

**عنوان : کتاب سدهای خاکی محاسبات  
و مسائل مربوط به آن**

## پیش گفتار

افزایش سریع جمعیت در دنیا و احتیاجات روز افزون بشر به فراورده های کشاورزی و دامی و نیاز جامعه به منابع انرژی موجب گردیده است که تا حد امکان از هر قطره آبی استفاده صحیح و بهره برداری کامل بعمل آید . اهمیت آب با داستان زندگی بشر شروع می شود . برای تمام انواع زندگی ، اعم از زندگی انسانی و نباتی و حیوانی ، آب عامل اساسی به شمار می آید بطوریکه خداوند در آیه ای شریفه می فرماید ؛

« من الماء کل شیء حی »

یعنی زندگی همه چیز از آب است و در آیه ای دیگر می فرماید ؛

« انا انزلن الماء و احیا به الارض بعد موتها »

یعنی ما آب را نازل نمودیم و بوسیله آن زنده نمودیم زمین را بعد از مردن

چنانچه می دانیم وسعت اراضی مستعد به کشاورزی در کشور ایران قابل توجه می باشد ولی به علت کمبود آب و آشنا نبودن کشاورزان به روش استفاده صحیح از آن ، امر کشاورزی را در سطح پائین نگاه داشته است و همچنین چشم انداز این رشد جمعیت خبر از بحران آب در زندگی شهری می دهد و لذا باید چاره ای اندیشید . اولین قدم برای رسیدن به شرایط مطلوب فرهنگ سازی در جوامع برای مصرف بهینه از آب می باشد و گام بعدی استفاده از تکنولوژی در مهار و استفاده از آب می باشد .

مفهوم سد در فرهنگ ما آنقدر واضح است که هم در جامعه مهندسی و هم در عرف اجتماع مفهومی بی نیاز از توضیح دارد . بطوری که حتی مشتقات آن در فرهنگ ما کاملاً مأنوس است ، مانند سد معبر ، سد راه ، مسدود ، انسداد و غیره . به هر حال معنای خاص آن عبارت است از بنایی که بخشی را از بخش دیگر جدا می کند و غالباً به مفهوم دیوار یا سازه ای است که حرکت از آب ( کلاً یا جزئاً ) جلوگیری نماید تا آب ذخیره گردد یا انحراف بیابد . برای معادل فارسی این واژه گاهی « بند » به کار برده شده است مانند بند امیر ، و در حال حاضر ، بند به سدهای کوتاه گفته می شود . معادل واژه انگلیسی سد ، dam است .

انواع سد را می توان از دیدگاه مصالح ، فرم ساختمانی ، هدف از احداث سد ، نوع سرریز و یا ویژگی های دیگری رده بندی نمود . آنچه معمولاً در نامگذاری ها مشاهده می شود عبارت است از : سد بتنی وزنی که پایداری آن بر اساس وزن آن است ، سد بتنی قوسی که ممکن است تک قوسی یا دو قوسی باشد . سد بتنی پایه دار و پشت بند دار ، سد پاره سنگی ( که سنگی و سنگریزه ای هم گفته می شود ) و سد خاکی که عمده مصالح آن مواد خاکی و پاره سنگی است .

سدهای خاکی بیش از سد بتنی در معرض تخریب بوده اند و براساس گزارشهای ICOLD ( مثلاً گزارش a , 1983 ) از میان ۱۴۷۰۰ سد بررسی شده ، ۱۱۵۰ سد

( یعنی ۷/۵ درصد ) دارای نواقص جدی بوده اند و ۱۰۷ مورد ( یعنی ۰/۷ درصد ) تخریب شده اند . بیش از ۵۰٪ خرابیها یا آسیب دیدگی سدهای خاکی در ضمن ساخت یا در اولین پر شدن بوده است .

با علم به موارد فوق ، تکنولوژی طراحی و ساخت سدهای خاکی روز به روز در حال پیشرفت در دقت و ملاحظه بیشتری می باشد . یکی از موارد حضور چشمگیر تکنولوژی در طراحی سدها بهره گیری از کامپیوتر در طراحی اولیه سدها و مدل کردن سد و نیروهای وارده بر آن و کنترل بخشها و اجزاء مختلف يك سد میباشد . در اینجا ما قصد داریم نرم افزاری جهت طرح اولیه و کنترل در طرح اولیه ارائه دهیم . گرچه برنامه های خارجی با خصوصیات متفاوت در دسترس طراحان داخلی می باشد ولی شروع يك حرکت نرم افزاری داخلی را در این زمینه لازم دیده ایم گرچه سالها از متخصصان خارجی در طراحی نرم افزار عقب هستیم ولیکن باید شروعی برای این اقدام باشد گرچه در حد ابتدائی و ناقص ، در عین حال لازم الاجرا ، و بدینوسیله تفکر در این مرحله را آغاز کرده ایم .

# فصل اوّل

- مقدمه

- کلیات

- سدهای خاکی و مسائل مربوط به آن



## ۱-۱ مقدمه

مهيار آبها و هدايت آن به مناطقي كه كمبود آب دارند هدف اصلي احداث سدها مي باشد . يك سد مي تواند با اهداف مختلف طراحي و ساخته شود كه اين اهداف مي تواند شامل؛

آبياري زمين هاي زراعي ، تأمين آب آشاميدني ، توليد برق ، آب ، كنترل سيلابها ، حفاظت خاك و ... باشد .

سد مي تواند از نوع مخزني يا انحرافي باشد .

سد مخزني ، آبهاي موجود در فصلهاي پر آب را جهت فصلهاي كم آب ذخيره مي سازد . سد انحرافي تنها سطح آب را به اندازه كافي بالا مي آورد تا آب به مسيرهاي مورد نظر ( كانال آب و ... ) هدايت گردد .

سدها بطور كلي به دو دسته تقسيم مي گردند :

۱- سدهاي بنني ( و يا در گذشته با مصالح غير بتن ) كه بصورت وزني يا قوسي ساخته مي شدند .

۲- سدهاي خاكي و سنگريزه اي

از مسائل اصلي كه در سدهاي خاكي و سنگريزه اي وجود دارد مسئله تراوش از داخل بدنه سد مي باشد و همينطور مسئله كنترل لغزش . لذا در اين فصل مقدمتاً به اين خصوصيات در خاك يعني مبحث تراوش و خصوصيات مكانيكي خاك مي پردازيم .

## ۱-۲ مشخصات يك محل مناسب براي سد {۱۲}

مشخصه اصلي يك محل مناسب براي يك سد مخزني داشتن شكل يك بطري براي خطوط تراز توپوگرافي محل است به اين نحو كه يك دره تنگ در انتهاي يك مخزن وسيع قرار بگيرد .

فاكتورهاي اقتصادي پيچيده هستند و هزينه ساخت تنها در ارتفاع انعكاس ندارد. طول سد نيز از فاكتورهاي تعيين كننده ديگر است . هيدرولوژي نيز نقش مهمي را ايفا مي كند . فاكتورهاي ديگر كه در تعيين محل مناسب جهت سد نقش دارند عبارتند از :

## الف - پي مناسب .

مشخصات پي براي انواع مختلف سدها متفاوت است . در مورد مشخصات پي مناسب و انواع آنها و نحوه اصلاح آنها براي سدهاي خاكي بعداً بحث خواهد شد .

**ب - در دسترس بودن مصالح مورد نیاز در فاصله ای مناسب از محل سد .**  
این مسئله نقش مهمی را در انتخاب محل سد و نوع آن بازی می کند که البته در مورد سد خاکی در انتخاب شکل مقطع آن نیز مؤثر است .

### **ج - سرریز مجزا**

این سرریز می تواند با توجه به نوع توپوگرافی در زمین شناسی محل به شکلهای مختلف باشد .

می توان قسمتی از سد را خاکی و قسمت دیگر را بتنی در نظر گرفت بطوریکه قسمت بتنی نقش مؤثری را در سرریز ایفا نماید .

### **د - نشت آب از مخزن سد**

در صورتیکه سنگهای آهکی با بخارها و حفره های گوناگون در محل یا مخزن سد وجود داشته باشند احتمال نشت آب کاملاً وجود دارد و ممکن است دریاچه چنین سدی هرگز پر نشود و یا برای حفظ و نگهداری آب در مخزن سد نیاز به صرف هزینه های بسیار زیاد باشد . در اینصورت بهتر است محل دیگری را برای احداث سد در نظر گرفت .

نمونه های بسیاری در جهان وجود دارد که به دلایل عدیده از جمله عدم دقت کافی در مطالعات اکتشافی سدهائی ساخته شده و هرگز مخزن آنها پر نشده و یا جهت جلوگیری از نشت آب نیاز به صرف هزینه های بسیاری شده است .

**ه - ارزش مایملکی که در زیر آب قرار می گیرد نسبت به در آمد حاصل از احداث سد .**

این مسئله مورد مهمی است که نباید بخاطر علاقه به گسترش منابع آب از آن چشم پوشی نمود . نه تنها ارزش محیطی که در حال حاضر به زیر آب می رود بلکه پتانسیل کاربرد آن در آتی نیز باید مدنظر قرار بگیرد . احتمال وجود مسائل روانی و اجتماعی و مخارج ناشی از آنها نباید فراموش گردند . تأثیرات زیست محیطی ایجاد سد و دریاچه مربوطه را نیز باید در نظر داشت .

### **و - نحوه انحراف آب به هنگام ساختمان سد .**

گاهی از اوقات هزینه ای که صرف انحراف آب جهت احداث سد می شود بخش عظیمی از کل هزینه ساخت را در بر می گیرد بنابراین ممکن است محل و نوع سد تابعی از روش انحراف موقت آب باشد .

البته باید گفت هیدرولوژی منطقه ، منابع مالی مستقیم و غیر مستقیم ، فاکتورهای اجتماعی ، مسائل زیست محیطی و سیاستهای مالی و اولویت ها نیز ممکن است در انتخاب محل و نوع سد دخیل باشند .

### **۱-۲ طبقه بندی سدها {۱۱}**

**سدها ممکن است به دو گروه ذیل طبقه بندی شوند :**

۱ - سدهای صلب بتنی که ممکن است وزنی ، قوسی و یا پایه دار باشند .

۲ - سدهای خاکی که ممکن است خاکی ، سنگریزه ای و یا مخلوطی از این دو باشد .

اگر قسمت اصلی سد از سنگریزه باشد این سد بعنوان سد سنگریزه ای شناخته می شود . کلیه سدهای صلب می توانند لنگر را تحمل کنند در صورتیکه سدهای خاکی فقط به مقاومت برشی برای پایداری متکی باشند .

#### ۴-۱ تناسب سدهای صلب و خاکریز

- ✓ نوع سد تابع مستقیم شکل دره ، فونداسیون و مصالح در دسترس است .
- ✓ یک دره تنگ به شکل v با پی و دیواره های محکم و مناسب بهترین مقطع برای یک سد قوسی است .
- ✓ یک دره با وسعت متوسط و عمق خاک روئی کم تا متوسط می تواند برای یک سد وزنی یا پایه دار مناسب باشد . این مقطع البته برای احداث یک سد خاکی و سنگریزه ای نیز مناسب است .
- ✓ یک دره وسیع با خاک روئی عمیق معمولاً منجر به انتخاب یک سد خاکریزی می گردد .
- ✓ یک دره نامنظم می تواند به انتخاب سدی با مقطع مختلط منجر شود .

#### ۵-۱ تاریخچه اجرای سدهای خاکی و سنگریزه ای و خرابیهای آنها {۱۲}

شاید هیچ نوع سازه ای که توسط انسان ساخته شود به اندازه سد بزرگی که دارای دریاچه وسیع بوده و در پائین دست آن منطقه پرجمعیتی وجود دارد دارای زمینه خطر برای جان و مال افراد نباشد .

اتفاقات غم انگیزی که منجر به فاجعه شده اند وجود دارند . بطور مثال بر اثر سیل رودخانه جانستون امریکا سد خاکی به ارتفاع ۲۵ متر خراب شده باعث خسارات جانی و مالی شدید شد . علت این خرابی پر شدن دریاچه سد و لبریز شدن آب از روی آن بعلت کوچکی سرریز بوده است . لبریز شدن آب در ساعت ۱۱ صبح اتفاق افتاد ولی سد در ساعت ۱۵ خراب شد . این مقاومت ۴ ساعته در مقابل سیل ، نمونه خوبی برای مقاومت سدهای خاکی دارای مصالح چسبنده است .

در اولین بررسی که در مورد سدهای خراب شده صورت گرفت نشان داد که فقط ۲۵ سد از ۲۰۰ سد خراب شده مورد بررسی ، ارتفاع بیش از ۳۰ متر داشته اند و تنها ۲۰ سد پس از ۱۹۲۰ احداث شده بودند (سد خراب شده) و اکثر قریب به اتفاق سدهای خراب شده به دلیل لبریز شدن و یا شسته شدن دانه های ریز پی یا بدنه (piping) خراب شده اند .

علل خرابی این ۲۰۰ سد بصورت زیر طبقه بندی شده اند :

۱ - لبریز شدن ۳۰ درصد

۲ - شسته شدن ۲۵ درصد

۳ - لغزش ۱۵ درصد

۴ - نشت از لوله آب بر ۱۳ درصد

۵ - خرابی در پوشش غیر قابل نفوذ بالا دست ۵ درصد

۶ - دلایل متفرقه ۷ درصد

۷ - غیر مشخص ۵ درصد

در سال ۱۹۶۸ در بررسی کامل تر که بر روی ۶۰۰ سد خراب شده و یا حادثه دیده صورت گرفت خرابی ها به پنج حالت زیر تقسیم شدند :

۱ - خرابی کامل و ناگهانی يك سد در هنگامیکه مورد استفاده قرار گرفته است و معمولاً همراه با از بین رفتن کامل سد و خسارات شدید مالی و جانی می باشد و بصورت فاجعه ای بزرگ عنوان می شود .

۲ - خرابی و از بین رفتن سدهای کوچک که بدون استفاده از متخصصین ساخته شده و دارای مفاهیم علمی و مهندسی کمتری است .

۳ - خرابی که بر روی دریچه ها ، پایه ها و امثالهم اتفاق می افتد و یا دارای مشخصه ظاهری عملکرد بد نظیر ترك خوردگی ، نشست کردن ، و آب بردگی است که البته سد خراب نشده ولی به خرابی قسمتی از آن منجر شده است .

۴ - خرابیها و اتفاقاتی که در حین ساختمان سد و قبل از تکمیل آن رخ می دهد معمولاً اصلاح شده و سد پس از احداث بخوبی عمل کرده است .

۵ - خرابی در مورد سدهای قدیمی که درباره آن اطلاعات کمی در دسترس است .

علی الاصول خرابیهای نوع ۱ بسیار نگران کننده اند و باید توجه داشت که ممکن است خرابی يك سد در ابتدای احداث آن چندان مهم نباشد ولی خرابی همان سد در سالهای پس از احداث بسیار مهم باشد چون تأسیسات و انسانهایی که در طی زمان در پائین دست سد مستقر می شوند به تدریج افزایش یافته و دارای ارزش بیشتری خواهند شد .

## ۱-۶ طراحی ایمن در سدهای خاکی

*جهت طرح ایمن يك سد خاکی موارد ذیل باید مد نظر قرار بگیرند : {۱۰}*

۱ - به هیچ وجه نباید خطر لبریز شدن سد وجود داشته باشد . این مسئله نیاز به تأمین ظرفیت کافی برای سرریز ، ارتفاع آزاد کافی برای مقابله با امواج احتمالی و در نظر گرفتن ارتفاع اضافی کافی برای نشست بدنه و فونداسیون سد در مناطق زلزله خیز ارتفاع آزاد بیشتری را باید منظور کرد . وقتی خرابی سد بعلت لبریز شدن باشد این حالت در زمانی اتفاق می افتد که مخزن سد پر باشد در نتیجه

امواج ناشی از چنین جریان یکباره ای ، خرابیهای فوق العاده ای در تأسیسات پائین دست بوجود می آورد که شاید خرابی خود سد در مقابل آن ناچیز باشد .

**۲ - خط تراوش باید بنحوی در داخل بدنه سد باشد تا با شیب پائین دست سد برخورد نماید .** این امر از شسته شدن تدریجی شیب پائین دست و خرابی ناشی از آن جلوگیری می نماید . اگر خط تراوش شیب پائین دست را قطع نماید ممکن است مصالح پنجه سد را سست نموده باعث خرابی پنجه سد شود . برای جلوگیری از این خطر باید در پنجه سد زهکش مناسبی را در طرح گنجانند . کاهش شیب سد کمکی به این مسئله نمی کند .

**۳ - آبی که از داخل یا پی سد عبور می نماید نباید قادر به حمل مصالح با خود باشد .** بدینوسیله می توان از شسته شدن دانه های ریز خاک جلوگیری نمود . برای این منظور باید حداقل ضخامتی را برای هسته مرکزی و فیلتر منظور نموده و روشهای خاصی را برای کنترل تراوش چه از داخل بدنه سد و چه از طریق پی معمول داشت .

**۴ - نباید هیچ راهی برای عبور آزاد آب از بالا دست به پائین دست سد وجود داشته باشد .** عبور آزاد آب ممکن است از طریق ترکهای داخلی سد ، به موازات لوله های آب بر پس از شسته شدن تدریجی دانه های خاک بر اثر نشست از لوله یا اجرای نامناسب ، از حمل تقاطع قسمت خاکریز و صلب سد ، از طریق لایه هائی که شل و بدون دقت ، خاکریزی و متراکم شده از طریق سوراخهای ایجاد شده توسط حیوانات یا ریشه گیاهان و غیره انجام پذیرد . اگر به یکباره نشست متمرکز مشاهده گردد بندرت می توان از خرابی جلوگیری نمود .

**۵ - شیبهای بالا دست و پائین دست باید در مقابل شرایط مختلفی که احتمال اتفاق آن پایداری را به مخاطره می اندازد مقاوم باشد و در این راستا با طراحی صحیح و در نظر گرفتن پارامترهای مقاومت برشی و فشارهای حفره ای مناسب و با اجرائی معتدل و کنترل شده می توان از خطر ناپایداری در شیبها جلوگیری نمود .** خرابی ممکن است بدلیل وجود یک لایه نازک ماسه ای یا رسی ضعیف باشد چنین موارد خاصی را باید در نظر داشت .

**۶ - تنشهای برشی ایجاد شده در پی سد باید کوچکتر از مقاومت برشی فونداسیون با یک ضریب اطمینان مناسب باشد .** چنین شرایطی ممکن است در عملیاتی که پی سد از رس شل تشکیل یافته اتفاق بیافتد . در این صورت ممکن است بدترین حالت بلافاصله پس از احداث سد اتفاق بیافتد .

**۷ - شیب بالادست باید به نحوی در مقابل امواج دریاچه سد و شیب پائین دست در مقابل بارندگی محافظت گردد .**

## ۱-۷ سدهای ساخته شده در قرن نوزدهم و روشهای احداث آنها : {۱۳}

- ۱ - خاکریز همگن با مصالح یکنواخت در کل بدنه سد .
- ۲ - خاکریزی دارای هسته مرکزی از مصالح طبیعی که در محل یافت می شده است یا مخلوطی ساخته شده از شن و ماسه و رس .
- ۳ - خاکریزی دارای هسته مرکزی از یک دیوار آجری یا بتنی .
- ۴ - خاکریزی که در مقابل یک سنگریز سست قرار گرفته و به آن متکی باشد .
- ۵ - خاکریزی که دارای مصالح غیر قابل نفوذ در بالا دست باشد .
- ۶ - خاکریزی به روش هیدرولیکی که طی آن بوسیله جریان مخلوط آب و خاک در لوله های تحت فشار خاکریزی انجام می شود . بطورکلی تا قبل از ابداع روش پرکتور توجهی به کنترل رطوبت خاک نمی شده است .

## ۱-۸ سدهای خاکی هیدرولیکی : {۱۴}

حفاری های هیدرولیکی وسیع در خلیج پاسیفیک امریکا که منجر به کشف طلا در کالیفرنیا در سال ۱۸۴۹ میلادی شد . گسترش سدهای خاکی هیدرولیکی را موجب گشت . این روش به سرعت به عنوان یک روش بسیار اقتصادی برای ساختن سد شناخته شد در این روش هیچگونه کنترلی برای کوپیدن و تراکم خاک وجود ندارد اگر چه خرابیهای زیادی در اینگونه سدها در مراحل اولیه ، بخصوص در خلال یا بلافاصله پس از ساختمان سد اتفاق افتاد لیکن بسیاری از این سدها موفقیت آمیز بودند و هنوز مورد استفاده اند .

در بررسی مجددی که در مورد پایداری چنین سدهایی انجام شده است مشاهده شده که بعضی از اینگونه سدها دارای ضریب اطمینان مرزی کمتر از استاندارد مورد نیاز در مقابل زلزله هستند و به تقویت ، کاهش در شیب و یا اصلاح وضعیت زهکشی نیاز دارند . اگر چه ممکن است برای انجام اصلاحاتی در پایداری سدی که بیش از ۵۰ سال از عمر آن می گذرد مخالفتی وجود داشته باشد ولی این امر دلیل بر پایداری و مقاومت سد در مقابل حوادث غیر عادی و زلزله های شدید نمی باشد .

نحوه خراب شدن یک سد هیدرولیکی بزرگ در سال ۱۹۵۰ توسط کاساگراندر بررسی شد ، او علت خراب شدن سد را چنین گفت :

ضعف موجود در سنگ بستر از نوع شیل که باعث تغییر مکان سد گردید . این امر موجب انتقال نیرو به آب منفذی و در نتیجه کاهش مقاومت برشی و افزایش در تنشهای برشی فونداسیون و بدنه سد گردید و در نتیجه ناپایداری برشی در فونداسیون سد ایجاد شده و بدنه ماسه ای سد روان گردید . خرابی این سد نمونه ای از بی مطالعه بودن ساختمان اینگونه سدها می باشد .

این سد به هر صورت به روش هیدرولیکی و به کمک وسایل تراکم تعمیر شد ولی کلاً اختراع تجهیزات بزرگ حمل و تراکم خاک ساختمان سد به روش هیدرولیکی را متروک نمود .

#### ۱-۹ سدهای سنگین :

اینگونه سدها نیز برای اولین بار در کالیفرنیا در اواسط قرن نوزدهم مورد استفاده قرار گرفتند تا دهه چهارم قرن بیستم اینگونه سدها بصورت زیر مشخص می شدند ؛

یک قسمت سنگریز سست بعنوان بخش اصلی بدنه و اسکلت باربر سد . یک لایه غیر قابل نفوذ در سمت آب و یک قسمت انتقالی بین این دو .

وزن سنگها عامل مقاوم در برابر نیروی آب می باشد و هیچگونه عمل قوسی و یا طره ای نمی تواند در اینگونه سدها مؤثر باشد .

بعضی از افراد استفاده از سنگهای یک اندازه را مقاوم تر می دانند وعده ای دیگر استفاده از سنگهای با ابعاد مختلف را بهتر و مقاوم تر تشخیص می دهند . اکثراً معتقدند که سنگریز را در خلال ساختمان باید مرطوب نمود تا در امر نشست تسریع و تسهیل بعمل آید.

در سالهای آخر قرن نوزدهم سدهای غیر عادی که مجموعه ای از روش هیدرولیکی و سنگریز و خاکی سنگریز می باشد ساخته شدند .

#### ۱-۱۰ سدهای خاکی و سنگریز مدرن : {۱۲}

سال ۱۹۴۰ آغاز دگرگونی تدریجی در طرح و اجرای سدهای خاکی و سنگریز است . این امر با گسترش و تکمیل وسائل حمل و تراکم خاک همراه بوده است . با جایگزین شدن لایه نسبتاً صلب بالا دست در سدهای سنگریز با یک لایه انعطاف پذیرتر در طرح اینگونه سدها اصلاحاتی ایجاد شد . به این ترتیب که فیلترهای با ضخامتهای مختلف در دو طرف هسته مایل رسی قرار می گرفت .

به همین ترتیب محاسبات پایداری و تکنیکهای آزمایشگاهی به سرعت گسترش یافت و نظیر همه رشته های مهندسی و طرحهای بزرگ ساختمانی خرابیهائی نیز در بین راه ایجاد گردید .

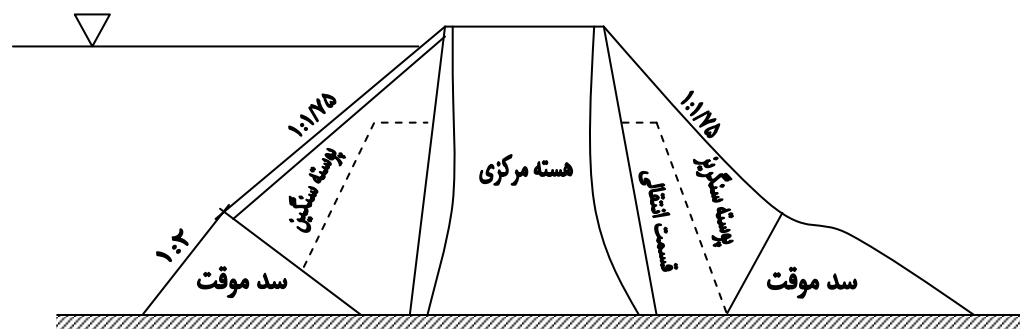
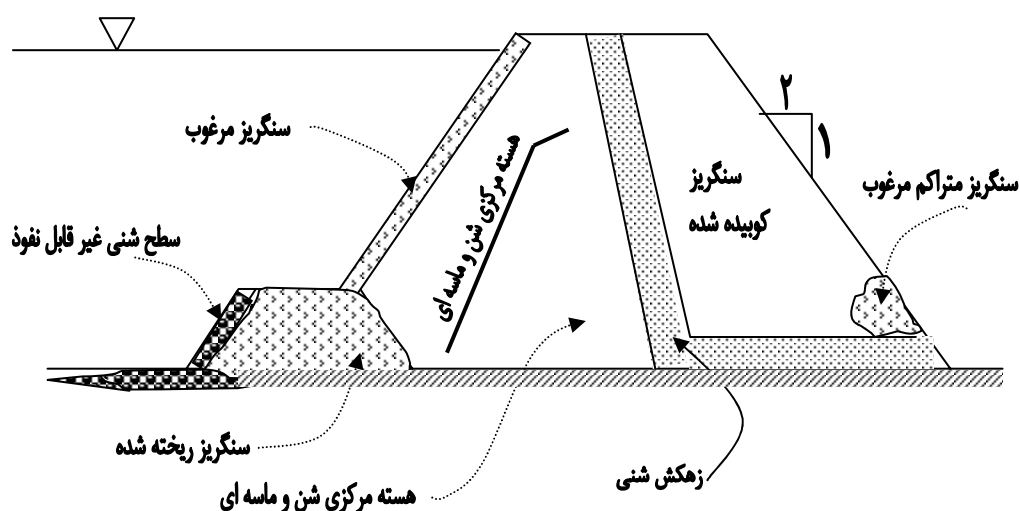
لبریز شدن سد وایانت در ایتالیا در سال ۱۹۶۳ اهمیت دقت در پایداری شیبهای طبیعی موجود در مخزن دریاچه سد را مشخص نمود و خراب شدن ناشی از ناپایداری در مخزن سد بالدین هیلز در همان سال اهمیت مسئله شسته شدن دانه های ریز و فرسایش داخلی سد را که بر روی مصالح قابل آب بردگی و یا از آن ساخته شده تأکید کرد .

با افزایش دقت و کنترل در طرح و اجرای سدها و نیز افزایش جمعیت در پائین دست اینگونه سدها تأکید بسیار بیشتری بر روی مطالعات هیدرولیکی و طرح و اجرای سرریزهای زرویی و اضطراری باید بگردد .

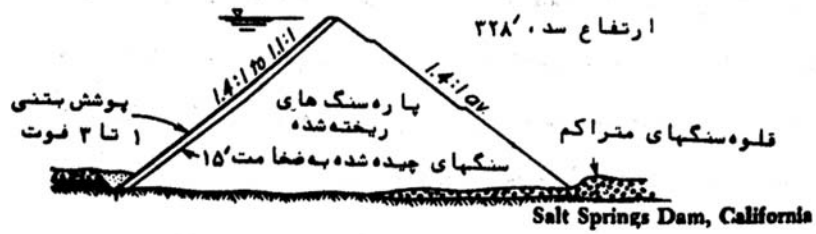
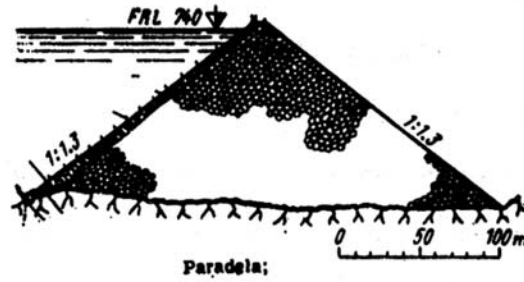
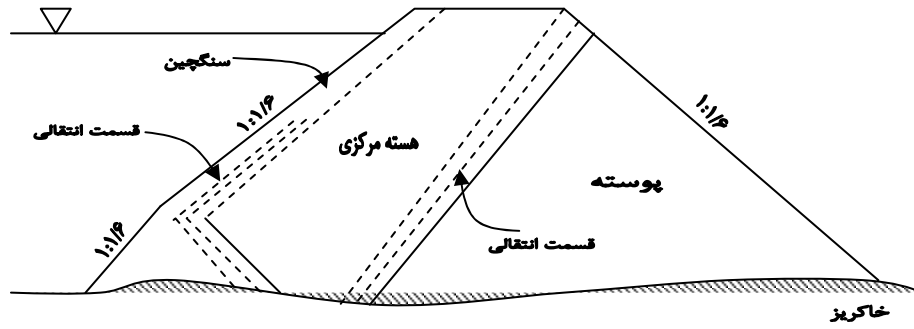
### ۱-۱۱ انتخاب شکل سد خاکی {۱۱}

یک سد خاکی ممکن است دارای مقطع یک قسمتی ( همگن ) با یک زهکش داخلی باشد که معمولاً بصورت زهکش دودکشی ، عمودی و یا مایل است . شکل کلی مقطع ممکن است دو قسمتی باشد .

در سالهای اخیر تغییراتی در طرح محل هسته مرکزی پدید آمده است . قبلاً هسته مرکزی یا در وسط و بصورت عمودی و یا بصورت پوسته ای مایل بر روی سنگریز و یا شیب  $1.5/1$  ساخته می شد ولی اخیراً حالت بینا بینی در نظر گرفته می شود که می توان آنرا مایل نام گذاشت که محل هسته در مرکز بوده و دارای شیبی برابر  $0.5/1$  می باشد .







الف - با پوشش بالادست

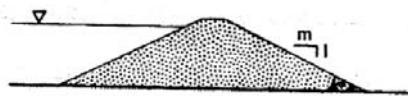


ب - با پوشش مخفی (مغزه مایل) در بالادست



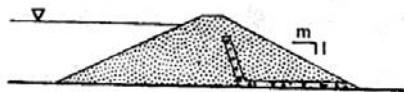
ج - سد پاره سنگی با مغزه نفوذناپذیر

- الف - با پوشش بالادست
  - ب - با پوشش مخفی (مغزه مایل) در بالادست
  - ج - سد پاره سنگی با مغزه نفوذناپذیر
- شکل - ۳ - انواع معمولی سدهای پاره سنگی



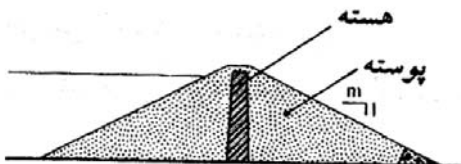
(الف) مقطع همگن با زهکش پنجه

$$m = 1.5-2.5$$



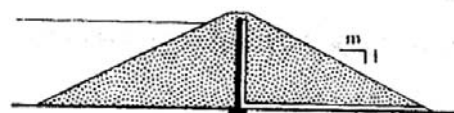
(ب) مقطع همگن با زهکش دودکشی (زهکش ستونی)

$$m = 2.5-3.5$$



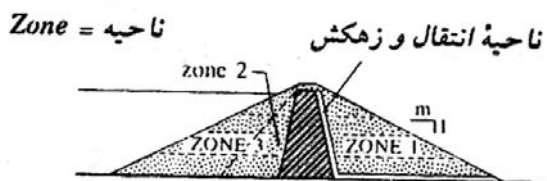
(پ) هسته رسی لاغر

$$m = 2.0-3.0$$



(ت) هسته بتنی لاغر

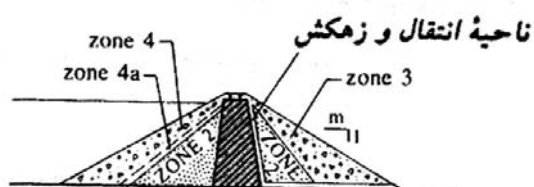
$$m = 2.0-3.0$$



(ث) مقطع غیر همگن با هسته عریض و

نواحی انتقال و زهکش

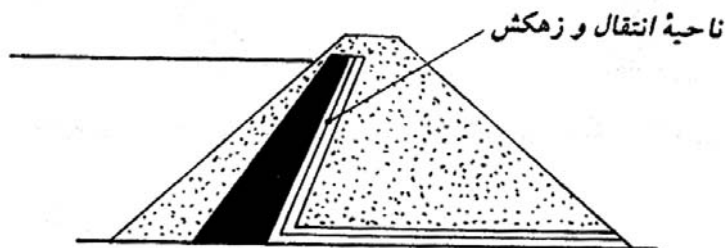
$$m = 2.5-3.5$$



(ج) سد خاکی - سنگریزه‌ای با هسته رسی با

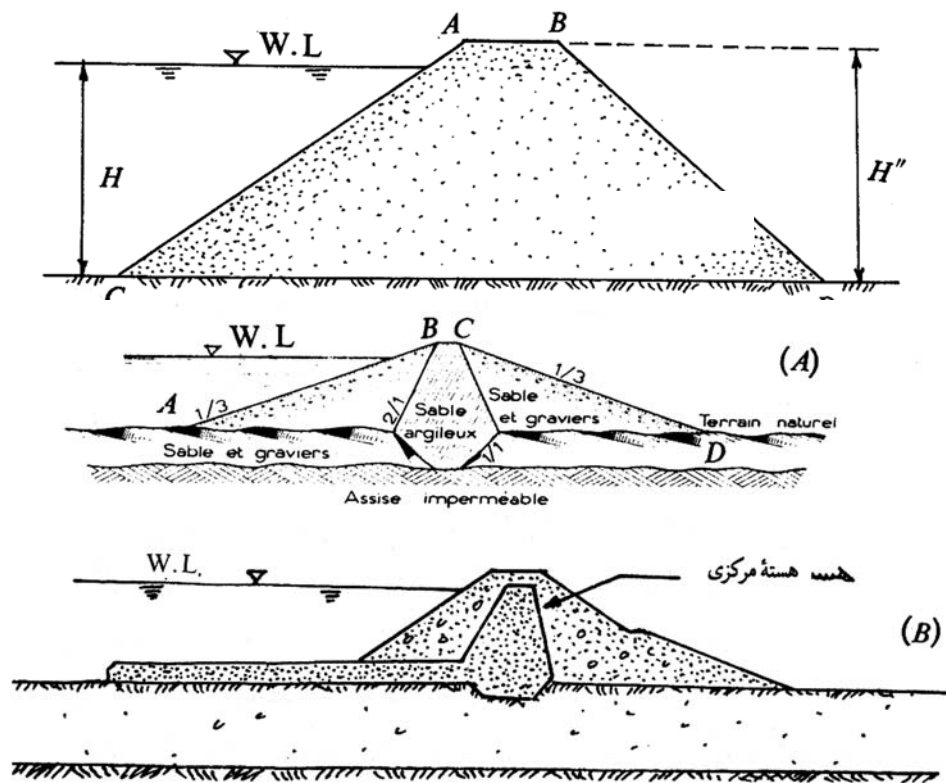
ناحیه انتقال و زهکش

$$m = 1.6-2.0$$



(چ) سد خاکی با هسته رسی شیبدار

مقاطع تیپ سدهای خاکی روی پی نفوذناپذیر

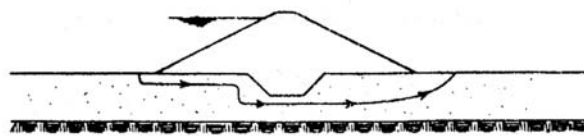


مقطع عرضی از سد خاکی با دو نوع هسته مرکزی

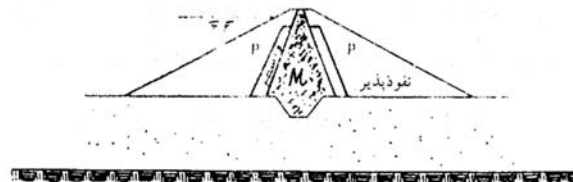
از دیدگاه همگنی بدنه سد ، نیز می توان گونه های مختلفی را از هم تشخیص داد که عبارتند از : نوع همگن ، نوع مطابق یا مغزه دار و نوع دیافراگمی . {۲}

### ۱-۱۲-۱ سدهای نوع همگن :

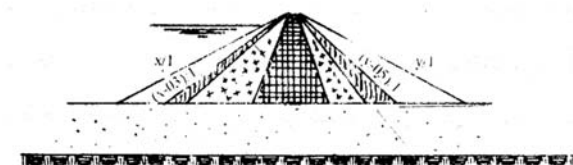
نوع همگن به سدی گفته میشود که تمام بدنه آن از یک نوع مصالح ساخته می شود . در این نوع سد ، چون قسمت عمده سد ، از زه اشباع می شود و دامنه پایاب نیز تحت تأثیر زه می باشد ، لازم است که شیب دامنه ها خیلی کم گرفته شود تا دامنه پایاب در برابر زه و دامنه سراب در یک تخلیه سریع مقاوم باشد . اگر در این نوع سدها هیچ گونه تکنیک زهکشی به کار برده نشود ممکن است از دامنه پائین دست در اثر زه اشباع شود از این رو قرار دادن زهکش افقی یا پنجه سنگی در پایاب ، و ایجاد پوشش بالا دست در بستر مخزن ورودی دامنه بالادست از روشهایی هستند که به منظور کنترل زه و پایداری بیشتر سد بکار برده می شوند . ضمناً در صورت وجود زهکش یا پنجه سنگی می توان شیب دامنه را نسبت به سدی که فاقد آنهاست بیشتر گرفت .



الف - نوع همگن



ب - نوع معرّه دار



ج - حدود نسبی ابعاد مغزه

## ۱-۱۲-۲ سدهای نوع مطابق

نوع مطابق (یا مغزه دار) از معمولی ترین نوع سدهای خاکی است. در این نوع، نقش آب بندی سد بعنوان مخزن به عهده مغزه است و نقش استحکام و پایداری را عمدتاً پوسته سد ایفا می کند. پوسته پائین دست علاوه بر استحکام، نقش زهکش را نیز دارد.

حداقل عرض قاعده مغزه باید برابر ارتفاع سد باشد. چنانچه این عرض از ارتفاع کوچکتر باشد بعنوان تپ دیافراگمی تلقی می گردد. همچنین اگر عرض قاعده از حد معینی بزرگتر باشد سد به نوع همگن تبدیل می شود.

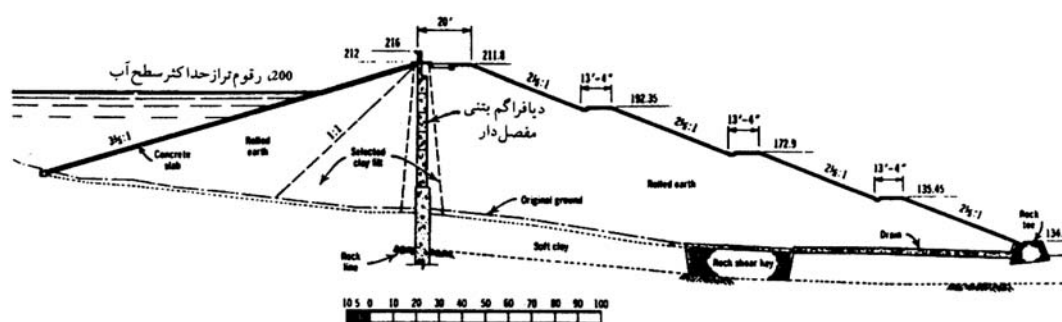
شکل فوق ابعاد نسبی و شبیهیهای نسبی قسمتهای مختلف یک سد را برحسب شرایط سد و شالوده نشان می دهد.

ارتفاع مغزه ترجیحاً باید به تاج سد برسد و در صورتی که از این حد کمتر است، لازم است تا آن حد باشد که سد از خطر سیفون موئینی مصون باشد، زیرا آب موئینی به علت کشش سطحی به سمت بالا حرکت می کند و در شرایطی ممکن است در بخش دیگری به سمت پائین جریان یابد.

## ۱-۱۲-۳ سدهای نوع دیافراگمی

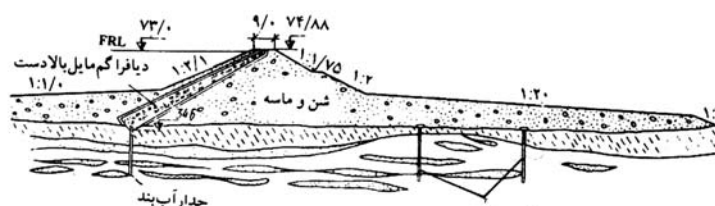
در این نوع سد، تمام بدنه از مواد درشت دانه یا مخلوط ساخته می شود و فقط بخشی که نقش آب بند را دارد بصورت دیوار یا پرده غیر قابل نفوذ در بدنه سد تعبیه می گردد که ممکن است به صورت دیافراگم مرکزی یا در دامنه بالا دست به صورت یک دیافراگم مایل باشد. جنس این پرده نفوذ ناپذیر را می توان از خاک رس

سیمان ، چوب و غیره انتخاب نمود . دیافراگم مایل به نام پوشش مخفی نیز نامیده می شوند . پرده های آب بند اعم از این که در قسمتهای مرکزی یا کناری قرار گیرند باید تا بالاترین نقطه سد ادامه یابند ، و در صورتی که شالوده زیرین نفوذ پذیر بوده و کم عمق باشد ترجیحاً باید ادامه پرده آب بند تا انتهای بخش نفوذ پذیر شالوده برسد . در شکل زیر دو نمونه از این نوع دیافراگم یا پرده نشان داده شده است .



Waterfall Dam, Hong Kong.

الف - دیافراگم محوری قائم

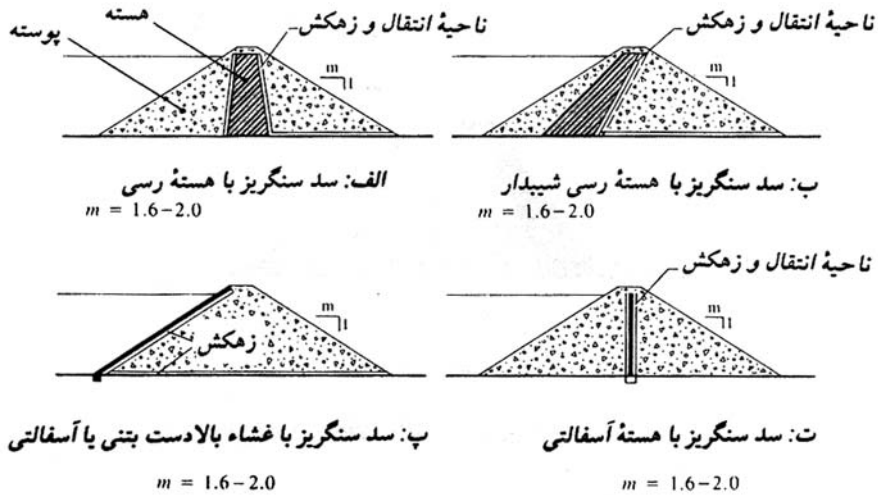


Nekhranitse Dam (Czechoslovakia) چاه کاهش فشار

ب - پوشش مخفی در بالادست سد

نوع دیافراگمی سد های خاکی

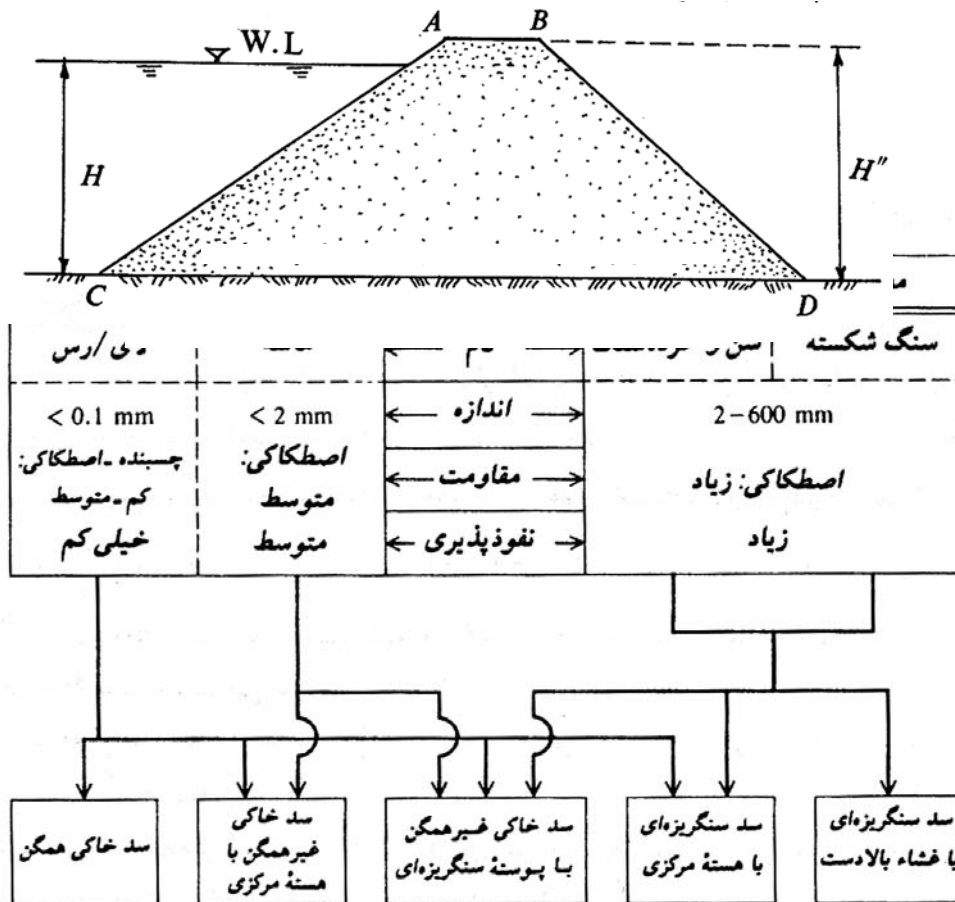
دیافراگم داخلی که از مواد صلب مانند بتن ساخته شوند ممکن است به علت نشست سد در بعضی از نقاط شکسته شوند ، از این رو ترجیح داده می شود که مغزه دیافراگمی در وسط سد ، از خاک رس ساخته شود که عرض این مغزه خاکی در قاعده سد باید از  $\frac{0}{3}$  تا  $\frac{0}{5}$  برابر ارتفاع سد باشد . قرار دادن مغزه دیافراگمی در وسط سد از سهولت ساخت برخوردار است در حالی که دیافراگم مایل نسبت به دیافراگم محوری تا حدی پایداری بیشتری را در برابر زلزله تأمین می کند . چنانچه جدار دیافراگمی تمامی ارتفاع از تاج سد تا انتهای شالوده نفوذ پذیر را نبوشاند آنرا دیافراگم ناقص نامند . ممکن است بخشهای عمیق شالوده را در زیر دیافراگم ناقص به وسیله تزریق یا پرده سپرهای فلزی و غیره آب بندی نمود .



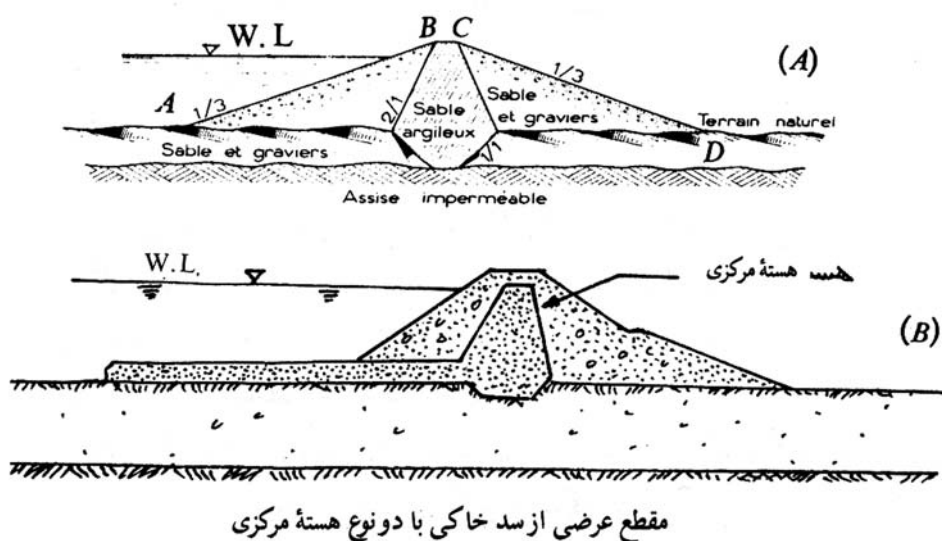
شکل ۱۶ - ۲ - مقاطع تیب سدهای سنگریزه‌ای

### ۱-۱۳ مشخصات بهترین نوع خاک {۳}

بعد از آزمایشات و بررسی های متعددی که توسط دانشمندان و کارشناسان سد سازی بعمل آمده است نتیجه گرفته اند که بهترین نوع خاک از نظر دانه بندی برای ساختن سد خاکی باید دارای مشخصات زیر باشد ؛



- رس ( ۱۵ ) درصد کل خاک مصرفی .
  - لیمون ( ۱۵ ) درصد کل خاک مصرفی .
  - ماسه نرم ( ۵۰ ) درصد کل خاک مصرفی .
  - ماسه درشت دانه ( ۲۰ ) درصد کل خاک مصرفی .
- توضیح اینکه : اگر خاکی با مشخصات فوق در محل ساختمان سد موجود نبوده و مخارج حمل خاک با آن مشخصات از مناطق دیگر مقرون به صرفه نباشد ، در این صورت طبق دو شکل زیر سد خاکی را با هسته مرکزی تقریباً غیر قابل نفوذ طرح کرده و می سازند خاکی که در هسته مرکزی به کار برده می شود ، رسی یا رس دار می باشد که باید حداقل ۲۰ درصد کل دانه بندی خاک بکار رفته در هسته مرکزی دارای قطری برابر  $(d = 0/05)$  میلیمتر باشد . ضمناً اگر از خاک معمولی در ساختمان سد خاکی استفاده شود ، باید توجه داشت که قطر دانه بندی آن بزرگتر یا مساوی ( ۱۰۰ ) میلیمتر نباشد .



# فصل دوم

- نیازهای اساسی طرح
- تراوش در سدهای خالی



## ۲-۱ نیازهای اساسی طرح سدهای خاکی {۹}

- ۱ - شیب خاکریز باید در تمام شرایط ساختمانی و عملکرد بعدی از جمله افت سریع آب و زلزله پایدار باشد .
- ۲ - خاکریز نباید تنشی بیش از ظرفیت باربری خاک پی را بر فونداسیون وارد سازد.
- ۳ - تراوش از طرفین خاکریز سد ، فونداسیون و دیواره ها باید کنترل شود به ترتیبی که شسته شدن دانه های ریز یا آب بردگی بوسیله حل شدن دانه ها در آب اتفاق نیفتد .
- ۴ - ارتفاع آزاد سد باید به حد کافی باشد تا از لبریز شدن آب توسط موجها جلوگیری نماید این ارتفاع باید شامل مقداری که فونداسیون و خاکریز نشست می کند نیز باشد .
- ۵ - ظرفیت سرریز لوله های خروجی باید به اندازه کافی باشد تا از لبریز شدن و خرابی سد جلوگیری شود .

## ۲-۲ مسائل مربوط به سدهای خاکی {۹}

- پدیده لغزش
- تغییر رژیم هیدرو ژئولوژی
- کنترل پایداری سد

### ۲-۲-۱ پدیده لغزش در دیواره های دریاچه سد طی اولین بار پرکردن سد

- معمولاً بر اثر افزایش فشارهای حفره ای اضافی و فشارهای تراوش و نیز لغزنده شدن سطوحی که دارای احتمال لغزش هستند چنین لغزشهایی می توانند به وقوع بپیوندند که بر دو نوع هستند :
- ۱- لغزش های جدید
  - ۲- احتمال لغزش های قدیمی ( فعال شدن لغزشهای قدیمی )

### ۲-۲-۲ تغییر سیستم آب زیر زمینی در بالا دست و پائین دست :

- میتواند موجب : ۱ - تراوش از طرفین کف یا دیواره های دریاچه سد گردد . چون معمولاً منظور از تأسیس یک سد ، ذخیره مقدار معینی آب می باشد . اگر میزان تراوش از دریاچه زیاد شد نمی توان آب مورد نیاز را ذخیره نمود و باید جهت رفع اشکال فکری کرد .
- ۲ - افزایش ناشی از افت سریع آب دریاچه سد . افت سریع آب می تواند موجب بوجود آمدن مسائل مختلفی گردد و باید گفت که در برخی موارد می تواند پائین رفتن آب در عرض ایام روز سریع تلقی شود . و یا می تواند در شرایط دیگر در مدت **یکی دو ساعت** سریع نباشد . این موضوع بستگی به میزان نفوذ پذیری خاک دارد .

### ۲-۲-۳ مدل های کنترل تراوش

کنترل تراوش توسط مدل های زیر ممکن است : {۹}

- ۱ - ایجاد دیواره جدا کننده یا نفوذ ناپذیر
  - توسط ایجاد پرده تزریق
  - توسط حفر ترانشه در زیر هسته مرکزی و پرکردن آن از مواد و مصالح نفوذ ناپذیر .
  - استفاده از گل حفاری در ایجاد دیواره جدا کننده . ( کانالی حفر می گردد و دیواره آن توسط گل حفاری نفوذ ناپذیر می گردد )
  - ایجاد دیوار جدا کننده بتنی به منظور جلوگیری از تراوش آب
- ۲ - ایجاد زهکش ها
  - در بدنه و گاهی اوقات در پی سد ایجاد زهکش می تواند مسئله تراوش را کنترل نماید .
- ۳ - ایجاد فیلترها
  - که در ارتباط با زهکش ها کار می کنند و نقش جلوگیری از آب بردگی دانه های ریز خاک بخصوص در هسته مرکزی را ایفا می کنند .

#### ۴ - هسته مرکزی

جزء اصلی بدنه سد خاکی را تشکیل می دهد و نقش آن ایجاد غیر قابل نفوذترین قسمت سد می باشد تا نقش اصلی جلوگیری از عبور آب را بعهده داشته باشد .

#### ۵ - چاههای زهکش

اگر تراوش از طریق پی سد کاملاً کنترل نشود می توان با حفر تعدادی چاه در پائین دست به کنترل نسبی آن اقدام نمود و فشارهای حفره ای و تراوش را در پی سد کنترل نمود .

#### ۶ - ایجاد پوشش غیر قابل نفوذ در بالا دست

از این پوشش به همراه چاههای زهکشی ذکر شده در فوق استفاده می شود .

### ۴-۲-۲ کنترل پایداری سد : {۱۱}

در موارد ذیل باید کنترل در سد صورت بگیرد ؛

- ۱ - قسمت بالا دست خاکریز سد در کوتاه مدت ، دراز مدت و در حالات افت سریع آب ، استاتیک و دینامیک .
- ۲ - قسمت پائین دست خاکریز سد در حالات مختلف جریان آب .
- ۳ - لغزش کوهها و سنگها و شیبهای طبیعی مشرف به دریاچه .
- ۴ - روان نشدن خود سد و یا فونداسیون آن بر اثر زلزله و ...

### ۴-۲-۳ اجرای ساختمان سد

#### الف - مسیر و بند انحرافی

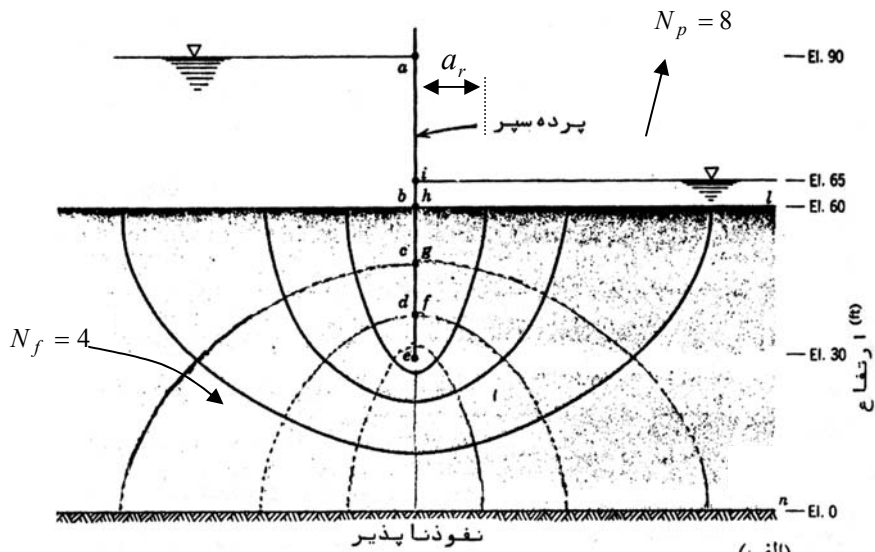
- ۱- اولین مرحله احداث باید کل کنترل ها جهت آب بردگی دانه ها پایداری سطوح شیبدار و ... انجام گردند .
- ۲ - ترمیم و اصلاح و آماده سازی دیواره های جانبی سد . قبل از اقدام به خاکریزی باید قسمتهای سست اطراف دقیقاً کنترل شوند .
- ۳ - تزریق ( سطحی و عمیق ) کاملاً محاسبات لازم صورت گیرند . شامل ؛ فاصله سوراخها ، میزان مواد تزریقی ، میزان فشار تزریق ، زمان شروع و توقف تزریق .
- ب - اجرای بدنه سد : مشخصات مختلف بطور دقیق اجرا شوند از جمله : خاکریزها ، فیلترها ، زهکش ها و سنگریزها .
- ج - اجرای سرریز : محاسبات و اجرا دقیقاً صورت پذیرند . با کنترل عوامل هیدرولوژی ، تشخیص کنترل جریان خروجی در سیلاب و حداکثر ممکن آب بردگی در زیر سرریز ، تشخیص ارتفاع آزاد سد و تعیین محل دقیق سرریز .

### ۴-۲-۴ تراوش {۷}

همانطور که قبلاً ذکر شد تا حدود نیم قرن طراحی سدهای خاکی و خاکریزها تنها بر اساس تجربه صورت می گرفت و با استفاده از مقاطع خاکریزهایی که عملکرد خوبی داشته اند به احداث خاکریزهای جدید اقدام می شد ولی امروزه به طرح علمی سدهای خاکی پرداخته می شود . بیشترین عامل پیشرفت در ارتباط با مسئله تراوش در سدها و تأثیر آن در پایداری آنهاست . که این موضوع برای اولین بار بعنوان یکی از علل خرابی سدها مورد توجه قرار گرفت و بعدها منجر به تدوین مسئله تراوش و جریان آب در سد گشت .

همانگونه که در بحث های مکانیک خاک مطرح است یکی از راه حل های تشخیص نحوه جریان آب در خاک روش ترسیم شبکه جریان می باشد :

مثال :

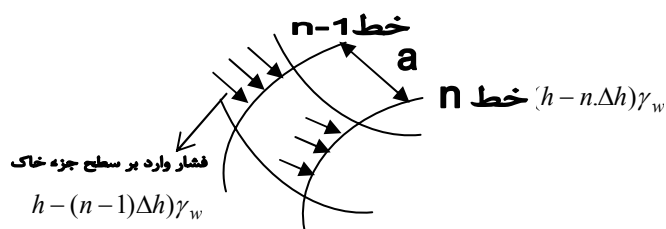


معمولاً از این بینهایت خطوط ممکن جریان و پتانسیل ( $\psi, \phi$ ) تعدادی را به نحوی انتخاب می کنیم که مقدار دبی عبوری از میان هر دو خط جریان ( $\psi_1, \psi_2$ ) جزء صحیحی از کل دبی باشد؛ ( $\Delta q = \frac{q}{N_f}$ ) و از بین بی نهایت خطوط پتانسیل هم به همین ترتیب به طوری که ( $\Delta h = \frac{h}{N_p}$ ) لذا با استفاده از این خاصیت می توان نوشت :

$$q = kh \frac{N_f}{N_p}$$

حداکثر گرادیان هیدرولیکی در سطح خروجی که در اینجا در جهت غلیان و شسته شدن دانه های ریز مؤثر است برابر است با  $i_s = \frac{\Delta h}{a_s}$  که  $a_s$  بعد کوچکترین مربع مجاور سطح خروجی آب ، افت پتانسیل بین دو خط پتانسیل مجاور است .

با استفاده از شبکه جریان می توان فشار ناشی از جریان آب در داخل یا فشار تراوش را بدست آورد در هر يك از اجزاء خاك ، ابعاد شبکه جریان را اگر  $a$  فرض نمائیم :



$$p_a = a^2(h - n\Delta h + \Delta h - h + n\Delta h)\gamma_w$$

$$p_a = a^2 \Delta h \gamma_w$$

$$p_a = a^3 \frac{\Delta h}{a} \gamma_w$$

که در این رابطه  $a^3$  حجم يك جزء خاك مي باشد ، در صورتي كه واحد حجم فرض گردد ؛  
با فرض  $i = \frac{\Delta h}{a}$  فشار تراوش وارد بر آن  $p_a = i \gamma_w$  خواهد بود . اما مي دانيم كه فشار

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{مؤثر وارد بر هر جزء خاك عبارت است از :}$$

$$\text{كه در آن } \sigma' = \gamma' z \quad \text{و} \quad \sigma = \gamma z \quad \text{و} \quad u = \gamma_w z$$

مي باشد در صورتيكه سطح خاك و سطح آب زير زميني يكسان باشند .

$$\Delta \sigma' = -\Delta u \quad \text{اگر فرض نمائيم كه } \sigma \text{ يا تنش كلي ثابت باشد ؛}$$

مي دانيم وقتي آب درون خاك جريان دارد فشار آب حفره اي و تنش مؤثر به گراديان هيدروليكي ارتباط پيدا مي كند .

يعني اگر  $h$  اختلاف پتانسيل هيدروليكي بين سطح زمين و نقطه اي به عمق  $z$  باشد براي يك

$$i = \frac{h}{z} \quad \text{جريان يك بعدي}$$

$$\text{و لذا فشار ناشي از تراوش برابر است با : } h \gamma_w = i z \gamma_w$$

كه اين فشار به فشار تراوش مشهور است كه در صورت جهت جريان و جهت بالا به پائين ( جهت شتاب ثقل ) اين فشار به تنش مؤثر افزوده مي شود و در صورت جهت جريان معكوس از فشار مؤثر مي كاهد ؛

$$\sigma' = \gamma' z - i z \gamma_w$$

$$\text{در صورت تساوي } \gamma' z = i z \gamma_w \quad \text{فشار مؤثر صفر مي شود و لذا} \quad i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

كه  $i_c$  گراديان هيدروليكي در سطح خروجي كه در اينجا در جهت غليان و شسته شدن دانه هاي

ريز مؤثر است  $i_s = \frac{\Delta h}{a_s}$  مي باشد كه در آن  $a_s$  بعد كوچكترين مربع مجاور سطح خروجي آب

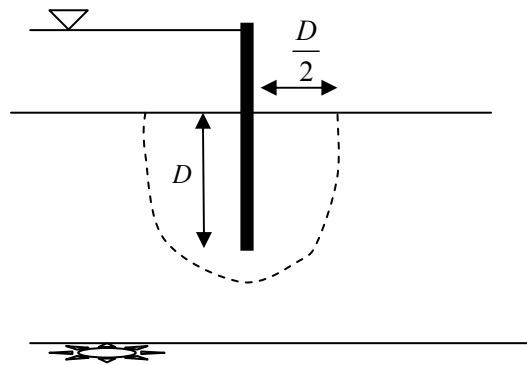
است .

آزمائشاتي كه توسط ترازقي صورت گرفته است نشان مي دهد كه روان شدگي ماسه فاصله

$$\text{از سپري اتفاق مي افتد كه در آن عمق مدفون سپري مي باشد .} \quad \frac{D}{2}$$

$$\text{در منشوري به عمق } D \text{ و عرض } \frac{D}{2}$$

روان شدگي ماسه پيش مي آيد .



جهت محاسبه تعادل این منشور خاک ، تعادل نیروها را بررسی می کنیم :

$$u = \frac{1}{2} D \cdot h_a \cdot \gamma_w \rightarrow \text{در پائین ترین نقطه سپر ارتفاع متوسط آب}$$

معادل این فشار ( فشاری که باعث غلیان خاک می شود )  $h_a$  فرض می گردد .

$$w' = D \times \frac{D}{2} \times \gamma' \rightarrow h_a \text{ متوسط ارتفاع معادل فشار آب در آن عمق است}$$

$w'$  : وزن خاک غوطه ور

$$\text{ضریب اطمینان در مقابل نشستگی} = \frac{w'}{u} = \frac{D \times \frac{D}{2} \times \gamma'}{\frac{D}{2} \times h_a \times \gamma_w} = \frac{D \gamma'}{h_a \gamma_w}$$

در صورت کوچک بودن ضریب اطمینان می توان با ایجاد یک فیلتر و یا خاکریز ضریب اطمینان را افزایش داد . (  $w_1$  وزن فیلتر و خاک اضافی است )

$$\frac{w' + w_1}{u}$$

### تراوش آب در سدها : {۲}

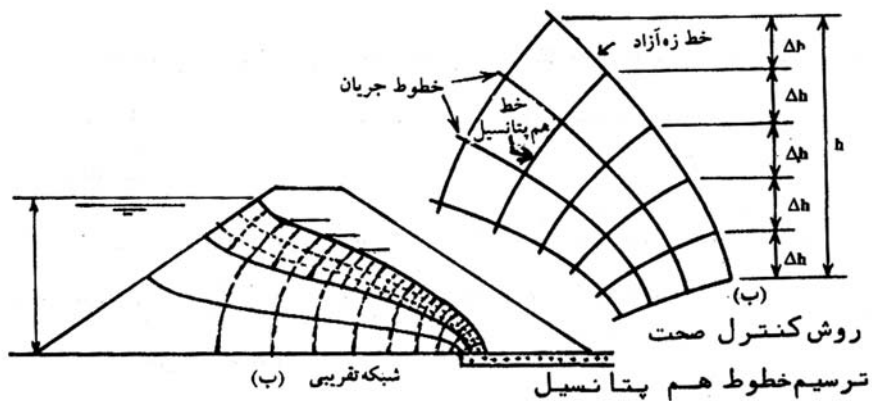
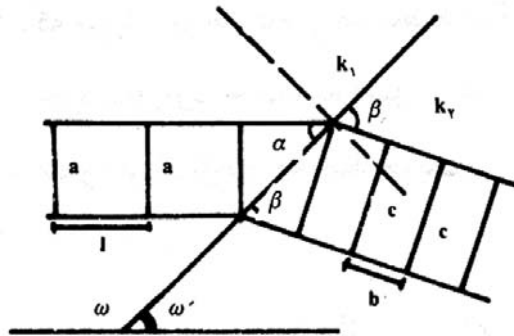
در کلیه مسائلی که تراوش از زیر سدی یا از طریق پی هاست شرایط مرزی مشخص است ولی در مسئله جریان آب در داخل سدها ( در بدنه سد ) مرز بالا یا بالاترین خط جریان نامشخص است و بایستی آنرا مشخص نمود .

در میان راه حل‌های نظری که برای تراوش با سطح آزاد وجود دارد تنها یکی از آنها که در رابطه با سد خاکی اهمیت دارد راه حل کوزنی ( Kozeny ) برای جریان در یک لایه خاک نفوذ ناپذیر افقی منتهی به یک لایه نفوذ پذیر افقی دیگر می باشد که بر اساس تئوری ریاضی اعداد مختلط قابل بیان می باشد که در این حالت کلیه خطوط جریان از جمله خط آزاد جریان آب ( خط تراوش ) و کلیه خطوط هم پتانسیل سهمی های هم کانونی را تشکیل می دهند .

البته قبل از بیان تئوری مربوط به ترسیم سهمی های فوق لازم به ذکر است که برای رسم خط آزاد جریان آب ( خط تراوش ) باید شرایط زیر را رعایت نمود .

شرط اول : این است که ارتفاع نقطه برخورد هر خط هم پتانسیل با خط جریان آب نمایشگر ارتفاع آب بر روی این خط هم پتانسیل است .

شرط دوم : خطوط جریان در مرز بین دو خاک با نفوذ پذیری های مختلف به نحوی تغییر شیب می دهد که مقدار دبی  $\Delta q$  عبوری از میان خطوط جریان ، جریان مجاور در دو طرف مرز ثابت می باشد .



با استفاده از شرط دوم می توان روابط زیر را نوشت :

$$\Delta q = k_1 a \frac{\Delta h}{a} = k_2 c \frac{\Delta h}{b}$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{c}{b}$$

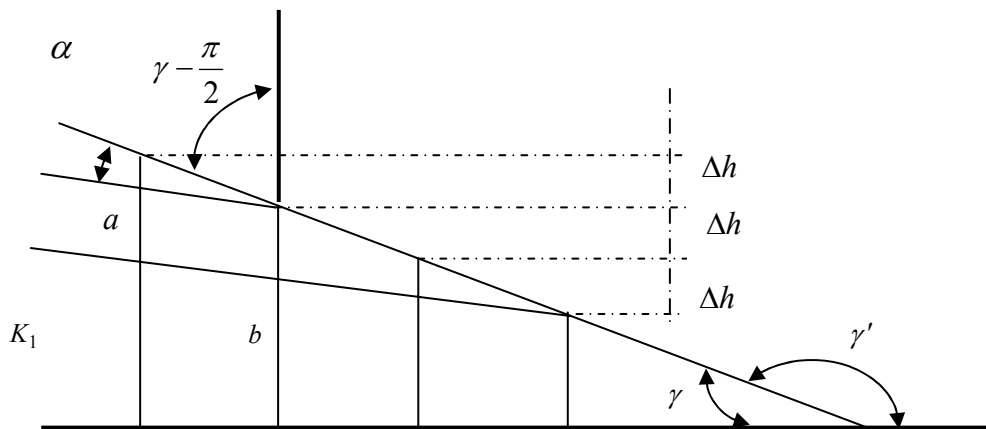
از طرفی داریم :

$$\frac{a}{\sin \alpha} = \frac{c}{\sin \beta}, \frac{a}{\cos \alpha} = \frac{b}{\cos \beta}$$

$$\frac{c}{b} = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha} = \frac{k_1}{k_2} \quad \text{لذا خواهیم داشت :}$$

بعبارت دیگر تغییر شیب خطوط جریان به نحوی صورت می پذیرد که از تانژانت زاویه برخورد خطوط جریان یا مرز دو لایه خاک نسبت عکس با ضریب نفوذ پذیری این لایه ها دارد .  
برای شرایط مرزی حالات ممکن می توان تصور نمود که با دو شرط فوق به نتیجه برسیم :

( ۱ ) حالتیکه شیب پائین دست در نقطه خروج آب کمتر از  $90^\circ$  است .



$$\Delta h = a \cos\left(\alpha + \gamma' - \frac{\pi}{2}\right)$$

و همینطور :

$$\Delta h = \frac{b}{\cos \alpha} \cos\left(\gamma' - \frac{\pi}{2}\right)$$

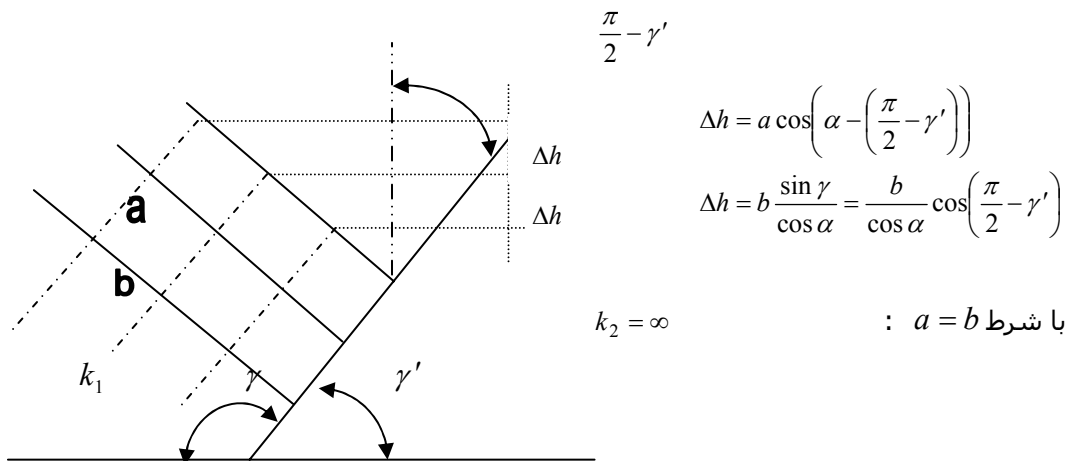
چون  $a, b$  در حالیکه جریان برابر شد :  $a = b$

$$\cos\left(\alpha + \gamma' - \frac{\pi}{2}\right) = \frac{\cos\left(\gamma' - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos \alpha}$$

$$\frac{\cos\left(\alpha + \gamma' - \frac{\pi}{2}\right)}{\cos\left(\gamma' - \frac{\pi}{2}\right)} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

این تساوی در صوتی درست است که :  $\alpha = 0$  و  $\cos \alpha = 1$  باشند .  
در این حالت خط آزاد آب در نقطه خروجی مماس بر سطح خروج با شیب پائین دست خواهند بود .  
( ۲ ) حالتیکه از زهکش متمرکز در شیب استفاده می شود :

شیب سطح خروجی از  $\frac{\pi}{2}$  بیشتر است .



$$\cos\left(\alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \gamma'\right)\right) = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{2} - \gamma'\right)}{\cos \alpha}$$

این رابطه در صورتی برقرار است که  $\alpha = \frac{\pi}{2} - \gamma'$  باشد .

لذا این رابطه مبین این است که خط تراوش در نقطه خروج باید مماس با شیب پائین دست باشد .

### ۲-۴-۱- تراوش از درون سدهای خاکی {۵}

تراوش از درون يك سد خاكي فاقد يك تراوش نامحدود است كه يك خط جریان سطح آب زیرزمینی است كه فشار در آن برابر فشار جو است در مقطع سدهای خاکی سطح سفره آب بالاترین خط جریان می باشد كه موقعیت آن باید قبل از ترسیم شبکه جریان تخمین زده شود.

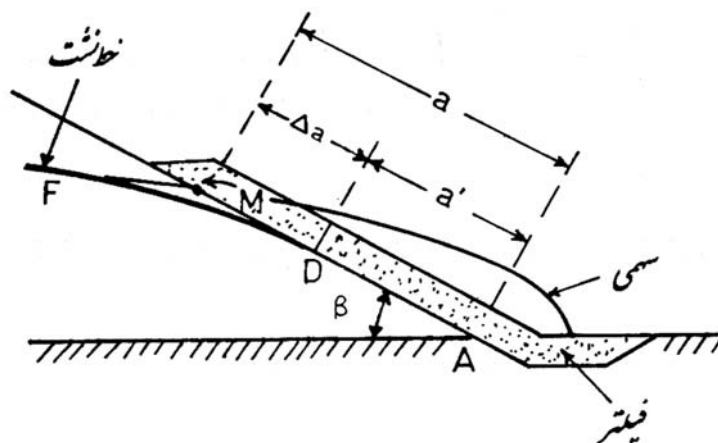
ساده ترین حالتی كه يك خاكریز می تواند داشته باشد حالتی است كه خاكي متشكل از مصالح همگن و همسان بر روی يك پی غیر قابل نفوذ واقع شده است . در این صورت فصل مشترك سد و پی ناتراوای  $AB$  يك خط جریان است و منحنی  $CD$  نیز بالاترین خطوط جریان می باشد .

چون در تمام نقاط واقع بر دامنه  $BC$  در بالادست جریان بار هیدرولیکی مقدار ثابتی است پس خط  $BC$  يك خط هم پتانسیل می باشد هرگاه سطح آب در پائین دست به عنوان سطح مبنا انتخاب شود نتیجه می شود كه پتانسیل هیدرولیکی خط هم پتانسیل  $BC$  برابر اختلاف ارتفاع آب در بالا دست و پائین دست یعنی برابر با  $b$  است . در شكل بالا سطح خروجی جریان  $AD$  نیز يك خط هم پتانسیل است ، كه در آن پتانسیل هیدرولیکی صفر است . فشار در هر نقطه ای كه بر روی بالاترین خط جریان قرار دارد برابر صفر است . و بنابراین گرادیان هیدرولیکی در نقاط روی این خط برابر ارتفاع آب است . و باید فواصل قائم نقاط تلاقی خطوط هم پتانسیل با بالاترین خط جریان یکسان و برابر  $\Delta h$  باشد .

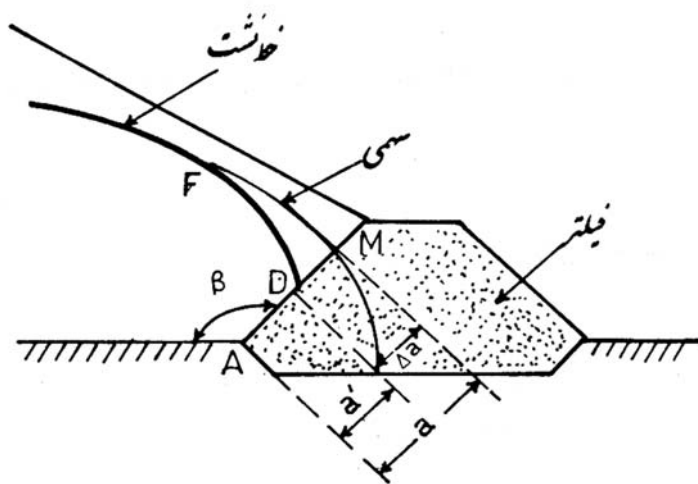
در محل خروج جریان آب از يك سد خاكي باید همواره مصالح مناسب بعنوان



صافی بکار برد. وظیفه صافی نگهداشتن کل تراوش در داخل سد است. چون در صورتی که آب بر روی شیروانی پائین دست جریان پیدا کند، موجب فرسایش تدریجی شیروانی از پائین دست می شود. حالات دیگری برای سطح صافی ممکن است. در این حالات سطح  $AD$  نه می تواند خط جریان باشد و نه خط هم پتانسیل، چون بردار سرعت جریان تصاویر عمود و مماس بر  $AD$  خواهد داشت.



رسم خط نشاء در سد خاکی با فیلتر غیرافقی ( $\beta < 90^\circ$ )



رسم خط نشاء در سد خاکی با فیلتر غیرافقی

$$(\beta > 90^\circ)$$

شرایط حدی جریان  $ABCD$  شکل اول بصورت زیرقابل بیان است:

$$\phi = -kh \quad : \quad BC \text{ خط پتانسیل}$$

پتانسیل خط  $AD$  :  $\phi = 0$

خط جریان  $CD$  :  $\psi = q$  و یا  $\phi = -ky$

خط جریان  $AB$  :  $\psi = 0$

برای ترسیم خطوط جریان و پتانسیل ( شبکه جریان ) در سدهای خاکی از اصل ریاضی تبدیل سازگار در توابع مختلط می توان استفاده نمود .

۲-۴-۲ اصل تبدیل سازگار : اگر فرض شود که عدد مختلط  $w = \phi + i\psi$  تابعی

از  $r = x + iz$  و تابع زیر در نظر گرفته شود : {۵}

$$r = w^2$$

$$x + iz = (\phi + i\psi)^2$$

در نتیجه خواهیم داشت :

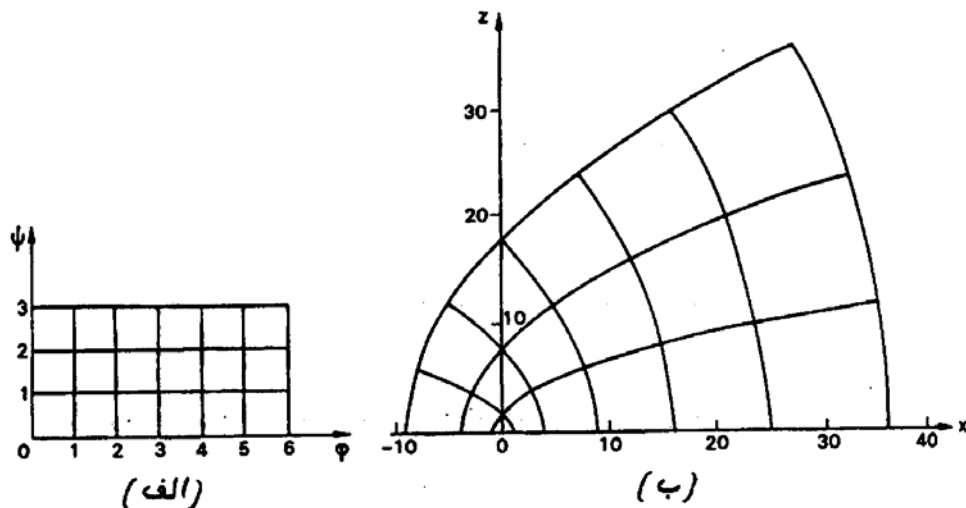
$$X + iz = \phi^2 + 2i\phi\psi - \psi^2 \Rightarrow x = \phi^2 - \psi^2$$

$$z = 2\phi\psi$$

دو رابطه فوق حاکم بر تبدیل نقاط بین صفحات  $\mathcal{W}$ ،  $\mathcal{Z}$  می باشد .

$$\begin{aligned} x &= \phi^2 - \psi^2 \\ z &= 2\phi\psi \end{aligned} \rightarrow r$$

اگر انتقال خطوط مستقیم  $\psi = n$  که در آن  $n = 0, 1, 2, 3, \dots$  می باشد ؛



شکل تبدیل سازگار (الف) صفحه  $w$  ، (ب) صفحه  $\mathcal{Z}$

با استفاده از رابطه  $\phi = \frac{z}{2n} \Leftrightarrow z = 2\phi\psi$

و همینطور از رابطه  $x = \frac{z^2}{4n^2} - n^2 \Leftrightarrow r = \phi^2 - \psi^2$

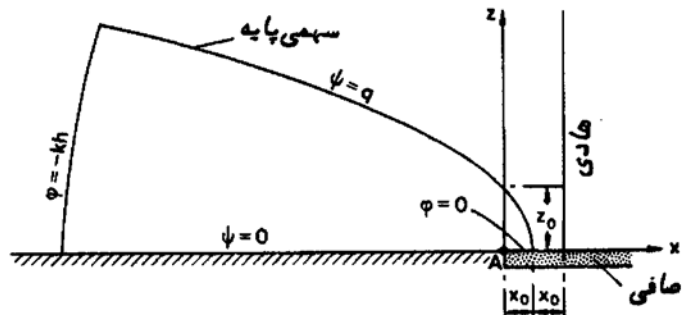
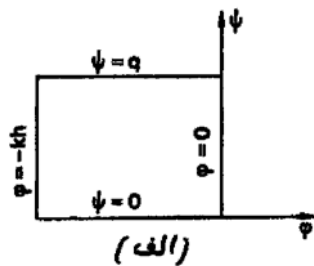
رابطه اخیر معرف يك گروه سهمي هم کانون است . در شکل ( ب ) تعدادي از این سهمي ها براي مقادير مثبت z و مقادير مشخص n رسم شده اند . به همین ترتیب اگر خطوط انتقال مستقیم  $\phi = m$  که در آن  $m = 0,1,2,3,\dots$  می باشند در نظر گرفته شده اند ؛

از رابطه  $Z = 2\phi\psi$  خواهیم داشت :  $\psi = \frac{z}{2m}$

در نتیجه از رابطه  $x = \phi^2 - \psi^2$  خواهیم داشت :  $x = m^2 - \frac{z^2}{4m^2}$

رابطه اخیر معرف گروه سهمي هم کانون مزدوج سهمي هاي قبل است . ( شکل ب )

### ۲-۴-۲ کاربرد در تنظیم سدهای خاکی :



الف) صفحه W



ب) صفحه r

در شکل الف محدوده جریان واقع در صفحه W که در شرایط حدي مربوط به سدهای خاکی نشان داده است صدق می کند آورده شده است . در این حالت تابع زیر بصورت تابع انتقالی میل می کند . مقدار ثابت انتگرال گیری است  $r = cw^2 \rightarrow$

روابط پایه بصورت زیر در می آیند :

$$X = c(\phi^2 - \psi^2)$$

$$Z = 2c\phi\psi$$

اگر شرایط زیر در رابطه دوم قرار بگیرد معادله خط جریان فوقانی بدست می آید :

$$\psi = q$$

$$\phi = -kz$$

$$Z = -2ckZq \Rightarrow c = \frac{-1}{2kq} \Rightarrow X = \frac{-1}{2kq}(k^2z^2 - q^2)$$

$$X = \frac{1}{2} \left( \frac{q}{k} - \frac{k}{q} z^2 \right)$$

منحني حاصل از معادله فوق سهمي پايه Kozeny مي باشد . مبدأ و كانون اين سهمي در نقطه A قرار دارد .

$$X_0 = \frac{q}{2k} \quad \text{براي } z = 0 \text{ مقدار } x \text{ برابر است با :}$$

$$q = 2kx_0 \quad \text{ولذا}$$

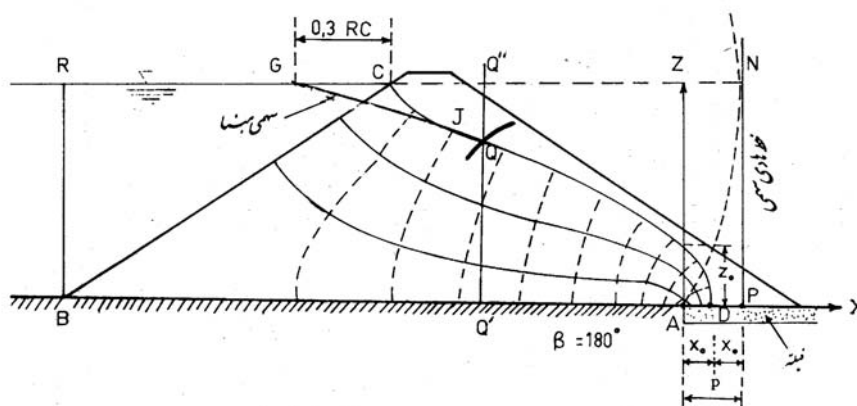
در اين رابطه  $2x_0$  فاصله خط هادي سهمي پايه است بازي  $x = 0$  مقدار  $z$  برابر است با :

$$z = \frac{q}{k} = 2x_0$$

$$X = x_0 - \frac{z^2}{4x_0} \quad \text{در اين رابطه پايه } X = \frac{1}{2} \left( \frac{q}{k} - \frac{k}{q} z^2 \right) \text{ خواهيم داشت :}$$

با نوشتن مختصات يك نقطه از سهمي و استفاده از رابطه فوق مي توان شكل سهمي پايه را رسم نمود در اثر تبديل سازگار فوق ممكن است ناسازگاري بوجود آيد . چون خط مستقيم  $\phi = -kh$  كه معرف خط هم پتانسيل بالا دست است لازم است بصورت يك سهمي در تبديل  $w \rightarrow r$  در مي آيد در حاليكه در مقطع سد خاكي ، خط هم پتانسيل همان سطح شيرواني سد در بالا دست است . در اين مورد كاساگراند پيشنهاد مي كند كه نقطه مبدأ سهمي پايه در نقطه اي

چون G در رابطه  $X = x_0 - \frac{z^2}{4x_0}$  مي توان مقدار  $X_0$  را بدست آورد و سهمي مبنا را ترسيم نمود .



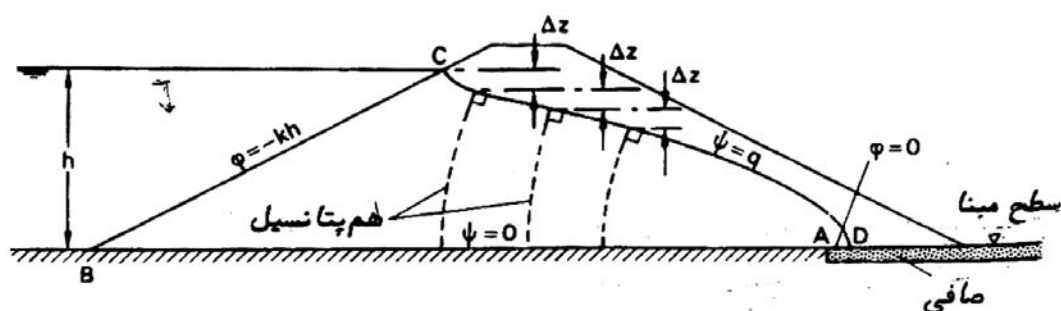
{1}

رسم شبکه جریان در سد خاکی با فیلتر افقی

چون خط فوقاني جریان بايد عمود بر شيرواني سد در بالا دست باشد لذا بايد سهمي مبنا بر اين اساس بصورت C J تصحيح شود . اين تصحيح معمولاً بر پايه قضاوت شخصي صورت مي گيرد و پس از آن شبکه جریان ترسيم مي گردد . در مواردی كه سطح جریان خروجي AD افقي نباشد بايد بخشي از سهمي بصورت KD تصحيح شود . اگر زاويه بين امتداد سطح جریان خروجي و AB باشد تصحيح

لازم با استفاده از مقادیر نسبت  $\frac{M_D}{M_A} = \frac{\Delta a}{a}$  می تواند صورت پذیرد مقادیر مختلف  $\frac{\Delta a}{a}$  برای مقادیر مختلف  $\beta$  توسط کاساگراند بصورت زیر داده شده اند .

	180	150	120	90	60	30	$B^\circ$	
			0	0.01	0.18	0.26	0.32	$\frac{\Delta a}{a}$
								$a$



### ۲-۵ حرکت آب در خاکهای غیر ایزوتروپ {۱}

چنانچه ضریب آبگذری خاک (k) ، در جهت های مختلف متفاوت باشد ، آن خاک نسبت به ضریب آبگذری ، غیر ایزوتروپ است . بنابراین کل خاک علیرغم همگن بودن می تواند غیر ایزوتروپ باشد . اغلب خاکهای رسوبی طبیعی نسبت به k غیر ایزوتروپ اند . در این خاکها ، k در جهتی که لایه ها گسترش دارند ماکزیمم و در جهت عمود بر آن مینیمم مقدار خود را دارد . معمولاً محور x ها را منطبق بر جهت گسترش لایه ها و محور z ها را عمود بر آن در نظر می گیرند . طبق قانون دارسی سه رابطه ذیل برقرار می باشد :

$$V_x = -K_x \frac{\Delta h}{\Delta X}$$

$$V_z = -K_z \frac{\Delta h}{\Delta Z}$$

$$V_s = -K_s \frac{\Delta h}{\Delta S}$$

S يك امتداد مایل است که نسبت به محور x ها زاویه ای برابر با  $\alpha$  می سازد . حال می توان نوشت :

$$\frac{\partial h}{\partial s} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{dx}{ds} + \frac{\partial h}{\partial z} \frac{dz}{ds}$$

$$\frac{V_S}{K_S} = \frac{V_X}{K_X} \cos \alpha + \frac{V_Z}{k_z} \sin \alpha \quad \text{و یا :}$$

مؤلفه های  $V_S$  در جهت های  $x, z$  به ترتیب برابرند با :

$$V_X = V_S \cos \alpha \quad \text{و} \quad V_Z = V_S \sin \alpha$$

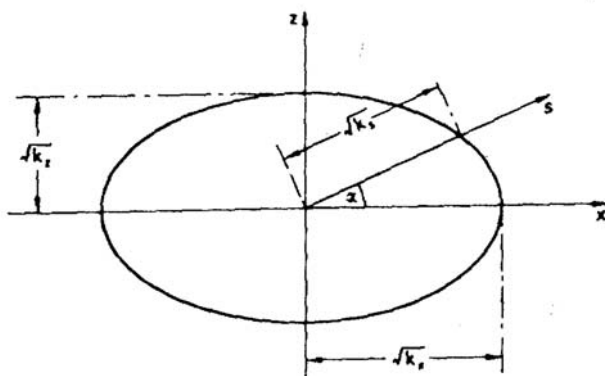
$$\text{بنابراین :} \quad \frac{1}{K_S} = \frac{\cos^2 \alpha}{K_X} + \frac{\sin^2 \alpha}{K_Z} \quad (\text{رابطه ۱})$$

از این رابطه می توان با معلوم بودن ضریب آگذری در امتداد لایه ها و جهت عمود بر آن ، برای هر امتداد دلخواهی مانند  $s$  ، ضریب آگذری را به دست آورد ؛ مشروط بر آنکه زاویه ای که جهت  $s$  نسبت به محور  $x$  ها می سازد معلوم باشد .

اگر دو طرف رابطه را در  $S^2$  ضرب کنیم رابطه زیر بدست می آید .

$$\frac{S^2}{K_S} = \frac{X^2}{K_X} + \frac{Z^2}{K_Z} \quad (\text{رابطه ۲})$$

بطوریکه ملاحظه می شود ، رابطه (۲) معادله یک بیضی است . اجزاء این بیضی در شکل زیر نشان داده شده است .



معادله کلی جریان در خاکهای اشباع و غیر ایزوتروپ بصورت زیر است :

$$K_X \frac{\partial h}{\partial x^2} + K_Y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_Z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{رابطه ۳})$$

با انتخاب مقیاس مناسب برای محورها می توان در خاکهای غیر ایزوتروپ نیز به معادله لاپلاس دست یافت . چنانچه در مقیاس محور  $Z$  ها تغییری ندهیم ولی مقیاس محور  $x$  ها و  $y$  ها را به ترتیب زیر تغییر دهیم :

(رابطه ۴)

$$X_t = X \sqrt{K_Z / K_X}$$

$$Y_t = Y \sqrt{k_z / K_Y}$$

می توان نوشت :

$$X^2 = X_t^2 (K_X / K_Z) \quad \text{و} \quad Y^2 = Y_t^2 + (K_Y / K_Z)$$

که با جایگزین نمودن  $X^2, Y^2$  از روابط بالا در رابطه (۳) خواهیم داشت :

$$K_X \frac{\partial^2 h}{\partial (x_t^2 k_x / k_z)} + K_Y \frac{\partial^2 h}{\partial (y_t^2 k_y / k_z)} + K_Z \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0$$

اما می دانیم  $K_Z \neq 0$  است ، بنابراین :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X_t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y_t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} \quad (\text{رابطه ۵})$$

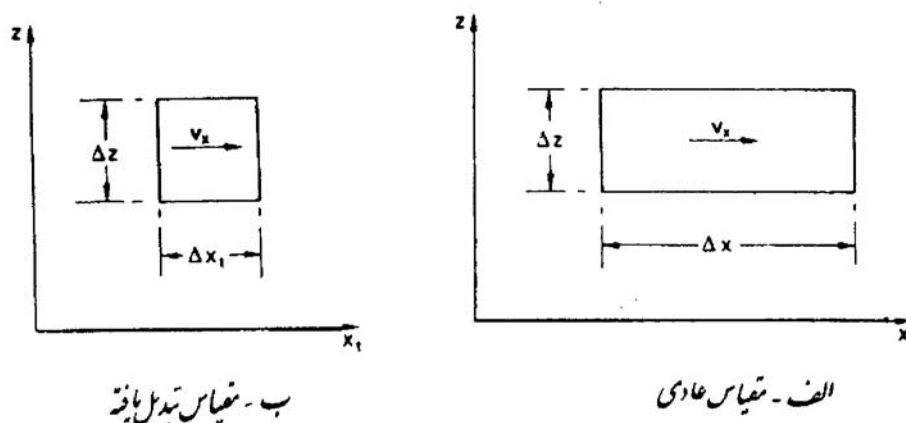
برای جریانهای دو بعدی ، معادله بالا به صورت زیر می باشد :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X_t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0 \quad (\text{رابطه ۶})$$

روابط (۵) و (۶) نشان میدهند که برای جریان آب در خاکهای غیر ایزوتروپ نیز می شود معادله لاپلاس را بکار برد ؛ تنها تفاوت در تغییر مقیاس محور  $x$  ها می باشد. به این ترتیب ، از شبکه جریان برای مطالعه تراوش در خاکهای غیر ایزوتروپ نیز می شود استفاده کرد . مقیاس جدید محور  $x$  ها از رابطه (۴) بدست می آید با این تغییر مقیاس ، شبکه جریان در خاکهای ایزوتروپ نیز تبدیل به مربع های مقوس می گردد ، که ترسیم آن ساده تر است . گرچه پس از ترسیم شبکه تبدیل یافته می توان با تغییر مقیاس به حالت اول ، شبکه تبدیل نیافته جریان را رسم کرد ، ولی معمولاً نیازی به این کار نیست ؛ زیرا ، از شبکه تبدیل یافته به خوبی می توان اطلاعات لازم را بدست آورد .  
ضریب آبگذری برای شبکه جریان تبدیل یافته ، از رابطه زیر بدست می آید :

$$K' = \sqrt{K_X K_Z} \quad (\text{رابطه ۷})$$

درستی رابطه (۷) را می توان با استفاده از شکل زیر برای يك حالت ساده نشان داد :



تصویر فوق یک جزء کوچک از شبکه جریان را در خاک غیر ایزوتروپ ، با مقیاس عادی و مقیاس تبدیل (تغییر) یافته نشان می دهد . جریان در جهت محور  $x$  ها می باشد ؛ تبدیل نیز در همین محور صورت گرفته است .

سرعت جریان را مي توان بر اساس ضريب آبگذري معادل ،  $K'$  ، ( براي شبكه تبديل يافته ) و يا بر حسب ضريب آبگذري در جهت  $x$  ،  $K_x$  ( براي شبكه عادي ) بدست آورد :

$$V_x = -K' \frac{\partial h}{\partial X'} = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

با جايگزيني از رابطه ( ٤ ) مي شود نوشت :

$$K' \frac{\partial h}{\partial X \sqrt{k_z/k_x}} = K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

بنابراين :

$$K' = K_x \sqrt{K_z/K_x} = \sqrt{K_x K_z}$$

$K'$  را ضريب آبگذري معادل ايزوتروپ مي نامند .  
دبي را در اينجا مي توان به دو صورت محاسبه کرد :

$$(1) \quad q = K' H \frac{n_f}{n_d}$$

$n_f$  تعداد كانالهاي جريان در شبكه

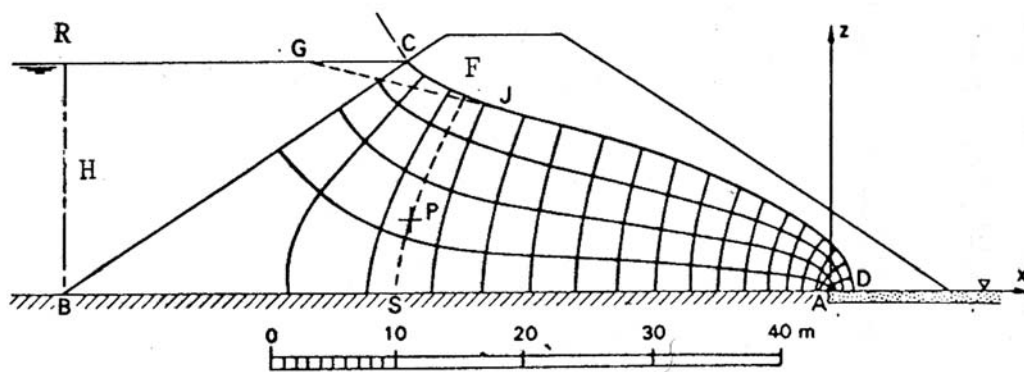
$n_d$  تعداد خطوط هم پتانسيل

$q$  دبي

$H$  ارتفاع آب بالا دست سد

$$(2) \quad q = 2K'X_0$$

که  $X_0$  با داشتن مختصات نقطه  $G$  بعنوان  $x, z$  از رابطه  $X = X_0 - \frac{z^2}{4X_0}$  محاسبه مي گردد .



ب - نقياس تبديل يافته

شبكه جريان در يك سد خاكي غير ايزوتروپ



## ۲-۶ برنامه رسم شبکه جریان :

در این بخش با استناد به اصل تبدیل سازگار از برنامه Matlab استفاده کرده و نرم افزاری ایجاد کرده ایم تا ضمن رسم خطوط جریان و هم پتانسیل ( شبکه جریان ) مقادیر پتانسیل در هر نقطه ، فشار آب حفره ای در هر نقطه و دبی تراوش از زهکش را به ما می دهد. در زیر متن برنامه و یک مثال برای یک سد با خاک غیر ایزوتروپ ذکر شده است .

## ۲-۷ متن برنامه در محیط Matlab :

```
clear
% *****
d = input('Enter length of base of dam[m]: ');
z1 = input('Enter Hight of dam[m]: ');
m1 = input('Enter Slope of upstream(m1): ');
m2 = input('Enter Slope of downstream(m2): ');
shib1=1/m1;
shib2=-1/m2;
% *****
kx = input('Enter kx[m/s]: ');
ky = input('Enter ky[m/s]: ');
Lf = input('Enter length of filter(Lf)[m]: ');
L=d-Lf;
h = input('Enter water level[m]: ');
kk=sqrt(kx/ky); % scale factor
kp=sqrt(kx*ky);
% *****
hc=h/shib1;
gc=.3*hc;
gh=.7*hc;
xg=-(L-gh)*kk;
h=floor(h);
x0=(4*xg+sqrt(16*xg^2+16*h^2))/8;
q=2*kp*x0
c=-1/(2*kp*q);
ll=-kp*h;
hh=q;
m=h^2/L;
n=ceil(m);
f=m/n;
%***** show point
x=input('Enter x[m]');
y=input('Enter y[m]');
hold on
plot(x*kk,y,'-r','color','black')
```

```

z=x*kk+i*y;
W=sqrt(z/c);
phi=abs(real(W)/ll*h)
up=9.8*(phi-y)
text(-L/2,1.5*z1,' head=')

% ****
% this mapping converts a rectangular shape (1x2) in (u,v) plane to a shape in
% (x,y) plane.

for j1=0:1:h;      % ci lines
    k1=0;
    clear z
    clear W
    for k2=0:10;
        k1=k1+1;
        W(k1)=j1*ll/h+k2/10*i*hh;
    end

    z=c*W.^2;

    plot ( real(z) , imag(z),'LineWidth',2)
    axis([-L*kk Lf*kk 0 kk*(L+Lf)])
end

for j3=0:f:m;      % phi lines
    k1=0;
    clear z
    clear W
    for k3=0:10;
        k1=k1+1;
        W(k1)=k3/10*ll+j3*i*hh/m;
    end

    z=c*W.^2;
    plot ( real(z), imag(z),'color','red','LineWidth',2)
end

clear z
clear W
xz=round(z1/(shib1)-L)*kk;
xz1=round(z1/(shib2)+Lf)*kk;
W(1)=-L*kk;
W(2)=xz+z1*i;

```

```

W(3)=xz1+z1*i;
W(4)=Lf*kk;
z=W;
W=[W W(1)]; z=[z z(1)];
hold on
plot(real(W), imag(W),real(z), imag(z))
axis square
grid on
% Water behind dam
clear z
clear W
W(1)=-L*kk+i*h;
W(2)=round(h/(shib1)-L)*kk+i*h;
W(3)=-L*kk;
z=W;
W=[W W(1)]; z=[z z(1)];
%y=h.*ones(size(x))
%plot(x,y,'color','b')
plot(real(W), imag(W),real(z), imag(z))
fill(real(z), imag(z),'b')

% *****

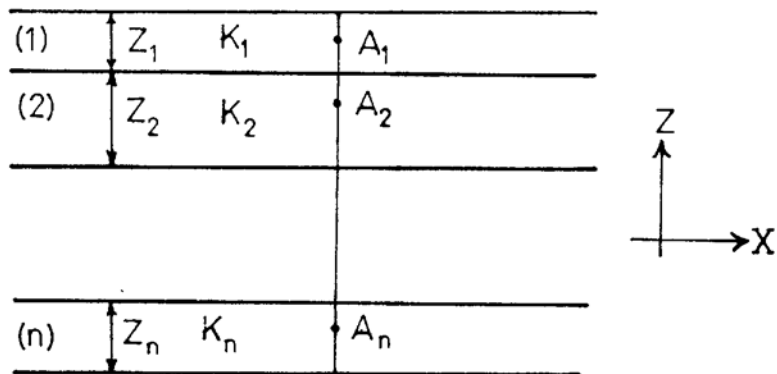
clear x
clear y
x=0:.1:Lf;
y=-.1.*ones(size(x));
plot(x,y,'color','black','LineWidth',4)

%W=[W W(1)]; z=[z z(1)]
hold on

```

## ۲-۸ ضریب آبگذری در خاکهای غیر همگن : {۱}

شکل زیر چند لایه خاک ایزوتروپ را به ضخامت های  $Z_1, Z_2, \dots, Z_n$  نشان می دهد . ضریب آبگذری این خاکها به ترتیب  $K_1, K_2, \dots, K_n$  می باشد . چنانچه لایه ها غیر ایزوتروپ باشند ، به جای  $K_1, K_2, \dots, K_n$  ضریب آبگذری معادل ایزوتروپ این لایه ها ، یعنی  $K'_1, K'_2, \dots, K'_n$  را در نظر می گیریم . در هر حال ، تمام لایه ها را می شود بصورت یک لایه واحد خاک همگن و غیر ایزوتروپ با ضخامت  $(Z_1 + Z_2 + \dots + Z_n)$  در نظر گرفت که در این صورت ضریب آبگذری متوسط این خاک را در جهت های  $Z, X$  با  $\bar{K}_z, \bar{K}_x$  نشان می دهیم . توجه داریم که مرز بین لایه ها افقی است .



### ۲-۸-۱ جریان افقي :

برای جریان يك بعدي افقي خطوط هم پتانسیل در هر لایه به صورت عمودي است ، اگر بار پتانسیل کل برای نقاط  $A_1, A_2, \dots, A_n$  که بر روی يك خط عمودي و در لایه ها (۱) و (۲) و ... و (n) قرار گرفته اند به ترتیب برابر با  $h_1, h_2, \dots, h_n$  باشد ، از آنجا که در هر دو لایه بار پتانسیل کل برای دو لایه یکی است :  $h_1 = h_2 = \dots = h_n$  می باشد ؛ بنابراین ، هر خطی که عمود بر لایه ها باشد يك خط هم پتانسیل مشترك بین آنهاست . این مطلب می رساند که گرادیان هیدرولیکی که در جهت x ،  $(i_x)$  لایه ها و نیز لایه معادل ( به ضخامت  $(z_1 + z_2 + \dots + z_n)$  ) با هم برابرند .

اگر دبی در واحد طول ، در لایه های (۱) و (۲) و ... و (n) به ترتیب با  $q_1, q_2, \dots, q_n$  نشان داده شود ، دبی کل ( q ) برابر می شود با :

$$q = q_1 + q_2 + \dots + q_n$$

و یا :

$$\bar{K}_X i_X (Z_1 + Z_2 + \dots + Z_n) = K_1 i_X Z_1 + K_2 i_X Z_2 + \dots + K_n i_X Z_n$$

$$\bar{K}_X = \frac{K_1 Z_1 + K_2 Z_2 + \dots + K_n Z_n}{Z_1 + Z_2 + \dots + Z_n}$$

$$\bar{K}_X = \frac{\sum_{i=1}^n K_i Z_i}{\sum_{i=1}^n Z_i}$$

( رابطه ۱ )

### ۲-۸-۲ جریان عمودي :

در جریان عمودي ، با توجه به اصل پیوستگی جریان ، سرعت جریان ، یا در واقع دبی در واحد سطح در هر يك از لایه ها و نیز لایه معادل باید با هم برابر باشند ، بنابراین :

$$V = V_1 = V_2 = \dots = V_n$$

اگر گرادیان هیدرولیکی را برای لایه ها به ترتیب با  $i_1, i_2, \dots, i_n$  و گرادیان هیدرولیکی متوسط را برای لایه معادل به ضخامت  $(Z + Z_2 + \dots + Z_n)$  با  $\bar{i}_Z$  نشان دهیم می شود نوشت :

$$V = \bar{K}_Z \bar{i}_Z = K_1 i_1 = K_2 i_2 = \dots = K_n i_n$$

$$V = \bar{K}_Z \frac{\sum_{i=1}^n \Delta h_i}{\sum_{i=1}^n Z_i} = K_1 \frac{\Delta h_1}{Z_1} = K_2 \frac{\Delta h_2}{Z_2} = \dots = K_n \frac{\Delta h_n}{Z_n}$$

در نتیجه :

$$\sum_{i=1}^n \Delta h_i = \frac{V \sum_{i=1}^n Z_i}{\bar{K}_Z} \quad \text{و} \quad \Delta h_1 = \frac{V Z_1}{K_1}$$

$$\Delta h_2 = \frac{V Z_2}{K_2} \quad \text{و} \quad \Delta h_n = \frac{V Z_n}{K_n}$$

اما :

$$\sum_{i=1}^n \Delta h_i = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n$$

بنابراین :

$$\frac{V \sum_{i=1}^n Z_i}{\bar{K}_Z} = \frac{V Z_1}{K_1} + \frac{V Z_2}{K_2} + \dots + \frac{V Z_n}{K_n}$$

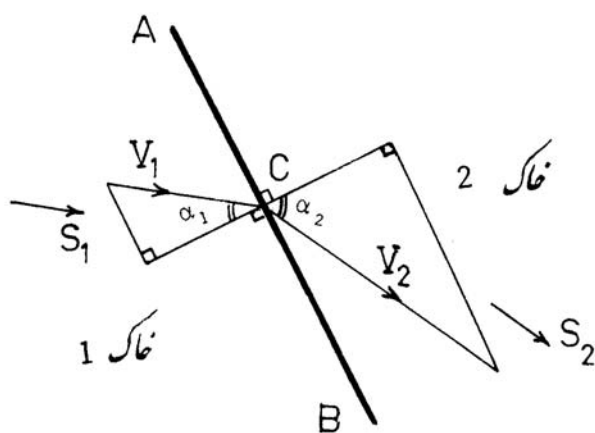
( رابطه ۲ )

$$\bar{K}_Z = \frac{\sum_{i=1}^n Z_i}{\sum_{i=1}^n \frac{Z_i}{K_i}}$$

### ۲-۸-۲ عبور جریان از مرز مشترك دو خاك {۱}

در شکل زیر خط مایل  $AB$  مرز مشترك بين دو خاك ایزوتروپ ( ۱ ) و ( ۲ ) می باشد . ضریب هدایت آبی این خاکها به ترتیب برابر با  $K_2, K_1$  است . امتداد خطوط جریان عمود یا موازی  $AB$  نبوده ، بلکه به طور مایل آنرا قطع می کنند . چنانچه سرعت جریان را در نزدیکی نقطه  $C$  در خاکهای ( ۱ ) و ( ۲ ) به ترتیب با  $V_2, V_1$  و امتداد آنها را با  $S_2, S_1$  نشان دهیم ، از آنجا که جریان در امتداد مؤلفه عمودی پیوسته است می شود نوشت :

$$V_1 \cos \alpha_1 = V_2 \cos \alpha_2$$



عبور جریان از مرز مشترک دو خاک

$$K_1 \frac{\partial h}{\partial S_1} \cos \alpha_1 = K_2 \frac{\partial h}{\partial S_2} \cos \alpha_2 \quad (\text{رابطه ۳})$$

$\alpha_1, \alpha_2$  به ترتیب زاویه بین بردارهای سرعت و خط عمود بر  $AB$  در نقطه  $C$  است. اکنون با توجه به این نکته که در مرز مشترک دو خاک بار هیدرولیکی (هم چنین بار فشاری) برای دو خاک یکسان است می توان نوشت:

$$\frac{\partial h}{\partial S_1} \sin \alpha_1 = \frac{\partial h}{\partial S_2} \sin \alpha_2 \quad (\text{رابطه ۴})$$

از تقسیم رابطه (۳) به (۴) رابطه زیر بدست می آید.

$$K_1 \cot \alpha_1 = K_2 \cot \alpha_2$$

و یا: (رابطه ۵)

$$\tan \alpha_2 = \frac{K_2}{K_1} \tan \alpha_1$$

این رابطه نشان می دهد که خط جریان در موقع عبور از خاک (۱) به (۲) چگونه تغییر مسیر می دهد. در یک شبکه جریان، تغییر مسیر هر یک از خطوط جریان، هنگام عبور از یک خاک به خاک دیگر، از رابطه بالا پیروی می کند؛ بنابراین از رابطه مذکور می شود برای رسم شبکه جریان در خاکهای نا همگن استفاده کرد.

$$\Delta \psi = \frac{\Delta n}{\Delta S} \Delta \phi \quad \Delta q = \frac{\Delta n}{\Delta S} K \Delta h$$

چنانچه بخواهیم  $\Delta q$  (دبی کانالهای جریان) و  $\Delta h$  (اختلاف بار هیدرولیکی بین خطوط هم پتانسیل متوالی) برای هر کانال جریان و هر خط هم پتانسیل که در دو طرف مرز مشترک دو خاک قرار می گیرند تغییر ننماید، با توجه به رابطه بالا باید:

$$\left( \frac{\Delta n}{\Delta S} \right)_1 K_1 = \left( \frac{\Delta n}{\Delta S} \right)_2 K_2$$

(اندیس های ۱ و ۲، معرف خاکهای (۱) و (۲) است)

واضح است که اگر بخواهیم در خاک ( ۱ ) شبکه از مربع های مقوس تشکیل شود باید :

$$\left(\frac{\Delta n}{\Delta S}\right)_1 = 1$$

باشد ، بنابراین برای خاک ( ۲ ) :

$$\left(\frac{\Delta n}{\Delta S}\right)_2 = \frac{K_1}{K_2} \quad (\text{رابطه ۶})$$

لذا ؛ در خاک ( ۲ ) به جای مربع های مقوس ، مستطیل های مقوس خواهیم داشت . نسبت بین ابعاد مستطیل ها از رابطه ( ۶ ) محاسبه می شود .

### ۲-۹ روش های عددی حل معادله جریان آب در خاکهای اشباع {۱}

امروزه به دلیل پیشرفت کامپیوتر ، روشهای عددی بیش از پیش برای حل معادله حرکت آب در خاک مورد استفاده قرار می گیرند . در این روشها ، هدف به دست آوردن مقدار تابع ( جواب معادله ) در نقاط مشخصی از شبکه می باشد . یکی از محاسن روشهای عددی این است که مسئله مورد نظر را می توان با هر نوع شرط اولیه و شرائط مرزی حل کرد . معروفترین روشها عبارتند از تفاضلهای محدود ( Finite Difference ) و روش اجزاء کوچک محدود ( Finite Element Method ) . روش تفاضلهای محدود در حل مسائل مربوط به حرکت آب در خاک کاربرد وسیعی دارد و خود به چندین روش تقسیم می شود . در این قسمت ، حل معادله حرکت آب در خاک کاربرد وسیعی دارد و خود به چندین روش تقسیم می شود . در این قسمت ، حل معادله حرکت آب در خاکهای اشباع ( معادله لاپلاس ) ، با استفاده از روش صریح ( Explicit ) تفاضل های محدود ، شرح داده می شود .

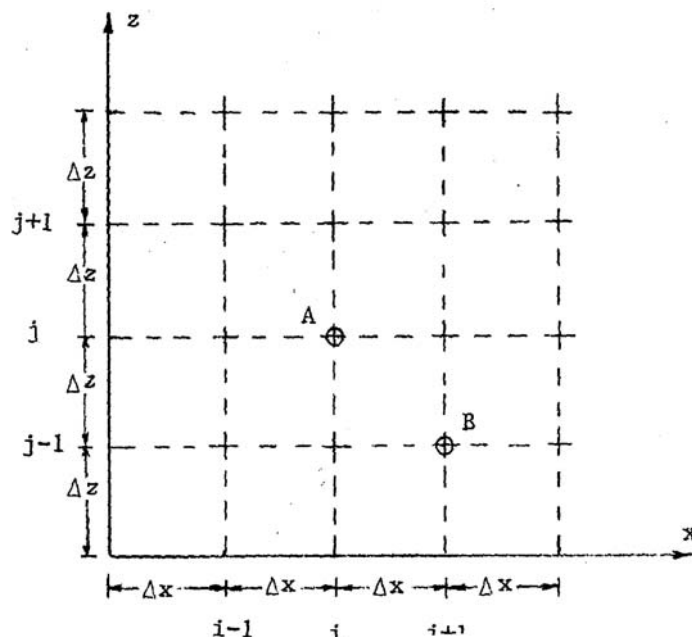
معادله عمومی حرکت آب در خاکهای اشباع و همگن در دو بعد را می توان به صورت زیر نوشت :

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = 0 \quad (1)$$

در روش تفاضل های محدود سطح مورد نظر ( سطح  $X-Z$  ) به شبکه ای متشکل از گره ها تقسیم می شود . هرگاه با مختصات  $Z, X$  اش که در اینجا با زیرنویس  $i, j$  نشان داده می شود ، مشخص می گردد . به طور مثال جواب معادله ( ۱ ) در نقطه  $A$  به صورت  $h_{i,j}$  و در نقطه  $B$  به صورت  $h_{i+1,j-1}$  مشخص می شود .

$h$  بار پتانسیل کل می باشد ، بنابراین  $h_{i,j}$  بار پتانسیل کل در نقطه ای به طول  $i$  و عرض  $j$  می

باشد .



در روش تفاضلهای محدود ، مشتقات جزئی با استفاده از بسط تیلور به دست می آیند .  
 بطور مثال ، برای محاسبات مشتقات جزئی مرتبه دوم  $\frac{\partial^2 h}{\partial X^2}$  و یا  $\frac{\partial^2 h}{\partial Z^2}$  به ترتیب زیر عمل می شود :  
 ابتدا بسط تیلور را برای  $h_{i-1,j}$  و  $h_{i+1,j}$  می نویسیم .

$$h_{i+1,j} = h_{i,j} + \Delta X \left( \frac{\partial h}{\partial X} \right)_{i,j} + \frac{(\Delta X)^2}{2!} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \right)_{i,j} + \frac{(\Delta X)^3}{3!} \left( \frac{\partial^3 h}{\partial X^3} \right)_{i,j} + \dots \quad (۲- الف)$$

$$h_{i-1,j} = h_{i,j} - \Delta X \left( \frac{\partial h}{\partial X} \right)_{i,j} + \frac{(\Delta X)^2}{2!} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \right)_{i,j} - \frac{(\Delta X)^3}{3!} \left( \frac{\partial^3 h}{\partial X^3} \right)_{i,j} + \dots \quad (۲- ب)$$

با جمع کردن روابط بالا ، رابطه زیر بدست می آید :

$$h_{i+1,j} + h_{i-1,j} = 2h_{i,j} + 2 \frac{(\Delta X)^2}{2!} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \right)_{i,j} + 2 \frac{(\Delta X)^4}{4!} \left( \frac{\partial^4 h}{\partial X^4} \right)_{i,j} + \dots$$

با حذف جملاتی که در آنها توان عبارت  $(\Delta X)$  از چهار به بالا می باشد ، می توان رابطه زیر را بدست آورد :

$$\left( \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \right)_{i,j} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta X)^2} \quad (۳)$$

برای جهت z ها نیز می توان با روش مشابهی رابطه زیر را به دست آورد :

$$\left( \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} \right)_{i,j} = \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{(\Delta Z)^2} \quad (۴)$$

با جایگزین کردن روابط (۳) و (۴) در رابطه (۱) می توان نوشت :

$$K_X \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta X)^2} + K_Z \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{(\Delta Z)^2} = 0$$

از این رابطه می توان  $h_{i,j}$  را بدست آورد :

$$h_{i,j} = \frac{1}{2(A+B)} [Ah_{i-1,j} + Ah_{i+1,j} + Bh_{i,j-1} + Bh_{i,j+1}] \quad (۵)$$

که در آن  $A = \frac{K_X}{(\Delta X)^2}$  و  $B = \frac{K_Z}{(\Delta Z)^2}$  می باشد .

برای خاکهای ایزوتروپ که  $K_X = K_Z = K$  می باشد . چنانچه  $\Delta X = \Delta Z$  باشد ، رابطه (۵) را بصورت زیر می توان نوشت :



$$h_{i,j} = \frac{1}{4}(h_{i-1,j} + h_{i+1,j} + h_{i,j-1} + h_{i,j+1}) \quad (6)$$

این رابطه نشان می دهد که برای تعیین پتانسیل کل در هر گره ، پتانسیل کل در گره های اطراف آن باید معلوم باشد .

برای حل يك سیستم  $n$  معادله و  $n$  مجهول راه حل های عددی مختلفی وجود دارد .  
 بعنوان مثال میتوان از روشهای « حذف گوسی » ( Gauss Elimination Method ) ، « گوس - سیدل » ( Gauss-Seidle Method ) جایگزینی متوالی ( Successive Substitution Method ) و « نیوتن - رافسون » ( Newton-Raphson Method ) نام برد.

روش جایگزینی متوالی ، که گاهی به آن روش « واهلش » نیز می گویند ، روش نسبتاً ساده ای است که آنرا در اینجا مورد بحث قرار می دهیم . در این روش ابتدا اعدادی برای مقادیر مجهول فرض می کنند . بعنوان مثال همه آنها را می توان صفر در نظر گرفت . سپس با استفاده از دستگاه معادلات ( 6 ) مقادیر جدیدی برای مجهولات محاسبه کرد . مجدداً با جایگزین کردن مقادیر جدید محاسبه شده در دستگاه معادلات ( 6 ) مقادیر جدیدتری برای مجهولات به دست آورد . این عمل را باید آنقدر تکرار کرد تا اختلاف مقادیر به دست آمده در دو تکرار متوالی بسیار کم باشد . بدیهی است هر چه مقادیر فرض شده اولیه به واقعیت نزدیک تر باشد ، تعداد تکرارها برای رسیدن به جواب واقعی کمتر خواهد بود .

روشن است که چنانچه سطح مورد نظر بزرگ و تعداد گره ها زیاد باشد ، حل معادلات چند مجهولی به صورت دستی بسیار وقت گیر خواهد بود . لذا ، در اینگونه موارد استفاده از کامپیوتر امری اجتناب ناپذیر است . به این دلیل برنامه ای به زبان Basic برای حل معادله لاپلاس با استفاده از روش « واهلش » نوشته شده است.

## ۲-۱۰ متن برنامه :

```

10 REM EXAMPLE SOLUTION OF LAPLACE EQUATION BY RELAXATION METHOD
20 REM
30 DIM H(50,50)
40 PRINT "ENTER MAXIMUM LENGTH IN X-DIRECTION AND OX"
50 INPUT LX, DX
60 NX=LX/DX+1
70 PRINT "ENTER MAXIMUM LENGTH IN Y-DIRECTION AND DY"
80 INPUT LY, DY
90 NY=LY/DY+1
100 PRINT "NO. OF ITERATION AND TOLERANCE"
110 PRINT "ENTER 0 FOR DEFAULT VALUES"
120 INPUT D
130 IF D=0 THEN ITMAX=50: EPSMAX=.001: GOTO 160
140 INPUT ITMAX, EPSMAX
150 REM INITIALIZ VALUES OF H
160 FOR I=1 TO NX
170 FOR J=1 TO NY
180 H(I,J)=0

```

```

190 NEXT J: NEXT I
200 REM BOUNDARY CONDITIONS
210 PRINT "ENTER VALUES OF H(1,1),H(2,1),..... H(";NX;",1)"
220 FOR I=1 TO NX: INPUT H(I,1): NEXT I
230 PRINT "ENTER VALUES OF H(1,";NY;"),H(2,";NY;"),...HC";NX;",";NY;")"
240 FOR I=1 TO NX: INPUT H(I,NY): NEXT I
250 PRINT "ENTER VALUES OF H(1,1),H(1,2),..... H(1,";NY;")"
260 FOR I=1 TO NY: INPUT H(1 ,I): NEXT I
270 PRINT "ENTER VALUES OF H(";NX;",";1),H(";NX;",";2),...H(";NX;",";NY;")"
280 FOR I=1 TO NY: INPUT H(NX,I): NEXT I
290 REM CALCULATE SUCCESSIVE BETTER APPROXIMATIONS FOR HYDRAULIC HEAD
300 REM AT All GRID POINTS. ITERATING UNTIL SATISFACTORY CONVERGENCE
310 REM IS ACHIEVED.
320 REM
330 FOR ITER=1 TO ITMAX
340 EPS=0
350 FOR I=2 TO NX-1
360 FOR J=2 TO NY-1
370 HO=H(I,J)
380 H(I,J)=(H(I,J+1)+H(I,J-1)+H(I+1,J)+H(I-1,J))/4
390 EPS1=ABS(H(I,J)-HO)
400 IF EPS1>EPS THEN EPS=EPS1
410 NEXT J
420 NEXT I
430 IF FPS<=FPSMAX THEN 470
440 NEXT ITER
450 PRINT: PRINT "AFTER ";ITER;" ITERATIONS NO CONVERGENCE"
460 STOP
470 PRINT: PRINT "AFTER ";ITER;" ITERATIONS THE RESULTS ARE:"
480 FOR I=1 TO NX
490 FOR J=1 TO NY
500 PRINT "H(";I;",";J;")= ";H(I,J)
510 NEXT J
520 PRINT
530 NEXT I
540 END

```

### مثال (۲-۱) :

با استفاده از تصویر ارائه شده در توضیحات برنامه پتانسیل کل را برای نقاط ۱ و ۲ و ۳ با استفاده از برنامه کامپیوتری به دست آورید . فاصله گره ها از یکدیگر ۱۰۰ متر است .

**حل:**

RUN  
EMTER MAXIMUM LENGTH IN X -DIRECTION AND DX

? 300,100  
 ENTER MAXIMUM LENGTH IN Y-DIRECTION AND DY  
 ? 300,100  
 NO. OF ITERATION AND TOLERANCE  
 ENTER 0 FOR DEFAULT VALUES  
 ? 0  
 ENTER VALUES OF H(1,1),H (2,1) , . . . . H (4,1)  
 ? 100  
 ? 100  
 ? 100  
 ? 100  
 ENTER VALUSE OF H(1,4),H(2,4),...,H(4,4)  
 ? 30  
 ? 30  
 ? 30  
 ? 30  
 ENTER VALUSE OF H(1,1),H(1,2),...,H(1,4)  
 ? 100  
 ? 30  
 ? 30  
 ? 30  
 ENTER VALUES OF H(4,1),H(4,2),...,H(4,4)  
 ? 100  
 ? 30  
 ? 30  
 ? 30

AFTER 10 ITERATIONS THE RESULTES ARE:

H( 1 , 1 )=100  
 H( 1 , 2 )=30  
 HI 1 , 3 )=30  
 H( 1 , 4 )=30

H( 2 , 1 )=100  
 H( 2 , 2 )=56.24988  
 H( 2 , 3 )=58.74994  
 H( 2 , 4 )=30

H( 3 , 1 )=100  
 H( 3 , 2 )=56.24994  
 H( 3 , 3 )=3874997  
 H( 3 , 4 )=30

H( 4 , 1 )=100  
 H( 4 , 2 )=30  
 H( 4 , 3 )=30  
 H( 4 , 4 )=30

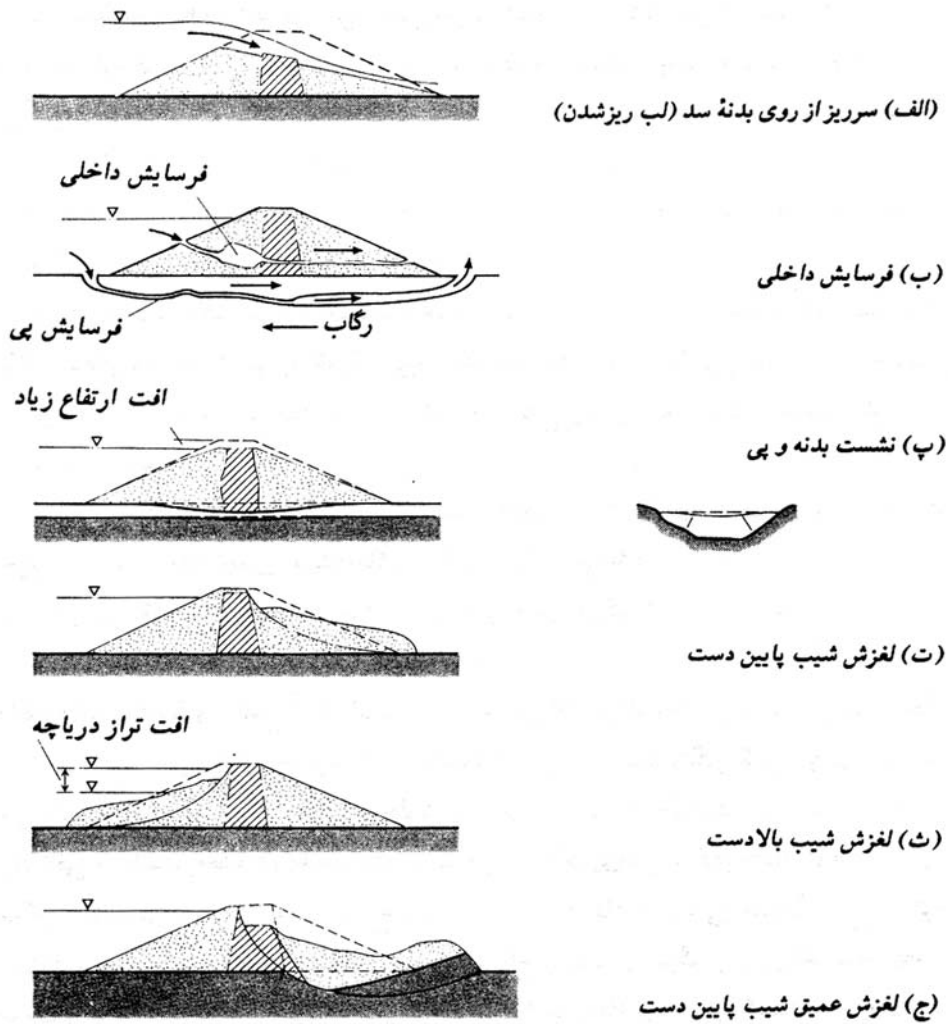
Ok

# فصل سوم

- أشكال مختلف خرابي در يك سد خاكريزه اي
- كنترل تراوش

## ۲-۱ اشکال مختلف خرابی در یک سد خاکریزه ای {۴}

در تصاویر زیر ، مکانیسم مختلف خرابی سدهای خاکریزه ای نشان داده شده است . مکانیسم های مختلف خرابی به یکدیگر مرتبط هستند . به عنوان مثال لبریز شدن سد خاکی می تواند ناشی از کم بودن ظرفیت سرریز ، یا کم بودن ارتفاع آزاد و یا تغییر شکل و نشست تابع زمان پی و یا بدنه سد باشد . مکانیسم های فرسایش داخلی و لبریز شدن دارای اهمیت خاصی می باشند و علت اکثر خرابی ها و یا صدمات جدی به سدها ناشی از این دو عامل می باشد .



مکانیسم های مختلف خرابی سدهای خاکی

### ۲-۱-۱ تشریح مکانیسم های مختلف خرابی {۴}

( الف ) لبریز شدن و ارتفاع آزاد :

لبریز شدن به حالي گفته مي شود که در آن آب درياچه از بالاي تاج سد سرریز نمايد که در چنین حالي به واسطه فرسایش و آب شستگی کل موجودیت سد می تواند به خطر بیفتد. عوامل مؤثر در جلوگیری از لبریز شدن سد. ظرفیت کافي سرریز و ارتفاع آزاد کافي می باشد. به هنگام رخداد سیلاب، اگر ظرفیت آبگذری سرریز کافي نباشد، آب درياچه ممکن است بیش از حد بالا آمده و از تاج سد سرریز نماید.

**ارتفاع آزاد**، یعنی اختلاف ارتفاع بین تراز حداکثر سطح درياچه در تخلیه سیلاب و تراز حداقل تاج، باید برای جلوگیری از لبریز شدن سد بعلت موجهای تولید شده در سطح درياچه کافي باشد. در انتخاب ارتفاع آزاد باید به نشست تابع زمان بدنه و پی زیر سد توجه دقیق نمود.

#### **( ب ) پایداری :**

بدنه و پی سد باید در هنگام ساخت و تمام شرایط بهره برداری پایدار باشد. به همین علت شیبهای وجوه بالادست و پائین دست باید به قدر کافي ملایم و وضعیت تنشها در بدنه و پی سد نسبت به خرابی برش به قدر کافي مطمئن باشد.

#### **( پ ) کنترل تراوش ( نشت ) :**

برای جلوگیری از فرسایش به علت پدیده رگاب ( piping ) و مهاجرت مصالح ریزدانه از هسته نفوذ ناپذیر، و باتلاقی شدن پائین دست، باید تراوش آب از بدنه و پی سد کنترل شده باشد. بنابراین شیب هیدرولیکی، فشار و سرعت تراوش باید به حد مجاز برای مصالح انتخابی نگه داشته شوند.

#### **( ت ) محافظت شیب بالادست :**

شیب بالادست سد باید در مقابل فرسایشهای موضعی به علت تأثیر موج، و فشار و حرکت یخ به نحو مناسبی محافظت گردد.

#### **( ث ) آب بندی نمودن لوله های عبور داده شده از بدنه سد :**

باید به آب بندی نمودن محیط لوله ها و یا هرگونه مجاری عبور داده شده از جسم سد توجه خاص نمود و با تعبیه جزئیات مناسب از هر گونه احتمال نشت از این ناحیه جلوگیری کرد.

در جدول صفحه بعد انواع مشخصات، علل و راه جلوگیری از مکانیسم های خرابی سدهای خاکریزه ای ارائه شده است.

### مکانیسم های خرابی سدهای خاکریزه ای و روشهای جلوگیری از آنها

خرابی	مشخصه	علت	راه علاج
<b>خارجی</b>			
لبریز شدن	جریان از روی سد و فرسایش آن	سرریز و یا ارتفاع آزاد ناکافی نشست بدنه و یا پی	افزایش ارتفاع آزاد و یا ظرفیت سرریز ، جریان نشست و یا اضافه کردن ارتفاع
فرسایش موج	خسارت به شیب بالادست	غشاء محافظ صدمه می بیند	نگهداری و طراحی صحیح
فرسایش پنجه	جریان سیل باعث خسارت به پنجه می شود	مسیر کانال تخلیه سرریز بد انتخاب شده	دقت در طرح هیدرولیکی صحیح و دیوار محافظ
چسبناک شدن	فرسایش شیب پائین دست به علت بارندگی	زهکشی سطحی ناقص	چمن کاری شیب و یا زهکشی درست آن
<b>نشست داخلی</b>			
اتلاف آب	افزایش نشست	پی نفوذ پذیر آب بند ناقص ترك داخلی	برده آب بند و یا تزریق هسته دقت در طرح و تزریق
فرسایش نشست	نشست کدر	ترك داخلی نشست از اطراف تونل تخلیه	زهکشی داخلی ، فیلترها و ناحیه بندی صحیح خاکریز استفاده از حلقه های آب بند
<b>ناپایداری</b>			
لغزش پی	تغییر شکل هندسه بدنه سد	پی ضعیف و فشار حفره ای بالا فشار حفره ای زیاد ، شیب تند و افت سریع آب دریاچه حرکت یا شک سریع - خاکهای لای حداکثر ریسک را دارا هستند	تحکیم و زهکشی پی و اصلاح آن زهکشی ، شیب تخت و احداث برم تراکم کافی و یا اضافه کردن برم پنجه
شیب بالادست			
لغزش جریان	مکانیسم جریان سریع		
<b>تغییر شکل</b>			
نشست	کم شدن ارتفاع آزاد	تغییر شکل بعلت تحکیم بدنه یا پی و یا بعلت فرسایش داخلی	افزایش ارتفاع آزاد ، فیلتر محافظ و طرح خوب جزئیات داخلی
داخلی	تغییر شکل هندسه خارجی و ترك داخلی	تغییر شکل نسبی نواحی و مصالح	طرح خوب جزئیات داخلی با نواحی انتقال عریض

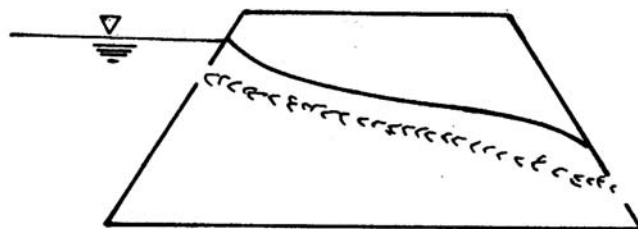
### ۲-۲ فرسایش درونی (رگاب)

در طرح يك سد خاكي باید در صورت امکان نوع خاك طوري انتخاب شود که اثر زیان آور تراوش آب حذف و یا کاهش داده شود . در محلهايي که گرايدان هیدرولیکی زیاد است ، ممکن است تراوش منجر به فرسایش و پیدایش مجراهایی در داخل سد شود . این

فرسایش در مواردی که خاک به خوبی کوبیده نشده باشد بیشتر است و ممکن است موجب خرابی سد شود. به همین دلیل است که برای کاهش میزان تراوش از یک هسته مرکزی ناتراوا استفاده می‌گردد. عملاً تمام بار آبی در این هسته از بین می‌رود. در صورتیکه هسته باریک باشد گرادیان هیدرولیکی قابل ملاحظه‌ای بوجود می‌آید و در صورتیکه گرادیان هیدرولیکی خروجی از هسته مرکزی سد قابل ملاحظه باشد خط فرسایش زیادی در فصل مشترک خاک مجاور هسته مرکزی وجود دارد برای حفاظت از این خط می‌توان از یک لایه زهکش که بین هسته مرکزی و لایه خاک در پائین دست قرار دارد استفاده نمود. {۶}

در واقع می‌توان چنین گفت که چنانچه گرادیان هیدرولیکی در قسمت تراوش آب از شیب بدنه سد در قسمت پائین دست زیاد شود، ممکن است موجب شسته شدن خاک، بخصوص اگر عمل تراکم به خوبی انجام نشده باشد، گردد. این عمل یک پدیده پیش رونده است. ابتدا ریزترین ذرات شسته می‌شوند. با شسته شدن این ذرات، مقاومت خاک در مقابل جریان کم شده و گرادیان هیدرولیکی افزایش می‌یابد. با افزایش گرادیان هیدرولیکی، ذرات درشت تر شسته می‌شوند و به تدریج عمل فرسایش با سرعت بیشتری انجام گرفته و موجب تشکیل تونلی در درون سد می‌گردد. به این تونل درونی Pipe و به پدیده تشکیل آن Piping یا فرسایش درونی یا رگاب می‌گویند. {۱}

زمانیکه تونل مزبور با پیشروی خود به قسمت بالا دست برسد، آب مستقیماً وارد آن شده و با سرعت زیاد جریان پیدا می‌کند. جریان آب موجب گشادتر شدن تونل می‌گردد. در این مرحله سقف تونل فرو می‌ریزد و شکسته شدن کامل سد به وقوع می‌پیوندد.

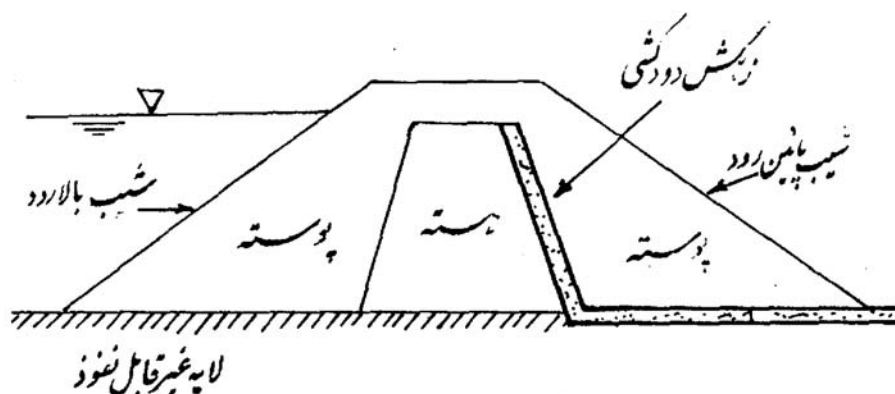


شکل - پدیدهٔ فرسایش درونی (Piping)

پدیدهٔ Piping، یک پدیدهٔ پیش رونده است. با بازرسی مرتب سد می‌توان به موقع به وجود آن پی برد. این پدیده ممکن است مدتها بعد از ساخته شدن سد بوجود آید، مشروط بر آنکه عاملی موجب افزایش قابل ملاحظه گرادیان هیدرولیکی در قسمت خروج گردد. چنانچه در قسمت خروج؛ از فیلتر مناسب استفاده شود، خطر فرسایش درونی از بین رفته و یا به مقدار زیادی کاهش می‌یابد. انتخاب فیلتر مناسب با استفاده از منحنی دانه بندی صورت می‌گیرد.



در سدهای خاکی، چنانچه امکان انتخاب خاک مناسب در محل باشد طراحی به ترتیبی انجام می‌گیرد که اثرات مخرب تراوش حذف و یا به حداقل ممکن برسد. برای کاهش تراوش سد را از دو قسمت هسته یا مغزی و پوسته می‌سازند. عملاً تمام افت انرژی در هسته، که در مقایسه با پوسته نفوذ پذیری بسیار کمی دارد، صورت می‌گیرد، لذا، چنانچه ضخامت هسته کم باشد، گرادیان هیدرولیکی بزرگی بوجود می‌آید. محل بحرانی مرز، بین هسته و پوسته است؛ زیرا، آب با گرادیان هیدرولیکی بالایی از آن خارج می‌شود. برای جلوگیری از این خطر، از نوع مخصوصی زهکش، به نام «زهکش دودکشی» استفاده می‌شود. این زهکش تشکیل شده از یک فیلتر که دانه بندی آن باید به ترتیبی طراحی گردد که بتواند مانع عبور ذرات خاک از هسته گشته و از به اشباع در آمدن قسمتی از سد که در سمت پائین رود قرار دارد نیز جلوگیری کند.



شکل - سد خاکی با هسته و زهکش دودکشی

چنانچه نفوذ پذیری خاک بستر بیشتر از خود سد باشد، باید با اضافه کردن مسیر جریان مقدار تراوش را کاهش داد. استفاده از کف بند غیر قابل نفوذ در قسمت بالادست می‌تواند موجب کاهش تراوش گردد. استفاده از دیواره آب بند نیز طریقه دیگری است برای کاهش تراوش از زمین زیر سد.

## ۲-۲ زهکشی در بدنه سد {۲}

زهکشی در بدنه سد به منظور جمع آوری و هدایت زه عبور کرده در بدنه و یا از شالوده می‌باشد و هدف آن این است که دامنه پایین دست حتی الامکان خشک نگاه داشته شود و نیز از ایجاد هرگونه اضافه فشار آب منفذی در مناطق مختلف سد جلوگیری گردد.

از آنجا که زهکش‌های دارای نفوذ پذیری زیاد ( و از قطعات درشت دانه ) می باشند، لازم است ارتباط آنها با بدنه و ( بخصوص با مغزه سد ) به صورت تدریجی باشد یعنی الزاماً منطقه ای به نام فیلتر بین زهکش و خاک بدنه تعبیه گردد . این فیلتر ممکن است از یک لایه و یا چند لایه تشکیل شده باشد که هر لایه ای برای لایه زیرین نقش فیلتر را دارد . وجود زهکشها همراه با منطقه فیلتر نه تنها موجب هدایت زه و گردآوری و تخلیه آب به مجاری پیش بینی شده می گردد بلکه در مواردی که منطقه های ضعیف احتمالی در اثر گرادیان هیدرولیکی آب برای شسته شدن و پوک شدن مستعد هستند ، وجود یک فیلتر مناسب از این پدیده جلوگیری می کند و اصطلاحاً از پیدایش عمل پاییننگ ( فرسایش درونی - رگاب ) ممانعت می کند ، و نیز مواردی که تکانهای حاصل از زلزله یا نشستهای نامساوی موجب ایجاد شکافهایی در جسم سد گردد و آب بتواند با سرعت و دبی زیاد و پیش بینی نشده ای از آن ترکها جریان یابد وجود فیلتر در تمامی مواردی که دو لایه با دانه بندی متفاوت در کنار یکدیگر قرار دارند و نیز جهت هدفهایی که در بالا ذکر گردید بویژه در طرفین مغزه سد ، ضروری است .

بعنوان یک معمار ، ظرفیت زهکشها برای عبور دادن آب زه باید حداقل دو برابر مقداری باشد که از رابطه دارسی حساب می شود . در مواردی که احتمال تقریبی در اندازه گیری ها باشد و یا تعیین مقدار دقیق ظرفیت بر اساس قانون دارسی میسر نباشد و در صورتی که احتمال ورود آب از مجاری دیگر به غیر از نفوذ زه وجود داشته باشد ، ضریب اطمینان را هر چقدر مقدور باشد بزرگتر انتخاب نمود ، زیرا درصدی که برای تأمین هزینه اضافی جهت ضخیمتر کردن زهکش به کار می رود سد را در برابر تخریبهای حاصل از عدم ظرفیت زهکش بیمه می کند .

### ۲-۲-۱ زهکش لایه ای افقی {۲}

این نوع زهکش که در دامنه پائین دست و در قاعده سد قرار می گیرد ، تمامی زه درون بدنه و قسمت عمده زه شالوده را ( در صورتیکه شالوده حاوی زه باشد ) به طرف بیرون سد هدایت می کند . این نوع زهکشها ، همانگونه که قبلاً اشاره شد بوسیله یک یا چند طبقه فیلتر به خاک بدنه سد مربوط می گردند . در مواردی ممکن است یک پنجه سنگی و یا چند طبقه فیلتر به خاک بدنه سد مربوط می گردند . در مواردی ممکن است یک پنجه سنگی و یا یک تراشه زهکشی در پنجه سد ، سیستم زهکشی افقی را تکمیل کند . نقش دیگری که زهکش افقی ممکن است داشته باشد در شرایطی است که شالوده تحکیم پذیر و نفوذ پذیر باشد ، در این صورت وجود لایه ای از زهکش افقی می تواند تحکیم لایه زیرین را ( در اثر وجود بار سد ) تسهیل و تسریع کند . طول و ضخامت زهکش باید بر اساس میزان محتمل زه

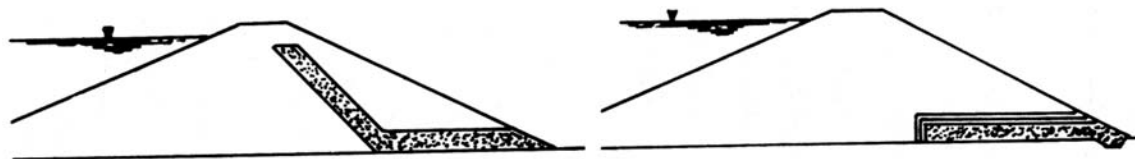
و شرایط دیگر تعیین گردد . عموماً می توان حداکثر طول زهکش افقی را با اطمینان کامل سه برابر ارتفاع سد در نظر گرفت ( شکل الف ) .

### ۲-۲-۲ زهکش مایل {۲}

قرار دادن زهکش مایل در نیمه پائین دست سد با شیبه‌های مختلف در سدهای همگن نیز کاملاً معمولی است ابتدای این نوع زهکش تقریباً به محور سد یعنی تا زیر تاج آن می رسد و انتهای آن به زهکش افقی متصل می گردد ( شکل ب ) .

وجود این نوع زهکش که عمدتاً هدایت زه به زهکش افقی است ، در مناطق زلزله خیز به پایداری سد نیز کمک می کند ، زیرا در صورت بروز شکستگی ها در بخش غیر اصطکاک‌ی بدنه از گسترش آنها و ایجاد جریانهای قوی آب جلوگیری می کند . در مناطق زلزله خیز قرار دادن لایه های فیلتر در دامنه بالادست به منظور التیام شکستگیهای احتمالی نیز در جهت اطمینان است ، که در این مورد رعایت معیار دانه بندی فیلتر ممکن است با همان دقتی که برای زهکش پائین دست منظور می شود ضروری نباشد . ممکن است زهکش مایل را به طور قائم ایجاد نمود که در اینصورت محل آنرا می توان در محور سد یا بالادست و پائین دست انتخاب کرده و حتی زهکش مایل را نیز می توان در بدنه بالادست قرار داد . محل قرار دادن زهکش و نوع آن بستگی به مسائل اقتصادی و شرایط دیگر دارد .

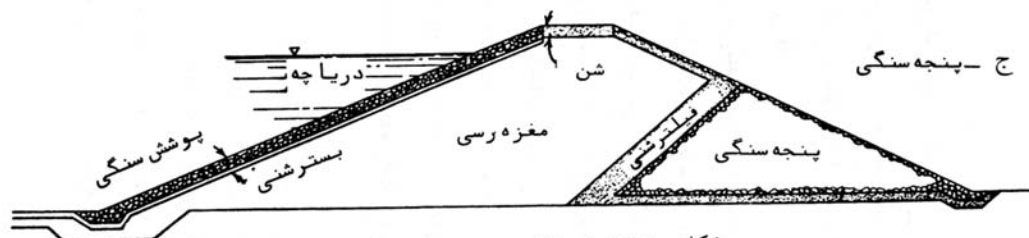
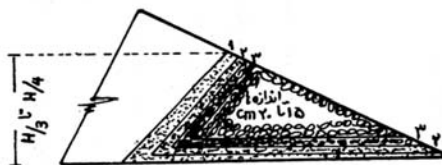
چنانچه حجم زهکش میانی سد نسبت به حجم کل بدنه مقدار قابل توجهی باشد، باید آنرا مغزه زهکشی نامید . این مورد نیز در سد سازی تجربه شده است و بعنوان نمونه میتوان از سد Vrtac در یوگسلاوی یاد نمود که به ارتفاع ۱۸ متر دارای يك مغزه زهکشی به ارتفاع ۱۲ متر و عرض قاعده ۱۸ متر می باشد.



ب - زهکش مایل و افقی

الف - زهکش لایه ای افقی

- ۱ - لایه های فیلتر ، ماسه متوسط تا درشت به ضخامت ۰/۳ متر در لایه مایل
  - ۲ - ماسه درشت تاشن (D=۵-۱۲mm) به ضخامت ۰/۲۵ تا ۰/۴۵ متر در لایه مایل
  - ۳ - سنگ خرد شده (D=۲۵-۷۵mm) به ضخامت ۰/۲۵ تا ۰/۶ متر در لایه مایل
- او ۳ ضخامت هر لایه افقی ۰/۱۵ متر



شکل - انواع اصلی زهکشی بدنه در سدهای خاکی

### ۲-۳-۲ پنجه سنگی {۲}

پنجه سنگی سیستمی است که مطابق ( شکل ج ) از سنگهایی با قطعات درشت تشکیل می شود و می تواند بدون وجود زهکش افقی و یا توأم با زهکش افقی مورد استفاده باشد . اندازه قطعات سنگهای تشکیل دهنده پنجه سنگی حدود ۱۵ تا ۲۰ سانتیمتر معمول است . پنجه سنگی نیز باید با لایه های فیلتر به بدنه شالوده اتصال بیابد . بعنوان نمونه دانه بندی لایه های فیلتر يك پنجه سنگی را می توان به شرح زیر انتخاب نمود :

يك لایه ۳۰ سانتیمتری از ماسه ریز ( ۱۵% آن برابر ۰/۰۹ میلی متر )

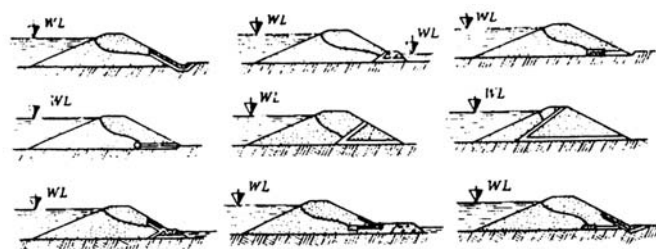
يك لایه ۴۵ سانتیمتری از ماسه دشت ( ۱۵% آن برابر ۰/۸۱ میلی متر )

يك لایه ۶۰ سانتیمتری از شن ( ۱۵% آن برابر ۷/۳ میلی متر )

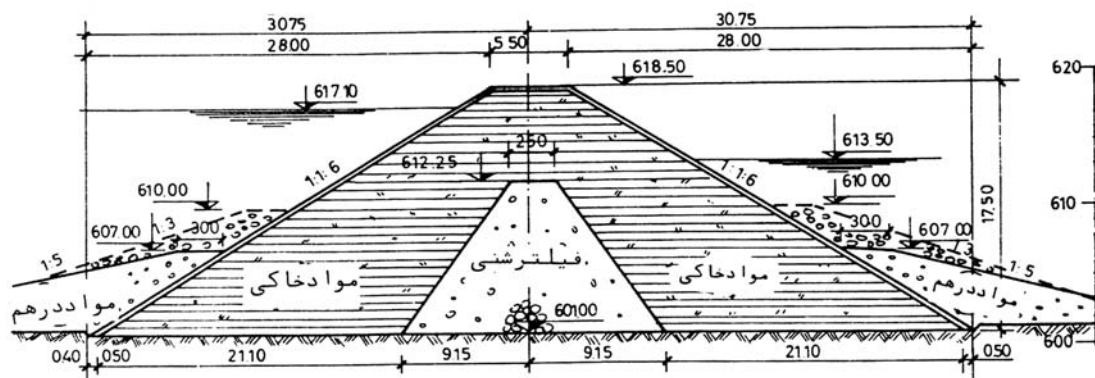
ارتفاع حداقل پنجه سنگی باید چنان باشد که خط زه با اطمینان کامل از دامنه پائین دست دور نگه داشته شود و اگر در سطح پائین دست آب جمع می شود این آب نیز موجب کم شدن راندمان پنجه سنگی نگردد . ارتفاع پنجه سنگی را می توان  $\frac{1}{3}$  تا  $\frac{1}{4}$  ارتفاع سد در نظر گرفت .

خط الرأس پنجه سنگي بايد به قدر كافي بالاتر از سطح آب جمع شده در پائين دست باشد تا از هر گونه اثرات موج روي جبهه پائين دست جلوگیری نماید . در بعضي موارد اقتصادي نيست كه سطح پنجه سنگي را براي اين هدف بالاتر قرار دهند و در چنين مواردی سنگ چيني را تا يك ارتفاع حداقل قائم يعني تا ۱/۵ متري بالاي سطح آب جمع شده در پائين دست ادامه مي دهند .

جبهه ورودی آب در پنجه سنگي با شیب  $\frac{1}{1}$  و جبهه خروجي آن ادامه شیب پائين دست ساخته مي شود .



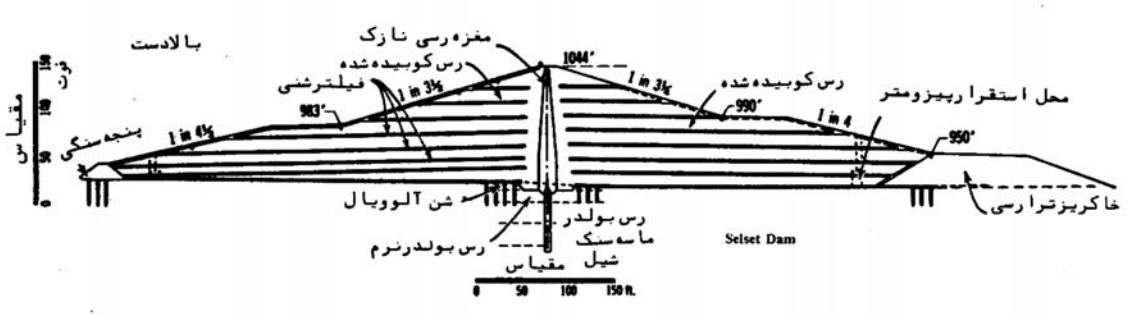
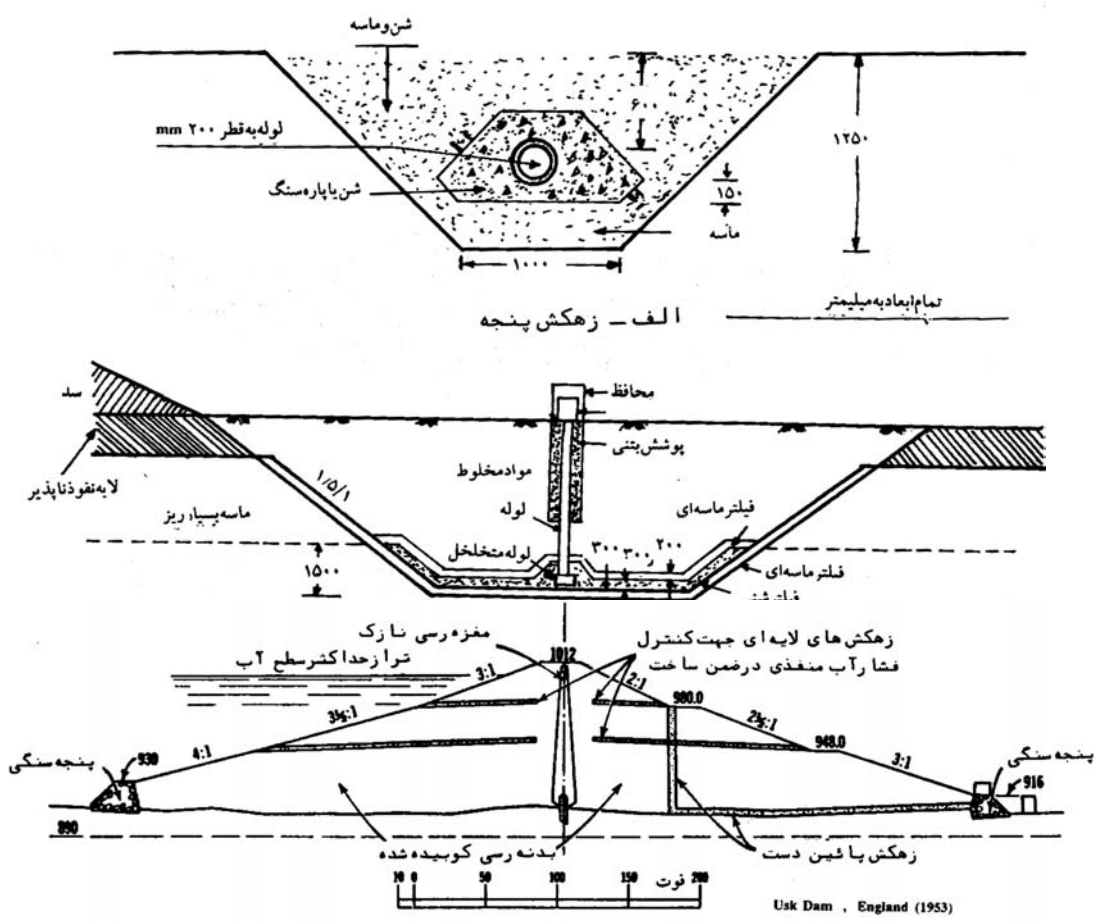
الف- انواع زهکش ها در دامنه پائين دست



مغزه زهکشی و شکل ساده انواع زهکشها

Vrtac dam.

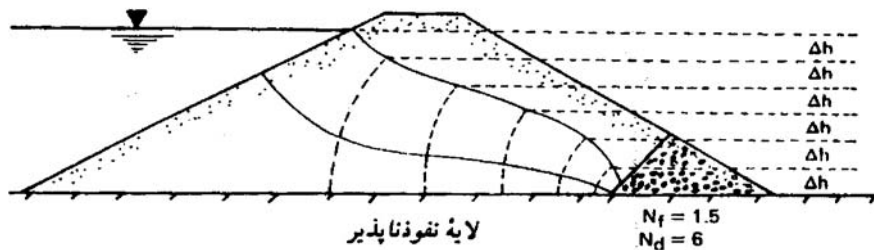
ب- مغزه زهکشی



دو نمونه از زخک‌های لایه‌ای در بدنه سد

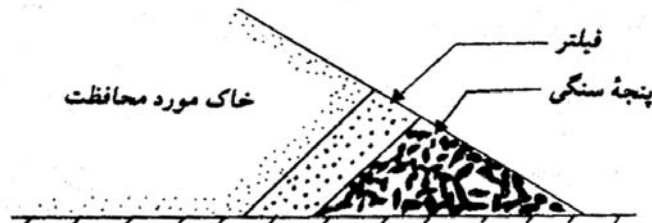
## ۲-۴ شرایط صافی های و طراحی فیلتر {۴}

وقتی که جریان نشست از يك خاك با دانه های نسبتاً ریز به مصالح درشت دانه تر وارد می شود ، این خطر وجود دارد که ذرات ریز خاك به داخل مصالح درشت دانه تر شسته شوند . اگر این کار در يك مدت زمان طولانی انجام بگیرد ، ذرات ریز ممکن است تمام فضای بین مصالح درشت دانه را پر کرده و آن را مسدود نمایند . برای رفع چنین مشکلی بین دو لایه ریز و درشت ، از يك لایه فیلتر ( یا فیلتر محافظتی ) استفاده می شود . بعنوان مثال مقطع سد خاکی شکل زیر را در نظر بگیرید ؛



شبهه جریان برای مقطع یک سد خاکی با فیلتر سنگی پایین دست

اگر در پنجه سد ، بین خاك بدنه اصلی سد و سنگریزه های زهکش ، لایه فیلتر منظور نگردد ، ذرات ریز قسمت اصلی به سمت سنگریزه ها شسته شده و آن را مسدود می نمایند و در نتیجه سیستم زهکش سد از کار می افتد یا آنکه به تدریج مصالح سازنده بدنه به بیرون شسته شده و حفره اولیه ایجاد خرابی تشکیل می گردد . بنابراین برای ایمنی سازه باید مطابق شکل زیر يك لایه فیلتر ، بین این دو مصالح قرار داده شود .



شکل - استفاده از فیلتر در پنجه یک سد خاکی

### برای انتخاب صحیح مصالح فیلتر باید دو معیار زیر بر آورده شود :

۱ - اندازه حفرات مصالح فیلتر باید به قدر کافی ریز باشد تا از شسته شدن خاک مورد محافظت به داخل آن جلوگیری شود .

۲ - مصالح فیلتر باید دارای نفوذ پذیری بالا باشند تا از بوجود آمدن نیروهای نشست زیاد و فشار هیدرو استاتیک در مصالح فیلتر جلوگیری شود .  
بر پایه تحقیقات تجربی ، برترام ( ۱۹۴۰ ) معیارهای زیر را برای بر آورده کردن دو شرط فوق پیشنهاد نمود :

$$\text{( رابطه ۱ )} \quad \text{برای اقلان شرط ( ۱ )} \quad 5 \text{ تا } 4 \geq \frac{(D_{15})_F}{(D_{85})_S}$$

$$\text{( رابطه ۲ )} \quad \text{برای اقلان شرط ( ۲ )} \quad 5 \text{ تا } 4 \leq \frac{(D_{15})_F}{(D_{15})_S}$$

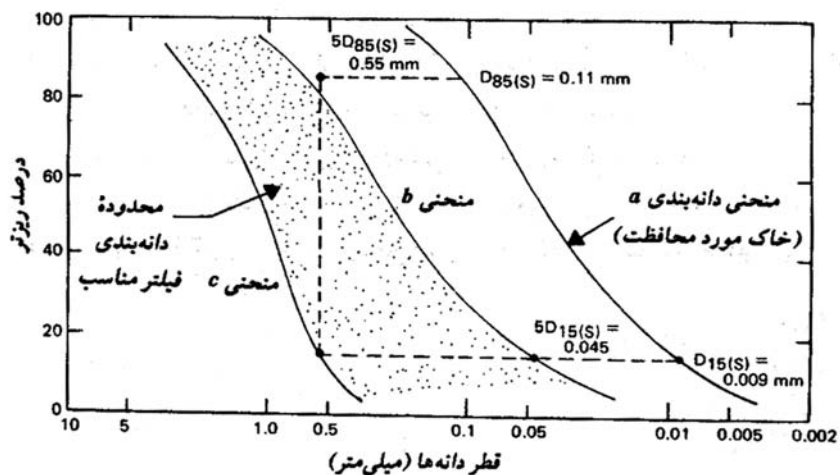
که در آن :

$D_{15(F)}$  = قطری که ۱۵ درصد وزنی مصالح فیلتر ریزتر از آن است .

$D_{15(S)}$  = قطری که ۱۵ درصد وزنی خاک مورد محافظت ریزتر از آن است .

$D_{85(S)}$  = قطری که ۸۵ درصد وزنی خاک مورد محافظت ریزتر از آن است .

در شکل زیر استفاده صحیح از روابط ( ۱ ) و ( ۲ ) برای تعیین منحنی دانه بندی فیلتر نشان داده شده است . { ۴ }



تعیین منحنی دانه بندی مصالح فیلتر



در این شکل فرض کنید منحنی  $\alpha$  ، منحنی دانه بندی خاک مورد حفاظت باشد اگر برای این منحنی ،  $5D_{85(S)}$  و  $5D_{15(S)}$  تعیین شوند ، دو حد بالا و پایین  $D_{15(F)}$  به دست می آیند .

از این دو نقطه ، دو منحنی تقریباً به موازات منحنی دانه بندی خاک مورد حفاظت عبور داده می شود . حد فاصل بین این دو منحنی ، محدوده قابل قبول برای منحنی دانه بندی فیلتر می باشد . با همین اصول می توان منحنی دانه بندی سنگریزه های پنجه سنگی که در صفحه قبل نشان داده شده بود را طوری تعیین نمود که از فرسایش مصالح فیلتر به داخل آن جلوگیری شود .

اداره مهندسی نیروی دریایی آمریکا ، معیارهای زیر را برای طراحی فیلتر توصیه میکند : {۴} ۱ - برای اجتناب از فرسایش ذرات خاک مورد حفاظت به داخل فیلتر :

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(S)}} < 5 \qquad \frac{D_{50(F)}}{D_{50(S)}} < 25 \qquad \frac{D_{15(F)}}{D_{15(S)}} < 20$$

اگر ضریب یکنواختی  $(\frac{D_{15(F)}}{D_{85(S)}})$  خاک مورد حفاظت کمتر از ۱/۵ باشد نسبت  $\frac{D_{15(F)}}{D_{85(S)}}$  می

تواند تا ۶ افزایش یابد و اگر  $C_u$  خاک مورد حفاظت بزرگتر از ۴ باشد ، نسبت  $\frac{D_{15(F)}}{D_{15(S)}}$  می تواند تا ۴۰ افزایش یابد .

۲ - برای جلوگیری از تولید نیروهای نشت بزرگ در فیلتر باید داشته باشیم :

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(S)}} > 4$$

۳ - مصالح فیلتر نباید دانه هایی با قطر بزرگتر از ۷۶ میلی متر داشته باشند ( این دستورات عمل به منظور جلوگیری از جدا شدگی دانه ها در فیلتر می باشد . )

۴ - به منظور جلوگیری از فرسایش داخلی ذرات ریز فیلتر و تأمین نفوذپذیری کافی ، نباید میزان ریز دانه های ریزتر از الک نمره ۲۰۰ در فیلتر بزرگتر از ۵ در صد باشد .

۵ - وقتی که به منظور جمع آوری آبهای زهکشی از لوله های سوراخ دار استفاده می شود ، باید در اطراف لوله ها لایه فیلتر قرار داد تا از فرسایش ذرات ریز خاک به داخل لوله ها جلوگیری شود .

همچنین برای جلوگیری از حرکت مصالح فیلتر به داخل لوله ها ، شرایط اضافی زیر باید بر آورده شود :

$$\frac{D_{85(F)}}{\text{عرض شکاف}} > 1.2 \text{ تا } 1.4 \qquad \frac{D_{85(F)}}{\text{قطر سوراخ}} > 1.0 \text{ تا } 1.2$$

تانیکا چالام ، و ساکتیو ادویل ، برپایه جمع بندی و تحلیل گزارشهای مربوط به فیلترها، روابط زیر را برای طراحی فیلتر محافظ خاکهای دانه ای پیشنهاد نمودند: {۴}

$$\frac{D_{60(S)}}{D_{10(S)}} = 0.4 \frac{D_{10(F)}}{D_{10(S)}} - 2.0$$

$$\frac{D_{60(F)}}{D_{10(F)}} = 0.941 \frac{D_{10(F)}}{D_{10(S)}} - 5.65$$

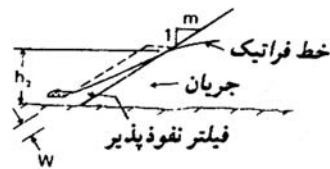
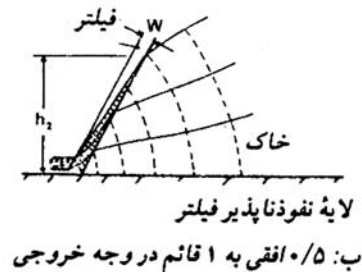
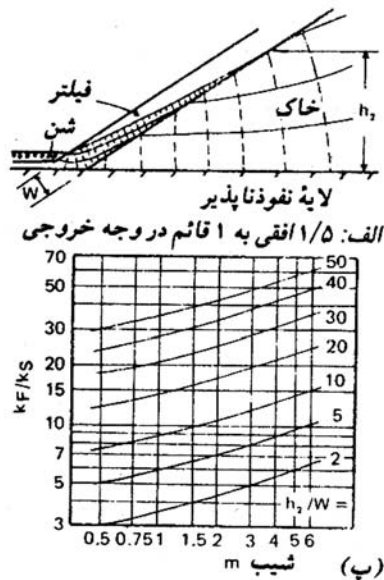
$D_{60(S)}$  = قطرې که ۶۰ درصد ذرات خاک از آن ریزترند . ( منظور درصد وزنی است )

$D_{10(S)}$  = قطرې که ۱۰ درصد ذرات خاک از آن ریزترند .

$D_{60(F)}$  = قطرې که ۶۰ درصد مصالح فیلتر از آن ریزترند .

$D_{10(F)}$  = قطرې که ۱۰ درصد مصالح فیلتر از آن ریزترند .

کدگرن ( ۱۹۶۰ ) شبکه های جریان متعددی نظیر شکل الف و ب برای مطالعه شرایط نشت به فیلتر شیبدار واقع در قسمت پائین دست سدهای خاکی رسم نمود . بر پایه مطالعات او نمودار شکل ( پ ) را برای تعیین  $w$  یعنی حداقل ضخامت لازم برای مصالح فیلتر در پائین دست یک سد خاکی را پیشنهاد نمود ( با توجه به شکل ( پ ) ،  $K_f$  ، ضریب نفوذ پذیری مصالح فیلتر و  $K_s$  ضریب نفوذ پذیری مصالح سد خاکی می باشد . )



ضخامت فیلتر پایین دست یک سد خاکی

## ۲-۴-۱ شرایط طراحی فیلتر در حل این پروژه {۷}{۲}{۴}

۱ -

$$\text{الف) } \left( \frac{D_{15} \text{ (فیلتر)}}{D_{85} \text{ (خاک)}} \right) < 4 \sim 5$$

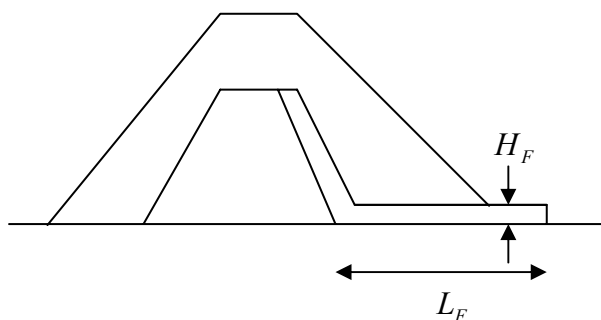
$$\text{ب) } \left( \frac{D_{15} \text{ (فیلتر)}}{D_{15} \text{ (خاک)}} \right) > 4 \sim 5$$

$$\text{ج) } \left( \frac{D_{50} \text{ (فیلتر)}}{D_{50} \text{ (خاک)}} \right) \leq 25$$

- شرط ( الف ) مانع Piping می شود . شرط (ب) و (ج) یک زهکش خوب را تأمین می کند.
- ۲ - فیلتر فاقد دانه های بزرگتر از ۸۰ میلی متر باشد .
  - ۳ - فیلتر ، بیش از ۵ درصد ذرات ریز ( ذرات کوچکتر از ۰/۰۷۵ ) نداشته باشد .
  - ۴ - منحنی دانه بندی فیلتر ، تقریباً به موازات منحنی دانه بندی خاک باشد .

## ۲-۴-۲ تعیین ضخامت زهکش {۷}

بطور کلی برخی شرایط در تأسیسات خاکی وجود دارند که به فیلتر نیاز دارند ، اول آنکه آب از شیب پائین دست خاکریز مستقیماً خارج نشود . دوم آنکه بر اثر جریان آب از یک خاک به خاک دیگر و یا از یک خاک به زهکش جابجایی ذرات خاک صورت نگیرد . برای اینکه یک زهکش بتواند جریان طبیعی آب را از خود عبور دهد و در خود جمع نکند حداقل سطح مقطعی لازم دارد که می توان آنرا به کمک قانون دارسی بدست آورد :



$$q = k_F \cdot i \cdot A = K_F \frac{H_F}{L_F} A$$

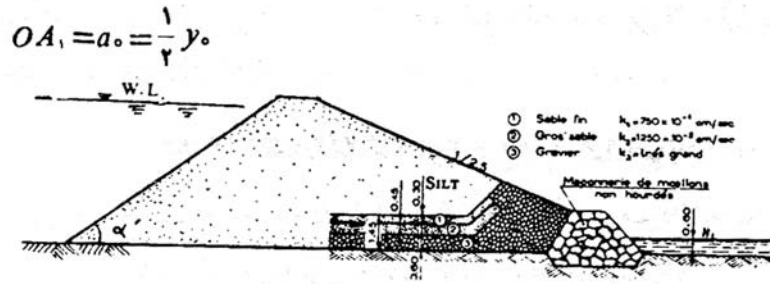
در عرض واحد خاکریز :  $A = H_F \times 1$

$$q = K_F \frac{H_F^2}{L_F} \Rightarrow H_F = \sqrt{\frac{q L_F}{K_F}}$$

داشتن ظرفیت کافی برای زهکش و فیلتر حائز کمال اهمیت است. زیرا ممکن است در صورت کافی نبودن ظرفیت دانه های خاک موجود در بالا یا پائین فیلتر با زهکش کم کم شسته شده موجب تخریب خاکریز گردد .

## ۲-۴-۲ بررسی مواد تشکیل دهنده زهکش {۳}

اگر فرم ساختمان زهکش برابر شکل زیر طرح شود ، برای بررسی قطر دانه بندي و ضخامت لایه های مختلف آن به ترتیب زیر عمل می نمایند :



مقطع سد وزه کش مربوطه

قطر دانه بندي لایه های مختلف زهکش بر مبنای ۱۵ درصد قطر دانه های ریز مواد تشکیل دهنده جسم سد ، مخصوصاً در پائین دست آن محاسبه و برآورد می شود . مثلاً اگر ۱۵ درصد دانه بندي مواد تشکیل دهنده جسم سد کمتر از  $(d \leq 0.01)$  میلیمتر فرض شود ، در این حالت ۱۵ درصد قطر دانه بندي لایه های مختلف زهکش به شرح زیر برآورد خواهد شد :

**لایه اول :** این لایه که برابر شکل ، اولین لایه زهکش می باشد ، باید ۱۵ درصد قطر دانه بندي مواد بکار رفته در آن کوچکتر یا مساوی  $(d_1 \leq 9d)$  انتخاب شود ، یعنی می توان نوشت:

$$d_1 = 9d = 9 \times 0.01 = 0.09 \text{ mm}$$

**لایه دوم :** این لایه که بعد از لایه اول قرار گرفته است ، باید ۱۵ درصد قطر دانه بندي مواد بکار رفته در آن کوچکتر یا مساوی  $(d_2 \leq 9d_1)$  انتخاب شود ، یعنی می توان نوشت :

$$d_2 = 9d_1 = 9 \times 0.09 = 0.81 \text{ mm}$$

**لایه سوم :** این لایه مطابق شکل ، در مجاورت بستر سد قرار گرفته و آخرین لایه زهکش را تشکیل می دهد که ۱۵ درصد قطر دانه بندي این لایه نیز باید کوچکتر یا مساوی  $(d_3 \leq 9d_2)$  انتخاب شود ، یعنی می توان نوشت :

$$d_3 = 9d_2 = 9 \times 0.81 = 7.29 \approx 7.3 \text{ mm}$$

نتایج محاسبه و نوع مواد و ضریب نفوذپذیری در مورد لایه ها اگر  $(d = 0.01)$  میلیمتر فرض شود برابر جدول زیر تنظیم می شود .

نوع مواد	۱۵٪ قطر دانه بندی (میلیمتر)	ضریب نفوذ پذیری برحسب میلیمتر در ثانیه
سیلیت	0.01	$K = 6 \times 10^{-4}$
ماسه نرم	0.09	$K_1 = 7.5 \times 10^{-2}$
ماسه درشت	0.81	$K_2 = 12.5$
شن نخودی	7.3	با نفوذ پذیری زیاد $K_3$

جدول نتایج محاسبه با فرض  $(d = 0.01)$  میلیمتر

#### ۲-۴-۴ محاسبه و برآورد ضخامت لایه های زهکش : {۳}

برای محاسبه ضخامت لایه های مختلف زهکش ، با توجه به مطالب بیان شده در قسمت های قبلی ، می توان نوشت :

$$30^\circ < \alpha < 180^\circ \left\{ Q = K \frac{H'^2}{2d} \right. \quad (1)$$

$$30^\circ > \alpha \left\{ Q = K.a.\sin^2 \alpha \right. \quad (2)$$

$$Q = K'.I.S = K' \frac{t - H_1}{L} (t - H_1) \times 1m = \frac{K'}{L} (t^2 - 2tH_1 + H_1^2) \times 1m \quad (3)$$

$\alpha$  = زاویه قسمت پائین دست سد با صفحه افقی برحسب درجه .

$Q$  = مقدار دبی نفوذ یافته از بدنه سد و زهکش برحسب متر مکعب در ثانیه .

$K$  = ضریب نفوذپذیری مواد تشکیل دهنده جسم سد برحسب متر در ثانیه .

$H'$  = اختلاف سطح آب در طرفین سد برحسب متر .

$d$  = طولی است از پایه سدکه بوسیله رابطه  $d = L - 0.7d'$  قابل محاسبه می باشد ، برحسب متر .

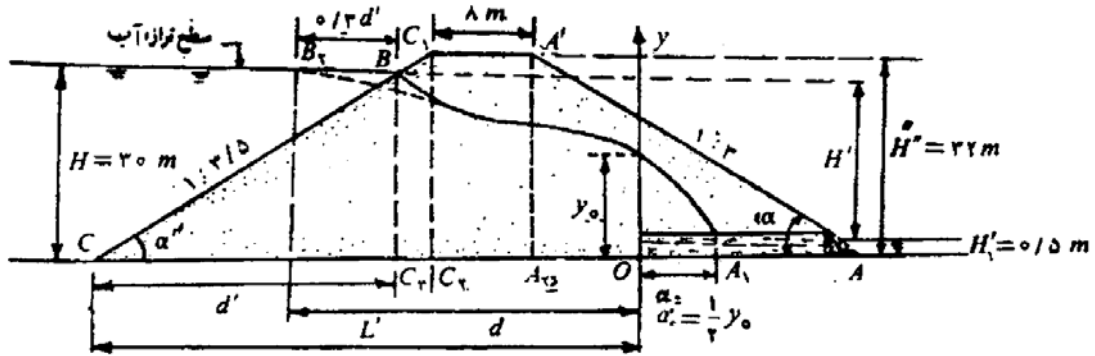
$K'$  = نفوذپذیری متعادل کل لایه های زهکش برحسب متر در ثانیه و مقدار آن بوسیله رابطه

$$K' = \sqrt{K_H \cdot K_V} \text{ ، قابل محاسبه می باشد .}$$

$t$  = ضخامت کل لایه ها برحسب متر .

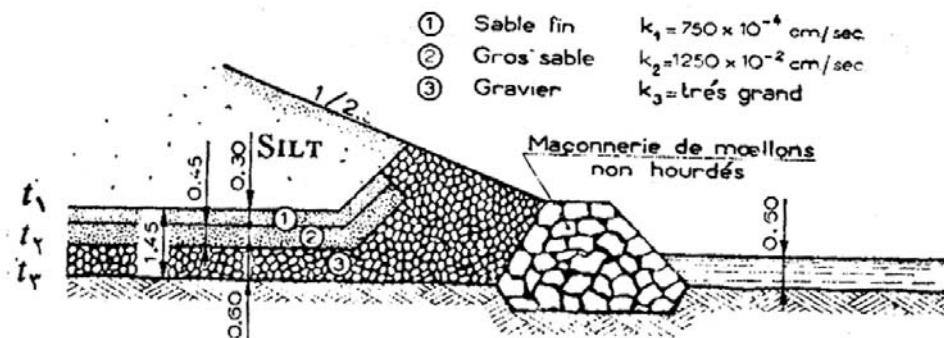
$H_1 =$  عمق آب در پایین دست سد برحسب متر و  $L$  عرض زهکش در امتداد بستر سد برحسب متر .

اگر در رابطه (۱) و (۲) ، مقدار  $Q$  را حساب کرده در رابطه (۳) قرار دهیم ؛ مقدار  $t$  محاسبه و برآورد خواهد شد .



در عمل ضخامت لایه های مختلف زهکش را با توجه به ۱۵ درصد قطر دانه بندی مواد تشکیل دهنده آن ها به ترتیب زیر برآورد می نمایند . ضمناً حداقل ضخامت هر لایه نباید از ۳۰ سانتیمتر کمتر شود . یعنی اگر نتیجه محاسبات کمتر از ۳۰ سانتیمتر را نشان دهد ، طرح کننده می تواند آن ضخامت را ۳۰ سانتیمتر انتخاب نماید .

$$t_1 = 50d_1 \quad \text{و} \quad t_2 = 50d_2 \quad \text{و} \quad t_3 = 50d_3$$



مقطع عرضی بزرگ شده زهکش

## ۲-۴-۵ متن برنامه طرح زهکش و فیلتر

در اینجا متن برنامه ای به زبان Visual Basic جهت تعیین مصالح فیلتر در دو لایه و ضخامت هر لایه ذکر شده است .

```
Dim t1, t2, t3, t4, t5 As Single
```

```
Private Sub cmdok_Click()
```

```
n = 50 * Text10.Text
```

```
If n < 30 Then
```

```
Text11.Text = 30
```

```
Else
```

```
Text11.Text = n
```

```
End If
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Command1_Click()
```

```
If la1.Value = True Then
```

```
Call layer1
```

```
Else
```

```
If la2.Value = True Then
```

```
Call layer2
```

```
Else
```

```
If la3.Value = True Then
```

```
Call layer3
```

```
End If
```

```
End If
```

```
End If
```

```
Text12 = "D(filter)< 76 mm"
```

```
Text13 = "D200(filter)< %5 d=.075 mm < %5"
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Form_Load()
```

```
la1.Value = True
```

```
End Sub
```

```
Public Sub layer1()
```

```
Text5.Text = Round(Val(((Text1.Text / Text2.Text) + 2)) * Val(Text2.Text), 2)
```

```
Text6.Text = Round(0.941 * ((Text5.Text ^ 2) / Text2.Text) - (5.65 * Text5.Text), 3)
```

```
Text7.Text = Round(9 * Text3.Text, 3)
Text8.Text = Round(4 * Text3.Text, 3)
Text9.Text = Round(4 * Text4.Text, 3)
t1 = Text5
t2 = Text6
t3 = Text7
t4 = Text8
t5 = Text9
```

End Sub

```
Public Sub layer2()
Text5.Text = Round((t1 * 4), 3)
Text6.Text = Round((t2 * 4), 3)
Text7.Text = Round(9 * t3, 3)
Text8.Text = Round(4 * t4, 3)
Text9.Text = Round(4 * t5, 3)
t1 = Text5
t2 = Text6
t3 = Text7
t4 = Text8
t5 = Text9
```

End Sub

```
Public Sub layer3()
Text5.Text = Round((t1 * 4), 3)
Text6.Text = Round((t2 * 4), 3)
Text7.Text = Round(9 * t3, 3)
Text8.Text = Round(4 * t4, 3)
Text9.Text = Round(4 * t5, 3)
t1 = Text5
t2 = Text6
t3 = Text7
t4 = Text8
t5 = Text9
```

End Sub

**مثال (۱-۲) :** مشخصات خاک سد به برنامه داده می شود سپس لایه یک طراحی (DESIGN) می شود . با وارد کرده D15 بین دو مقدار داده شده ضخامت فیلتر محاسبه می شود . سپس لایه های دو و سه نیز به همین ترتیب طرح می شوند .



طرح لایه اول :

**Design of filter and thickness of drain**

D60(soil)

D10(soil)

D15(soil)

D50(soil)

**Layer of filter**

layer1

layer2

layer3

**DESIGN**

**HELP**

**Result**

D10(filter)

D60(filter)

D15(filter) <=

D15(filter) >

D50(filter) <=

D(filter) < 76 mm

D200(filter) < %5  
d=.075 mm < %5

Enter Value D15(filter)

**Ok**

**Thickness of filter**

طرح لایه دوم :

**Design of filter and thickness of drain**

D60(soil)

D10(soil)

D15(soil)

D50(soil)

**Layer of filter**

layer1

layer2

layer3

**DESIGN**

**HELP**

**Result**

D10(filter)

D60(filter)

D15(filter) <=

D15(filter) >

D50(filter) <=

D(filter) < 76 mm

D200(filter) < %5  
d=.075 mm < %5

Enter Value D15(filter)

**Ok**

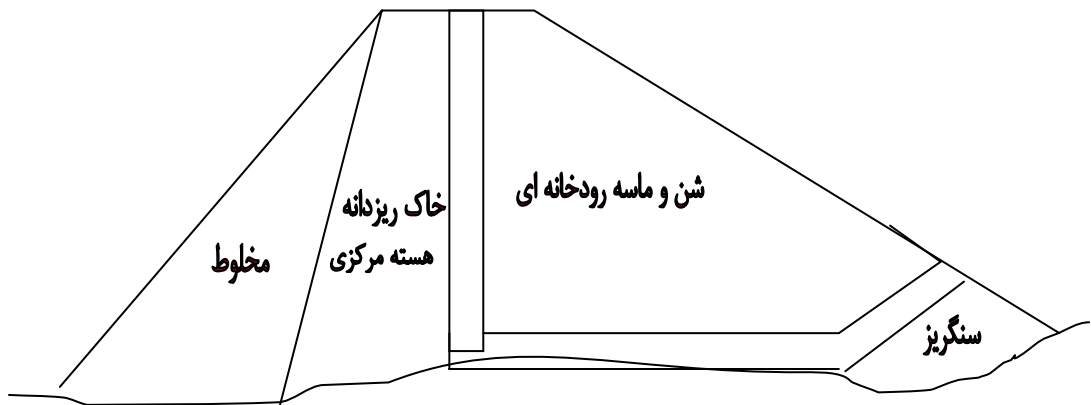
**Thickness of filter**

## طرح لایه سوم :

## ۲-۵ روشهای کنترل تراوش

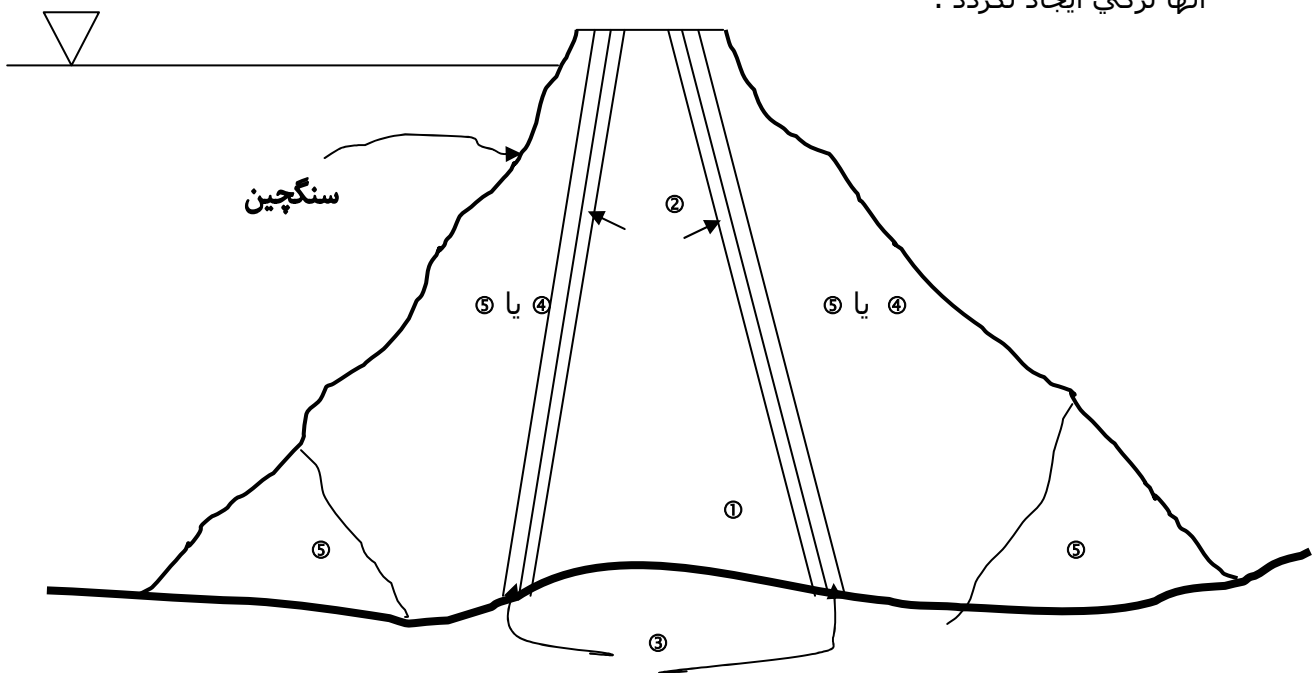
با استفاده از روشهای مختلف کنترل تراوش سدها را باید از تأثیر نامطلوب یا خطرناک تراوش که ممکن است از طریق بدنه سد یا فونداسیون و یا دیواره های جانبی آن انجام پذیرد محافظت نمود . این روش ها ممکن است میزان تراوش را کم کرده و یا کم نکنند ولی باید خطرات احتمالی خرابی ناشی از ناپایداری شیبداري موجود آب بردگی و غلیان فونداسیون و یا شسته شدن دانه های ریز را به حداقل برساند . اکثر سدهای خاکی و سنگی به کنترل تراوش داخلی جهت بهبود وضعیت پایداری یا کنترل شسته شدن دانه های ریز و یا هر دو نیاز دارند . با تقسیم مقطع عرضی سدهای خاکی به چند قسمت مرتب و پشت سر هم و تعبیه زهکش های افقی، عمودی - عمودی ( دودکشی ) ، افقی - مایل و متمرکز در پنجه سد تراوش داخلی و عبور آب از درون این نوع سدها را کنترل می نمایند .

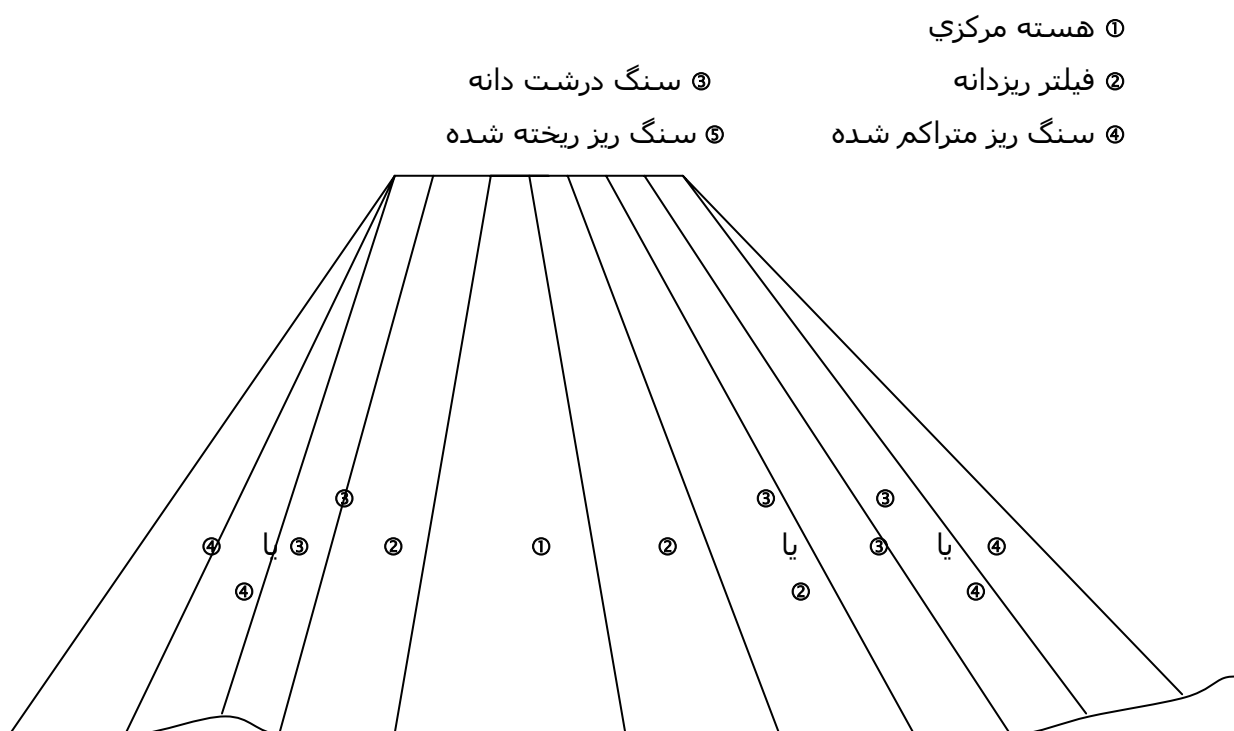
مهندسين مجموعه اي از فیلترها و زهکش های عمودی و افقی را بهترین روش کنترل تراوش داخلی سد می دانند . در این صورت قسمت پایین دست بدنه سد را از هر نوع مصالحي در نظر گرفت .



در این سه سیستم زهکش به طریقی طرح شده است که علاوه بر کنترل معمولی و تراوش نقاط نشست متمرکزی که احتمالاً در اثر ترك خوردگی هسته مرکزی ایجاد می شود را نیز کنترل می نماید .

اگر در مقطع يك سد سنگریز مرکب از يك هسته مرکزی غیر قابل نفوذ و پوسته ای با دانه های درشت سنگ باشد به منظور جلوگیری از آب بردگی مصالح هسته مرکزی ، چه از طریق ترك خوردگی و چه به جهت شسته شدن دانه های ریز تحت گرا دیان هیدرولیکی زیاد به فیلتر های چند لایه نیاز می باشد . حائز اهمیت است که مصالح فیلتر بالا دست بتواند به داخل ترکهای هسته مرکزی رفته آنها را پر کند و فیلتر پائین دست از مصالحی باشد که در آنها ترکی ایجاد نگردد .





ممکن است ساختمان يك سد را به منظور کنترل تراوش بطور منظم و پشت سر هم به چند قسمت تقسیم نمود بطوریکه هر قسمت برای قسمتهای دیگر مجاور فیلتر باشد مقطع چنین سدی می تواند به شکل زیر باشد :

- ① هسته مركزي
- ② ماسه حداکثر ۲% از الك شماره ۲ و ۰
- ③ شن از الك شماره ۲ تا ۴ اینچ
- ④ قلوه سنگ و قطعه سنگ از ۴ اینچ تا ۴۶ اینچ

### ۲-۶ کنترل تراوش در فونداسیون و دیوارهای جانبی سد :

روشهای مختلفی برای کنترل تراوش از طریق فونداسیون وجود دارد . روشی که برای يك سطح مناسب باشد بستگی به عوامل مختلفی دارد ولي به طور كلي باید از خاکریز مطمئن بود و مسائل اقتصادی را نیز در نظر داشت در بعضی از موارد ممکن است با توجه به نیازهای پروژه چندین راه حل مورد قبول باشد . يك دیوار جداکننده ( cut off ) متشکل از يك خاکبرداری تا رسیدن به لایه غیر قابل نفوذ و پر کردن ترانشه یا کانال حاصله با مصالح غیر قابل نفوذ مطلوبترین نوع دیوار جدا کننده است

وقتی چنین روشی را نتوان به کار برد روشهای دیگر را باید در نظر گرفت مانند :

- (۱) پرده تزریق
- (۲) دیوارهای جدا کننده بتونی
- (۳) دیوارهای جداکننده خاکی
- (۴) پوشش بالادست

۵) سپر کوبی  
۷) چاههای زهکشی

۶) زهکش های عمودی

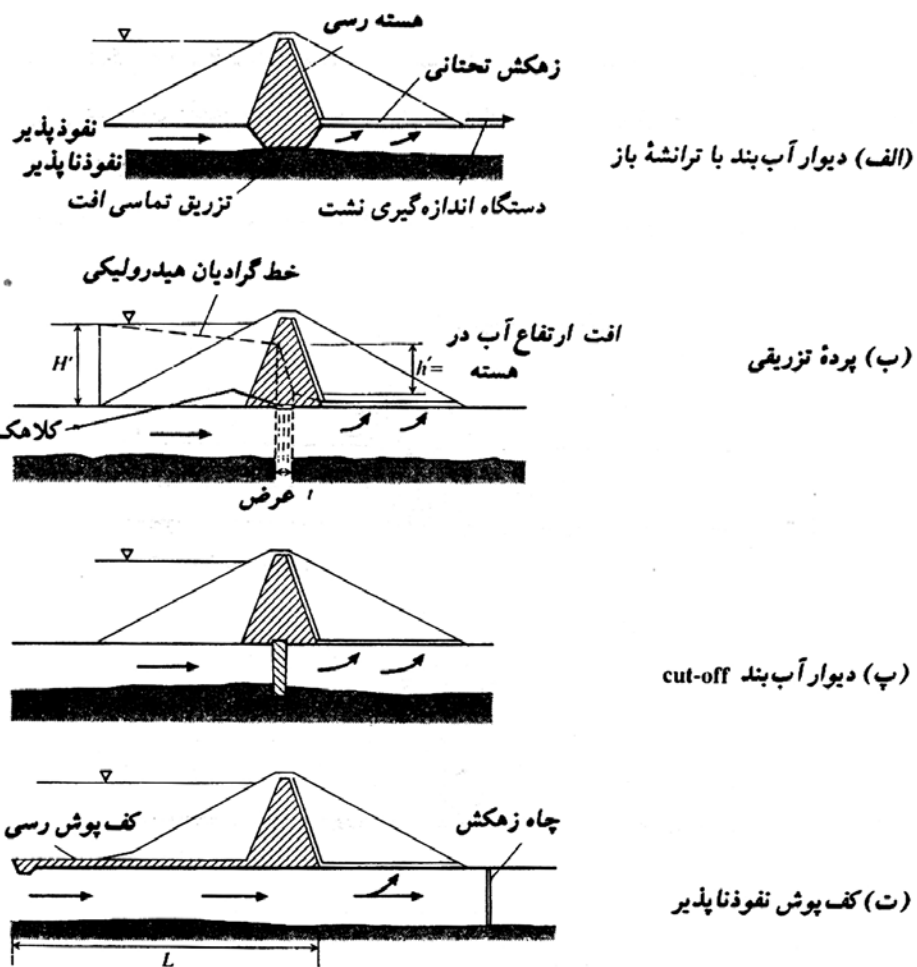
### ۳-۷ کنترل نشت از پی سد {۴}

برای جلوگیری از نشت ( تراوش ) آب از پی سدهای خاکی و سنگریزه ای که بر روی پی های نفوذپذیر ساخته می شوند ، باید تدابیر کافی در نظر گرفته شود . در شکل های (۱) الف . ب . پ . ت تعدادی از راه حل های ممکن نشان داده شده است .

در صورت کم بودن عمق پی نفوذپذیر ، می توان مطابق شکل الف ، ترانشه عریضی در زیر هسته سد احداث و آن را توسط مصالح نفوذ ناپذیر پر کرده و متراکم نمود . با توجه به محدودیت های اجرایی حداقل عرض کف ترانشه به ۲ متر و حداکثر عمق اجرایی ترانشه به ۲۰ متر محدود می شود .

در صورتی که عمق پی نفوذ پذیر زیاد باشد ، می توان مطابق شکل ب یک پرده آب بند با استفاده از تزریق به وجود آورد . با پیشرفت تکنیک های تزریق در آبرفت ، استفاده از این شیوه رواج خوبی دارد . عمل تزریق معمولاً در چند خط موازی درون چاهک هایی که به صورت یک در میان در فواصلی در حدود ۲ تا ۳ متر قرار گرفته اند ، انجام می شود . تکنیک تزریق باید برای پی موجود مناسب باشد . استفاده از دوغاب هایی که ماده چسباننده آنها سیمان است ، بسیار متداول است ، لیکن برحسب شرایط پی می توان از مواد شیمیایی خاص نیز استفاده نمود . این مواد برای شرایط مشکل تر می باشند و مخارج آنها نیز بالاتر است . پرده های آب بند تزریقی بیشتر در سنگ های شکاف دار و آبرفت درشت دانه مؤثر می باشند . چنین پرده هایی تا عمق ۱۰۰ متر نیز اجرا شده اند . پرده تزریقی را می توان به عنوان یک راه حل ترمیمی بعد از احداث سد با استفاده از چاهک هایی که از بدنه سد عبور کرده اند ، مورد استفاده قرار داد .

در شکل پ تکنیک جدیدتری برای احداث دیوار آب بند با استفاده هیدروفرز نشان داده شده است . در این تکنیک ابتدا ترانشه ای به عمق مورد نظر توسط هیدروفرز احداث می شود . برای جلوگیری از ریزش جدار ، درون ترانشه توسط گل بنتونیت پی می شود .



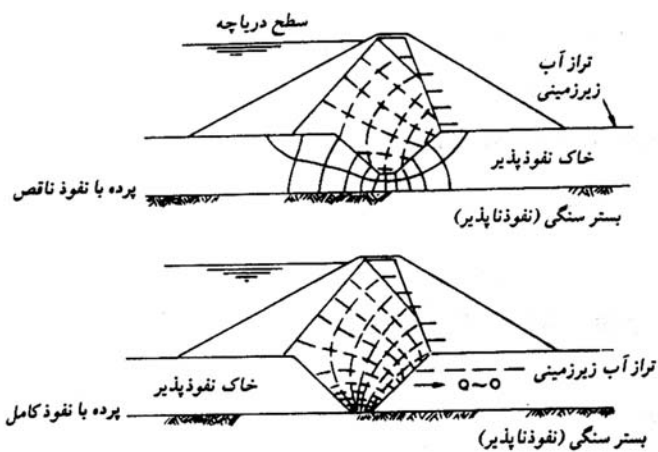
شکل (۱) کنترل نشت آب از پی سدهای

هیدروفرز يك جام حفار مكعب مستطیل مي باشد كه در پايين آن سرمته هايي وجود دارد كه به كمك نيروي هیدروليك دوران مي كنند و محصولات حفاري را به دورن جام پر مي كنند . با پرشدن جام ، جام به كمك جرثقیل بالا آورده شده و تخلیه مي شود . درحين حفاري به وسیله گل بنتونیت از ریزش جدارها جلوگیری مي شود . بعد از اتمام عملیات ، درون ترانسه توسط بتن پلاستیک پر شود . با این تکنیک پرده هايي به عمق بیش از ۳۰ متر اجرا شده است .

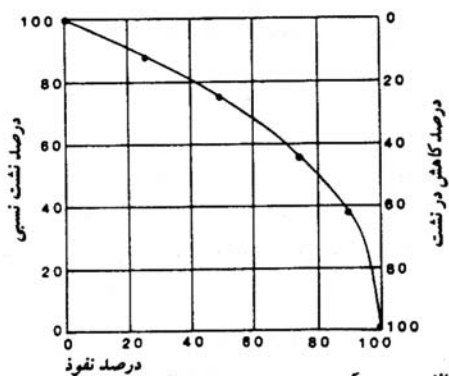
استفاده از سپر کوبي نیز شیوه دیگری است که در کشور ما به علت قیمت گران کمتر مورد توجه قرار مي گیرد .

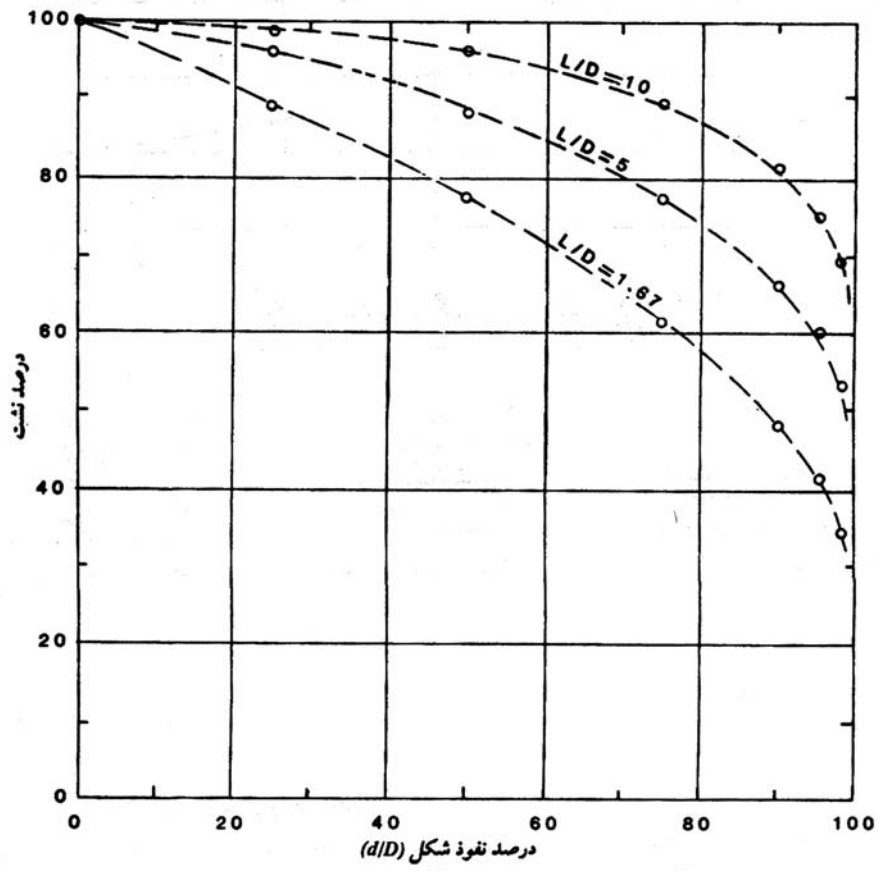
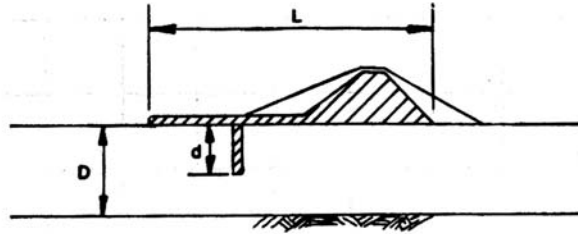
مطابق شکل ت ، استفاده از کف پوش نفوذنا پذیر بالادست نیز يکي از روشهاي متداول براي کم کردن مقدار نشت و پايين آوردن گراډيان هیدروليك مي باشد . این شیوه باید همراه با چاههاي زهکش پايين دست باشد .

در اشکال (۲) الف ، ب و پ تأثیر هر يك از روشهاي مذکور در فوق در کاهش نشت از میان پی نشان داده شده است .



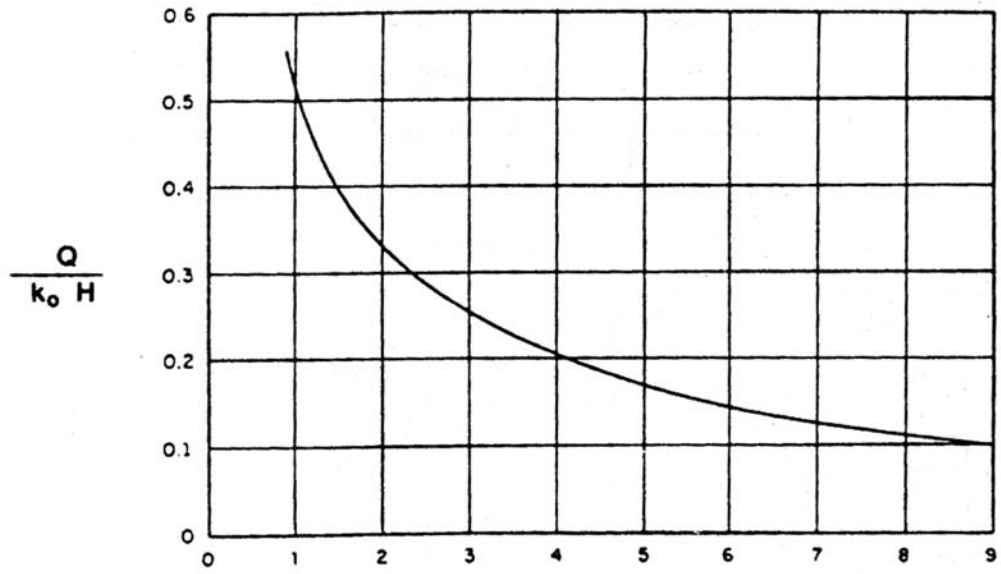
شکل (۲) - الف - دیوار آب بند



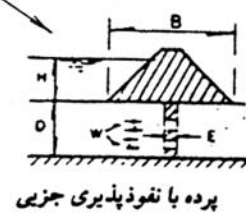
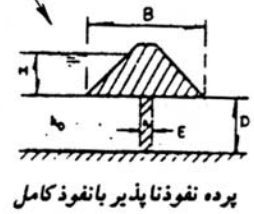


(۲) ب - تأثیر کف پوش بالا دست و دیوار آب بند





$$\left[ \frac{B+B'}{D} \right], \left[ \frac{B}{D} + \left( \frac{k_0}{k} - 1 \right) \frac{E}{D} \right], \left[ \frac{B}{D} + \left( \frac{D}{\Sigma W} - 1 \right) \frac{E}{D} \right]$$



پ - بازده کف پوش بالادست و دیوار آب بند

شکل (۲) - پ - بازده کف پوش بالادست و دیوار آب بند

## فصل چہارم

- آب بندھا

## ۴-۱ نقش آب بندها {۲}

نقش آب بندها در شالوده ، جلوگیری از حرکت کامل آب و یا دست کم طولانی کردن مسیر آب می باشد که در این مورد از فشار تخریبی زه کاسته می گردد و به هرحال دبی کل زه کاهش می یابد.

## ۴-۲ تزریق

### ۴-۲-۱ اهداف دوغاب ریزی ( مزایا و معایب )

زمانیکه مسئله طراحی یک پی مطرح می باشد مهندسین می توانند به عنوان یک راه حل استفاده از تزریق را بین راه حل های دیگر ممکن (شمع کوبی ، سپر کوبی ، عایق بندی ، ... ) انتخاب نمایند .

در این قسمت ما مسائل تزریق در سنگ را که اکنون در جهان تکنیکی استاندارد شده است مورد بررسی قرار نمی دهیم . بلکه سعی خواهیم نمود تا حدی به شرح و تفصیل تکنیک تزریق در آبرفت ها بپردازیم . این روش تزریق در دو دهه اخیر پیشرفتهای قابل ملاحظه ای داشته است .

### ۴-۲-۲ معایب تزریق در آبرفت :

- سرعت کم این روش در مقایسه با سایر روشها  
- در صورت نیاز به کیفیت بالا این روش با توجه به تعدادپرسش موردنیاز بسیار پرهزینه میگردد.  
چون یک عملیات تزریق باید به طور دقیق طراحی گردد شناخت دقیق مشخصات فیزیکی و مکانیکی زمین ، لازم است .

### ۴-۲-۳ موارد توصیه تزریق ( مزایا ) {۷}

- ۱ - وقتیکه پی باید در زیر سطح آب زیر زمینی احداث گردد.
  - در روش تزریق می توان فونداسیون عمیق تری را در مدت زمان بیشتری احداث نمود. لذا باید توجه کرد که با قیاس بین این دو روش و دیگر روشها ، روش تزریق به خوبی مقرون به صرفه می باشد .
  - ۲ - زمانیکه دسترسی به سطح پی مشکل است این مسئله بیشتر در کارهای داخلی شهرها مانند حفاری تونلهای فاضلاب ، مترو و ... پیش می آید .
  - ۳ - در صورتیکه ابعاد هندسی پی ، پیچیده بود و سطوح آن بسیارند .
  - ۴ - هنگامیکه پی های موجود اجازه نمی دهند خاک حفاری ( بعنوان مثال انتقال باریکه پی موجود به لایه های عمیق تر خاک ) باید یادآوری نمائیم که پروسه تزریق عبارت است از مایعی که توسط یک پمپ در داخل منافذ خاک تزریق می شود و این مایع پس از تزریق سخت شده و به خاک حالت متراکم تر می دهد .
- بعنوان نتایج بهبود خواص مکانیکی خاک پس از تزریق می توان از کاهش امکان تغییر حجم خاک و همینطور کاهش خواص نفوذ پذیری خاک نام برد .
- معمولاً آب بند کردن قسمتی از زمین در زیر یا اطراف یک پی به دلایل زیر صورت می پذیرد :

الف ( ایجاد يك آب بند يا ديوار جدا كننده ( cut off ) با کیفیت متوسط يا بالا به عنوان مثال در قسمت بالا دست يك سد كه يك ديوار جدا كننده با کیفیت بالا ( آب بندي كانال ) لافل در لايه هاي بالايي مورد نیاز است . در لايه هاي عميق تر معمولاً مسئله رگاب يا Piping کاهش مي يابد .  
 ایجاد يك ديوار جدا كننده ( آب بند ) موقت با کیفیت متوسط يا بالا در هنگام پي ريزي يك سازه (بعنوان مثال تأسيس يك سد انحرافي در مسير رودخانه بزرگ )  
 تحكيم خاك در زير پي مانند مواردی كه از تزریق برای افزایش خواص باربري خاك استفاده مي نمائيم . بعنوان مثال زمانیکه پي گسترده اي بر روي خاك قرار مي گيرد معمولاً لازم است تا نشست خاك کاملاً هموزن باشد و يا در زماني كه قصد داريم در داخل خاك توسط دستگاههاي حفاري با راندمان زياد حفاري نمائيم تزریق مي تواند راه حل مفيدی واقع گردد .

#### ۴-۲-۳-۱ موارد ویژه کاربرد تزریق عبارتند از :

پرکردن حفره هاي زير زميني وسيع ( مانند معادن تعطيل شده ) ، پرکردن شكافهاي ظريف توسط بتن و ... كه در بحث ما مورد بررسی قرار مي گيرد .

#### ۴-۲-۴ طراحی پروژه هاي تزریق : {۷}

يك مهندس طراح كه تصميم به طراحی يك پروژه تزریق گرفته است بايد موارد زير را در نظر بگيرد :

- ۱- محل سوراخها : عمق و زواياي تمايل آنها
  - ۲ - تعيين درصد منافذ خاك كه مي بايست پر شوند
  - ۳ - مشخصات دو غاب مورد استفاده
  - ۴ - برنامه كار شامل مراحل مختلف انجام كار
- براي اين مسئله مهندس طراح نیاز به اطلاعات زير دارد :
- الف ( نتایج و داده هاي كامل مرتبط با خاك مورد نظر .

ب ( اطلاع كافي از ابعاد و حجم خاكي كه توسط تزریق مورد اصلاح خصوصيات قرار مي گيرد .

ج ( درجه تغييرات مشخصات فيزيكي و مكانيكي خاك پس از تزریق .

#### ۴-۲-۵ عوامل مؤثر در تزریق {۲}

تكنيك تزریق امروزه در بسياري از پروژه هاي ساختماني و در هدفهاي متنوع مورد استفاده قرار مي گيرد كه در پاره اي موارد به منظور مستحکم کردن زمین ، کاهش دادن تأثیر ارتعاش در خاك و کاهش دادن نشست خاك در اثر بارهاي ديناميك و استاتيک و اهدافي مشابه آنچه ذکر شد مي باشد ، و در مواردی به منظور جلوگیری از حرکت آب است كه بر اساس همین هدف در سد سازی مورد استفاده است .

استفاده از تزریق در پروژه هاي سد ، گاه به منظور پرکردن شكافها و غارهاي درون سنگهاي آهكي در ارتباط با مخزن سد مي باشد و زماني به منظور پر کردن حفره هاي درون خاك در كل يك محدوده آب بندي و زماني به منظور تکميل آب بندهاي ديگر از قبيل آب بندهاي پرده سپري مي باشد.

در مورد آب بندی خاکها توسط تزریق ، این روش معمولاً در محیطی کارایی لازم را دارد که نفوذپذیری محیط قبل از تزریق از  $0.01 \text{ cm / Sec}$  بیشتر باشد .

تزریق مواد در درون حفره های بین دانه های خاک ، ضمن آب بندی کردن آن به استحکام آن نیز کمک می کند .

موادی که در تزریق به کار می رود متنوع بوده و معمولترین آنها شامل سیمان ، آسفالت ، رس ، مواد شیمیایی است ، که انتخاب نوع آنها ، عمق نفوذ آنها ، ترتیب و چگونگی تزریق و فشار آن بستگی به شرایط شالوده ، نوع و وضعیت آن ، ارتفاع سد و هدف از تزریق دارد . مثلاً نوع دانه بندی و اندازه دانه ها و نفوذ پذیری خاک نقش مؤثری در انتخاب نوع ماده تزریقی دارد. جدول زیر به عنوان نمونه حدود تقریبی اندازه دانه ها را در ارتباط با مناسب بودن برای نوع خاصی از ماده تزریقی نشان می دهد :

جدول (۱) - نوع ماده تزریقی مناسب برای انواع دانه بندی

نوع ماده تزریقی	قطر متوسط دانه ها ( mm ) مناسب برای تزریق
سیمان	۱/۴ - ۰/۵
بنتونیت بارس - سیمان	۰/۳ - ۰/۵
رس - مواد شیمیایی ، بنتونیت - مواد شیمیایی	۰/۲ - ۰/۴
مواد شیمیایی	۰/۱ - ۰/۲

به لحاظ تاریخی ، تا سال ۱۹۲۵ تنها ماده تزریقی معمول تقریباً فقط سیمان پرتلند خالص بود . هرچند سیمان خالص هنگامی ممکن است قابل استفاده در تزریق باشد که قطر مؤثر دانه های خاک (  $D_{10}$  ) در حالت سست از  $0.5$  میلیمتر و در حالت متراکم از  $1/4$  میلیمتر بزرگتر باشد و این شرط به ندرت ممکن است وجود داشته باشد . بنابراین گرچه تعداد معدودی از پرده های آب بند تزریقی با سیمان موفقیت آمیز بوده و در مورد آنها تبلیغ شده است ولی اکثریت آنها ناموفق بوده و محرمانه باقی مانده است .

در سال ۱۹۲۵ ، « یوستن » روشی را به منظور استحکام و غیر قابل نفوذ کردن خاک ابداع نمود که مبتنی بر تزریق پی در پی محلولهای سیلیکات سدیم و کلرورکلسیم بود. این روش هنوز هم مورد استفاده است ، هر چند هزینه آن در پروژه های بزرگ یعنی برای آب بندهای پر حجم گران تمام می شود و تقریباً تا آن حد پر هزینه است که از اجرای آن صرفنظر می شود . این روش به صورت دیگری ، مخصوصاً در فرانسه ، پی گیری گردید ، یعنی با استفاده از مخلوطی از سیمان و رس ( وگاهی با مواد شیمیایی به عنوان ضد انعقاد ) جایگزین گردید . بعد از مدتی ماده شیمیایی به نام AM<sub>9</sub> مورد بهره برداری قرار گرفت . ویژگی این ماده این است که درون مجاری خاک پلیمریزه می شود و حفره ها را پر می کند و دانه ها را به هم پیوند می دهد ، گرچه این روش نیز پر هزینه است . به طور کلی مواد تزریقی درمناقص بزرگتر یعنی درمواد درشت دانه تر بهتر نفوذ کرده و با شرایط ارزان نیز ضخامت بیشتر را تشکیل می دهند ولی در مورد مواد دانه ریز باید مواد تزریقی با لزجت کمتر به کار برده شوند . آزمایشهای واقعی در مقیاس بزرگ در مورد نتیجه تزریق نشان داده اند که صرفنظر از مقدار نفوذپذیری رسوبات شالوده ، میزان نفوذ پذیری بخش تزریق شده به حدود  $10^{-4}$  تا  $10^{-5}$  سانتیمتر در

ثانیه می رسد این ارقام را می توان برای محاسبه مقدار زه در بخش تزریقی و به عنوان مبنایی برای تنظیم ضخامت آن به کار برد .

### ۶-۲-۴ اجرای تزریق و روشهای آن {۳}

از نظر اجرایی به منظور تزریق مواد گمانه هایی به فاصله و عمق مناسب حفر شده و آنگاه ماده انتخابی را به داخل آنها تزریق می کنند . فاصله و تعداد و عمق گمانه ها بستگی به نوع شالوده و نوع ماده تزریق و ضخامت خواسته شده برای پرده تزریقی دارد . معمولاً ضخامت پرده تزریقی حاصل را

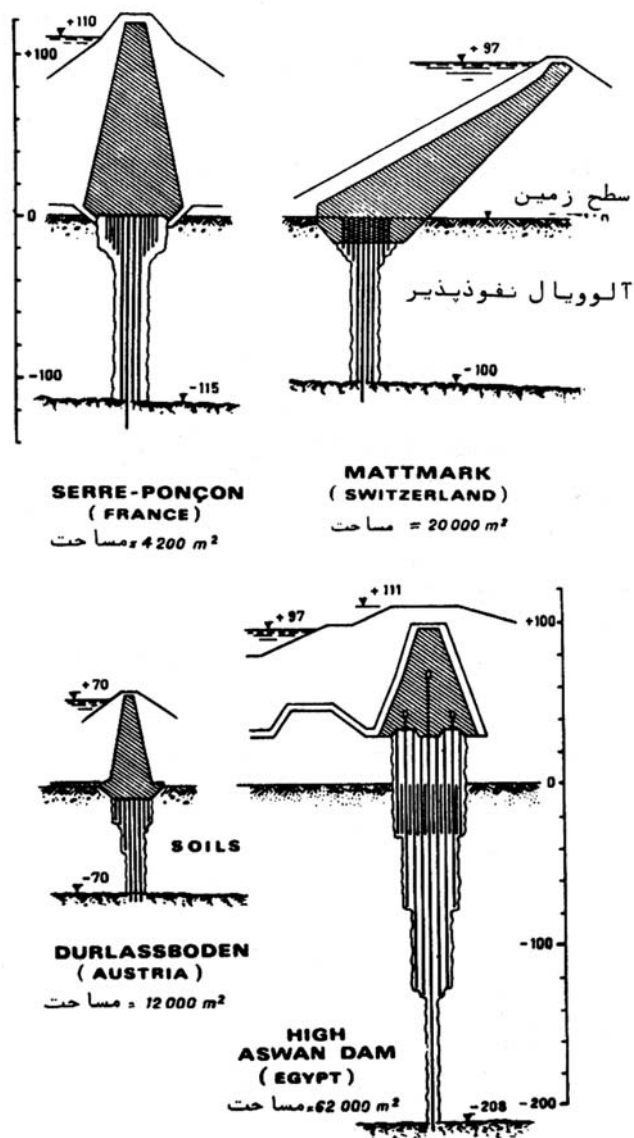
می توان تا حدود  $\frac{1}{3}$  تا  $\frac{1}{5}$  ارتفاع سطح آب در مخزن انتخاب نمود . در بسیاری از سدها یک ردیف

گمانه کافی است ، اما اقلاً دو ردیف گمانه به منظور اطمینان بیشتر ضروری به نظر می رسد . در مواردی تزریقهای مرحله ای را با دو نوع غلظت متفاوت ماده تزریق اجرا می کنند ، یعنی در مرحله اول در گمانه های با فاصله زیادتر ، ملات سیمانی غلیظتر به کار برده می شود و در مرحله بعدی در گمانه های با فاصله کمتر از ملاتهای رقیقتر استفاده می شود .

گاهی با حفر گمانه هایی تا عمق محدود ولی در یک محدوده وسیع می توان نوعی پوشش لایه ای نفوذ ناپذیر به وجود آورد . فاصله گمانه ها برای این منظور ۲ تا ۵ متر ، عمق آنها ۵ تا ۱۰ متر انتخاب می شود . در استفاده از چنین روشی باید شرایط زمین ، ویژگیهای زه و گمانه ها را با دقت مورد بررسی قرار دهند تا بتوان از عدم پیدایش احتمالی پدیده پاپینگ اطمینان کافی حاصل نمود .

شکلهای (۱) ، (۲) ، (۳) محدوده استفاده از تزریق را در بعضی از سدهای ساخته شده نشان می دهند .

فاصله گمانه ها در تزریق بستگی به شرایط متعددی دارد ، از جمله اینکه تا چه وسعتی باید مواد تزریقی نفوذ کنند ، و امکانات نصب دستگاه حفاری و نوع خاک و نوع ماده تزریقی چگونه است .



شکل ۱ - نمونه ای از سد هایی که شالوده آنها به وسیله تزریق آب بندی شده است .

مثلاً مواد تزریقی ریز دانه تر و محلول های معلق ، ژل ها و رزینها موادی هستند که برای تزریق در خاک های ریز دانه تر و با نفوذ پذیری کم به کار می روند ، بنابراین فاصله تأثیر آنها به طور نسبی کم است ، در صورتی که برای خاک های درشت دانه و با نفوذ پذیری زیاد باید از مواد تزریقی درشت دانه مثل سیمان - رس استفاده نمود ، و چون این مواد در خاک های درشت دانه تزریق می شوند شعاع تأثیر آنها بیشتر است . بنابراین در محیط ریز دانه تر فاصله گمانه ها کمتر و در محیط دانه درشت تر فاصله گمانه ها را می توان بزرگتر انتخاب نمود .





جدول (۲) مشخصات خاکها و نوع ماده تزریقی مناسب آنها را نشان می دهد . اینکه پیشروی تزریق در عمق خاک چگونه است بستگی به روش اجرای آن دارد ، که در این مورد به طور کلی می توان سه روش را نام برد انتخاب نوع روش بستگی به شرایط پروژه ، اقتصاد ، امکانات و هدفها دارد . این سه روش کلی عبارتند از : روش در جا ، روش پائین رو ، روش بالا رو هر کدام از این روشها معایب و مزایایی دارند ، هر چند به علت شرایط محل تزریق و نوع پروژه ممکن است معایب یک روش خاص انتخابی در محدوده آن پروژه پدیدار نگردد . بهترین و مجهز ترین روش ، نوع « درجا » می باشد که بر اساس آن می توان به ترتیب مورد نظر برای تزریق در عمقهای مختلف ، تزریق مکرر ، و تزریق مرحله ای را به سهولت اجراء نمود . در شکل (۴) طرح ساده ای از روشهای ذکر شده نشان داده شده است .

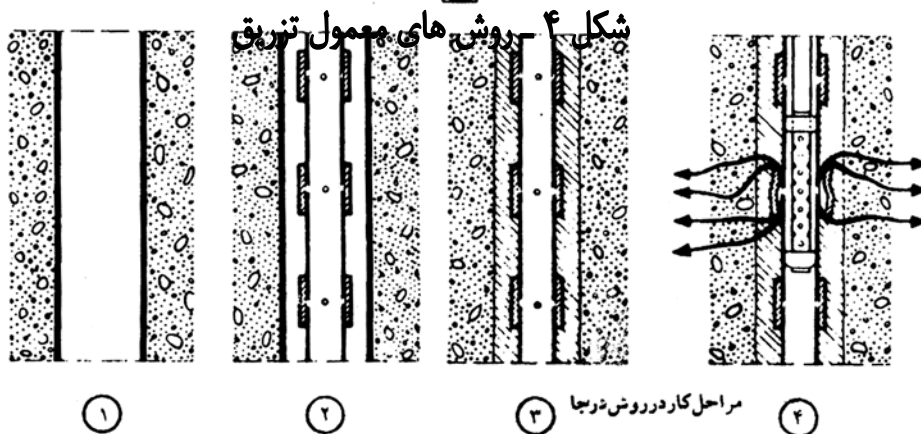
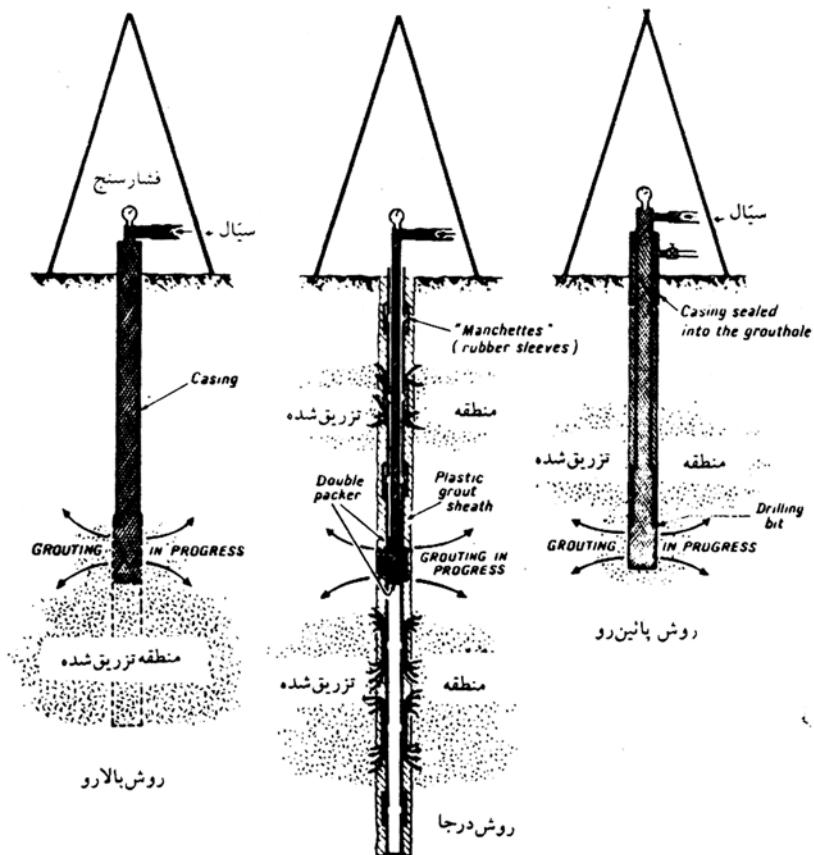
به طور خلاصه هر گونه روش و ماده تزریقی که بکار برده شود خالی از نقایص کلی نخواهد بود .

جدول - اطلاعات کلی و نمونه در مورد تزریق

نوع خاک	ماسه های درشت و شن	ماسه های ریز تا متوسط	ماسه های سیلتی و رسی و سیلتها
قطر دانه سطح مخصوص نفوذ پذیری نوع سیال تزریقی	$d_{10} > 0.15mm$ $S < 1000cm^{-1}$ $k > 10^{-3}m/sec$ (دانه ای)	$0.075mm < d_{10} < 0.15mm$ $100 < S < 1000cm^{-1}$ $10^{-3} > k > 10^{-5}m/sec$ محلولهای کلوئیدی (ژلها)	$d_{10} < 0.075mm$ $S > 1000cm^{-1}$ $K < 10^{-3}m/sec$ محلولهای خالص (رزینها)
تزریق استحکامی	<b>Cement</b> (برای $k > 10^{-2}m/sec$ )  <b>Aerated mix</b>	<b>Hard silica gels</b> (برای $k > 10^{-4}m/sec$ ) تزریق دو مرحله ای - روش پوستن) در تزریق یک مرحله ای : <b>Garongel</b> <b>Glyoxal</b> <b>Siroc</b>	<b>Aminoplastic</b>  <b>Phenoplastic</b>
تزریق آب بندی	<b>Aerated mix</b> <b>Bentonite gel</b> <b>clay gels</b> <b>clay cement</b>	<b>Bentonite gel</b> <b>Lignochromate</b> <b>Light caron gel</b> <b>Soft silica gel</b> <b>Vulcanizable oils</b> <b>Others (terraniem)</b>	<b>Acrylamide</b> <b>Aminoplastic</b> <b>Phenoplastic</b>

از جمله اینکه اندازه و محل قسمتهایی از لایه مورد تزریق که تحت تأثیر تزریق قرار نگرفته است معلوم نخواهد شد و چنانچه در لایه های نفوذناپذیر لایه ای از ماسه بدون تزریق ، احیاناً بخش تزریق شده را قطع کند ، بعد از پر شدن مخزن سد ، به علت ایجاد گرادیان هیدرولیک زیاد در آن نقطه ، شدن

حرکت زه در آنجا زیاد شده و به تدریج شکاف عریضی ایجاد می شود که عواقب آن قابل پیش بینی نیست. تزریقهای شیمیایی در اثر تأثیر طولانی فشار زه ممکن است سوراخ شوند. به علاوه کارایی روش تزریق بستگی به مهارت و تجربه اجرا کنندگان آن دارد و به هر حال کارایی دراز مدت اکثریت پرده های تزریقی تا حدی نامعلوم است.



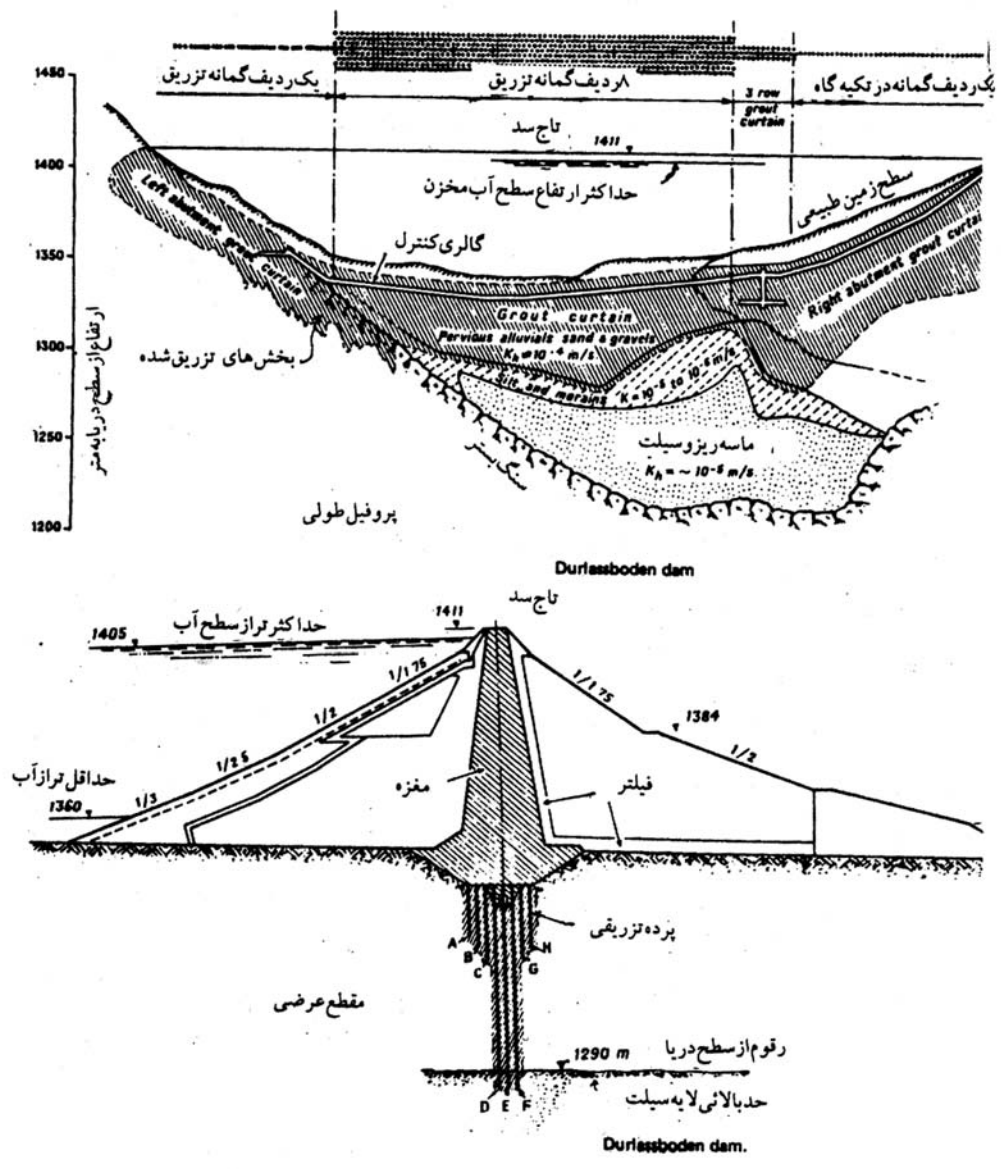
#### ۴-۲-۷ نمونه هایی از سدهای تزریق شده {۲}

به عنوان نمونه سد خاکی « دورلاسیون » در استرالیا در اینجا مورد بحث قرار می گیرد. شکل (۵) مقطع سد و ناحیه تزریق را نشان می دهد.

این سد خاکی به ارتفاع ۷۰ متر شیب دامنه های از  $1/5$  تا  $1/3$  در نقاط مختلف و با مغزه مرکزی روی شالوده ای شن و ماسه ای به عمق ۵۰ متر ساخته می شود و حجم عملیات خاکی آن ۲/۵ میلیون متر مکعب و تولید انرژی آن ۲۵ مگا وات می باشد . مطابق شکل (۵) در زیر مغزه سد ۸ ردیف گمانه تزریقی وجود دارد که ۵ ردیف آنها تا عمق ۱۵ تا ۲۱ ، و ۳ ردیف میانی تا عمق ۶۵ متر می باشد . فاصله گمانه ها ۲/۵ تا ۳ متر ، فشار نهایی تزریق تا ۵۰ و ۶۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع رسیده است .

نفوذ پذیری لایه بلافاصله زیر سد  $10^{-4} m/sec$  است که طبقه زیر این لایه را مواد ماسه ای سیلتی با نفوذپذیری حدود  $10^{-6} m/sec$  تشکیل می دهد . لایه نفوذ پذیر تزریق شده پس از تزریق به نفوذ پذیری  $4 \times 10^{-7} m/sec$  می رسد .

در این سد جمعاً ۱۰۵۷۹ متر مربع از خاک در محل آب بندی شده و برای این عمل ۲۰۵۷۷ مترگمانه حفر شده و ۱۵۵۷۷ متر لوله های تزریقی در جا به کار رفته است . در فاز اول و دوم تزریق ، ۲۲۵۴۰ متر مکعب از مخلوطی بکار رفته است که برای هر ۱۰۰۰ لیتر آب ، ۱۵۰ کیلوگرم سیمان ، و ۵۰۰ کیلوگرم رس وجود داشته و لزجت آن به ۳۸ مارش ثانیه رسیده است . در فاز سوم ، ۲۵۱۳۲ متر مکعب ژل بنتونیت ( مخلوطی از بنتونیت ، مونو فسفات سدیم ، سیلیکات سدیم و آب ) با لزجت ۳۸ مارش ثانیه ، و در فاز چهارم ، ۶۷۲۴ متر مکعب ژلهای شیمیایی ( عمدتاً آلوموسیلیکاتها ) با لزجت ۳۲ مارش ثانیه مورد استفاده قرار گرفته است .



شکل ۵ - سد تزریق شده « دورلاسیودن »

نمونه دیگر به عنوان سد « میشن » در « بریتش کلمبیا » می باشد . برای این سد ۵ ردیف گمانه تزریقی به عمق ۱۵۰ متر و فاصله ۳ متر انتخاب شده و ماده تزریقی در ردیفهای بیرونی سیمان خالص ، در ردیفهای دوم و چهارم مخلوطی از سیمان و رس به نسبتهای متفاوت و در ردیف وسط مخلوطی از سیمان و رس و مقدار کمی مواد شیمیایی به کار برده شده است . ضریب نفوذ پذیری بخش تزریق شده به  $10^{-4}$  سانتیمتر در ثانیه و راندمان این آب بند به ۹۰% رسیده است .

## ۴-۲ ترانشه آب بند

ترانشه آب بند ، در شالوده سد يعني در قاعده آن حفر شده و از مواد رسي و نفوذ ناپذير كاملاً متراكم پر مي شود . شيب كناره هاي آن حدود  $45^\circ$  گرفته مي شود و اندازه و عمق آن بستگي به شرايط دارد و محل محور آن ممكن است منطبق به محور مغزه سد و يا در سمت بالا دست جلوتر از محور سد قرار گيرد . اگر لايه نفوذ پذير شالوده تا اعماقي بيش از ۱۵ متر نباشد ، مي توان اين ترانشه را تا سنگ بستر و يا تا لايه نفوذ ناپذير زيرين ادامه داد . عرض قاعده ترانشه اقلأ حدود ۵ متر مي گيرند هر چند بر حسب وسعت كار ، و تجهيزات تراكم و مسائل اقتصادي ابعاد ترانشه را مي توان به طور مناسب انتخاب نمود . اگر نتوان تمام ضخامت لايه نفوذ ناپذير را به وسيله ترانشه آب بندي نمود ، مي توان از ترانشه ناقص كه به وسيله يك ديفراگم بتني قائم تكميل مي شود آب بندي كاملي تشكيل داد . شكلهاي (۶) نشان دهنده وضعيت ترانشه آب بند در نيمرخ مي باشد .

### ۴-۲-۱ آب بند ناقص

آب بندي ناقص به روشي از آب بندي گفته مي شود كه شالوده را به طور كامل آب بندي نمي كند و عمل اصلي آن قطع كلي زه نيست بلكه در محدود نمودن آن و در افزايش طول مسير آن مؤثر است . آب بندهاي ناقص در شالوده هايي كه در طبقات عميقتر نفوذ ناپذير تر مي شوند بسيار مؤثرند اما در شالوده هايي كه تا عمق زياد نفوذ پذيري قابل توجه دارند ، راندمان آب بندهاي ناقص كم است بطوري كه اگر تا ۸۰٪ عمق كلي لايه نفوذ پذير آب بندي شود راندمان كاهش زه از آن فقط تا ۵۰٪ مي رسد . از اين رو هنگامي مي توان از آب بند ناقص نتيجه رضايت بخش گرفت كه همراه با آب بند ناقص از پوشش بالادست نيز استفاده گردد .

### ۴-۲-۲ آب بند سپري {۲}

آب بندي سپري يا سپرهاي آب بند ، در شالوده هاي سيلتي ، ماسه اي و شني ريز قابل اجرا مي باشند . اين سپرها به روش كوبيدن در شالوده اجر مي شود و هيچگاه نمي توان از عدم نشت آب در حد فاصل قطعات آنها مطمئن بود . به همين علت معمولاً آنها را به وسيله تزريق سيمان ، بتون ريزي و يا تزريق بتونيت آب بندي مي كنند . سپرهاي آب بند حتي المقدور در طرف بالا دست شالوده كوبيده مي شوند ( شكل ۷ ) .

### ۴-۲-۲ آب بند سيماني و پرده بتني در جا

اين نوع آب بندها در شالوده هايي كه قلوه سنگها و قطعات سنگهاي بزرگ ندارند قابل اجرا مي باشند . به طور خلاصه روش اجراي آنها به اين ترتيب است كه بعد از حفر گمانه هايي در يك يا چند ردیف تعيين شده ، داخل آنها را ملات سيمان ريخته و به وسيله انتهاي سر مته اين ملات با شن و ماسه درون گمانه مخلوط مي شود و به تدريج گمانه ها پر مي شوند . در نتيجه جداري از بتن در عرض شالوده به وجود مي آيد .

در روش ديگر ترانشه اي به طول ۵ تا ۱۰ متر و عرض ثابت حدود ۱/۲ تا ۲ متر به وسيله ماشين آلات مخصوص حفاري مي شود . در اين نوع حفاري از گل حفاري به عنوان محكم كننده جدار ترانشه و

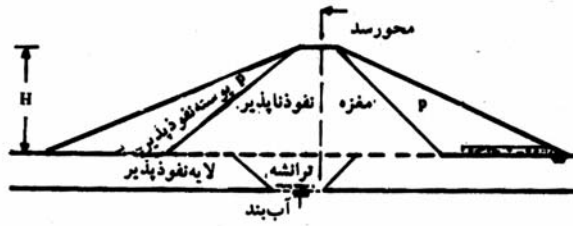
انتقال مواد حفاری شده به بالا استفاده می شود و در مخزنهای مخصوص آن مجدداً تصفیه شده و با بنتونیت اضافه شده به ترانشه برگردانده می شود. بعد از حفر تا عمق مورد نظر، ترانشه به وسیله بتن ساخته شده پر می گردد. ترانشه های دیگری به همین ترتیب و در یک امتداد ساخته می گردند تا اینکه تمامی طول شالوده در محدوده مورد نظر به وسیله یک دیوار بتنی آب بندی می گردد. ساختن پرده سیمانی توسط گمانه و یا بوسیله ترانشه در هر حال مشکلات اجرایی فراوان (از جمله وجود آب و خشکانیدن آن) و مسائل اقتصادی زیادی دارد.

#### ۴-۴ پوشش بالا دست (Upstream blanket) (۲۳)

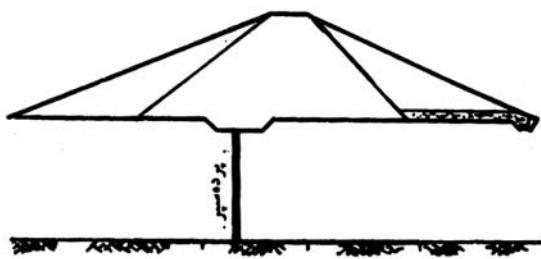
پوشش بالا دست لایه ای نفوذ ناپذیر از خاک رسی است که باید به بخش نفوذ ناپذیر داخل سد متصل گردد. تأثیر این نوع پوشش افزایش طول مسیر جریان و در نتیجه کاهش گرادیان هیدرولیک است، و به عبارت دیگر در شبکه جریان تعداد خطوط افت پتانسیل در مقایسه با حالتی که این پوشش وجود ندارد افزایش می یابد.

شکل (۸) دو نوع از آب بندی بوسیله پوشش بالادست را نشان می دهد، که نوع B از اطمینان بیشتری برخوردار است.

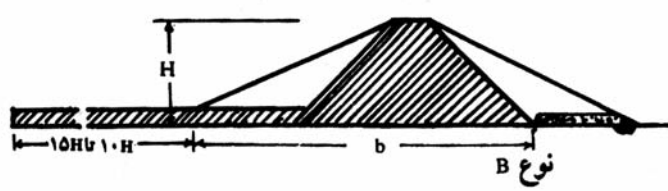
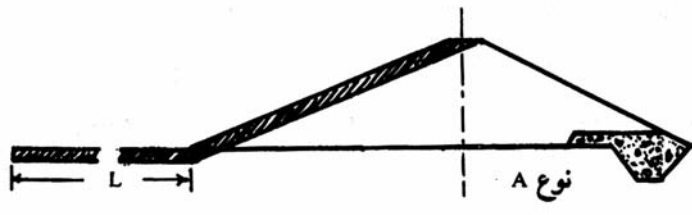
کارایی پوشش بالادست تا حد زیادی بستگی به نسبت ضرایب نفوذ ناپذیری در امتداد افقی و عمودی در زمین شالوده دارد، گرچه نسبت این ضرایب تقریباً هیچ گاه به طور دقیق دانسته نیست ولی ممکن است در مواردی رقمی نسبتاً بزرگ باشد. به هر حال اگر بر اساس مساوی بودن ضرایب نفوذ پذیری شالوده در امتداد افقی و عمودی مقدار زه آب محاسبه گردد و ضریب نفوذ پذیری هر دو امتداد برابر ضریب نفوذ پذیری افقی در نظر گرفته شود، مقدار محاسبه شده زه، حد بالایی را نشان می دهد در مواردی شرایط طبیعی مناسب به کارایی بیشتر پوشش بالادست کمک می کند زیرا به تدریج رسوبات سیلتی و رسی در بستر مخزن تجمع می یابد و خود به خود بر ضخامت و آب بندی این پوشش می افزاید.



توانشه رسی آب بند



آب بند پرده سپری



شکل ۸ - دو نوع پوشش آب بندی بالادست

### ۱-۴-۴ تعیین ابعاد پوشش بالا دست {۲}

اگر ضریب نفوذ پذیری افقی متوسط لایه شالوده  $k$ ، اختلاف سطح آب در طرفین سد  $h$ ، و ضخامت لایه نفوذ ناپذیر زیر سد  $d$ ، باشد و بخواهیم مقدار دبی زه در شالوده را از مقدار  $q$  (در واحد طول سد) که بدون پوشش نفوذ ناپذیر است به مقدار  $pq$  بعد از قرار دادن پوشش کاهش دهیم لازم است طول پوشش را برابر  $L$  از رابطه زیر تعیین کنیم:

$$L = \frac{Khd - pqb}{pq}$$

در این رابطه،  $b$  عرض قاعده بخش نفوذ ناپذیر سد است و  $p$  عددی کوچکتر از واحد است و رابطه فوق تا حدی تقریبی است.

برای تعیین ضخامت این پوشش، روابطی پیشنهاد شده است که از جمله عبارت است از:

$$t = 61 + 0.02x$$

در این رابطه  $t$ ، ضخامت پوشش در هر نقطه بر حسب سانتیمتر، و  $x$  فاصله هر نقطه از ابتدای پوشش است.

رابطه دیگری به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$t = (k_2 / k_1) \frac{L}{d} x$$

در این رابطه  $k_2, k_1$  به ترتیب نفوذپذیری متوسط شالوده و پوشش نفوذ ناپذیر،  $L$  طول پوشش از ابتدا تا مقطع نفوذ ناپذیر سد (بر حسب متر)،  $d$  ضخامت لایه نفوذپذیر است. در شرایط معمولی (سدهای کوتاه) ضخامت پوشش بالا دست بین ۱/۵ تا ۳ متر و طول آن حدود ۱۰ برابر ارتفاع آب مخزن در نظر گرفته می شود. در صورتی که شالوده ماسه ریز یا سیلنتی باشد، طول پوشش را تا ۱۵ برابر ارتفاع آب می گیرند.

### ۵-۴ مزایا و معایب آب بندها

در يك آب بند کامل وايدۀ آل راندمان آب بند به يك (یا صد در صد) می رسد. راندمان آب بند عبارت است از نسبت اختلاف ارتفاع پیژومتریک آب بلافاصله در بالادست آب بند و ارتفاع پیژومتریک آب بلافاصله در پایین دست آن به اختلاف ارتفاع پیژومتریک کلی آب بین مقطع ورودی در بالادست و مقطع خروجی در پایین دست سد، یعنی:

$$E = H' / H$$

در این رابطه  $H'$  اختلاف ارتفاع پیژومتریک آب بین دو نقطه یکی در بلافاصله بالادست و دیگری در بلافاصله پایین دست آب بند است و  $H$  اختلاف ارتفاع آب بین سطح مخزن و سطح آب در جلوی سد می باشد.

هر چند می توان راندمان آب بند را در ضمن طراحی سد با رسم شبکه جریان به دست آورد، اما راندمان واقعی هنگامی معلوم می شود که برای دفعه اول مخزن سد پر شود و اختلاف سطح آب در



چاههایی که در بلافاصله بالادست و بلافاصله پایین دست آب بند حفر شده اند ، اندازه گیری گردد . در بسیاری موارد مشاهده شده است که راندمان واقعی به مراتب کمتر از مقدار پیش بینی شده راندمان توسط طراح می باشد . تفاوت بین مقدار واقعی و مقدار پیش بینی شده بستگی به نوع آب بند ، شرایط خاک زیر سطحی ، و روش و نوع عملیات اجرایی دارد که این بستگی به کیفیت کار پیمانکار خواهد داشت . بنابراین درانتخاب نوع آب بند تمام این عوامل را باید در نظر گرفت .

تنها نوعی از آب بند که راندمان آن را می توان بخوبی پیش بینی نمود و تقریباً همان راندمان را در اجرا به دست آورد ، آب بند حاصل از ترانشه های رسی با جدار مایل است . از آنجا که قبل از ایجاد آب بند فقط برای تعداد محدودی از نقاط زمین میتوان وضعیت خاک را با اطمینان مشخص نمود و آب بند بر اساس همین اطلاعات طراحی می شود ، از این رو ممکن است در ضمن اجرا ( مثلاً در اجرای ترانشه های آب بند ) وضعیتهای دیگر مشاهده شود که احتیاج به تغییر طرح و یا تعویض خاک و اصلاحات دیگری داشته باشد .

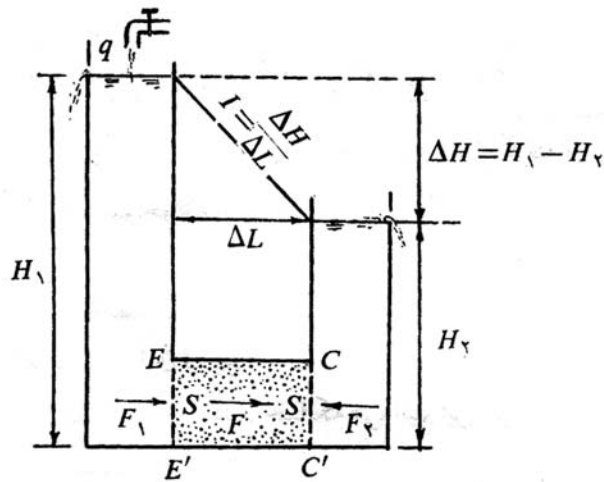
تمام آب بندها علی رغم مدیریت صحیح در ساختن آنها ممکن است با نقیصه هایی در عمل مواجه شوند . در هر نوع آب بند ، به هر حال همراه با افزایش عمق ، اختلاف بین راندمان پیش بینی شده و راندمان واقعی آن افزایش می یابد و در شرایط خاصی ممکن است از راندمان واقعی تا آن حد کاسته گردد که عملاً آب بند ایجاد شده را بی فایده نماید .

پرده سپرهای فلزی در محل های قفل شده نفوذ ناپذیر نیستند و یا ممکن است ضمن نصب پرده سپرها هنگام برخورد با سنگهای پیش بینی نشده قفلها شکسته شده و با فرو رفتن پرده سپر در عمق بیشتر شکاف موجود در محل قفلها بیشتر شده و حتی فاصله حدود چند ده سانتیمتر بین دو قطعه مجاور پرده سپر پدیدار گردد . چنین نقیصه هایی در موارد متعدد مشاهده شده است . همچنین مواردی مشاهده شده است که پرده سپرها به علت رسیدن به سنگ بستر و یا به علت ضربه های کوبنده ، به صورت منحنی درآمده و لذا قادر به جلوگیری از حرکت آب نبودند و در مواردی راندمان آب بندی آنها به ۱۰ درصد رسیده است .

بنابراین شرایط زمین ساخت و خاک منطقه ممکن است برای نوعی از آب بند - هر چند پر هزینه باشد - مناسب نباشد ولی نوع دیگر از آب بندی را به خوبی پذیرا باشد ، و به عکس اگر شرایط برای نوع خاصی از آب بند موفقیت آمیز باشد دلیلی وجود ندارد که برای نوع دیگر نیز موفقیت آمیز باشد . مثلاً چنانچه خطر انحراف پرده سپرها و ایجاد شکاف در بین آنها در اعماق زمین باشد ، می توان به جای آنها از پرده سیمانی که به وسیله حفر یک سری گمانه و پر کردن آنها با بتن ساخته می شود ، استفاده نمود . امروزه حفر گمانه ها به قطر ۵۰ تا ۶۰ سانتیمتر برای این منظور معمول است و تا اعماق قابل توجه مثلاً ۱۰۰ متر قابل اجرا می باشد . راندمان این نوع آب بندها تقریباً کامل گزارش شده است .

## ۶-۴ پدیده روباه {۲}

برای بررسی پدیده روباه در سدهای خاکی که یکی از پدیده های خطرناک می باشد ، ابتدا برابر شکل (۹) ، نیروی تراوش آب در خاک را بررسی می نمائیم :



شکل (۹) جهت بررسی نیروی تراوش آب

در این آزمایش مقداری از نمونه مورد نظر را برابر شکل مابین دو صفحه مشبک  $EE'$ ،  $CC'$  قرار داده و به وسیله شیر (R) مقدار  $q$  لیتر آب وارد استوانه اول و بعد از تعادل به همان مقدار از استوانه دوم خارج می گردد. برای محاسبه مقدار نیروی آب به ترتیب زیر عمل می نمایند:

$$F_1 = \gamma \cdot H_1 \cdot S \quad (1)$$

$$F_2 = \gamma \cdot H_2 \cdot S \quad (2)$$

$$F = F_1 - F_2 = \gamma \cdot S \cdot (H_1 - H_2) = \gamma \cdot S \cdot \Delta H \quad (3)$$

$$S = \frac{V'}{\Delta L} \quad (4)$$

$$F = \gamma \frac{V'}{\Delta L} \cdot \Delta H = \gamma \cdot V' \frac{\Delta H}{\Delta L} = \gamma \cdot V' \cdot I \quad (5)$$

$F$  = نیروی تراوش آب برحسب کیلوگرم .

$\gamma$  = وزن مخصوص آب برحسب کیلوگرم بر مترمکعب .

$V'$  = حجم نمونه بر حسب متر مکعب .

$I =$  گرادیان هیدرولیکی و مقدار آن برابر  $( I = \frac{V}{K} )$  می باشد .

اگر در روابط فوق  $( V' )$  را برابر واحد حجم در نظر گرفته و بجای  $I$  نیز مقدار آن را قرار دهیم

خواهیم داشت :

$$F = \gamma \frac{V}{K}$$

با توجه به رابطه فوق نتیجه می شود که در اثر این نیرو ، آب با سرعت  $(V)$  متر در ثانیه از نمونه

عبور می کند . چنانکه می دانیم این سرعت در امتداد نیروی  $F$  بوده و هم جهت با آن می باشد .

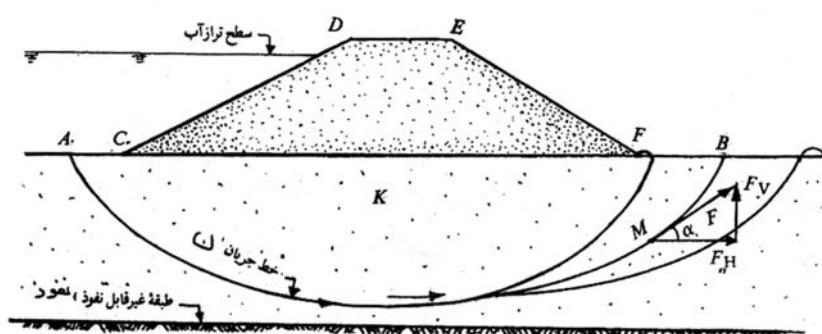
حال اگر سد خاکی برابر شکل (۱۰) ، روی طبقه نفوذ ناپذیری با ضریب نفوذپذیری (K) بنا شده و امتداد یکی از خطوط جریان برابر خط قوسی AB فرض شود و در نقطه (M) نیروی تراوش آب را در نظر گرفته و آنرا در امتداد افقی و قائم تصویر نماییم ، خواهیم داشت :

$$F_V = F \sin \alpha \quad (7)$$

$$F_H = F \cos \alpha \quad (8)$$

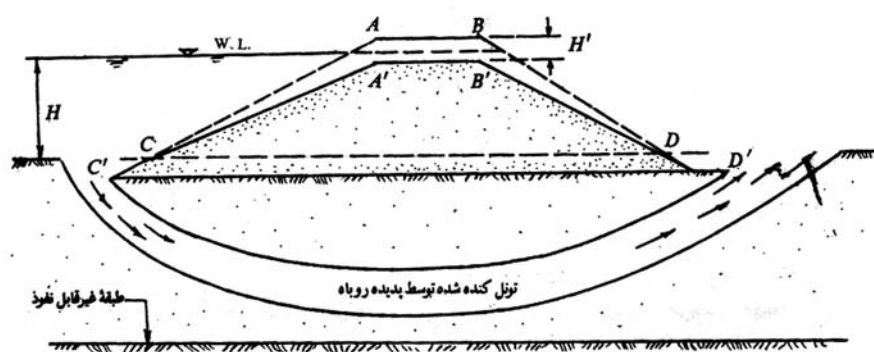
با توجه به رابطه (۶) می توان گفت که نیروی (F<sub>V</sub>) سرعت v<sub>v</sub> را در امتداد قائم ایجاد خواهد کرد که به وسیله رابطه زیر قابل محاسبه می باشد .

$$F_v = \gamma \frac{V_v}{K} \quad (9)$$



شکل ۱۰- بررسی پدیده رویاه

در اثر نیروی F<sub>V</sub> و سرعت حاصله از آن (v<sub>v</sub>) ذرات ریز خاک به تدریج به طرف بالا حرکت کرده و توسط آب پائین دست سد به طرف رودخانه حمل می گردد .



شکل (۱۱) نشان دهنده نشست سد

این عمل برابر شکل (۱۱) ادامه یافته و در پی سد ، تونلی که به لانه رویاه شبیه است ایجاد می شود . در نتیجه کم کم زیر سد خالی شده و سد خاکی به اندازه H' متر نشست نموده و از حالت

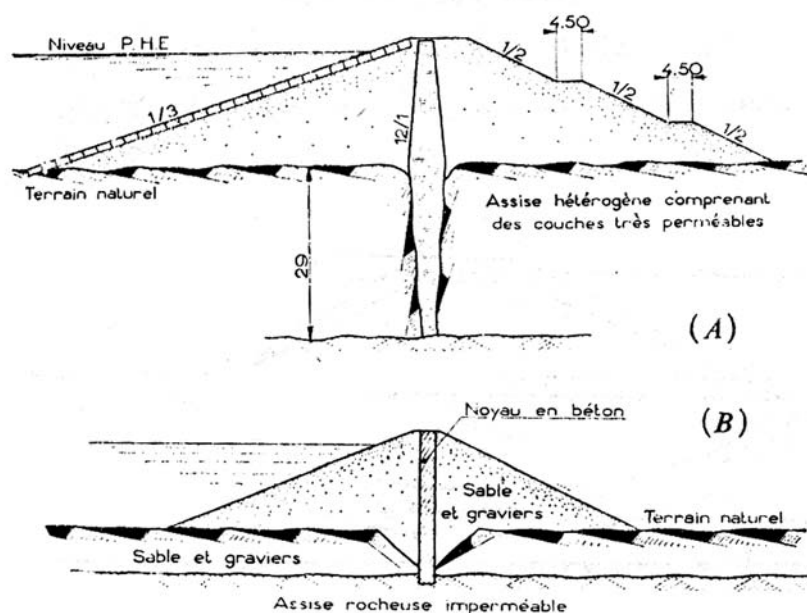
$CABD$  به حالت  $C'A'B'D'$  می رسد در این حالت آب از بالای تاج سد سرریز نموده ضمن شستن خاک بدنه آن موجب تخریب سد می گردد .

#### ۴-۷ روش مبارزه با خطر پدیده روباه

برای مبارزه و جلوگیری از خطر نشست سدهای خاکی که در اثر پدیده روباه به وجود می آید روش های مختلف به کار برده می شود . به طور اجمال و به شرح زیر چند روش مفید بیان می گردد :

##### ۴-۷-۱ ساختن دیوار بتنی و بتن آرمه ای :

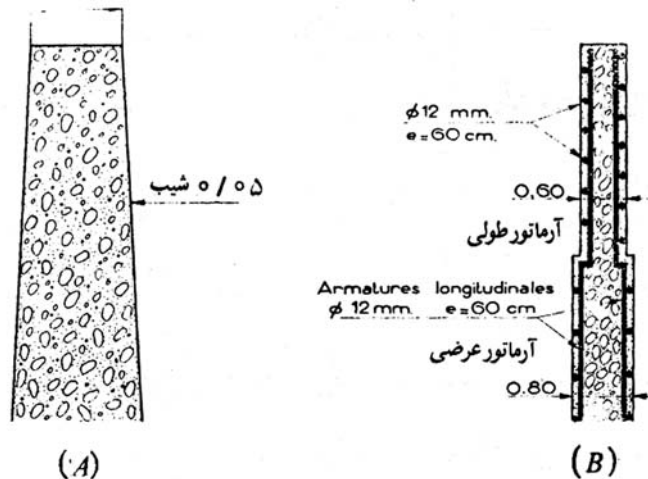
در این روش برابر قسمت های مختلف شکل (۱۲) و همزمان با بنای سد ، دیواری



شکل (۱۲) نشان دهنده فرم دیوار بتنی و بتن آرمه ای

از بتن یا بتن آرمه که مقاطع آنها در قسمت (B,A) شکل (۱۲) نشان داده شده است می سازند . چنانکه شکل نشان می دهد ، دیوار از طبقه غیر قابل نفوذ شروع و در امتداد محور تقارن طولی سد ، در امتداد مقطع عرضی دره تا تاج سد ادامه می یابد. این نوع دیوارها در مقابل نیروی تراوش آب و پدیده روباه مقاوم می باشند .

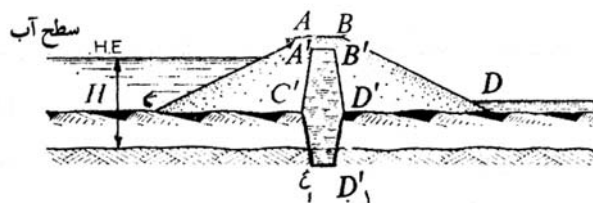
**تذکر :** باید دانست که ضخامت دیوارهای بتنی و بتن آرمه ای را با توجه به نیروهای وارده با در نظر گرفتن قوانین و روابط بتن و بتن آرمه ، محاسبه و بررسی می نمایند .



شکل (۱۲) مقطع دیوار بتنی و بتن آرمه ای

## ۲-۷-۴ ایجاد هسته مرکزی با خاک رس ؛

اگر بدنه و پی سد خاکی نفوذ پذیر باشد و آوردن خاک مناسب و ایجاد دیوارهای بتنی و بتن آرمه ای گران تمام شود ، در این گونه موارد برای مبارزه با پدیده رویاه شکل (۱۴) در امتداد طولی سد ، دیافراگم یا هسته مرکزی از خاک رس ایجاد می نمایند .



شکل (۱۳) نشان دهنده هسته مرکزی در سد

برای محاسبه ابعاد هسته مرکزی و برآورد مقدار گذر جریان از آن ، برابر قسمت های (B,A) شکل (۱۵) مطالبی بیان می شود .

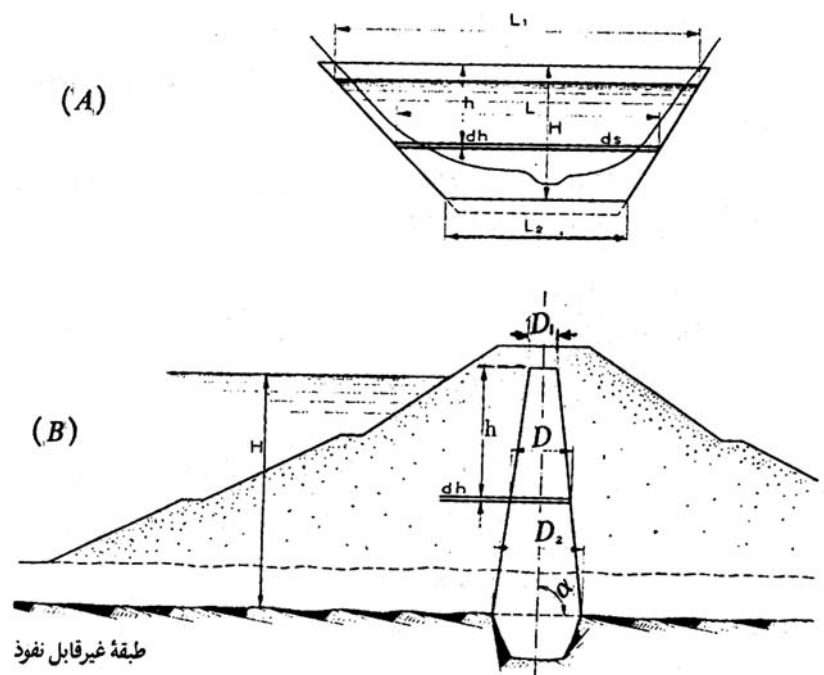
برابر قسمت (B) اگر هسته مرکزی سد به صورت دیافراگم طرح شود ، در این حالت ابعاد قسمت های مختلف آن را در تاج و در پایه به ترتیب برابر  $(2.0 \geq D_1 \geq 0.075)$  متر و  $\left(\frac{1}{6}H \geq D_2 \geq \frac{1}{7}H\right)$  در نظر می گیرند . ولی اگر هسته مرکزی برابر شکل (۱۴) طرح شود ، ضخامت آن را در تاج ما بین مقادیر  $\left(\frac{3}{5}AB \geq A'B' \geq \frac{1}{2}AB\right)$  عرض تاج سد اصلی و در پایه ما بین  $\left(\frac{1}{2}H \geq C'D' \geq \frac{1}{3}H\right)$  و در

قسمت طبقه غیر قابل نفوذ مابین  $\left(\frac{1}{6}H \geq C_1 D_1' \geq \frac{1}{7}H\right)$  در نظر می گیرند و شیب بالا دست و پایین دست آن را به ترتیب ما بین  $\left(\frac{1}{2} \text{ تا } \frac{2}{3}\right)$  و  $\left(\frac{1}{1} \text{ تا } \frac{2}{3}\right)$  اختیار می نمایند.  $H$  به کار رفته در این روابط برابر قسمت (B) شکل (۱۵)، ارتفاع نظیر بار هیدرواستاتیکی می باشد و برحسب متر بیان می شود.

برای محاسبه مقدار گذر جریان از هسته مرکزی برابر شکل در عمق  $(h)$  متری از سطح آب المان کوچکی به ارتفاع  $(dh)$  که طول آن  $(L)$  می باشد، انتخاب کرده و به ترتیب زیر عمل می نمایند:

$$ds = L.dh \quad (10)$$

$$dQ = V.ds = K.I.L.dh = K \frac{h}{D}.L.dh \quad (11)$$



شکل (۱۵) نشان دهنده مقاطع طولی و عرضی از سد خاکی

$K =$  ضریب نفوذ ناپذیری هسته مرکزی برحسب متر در ثانیه .

$I = \frac{h}{D}$  بر حسب متر بر متر .

مقادیر (L) و (H) را به وسیله روابط زیر محاسبه کرده و در رابطه (۱۱) قرار می دهیم :

$$D = D_1 + \frac{(D_2 - D_1)h}{H} = \frac{D_1 H + (D_2 - D_1)h}{H} \quad (12)$$

$$L = L_1 - \frac{(L_1 - L_2)h}{H} = \frac{L_1 H - (L_1 - L_2)h}{H} \quad (13)$$

$$dQ = K \frac{L_1 \cdot H \cdot h - (L_1 - L_2)h^2}{D_1 \cdot H + (D_2 - D_1)h} dh \quad (14)$$

برای محاسبه مقدار کل گذر جریان (Q) از رابطه (۱۴) مابین مقادیر (H و 0) انتگرال می گیریم :

$$Q = K \int_0^H \frac{L_1 \cdot H \cdot h - (L_1 - L_2)h^2}{D_1 \cdot H + (D_2 - D_1)h} dh \quad (15)$$

$$Q = \frac{K \cdot H^2}{(D_2 - D_1)^2} \left( \frac{-(L_1 - L_2)}{(D_2 - D_1)} - L_1 D_1 \right) L_n \frac{D_2}{D_1} + \frac{K \cdot H^2}{2(D_2 - D_1)^2}$$

$$(3L_1 D^2 + 3L_2 D_1 - 5L_1 D_1 - L_2 D_2) \quad (16)$$

**تذکر:** اگر مقطع بسته مرکزی را مستطیل و بستر رودخانه را عریض فرض نماییم ، با توجه به این که در این حالت ( $D_1=D_2=D$ ) و ( $L_1=L_2$ ) می باشد ، لذا اگر از رابطه (۱۵) با اعمال این شرایط انتگرال بگیریم خواهیم داشت :

$$Q = K \frac{L_1 \cdot H^2}{2D_1} \quad (17)$$

#### ۴-۷-۲ طولانی کردن مسیر جریان آب نفوذی در پی :

اگر در ایجاد هسته مرکزی به عللی امتداد آن تا طبقه غیر قابل نفوذ مقرون به صرفه نباشد ، دراین شرایط برای مبارزه با خطر پدیده روباه با روش های مختلف مسیر جریان آب نفوذی را طولانی

می نمایند . چنانکه قبلاً نیز بیان شده است بنا به قانون دارسی سرعت جریان آب نفوذی به وسیله رابطه زیر قابل محاسبه می باشد .

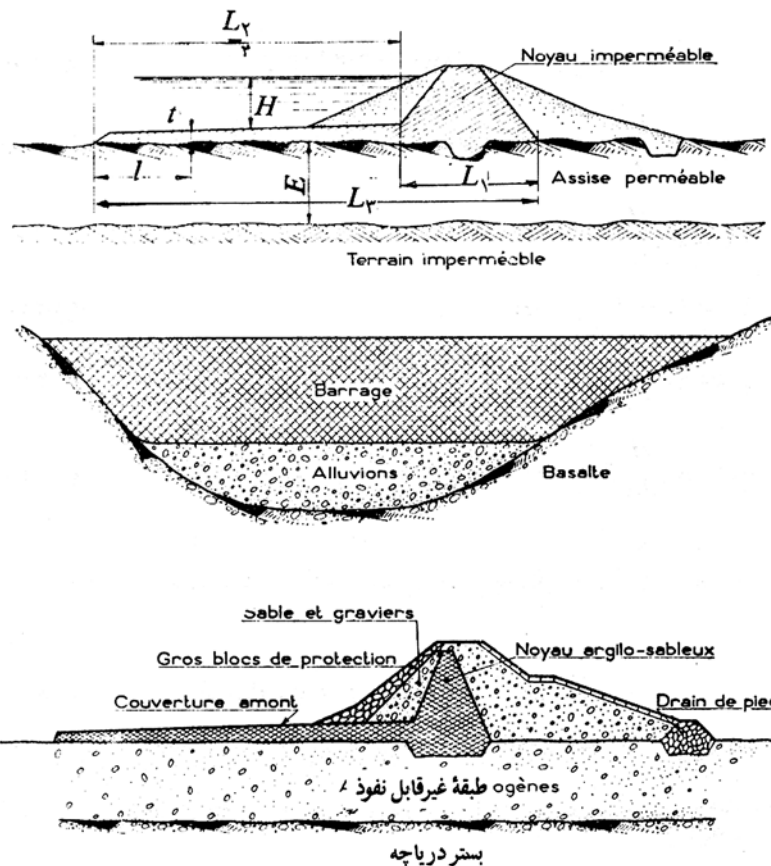
$$V = K \frac{H'}{L} \quad (18)$$

$K$  = ضریب نفوذ پذیری محیط مورد نظر از خاک بر حسب متر در ثانیه .

$H'$  = اختلاف سطح آب در طرفین سد بر حسب متر .

$L$  = مسیر طی شده توسط آب نفوذی بر حسب متر .

با توجه به اینکه مقدار  $V'$  با  $L$  نسبت معکوس دارد ، لذا هر اندازه مقدار  $L$  را افزایش دهیم متناسب با آن مقدار  $v$  کمتر شده و سرعت جریان آب قادر نخواهد بود دانه های ریز خاک را حمل کرده و پی سد را تخلیه نماید . در این مورد حالت های ممکن به شرح زیر بیان می گردد.



شکل ۱۶ - مقطع عرضی سد و امتداد هسته مرکزی



### ۱-۳-۷-۴ امتداد دادن هسته مرکزی در بالادست :

در این روش برای افزایش طول مسیر جریان آبهای نفوذیافته برابر شکل (۱۶) ، هسته مرکزی را در امتداد بستر دریاچه سد در بالا دست آن امتداد می دهند .

برای محاسبه ابعاد قسمت امتداد یافته و برآورد مقدار سرعت و گذر جریان قبل و بعد از امتداد دادن هسته مرکزی ، به شکل از روابط زیر استفاده می نمایند .

$$t = 0.60 + \frac{l}{100} \quad \text{یا} \quad t_{MAX} = 0.61 + \frac{2l}{100} \quad (19)$$

$$V_1 = K_1 \frac{H'}{L} \quad (20)$$

$$V_2 = K_1 \frac{H'}{L_3} \quad (21)$$

$$L_2 = L_3 - L_1 = C.H' = L_1 \quad (22)$$

$$q_1 = K_1 \frac{H'}{L_1} . E \times 1^m \quad (23)$$

$$q_2 = K_1 \frac{H_1}{L_3} E \times 1^m \quad (24)$$

$t$  = ضخامت قسمت امتداد یافته بر حسب متر و حداقل آن (  $t = 0.60$  ) متر می باشد .

$l$  = فاصله ای که ضخامت  $t$  در آن فاصله از نقطه  $G$  محاسبه می شود بر حسب متر .

$V_1$  = سرعت جریان نفوذ آب قبل از امتداد هسته مرکزی بر حسب متر در ثانیه .

$K_1$  = ضریب نفوذ پذیری پی سد بر حسب متر در ثانیه .

$H'$  = اختلاف سطح آب در طرفین سد بر حسب متر .

$L$  = عرض هسته مرکزی قبل از امتداد دادن آن بر حسب متر .

$V_2$  = سرعت جریان نفوذ آب بعد از امتداد دادن هسته مرکزی بر حسب متر .

$L_3$  = عرض کل هسته مرکزی بعد از امتداد دادن ، بر حسب متر و  $L_2$  عرض قسمت امتداد یافته آن .

$C =$  ضریب ( BLIGH ) که برحسب جنس خاک پی بر آورد می شود .

$q =$  مقدار گذر جریان قبل از امتداد هسته مرکزی برحسب متر مکعب در ثانیه .

$E =$  ضخامت خاک پی سد بر حسب متر .

$q_2 =$  مقدار گذر جریان بعد از امتداد دادن هسته مرکزی برحسب متر مکعب در ثانیه.

### مثال (۱-۴) :

برابر شکل (۱۶) ، اگر جنس خاک پی مخلوط شن ، ماسه و قلوه سنگ و ضخامت آن برابر  $(E=10)$  متر و عرض هسته مرکزی قبل از امتداد دادن برابر  $(L_1=66)$  متر و ضریب نفوذپذیری خاک پی برابر  $(K=4 \times 10^{-2})$  سانتی متر در ثانیه فرض شود مطلوب است محاسبه عرض قسمت امتداد یافته و ضخامت آن در فاصله  $(L=48)$  متری از نقطه G و همچنین در امتداد نقطه F و مقدار سرعت و گذر جریان قبل و بعد از امتداد دادن هسته مرکزی .

### حل :

برای محاسبه و برآورد مجهولات می توان نوشت :

- عرض قسمت امتداد یافته هسته مرکزی

$$L_2 = CH' - L_1 = 6 \times 30 - 66 = 114m$$

- ضخامت قسمت امتداد یافته در فاصله ۴۸ متری

$$t = 0.6 + \frac{l}{100} = 0.6 + \frac{48}{100} = 1.08m$$

- ضخامت قسمت امتداد یافته در امتداد نقطه F

$$t = 0.6 + \frac{L_2}{100} = 0.6 + \frac{114}{100} = 1.74m$$

- سرعت قبل از امتداد هسته مرکزی .

$$V_1 = K_1 \frac{H'}{L_1} = 4 \times 10^{-4} \frac{30}{66} \approx 1.82 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$$

- سرعت بعد از امتداد هسته مرکزی .

$$L_1 + L_2 = 66 + 114 = 180 \text{ m}$$

- گذر جریان قبل از امتداد هسته مرکزی .

$$V_2 = K_1 \frac{H'}{L_3} = 4 \times 10^{-4} \times \frac{30}{180} = 0.67 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$$

- گذر جریان بعد از امتداد هسته مرکزی .

$$q_1 = V_1 \times E \times 1^m = 1.82 \times 10^{-4} \times 10 \times 1^m = 18.2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$q_2 = V_2 \times E \times 1^m = 0.67 \times 10^{-4} \times 10 \times 1^m = 6.7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$$

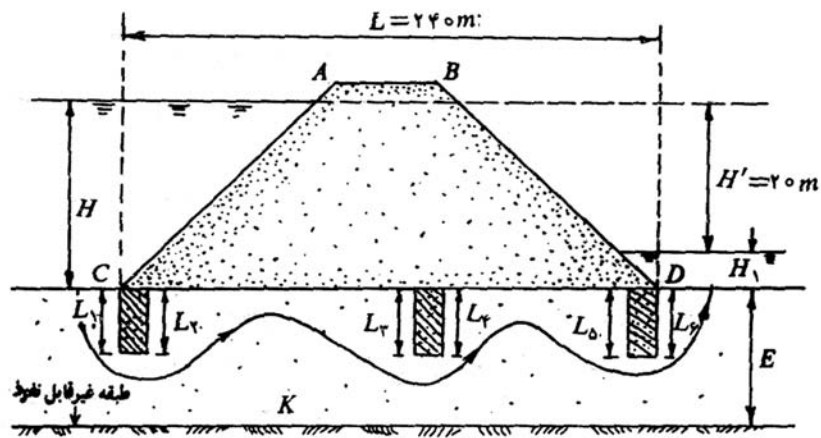
#### ۴-۷-۳-۲ ساختن دیوار های قائم در پی :

اگر بدنه سد کم نفوذ تر از پی آن باشد و عمق پی تا طبقه غیر قابل نفوذ زیادتر باشد ، در این گونه موارد ایجاد دیوار غیر قابل نفوذ تا طبقه نفوذ ناپذیر مقرون به صرفه و اقتصادی خواهد بود . لذا برای مبارزه با خطر پدیده روباه برابر شکل (۱۷) در نقاط مختلف پی و در امتداد طولی سد ، دیوارهای کم عمق می سازند . بدین وسیله با ازدیاد مسیر طول نفوذ آب از نیروی تراوش و سرعت نفوذ آن کاسته می شود .

بنا به تحقیقات آقای (LANE) ازدیاد طول کل نفوذ آب با توجه به شکل به وسیله روابط زیر قابل محاسبه می باشد :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 \quad (25)$$

$$L + 3L' \geq 3C'.H' \quad \text{یا} \quad C' \leq \frac{L + 3L'}{3H'} \quad (26)$$



شکل (۱۷) مقطعی از سد و دیوارهای قائم

$L' =$  افزایش طول مسیر جریان آب نفوذ یافته بر حسب متر . حداقل  $L'$  برابر

$$\left( L' = \frac{3H'C' - L}{3} \right)$$

$L =$  طول اولیه مسیر جریان یا پایه سد بر حسب متر.

$C' =$  ضریب (LANE) از جدول زیر برآورده می گردد .

(مقدار  $C'$  محاسبه شده باید از مقدار نشان داده شده در جدول کوچکتر باشد .)

جدول نشان دهنده ضریب (  $C'$  ) LANE

رس محکم	رس متوسط	رس نرم یا مارن	شن مخلوط با قلوه سنگ	شن درشت دانه	شن متوسط دانه	ماسه درشت دانه	ماسه متوسط دانه	ماسه نرم	لیمون مخلوط با ماسه نرم	جنس خاک پی سد
۱/۶	۲/۰	۲/۰	۲/۵	۲/۰	۲/۵	۵/۰	۶/۰	۷/۰	۸/۵	$C'$

$H' =$  اختلاف سطح آب در طرفین سد بر حسب متر . ضمناً گرادیان هیدرولیکی برابر می شود با:

$$I = \frac{H'}{L + L'} \quad (۲۷)$$

از طرفي چون سرعت جريان آب نفوذی با گراديان هيدروليکی متناسب مي باشد، لذا با کم شدن مقدار  $I$  سرعت و نيروي تراوش آب تقليل يافته و قدرت تخليه مواد موجود در خاک پي امکان ناپذير نخواهد بود . بدین ترتيب از خطر پديده روباه جلوگیری مي شود .

$$V = K.I = K \frac{H'}{L+L'} \quad (28)$$

**تذکر:** بنا به تحقیقات انجام شده ، مقدار سرعت بحراني جريان آب نفوذ یافته به وسیله رابطه زیر قابل محاسبه مي باشد . لذا ارتفاع ديوارهاي قائم را با توجه به این

که باید ( $V_c > V$ ) باشد محاسبه مي نمايند .

$$V_c = K.I_c = K \frac{\gamma}{D_d} \quad (29)$$

$V_c$  = سرعت بحراني برحسب متر در ثانيه .

$\gamma$  = وزن مخصوص آب برحسب كيلوگرم بر مترمکعب .

$D_d$  = وزن مخصوص خاک خشک بر حسب كيلو گرم بر متر مکعب .

### مثال (۲-۴) :

برای شکل (۱۷) ، سد خاکی از خاک کم نفوذ ساخته شده است اگر ( $C' = 7$ ) و ( $D_d = 1200$ ) و ( $\gamma = 1000$ ) كيلوگرم بر متر مکعب ( $k = 6 \times 10^{-7}$  cm/sec) فرض شود ، مطلوب است محاسبه ارتفاع ديواره هاي قائم در صورتي که ارتفاع تمام آن ها یکسان انتخاب شود .

### حل :

با توجه به معلومات داده شده در شکل و مطالب بيان شده مي توان نوشت :

- ازياد طول کل مسير .

$$L' = \frac{3HC' - L}{3} = \frac{3 \times 20 \times 7 - 240}{3} = 60m$$

- ارتفاع یا عمق هر دیوار .

$$L_1 = \frac{L'}{6} = \frac{60}{6} = 10m$$

- سرعت بحرانی نفوذ آب .

$$V_c = K \frac{\gamma}{D_d} = 6 \times 10^{-4} \frac{1000}{1200} = 5 \times 10^{-4} m/sec$$

- سرعت نفوذ بعد از ایجاد دیواره ها .

$$V = K \frac{H'}{L+L'} = 6 \times 10^{-4} \frac{20}{300} \approx 0.4 \times 10^{-4} m/sec$$

اگر چنانچه از دیواره های قائم در پی سد استفاده شود ، سرعت جریان نفوذ آب از پی به ترتیب زیر محاسبه خواهد شد .

- سرعت جریان آب نفوذی بدون دیوار .

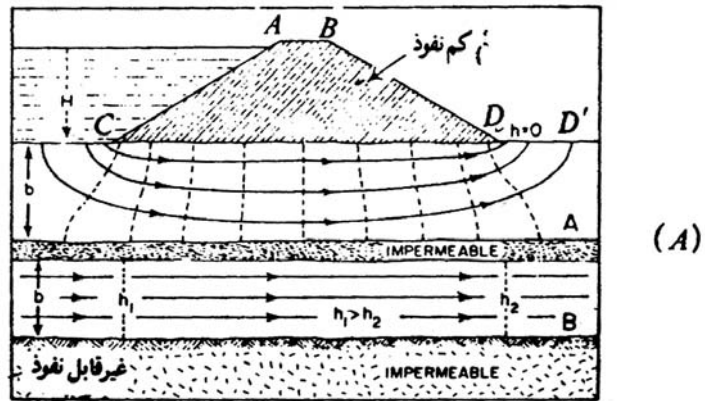
$$V = K \frac{H'}{L} = 6 \times 10^{-4} \frac{20}{440} = 0.5 \times 10^{-4} m/sec$$

با توجه به مقدار سرعت بدون ایجاد دیوار ملاحظه می شود که از سرعت بحرانی خیلی کمتر بوده و دیواری لازم نمی باشد .

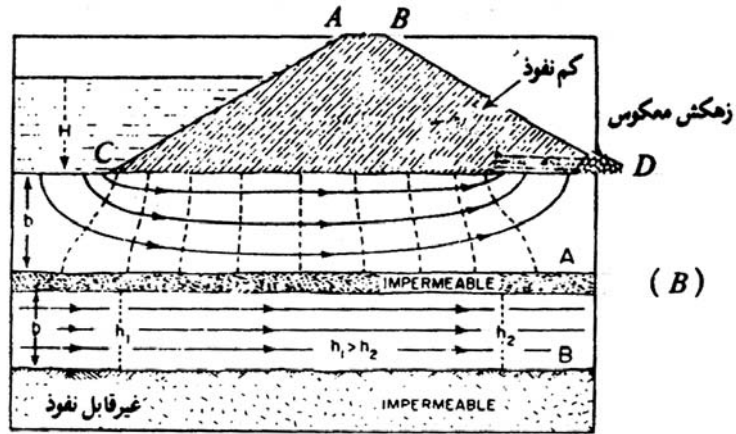
#### ۴-۷-۴ ایجاد زه کش معکوس :

اگر بدنه سد خاکی نسبت به پی آن کم نفوذتر باشد و مخارج ساختن و ایجاد کردن دیوارهای قائم در پی نیز مقرون به صرفه نباشد ، در این مواقع برای این که مسیر خطوط جریان از قسمت  $DD'$  خارج نشود و خطر پدیده رویاه را به وجود نیاورد برابر قسمت (ب) شکل در پائین دست سد زه کش معکوس تعبیه می نمایند . در نتیجه خطوط جریان به زه کش متصل شده و آب نفوذ یافته توسط زه کش از سد تخلیه گردیده و خطر پدیده رویاه از بین می رود . عملاً عرض زه کش معکوس را به اندازه

$\left(\frac{1}{4} \text{ یا } \frac{1}{3}\right)$  تصویر قسمت BD در امتداد پی در نظر می گیرند .



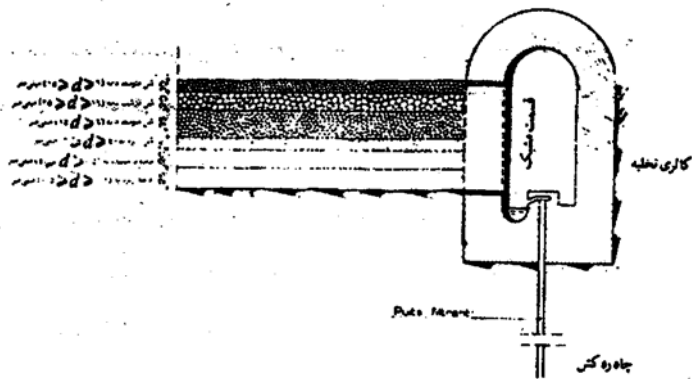
(A)



(B)

شکل (۱۸) مقطعی از سد و زهکش معکوس

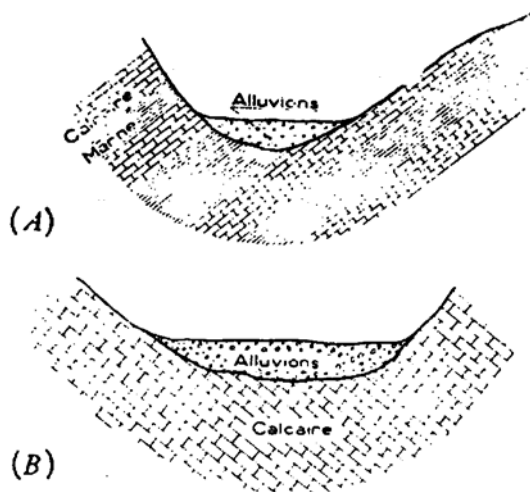
تذکر: در شکل (۱۹) مقطع عرضی زه کش معکوس و مواد به کار رفته در ساختمان آن ، نشان داده شده است .



شکل (۱۹)

#### ۴-۷-۵ غیر قابل نفوذ کردن پی با تزریق مواد غیر قابل نفوذ :

اگر مخارج مبارزه با پدیده روباه با روش های بیان شده قبلی زیادتر باشد ، برای غیر قابل نفوذ کردن پی سد که مقطع طولی آن در قسمت های ( B,A ) ، شکل (۲۰) نشان داده شده است برابر شکل ( ۲۱ ) ، در مجاورت قسمت بالا دست سد و در امتداد طول آن ( امتداد عرض دره ) منطقه ای به وسعت مناسب انتخاب کرده و با زدن



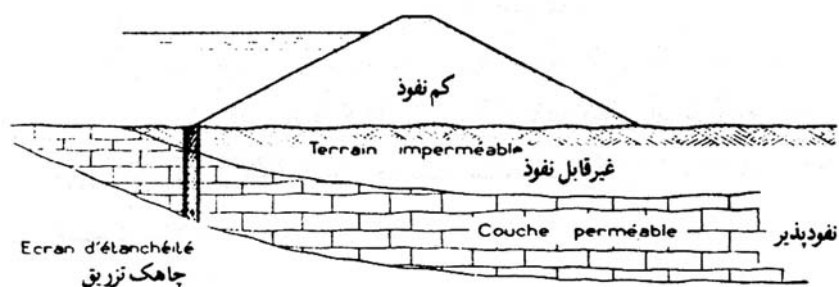
#### شکل (۲۰) مقطع طولی از پی سد خاکی

چاه های گمانه در نقاط مختلف آن به وسیله دستگاه مخصوص که تحت فشار کار می کند ، مواد غیر قابل نفوذ را به خاک پی در اعماق مختلف تزریق می نمایند . لذا بدین وسیله درزهای خاک گرفته شده و مانع نفوذ آب از پی می شود . یا این که حداقل سرعت نفوذ آب کم شده و از خطر پدیده روباه جلوگیری به عمل می آید .

**تذکر :** قطر چاه های گمانه برای تزریق مواد خارجی خیلی بزرگ نبوده و حدود ( ۲ تا ۳ ) فوت می باشد . در عمل این قطر طوری انتخاب می شود که لوله دستگاه تزریق بتواند در آن جا بگیرد . به طور اختصار به شرح زیر مطالبی در این مورد بیان می شود :



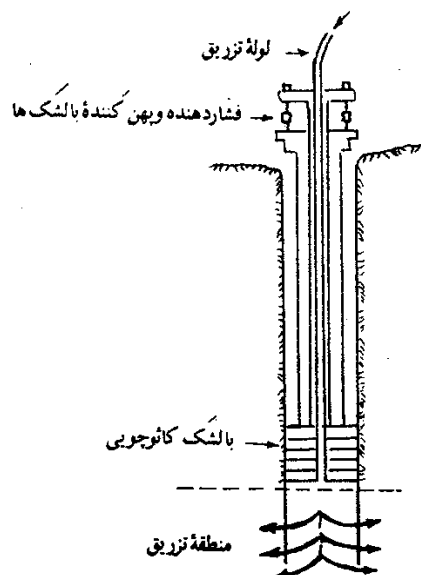
شکل (۲۱) مقطع عرضی از سد خاکی و چاهک تزریق



#### ۴-۷-۵-۱ تزریق سیمان :

اگر درز سنگ ها و یا مواد موجود در پی سد خاکی در ابعادی باشند که دانه های ریز سیمان بتوانند از آن درزها عبور نمایند یا این که اصولاً خاک پی سد نفوذ ناپذیر باشد ؛ در این حالت با ایجاد چاه در قسمت هایی که مورد نظر است ، به وسیله دستگاه مخصوص که شمای آن در شکل (۲۲) ، نشان داده شده است دوغاب سیمان یا دوغاب سیمان و خاک رس را با فشار معین در اعماق مختلف خاک برابر شکل (۲۳) تزریق می نمایند .

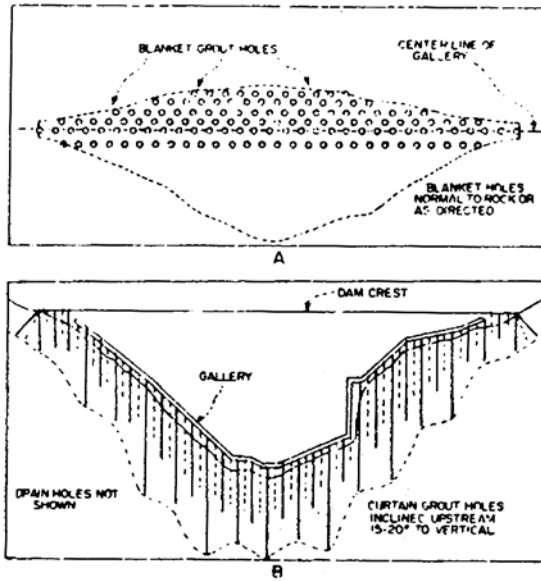
**تذکر :** در شکل (۲۳) چاه های اصلی با خط پر نشان داده شده است این چاهک ها



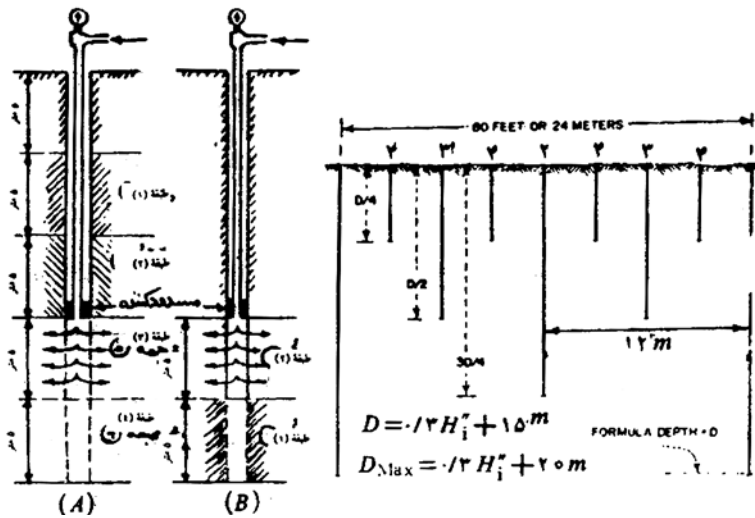
شکل (۲۲) شمای دستگاه تزریق

به فاصله ( ۱۲ ) متر از هم زده مي شوند و نسبتاً عميق مي باشند . چاهك هاي اصلي درجه دوم كم عمق بوده و در فاصله مابين چاهك هاي درجه اول زده مي شوند اين چاه ها نيز با خط پر نشان داده شده اند . قطر اين چاه ها مابين ( ۳۵ تا ۶۰ ) سانتي متر تغيير مي نمايد . ضمناً چاهك هاي كمكي با خط نقطه چين نشان داده شده است كه ما بين چاه هاي فوق با قطر (۳۵) سانتي متر زده مي شوند و نسبتاً كم عمق تر از چاهك هاي اصلي مي باشد .

از طرفي با توجه به قسمت هاي ( A , B ) شكل ( ۲۴ ) ، معلوم مي گردد كه عمل تزريق مي تواند از بالا به طرف پايين و يا برعكس انجام يابد . معمولاً عمق طبقة تزريق شونده را برابر (۵) متر در نظر مي گيرند مگر آن كه شرايط بخصوصي در لايه ها مشاهده شود .



شکل (۲۳) نشان دهنده چگونگی تزریق در پی سد



شکل (۲۴) نشان دهنده چگونگی عمل تزریق

**تذکر:** چنان که می دانیم عیار سیمان در تهیه دوغاب برای تزریق برحسب جنس مصالح موجود در پی سدها و یا بزرگی و کوچکی درزها فرق خواهد کرد. به عنوان نمونه، مواردی به شرح زیر بیان می گردد:

- برای پی هائی که از سنگ های سیاه ریگی با درزهای ظریف تشکیل شود، عیار سیمان به مقدار (۳۰) کیلوگرم در هر متر مکعب آب، کافی خواهد بود.

- برای پی هائی که از سنگ های ریگی فشرده با درزهای نسبتاً وسیع تشکیل شود ، عیار سیمان به مقدار ( ۲۰۰ ) کیلوگرم در هر متر مکعب آب کافی می باشد .

- برای پی هائی که از خاک سخت تشکیل شود ، عیار سیمان ما بین ( ۲۰۰ تا ۴۰۰ ) کیلوگرم در هر متر مکعب آب در نظر می گیرند .

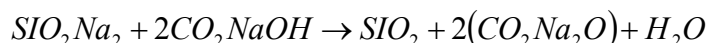
- اگر درز پی های سنگی بزرگ باشد ، عیار سیمان را ما بین ( ۴۰۰ تا ۱۰۰۰ ) کیلوگرم در هر متر مکعب آب در نظر می گیرند .

- توضیح این که : در تمام موارد بیان شده در فوق تجربه و نظریات مهندسين طراح سد و مکانیک خاک در انتخاب عیار سیمان در دوغاب ، مورد توجه خاص قرار می گیرد .

### ۴-۷-۵-۲ تزریق خاک رس یا مواد مشابه :

اگر خلل و فرج خاک پی سد ریز و یکنواخت بوده و نفوذ پذیری آن نیز چندان زیاد نباشد ، در این حالت برای تزریق خاک رس یا پنتونیت (پنتونیت خاک رس خالص می باشد که قطر ۸۰% دانه بندی آن کوچکتر از (۲) میکرون می باشد .) و همچنین از مواد شیمیایی مانند مخلوط سلیکات سدیم و بیکربنات آن که فرمول این مخلوط به صورت زیر نوشته می شود استفاده می نمایند .

کربنات دو سود    سیلیس    بیکربنات سدیم    سلیکات سدیم



توضیح این که : کاربرد مواد فوق مانند سیمان می باشد ، یعنی باید به صورت دوغاب تزریق شود . گاهی نیز ممکن است این مواد را مخلوط با سیمان مصرف نمایند.

# فصل پنجم

حفاظت دامنه هاي سدهاي خاكريز

## ۵-۱ مقدمه {۲}

دامنه های سدهای خاکی و پاره سنگی در معرض هوازدگی ، فرسایش حاصل از آب ، باد و طوفانهای سیلزا ، امواج ، یخ زدگی و سایر عوامل طبیعی قرار دارند و بنابراین نیاز به حفاظت دارند . نوع حفاظت تابع نوع مصالح در دسترس و اقتصاد است. در مورد دامنه بالا دست ، بیشترین آسیب پذیری به علت اثر امواج است و حفاظت دامنه ها در برابر این عامل بخش عمده روشهای طراحی را در بر می گیرد . البته تخریب شدن لایه محافظ دامنه ، موجب تخریب سد نمی گردد اما زمینه آسیب پذیری و تخریب را آماده کرده ، ناپایداری لایه های زیرین را تشدید می کند . در هر صورت ، چنانچه طرح و اجرای حفاظت دامنه ها ضعیف باشد ، تعمیرات و بازسازیهای بعدی هزینه زیادتری خواهد داشت .

## ۵-۲ حفاظت دامنه پایین دست

دامنه پایین دست سدهای خاکی و پاره سنگی ، همواره در معرض هوازدگی و فرسایش بادی و در بیشتر موارد در معرض فرسایش آبی حاصل از بارندگی و جاری شدن سیل است . اثر یخ زدگی و احتمالاً تخریبهای حاصل از فعالیت حیوانات را نیز نباید از نظر دور داشت . در بارندگیهای شدید ، آبراهه های باریک به هم پیوسته و تشکیل آبراهه ها و کانالهای عریضتر و عمیقتر را می دهد که می تواند منجر به ریزش بخشهایی از دامنه گردد و یا در صورت مساعد بودن ، فرسایشهایی را به تاج سد تحمیل کند .

به منظور حفاظت دامنه پایین دست ، در شرایط اقلیمی مناسب ، یک پوشش محکم و منظم گیاهی و چمن کاری می تواند کارآیی لازم را داشته باشد ایجاد چنین پوشش گیاهی و روش بذر پاشی آن ، چگونگی داشت و آبیاری آن باید مناسب منطقه و شرایط دامنه سد باشد و بعد از ایجاد این پوشش مراقبتهای بعدی نیز لازم است . البته باید توجه داشت که بوته های بلند و درخت کاری به هیچ وجه مناسب این نوع پوشش گیاهی نیست زیرا نه تنها رشد پوشش گیاهی اصلی را تضعیف می کند بلکه ریشه عمیق بوته ها و درختها به آسیب پذیری دامنه سد کمک می کند و در طوفانهای شدید که درختان از ریشه کنده می شود ، محل ریشه آنها به صورت گود شدگی هایی باقی می ماند که ممکن است منشأ تخریبهای بعدی گردد.

پوشش گیاهی، به هر حال در مناطق خشک نتیجه خوبی نمی دهد ، مثلاً در آفریقای جنوبی در مناطقی حتی با بارندگی متوسط ۷۵۰ میلیمتر در سال چندان موفق نبوده است ( ICOLD,1973 ) . اگر آبیاری مقدور باشد پوشش گیاهی محافظ، بسیار خوبی است .

در مواردی که سبزه کاری و ایجاد پوشش گیاهی مقدور نباشد ، باید لایه ای از شن و قلوه سنگ محافظ ، مواد حاصل از حفاری تونلها ، سنگهای خرد شده مشابه آنچه که در بالا دست به کار می رود، روی دامنه پایین دست پوشانده شود . در مواردی که ناهمگنی سطح دامنه یا وجود پوشش سنگ ریزه ای باعث شود که به علت لایه نفوذ ناپذیر زیرین ، تجمعهایی از سنگریزه ها ( در اثر بارندگی و سیلاب ها ) از محلی به محلی منتقل شده و گودالهایی را ایجاد کند ، بهتر است ترمیم پر

شدگی گودالها به وسیله همین مواد سنگ ریزه ای انجام گیرد تا اینکه از خاک بدنه سد استفاده شود

لازم به یاد آوری است که شیب عرضی تاج سد باید به سمت مخزن باشد تا آبهای بارندگی های شدید به سمت دامنه پایین دست جاری نگردد و موجب شکستگی نگردد .

روش دیگر حفاظت دامنه پایین دست ، ایجاد لایه های برم (Berm) است . در این صورت لازم است شیب لایه ها به سمت بدنه سد باشد و مسیرها یا زهکشهایی در محل مناسب برای هدایت آبها به سمت پنجه پایین دست در آنها تعبیه گردد ، در غیر این صورت به تدریج هموار شده و در برابر حرکت آب و فرسایش آسیب پذیر خواهد شد . در عین حال باید توجه داشت که مسیرهای هدایت آب و زهکشی ، خود می تواند به تدریج عمیقتر شده و آبراهه ها و خرابیهای بعدی را موجب شود . به این علت امروزه ، این روش چندان مورد توجه نیست .

از مواردی که در دامنه پایین دست باید به آن توجه بیشتری شود ، محللهای تماس دامنه پایین دست با تکیه گاههای سنگی دامنه های طبیعی است که در این محللهای جریان آبهای سطحی بارندگی نسبت به سایر نقاط دامنه پایین دست بیشتر است زیرا نه تنها مسیر هدایت آبهای جاری شده بر دامنه پایین دست است بلکه آبهای جاری شده از تکیه گاههای سنگی طبیعی نیز در این مسیر تمرکز یافته و شدت و دبی حرکت آب افزایش می یابد و ممکن است فرسایش شدیدی را منجر گردد .

به منظور جلوگیری از فرسایش شدید و تخریب ، لازم است پوشش مناسبی به کار برده شود که معمولاً يك ردیف سنگچین محکم - از همان نوع مورد استفاده در بالا دست به کار برده می شود . سنگ چینی در محللهای معمولاً به وسیله يك لایه فیلتر مناسب زیر سازی می شود تا شدت جریان آب نتواند با شستشوی خاکهای ریزدانه زیرین موجب تخریب آن بخش گردد . البته سنگچینهای سایر نقاط دامنه پایین دست غالباً نیاز به فیلتر ندارد .

مصالح لازم برای سنگچین حفاظت دامنه پایین دست ، چندان انتخابی نیست و دانه بندی خاصی را لازم ندارد بطوری که می توان از مواد حاصل از حفاریها و سنگهای باطله و سایر مصالحی که ارزش اقتصادی ناچیزی دارند ( یا اصلاً ندارند ) استفاده کرد .

## ۵-۲ حفاظت دامنه بالادست {۲}

### ۵-۲-۱ کلیات

طرح و انتخاب حفاظت دامنه بالادست ، تاکنون بیشتر بر اساس تجربه بوده است. تجربه موفق در سد های واقعی ، و آزمایشها روی مدلهاي آزمایشگاهی هر کدام نقطه ای بر مجموعه نتایج تجربی آماري افزوده اند تا مهندسان طراح بتوانند انتخاب مناسبتر و کم هزینه تري را پیشنهاد کنند .

از موارد مهمي که موجب آسیب پذیری دامنه بالادست می شود ، اثر امواج است . امواج به دو علت اصلی می تواند دامنه بالادست را شستشو داده و به دریاچه بریزد . این دو علت عبارتند از اثر ضربه موج که دانه ها را در یکدیگر حرکت می دهد و اثر شستشوی برگشت موج که نیرویی در جهت ثقل و بر روی سطح شیبدار دامنه به قطعات و دامنه سد وارد می آورد .

بارندگیهای شدید و سیلابهای حاصل از آنها از سمت تاج سد به طرف دریاچه ، یخ زدگی ، و سایر عوامل جوی و اقلیمی هر کدام به نحوی می تواند موجب تضعیف مقاومت بخش بالایی دامنه بالادست گردد . بدیهی است آن بخش از دامنه بالادست که زیر سطح آب قرار دارد و در معرض تأثیر عوامل ذکر شده نیست ، به همین علت محافظت دامنه تا چند متر زیرتر از پایینترین وضعیت آب دریاچه کافی است .

اهمیت محافظت دامنه بالادست و هزینه آن تابع بزرگی سد ، بزرگی امواج ، شرایط اقلیمی از قبیل بارندگی ، طوفان ، یخ زدگی و غیره است ولی انتخاب نوع محافظ تابع شرایط اقتصادی ، اقلیمی و مصالح در دسترس است . از انواع محافظ هایی که تا به حال به کار برده شد است می توان سنگچین ، پوشش خاک - سیمان ، پوشش بتنی ، آسفالتی ، فلزی و چوبی را نام برد .

در طراحی محافظ ، عواملی از قبیل طول و ارتفاع موج ، جهت باد ، سرعت باد ، عمق نسبی آب ، زمان تناوب موج ، شکل دریاچه ، شیب دامنه ، زاویه میل موج در برخورد با دامنه ، میزان یخ زدگی ، میزان بارندگیهای شدید سیل زا ، و بعضی عوامل دیگر دخالت دارد . همچنین در صورتی که محافظ از نوع سنگچین باشد ، وزن قطعات سنگ ، وزن مخصوص آنها ، دانه بندی ، زبری سطح آنها ، جنس و دوام دراز مدت آنها ، ضخامت لایه سنگچین و نوع اجرای آن یعنی دستی یا ماشینی بودن آن ، تأثیر مستقیم دارد .

اهمیت و دقت در طراحی حفاظ بالا دست ، تابع اهمیت و بزرگی سد است ؛ برای سدهای کوتاه و بندهای انحرافی و سدهای تغذیه مصنوعی اهمیت محافظ کمتر است و می توان از محافظ سبک استفاده نمود .

### ۵-۲-۲ مشخصات امواج {۲}

در تعیین اثر امواج روی دامنه بالادست ، مشخصات زیر مورد نیاز است :



۱ - سرعت باد طرح در محل ، امتداد و جهت و مدت باد .

این مشخصات نه تنها در تعیین مشخصات محافظ لازم است بلکه در تعیین

ارتفاع آزاد نیز لازم است . مشخصات باد معمولاً از آمار هواشناسی محل به دست می آید ، هر چند باید در نظر داشت که سرعت باد در سطح آب دریاچه با آنچه که آمار هواشناسی از محل ایستگاه گزارش می دهد ، ممکن است تا حدی متفاوت باشد .

۲ - محاسبه برد مؤثر دریاچه .

معمولاً برد مؤثر در محاسبه ارتفاع موج را می توان آن طولی از دریاچه در نظر گرفت که سد در جلوی آن قرار گرفته است ، ولی چون امتداد وزش باد هم نقش دارد، برد مؤثر از طریق محاسبه دقیقتری به دست می آید .

۳ - دوره تناوب موج مهم آب عمیق برای برد مؤثر و سرعت باد طرح ، و محاسبه طول و ارتفاع موج آب عمیق .

ارتفاع موج مهم عبارت است از میانگین ارتفاع یک سوم بلندترین امواج در مسیر موج از منحنی توزیع آماری در آب عمیق ، که عمق آن از نصف طول موج آب عمیق بیشتر است .

اگر عمق آب در محدوده برد ، عموماً کوچکتر از حدود  $0/4$  تا  $0/5$  برابر طول موج آب عمیق باشد ، مشخصه های آب پایاب به کار برده می شود و ارتفاع و زمان تناوبهای موج مهم باید تعیین شود .

۴ - ارتفاع موج طرح ، که معمولاً بیش از ارتفاع موج مهم انتخاب می شود . ارتفاع موج آنطور که مربوط به ارتفاع موج مهم می شود عبارت است از :

ارتفاع موج مهم  $H_s$

$$H_m \text{ ( ارتفاع متوسط )} = 0.624H_s$$

$$H_{10} \text{ ( ارتفاع ۱۰ درصد )} = 1.29H_s$$

$$H_{\max} \text{ ( ارتفاع حداکثر )} = (1.78 \text{ تا } 1.87)H_s$$

ارتفاع موج که معمولاً منظور می شود برابر  $1.25H_s$  تا  $1.3H_s$  گرفته می شود . در شرایط دریاچه کم عمق ، عمق مخزن نیز باید در نظر گرفته شود زیرا حداکثر ارتفاع موج نباید از  $0/78$  عمق مخزن بیشتر باشد .

## ۵-۴ سنگ چینی {۲}

### ۵-۴-۱ انواع سنگ چینی و عوامل مؤثر

اصطلاح سنگ چینی ( یا خشکه چینی ) به پوششی گفته می شود که قطعات سنگ ، بدون وجود ملات یا خمیره ، در کنار یکدیگر قرار گیرند .

در صورتی که این قطعات به وسیله دستگاههای ماشینی روی هم ریخته و انباشته گردد به نام سنگچین ماشینی یا سنگ ریزی نامبرده می شود و در صورتی که به صورت دستی در کنار یکدیگر قرار داده شود ، سنگچین دستی نامیده می شود .

معمولاً در مورد دامنه های با وسعت کم و هنگامی که یک لایه سنگچین کافی باشد می توان سنگ چینی را دستی انجام داد ، در صورتیکه حجم کار زیاد باشد ، این عمل بسیار مشکل و وقتگیر است و تقریباً به ناچار به وسیله ماشین آلات صورت می گیرد .

ظاهراً به نظر می رسد که سنگ چینی دستی از سنگ چینی ماشینی استحکام بیشتری داشته باشد ، اما دلایلی در این مورد در دست نیست . البته اثر دستی یا ماشینی بودن سنگ چینی در فرمولهای طراحی در نظر گرفته شده است ؛ مثلاً در یکی از این روابط ، ضریبی تجربی وجود دارد که برای دستی ، ۰/۵۴ ، و برای سنگ چینی ماشینی ، ۰/۸ منظور می شود ؛ همچنین در بعضی از رابطه ها ، وزن قطعه سنگهای به دست آمده از فرمول ، برای اجرای ماشینی تا دو برابر وزن قطعه سنگ در اجرای دستی در نظر می گیرند .

در تعیین وزن قطعه سنگها برای سنگ چینی و همچنین ضخامت لایه سنگچین ، روابط متعددی پیشنهاد شده است که معمولاً عواملی چون ارتفاع موج ( و گاهی زمان عملکرد ) ، شیب دامنه ، وزن مخصوص قطعه سنگها ، و گاهی ضرایبی تجربی در آنها مورد توجه قرار گرفته است . رابطه زیر اندازه قطعه سنگهای با شکل کروی را برای پوشش سنگچین پیشنهاد می کند .

$$d_m = 2.23C.h_w \frac{\gamma_w \sqrt{1+S}}{(\gamma - \gamma_w)(S)(S+2)} \quad (1)$$

در این رابطه ،  $d_m$  قطر قطعه سنگ کروی ( متر ) ، در منطقه با حداکثر ضربه موج ،  $h_w$  ارتفاع موج ( متر ) ،  $S$  ، شیب دامنه ( افقی به عمودی ) ،  $\gamma_s, \gamma_w$  به ترتیب وزن واحد آب و وزن واحد قطعه سنگ ، و  $C$  ضریبی است تجربی که از ۰/۵۴ ( برای سنگ چینی دستی ) تا ۰/۸ ( برای سنگریزی یا ماشینی ) متغیر است .

اندازه متوسط و وزن میانگین قطعه سنگها به ترتیب عبارت است از :

$$d_{av} = \frac{d_m}{0.85} \quad \text{و} \quad W_{av} = \frac{\pi}{6} (d_{av})^3 \gamma$$

معمولاً ضخامت لایه سنگچین را تا ۳ برابر قطر متوسط قطعه سنگها (  $3d_{50}$  ) و یا دو برابر بزرگترین بعد قطعه سنگها می گیرند . با وجود این ، ضخامت لایه سنگچین می تواند تابع شرایط و چگونگی اجرای سنگچین نیز باشد ، بطوری که سالها پیش عموماً باور بر این بود که يك لایه سنگچین دستی به اندازه يك لایه سنگچین ماشینی با ضخامت دو برابر ، کارآیی دارد ، هر چند تجربه ها نشان داده است که سنگ چینی دستی هیچ مزینی بر سنگ چینی ماشینی با همان ضخامت ندارد و حتی ممکن است که کارآیی و پایداری کمتری هم داشته باشد . علت این عدم مزیت این است که در سنگ چینی دستی ، قطعات به صورت منظم و محکم در کنار يك دیگر قرار گرفته و همانند يك سنگفرش ، کنار قطعه سنگها در یکدیگر قفل می شود و همین امر موجب تشکیل لایه ای صلب می گردد که احتمالاً تحمل جابه جاییها و نشستهای موضعی در آن ، نسبت به يك لایه سنگچین ماشینی کمتر است . همچنین يك لایه منفرد سنگچین دستی به علت احتمال جابجا شدن قطعات در اثر امواج یا خرد شدن گوشه های قطعات ، آسیب پذیری بیشتری دارد . با توجه به دلایل ذکر شده و با توجه به هزینه کارگر ، استفاده از سنگ چینی دستی به ندرت کاربرد دارد .

به منظور بررسی اثر شیب دامنه به اندازه قطعات بر میزان پایداری سنگ چینی در برابر امواج ، آزمایشهایی در مدلهاي آزمایشگاهی انجام گرفته است و نتایجی تجربی به دست آمده است . به عنوان نمونه یکی از این گروه آزمایشها ، تجربه های مدلی در یکی از مراکز تحقیقاتی کشور آمریکا است که در سال ۱۹۷۲ صورت گرفته است . در این آزمایشها ، در يك مسیر آبی به طول ۱۹۲ متر امواج مشخصی با زمان تناوب  $2/8$  ،  $4/2$  ،  $5/7$  ،  $8/5$  ،  $11/3$  ثانیه ایجاد شده و اثر آنها بر پایداری قطعه سنگهای با وزن ۱۲ ، ۱۶ ، ۲۶ ، و ۵۵ کیلوگرم که به عنوان سنگچین مورد استفاده بوده است بررسی گردیده است .

شیبهاي انتخابی دامنه آزمایشی ( عمودی به افقی ) در آزمایشهای گوناگون يك

بر  $2/5$  ،  $3/5$  و ۵ در نظر گرفته شده است . نتیجه این آزمایشها نشان داده است که موجهای با زمان تناوب متوسط ، تخریب نسبی بیشتری ایجاد کرده است و نیز نتایج این آزمایشها با رابطه زیر برای تعیین قطعات سنگچین دستی موافقت دارد :

$$W_{50} = \frac{H^3 \gamma}{2.63 \cot \alpha (G_s - 1)^3} \quad (1)$$

در این رابطه ،  $W_{50}$  متوسط وزن قطعات ( kgf ) ،  $\gamma$  وزن واحد قطعه سنگها (  $kgf / m^3$  ) ،  $H$  حداکثر ارتفاع موج بدون خسارت ( بر حسب متر ) ،  $G_s$  وزن مخصوص قطعات ، و  $\alpha$  زاویه شیب دامنه است .

## ۵-۴-۲ سنگ چینی ماشینی یا سنگریزی {۲}

تجربه های گذشته نشان داده است که احداث حفاظ سنگی به وسیله سنگ چینی ماشینی ، برترین نوع حفاظت دامنه های خاکریز است . اندازه قطعات و دانه ها باید مناسب انتخاب شود و استحکام قطعه سنگها و تراکم آنها و ضریب شکل آنها قابل قبول باشد . به جز در موارد نادر ، سنگ چینی باید روی لایه ای از فیلتر قرار گیرد تا از شسته شدن خاک دامنه سد به درون سنگچین جلوگیری شود .

صرفنظر از موضوع طراحی سنگ چینی ماشینی یا دستی ، اتفاق نظر بر این است که اندازه قطعات سنگها بستگی به بزرگی عمل موج روی سد دارد ( رابطه قبلی نیز این خاصیت را نشان می دهد ) .

جدول زیر یکی از جداولی است که وزن قطعات ، اندازه آنها و ضخامت لایه سنگچین را بر اساس ارتفاع موج پیشنهاد می کند :

**جدول اندازه قطعه سنگها و ضخامت لایه سنگچین**

ضخامت لایه	حداکثر اندازه وزن قطعات	اندازه قطعه سنگ متوسط	حداکثر ارتفاع موج
(cm)	( kg f )	D <sub>50</sub> ( cm)	( m )
۳۱	۴۵/۲۵	۲۰	۰-۰/۳۱
۳۸	۹۰/۷	۲۵	۰/۳۱-۰/۶۱
۴۶	۲۳۶/۷۵	۳۱	۰/۶۱-۱/۲۲
۶۱	۶۸۰/۲۵	۳۸	۱/۲۲-۱/۸۳
۷۶	۱۱۳۲/۷۵	۴۶	۱/۸۳-۲/۴۴
۹۱	۱۸۱۴	۶۱	۲/۴۴-۳/۰۵

### توجه به نکات زیر ضروری است :

- ۱ - جدول فوق برای دامنه های با شیب ۱/۲ و ۱/۴ مناسب است .
- ۲ - قطعات سنگچین باید به طور مناسبی دانه بندی شده باشد بطوریکه حداکثر اندازه آنها در حد ۱/۵ برابر اندازه متوسط قطعه سنگ و کوچکترین اندازه قطعه سنگها در حد ۲/۵ سانتیمتر محدود

شود . اندازه قطعات نباید یکنواخت باشد زیرا در فضای خالی بین آنها ، آب نفوذ کرده و دانه های ریز را شستشو می دهد .

۳ - لایه سنگچین باید اقلأ تا ۲/۵ تا ۳ متر زیر پایینترین تراز سطح آب مخزن ادامه یابد . این رقم تابع ارتفاع موج است و معمولاً بین ۲ تا ۳ برابر ارتفاع موج در نظر می گیرند .

۴ - در شرایط سخت از یخ زدگی و تغییر دما ، قطعات سنگ باید از سنگهای

سخت و دانسیته مناسب باشند ولی در شرایط معمولی ، هرگونه سنگ فاقد هوازدگی و با وزن مخصوص بیش از ۲/۶ ، به جز انواع سنگهای آریلی ، مناسب است .

۵ - منظور از  $D_{50}$  حداقل اندازه متوسط قطعه سنگی است که اندازه ۵۰ درصد وزنی قطعات ، از این اندازه کوچکتر باشد ، مثلاً برای ارتفاع موج ۱ متر ، دانه بندی سنگچین باید شامل قطعاتی باشد که نیمی از آنها برابر با ( یا بزرگتر از ) قطعات تقریباً کروی با قطر متوسط ۳۱ سانتیمتر باشد .

۶ - ضخامت لایه سنگچین باید تا آن حد باشد که بزرگترین قطعات در آن قرار گیرد . بر همین اساس ، ارقام جدول فوق تنظیم شده است .

۷ - دانه بندی لایه فیلتر بر اساس بزرگترین ارتفاع موج به شرح جدول زیر تعیین می گردد :

حداکثر ارتفاع موج (m)	اندازه حداقل دانه های $D_{85}$ (cm)
۰ - ۱/۲۲	۲/۵ - ۲/۸
۱/۲۲ - ۳/۵	۲/۸ - ۵/۱

منظور از  $D_{85}$  ، اندازه دانه هایی است که ۸۵ درصد وزنی دانه های فیلتر از آن اندازه کوچکتر است .

اگر برحسب اتفاق ، دانه بندی خاک دامنه سد ، شرایط فوق را داشته باشد ، در این صورت فیلتر لازم نیست . همچنین اگر خاک دامنه سد از رس پلاستیک (CH) یا رس با پلاستیسیته پایین (CL) تشکیل شده باشد ، در این صورت نیز نیاز به فیلتر نیست ( هر چند به هر حال وجود یک لایه واسطه ( فیلتر ) ممکن است به لحاظ حداقل کردن اثرات بادکردگی حاصل از یخ زدن یا فشار آب منفذی حاصل از تخلیه مخزن ، لازم باشد ) .

دانه بندی فیلتر باید در برابر دانه بندی خاک بدنه سد و هم در برابر دانه بندی سنگچین وضعیت واسطه داشته باشد و از معیار تعیین فیلتر تبعیت کند . درحالتی که خاک بدنه سد از رسهای با حد روانی بیش از ۳۰ و مقاوم در برابر فرسایش ساخته شده باشد ، می توان شرط دانه بندی فیلتر را فقط برای دانه های سنگچین بکار برد و به عبارت دیگر تطبیق شرط دانه بندی فیلتر برای خاک بدنه سد از اهمیت کمتری برخوردار است .

هنگامي که بدنه سد از خاکهاي غير پلاستيك تشكيل شده باشد بطوري که هنگام پايين بودن سطح آب مخزن ، حرکت زه از سمت بدنه به سمت مخزن پديد بيابد ، در اين وضعيت ممکن است يك لايه فیلتر کافي نباشد و براي تأمين شرط دانه بندي فیلتر ، دو لايه لازم است.

۸ - حداقل ضخامت لايه فیلتر را مي توان ۲۰ سانتي متر در نظر گرفت . هر چند هيچگونه قاعده معيني براي تعيين حداقل ضخامت فیلتر مدون نشده است ولي حداقل ضخامت فیلتر را مي توان تابع قدرت و مدت تأثير امواج ، نوع توزيع دانه بندي لايه سنگ چيني ، ميزان پلاستيسيته و نوع دانه بندي خاک بدنه سد و حتي هزينه ساخت آن دانست بطوري که هر قدر تأثير امواج سبکتر باشد و دانه بندي لايه سنگچين گسترده تر و خاک بدنه سد با دانه بندي گسترده تر و با پيوندهاي سخت رسي باشد ، مي توان ضخامت فیلتر را کمتر انتخاب کرد.

در صورتي که شرايط محل و خاکهاي موجود چنان باشد که بدون هزينه سرند و شستشو ، بتوان از آن در تهيه فیلتر استفاده نمود ، دليلي ندارد که در ضخامت فیلتر صرفه جويي شود و مي توان فیلتر را هر چه ضخيمتر انتخاب کرد . جدول زير ضخامت لايه فیلتر را بر حسب ارتفاع موج نشان مي دهد :

حداکثر ارتفاع موج (m)	ضخامت فیلتر (cm)
۰-۱	۱۵
۱-۲	۲۲
۲-۳	۲۸
۳-۴	۳۵

### ۵-۴-۲ وزن قطعات سنگ چيني {۲}

مبني بر تجربه هاي آزمایشگاهي و تجربه هاي روي سدهاي در مقیاس واقعي ، رابطه هايي براي تعيين اندازه و وزن قطعه سنگهاي مورد نیاز در سنگچين پيشنهاد شده است . يکي از اين رابطه ها ، رابطه زير است که شکل کلي رابطه ( ۲ ) است :

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H_D^N}{K_r (G_s - 1)^3 \cot \alpha} \quad (۲)$$

در اين رابطه ،  $W_{50}$  وزن قطعه سنگ متوسط ( يعني قطعه سنگ به اندازه  $D_{50}$  ) وزن واحد سنگ ،  $H_D$  ارتفاع موج طرح ،  $N$  عدد توان است که از ۲ تا ۳ مي تواند متغير باشد؛  $K_r$  ضريب سنگ

چینی است که عددی متغیر است ،  $G_s$  وزن مخصوص قطعه سنگها ، و  $\alpha$  زاویه شیب دامنه بالادست نسبت به افق است . رابطه فوق مشابه رابطه ای است که در تعیین وزن قطعه های گابیونهای موج شکن به کار می رود .

براساس نتایج تجربی ، ضرایب  $K_r$  ،  $N$  در ارتباط با یکدیگر مشخص شده اند . جدول زیر برای شرایط  $G_s=2/6$  و  $\gamma_r = 2/6 \text{ tonf / m}^3$  و  $\cot \alpha = 3$  ، مقادیر وزن قطعه سنگهای با اندازه متوسط ( $W_{50}$ ) را بر حسب کیلوگرم و تابعی از ارتفاع موج نشان می دهد .

جدول وزن قطعه سنگهای متوسط بر حسب کیلوگرم و تابعی از ارتفاع موجی

N	$K_r$	ارتفاع موج بر حسب متر		
		۰,۶۱	۱,۲۲	۲,۴۴
۲	۱,۸۲	۹,۶	۵۲,۶	۲۱۴,۶
۲,۵	۳,۵	۱۰,۴	۵۵	۳۱۷,۵
۲,۶	۳,۲	۱۱,۸	۷۰	۴۲۶,۴
۲,۷	۳,۲	۱۲,۲	۸۰	۵۲۶,۲
۳	۵,۵	۱۴,۵	۹۶,۵	۵۶۹,۲

یک رابطه ساده شده ولی تقریبی هم برای محاسبه وزن قطعه سنگها به صورت

$$W = 0.01H^3$$

پیشنهاد شده است :

که  $H$  ارتفاع موج بر حسب متر ، و  $W$  وزن قطعه سنگها بر حسب تن است . در روشهای جدیدتر، زمان تناوب موج و چگونگی عملکرد آن نیز منظور شده است .

نمودار یاد شده که در شکل ملاحظه می شود برای شرایط  $N=3$  ،  $G_s=2/6$  و برای سنگ چینی دستی تنظیم شده است . ارتفاع موج در این نمودار ارتفاع موج طرح است که برابر  $1/3$  برابر ارتفاع موج مهم در نظر گرفته شده است . برای سنگ چینی با روش ماشینی ، وزن قطعات باید دو برابر وزن حاصل از نمودار در نظر گرفته شود .

رابطه دیگری توسط ( برترام ) ( G.E.Bertram ) بر اساس نتایج تجربی حاصل از آزمایشهای انجام شده در مرکز تحقیقات مهندسی ساحلی آمریکا پیشنهاد شده است که کاربرد اولیه آن در طرح سنگچین روی سیل بند (dyke) پروژه نیروگاه آبشار چرچیل در « لابرادو » در سال ۱۹۶۸ بوده است . این رابطه عبارت است از :

$$0.388(w_{50})^{3/8}(b \cot \alpha)^{3/5} = \frac{H}{(\tanh .2\pi d / L)^a} \quad ( \text{ع} )$$

در این رابطه ،  $w_{50}$  وزن متوسط قطعه سنگها ( بر حسب پوند ) ،  $H$  ارتفاع موج ( فوت ) ،  $L$  طول موج ( فوت ) ،  $d$  عمق آب در پنجه شیب ( فوت ) ،  $\alpha$  زاویه شیب دامنه نسبت به افق ،  $a$  ،  $b$  ضرایب تجربی وابسته به  $\cot \alpha$  است که مقادیر آنها به شرح زیر انتخاب می شود :

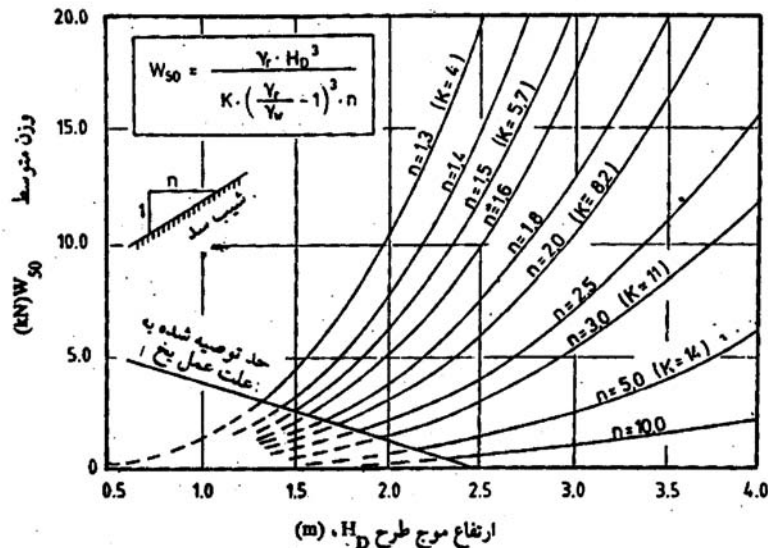
$$\cot \alpha = 5,7,10 \Rightarrow a = 1.3, b = 1$$

$$\cot \alpha = 2,3 \Rightarrow a = 1.3, b = 0.75$$

مثلاً برای شرایط  $d = 9.1m$  و  $\cot \alpha = 3$  ، وزن قطعه سنگها متوسط بر حسب طول و ارتفاع موج عبارت است از :

طول موج ( متر )	۱۰	۲۲/۶	۵۴/۳
ارتفاع موج ( متر )	۰/۶۱	۱/۲۲	۲/۴۴

این مقادیر را می توان با مقادیر حاصل از رابطه ( ۳ ) برای مقادیر  $N = ۲/۶$  و  $K_r = ۳/۲$  تطبیق داد .



وزن لازم قطعه سنگها هنگامی که به صورت منفرد در یک شبکه یا الگوی در هم قفل شده قرار می گیرند . در صورتی که قطعه سنگها به صورت بی نظم ریخته شوند وزن آنها باید دو برابر وزن نشان داده شده در این نمودار در نظر گرفته شود .

#### نمودار تعیین وزن قطعه سنگهای متوسط در سنگ چینی دستی

حد دانه بندی سنگچین باید طوری باشد که وزن بزرگترین قطعات ( $W_{MAX}$ ) ،  $\text{ع}$  برابر  $w_{50}$  باشد و کوچکترین قطعه سنگ ، وزنی حدود  $W_{50} / ۲۵$  داشته باشد . البته کاربرد این ضرایب تا حدی بستگی



به چگونگی عملکرد موج دارد ، بطوری که این ضرایب را می توان به ترتیب تا ۲/۶ و ۰/۲۲۲ انتخاب نمود.

به هر حال اندازه اسمی قطعه سنگ ( یعنی D ) عبارت است از اندازه ای که قطعه سنگ باید داشته باشد در صورتی که شکل جمعی آن بین کروی و مکعبی فرض شود ، یعنی :

$$\frac{3}{4}D^3 = \frac{w}{\gamma_r}$$

ضخامت لایه سنگ چینی ( که قبلاً بر حسب اندازه ارتفاع موج بحث شد ) بر حسب وزن قطعات عبارت است از ضلع مکعبی از سنگ با وزن  $w_{max}$  ، یعنی :

$$(t) = \left( \frac{w_{max}}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

در هر مورد توصیه می شود که اندازه ها در سمت اطمینان انتخاب شود .

#### ۵-۴-۴ بررسی دوام و علل آسیب پذیری لایه سنگ چینی {۲}

یکی از رایج ترین عوامل خسارت سنگچین سدها ، فرسودگی و نقص بخشهایی از فیلتر یا لایه های بین سنگ چینی و خاکریز بدنه سد است . علت این فرسودگی ممکن است طرح نامناسب خاک بدنه سد ، دانه بندی نامناسب لایه ها و ضخامت نامناسب لایه باشد .

تجربه های گذشته نشان داده است که سنگ چینی روی سطح سدهای خاکی نسبت به سایر انواع حفاظت مزیت دارد ولی آسیب دیدگیها و تخریبهای آنها اکثراً به علت يك یا چند مورد از علتهای زیر بوده است :

۱ - جدا شدن دانه ها و تجمع یافتن دانه های سنگچین در ضمن اجرای آن و پیدایش حفره هایی که موجب شسته شدن لایه بندی می شود .

۲ - جدا شدن و تجمع یافتن قطعات سنگهای بزرگتر از اندازه در لایه سنگچین که در نتیجه موجب شسته شدن خاکهای بدنه سد در لایه سنگچین می شود .

۳ - ادامه نیافتن لایه سنگچین به زیر تراز حمله موج در پایینترین تراز آب دریاچه . در این مورد در تخلیه های بعدی آسیب پذیری بیشتر است .

۴ - اشتباه در محاسبه موج طرح و تخمین شدت حمله موج در حد کمتر از مقدار واقعی .

۵ - کیفیت ضعیف قطعه سنگها از عوامل دیگر تخریب شدن لایه سنگ چینی است زیرا بسیاری از سنگها در اثر اینکه در يك دوره طولانی در معرض هوا و موج قرار می گیرند ، بتدریج از هم پاشیده می شوند بنابراین دوام فیزیکی و یکپارچگی قطعه سنگها را نباید در طراحی سنگچین فراموش کرد . حتی

در مواردی لایه های تشکیل شده از کنگلومرا نیز بعد از ده تا دوازده سال به قطعات ریز سنگریزه خرد شده است و ناچار شدند سنگچین را مجدداً اجرا نمایند .

#### ۵-۴-۵ مطالعه تجربی و دوام سنگچین در چند سد {۲}

به منظور بررسی دوام یا آسیب پذیری لایه های سنگچین بعضی از مهندسان و پژوهشگران روی سدهای ساخته شده مطالعاتی انجام داده اند . از جمله این بررسی ها ، می توان پژوهشی از کارشناسان کانادایی را که در سال ۱۹۷۰ انجام گرفته است در اینجا ذکر نمود . این کار تحقیقاتی شامل بررسی ۱۴ مورد سد خاکی و پاره سنگی با شیبهای متفاوت و ارتفاع از ۲۴ متر تا ۱۶۲ متر بوده است .

جدول زیر ، وضع و مشخصات سدهای بررسی شده را نشان می دهد .

در این بررسیها ، آسیب دیدگی جزئی به معنای جابه جا شدن بعضی از سنگها روی سطح دامنه است و آسیب دیدگی عمیق به مفهوم تخریب قسمتهایی از سنگچین تا حد آشکار شدن لایه زیرین ، و منظور از آسیب دیدگی کلی شسته شدن بخشی از بستر لایه زیرین سنگچین در اثر امواج است . همچنین درصد آسیب دیدگی نسبت به طول سد سنجیده شده است .

برای تعیین دانه بندی و وزن قطعات ، محدوده معینی به اندازه  $8 \times 4 \text{ m}^2$  در تمام موردها در نظر گرفته شده و در آن محدوده ، اندازه سه بعد قطعات اندازه گیری شده و منحنی دانه بندی آنها ترسیم گردیده است و وزن قطعه متوسط بر اساس رابطه زیر محاسبه شده است:

$$W = 0.56 \rho_r gabc$$

و شتاب ثقل ، a ، b و c ابعاد قطعه است .

و در این محاسبات عموماً از قطعات کوچکتر از ۱۰ cm صرف نظر شده است .

جدول مشخصات سدهای بررسی شده

نوع سد	ارتفاع	طول تاج	شیب دامنه $\cot \alpha$	در صد آسیب دیدگی		
				جزیی	عمیق	کلی
پاره سنگی	۱۶۲	۲۸۲۶	۱/۶	۱۷	۴	۰/۵
پاره سنگی	۶۶	۳۳۷۴	۱/۷	۸	۱	۰
شن و ماسه	۵۲	۶۰۵۱	۲	۱	۰	۰/۲
پاره سنگی	۹۲	۲۱۵۶	۱/۶	۲/۸	۷/۵	۱۲/۵
شن و ماسه	۵۸	۷۵۶	۲/۲	*	-	*
شن و ماسه	۲۴	۱۲۴۱	۲/۲	*	-	*
شن و ماسه	۲۶	۱۲۷۵	۲/۳	*	-	*
شن و ماسه	۳۲	۱۰۳۷	۲/۲	-	-	*
شن و ماسه	۴۵	۱۳۱۹	۲	-	-	*
پاره سنگی	۱۲۸	۳۷۵۰	۱/۵	۲/۲	۱۵/۶	۱
شن و ماسه	۹۲	۱۹۷۵	۲	۶۰	۰	۰
پاره سنگی	۵۲/۵	۳۳۳۳	۱/۳۷	۱۲/۶	۷/۲	۱۲

از نظر نوع آسیب دیدگی ، آسیبها را به فرسایشی ، چالهای قاشقی ، شستگی بستر ، تشکیل برآمدگیها ، لغزش سنگها و خرد شدن قطعات تقسیم کردند . در شیبهای کم ، آسیب دیدگی بیشتر از نوع فرسایشی و تشکیل برآمدگی مشاهده شد ، در حالی که در شیبهای تند ، نوع آسیب دیدگی از نوع لغزش قطعات بوده است ، مخصوصاً آنها که مواد ریزدانه بیشتری داشته اند .

در این پژوهش ، پس از تعیین دانه بندی هر سنگچین ، مقادیر حداقل و حداکثر و متوسط  $W_{50}$  را در هر مورد تعیین نموده و ضریب یکنواختی دانه بندی  $D_{85} / D_{15}$  را مشخص کردند و نیز مقادیر نسبی  $D_{50MAX} / D_{50MIN}$  و  $W_{50MAX} / W_{50MIN}$  را تعیین نمودند . همچنین مشخصات کاملی از بادهای در محل سدها ( در فاصله ۵ تا ۸ سال ) و نوع موحهای ایجاد شده را جمع آوری نمودند .

برای تعیین وضعیت پایداری سنگچین در این مطالعات ، از رابطه « هودسن » یعنی رابطه (۳) استفاده شده است و از آن رابطه ارتفاع موج طرح (  $H_0$  ) برای آستانه پایداری محاسبه شده است . بر اساس رابطه مذکور ، ارتفاع موج طرح عبارت است از :

$$H_D = \left[ \frac{1}{\rho_w} W_{50} K_r (G_S - 1)^3 \cot \alpha \right]^{1/3}$$

ارتفاع موج طرح برابر  $1.27H_s$  منظور شده است که  $H_s$  یعنی ارتفاع موج مهم برابر ارتفاع میانگین يك سوم بلندترین موجها تعریف می شود . بنابراین :

$$H_s = 0.79 \left[ \frac{W_{50} \cdot K_r (\cot \alpha)}{\rho_r} \right]^{1/3} (G_S - 1)$$

برای آسیبهای ۵ درصد ، مقدار  $K_r=2/2$  پذیرفته شد و با کاربرد مقدار واقعی  $W_{50}$  و شیب واقعی در يك سد مشخص ، ارتفاع موج مهمی که از نظر تئوری بیان کننده موج مهم حداکثر پایدار برای آن سنگچین است به دست می آید که این را باید آستانه پایداری نامید .

از طرفی دانه بندی سنگچین در چند محل تعیین شده و حداقل ، حداکثر و متوسط  $W_{50}$  در هر مورد به دست آمده و براساس آن مقدار ارتفاع موج آستانه آسیب دیدگی محاسبه گردیده است ( آستانه حداقل ، حداکثر و متوسط ) .

ارتفاع موجهای آستانه در حدود ۱/۵ متر ( مثلاً ۱/۴ ، ۱/۹ ، ۱/۶۲ متر در یکی از سدها ) به دست آمد . همچنین ارتفاع موجهای واقعی در امتدادهای مختلف تعیین شده و حداکثر ارتفاع آنها با اعداد آستانه مقایسه شده است .

اگر ارتفاع موج ماکزیمم به آستانه ماکزیمم برسد دیدگی کلی خواهد بود و اگر ارتفاع موج ماکزیمم به اندازه هیچ کدام از ارتفاعهای آستانه نرسد ، آسیب دیدگی رخ نمی دهد. این نتایج پیش بینی شده با نتایج تجربی مشاهده شده کاملاً هماهنگی داشته است .

از نتایج دیگری که به دست آمده است این است که سنگچین هایی که دارای مقدار زیادی مواد ریزدانه بودند ، آسیب دیدگی آنها به مراتب بیش از حد پیش بینی شده بوده است ، هر چند شرط  $W_{50}$  برای آنها وجود داشته است . ضمناً خردشدگی و ترك خوردگی سنگها قابل توجه نبوده است .

نوع سنگهای مصرف شده از اهمیت ویژه ای در دوام سنگچین برخوردار است . مثلاً سنگهای گرانیتی اطمینان بالایی را تأمین می کنند ولی سنگهای از نوع شیست و آرژیلیت دوامهای متغیری ارائه می دهند . آزمایشهای آزمایشگاهی نشان می دهد که برای شیستهای سیاه زاویه اصطکاک از  $37^\circ$  در حالت خشك به  $37^\circ$  در حالت تر

کاهش می یابد و برای شیستهای خاکستری ترجیحاً اولویت می یابند .

از نظر هزینه ، اگر سنگ مورد نیاز سنگچین از فاصله مناسبی آورده شود ، روش سنگ چینی از تمام انواع محافظت های دیگر ارزان تر تمام می شود . در سال ۱۹۷۱ در کشور آمریکا هزینه سنگ چینی از ۵ تا ۸ دلار در هر متر مکعب ارزیابی می شده است .

## ۵-۵ حفاظت دامنه های خاکی به وسیله سیمان {۲}

در مواردی که تأمین لایه سنگ چینی آسان نباشد می توان از روشهای دیگر حفاظت دامنه ها استفاده کرد . یکی از این روشها کاربرد مخلوط سیمان - خاک است. هر چند در بعضی از سدهایی که از این پوشش استفاده شده است ، دسترسی به سنگ هم مقدور بوده است .

حفاظت دامنه خاکریزها به وسیله مخلوط خاک - سیمان از سال ۱۹۲۰ در ساخت بزرگراهها ، و در سال ۱۹۴۰ در ساخت کانالها و پوشش مخزن سدها آزمایش شده است . در سال ۱۹۵۱ ، U.S.Bureau of Reclamation یک مقطع آزمایشی برای بررسی مقاومت این مخلوط تهیه نمود . این مقطع آزمایشی در مخزن سدی روی رودخانه ای در کلرادو بود که مدت ده سال به طور ممتد مورد مطالعه قرار گرفت و به این نتیجه رسید که این نوع پوشش به قدر کافی قوی است در این آزمایش ، شرایط سختی ایجاد کرده بودند تا اثر مقاومت این پوشش را در شرایط سخت بیازمایند . بعد از این آزمایش ، کاربرد پوشش خاک - سیمان در سدهای خاکی بسیار مورد توجه و تأیید قرار گرفت بطوری که بنا به گزارش « تیلر » در سال ۱۹۷۳ حدود ۵۵ سد خاکی در ایالات متحده دارای حفاظتی از این نوع بودند .

پوشش از نوع خاک - سیمان عبارت است از لایه های تقریباً افقی از مخلوط خاک و سیمان کمپاکت شده به صورت پله های تراسی که عرض آنها ۲ تا ۳ متر و ضخامت آنها ۱۵ سانتیمتر ( بعد از کوبیده شدن ) است . ضخامت این حفاظت در راستای عمود بر سطح شیب ( شیبهای ۲ به ۱ تا ۳ به ۱ افقی به عمودی ) ۶۰ سانتیمتر است .

### به منظور ایجاد این نوع پوشش ، دو روش متداول است :

(۱) مخلوط کردن خاک و سیمان در محل : در این روش ، ابتدا لایه ای از خاک ریخته شده روی آن لایه ای از سیمان ریخته می شود و این دو را با هم مخلوط می کنند و سپس می کوبند .

(۲) مخلوط خاک و سیمان را در جای دیگری تهیه کرده سپس به محل مورد استفاده حمل می کنند . توصیه می شود زمان حمل مخلوط از محل تهیه آن تا محل مورد استفاده بیش از ۳۰ دقیقه طول نکشد و قبل از حمل به محل حدود ۳۰ ثانیه ورز داده شود .

کمپاکت کردن مخلوط خاک - سیمان معمولاً با غلتک پچه بزی ۹۰۰ کیلوگرمی با ۶ مرتبه رفت و برگشت انجام می گیرد . در روشهای جدید ، کمپاکت کردن نهایی با غلتکهای چرخ صاف بادی با وزن ۱۸۰۰ تا ۲۵۰۰ کیلوگرم و در طی چهار گذر توصیه شده است . تراکم لایه های خاک - سیمان باید در

طی ۱ ساعت بعد از ریختن مخلوط روی محل انجام گیرد . این لایه باید تا ۷ روز بعد از کمپاکت شدن تحت مراقبت باشد و حتماً در این مدت « تر » نگهداشته شود یا اینکه تا ۷ روز با لایه ای از خاک مرطوب پوشانده شود .

بین هر دو لایه که کوبیده می شود باید درگیری دولایه با هم کامل و رضایت بخش باشد . در این صورت سطح صافی که به وسیله غلتک چرخ صاف بادی باقی می ماند در درگیر شدن با لایه بعدی مناسب نیست ، از این رو لازم است با وسایل شیار دهنده ، سطح صاف آن شیار دار شود . شیارها معمولاً تا عمق ۰/۶۴ سانتیمتر و فاصله ۱/۳ سانتیمتر ایجاد می شود . زمان شیار دادن نیز موضوع قابل اهمیتی است بطوری که بلافاصله پس از کمپاکت کردن هر لایه ، زمان مناسبی برای شیار دادن نیست زیرا مخلوط کوبیده شده هنوز خیلی نرم است و شیارها باقی نمی ماند . زمانی حدود ۴ ساعت بعد از کمپاکت کردن هم خیلی زیاد است و سطح لایه ها سفت و محکم شده است .

اندازه زاویه های غلتک پاچه بزی ، وزن آن ، عرض غلتک چرخ صاف و سایر پارامترهای فنی باید با انجام آزمایش ، مناسب محل و مناسب با شرایط انتخاب شود . درصد آب اندازه گیری شده در مخلوطهای خاک - سیمان که در بعضی از سدها اندازه گیری شده است بین ۸ تا ۱۲ درصد بوده است ، و مقاومت فشاری اندازه گیری شده برای این مخلوط به شرح زیر بوده است :

بعد از ۳ روز  $70 \text{ تا } 100 \text{ kgf / cm}^2$

بعد از ۷ روز  $84 \text{ تا } 120 \text{ kgf / cm}^2$

بعد از ۲۸ روز  $100 \text{ تا } 150 \text{ kgf / cm}^2$

بعد از ۹۰ روز  $160 \text{ تا } 250 \text{ kgf / cm}^2$

بعضی از مهندسان مقاومت ۷ روزه را در حد  $42 \text{ kgf / cm}^2$  کافی دانسته اند .

به احتمال زیاد ، روش تهیه مخلوط در محل دیگر و حمل آن به محل مورد مصرف ، نسبت به روش مخلوط کردن در محل ترجیح دارد ، زیرا مخلوط ایجاد شده از یکنواختی و همگنی کامل برخوردار است و لایه های کمپاکت شده با اطمینان بیشتری در یکدیگر گیردار می شوند و احتمالاً از نظر اقتصادی ارزانتر تمام می شود .

بهترین نوع خاک را برای تهیه رویه خاک - سیمان ، خاکهای با دانه بندی گسترده ، یا ماسه ای شنی است که کمترین سیمان را لازم دارد . خاکهای ماسه ای مانند ماسه بادی و ماسه های ساحلی که فاقد خاکهای ریز دانه است نیز خوب است ولی سیمان بیشتری مصرف می کند . خاکهای از نوع سیلتی و رسی را نیز با افزودن مقدار مساوی خاکهای درشت دانه به آنها می توان به

کار برد . خاکهای آلی و حاوی درصد زیادی مواد قلیایی ( alkali - reactive ) برای این منظور مناسب نیست .

به منظور بهینه کردن کارآیی مصالح و نیز ملاحظات اقتصادی ، لازم است دانه بندی خاک در محدوده هایی که با تجربه تأیید شده است انتخاب گردد . در این مورد دانه بندیهای زیر پیشنهاد شده است :

الف : دانه بندی طوری باشد که ۱۰۰ درصد دانه ها از اندازه ۵۴ میلیمتر ریزتر باشد و اقل ۵۵ درصد ریزتر از سرند شماره ۴ ( ۴/۷۶ میلیمتر ) ، و بین ۵ درصد تا ۳۵ درصد آن از سرند شماره ۲۰۰ ریزتر باشد .

ب : بعضی از مهندسان پیشنهاد کردند که دانه بندی مناسب بر این اساس است که ۱۰۰ درصد دانه ها ریزتر از اندازه ۳۸ میلیمتر ، ۸۵ درصد آن ریزتر از سرند شماره ۴ ( ۴/۷۶ میلیمتر ) ، و بین ۱۰ درصد تا ۴۰ درصد آن از سرند شماره ۲۰۰ ریزتر باشد .

در مورد انتخاب نوع سیمان ، باید شرایط معمولی کاربرد سیمان را در نظر گرفت ، مثلاً در زمینهای با مقدار سولفات کمتر از ۱ درصد ، سیمان تیپ I معمولاً مناسب است و اگر گچ بیشتر باشد سیمان تیپ III و ۷ توصیه می شود . درصد سیمان از نظر حجمی ، برحسب نوع خاک از حدود ۷ درصد تا ۱۵ درصد حجم خاک - سیمان را تشکیل می دهد ، البته مقدار مناسب را آزمایشگاه تعیین می کند .

## بازرسی کیفیت اجرا {۲}

بررسی دانه بندی ، درصد آب و درصد سیمان از مواردی است که معمولاً باید انجام گیرد . نمونه گیری از مخلوط ایجاد شده ، مثل نمونه گیری از خاک کمپاکت شده انجام می گیرد و از نمونه های تهیه شده ، خواص مورد نظر ، و از جمله مقاومت تک محوری اندازه گیری می شود.

گاهگاهی دیده شده است که لایه های خاک - سیمان تا حدی آسیب پذیر بوده و با گذشت زمان تخریب شده است ، مثلاً در بعضی از سدها ، در اثر امواج حاصل از بادهای شدید با سرعت حدود ۸۰ km/hr قطعاتی از لایه های خاک - سیمان از بدنه جدا شده و افتاده است ، بطوری که در یک مورد بیش از ۸۴۰ متر مکعب از قطعات خاک - سیمان در این طوفانها که ۲ روز ادامه داشت تخریب شده است .

به منظور اطمینان بیشتر از دوام خاک - سیمان ، توصیه می شود که در محل های محتمل یخ زدگی یا حمله شدید امواج ، مقدار درصد سیمان در ساخت لایه ها ، ۲ درصد بیش از درصد تعیین شده در آزمایشگاه باشد . در محل هایی که شرایط عادی وجود دارد می توان درصد سیمان را ۱ تا ۲ درصد کمتر از مقدار تعیین شد در آزمایشگاه در نظر گرفت .

آب مورد استفاده در ساخت این لایه ها باید فاقد مواد آلی ، نمکهای قلیایی و سایر ناخالصیهای مضر باشد .

از دیدگاه نفوذ پذیری ، معمولاً حفاظ خاک - سیمان کم نفوذپذیر است ولی بعد از مدتی ترکهای در آن ظاهر می شود و گسترش می یابد که طول این ترکها ممکن است به ۳ متر یا ۶ متر برسد . این ترکها به نفوذپذیری پوشش صدمه می زند و در عین حال می تواند مفید باشد زیرا نشستهای نامساوی بدنه سد را در آینده تحمل می کند و از خرد شدگی بیشتر پوشش جلوگیری می کند . همچنین این ترکها نقش زهکشهایی دارد که هنگام تخلیه سریع سد ، می تواند آب را از پشت این پوشش به حد تخریبی نرسد .

با وجود این اگر قرار باشد مقدار زه زیاد باشد لازم است لایه ای از زهکش در زیر لایه خاک - سیمان پیش بینی شود و یا با نصب لوله های زه کش در نقاط پایین پوشش ، امکان عمل زهکشی تسهیل گردد .

نفوذپذیری لایه خاک - سیمان حدود  $10^{-4}$  تا  $10^{-5}$  cm/sec گزارش شده است. در هر صورت در اینجا موضوع هایی از قبیل نفوذ ناپذیری پوشش ، مفید و مضر بودن ترکها ، وزن لایه خاک - سیمان وجود زهکش ها در ارتباط با یکدیگر باید از نظر اقتصادی و کارآیی مورد بحث و تصمیم گیری طراحان و مهندسان قرار گیرد . بطوری که ممکن است ضخیمتر کردن لایه ها و سنگین شدن آنها بتواند بدون وجود زهکش ها فشار هیدرواستاتیک ( زیر فشار ) را تحمل کند .

وجود لایه های پلکانی خاک - سیمان از طرفی به جلوگیری از حرکت امواج به سمت تاج سد کمک می کند ، زیرا وجود یک دامنه شیب دار با سطح صاف ، حرکت امواج را با به نقاط بالا دست آسان می کند ، پس برای جلوگیری از عدم سرریز آب از روی سد باید ارتفاع سد را بیشتر گرفت تا تاج سد از خطر شکستگی مصون باشد ، به همین علت در بعضی از سدها بخش بالایی پوشش بالا دست به وسیله سنگ چینی پوشش داده شده و در بخشهای پایینی از لایه خاک - سیمان استفاده می شود .

هزینه احداث لایه خاک - سیمان تابع شرایط ناحیه ، نوع خاک و سیمان در دسترس ، حجم خاک و سیمان لازم ، و روش ساخت است ، به عنوان نمونه ، بین سالهای ۱۹۶۳ و ۱۹۷۲ در کشور آمریکا هزینه اجرای خاک - سیمان بین ۶ تا ۱۵ دلار بوده است .

مشخصات تراکم ، دانسیته و درصد رطوبت بر اساس آزمایش تراکم « پراکتور » تعیین می شود و استاندارد ASTM سایر مشخصات را از قبیل مقاومت فشاری (ASTM-1633) ، تر و خشک شدن آن (ASTM 559) و یخ زدن و آب شدن یخ (ASTM 560) تعیین کرده است (اطلاعات مربوط به 1973) ، مقاومت فشاری خاک - سیمان بعد از ۷ روز باید اقلأً  $21 \text{ kgf/cm}^2$  باشد .



## ۵-۶ حفاظت دامنه سد ها به وسیله پوشش بتنی {۲}

پوششهای بتنی یکی از موارد حفاظت دامنه های سدهای خاکی و پاره سنگی است و نقش آنها در بعضی از سدها ، نگهداری استحکام دامنه سد و جلوگیری از فرسایش است و در بعضی از سدها بخش آب بند کننده سد را تشکیل می دهد . در مواردی که فقط به منظور حفاظت دامنه بالادست به کار می رود می تواند تمام سطح دامنه را تا پنجه دامنه بپوشاند زیرا فقط آن بخش که در معرض آسیبهای حاصل از موج و فرسایش فیزیکی است نیاز به حفاظت دارد ولی در سدهایی که پوشش بتنی نقش آب بندی سد را به عهده دارد لازم است به طور کامل تمام سطح دامنه را حتی تا چند متر در شالوده پوشش دهد . این مورد عمده در سدهای پاره سنگی کاربرد دارد و اصولاً نوعی از سدهای پاره سنگی به نام « سد پاره سنگی با پوشش بتنی » ( CFRD ) ( Concrete face rockfill dam ) نامیده می شود .

به هر صورت ، اجرا و ساخت لایه پوشش بتنی به دو گونه اصلی به شرح زیر انجام می پذیرد :

### الف : پوشش بتنی درجا با درزهای انبساط

انواع اولیه پوششهای بتنی به صورت ورقه های بتنی مجزا با ابعاد  $1/5$  تا  $1/8$  متر ( عرض ) و  $3$  تا  $6$  متر ( طول ) و ضخامت  $0/2$  تا  $0/3$  متر و به ندرت بلوکهای کوچکتر یا ضخیمتر به کار برده شده است . قطعات کوچکتر معمولاً به وسیله میلگردهایی به یکدیگر مهار می شود .

در پوششهای بتنی لازم است قطعات مجزا به وسیله درزهای مناسبی از یکدیگر جدا شده باشند یا به وسیله یک مجموعه کام و زبانه مفصل شوند تا به هر حال نشستهای نامساوی بدنه سد موجب خرد شدن پوشش نگردد و به عبارت دیگر قطعات جدا گانه بتواند هماهنگ با نشستهای متفاوت دگر شکلی داشته باشند .

بنا به بعضی از گزارشها ، پوششهای مفصل دار شده چندان موفقیت آمیز نبوده است و به علت نشستهای نامساوی مفصلها باز شده و فاصله درزها افزایش یافته و حتی ورقه های بتنی جا به جا شده است . پوشش بتنی در جا به هر حال باید روی یک لایه فیلتر ساخته شود .

ساخت پوشش بتنی درجا ممکن است با تسلیح دو طرفه ( در حد  $0/5$  درصد مقطع ) و به صورت یکپارچه ساخته شود و یا بصورت ورقه های با ابعاد بزرگ ( مثلاً  $15$  متر ) از بتن مسلح ساخته شود و بین این قطعات بزرگ با مواد آب بند کننده پر شود .

نمونه ای از ده ها مورد سدهای با پوشش بتنی ، می توان سد « ویلسون » و « کورت رایت » در کالیفرنیا را نام برد که در سال  $1985$  تکمیل شد و از نوع پاره سنگی با پوشش بتنی است و ورقه بتنی این پوشش با طول  $18/3$  متر ( به موازات محور سد ) و عرض  $9/5$  متر تا  $22/8$  متر و ضخامت از  $0/76$  تا  $0/3$  متر ساخته شده است . درزهای افقی با عرض  $1/9$  سانتیمتر و درزهای عمودی با عرض  $2/54$  تا  $5$  سانتیمتر به وسیله آب بندهای انعطاف پذیر مخصوص پر شده است .

در صورتی که احتمال نشستهای نامساوی کم باشد می توان پوشش بتنی بدون مفصل نیز اجرا نمود . مثال آن سد « مك كي » در آرگن است که در سال ۱۹۲۵ با ارتفاع ۵۰ متر و طول تاج ۹۲۳ متر ساخته شده است و پوشش بالا دست آن یکپارچه و بدون درز است و از آن زمان تا زمان گزارش ( ۱۹۷۳ ) مشکلی نشان نداده است و فقط ترکهایی در حد مویین در آن مشاهده شده است . البته ترکهای مویین و درشت تر را می توان به کمک قیر و گاهی سیمان و مواد دیگر ترمیم نمود .

هزینه ساخت پوشش بتنی درجا ، در سال ۱۹۷۳ در کشور آمریکا بین ۵۰ تا ۶۰ دلار برای هر متر مکعب بوده است .

### ب ( پوشش بتنی پیش ساخته

در این روش ، قطعات بتنی قابل نصب در کنار یکدیگر که قبلاً ساخته شده است به محل آورده شده و نصب می گردند . قطعات بتنی برای این منظور با اشکال مختلفی طراحی می شوند . رعایت نکات زیر در مورد کارایی و اقتصاد این نوع پوشش مؤثر است :

(۱) مناسب است که تولید قطعات در محل سایت انجام گیرد .

(۲) ساخت قطعات باید فوق العاده منظم و با دقت باشد تا قرار گرفتن آنها در کنار یکدیگر موجب پیدایش درزهای انحرافی نگردد ، در غیر این صورت علاوه بر ایجاد ظاهر نامرغوب ، موجب پیدایش درزهای انحرافی نگردد ، در غیر این صورت علاوه بر ایجاد ظاهر نامرغوب ، موجب پیدایش درزهای نابجا می گردد که ممکن است منجر به شسته شدن ذرات ریز دانه در اثر باران و در اثر امواج گردد .

(۳) بلوکهایی که به صورت قائم هم در یکدیگر قفل می شوند بر بلوکهایی که فقط به صورت افقی قفل می شوند ترجیح دارد زیرا نشستهای حاصل از بدنه سد را بهتر تحمل می کنند . و شکستگی های حاصل از نشست نامساوی پدیدار نمی گردد ، همچنین ترمیم جایگزین قطعات نیز مناسب تر انجام می گیرد .

(۴) سیمان مورد استفاده در ساخت بلوکها باید سیمان مقاوم در برابر خوردگی و فرسایش باشد .

(۵) نصب بلوکها يك کار ظریف و تخصصی نیست و با اندکی راهنمایی می توان به افراد غیر حرفه ای هم تعلیم داد تا کار را سریع انجام دهند .

(۶) بعضی تجربه ها نشان می دهد که ترکیب ساخت این قطعات به شرح زیر مناسب است:

حداکثر نسبت آب به سیمان ۰/۲۵ ؛ حداقل میزان سیمان ، ۳۳۵ کیلومتر در متر مکعب ؛ حداکثر اندازه دانه ها ، ۱۹ میلیمتر ؛ ۲۱ درصد مقاومت نمونه های مکعبی با ضلع ۱۵ سانتیمتر بعد از ۲۸ روز ، ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ؛ ضخامت بلوکها نباید از  $15cm \pm 0.3$  ( برای  $22 \text{ Mpa}$  ؛ حداقل دانسیته ، ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ؛ ضخامت بلوکها نباید از  $15cm \pm 0.3$  ) برای

دامنه بالا دست ) و  $10\text{cm} \pm 0.3$  ( برای دامنه پایین دست) کمتر باشد ، وزن قطعات به همین نسبت برای دامنه بالادست حداقل ۲۰ کیلوگرم ، برای دامنه پایین دست ۱۴ کیلوگرم است . همچنین حداکثر عرض درزهای بین بلوکها در دامنه بالادست ۴ میلیمتر و در دامنه پایین ۶ میلیمتر در نظر گرفته می شود . در مورد پوشش بتنی به هر حال معمولاً يك لایه فیلتر شنی اقلأ به ضخامت ۲۰ سانتیمتر در فصل مشترک بدنه سد و سطح زیرین پوشش بتنی لازم است و برحسب نوع خاک بدنه سد ممکن است به دو لایه فیلتر نیاز باشد .

یکی از عدم امتیازهای پوششهای بتنی و اصولاً پوششهای با سطح صاف این است که امواج آب تا ارتفاع بیشتری ( نسبت به پوشش سنگچین ) می تواند روی سطح دامنه بالا رود و لذا این موضوع باید در ارتفاع آزاد بیشتر برای سد و حفاظت قوی تر و یا تمهیدات موج برگردان در نظر گرفته شود .

## ۵-۷ پوشش بتنی آسفالتی و خاکریز سرریز {۲}

### ۵-۷-۱ پوشش بتنی آسفالتی

در بعضی از سدها می توان از پوشش آسفالتی استفاده کرد که در این صورت هم نقش آب بندی و هم نقش محافظت را دارد . احتمالاً از اولین سدهای خاکی با رویه بتنی آسفالتی سد « مونت گمری » با ارتفاع ۳۴/۵ متر است که در سال ۱۹۵۷ در کلرادو ساخته شده است و پوشش بتنی آسفالتی آن با ضخامت ۳۰ سانتیمتر است . نمونه دیگر آن سد « همزتیك » در کوههای کلرادو در ارتفاع ۳۰۰۰ متری است که ارتفاع سد ۸۰ متر و شیب دامنه آن ۱/۶ به ۱ ، در سال ۱۹۶۶ ساخته شده است . شرایط سخت آب و هوایی و دوره های زمانی کوتاه کار ، دسترسی مشکل ، همراه با جدول زمان بندی محدود ، موجب شده است که رویه بتنی آسفالتی برای این سد اقتصادی گردد . ضخامت لایه های این پوشش در هر مرتبه اجرا ، حدود ۹ سانتیمتر و ضخامت کل در پنجه سد ۳۶ سانتیمتر و در محل تاج ۱۸ سانتیمتر است . دانه بندی شن و ماسه آن کلاً ریزتر از اندازه ۲/۷۵ سانتیمتر و از ۵۰ تا ۷۵ درصد ریزتر از سرند شماره ۴ و از ۷ تا ۱۵ درصد ریزتر از سرند ۲۰۰ و درصد آسفالت به کار برده شده زیر ۱۰ درصد بوده است .

تجربه های مختلف در کشورهای مختلف نشان می دهد که این نوع پوشش کاملاً با دوام و پایدار بود است و حتی با شیبهای زیاد دامنه در حد  $45^\circ$  نیز دوام داشته است . از مزایای آن نفوذ ناپذیری و انعطاف پذیری است و اگر ترکهایی در آن ایجاد شود خود به خود التیام پذیر است و یا قابل پر کردن و ترمیم است . هزینه این نوع پوشش در سال ۱۹۷۰ در کشور آمریکا حدود ۱۷ تا ۲۰ دلار در تن بوده است .

یادآور می گردد که ارقام هزینه ای که در این بخش آمده است هیچگونه ارزش مطلق ندارد فقط به منظور مقایسه بین انواع مختلف پوششها است .

## ۵-۷-۲ پوشش بتنی آسفالتی در خاکریز سر ریز

بطوری که در مورد سدهای خاکی ( خاکریز ) کاملاً پذیرفته شده است يك سد خاکی نمی تواند به عنوان سر ریز پیش بینی و طراحی شود ولی در بعضی از کشورها سدهای خاکی سرریز طراحی و اجرا شده است . مطالب ذیل از گزارشی مربوط به کشور چین نقل می گردد :

اولین سد از این نوع در کشور چین در سال ۱۸۷۴ با ارتفاع ۸/۳ متر و با دبی تخلیه آب ۲۷۳ متر مکعب در ثانیه ساخته شده است که به نام سد Zhaojiazha نام دارد . سطح دامنه پایین دست این سد که از ابتدا از خاک - آهک و با ضخامت ۰/۵ متر پوشانده شده بود بعد از چند سال فرسایش یافته و در سال ۱۹۶۳ پوشش حفاظتی آن از نوع مصالح ساختمانی ساخته می شود .

در بین سالهای ۱۹۵۷ تا ۱۹۸۰ تعداد ۹ سد خاکی سر ریز دیگر در کشور چین احداث می شود ( گزارش مربوط به سال ۱۹۸۵ ) که پوشش ۴ مورد از آنها با ورقه های بتنی یا بتن مسلح ، و بقیه از مصالح ساختمانی ، بتن آسفالتی و بتن قیری اجرا شده است . ارتفاع این سدها از ۱۱/۴ تا ۳۱/۵ متر متغیر است که بعضاً به طور مستمر به صورت سرریز عمل کرده اند و برخی به صورت متناوب و گاهگاهی در زیر جریان آب قرار گرفته اند .

از دیدگاه استحکامی ، پوشش بتنی در این نوع سدها معمولاً به علت نشستهای اختلافی مواجه با شکستگی شده است ولی پوششهای آسفالتی توانسته اند نشستها را تحمل کرده دگر شکلیهای غیر شکننده داشته باشد . علاوه بر این در پوششهای بتنی به علت بروز ترکهای حاصل از نشستهای اختلافی ، آب نفوذ کرده و ایجاد نیروهای زیر فشار می نماید که خود موجب فرسایش و تخریب پوشش می شود .

برای طرح موفقیت آمیز این نوع سدها لازم است مصالح بدنه خاکریز هر چه بیشتر و دقیق تر کوبیده شده و محکم اجرا شود . پوشش روی بدنه پایین دست باید فاقد درزهای ساختمانی باشد . از آنجا که بتن قیری و آسفالت خمش پذیر است و در اثر نشستهای کم شکسته نمی شود و هم اینکه سطح صافی در برابر حرکت آب دارد ، در بسیاری موارد مناسبترین پوشش محسوب می شود ولی در مواردی در اثر کاهش درجه حرارت ترکهایی در آن ایجاد می شود که ترمیم آنها به وسیله قیر مذاب میسر است . پوششهای بتن آسفالتی برای دبی تا  $10 \text{ m}^3/\text{sec}$  و سرعت  $10 \text{ m}/\text{sec}$  خوب عمل می کند.

**ترکیب نمونه ای از بتن قیری که به کار برده شده است عبارت است از : قیر نفتی ، پودر سنگ آهک ، ماسه و پرکننده دانه درشت به ترتیب با نسبتهای**

۲/۵ به ۳/۵ به ۷ به ۳۶ به ۵۰ و ضخامت لایه های پوشش از بالا به عمق عبارت است از آسفالت با ضخامت ۱ تا ۱/۵ سانتیمتر ، بتن قیری ۵ سانتیمتر ، پاره سنگ قیری با ضخامت ۲۰ سانتیمتر ، سنگ ( با ابعاد ۲ تا ۸ سانتیمتر ) به ضخامت ۴۰ سانتیمتر و پاره سنگ با ضخامت ۱۱۰ سانتیمتر .

حوضچه آرامش باید روی سنگ و با شالوده قوی در پنجه پایین دست طراحی شود . هزینه ساخت این گونه سدهای خاکی که سرریز روی سد قرار دارد حدود ۷۵ درصد سد مشابهی است که سرریز جداگانه داشته باشد .

#### ۵-۸ انواع دیگر پوششها و مقایسه نسبی اقتصادی {۲}

پوشش دادن سدهای خاکی به وسیله چوب و فولاد در تعداد محدودی سدها ، با موفقیت انجام گرفته و نیز دوام داشته است ، بطوری که یکی از پوششهای فولادی به کار برده شده در سدی با ارتفاع ۱۴ متر و طول ۵۶ متر که در سال ۱۸۹۸ در آریزونا ساخته شده است همچنان کارآیی خود را حفظ کرده است ( زمان گزارش ۱۹۷۱ است ) و فقط تعمیرات جزئی از قبیل رنگ آمیزی داشته است . همچنین بر اساس گزارش « تیلر » یکی از سدهای پاره سنگی با ارتفاع ۲۵ متر که در سال ۱۹۱۰ در کوههای « سی برانوادا » در کالیفرنیا در ارتفاع ۳۳۰۰ متری ساخته شده است پوشش آن الوارهای چوبی بوده است که بعد از ۲۰ سال الوارها تعمیر شده و در سال ۱۹۶۰ مجدداً پوشش چوبی دیگر به پوشش قبلی دوخت شده است و این پوشش تا زمان گزارش ( ۱۹۷۱ ) همچنان سالم و عالی بوده است .

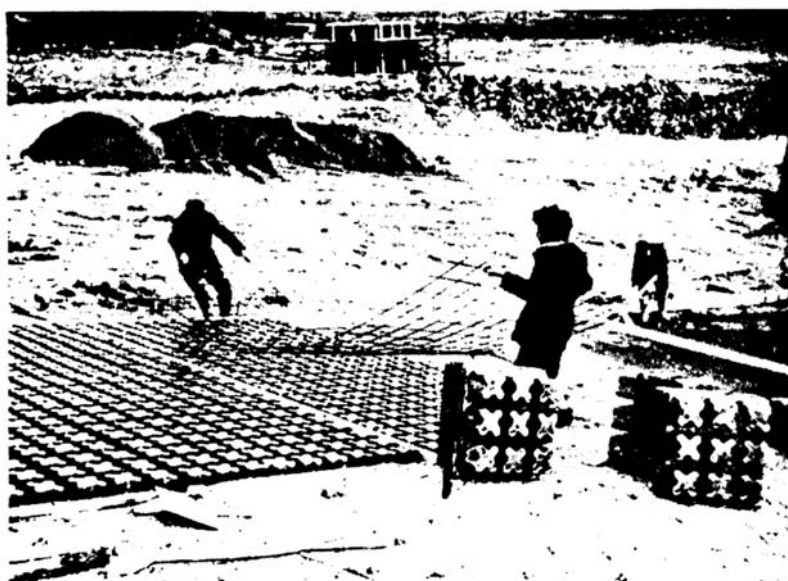
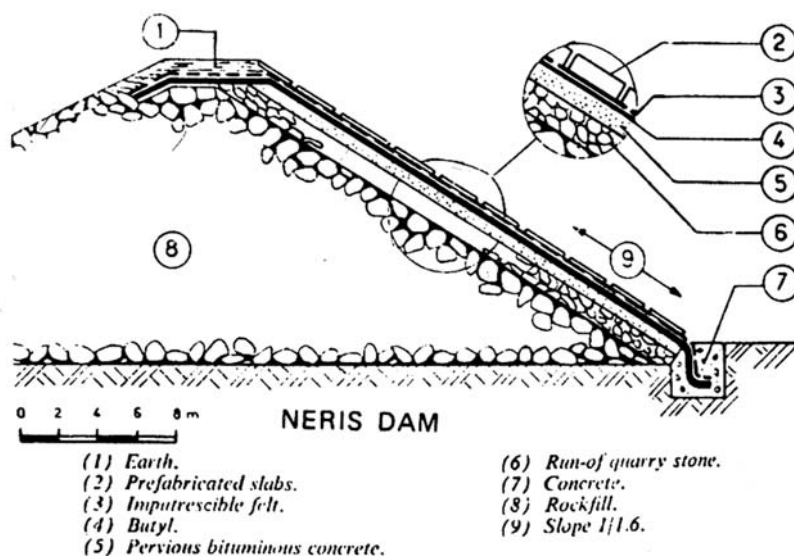
کاربرد موادی از نوع بوتیل و پی وی سی در بعضی سدهای کوتاه تجربه شده است که البته نقش این پوششها علاوه بر آب بندی حفاظت فیزیکی و مقاومت در برابر فرسایش هم هست . این گونه پوششها مشکلات خاص خود را دارند ، مثلاً به هم اتصال دادن درزهای آنها به وسیله چسب یا به وسیله حرارت و اتصال دادن در حاشیه ها دقت زیادی لازم دارد .

برای مقایسه نسبی اقتصادی انواع پوششها نمی توان به اعداد و ارقام ثابتی دست یافت ، زیرا ارزیابی هزینه ها بستگی به عوامل مختلفی از قبیل امکان تولید یا خرید مصالح ، فاصله دسترسی ، مهارت اشخاص و شرایط کاری آن محل دارد ، ولی اگر ارقام برآوردها و هزینه ها در زمان و مکان معینی در دسترس باشد می توان به نوعی مقایسه برای همان زمان در آن کشور دست یافت .

ارقام زیر نمونه ای از مقایسه قیمتها مربوط به سال ۱۹۷۲ در افریقای جنوبی است که از یک گزارش ICOLD نقل می شود ، ضمن اینکه باید در نظر داشت که در پروژه های سد سازی که تأمین آب برای یک ناحیه جنبه حیاتی و ضروری دارد تفاوت هزینه ها در بخشی از کارهای پروژه ( مثل رویه حفاظتی آن ) نقش تعیین کننده را ندارد .

هزینه نسبی	ضخامت متوسط mm	نوع پوشش حفاظتی
۰/۵۶	۲۲۵	دامنه با پوشش گیاهی
۰/۶۸	۰/۷۵	آستر بندی بوتیل لاستیکی
۰/۷۶	۴۵۰	سنگچین دامنه پایین دست
۱	۹۰۰	سنگچین دامنه بالا دست
۱/۰۵	۱۵۰	روسازی بتنی در جا
۱/۶	۱۵۰	روسازی بتنی پیش ساخته
۲/۶۴	۲۰۰	پوشش دادن آسفالتی

کاملاً محتمل است که این ارقام که مربوط به ۲۵ سال قبل است ارزش نسبی عددی خود را از دست داده باشند اما به نظر می رسد که هزینه نسبی پوششها در حال حاضر هم تقریباً به همین ترتیب باشد مگر اینکه بعضی از مصالح وارداتی موجب افزایش هزینه گردد به هر حال هزینه های نسبی تابع شرایط زمانی و نیز وضعیت مصالح و شرایط محلی است .



Perforated concrete slope protection : formers.

# فصل ششم

ارتفاع آزاد سد

برآورد شیب طرفین سد خاکی

عرض تاج سد

بر آورد حجم خاک مصرفی در سد خاکی



## ۶-۱ ارتفاع آزاد ( Free board ) {۳}

ارتفاع آزاد اختلاف ارتفاع تراز حداقل تاج با تراز حداکثر دریاچه در هنگام سیلاب می باشد .

عوامل موثر در انتخاب ارتفاع آزاد عبارتند از :

۱ - تراز آب در بالای سرریز در زمان عبور دبی حداکثر خروجی

۲ - ارتفاع موج

۳ - نشست تابع زمان بدنه سد و پی آن

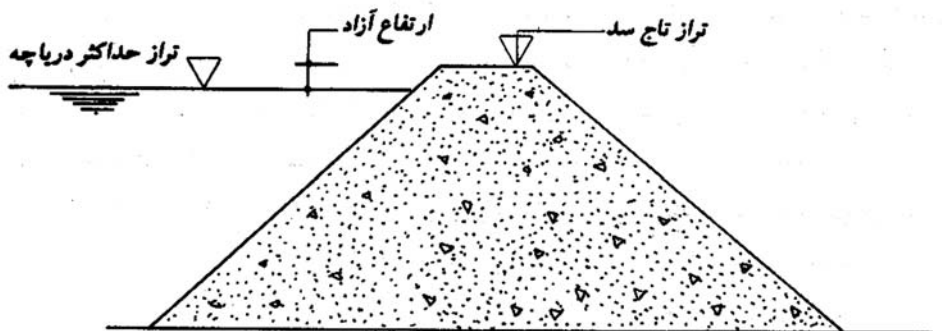
۴ - شرایط پائین دست

تعیین تراز آب در روی سرریز در هنگام سیلاب طرح ، با استفاده از دبی سیلاب طرح ، نوع و عرض سرریز و تناسب هندسی مخزن قابل محاسبه است . در سدهای کوچک حداقل ارتفاع آزاد از تراز آب در روی سرریز ۲ متر می باشد که این مقدار برای سدها و دریاچه های بزرگ باید افزایش داده شود .

ارتفاع موج نقش مهمی را در انتخاب ارتفاع آزاد بازی می کند . برای تعیین ارتفاع حداکثر موج در دریاچه پشت سد معمولاً از رابطه تجربی زیر استفاده می شود :

$$h_w = 0.032\sqrt{V.F} + 0.763 - 0.271F^{0.25} \quad (F < 32km)$$

$$h_w = 0.032\sqrt{V.F} \quad (F > 32km)$$



که در رابطه صفحه قبل :

$h_w =$  ارتفاع موج بر حسب متر (  $\frac{2}{3}$  آن در بالاي تراز ایستابي و  $\frac{1}{3}$  آن در زیر تراز ایستابي فرض مي شود )

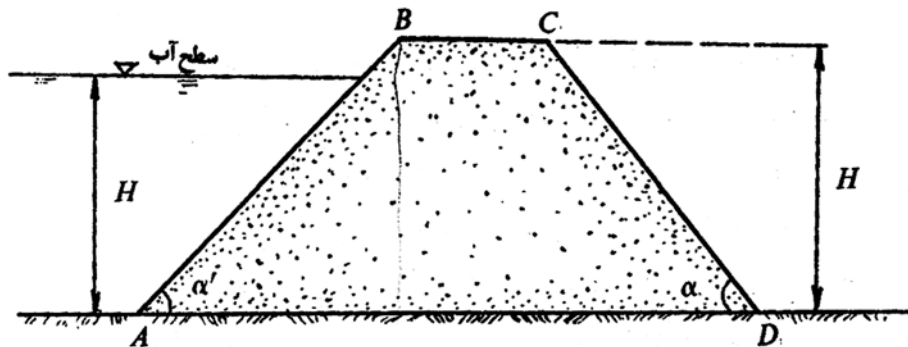
$V =$  سرعت باد بر حسب كيلومتر بر ساعت .

$F =$  دورخيز باد بر حسب كيلومتر ( درصدي از ابعاد درياچه درامتداد وزش باد منظور مي شود )

براي تعيين ارتفاع آزاد بايد به نشست تابع زمان بدنه و پي سد توجه خاص داشت. براي جبران اين نشست ، تاج سدهاي خاكي بصورت قوس محدب در راستاي طول سد ( عرض دره ) ساخته مي شود تا پس از وقوع تمام نشست ها ، سطح تاج بصورت افقي و در تراز مورد نظر قرار بگيرد . در سدهايي که به عللي ارتفاع آزاد آنها در مقابل موجهاي توليد شده کم است ، يك ديوار موج شکن در وجه بالا دست و به موازات تاج سد احداث مي گردد .

### ۶-۲ روش عملي برآورد شيب طرفين سد خاكي {۲}

براي محاسبه و برآورد مقادير  $(\alpha)$  و  $(\alpha')$  با توجه به شکل زير ، به ترتيب بيان شده در ذيل عمل مي نمايم :



$$AB \leq \frac{2C}{D_m \cdot \sin \alpha' \cdot \sin^2 \theta} \left[ \tan \phi + \cos \theta \cdot \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + \frac{\pi - \theta}{\sin \theta \cdot \cos \phi} \right] \quad (1)$$

$$CD \leq \frac{2c'}{D_m \cdot \sin \alpha \cdot \sin^2 \theta'} \left[ \tan \phi' + \cos \theta' \cdot \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{\pi - \theta'}{\sin \theta' \cdot \cos \phi'} \right] \quad (2)$$

$$\cos \theta = \cot \alpha' . \tan \phi \quad (۳)$$

$$\cos \theta' = \tan \alpha . \tan \phi' \quad (۴)$$

$AB =$  طول قسمت بالادست سد در مقطع عرضي بر حسب متر

$C =$  ضريب چسبندگي مواد بكار رفته در قسمت بالادست سد بر حسب كيلو گرم بر متر مربع .

$D_m =$  وزن مخصوص متوسط مواد تشكيل دهنده قسمت بالادست سد بر حسب كيلوگرم بر متر مكعب .

$\theta =$  زاوية فرضي است كه مقدار آن با توجه به مقادير  $(\phi, \alpha')$  به وسيله رابطه مربوطه قابل محاسبه بوده و بر حسب درجه بيان مي شود .

$\phi =$  زاويه ضريب اصطكاك داخلي مواد به كار رفته در قسمت بالا دست بر حسب درجه .

$CD =$  طول قسمت پائين دست سد در مقطع عرضي بر حسب متر .

توضيح اينكه : مقادير  $\phi', \theta', D_m, C'$  در رابطه ( ۲ ) ، همان مفاهيمي را دارند كه مقادير  $\phi, \theta, D_m, C$  در رابطه ( ۱ ) به شرح فوق داشته اند . ضمناً اگر مواد بكار رفته در بدنه سد در بالادست و پائين دست يكسان فرض شود ، در آن حال مقادير  $\phi, D_m, C$  با مقادير  $\phi', D'_m, C'$  برابر خواهند بود .

معمولاً در حالت بحراني مقادير  $AB$  و  $CD$  را در روابط مربوطه با طرف دوم ، مساوي در نظر گرفته و روابط زير را استخراج مي نمايند :

$$\frac{2C}{AB.D_m . \sin \alpha'} = \frac{\sin^2 \theta}{\tan \phi + \cos \theta . \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + \frac{\pi - \theta}{\sin \theta . \cos \phi}} \quad (۵)$$

$$\frac{2C'}{CD.D'_m . \sin \alpha} = \frac{\sin^2 \theta'}{\tan \phi' + \cos \theta' . \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{\pi - \theta'}{\sin \theta' . \cos \phi'}} \quad (۶)$$

اگر چنانچه  $(\alpha' = \alpha)$  و  $(C' = C)$  و  $(\phi' = \phi)$  و  $(D'_m = D_m)$

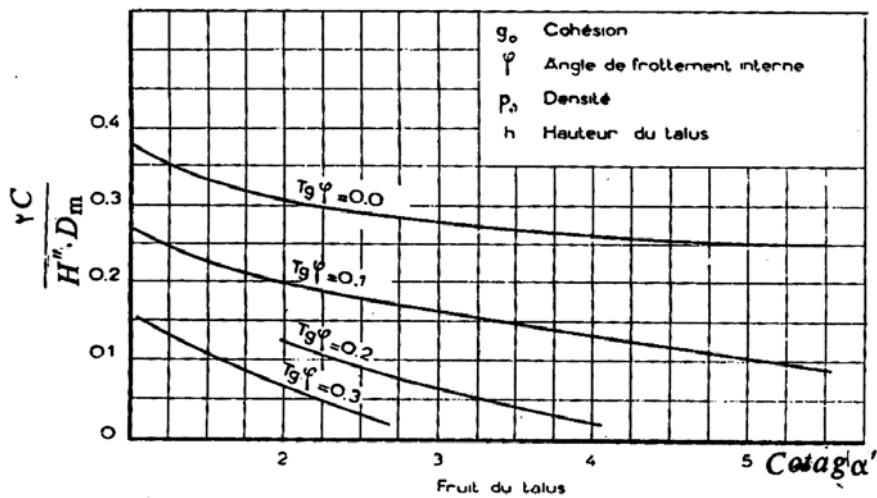
فرض شود در روابط بالا به جای مقادیر  $(CD \cdot \sin \alpha, AB \cdot \sin \alpha')$  که با هم مساوی می باشند

می توان مقدار  $H''$  را قرار داد در نتیجه می توان نوشت :

$$\frac{2C}{H'' \cdot D_m} = \frac{\sin^2 \theta}{\tan \phi + \cos \theta \cdot \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + \frac{\pi - \theta}{\sin \theta \cdot \cos \phi}} \quad (V)$$

در عمل چون مقدار  $(\tan \phi)$  و نسبت  $\frac{2C}{H'' \cdot D_m}$  و یا نسبت  $\frac{H'' \cdot D_m}{2C}$  معلوم می باشد ، لذا

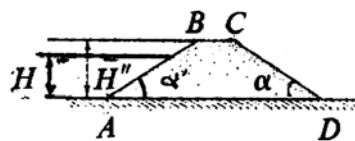
برای محاسبه مقدار  $(\alpha')$  از دیاگرام های موجود در شکل و جدول ذیل استفاده می نمایند .



شکل - برای محاسبه مقدار  $(\alpha')$

جدول - برای محاسبه مقدار  $(\alpha')$  با توجه به مقدار  $\frac{2C}{H'' \cdot D_m}$

$\alpha$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
5°							
10°	8,08						
15°	5,46	14,28					
20°	4,71	8,28	20,17				
25°	4,33	6,48	11,26	27,21			
30°	4,09	5,61	8,33	14,43	44,55		
35°	3,92	5,09	6,94	10,26	17,21	44,94	
40°	3,80	4,76	6,12	8,27	12,17	20,81	52,55
45°	3,73	4,50	5,59	6,94	9,59	13,98	23,76
60°	3,35	4,04	4,62	5,44	6,46	7,83	9,87
90°	3,32	3,54	3,78	4,07	4,39	4,78	5,23



### مثال (۶-۱) :

در نظر است از مواد همگن سد خاکی به ارتفاع (  $H'' = 50$  ) متر بسازند . اگر مشخصات خاک بکار رفته در ساختمان این سد به شرح زیر است ؛ مطلوب است محاسبه و برآورد مقادیر  $\alpha', \alpha$  در صورتیکه (  $\alpha' = \alpha$  ) فرض شود .

$$C = 3 \text{ ton} / \text{m}^2 \quad \text{و} \quad D_m = 1.7 \text{ ton} / \text{m}^3$$

$$\phi = 17^\circ \quad \text{و} \quad \tan \phi \approx 0.3$$

### حل :

با توجه به مطالب بیان شده برای محاسبه مقادیر (  $\alpha, \alpha'$  ) به ترتیب زیر عمل می نمایند :

با بردن مقدار ( 0.07 ) روی شکل اخیر و با در نظر گرفتن دیاگرام مربوطه  $\frac{2C}{H \cdot D_m} = \frac{2 \times 3000}{50 \times 1.7} = 0.07$   
 ( مقدار  $(\cot \alpha')$  برابر (1.75) برآورد گردیده و زاویه  $(\alpha')$  برابر  $(\alpha' \approx 29.8^\circ)$  می گردد . برای محاسبه و برآورد مقدار  $(\alpha')$  از طریق جدول اخیر ، ابتدا نسبت به  $\frac{H'' \cdot D_m}{2C}$  را که برابر (14.17) ، می باشد در نظر گرفته و با توجه به مقدار (  $\phi = 17^\circ$  ) درجه مقدار  $\alpha'$  را از جدول برآورد می نمایند . با توجه به مقدار عدد 14.17 مشاهده می شود که این عدد ما بین اعداد (14.43) که در ردیف (  $\phi = 20^\circ$  )، (11.26) که در ردیف (  $\phi = 15^\circ$  ) درجه نوشته شده اند ، قرار گرفته است . یعنی  $(\alpha')$  ما بین (  $30^\circ > \alpha' > 25^\circ$  ) واقع شده است . ضمناً از جدول زیر نیز استفاده می نمایند .

جدول - برای انتخاب شیب قسمت بالا و پایین دست سد خاکی

ارتفاع سد $H''$	نوع و مشخصات آب بند یا سد	پایین دست $(\log \alpha)$	بالادست $(\log \alpha')$
۳ تا ۵	۱ - همگن (بدون هسته مرکزی) ۲ - همگن (با هسته موضعی)	۱/۴/۰ ۱/۲/۰	۱/۲/۵ ۱/۲/۰
۵ تا ۱۰	۱ - همگن (با دانه بندی گسترده) ۲ - همگن (درصد رس زیاد باشد) ۳ - همگن (با هسته موضعی)	۱/۲/۰ ۱/۲/۰ ۱/۲/۰	۱/۲/۰ ۱/۲/۵ ۱/۲/۰
۱۰ تا ۲۰	۱ - همگن (با دانه بندی گسترده) ۲ - همگن (درصد رس زیاد باشد) ۳ - همگن (با هسته موضعی)	۱/۲/۰ ۱/۲/۵ ۱/۲/۵	۱/۲/۵ ۱/۳/۰ ۱/۲/۵
بزرگتر از ۲۰ متر تا حدود ۳۰ متر	۱ - همگن (با دانه بندی گسترده) ۲ - همگن (درصد رس زیاد باشد) ۳ - همگن (با هسته موضعی)	۱/۲/۵ ۱/۲/۵ ۱/۳/۰	۱/۳/۰ ۱/۳/۵ ۱/۳/۰

## ۶-۲ محاسبه عرض تاج سد {۲}

در عمل برای تعیین عرض تاج سد (BC) با توجه به ارتفاع کل آن از روابط زیر استفاده می شود :

$$\left\{ BC = \frac{1}{5} H'' + 3 \right. \quad \text{یا} \quad \left. BC = 1.11 \sqrt{H''} + 3.0 \right.$$

سدهای کوتاه از (۱۰ تا ۵) متر

$$\left\{ BC = 1.65 \sqrt{H''} \right. \quad \text{یا} \quad \left. BC = 0.55 \sqrt{H''} + 0.2 H'' \right.$$

سدهای کوتاه تر از ۳۰ و بزرگتر از ۲۰ متر

$$BC = 3.64 \sqrt[3]{H''} - 1.83 \quad \text{سدهای بزرگتر از ۳۰ متر } H > 30m$$

### ۶-۲-۱ توضیح برنامه بر آورد شیب طرفین سد و عرض تاج :

همانگونه که گفته شد هدف این برنامه محاسبه برآورد شیب طرفین و عرض تاج سد خاکی می باشد . در ابتدا توضیحاتی در مورد واحدهای پارامترهای مختلف داده شده است .

#### ورودی ها :

در قسمت بالادست پارامترهای چگالی ، ضریب چسبندگی ، زاویه اصطکاک داخلی ، عمق آب و ارتفاع آزاد ( Freeboard ) از کاربر خواسته می شود .

در قسمت پائین دست نیز پارامترهای چگالی ، ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی از کاربر خواسته می شود .

### محاسبه :

از جمع کردن عمق آب و ارتفاع آزاد ، ارتفاع سد ( H ) مشخص می گردد .

زاویه های اصطکاک داخلی در بالادست و پائین دست به رادیان تبدیل می شود. مقدار زاویه  $(\alpha')$  ( در برنامه Ma ) در ابتدا برابر زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  ، ( در برنامه Ba ) فرض می شود و در هر مرحله به زاویه  $\alpha'$  مقدار  $0/01$  رادیان اضافه می گردد .

براساس فرض انجام شده برای زاویه  $\alpha'$  ، مقدار زاویه  $\theta$  ( در برنامه Ea ) محاسبه می گردد . حال دو رابطه L, k محاسبه می گردد . هرچه به مقدار واقعی  $\alpha'$  نزدیکتر شویم مقدار K به L نزدیک تر می گردد تا جایی که اگر اختلاف ( L-k ) کمتر از 10 بود تقریباً مقدار  $\alpha'$  بدست آمده . بعد از این مرحله ، بر اساس همین روش مقدار  $\alpha$  نیز محاسبه می گردد .

بعد از محاسبه شیب و طول طرفین سد خاکی محاسبه عرض تاج انجام می شود :

ارتفاع کل سد برای حالت های بلند (  $H > 30m$  ) ، متوسط (  $15 \leq H \leq 30$  ) و کوتاه (  $H < 15$  ) کنترل می شود که با توجه به ارتفاع سد برای هر حالت فرمول خاصی برای محاسبه عرض تاج سد وجود دارد .

### خروجی ها :

- طول شیب بالادست
- شیب بالادست
- طول شیب پائین دست
- شیب پائین دست
- عرض تاج

### ۶-۲-۲ متن برنامه :

```
CLS
PRINT "**CACULATION FORWARD&BACKWARD SLOP FOR EARTH DAM*"
PRINT "UNITS":
PRINT "LENGTH=m,WIGHT=ton,ANGLE=degree"
PRINT "*****IN FORWARD"
INPUT "Density="; Da
INPUT "Cohesion Factore="; Ca
INPUT "Angle Of Tree Internal Friction="; Ba
```

```

INPUT "Depth Water="; D
INPUT "Free Board="; F
PRINT "*****IN BACKWARD"
INPUT "Density="; Db
INPUT "Cohesion Factore="; Cb
INPUT "Angle Of Tree Internal Friction="; Bb
H = D + F
PI = 3.14159
Ba = Ba * (PI / 180)
Bb = Bb * (PI / 180)
Ma = Ba
10  Ma = Ma + .01
Za = ((TAN(Ba)) / (TAN(Ma)))
Xa = SQR(1 - ((Za) ^ 2))
Ya = ((Xa) / (Za))
Ea = ATN(Ya)
I = (H / (SIN(Ma)))
J = ((2 * (Ca)) / (Da * (SIN(Ma)) * ((SIN(Ea)) ^ 2))) * ((TAN(Ba)) + (Za / (TAN((PI) / 4) - (Ba / 2))) + (((PI) - Ea) / ((SIN(Ea)) * (COS(Ba)))))
IF I < (J - 10) GOTO 10 ELSE
Mb = Bb
20  Mb = Mb + .01
Zb = ((TAN(Bb)) / (TAN(Mb)))
Xb = SQR(1 - ((Zb) ^ 2))
Yb = ((Xb) / (Zb))
Eb = ATN(Yb)
K = (H / (SIN(Mb)))
L = ((2 * (Cb)) / (Db * (SIN(Mb)) * ((SIN(Eb)) ^ 2))) * ((TAN(Bb)) + (Zb / (TAN((PI) / 4) - (Bb / 2))) + (((PI) - Eb) / ((SIN(Eb)) * (COS(Bb)))))
IF K < (L - 10) GOTO 20 ELSE
30  IF H > 30 GOTO 40
IF 15 <= H <= 30 GOTO 50
IF H < 15 GOTO 60
40  Bc = 3.64 * ((H - 1.83) ^ (1 / 3))
GOTO 70
50  Bc = (.55 * ((H) ^ (.5))) + (.2 * (H))
GOTO 70
60  Bc = (1.11 * ((H) ^ (.5))) + 3
70  PRINT "*****ANSWER"*****
PRINT "FORWARD SLOP LENGTH="; I
PRINT "FORWARD SLOP="; ((Ma * 180) / PI)
PRINT "BACKWARD SLOP LENGTH="; K
PRINT "BACKWARD SLOP="; ((Mb * 180) / PI)

```



PRINT "WIDE OF CREST="; Bc  
END

### مشخصات بالا دست :

چگالي = 1.7 ton/m<sup>3</sup>

ضريب چسبندگي = 3.0 ton/m<sup>2</sup>

زاويه اصطكاك داخلي : 17°

عمق آب : 45 m

:Freeboard 5 m

### مشخصات پائين دست :

چگالي : 1.7 ton/m<sup>3</sup>

ضريب چسبندگي : 2.5 ton/m<sup>2</sup>

زاويه اصطكاك داخلي : 15°

### خروجي ها :

طول شيب بالا دست = 139.4536

شيب بالادست = 21.0107°

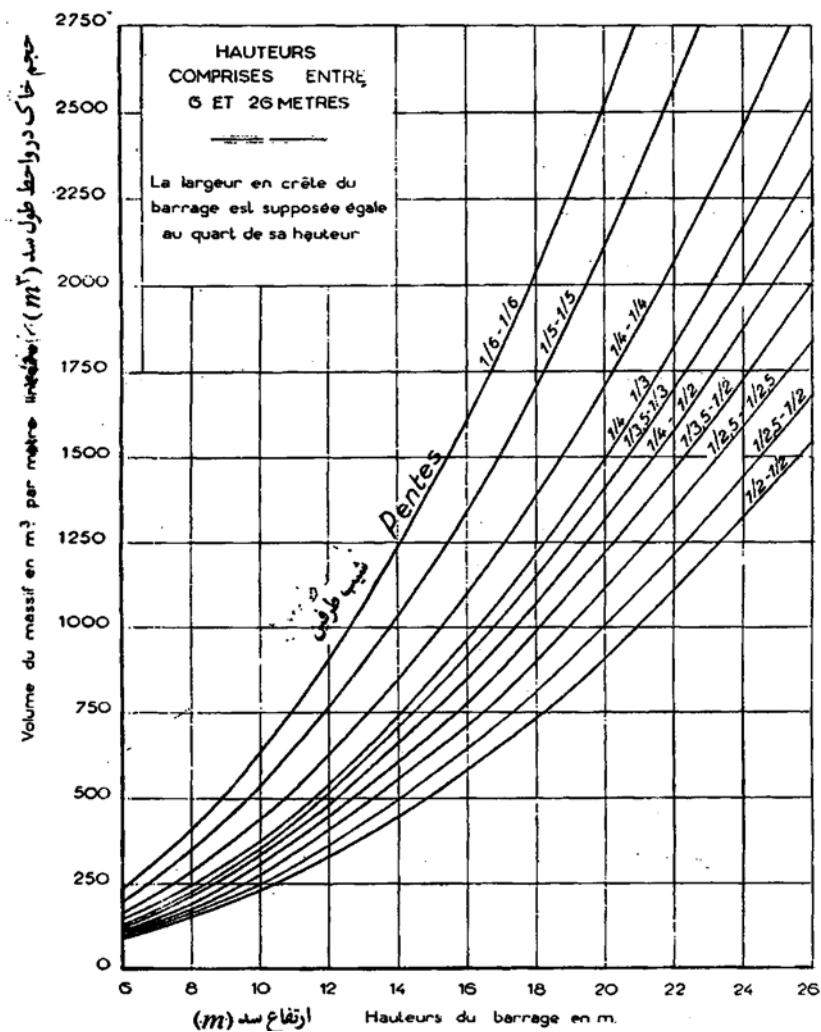
طول شيب پائين دست = 158.0909 m

شيب پائين دست = 18.4377°

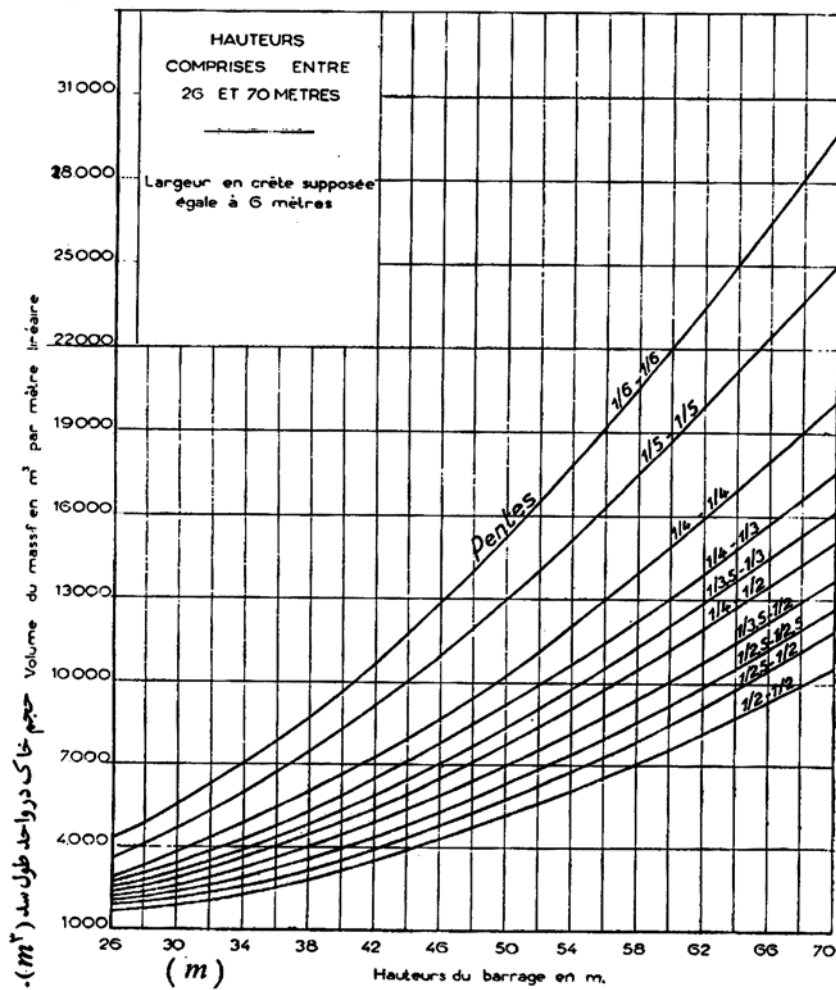
عرض تاج = 13.2442 m

### ۶-۴ برآورد تقریبی حجم خاک مصرف شده در واحد طول سد {۳}

محاسبه و برآورد حجم تقریبی خاک مصرف شده در واحد طول سد خاکی با توجه به ارتفاع و شیب دیوارهای جانبی و عرض تاج سد، از دیاگرامهای موجود که در زیر نشان داده شده است استفاده می نمایند.



نمودار ۱- جهت محاسبه و برآورد حجم خاک در واحد طول سد



نمودار ۲- جهت محاسبه و برآورد حجم خاک در واحد طول سد

مثال (۶-۲) :

اگر ارتفاع سد خاکی (  $H' = 16$  ) متر و شیب قسمت بالادست و پائین دست آن به ترتیب برابر  $\left( \tan \alpha' = \frac{1}{4} \right)$  و  $\left( \tan \alpha = \frac{1}{3} \right)$  و عرض تاج آن برابر (  $BC = 4$  ) متر فرض شود ، مطلوب است محاسبه تقریبی حجم خاک مصرف شده در واحد طول سد خاکی.

**حل :**

برای محاسبه و برآورد حجم خاک در واحد طول سد ، عدد (  $H'' = 16$  ) متر را روی محور مربوطه برده و از آن نقطه خطی به موازات محور مربوط به حجم خاک سد رسم می نمائیم تا دیاگرام مربوطه را که روی آن شیب های (  $\frac{1}{3}, \frac{1}{4}$  ) نوشته شده است در یک نقطه قطع نماید . عدد بدست آمده حجم تقریبی خاک مصرف شده در واحد طول سد را نشان خواهد داد . این مقدار در مورد مسأله برابر (  $V = 965$  ) متر مکعب می گردد .

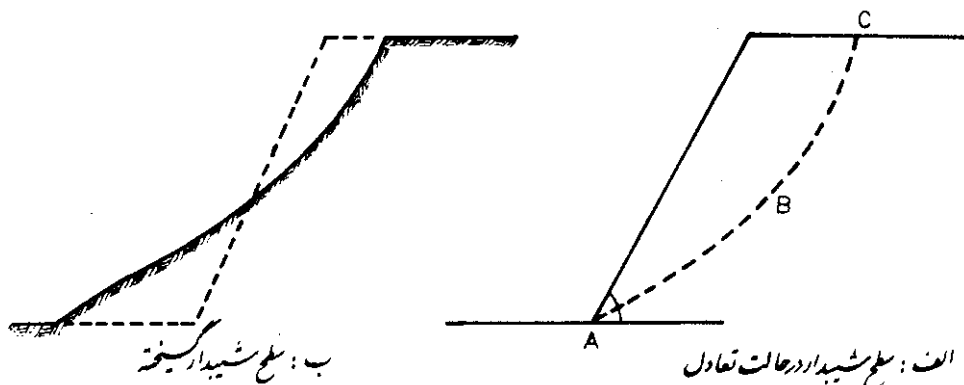
# فصل هفتم

- پایداری شیروانی

## پایداری سطوح شیبدار ( Stability of slope ) {۱}

### ۷-۱ مقدمه

چنانچه بین دو نقطه از سطح زمین ، اختلاف ارتفاعی وجود داشته باشد ، تشکیل يك سطح شیبدار می دهد که ممکن است به یکی از سه حالت : شیب های طبیعی زمین ( مثل تپه ها ) ، شیب هایی که بوسیله خاکبردارها بوجود می آیند و شیب هایی که توسط خاکریزها بوجود می آیند ، باشد .



شکل (۱) سطح شیبدار

سطح شیبدار نشان داده شده در شکل ( ۱ الف ) ممکن است تحت تأثیر نیروهای مختلفی ، روی سطح ABC بلغزد که در نتیجه ، توده خاک بالای سطح ABC بطرف پایین حرکت کرده به صورتی که در شکل ( ۱ ب ) نشان داده شده است ، در آید .

لغزش سطوح شیبدار مخصوصاً اگر بالای سطح آن ساختمان و یا تأسیساتی بنا شده باشد و یا لغزش شیبها در سدهای خاکی ، خسارات جبران ناپذیری را بوجود می آورد . به این دلیل ، این سطوح باید طوری طراحی شوند که با رعایت کامل اصول از نقطه نظر اقتصادی ، دارای ضریب اطمینان کافی و مطمئن ، از نقطه نظر پایداری ، باشند .

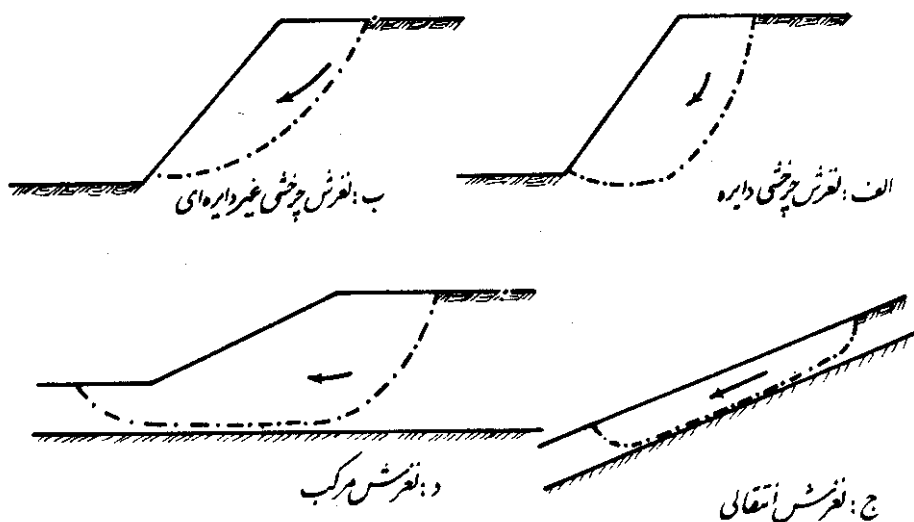
نیروهای ثقلی و تراوش ، عامل اصلی بهم زنده پایداری شیب ها ، اعم از طبیعی یا غیر آن ، می باشند . انواع مهم گسیختگی خاک در شیب ها ( شکل ۲-۱۱ ) عبارتست از :

- ۱- لغزش های چرخشی
- ۲- لغزش های انتقالی
- ۳- لغزش های مرکب

در لغزش های چرخشی ، سطح گسیختگی ممکن است دایره ای یا غیر دایره ای باشد . بطور کلی لغزش های دایره ای در خاکهای همگن و غیردایره ای در خاکهای غیر همگن رخ می دهد . لغزش های انتقالی و مرکب در شرائطی پیش می آید که شکل سطح گسیختگی تحت تأثیر لایه زیرین ، که مقاومت آن به مقدار قابل ملاحظه ای با لایه روئی تفاوت دارد ، قرار گرفته باشد . لغزش انتقالی معمولاً در شرائطی پیش می آید که لایه زیرین در عمق کمی از سطح شیب قرار گرفته است . در این

حالت ، سطح گسیختگی ، کم و بیش يك سطح مستوي موازي شیب مي باشد . لغزش مركب، معمولاً در شرائطي كه لایة زیرین در عمق بیشتری قرار گرفته باشد ، رخ مي دهد سطح گسیختگی ، در این حالت ، شامل قسمت انحناء دار و مستوي مي باشد .

در عمل ، روشهائي كه مبتني بر "تعادل محدود" مي باشد ، براي حل مسائل ، مورد استفاده قرار مي گیرد . به این ترتیب كه فرض مي شود كه شكست ، در يك سطح گسیختگی فرضي ، در آستانه وقوع است . مقاومت برشي لازم براي حفظ شرائط "تعادل محدود" با مقاومت برشي خاک مقایسه و ضریب اطمینان برای پایداری شیب به دست مي آید . از بین سطوح فرضي مختلف ، آن كه دارای ضریب اطمینان کمتری است ، سطح گسیختگی احتمالي مي باشد .



شکل ۲ - انواع گسیختگی خاک در شیب ها

## ۷-۲ کلیات پایداری سطوح شیبدار {۱}

بطورکلي ، مي توان علت اصلي شكست سطوح شیبدار را بیشتر شدن تنش برشي از مقاومت برشي در سطح شكست دانست و بنابراین محاسبات پایداری سطوح شیبدار، در حقیقت مقایسه نیروهائي كه باعث گسیختگی مي شوند با نیروهائي كه از گسیختگی جلوگیری مي کنند ، در سطح شكست مي باشد .

نیروهائي كه در محاسبات مربوط به پایداری سطح شیبدار در نظر گرفته مي شوند ، عبارتند

از :

الف - نیروهاي مخرب

به مجموع نیروهائي كه باعث لغزش سطح شیبدار مي شوند ، نیروهاي مخرب مي گویند . يكي از مهمترین این نیروها ، وزن توده خاک بالاي سطح شكست مي باشد . ممكن است ترکیبي از چند عامل باعث لغزش شود . برخي از این عوامل به قرار زیر مي باشند :

۱- افزایش بار خارجي روي سطح شیبدار نظیر ، ساختمان ، آب و غیره .

۲- افزایش وزن واحد حجم خاک در اثر ازدیاد درصد رطوبت .

۳- خاکبرداری در قسمتی از سطح شیبدار .

۴- ایجاد تونلی توسط زه آب .

۵- ضربه ، نظیر انفجار و یا زلزله .

ب - نیروهای مقاوم

به مجموع نیروهائی که از لغزش سطح شیبدار جلوگیری می کنند ، نیروی مقاوم می گویند که مهمترین عامل آن مقاومت برشی خاک در سطح شکست می باشد . کاهش مقاومت برشی در این سطح ، باعث لغزش سطح شیبدار می شود . بعضی از عوامل که باعث کاهش مقاومت برشی خاک می شوند ، به قرار زیر است :

۱- تورم رس به علت ازدیاد درصد رطوبت .

۲- فشار آب منفذی .

۳- ترکهای ایجاد شده در اثر خیس و خشک شدن متناوب خاک .

۴- انتقال و پیشرفت گسیختگی در مورد خاکهای حساس .

۵- از بین رفتن عناصر چسباننده ذرات خاک .

۶- از بین رفتن فشار منفی منفذی ( کاپیلاریته ) .

یافتن سطح لغزش واقعی یکی از مشکلات اساسی در محاسبه پایداری سطوح شیبدار می باشد . زیرا تحقیقات مکانیک خاک هنوز موفق به تعیین دقیق شکل سطوح لغزش و نوع توزیع تنشهای داخلی در این سطح نگردیده است . در طراحی ، یک سطح لغزش ، به عنوان اولین آزمون ، در نظر گرفته می شود . شکل این سطح بستگی به نوع لغزش خاک دارد . با در نظر گرفتن شرایط تعادل بین نیروهای مخرب و مقاوم ، مقدار ضریب اطمینان سطح منظور شده را در مقابل لغزش محاسبه می کنند . برای یک سطح شیبدار معمولاً چندین سطح لغزش اختیار کرده و برای همه آنها ضریب اطمینان را محاسبه می کنند . سطحی که کمترین ضریب اطمینان را دارد ، به عنوان سطح لغزش واقعی مورد بررسی قرار می گیرد .

مقدار ضریب اطمینان هر سطح لغزش را به این ترتیب تعیین می کنند که ، ابتدا کلیه نیروهای مخرب و مقاوم را روی سطح فوق مشخص کرده و سپس ، گشتاور این نیروها را نسبت به مرکز سطح لغزش محاسبه می کنند . با در دست داشتن گشتاور نیروها ، از رابطه زیر ، ضریب اطمینان بدست می آید :

$$F = \frac{\text{مجموع گشتاورهای مقاوم}}{\text{مجموع گشتاورهای مخرب}} \quad (1)$$

حداقل ضریب اطمینان برای خاکهائی که فاقد چسبندگی هستند ۱/۷ و برای بقیه خاکها ۱/۵ در نظر گرفت می شود .

## ۷-۳ ضریب اطمینان {۱}

الف - ضریب اطمینان را که نشان دهنده میزان پایداری یک توده خاکی در برابر گسیختگی است می توان بر اساس پارامترهای مختلفی انتخاب نمود .



در مورد پایداری شیروانی های خاکی ، بر اساس پیشنهاد فلنیوس ( ۱۹۲۷ ) ضریب اطمینان عبارت است از نسبت استحکام برشی موجود (s) به استحکام برشی لازم (τ) برای پایداری :

$$F_S = S / \tau$$

در اینجا  $S = \sigma_n \tan \phi + C$  و  $\tau = \sigma_n \tan \phi_r + C_r$  است که  $\phi$  و  $C$  پارامترهای موجود استحکام ، و  $\phi_r$  و  $C_r$  حداقل این مقادیر به منظور دوام پایداری است .  
چنانچه  $F_S < 1$  بدست آید ، لغزش حتماً اتفاق می افتد ، و برای  $F_S > 1$  قاعدتاً شیروانی پایدار است ، در حالتی که  $F_S = 1$  باشد ، درست در شرایط تعادل حدی است .

« فلنیوس » کمیت بی بعدی به صورت  $C / F_S H$  به نام عدد پایداری تعریف می کند که براساس آن بسیاری از نمودارهای تعیین کننده پایداری شیروانی ها ترسیم می شود . اهمیت این عدد و کاربرد آن ، در بخش دیگری از این فصل توضیح داده می شود .

معمولاً نسبت گشتاور نیروهای مقاوم برگشتاور نیروهای مخرب را نیز به عنوان ضریب اطمینان می توان در نظر گرفت ( فلنیوس ) :

$$F = M / M'$$

چنانچه مشخصه خاصی از خاک یا شیروانی مورد نظر می باشد می توان ضریب اطمینان را بر اساس آن تعریف نمود : به عنوان مثال نسبت چسبندگی واقعی ( موجود ) به چسبندگی لازم برای پایداری و یا نسبت ضریب اصطکاک موجود به ضریب اصطکاک لازم ، و نیز نسبت ارتفاع بحرانی به ارتفاع موجود شیروانی را می توان معرف ضریب اطمینان در نظر گرفت :

$$F_H = H_C / H \quad \text{و} \quad F_\phi = \tan \phi_a / \tan \phi \quad \text{و} \quad F_C = C_a / C$$

در صورتی که مقدار ضریب اطمینان برای چسبندگی و اصطکاک متفاوت باشد ، مقاومت برشی در برابر لغزش عبارت است از :

$$S = C' / F_C + \sigma'_n \cdot \tan \phi' / F_\phi$$

ب - مقدار ضریب اطمینان در اکثر سازه های خاکی از ۱/۲۵ تا ۱/۵ در نظر گرفته می شود .  
ج - از آنجایی که ضریب اطمینان محاسبه شده بر مبنای مشخصات هندسی یک مقطع مشخص به دست می آید ولی مشخصات هندسی و فیزیکی مقاطع مختلف در امتداد یک شیروانی باید با احتساب متوسط مقادیر ضریب اطمینان چند مقطع به دست آید . به عنوان مثال اگر  $F_1$  ،  $F_2$  ،  $F_3$  ضریب اطمینان در سه مقطع از آن به مساحت های  $A_1$  ،  $A_2$  ،  $A_3$  باشد مقدار متوسط ضریب اطمینان این شیروانی عبارت است از:

$$F = \frac{F_1 A_1 + F_2 A_2 + F_3 A_3}{\sum A_i}$$

با فرض همگن بودن خاک در هر مقطع به جای وزن بخش لغزنده مقدار سطح آن به کار برده شده است .

## ۷-۴ پایداري سدهاي خاكي در برابر لغزش :

پایداري سدهاي خاكي حالت خاصی از مسئله پایداري در شیبها مي باشد و در همان روش تحت بررسی قرار مي گیرد . براي بررسی پایداري در شیبها روشهاي مختلفی وجود دارد که عموماً به روش تعادل حدي تحليل مي شوند . مطابق این روش سطح لغزش انتخاب و مقاومت برشي لازم براي مقابله با لغزش در سطح انتخابي با مقاوت برشي موجود خاک در آن سطح مقایسه و ضریب اطمینان بدست مي آید .

$$\text{مقاومت برشي موجود در خاک در سطح لغزش} \\ \text{مقاومت برشي لازم براي مقابله با لغزش} = \text{ضریب اطمینان}$$

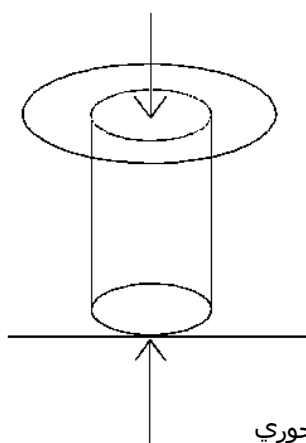
با روش سعی و خطا مکانیزم لغزش براي کمترین ضریب اطمینان بدست مي آید . عواملی که در تحليل تعادل حدي دخالت دارند عبارتند از پارامترهاي مقاومت برشي ، فشار آب حفره اي و ضریب اطمینان طرح .

$$u = \sigma - \sigma' \quad \text{فشار آب حفره اي}$$

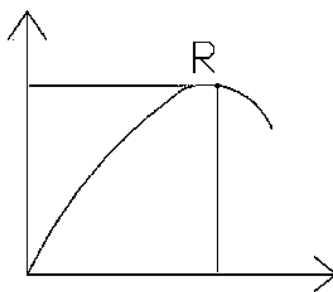
پارامترهاي مقاومت برشي عبارتند از  $C$  (چسبندگي)  $\phi$  (زاویه اصطکاک داخلی) بطوریکه مقاومت برشي ( $\tau$ ) از رابطه  $\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$  بدست آید . در این رابطه  $\sigma$  فشار قائم بر سطح برش است . روشهاي محاسبه مقاومت برشي در مکانیک خاک مورد بحث قرار گرفته است . فشار آب حفره اي به یکی از اشکال زیر بروز مي نماید :

- فشار حفره اي ناشي از سفره آب زیرزميني يا فشار هیدروستاتیک .
- فشار حفره اي ناشي از جریان یکنواخت آب در خاک . ( تراوش )
- فشار حفره هاي ناشي از مرحله تحکیم خاک به هنگام بارگذاري و يا عبارت دیگر فشار حفره اي ناشي از فشار همه جانبه در آزمایش فشار سه محوري ( $u_0$ ) .
- فشار حفره اي ناشي از تغییر شکلهاي برشي و لغزشي و عبارت دیگر فشار حفره اي اضافي ناشي از برش در آزمایش سه محوري ( $u_f$ ) .

\* تک محوري ←  $C_u$  ( چسبندگي زهکشي نشده خاک ) :



تک محوري

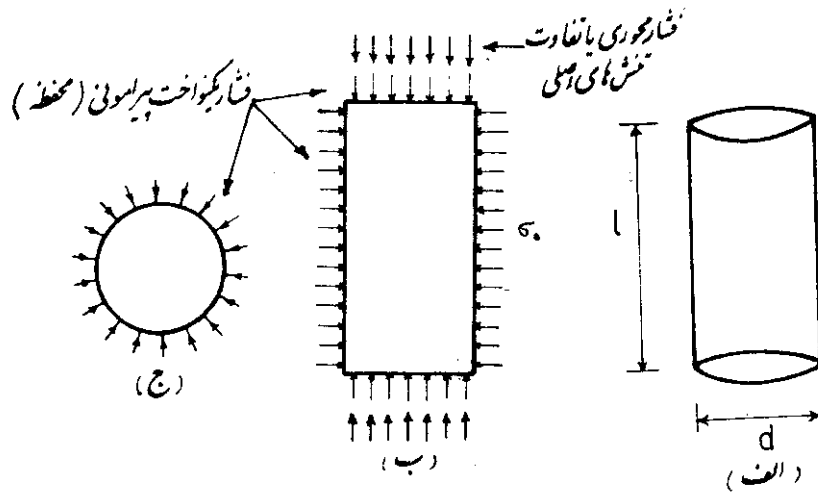


\* سه محوري ←  $\left. \begin{matrix} C \\ \phi \end{matrix} \right\}$

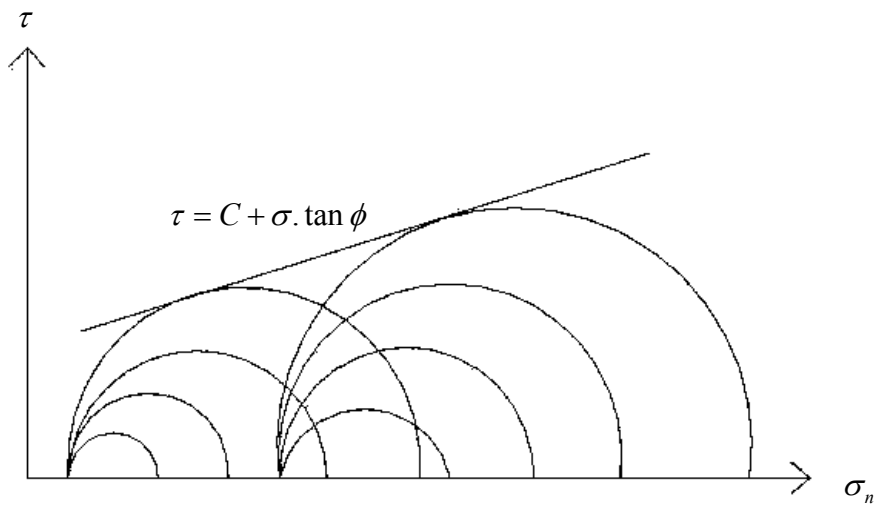
\* برش مستقیم  $\left. \begin{matrix} C \\ \phi \end{matrix} \right\}$

$$C_u = \frac{R}{2}$$

توجه : در آزمایش سه محوري سه سطح گسیختگی نا مشخص است .  
تنش در آزمایش سه محوري تنش اصلي است .

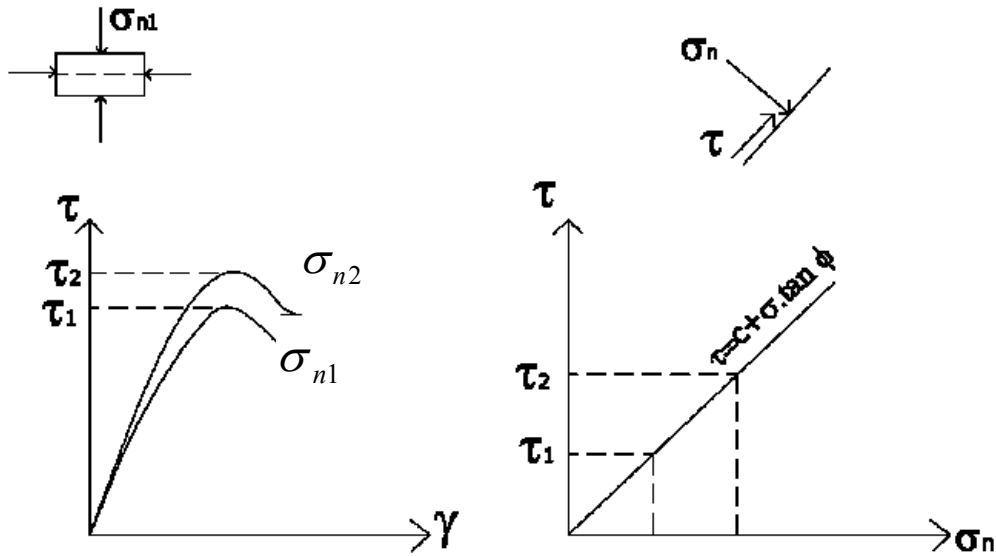


### سیستم تنش در آزمایش سه محوري



۷-۵ آزمایش برش مستقیم :

بار قائم را ۲۴ تا ۴۸ ساعت قبل از نیروی برشی وارد می کنیم و این بار به جای بار خاک روی نمونه در زمین است .



- \* تحکیم یافته زهکشی شده (cd) ← برش مستقیم با سرعت کند  
برای خاکهای دانه ای و رسهای عادی تحکیم یافته  $\phi$  و  $c = 0$
- \* تحکیم نیافته زهکشی نشده (uu) ← برش مستقیم با سرعت تند

توجه } کنترل بلند مدت با CD است  
کنترل فوری با uu است

- آزمایش برش مستقیم: {
- ۱) UU ( با سرعت زیاد ) تند
  - ۲) CU با سرعت متوسط
  - ۳) CD ( با سرعت کم ) کند

محاسبات پایداری باید براساس واقعیاتی باشد که در محل اتفاق می افتد . بطور مثال اگر سدی با ارتفاع زیاد ساخته می شود بر اثر ساختمان سد در داخل آن فشار حفره ای اضافی بوجود خواهد

آمد . براي جلوگیری از زبانی که ممکن است از این امر بوجود بیاید باید از سرعت خاکریزی کاست تا فرصتی برای خروج آب و از بین رفتن این فشار اضافی بوجود آید و سرعت پراکنده شدن فشار اضافی متناسب با سرعت ساختن سد گردد .

- ضریب اطمینان را می توان بر روی همه اشتباهاتی که در اندازه گیری و محاسبه  $u_0, u, c, \phi$  می شود بصورت منفرد و یا جمعی وارد کرد . ضریب اطمینان لازم بستگی به دقت و صحت پارامترهای مورد استفاده دارد . بطور مثال در بسیاری از لغزشهای انجام شده و یا محاسبه مجدد مقاومت برشی در سطح لغزش مشاهده گردیده است که چسبندگی خاک در محل کمتر از چسبندگی ظاهری بدست آمده از آزمایش بر روی نمونه ای از همان خاک بوده است .

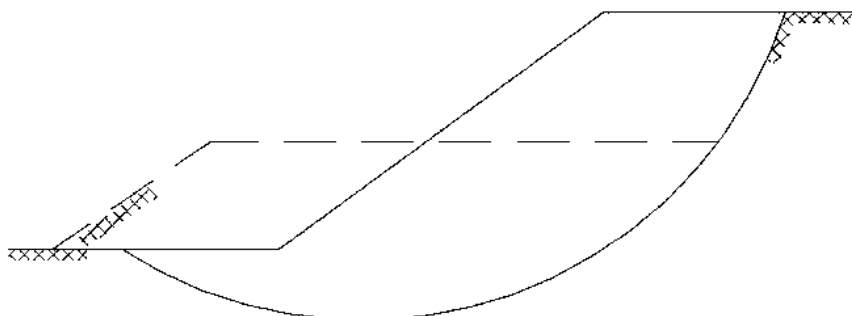
ضریب اطمینان معمول در خاک 1.5 است و لی در سد ممکن است 2 بگیریم .

#### ۷-۶ روش محاسبه ضریب اطمینان :

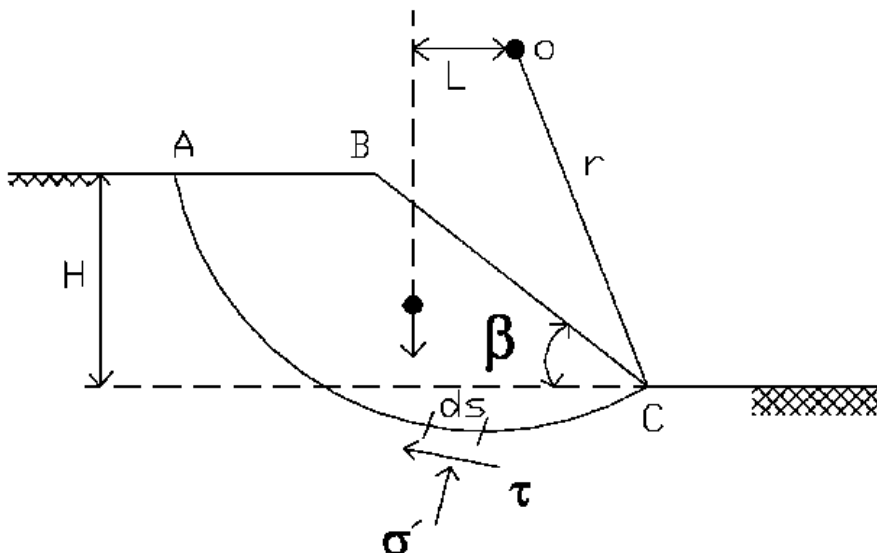
روشهای مختلفی برای محاسبه ضریب اطمینان وجود دارد . بطور کلی روش اصلی شامل استفاده از سطح شکست بصورت قوسی از دایره یا یک قطعه لغزان یا هر دو است . همچنین در بعضی از موارد از سطح شکست بصورت ماریچ و قطعه لغزانی شامل چند قسمت از قوس و یا قوسهای مرکب می توان استفاده کرد . برای استفاده از هر یک از روشهای بیان شده می توان از تنش کلی یا تنش مؤثر استفاده نمود .

#### ۷-۷ پایداری شیروانی :

همانگونه که گفته شد شیروانی خاکریزهای طبیعی و یا ساخته شده به دست انسان می باشند که خاک بصورت شیب دار می باشد و در شرایط عادی متعادل است و لیکن در اثر تغییراتی که در مجموعه نیروها بوجود می آید ، تعادل خود را از دست داده و گسیخته می گردد . این گسیختگی معمولاً بصورت دایره ای فرض می شود :



در شکل زیر شیروانی به ارتفاع  $h$  که با افق  $\beta$  می سازد در نظر گرفته شده و شرایط تعادل در آن بررسی می گردد .



در صورتیکه خط لغزش مفروض شیروانی AMC باشد باید شرایط پایداری توده ABCMA بررسی شود . نیروهایی که به این توده وارد می شوند عبارتند از :

۱- وزن  $w$  توده خاک

۲- در صورت وجود لغزش توده بر امتداد AMC ، تنشهای برشی در طول این خط بوجود می آیند .

( $\tau$ ) لذا رابطه  $Wl = \left( \int_C^A \tau . dS \right) . r$  برقرار است :

با توجه به اینکه شیروانی در حالت تعادل پایدار است لذا توزیع تنش های برشی که در معادله فوق آورده شده يك توزیع بحرانی نیست لذا می توان با تغییر مکان AMC به حداقل ضریب ایمنی دست یافت لذا :

$$F = \frac{r \int_C^A \tau_f . ds}{Wl} \quad \text{و} \quad \left( \text{باید } F > 1 \text{ باشد} \right)$$

همانطور که قبلاً اشاره شده بود  $\tau_f$  یا تنش برشی حداکثر سازگار با مؤلفه عمودی  $\sigma'$  از رابطه

$$\tau_f = c + \sigma' . \tan \phi \quad \text{محاسبه می گردد .}$$

$\sigma'$  ( تنش مؤثر ) یعنی اجازه زهکشی به خاک داده ایم .

$$F = \frac{r \int_C^A (c + \sigma' . \tan \phi) ds}{Wl} \quad \text{در نتیجه :}$$

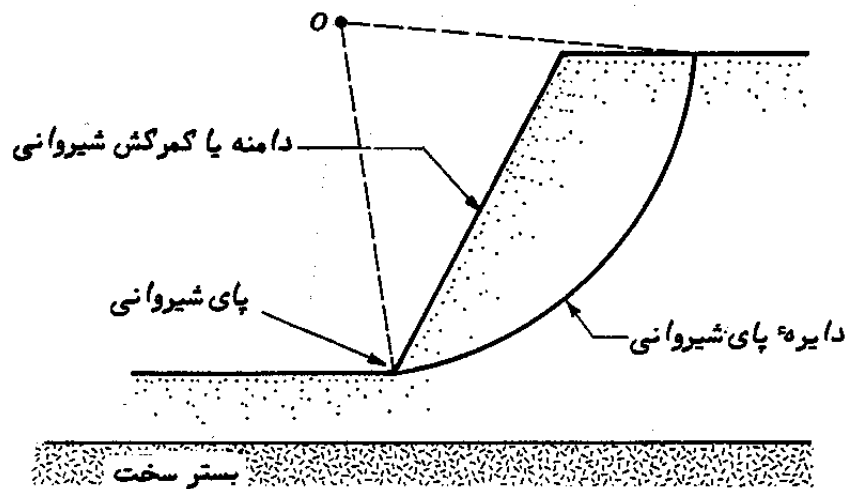
حالات بحرانی :

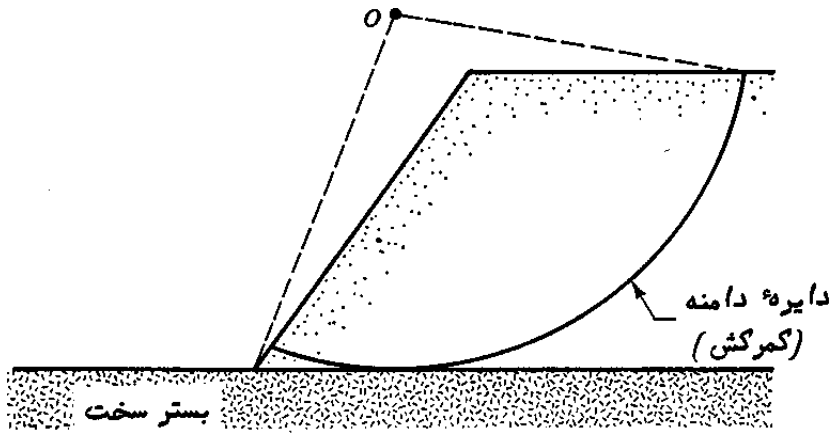
حالات بحرانی در کنترل پایداری شیروانی در سدها به صورت زیر دسته بندی می گردند .

- (۱) پایان عملیات ساختمانی یا حالت بینابین
  - (۲) تراوش پیوسته و دائم یا مرحله پر بودن دریاچه سد
  - (۳) مرحله افت سریع از حالت پر یا قسمتی از دریاچه سد
  - (۴) تأثیر زلزله بر روی عملکرد سد
- برای انتخاب پارامترهای مناسب جهت محاسبه مقاومت برشی باید عوامل زیر را در نظر داشت :

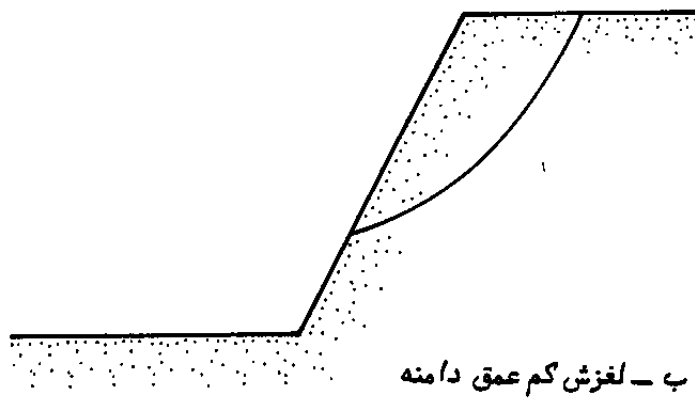
- (۱) احتمال یکنواختی در مصالح قرصه
  - (۲) رطوبت طبیعی مصالح قرصه
  - (۳) تغییراتی که در روش و سرعت خاکریزی وجود دارد .
  - (۴) شرایط آب و هوایی
  - (۵) تغییرات غیر قابل اجتنابی که در رطوبت و چگالی مصالح کوبیده شده بوجود می آید .
- ۷-۸ روشهای محاسبه پایداری شبیها :

روشهای متعددی برای محاسبه پایداری شیروانی ها پیشنهاد شده که هر کدام در رابطه با نوع خاصی از شرایط خاک زیرین ، نوع سد ، یا مرحله خاصی از اجرای سد و نیروهای وارد بر آن مناسب هستند .

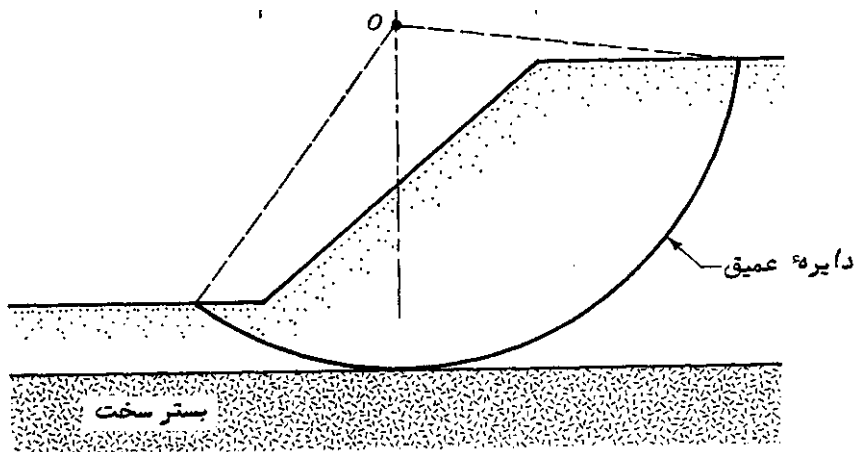




الف - لغزش دامنہ



ب - لغزش کم عمق دامنہ



پ - لغزش پایه (لغزش عمیق)

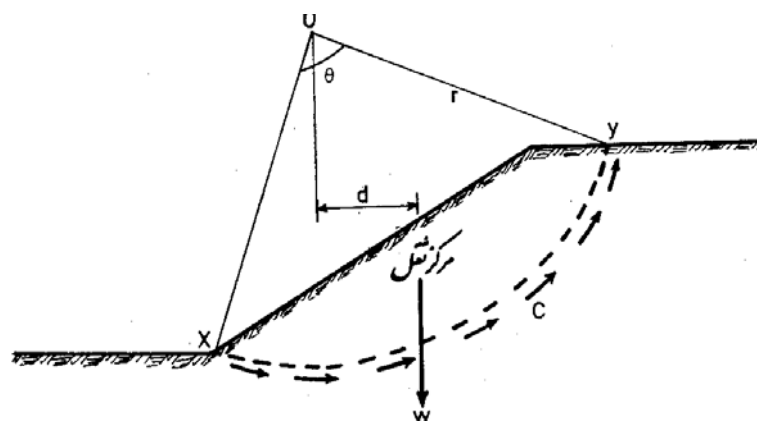
### اشکال مختلف لغزش شیروانی



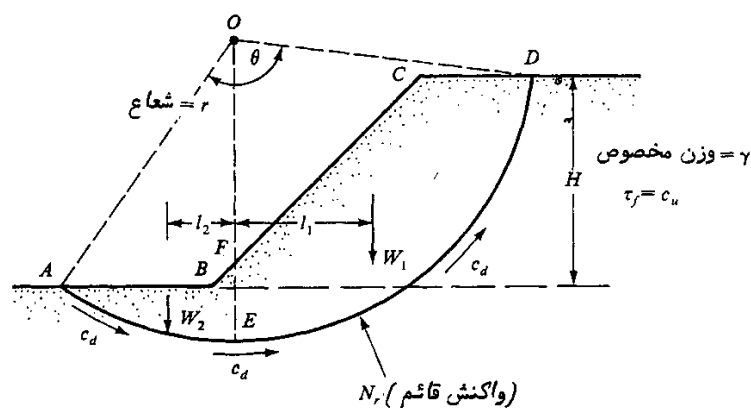
### ۷-۸-۱ روش ساده برای خاکهای چسبنده (حالت $\phi_u = 0$ ) {۱}

حل مسائل در این روش بر حسب تنش کل می باشد . یعنی فرض بر این است که خاک صد درصد اشباع بوده و زهکشی نمی شود . این حالت بخصوص در رابطه با کانالهای خاکی آبیاری و یا سدهای خاکی که سطح آب بطور ناگهانی فروکش نماید اتفاق می افتد . زیرا با فروکش کردن ناگهانی سطح آب ، آب داخل خاک فرصت زهکشی ندارد و می توان از روش ساده حالت  $\phi_u = 0$  ، ضریب اطمینان در مقابل لغزش را محاسبه نمود .

این روش برای خاکهای رسی در زمان کوتاهی پس از احداث نیز مورد استفاده قرار می گیرد . سطح شکست در این روش نیز قسمتی از قوس دایره فرض می شود و در محاسبه تعیین ضریب اطمینان تنها تعادل لنگرها مورد بررسی قرار می گیرد .



شکل - روش ساده برای حالت



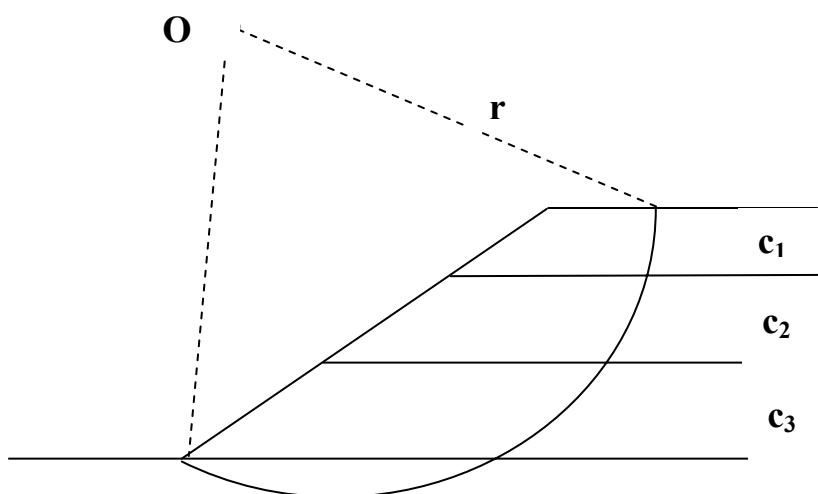
### تحلیل پایداری شیروانی در خاک رسی همگن

در روش ساده حالت  $\phi_u = 0$  ، پس از رسم سطح لغزش ، وزن توده خاک بالای سطح شکست یعنی  $w$  محاسبه می گردد . نیروی  $w$  از مرکز ثقل توده خاک بالای سطح لغزش عبور می کند .

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c_u}{F} \quad \text{ضریب اطمینان نسبت به مقاومت برشی}$$



برای يك خاك لایه لایه می توان  $c$  معادل را به صورت زیر محاسبه کرد :



$$c \text{ معادل} = \frac{c_1 \ell_1 + c_2 \ell_2 + c_3 \ell_3}{\ell}$$

$$c_m = \frac{c \text{ معادل}}{F}$$

چنانچه نیروهای دیگری نیز به سطح شیبدار اعمال شود ، در محاسبات پایداری این نیروها در نظر گرفته می شود . بطور مثال در شکل (۳) ، گشتاور نیروهای مخرب نسبت به مرکز سطح لغزش ، نقطه  $o$  ، برابر است با :

$$M_d = W_s \cdot d - F_h \cdot b + q \cdot f - F_v \cdot d' + K \cdot b' \quad (۳)$$

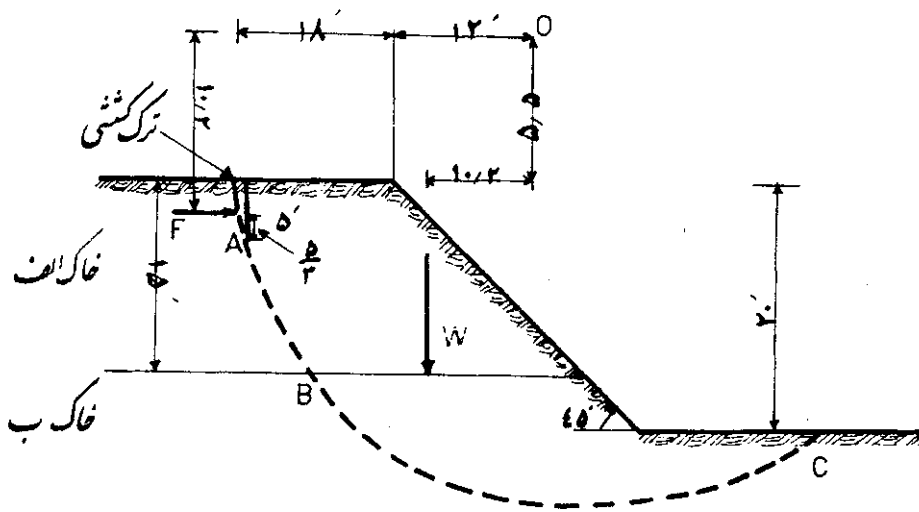
در این رابطه  $W_s$  وزن توده خاک بالای سطح لغزنده ،  $F_h$  مؤلفه افقی نیروی هیدرواستاتیک ،  $F_v$  وزن آب که روی سطح لغزش قرار دارد ،  $q$  بار خارجی در بالای سطح لغزش و  $k$  نیروی حاصل از زلزله می باشد .  
گشتاور مقاوم برابر است با :

$$M_r = c \cdot L \cdot r$$

ضریب اطمینان را می توان از رابطه (۳) بدست آورد .

مثال (۷-۱) :

در شکل (۴) ، مطلوبست محاسبه ضریب اطمینان برای سطح شکست نشان داده شده ، شعاع این سطح ۳۲/۵ فوت فرض شده و ترك کششی پر از آب به عمق ۵ فوت وجود دارد .



شکل ۴ - مربوط به مثال ۱

خصوصیات خاکها به شرح زیر است :

خاک الف - رس اشباع ،  $c = 1500 \text{ lb/ft}^2$  ،  $\gamma = 120 \text{ lb/ft}^3$   
 خاک ب - رس اشباع  $c = 2000 \text{ lb/ft}^2$  ،  $\gamma = 120 \text{ lb/ft}^3$   
 طول قوسها -  $AB = 12 \text{ ft}$  ،  $BC = 44 \text{ ft}$

حل :

مقدار گشتاور مقاوم برابر است با :

$$M_r = (1500 \times 12 + 2000 \times 44) \times 32.5 = 3445000 \text{ lb-ft}$$

گشتاور مخرب از دو قسمت تشکیل می شود . يك قسمت گشتاور در اثر نیروی وزن توده خاک و يك قسمت در اثر نیروی هیدرواستاتیک بوجود آمده در ترك کششی می باشد . در این مثال  $76000 = W_s$  پوند می باشد که در فاصله  $10.2$  فوتی از نقطه  $o$  اثر می کند بنابراین مقدار گشتاور مخرب در اثر وزن توده خاک بالای سطح لغزش برابر است با :

$$M_w = 76000 \times 10.2 = 775000 \text{ lb-ft}$$

نیروی افقی حاصله از فشار آب در داخل ترك

$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 = \frac{62.4 \times 5^2}{2} = 780 \text{ lb}$$

این نیرو در فاصله يك سوم از قاعده ترك اثر می کند ، بنابراین بازوی این نیرو نسبت به نقطه  $o$  برابر است با :

$$2 \times \frac{5}{3} + 5.5 = 8.8 \text{ ft}$$

و گشتاور آن برابر است با :

$$M_F = 780 \times 8.8 = 6864 \quad 1b - ft$$

در نتیجه ، کل گشتاور گسیختگی برابر است با :

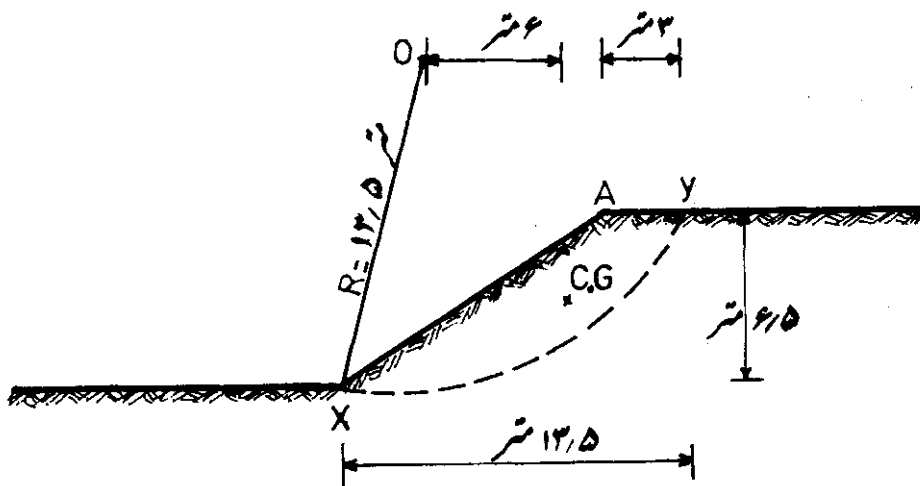
$$M_d = M_w + M_F = 775200 + 6864 = 782064 \quad 1b - ft$$

و ضریب اطمینان سطح لغزش فوق برابر است با :

$$F = \frac{3445000}{782064} = 4.4$$

مثال (۷-۲) :

شکل (۵) سطح شیبدار کاملاً اشیاعی را نشان می دهد . مطلوبست : محاسبه ضریب اطمینان در مقابل پایداری ، وزن واحد حجم خاک  $2/05 \text{ t/m}^3$  و ضریب چسبندگی خاک بطور متوسط  $3 \text{ t/m}^2$  می باشد .



شکل ۵- مربوط به مثال ۲

حل :

مقدار زاویه مرکزی  $X\hat{O}Y$  از روی شکل اندازه گیری می شود که مقدار آن برابر است با :

$$\text{رادیان } x\hat{o}y = 68.5^\circ = 1.1955$$

در نتیجه طول قوس  $xy$  برابر است با :

$$R\theta = 13.5 \times 1.195 = 16.14 \text{ m}$$

سطح توده خاک بالای سطح لغزش با استفاده از پلانیمتر اندازه گیری می شود که برابر است با :

$$A = 34.2 \text{ m}^2$$

$$W_s = 34.2 \times 2.05 = 70.11 \text{ ton}$$

بنابراین :

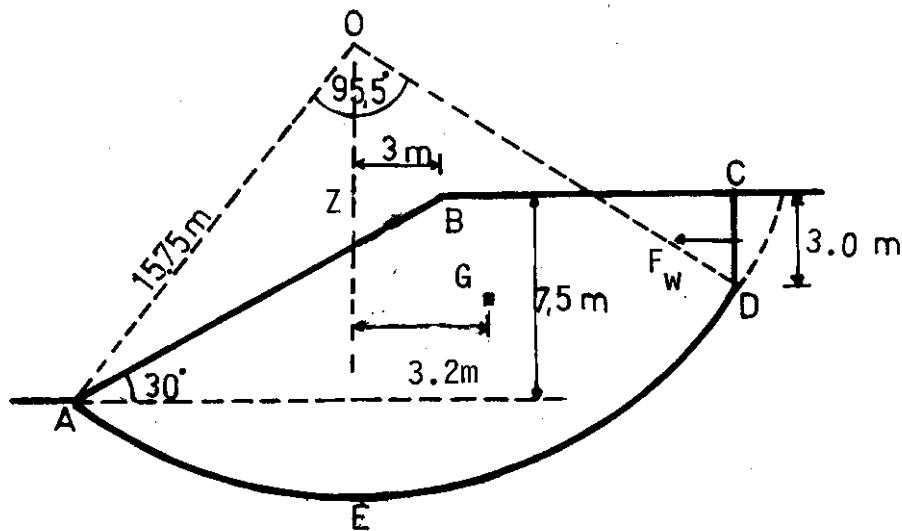
$$\begin{aligned} \text{گشتاور مخرب} &= W_s \cdot d = 70.11 \times 6 = 421 \quad T-m \\ \text{گشتاور مقاوم} &= c \cdot L \cdot r = 3 \times 16.14 \times 13.5 = 654 \quad T-m \end{aligned}$$

و ضریب اطمینان برابر است با :

$$F = \frac{654}{421} = 1.55$$

### مثال (۷-۲) :

دیواره کانال خاکی بصورت شکل (۶) می باشد :



شکل ۶ - مربوط به مثال ۲

اگر مصالح خاکی دارای وزن واحد حجم ۲۰ کیلو نیوتن در هر متر مکعب ، ضریب چسبندگی ۲۰ کیلو نیوتن در متر مربع و زاویه اصطکاک داخلی صفر باشد ، مطلوبست : مقدار ضریب اطمینان برای سطح شکست نشان داده شده در شکل . سطح ABCDE برابر با ۱۰۰ مترمربع و مرکز ثقل آن نقطه G می باشد . ضریب اطمینان را برای حالتی زیر پیدا کنید :

الف - کانال پر از آب باشد .  
ب - کانال خالی باشد .

در هر دو حالت امکان دارد شکاف به عمق ۲/۰ متر ( خط cd در شکل ) که ممکن است پر از آب باشد بوجود آید .

حل :

**الف** - وقتی کانال پر از آب باشد ، خاک را می توان کاملاً مستغرق فرض کرد و وزن واحد حجم خاک در حالت مستغرق را در محاسبات منظور کرد در اینجا فشار آب بوجود آمده در شکاف ، با فشار

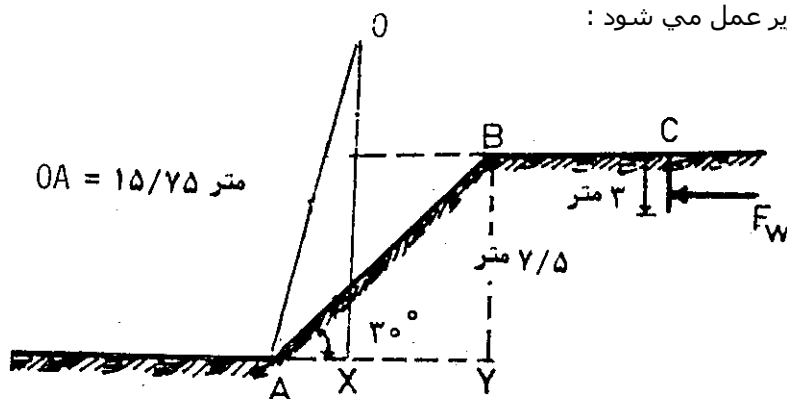
آب در کانال خنثی می گردد . برای محاسبه ضریب اطمینان ، ابتدا گشتاور مخرب و مقاوم را حساب می کنیم :

$$M_d = (20 - 10) \times 155 \times 3.2 = 4960 \quad KN - m$$

$$M_r = 30 \times 15.75 \times \frac{\pi \times 95.5}{180} \times 15.75 = 12404 \quad KN - m$$

$$F = \frac{12400}{4960} = 2.5$$

ب - وقتی کانال خالی است ، فرض می شود که خاک فرصت زهکشی نداشته بنابراین ، مجدداً وزن واحد حجم اشباع در محاسبات منظور می شود ، ولی در این حالت نیروی حاصل از فشار آب بوجود آمده در شکاف به عنوان یک نیروی مخرب در محاسبات منظور می گردد . برای محاسبه این نیرو به ترتیب زیر عمل می شود :



$$Ay = 7.5 \cot 30^\circ = 13.0 \text{ m}$$

$$Ay = 7.5 \cot 30 = 13.0 \text{ m}$$

$$Ax = 13.0 - 3.0 = 10.0 \text{ m}$$

$$Ox = \sqrt{15.75^2 - 10^2} = 12.2 \text{ m}$$

$$Oz = 12.2 - 7.5 = 4.7 \text{ m}$$

گشتاور این نیرو حول نقطه o برابر است با :

$$F_w \times (4.7 + 2.0) = \frac{1}{2} \times 10 \times 3^2 \times 6.7 = 301.5 \text{ KN} - m$$

بنابراین گشتاور مخرب برابر است با :

$$M_d = 20 \times 155 \times 3.2 \times 301.5 = 10221.5 \text{ KN} - m$$

و گشتاور مقاوم نظیر حالت قبلی ، برابر است با :

$$M_r = 12404 \text{ KN} - m$$

بنابراین مقدار ضریب اطمینان سطح شکست برابر است با :





باشد ، ضریب اطمینان برابر با يك است و سطح شیبدار در آستانه گسیختگی می باشد .

با در نظر گرفتن شکل (V) نیروهائی که به سطح شکست وارد می شود عبارتند از :  
الف - وزن توده خاک بالای سطح شکست (w)

ب - مجموعه اجزاء مقاومت برشی مربوط به چسبندگی ( $C_m$ )

ج - نیروی عکس العمل خاک و مجموعه اجزاء مقاومت برشی مربوط به اصطکاک خاک (q)  
جهت و مقدار هر يك از نیروهای فوق بصورت زیر تعیین می گردد :

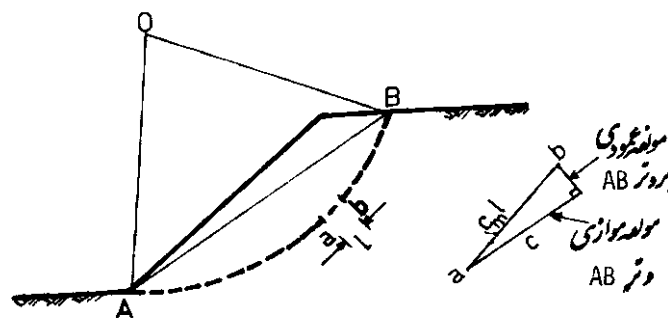
**الف - جهت و مقدار نیروی (w)**

جهت این نیرو عمود بر سطح تراز است . مقدار آن را در صورتیکه وزن واحد حجم خاک و مساحت لغزش مشخص باشد می توان محاسبه نمود .

**ب - جهت و مقدار نیروی  $C_m$**

به منظور تعیین مقدار و جهت نیروی  $C_m$  جزء کوچک ab را روی سطح لغزش طوری انتخاب می

کنیم که بتوان آنرا بصورت يك خط مستقیم در نظر گرفت (شکل ۸) :



نیروی چسبندگی روی این المان برابر  $C_m l$  می باشد که می توان آنرا به دو مؤلفه عمود موازی

با وتر AB تجزیه کرد . مجموع مؤلفه نیروهای عمود بر وتر AB در طول قوس AB برابر صفر می باشد ( چون این نیروها در طول قوس مختلف علامه می باشند ) . این مطلب بطور ضمنی گویای این نکته

است که  $C_m$  موازی AB است مجموع مؤلفه های موازی وتر AB در طول قوس AB که همان نیروی  $C_m$  باشد ، برابر است با :

$$C_m = \sum C_m l = C_m L_c$$

در این رابطه  $L_c$  طول وتر AB می باشد .

برای پیدا کردن مقدار  $r_c$  ( بازوی نیروی  $C_m$  ) نسبت به مرکز ه گشتاور می گیریم .

داریم :

$$C_m r_c = r \sum C_m l$$

در نتیجه :

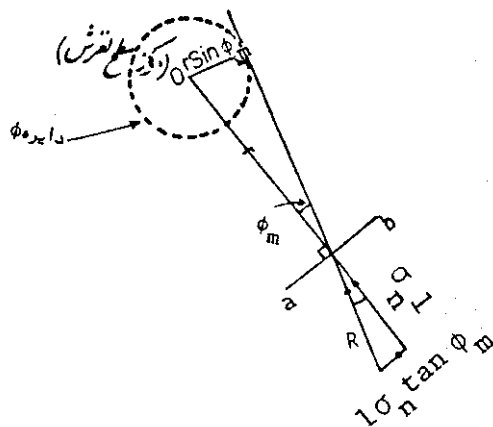
$$C_m L_C r_C = r C_m L_a$$

که در آن  $L_a$  طول قوس AB است ، بنابراین :

$$r_C = \frac{L_a}{L_C} r$$

ج - جهت و مقدار نیروی Q :

در شکل ۹ ، برآیند نیروهای مربوط به مؤلفه عمودی عکس العمل وزن خاک بالای جزء ab (  $\sigma_n l$  ) و مؤلفه مربوط به قسمت اصطکاک مقاومت برشی جزء ab (  $\sigma_n \tan \phi_m$  ) با R نشان داده شده است .



شکل ۹ - جهت و مقدار نیروی R

مطابق این شکل منتهی دو نیروی فوق نیروئی است که جهت آن بطرف ab و با خط عمود بر ab زاویه  $\phi_m$  می سازد ؛ و مماس بر دایره ای است به مرکز o و شعاع  $r \sin \phi_m$  . ( زیرا نیروی  $\sigma_n l$  عمود بر ab است و از مرکز سطح لغزش o می گذرد و اگر از o خطی عمود بر امتداد Q رسم نمائیم با توجه به اینکه زاویه امتداد  $\sigma_n l$  و R برابر  $\phi_m$  است ، طول خود عمود رسم شده برابر  $r \sin \phi_m$  می باشد ) . این دایره را دایره  $\phi$  می نامند . نیروی R مربوط به يك جزء ab است . اگر این نیروها را به صورت یکجا برای وتر AB با Q نشان دهیم ، می توان فرض کرد که نیروی Q نیز مماس بر دایره  $\phi$  است . گرچه این فرض دقیقاً صحیح نمی باشد ، ولی تأثیر خطای حاصله از آن در محاسبه ضریب اطمینان غیر قابل ملاحظه است . اکنون که جهت و مقدار نیروها مشخص گردید ، ضریب اطمینان سطح لغزش به صورت زیر تعیین می گردد:

۱- وزن خاک بالای سطح لغزش را محاسبه نمائید .

۲- يك ضريب اطمینان فرض کنید .

۳-  $\tan \phi_m$  را از رابطه زیر بدست آورید :

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F}$$

۴- دایره  $\phi$  را رسم کنید . این دایره بمرکز  $o$  ( مرکز سطح لغزش آزمونی ) و به شعاع  $r \sin \phi_m$  می باشد .

۵- خطی به موازات  $AB$  و به فاصله  $r_c$  از  $o$  رسم کنید . این خط امتداد  $C_m$  را نشان می دهد .

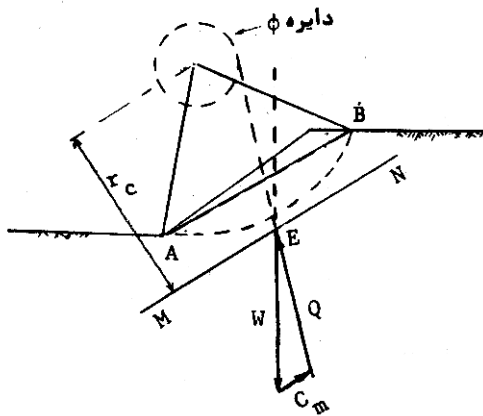
۶- نیروی  $Q$  از محل تقاطع امتداد  $C_m$  و  $w$  عبور نموده و به دایره  $\phi$  مماس است .

۷- با رسم مثلث نیروها ، متشکل از  $C_m$  ،  $Q$  و  $w$  ، مقدار نیروی  $C_m$  را حساب کنید .

۸-  $C_m$  را از رابطه زیر بدست آورید :

$$c_m = \frac{C_m}{L_C}$$

که  $L_C$  برابر با طول وتر  $AB$  می باشد .



۹- ضريب اطمینان را از رابطه زیر بدست آورید .

$$F = \frac{c}{c_m} \quad (5)$$

۱۰- چنانچه ضريب اطمینان در مراحل ۳ و ۹ برابر بودند ، ضريب اطمینان حدس زده صحیح است در غیر اینصورت ، با در نظر گرفتن  $F$  دیگری مراحل ۳ تا ۹ را تکرار کنید.

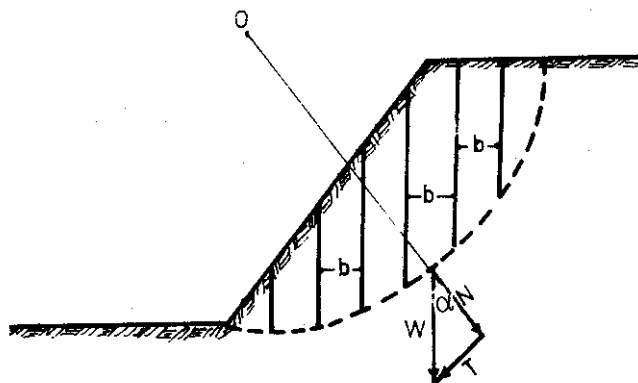
برای بدست آوردن ضريب اطمینان واقعی باید سطوح لغزش گوناگونی را در نظر گرفت و ضريب اطمینان هر سطح لغزش را مطابق آنچه که گفته شد تعیین نمود . حداقل ضريب اطمینان بدست آمده ، مربوط به سطحی است که احتمال لغزش آن از همه بیشتر می باشد .

### ۷-۸-۲ راه حل فلیوس یا روش سوئدی

در این روش برای محاسبه پایداری سطح شیبدار ، ابتدا يك سطح لغزش آزمونی انتخاب و آنرا به قطعاتی به عرض  $b$  تقسیم می کنیم .

نیروهایی که به هر قطعه وارد می شوند عبارتند از : نیروی وزن هر قطعه که به مؤلفه  $T$  و  $N$  تقسیم می شود :

نیروی  $N$  ، که مقدار آن برابر  $(w \cos \alpha)$  و جهت آن عمود بر سطح قطعه است و از مرکز سطح لغزش  $O$  می گذرد .



نیروی  $T$  ، که مقدار آن برابر  $(w \sin \alpha)$  است و جهت آن مماس بر سطح قطعه می باشد . چنانچه  $c$  ضریب چسبندگی و  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک باشد ، مقاومت برشی خاک مطابق معادله کولمب بصورت زیر خواهد بود . ( برحسب تنش کلی )

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

و چنانچه  $\Delta l$  طول هر قطعه باشد نیروی مقاومت برشی هر قطعه برابر است با :

$$F_r = c\Delta l + N \tan \phi$$

و گشتاور آن نسبت به نقطه  $O$  برابر است با :

$$M_r = (c\Delta l + N \tan \phi)R$$

نیروی مخرب هر قطعه همان نیروی  $T$  است که گشتاور آن نسبت به نقطه  $O$  برابر است با :

$$M_d = R.T$$

ضریب اطمینان برای هر قطعه برابر خواهد بود با :

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{c\Delta l + N \tan \phi}{T}$$

ضریب اطمینان سطح لغزش فوق برابر است با :

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} = \frac{cL + \sum N(\tan \phi)}{\sum T} \quad (6)$$

که در آن  $L = \sum \Delta l$  طول قوس سطح لغزش می باشد .

برحسب تنش مؤثر مقدار ضریب اطمینان برابر است با :

$$F = \frac{c'L + \tan \phi' \sum (N - u\Delta l)}{\sum T} \quad (7)$$

که در آن  $u =$  فشار منفذی می باشد . در موارد زیر تجزیه و تحلیل بر اساس تنش مؤثر صورت می گیرد :

۱. موقعی که فشار منفذی دستخوش تغییر است . نظیر شرایط حاضر شیروانی سدها و مخازن آبی که قبلاً ساخته شده اند .

۲. تخمین پایداری دراز مدت شیب ها

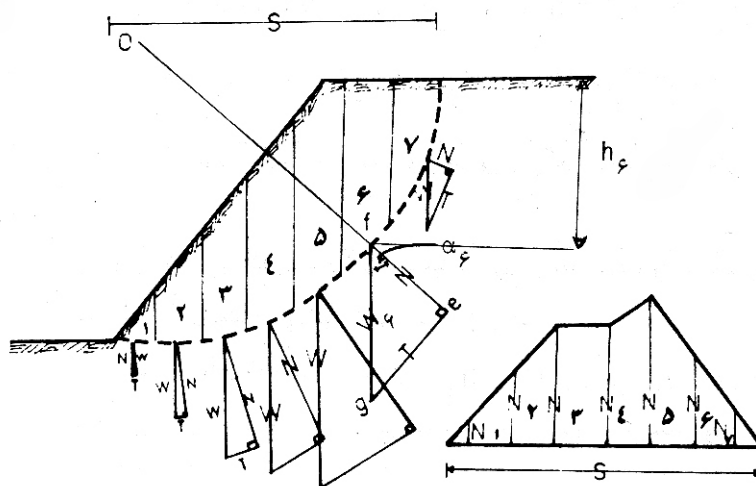
۳. در مورد رسهای بیش تحکیم یافته برای بررسی پایداری شیب ها هم در کوتاه مدت و هم در دراز مدت

پس از پیدا کردن ضریب اطمینان از رابطه (۶) یا (۷) یک سطح لغزش دیگر انتخاب و محاسبات را تکرار کرده تا ضریب اطمینان آن سطح نیز پیدا شود . بهمین ترتیب چندین سطح آزمون اختیار نموده و ضریب اطمینان هر کدام از سطوح را محاسبه می کنیم . کوچکترین ضریب اطمینان بدست آمده ، مربوط است به سطح لغزشی که احتمال وقوع شکست آن از همه بیشتر می باشد . روش فلیوس ، یک روش خیلی محافظه کارانه ای است .

برای بدست آوردن مقدار  $F$  ، با توجه به رابطه (۶) نیاز به داشتن مقادیر  $\sum T$  و  $\sum N$  می باشد

که می توان به یکی از سه روش زیر ، آنها را تعیین کرد :

**الف** - ابتدا مثلث نیروهای  $w$  و  $N$  و  $T$  را به طریق زیر رسم می کنیم ( شکل ۱۰) : به عنوان مثال رسم مثلث نیروها را برای قطعه شماره ۶ شرح می دهیم . از وسط کف قطعه ، ( نقطه  $f$  ) ، خطی به اندازه  $h$  ، ( ارتفاع متوسط آن قطعه ) ، رسم می کنیم . این خط متناسب با وزن قطعه ۶ ،  $W_6$  ، خواهد بود . سپس خط  $of$  را امتداد داده و از انتهای خط  $W_6$  ( نقطه  $g$  ) خطی عمود بر خط  $of$  رسم می کنیم . خطوط  $ge$  و  $fe$  به ترتیب نشان دهنده مقدار نیروی  $N$  و  $T$  در قطعه ۶ می باشد . برای سایر قطعات نیز به همین ترتیب عمل می شود .



شکل ۱۰ - رسم مثلث نیروها برای تعیین  $N$  و  $T$

پس از رسم مثلث نیروها و مشخص شدن  $N$  برای هر قطعه ، يك خط افقي بطول  $s$  رسم کرده و مقدار  $N$  مربوط به هر قطعه را عمود بر آن و به فاصله  $b$  از یکدیگر رسم می کنیم ، چنانچه از بالای خطوط فوق يك منحنی بگذرانیم و سطح منحنی حاصل را با پلانیمتر اندازه بگیریم ، مقدار  $\sum N$  بدست خواهد آمد زیرا در حقیقت ، سطح زیر منحنی برابر است با :

$$A = \frac{1}{2}bN_1 + \frac{N_1 + N_2}{2}b + \frac{N_2 + N_3}{2}b + \dots + \frac{N_3 + N_7}{2}b + \frac{N_7}{2}b$$

که می توان به صورت زیر نوشت :

$$A = b(N_1 + N_2 + N_3 + \dots + N_7)$$

با توجه به اینکه  $N_1$  و  $N_2$  و ... و  $N_7$  برابر است با: ( $N_1 = h_1 \cos \alpha_1$  و  $N_2 = h_2 \cos \alpha_2$  و ...)

بنابراین :

$$A\gamma = (bh_1 \cos \alpha_1 + bh_2 \cos \alpha_2 + \dots + bh_7 \cos \alpha_7)\gamma$$

$$A\gamma = W_1 \cos \alpha_1 + W_2 \cos \alpha_2 + W_3 \cos \alpha_3 + \dots + W_7 \cos \alpha_7 = \sum N$$

مقدار  $\sum T$  را نیز ، نظیر آنچه که برای تعیین  $\sum N$  گفته شد ، می توان به دست آورد .

ب - راه حل دیگری ك توسط آلام سيك پیشنهاد شده و به نام روش رسم مستطیل نامیده می شود ، به شرح زیر است :

چنانچه ارتفاع قطعات به ترتیب  $h_1$  و  $h_2$  و ... و  $h_n$  و عرض قطعات  $b$  و عرض آخرین قطعه  $mb$  باشد ، که در آن صورت مجموع وزن قطعات ( که همان وزن توده خاک بالاي سطح شکست می باشد ) ، برابر خواهد بود با :

$$\sum W = \left( bh_1 + bh_2 + \dots + \frac{1+m}{2}bh_n \right)\gamma$$

و یا :

$$\sum W = b \left( h_1 + h_2 + \dots + \frac{1+m}{2}h_n \right)\gamma$$

از طرفی می توان نوشت :

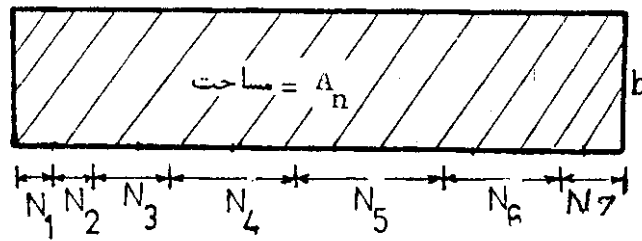
$$\sum N = \sum W \cos \alpha = b \left( h_1 \cos \alpha_1 + h_2 \cos \alpha_2 + \dots + \frac{1+m}{2}h_n \cos \alpha_n \right)\gamma$$

بنابراین اگر مثلث  $N$  و  $T$  و  $w$  را به همان ترتیب که در قسمت الف گفته شد ، رسم کنیم و مقادیر  $N_1$

و  $N_2$  و ... و  $N_n$  را که همان  $h_1 \cos \alpha_1$  و  $h_2 \cos \alpha_2$  و ... می باشند اندازه بگیریم می توان نوشت :

$$A_n = b \left( N_1 + N_2 + N_3 + \dots + \frac{1+m}{2}N_n \right) \quad (\Lambda)$$

رابطه  $(\Lambda)$  مساحت مستطیلی است که عرض آن  $b$  و طول آن مجموع  $N_1$  و  $N_2$  و ... می باشد .



برای  $T$  ها هم می توان ثابت کرد که :

$$A_t = b \left( T_1 + T_2 + \dots + \frac{1+m}{2} T_n \right) \quad (9)$$

برای محاسبه  $\sum T$  کافی است مستطیلی رسم کنیم که طول آن مجموع  $T_1$  و  $T_2$  و ... و عرض آن  $b$  باشد. در رسم این مستطیل جهت نیروی  $T$  باید در نظر گرفته شود. چنانچه سطح قطعه به  $n$  قسمت تقسیم شود. تعداد  $(n-1)$  اگر  $A_n$  مساحت مستطیل  $n$  بر حسب  $Cm^2$  و  $\gamma$  وزن واحد حجم خاک بر حسب  $KN/m^3$  باشد و مستطیل با مقیاس  $X = 1^{Cm}$  رسم شده باشد، در آن صورت سطح مستطیل بر حسب متر مربع برابر خواهد بود با  $A_n X^2$  و از طرفی چون محاسبات در ازاء واحد طول که در جهت عمود بر صفحه کاغذ است، صورت می گیرد می توان نوشت :

$$\sum N = A_n X^2 \gamma \quad KN \quad (10)$$

برای  $\sum T$  هم می توان نوشت :

$$\sum T = A_t X^2 \gamma \quad (11)$$

$A_t =$  مساحت مستطیل  $T$

ج - یکی دیگر از روشهای محاسبه مقادیر  $N_1, N_2, \dots, N_n$  و  $T_1, T_2, \dots, T_n$  استفاده از زاویه  $\alpha$  می باشد محاسبات را می توان در جدولی نظیر جدول ۱ خلاصه کرد. در این حالت زاویه  $\alpha$ ، ارتفاع متوسط هر قطعه ( $h$ ) و عرض هر قطعه ( $b$ ) باید اندازه گیری شود.

مؤلفه عمودي وزن N	مؤلفه تماس وزن T	وزن قطعه W	شماره قطعه
$b_1 h_1 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha_1$	$b_1 h_1 \cdot \gamma \cdot \sin \alpha_1$	$b_1 h_1 \cdot \gamma$	۱
$b_2 \cdot h_2 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha_2$	$b_2 \cdot h_2 \cdot \gamma \cdot \sin \alpha_2$	$b_2 \cdot h_2 \cdot \gamma$	۲
$b_3 \cdot h_3 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha_3$	$b_3 \cdot h_3 \cdot \gamma \cdot \sin \alpha_3$	$b_3 \cdot h_3 \cdot \gamma$	۳
$b_n \cdot h_n \cdot \gamma \cdot \cos \alpha_n$	$b_n \cdot h_n \cdot \gamma \cdot \sin \alpha_n$	$b_n \cdot h_n \cdot \gamma$	n
$\sum W \cdot \cos \alpha$	$\sum W \cdot \sin \alpha$	مجموع	

جدول ۱ - تعیین  $\sum W \cos \alpha$  و  $\sum W \sin \alpha$

در نتیجه رابطه (۶) را می توان بصورت رابطه (۱۲) نوشت :

$$F = \frac{cL + \tan \phi (\sum W \cos \alpha)}{\sum W \sin \alpha} \quad (۱۲)$$

و برحسب تنش مؤثر :

$$F = \frac{c'L + \tan \phi' (\sum W \cos \alpha - u\Delta 1)}{\sum W \sin \alpha} \quad (۱۲)$$

#### ۷-۸-۴ روش تیلر {۲}

این روش که ابتدا توسط تیلر پیشنهاد شده است مبتنی بر این تصور است که نیروی منتجه P که بر سطح لغزش به صورت مقاومت اصطکاکی در برابر لغزش عمل می کند بر امتدادي قرار دارد که آن امتداد مماس بر دایره هاي به شعاع  $R \sin \phi$  به مرکز o می باشد ( شکل ۱۱- الف ) . برای توجیه این مطلب کافی است که بخش لغزنده را مانند روش باریکه هاي قائم ، به تعدادي قطعات تقسیم کنیم . با توجه به اینکه مقاومت اصطکاکی خاک در برابر لغزش به اندازه زاویه  $\phi$  از راستاي عمود بر سطح انحراف دارد ، امتداد این عکس العمل هاست که بر دایره اي به شعاع  $R \sin \phi$  مماس می باشد (شکل ۱۱- ب) . چون در روش تیلر برای کل لغزش دو نیروی منتجه P و c در نظر گرفته می شود مسأله در اینجا یافتن مکان نقطه اثر این دو می باشد .

با توجه به مشخصات موجود در شکل ، ( L طول قوس BD و L' طول وتر BD است ) گشتاور نیروی چسبندگی در امتداد قوس لغزش برابر c.L.R است که چنانچه فرض شود نیروهاي چسبندگی در امتداد وتر BD عمل می کنند در این صورت مقدار کل نیروهاي چسبندگی معادل CL' خواهد بود و باید فاصله



ای فرضی چون  $a$  تصور نمود که اگر نیروی منتهجه  $C = c.L'$  در آن فاصله از مرکز دایره عمل کند گشتاور آن نسبت به مرکز برابر  $c.L.R$  گردد یعنی :

$$c.L.R = c.L.a$$

$$a = \frac{L.R}{L'} = \frac{R\theta}{2\sin(\theta/2)}$$

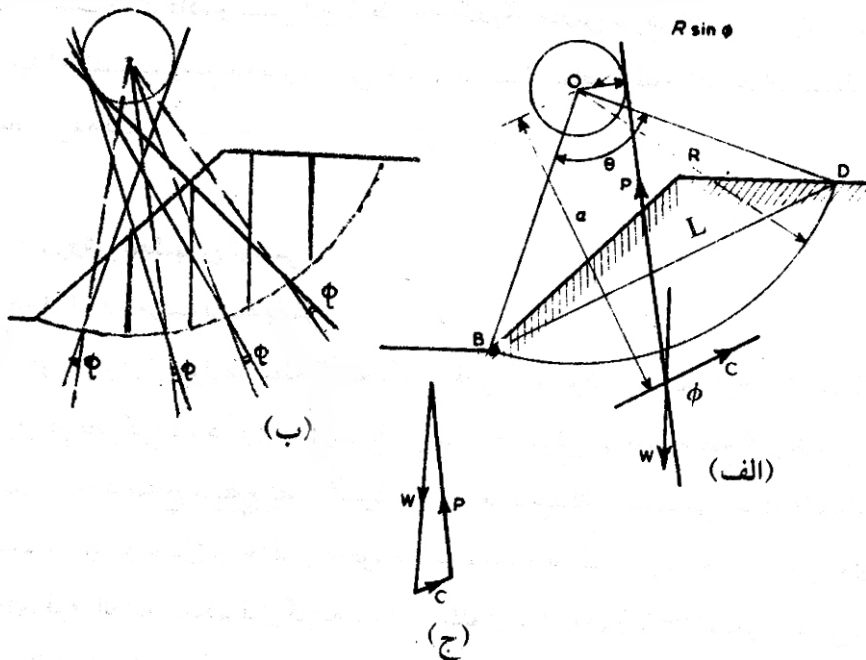
حال اگر به فاصله  $a$  از مرکز دایره ، نیروی  $c$  را به موازات وتر  $BD$  رسم کنیم محل برخورد امتداد نیروی ثقل بخش لغزنده با امتداد  $c$  نقطه ای است (مانند  $q$ ) که نیروی  $p$  از آن خواهد گذشت و در این صورت مثلث نیروها ( شکل ۱۱ - ج ) حالت تعادل خواهد داشت .

نکاتی که در کاربرد این روش باید مورد توجه باشد :

۱- از مفروضات در این تحلیل این است که چسبندگی  $c$  در عمق ثابت است و تنشهای منظور شده در محاسبات تنشهای کلی هستند .

۲- ضریب اطمینان نسبت بین چسبندگی نهایی موجود به چسبندگی مورد نیاز برای تعادل در نظر گرفته شده است . به منظور اینکه مقاومت چسبندگی نهایی و مقاومت اصطکاکی در حالت تعادل به نسبتهای مساوی در ضریب اطمینان دخالت داشته باشند لازم است شعاع دایره  $\phi$  از  $R \sin \phi$  به  $R \cdot \sin \phi_m$  کاهش یابد ، مقدار  $\phi_m$  از رابطه  $\tan \phi_m = (\tan \phi) / F$  به دست می آید . مقدار  $F$  را در هر مسأله خاصی می توان به روش سعی و خطا به دست آورد .

۳- این تصور که امتداد  $p$  مماس بر دایره ای به شعاع  $R \cdot \sin \phi$  می باشد کاملاً صحیح نیست .



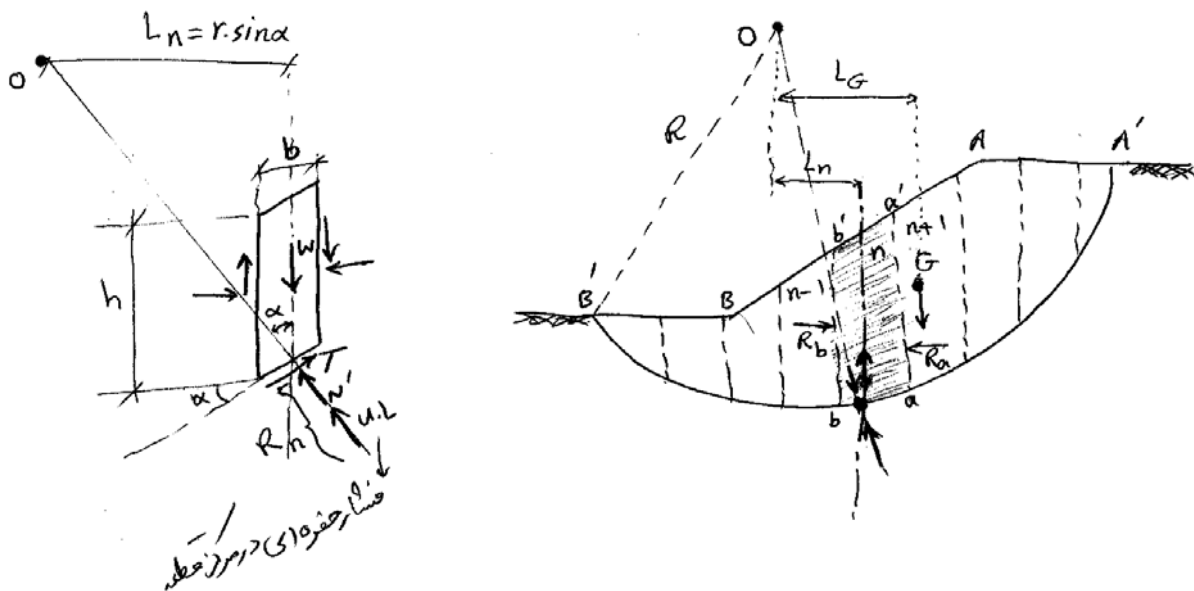
شکل ۱۱ - بررسی پایداری با روش تیلور

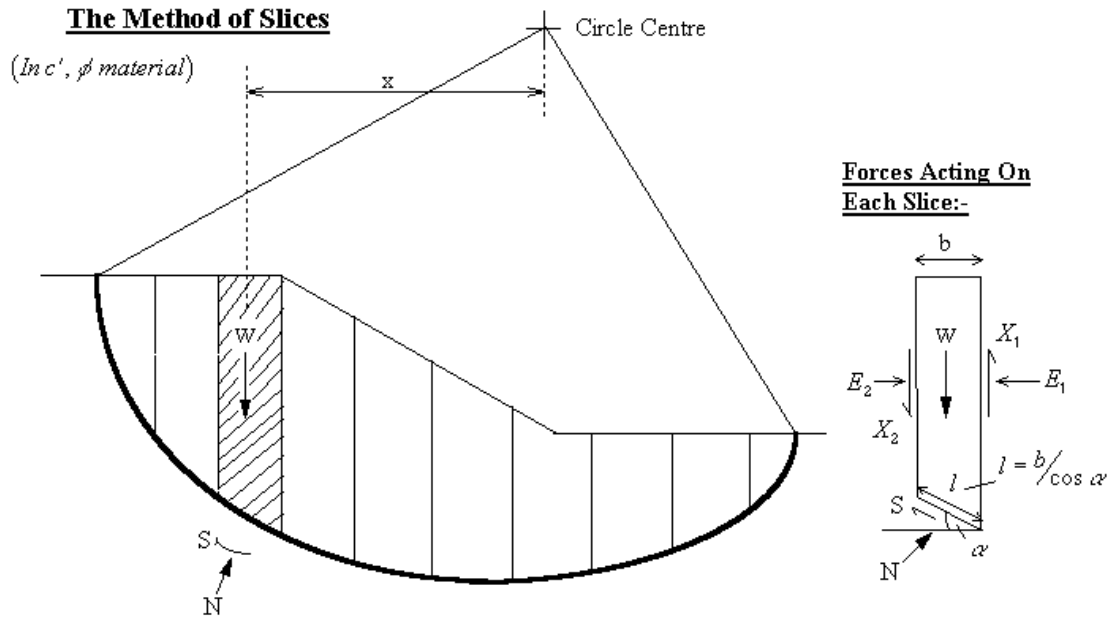
هر چند که خطای حاصل از این تصور اندک بوده و در جهت اطمینان بیشتر می باشد. البته هنگامی که  $\phi$  به صفر نزدیک شود مقدار خطا نیز به صفر می گردد .

۴. برای اینکه اثر فشار آب منفذی در نظر گرفته شود ، باید نموداری رسم گردد تا فشار آب منفذی را وارد بر سطح لغزش نشان دهد . آنگاه سطح لغزش را به تعدادی قطعات تقسیم کرده و پس از محاسبه نیروی وارد بر هر سطح ، نتیجه آنها ،  $u$  ، تعیین می گردد . این نتیجه باید از  $o$  بگذرد . این نتیجه با نیروی وزن  $w$  و عکس العمل  $p$  ترکیب می شود تا نیروی  $c$  به دست آید .

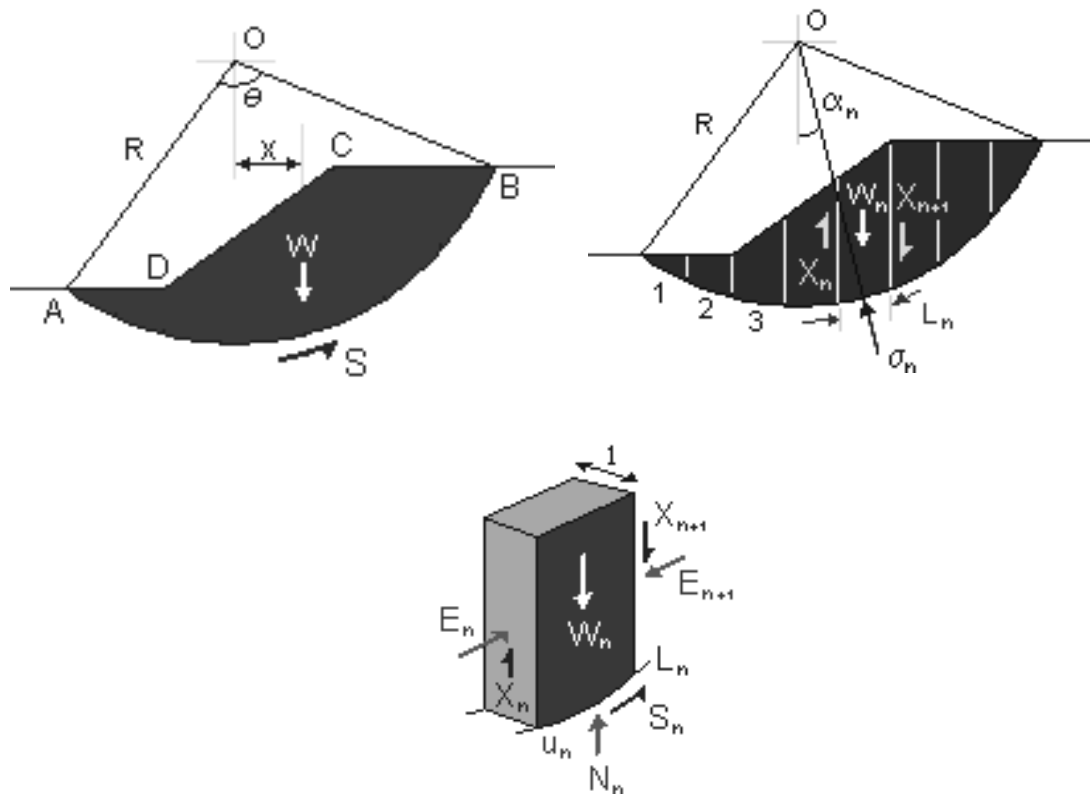
۵. با فرض مقداری برای ضریب اطمینان مثلاً  $F_\phi$  ، زاویه  $\phi_m$  مشخص شده و مسأله حل می شود . آنگاه نسبت  $F_c = c.L'/C$  به دست می آید . اگر دو مقدار  $F_\phi$  و  $F_c$  مساوی نشد ، مقادیر دیگری از ضریب اطمینان آزمایش می شود تا مقادیر  $F_\phi$  و  $F_c$  با تقریب قابل قبول مساوی گردند . می توان مقادیر به دست آمده برای  $F_\phi$  و  $F_c$  را در هر محاسبه به صورت نقطه ای روی محورهای مختصاتی که یک محور آن  $F_\phi$  و محور دیگر آن  $F_c$  است نشان داده و سپس این نقاط را به یکدیگر متصل نمود . خطی که با زاویه  $45^\circ$  از مبدأ مختصات رسم شود و منحنی حاصل از اتصال نقاط را قطع کند جواب مسأله را نشان می دهد .

#### ۷-۸-۵ روش برشها در تحلیل شیب :





در این روش دایره گسیختگی به قطعات مختلفی تقسیم می شود :



$aba'b'$  یکی از این برش هاست و  $P_n$  وزن خاک مربوط به این برش است. نیروهائی که بر این برش وارد می شوند عبارتند از  $P_n = \gamma.b.h$  و  $R_n = N' + u.L$  و واکنشهای قطعات مجاور  $(T_b, R_b, T_a, R_a)$ ،

$$T = L_m.L : \text{نیروی برشی در کف}$$

گشتاور نیروهای فوق باید نسبت به نقطه  $o$  محاسبه گردند. این مسئله هیپراستاتیک است و برای حل آن باید فرضیاتی در مورد روابط نیروهای  $T_i$  و  $R_i$  نمود. مجموع لنگر نیروهای برشی ناشی از  $\tau$  در قوس شکست  $A'B'$  نسبت به  $o$  باید برابر لنگر وزن توده خاک  $ABA'B'$  باشد. برای هر قطعه بازوی نیروی  $P$  برابر  $r.\sin \alpha$  می باشد: (  $w$  همان  $P$  می باشد )

$$\tau = \tau_m.L = \frac{\tau_f}{F}.L$$

$$\tau_r = \sum W.r.\sin \alpha$$

$$\sum \frac{\tau_f}{F}.L = \sum W.\sin \alpha$$

$$F = \frac{\sum \tau_f.L}{\sum W.\sin \alpha}$$

برای تحلیل برحسب تنش مؤثر داریم:

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \cdot \tan \phi').L}{\sum W.\sin \alpha}$$

$$F = \frac{c'.L_a + \tan \phi' \cdot \sum N'}{\sum W.\sin \alpha} \quad (*)$$

که در آن  $L_a$  طول قوس  $AC$  می باشد ولی برای بدست آوردن  $N'$  باید  $R_i$  و  $T_i$  را تخمین زد. برای هر سطح لغزش محاسبه  $F$  بستگی به نحوه محاسبه  $N'$  دارد.

### ۷-۸-۶ روش بیشاپ:

( تصاویر این روش همانند تصاویر روش قبل است. )

بیشاپ برای حل معادلات پایداری فرض را بر این گرفت که نیرهایی که بین قطعات عمل می کنند

$$\text{صرفاً افقی اند یا به عبارت دیگر: } T_a = T_b = 0$$

و برای تعادل، نیروی برشی در کف هر قطعه برابر است با:

$$T = \frac{1}{F}(c'.L + N'.\tan \phi')$$

لذا منتج نیروها در جهت عمودي عبارت است از :

$$W = N'.\cos \alpha + uL.\cos \alpha + \frac{\sigma'.L}{F}\sin \alpha + \frac{N'}{F}\tan \phi'.\sin \alpha$$

$$N' = \frac{W - \frac{c'.L}{F}\sin \alpha - uL.\cos \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi'.\sin \alpha}{F}}$$

بنابراین اگر  $L = b.\sec \alpha$  فرض شود معادله (\*) بصورت زیر در می آید :

$$F = \frac{1}{\sum W.\sin \alpha} \sum \left[ \left\{ c'.b + (w - u.b)\tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha.\tan \phi'}{F}} \right]$$

اگر فشار حفره ای را به ضریب بدون بعد نسبت فشار حفره ای به فشار کل تبدیل نمایم .

$$r_u = \frac{u}{\gamma.h}$$

$$r_u = \frac{u}{\frac{w}{b}} \quad \text{و برای هر قطعه داریم :}$$

در نتیجه خواهیم داشت :

$$F = \frac{1}{\sum W.\sin \alpha} \sum \left[ \left\{ c'.b + w(1 - r_u)\tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha.\tan \phi'}{F}} \right]$$

و اگر فرض کنیم :

$$m_\alpha = \left( 1 + \frac{\tan \alpha.\tan \phi'}{F} \right) \cdot \cos \alpha$$

$$F = \frac{1}{\sum W.\sin \alpha} \sum \frac{c'.b + w(1 - r_u).\tan \phi'}{m_\alpha}$$

ملاحظه می گردد که ضریب اطمینان يك سطح لغزش فرضي از رابطه فوق که سمت راست آن خود شامل  $m_\alpha$  می باشد ، محاسبه می گردد و  $m_\alpha$  بخودي خود شامل  $F$  می باشد لذا باید از روش سعی و خطا ، استفاده شود به این ترتیب که مقدار  $F = F_1$  انتخاب شود و  $m_\alpha$  و  $F$  مربوط به آن محاسبه گردند و اگر این ضریب اطمینان بدست آمده برابر مقدار مفروض باشد محاسبه خاتمه یافته

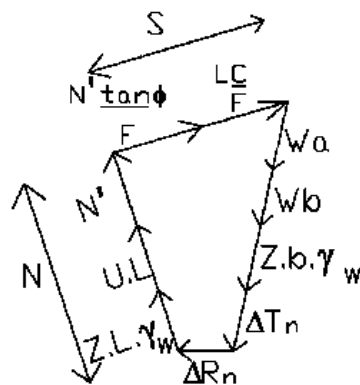
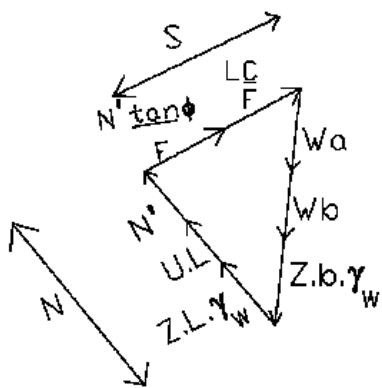
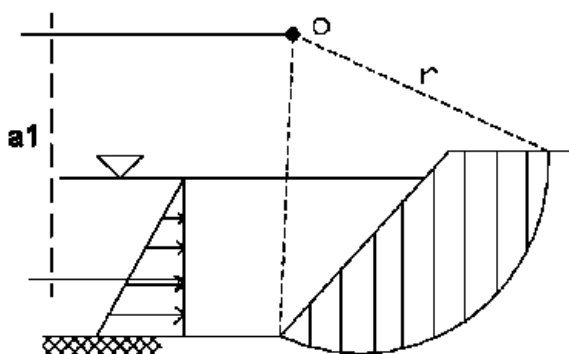
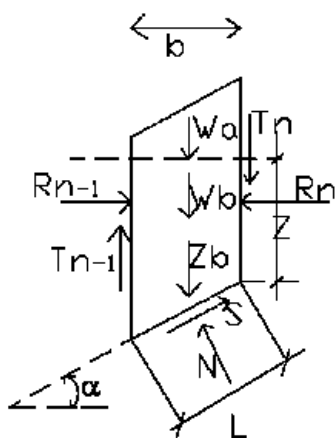
می باشد در غیر اینصورت محاسبه ادامه می یابد ( معمولاً با سه بار انجام آزمون و خطا ، می توان به نتیجه رسید ) .

در اغلب مسائل مقدار نسبت فشار حفره ای  $r_u$  ثابت نمی باشد و معمولاً مقدار متوسطی در طرحهای معمولی برای آن در نظر گرفته می شود . در این حالت نیز مقدار ضریب اطمینان بدست آمده تقریباً دو درصد کمتر از مقدار واقعی است .

در حالات استثنایی مقدار بدست آمده می تواند تا هفت درصد از مقدار واقعی کمتر باشد .

### 7-8-6-1 حالت توقف آب در مقابل شیب :

در این حالت پلیگون نیروها به دو حالت و جدول نیروها به صورت شکل زیر بیان می شوند :



چند ضلعي نیروها با حذف  $T$  و  $R$

$N'$  : عكس العمل مؤثر خاك

$m_\alpha$  : تابعی است از  $F$

چند ضلعي نیروها

$uL$  : ناشی از تراوش

$ZL\gamma_w$  : ناشی از ارتفاع آب

ضریب اطمینان از رابطه زیر بدست می آید :

( این رابطه برای زمانی است که از  $T$  و  $R$  صرف نظر شود )

$$F = \frac{\sum \frac{c.b + (w_a + w_b - ub) \tan \phi}{m_\alpha}}{\sum (w_a + w_b) \sin \alpha}$$

( ابتدا  $F$  حدس زده مي شود سپس  $m_\alpha$  بدست مي آيد . از آنجا  $F$  محاسبه مي شود و به جاي  $F$  اين رابطه قرار مي دهيم )

البته مي توان محاسبه را طوري انجام داد که نیروهاي  $T$  و  $R$  بين قطعات را نیز به حساب آورد . اگر چه براي سطح شکست دایره اي ، اختلاف در ضریب اطمینان بدست آمده از ۱۰ تا ۱۵ درصد تجاوز نمي کند و در اکثر موارد کمتر از دو صد است؛ ولي اگر سطح شکست دایره اي و يا نزديک به دایره نباشد اين خطا افزایش مي يابد به هرحال با احتساب نیروهاي بين قطعه اي  $T$  و  $R$  براي يك سطح

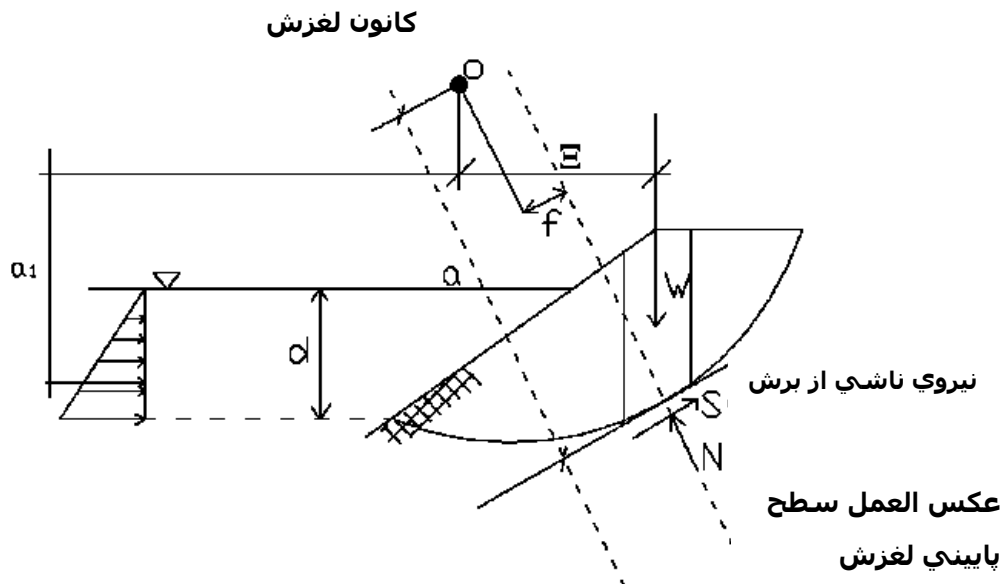
$$F = \frac{\sum \{c' + b[w(1-r_u) + \Delta T] \tan \phi'\} / m_\alpha}{\sum w \cdot \sin \alpha} \quad \text{شکست دایره اي خواهيم داشت :}$$

$r_u$  میزان فشار حفره اي در يك نقطه ( عدد بدون شاخص  $u$  است )

$$\sum \Delta R = 0 \quad \text{و} \quad \sum \Delta T = 0 \quad \text{که علاوه بر رابطه فوق بايد داشته باشيم :}$$

#### ۷-۸-۷ روش سطح غير مشخص لغزش در کنترل پايداري شیب ها :

در بسياري موارد شرایط هندسي و زمين شناسي مسئله چنان است که سطح لغزش را نمي توان حتماً با تقريب به صورت دایره فرض نمود براي چنين شرايطي بايد روش قطعات را تعميم داد :



در شکل فوق يك توده لغزش غير دايره را ملاحظه مي كنيم براي تعادل كل اين توده لغزش بر اساس ممان حول يك قطب فرضي  $o$  لازم است كه رابطه زير برقرار باشد :

$$\underbrace{\sum Wx}_{\text{نيروي مقاوم}} = \underbrace{\sum (s.a + N.f) + \frac{1}{2}\gamma_w.d^2.a_1}_{\text{نيروي محرك}}$$

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} = \frac{1}{F}(c' + p'.\tan \phi') = \frac{1}{F}\left[c' + \left(\frac{N}{L} - \gamma_w Z - u\right)\tan \phi'\right]$$

تنش برشي درهرقطعه

$$S = \tau.L = \frac{1}{F}[c'L + (N - ZL\gamma_w - uL)\tan \phi']$$

$$S = \frac{1}{F}(c'L + N'.\tan \phi')$$

$$\sum (W_a + W_b + Zb\gamma_w)X = \frac{1}{F}\sum (c'L + N'.\tan \phi')a + \sum Nf + \frac{1}{2}\gamma_w d^2 a_1$$

اگر فرض

$$F = \frac{\sum (c'.L + N'.\tan \phi').a}{\sum (W_a + W_b + Z.b.\gamma_w).X - \sum N.f - \frac{1}{2}\gamma_w.d^2.a_1}$$

$$\sum Zb\gamma_w X - \frac{1}{2}\gamma_w d^2 a_1 = \sum ZL\gamma_w f = \sum (N - N_1)f \quad \text{نمائيم :}$$

که در آن  $N_1 = N - ZL\gamma_w$  نيروي عكس العمل خاك را به دو قسمت تقسيم كرديم .

\*  $N_1$  شامل كل نيروي  $N$  منهاي ميزاني از فشار حفره اي كه ايستا است .

\*  $N'$  ( فشار مؤثر )

$$F = \frac{\sum (c'L + N'\tan \phi')a}{\sum (W_a + W_b)X - \sum N_1 f} \quad \text{و لذا خواهيم داشت :}$$

مقدار  $F$  را مي توان در صورت داشتن  $N'$  و  $N_1$  محاسبه كرد . اين دو مقدار را مي توان با ترسيم چند ضلعي نيروها بدست آورد .

$$W_a + W_b + \Delta T_n + Zb\gamma_w = ZL\gamma_w.\cos \alpha + (N' + uL)\cos \alpha + \frac{1}{F}(c'L + N'.\tan \phi')\sin \alpha$$

$$m_\alpha = \left(1 + \frac{\tan \alpha.\tan \phi'}{F}\right)\cos \alpha$$

بنابراين :



$$N' = \frac{W_a + W_b + \Delta T_n - ub - \left(\frac{c'}{F}\right)b \cdot \tan \alpha}{m_\alpha}$$

$N' * =$  فشار مؤثر

$uL =$  نیروی ناشی از فشار حفره ای

$L =$  واحد عرض

$$(2) N_1 = N' + uL = \frac{W_a + W_b + \Delta T_n + \frac{1}{F}(u \cdot b \cdot \tan \phi - c'b) \tan \alpha}{m_\alpha}$$

لذا :

$$(1) F = \frac{\sum [c'b + (W_a + W_b + \Delta T_n - ub) \tan \phi] (a / m_\alpha)}{\sum (W_a + W_b) X - \sum \left[ W_a + W_b + \Delta T_n + (u \cdot b \cdot \tan \phi' - c'b) \frac{\tan \alpha}{F} \right] / (f / m_\alpha)}$$

$f$  : فاصله نیروی  $N$  تا کانون

این معادله با تقریباتی پایایی حل می شود زیرا  $F$  در  $m_\alpha$  بدست آمده را در رابطه (2) قرار می

دهیم . از رابطه (2)  $N', N_1$  محاسبه می شود . سپس از رابطه  $m_\alpha$  و  $F$  محاسبه می شود و در

رابطه (1) قرار می دهیم و ...

### ۷-۸-۸ روش تایلور اصلاح شده :

این روش بعنوان یک روش عملی برای بررسی پایداری با در نظر گرفتن نیروهای بین قطعه ای توسط تایلور ابداع شده است . روش محاسبه نسبتاً ساده بوده و مسئله با فرضیات زیر از نظر استاتیکی معین می باشد .

۱- جهت نیروهای بین قطعه ای بطور مشخص فرض می شود .

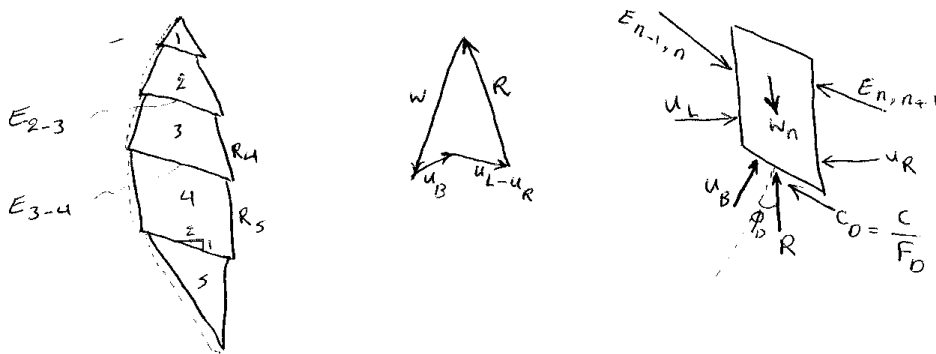
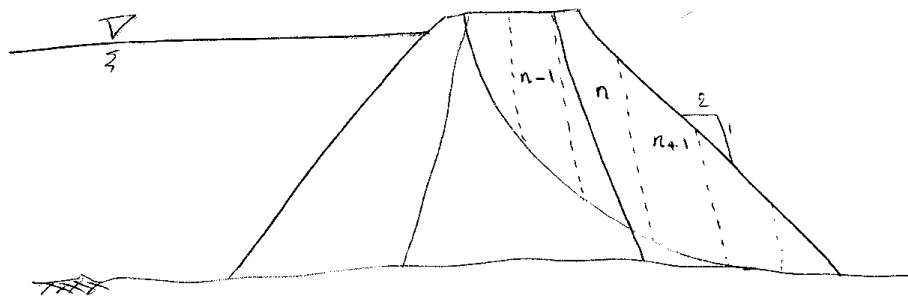
۲- یک ضریب اطمینان مساوی برای کلیه اجزاء مقاومت برشی در لبه پائینی قطعه در نظر گرفته می شود ، بدین ترتیب که :

$$\tau = c_D + (N_D - u) \tan \phi_D$$

$$c_D = \frac{c}{F_D} \text{ و } \tan \phi_D = \frac{\tan \phi}{F_D} \text{ و } F_D \text{ ضریب اطمینان است .}$$

وقتی که سطح لغزش مفروض در حالت تعادل است نیروی  $N_D$  و نیروی قائم وارد بر پائین قطعه است . (

نه در حالت خرابی )



### روش محاسبه بصورت زیر است :

۱- يك سطح لغزش مفروض براي محاسبه در نظر گرفته مي شود ( اين سطح لغزش مي تواند به هر شكلي باشد )

۲- سطح لغزش مورد نظر به تعدادي قطعه تقسيم مي شود ، كه عرض قطعات نيايستي حتماً مساوي باشند . عرض هر قطعه تقريباً متناسب با درجه انحناء سطح لغزش انتخاب مي گردد بطوريكه وتر و كمان كف قطعه چندان فرقي نداشته باشند و سطح لغزش براي هر قطعه فقط از يك نوع مصالح عبور كند .

۳- بر هر قطعه نيروهائي كه مشخص شد به شرح ذيل محاسبه مي شوند :

الف - وزن كل قطعه ( $W$ ) كه برابر است با سطح قطعه ضربدر وزن مخصوص مربوطه

ب - نيروي كل آب وارد بر اطراف و پائين قطعه ( $u_B, u_R, u_L$ ) كه برابرند با فشار حفره اي متوسط ضربدر سطحي كه در آن اثر مي كند .

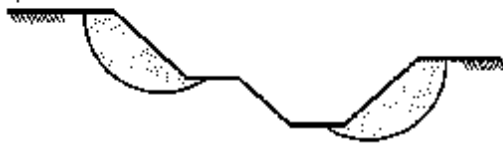
ج - نيروي چسبندگي كه در لحظه خرابي در سطح پائين قطعه اثر مي كند ( $c$ ) كه برابر است با چسبندگي واحد ضربدر سطح پائين قطعه .



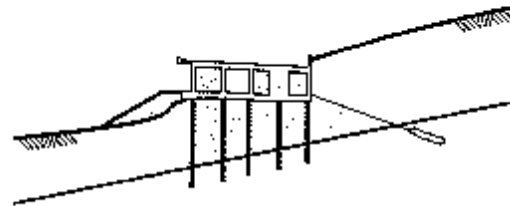
penies naturelles



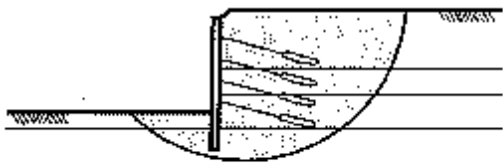
barrages



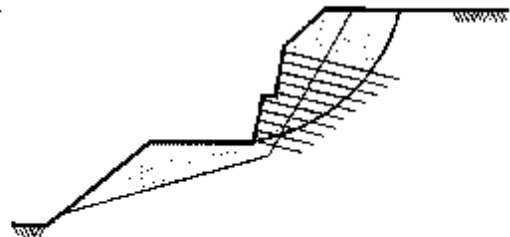
talus de déblais et remblais



ouvrages en zone instable et stabilisation



murs ancrés



murs cloués, en terre armée ou renforcée

۴- برای هر قطعه از برآیند نیروهای مربوط به وزن و فشار حفره ای نیروی  $R$  بدست می آید .  
 ۵- جهت نیروهای بین قطعه ای فرض می شود . معمولاً این جهت را به موازات شیب متوسط سطح خاکریزدر نظر می گیرند .

۶- حل نهایی از روش ترسیمی با سعی و خطا حاصل می گردد . برای اولین آزمون يك ضریب اطمینان انتخاب شده ، مقادیر  $C_D$  برای هر قطعه محاسبه می گردد .

پلیگون کلیه نیروهایی که بر روی هر قطعه عمل می کند ترسیم می گردد . اگر پلیگون ( چند ضلعي ) بسته نشود مقدار دیگری برای ضریب اطمینان فرض می شود تا اینکه پلیگون نیروها بسته شود و در نتیجه ضریب اطمینان مربوط به سطح لغزش مفروض بدست می آید .

در این روش ضریب اطمینانی بدست می آید که شرط مربوط به تعادل نیروهای افقی و عمودی که بر روی سطح لغزش و یا داخل آن عمل می نمایند را جامه عمل می پوشد . در این محاسبات محل



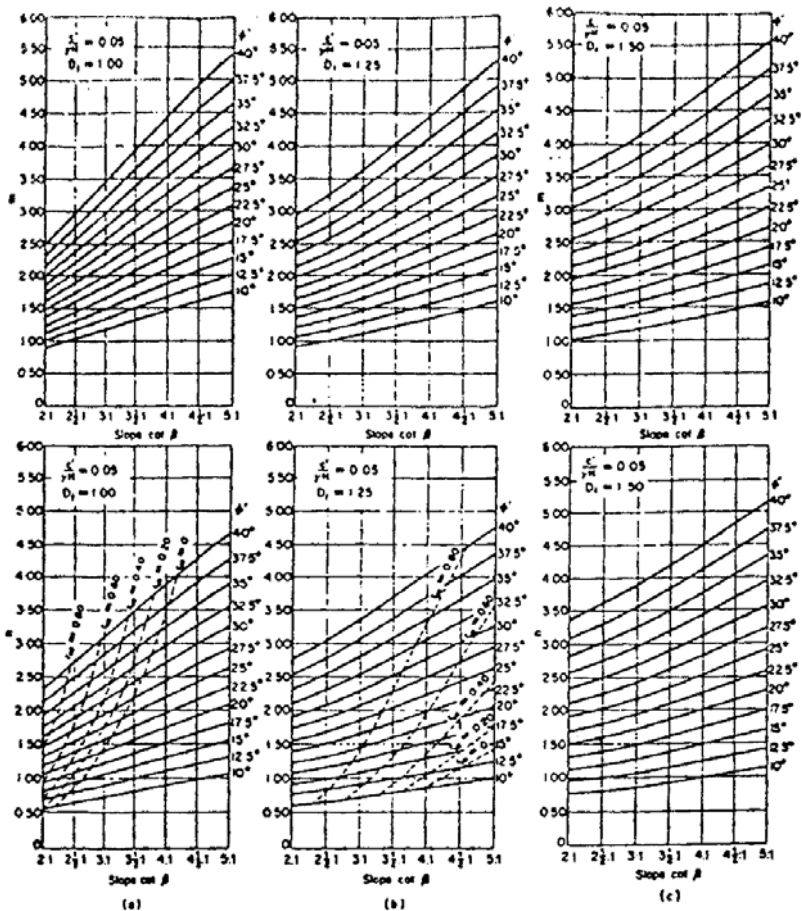
منحنی های ارائه شده توسط بیشاپ ضرائب  $n, m$  را که تابعی از  $\phi', \beta$  می باشند برای مقادیر

$\frac{c'}{\gamma H}$  معادل صفر ، 0.5, 0.25 و برای  $D_f$  معادل یک و 1.1, 1.25 می دهند. و بدین ترتیب ضریب اطمینان

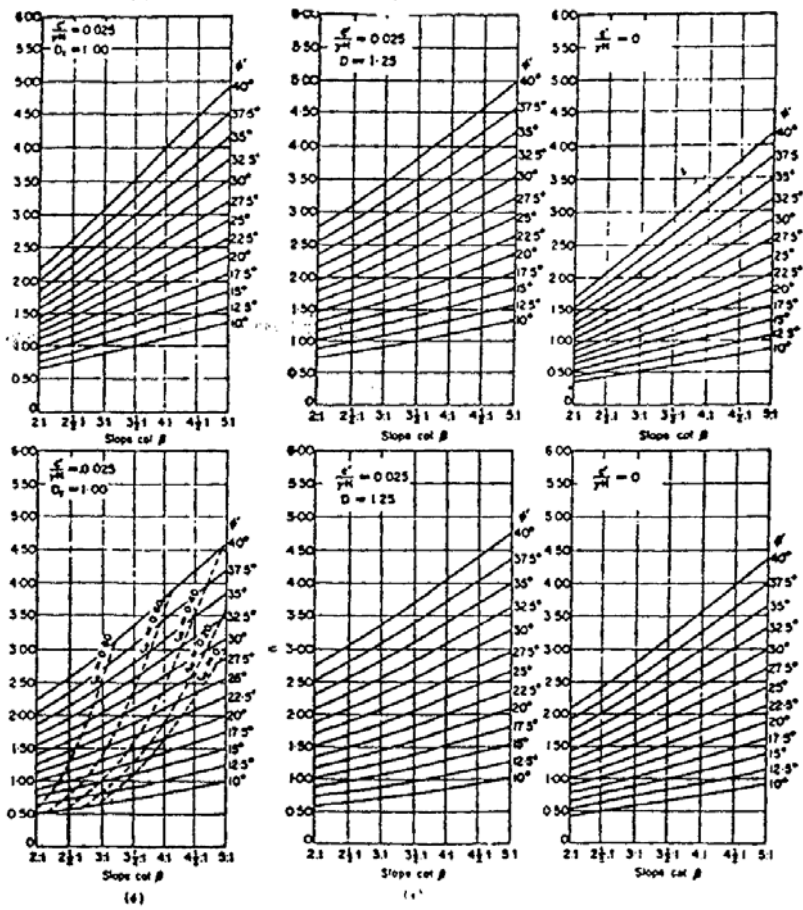
از فرمول زیر بدست می آید : {۴}

$$F = m - nr_u$$

مواضع با بیداری  $m$  و  $n$  برای  $\frac{c'}{\gamma H} = 0.5$  و  $\frac{c'}{\gamma H} = 1/15$  و  $\frac{c'}{\gamma H} = 1/30$



مواضع با بیداری  $m$  و  $n$  برای  $\frac{c'}{\gamma H} = 0.25$  و  $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$  و  $\frac{c'}{\gamma H} = 1/15$  و  $\frac{c'}{\gamma H} = 1/30$



جدول - مقادیر ضرایب پایداری  $m'$  و  $n'$

جدول الف

$$c/\gamma H = 0$$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	0.353	0.441	0.529	0.588	0.705	0.749	0.882	0.917
12.5	0.443	0.554	0.665	0.739	0.887	0.943	1.109	1.153
15.0	0.536	0.670	0.804	0.893	1.072	1.139	1.340	1.393
17.5	0.631	0.789	0.946	1.051	1.261	1.340	1.577	1.639
20.0	0.728	0.910	1.092	1.213	1.456	1.547	1.820	1.892
22.5	0.828	1.035	1.243	1.381	1.657	1.761	2.071	2.153
25.0	0.933	1.166	1.399	1.554	1.865	1.982	2.332	2.424
27.5	1.041	1.301	1.562	1.736	2.082	2.213	2.603	2.706
30.0	1.155	1.444	1.732	1.924	2.309	2.454	2.887	3.001
32.5	1.274	1.593	1.911	2.123	2.548	2.708	3.185	3.311
35.0	1.400	1.750	2.101	2.334	2.801	2.977	3.501	3.639
37.5	1.535	1.919	2.302	2.558	3.069	3.261	3.837	3.989
40.0	1.678	2.098	2.517	2.797	3.356	3.566	4.196	4.362

جدول ب

$$c/\gamma H = 0.025 \quad D = 1.00$$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	0.678	0.534	0.906	0.683	1.130	0.846	1.365	1.031
12.5	0.790	0.655	1.066	0.849	1.337	1.061	1.620	1.282
15.0	0.901	0.776	1.224	1.014	1.544	1.273	1.868	1.534
17.5	1.012	0.898	1.380	1.179	1.751	1.485	2.121	1.789
20.0	1.124	1.022	1.542	1.347	1.962	1.698	2.380	2.050
22.5	1.239	1.150	1.705	1.518	2.177	1.916	2.646	2.317
25.0	1.356	1.282	1.875	1.696	2.400	2.141	2.921	2.596
27.5	1.478	1.421	2.050	1.882	2.631	2.375	3.207	2.886
30.0	1.606	1.567	2.235	2.078	2.873	2.622	3.508	3.191
32.5	1.739	1.721	2.431	2.285	3.127	2.883	3.823	3.511
35.0	1.880	1.885	2.635	2.505	3.396	3.160	4.156	3.849
37.5	2.030	2.060	2.855	2.741	3.681	3.458	4.510	4.209
40.0	2.190	2.247	3.090	2.993	3.984	3.778	4.885	4.592

جدول پ

$$c/\gamma H = 0.025 \quad D = 1.25$$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	0.737	0.614	0.901	0.726	1.085	0.867	1.285	1.014
12.5	0.878	0.759	1.076	0.908	1.299	1.089	1.543	1.278
15.0	1.019	0.907	1.253	1.093	1.515	1.311	1.803	1.545
17.5	1.162	1.059	1.433	1.282	1.736	1.541	2.065	1.814

جدول دنباله

جدول پ

$c/\gamma H = 0.025$  و  $D = 1.25$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
20.0	1.309	1.216	1.618	1.478	1.961	1.775	2.334	2.090
22.5	1.461	1.379	1.808	1.680	2.194	2.017	2.610	2.373
25.0	1.619	1.547	2.007	1.891	2.437	2.269	2.879	2.669
27.5	1.783	1.728	2.213	2.111	2.689	2.531	3.196	2.976
30.0	1.956	1.915	2.431	2.342	2.953	2.806	3.511	3.299
32.5	2.139	2.112	2.659	2.686	3.231	3.095	3.841	3.638
35.0	2.331	2.321	2.901	2.841	3.524	3.400	4.191	3.998
37.5	2.536	2.541	3.158	3.112	3.835	3.723	4.563	4.379
40.0	2.753	2.775	3.431	3.399	4.164	4.064	4.958	4.784

جدول ت

$c/\gamma H = 0.05$  و  $D = 1.00$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	0.913	0.563	1.181	0.717	1.469	0.910	1.733	1.069
12.5	1.030	0.690	1.343	0.878	1.688	1.136	1.995	1.316
15.0	1.145	0.816	1.506	1.043	1.904	1.353	2.256	1.567
17.5	1.262	0.942	1.671	1.212	2.117	1.565	2.517	1.825
20.0	1.380	1.071	1.840	1.387	2.333	1.776	2.783	2.091
22.5	1.500	1.202	2.014	1.568	2.551	1.989	3.055	2.365
25.0	1.624	1.338	2.193	1.757	2.778	2.211	3.336	2.651
27.5	1.753	1.480	2.380	1.952	3.013	2.444	3.628	2.948
30.0	1.888	1.630	2.574	2.157	3.261	2.693	3.934	3.259
32.5	2.029	1.789	2.777	2.370	3.523	2.961	4.256	3.585
35.0	2.178	1.958	2.990	2.592	3.803	3.253	4.597	3.927
37.5	2.336	2.138	3.215	2.826	4.103	3.574	4.959	4.288
40.0	2.505	2.332	3.451	3.071	4.425	3.926	5.344	4.668

جدول ث

$c/\gamma H = 0.05$  و  $D = 1.25$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	0.919	0.633	1.119	0.766	1.344	0.886	1.594	1.042
12.5	1.065	0.792	1.294	0.941	1.563	1.112	1.850	1.300
15.0	1.211	0.950	1.471	1.119	1.782	1.338	2.109	1.562
17.5	1.359	1.108	1.650	1.303	2.004	1.567	2.373	1.831
20.0	1.509	1.266	1.834	1.493	2.230	1.799	2.643	2.107
22.5	1.663	1.428	2.024	1.690	2.463	2.038	2.921	2.392
25.0	1.822	1.595	2.222	1.897	2.705	2.287	3.211	2.690
27.5	1.988	1.769	2.428	2.113	2.957	2.546	3.513	2.999
30.0	2.161	1.950	2.645	2.342	3.221	2.819	3.829	3.324
32.5	2.343	2.141	2.873	2.583	3.500	3.107	4.161	3.665
35.0	2.535	2.344	3.114	2.839	3.795	3.413	4.511	4.025
37.5	2.738	2.560	3.370	3.111	4.109	3.740	4.881	4.405
40.0	2.953	2.791	3.642	3.400	4.442	4.090	5.273	4.806



جدول دنباله

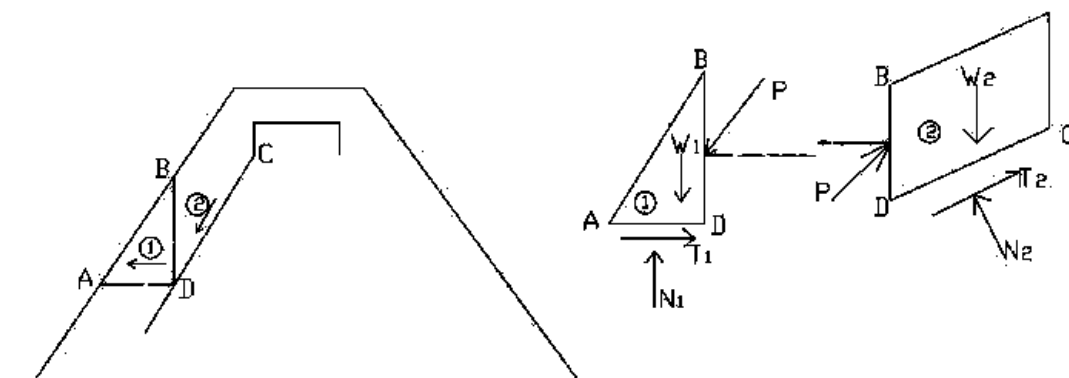
جدول ج

$c/\gamma H = 0.05$  و  $D = 1.50$

$\phi$	شیب 2:1		شیب 3:1		شیب 4:1		شیب 5:1	
	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$	$m'$	$n'$
10.0	1.022	0.751	1.170	0.828	1.343	0.974	1.547	1.108
12.5	1.202	0.936	1.376	1.043	1.589	1.227	1.829	1.399
15.0	1.383	1.122	1.583	1.260	1.835	1.480	2.112	1.690
17.5	1.565	1.309	1.795	1.480	2.084	1.734	2.398	1.983
20.0	1.752	1.501	2.011	1.705	2.337	1.993	2.690	2.280
22.5	1.943	1.698	2.234	1.937	2.597	2.258	2.990	2.585
25.0	2.143	1.903	2.467	2.179	2.867	2.534	3.302	2.902
27.5	2.350	2.117	2.709	2.431	3.148	2.820	3.626	3.231
30.0	2.568	2.342	2.964	2.696	3.443	3.120	3.967	3.577
32.5	2.798	2.580	3.232	2.975	3.753	3.436	4.326	3.940
35.0	3.041	2.832	3.515	3.269	4.082	3.771	4.707	4.325
37.5	3.299	3.102	3.817	3.583	4.431	4.128	5.112	4.735
40.0	3.574	3.389	4.136	3.915	4.803	4.507	5.543	5.171

۱-۸-۷ روش لغزش قطعه ای :

در بسیاری از مسائل سطح لغزش می تواند بصورت يك ، دو یا سه خط مستقیم و یا نزدیک به آن باشد ، بدون اینکه این خطوط به نرمی به یکدیگر برخورد نمایند . در محاسبات پایداری چنین سطحی از لغزش را نمی توان با يك منحنی پیوسته ، بدون خطای مشخص جایگزین نمود .



این موقعیت وقتی امکان پذیر است که لایه های ضعیفی در بین شیب یا در زیر آن وجود داشته و یا وقتی که شیب بر روی لایه بسیار محکمی قرار گرفته باشد با استفاده از روش لغزش قطعه ای می توان ضریب اطمینان مناسب و معمولاً بسیار دقیقی را حدس زد . طی این روش

توده خاک مورد لغزش به دو یا سه قسمت قطعه می شود . مقاومت برشی در طول این سطوح لغزش برحسب پارامترهای مورد استفاده مقاومت برشی و ضریب اطمینان  $F$  که برای تمام قطعات یکسان است بیان می گردد در شکل فوق سه نیروی نامشخص  $N_2, N_1, p$  و یک شیب نامشخص  $\alpha$  ( شیب نیروی بین قطعه ای ) و یک ضریب اطمینان نامشخص  $F$  وجود دارد . بنابراین پنج مجهول درمقابل چهار معادله تعادل نیروها وجود دارد ( دو معادله برای هر قطعه ) و سیستم از نظر استاتیکی نامعین است برای اینکه سیستم معین شود مقداری برای  $\alpha$  فرض شده و ضریب اطمینان بدست می آید .

### ۷-۸-۱۱ روش " مرگنسترن " در شرایط تخلیه سریع مخزن {۲}

همانطور که قبلاً اشاره گردید چنانچه مخزن سد در فاصله زمانی کوتاهی ( مثلاً چند روز یا حتی چند هفته ) به مقدار زیادی تخلیه گردد و به عبارت دیگر سطح آب مخزن پایین آورده شود ، به علت نیروی زه موجود در بخش مغزه ( یا در کل بدنه سدهای همگن ) که به سمت مخزن و در جهت تخریب عمل می کند ، از ضریب اطمینان دامنه بالادست کاسته می گردد . روشهای مختلفی برای تحلیل پایداری دامنه بالادست در این شرایط وجود دارد که از جمله استفاده از نمودارهای تهیه شده توسط « مرگنسترن » می باشد . البته در روشی که توسط نامبرده به کار برده شده است شالوده سد به صورت سنگ یا لایه بسیار محکمی تصور شده است و از این رو تحلیل پایداری یا گسیختگی سد فقط بر اساس مقاومت یا عدم مقاومت بدنه سد صورت گرفته است .

فرضیاتی که در محاسبات و نتیجه گیریها در این روش به کار برده شده است به شرح زیر است : پارامترهای مقاومت خاک در تمام بدنه سد ثابت و یکنواخت است  $(c', \phi')$  ، فشار آب منفذی در هر نقطه عبارت است از وزن واحد آب ضربدر ارتفاع آن نقطه تا سطح خاک دامنه در بالای آن ، ضریب فشار منفذی در بدنه سد  $(B = \Delta u / \Delta \sigma_1)$  در شرایط افت سریع سطح آب ، برابر واحد است . دایره های لغزش تصویری برای بررسی پایداری، دایره هایی هستند که بر سطح قاعده سد مماس گردند . در محاسبات و نمودارها  $H$  نشان دهنده ارتفاع سد از تاج تا تراز قاعده سد است و  $L$  بیانگر ارتفاع افت سطح آب از حالت مخزن پر تا وضعیت جدید بعد از تخلیه سریع است . وزن واحد اشباع خاک دو برابر وزن واحد آب در نظر گرفته می شود .

با توجه به اینکه عوامل و پارامترهای متفاوتی در بررسی پایداری مؤثر است ، از این رو نمودار تهیه شده برای تعیین ضریب اطمینان ، برحسب مقدار پارامتر  $c' / \gamma H$  ( عدد پایداری ) ، نسبت  $L / H$  ( افت نسبی سطح آب ) ،  $(\beta)$  زاویه شیب دامنه ) ،  $(\alpha)$  زاویه اصطکاک داخلی بدنه یا مغزه ) تنظیم گردیده است .

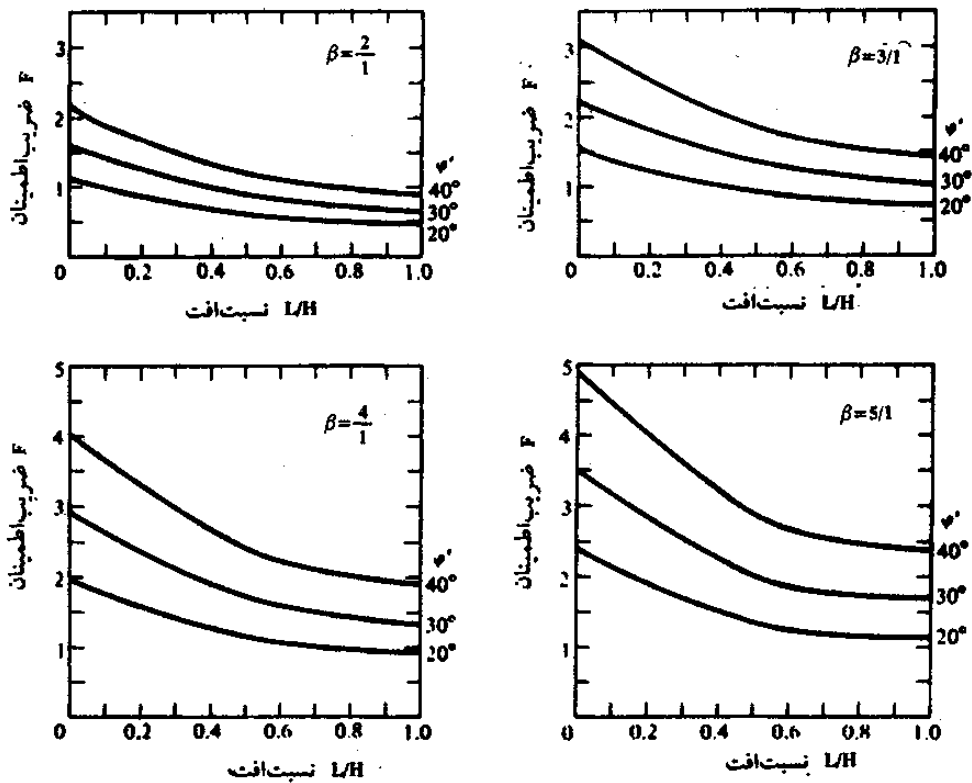
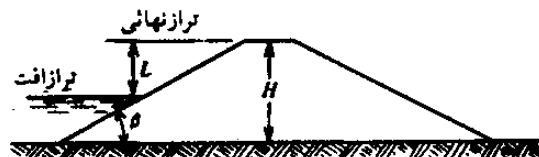
در شکل (۱۲) ، این نمودارها برای  $c' / \gamma H = 0.0125$  و در شکلهای (۱۳) و (۱۴) این نمودارها برای مقادیر عدد پایداری 0.025 و 0.05 داده شده است . بدیهی است در مورد مقادیری که دقیقاً روی نمودارها موجود نباشد می توان از طریق متوسط گیری جواب مسأله را بدست آورد .

برای مثال، اگر ارتفاع سدی 100 متر، و شیب دامنه بالادست آن  $\frac{3}{1}$  (افقی بر عمودی)

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$  و  $\phi' = 40^\circ$  و  $c' = 25 \text{ KN/m}^2$  باشد، ضریب اطمینان پایداری آن برای تخلیه سریع به

شرح زیر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

$$c' / \gamma H = 25 / (20 \times 100) = 0.0125$$

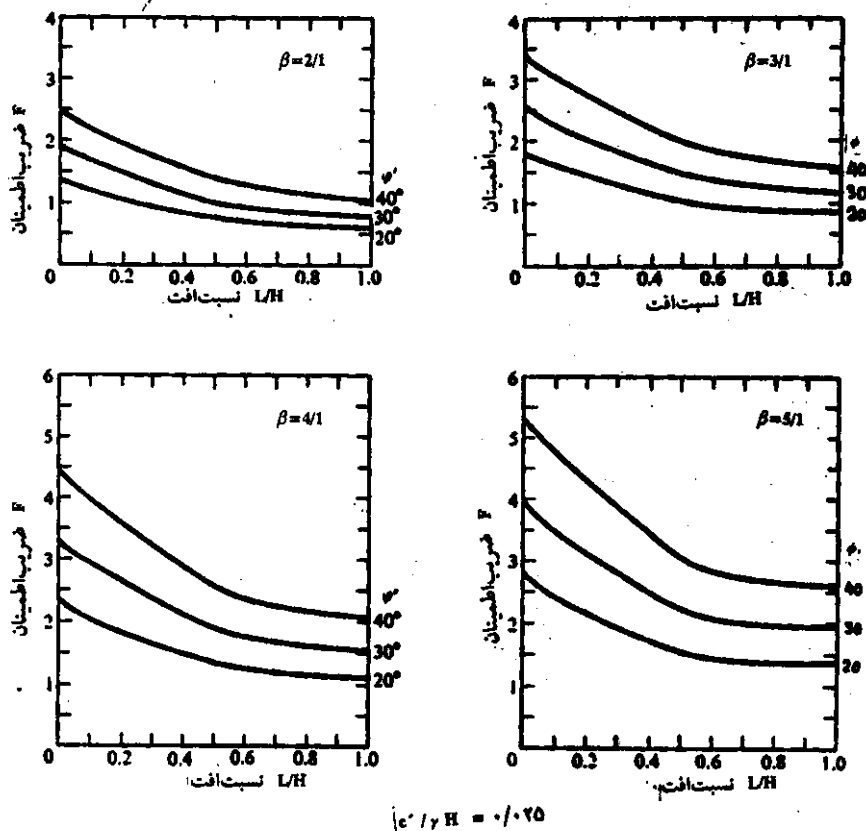


$$c' / \gamma H = 0.0125$$

شکل ۱۲ - تعیین ضریب اطمینان برای شرایط  $c' / \gamma H = 0.0125$

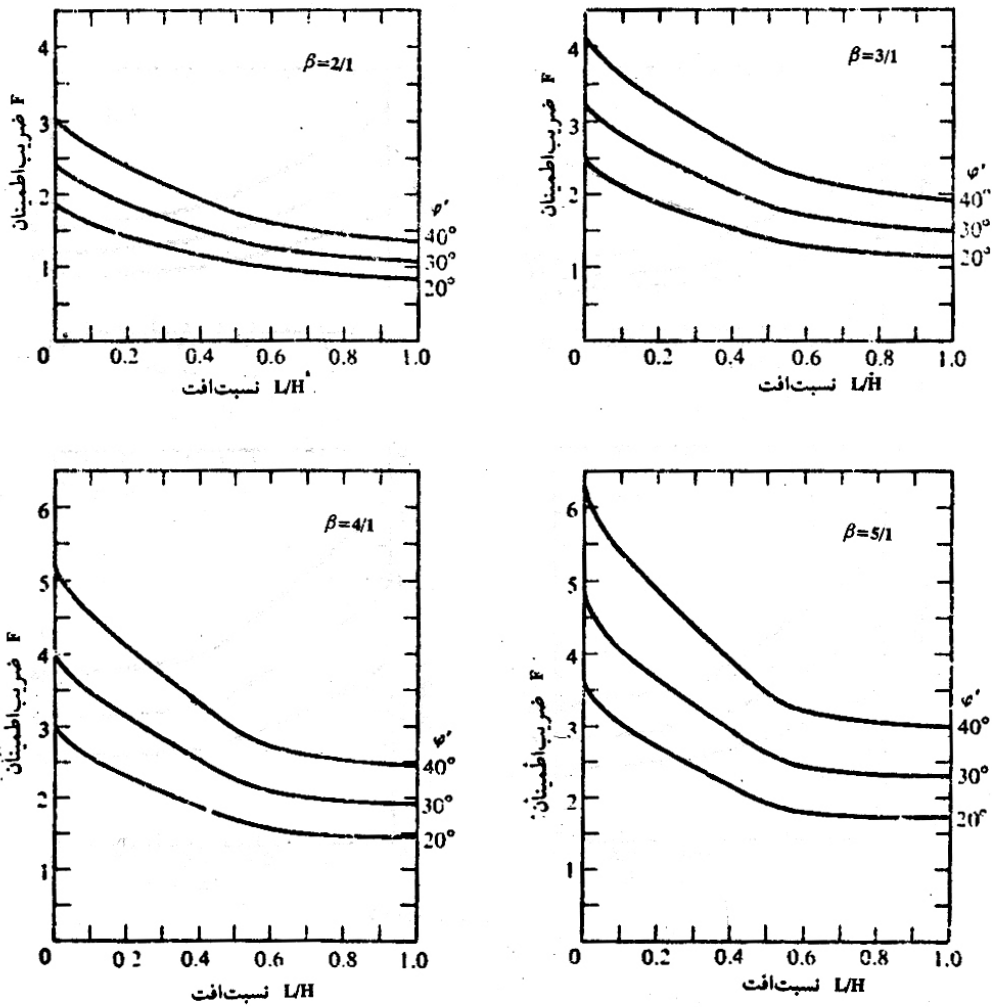
با مراجعه به نمودارهای شکل (۱۲)، برای  $L/H = 1$  یعنی قبل از تخلیه سریع، مقدار  $F$  برابر 3.05 است و در تخلیه کامل ( $L/H = 0$ )، ضریب اطمینان به 1.45 می‌رسد، در همین حال اگر ارتفاع آب مخزن به نصف رسیده بود، ضریب اطمینان 1.8 می‌بود و در همین شرایط هر چقدر

زاویه اصطکاک کمتر باشد ، ضریب اطمینان کمتر است و اگر شیب دامنه ملایم تر باشد ( مثلاً چهار بر يك ) ، ضریب اطمینان افزایش می یابد .



شکل ۱۲ - تعیین ضریب اطمینان برای شرایط  $c'/\gamma H = 0.025$

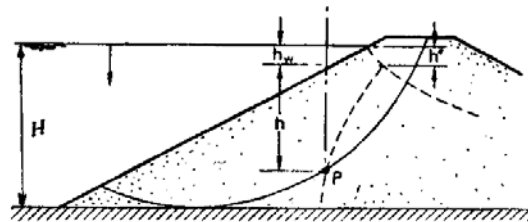
ممکن است تصور شود که دایره های آزمایشی لغزشی در ترازهای بالاتر را نیز باید مورد مطالعه قرار داد . برای این منظور می توان  $H$  را کاهش داد و دایره مماس بر تراز پائین تر را مجدداً بررسی نمود . مثلاً اگر دایره تصوری مماس بر تراز 50 متری از تاج سد باشد ،  $H = 50$  می شود و  $\frac{c'}{\gamma H} = 0.025$  است . برای شرایط مثال قبل ، در شکل (۱۲) ضریب اطمینان 1.53 ( در مقایسه با 1.45 ) حاصل می شود ، بنابراین دایره های عمیقتر ضریب اطمینان کوچکتری را نشان می دهند .



شکل ۱۴ - تعیین ضریب اطمینان برای شرایط  $c/\gamma H = 0.05$

۱-۱-۱-۷ برآورد مقدار فشار حفره ای در تخلیه سریع آب از سد: {۳}

اگر برابر شکل زیر در لحظه معینی به اندازه  $h_w$  از عمق آب در بالا دست سد در اثر تخلیه سریع کاسته گردد، برای محاسبه مقدار فشار آب حفره ای می توان نوشت.

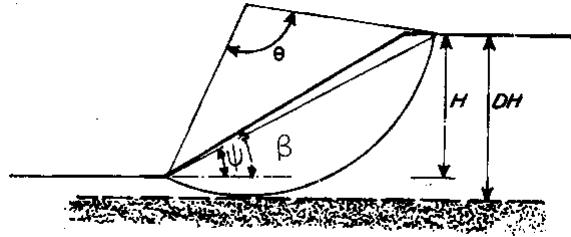


شکل - نشان دهنده حالت تخلیه سریع آب از سد



**مثال (۷-۴) :**

مشخصات يك سطح شیبدار در شکل ۱۶ نشان داده شده است . مشخصات خاک موجود  $c = 1.5 \text{ Kg/m}^2$  و  $\phi = 15^\circ$  و  $\gamma = 2.0 \text{ gr/cm}^3$  مي باشد . ضریب اطمینان را برای سطح لغزش داده شده برحسب تنش کل مطابق روش دایره  $\phi$  بدست آورید .



**حل :**

محاسبات نشان مي دهد که مساحت  $ABCD$  برابر ۶۸ مترمربع و مرکز ثقل باندازه ۶۰ سانتی متر در جهت افقی از  $O$  فاصله دارد . طول قوس  $AC$  برابر ۱۹/۱۵ متر و طول وتر  $AC$  برابر ۱۶/۸۵ متر مي باشد .

$$W = 68 \times 2000 = 136000 \text{ Kg}$$

$$r_c = \frac{L_a}{L_c} r = \frac{19.15}{16.85} \times 11.10 = 12.6 \text{ m}$$

خطی به موازات  $C$  و به فاصله ۱۲/۶۰ متر از مرکز دایره  $(O)$  رسم مي کنیم . این خط امتداد  $C_m$  را نشان مي دهد . فرض کنید  $F = 1/2$  :

$$\tan \phi_m = \frac{\tan 15^\circ}{1.2} \Rightarrow \phi_m = 12^\circ 35'$$

$$r \sin \phi_m = 11.1 \sin(12^\circ 35') = 2.42 \text{ m}$$

دایره ای با این شعاع از مرکز  $O$  رسم مي کنیم .  $Q$  از محل تقاطع امتداد  $C_m$  و  $W$  گذشته و بر این دایره مماس است . با رسم مثلث  $R, W, C_m$  مقدار  $C_m$  برابر  $13.7 \text{ Kg/m}$  بدست مي آید .

$$c_m = \frac{C_m}{L_c} = \frac{13.7}{16.85} = 0.81 \text{ Kg/m}^2$$

$$F = \frac{c}{c_m} = \frac{1.5}{0.81} = 1.85 \quad \text{مقدار ضریب اطمینان :}$$

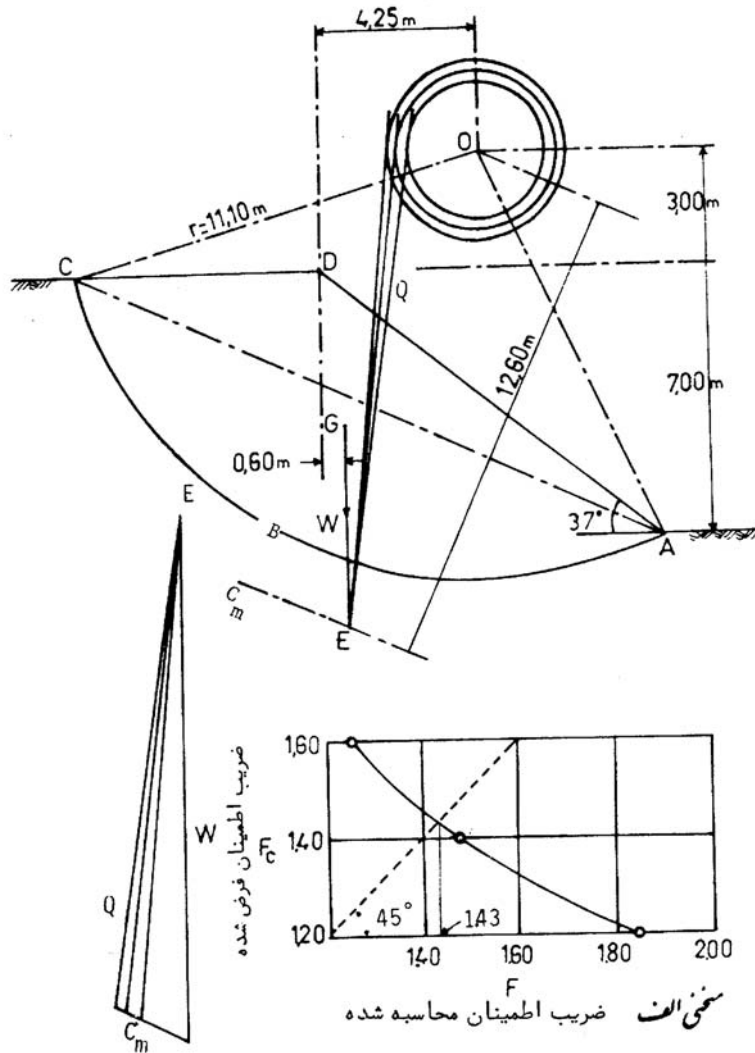
چون ضریب اطمینان محاسبه شده ، با ضریب اطمینان فرض شده برابر نیست ، مجدداً ضریب اطمینان ۱/۴ را فرض کرده و مطابق مراحل فوق عمل مي کنیم خلاصه محاسبات در جدول ۳ آورده شده است .

میتوان با استفاده از منحنی الف ( شکل ۱۶ ) ضریب اطمینان را برابر  $1/22$  بدست آورد .

زاویه زاویه اصطکاک		زوایای مربوط به موقعیت مرکز سطح لغزش		فاکتور عمق ضریب پایداری	
شیب $\beta$	داخلی $\phi$	$\theta$	$\psi$	$D$	$\frac{c}{F \gamma H}$
۹۰	۰	۳۰/۲	۴۷/۶	—	۰/۲۶۱
	۵	۲۸/۰	۵۰/۰	—	۰/۲۳۹
	۱۰	۲۷/۰	۵۳/۰	—	۰/۲۱۸
	۱۵	۲۶/۰	۵۶/۰	—	۰/۱۹۹
	۲۰	۲۴/۰	۵۸/۰	—	۰/۱۸۲
	۲۵	۲۲/۰	۶۰/۰	—	۰/۱۶۶
۷۵	۰	۵۱/۸	۴۱/۸	—	۰/۲۱۹
	۵	۵۰/۰	۴۵/۰	—	۰/۱۹۵
	۱۰	۴۷/۰	۴۷/۵	—	۰/۱۷۳
	۱۵	۴۶/۰	۵۰/۰	—	۰/۱۵۲
	۲۰	۴۴/۰	۵۳/۰	—	۰/۱۳۴
	۲۵	۴۴/۰	۵۶/۰	—	۰/۱۱۷
۶۰	۰	۷۰/۸	۳۵/۳	—	۰/۱۹۱
	۵	۶۹/۰	۳۸/۵	—	۰/۱۶۲
	۱۰	۶۶/۰	۴۱/۰	—	۰/۱۳۸
	۱۵	۶۳/۰	۴۴/۰	—	۰/۱۱۶
	۲۰	۶۰/۴	۴۶/۵	—	۰/۰۹۷
	۲۵	۶۰/۰	۵۰/۰	—	۰/۰۷۹
۴۵	۰	(۸۹/۴)	(۲۸/۲)	(۱/۰۶۲)	(۰/۱۷۰)
	۵	۸۴/۲	۳۱/۲	۱/۰۲۶	۰/۱۳۶
	۱۰	۷۹/۴	۳۴/۰	۱/۰۰۶	۰/۱۰۸
	۱۵	۷۴/۴	۳۶/۱	۱/۰۰۱	۰/۰۸۳
	۲۰	۶۹/۰	۳۸/۰	—	۰/۰۶۲
	۲۵	۶۲/۰	۴۰/۰	—	۰/۰۴۴
۳۰	۰	(۱۰۶/۸)	(۲۰/۰)	(۱/۳۰۱)	(۰/۱۵۶)
	۵	(۹۶/۰)	(۲۳/۰)	(۱/۱۶۱)	(۰/۱۱۰)
	۵	۱۰۶/۰	۲۰/۰	۱/۳۳۲	۰/۱۱۰
	۱۰	۸۸/۰	۲۵/۰	۱/۰۹۲	۰/۰۷۵
	۱۵	۷۸/۰	۲۷/۰	۱/۰۳۸	۰/۰۴۶
	۲۰	۶۲/۰	۲۸/۰	۱/۰۰۳	۰/۰۲۵
	۲۵	۵۰/۰	۲۹/۰	—	۰/۰۰۹
۱۵	۰	(۱۲۱/۴)	(۱۰/۶)	(۲/۱۱۷)	(۰/۱۴۵)
	۵	(۹۴/۰)	(۱۲/۵)	(۱/۵۴۹)	(۰/۰۶۸)
	۵	۹۵/۰	۱۱/۰	۱/۶۹۷	۰/۰۷۰
	۱۰	(۶۸/۰)	(۱۴/۰)	(۱/۲۲۲)	(۰/۰۲۳)
	۱۰	۶۸/۰	۱۴/۰	۱/۲۲۲	۰/۰۲۳

جدول ۲ - ضریب پایداری سطوح شیبدار





شکل ۱۶ - مربوط به مثال ۴

$F_c = \frac{c}{c_m}$	$c_m = \frac{C_m}{L_c}$	$C_m$ (Kg/m)	$r \cdot \sin \phi_m$ (متر)	$\phi_m$	F
۱/۸۵	۰/۸۱	۱۳/۷۰	۲/۴۲	۱۲۰۳۵	۱/۳۰
۱/۴۷	۱/۰۲	۱۷/۳۰	۲/۰۸	۱۰۰۵۰	۱/۴۰
۱/۳۴	۱/۳۱	۲۰/۳	۱/۸۳	۹۰۳۰	۱/۶۰

جدول ۲- خلاصه محاسبات مربوط به مثال ۴

### مثال (۷-۵) :

با استفاده از روش تیلور ، مطلوب است حداکثر عمق گود برداری قائم در خاکی با مشخصات  $\phi = 0, c = 36 \text{KN} / \text{m}^2$  ،  $\gamma = 17.27 \text{KN} / \text{m}^3$  .

**حل :**

با فرض  $\phi_m = \phi = 0$  و با استفاده از شکل ۱۵ برای  $\beta = 90^\circ$  . عدد پایداری برابر خواهد بود با :

$$N_s = 0.26$$

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان واحد ( $F = 1$ ) ، حداکثر عمق گود برداری را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد .

$$H = \frac{c}{F\gamma N_s} = \frac{36}{1 \times 17.27 \times 0.26} = 8.0 \text{ متر}$$

چنانچه ضریب اطمینان برابر ۱/۵ اختیار شود ، حداکثر عمق گود برداری برابر خواهد بود با :

$$H = \frac{36}{1.5 \times 17.27 \times 0.26} = 5.3 \text{ متر}$$

### مثال (۷-۶) :

مطالعات آزمایشگاهی روی نمونه خاکی نشان داده است که دارای مشخصات  $c = 24 \text{KN} / \text{m}^2$  ،  $\phi = 15^\circ$  ،  $\gamma = 19.13 \text{KN} / \text{m}^3$  می باشد . چنانچه در این خاک گودالی به عمق ۱۶ متر با شیب شیروانیهای  $30^\circ$  حفر گردد ، مطلوبست مقدار ضریب اطمینان شیب دیواره در مقابل لغزش .

**حل :**

با فرض اینکه زاویه اصطکاک بسیج شده با زاویه اصطکاک داخلی خاک برابر می باشد ، برای  $\phi_m = 15^\circ$  و  $\beta = 30^\circ$  با استفاده از شکل (۱۵) مقدار عدد پایداری برابر  $0.046$  بدست می آید . در نتیجه ضریب اطمینان سطح لغزش نسبت به ضریب چسبندگی برابر است با :

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H} = \frac{24}{0.046 \times 19.13 \times 16} = 1.69$$

مقدار واقعی ضریب اطمینان کمتر از  $1/69$  می باشد زیرا فرض  $\phi = \phi_m$  صحیح نمی باشد . برای پیدا کردن مقدار واقعی  $F$  ، می باید از روش سعی و خطا استفاده کرد . بدین صورت که ، ابتدا ضریب اطمینانی نسبت به چسبندگی و اصطکاک فرض می شود ، مثلاً  $1/4$  ، در آن صورت زاویه اصطکاک بسیج شده برابر خواهد بود با :

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F} = \frac{\tan 15^\circ}{1.4}$$

$$\phi_m = 10.70^\circ$$

با استفاده از شکل ۱۵ برای  $\phi_m = 10.7^\circ$  و  $\beta = 30^\circ$  ، عدد پایداری برابر  $0.7$  به دست می آید که

در نتیجه ضریب اطمینان نسبت به ضریب چسبندگی برابر خواهد بود با :

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H} = \frac{24}{0.07 \times 19.13 \times 16} = 1.12$$

چون عدد به دست آمده ( $1/12$ ) با عدد فرض شده ( $1/8$ ) برابر نمی باشد ، ضریب اطمینان دیگری فرض و محاسبات فوق تکرار می گردد تا اینکه ضرائب اطمینان محاسبه شده و فرض شده برابر باشند . در این مثال چنانچه  $F = 1.25$  فرض گردد .

$$\tan \phi_m = \frac{\tan 15^\circ}{1.25} \Rightarrow \phi_m = 12.1^\circ$$

که با استفاده از شکل ۱۵ ، عدد پایداری برابر  $0.64$  و ضریب اطمینان برحسب چسبندگی برابر خواهد بود با :

$$F = \frac{24}{0.063 \times 19.3 \times 16} = 1.24$$

که چون نزدیک به ضریب اطمینان فرض شده است . بنابراین قابل قبول می باشد .

#### مثال (V-V) :

قرار است حفاری به عمق ۱۱ متر در خاکی با مشخصات  $\gamma = 18.05 \text{ KN/m}^3$  ،  $c = 40 \text{ KN/m}^2$  و  $\phi_m = 0$  انجام گیرد . یک لایه خاک غیر قابل نفوذ در عمق ۱۳ متری از سطح زمین قرار دارد . مطلوبست شیب مجاز خاکبرداری ، در صورتی که ضریب اطمینان  $1/5$  رعایت شده باشد .

#### حل :

مقدار عدد پایداری با استفاده از رابطه  $H = \frac{c}{F \gamma N_s}$  برابر  $12.4$  می شود . همچنین مقدار

فاکتور عمق برابر است با :

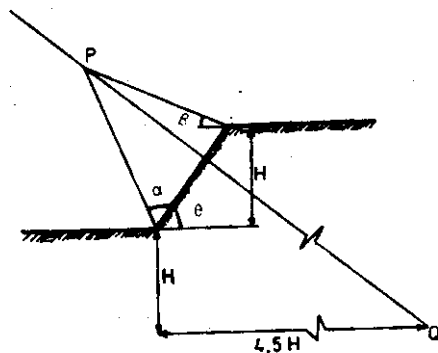
$$DH = 13 \Rightarrow D = \frac{13}{11} = 1.2$$

در نتیجه با استفاده از شکل (۱۵) ، زاویه شیب خاکبرداری نسبت به افق برابر  $22^\circ$  بدست می آید .

#### ۷-۹ تعیین مرکز سطح لغزش بحرانی ( لغزشهای چرخشی ) {۱}

بمنظور کاهش تعداد دفعات محاسبات که برای یافتن مرکز دایره سطح لغزش می بایستی انجام شود ، فلینوس روش زیر را برای خاکهای همگن پیشنهاد نموده است . مطابق این روش ، مرکز سطح لغزش روی خط  $PQ$  قرار دارد .  $Q$  ، نقطه ای به فاصله عمودی  $H$  زیر پنجه سطح شیبدار و به فاصله افقی  $4.5H$  از آن ( ۱۷ ) .  $P$  نقطه ای است که از محل تلاقی دو خط مطابق شکل (۱۷) بدست می

آید . زوایای  $\beta, \alpha$  بستگی به زاویه سطح شیبدار نسبت به افق ( $\theta$ ) دارند . این مقادیر در جدول ۴ درج گردیده اند .



شکل ۱۷- تعیین مرکز سطح لغزش بحرانی

شیب	$\theta^\circ$	$\beta^\circ$	$\alpha^\circ$
۰/۵۸ : ۱	۶۰	۳۹	۴۰
۱ : ۱	۴۵	۲۸	۳۷
۱/۵ : ۱	۳۳/۸	۲۶	۳۵
۲ : ۱	۳۶/۶	۲۵	۳۵
۳ : ۱	۱۸/۴	۲۵	۳۵
۵ : ۱	۱۱/۳	۲۵	۳۵

جدول ۴- مقادیر  $\beta, \alpha$  برای پیدا کردن نقطه P

پس از رسم خط  $PQ$  یک نقطه نظیر  $O_1$  بعنوان مرکز سطح لغزش روی این خط انتخاب و ضریب اطمینان  $F_1$  طبق رابطه (۶) یا (۷) محاسبه می گردد . سپس از نقطه  $O_1$  با مقیاس مناسب خطی عمود بر  $PQ$  رسم و به اندازه  $F_1$  جدا می کنیم . بهمین ترتیب نقطه  $O_2$  و خط  $F_2$  ، نقطه  $O_3$  و خط  $F_3$  ، ... و نقطه  $O_n$  و خط  $F_n$  مشخص و رسم می گردند ؛ سپس یک منحنی از انتهای خطوط  $F_1$  و  $F_2$  و ... می گذرانیم . از روی منحنی حاصله می توان نقطه ای که کمترین ضریب اطمینان را دارد بدست آورد . ( نقطه مینیمم منحنی  $ABC$  در شکل (۱۸) . چنانچه  $\phi = 0$  باشد ، خود نقطه  $P$  مرکز دایره سطح لغزش است .



شرائط خاص :

۱.  $c' = 0$  و  $m = 0$  ( یعنی خاک ، بین سطح زمین و سطح شکست ، اشباع نمی باشد ) .

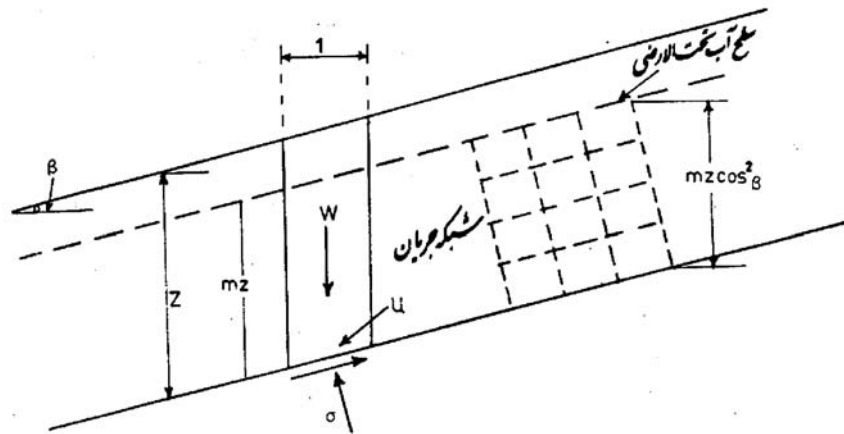
$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (18)$$

۲.  $c' = 0$  و  $m = 1$  ( یعنی سطح آب زیرزمینی منطبق بر سطح خاک است ) .

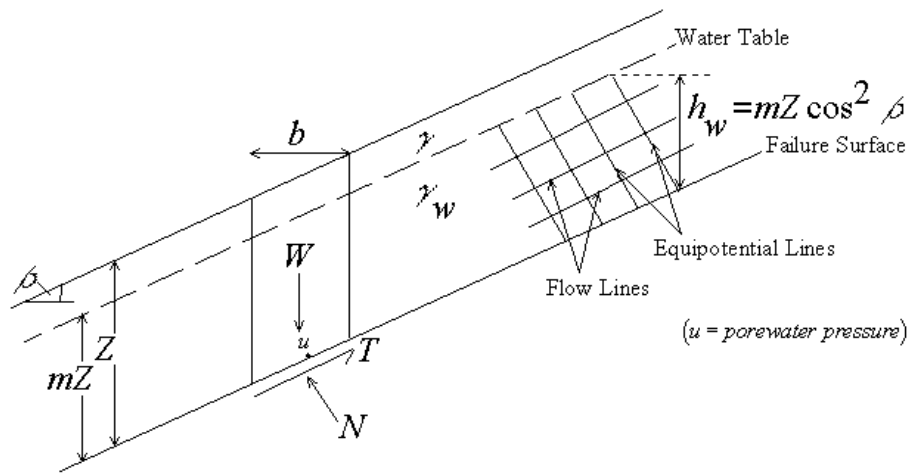
لازم به یادآوری 
$$F = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (19)$$

است که در شرائطي که  $c' = 0$  است ، ضریب اطمینان بستگی به  $z$  ندارد . اما اگر  $c' > 0$  باشد ، ضریب اطمینان تابع  $z$  بوده و  $\beta$  ممکن است از  $\phi'$  بیشتر باشد مشروط بر آنکه  $z$  از يك " حد بحرانی " کمتر باشد .

در حل مسائل ، برحسب تنش کل ، از پارامترهای مقاومت برشی  $c_u$  و  $\phi_u$  استفاده می شود و  $u = 0$  می باشد .



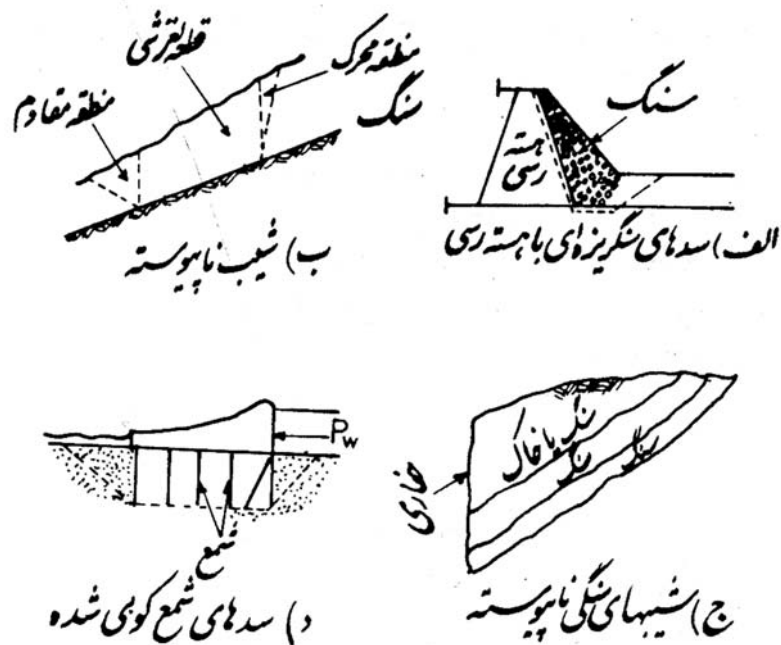
شکل ۱۹ - لغزش انتقالی



### ۷-۱۱ لغزش گوه ای {۱}

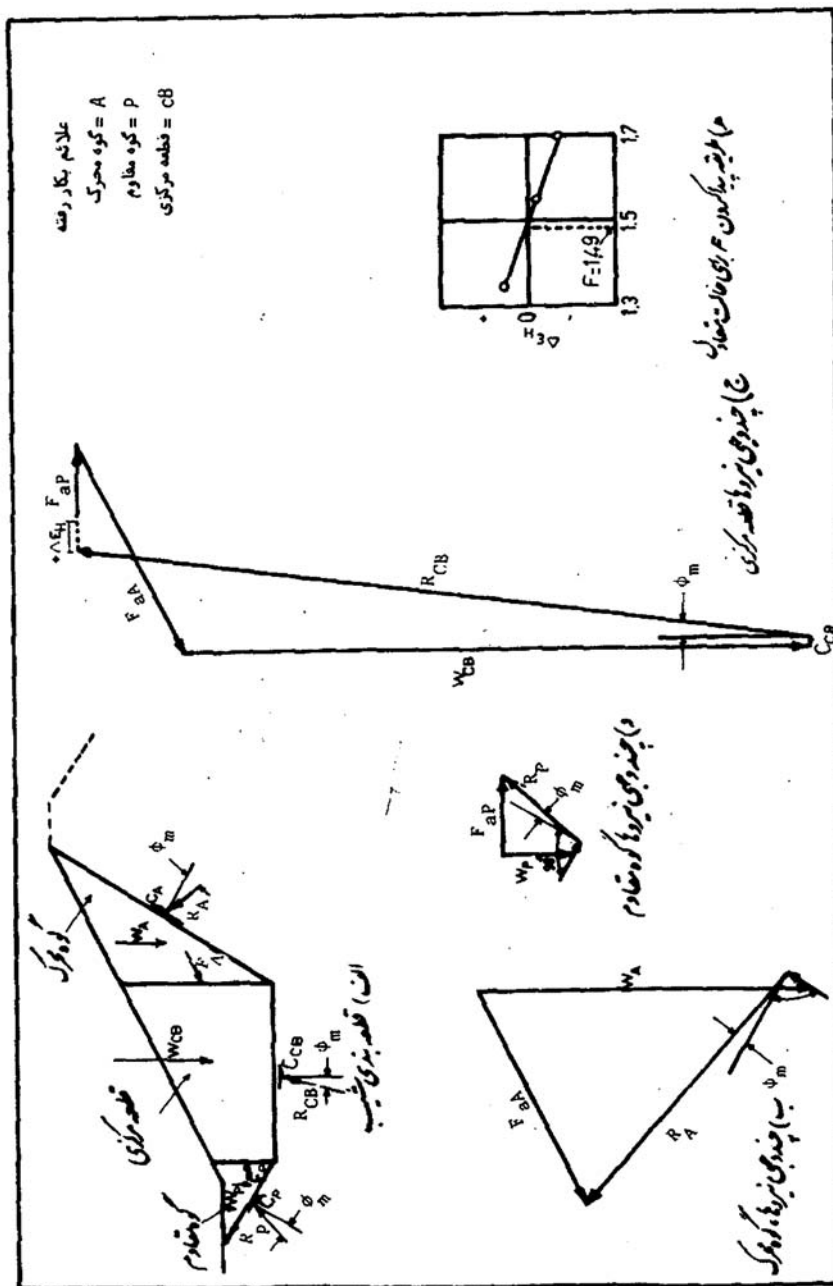
در این روش ، سطح لغزش به صورت يك سري خطوط مستقیم شکسته در نظر گرفته مي شود . این روش برای شیبهای سنگي بخصوص شیبهایی که از لایه های مختلف تشکیل شده ، مناسب است . ( شکل ۲۰) مواردی را که برای بررسی پایداری آنها روش آنالیز گوه ای مناسب می باشد . نشان می دهد . برای بدست آوردن ضریب اطمینان سطح لغزش ، ابتدا توده خاک به دو یا سه قطعه تقسیم می

شود



شکل ۲۰ - مواردی که برای بررسی پایداری آنها ، روش آنالیز گوه ای مناسب میباشد .

شکل (۲۱، الف) يك قسمت از سد خاكي را نشان مي دهد كه به منظور بررسي پايداري در مقابل لغزش به سه قطعه، يك گوه محرك (اكتيو)، يك قطعه مركزي و يك گوه مقاوم (پاسيو) تقسيم شده است. نيروهاي وارده به قطعات نيز در اين شكل نشان داده شده است. در اينجا پنج نيروي  $F_a, F_p, R_1, R_2, R_3$  و زاويه  $\phi_m$  و همچنين ضريب اطمينان در مقابل لغزش  $F$  مجهول مي باشند. بنابر اين تعداد هفت مجهول در مقابل شش معادله تعادل نيروها (دو معادله براي هر قطعه) وجود دارد. حل مسئله از راه آزمون و خطا به دست مي آيد.



شکل ۲۱- روش آنالیز گوه‌ای



به این ترتیب که ابتدا يك ضریب اطمینان ،  $F$  ، در نظر گرفته می شود و مقادیر  $\phi_m$  از رابطه زیر محاسبه می گردد :

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F}$$

سپس چند ضلعي نیروهاي وارد به هر قطعه ترسیم می شود ( شکل ۲۱ . ب ، ج و د ) چنانچه چند وجهي نیروها بسته نشود ، مقدار دیگری برای ضریب اطمینان فرض می شود و محاسبات ادامه پیدا می کند تا چند ضلعي نیروها بسته شود . در این روش ، ضریب اطمینان به دست آمده مربوط است به شرایط تعادل نیروهاي افقي و عمودي که بر روی سطح لغزش و یا داخل آن عمل می کند و از نیروهاي بین قطعه ای صرف نظر شده است (  $E_1 = E_2 = X_1 = X_2 = 0$  ) .

#### مثال (۷-۸) :

مشخصات سد خاكي بصورت شکل (۲۲) می باشد . ضریب اطمینان سد را با استفاده از روش آنالیز گوه ای برای سطح لغزش نشان داده شده ، بدست آورید . برای محاسبات ، سطح شکست را به دو قطعه تقسیم کنید .

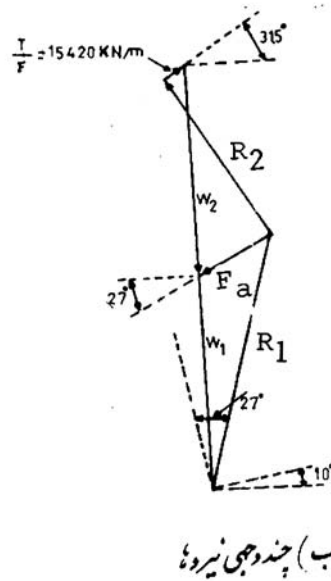
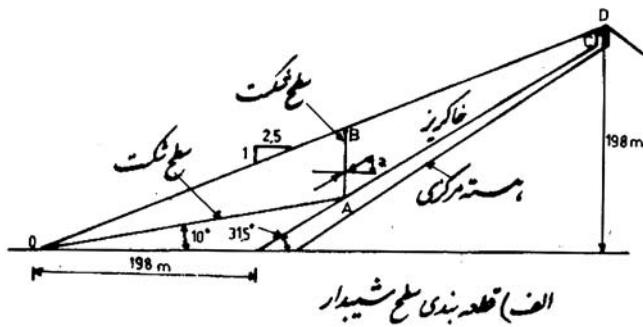
مشخصات خاک عبارت است از :  $\phi = 40^\circ$  و  $\gamma = 17.3 \text{ KN/m}^3$  ضریب چسبندگی هسته مرکزی  $c' = 96 \text{ KN/m}^2$  می باشد .

#### حل :

ابتدا نیروهاي حاصل از وزن هر قطعه حساب می شود ، داریم :

$$W_{OBA} = \frac{1}{2} \times 297 \times 58 \times 17.3 = 148830 \text{ KN/m}$$

$$W_{ABCD} = \left( \frac{1}{2} \times 33.5 \times 34 + 233 \times \frac{54+14}{2} \right) \times 17.3 = 152520 \text{ KN/m}$$



شکل ۲۲ - مربوط به مثال ۸

مقاومت برشی بوجود آمده در طول خط AC برابر است با :

$$c' \times L_{AC} = 96 \times 265 = 25440 \text{ KN/m}$$

حال يك ضریب اطمینان ،  $F$  ، برابر با  $1/65$  در نظر گرفته می شود ، داریم :

$$F = 1.65$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F} = \frac{\tan 40}{1.65} = 0.51$$

$$\phi_m = 27^\circ$$

در نتیجه جهت نیروی  $F_a, R_1$  مشخص می باشد و چند ضلعی مربوط به قطعه يك بسته می شود . سپس چند ضلعی نیروهای قطعه دو ترسیم می شود . این چند چند ضلعی با نیروهای موجود بسته نمی شود یعنی نیروهای وارد به قطعه دو در حال تعادل نمی باشد . برای بسته شدن چند ضلعی نیاز به يك نیروی چسبندگی ، خط AB در شکل ، می باشد . با اندازه گیری این خط و در نظر

گرفتن مقیاس ترسیمی ، مقدار نیروی مورد نیاز برابر با ۱۵۴۲۰ کیلو نیوتن می باشد . از طرفی مقدار چسبندگی موجود در طول  $AC$  برابر است با : ۲۵۴۴۰ کیلو نیوتن ، بنابراین ضریب اطمینان موجود برابر است با :

$$F = \frac{25440}{15420} = 1.65$$

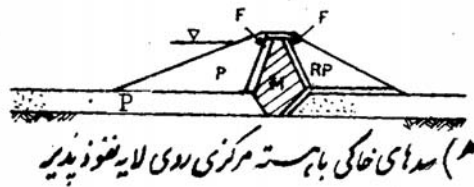
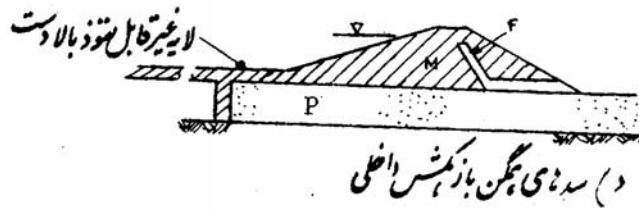
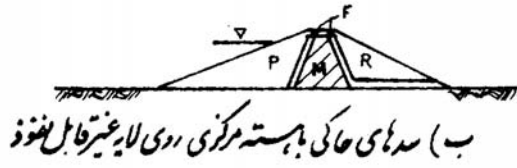
که برابر همان ضریب اطمینان فرض شده می باشد . در نتیجه لازم نیست تا محاسبات ادامه یابد .

#### ۷-۱۲ پارامترهای پایداری سدهای خاکی {۱}

سدهای خاکی ، از سازه های هیدرولیکی هستند که به منظور ذخیره یا انحراف آب احداث می شوند . سطح مقطع این گونه سدها ، دوزنقه ای شکل می باشد . بنابراین دیواره پائین دست و بالادست آن به صورت شیروانی ساخته می شود . شکل (۲۲) مقاطع نمونه چند نوع سد خاکی را نشان می دهد .

مهمترین پارامتر در پایداری سدهای خاکی ، شیب شیروانی دیواره بالا دست و پائین دست می باشد . مقدار این شیب تابعی است از خصوصیات فیزیکی مصالح مورد استفاده در سد و تنشهای وارده ، بخصوص تنش منغذی ، در شرایط بحرانی . منظور از شرایط بحرانی ، شرایطی است که در آن تنشهای وارده در بدترین شرایط ممکنه باشد. این شرایط عبارتند از : پایان عملیات ساختمانی تراوش مداوم و افت سریع .

بررسی پایداری شیروانیها در سدهای خاکی ، شامل یافتن ضریب اطمینان در مقابل ریزش می باشد . مقدار ضریب اطمینان را می توان با یکی از روشهای ارائه شده در قسمت های قبلی بدست آورد و سپس با حداقل مجاز ضریب اطمینان مقایسه کرد.



- علائم
- M = غیر قابل نفوذ
  - P = نفوذ پذیر
  - R = خاک در هم
  - F = خاک نفوذ پذیر انتخاب شده

شکل ۲۲- چند نمونه از مقطع سد های حاکی و سنگریزه ای

حداقل مجاز ضریب اطمینان ، عددی است که بر اساس تجربیات مختلفی از سدهای خاکی ساخته شده بدست آمده، مقدار حداقل مجاز ضریب اطمینان بستگی به شرایط بحرانی و نوع آزمایش مقاومت برشی دارد . در این جدول  $Q$  نشان دهنده آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده ( $UU$ ) ،  $R$  نشان دهنده آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده ( $CU$ ) و  $S$  نشان دهنده آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده ( $CD$ ) می باشد .

حالت	شرایط محاسبه	حداقل ضریب اطمینان	آزمایش مقاومت برشی مورد استفاده	توضیحات
۱	پایان عملیات ساختمانی	1.3 <sup>(2)</sup>	$S$ یا $Q$ <sup>(3)</sup>	شیب بالا دست و پایین دست
۲	افت سریع از حداکثر مخزن سد	1.0 <sup>(4)</sup>	$S$ یا $R$	فقط شیب بالا دست . از پوشش مختلط - استفاده می شود
۳	افت سریع از یک سرریز	1.2	$S$ یا $R$	فقط شیب بالا دست . از پوشش مختلط - استفاده می شود
۴	آب در قسمتی از مخزن و تراوش دائمی (پیوسته)	1.5	$\left(\frac{R+S}{2}\right), R < S$ $S, R > S$	فقط شیب بالا دست . از پوشش مختلط - استفاده می شود
۵	تراوش با حداکثر آب در مخزن سد	1.5	$\left(\frac{S+R}{2}\right), R < S$ $S, R > S$	فقط شیب پایین دست . از پوشش متوسط استفاده می شود
۶	زلزله (حالات ۱،۴،۵ یا نیروی زلزله)	1.0	(5)	شیبهای بالا دست و پایین دست .

- ۱- این ضرائب برای سد بر روی فونداسیون شیل رسی قابل استفاده نیست . برای این شرایط ضریب اطمینان بیشتری باید بکار رود .
- ۲- برای خاکریز بیش از ۱۵ متر بر روی فونداسیون نسبتاً سست حداقل ضریب اطمینان ۱/۴ بکار برید .
- ۳- در مناطقی که فشار منفذی وجود نداشته و نخواهد داشت از آزمایش  $S$  استفاده شود .
- ۴- در مواردی که در محاسبات پایداری سرعت افت سریع و فشار آب منفذی از شبکه جریان بدست می آید ، ضریب اطمینان نباید از ۱/۵ کمتر باشد .
- ۵- از مقاومت برشی مربوط به حالت مربوطه استفاده شود .

#### جدول ۵- مقادیر حداقل ضریب اطمینان در سدهای خاکی

## ۷-۱۲ بررسی پایداری سطوح شیبدار با استفاده از کامپیوتر

### ۷-۱۲-۱ برنامه روش فلنیوس :

برنامه زیر که با استفاده از روش فلنیوس ( روش سوئدی ) نوشته شده ، ضریب اطمینان سطح شکست را برای یک سطح شیبدار محاسبه می کند . سطح شکست دایره ای فرض شده است . و تعداد قطعات حداکثر ۲۰ قطعه در نظر گرفته شده است برای هر قطعه مقادیر  $W, \phi, c$  ( وزن قطعه )،  $b$  ( عرض هر قطعه ) ،  $u, \alpha$  مشخص می باشد ( داده های برنامه ) . برای پیدا کردن ضریب اطمینان از معادله (۶) استفاده شده است .

متغیرهای بکار رفته در برنامه به شرح ذیل است :

$N$  = تعداد قطعات

$c$  = ضریب چسبندگی ( کیلونیوتن در هر متر مربع )

$PHI$  = زاویه اصطکاک داخلی ( درجه )

$ALPHA$  = زاویه کف هر قطعه با افق ( درجه )

$L$  = طول هر قطعه ( متر )

$W$  = وزن هر قطعه ( کیلو نیوتن )

$U$  = فشار آب منفذی هر قطعه ( کیلو نیوتن در هر متر مربع )

```
10 REM STABILITY ANALYSIS , SWEDISH METHOD OF SLICES
```

```
20 REM
```

```
30 DIM A( 20 ) , C( 20 ) , P( 20 ) , U( 20 ) , W( 20 )
```

```
40 REM
```

```
50 REM INPUT THE DATA
```

```
60 REM
```

```
70 PRINT "ENTER NUMBER OF SLICES"
```

```
80 INPUT
```

```
90 PRINT "ENTER C , PHI , ALPHA , L , W , FOR EACH SLICE"
```

```
100 PRINT "UNITS Kn/m2 , DEG , DEG , m , Kn , Kn/m2"
```

```
110 FOR I=1 TO N
```

```
120 PRINT "SLICE NUMBER" , I
```

```
130 INPUT C( I ) , P( I ) , A( I ) , L( I ) , W( I ) , U( I )
```

```
140 A( I ) = A( I ) * 3 . 14159/180 !
```

```
150 P( I ) = P( I ) * 3 . 14159/180 !
```

```
160 NEXT I
```

```
170 REM
```

```
180 REM CALCULATE FACTOR OF SFAETY
```

```
190 REM
```

```
200 T=0
```

```
210 B=0
```

```
220 FOR I=1 TO N
```

```

230 T=T+C(I) 8 L(I) + TAN(P(I)) * COS(A(I)) - U(I) * L(I)
240 B=B+W(I) * SIN(A(I))
250 NEXT I
260 F=T/B
270 PRINT "FACTOR OF SAFETY ( SWEDISH METHOD ) IS" , FOR
280 STOP
290 END

```

### مثال (۷-۹) :

برنامه فوق را برای  $c = 25 \text{KN} / \text{m}^2$  و  $\phi = 30^\circ$  و  $u = 0$  حل کنید . برای حل ابتدا يك خط شکست دایره ای فرضی رسم کرده ، آنرا به ۵ قسمت تقسیم کنید . سپس وزن هر قطعه و پهناي هر قطعه و زاویه  $\alpha$  برای هر قطعه اندازه گیری می شود. در این مثال فرض کنید مقادیر محاسبه شده عبارتند از:

شماره قطعه	C	$\phi$	$\alpha$	L	W	u
۱	۲۵	۳۰	۵۵	۲۸	۳۴۵۶	۰
۲	۲۵	۳۰	۳۷	۲۵	۸۸۵۶	۰
۳	۲۵	۳۰	۲۳	۲۱	۹۵۰۴	۰
۴	۲۵	۳۰	۱۰	۲۰/۵	۷۷۷۶	۰
۵	۲۵	۳۰	-۶	۲۵/۵	۴۰۵۰	۰

حل :

```

OK
RUN
ENTER NUMBER OF SLICES
? 5
ENTER C , PHI , ALPHA , L , W , U FOR EACH SLICE
UNITS Kn/m2 , DEG , DEG , m , Kn , Kn/m2
SLICE NUMBER 1
? 25 , 30 , 55 , 28 , 3456 , 0
SLICE NUMBER 2
? 25 , 30 , 37 , 25 , 8856 , 0
SLICE NUMBER 3
? 25 , 30 , 23 , 21 , 9504 , 0
SLICE NUMBER 4
? 25 , 30 , 10 , 20 , 5 , 7776 , 0
SLICE NUMBER 5
? 25 , 30 , -6 , 25 , 5 , 4050 , 0
FACTOR OF SAFETY ( SWEDISH METHOD ) IS 1.564361

```

### مثال (۷-۱۰) :

چنانچه سطح شیبدار مثال (۷-۹) و در اثر يك بارندگي شديد كاملاً اشباع شود ، يعني سطح آب هم تراز سطح شیبدار گردد ، بطوريكه فشار منفي ايجاد شده در هر قطعه به شرح ذيل باشد :

قطعه	۱	۲	۳	۴	۵
$u \dots KN/m^2$	۱۰۸	۲۳۱/۴	۲۳۷/۹	۱۹۴/۴	۸۱/۰

حل :

```
OK
RUN
ENTER NUMBER OF SLICES
? 5
ENTER C , PHI , ALPHA , L , W , U FOR EACH SLICE
UNITS Kn/m2 , DEG , DEG , m , Kn , Kn /m2
SLICE NUMBER 1
? 25 , 30 , 55 , 28 , 3456 , 108
SLICE NUMBER 2
? 25 , 30 , 37 , 25 , 8856 , 221.4
SLICE NUMBER 3
? 25 , 30 , 23 , 21 , 9504 , 237.6
SLICE NUMBER 4
? 25 , 30 , 10 , 20.5 , 7776 , 194.4
SLICE NUMBER 5
? 25 , 30 , -6 , 25.5 , 4050 , 81
FACTOR OF SAFETY (SWEDISH METHOD) IS . 6804024
```

نتيجه نشان مي دهد كه ضريب اطمینان بشدت کاهش یافته است .

### ۷-۱۲-۲ برنامه اول روش بیشاپ :

برنامه زیر مي تواند ضريب اطمینان يك سطح شكست فرضي را با روش بیشاپ محاسبه کند . داده هاي مسئله عبارتند از : ضريب چسبندگي  $c$  ، زاويه اصطكاك داخلي  $\phi$  ، زاويه  $\alpha$  ، پهنای  $\Delta l$  ، وزن هر قطعه  $W$  و فشار منفي هر قطعه  $u$  .

این برنامه شبیه برنامه اول مي باشد ، با این تفاوت كه در این برنامه از روش بیشاپ يا رابطه (۲) استفاده شده است . در این برنامه ابتدا فرض مي شود كه ضريب اطمینان سطح لغزش برابر واحد مي باشد و محاسبات طبق رابطه (۲) انجام مي گردد و ضريب اطمینان جديد به دست آمده چاپ مي شود . براي اینکه محاسبات با این ضريب اطمینان جديد تکرار شود باید مقدار ۱ وارد شود . براي رسیدن به ضريب اطمینان واقعي تقريباً ۵ تکرار كافي است . چنانچه ضريب اطمینان به دست آمده در دو مرحله پياپي با هم مساوي بودند ، مي توان با وارد کردن عدد صفر از برنامه خارج شد .



در صورتیکه بخواهیم بدون اینکه از برنامه خارج شویم مسئله دیگری را حل کنیم می توان یک عدد مثبت بزرگتر از یک را وارد کرد که در این حالت نیاز به وارد کردن اطلاعات جدیدی می باشد .

### متن برنامه :

```

10 REM SLOPE STABILITY ANALYSIS , SIMPLIFIED BISHOP METHOD
20 REM
30 DIM A( 20 ) , C( 20 ) , L( 20 ) , P( 20 ) , U( 20 ) , W( 20 )
40 REM
50 REM INPUT REQUIRED DATA
60 REM
70 PRINT "ENTER NUMBER OF SLICE"
80 INPUT N
90 PRINT "ENTER C , PHI , ALPHA , L , W , U FOR EACH SLICE"
100 PRINT "UNITS Kn/m2 , DEG , m , Kn , Kn/m2"
110 FOR I=1 TO N
120 PRINT "SLICE NUMBER" , I
130 INPUT C( I ) , P( I ) , A( I ) , L( I ) , W( I ) , U( I )
140 A( I ) = A( I ) * 3. 14159/180!
150 P( I ) = P( I ) * 3. 14156/180!
160 NEXT I
170 REM
180 REM CALCULAT FACTOR OF SAFETY , INITIAL GUESS 1.0
190 F=1!
200 T=0!
210 B=0!
220 FOR I=1 TO N
230 G=I+TAN ( A( I ) ) * TAN ( P( I ) ) /FOR
240 T=T+(C( I ) *L( I ) +TAN ( P( I ) * ( W( I ) *COS ( A( I ) - U( I ) *L( I ) ) ) ) /G
250 B=B+W( I ) * SIN ( A( I ) )
260 NEXT I
270 T=T/B
280 PRINT "FACTOR OF SAFETY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS" , FOR
290 REM
300 REM OPTIONS ON RECALCULATING OR CHANGING DATA
320 PRINT "ENTER -1 TO RECALCULATE"
330 PRINT " 0 TO EXIT"
340 PRINT "100N TO CHANGE DATA FOR A SLICE(GIVE SLICE NO)"
350 INPUT J
360 IF J=-1 GOTO 200

```

```

370 IF J=0 THEN STOP
380 PRINT"ENTER NEW C, PHI, ALPHA , L , W, U FOR SLICE NO.", J
390 PRINT "UNITS Kn/m2 , Deg , Deg , m , Kn , Kn/m2"
400 INPUT C( J ) , P( I ) , A( I ) , L( I ) , W( J ) , U( J )
410 A( J ) =A( J ) * 3.14159/180!
420 P( I ) =P( J ) * 3.14159/180!
430 GOTO 190
440 END

```

### مثال (۷-۱۱) :

مثالی را که توسط برنامه اول حل کردید ، توسط برنامه دوم نیز حل کنید .

```

OK
RUN
ENTER NUMBER OF SLICE
? 5
ENTER C , PHI , ALPHA , L , W , U FOR EACH SLICE
UNITS Kn/m2 , DEG , m , Kn , Kn/m2
SLICE NUMBER 1
? 25 , 30 , 55 , 28 , 3456 , 0
SLICE NUMBER 2
? 25 , 30 , 37 , 25 , 8856 , 0
SLICE NUMBER 3
? 25 , 30 , 23 , 21 , 9504 , 0
SLICE NUMBER 4
? 25 , 30 , 10 , 20 , 5 , 7776 , 0
SLICE NUMBER 5
? 25 , 30 , -6 , 25.5 , 4050 , 0
FACTOR OF SAFETY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.281342
ENTER -1 TO RECALCULATE
    0 TO EXIT
    1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO.)
? -1
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.334175
ENTER -1 TO RECALCULATE
    0 TO EXIT
    1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO)
? -1
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.33499
ENTER -1 TO RECALCULATE

```

0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO)  
? -1  
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.335095  
ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO)  
? 0

### مثال (۷-۱۲) :

مثال (۷-۹) را با فرض اینکه مقدار  $\phi$  در قطعه شماره ۵ صفر می باشد ، حل کنید :

ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)  
? 5  
ENTER NEW C , PHI , ALPHA , L , W , U FOR SLICE NUMBER 5  
UNITS KN/M2 DEG , DEG , M , KN , KN/M2  
? 0 , 30 , -6 , 25.5 , 4050 , 0  
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.22832  
ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)  
? -1  
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.267998  
ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)  
? -1  
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.27376  
ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)  
? -1  
FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.27458  
ENTER -1 TO RECALCULATE  
0 TO EXIT  
1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)  
? -1

FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.27469

ENTER -1 TO RECALCULATE

0 TO EXIT

1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NUMBER)

? 0

## ۷-۱۳-۲ برنامه دوم روش بیشاپ :

برنامه زیر با استفاده از روش بیشاپ ، مقدار ضریب اطمینان را برای سطح لغزش دایره ای ، می تواند محاسبه کند . در این برنامه سعی شده است تا نیازی به اطلاعاتی نظیر زاویه  $W, \Delta 1, \alpha$  و  $u$  مربوط به هر قطعه نباشد .

اطلاعات مورد نیاز برنامه به شرح ذیل است :

۱- تعداد قطعات ( $N$ )

۲- مختصات  $x, y$  ، نقطه بالای سطح شیبدار (نقطه  $A$ )

۳- مختصات  $y$  پائین سطح شیبدار (نقطه  $B$ )

۴- سطح آب تحت الارضی در بالای سطح شیبدار

۵- اطلاعات مربوط به هر قطعه شامل  $c, \phi, \gamma$  و مختصات هر قطعه شامل : مختصات  $x$  بالای هر قطعه، مختصات  $y$  مربوط به نقطه پائین و نقطه بالای هر قطعه و مختصات  $y$  مربوط به سطح آب تحت الارضی در هر قطعه .

## متن برنامه

```
10 REM SLOPE STABILITY ANALYSIS , SIMPLIFIED BISHOP METHOD
20 REM
30 DIM A( 20 ) , C( 20 ) , L( 20 ) , P( 20 ) , U( 20 ) , W( 20 )
40 DIM X( 20 ) , XB( 20 ) , YT( 20 ) , GA( 20 )
50 REM
60 REM INPUT REQUIRED DATA
70 REM
80 PRINT "ENTER NUMBER OF SLICES"
90 INPUT N
100 PRINT "ENTER X COORDINATE OF TOP OF SLOPE (m):"
110 INPUT X( 0 )
120 PRINT "ENTER BOTTON AND TOP Y-COORDS . LEFT SIDE OF TOP SLICE"
130 INPUT YB( 0 ) , YT( 0 )
140 PRINT "ENTER WATER TABLE LEVEL AT TOP OF SLOPE (m):"
150 INPUT YW( 0 )
160 PRINT "ENTER DATA FOR EACH SLICE"
```

```

170 GOSUB 1000
180 FOR I=1 TO N
190 GOSUB 2000
200 NEXT I
210 REM
220 REM CALCULATE DERIVED QUANTITIES
230 REM
240 FOR I =1 TO N
250 A(I) =ATN ((YB(I) - YB(I - 1)) / (X(I - 1) - X(I)))
260 L(I) = SQR (((YB(I) - YB(I - 1))^2) + ((X(I) - X(I - 1))^2))
270 U(I) = 9.810001* .5*(YW(I) +YW(I - 1) - YB(I) - YB(I - 1))
280 IF U(I) < 0 THEN U(I) = 0
290 W(I) =GA(I) *(X(I) - X(I - 1)) *.5*(YT(I) +YT(I - 1) - YB(I) - YB(I - 1))
300 NEXT I
310 REM
320 REM CALCULATE FACTOR OF SAFETY , INITIAL GUESS I . 0
330 REM
340 F=1!
350 T=0!
360 B=0!
370 FOR I=1 TO N
380 G=I + TAN(A(I))*TAN(P(I)) / F
390 T=T+(C(I)*L(I) +TAN(P(I))*W(I)*COS(A(I)) -U(I)*L(I)) /G
400 B=B+W(I)*SIN(A(I))
410 NEXT I
420 FL=FOR
430 FOR=T/B
440 IF ABS(FL/F - 1) >.0001 GOTO 350
450 PRINT "FACTOR OF SAFETY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS" ,F
460 REM
470 REM OPTIONS ON CHANGING DATA
480 REM
490 PRINT "ENTER -2 TO CHANGE POSITION OF SLIP SURFACE"
500 PRINT "      -1 TO CALCULATE FACTOR OF SAFETY"
510 PRINT "      0 TO EXIT"
520 PRINT "      1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO.)"
530 INPUT I
540 IF I=0 THEN STOP
550 IF I=-1 GOTO 240

```

```

560 IF I=-2 GOTO 600
570 GOSUB 1000
580 GOSUB 2000
590 GOTO 490
600 PRINT "ENTER NEW YB COORDINATES ALONG SLIP SURFACE"
610 FOR I=0 TO NUMBER
620 INPUT YB( I )
630 NEXT I
640 GOTO 240
1000 PRINT "ENTER C, PHI , GAMA , X, YB , TY , YW"
1010 PRINT "ENTER Kn/m2 , Deg , Kn/m3 , m , m , m , m"
1020 RETURN
2000 PRINT "SLICE NUMBER" , I
2010 INPUT C( I ) , P( I ) , GA( I ) , X( I ) , YB( I ) , YT( I ) , YW( I )
2020 P( I ) =P( I ) *3.14159/180!
2030 RETURN
2040 END

```

### مثال (۷-۱۲) :

مثال (۷-۹) را با برنامه سوم حل کنید .

```

OK
RUN
ENTER NUMBER OF SLICES
? 5
ENTER X COORDINATE OF TOP OF SLOPE (m) :
? 4
ENTER BOTTON AND TOP Y-COORDS . LEFT SIDE OF TOP SLICE
? 50 , 50
ENTER WATER TABLE LEVEL AT TOP OF SLOPE (m) :
? 0
ENTER DATA FOR EACH SLICE
ENTER C , PHI , GAMA , X , YB , YT , YW

SLICE NUMBER 1
? 25 , 30 , 21.6 , 20 , 27.2 , 45 , 0
SLICE NUMBER 2
? 25 , 30 , 21.6 , 40 , 12 , 35 , 0
SLICE NUMBER 3
? 25 , 30 , 21.6 , 60 , 3.5 , 25 , 0

```

SLICE NUMBER 4

? 25 , 30 , 21.6 , 80 , 0.5 , 15 , 0

SLICE NUMBER 5

? 25 , 30 , 21.6 , 105 , 2.8 , 2.8 , 0

FACTOR OF SAFTY (SIMPLIFIED BISHOP METHOD) IS 1.375529

ENTER -2 TO CHANGE POSITION OF SLIP SURFACE

-1 TO CALCULATE FACTOR OF SOFETY

0 TO EXIT

1..N TO CHANGE DATA FOR A SLICE (GIVE SLICE NO.)

#### ۴-۱۲-۷ برنامه روش جداول بیشاپ و مرگنسترن :

بیشاپ و مرگنسترن جداولی به منظور محاسبه ضریب ایمنی حداقل  $F$  برای شیپهای ساده در شرایط نشت ارائه نموده اند . در این روش ضریب ایمنی حداقل  $F$  به صورت زیر تعریف می شود :

$$F = m - nr_u$$

که در آن  $n, m$  ضرایب پایداری می باشند . مقادیر ضرایب پایداری  $n, m$  برای ترکیبات مختلف  $c/\gamma H$  و  $D$  و  $\phi$  و  $\beta$  ( زاویه شیب ) ارائه شده است .  $H$  ارتفاع شیروانی و  $D$  تابع عمق طبق رابطه زیر می باشد :

فاصله قائم از بالای شیروانی تا بستر سنگی یا پایین ترین نقطه دایره لغزش

$$D = \frac{\text{ارتفاع شیروانی}}{\text{فاصله قائم از بالای شیروانی تا بستر سنگی یا پایین ترین نقطه دایره لغزش}}$$

ارتفاع شیروانی

روش گام به گام بیشاپ مرگنسترن به قرار زیر است :

۱- مقادیر  $c/\gamma H, \beta, \phi$  را محاسبه نمایند .

۲- مقدار  $r_u$  را انتخاب نمایند .

۳- با استفاده از جداول مقادیر  $n, m$  را برای  $D = 1, 1.25, 1.5$  برحسب مقادیر  $c/\gamma H, r_u, \beta, \phi$  به دست آورید .

۴- برای هر دسته از مقادیر  $n, m$  ضریب ایمنی  $F$  را از رابطه مربوطه محاسبه نمایید .

۵- ضریب ایمنی حداقل ، حداقل  $F$  بدست آمده از گام (۴) می باشد .

```

CLS
SCREEN 9
PRINT
PRINT " press enter to run ....."
INPUT o
CLS
PRINT "..... entery ....."
PRINT
INPUT " phi (deg) ="; u
PRINT "....."
INPUT " H (m) ="; v
PRINT "....."
INPUT " C (kn/m2)="; w
PRINT "....."
INPUT " Beta (horizontal)="; r
PRINT "....."
INPUT " Gama (kn/m3)="; s
PRINT "....."
INPUT " ru ="; t
PRINT "....."
p = w / (s * v): q = ATN(1 / r): q = q * 180 / 3.14159
PRINT "-----"
PRINT " phi      c/(Gama*H)      Beta(deg)"
PRINT USING " ###      #####.#####      ###.###"; u; p; q
PRINT "-----"
PRINT
1 INPUT " C/(Gama*H)="; y

```



```

CLS
PRINT " chose parameter m , n .....?"
PRINT
PRINT
PRINT
IF y = 0 THEN 2 ELSE 3
2 PRINT "***** C/ (Gama*H)=0 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          .353          .441          .529          .588          .705          .749          .882          .917          "
PRINT "12.5          .443          .554          .665          .739          .887          .943          1.109          1.153          "
PRINT "15.0          .536          .670          .804          .893          1.072          1.139          1.340          1.393          "
PRINT "17.5          .631          .789          .946          1.051          1.261          1.340          1.577          1.639          "
PRINT "20.0          .728          .910          1.092          1.213          1.456          1.547          1.820          1.892          "
PRINT "22.5          .828          1.035          1.243          1.381          1.657          1.761          2.071          2.153          "
PRINT "25.0          .933          1.166          1.399          1.554          1.865          1.982          2.332          2.424          "
PRINT "27.5          1.041          1.301          1.562          1.736          2.082          2.213          2.603          2.706          "
PRINT "30.0          1.155          1.444          1.732          1.924          2.309          2.454          2.887          3.001          "
PRINT "32.5          1.274          1.593          1.911          2.123          2.548          2.708          3.158          3.311          "
PRINT "35.0          1.400          1.750          2.101          2.334          2.801          2.977          3.501          3.639          "
PRINT "37.5          1.535          1.919          2.302          2.558          3.069          3.261          3.837          3.989          "
PRINT "40.0          1.678          2.098          2.517          2.797          3.356          3.566          4.196          4.362          "
PRINT "-----"
GOTO 8
3 IF y = .025 THEN 4 ELSE 5
4 PRINT "***** C/ (Gama*H)=.025 , Df=1 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          .678          .534          .906          .683          1.130          .846          1.365          1.031          "
PRINT "12.5          .790          .655          1.066          .849          1.337          1.061          1.620          1.282          "
PRINT "15.0          .901          .776          1.224          1.014          1.544          1.273          1.868          1.534          "
PRINT "17.5          1.012          .898          1.380          1.179          1.751          1.485          2.121          1.789          "
PRINT "20.0          1.124          1.022          1.542          1.347          1.962          1.698          2.380          2.050          "
PRINT "22.5          1.239          1.150          1.705          1.518          2.177          1.916          2.646          2.617          "
PRINT "25.0          1.356          1.282          1.875          1.696          2.400          2.141          2.921          2.596          "
PRINT "27.5          1.478          1.421          2.050          1.882          2.631          2.375          3.207          2.886          "
PRINT "30.0          1.606          1.567          2.235          2.078          2.873          2.622          3.508          3.191          "
PRINT "32.5          1.739          1.721          2.431          2.285          3.127          2.883          3.823          3.511          "
PRINT "35.0          1.880          1.885          2.635          2.505          3.396          3.160          4.156          3.849          "
PRINT "37.5          2.030          2.060          2.855          2.741          3.681          3.458          4.510          4.209          "
PRINT "40.0          2.190          2.247          3.090          2.993          3.984          3.778          4.885          4.592          "
PRINT "-----"
INPUT o
CLS
PRINT
PRINT
PRINT
PRINT "***** C/ (Gama*H)=.025 , Df=1.25 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          .737          .614          .901          .726          1.085          .867          1.285          1.014          "
PRINT "12.5          .878          .759          1.076          .908          1.299          1.089          1.543          1.278          "
PRINT "15.0          1.019          .907          1.253          1.093          1.515          1.311          1.803          1.545          "
PRINT "17.5          1.162          1.059          1.433          1.282          1.736          1.541          2.065          1.814          "
PRINT "20.0          1.309          1.216          1.618          1.478          1.961          1.775          2.334          2.090          "
PRINT "22.5          1.461          1.379          1.808          1.680          2.194          2.017          2.610          2.373          "
PRINT "25.0          1.619          1.547          2.007          1.891          2.437          2.269          2.879          2.669          "
PRINT "30.0          1.956          1.915          2.431          2.342          2.953          2.806          3.511          3.299          "
PRINT "32.5          2.139          2.112          2.659          2.686          3.231          3.095          3.841          3.638          "
PRINT "35.0          2.331          2.321          2.901          2.841          3.524          3.400          4.191          3.998          "
PRINT "37.5          2.536          2.541          3.158          3.112          3.835          3.723          4.563          4.379          "
PRINT "40.0          2.753          2.775          3.431          3.399          4.164          4.064          4.958          4.784          "
PRINT "-----"
INPUT o
GOTO 8

```

```

5 IF y = .05 THEN 6 ELSE 7
6 PRINT "***** C/ (Gama*H)=.05 , Df=1.00 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          .913          .563          1.181          .717          1.469          .910          1.733          1.069          "
PRINT "12.5          1.030          .690          1.343          .878          1.688          1.136          1.995          1.316          "
PRINT "15.0          1.145          .816          1.506          1.043          1.904          1.353          2.256          1.567          "
PRINT "17.5          1.262          .942          1.671          1.212          2.117          1.565          2.517          1.825          "
PRINT "20.0          1.380          1.071          1.840          1.387          2.333          1.776          2.783          2.091          "
PRINT "22.5          1.500          1.202          2.014          1.568          2.551          1.989          3.055          2.365          "
PRINT "25.0          1.624          1.338          2.193          1.757          2.778          2.211          3.336          2.651          "
PRINT "27.5          1.753          1.480          2.380          1.952          3.013          2.444          3.628          2.948          "
PRINT "30.0          1.888          1.630          2.574          2.157          3.261          2.693          3.934          3.259          "
PRINT "32.5          2.029          1.789          2.777          2.370          3.523          2.961          4.256          3.585          "
PRINT "35.0          2.178          1.958          2.990          2.592          3.803          3.253          4.597          3.927          "
PRINT "37.5          2.336          2.138          3.215          2.826          4.103          3.574          4.959          4.288          "
PRINT "40.0          2.505          2.332          3.451          3.071          4.425          3.926          5.344          4.668          "
PRINT "-----"
INPUT 0
CLS
PRINT
PRINT
PRINT
PRINT "***** C/ (Gama*H)=.05 , Df=1.25 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          .919          .633          1.119          .766          1.344          .886          1.594          1.042          "
PRINT "12.5          1.065          .792          1.294          .941          1.563          1.112          1.850          1.300          "
PRINT "15.0          1.211          .950          1.471          1.119          1.782          1.338          2.109          1.562          "
PRINT "17.5          1.359          1.108          1.650          1.303          2.004          1.567          2.373          1.831          "
PRINT "20.0          1.509          1.266          1.834          1.493          2.230          1.799          2.643          2.107          "
PRINT "22.5          1.663          1.428          2.024          1.690          2.463          2.038          2.921          2.392          "
PRINT "25.0          1.822          1.595          2.222          1.897          2.705          2.287          3.211          2.690          "
PRINT "27.5          1.988          1.769          2.428          2.113          2.957          2.546          3.513          2.999          "
PRINT "30.0          2.161          1.950          2.645          2.342          3.221          2.819          3.829          3.324          "
PRINT "32.5          2.343          2.141          2.873          2.583          3.500          3.107          4.161          3.665          "
PRINT "35.0          2.535          2.344          3.114          2.839          3.795          3.413          4.511          4.025          "
PRINT "37.5          2.738          2.560          3.370          3.111          4.109          3.740          4.881          4.405          "
PRINT "40.0          2.953          2.791          3.642          3.400          4.442          4.090          5.273          4.806          "
PRINT "-----"
INPUT 0
CLS
PRINT
PRINT
PRINT
PRINT "***** C/ (Gama*H)=.05 , Df=1.50 *****"
PRINT "          S=2:1          S=3:1          S=4:1          S=5:1          "
PRINT "          -----          -----          -----          -----          "
PRINT "Phi          m          n          m          n          m          n          m          n          "
PRINT "-----"
PRINT "10.0          1.022          .751          1.170          .828          1.343          .974          1.547          1.108          "
PRINT "12.5          1.202          .936          1.376          1.043          1.589          1.227          1.829          1.399          "
PRINT "15.0          1.383          1.122          1.583          1.260          1.835          1.480          2.112          1.690          "
PRINT "17.5          1.565          1.309          1.795          1.480          2.084          1.734          2.398          1.983          "
PRINT "20.0          1.752          1.501          2.011          1.705          2.337          1.993          2.690          2.280          "
PRINT "22.5          1.943          1.698          2.234          1.937          2.597          2.258          2.990          2.585          "
PRINT "25.0          2.143          1.903          2.467          2.179          2.867          2.534          3.302          2.902          "
PRINT "27.5          2.350          2.117          2.709          2.431          3.148          2.820          3.626          3.231          "
PRINT "30.0          2.568          2.342          2.964          2.696          3.443          3.120          3.967          3.577          "
PRINT "32.5          2.798          2.580          3.232          2.975          3.753          3.436          4.326          3.940          "
PRINT "35.0          3.041          2.832          3.515          3.269          4.082          3.771          4.707          4.325          "

```

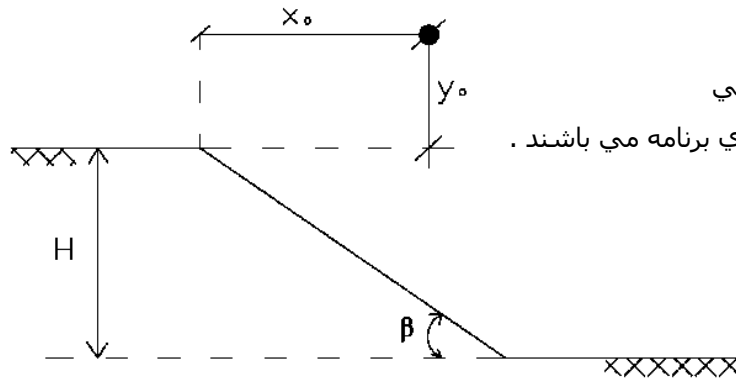
```

PRINT "37.5  3.299  3.102  3.817  3.583  4.431  4.128  5.112  4.735  "
PRINT "40.0  3.574  3.389  4.136  3.915  4.803  4.507  5.543  5.171  "
PRINT "-----"
INPUT o
GOTO 8
7 PRINT " try again .....?": GOTO 1
8 PRINT "-----"
INPUT " for Df=1 input m="; a
PRINT "-----"
INPUT " for Df=1 input n="; b
PRINT "-----"
INPUT " for Df=1.25 input m="; c
PRINT "-----"
INPUT " for Df=1.25 input n="; d
PRINT "-----"
INPUT " for Df=1.5 input m="; e
PRINT "-----"
INPUT " for Df=1.5 input n="; f
PRINT "-----"
F1 = a - b * t
F2 = c - d * t
F3 = e - f * t
PRINT " Beta(deg) Phi(deg) C/(Gama*H) D m n F=m-n*ru"

PRINT USING " ###.### ### #####.### 1 #.### #.### ##.###";
q; u; p; a; b; F1
PRINT "-----"
PRINT USING " ###.### ### #####.### 1.25 #.### #.### ##.###";
q; u; p; c; d; F2
PRINT "-----"
PRINT USING " ###.### ### #####.### 1.5 #.### #.### ##.###";
q; u; p; e; f; F3
PRINT "-----"
IF F1 >= F2 THEN GOTO 9
IF F1 >= F3 THEN i = F3: GOTO 10
i = F1: GOTO 10
9 IF F2 >= F3 THEN i = F3: GOTO 10
i = F2
10 PRINT " F (min) ="; i
PRINT "-----"
END

```

### ۷-۱۲-۵ برنامه روش تیلور :



ابتدا ارتفاع شیروانی ،  
زاویه پای شیروانی ، مختصات  
نقطه  $O$  نسبت به رأس شیروانی  
و شعاع دایره لغزش از ورودی های برنامه می باشند .

سپس برنامه دایره ای به مرکز  $O$  و به شعاع  $R$  رسم می کند تا شیروانی را در دو نقطه قطع نماید .  
آنگاه مساحت قطعه را محاسبه می کند . ( با استفاده از مساحت قطاع و مساحت دو مثلث ایجاد شده )  
آنگاه مرکز ثقل را محاسبه کرده و وزن قطعه را هم محاسبه می کند .  
سپس بروش تیلور یک ضریب اطمینان  $F_\phi$  فرض شده و با محاسبه نیروی  $c$  و  $F_c$  را محاسبه می کند .  
آنگاه از مقایسه دو  $F_\phi$  و  $F_c$  ، اگر تفاضل دو ضریب اطمینان از 0.1 کمتر باشد ، ضریب اطمینان می نیمم را محاسبه می کند .

### متن برنامه :

```
CLS
SCREEN 12
PSET (100,100)
DIM A(50,50) , M(50) , B(50) X(50) , Y(50) , OE(50) , P1(50) , P2(50) , soeb(50) , T
INPUT "EARTH SLOPS HEIGHT H (M)=" , H
INPUT "SLOPE ANGLE B (DAG) =" , B
XA = 0
YA = H
Xb = 8.2
Yb = H
XC = xb + H / TAN (B * 3.141595 / 180)
Yc = 0
Xd = xb + 50
Yd = 0
INPUT "CIRCULAR FAILURE SURFACE X =" , xo1
INPUT "CIRCULAR FAILURE SURFACE Y =" , yo1
INPUT "UNDARIN COHSION CU (KN/M2) =" , C
INPUT "FRICTION ANGLE Q (DAG) =" , Q
INPUT "UNIT WEIGHT OF SOIL W (KN/M3) =" , W
Xo = xb + xo1
```

```

Yo = yb + yo1
A(1 , 1) = XA
A(1 , 2) = YA
A(2 , 1) = xb
A(2 , 2) = yb
A(3 , 1) = XC
A(3 , 2) = YC
A(4 , 1) =xd
A(4 , 2) = yd
FOR I = 1 TO 3
M(I) = (A( I , 2 ) - A( I + 1 , 2 )) / (A( I , 1 ) - A( I + 1 , 1))
B( I ) = A( I , 2 ) - M( I ) * A( I , 1 )
10 NEXT
OB = ((xo -xb ) ^ 2 + ( yo - yb ) ^ 2 ) ^ .5
20 INPUT "RADIUS OF THE CIRCULAR FAILURE SUAFACE REM =", R
25 K = 0
J = 1
FOR I = 1 TO 3
DA = 1 + M( I )
DB = 2 * M( I ) * B( I ) - xo + yo * M( I ))
DC = xo ^ 2 + (B( I ) - yo ) ^ 2 - R ^ 2
D = DB ^ 2 - 4 * DA * DC
IF D < 0 THEN GOTO 30
X1 = (-DB - D ^ .5) / (2 * DA)
X2 = (-DB + D ^ .5) / (2 * DA)
IF A(I , 1) <= X1 AND X1 <= A(I + 1 , 1) THEN x( J ) = X1 : GOTO 28
IF A(I , 1) <=X2 AND X2 <=A(I + 1 , 1)THEN x( J ) = X2 : ELSE GOTO 30
28 y( J ) = M( I ) * x( J ) + B( I )
P1 ( J ) = ((xb - xo ) * ( x ( J ) - xo ) + (yb - yo ) * ( y ( J ) -yo )) / (OB * R )
P2 ( J ) = (1 - (P1 ( J )) ^ 2 ) ^ .5
Soeb ( J ) = R * OB * P2 ( J ) / 2
TP ( J ) = P2( J ) / P1( J )
O( J ) = ATN( TP( J ))
K = O( J ) + K
IF J = 2 THEN SOEF = K / 2 * REM ^ 2 : SC = SOEF - (soeb(1) + soeb(2))
J = J + 1
30 NEXT
N = K / 2
MBO = (yo - yb) / (xo - xb)
MOE = (yo - y( 1 )) / (xo - x( 1 ))
MOF = (yo - y( 2 )) / (xo - x( 2 ))
YOB = yo - xb : YOE = yo - y( 1 ) : YOF = yo - y( 2 )
XOB = xo - xb : XOE = xo - x( 1 ) : XOF = xo - x( 2 )
PP1 = XOE / R

```

$PP2 = (1 - PP1^2)^{.5}$   
 $TP2 = PP2 / PP1$   
 $O2 = ATN(TP2)$   
 $M = N + O2$   
 $G = 2 * R * SIN(N) / (3 * N)$   
 $XCO = G * PP1$   
 $YCO = G * PP2$   
 $YH1 = (YOB + 1 / MOE * XOB) / (MOE + 1 / MOE)$   
 $YH1 = MOE * XH1$   
 $XM1 = (XH1 + XOB / 3) / (1 + 1 / 3)$   
 $YM1 = (YH1 + YOB / 3) / (1 + 1 / 3)$   
 $XM2 = R / 2 * COS(TAN(YOE / XOE))$   
 $YM2 = XM2 * MOE$   
 $MBM2 = (YOB - YM2) / (XOB - XM2)$   
 $BBM2 = YOB - MBM2 * XOB$   
 $BM1M2 = YM1 - MOE * XM1$   
 $XGT1 = (-BBM2 + BM1M2) / (MBM2 - MOE)$   
 $YGT1 = MOE * XGT1 + BM1M2$   
 $H2 = OB * P2(2)$   
 $OH2 = OB * P1(2)$   
 $XH2 = (OH2^2 / (1 + MOF^2))^{.5}$   
 $YH2 = MOF * XH2$   
 $XN1 = (XOB + XH2 / 3) / (1 + 1 / 3)$   
 $YN1 = (YOB + YH2 / 3) / (1 + 1 / 3)$   
 $STRI = SOEF + soeb(1) + soeb(2)$   
 $XN2 = R / 2 * COS(TAN(YOF / XOF))$   
 $YN2 = XN2 * MOF$   
 $MBN2 = (YOB - YN2) / (XOB - XN2)$   
 $BBN2 = YOB - MBN2 * XOB$   
 $BN1N2 = YN1 - MOF * XN1$   
 $XGT2 = (-BBN2 + BN1N2) / (MBN2 - MOF)$   
 $YGT2 = MBN2 * XGT2 + BBN2$   
 $XG = (SOEF * XCO - (soeb(1) * XGT1 + soeb(2) * XGT2)) / STRI$   
 $YG = (SOEF * YCO - (soeb(1) * YGT1 + soeb(2) * YGT2)) / STRI$   
 $SC = SOEF - soeb(1) - soeb(2)$   
 $WIE = W * SC$   
 $LEF = ((X(2) - X(1))^2 + ((Y(2) - Y(1))^2))^{.5}$   
 $LEF1 = 2 * N * R$   
 $RC = LEF1 * R / LEF$   
 $MEF = (y(2) - y(1)) / (x(2) - x(1))$   
 $BEF = (yo - y(1)) - MEF * (xo - x(1))$   
 $XCC = (RC^2 / (1 + 1 / MEF^2))^{.5}$   
 $YCC = -1 / MEF * XCC$   
 $YCW = MEF * XG + BCC$

```

XCW = XG
MCW = YCW / XCW
D = (XCW ^ 2 + YCW ^ 2) ^ .5
Q = Q * 30141595 / 180
QO = 3.141595 / 2 - TAN(ABS(MEF))
COQO = COS( QO )
PRINT "                STABILITY OF SLOPS                "
PRINT "*****"
PRINT "                TAYLOR METHOD"
PRINT "-----"
PRINT USING "WIEGHT(KN/M) = #### . ## SECTOR AREA (M2) = ###.## XGO = ##.## |"; WIE
PRINT "-----"
PRINT "          | FC | QD | R.SINQD | C | CM | FQ | "
PRINT "-----"
FOR I = 1 TO 200
F(I) = 1 + I / 50
TGOD = TAN( Q ) / F( I )
QD = ATN(TGQD)
R1 = R * SIN( QD )
COQ1 = R1 / D
SIQ1 = (1 - COQ1 ^ 2) ^ .5
TGQ1 = SIQ1 / COQ1
Q1 = ATN(TGQ1)
Q2 = Q1 - ATN(YCW / XCW)
CC = WIE * (XG - R1) / RC
CM = CC / LEF
FC = C / CM
QD = QD * 180 / 3.141595
PRINT USING " | ##.# | ##.# | ##.# | ####.# | ###.## | ##.## |"; FC;
IF ABS(F( I ) - FC) < .1 THEN E = F( I ) : GOTO 100
NEXT
100 PRINT "-----"
PRINT USING "          MIN SF                ###.##"; F( I )

```

نمونه حل مسئله :

STABILITY OF EATH SLOPS

\*\*\*\*\*

TAYLOR METHOD

-----  
EARTH SLOPS HEIGHT H( M ) = ?  
SLOPE ANGLE B(DEG) = ?  
CIRCULAR FAILURE SURFACE X = ?  
CIRCULAR FAILURE SURFACE Y = ?  
UNDARIN COHESION CU(KN/M2) = ?  
FRICTION ANGLE Q(DEG) = ?  
UNIT WEIGHT OF SOIL W(KN/M3) = ?  
RADIUS OF THE CIRCULAR FAILURE SURFACE R = ?

برنامه ششم: ۷-۱۲-۶

متن برنامه :

```
program calculation ;
uses crt ;
var
  a, b, d, h, alpha, e, r, alphaprin, f, g, M, N, p, Q, S, Ns : real ;
  ST,teta,teta1,teta2,tetaT,SPRIN, La,Lc,rc,phiu,beta, gama,Cu,Fs : real ;
Begin
  Clrscr ;
  TEXTBACKGROUND (BLUE) ;
  Write ( '          ارتفاع شیروانی را وارد نمایید h = ' ) ;
  Read (h) ;
  Writeln ( ' ' ) ;
  Write ( '          زاویه alpha را بر حسب درجه وارد نمایید alpha = ' ) ;
  Read (alpha) ;
  Alpha := 3.1415952654*alpha/180
  D:= h / (sin (alpha) / cos (alpha)) ;
  B:= h / sin (alpha) ;
  Writeln ( ' ' ) ;
  Write ( '          فاصله قائم مرکز دایره تا ابتدای شیروانی e = ' ) ;
  Read (e) ;
  Writeln ( ' ' ) ;
  Write ( '          لطفاً r را وارد نمایید r = ' ) ;
  Read (r) ;
  If (e / r > 1) or (e / r < -1) then
  Begin
    Writeln ;
  In ( ' نسبت e/r وارده غیر منطقی می باشد در پارامترهای e,r تجدید نظر نمایید ' ) ;
  Readln ;
  Exit ;
```



```

End;
If e=r then
Begin
Writeln ;
    Writeln ( ` نسبت e/r طوري انتخاب شده است که alphapin را برابر صفر ` );
    Writeln ;
    Writeln ( ` مي گرداند و در نتیجه f را به بينهایت تبدیل مي نمايد ` );
    Readln ;
    Exit ;
End ;
Alphaprin := ArcTan ((e / r) / sqrt (1 - sqrt ((e / r)))) ;
F := e / (sin (alphaprin ) / cos (alphaprin )) ;
Writeln ( ` ` );
Write ( ` g = ` فاصله افقي مرکز دایره تا ابتدای شیرواني ` );
Readln ( g );
WRITELN ( ` ` );
M := f + d - g ;
N := SQRT (M*M) + (h*h));
A := f - g ;
P := a + b + N ;
Q = 0.5 * p ;
S := SQRT (Q*(Q-a)*(Q-b)*(Q-N)) ;
Write ( ` teta = ` زاویه گوه شکست را برحسب درجه وارد نماييد ` );
ReadLN (teta ) ;
Teta := teta * 3.141592654 / 180 ;
SPRIN := 0.5 * r * r (teta - sin ( teta )) ;
Teta1 := (90 + alphaprin * 180/3.141592654 ) ;
If ((h + e) / r > 1 ) or ((h + e) / r < -1) then
Begin
    Writeln ;
N ( ` حاصل h+e/r عددي غير منطقي شده است در پارامترهاي e و h تجديد نظر نماييد. ` );
    Readln ;
    Exit ;
End ;
Teta2 := ArcTan(sqrt (1-sqr(h+e)/r)) / ((h+e) / r) ;
Teta2 := teta2 * 180 / 3.14159254 ;
Tetat := teta1 + teta2 ;
ST := S + SPRIN ;
La := r * tetaT * 3.141592654 / 180 ;
WRITELN ( ` ` );
WRITELN ( ` La = ` , La : 4 : 4 );
WRITELN ( ` ` );
Lc : N ;

```

```

WRITELN ( `                Lc = ` , Lc : 4 : 4 ) ;
WRITELN ( `` ) ;
Rc : = La * r / Lc ;
WRITELN ( `                rc = ` , rc : 4 : 4 ) ;
Writeln ( `                enter را فشار دهید ) ;
Readln ;
    Clrscr ;
Write ( `                Cu لطفاً Cu = ` ) ;
Readln ( Cu ) ;
Writeln ( `` ) ;
Write ( `                phiu لطفاً phiu = ` ) ;
Readln(phiu) ;
Writeln ;
Write ( `                beta لطفاً beta = ` ) ;
    Readln ( beta ) ;
    Writeln ;
    Write ( `                Ns لطفاً Ns = ` ) ;
    Readln ( Ns ) ;
Writeln ;
    Write ( `                gama لطفاً gama = ` ) ;
    Readln ( gama ) ;
    FS : = Cu / Ns * gama * h ) ;
Writeln ;
    Write ( `                FS = ` , FS : 4 : 2 ) ;
    Readln ;
End.

```

## نمونه حل برنامه :

$H = 12$  ارتفاع شیروانی را وارد نمایید  
 $\alpha = 36$  زاویه  $\alpha$  را برحسب درجه وارد نمایید  
 $e = 4.2$  فاصله قائم مرکز دایره تا ابتدای شیروانی  
 $r = 17.9$  لطفاً  $r$  را وارد نمایید  
 $g = 6.9$  فاصله افقی مرکز دایره تا ابتدای شیروانی  
 $teta = 22$  زاویه گوه شکست را برحسب درجه وارد نمایید  
 $La = 40.2212$   
 $Lc = 29.5620$   
 $Rc = 24.3542$   
 برای ادامه enter را فشار دهید

$Cu = 2.5$  لطفاً  $Cu$  ضریب چسبندگی خاک را وارد نمایید  
 $\phi i u = 23$  لطفاً  $\phi i u$  یا همان زاویه شکست خاک را وارد نمایید  
 $\beta = 36$  لطفاً  $\beta$  زاویه شیروانی یا همان  $\beta$  را وارد نمایید  
 $NS = .07$  لطفاً  $NS$  یا را وارد نمایید



بر روی منحنی  $AC$  جزء کوچکی نظیر  $ab$  را به طول  $Q$  در نظر می‌گیریم.  $\ell$  را به اندازه ای کوچک است که  $ab$  را می‌توان به صورت خط راست در نظر گرفت نیروهایی که بر  $ab$  وارد می‌شود عبارتند از:

نیروی قائم  $\omega \cdot \ell$ ، نیروی برشی مقاوم مربوط به چسبندگی  $c_m \cdot \ell$

مولفه نیروی برشی مقاوم مربوط به اصطکاک داخلی  $\omega \cdot \ell \tan \phi_m$

که اگر هر یک از نیروهای  $c_m \ell$  واقع در طول سطح گسیختگی به دو مولفه عمود بر وتر  $AB$  و موازی با وتر  $AC$  تجزیه شود، جمع جبری مولفه‌های عمود بر  $AC$  برابر با صفر است که جمع جبری آن عبارت است از:

$$C = c_m \cdot \ell_c$$

$\ell_c$  طول وتر  $AC$  می‌باشد بنابراین نیروی  $C$  برآیند نیروهای  $c_m \ell$  است که به موازات وتر  $AC$  اثر می‌کند. امتداد اثر نیروی  $C$  را می‌توان با محاسبه گشتاور حول نقطه  $O$  بدست آورد. اگر نیروی  $C$  در فاصله  $r_c$  از نقطه  $O$  اثر کند:

$$C \cdot r_c = r \sum c_m \ell \rightarrow c_m r_c \ell_c = r c_m \ell_a$$

که در آن  $\sum \ell = \ell_a$  طول قوس  $AC$  می‌باشد.

$$\rightarrow r_c = \frac{\ell_a}{\ell_c} * r$$

برآیند نیروهای  $\omega \ell \tan \phi_m$  در امتدادی که زاویه  $\phi_m$  با قائم بر جزء  $ab$  می‌سازد بر این جزء اثر می‌کند و بنابراین بر دایره ای به مرکز  $O$  و شعاع  $r \sin \phi_m$  مماس است این دایره را دایره  $\phi$  می‌نامند. فرض می‌شود که برآیند کل ( $R$ ) بر دایره  $\phi$  مماس است. در حقیقت برآیند  $R$  بردایره ای به شعاع کمی بزرگتر از  $r \sin \phi_m$  مماس است لیکن خطایی که به علت فرض فوق به وجود می‌آید کم اهمیت است و قابل اغماض می‌باشد.

نوده خاکی که در بالای سطح گسیختگی احتمالی قرار دارد. تحت اثر وزن خود ( $\omega$ ) و برآیندهای  $C, R$  در حال تعادل است. مقدار و جهت نیروی  $\omega$  معلوم است لیکن فقط جهت نیروی  $C$  مشخص است که برای شروع محاسبات ابتداء مقداری برای  $F_\phi$  اختیار می‌شود سپس مقدار  $\phi_m$  را از رابطه

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi_u}{F_u}$$

دایره  $\phi$  می‌باشد و از نقطه تلاقی  $\omega, C$  می‌گذرد را مشخص کنیم بنابراین پلیگون نیروها را می‌توان بست و به کمک آن مقدار  $C$  را بدست آورد.

$$c_m = \frac{C}{l_c} \qquad F_C = \frac{c_u}{c_m}$$

لازم است که این عملیات به کمک روش سعی و خطا آنقدر تکرار گردد تا مقدار  $F_C$  با مقدار فرض شده برای  $F_\phi$  یکسان گردد ، در این صورت ضریب اطمینان کافی برای پایداری شیروانی مذکور بدست آمده است .

### متن برنامه :

```
SCREEN 12
  CLS
  Soil -----
  FOR I = 1 TO 10000
    X = RND * 640
    Y = RND * 480
    C = 6 * INT ( RND * 3 )
    PEST ( X,Y ) , C
  NEXT
  `cd -----
    LINE ( 0,188 ) - ( 200,188 ) , 16
  `da -----
    LINE - ( 418, 320 ) , 16
  ` -----
  PAINT ( 600, 200 ) , 0 , 16
  ` -----
  CIRCLE ( 300 , 100 ) , 30 , 9
    CIRCLE ( 300 , 100 ) , 35 , 9
    CIRCLE ( 300 , 100 ) , 40 , 9
    CIRCLE ( 300 , 100 ) , 250 , 15 , 3.5 , 5.2
  ` o-up -----
    FOR R = 1 TO STEP 3
      PSET ( 300 , 100 - R ) , 8
    NEXT
  `cd -----
    LINE ( 0 , 188 ) - ( 200 , 188 ) , 6
  ` da -----
    LINE - ( 418 , 320 ) , 6
  ` up - down left -----
    FOR R = 1 TO 300 STEP 3
      PSET ( 200 , 20 + R ) , 8
    NEXT
  ` a _ _ -----
    LINE ( 418 , 320 ) - ( 640 , 320 ) , 6
```

```

`ca -----
FOR X = 69 TO 418 STEP 1
Y = 163 + ( 320 - 188 ) / ( 418 - 69 ) * X
  Colo = 4
  IF X / 20 - INT ( X / 20 ) < .2 THEN colo = 0
  PSET ( X , Y ) , colo
NEXT

`oc -----
FOR X = 65 TO 300 STEP 1
Y = 212.3 - .374 * X
  Colo = 4
  IF X / 20 - INT ( X / 20 ) < .2 THEN colo = 0
  PSET ( X , Y ) , colo
NEXT

`oa -----
FOR X = 300 TO 418 STEP 1
Y = -459.323 + 1.864 * X
  Colo = 4
  IF X / 10 - INT ( X / 10 ) < .2 THEN colo = 0
  PSET ( X , Y ) , colo
NEXT

`E__ -----
LINE ( 230 , 380 ) - ( 259 - 87 ) , 3
LINE ( 230 , 380 ) - ( 256 , 88 ) , 3
LINE ( 230 , 380 ) - ( 271 , 90 ) , 3

`W-----
LINE ( 230 , 280 ) - ( 230 , 380 ) , 5
DRAW " e3g3h3f3 "

`G-----
CIRCLE ( 230 , 280 ) , 1 , 15

`C-----
LINE ( 270 , 400 ) - ( 170 , 356 ) , 14
DRAW " e3g3d4 "
CIRCLE ( 170 , 356 ) , 1 , 14

`-----
LINE ( 520 , 319 ) - ( 640 , 480 ) , 0 , BF

`-----
LINE ( 0 , 187 ) - ( 30 , 480 ) , 0 , BF

`-----
LINE ( 0 , 400 ) - ( 640 , 480 ) , 0 , BF
COLOR 15
LOCATE 12 , 9 : PRINT "C"
LOCATE 12 , 26 : PRINT "D"
LOCATE 20 , 53 : PRINT "A"

```

```

COLOR 15
LOCATE 7 , 38 : PRINT "O"
LOCATE 13 , 46 : PRINT "r"
COLOR 5
LOCATE 20 , 28 : PRINT "W"
COLOR 15
LOCATE 18 , 28 : PRINT "G"
LOCATE 22 , 25 : PRINT "La"
COLOR 4
LOCATE 15 , 28 : PRINT "Lc"
COLOR 14
LOCATE 25 , 27 : PRINT "C"
COLOR 5
LOCATE 12 , 27 : PRINT "W"
COLOR 14
LOCATE 18 , 68 : PRINT "C"
COLOR 3
LOCATE 13 , 67 : PRINT "R"
` POLY -----
      LINE ( 560 , 90 ) - ( 560 , 280 ) , 5
      LINE - ( 530 , 257 ) , 14
      LINE - ( 560 , 90 ) , 3
      LINE - ( 540 , 262 ) , 3
      LINE ( 560 , 90 ) - ( 535 , 257 ) , 3
COLOR 4
LOCATE 27 , 55 : PRINT " *****"
LOCATE 28 , 55 : PRINT "      *****      "
COLOR 6
LOCATE 29 , 55 : PRINT " EARTH DAM PROGRAM "
COLOR 7
193 IF INDEYS = " " THEN 193
CLS
PRINT "*****"
INPUT "coefficient of cohesion [cu] = ?" , cu
PRINT "*****"
INPUT "internal friction angle [ fee (u) ] = ?" , F
PRINT "*****"
INPUT "raduis [r] = ?" , R
PRINT "*****"
INPUT "unit weight [gama] = ?" , GAMA
PRINT "*****"
INPUT "angle [alfa] = ?" , A
PRINT "*****"
INPUT "distance of OD = ?" , D

```

```

PRINT "*****"
INPUT "distance of XG to point D = ?", XG
PRINT "#####"
INPUT "ENTER A( X,Y ) = ( *,* )", X1 , Y1
PRINT "-----"
INPUT "ENTER C( X,Y ) = ( *,* )", X2 , Y2
PRINT "-----"
INPUT "ENTER D( X,Y ) = ( *,* )", X3 , Y3
PRINT "-----"
DIM FOR(1000) , FEEm(1000), RR(1000), C(1000) , Cm(1000) , FF(1000)
S = .5 * ((X1, X2) - (X2, Y1) + (X2, Y3) - (X3, Y2) + (X3 * Y1) - (X1*Y3)
W = GAMA *SLICE
FEE = F * 3.14 / 180
ALFA = A * 3.14 / 180
La = 3.14 * R * A /180
Lc = 2 * R * SIN(ALFA / 2)
Rc = (La * R) / Lc
F(0) = .97
PRINT "   FC   FEEm   R*SIN(FEEm)   C   Cm   F   "
PRINT "===== "
FOR I = 1 TO 100
F( I ) = F(I - 1) + .03
TT = TAN(FEE) / F( I )
FEEm( I ) = ATN(TT)
RR( I ) = R * SIN(FEE( I ))
C( I ) = (W * (D - RR( I ) - XG)) / RC
Cm( I ) = C( I ) / Lc
FF( I ) = Cu / Cm( I )
PRINT USING "###.###"; F( I ) , FEEm( I ) ;
PRINT USING "#####.#####"; RR( I ) ;
PRINT USING "###.###"; C( I ) ; Cm( I ) ; FF( I ) ;
PRINT
IF ABS(FF( I ) - F( I )) <= .5 GOTO 10
NEXT I
10 PRINT "-----"
END

```



## نمونه حل برنامه :

coefficient of cohesion [cu] = ? 15  
Internal friction angle [fee(u)] = ? 15  
Radius [r] = ? 11.1  
Unit weight [gama] = ? 20  
Angle [alfa] = ? 37  
Distance of OD = ? 4.25  
Distance of XG to point D = ? 0.6  
Enter A( x,y ) = ( \*,\* ) ? 0 , 0  
Enter C( x,y ) = ( \*,\* ) ? 14 , 7  
Enter D( x,y ) = ( \*,\* ) ? 9 , 7  
F = 1.7

## ۷-۱۳-۸ برنامه روش لغزش قطعه :

در بسیاری از مسائل لغزش می تواند بصورت یک ، دو یا سه خط مستقیم و یا نزدیک به آن باشد بدون اینکه این خطوط به نرمی به یکدیگر برخورد نمایند در محاسبات پایداری چنین سطحی از لغزش را می توان با یک منحنی پیوسته ، بدون خطای مشخص جایگزین نمود .  
این موقعیت وقتی امکان پذیر است که لایه های ضعیفی در بین شیب یا در زیر آن وجود داشته و یا وقتی که شیب بر روی لایه بسیار محکمی قرار گرفته باشد ، با استفاده از روش لغزش قطعه می توان ضریب اطمینان مناسب و معمولاً بسیار دقیقی را حدس زد .  
طی این روش توده خاک مورد لغزش به دو یا سه قسمت قطعه می شود . مقاومت برشی در طول این سطوح لغزش بر حسب پارامترهای مورد استفاده مقاومت برشی و ضریب اطمینان  $F$  که برای تمام قطعات یکسان است بیان می گردد .

## متن برنامه :

```
COLOR 1 , 7 : CLS
PRINT ""
PRINT P"          1 : EMBANKMENTS WITHOUT ERMEATION"
PRINT ""
PRINT P"          2 : EMBANKMENTS WITHOUT ERMEATION"
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "          CHOOSE YOUR CONDITION" ;; INPUT Q
Z = 3.141595
IF Q = 1 THEN 10 ELSE 1000
PRINT ""
10 PRINT "          1:1 SECTION"
   PRINT "          2:2 SECTION"
   PRINT "          3:3 SECTION"
   PRINT "          "
PRINT ""
```

```

PRINT "      CHOOSE YOUR CONDITION" ;: INPUT N
IF N = 1 GOTO 100
IF N = 2 GOTO 200
IF N = 3 GOTO 300
100 PRINT ""
PRINT "ENTER L(m) =" ; : INPUT A
PRINT "ENTER A(m^2) =" ; : INPUT B
PRINT "ENTER (ALFA) (deg) =" ; : INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA) (Kn/m^2) =" ; : INPUT D
PRINT "ENTER C (Kn / m^2) =" ; : INPUT E
PRINT "ENTER (phi) (deg) =" ; : INPUT F
PRINT ""
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180)) * TAN(F * Z/180)) / ((B * D * SI
COLOR 6
PRINT "      SF=" ; S1
PRINT ""
COLOR 1 , 7
END

```

200

```

PRINT ""
PRINT "ENTER L1 (m) =" ; : INPUT A
PRINT "ENTER A1 (m^2) =" ; : INPUT B
PRINT "ENTER (ALFA)1 (deg) =" ; : INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA)1 (Kn/m^2) =" ; : INPUT D
PRINT "ENTER C1 (Kn / m^2) =" ; : INPUT E
PRINT "ENTER (phi)1 (deg) =" ; : INPUT F
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "ENTER L2 (m) =" ; : INPUT G
PRINT "ENTER A2 (m^2) =" ; : INPUT H
PRINT "ENTER (ALFA)2 (deg) =" ; : INPUT I
PRINT "ENTER (GAMA)2 (Kn/m^2) =" ; : INPUT J
PRINT "ENTER C2 (Kn / m^2) =" ; : INPUT K
PRINT "ENTER (phi)2 (deg) =" ; : INPUT L
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180)) * TAN(F * Z/180)) / ((B * D * SI
S2 = ((K * G + H * J * COS(I * Z/180)) * TAN(L * Z/180)) / ((H * J * SI
COLOR 6
PRINT "      SF=" ; S1 + S2
COLOR 1 , 7
END

```

300

```

PRINT ""
PRINT "ENTER L1 (m) =" ; : INPUT A
PRINT "ENTER A1 (m^2) =" ; : INPUT B

```

```

PRINT "ENTER (ALFA)1 (deg) =" ; INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA)1 (Kn/m^2) =" ; INPUT D
PRINT "ENTER C1 (Kn / m^2) =" ; INPUT E
PRINT "ENTER (phi)1 (deg) =" ; INPUT F
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "ENTER L2 (m) =" ; INPUT G
PRINT "ENTER A2 (m^2) =" ; INPUT H
PRINT "ENTER (ALFA)2 (deg) =" ; INPUT I
PRINT "ENTER (GAMA)2 (Kn/m^2) =" ; INPUT J
PRINT "ENTER C2 (Kn / m^2) =" ; INPUT K
PRINT "ENTER (phi)2 (deg) =" ; INPUT L
PRINT ""
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "ENTER L3 (m) =" ; INPUT M
PRINT "ENTER A3 (m^2) =" ; INPUT Y
PRINT "ENTER (ALFA)3 (deg) =" ; INPUT O
PRINT "ENTER (GAMA)3 (Kn/m^2) =" ; INPUT P
PRINT "ENTER C3 (Kn / m^2) =" ; INPUT V
PRINT "ENTER (phi)3 (deg) =" ; INPUT R
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180)) * TAN(F * Z/180)) / ((B * D * SI
S2 = ((K * G + H * J * COS(I * Z/180)) * TAN(L * Z/180)) / ((H * J * SI
S3 = ((V * M + Y * V * COS(O * Z/180)) * TAN(R * Z/180)) / ((Y * V * SI
COLOR 6
PRINT "                SF =" ; S1 + S2 + S3
COLOR 1 , 7
END
1000 PRINT ""
PRINT "                1:1 SECTION"
PRINT "                2:2 SECTION"
PRINT "                3:3 SECTION"
PRINT "                "
PRINT ""
PRINT "        CHOOSE YOUR CONDITION" ;; INPUT N
IF N = 1 GOTO 1100
IF N = 2 GOTO 1200
IF N = 3 GOTO 1300
1100 PRINT ""
PRINT "ENTER L(m) =" ; INPUT A
PRINT "ENTER A(m^2) =" ; INPUT B
PRINT "ENTER (ALFA) (deg) =" ; INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA) (Kn/m^2) =" ; INPUT D

```

```

PRINT "ENTER C (Kn / m^2) =" ; INPUT E
PRINT "ENTER (phi) (deg) =" ; INPUT F
PRINT "ENTER Hw(m) =" ; INPUT W
PRINT ""
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180)) * TAN(F * Z/180)) / ((B * D * SI
COLOR 6
PRINT "          SF=" ; S1
PRINT ""
COLOR 1 , 7
END
1200     PRINT ""
PRINT "ENTER L1 (m) =" ; INPUT A
PRINT "ENTER A1 (m^2) =" ; INPUT B
PRINT "ENTER (ALFA)1 (deg) =" ; INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA)1 (Kn/m^2) =" ; INPUT D
PRINT "ENTER C1 (Kn / m^2) =" ; INPUT E
PRINT "ENTER (phi)1 (deg) =" ; INPUT F
PRINT "ENTER Hw(m) =" ; INPUT W
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "ENTER L2 (m) =" ; INPUT G
PRINT "ENTER A2 (m^2) =" ; INPUT H
PRINT "ENTER (ALFA)2 (deg) =" ; INPUT I
PRINT "ENTER (GAMA)2 (Kn/m^2) =" ; INPUT J
PRINT "ENTER C2 (Kn / m^2) =" ; INPUT K
PRINT "ENTER (phi)2 (deg) =" ; INPUT L
PRINT "ENTER Hw(m) =" ; INPUT X
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180) - 9.81 * W*A)) * TAN(F * Z/180
S2 = ((K * G + H * J * COS(I * Z/180)) - 9.81 * X* G)) * TAN(L * Z/180
COLOR 6
PRINT "          SF=" ; S1 + S2
COLOR 1 , 7
END
1300     PRINT ""
PRINT "ENTER L1 (m) =" ; INPUT A
PRINT "ENTER A1 (m^2) =" ; INPUT B
PRINT "ENTER (ALFA)1 (deg) =" ; INPUT C
PRINT "ENTER (GAMA)1 (Kn/m^2) =" ; INPUT D
PRINT "ENTER C1 (Kn / m^2) =" ; INPUT E
PRINT "ENTER (phi)1 (deg) =" ; INPUT F
PRINT "ENTER Hw1(m) =" ; INPUT W
PRINT ""

```

```

PRINT ""
PRINT "ENTER L2 (m) =" ; INPUT G
PRINT "ENTER A2 (m^2) =" ; INPUT H
PRINT "ENTER (ALFA)2 (deg) =" ; INPUT I
PRINT "ENTER (GAMA)2 (Kn/m^2) =" ; INPUT J
PRINT "ENTER C2 (Kn / m^2) =" ; INPUT K
PRINT "ENTER (phi)2 (deg) =" ; INPUT L
PRINT "ENTER Hw1(m) =" ; INPUT X
PRINT ""
PRINT ""
PRINT ""
PRINT "ENTER L3 (m) =" ; INPUT M
PRINT "ENTER A3 (m^2) =" ; INPUT Y
PRINT "ENTER (ALFA)3 (deg) =" ; INPUT O
PRINT "ENTER (GAMA)3 (Kn/m^2) =" ; INPUT P
PRINT "ENTER C3 (Kn / m^2) =" ; INPUT V
PRINT "ENTER (phi)3 (deg) =" ; INPUT R
PRINT "ENTER Hw1(m) =" ; INPUT T
PRINT ""
S1 = ((E * A + B * D * COS(C * Z/180) - 9.81 * W*A)) * TAN(F * Z/180
S2 = ((K * G + H * J * COS(I * Z/180)) - 9.81 *X* G)) * TAN(L * Z/180
S3 = ((V*M + Y * V * COS(O * Z/180)) - 9.81 *X* G)) * TAN(L * Z/180
COLOR 6
PRINT "                SF =" ; S1 + S2 + S3
COLOR 1 , 7
END

```

## نمونه حل برنامه :

```

1 : EMBANKMENTS WITHOUT PERAMATION
2 : EMBANKMENTS WITHOUT PERAMATION
      CHOOSE YOUR CONDITION ? 2
1 : 1 SECTION
2 : 2 SECTION
3 : 3 SECTION
      CHOOSE YOUR CONDITION ? 3
ENTER L1 (m) = ? 10
ENTER A1 (m^2) = ? 40
ENTER (ALFA)1 (deg) = ? 10
ENTER (GAMA)1 (kn/m^3) = ? 20
ENTER C1 (kn/m^2) = ? 15
ENTER (phi)1 (deg) = ? 15
ENTER Hw1 (m) = ? 4
ENTER L2 (m) = ? 10
ENTER A2 (m^2) = ? 30

```

ENTER (ALFA)2 (deg) = ? 30  
ENTER (GAMA)2 (kn/m^3) = ? 20  
ENTER C2 (kn/m^2) = ? 15  
ENTER (phi)2 (deg) = ? 15  
ENTER Hw2 (m) = ? 2  
ENTER L3 (m) = ? 10  
ENTER A3 (m^2) = ? 20  
ENTER (ALFA)3 (deg) = ? 60  
ENTER (GAMA)3 (kn/m^3) = ? 20  
ENTER C3 (kn/m^2) = ? 15  
ENTER (phi)3 (deg) = ? 15  
ENTER Hw3 (m) = ? 2

SF = 1.3131

# فصل هشتم

## گسترش تنش در خاک<sup>۱</sup>{۱}

### ۸-۱ مقدمه

تعیین مقدار و چگونگی گسترش تنش در اعماق مختلف توده خاک ، تحت اثر بارهای وارده به سطح آن ، موضوع بحث این فصل می باشد . مکانیزم گسترش تنش به روابط تنش - تغییر شکل خاک زیرین بستگی دارد . از آنجا که این روابط غیر خطی هستند و محاسبات بسیار مشکل می باشد ، در عمل روابط بین تنش تغییر شکل را خطی فرض می کنند ، یعنی توده خاک را جسم کشسان<sup>۲</sup> ، همگن<sup>۳</sup> و ایزوتروپ<sup>۴</sup> در نظر می گیرند . گرچه نتایج بدست آمده تقریبی می باشد اما ، در طراحی به عنوان یک تخمین خوب می توان از آن استفاده کرد .

### ۸-۲ محاسبه گسترش تنش در خاک

مقدار گسترش تنش حاصل از بارهای سطحی را می توان به یکی از روشهای زیر محاسبه کرد :

#### ۸-۲-۱ روش بوسینسک<sup>۵</sup>

بوسینسک در سال ۱۸۸۵ با استفاده از تئوری الاستیسیته گسترش تنش های حاصله در یک توده همگن ، ایزوتروپ و کشسان را بر اثر بارهای وارده به سطح آن توده محاسبه کرد .

##### ۸-۲-۱-۱ بار نقطه ای<sup>۱</sup>{۱}

بوسینسک روابطی را برای محاسبه تنش های حاصله از بار متمرکز  $Q$  در نقطه ای که در عمق  $Z$  و بافاصله افقی  $r$  از محل اثر  $Q$  قرار دارد ، ارائه داده است ( شکل ۱ ) . در شکل یاد شده  $\sigma_r$  تنش قائم<sup>۲</sup> ،  $\sigma_r$  تنش شعاعی<sup>۳</sup> و  $\sigma_\theta$  تنش مماسی<sup>۴</sup> می باشد .

---

Strees distribution in soils

Elastic

Homogeneous

Isotrop

Boussinesq's Method

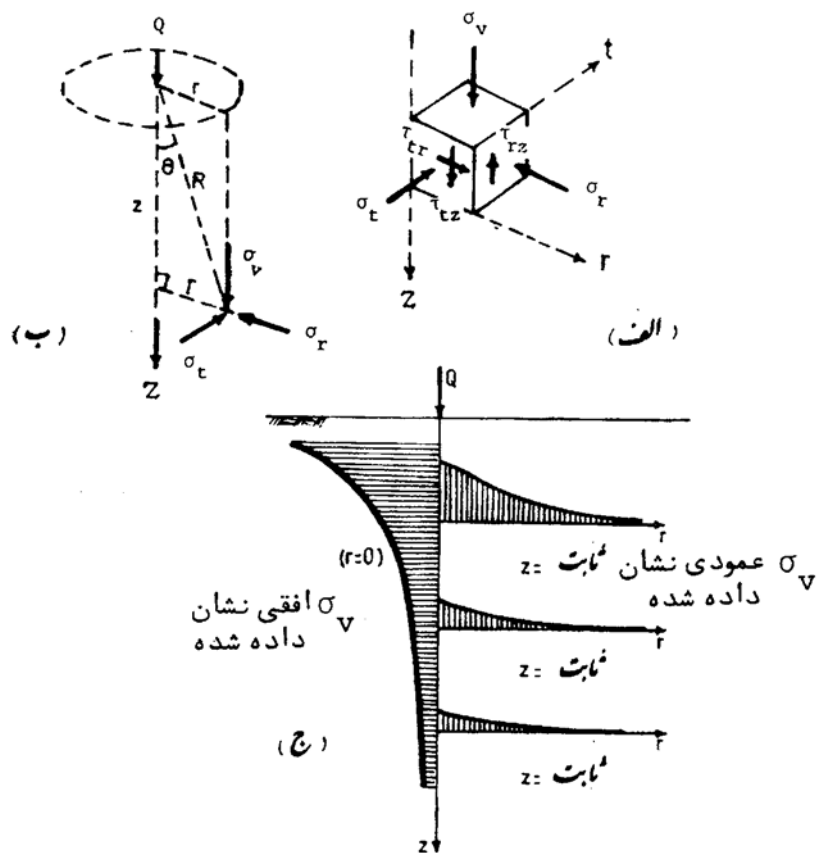
Poliut load

Vertical stress

Radial stress

tangential stress





شکل (۱) - بار نقطه ای : الف - تنش های ناشی از بار نقطه ای  $Q$  .

ب - موقعیت جزء مورد مطالعه نسبت به نقطه اثر  $Q$  .

ج - گسترش تنش قائم در اثر بار نقطه ای

هر یک از سه تنش فوق بر دو تنش دیگر ، عمود می باشد . تنش برشی<sup>۱</sup> ،  $\tau_{rz}$  در صفحه عمود بر شعاع  $r$  و در امتداد  $z$  اثر می کند . در شکل ( ۱ ، ب ) اگر فاصله نقطه اثر بار متمرکز تا نقطه مورد نظر با  $R$  نشان داده شود . می توان نوشت :

$$R^2 = x^2 + y^2 + z^2 = r^2 + z^2 \quad (1)$$

روابط بوسینسک برای تعیین تنش های عمودی و برشی بشرح زیر می باشد :

$$\sigma_v = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (2)$$

Shear stress

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left[ \frac{3r^2 z}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{R(R+z)} \right] \quad (2)$$

$$\sigma_t = \frac{Q}{2\pi} (1-2\nu) \left[ \frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3} \right] \quad (3)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^2 r}{R^5} \quad (4)$$

$$\tau_{tr} = 0 \quad (5)$$

$$\tau_{tz} = 0 \quad (6)$$

در روابط فوق ،  $\nu$  نسبت پواسن می باشد که بستگی به نوع خاک دارد .

در مکانیک خاک اغلب محاسبه تنش قائم ،  $\sigma_v$  ، مورد نیاز می باشد . خوشبختانه طبق فرمول ( ۲ ) مقدار این تنش مستقل از خاک است و به سادگی می توان آن را در نقاط مختلف محاسبه کرد . برای این منظور فرمول ( ۲ ) را می شود به صورت زیر نوشت :

$$\sigma_v = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^2}{z^2} \frac{z^3}{R^5} = \frac{Q}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left( \frac{R^2}{z^2} \right)^{-5/2}$$

و یا با توجه به رابطه ( ۱ ) :

$$\sigma_v = \frac{Q}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left( \frac{z^2 + r^2}{z^2} \right)^{-5/2} = \frac{Q}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-5/2} \quad (7)$$

اگر در معادله فوق مقدار  $\frac{3}{2\pi} \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-5/2}$  با  $I_p$  نشان داده شود :

$$\sigma_v = \frac{Q}{z^2} I_p \quad (8)$$

می گردد .  $I_p$  در رابطه ( ۹ ) بدون بعد می باشد و مقدار آن بستگی به نسبت  $\frac{r}{z}$  دارد که می توان آن را از جدول بدست آورد .

### مثال :

یک بار نقطه ای معادل  $700^{KN}$  روی خاک رسی وارد می شود . آزمایشات لازم نشان داده که چنانچه فشار ناشی از بار روی خاک مزبور کمتر و یا مساوی  $25KN/m^2$  باشد ، مقدار نشست خاک جزئی خواهد بود . توزیع فشار را تحت اثر بار نقطه ای رسم کنید . همچنین منطقه ای را که احتمال نشست وجود دارد مشخص کنید . برای این کار کاغذ را به شبکه مربعات  $0.5 \times 0.5$  متر ، با مقیاس مناسب تقسیم کنید .

$I_p$	$r/z$	$I_p$	$r/z$	$I_p$	$r/z$
۰/۰۰۸۵	۲/۰	۰/۰۸۴۴	۱/۰	۰/۴۷۷۵	۰/۰۰
۰/۰۰۷۸	۲/۰۵	۰/۰۷۴۴	۱/۰۵	۰/۴۷۴۵	۰/۰۵
۰/۰۰۷۰	۲/۱۰	۰/۰۶۵۸	۱/۱۰	۰/۴۶۵۷	۰/۱۰
۰/۰۰۶۱	۲/۱۵	۰/۰۵۸۱	۱/۱۵	۰/۴۵۱۶	۰/۱۵
۰/۰۰۵۸	۲/۲۰	۰/۰۵۱۳	۱/۲۰	۰/۴۳۲۹	۰/۲۰
۰/۰۰۵۳	۲/۲۵	۰/۰۴۵۴	۱/۲۵	۰/۴۱۰۳	۰/۲۵
۰/۰۰۴۸	۲/۳۰	۰/۰۴۰۲	۱/۳۰	۰/۳۸۴۹	۰/۳۰
۰/۰۰۴۴	۲/۳۵	۰/۰۳۵۷	۱/۳۵	۰/۳۵۷۷	۰/۳۵
۰/۰۰۴۰	۲/۴۰	۰/۰۳۱۷	۱/۴۰	۰/۳۲۹۴	۰/۴۰
۰/۰۰۳۷	۲/۴۵	۰/۰۲۸۲	۱/۴۵	۰/۳۰۱۱	۰/۴۵
۰/۰۰۳۴	۲/۵۰	۰/۰۲۵۱	۱/۵۰	۰/۲۷۳۳	۰/۵۰
۰/۰۰۳۱	۲/۵۵	۰/۰۲۲۴	۱/۵۵	۰/۲۴۶۶	۰/۵۵
۰/۰۰۲۹	۲/۶۰	۰/۰۲۰۰	۱/۶۰	۰/۲۲۱۴	۰/۶۰
۰/۰۰۲۶	۲/۶۵	۰/۰۱۷۰	۱/۶۵	۰/۱۹۷۸	۰/۶۵
۰/۰۰۲۴	۲/۷۰	۰/۰۱۶۰	۱/۷۰	۰/۱۷۶۲	۰/۷۰
۰/۰۰۲۲	۲/۷۵	۰/۰۱۴۴	۱/۷۵	۰/۱۵۶۵	۰/۷۵
۰/۰۰۲۱	۲/۸۰	۰/۰۱۲۹	۱/۸۰	۰/۱۳۸۶	۰/۸۰
۰/۰۰۱۹	۲/۸۵	۰/۰۱۱۰	۱/۸۵	۰/۱۲۲۶	۰/۸۵
۰/۰۰۱۸	۲/۹۰	۰/۰۱۰۵	۱/۹۰	۰/۱۰۸۳	۰/۹۰
۰/۰۰۱۶	۲/۹۵	۰/۰۰۹۵	۱/۹۵	۰/۰۹۵۶	۰/۹۵
۰/۰۰۱۵	۳/۰۰				

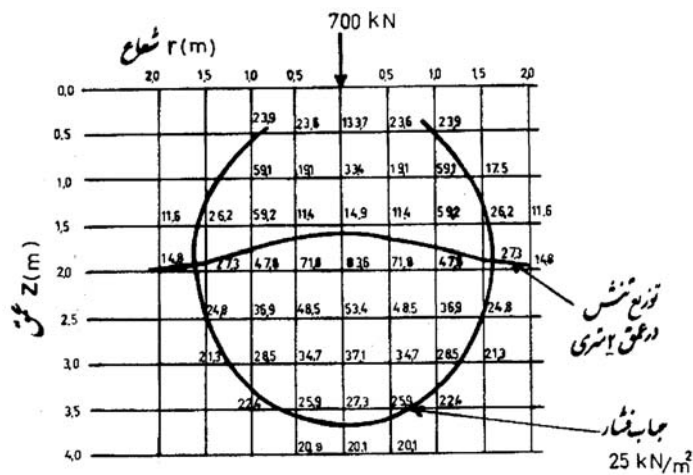
جدول : ضریب تاثیر بوزینسک برای بار نقطه‌ای

حل :

روابط ( ۲ ) ، ( ۸ ) و یا ( ۹ ) را می توان مورد استفاده قرار داد . تنش عمودی محاسبه شده در هر نقطه به فاصله افقی  $r$  و عمودی  $z$  در جدول قید گردیده است . ابتدا نتایج بدست آمده را روی شبکه مربعات  $0.5 \times 0.5^m$  بطوریکه در شکل ( ۲ ) نشان داده شده می توان نوشت . سپس نقاط مربوط به فشار  $25KN/m^2$  را بهم وصل کرد .

$r$	$z$	۲/۰	۱/۵	۱/۰	۰/۵	۰
	۰/۵			۲۳/۹	۲۳۶	۱۳۳۷
	۱/۰		۱۷/۵	۵۹/۱	۱۹۱	۳۳۴
	۱/۵	۱۱/۶	۲۶/۲	۵۹/۲	۱۱۴	۱۴۹
	۲/۰	۱۴/۸	۲۷/۳	۴۷/۸	۷۱/۸	۸۳/۶
	۲/۵		۲۴/۸	۳۶/۹	۴۸/۵	۵۳/۴
	۳/۰		۲۱/۳	۲۸/۵	۳۴/۷	۳۷/۱
	۳/۵			۲۲/۴	۲۵/۹	۲۷/۳
	۴/۰				۲۰/۹	۲۰/۱

منحنی رسم شده دو منطقه مربوط به فشارهای کمتر و بیشتر از  $25KN/m^2$  را از هم جدا می کند . در منطقه ای که در محدوده منحنی قرار دارد احتمال نشست زیاد می باشد . برای محاسبه تنش حاصل از دو یا چند بار متمرکز قائم ، در يك نقطه ، باید تنش قائم ناشی از هر بار را ، برای آن نقطه ، جداگانه محاسبه و سپس حاصل جمع آنها را بدست آورد .

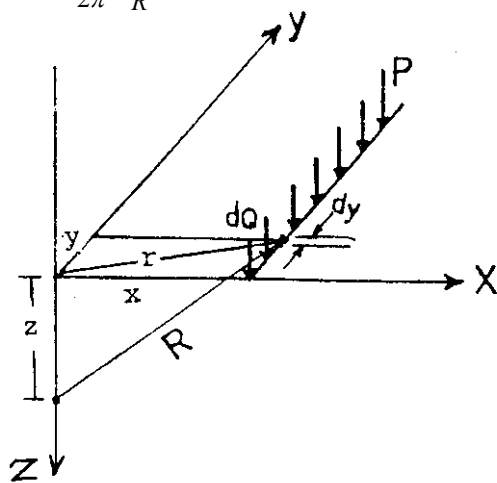


شکل ۲ - توزیع فشار مربوط به مثال

۸-۲-۱-۲ باریکنواخت خطی به طول معین : {۱}

چنانچه بار به صورت پی های نواری به خاک منتقل شود ، در آن صورت مطابق رابطه ( ۲ ) و با توجه به شکل ( ۳ ) می توان نوشت :

$$d\sigma_v = \frac{3dQ}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (10)$$



شکل ۳ - نمایش بار نواری

که اگر مقدار نیروی وارده در واحد طول نوار برابر  $P$  باشد ، در آن صورت :  
 $dQ = pdy$  در نتیجه ، رابطه ( ۱۰ ) را به صورت زیر می توان نوشت :

$$d\sigma_v = \frac{3p}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} dy$$

از طرفی  $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$  می باشد ، بنابراین :

$$d\sigma_V = \frac{3pz^3}{2\pi} \frac{dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

در نتیجه فشار حاصله در اثر بار خطی بطول  $L$  برابر با :

$$\sigma_V = \int_0^L \frac{3pz^3}{2\pi} \frac{dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

خواهد بود . پس از انتگرال گیری از معادله اخیر ، رابطه زیر بدست می آید .

$$\sigma_V = I_1 \frac{p}{z} \quad (11)$$

که در آن  $p =$  مقدار نیرو در واحد طول نوار ،  $z =$  عمق و  $I_1$  عبارت بدون بعدی است که برابر با :

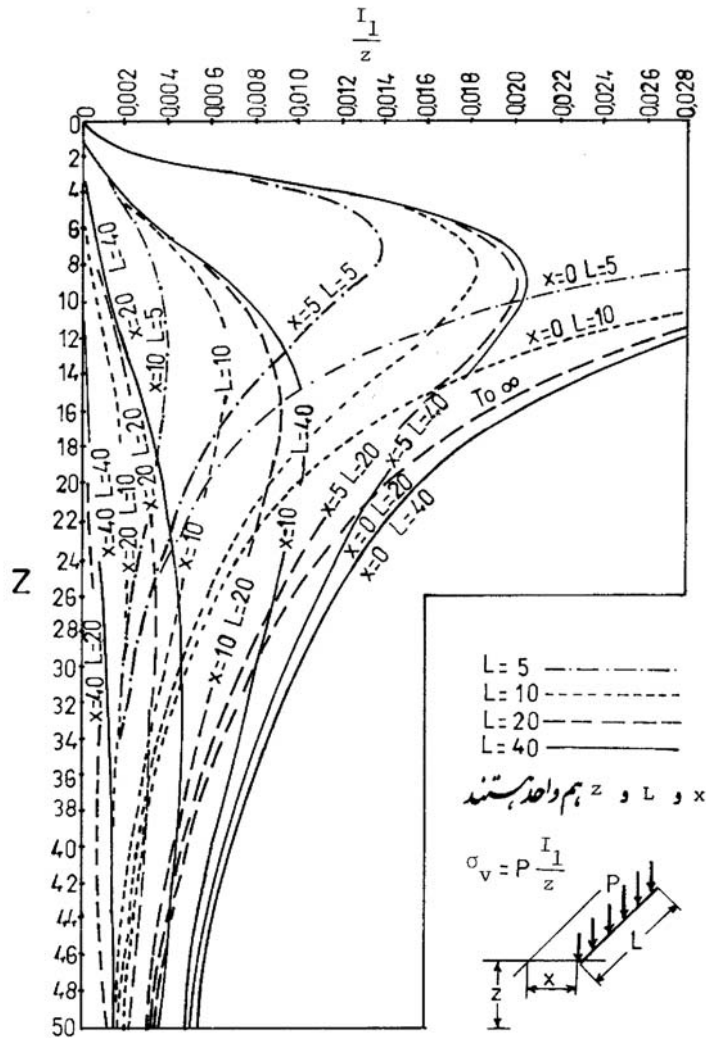
$$I_1 = \frac{1}{2\pi} \frac{n}{m^2 + 1} \frac{1}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \left[ \frac{1}{m^2 + n^2 + 1} + \frac{2}{m^2 + 1} \right] \quad (12)$$

می باشد .  $n, m$  نیز از روابط زیر بدست می آید :

$$n = \frac{L}{z} \quad \text{و} \quad m = \frac{x}{z}$$

برای بدست آوردن مقدار  $I_1$  می توان از شکل ۲ استفاده کرد . در این شکل با داشتن  $x, z$  و  $L$  مقدار

$\frac{I_1}{z}$  بدست می آید که با قرار دادن در رابطه (۱۱) مقدار  $\sigma_V$  بدست خواهد آمد .

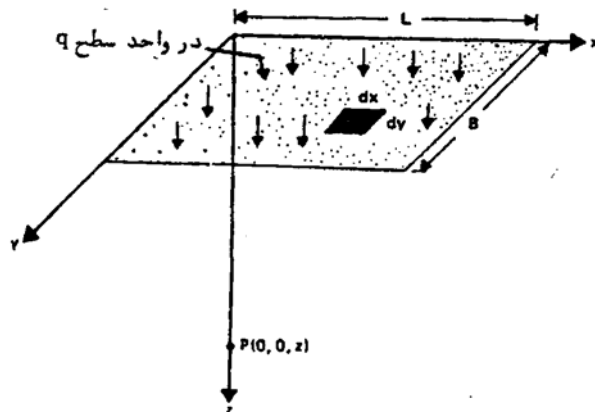


شکل ۴ - گسترش تنش در اثر بار یکنواخت خطی

### ۸-۲-۱-۲ بار یکنواخت مستطیل شکل : {۱}

اغلب بارهای وارده به خاک توسط پی های ساختمانی به صورت مستطیل می باشد ، از این رو لازم است تا چگونگی توزیع تنش زیر سطح بارگذاری مستطیل شکل نیز بررسی و روابط مورد نظر استخراج گردد .

چنانچه مقدار بار وارده در واحد سطح بارگذاری برابر با  $q$  باشد ، مقدار بار عمودی که توسط جزء کوچک از سطح بارگذاری به سطح  $d \times dy$  می شود را می توان به صورت بار نقطه ای برابر با  $q d \times dy$  در نظر گرفت .



شکل ۵ - بار یکنواخت توسط پی مستطیل شکل  
(نقطه  $p$  عمق  $z$  زیر گوشه مستطیل قرار دارد)

با جایگزین کردن مقدار  $q d \times dy$  به جای  $Q$  و  $x^2 + y^2 + z^2$  به جای  $R^2$  در رابطه (۲) ، مقدار تنش حاصل در نقطه  $p$  واقع در زیر گوشه مستطیل برابر است با :

$$d\sigma_V = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

و یا :

$$\sigma_V = \int_{x=0}^{x=L} \int_{y=0}^{y=B} \frac{3q z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy$$

مقدار انتگرال فوق توسط نیومارک ( به نقل از Das, 1983 ) به صورت زیر محاسبه شده است .

$$\sigma_V = q I_r \quad (13)$$

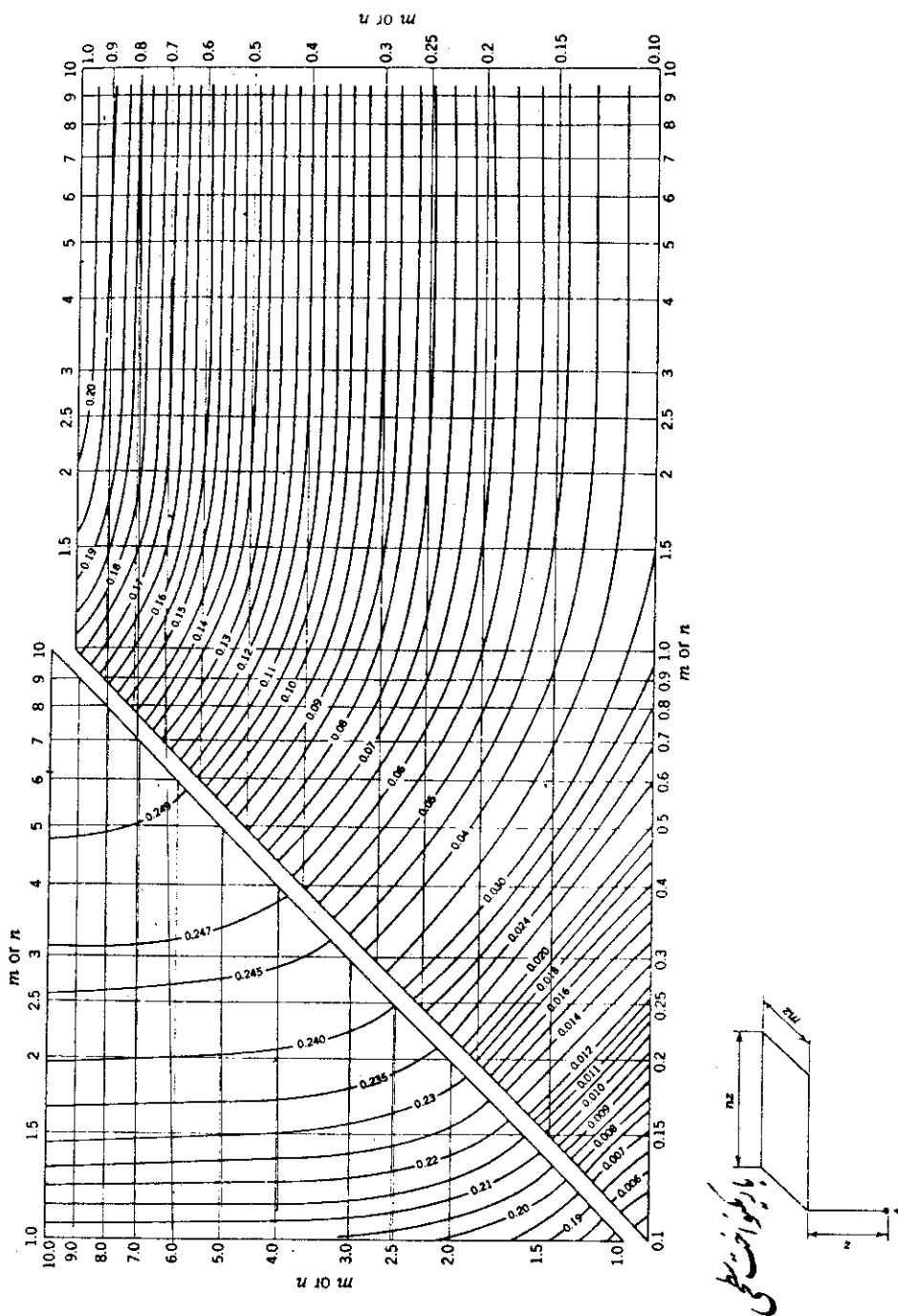
که در آن  $\sigma_V$  تنش قائم زیر یکی از گوشه های سطح بارگذاری مستطیل شکل می باشد.

$q$  مقدار بار وارده در واحد سطح و  $I_r$  بصورت زیر تعریف می شود :

$$I_r = \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2 n^2} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right] + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2} \quad (14)$$

که در آن  $m = \frac{B}{z}$  و  $n = \frac{L}{z}$  و  $B$  عرض سطح بارگذاری ،  $L$  طول سطح بارگذاری و  $z$  عمق می باشد . مقدار  $I_r$  را می توان از شکل ۶ نیز بدست آورد .

چنانچه ، هدف پیدا کردن مقدار تنش زیر نقطه ای خارج یا داخل سطح بارگذاری باشد ، در آن صورت باید مستطیل را به مستطیلهای دیگری طوری تقسیم کرد که آن نقطه در یک گوشه از هر مستطیل قرار گیرد سپس مقدار افزایش تنش حاصله را با توجه به مستطیلهای جدید محاسبه و با یکدیگر جمع کرد .

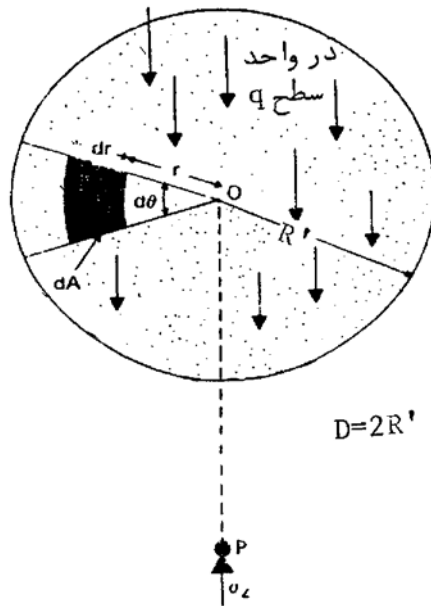


شکل ۶- ضریب  $I_r$  در فرمول ۱۳ (منبع : Lamb 1967)



۸-۲-۱-۴ بار يکنواخت دايره اي شکل {۱}

براي حالتيکه بار توسط پي دايره اي شکل به قطر  $D$  به سطح زمين وارد شود ، مقدار افزايش تنش حاصل را نيز مي توان از روابط بوسينسک بدست آورد . با فرض اينکه مقدار بار وارده در واحد سطح برابر  $q$  باشد و با توجه به شکل (V) مقدار بار وارده توسط جزء کوچک  $dA$  از سطح دايره برابر است با  $q \cdot dA$  که مي توان بصورت يك بار نقطه اي در نظر گرفت .



شکل (V) - بار يکنواخت توسط پي دايره اي شکل  
نقطه  $m$  در عمق  $z$  از سطح زمين قرار دارد

براي محاسبه تنش قائم در نقطه اي نظير  $m$  ، که در عمق  $z$  زير مرکز سطح بارگذاري قرار دارد ، مي توان از رابطه (۲) استفاده کرد . براي اين منظور به جاي  $Q$  مقدار  $q \cdot dA$  و به جاي  $R^2$  مقدار  $r^2 + z^2$  را در اين رابطه قرار مي دهيم ، در نتيجه :

$$d\sigma_v = \frac{3q \cdot dA \cdot z^3}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

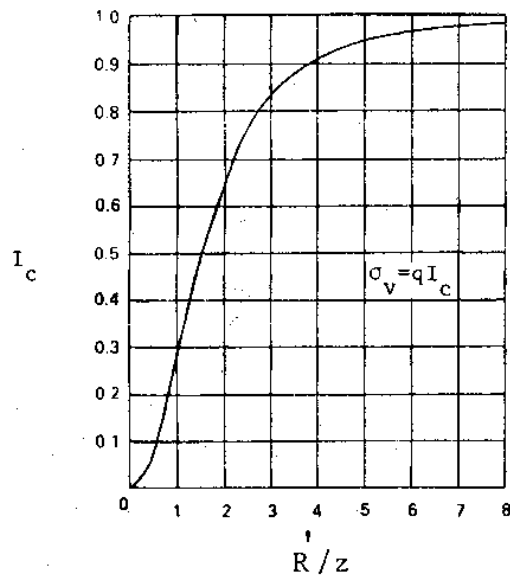
مقدار  $dA$  برابر با  $r \cdot d\theta \cdot dr$  مي باشد ، در نتيجه :

$$\sigma_v = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=R'} \frac{3q}{2\pi} \cdot \frac{z^3 \cdot r \cdot d\theta \cdot dr}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

که پس از انتگرال گيري رابطه (۱۵) بدست مي آيد :

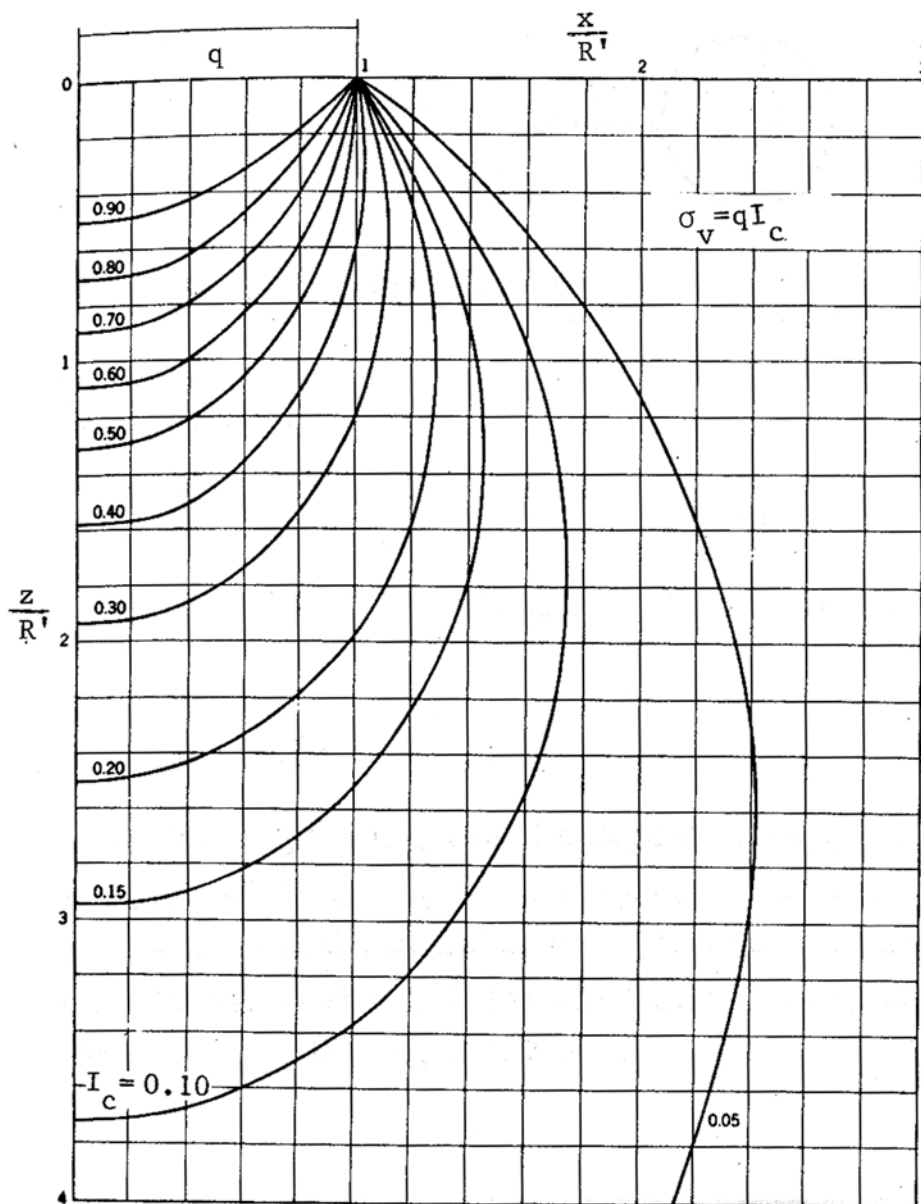
$$\sigma_v = q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (R'/z)^2} \right)^{3/2} \right] = q I_c \quad (15)$$

که در آن  $I_c = \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (R'/z)^2} \right)^{3/2} \right]$  می باشد ، مقدار ضریب تأثیر را می توان از شکل (۸) نیز بدست آورد .



شکل (۸) - ضریب تأثیر  $I_c$  در رابطه ۱۵ برای نقاط زیر مرکز دایره

برای محاسبه مقدار تنش در نقاطی که زیر مرکز سطح بارگذاری قرار ندارند می توان از رابطه (۱۵) استفاده کرد ولی مقدار ضریب تأثیر از شکل (۹) محاسبه خواهد شد . فاصله افقی آن نقطه از مرکز دایره  $x$  می باشد .



شکل (۹) - ضریب تأثیر  $I_c$  در رابطه (۱۵) برای نقاط خارج از مرکز دایره

### ۸-۲ برنامه کامپیوتری تنش در عمق :

به منظور سهولت محاسبات مقدار تنش عمودی در اعماق مختلف در اثر بارگذاری وارده به سطح خاک برنامه کامپیوتری به زبان BASIC تهیه گردیده است که در این قسمت گنجانده شده است .

```

10 REM EXAMPLE A PROGRAM TO CALCULATE INCREASE IN VERTICAL
20 REM STRESS DUE TO SURFACE LOAD USING BOUSSINESQUE
30 REM SOLUTION.
40 PRINT "ENTER k: 1 for point load,2 for line load ,3 for"
50 PRINT "rectangular load and 4 for circular load"
60 INPUT K
70 ON K GOTO 80,280,580,860
80 PRINT "ENTER point load I,(kn) "
90 INPUT L
100 PRINT" ENTER max. depth h and depth increment i ,(m) "
110 INPUT H,I
120 PRINT "ENTER max. Distance d, and distance increment b, (m) "
130 INPUT D,B
140 PRINT
150 PRINT "-----"
160 PRINT "point load on surface (kn)=" ,L
165 PRINT "-----"
170 PRINT "depth", "distance", "V.stress"
180 PRINT "(m)" , "(m)" , "(KN/m2)"
190 PRINT "-----"
200 FOR Z=I TO H STEP I
210 FOR R=O TO D STEP B
220 LET V=((1+(R/Z)^2)^(-2.5))*(3*L/(6.2832*Z^2))
230 LET S=INT(10*V+.5)/10
240 PRINT Z,R,S
250 NEXT R
260 NEXT Z
270 STOP
280 PRINT "ENTER line load I (kn/m)"
290 INPUT L
300 PRINT "ENTER length of line load, m"
310 INPUT LL
320 PRINT "ENTER max. Depth h and depth increment i (m)"
330 INPUT H,I
340 PRINT "ENTER max. Distance d and distance increment b"
350 INPUT D,B
360 PRINT
370 PRINT "-----"
380 PRINT "line load on surface (kn/m) =" ,L
390 PRINT "-----"
400 PRINT "depth" , "distance", "V.stress"
410 PRINT "(m)" , "(m)" , "(kn/m2)"
420 PRINT "-----"

```

```

430 FOR Z=I TO H STEP I
440 FOR X=0 TO D STEP B
450 LET M=X/Z: LET N=LL/Z
460 LET G=M^2+N^2+1
470 LET C1=(1/G)+(2/(M^2+1))
480 LET C2=(C1*(1/SQR(G)))*(N/(M^2+1))
490 LET IL=.159155*C2
500 LET V=IL*L/Z
510 LET S=INT(10*V+.5)/10
520 REM LET V=2*L*(Z^3)/(3.1415*(X^2+Z^2)^2)
530 REM LET S=INT(10*V+.5)/10
540 PRINT Z,X,S
550 NEXT X
560 NEXT Z
570 STOP
580 PRINT "ENTER stress on surface p (kn/m2)"
590 INPUT P
600 PRINT "ENTER length l and width w of rectangular(m)"
610 INPUT L,w
620 PRINT "ENTER max. depth h and depth increment i (m) "
630 INPUT H,I
640 PRINT
650 PRINT "-----"
660 PRINT "stress on surf.of rectangular(kn/m2)=",P
670 PRINT "length=",L,"width=",W
680 PRINT "-----"
690 PRINT      "depth"  ,      "v.stress under"
700 PRINT      "(m)"    ,      "corner kn/m2"
710 PRINT "-----"
720 FOR Z=I TO H STEP I
730 LET M=L/Z
740 LET N=W/Z
750 LET G=M^2+N^2+1
760 LET F=(2*M*N*SQR(G)*(G+1))/(G*(G+(M^2*N^2)))
770 LET T=ATN((2*M*N*SQR(G))/(G-(M^2*N^2)))
780 LET Y=7.957747E-02*(F+T)
790 IF Y>0 THEN 810
800 LET Y=Y+. 25
810 LET V=Y*P
820 LET S=INT(10*V+.5)/10
830 PRINT Z,S
840 NEXT Z
850 STOP
860 PRINT "ENTER stress on surf. of circle p (kn/m2)"

```

```

870 INPUT P
880 PRINT "ENTER radius r (m)"
890 INPUT R
900 PRINT
910 PRINT "ENTER max. depth h and depth increment i (m)"
920 INPUT H,I
930 PRINT
940 PRINT "-----"
950 PRINT "stress on surf. of circle(kn/m2) =",P
960 PRINT "radius of circle (m) =",R
970 PRINT "-----"
980 PRINT "depth" , "stress under center"
990 PRINT "(m)" , "( kn!m2)"
1000 PRINT "-----"
1010 FOR Z=I TO H STEP I
1020 LET V=P*(1-((1/(1+(R/Z)^2))^1.5))
1030 LET S=INT(10*V+.5)/10
1040 PRINT Z,S
1050 NEXT Z
1060 END

```

### مثال (۸-۱) :

مطلوب است مقدار تنش عمودي در اثر بارگذاري نقطه اي  $2000 \text{ KN}$  در عمق  $3$  متر و به فاصله  $3$  متر از محل بارگذاري با استفاده از برنامه کامپيوتري .

```

Ok
RUN
Enter k: 1 for point load ,2 for line load ,3 for rectangular load and 4 for circular load
? 1
Enter point load l,(kn)
? 2000
Enter max. depth h and depth increment. 1 . (m)
? 3,1
Enter max. distance d, and distance increment b, (m)
? 3.1

```

-----  
point load on surface (kn)= 2000  
-----

depth (m)	distance (m)	v.stress (KN/m2)
1	0	954.9

1	1	168.8	
1	2	17.1	133
2	0	238.7	
2	1	136.7	
2	2		42.2
2	3	12.5	
3	0		106.1
3	1	81.5	
3	2		42.3
3	3	18.8	

Break in 270

Ok

### مثال (۸-۲) :

مطلوبست مقدار تنش عمودي در اثر بارگذاري در عمق سه متر و به فاصله سه متر از بار خطي به طول ۱۰۰ متر . مقدار با وارده در طول واحد برابر  $400 \text{ KN}$  مي باشد .

Ok

RUN

ENTER k: 1 for point load ,2 for line load ,3 for rectangular load and 4 for circular load

? 2

ENTER line load l (kn/m)

? 400

ENTER .length of line load, m

? 100

ENTER max. depth h and depth increment 1 (m)

? 3,1

ENTER max. distance d and distance increment b

? 3,1

-----  
line load on surface (kn/m) = 400  
-----

depth (m)	distance (m)	v.stress (kn/m <sup>2</sup> )
--------------	-----------------	----------------------------------

1	0	127.3
1	1	31.8
1	2	5.1
1	3	1.3
2	0	63.7

2	1	40.7
2	2	15.9
2	3	6
3	0	42.4
3	1	34.4
3	2	20.3
3	3	10.6

Break in 570

Ok

### مثال (۸-۳) :

مطلوبست مقدار تنش عمودي در عمق ۳ متری زیر گوشه پی مستطیل شکل . مقدار نیرو در واحد سطح برابر  $400 \text{ kn/m}^2$  می باشد . طول و عرض پی به ترتیب ۱۰ و ۵ متر می باشد .

RUN

Enter k: 1 for point load, 2 for line load, 3 for rectangular load and 4 for circular load

? 3

Enter stress on surface p (kn/m<sup>2</sup>)

? 400

Enter length l and width w of rectangular(m)

? 10,5

Enter max. depth h and depth increment i (m)

? 3,1

-----  
Stress on surf.of rectangular(kn/m<sup>2</sup>)= 400

length= 10 width= 5

-----  
depth v.stress under corner  
(m) kn/m<sup>2</sup>

1 99.7

2 97.6

9

3.2

Break in 750

Ok



مثال (۸-۴) :

مطلوبست مقدار تنش عمودي در عمق ۳ متري زير سطح بارگذاري دايره اي شکل ، شعاع سطح بارگذاري برابر ۱۰ متر و مقدار بار وارده برابر  $400 \text{ kN/m}^2$  مي باشد .

RUN

Enter k: 1 for point load ,2 for line load ,3 for rectangular load and 4 for circular load

? 4

Enter stress on surf. of circle p (kn/m2)

? 400

Enter radius r (m)

? 10

Enter max. depth h and depth increment 1 (m)

? 3,1

-----  
Stress on surf. of circle(kn/m2) = 400

radius of circle (m) = 10  
-----

depth (m)	stress under center (kn/m2)
--------------	--------------------------------

-----  
1            399.6

2            397

3            390.5

Ok

# فصل نهم

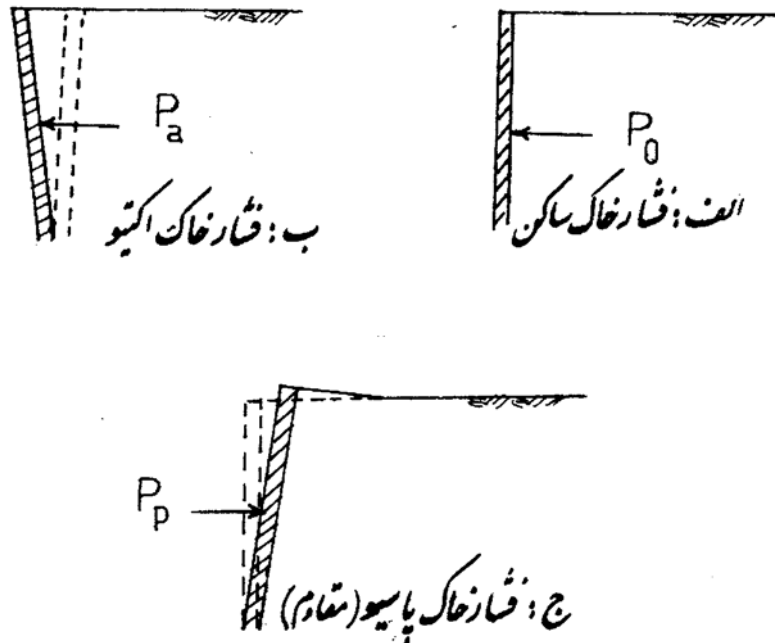
## فشارهای جانبی خاک (Lateral Earth Pressure) {۱}

### ۹-۱ مقدمه

در این فصل ، مقدار و توزیع فشارهای جانبی ، بین توده خاک و بناهای حائل مورد بحث قرار می گیرد . شکل ( ۱ الف ) یک دیوار حائل صلب که امکان هیچگونه حرکت و یا تغییر شکل در آن وجود ندارد را نشان می دهد . نیروهائی که از طرف خاک به دیوار وارد می شود "فشار خاک ساکن"<sup>۱</sup> نامیده شده و با  $p_0$  نشان می دهیم. جهت این نیرو عمود بر دیوار می باشد .

چنانچه به دیوار فوق امکان حرکت داده شود تا از خاک فاصله بگیرد ، فشاری که از طرف خاک به دیوار وارد می شود ، رو به کاهش گذاشته و به یک حد ثابتی می رسد . این حد مینیمم نیرو را که دیوار باید خنثی کند تا تعادل آن بهم نخورد ، "فشار خاک محرک"<sup>۲</sup> یا بطور ساده فشار خاک نامیده و به  $p_a$  نشان می دهیم ( شکل ۱- ب ) . جهت نیروی ناشی از این فشار بستگی به زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار دارد .

اگر تحت یک نیروی خارجی ، دیوار بطرف خاک حرکت کند و نیروی لازم برای ادامه حرکت افزایش داده شود ، نهایتاً به یک حد ثابتی می رسد . این حد ماکزیمم را که خاک باید تحمل کند تا تعادل آن بهم نخورد ، "فشار خاک مقاوم"<sup>۱</sup> یا "مقاومت خاک" نامیده و با  $p_p$  نشان می دهیم ( شکل ۱- ج ) .



شکل ۱- فشارهای جانبی خاک

Earth Pressure At Rest

Active Earth Pressure

Passive Earth Earth Pressure

## ۹-۲ محاسبه فشارهای جانبی خاک {۱}

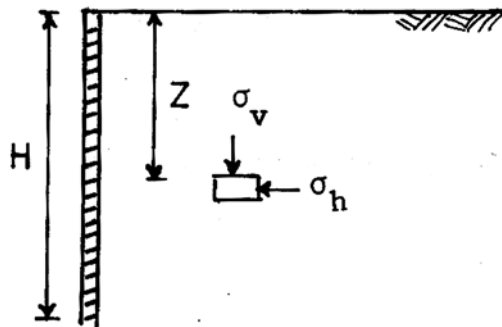
برای بدست آوردن مقدار فشار خاک محرك و مقاوم از تئوریهای رانکین (Ranking, 1807) و کولمب (Coulomb, 1779) استفاده می شود .

### ۹-۲-۱ تئوری رانکین

تئوری رانکین فشارهای جانبی توده خاک ( $p_p, p_a$ ) را در حالتی که به تعادل پلاستیک رسیده است ، در نظر می گیرد . به عبارت دیگر ، موقعی که تغییر شکل جانبی خاک در حدی است که شکست در آستانه وقوع در تمام توده خاک می باشد ، فشار های جانبی خاک محاسبه می شود .

#### ۹-۲-۱-۱ فرضیات تئوری رانکین :

- ۱- خاک ایزوتروپ و همگن است .
  - ۲- قانون کولمب ( $\tau = c + \sigma \tan \phi$ ) صادق است .
  - ۳- سطوح شکست در خاک مستوی هستند .
  - ۴- اصطکاکی بین خاک و دیوار وجود ندارد .
- یک توده خاک با یک سطح افقی و یک حد عمودی ( دیوار حائل ) که تا عمق بینهایت ادامه دارد را در نظر بگیرید ، شکل ( ۲ ) . یک جزء کوچک خاک در عمق  $Z$  ، تحت تأثیر تنشهای قائم  $\sigma_v$  و تنشهای جانبی  $\sigma_h$  قرار دارد .



شکل ۲ - نمایش تنش های وارده به یک جزء کوچک

مقدار تنشهای عمودی وارد به جزء کوچک مورد نظر با استفاده از رابطه تعادل  $\sum F_z = 0$  برابر است با :

$$\sigma_v = z \cdot \gamma \quad (1)$$

که در آن  $\gamma$  وزن واحد حجم خاک می باشد .

مقدار تنشهای جانبی  $\sigma_h$  مضربی از تنشهای عمودی  $\sigma_v$  می باشد :

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (2)$$

مقدار تنش جانبی که باید به جزء کوچک فوق وارد شود تا هیچگونه حرکت و یا تغییر شکل

کشسان در آن مشاهده نشود " فشار خاک ساکن " نامیده شده و به  $\sigma_o$  نشان می دهیم .

$$\sigma_o = K_o\sigma_v \quad (3)$$

که در آن  $K_o$  ضریب فشار خاک ساکن می باشد . برای خاکهای تحکیم عادی یافته و بیش تحکیم یافته که نسبت بیش تحکیمی  $^1 (OCR)$  آنها کمتر از ۳ باشد ضریب  $K_o$  کوچکتر از یک و برای خاکهای بیش تحکیم یافته که نسبت بیش تحکیمی بیش از ۳ باشد ، مقدار  $K_o$  را می توان توسط دایره موهر نشان داد ( دایره A شکل ۳ ) .

**تخمین  $K_o$  :**

معروفترین رابطه برای تخمین  $K_o$  توسط جکی (Jacky,1944,1948) بدست آمده که به فرم زیر

می باشد :

$$k_o = 1 - \sin \phi' \quad (4)$$

این رابطه برای خاکهای تحکیم عادی یافته مناسب می باشد . مقدار  $K_o$  برای این گونه خاکها در حدود ۰/۴ تا ۰/۴۵ در طراحی اولیه منظور می شود (Holts and kovacs,1981) . چنانچه ماسه قبلاً تحت بار قرار گرفته باشد ، مقدار  $k_o$  بزرگتر خواهد بود . آلپان (Alpan,1967) رابطه زیر را پیشنهاد کرده است .

$$K_o = (OCR)^h \quad (5)$$

که در آن  $h$  یک عدد تجربی بوده و مقدار آن بین ۰/۴ تا ۰/۵ تغییر می کند و ممکن است حداکثر تا

۰/۶ نیز برسد .

برای خاکهای رسی رابطه ای بین شاخص خمیری ( $PI$ ) و  $K_o$  بصورت زیر نیز بدست آمده

است :

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left( \frac{PI}{100} \right) \quad (6)$$

مقدار  $K_o$  برای خاکهای خیلی بیش تحکیم یافته ممکن است به بزرگتر از ۳ نیز برسد .

مقدار  $K_o$  را می توان از رابطه زیر نیز بدست آورد (Bowles,1979)

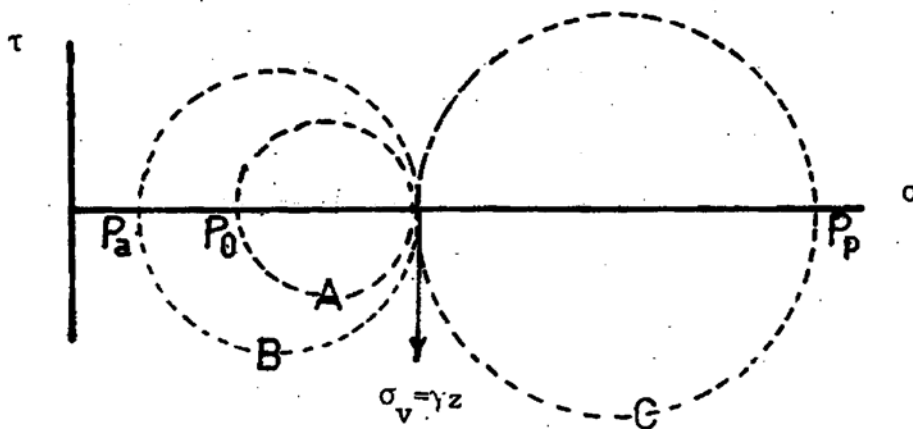
$$K_o = M - \sin \phi \quad (7)$$

که در آن  $M$  برای خاکهای تحکیم عادی یافته ، چسبنده و غیر چسبنده و همچنین برای غلات مثل ذرت و جو برابر با یک و برای خاکهای پیش تحکیم یافته رس ( $OCR > 2$ ) برابر با  $0.95$  می باشد .  
 $\phi =$  زاویه اصطکاک داخلی خاک .

همچنین برای تخمین مقدار  $K_0$  می توان از جدول زیر استفاده کرد .

نوع خاک	$K_0$
ماسه متراکم	$0.35$
ماسه شل	$0.6$
رس ، تحکیم عادی یافته	$0.5-0.6$
خاک رس با $OCR = 2/5$	$1.0$
خاک رس با $OCR = 2.0$	$2/8$

چنانچه در شکل ( ۲ ) دیوار بسمت چپ حرکت کند ، خاک منبسط شده و در نتیجه مقدار  $\sigma_h$  کاهش می یابد . اگر این تغییر شکل به اندازه کافی ادامه یابد ، خاک به حالت تعادل پلاستیک می رسد ، مقدار  $\sigma_h$  در این حالت را به  $p_a$  نشان داده آنرا فشار خاک محرک می نامند ( دایره  $B$  شکل ۳ ) .



شکل ۳ - دایره موهر برای فشارهای خاک در عمق  $z$   
 ( حالت های خاک ساکن دایره  $A$  ، محرک دایره  $B$  و مقاوم دایره  $C$  )

فشار محرک ( $p_a$ ) برابر است با :

$$P_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (۸)$$

که در آن  $K_a$  ، ضریب فشار خاک محرک می باشد و از رابطه زیر بدست می آید .

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (9)$$

وقتی تنش افقی برابر فشار محرک می شود ، دو سری سطوح شکست وجود دارند که هر کدام زاویه  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$  با سطح افق می سازند ( شکل ۴ ، الف ) .

چنانچه دیوار بطرف خاک رانده شود ، خاک فشرده شده و مقدار  $\sigma_h$  افزایش می یابد . با افزایش  $\sigma_h$  حالتی بوجود می آید که  $\sigma_h$  و  $\sigma_v$  برابر می شود . دایره موهر در این حالت یک نقطه است و کلیه تنشها به تنش عمودی تبدیل شده و تنش برشی صفر است . به عبارت دیگر ، تنشهای وارده به جزء کوچک خاک از هر جهت یکسان می باشد . در این حالت گویند خاک در حالت هیدرواستاتیک می باشد . چنانچه  $\sigma_h$  مرتب افزایش یابد ،  $\sigma_h$  بزرگتر از  $\sigma_v$  گردیده و زمانی می رسد که خاک به حالت تعادل پلاستیک می رسد . مقدار  $\sigma_h$  را در این حالت با  $P_p$  نشان داده و آنرا فشار خاک مقاوم می نامند ( دایره C شکل ۳ ) . در نتیجه مقدار فشار مقاوم  $P_p$  با توجه به رابطه ( ۸ ) برابر است با :

$$\sigma_v = P_p K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (10)$$

توجه شود که رابطه ( ۱۰ ) همان رابطه ( ۸ ) می باشد با این تفاوت که در این حالت  $P_p$  تنش اصلی حداکثر و  $\sigma_v$  تنش اصلی حداقل می باشد . رابطه ( ۱۰ ) را نیز می توان به صورت زیر نوشت :

$$P_p = \frac{1}{K_a} \sigma_v + 2c \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (11)$$

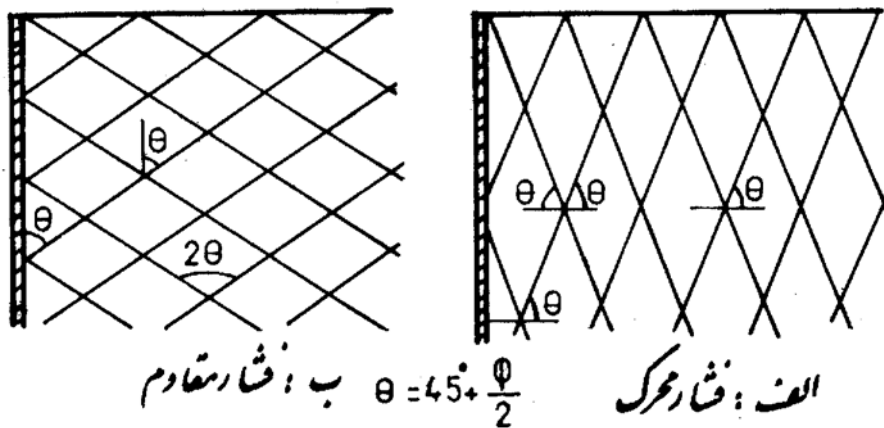
و یا :

$$P_p = K_p \sigma_v + 2C\sqrt{K_p} \quad (12)$$

$K_p$  ، که ضریب فشار مقاوم نامیده می شود . برابر است با :

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (13)$$

وقتی تنش افقی برابر فشار مقاوم باشد ، دو سری سطوح شکست که هر کدام با سطح عمودی زاویه  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$  می سازد وجود خواهد داشت ( شکل ۴ ، ب ) .



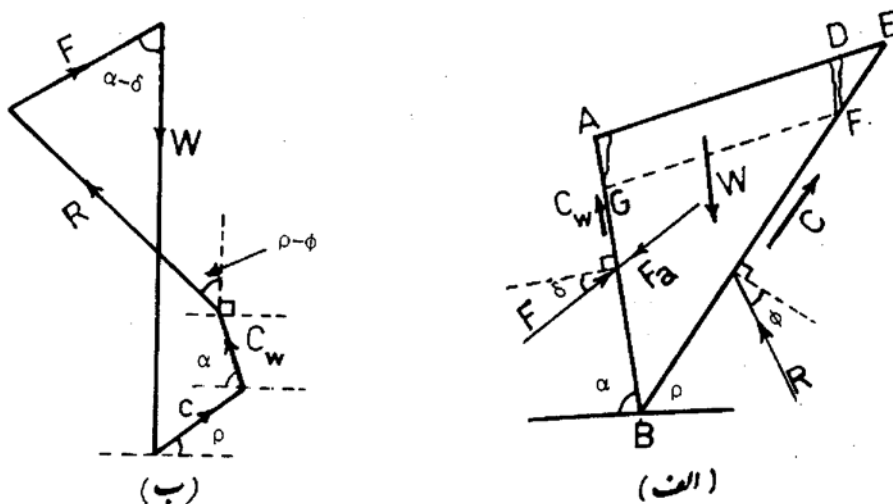
شکل ۴ - خطوط شکست خاک برای فشارهای جانبی خاک

### ۹-۲-۲ تئوری کولمب {۱}

تجزیه و تحلیل کولمب از نظر فرضیات مشابه رانکین است با این تفاوت که وی زاویه اصطکاک و نیز چسبندگی بین خاک و دیوار را به حساب آورده است. در یک حالت کلی (دیوار غیر قائم، سطح خاک بالای دیوار شیبدار و نوع خاک  $C, \phi$ ) بر روی یک گوه آزمایشی پنج نیرو به شرح زیر اثر می کند (شکل ۵):

- ۱- وزن گوه،  $W$  که امتداد آن قائم می باشد.
  - ۲- نیروی چسبندگی خاک در سطح شکست  $C$ ، که برابر است با  $C = c \times BE$  (اگر شکاف نباشد) و یا  $C = c \times BF$  (اگر شکاف باشد). این نیرو در امتداد سطح گسیختگی عمل می کند. جهت آن در حالت محرک به طرف بالا و در حالت مقاوم به طرف پایین است. شکافها ممکن است بر اثر کشش در خاکهای چسبنده بوجود آید<sup>۱</sup>.
  - ۳- نیروی عکس العمل خاک،  $R$ ، که نسبت به خط عمود بر صفحه شکست زاویه ای برابر با  $\phi$  (زاویه اصطکاک داخلی خاک) می سازد. در حالت محرک  $R$  پایین خط عمود بر صفحه شکست و در حالت مقاوم در بالای آن قرار می گیرد.
  - ۴- نیروی چسبندگی بین خاک و دیوار،  $C_w$ ، که برابر است با:  $C_w = c \times AB$  (اگر شکاف نباشد) و یا  $C_w = c \times BG$  (اگر شکاف باشد). این نیرو در امتداد دیوار اثر می کند، جهت آن در حالت محرک به طرف بالا و در حالت مقاوم به طرف پایین است.
  - ۵- عکس العمل دیوار در مقابل نیروی محرک (یا مقاوم)،  $F$ ، امتداد این نیرو، با عمود بر دیوار زاویه ای برابر با  $\delta$  می سازد.  $\delta$  زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار است که با آزمایش برش مستقیم قابل اندازه گیری است.
- نیروهای یاد شده در شکل ۵ - (الف) و نمودار آنها در شکل ۵ - (ب) نشان داده شده است.



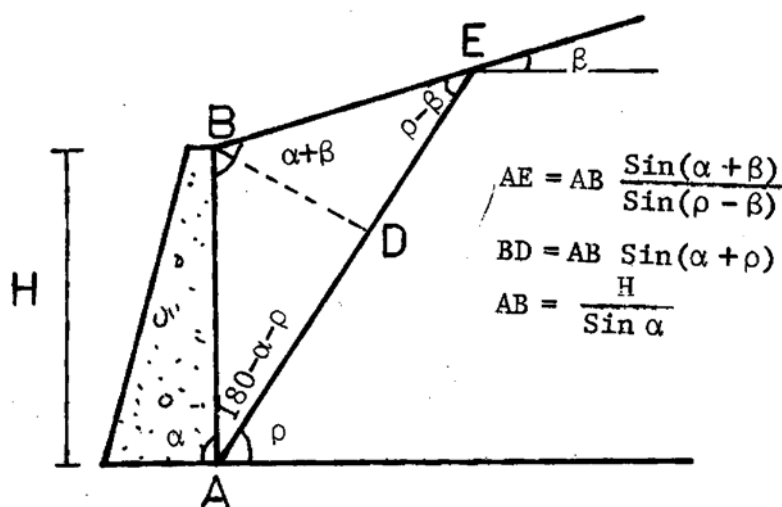


شکل ۵ - نیروها و نمودار آنها در تئوری کولمب (حالت محرک)

مشابه این نمودار را می توان برای حالت مقاوم نیز رسم کرد . چنانچه شکافها از آب پر باشند نیروی هیدرواستاتیک را نیز می توان بحساب آورد .

هدف از ترسیم نمودار نیروها ، بدست آوردن نیروی  $F$  در شکل ( ۵ ) می باشد . همانطور که قبلاً نیز اشاره شد ، امتداد و مقدار  $F$  با امتداد و مقدار نیروی محرک ( یا مقاوم ) برابر ولی جهت آن مخالف می باشد .

از آنجا که جهت همه نیروها و مقدار نیروهای  $C, W, C_w$  ( و در صورت پر بودن شکاف از آب نیروی هیدرواستاتیک ) معلوم می باشد ، با رسم نمودار نیروها با مقیاس مناسب می توان  $F$  را بدست آورد . همچنین از راه مثلثاتی نیز با استفاده از نمودار نیروها ، مقدار  $F$  بطور دقیق تر قابل محاسبه است . در سطری زیر نحوه استخراج فرمول برای یک خاک غیر چسبنده ( $c = 0, c_w = 0$ ) شرح داده شده است . ( در خاکهای چسبنده می توان مستقیماً از نمودار نیروها استفاده کرد )



شکل ( ۶ ) - فشارهای جانبی با روش کولمب

در شکل (۶) سطح  $ABE$  برابر است با :

$$S_{ABE} = \frac{1}{2} BD(AE)$$

در مثلث  $ABD$  می توان نوشت :

$$\frac{BD}{\sin(180 - \alpha - \rho)} = \frac{AB}{\sin(90)}$$

که از آنجا :

$$BD = AB \sin(\alpha + \rho)$$

همچنین در مثلث  $ABE$  داریم :

$$AE = AB \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)}$$

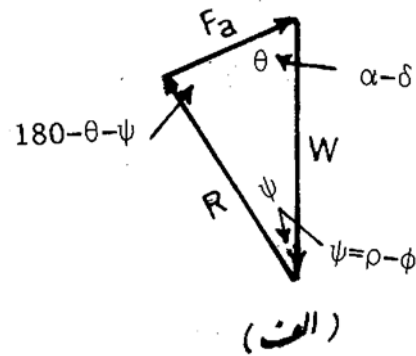
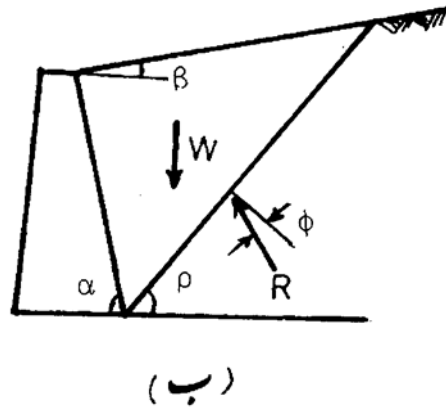
از طرفی با توجه به اینکه  $AB = H / \sin \alpha$  در نتیجه ، سطح  $ABE$  برابر است با :

$$S_{ABE} = \frac{H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right]$$

و وزن توده خاک بالای سطح  $AE$  ، در واحد طول دیوار برابر است با :

$$W = \gamma \times S_{ABE} \times 1 = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right]$$

مقدار  $F_a$  را می توان با رسم مثلث نیروها محاسبه نمود . داریم :



شکل ۷ - مثلث نیروها برای تعیین  $F_a$  در خاکهای غیر چسبنده

در شکل (۷ - الف) می توان نوشت :

$$\frac{F_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{W}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

و از آنجا :

$$F_a = \frac{W \sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

معادله اخیر نشان می‌دهد که  $F_a$  تابعی از  $\rho$  می‌باشد و بقیه عبارات برای هر مسئله ثابت هستند. با قرار دادن مقدار  $W$  در معادله اخیر داریم:

$$F_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

مقدار ماکزیمم  $F_a$  وقتی است که  $\frac{\partial F_a}{\partial \rho} = 0$ . بنابراین با مشتق‌گیری از رابطه فوق و مساوی

صفر قرار دادن آن، مقدار کل نیروی محرک بدست خواهد آمد:

$$F_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (14)$$

رابطه (14) را می‌توان بصورت  $F_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} k_a$  نوشت که در آن:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (15)$$

مقادیر  $K_a$  برای مقادیر مختلف  $\delta, \phi, \beta$  برای حالت  $\alpha = 90^\circ$  در جدول زیر داده شده است.

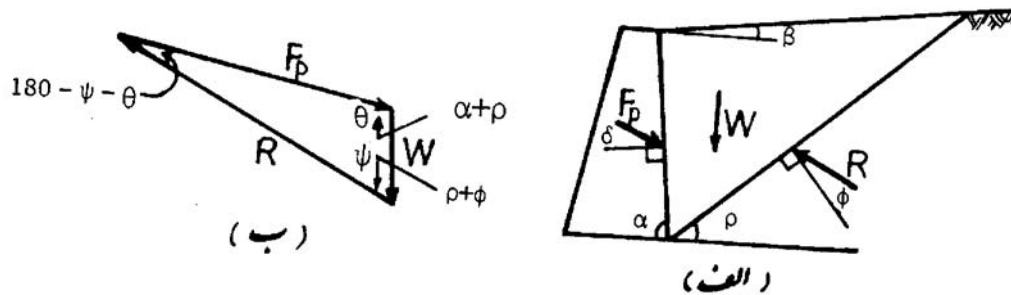
۴۰	۳۸	۳۶	۳۴	۳۲	۳۰	۲۸	۲۶	$\phi$	$\delta$
$\alpha = 90^\circ$								$\beta = 0^\circ$	
۰/۲۱۷	۰/۲۳۸	۰/۲۶۰	۰/۲۸۳	۰/۳۰۷	۰/۳۳۳	۰/۳۶۱	۰/۳۹۰	۰	
۰/۲۰۱	۰/۲۱۸	۰/۲۳۷	۰/۲۵۷	۰/۲۷۸	۰/۳۰۰	۰/۳۲۴	۰/۳۴۹	۱۶	
۰/۲۰۰	۰/۲۱۸	۰/۲۳۷	۰/۲۵۶	۰/۲۷۷	۰/۲۹۹	۰/۳۲۳	۰/۳۴۸	۱۷	
۰/۱۹۹	۰/۲۱۷	۰/۲۳۵	۰/۲۵۵	۰/۲۷۶	۰/۲۹۷	۰/۳۲۰	۰/۳۴۵	۲۰	
۰/۱۹۹	۰/۲۱۷	۰/۲۳۵	۰/۲۵۴	۰/۲۷۵	۰/۲۹۶	۰/۳۱۹	۰/۳۴۳	۲۲	
$\alpha = 90^\circ$								$\beta = 5^\circ$	
۰/۲۲۷	۰/۲۲۹	۰/۲۷۲	۰/۲۹۷	۰/۳۲۳	۰/۳۵۲	۰/۳۸۲	۰/۴۱۴	۰	
۰/۲۱۰	۰/۲۲۹	۰/۲۵۰	۰/۲۷۲	۰/۲۹۵	۰/۳۱۹	۰/۳۴۵	۰/۳۷۳	۱۶	
۰/۲۱۰	۰/۲۲۸	۰/۲۴۹	۰/۲۷۱	۰/۲۹۴	۰/۳۱۸	۰/۳۴۴	۰/۳۷۲	۱۷	
۰/۲۰۹	۰/۲۲۸	۰/۲۴۸	۰/۲۷۰	۰/۲۹۲	۰/۳۱۶	۰/۳۴۲	۰/۳۷۰	۲۰	
۰/۲۰۹	۰/۲۲۸	۰/۲۴۸	۰/۲۶۹	۰/۲۹۲	۰/۳۱۶	۰/۳۴۱	۰/۳۶۹	۲۲	
$\alpha = 90^\circ$								$\beta = 10^\circ$	
۰/۲۳۸	۰/۲۶۱	۰/۲۸۶	۰/۳۱۴	۰/۳۴۳	۰/۳۷۴	۰/۴۰۷	۰/۴۴۳	۰	
۰/۲۲۱	۰/۲۴۲	۰/۲۶۵	۰/۲۸۹	۰/۳۱۵	۰/۳۴۲	۰/۳۷۲	۰/۴۰۴	۱۶	
۰/۲۲۱	۰/۲۴۲	۰/۲۶۴	۰/۲۸۸	۰/۳۱۴	۰/۳۴۲	۰/۳۷۱	۰/۴۰۴	۱۷	
۰/۲۲۰	۰/۲۴۱	۰/۲۶۳	۰/۲۸۷	۰/۳۱۳	۰/۳۴۰	۰/۳۷۰	۰/۴۰۲	۲۰	
۰/۲۲۰	۰/۲۴۱	۰/۲۶۳	۰/۲۸۷	۰/۳۱۲	۰/۳۴۰	۰/۳۶۹	۰/۴۰۱	۲۲	

جدول - ضریب فشار محرك برای تنوري كولمب (حالت  $C = 0$ )

برای محاسبه نیروی کل مقاوم، شکل (۸) را در نظر بگیرید.

در اینجا نیز می توان نوشت:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)}$$



شکل ۸ - نیروی کل مقاوم با روش كولمب در خاکهای غیر چسبنده

و با استفاده از مثلث نیروها در شکل ( ۸ ، ب ) داریم :

$$F_P = W \frac{\sin(\rho + \phi)}{\sin(180 - \rho - \phi - \delta - \alpha)}$$

با ترکیب دو رابطه فوق و همچنین با مشتق گیری از رابطه بدست آمده نسبت به  $\rho$  و مساوی صفر قرار دادن ، نیروی کل مقاوم برابر خواهد بود با :

$$F_P = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (16)$$

رابطه اخیر را می توان به صورت :  $F_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P$  نوشت که در آن :

$$K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (17)$$

### ۹-۲ ارزیابی و مقایسه روشهای رانکین و کولمب {۱}

در تئوری رانکین ، تنش در یک توده خاک ، که تنها از یک جهت ( جهت عمود بر دیوار ) تا بینهایت ادامه ندارد ، در نظر گرفته می شود . تمام توده خاک تحت انبساط یا فشردگی قرار دارد . عملاً جابجائی انتقالی<sup>۱</sup> و یا چرخشی<sup>۲</sup> یک دیوار ، با ارتفاع محدود ، نمی تواند در تمام توده خاک حالت محرك یا مقاوم را بوجود آورد . حالات محرك و مقاوم فقط در گوه ای از خاک که بین دیوار و یک سطح گسیختگی که از پایه دیوار می گذرد ، رخ می دهد . در حالت محرك ، زاویه بین سطح گسیختگی و صفحه افقی و در حالت مقاوم ، زاویه بین سطح گسیختگی و صفحه قائم، برابر با  $\left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$  می باشد . خاک گوه مزبور ، در حالت تعادل خمیری<sup>۳</sup> ( پلاستیک ) و بقیه خاک در حالت تعادل کشسان<sup>۴</sup> ( الاستیک ) می باشد .

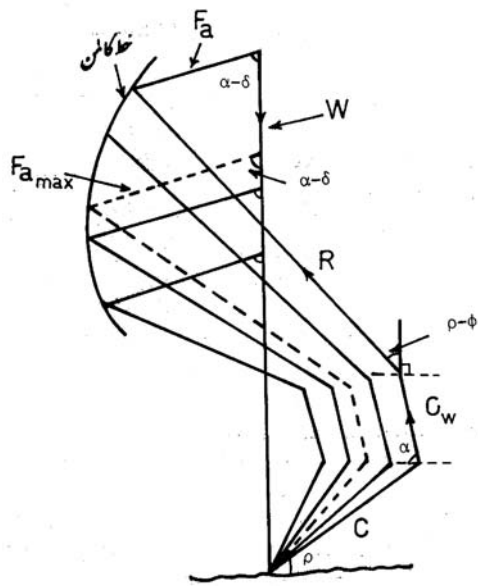
---

Translational Movement

Rotational Movement

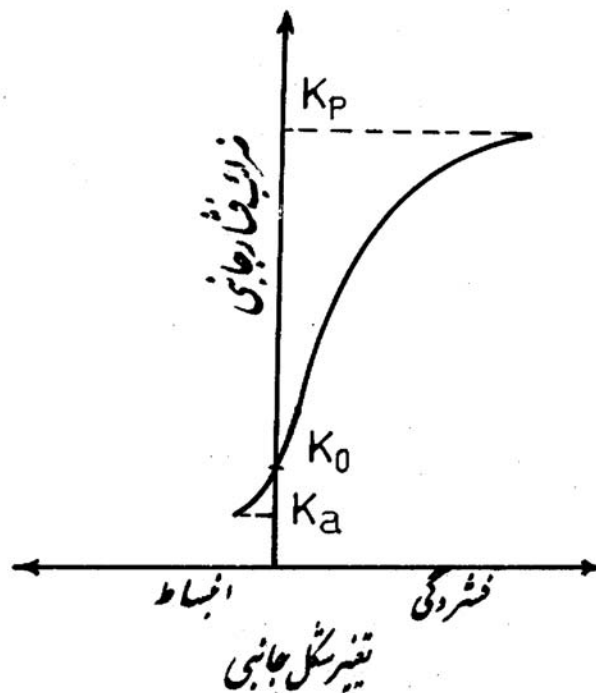
Plastic Equilibrium

Elastic Equilibrium



شکل ۹ - روش کولمب برای خاکهای چسبنده

اگر تغییر شکل خاک ، که با چرخش دیوار حول پایه و یا انتقال آن توأم است، به اندازه کافی باشد ، حالت محرك یا مقاوم در گوه یاد شده بوجود می آید . مقدار تغییر شکل لازم برای ایجاد حالت مقاوم ، مطابق شکل ( ۱۰ ) بیشتر از محرك می باشد .



شکل ۱۰ - رابطه بین ضرایب فشار جانبی خاک و تغییر شکل جانبی

چنانچه تغییر شکل جانبی به اندازه کافی صورت نگیرد ، خاک نزدیک دیوار در حالت کشسان باقی می ماند . در این حالت ، به عنوان مثال ، در شرائطی که دیوار به طرف خارج رانده می شود ، فشار جانبی از نظر مقدار ، بین فشار خاک ساکن و فشار محرك می باشد . در عمل مقدار جابجائی دیوار مشخص نیست . چنانچه ، شرائط لازم برای جابجائی دیوار وجود داشته باشد ، دیوار را فقط برای فشار محرك طراحی می کنند .

در تئوری رانکین دیوار صاف فرض می شود ، در حالیکه در عمل ممکن است اصطکاک قابل ملاحظه ای بین دیوار و خاک وجود داشته باشد . اساساً ، در روش رانکین ، فشار محرك بیش از واقع و فشار مقاوم کمتر از واقع بدست می آید . بنابراین تخمین این فشارها ، به روش رانکین ، محافظه کارانه است .

پارامترهای مقاومت برشی را می توان ، با توجه به شرائط زهکشی ، برحسب تنش کل و یا تنش مؤثر بکار برد . در عمل از آنجا که اغلب خاکریزی پشت دیوارها با خاکهای درشت دانه صورت می گیرد  $c' = 0$  می باشد .

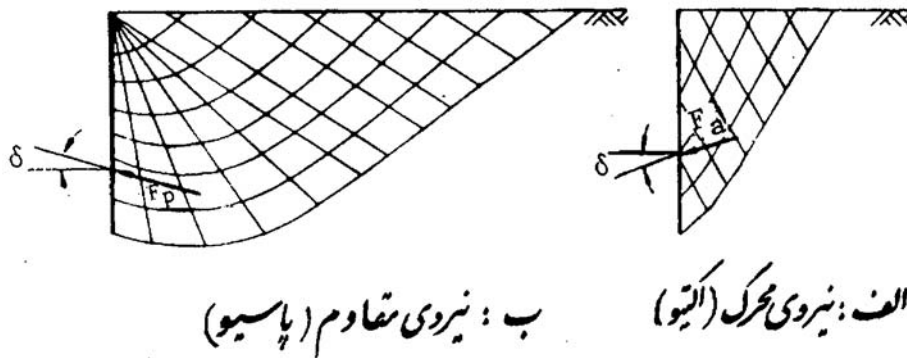
تئوری کولمب ، پایداری یک گوه خاک ، که بین دیوار و یک سطح شکست فرضی قرار دارد ، را به صورت یکپارچه در نظر می گیرد . نیروهای بین این گوه و سطح دیوار ، با در نظر گرفتن تعادل نیروهائی که روی گوه ، در لحظه ای که گوه در آستانه لغزیدن به طرف پایین یا بالا قرار دارد ، اثر می کند ، تعیین می گردند . به عبارت دیگر در شرائطی که گوه در حالت " تعادل محدود " می باشد ، نیروها تعیین می شوند . اصطکاک بین دیوار و خاک مجاور نیز در این تئوری به حساب می آید . در اینجا نیز ، مانند تئوری رانکین ، مقدار معینی جابجائی باید در دیوار صورت گیرد تا حالت محرك یا مقاوم بوجود آمده و توده خاک درون گوه در حالت تعادل خمیری قرار گیرد .

بر اثر اصطکاک دیوار ، شکل گسیختگی در نزدیکی پائین دیوار ، در هر دو حالت محرك و مقاوم ، دارای انحناء می باشد . در حالت محرك ، انحناء کم و مستوی فرض کردن سطح گسیختگی خطای قابل ملاحظه ای به وجود نمی آورد . چنین وضعی در حالت مقاوم در مواردی که زاویه اصطکاک بین

دیوار و خاک ( $\delta$ ) کمتر از  $\frac{1}{3}\phi$  باشد نیز وجود دارد ؛ ولی برای  $\delta$  های بزرگتر از  $\frac{1}{3}\phi$  ، فرض مستوی

بودن سطح گسیختگی ، خطای نسبتاً بزرگی را بوجود می آورد .

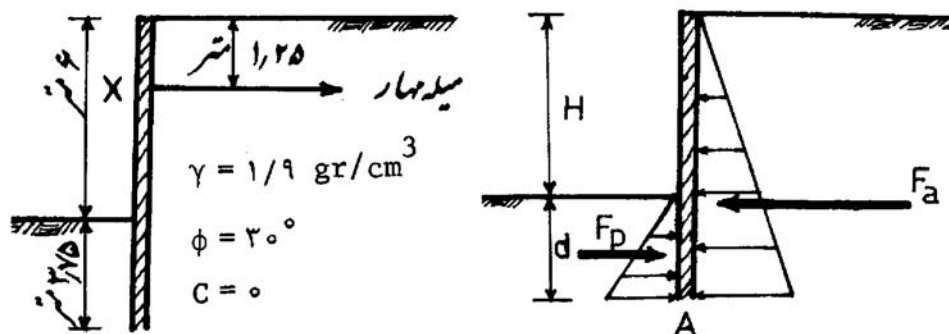
تئوری کولمب ، برعکس تئوری رانکین ، نیروی محرك را کمتر از واقع و نیروی مقاوم را بیش از واقع تخمین می زند . چنانچه دیوار قائم ، سطح خاک افقی و  $\delta = 0$  ( دیوار صاف و بدون اصطکاک ) باشد ، هر دو تئوری به نتایج یکسانی می رسد . بنابراین ، در این گونه موارد نتایج هر دو روش کاملاً دقیق می باشد .



شکل ۱۱ - انحناء سطوح گسیختگی در اثر اصطکاک دیوار

#### ۹-۴ دیوارهای سپری

این سازه ها در حقیقت دیوارهای صلبی هستند که تا عمق مشخص در زمین فرو برده می شوند تا بتوانند خاک واقع در پشت خود را نگه دارند. شکل (۱۳) یک دیوار سپری را نشان می دهد. توزیع فشارهای جانبی خاک وارد به دیوار نیز در این شکل نشان داده شده است. در طرح یک دیوار سپری باید عمق  $d$  را طوری تعیین کرد که دیوار هیچگونه حرکتی نداشته باشد.



شکل ۱۲ - مربوط به مثال

شکل ۱۳ - دیوار حائل سپری

برای حالت تعادل، مجموع گشتاورها حول نقطه  $A$  برابر صفر خواهد بود و یا:

$$F_p \cdot \frac{d}{3} = F_a \cdot \frac{H+d}{3} \quad (18)$$

و از آنجا مقدار  $d$  را می توان تعیین کرد. در خاکهای غیر چسبنده ممکن است مقدار  $d$  بیشتر از  $H$  باشد، که در اینصورت، دیوار اقتصادی نمی باشد. در چنین مواقعی و همچنین اگر ارتفاع  $H$  نسبتاً زیاد باشد، دیوار را توسط سیم یا میله های مهاری که به صفحات مهار متصل است می دارند.



### مثال (۹-۱) :

قرار است يك ديواره سپري ، خاكي به ارتفاع ۶ متر را نگه دارد . ارتفاع كل ديواره ۹/۷۵ متر مي باشد . جهت نگهداري ديوار از ميله مهاري ، مطابق شكل ( ۱۳ ) ، استفاده شده است ، مطلوبست :

الف - نيروي كل محرك و نيروي كل مقاوم وارد به ديوار

ب - حداكثر نيروي كششي كه ميله هاي مهاري بايد تحمل كند ، اگر ميله هاي مهاري به فاصله هر ۵ متر ، در جهت عمود بر صفحه كاغذ ، روي ديوار نصب شوند .

حل : الف - ابتدا بايد نيروهاي جانبي محاسبه شود .

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3} \quad K_p = \frac{1}{K_a} = 3$$

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} (1.9 \times 9.8) (9.75)^2$$

$$F_a = 295 \text{ KN/m}$$

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 = \frac{1}{2} \times 3 (1.9 \times 9.8) (3.75)^2$$

$$F_p = 393 \text{ KN/m}$$

$F_p$  در حقيقت حداكثر فشار مقاوم است كه ممكن است بوجود آيد .

ب - براي پيدا كردن تنش ايجاد شده در ميله مهاري ، حول نقطه  $x$  گشتاور مي گيريم تا نيروي مقاوم توليد شده در شرايط فعلي را بدست آوريم .

$$F_p \times \left( \frac{2}{3} \times 3.75 + 6 - 1.25 \right) = \left( \frac{2}{3} \times 9.75 - 1.25 \right) \times 25$$

$$F_p = 214 \text{ KN/m}$$

در نتيجه حداكثر تنش ايجاد شده در ميله مهار ، مربوط به شرايطي است كه به اندازه كافي در سپر جابجائي ( معمولاً چرخشي ) رخ داده و برابر است با :

$$F_t = (295 - 214) = 405 \text{ KN}$$

هر ميله مهار نيروي كششي معادل ۴۰۵ كيلو نيوتن را تحمل خواهد كرد .

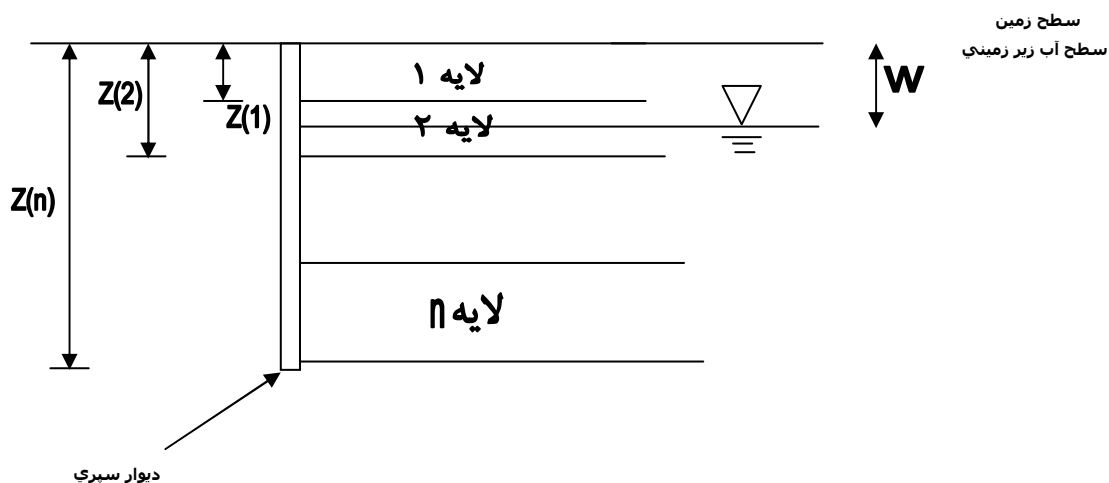
### ۹-۵ استفاده از كامپيوتر براي محاسبه فشارهاي جانبي خاك :

#### ۹-۵-۱ برنامه اول- تعيين فشارهاي جانبي خاك با روش رانكين

با برنامه زير كه به زبان BASIC نوشته شده است مي توان فشارهاي جانبي خاك ( فشار محرك و يا مقاوم ) ايجاد شده پشت يك ديوار عمودي را به روش رانكين محاسبه كرد . خاك پشت ديوار غير چسبنده بوده و ممكن است از لايه هاي مختلف تشكيل شده باشد . اطلاعات داده شده عبارتند از :

سطح آب زير زميني بر حسب متر ، عمق هر لايه بر حسب متر ، وزن حجمي هر لايه خاك بر حسب  $\text{KN/m}^3$  و زاويه اصطكاك داخلي خاك هر لايه بر حسب درجه .

در این برنامه مقدار فشارهای جانبی خاک ، بر مبنای تئوری رانکین از روابط ارائه شده در زیر بدست می آید :



$$P_a = K_a \sigma_v - 2C\sqrt{K_a} \quad \text{رابطه (۱)}$$

$$P_p = K_p \sigma_v + 2C\sqrt{K_p} \quad \text{رابطه (۲)}$$

که در آن  $P_a$  و  $P_p$  به ترتیب فشارهای محکم و مقاوم ،  $K_a$  و  $K_p$  به ترتیب ضرایب فشارهای محکم و مقاوم ،  $\sigma_v$  تنش عمودی و عبارت است از ضریب چسبندگی خاک که در این برنامه مقدار آن صفر در نظر گرفته می شود . ضرایب  $K_a$  و  $K_p$  برابر است با :

$$K_a = \frac{1}{K_p} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

که در آن  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک می باشد .

تنش عمودی  $\sigma_v$  ، مقدار تنش است که در عمق  $h$  از سطح زمین در اثر وزن خاک به وجود می آید و برابر است با :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w$$

که در آن  $\sigma_v$  و  $\sigma'_v$  ، به ترتیب عبارتند از : تنش عمودی کل و تنش عمودی مؤثر ،  $\gamma$  و  $\gamma_w$  به ترتیب عبارتند از : وزن واحد حجم خاک و آب .  $h_w$  عبارت است ارتفاع نقطه مورد نظر تا سطح آب تحت الارضی

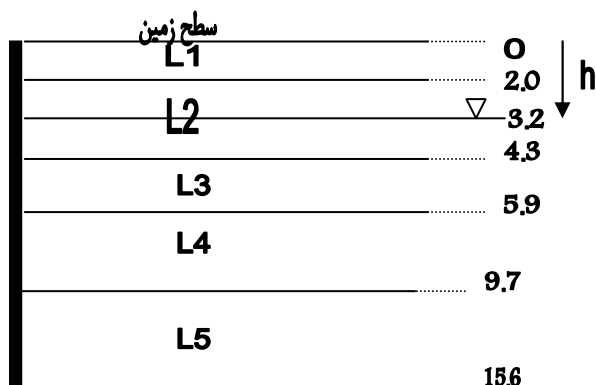
## متن برنامه به زبان BASIC به شرح زیر می باشد :

```
10 REM PROGRAM TO CALCULATE TOTAL AND EFFECTIVE STRESSES
20 REM FOR ACTIVE AND PASSIVE CASES
30 REM
40 DIM G(20),Z(20),P(20)
50 PRINT "ENTER GROUND WATER LEVEL (METER BELOW SURFACE):"
60 INPUT W
70 PRINT "ENTER 0 FOR ACTIVE OR 1 FOR PASSIVE:"
80 INPUT AP
90 K=0
100 PRINT "ENTER DEPTH, BULK UNIT WEIGHT, PHI(m,Kn/m3,Deg.)"
110 PRINT "(0,0,0 TO END):"
120 K=K+1
130 INPUT Z(K),G(K),P(K)
140 IF Z(K)<>0 GOTO 120
150 K=K-1
160 PRINT "Z","SIG-V(T)","SIG-V(E)","Pa/Pp(T)","Pa/Pp(E)"
170 PRINT "m","(Kn/m2)","(Kn/m2)","(Kn/m2)","(Kn/m2)"
180 PRINT " "
190 PRINT 0,0,0,0,0
200 TV=0
210 ZL=0
220 FOR I=1 TO K
230 TV=TV+(Z(I)-ZL)*G(I)
240 ZL=Z(I)
250 U=9.810001*(Z(Y)-W)
260 IF U<0 THEN U=0
270 EV=TV-U
280 S=SIN(P(I))*3.14159/180
290 KA=(1-S)/(1+S)
300 PA=EV*KA
310 IF AP=1 THEN PA=EV/KA
320 TH= PA+U
330 PRINT Z(I),TV,EV,TH,PA
340 NEXT I
350 STOP
360 END
```

## مثال (۹-۲) :

مطلوبست محاسبه فشارهای محرك ایجاد شده با روش رانکین برای حالت زیر :

$\phi$ درجه	$\gamma_s$ KN/m <sup>3</sup>	لايه
25.5	14.75	1
31.0	17.60	2
31.0	17.20	3
31.0	19.83	4
38.8	18.90	5



حل توسط کامپیوتر :

Ok

RUN

ENTER GROUND WATER LEVEL (METER BELOW SURFACE):

? 3.2

ENTER 0 FOR ACTIVE OR 1 FOR PASSIVE :

? 0

ENTER DEPTH. BULK UNIT WEIGHT. PHI(m,Kn/m<sup>3</sup>,Deg)

( 0 ,0 ,0 TO END):

? 2,14.75,25.5

? 4.3,17.6,31

? 5.9,17.2,31

? 9.7,19.83,31

? 15.6,18.9,38.8

? 0,0,0

Z	SIG-V(T)	SIG-V(E)	Pa/PpIT)	Pa/Pp(E)
m	(Kn/m <sup>2</sup> )	(Kn/m <sup>2</sup> )	(Kn/m <sup>2</sup> )	(Kn/m <sup>2</sup> )

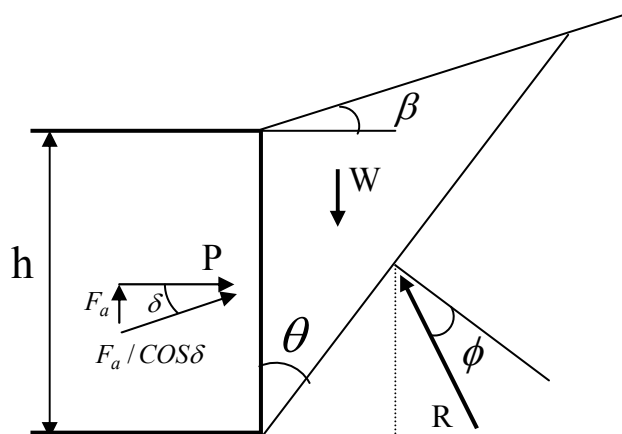
0	0	0	0	0
2	29.5	29.5	11.74401	11.74401
4.3	69.98001	59.1890J	29.73735	18.94635
5.9	97.5	71.013	49.2182	22.7312
9.1	172 . 854	109.089	98.68429	34.9193
15.6	284.364	162.72	158.99743	73.35336

## ۹-۵-۲ برنامه دوم- محاسبه نیروی محرک با روش کولمب

با استفاده از برنامه زیر ، که با زبان BASIC نوشته شده می توان نیروهای محرک ایجاد شده پشت

یک دیوار عمودی را با روش کولمب محاسبه کرد . سطح خاک پشت دیوار ممکن است با افق زاویه  $\beta$

بسازد . زاویه اصطکاک خاک و دیوار ،  $\delta$  نیز در محاسبات منظور گردیده است و خاک غیر چسبیده و خشک فرض شده است . اطلاعات لازم برای دادن به کامپیوتر عبارتند از : زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ ) بر حسب درجه ، زاویه اصطکاک خاک و دیوار ( $\delta$ ) بر حسب درجه ، زاویه سطح خاک با افق ( $\beta$ ) بر حسب درجه و وزن واحد حجم خاک  $\gamma$  و ارتفاع دیوار .



در روش کولمب ابتدا يك سطح شکست فرضي در نظر گرفته مي شود و مقدار فشار محرك ايجاد شده در اثر وزن اين سطح تعيين مي گردد . چنانچه سطح شکست فرضي با افق زاویه  $\theta$  تشکیل دهد ، مقدار نيروي محرك وارد شده به دیوار از رابطه زیر بدست مي آيد :

$$F_a = \frac{W \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right)}{1 + \tan \delta \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right)}$$

$$W = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{\tan \theta}{(1 - \tan \beta \cdot \tan \theta)} \quad \text{که در آن :}$$

برای محاسبه نيروي محرك ايجاد شده ، سطوح شکست مختلفی فرض مي شود و مقدار  $F_a$  حاصل از هر يك را محاسبه مي کنند . سطح شکست واقعي سطحي است که حداکثر مقدار  $F_a$  را تولید کند .

در برنامه مقدار  $\theta$  را مي توان از يك مقدار اولیه شروع و بتدریج آنرا اضافه نمود تا اینکه مقدار  $F_a$

بدست آمده به حداکثر خود برسد . در این برنامه مقدار  $\theta$  از مقدار اولیه  $\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2}\phi$  شروع و به

ترتیب مقدار 0.1 رادیان هر دفعه اضافه مي گردد .

## متن برنامه :

```
10 REM COLUMB WEDGE ANALYSIS OF ACTIVE RETAINING WALL
20 REM FRICTIONAL SOIL
30 REM
40 PRINT "ENTER ANGLE OF INTERNAL FRICTION (PHI , Deg.):"
50 INPUT PH
60 PH=PH*3.14159/180!
70 PRINT "ENTER UNIT WEIGHT OF SOIL IGAMA, Kn/m3):"
80 INPUT GA
90 PRINT "ENTER ANGLE OF WALL FRICTION (DELTA, Deg.):"
100 INPUT DE
110 DE =DE*3.14159/180!
120 PRINT "ENTER HEIGHT OF WALL (H, m):"
130 INPUT H
140 PRINT "ENTER ANGLE OF BACKFILL UPWARDS FROM HORIZONTAL(BETA,- 150 PRINT " Deg.):"
160 INPUT BE
170 BE=BE*3.14159/180!
180 REM
190 REM MAKE INITIAL GUESS FOR ANGLE OF FIAILURE SURFACE
200 T=3.14159*.25-PH*.5
210 PL=0
220 TI=.1
230 REM
240 REM ENTER ITERATIVE CALCULATION
250 ZZZ=.5*3.14159-T-PH
260 W=(GA*H*H*.5)*TAN(T)/(1-TAN(BE)*TAN(T))
270 F=W*TAN(ZZZ)/(1+TAN(DE)*TAN(ZZZ))
280 REM
290 REM CHECK ON IMPROVEMENT IN CALCULATION OF P
300 IF F<PL THEN TI=-.5*TI
310 IF ABS(TI)<.001 GOTO 350
320 PL=F
330 T=T+TI
340 GOTO 250
350 T=(T*180!)/3.14159
360 PRINT "FORCE ON WALL PER UNIT LENGTH(Kn/m):",F
370 PRINT "CRITICAL ANGLE OF FAILURE SURFACE(Deg. ):",T
380 STOP
390 END
```

**مثال (۹-۲) :**

مطلوبست محاسبه نیروی محرک وارد شده به دیوار عمودی در صورتیکه  $\gamma_s = 20 \text{ KN/M}^3$  ،  
 $\sigma = 0$  و  $\beta = 0$  . این مسئله را با برنامه اخیر حل می کنیم .  
 $h = 10 \text{ m}$  ،  $\phi = 30^\circ$

**حل :**

```
Ok
RUN
ENTER ANGLE OF INTERNAL FRICTION (PHI, Deg.):
? 30
ENTER UNIT WEIGHT OF SOIL (GAMA, Kn/m3):
? 20
ENTER ANGLE OF WALL FRICTION (DELTA, Deg.):
? 0
ENTER HEIGHT OF WALL (H, m):
? 10
ENTER ANGLE OF BACKFILL UPWARDS FROM HORIZONTAL (BETA, Deg.):
? 0
FORCE ON WALL PER UNIT LENGTH(Kn/m): 333.3305
CRITICAL ANGLE OF FAILURE SURFACE/Deg.): 30.08952
```

نیروی کل محرک  $333/33$  کیلو نیوتن در واحد طول دیوار ، زاویه سطح شکست بحرانی  $30$  درجه .

**۹-۶ برنامه کامپیوتری برای طرح دیوار سپری**

برنامه ای که متن آن در سطرهای زیر نوشته شده است می تواند محاسبات مربوط به طرح یک دیوار سپری مطابق شکل اخیر را انجام دهد . خاک پشت دیوار خشک فرض شده است . داده های برنامه عبارتند از : ارتفاع دیوار ،  $H$  ، و عمق فرورفتگی دیوار . برای محاسبه نیروها ، از تئوری رانکین در محاسبه نیروی جانبی بوجود آمده استفاده شده است . نیروی محرک در واحد طول دیوار برابر  $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H + D)^2 K_a$  و نیروی مقاوم برابر با  $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot D^2 K_p$  می باشد . اختلاف دو نیروی فوق برابر نیروی کششی میله مهاري خواهد بود . با گرفتن گشتاور حول محل اتصال در میله مهاري ، ضریب اطمینان را نیز می توان به صورت زیر محاسبه کرد .

$$F_0 = \frac{\text{ممان حاصل از نیروی مقاوم}}{\text{ممان حاصل از نیروهای محرک}} = \text{ضریب اطمینان}$$

به دلیل اینکه توزیع فشارهای جانبی مثلثی می باشند ، نیروی محرک در فاصله  $\frac{2}{3}(D + H)$  و

نیروی مقاوم در فاصله  $(H + \frac{2}{3}D)$  از بالای دیوار اثر می کنند .

### متن برنامه :

```
10 REM OVERALL STABILITY OF A SMOOTH PROPPED CANTILVER
20 REM RETAINING WALL IN DRY FRICTIONAL SOIL
30 REM
40 "PRINT ENTER HEIGHT OF RETAINING WALL (m) "
50 INPUT H
60 PRINT "ENTER DEPTH OF EMBEDMENT (M)"
70 INPUT D
80 PRINT "ENTER DISTANCE BELOW TOP OF WALL OF PROP (m)"
90 INPUT ZP
100 PRINT "ENTER BULK UNIT WEIGHT OF SOIL KN/m3)"
110 INPUT GA
120 PRINT "ENTER ANGLE OF FRICTION (DEGREES)"
130 INPUT PH
140 PH=PH * 3.14159 /180!
150 KA=((-SIN(PHI)) / (1+SIN(PH)))
160 KP= 1 / KA
]70 TH= H +D
180 PA=.5 * GA * TH * TH * KA
190 PP= .5 * GA * D * D * KP
200 P = PA – PP
210 MA= PA * (TH/1.5 – ZP)
220 Mp= pp * (H + D/1.5 – ZP)
230 FS = MP / MA
240 PRINT "PROP FORCE REQUIRED PER UNIT LENGTH ",P, "KN/m"
250 PRINT "FACTOR OF SAFETY ON MOMENTS ABOUT PROP IS",FS
260 PRINT "ANOTHER CALCULATION ";
270 INPUT C$
280 IF C$="Y" GOTO 40
290 STOP
300 END
```

### مثال (۹-۴) :

با استفاده از برنامه کامپیوتری ، مطلوبست مقدار نیروی کششی سیم مهاری و ضریب اطمینان برای یک دیوار سپری که ارتفاع آن 11.2 متر و 4.6 متر در خاک فرو برده شده است . مشخصات خاک عبارتند از :



$\gamma_s = 19.9 \text{ KN/m}^3$  و  $\phi = 31.0$  و سیم مهاري 1.2 متر پائين سطح زمين قرار دارد .

حل :

ok

HUN

ENTER HEIGHT OF RETAINING WALL (m)

? 11.2

ENTER DEPTH OF EMBEDMENT (M)

? 4.6

ENTER DISTANCE BELOW TOP OF WALL OF PROP (m)

? 1.2

ENTER BULK UNIT WEIGHT OF SOIL (Kn/m3)

? 18.9

ENTER ANGLE OF FRICTION (DEGREES)

? 31

PROP FORCE REQUIRED PER UNIT LENGTH 130.4575 Kn/m

FACTOR OF SAFETY ON MOMENTS ABOUT PROP IS 1.158139

ANOTHER CALCULATION ? N

در نتیجه نیروي کششي برابر با ۱۳۰/۴۵۸ کیلونیوتن در هر متر طول دیوار ، و ضریب اطمینان برابر ۱/۱۵۸ می باشد .

# فصل دهم

## ۱۰-۱ تحکیم {۱}

تحکیم عبارت است از تغییر شکل (نشست) خاک در اثر خروج آبهای منفذی تحت بارهای اضافی وارده. از آنجا که پس از برداشتن بار، خاک به حالت اول خود بر نمیگردد آنرا نشست خمیری خاک نیز میگویند.

### ۱۰-۱-۱ عوامل مؤثر در سرعت تحکیم

سرعت تحکیم و یا سرعت خروج آبهای منفذی خاک به دو عامل مهم بستگی دارد:

#### الف: نفوذ پذیری خاک

هر چه نفوذپذیری خاک بیشتر باشد، سرعت خروج آب بیشتر بوده و در نتیجه سرعت تحکیم بیشتر خواهد بود.

#### ب: ابعاد توده خاک

بطوریکه هر چه توده خاک حجیم تر باشد، آب باید مسافت بیشتری را طی نماید، نتیجتاً عمل تحکیم آهسته تر خواهد بود.

عمل تحکیم بر عکس نشست کشسان، آبی نبوده و مدت زمانی طول خواهد کشید تا خاک کاملاً تحکیم یابد. البته در مورد خاکهای درشت دانه این زمان خیلی کمتر از خاکهایی نظیر رس خواهد بود.

## ۱۰-۲ تحکیم یک بعدی {۱}

چنانچه تغییر شکل خاک فقط در یک جهت امکان پذیر باشد، تحکیم حاصله را تحکیم یک بعدی می نامند. در عمل، تحکیم بصورت سه بعدی بوده زیرا مقدار تغییر شکل در سه جهت امکان پذیر می باشد ولی برای سادگی محاسبات از تئوری تحکیم یک بعدی استفاده می شود که در این صورت جوابهای بدست آمده حدود ۱۰ تا ۱۵٪ کمتر از حالت سه بعدی می باشد.

### ۱۰-۲-۱ محاسبه نشست ناشی از تحکیم

قبلاً گفتیم که با از بین رفتن تنش منفذی، مقدار تنش مؤثر در خاک افزایش می یابد و همراه با آن تغییر حجم در خاک رخ می دهد. تغییر حجم خاک باعث تغییر مکان سطح توده خاک شده که آن را نشست تحکیم می نامند. ذیلاً محاسبه نشست ناشی از تحکیم یک بعدی و سه بعدی ارائه می گردد:

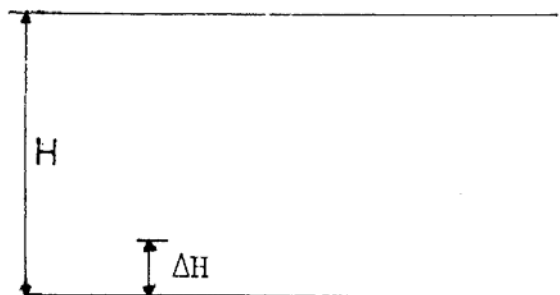
#### ۱۰-۲-۱-۱ محاسبه تحکیم یک بعدی {۱}

مقدار نشست ( $\Delta H$ ) یک لایه به ضخامت  $H$  را می توان از روی تغییرات نسبت پوکی خاک بدست آورد. (شکل ۱) یک نمونه خاک به سطح مقطع واحد را نشان می دهد. چنانچه حجم ذرات جامد نمونه را یک فرض کنیم، حجم حفرات قبل از شروع تحکیم برابر است با:

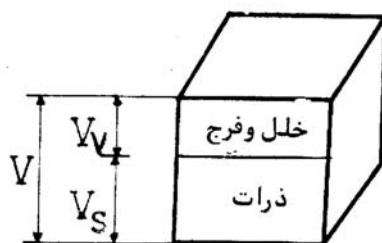
$$V_V = e_0 \times V_S = e_0$$

و حجم کل نمونه برابر خواهد بود با:

$$V = V_V + V_S = 1 + e_0$$



لایه خاک اشباع تحت بارگذاری



جزء كوچك از لایه خاک (  $V_s$  برابر يك فرض شده است ).

شکل ( ۱ ) - محاسبه مقدار نشست

چون مقدار تغییر پوکي  $\Delta e$  متناسب با تغییر حجم در لایه مي باشد مي توان نوشت :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H \times a}{H_0 \times a} = \frac{\Delta H}{H_0}$$

و از ترکیب این دو رابطه :

$$\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H_0}$$

که در نتیجه مقدار نشست برابر خواهد بود با :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (1)$$

از طرفي مقدار  $\Delta e$  را مي توان از منحنی بکر و یا رابطه زیر بدست آورد :

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_o + \sigma'_v}{\sigma'_o} \quad (2)$$

و از آنجا ، مقدار نشست لایه خاک برابر است با :

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \log \frac{\sigma'_0 + \sigma'_v}{\sigma'_0} \quad (2)$$

$$C_c = \frac{e_0 - e}{\log(\sigma'_0 - \sigma'_v) - \log(\sigma'_0)} = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_0 + \sigma'_v}{\sigma'_0}} \quad (3)$$

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_0 + \sigma'_v}{\sigma'_0}$$

مقدار  $C_c$  یا شاخص فشردگی را می توان مستقیماً از روی منحنی بکر (معادله (3)) و یا با استفاده از روابط تجربی زیر بدست آورد :

#### ۱۰-۲-۲ رابطه ترزاقی و پک

الف - برای رسهای تحکیم عادی یافته و خاکهای رس که حساسیت آنها کمتر از چهار باشد :

$$C_c = 0.009(W_L - 10)$$

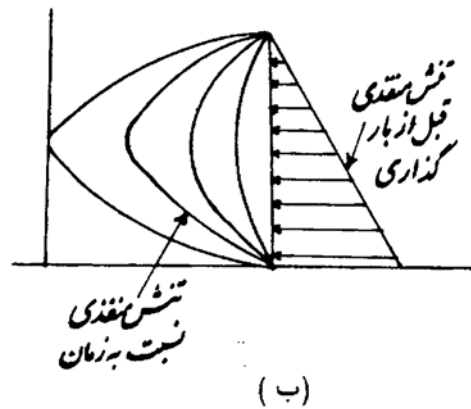
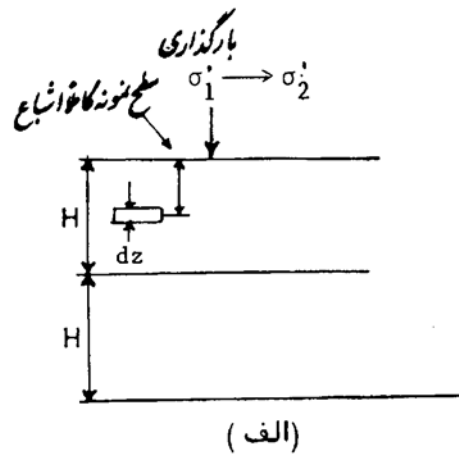
ب - برای رسهای دست خورده

$$C_c = 0.007(W_L - 10)$$

#### ۱۰-۴ معادله پک بعدی تحکیم {۱}

کاهش توده خاک همراه با عمل تحکیم ، مربوط به کاهش حجم حفرات می باشد و از آنجا که مسئله تحکیم در مورد خاکهای اشباع وجود دارد . سرعت تحکیم بستگی به سرعت خروج آب دارد. مسئله سرعت تحکیم برای این خاکها در سال ۱۹۳۵ توسط ترزاقی با استفاده از اصول هیدرولیک حل شده است .

شکل (۲) را در نظر بگیرید ، خاک تحت تنش  $\sigma'_1$  در حالت تعادل می باشد و با افزایش  $\sigma'_1$  به  $\sigma'_2$  عمل تحکیم شروع می شود ، چنانچه از وزن توده خاک در مقابل  $\sigma'_1$  صرفنظر نمایم ، مقدار افزایش تنش منفذی در لحظه صفر در تمام لایه یکسان می باشد . چنانچه عمل زهشکی از بالا و پائین لایه خاک صورت گیرد ، گسترش تنش منفذی اضافی (هیدرواستاتیک) و تنش مؤثر نسبت به صفحه افق مرکزی لایه متقارن و مطابق شکل (۲) ، ب) خواهد بود .



شکل (۲) - سرعت تحکیم

در لحظه  $t = t_1$  مقدار تنش مؤثر روی جزء بسیار کوچکی به ضخامت  $dz$  و در عمق  $z$  برابر با  $\sigma'$  تنش منفذی اضافی برابر  $u$  می باشد بنابراین در زمان  $t_2$  می توان نوشت :

$$\sigma_2 = \sigma' + u \quad (5)$$

مقدار  $u$  در هر لحظه  $t$  بستگی به عمق  $z$  و ضریب آبگذری خاک  $K$  و فاصله دورترین نقطه توده خاک از سطح زهکشی  $H$  و نسبت پوکي خاک  $e$  دارد . همچنین مقدار  $u$  بستگی به شیب منحنی تنش - نسبت پوکي بر روی مقیاس طبیعی دارد . شیب این منحنی را ضریب فشردگی<sup>۱</sup> نامیده و با  $a_v$  نشان می دهند و مقدار آن برابر است با :

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (6)$$

علامت منفي به این خاطر است که با افزایش تنش ، مقدار نسبت پوکي خاک کاهش می یابد . با فرض این که قانون دارسی صادق است می توان نوشت :

$$V = Ki$$

Compressibility

که در آن  $V$  ، سرعت آب خروجی و  $i$  گرادیان هیدرولیکی می باشد .  
 $Q$  مقدار آبی که در مدت زمان  $t_0$  از سطح  $A$  عبور می کند ، برابر است با :

$$Q = Ki At_0$$

از طرفی مقدار گرادیان هیدرولیکی در زمان  $t$  و در عمق  $z$  برابر است با :

$$i_z = \frac{\partial h}{\partial z}$$

از آنجا که فشار آب منفذی  $u$  برابر  $h\gamma_w$  است ، می توان نوشت :

$$i_z = \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

در عمق  $z + dz$  مقدار گرادیان هیدرولیکی برابر است با :

$$i_{z+dz} = i_z + \frac{\partial i_z}{\partial z} dz = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz$$

ضخامت عنصر در اثر خروج آب کاهش می یابد و اگر در مدت زمان  $dt$  حجم آبی که از عنصر با سطح واحد خارج می گردد با  $Q_{Out}$  و حجم آبی که در همین زمان داخل عنصر می باشد با  $Q_{in}$  نشان داده شود ، می شود نوشت :

$$Q_{in} = k i_z A dt = k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \cdot 1 \cdot dt$$

$$Q_{Out} = k i_{z+dz} A dt = k \left[ \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right] \cdot 1 \cdot dt$$

در نتیجه مقدار کاهش حجم نمونه در مدت زمان  $\Delta t$  برابر است با :

$$Q_{Out} - Q_{in} = k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (V)$$

که مقدار فوق برابر مقدار کاهش ضخامت نمونه  $\Delta h$  می باشد .

از طرفی طبق تعریف ، ضریب فشردگی برابر است با :

$$a_v = \frac{-de}{d\sigma'}$$

و یا :

$$de = -a_v d\sigma'$$

و چون مجموع تنش مؤثر  $\sigma'$  و تنش هیدرواستاتیکی اضافی  $u$  در هر لحظه برابر با تنش کل وارده بوده و مقداری است ثابت ، بنابراین :

$$\sigma' + u = \text{ثابت مقدار}$$

با مشتق گيري از رابطه فوق :

$$d\sigma' + du = 0 \quad d\sigma' = -du$$

بنابراين مي توان نوشت :

$$de = a_v du$$

و يا :

$$de = a_v \frac{\partial u}{\partial t} dt \quad (8)$$

از طرفي قبلاً ثابت شد كه :

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H \quad (1)$$

بنابراين تغيير ضخامت جزء كوچك در زمان  $dt$  برابر است با :

$$\Delta h = \frac{de}{1 + e_o} dz$$

كه با قرار دادن مقدار  $de$  از رابطه ( 8 ) داريم :

$$\Delta h = \left( a_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \cdot dt \right) \frac{1}{1 + e_o} dz \quad (9)$$

و با مساوي قرار دادن دو رابطه ( 7 ) و ( 9 ) مي توان نوشت :

$$k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dz dt = \left( a_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \cdot dt \right) \frac{dz}{1 + e_o}$$

پس از ساده كردن :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left[ \frac{k(1 + e_o)}{a_v \gamma_w} \right] \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (10)$$

تمام پارامترهاي داخل كروشه در فرمول ( 10 ) مربوط به خواص خاك بوده و اگر چه مقدار آنها ثابت نبوده و نسبت به زمان تغيير مي كند ، مي توان مقدار متوسط آن را به عنوان يك مقدار ثابت در محاسبات منظور كرد . در نتيجه مقدار داخل كروشه عددي ثابت مي باشد و آنرا ضريب تحكيم مي نامند و با  $C_v$  نشان مي دهند . در نتيجه :

$$C_v = \frac{k(1 + e_o)}{a_v \gamma_w} \quad (11)$$

نسبت  $\frac{a_v}{1 + e_o}$  را با  $m_v$  نشان داده و آنرا ضريب تغيير حجم مي نامند ، بنابراين :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_o} \quad (12)$$



رابطه ( ۱۰ ) به رابطه تئوري تحکيم يك بعدي ترزاقی معروف می باشد . پس از حل این معادله ، می توان مقادیر  $u$  را در زمانها و نقاط مختلف خاک محاسبه کرد .

### ۱-۴-۱۰ حل تحلیلی معادله تحکیم {۱}

معادله تحکیم يك بعدي ( رابطه ( ۱۰ ) ) را می توان با روش تحلیلی حل نمود . برای حل آن فرض می شود که جواب معادله به صورت حاصلضرب دو تابع ، یکی فقط تابع  $z$  و دیگری فقط تابع  $t$  باشد .

$$u = F(z)G(t) \quad (۱۲)$$

و از آنجا

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \frac{\partial}{\partial t} [G(t)] = F(z)G'(t)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} [F(z)]G(t) = F''(z)G(t)$$

با جایگزین کردن روابط اخیر در رابطه ( ۱۲ ) می توان نوشت :

$$F(z)G'(t) = C_V F''(z)G(t)$$

و یا :

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_V G(t)}$$

سمت راست معادله اخیر فقط تابع  $t$  و سمت چپ این معادله فقط تابع  $z$  می باشد ، بنابراین می توان فرض کرد که هر يك از نسبتهاي فوق برابر با مقدار ثابت مثلاً  $-B^2$  باشد ، از آنجا :

$$F''(z) = -B^2 F(z)$$

$$G'(t) = -B^2 C_V G(t)$$

که با حل معادلات فوق ، دوبار انتگرال گیری از معادله اول و يك بار انتگرال گیری از معادله دوم ، می توان نوشت :

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz$$

$$G(t) = A_3 \exp(-B^2 C_V t)$$

که  $A_3, A_2, A_1$  ضرائب ثابتی می باشند . در نتیجه مقدار تابع  $u$  برابر است با :

$$u = (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \exp(-B^2 C_V t) \quad (۱۴)$$

که در آن  $A_5 = A_2 A_3$  ،  $A_4 = A_1 A_3$  می باشد .

مقادیر ضرائب ثابت  $A_5, A_4$  با استفاده از شرایط مرزی و اولی مشخص می گردند . با در نظر گرفتن

شکل ۲- ب شرط اولیه و شرایط مرزی به شرح زیر است :

شرط اولیه<sup>۱</sup>: مقدار تنش منغذی در شروع بارگذاری و در عمق  $z$  برابر است با مقدار مشخص و معلوم (فرض می شود  $u$  در ابتدا در تمام لایه برابر،  $u_i$  می باشد):

$$t = 0, \quad 0 < z < 2H \Rightarrow u(0, z) = u_i \quad (15)$$

شرایط مرزی<sup>۲</sup>: مقدار تنش منغذی در ابتدا و انتهای لایه به ضخامت  $2H$  برای تمام زمانها صفر باشد یعنی:

$$z = 0, \quad t > 0 \quad u(t, 0) = 0 \quad (16)$$

$$z = 2H, \quad t > 0 \quad u(t, 2H) = 0 \quad (17)$$

توجه شود که  $H$  در حقیقت طولانی ترین فاصله ای است که مولکول آب باید طی کند تا از نمونه خارج شود. بنابراین برای نمونه خاکی که از دو طرف زهکش می شود  $H$  برابر با نصف ضخامت نمونه می باشد.

با قرار دادن شرایط مرزی در رابطه (۱۴):

$$A_4 = 0$$

$$A_5 \sin 2BH = 0 \quad 2BH = n\pi$$

که  $n$  عدد صحیح می باشد. در نتیجه جواب عمومی معادله (۱۴) به صورت زیر می باشد:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_V}{4}\right) \quad (18)$$

که در آن  $T_V = C_V \frac{t}{H^2}$  ضریب بی بعدی است و به فاکتور زمان<sup>۱</sup> معروف است.

برای اینکه شرط اولی برقرار باشد، ضریب  $A_n$  می باید طوری انتخاب شود که:

$$u_i = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H}$$

معادله فوق، سری سینوسی فوریه می باشد و مقدار  $A_n$  برابر است با:

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \quad (19)$$

با ترکیب معادلات ۱۸ و ۱۹ می توان نوشت:

Initial Condition

Boundary Conditions

Time Factor

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left( \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_V}{4}\right) \quad (20)$$

در اثبات معادله ( ۲۰ ) هیچگونه فرضي در ارتباط با تغييرات  $u_i$  نسبت به عمق بعمل نیامد .

معمولاً تغييرات متعددي امکان پذير مي باشد که ذیلاً مورد بحث قرار مي گيرد :

تغييرات  $u_i$  با عمق ثابت باشد

در اینجا فرض مي شد که  $u_i = \sigma_V$  که برابر با مقدار افزايش بار روي لایه خاک و در تمام لایه خاک مقدار آن ثابت مي باشد .

با قرار دادن  $u_i = \sigma_V$  در رابطه ( ۲۰ ) مي توان نوشت :

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2\sigma_V}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_V}{4}\right)$$

در رابطه اخير موقعي که  $n$  زوج باشد ترم  $1 - \cos n\pi$  صفر مي شود ، در نتیجه  $u = 0$  خواهد

بود . براي اينکه اين رابطه ترمهاي صفر نداشته باشد مي توان  $n = 2m + 1$  که  $m$  نیز عدد

صحيح مي باشد ، اختيار نمود . در نتیجه رابطه فوق به صورت زیر خواهد بود :

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\sigma_V}{(2m+1)\pi} [1 - \cos(2m+1)\pi] \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \times \exp\left[\frac{-(2m+1)^2 \pi^2 T_V}{4}\right] \quad (21)$$

با انتخاب  $M = (2m+1)\frac{\pi}{2}$  رابطه ( ۲۱ ) را به صورت ساده تري مي توان نوشت :

$$\frac{u}{\sigma_V} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-M^2 T_V} \quad (22)$$

در اين رابطه  $e$  پایه لگاریتم نپر مي باشد .

فرمول ( ۲۲ ) يك رابطه بي بعد است که تابعي است از مقادير  $\frac{z}{H}$ ،  $T_V$  يعني :

$$\frac{u}{\sigma_V} = f\left(\frac{z}{H}, T_V\right)$$

البته بجاي نسبت  $\frac{u}{\sigma_V}$  ، از " نسبت تحکيم "  $U_z$  که به صورت زیر تعريف مي شود ،

استفاده مي شود .

$$U_z = \frac{\text{افزايش تنش منفي هدر رفته}}{\text{تنش منفي اوليه}} = \frac{\sigma_V - u}{\sigma_V} \quad (23)$$

در نتیجه :

$$U_z = 1 - \frac{u}{\sigma_v}$$

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-M^2 T_V} \quad (24)$$

شکل ( ۳ ) رابطه بین نسبت تحکیم  $U_z$  و فاکتور زمان  $T_V$  و نسبت  $H$  را نشان می دهد . همانطور که در این نمودار دیده می شود ، تحکیم در نزدیکی سطوح زهکشی شده بسرعت پیشروی می کند در حالیکه در مرکز لایه ، عمل تحکیم به آهستگی صورت می گیرد . مثلاً منحنی  $T_V = 0.15$  را در نظر بگیرید ؛ این منحنی شرایط لایه خاک را پس از زمان معینی که از رابطه  $t = \frac{T_V H^2}{C_V}$  بدست می آید نشان می دهد . در این زمان در عمقی برابر با  $\frac{2}{10}$  ضخامت اولیه ، تحکیم در حدود ۷۵٪ تکمیل شده است، حال آنکه در وسط لایه در همین عمق ، تحکیم در حدود ۱۴٪ می باشد .

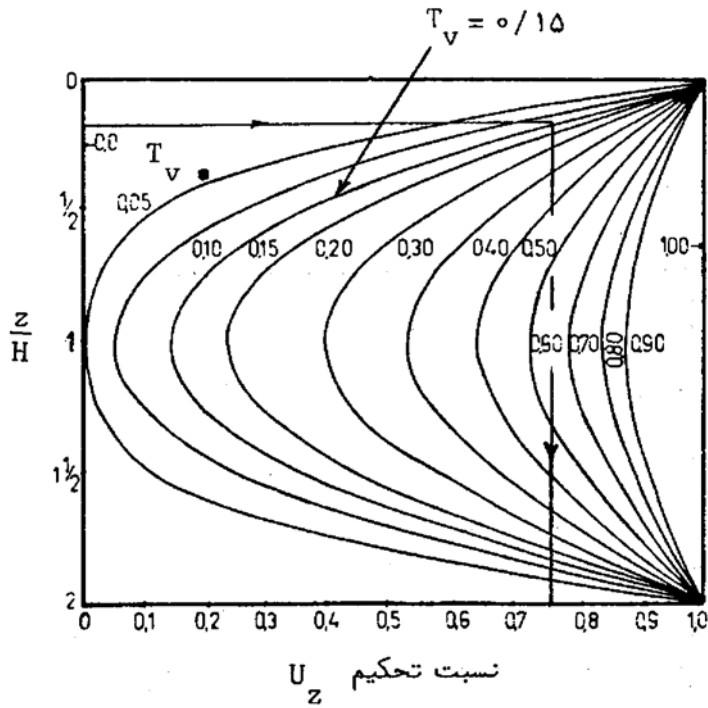
برای آنکه بتوان در هر لحظه پیشروی عمل تحکیم را بطور متوسط در تمام لایه خاک بررسی کرد ، می توان در رابطه ۲۴ بجای نسبت تحکیم از درجه تحکیم که بصورت زیر تعریف می شود استفاده

$$\text{کرد : } \frac{\int_0^{2H} U_z dz}{\int_0^{2H} dz} \times 100 = \frac{\text{سطح تحکیم یافته (سطح واقع در طرف چپ منحنی مربوطه در شکل 3)}}{\text{سطح کل تحکیم (سطح نمودار مستطیل شکل)}}$$

$$U = \frac{100}{2H} \int_0^{2H} U_z dz \quad (25)$$

با قرار دادن رابطه ( ۲۴ ) در رابطه فوق و پس از انتگرال گیری می توان نوشت :

$$U = 100 \left[ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_V} \right] \quad (26)$$

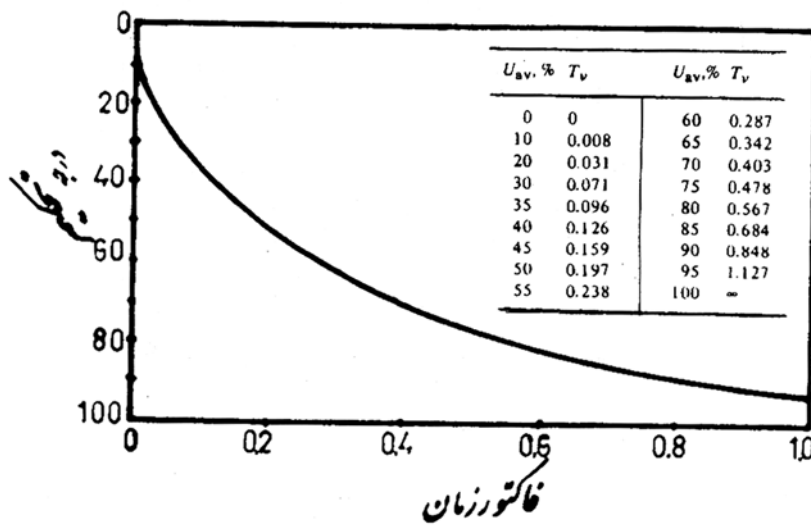


شکل ( ۳ )- مقادیر نسبت تحکیم با توجه به فاکتور زمان و نسبت  $\frac{z}{H}$ .

در نتیجه مقدار تحکیم متوسط در هر زمانی را ، می توان از رابطه ( ۲۶ ) بدست آورد . شکل ( ۴ ) نیز ، که نمایش ترسیمی معادله ( ۲۶ ) باشد ، می تواند مورد استفاده قرار گیرد .  
 ترزاقی منحنی شکل ( ۴ ) را به دو قسمت تقسیم کرد و برای هر قسمت رابطه ساده ای به شرح زیر برقرار کرد . ( به نقل از Das,1983 ) :

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \quad U \leq 0.53 \quad (27)$$

$$T_v = -0.933 \log(1-U) - 0.085 \quad U > 0.53$$



شکل ( ۴ )- رابطه بین نسبت تحکیم و فاکتور زمان

رابطه زیر نیز توسط سیوارماوسوامی ( به نقل از Das,1983 ) می تواند مورد استفاده قرار گیرد :

$$T_V = \frac{\frac{\pi}{4} U^2}{[1 - U^{5.6}]^{0.357}} \quad (28)$$

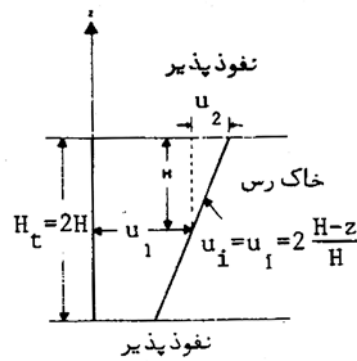
مقدار خطای  $T_V$  از معادلات فوق برای  $0 < U < 0.9$  کمتر از یک درصد و برای  $U > 0.9$  کمتر از سه درصد می باشد .

تغییرات  $u_i$  با عمق خطی باشد .

چنانچه تغییرات فشار آب منفذی لایه خاک در ابتدای شروع بارگذاری بصورت خطی در نظر گرفته

شود ، یعنی :

$$u_i = u_1 - u_2 \frac{H - z}{H} \quad (29)$$



با قرار دادن در رابطه ( ۱۰ ) و پس از حل ، مقدار تحکیم متوسط برابر خواهد بود با :

$$U = [1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_V)] \times 100 \quad (30)$$

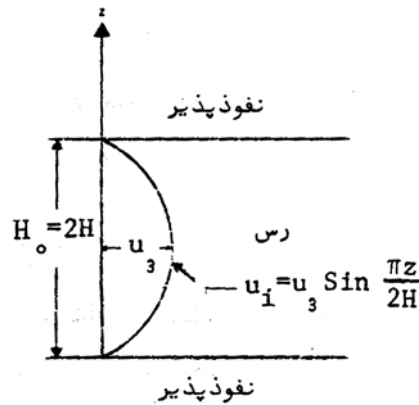
که نظیر رابطه ( ۲۶ ) برای  $u_i$  ثابت ، می باشد .

تغییرات  $u_i$  با عمق سینوسی باشد .

تغییرات فشار منفذی لایه خاک را در ابتدای شروع بارگذاری می توان به صورت سینوسی در نظر

گرفت یعنی :

$$u_i = u_3 \sin \frac{\pi z}{2H} \quad (31)$$



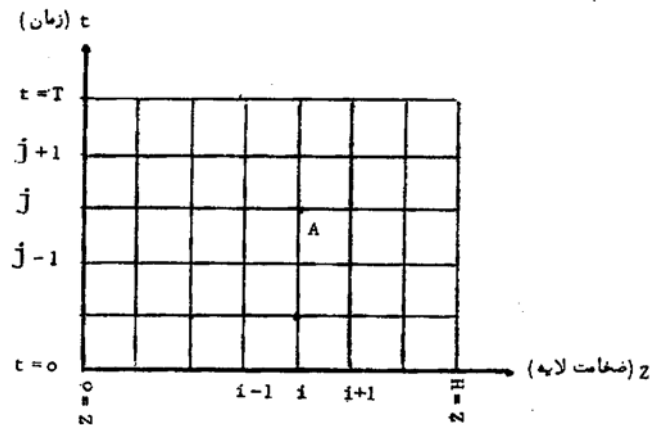
با قرار دادن در رابطه (۱۰) و حل کردن ، مقدار تحکیم متوسط برابر خواهد بود با :

$$U = 1 - \exp\left(\frac{-\pi^2 T_v}{4}\right) \quad (32)$$

#### ۱۰-۴-۲ حل عددي معادله تحکیم {۱}

امروزه با پیشرفت تکنولوژی و رواج یافتن کامپیوترها ، استفاده از روشهای عددی در حل بسیاری از مسائل مهندسی کاربرد فراوانی دارد . از امتیازات روشهای عددی این است که با داشتن هر نوع شرط اولیه و یا شرایط مرزی مسئله مورد نظر را می توان به راحتی حل کرد . تفاوت اساسی حل عددی با حل تحلیلی این است که در روشهای عددی دنبال پیدا کردن یک تابع پیوسته نمی باشیم بلکه در این روش سعی می شود ، تا جواب معادله در نقاط مشخصی از سطح مورد نظر بدست آید . بطور مثال برای معادله تحکیم ، هدف پیدا کردن مقدار  $u$  در نقاط مشخصی از  $t, z$  می باشد . یکی از روشهای عددی که امروزه در مسائل مهندسی کاربرد فراوانی دارد ، روشهای تفاضلهای محدود می باشد که در این قسمت توضیح داده خواهد شد .

در روشهای تفاضلهای محدود ، ابتدا سطح مورد نظر ، در معادله تحکیم شامل مختصات  $t, z$  ، را به گره هائی تقسیم می کنند ( مطابق شکل ) : برای مشخص کردن هر گره از حروف  $j, i$  استفاده می شود . حرف  $i$  برای محور  $z$  و حرف  $j$  برای محور  $t$  نقطه ای نظیر  $A$  در این سطح با مختصات  $i, j$  و جواب معادله تحکیم در این نقطه با  $u_{i,j}$  مشخص می گردد .



نمایش شبکه  $(z, t)$  در روش عددی تفاضلهای محدود

حال معادله تحکیم یک بعدی را که به صورت زیر می باشد در نظر بگیرید :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

در روش تفاضلهای محدود ، مقادیر جملات  $\frac{\partial u}{\partial t}$  و  $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$  را به کمک بسط تیلور محاسبه می کنند .

این مقادیر ، با تقریب ، به صورت زیر می باشد .

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} \quad (33)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{(\Delta z)^2} \quad (34)$$

با قرار دادن روابط ( ۳۳ ) و ( ۳۴ ) در رابطه تحکیم میتوان نوشت :

$$\frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} = C_v \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{(\Delta z)^2}$$

در این رابطه کلیه جملاتی که در زمان  $t$  نوشته شده اند معلوم می باشند و تنها جمله  $u_{i,j+1}$  مجهول

می باشد . چنانچه جملات معلوم را به سمت راست منتقل کنیم داریم :

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + A(u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad (35)$$

که  $A = \frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2}$  می باشد .



روش فوق موقعی همگرا می باشد که  $A < 0.5$  باشد و بهتر است  $A \approx 0.2$  انتخاب گردد. از این رو مقدار  $\Delta t$  خیلی کوچک انتخاب می شود و این ایراد عمده روش صریح تفاضلهای محدود می باشد. زیرا با انتخاب  $\Delta t$  خیلی کم، زمان کامپیوتر و در نتیجه هزینه محاسباتی بالا می رود. با استفاده از معادله (۳۵) و داشتن شرایط مرزی و شرط اولی، می توان فشار منفذی را برای بقیه نقاط شبکه بدست آورد.

### مثال (۱-۱۰):

یک لایه رس نیم محصور (که از سطح بالا زهکش می شود) به ضخامت ده متر دارای ضریب تحکیم  $C_v$  برابر  $7.9 \text{ m}^2 / \text{year}$  می باشد. توزیع فشار منفذی در ابتدای بارگذاری به صورت زیر می باشد:

۰	۲	۴	۶	۸	۱۰	عمق (متر)
۶۰	۵۴	۴۱	۲۹	۱۹	۱۵	فشار منفذی

مطلوبست توزیع فشار منفذی در لایه رس در اثر تحکیم پس از یک سال.

### حل:

ضخامت لایه ده متر می باشد که با انتخاب  $\Delta z = 2$  و با اختیار کردن  $A = 0.2$  مقدار  $\Delta t$  برابر خواهد بود با:

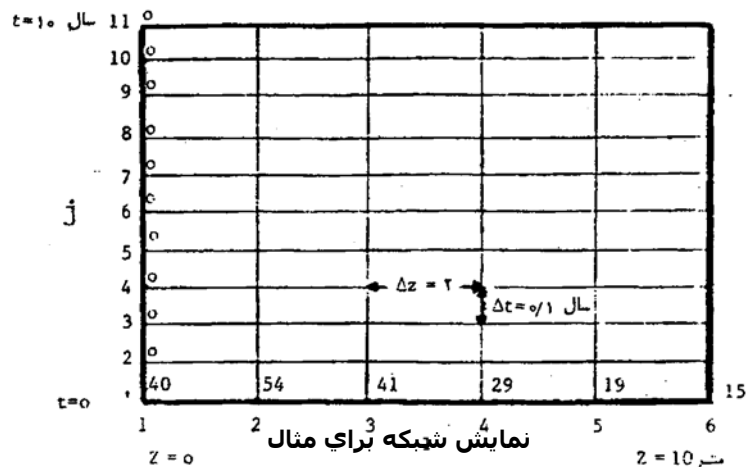
$$A = \frac{C_v t}{(\Delta z)^2} \Rightarrow 0.2 = \frac{7.9 \Delta t}{2^2} \Rightarrow \Delta t = 0.1$$

اگر تعداد گره ها را در طول محور  $z$  با  $n$  نشان دهیم، مقدار  $n$  برابر است با:

$$n = \frac{\text{ضخامت لایه}}{\Delta z} + 1 = \frac{10}{2} + 1 = 6$$

و تعداد گره ها در طول محور،  $m, t$ ، برابر خواهد بود با:

$$m = \frac{\text{زمان}}{\Delta t} + 1 = \frac{10}{0.1} + 1 = 11$$



معادله تفاضلهای محدود برای این مسئله به صورت زیر می باشد :  
( ۳۶ ، الف )

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + 0.2(u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j})$$

$$i = 1 \rightarrow n-1$$

$$j = 1 \rightarrow m$$

برای مرز پائین دست ، متر  $z = 15$  ، می توان فرض کرد  $u_{i-1,j} = u_{i+1,j}$  در آن صورت :

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + 0.2(u_{i-1,j} - 2u_{i,j}) \quad ( \text{ب} , ۳۶ )$$

$$i = n$$

$$j = 1 \Rightarrow m$$

مقدار فشار منغذی در زمان اولیه ( $j = 1$ ) و سطح خاک ( $i = 1$ ) در شکل فوق نشان داده شده است . توضیح اینکه چون لایه فقط از سطح خاک زهکشی می شود فشارهای منغذی در این سطح صفر می باشد و نسبت به زمان تغییر نمی کند . حال با استفاده از معادلات ۳۶ ، الف و ۳۶ ، ب مقادیر  $u$  محاسبه می شوند ، به طور مثال :

$$u_{2,2} = u_{2,1} + 0.2(u_{1,1} - 2u_{2,1} + u_{3,1})$$

$$i = 2 , j = 1$$

که با قرار دادن مقادیر معلوم ، رجوع شود به شکل صفحه قبل ، می توان نوشت :

$$u_{2,2} = 54 + 0.2(0 - 2 \times 54 + 41) = 40.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

و به همین ترتیب

$$u_{3,2} = u_{3,1} + 0.2(u_{2,1} - 2u_{3,1} + u_{4,1})$$

$$i = 3, j = 1$$

$$u_{3,2} = 41 + 0.2(54 \times 2 + 41 + 29) = 41.2 \text{ KN/m}^2$$

و به همین ترتیب مقادیر  $u_{4,2}$  و  $u_{5,2}$  را از معادله ( ۳۶ ، الف ) محاسبه می کنیم :

$$u_{4,2} = 29.4 \text{ KN/m}^2$$

$$u_{5,2} = 20.2 \text{ KN/m}^2$$

و برای محاسبه  $u_{6,2}$  از معادله ( ۳۶ ، ب ) به ترتیب زیر عمل می شود :

$$u_{6,2} = u_{6,1} + 0.2(2 \times u_{5,1} - 2 \times u_{6,1})$$

$$i = 6, j = 1$$

$$u_{6,2} = 15 + 0.2(2 \times 19 - 2 \times 15) = 16.6 \text{ KN/m}^2$$

در مرحله بعد  $j = 2$  انتخاب و مقدار  $i$  از ۲ الي ۶ تغییر داده می شود تا مقادیر  $u_{3,3}$  الي  $u_{6,3}$  محاسبه شوند و به همین ترتیب هر دفعه به مقدار يك واحد اضافه می شود . جدول زیر خلاصه این محاسبات را نشان می دهد :

	۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	$i \setminus j$
۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۱
۱۳/۱	۱۴/۱	۱۵/۲	۱۶/۷	۱۸/۵	۲۰/۷	۲۳/۵	۲۷/۳	۳۲/۶	۳۰/۶	۴۰/۶	۵۴	۲
۲۱/۹	۲۳/۲	۲۴/۶	۲۶/۳	۲۸/۲	۳۰/۴	۳۲/۹	۳۵/۷	۳۸/۷	۴۱/۲	۴۱	۴۱	۳
۲۵/۳	۲۶	۲۶/۷	۲۷/۵	۲۸/۳	۲۹/۰	۲۹/۶	۳۰/۰	۲۹/۹	۲۹/۴	۲۹	۲۹	۴
۲۵/۲	۲۵/۲	۲۵/۱	۲۴/۹	۲۴/۵	۲۴/۰	۲۳/۳	۲۲/۴	۲۱/۳	۲۰/۲	۱۹	۱۹	۵
۲۴/۷	۲۴/۴	۲۴	۲۳/۴	۲۲/۶	۲۱/۷	۲۰/۶	۱۹/۴	۱۸/۰	۱۶/۶	۱۵	۱۵	۶

## ۱۰-۵ برنامه کامپیوتری حل معادله تحکیم

به منظور سهولت محاسبات عددی معادله تحکیم یک بعدی ، برنامه ای به زبان BASIC و بر مبنای روشی که قبلاً توضیح داده شده ، نوشته شده است . همچنین به منظور آشنایی با طرز کار برنامه کامپیوتری ، مثال قبلی نیز با این برنامه حل گردیده است .

### متن برنامه :

```
10 REM EXAMPLE A PROGRAM TO SOLVE ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION'S
20 REM EQUATION BY EXPLICIT FINITE-DIFFERENCE METHOD
30 REM
40 DIM U(10,20)
50 REM INPUT DATA
60 PRINT "ENTER MAXIMUM LAYER DEPTH, AND DZ IN METER"
70 INPUT LZ,DZ
80 NZ=LZ/DZ+1
90 PRINT "ENTER MAIMUM TIME IN YEAR"
100 INPUT TMAX
110 PRINT: PRINT "ENTER VALUE FOR 'A'. A SHOULD BE LESS THAN .5"
120 PRINT "RECCOMENDED VALUE IS 0.2"
130 INPUT A
140 PRINT: PRINT "ENTER COEFFICIENT OF CONSOLIDATION Cv IN m2/year" 150 INPUT CV
160 REM CALCULATE THE TIME STEP DT
170 DT=(A*DZ^2)/CV
180 PRINT "DT=";DT;"IS THIS VALUE GOOD? IF YES ENTER 1 ELSE ENTER 0" 190 INPUT G
200 IF G=1 THEN 230
210 PRINT "ENTER NEW VALUE FOR DT": INPUT DT
220 A=CV*DT/(DZ^2)
230 NT=TMAX/DT+1
240 PRINT "NUMBER OF TIME STEPS ARE:";NT
250 REM INITIAL CONDITIONS
260 PRINT: PRINT "ENTER VALUE OF u(1,1),u(2,1),..., u(";NZ;"1)"
270 FOR I=1 TO NZ: INPUT U(I,1): NEXT I
280 REM BOUNDARY CONDITION
290 PRINT "ENTER VALUES OF u AT THE LAYER SURFACE FOR ALL TIME"
300 PRINT "IF ALL VALUES ARE ZERO THEN ENTER 1 ELSE ENTER 0"
310 INPUT BC
320 IF BC=1 THEN 360
330 PRINT: PRINT "ENTER VALUES OF u(1,1),U(1,2),...,u(1,NT;)"
340 FOR I=1 TO NT: INPUT U(1,I): NEXT I
350 GOTO 370
360 FOR I=1 TO NT: U(1,I)=0: NEXT I
370 REM
380 REM CALCULATE VALUES OF U(I,J) FOR INTERNAL NODES
```

```

390 FOR J=1 TO NT
400 FOR I=2 TO NZ-1
410 U(I,J+1)=U(I,J)+A*(U(I-1,J)+U(I+1,J))-2*U(I,J)
420 NEXT I
430 U(NZ,J+1)=U(NZ,J)+A*(2*U(NZ-1,J)-2*U(NZ,J))
440 NEXT J
450 REM PRINT RESULTS
460 FOR J=1 TO NT
470 FOR I=1 TO NZ
480 U(I,J)=INT(10*U(I,J)+.5)/10
490 PPRINT "U(";I;" ";J;"")= ";U(I,J)
500 NEXT I:      NEXT J
510 END

```

### مثال (٢-١٠) :

مثال قبل را با برنامه کامپیوتری حل می کنیم .

```

Ok
RUN
ENTER MAXIMUM LAYER DEPTH, AND DZ IN METER
? 10,2
ENTER MAIMUM TIME IN YEAR
? 1
ENTER VALUE FOR 'A'. A SHOULD BE LESS THAN .5
RECCOMENDED VALUE IS 0.2
? 0.2
ENTER COEFFICIENT OF CONSOLIDATION Cv IN m2/year
? 7. 9
DT= .1012658 IS THIS VALUE GOOD? IF YES ENTER 1 ELSE ENTER 0
? 0
ENTER NEW VALUE FOR DT
? 0.1
NUMBER OF TIME STEPS ARE: 11

ENTER VALUE OF u(1,1),u(2,1),...,u( 6 ,1)
? 60
? 54
? 41
? 29
? 19
? 15
ENTER VALUES OF u AT THE LAYER SURFACE FOR ALL TIME
IF ALL VALUES ARE ZERO THEN ENTER 1 ELSE ENTER 0
? 1
U( 1 , 1 ) = 0

```

$U(2, 1) = 54$   
 $U(3, 1) = 41$   
 $U(4, 1) = 29$   
 $U(5, 1) = 19$   
 $U(6, 1) = 15$   
 $U(1, 2) = 0$   
 $U(2, 2) = 40.8$   
 $U(3, 2) = 41.2$   
 $U(4, 2) = 29.4$   
 $U(5, 2) = 20.2$   
 $U(6, 2) = 16.6$   
 $U(1, 3) = 0$   
 $U(2, 3) = 32.8$   
 $U(3, 3) = 38.8$   
 $U(4, 3) = 29.9$   
 $U(5, 3) = 21.3$   
 $U(6, 3) = 18$   
 $U(1, 4) = 0$   
 $U(2, 4) = 27.5$   
 $U(3, 4) = 35.8$   
 $U(4, 4) = 30$   
 $U(5, 4) = 22.3$   
 $U(6, 4) = 19.3$   
 $U(1, 5) = 0$   
 $U(2, 5) = 23.7$   
 $U(3, 5) = 33$   
 $U(4, 5) = 29.6$   
 $U(5, 5) = 23.2$   
 $U(6, 5) = 20.5$   
 $U(1, 6) = 0$   
 $U(2, 6) = 20.9$   
 $U(3, 6) = 30.5$   
 $U(4, 6) = 29$   
 $U(5, 6) = 24$   
 $U(6, 6) = 21.6$   
 $U(1, 7) = 0$   
 $U(2, 7) = 18.7$   
 $U(3, 7) = 28.3$   
 $U(4, 7) = 28.3$   
 $U(5, 7) = 24.5$   
 $U(6, 7) = 22.5$   
 $U(1, 8) = 0$   
 $U(2, 8) = 16.9$   
 $U(3, 8) = 26.4$

$U(4, 8) = 27.6$   
 $U(5, 8) = 24.9$   
 $U(6, 8) = 23.3$   
 $U(1, 9) = 0$   
 $U(2, 9) = 15.4$   
 $U(3, 9) = 24.8$   
 $U(4, 9) = 26.8$   
 $U(5, 9) = 25.1$   
 $U(6, 9) = 23.9$   
 $U(1, 10) = 0$   
 $U(2, 10) = 14.2$   
 $U(3, 10) = 23.3$   
 $U(4, 10) = 26.1$   
 $U(5, 10) = 25.2$   
 $U(6, 10) = 24.4$   
 $U(1, 11) = 0$   
 $U(2, 11) = 13.2$   
 $U(3, 11) = 22.1$   
 $U(4, 11) = 25.4$   
 $U(5, 11) = 25.2$   
 $U(6, 11) = 24.7$