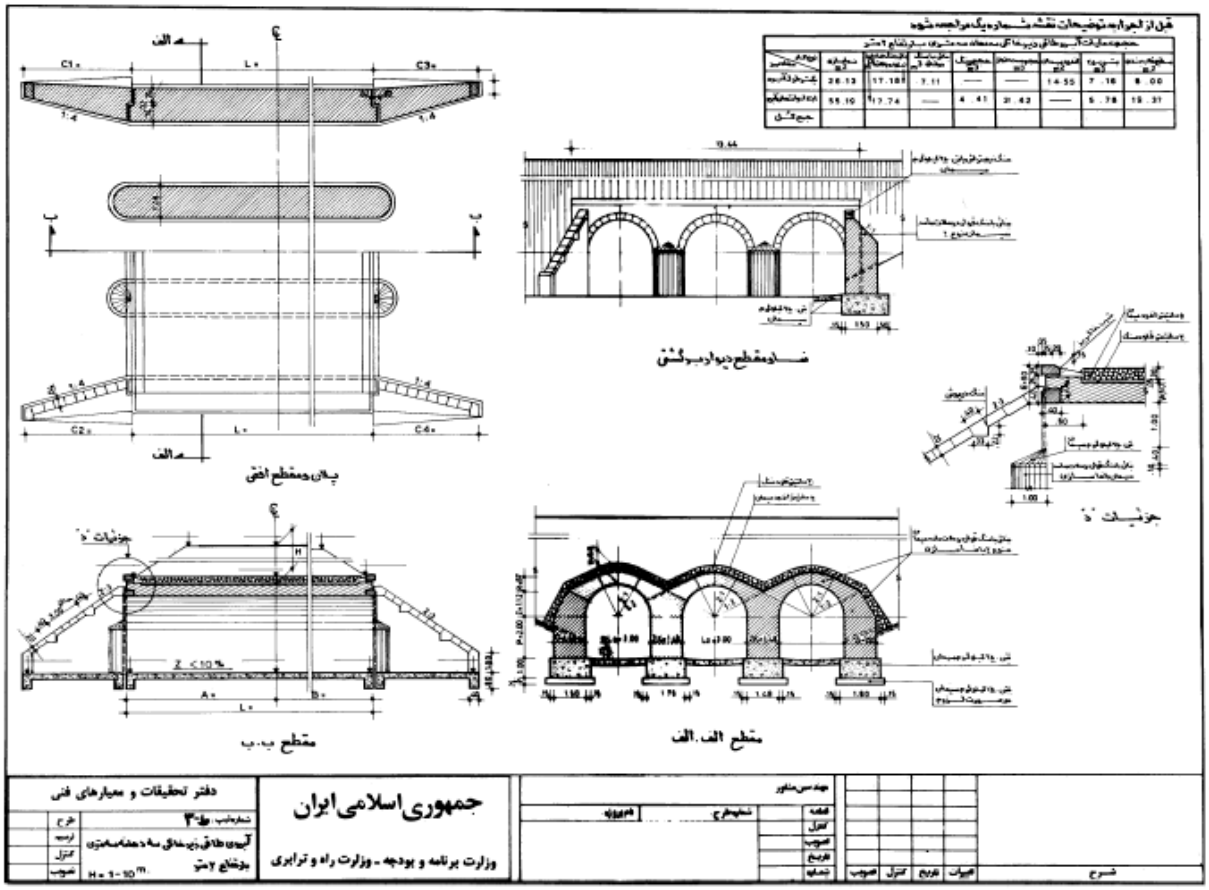
2-4- بررسی آبروهای طاقی شکل

در این قسمت آبروهای طاقی شکل مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ابتدا تعریف آبرو طاقی شکل و متعلقات آن ارائه می‌گردد سپس نحوه انتخاب آبرو جعبه‌ای، ابعاد و روشهای اجرایی آن بیان می‌شود.

2-4-1- تعریف آبرو طاقی

آبروی طاقی عبارتست از یک قوس ساده یا شاخ بزی از بتن حجیم و یا مصالح بنایی با ضخامت یکنواخت و یا متغیر به صورت درجا متشکل از یک یا دو دهانه، که بر روی پایه‌های کناری یا پایه وسط و به صورت زیرخاکی در هنگام برخورد مسیر راه و یا راه آهن با یک آبراهه یا مسیل احداث می‌گردد. نمونه‌ای از آبروهای طاقی در شکل2-3 ارایه شده است.

حداکثر دهانه مفید آبروها که عمود بر محور آنها محاسبه می شوند 10متر، بیشترین ارتفاع مفید آن 10 متر و حداکثر ارتفاع خاکریزی بر روی آبرو طاقی 20 متر می‌باشد.



شکل2-3- نمونه‌ای از آبروهای طاقی شکل

2-4-2- متعلقات آبروهای طاقی

از متعلقات آبروهای طاقی می‌توان به دیوارهای حایل بالی شکل اشاره نمود. در دو دهانه انتهایی هر آبروی دالی از 4دیوار بالی شکل با زاویه برخورد 30درجه نسبت به محور طولی آبرو استفاده می شود.علت استفاده از این زاویه برخورد ایجاد یک ناحیه انتقال ورودی و خروجی مناسب به هنگام وقوع سیلاب می باشد. این دیوارها به صورت مستقل از آبرو احداث شده و از نوع بتن مسلح طره‌ای می باشند.

2-4-3- نحوه انتخاب آبرو طاقی و ابعاد آن

با توجه به شرایط هیدرولوژیکی منطقه، دبی طراحی، ملاحظات مکانیک خاکی، ارتفاع خاکریز و استفاده از جداولی که به این منظور تهیه شده‌اند ابعاد آبروی مورد نظر، متشکل از عرض، ارتفاع، طول و سایر موارد به صورت پارامتریک محاسبه می‌شوند.لازم است به این نکته توجه شود که آبروهای طاقی شکل، به طور معمول به لحاظ ظرفیت باربری خاک در زمینهای مناسب کاربرد دارند. در نتیجه در مطالعات صورت گرفته فرض بر این است که حداقل مقاومت مجاز خاک بستر احداث آبرو 3 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بوده، (نشست کل یکنواخت 50میلیمتر می باشد) بعلاوه حداکثر ارتفاع خاکریز برای این آبروها 20متر فرض شده است. چنانچه ارتفاع خاکریز بیش از 20متر باشد، انجام مطالعات موردی درباره آبرو توسط مهندس طراح توصیه شده است.

2-4-4- روشهای اجرایی

برای اجرای آبروهای طاقی با قوسهای بتنی و بنایی (مصالح بنایی و سنگی)، روشهای اجرایی به صورت درجا در نظر گرفته شده است. بدیهی است سایر سازه ها از قبیل دیوارهای بالی شکل و غیره نیز به صورت بتن ریزی درجا احداث می شوند.