

## فصل ۱۵:

# آشنایی با سدهای خاکی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

چکیده ای از کتاب تحت تألیف آشنایی با سدهای خاکی

ترجمه و تألیف:

عبدالمتین ستایش



Email1: a\_matin\_s@yahoo.com



Email2: Setayesh@outlook.com



Edition: 01, 08/1392



Copyright: Abdul Matin Setayesh



Filename: FoundEng\_Ch15

@ME2CH

WWW.ME2CH.ROZBLOG.COM

سدهای خاکی<sup>۱</sup> را تقریباً در روی هر نوع فونداسیون و یا سایتی که برای ساخت سازه های بتنی نامناسب هستند می توان اجرا نمود. برای ساخت این نوع سدها به شرط آن که در ناحیه بندی مصالح به کار رفته دقت شود از انواع مختلفی از مصالح ساختمانی می توان در هنگام ساخت بهره جست.

در سال های اخیر، ساخت سدهای خاکی و سنگریزه ای نسبت به دیگر انواع سدها رواج بیشتری یافته است که دلایل آن عبارتند از:

- در اکثر کشورهای متری مناطق مناسب برای احداث سدهای بتنی قبلاً مورد استفاده قرار گرفته و دیگر یافت نمی شود.
- هزینه عملیات خاکی برای سدهای خاکی نسبت به عملیات بتنی دارای رشد کمتری بوده است.

از سال ۱۹۵۵ تاکنون تعداد سدهای خاکی بزرگ ( یعنی آن هایی که دارای ارتفاع بیش از ۱۵ متر می باشند) با آهنگی تقریباً برابر با ۲۰۰ سد در سال در سطح دنیا در حال افزایش بوده است. بر طبق آمار ارائه شده توسط ICOLD (کمیته بین المللی سدهای بزرگ)<sup>۲</sup> در حال حاضر بلندترین سدهای جهان عبارتند از سد نورک<sup>۳</sup> با ارتفاع ۳۰۰ متر که در کشور شوروی سابق احداث گردید و سد روگان<sup>۴</sup> با ارتفاع ۳۳۵ متر که این سد نیز در شوروی سابق ساخته شده است. هر دو این سدها از نوع سدهای خاکی می باشند.

وظایف یک سد به عنوان یک سازه عبارتند از:

- (الف) ایجاد حائلی ناتراوا در برابر جریان آب با هدف ذخیره سازی آن
- (ب) انتقال نیروی آب به فونداسیون با ضریب اطمینان کافی

## ۱۵-۲ | انواع سدهای خاکی:

سدهای خاکی را به چهار دسته می توان تقسیم نمود:

- سدهای همگن<sup>۵</sup>
- سدهای ناحیه بندی شده<sup>۶</sup>
- سدهای غشائی<sup>۷</sup>
- سدهای ساخته شده توسط پسماند ها (سدهای پسماندی)<sup>۸</sup>

<sup>1</sup> Embankment Dams

<sup>2</sup> International Commission on Large Dams

<sup>3</sup> Nurek

<sup>4</sup> Rogun

<sup>5</sup> Homogenous Dams

<sup>6</sup> Zoned Dams

<sup>7</sup> Membrane Dams

<sup>8</sup> Tailings Dams

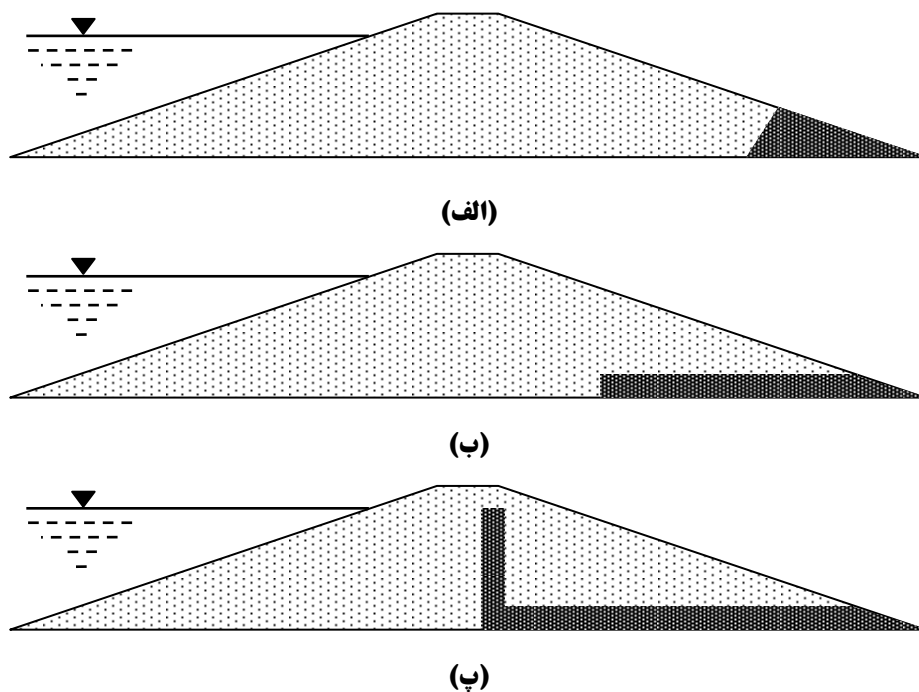
### • ۱۵-۲-۱ سدهای همگن

هر سدی که از یک نوع مصالح ساخته شده باشد، همگن نامیده می شود، هرچند ممکن است دارای یک سیستم زهکش داخلی نیز باشد. در این نوع سدها با استفاده از حفاری، گودال های قرضه یا با استفاده از تغییر میزان و درصد تراکم و درصد رطوبت در بخش های مختلف سازه از مزایای سدهای ناحیه بندی شده نیز می توان بهره جست. افزایش درصد رطوبت و یا انرژی تراکم می تواند باعث کاهش نفوذپذیری در حدود ۱۰ تا ۱۰۰ برابر نسبت به زمانی شود که تراکم در طرف خشک درصد رطوبت بهینه انجام پذیرفته است.

تقریباً در تمام سدهای خاکی همگن باید زهکش هایی تعبیه شوند که هدف از به کار گیری این زهکش ها عبارتند از:

- (الف) کاهش سطح آب آزاد (فریاتیک) به منظور افزایش پایداری شیب پایین دست.
- (ب) کنترل جریان آب در محل خروج آن در پایین دست سد برای جلوگیری از فرسایش و شسته شدن خاک در اثر پدیده رگاب

انواع معمول زهکش ها در سدهای خاکی همگن در شکل ۱۵-۱ الف، ۱۵-۱ ب و ۱۵-۱ پ نشان داده شده است.



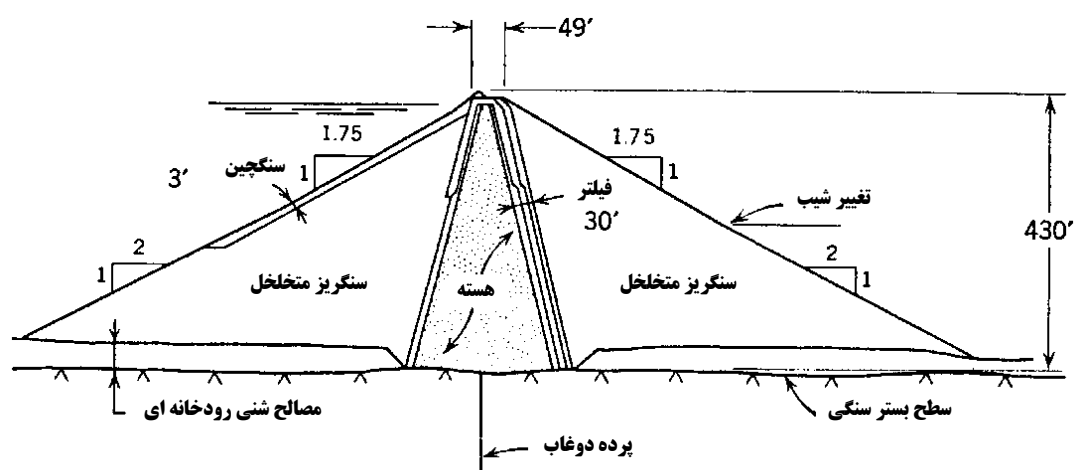
**شکل ۱۵-۱: زهکش های مورد استفاده در سدهای همگن**  
**(الف) زهکش پنجه ای (ب) زهکش پتویی یا افقی (پ) زهکش دودکشی**

از زهکش های پنجه ای در سدهایی استفاده می شود که ارتفاع آن ها از ۲۰ متر کمتر است. زهکش هایی پتویی یا افقی در سد های با ارتفاع بیش از ۲۰ متر به کار گرفته می شوند. در هنگام استفاده از این نوع زهکش ها باید این نکته را توجه داشت که به دلیل طبیعت لایه ای خاک های متراکم شده در هنگام ساخت سد، نفوذپذیری افقی این خاک ها می تواند بسیار بزرگتر از نفوذپذیری قائم آن باشد و این خطر وجود دارد که به دلیل این خاصیت خاک های متراکم شده، جریان آب در داخل سد خاکی از داخل زهکش عبور نکنند و این نوع زهکش ها کارایی خود را از دست دهند. زهکش های دودکشی بهترین نوع زهکش ها بوده و در اکثر سدهای بزرگ و مهم از این نوع زهکش ها استفاده می شود.

ابعاد و نفوذپذیری زهکش ها باید طوری انتخاب شوند که مجموعه مورد نظر بتواند میزان جریان آب محاسباتی را با یک حاشیه اطمینان کافی انتقال دهد. ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش ترجیحاً باید ۱۰۰ برابر ضریب نفوذپذیری مصالح خاکریز باشد. زهکش های پتویی باید حداقل ۱ متر ضخامت داشته باشند ولی ضخامت زهکش های دودکشی نباید کمتر از ۲ متر باشد.

### • ۱۵-۲-۲ سدهای ناحیه بندی شده (ناهمگن)

ایده به کار رفته در یک سد ناحیه بندی شده استفاده بهینه از مصالح موجود است به طوری که بیشترین صرفه اقتصادی حاصل گردد. مصالح رسی معمولاً دارای مقاومت برشی کمتری نسبت به مصالح شنی یا سنگدانه ای نفوذپذیر بوده و معضلاتی همچون ایجاد فشار منفذی و مسائل مربوط به نشست را به همراه دارند. بنابراین با محدود کردن میزان استفاده از مصالح رسی می توان سدی با حجم کمتر و هزینه پایین تر ساخت (شکل ۱۵-۲). در چنین سدهایی از مصالح رسی برای ساخت هسته استفاده شده و بقیه قسمت های سد را با استفاده از مصالح متخلخل با مقاومت بالا که توسط فیلترهایی از هسته جدا می شوند، می سازند.



شکل ۱۵-۲: سد ناحیه بندی شده با هسته قائم

### • ۱۵-۲-۲-الف) سدهای ناحیه بندی شد با هسته قائم

در این نوع سدها، هسته را می توان در داخل فونداسیون امتداد داد تا در صورت نفوذپذیر بودن فونداسیون، نقش غشاء آب بند را نیز ایفا نماید. باید به این نکته توجه داشت که قرار دادن یک هسته نازک قائم در بین مصالح سنگی نسبتاً سخت مخاطراتی را نیز می تواند به همراه داشته باشد زیرا در چنین حالتی پدیده قوس زدگی<sup>۱</sup> می تواند رخ داده و باعث کاهش تنش های قائم در مصالح هسته گردد. پدیده قوس زدگی ممکن است منجر به شکست هیدرولیکی هسته گردد.

**مهم!**

**مزایای استفاده از هسته قائم عبارتند از:**



۱. فشار تماسی بالاتری بین هسته و فونداسیون وجود خواهد داشت. این مسئله می تواند احتمال نشست در این محل را کاهش دهد.

۲. برای یک مقدار مشخص از مصالح خاکی، ضخامت هسته مقداری بیشتر از ضخامت یک هسته شیب دار است.

<sup>۱</sup> Arching

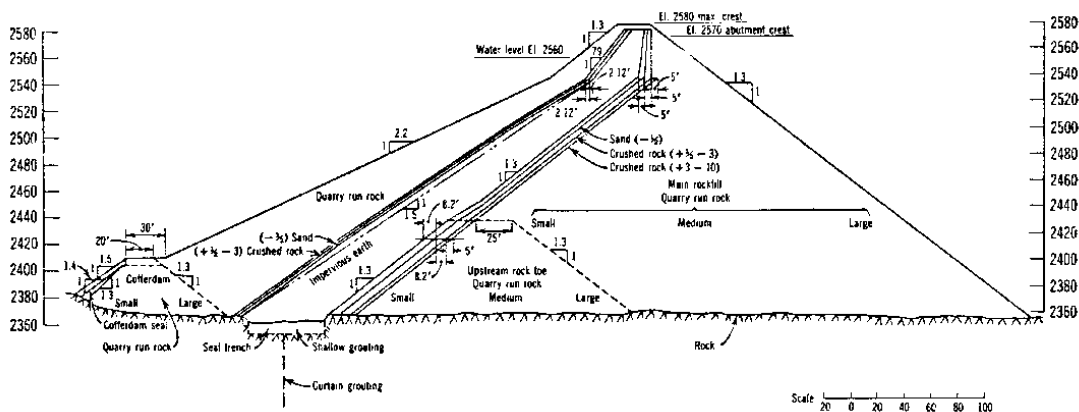
• ۱۵-۲-۲- (ب) سدهای ناحیه بندی شده با هسته شیب دار (شکل ۱۵-۳)

**مهم!**

مزایای استفاده از هسته های شیب دار در سدهای ناحیه بندی شده عبارتند از:



۱. بخش پایین دست را می توان در ابتدا اجرا نمود. این مسئله در مناطقی که دارای فصل خشک کوتاهی جهت اجرای هسته می باشند دارای اهمیت زیادی می باشد.
۲. همزمان با اجرای قسمت پایین دست سد می توان عملیات تزریق در زیر هسته را نیز به انجام رساند.
۳. این نوع از هسته ها، حساسیت کمتری به ترک های ناشی از نشست های تفاضلی در مناطق مختلف سد دارند.



شکل ۱۵-۳: سد ناحیه بندی شده با هسته شیب دار

**مهم!**

در هنگام تصمیم گیری برای ضخامت بهینه و موقعیت آن، عوامل زیر باید در نظر گرفته شوند:



۱. هزینه های واحد نسبی عملیات خاکی مصالح درشت دانه و مصالح رسی هسته
۲. حجم خاکریز سد. به جز در مواردی که مصالح هسته دارای مقاومت برشی بالایی هستند، حداقل حجم خاکریز سد زمانی حاصل می شود که هسته سد دارای ضخامت کمی باشد.
۳. شرایط اقلیمی. در شرایط آب و هوایی بسیار مرطوب یا شرایط یخبندان امکان اجرای عملیات خاکی با مصالح رسی وجود ندارد. این در حالیست که مصالح نفوذپذیر همانند مصالح شنی و سنگی را در تمام شرایط آب و هوایی می توان اجرا نمود.

**مهم!**

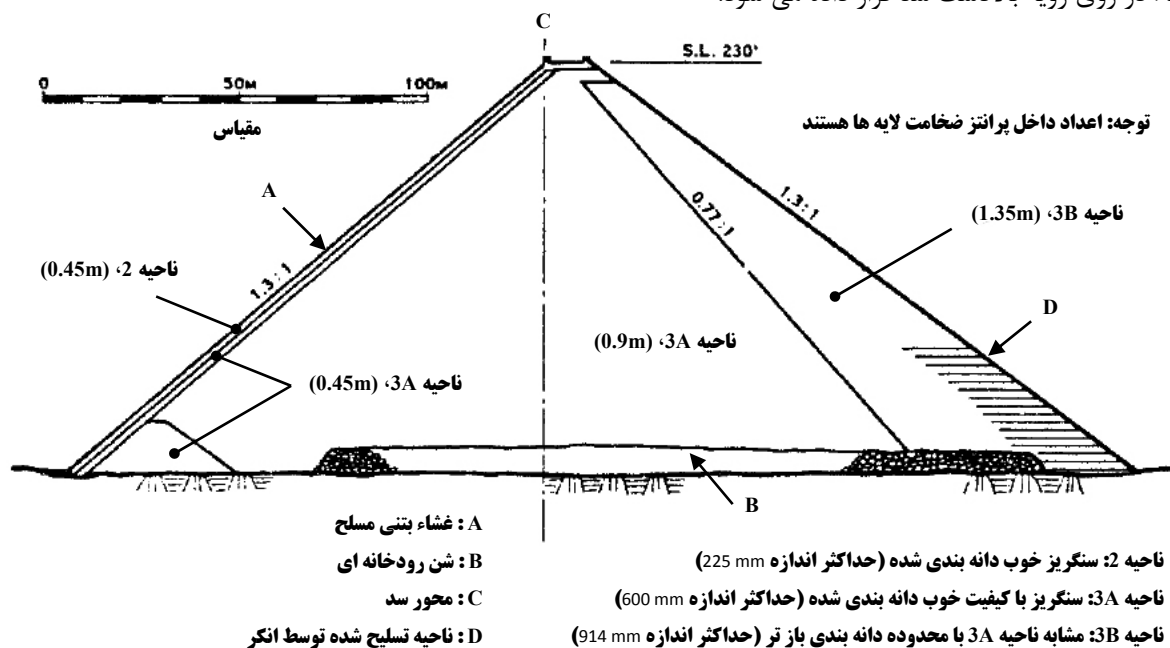
حداقل ضخامت هسته بستگی به عوامل زیر دارد:



۱. میزان مجاز تراوش آب در داخل هسته
۲. حداقل عرضی که اجازه عملیات اجرایی را به طور مناسب بدهد.
۳. نوع مصالح موجود برای اجرای هسته و پوسته ها
۴. طراحی فیلتر های مورد نظر
۵. پروژه های مشابه پیشین

## • ۱۵-۲-۳ سدهای غشائی

سدهای غشائی با استفاده از مصالح درشت دانه نفوذپذیر ساخته می شوند ولی سطح شیب دار رویه بالادست آن با استفاده از غشائی نازک که نفوذ ناپذیر است رویه می شود (شکل ۱۵-۴). این غشاء نازک معمولاً از بتن سیمانی یا بتن آسفالتی ساخته می شود اما اخیراً ورقه های فولادی یا ورقه های لاستیکی (سنتتیکلی) نیز برای ساخت غشاء استفاده شده است. در حالی که از غشاء های داخلی نیز برای ساخت سدهای خاکی استفاده شده است، بیشترین کارایی و مزایا هنگامی حاصل می شود که غشاء در روی رویه بالادست سد قرار داده می شود.



شکل ۱۵-۴: سد غشائی

**مهم!**

**مزایای استفاده از سد های غشائی عبارتند از:**



۱. با استفاده از یک سیستم زهکش مناسب در پشت غشاء فشار های منفذی ناشی از تراوش در داخل خاکریز از بین می روند. این امر منجر به افزایش پایداری می گردد به طوری که می توان خاکریز سد را با شیب بیشتر اجرا نمود و بدین ترتیب حجم خاکریز مورد نظر کم تر خواهد شد.
۲. غشاء سد همیشه در معرض بازرسی و در صورت نیاز ترمیم قرار دارد. بدین ترتیب می توان جلوی نشت را گرفت.
۳. غشاء سد به عنوان محافظ در برابر برخورد امواج عمل می نماید.
۴. در صورت وقوع نشت، غشاء دچار فرسایش نمی شود.

**مهم!**

**معایب سدهای غشائی عبارتند از:**



۱. هزینه ساخت آن بالاست.
۲. در محل اتصال غشاء به پنجه احتمال ترک خوردگی غشاء وجود دارد.
۳. ممکن است طول عمر کوتاهی داشته باشند. به طور مثال غشاء های فولادی.



**استفاده از سدهای غشائی هنگامی دارای توجیه می باشد که شرایط زیر حاکم باشد:**

**مهم!**

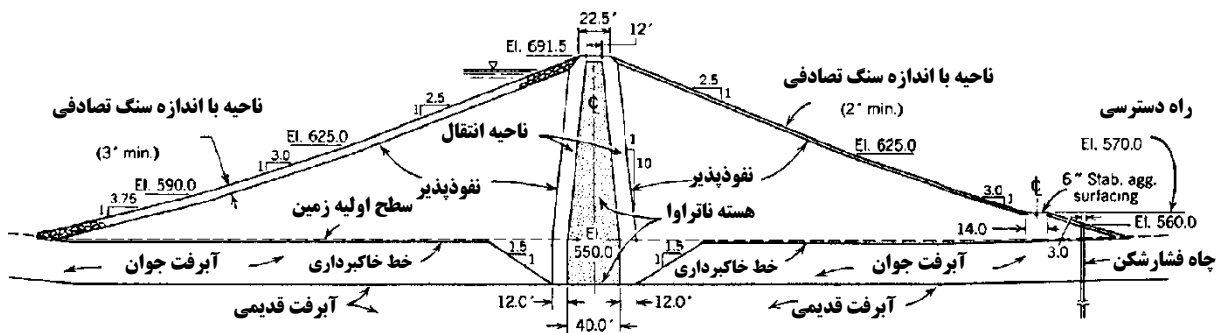
۱. فونداسیون ها و تکیه گاه های جانبی صخره ای یا سنگی هستند.
۲. خاک های رسی یا ناتراوا موجود نباشند.
۳. ایجاد سیستم محافظ در برابر برخورد امواج هزینه زیادی در بر داشته باشد.
۴. فصول بارانی در منطقه ساخت سد بسیار طولانی است.
۵. عملیات تزریق بسیار گسترده و وسیع می باشد. تزریق را می توان در راستای پنجه غشاء همزمان با ساخت سد انجام داد.

### • ۱۵-۲-۴ سدهای پسماندی

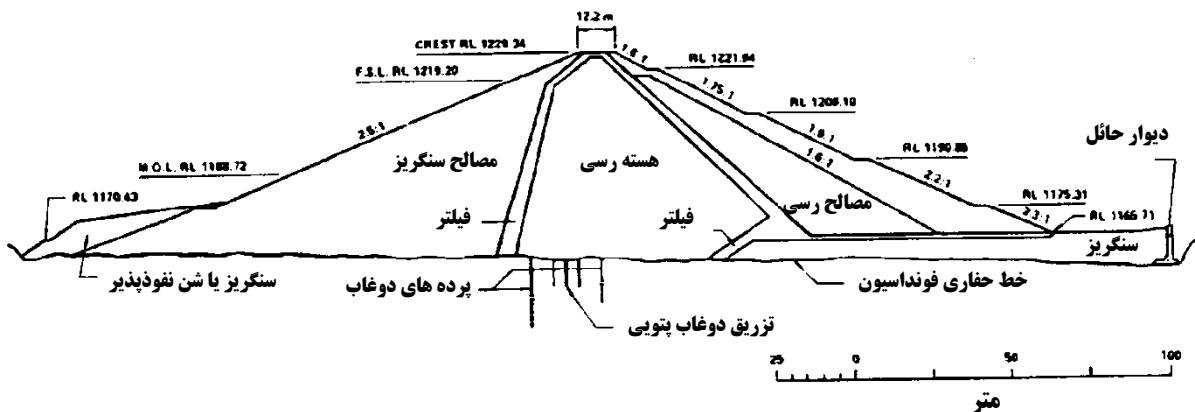
سدهای پسماندی با هدف ذخیره و دپو کردن پسماندهای بدست آمده از عملیات معدن کاری احداث می شوند و نه ذخیره آب برای مصارف آشامیدنی، کشاورزی و یا صنعتی. چنین سدهایی را در یک فصل مجزا مورد بحث قرار خواهیم داد.

### ۱۵-۳ | مقاطع عرضی:

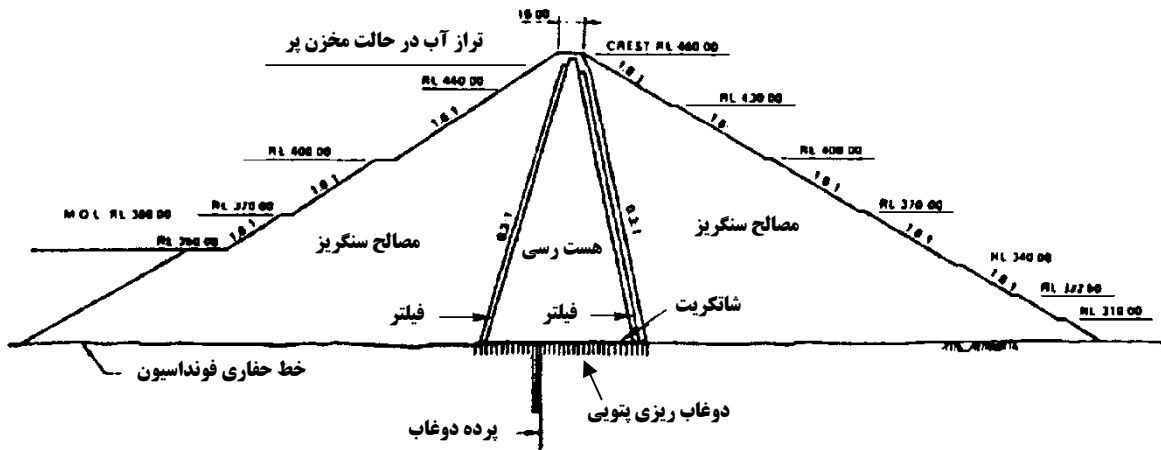
مقاطع عرضی انواع مختلفی از سدهای خاکی و سنگریزه ای در شکل های زیر نشان داده شده اند. با توجه به نحوه ناحیه بندی سدهای خاکی، آرایش های بسیار مختلفی می توان ایجاد نمود. بدین ترتیب احتمال این که دو سد خاکی و یا سنگریزه ای دارای مقاطع مشابه باشند بسیار کم است.



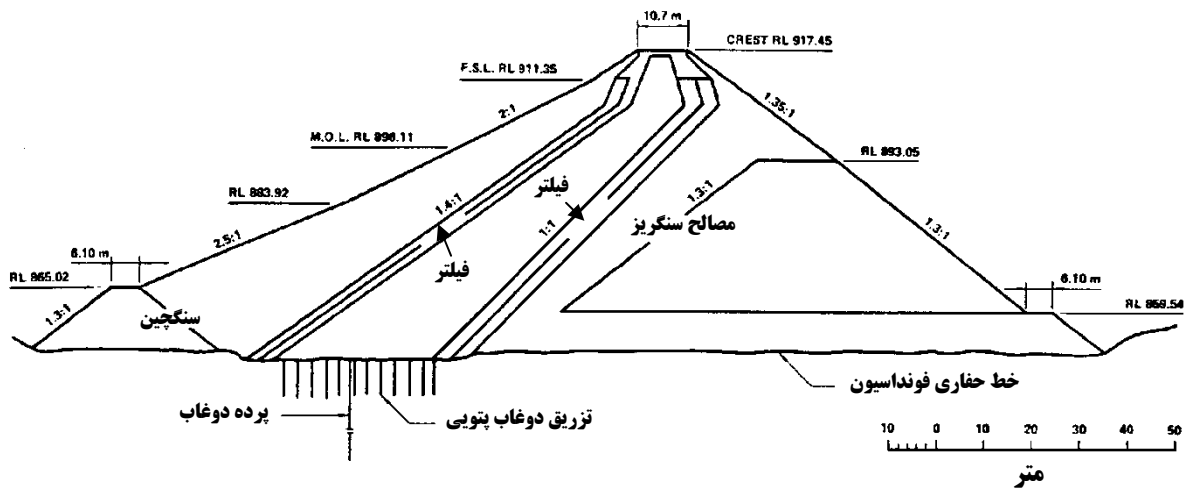
شکل ۱۵-۵: سد Success در کالیفرنیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم



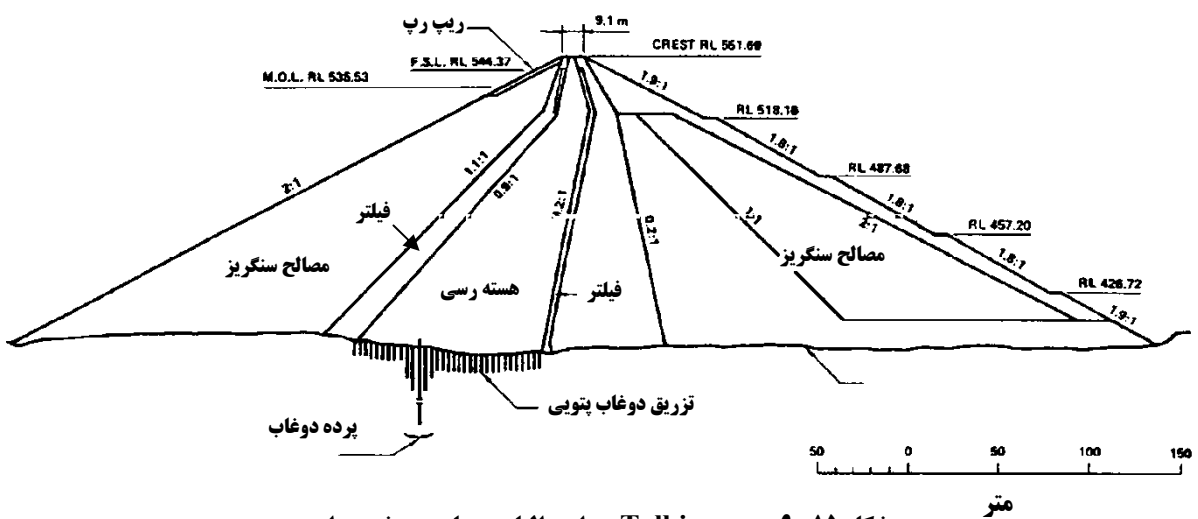
شکل ۱۵-۶: سد Tooma در استرالیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم



شکل ۱۵-۷: سد Thompson در استرالیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم

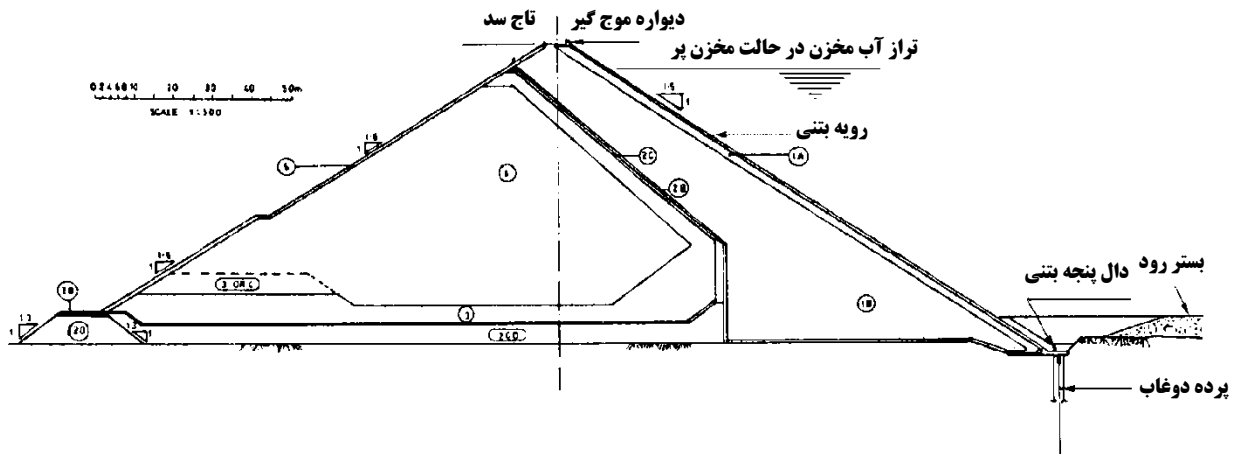


شکل ۱۵-۸: سد Jindabyne در استرالیا، سد با هسته شیب دار



شکل ۱۵-۹: سد Talbingo در استرالیا، سد با هسته شیب دار





شکل ۱۵-۱۰: سد Mangrove Creek در استرالیا، سد غشائی

## ۴-۱۵ | جریان آب در سدهای خاکی

آبی که در پشت یک سد خاکی یا سنگریزه ای ذخیره شده است به طور دائم از داخل خاکریز سد و فونداسیون به سمت پایین دست تراوش می نماید. بنابراین به دلایل متعددی که در ادامه بیان شده باید قادر باشیم این فرآیند نشت آب از داخل یا زیر سد را تحلیل نماییم.

(الف) مقدار جریانی که در اثر تراوش آب از داخل بدنه سد و فونداسیون از دست می رود باید مشخص باشد.

(ب) توزیع فشار منفذی در داخل سد و فونداسیون باید مشخص باشد به طوری که از این توزیع بتوان برای انجام تحلیل های پایداری استفاده نمود.

(پ) چنانچه شیب هیدرولیکی در نقطه خروج جریان نشست آب را محاسبه نماییم، می توانیم احتمال آب شستگی در این نقطه را مورد ارزیابی قرار دهیم.

### • ۱۵-۴-۱ تحلیل جریان

با حل معادله لاپلاس<sup>۱</sup> می توان جواب های نظری برای مسئله جریان دائمی آب از داخل سد خاکی تحت شرایط دوبعدی بدست آورد:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1-15)$$

در این معادله  $k_x$  و  $k_z$  به ترتیب نفوذپذیری های افقی و قائم در راستاهای  $x$  و  $z$  بوده و  $h$  هد فشار کل می باشد. هد کل برابر مجموع هدهای ارتفاع  $h_E$  و هد فشار آب  $h_w$  می باشد به عبارت دیگر:

$$h = h_E + h_w \quad (2-15)$$

<sup>۱</sup> Laplace Equation

حل تحلیل معادله لاپلاس تحت شرایط مرزی خاص بسیار مشکل می باشد مخصوصاً هنگامی که مصالح مختلف و هندسه های پیچیده را نیز در نظر بگیریم. بدین جهت معمول است که از روش های دیگر برای حل معادله لاپلاس استفاده نماییم. این روش ها عبارتند از:

(الف) رسم شبکه جریان

(ب) استفاده از روش های عددی همانند روش های تفاضل محدود یا اجزاء محدود

(پ) استفاده از تشابه الکتریکی

(ت) استفاده از مدل های آزمایشگاهی (قیاس فیزیکی)

### • ۱۵-۴-۲ شبکه های جریان

ساده ترین روش حل مسئله جریان آب در داخل مصالح خاکریز سد و همچنین فونداسیون سد، استفاده از شبکه جریان می باشد. در هنگام استفاده از این روش فرض های زیر به کار گرفته می شوند:

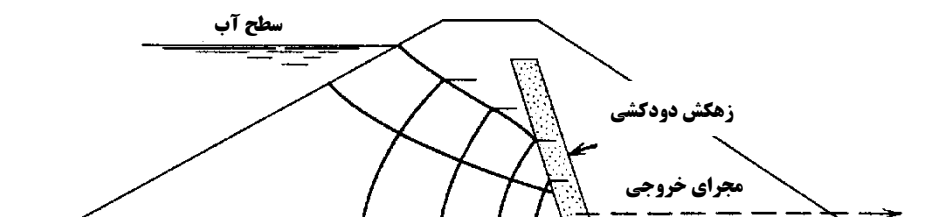
(الف) جریان دائمی است.

(ب) در یک بازه زمانی مشخص، مقدار جریانی که وارد یک المان خاک می شود برابر است با مقدار جریانی که از آن خارج می شود یعنی درجه اشباع خاک تغییر نمی نماید.

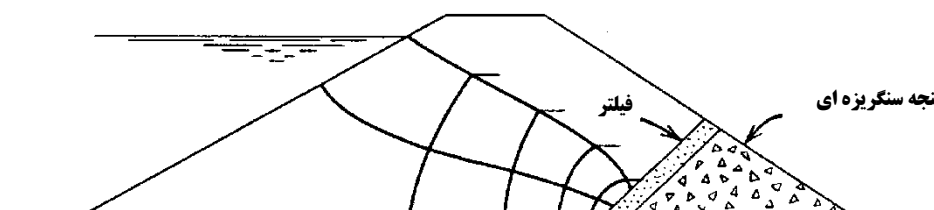
(پ) شرایط مرزی هیدرولیکی مشخص هستند.

(ت) خاکریز و خاک زیرین تراکم ناپذیر هستند.

هدف ما در این فصل آشنایی با سدهای خاکی بود و تا حد امکان از ارائه روابط نظری و محاسباتی اجتناب می نماییم. بدین جهت دانشجویانی که علاقه مند به فراگیری مباحث بیشتری در رابطه با جریان آب در خاک و نحوه ترسیم شبکه جریان و محاسبات میزان جریان عبوری آب هستند می توانند به جزوات دیگر مولف و کتب سدهای خاکی رجوع نمایند. شبکه جریان در سدهای خاکی همگن بر روی فونداسیون نفوذ ناپذیر برای دو نوع زهکش به طور مثال در شکل ۱۵-۱۱ نشان داده شده است. برای هر یک از شبکه های جریان نشان داده شده در شکل زیر جریان در واحد طول سد را می توان با استفاده از معادلات مربوطه محاسبه نمود.



(الف)



(ب)

شکل ۱۵-۱۱: شبکه جریان در سدهای همگن

## ۱۵-۴-۳ روش المان های محدود

از روش المان های محدود می توان برای حل مسئله جریان در مسائل پیچیده استفاده نمود. بعضی از این مسائل عبارتند از:

(الف) مصالح با نفوذپذیری های مختلف یا ناهمسانگرد

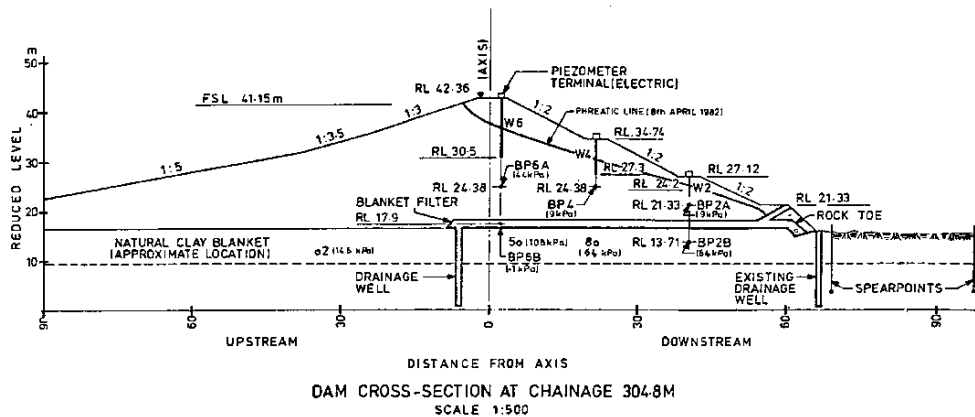
(ب) هندسه های پیچیده

(پ) شرایط مرزی و آزاد پیچیده

در روش اجزاء محدود، هندسه مدل به المان های متعددی که در گره ها به یکدیگر متصل شده اند، تقسیم می گردد. میدان هل کل در داخل ناحیه جریان با استفاده از توابع درونیایی در داخل هر المان تقریب زده می شود. این توابع مقادیر هد را در گره های المان درون یابی می نمایند. با حل یک دسته معادله می توان فشارهای منفذی و جریان عبوری از بدنه سد و فونداسیون را محاسبه نمود. میزان دقت جواب ها بستگی به تعداد المان های مورد استفاده برای تقریب زدن میدان جریان پیوسته دارد.

برای کسب اطلاعات بیشتر در رابطه با حل مسائل جریان با استفاده از روش اجزاء محدود، خواننده می تواند به مرجع

[4] و یا [10] در انتهای فصل رجوع نماید.



شکل ۱۵-۱۲: مقطع عرضی سد

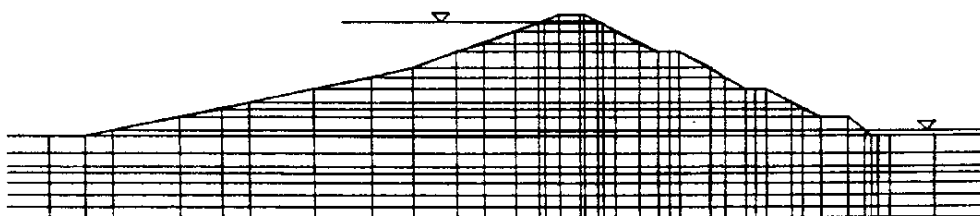
یک نمونه از مسائلی که به راحتی می توان با استفاده از روش اجزاء محدود حل نمود، مسئله تراوش آب در داخل یک سد خاکی همانند شکل ۱۵-۱۲ می باشد. در این شکل، مقادیر اندازه گیری شده موقعیت سطح آب آزاد (فریاتیک) و فشارهای پیزومتریک اندازه گیری شده در نقاط مختلف نشان داده شده است. در شکل های ۱۵-۱۳ و ۱۵-۱۴ نوع المان بندی به کار رفته برای حل مسئله تراوش نشان داده شده است. مرزهای جانبی باید در فاصله ای از خاکریز در نظر گرفته شوند که تاثیری بر جواب های بدست آمده و الگوی جریان آب نداشته باشند.



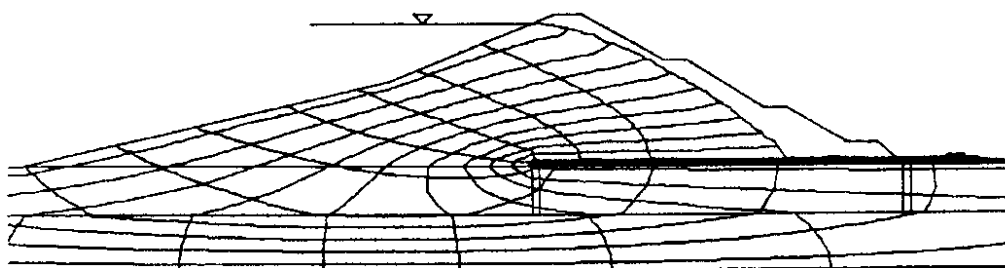
شکل ۱۵-۱۳: المان بندی سد

شکل ۱۵-۱۵ نیز نمونه ای از خروجی گرافیکی ارائه شده توسط نرم افزار را نشان می دهد. این شکل مربوط به حالتی است که تنها زهکش پتویی فعال است (یعنی چاه های زهکش مسدود شده اند). چنان که ملاحظه می شود سطح فریاتیک کاملاً با سطح آب آزاد اندازه گیری شده تطابق ندارد. همچنین توجه شود که مصالح به کار رفته در سد ناهمسانگرد فرض شده اند و بنابراین خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل متعامد نیستند. همچنین توجه شود که خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل هنگامی که به لایه تحتانی یا همان فونداسیون که دارای نفوذپذیری بیشتری نسبت به بدنه سد می باشند برخورد می نماید، تغییر راستا می دهند.

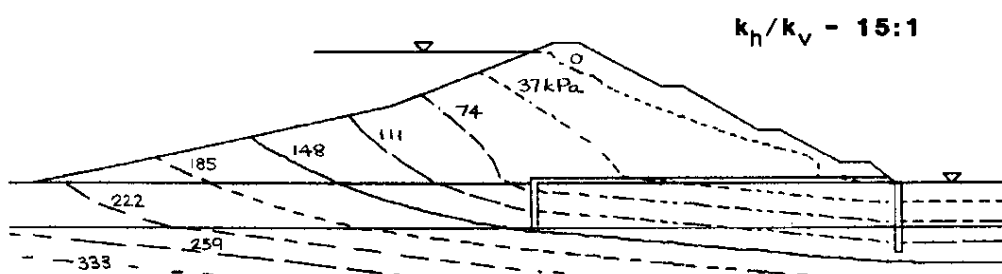
در شکل ۱۶-۱۵ خروجی گرافیکی نرم افزار که نشان دهنده توزیع فشار پیژومتریکی در داخل سد است نمایش داده شده است. البته این توزیع مربوط به حالتی است که زهکش ها دارای نفوذپذیری محدودی بوده و همگی فعال هستند. این توزیع فشار توافق خوبی با مقادیر اندازه گیری شده فشار آب منفذی در شکل ۲-۷ از خود نشان می دهد و در این حالت موقعیت سطح آب آزاد نزدیک به سطح اندازه گیری شده می باشد.



شکل ۱۵-۱۴: قسمت بزرگنمای شده شبکه اجزاء محدود



شکل ۱۵-۱۵: شبکه جریان - چاه های جریان غیر فعال هستند



شکل ۱۶-۱۵: خطوط فشار پیژومتریکی - چاه های زهکش فعال هستند

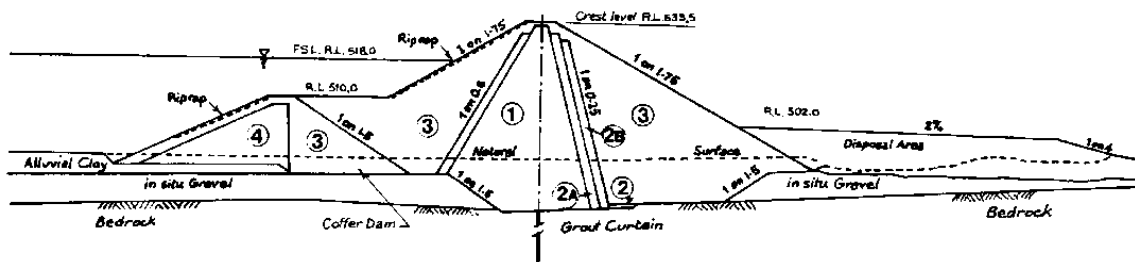
## ۱۵-۵ | روش های کاهش تراوش آب از داخل فونداسیون سد خاکی

در صورتی که طراحی سد به درستی انجام شده باشد، آهنگ تراوش آب از داخل بدنه سد خاکی معمولاً بسیار ناچیز است و اکثر مشکلات در اثر نشست آب از داخل پی سد به وجود می آیند. در ادامه روش های کاهش میزان تراوش آب از داخل سد خاکی را به اختصار مورد بررسی قرار می دهیم.

### • ۱۵-۵-۱ ترانسه های آب بند

در صورتی که عمق خاک نفوذپذیر خیلی زیاد نباشد با حفر ترانسه ای در پی سد و خارج کردن مصالح نفوذپذیر و سپس جایگزینی آن با مصالح نفوذپذیری کم می توان حالتی در برابر جریان آب ایجاد نمود. عمق این ترانسه معمولاً تا سنگ بستر امتداد می یابد ولی این عمق می تواند در داخل مصالح نفوذپذیر بالاتر از سنگ بستر نیز اجرا گردد.

عمق معمول ترانسه های آب بند بین ۶ تا ۱۰ متر متغییر می باشد زیرا در اعماق بیشتر کاهش سطح آب در داخل ترانسه بسیار مشکل شده و مسائلی نیز در رابطه با پایداری دیوارهای ترانسه مطرح می گردد. در چنین مواقعی استفاده از ترانسه های آب بند بنتونیتی و یا دیگر انواع آب بند ها دارای صرفه اقتصادی بیشتری می باشند. برای جلوگیری از شسته شدن مصالح در ترانسه های آب بند غلتک کاری شده، چنانچه در شکل ۱۵-۱۷ نشان داده شده است، می توان یک ناحیه فیلتر در سمت پایین دست سد اجرا نمود.



راهنمای نواحی مشخص شده روی شکل:  
 (۱) رس شنی ناتراوا، (2A, 2B) فیلترهای شن و ماسه ای، (۳) سنگریز، (۴) رس  
 شکل ۱۵-۱۷: سد Chaffey - ترانسه آب بند غلتک کاری شده

### • ۱۵-۵-۲ دیواره های بتنی

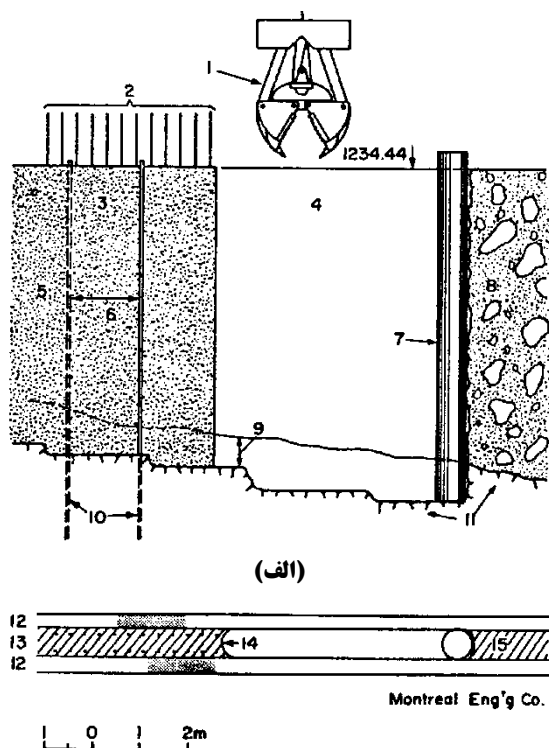
دیواره های بتنی را می توان به صورت یک ترانسه و یا با استفاده از یک سری شمع های درجا که به یکدیگر همپوشانی دارند اجرا نمود.

در شکل ۱۵-۱۸ روش اجرای دیواره های بتنی نمایش داده شده است. در ابتدا دو دیوار بتنی هادی احداث می گردند (مرجع ۱۲) و سپس با استفاده از دستگاه حفار با جامی از نوع کلامشل<sup>۱</sup> خاک بین دو هادی برداشته می شود و در حین عملیات خاکبرداری، حفره ایجاد شده با استفاده از دوغاب بنتونیت باز نگه داشته می شود. در انتهای حفره ایجاد شده از مهارهای استوانه ای یا لوله ای شکل استفاده می گردد. این کار باعث می شود که مقطع پانلی به شکل نیم دایره در آمده و اتصال آن با مقطع ساخته شده پیشین راحت تر گردد. سپس بتن با استفاده از لوله ترمی به داخل حفره ای که با استفاده از

<sup>۱</sup> Clam shell

بنتونیت باز نگه داشته شده است ریخته می شود. ضخامت معمول چنین دیواره های در حدود ۰/۶ متر می باشد. با چنین روشی می توان دیواره هایی تا عمق ۵۰ متر احداث نمود. گرچه برای چنین اعماق بزرگی بهتر است ضخامت دیوار در حدود ۱ تا ۱/۲ متر اجرا گردد تا همپوشانی بین دیوارها راحت تر انجام گیرد.

در حین اجرای سد، تنش های بسیار بالایی بر دیواره بتنی تحمیل خواهد شد بنابراین بهتر است که دیواره در مرکز خاکریز که حرکات جانبی دارای کمترین مقدار می باشند، اجرا گردد. دیواره بتنی همچنین ممکن است در اثر اصطکاک جداری منفی ایجاد شده در اثر نشست پی تحت وزن بدنه سد خرد گردد.



- (الف) مقطع دیوار  
 (ب) نمای پلان دیوار
- ۱ - جام کلامشل موارد استفاده برای حفر پانل
  - ۲ - میلگردهای انتظار
  - ۳ - پانل اتمام یافته پیشین
  - ۴ - حفر پانل اتمام یافته و آماده بتنی ریزی است.
  - ۵ - حداکثر عمق ۳/۳۶ متر
  - ۶ - لوله های تزریق قرار گرفته در داخل بتن
  - ۷ - لوله انتهایی برای ایجاد شکل مقعر در بتن برای ایجاد اتصال بهتر با پانل بعدی
  - ۸ - ناحیه حفاری نشده
  - ۹ - حداقل میزان نفوذ در داخل سنگ بستر برابر ۶۱ سانتی متر
  - ۱۰ - سوراخ های تزریق دوغاب حفر شده در داخل سنگ بستر
  - ۱۱ - سنگ بستر
  - ۱۲ - دیوار هادی بتنی
  - ۱۳ - پانل اتمام یافته
  - ۱۴ - انتهای مقعر پانل
  - ۱۵ - ناحیه حفاری نشده

شکل ۱۵-۱۸: مراحل اجرای دیوار بتنی

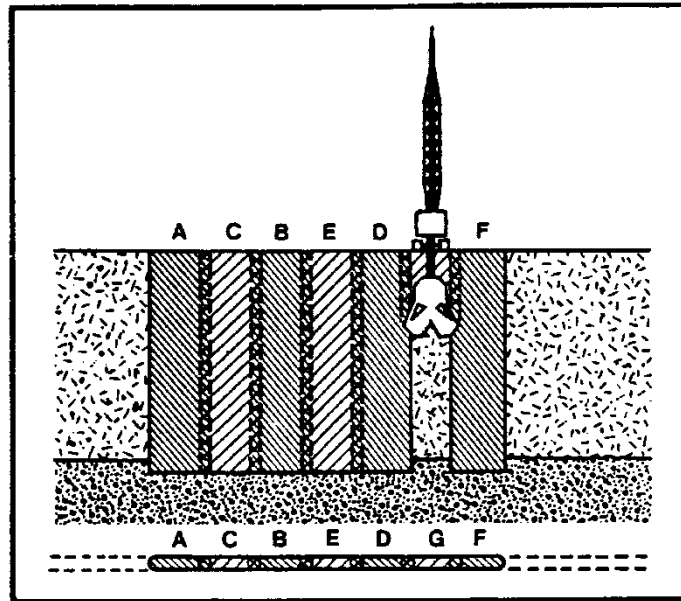
طرح اختلاط بتن به کار رفته برای احداث دیواره آب بند در سد مانیکوگان در کانادا به صورت زیر می باشد:

- سیمان پرتلند  $200\text{kg}/\text{m}^3$
- آب  $100\text{litre}/\text{m}^3$
- ماسه  $433\text{kg}/\text{m}^3$
- شن با ابعاد 20mm  $452\text{kg}/\text{m}^3$

استفاده از بتن پلاستیکی که حاوی بنتونیت می باشد به لحاظ فنی مطلوب تر است زیرا دیوار ساخته شده انعطاف پذیر تر بوده و احتمال آسیب پذیری آن کمتر خواهد بود. یک طرح اختلاط معمول برای بتن پلاستیکی ممکن است حاوی ۴۰۰ تا ۵۰۰ لیتر دوغاب بنتونیت، ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۵۰۰ کیلوگرم مصالح درشت دانه با دانه بندی مطلوب یا ۱۳۰۰ کیلوگرم مصالح درشت دانه با دانه بندی غیر مطلوب در یک متر مکعب گردد. مقاومت فشاری محصور نشده ۲۸ روزه بتنی پلاستیکی در حدود ۱۵۰۰ کیلوپاسکال می باشد.

### • ۱۵-۵-۳ دیواره های ساخته شده با ملات دوغاب

این نوع دیواره ها معمولاً بین ۰/۵ تا ۱/۵ متر ضخامت دارند. در این روش ترانشه توسط دوغاب بنتونیت سیمان موسوم به ملات دوغاب حفر شده و پس از اتمام مراحل حفاری ترانشه به دوغاب اجازه می دهد که سخت گردد. توالی مراحل ساخت این نوع دیوارها در شکل ۱۵-۱۹ نشان داده شده است. پانل ها به ترتیب A - B - C - D - E - F - G حفر می گردند به طوری که پانل های ثانویه قبل از سخت شدن پانل های اولیه حفر می شوند. مزیت این کار این است که بر خلاف دیواره های بتنی درزهای اجرایی در انتهای پانل ها وجود نخواهند داشت بدین ترتیب احتمال نشت در محل این درزها نیز از بین می رود.



شکل ۱۵-۱۹: ترتیب اجرای دیوارهای ساخته شده با ملات دوغاب

ملات ها در کارخانه توسط دستگاه بچینگ تولید می شوند این دستگاه ها متشکل از سیلوهای ذخیره سیمان و بنتونیت، سیلوی ذخیره دوغاب بنتونیت و همچنین مخازنی برای ذخیره ملات دوغاب می باشند. این دستگاه ها کاملاً خودکار بوده و قادر به تولید ۲۰ تا ۵۰ متر مکعب ملات دوغاب در هر ساعت می باشند.

طرح اختلاط چنین دوغابی معمولاً شامل موارد زیر می شود:

- ۸۰ تا ۳۵۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب
- ۳۰ تا ۵۰ کیلوگرم بنتونیت در هر متر مکعب
- نسبت آب به سیمان در صورتی که از سیمان پرتلند استفاده شود، در حدود ۰/۲ تا ۰/۳ و در صورتی که از روباره آهن گدازی استفاده شود در حدود ۰/۱ تا ۰/۲۵.
- در صورتی که احتمال هجوم آب های زیرزمینی وجود داشته باشد، خاکستر آتشفشانی به نسبت متغییر بین ۱۰ تا ۱۰۰ درصد وزنی سیمان اضافه می شود. آب خالص می تواند باعث انحلال آهک آزاد سیمان شده و آب حاوی سلیوم می تواند با تشکیل نمک (تری کلسیم سولفولومینات) که در داخل حفرات مخلوط سخت شده انبساط می باشد باعث تخریب آن گردد.
- افزودنی های کندگیر کننده

کندگیرکننده ها به ملات دوغاب اجازه می دهند که قبل از سخت شده به مدت طولانی تر (در حدود ۱۵ ساعت) به صورت دوغاب باقی بمانند.

این نوع از دیوارها نیز همانند دیوارهای بتنی که در بخش پیشین مورد بحث قرار گرفتند، باید انعطاف پذیر باشند تا بتوانند تغییر شکل های ناشی از وزن سد و فشار آب را بدون ترک خوردگی یا باز شدن درزها تحمل نمایند. مدول الاستیسیته دیوارها باید در حدود ۴ تا ۵ برابر مدول خاک اطراف باشند. به طور میانگین مقاومت فشار تک محوره ملات دوغاب در سن ۲۸ روزه تنها ۱۰۰ کیلوپاسکال و در سن ۹۰ روزه در حدود ۵۰ کیلوپاسکال می باشد (ICOLD, 1985).

یک نمونه از دیافراگم های ساخته شده توسط ملات دوغاب دیوار آب بند ۲۷ متری ساخته شده در زیر سد Harris در ۱۰ کیلومتری شمال Collie در غرب استرالیا می باشد (رجوع شود به Bradbury, 1990 و Potulski, 1990) این دیوار با استفاده از جام کلامشل ۸ تنی به عرض ۸۰۰ میلیمتر و به صورت پانل هایی به طول ۲/۷ متر و همپوشانی ۳۵۰ میلی متر در سطح احداث شده است.

طرح اختلاط به کار رفته در ساخت این دیافراگم به صورت زیر می باشد:

مصالح سیمانی  $225\text{kg/m}^3$  (۶۵ درصد روباره آهن گذاری و ۳۵ درصد سیمان پرتلند معمولی)  
 بنتونیت  $30\text{kg/m}^3$   
 آب  $913\text{litre/m}^3$  (نسبت وزنی آب به سیمان ۰/۲۴۶)

کندگیر کننده ۰ تا ۲ درصد وزنی سیمان (کندگیر کننده حاوی روان کننده)

خصوصیات مقاومتی بدست آمده از این ملات به صورت زیر می باشد:

- نفوذپذیری آزمایشگاهی (میانگین)  $= 2.5 \times 10^{-8} \text{m/s}$
- مدول الاستیسیته (میانگین)  $= 67\text{mpa}$
- مقاومت فشاری تک محوره (محصور نشده) ۵۰۰ تا ۸۰۰ کیلوپاسکال (نمونه های بدست آمده از داخل ترانشه)
- رفتار پلاستیک تا کرنش ۵ درصد ادامه داشت (اغلب تا ۱۰ درصد نیز می رسید)
- طبقه بندی رده NDI در آزمایش پین هول

طرح اختلاط ملات باید طوری انجام شود که مدول الاستیسیته ای حداقل برابر مدول خاک اطراف بدست آید تا بدین ترتیب دیوار و خاک به میزان یکسان نشست نمایند. دلیل این مسئله این است که طبق محاسبات ساخت خاکریز باعث نشست در حدود ۵۰۰ میلی متر در خاک می شد و اگر دیوار تراکم پذیر تر از خاک اطراف باشد، آنگاه باری از خاکریز سد دریافت نکرده و و آن را به خاک اطراف انتقال می نماید. بنابراین دیوار در معرض گسیختگی هیدرولیکی خواهد بود. در صورتی که تراکم پذیری دیافراگم کمتر از خاک اطراف باشد، بار بیشتری را جذب کرده و بنابراین احتمال ترک خوردگی آن وجود خواهد داشت.

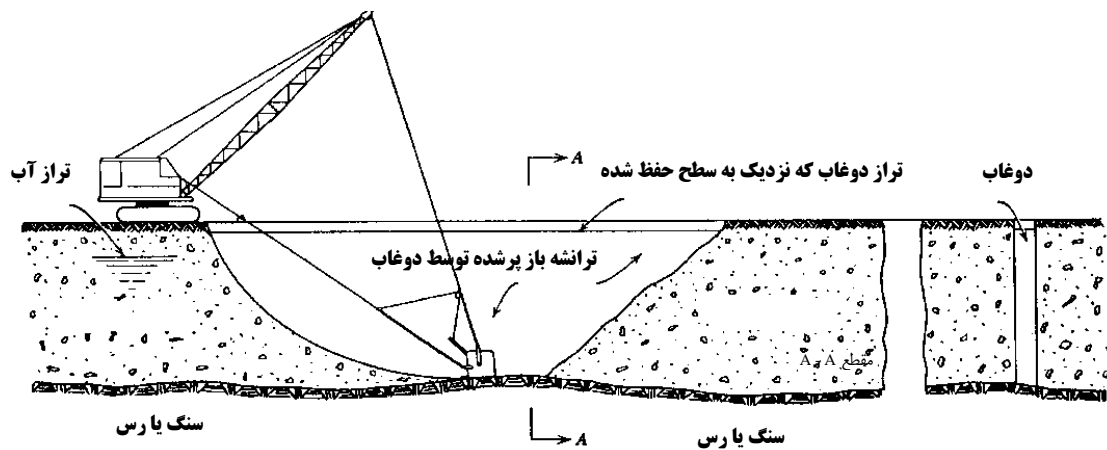


### • ۱۵-۴-۵ ترانسه آب بند بنتونیتی

در این روش ترانسه ای به عرض ۱/۵ تا ۳ متر با استفاده از بیل بکهو، جام کلامشل یا دراگ لاین (شکل ۱۵-۲۰) حفر می گردد. ترانسه با استفاده از دوغاب بنتونیتی که از ریزش جداره های آن جلوگیری می نماید، باز نگه داشته می شود. حداکثر عمق قابل حفاری بستگی به تجهیزات مورد نیاز دارد ولی عمق های معمول به صورت زیر می باشند:

- بیل حفار ۱۰ متر
- دراگ لاین ۲۵ متر
- کلامشل ۲۵ متر

پس از اتمام حفاری، ترانسه از یک طرف توسط ملات مخلوط پر شده و جایگزین بنتونیت می شود. مخلوطی که در داخل ترانسه ریخته می شود باید دارای دانه بندی خوب ولی نفوذناپذیر باشد. بخش درشت دانه مخلوط باعث محدود شدن نشست های پس از ساخت می شود.



شکل ۱۵-۲۰: نحوه اجرای ترانسه آب بند بنتونیتی

یک ترکیب معمول برای این مخلوط استفاده از دوغاب بنتونیت با لزجت کمتر از ۴۰ ثانیه در آزمایش قیف مارش و افت آب کمتر از  $15\text{cm}^3$  در ۳۰ دقیقه می باشد (لزجت مارش با ریختن ۱۵۰۰ سانتی متر مکعب دوغاب در داخل قیف و ثبت زمان برای خارج شدن ۹۴۶ سانتی متر مکعب معادل ۱ کوارت آمریکایی، مخلوط از نازل قیف بدست می آید). درصد بنتونیت می تواند بین ۵ تا ۱۵ درصد متغییر باشد. مصالح اضافه شده به مخلوط باید دارای دانه بندی پیوسته بوده و اندازه دانه های آن بین ۰/۰۲ تا ۳۰ میلی متر متغییر باشد. در صورت لزوم با آوردن مصالح از محل قرضه و افزودن آن به مخلوط می تواند دانه بندی مخلوط را تنظیم نمود (ICOLD, 1985).

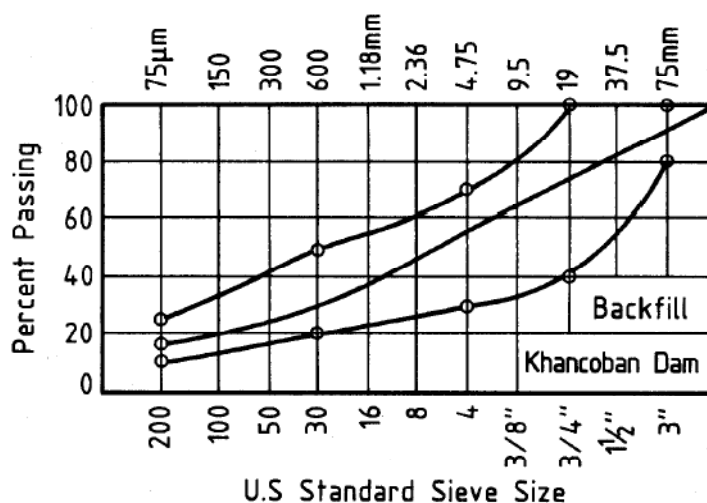
مخلوطی که در داخل ترانسه ریخته می شود بوسیله یک بولدوزردر کنار ترانسه و یا دستگاه بچینگ ساخته می شود. مصالح سنگی و بنتونیت باید طوری مخلوط شوند که مصالحی همگن با اسلامی بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی متر بدست آید (همان روشی که برای بدست آوردن اسلامپ بتن با استفاده از مخروط فلزی استفاده می شود).

سد خانکوبان با استفاده از ترانسه آب بندی به همین روش احداث شده است. دانه بندی مصالح به کار رفته در ساخت مخلوط دوغاب در شکل ۱۵-۲۱ نشان داده شده است.

در هنگام ساخت آب بند باید نهایت دقت را به کار برد تا از جدا شدن دانه بندی مخلوط جلوگیری شود. برای نیل به این هدف می توان ابتدا ترانشه را با استفاده از جام کلامشل در یک انتها پر نمود و سپس مصالح مخلوط را با شیبی کم در حدود ۱ به ۶ (۱ قائم، ۶ افقی) تا ۱ به ۸ اجرا نمود. نشست های پس از اجرای ترانشه های ساخته شده به این روش برای ترانشه های به عمق ۱۵ تا ۲۰ متر در حدود ۲۵ تا ۱۵۰ میلی متر می باشد.

### • ۱۵-۵-۵ سپر کوبی فلزی

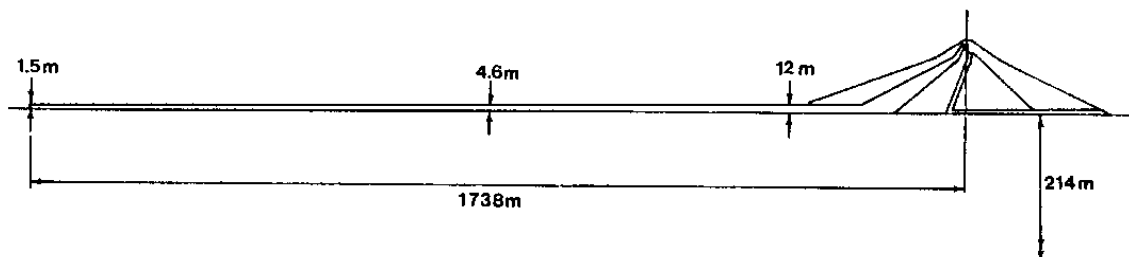
استفاده از سپر کوبی فلزی در گذشته رونق بسیاری داشت ولی امروزه استفاده از آن کاهش یافته است. دلیل این مسئله این حقیقت است که سپر کوبی تاثیر محدودی در جلوگیری از وقوع نشت داشته (به علت عبور جریان از بین درزهای سپرها) و عملیات سپرکوبی می تواند باعث آسیب دیدن و اعوجاج سپر گردد.



شکل ۱۵-۲۱: دانه بندی مصالح دوغاب به کار رفته در ساخت ترانشه آب بند سد خانکوبان<sup>۱</sup>

### • ۱۵-۵-۶ پتوهای نفوذناپذیر در بالادست سد

در صورتی که احداث آب بند بسیار هزینه بر باشد، (به طور مثال به دلیل وجود لایه آبرفت عمیق) با احداث یک پتوی ناتراوا در بالادست سد می توان میزان افت جریان تراوش در داخل فونداسیون را کاهش داد. سد تاربلا<sup>۲</sup> در پاکستان که مقطع عرضی آن در شکل ۱۵-۲۲ نشان داده شده است به چنین روشی احداث گردیده است. هدف از احداث پتو، افزایش طول مسیر تراوش آب در داخل فونداسیون است به طوری که شیب های هیدرولیکی کاهش یافته و بنابراین میزان افت جریان نیز تقلیل می یابد.



شکل ۱۵-۲۲: پتوی ناتراوا در بالادست سد

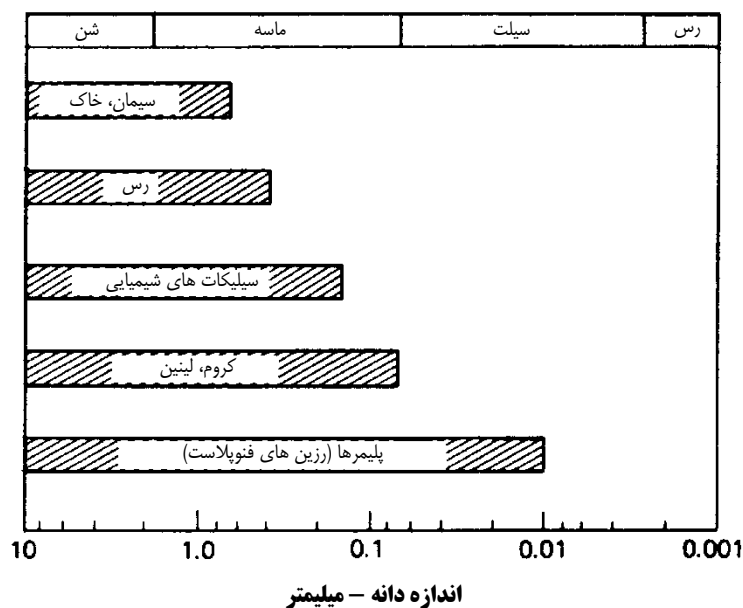
<sup>1</sup> Khancoban

<sup>2</sup> Tarbela

## • ۱۵-۵-۷ تزریق

## (الف) تزریق در لایه آبرفت

بسته به هزینه اجرا، قابلیت نفوذ در داخل خاک و عملکرد دوغاب، از انواع مختلفی از دوغاب ها می توان برای انجام تزریق استفاده نمود. قابلیت نفوذ دوغاب عامل اصلی در انتخاب آن است و در دوغاب هایی که حاوی ذرات جامد هستند (به طور مثال سیمان و رس) اندازه نسبی ذرات تشکیل دهنده دوغاب و اندازه حفرات دارای اهمیت می باشد. برای دوغاب هایی همانند آکرلیت ها و فنول ها<sup>۱</sup> که حاوی ذرات جامد نیستند، لزجت دوغاب تعیین کننده میزان نفوذ آن در داخل خاک می باشد. انواع دوغاب ها و نوع خاک هایی که از دوغاب ها برای اجرای عملیات تزریق می توان در آن ها استفاده نمود در شکل ۱۵-۲۳ نشان داده شده است. در حال حاضر رضایت بخش ترین روش برای تزریق در نهشته های آبرفتی، روش تیوب فرانسوی مانشت<sup>۲</sup> می باشد.



شکل ۱۵-۲۳ رابطه میان نوع خاک و نوع دوغابی که می توان در آن تزریق نمود

گرچه این روش تزریقی هزینه زیادی دارد، ولی دارای این مزیت است که از همان لوله تزریق می توان برای در هر زمان دلخواه برای انجام تزریق اضافی یا تغییر نوع دوغاب استفاده نمود. آبرفت هایی از جنس ماسه، شن و قلوه سنگ به همین روش تا اعماقی بیش از ۱۰۰ متر تزریق شده اند (به طور مثال در سدهای آسوان و ترزاقی<sup>۳</sup>).

## (ب) تزریق در سنگ

معمولاً در هنگام ساخت اکثر سدهای بزرگ لازم است که بستر سنگی قرار گرفته در زیر تراز آب بند نیز با انجام عملیات تزریق در برابر جریان آب حفاظت گردد. در چنین مواردی عملیات تزریق شامل حفر ردیفی از حفرات است به طوری که دوغاب با فشار در داخل آن تزریق می شود و این فشار باعث نفوذ دوغاب به درزهای سنگ می گردد.

<sup>1</sup> Acrylates and Phenols

<sup>2</sup> French tube à manchettes

<sup>3</sup> Aswan and Terzaghi Dams

یکی از مسائل مربوط به به دوغاب های سیمانی، آب انداختن آن ها می باشد. این مسئله زمانی رخ می دهد که تزریق به آرامی انجام گیرد یا دوغاب برای مدتی بدون حرکت بماند به طوری که ذرات سیمان ته نشین شوند. بدین جهت دوغاب بایدقبل از تزریق به طور دائم توسط دستگاه همزن، همزده شود. در صورتی که نفوذپذیری سنگ کم باشد، سرعت تزریق هرچه به انتهای فرآیند تزریق نزدیک می شویم کاهش می یابد. در این حالت تزریق باید تا جایی ادامه یابد که آب اضافی ناشی از آب انداختن دوغاب که به سطح آمده است با دوغاب تازه جایگزین گردد.

## ۱۵-۶ | آب شستگی در سدهای خاکی

یکی از مهمترین و بحرانی ترین جنبه های طراحی سدهای خاکی اطمینان از عدم فرسایش مصالح خاکی به کار رفته در ساخت سد می باشد. مقداری از آبی که در پشت سد ذخیره شده است به طور دائم در حال تراوش از داخل مصالح سد و فونداسیون می باشد. بنابراین احتمال فرسایش مصالح سد مگر در صورت اتخاذ تدابیری مناسب (به طور مثال تعبیه فیلتر) بسیار بالا خواهد بود. فرسایش مصالح هسته یا فونداسیون به طرق زیر می تواند رخ دهد.

آب شستگی هنگامی رخ می دهد که آب در حال تراوش از داخل مصالح سد خاکی، ذرات خاک را از جا کنده و به خارج از سد حمل نماید. این کار باعث برجا ماندن مجاری غیر قابل رویت می شود. جریان آب می تواند ذرات سیلت و ماسه را شسته و از طریق ترک های موجود به بیرون حمل نماید. بعضی از انواع رس ها واگرا بوده و در حضور آب حتی بدون وجود جریان به حالت تعلیق در می آیند. در این صورت ذرات ریز رس که در حالت تعلیق هستند شسته شده و با برجا ماندن کانال های فرسایش یافته یا مجاری جریان در نهایت منجر به گسیختگی سد خواهند شد.

پدیده آب شستگی تاکنون باعث گسیختگی سدهای متعددی در نقاط مختلف دنیا شده است (که اغلب از نوع سدهای کوچک ذخیره آب جهت مصارف کشاورزی بوده اند) از جمله: در استرالیا (مطالعات انجام یافته نشان می دهند که از بین ۳۰۰ سد خاکی که اغلب کمتر از ۱۰ متر ارتفاع داشتند، ۸۰ درصد در اثر آب شستگی گسیخته شده اند)، آفریقای جنوبی، ونزوئلا و آمریکا. بعضی از سدهای بسیار مهم نیز در اثر پدیده آب شستگی گسیخته شده اند (به طور مثال سد Flagstaff Gully در تاسمانیا با ارتفاع ۱۷ متر، سد Yards Creeks در آمریکا با ارتفاع ۲۴ متر، سد Matahina در نیوزیلند با ارتفاع ۶۱ متر، سد Wister در آمریکا با ارتفاع ۲۷ متر).

### • تعریف شکست هیدرولیکی

در صورتی که تنش موثر در روی یک صفحه مشخص صفر شود، احتمال وقوع ترک در آن صفحه وجود خواهد داشت. به عبارت دیگر در این هنگام تنش کل در آن صفحه برابر یا کوچکتر از فشار هیدرولیکی خارجی خواهد بود.

در ادبیات فنی حداقل ۳ مورد وجود دارند که در آن نشت متمرکز آب از داخل هسته سد خاکی در اثر بیشتر شدن فشار آب مخزن سد از تنش اصلی کل حداقل رخ داده است. این موارد عبارتند از:

- (الف) سد Balderhead در انگلستان با ارتفاع ۴۸ متر از نوع سنگریزه ای با یک هسته مرکز نازک قائم
- (ب) سد Hyttejuvek در نورژ با ارتفاع ۹۰ متر از نوع سنگریزه ای با نواحی انتقال شنی که در اطراف یک هسته مرکزی نازک قائم قرار گرفته اند.
- (پ) یک سری سدهای خاکی همگن کوچک (با ارتفاع ۷ تا ۱۵ متر) در اوکلاهما و میسی سیپی (۱۵ سازه از بین تقریباً ۱۵۰۰ سازه گسیخته شدند)

شرایط تنش مورد نیاز برای وقوع شکست هیدرولیکی به دلایل زیر در اوایل آبگیری سد می تواند وجود داشته باشد:

(الف) حرکات تفاضلی سد به خاطر مصالح فونداسیون، مصالح خاکریز یا شکل دره

(ب) خشک شدن و انقباض در حین اجرا

این شرایط بعدها نیز به دلایل زیر می تواند به وجود آید:

(الف) نشست ناشی از رمبندگی در حین اولین آبگیری مصالح فونداسیون یا پوسته بالادست

(ب) حرکات تفاضلی بلند مدت در اثر همان عواملی که باعث حرکات تفاضلی در سازه می گردند.

عواملی که باعث تشکیل ترک در سدهای خاکی می شوند در فصل بعدی مورد بررسی قرار خواهند گرفت اما این نکته را باید به خاطر داشت که پدیده های آب شستگی و شکست هیدرولیکی به میزان زیادی تابع تغییر شکل مصالح خاکریز و فونداسیون سد و عوامل دیگر می باشد.

## ۷-۱۵ | رس های واگرا

خصوصیات رفتاری رس های واگرا و نوع رفتار آن ها در برابر آب شستگی در بین سال های ۱۹۶۳ تا ۱۹۶۶ در موسسه تحقیقات CSIRO در استرالیا مورد بررسی قرار گرفته و از آن پس اهمیت در نظر گرفتن خصوصیات آن ها در طراحی های مهندسی در سراسر دنیا مشخص گردید.

**مهم!**

**موارد مهم در رابطه با خاک های واگرا که باید مورد توجه قرار گیرند عبارتند از:**



۱. عامل آب شستگی رس فرآیندی است که "پراکنش" (یا دی فولکوله شدن) نام دارد. این فرآیند زمانی رخ می دهد که نیروهای دافعه (نیروهای الکتریکی سطحی) بین هر یک از ذرات رس از نیروی جاذبه (یا فان در وال) بیشتر شود. بدین ترتیب هنگامی که توده خاک رسی در تماس با آب قرار می گیرد، ذرات رس به تدریج از یکدیگر جدا می شوند و در صورتی که آب در حال جریان باشد، ذرات پراکنده شده رس همراه با آن حرکت خواهد نمود.
۲. چنین رس هایی اغلب حاوی مقادیر قابل توجهی مونت موتیلونایت<sup>۱</sup> می باشند.
۳. در یک نهشته خاکی ظاهراً یکنواخت، خصوصیات شیمیایی و قابلیت واگرایی ذرات حتی در فواصل نزدیک نیز دارای تغییرات زیادی است.
۴. با استفاده از طبقه بندی چشمی، رس های واگرا و رس های مقاوم در برابر فرسایش قابل تمایز نیستند.
۵. تعادل بین کل نمک محلول (غلظت کاتیون) و درصد کاتیون سدیم مشخص می نماید که آیا خاک واگرا خواهد شد یا نه. بنابراین نمک های محلول در آب پشت سد می تواند بر رفتار آن تاثیر گذار باشد. یک نمونه از این نوع تاثیر، در سد ساخته شده در منطقه Lakes Entrance در استرالیا به وقوع پیوست. چنان چه آیچیسون و وود<sup>۲</sup> (۱۹۸۵) نقل نموده اند، آب پشت سد مذکور حاوی مقادیر قابل توجهی نمک محلول بوده است. تحت این شرایط، عملکرد سد کاملاً مطلوب بود تا زمانی که مخزن سد با آب تازه ای که از رودخانه بالادست وارد مخزن سد گردید پر شد. پر شدن مخزن سد باعث شد که نمک محلول در خاکریز سد کاهش یافته و در نهایت سد پس از ۳ روز گسیخته شد.
۶. رس های واگرا معمولاً حاوی درصد بالایی کاتیون سدیم در آب منفذیشان می باشند.

<sup>1</sup> montmotillonite

<sup>2</sup> Aitchison and Wood

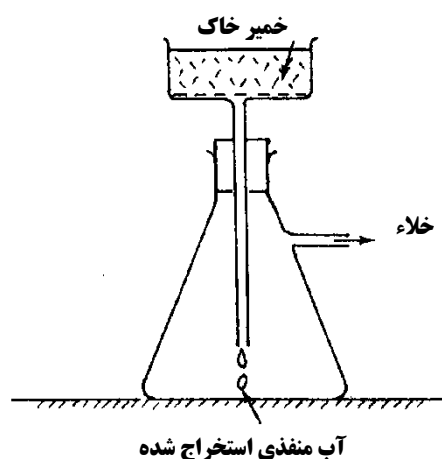
• ۱۵-۷-۱ تشخیص واگرایی رس ها

تاکنون آزمایش های متعددی برای تشخیص رس های واگرا توسعه پیدا نموده است. بعضی از انواع رایج این آزمایش ها عبارتند از:

- آزمایش های شیمیایی
- تعیین واگرایی خاک با استفاده از روش سرویس حفاظت خاک استرالیا
- آزمایش شماره رده امرسون<sup>۱</sup> (1980) AS 1289 – C8.1
- آزمایش پین هول (1984) AS 1289 – C8.3

• ۱۵-۷-۱ (الف) آزمایش های شیمیایی

یکی از راه های تشخیص واگرا بودن خاک تعیین درصد کاتیون های سدیم در آب منفذی خاک می باشد. چنین آزمایش هایی بر روی آب منفذی بدست آمده از نمونه خاک انجام می گیرد. این نمونه خاک که دارای درصد رطوبت طبیعی مطابق با محل نمونه برداری می باشد توسط آب مقطر اشباع می شود تا حاکی با درصد رطوبتی در حدود حد روانی بدست آید. این نمونه برای چندین ساعت در حالت سکون نگه داشته می شود و سپس با ایجاد خلاء یا با استفاده از سانتریفیوژ در حدود ۱۰ تا ۲۵ لیتر از آب حفره ای آن استخراج می گردد (شکل ۱۵-۲۴ را ببینید).



شکل ۱۵-۲۴: روش انجام آزمایش SAR برای تعیین میزان واگرایی خاک

آب بدست آمده توسط آزمایش های شیمیایی مورد آزمایش قرار گرفته و مقادیر کاتیون های فلزی آن (K, Na, Mg, Ca) بر حسب هم ارز میلی گرمی<sup>۲</sup> بر لیتر ارائه می شود. یکی از راه های ارائه نسبت کاتیون های سدیم به دیگر کاتیون های موجود در محلول، محاسبه نسبت جذب سدیم<sup>۳</sup> است که به صورت زیر بدست می آید:

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \quad (3-15)$$

<sup>۱</sup> Emerson Class Number

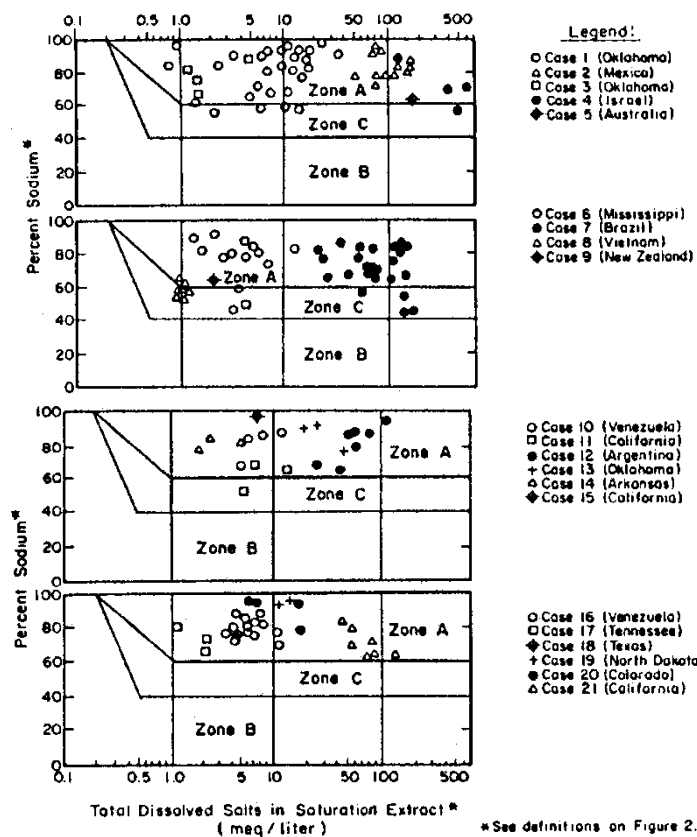
<sup>۲</sup> هم ارز میلی گرمی واحدی است که مهندسان شیمی از آن برای بیان یک هزارم وزن هم ارز یک ترکیب یا عنصر استفاده می کنند.

<sup>۳</sup> Sodium Absorption Ratio

خاک هایی با نسبت SAR بین ۲ تا ۱۰ دارای خاصیت واگرایی متوسط بوده و در صورتی که آب مخزن حاوی درصد نمک محلول به میزان کم باشد، احتمال آب شستگی در این خاک وجود نخواهد داشت. خاک هایی با مقادیر SAR برابر با ۱۵ یا بالاتر به شدت در خطر آب شستگی قرار خواهند داشت.

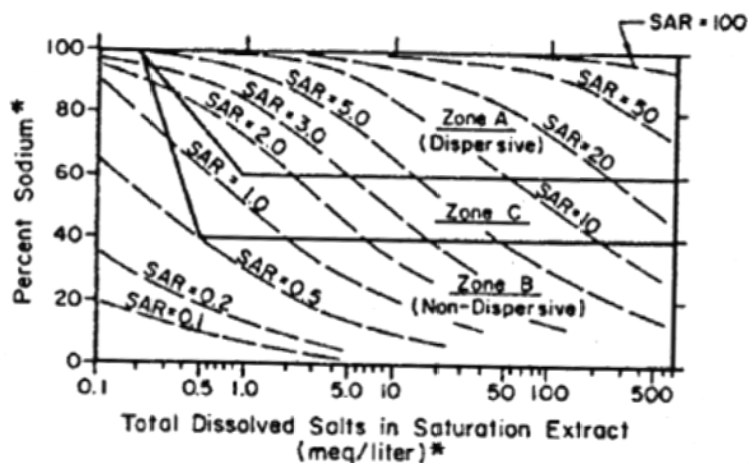
روش دیگری نیز برای تفسیر نتایج آزمایش های شیمیایی خاک توسط شرارد و همکاران (۱۹۷۶) پیشنهاد شده است. این محققین ضابطه ای برای تعیین میزان واگرایی بر مبنای کل نمک محلول در آب منفذی بدست آمده از نمونه خاک ارائه نموده اند. در صورتی که نموداری رسم نماییم که محور قائم آن درصد سدیم (نسبت یون های مثبت سدیم به کل نمک های محلول،  $Ca + Mg + Na + k$ ) و محور افقی آن کل نمک های محلول<sup>۱</sup> (TDS) باشد. آنگاه سه ناحیه A، B و C را می توان شناسایی نمود. در صورتی که درصد سدیم بالای ۶۰٪ باشد به احتمال زیاد خاک واگرا خواهد بود و اگر درصد آن زیر ۴۰٪ باشد، خاک غیر واگرا می باشد. بین این دو مقدار (۴۰ تا ۶۰ درصد) یک ناحیه میانی وجود دارد که در آن احتمال واگرا بودن وجود دارد. اما در صورتی که میزان نمک های محلول کل در آب پایین باشد، ( $< 1 \text{ meq/litre}$ ) آنگاه بدون توجه به درصد سدیم، خاک غیر واگرا خواهد بود.

بنابراین در روی نموداری مشابه آنچه در شکل ۱۵-۲۵ نشان داده شده است نواحی A (واگرا)، B (غیر واگرا) و C (محتمل) را می توان شناسایی نمود. با رسم منحنی های SAR بر روی دیاگرام شرارد، مطابق شکل ۱۵-۲۶، ارتباط بین این دو روش تشخیص واگرایی خاک را می توان مشاهده نمود. با توجه به این شکل SAR بزرگتر از ۱ یا ۲ در ناحیه A قرار می گیرد (ناحیه رس های واگرا) البته این تطابق کامل نیست.



شکل ۱۵-۲۵ نمک های موجود در آب منفذی برای چند نمونه از خاک های واگرا (شرارد و همکاران، ۱۹۷۶)

<sup>1</sup> Total Dissolved Salts



شکل ۱۵-۲۶: منحنی های SAR بکسان

• ۱۵-۷-۱-ب) تعیین واگرایی خاک با استفاده از روش سرویس حفاظت خاک استرالیا

این آزمایش که بعضی مواقع آزمایش هیدرومتری مضاعف نامیده می شود، روش ساده و کاربردی برای تعیین واگرایی مصالح رسی محسوب می شود. در این روش درصد ذرات رسی به قطر ۵ میکرون (0.005mm) توسط آزمایش هیدرومتری استاندارد با استفاده از یک ماده پراکننده تعیین می شود. آزمایش هیدرومتری دیگری نیز به طور همزمان انجام می گیرد که در آن هیچگونه ماده شیمیایی به آب اضافه نشده و از همزن یا لرزاننده های مکانیکی نیز برای پراکنده کردن ذرات خاک استفاده نمی شود. پس از پایان این دو آزمایش نتیجه به صورت زیر بیان می شود:

$$\text{میزان پراکندگی (\%)} = \frac{\text{درصد ریزتر از 0.005 میلی متر در محلول آب خاک}}{\text{درصد ریزتر از 0.005 میلی متر در هیدرومتر}} \times 100 \quad (۴-۱۵)$$

۱۰ آزمایش باید انجام گرفته و نتایج به صورت زیر تفسیر شوند:

(الف) اگر اکثر نتایج بدست آمده از ۱۰ آزمایش مقادیری بین ۴۰ درصد تا ۵۰ درصد نشان بدهند، آنگاه خاک را می توان بسیار واگرا تلقی نمود.

(ب) در صورتی که اکثر نتایج بین ۲۰ تا ۴۰ درصد بوده و ۱ یا ۲ نتیجه بالاتر از ۵۰ درصد باشد، آنگاه خاک رس دارای واگرایی متوسط می باشد.

(پ) رس های مقاوم در برابر واگرایی، نتایجی بین ۵ تا ۱۵ درصد بدست خواهند داد. در صورتی که تمام ۱۰ آزمایش مقادیری در این بازه بدست دهند، مشکلی وجود نخواهد داشت. در غیر این صورت برای کنترل باید از آزمایش های شیمیایی یا دیگر آزمایش ها استفاده نمود.

• ۱۵-۷-۱-پ) آزمایش شماره رده امرسون<sup>۱</sup> AS 1289 – C8.1 (1980)

این آزمایش اولین بار توسط امرسون در سال ۱۹۶۷ در موسسه تحقیقاتی CSIRO استرالیا پیشنهاد شد و روش مشاهده ای ساده ای برای ارزیابی رفتار خاک در برابر آب محسوب می شود.

<sup>1</sup> Emerson Class Number



در این روش کلوخه های ریزی از خاک خشک شده در هوا (به قطر ۲ تا ۵ میلی متر) در ۲۰۰ میلی لیتر آب قرار داده شده و غرقاب می گردد. در فواصل زمانی مشخص پس از غرقاب کردن کلوخه ها، با انجام مشاهده چشمی نوع واکنش خاک در برابر آب ارزیابی می شود.

پس از مشاهده نوع رفتار خاک، نوع واکنش به صورت زیر تفسیر می شود:

- i. در صورتی که کلوخه ها متلاشی شوند، به یکی از رده های ۱ تا ۶ تعلق خواهند داشت
  ۱. در صورتی که کلوخه ها به شدت واگرا باشند به رده ۱ تعلق خواهند داشت. CLASS 1
  ۲. در صورتی که واکنش در برابر واگرایی، متوسط تا کم باشد، رده خاک ۲ خواهد بود. CLASS 2
  ۳. در صورتی که واگرایی مشاهده نشود، خاک در رطوبت حد پلاستیک به صورت گلوله ای به قطر ۳ میلی متر ساخته شده و آنگاه در صورتی که این نمونه جدید واگرا شود، رده خاک ۳ خواهد بود. CLASS 3
  ۴. اگر نمونه توپی ساخته شده واگرا نشود، با استفاده از آزمایش های شیمیایی، کربنات کلسیم و یا سولفات کلسیم نمونه آزمایش می شود. در صورتی که نتیجه آزمایش مثبت باشد، رده خاک ۴ خواهد بود. CLASS 4
  ۵. در صورتی که تمام آزمایش های فوق منفی بودند، آنگاه ۲ میلی گرم خاک را در ۱۰ میلی لیتر آب به حالت تعلیق در آورید. در صورتی که ذرات خاک پس از ۵ دقیقه هنوز هم پراکنده و معلق باشند، رده خاک ۵ خواهد بود. CLASS 5
  ۶. اگر ذرات معلق ظرف ۵ دقیقه به صورت توده تجمع نماید، خاک رده ۶ می باشد. CLASS 6

ii. اگر کلوخه های خشک شده در هوا متلاشی نشوند، به رده ۷ و ۸ تعلق خواهند داشت:

۱. در صورتی که کلوخه منقبض شود، CLASS 7
۲. در صورتی که کلوخه یکپارچه باقی مانده و منقبض نشود، CLASS 8

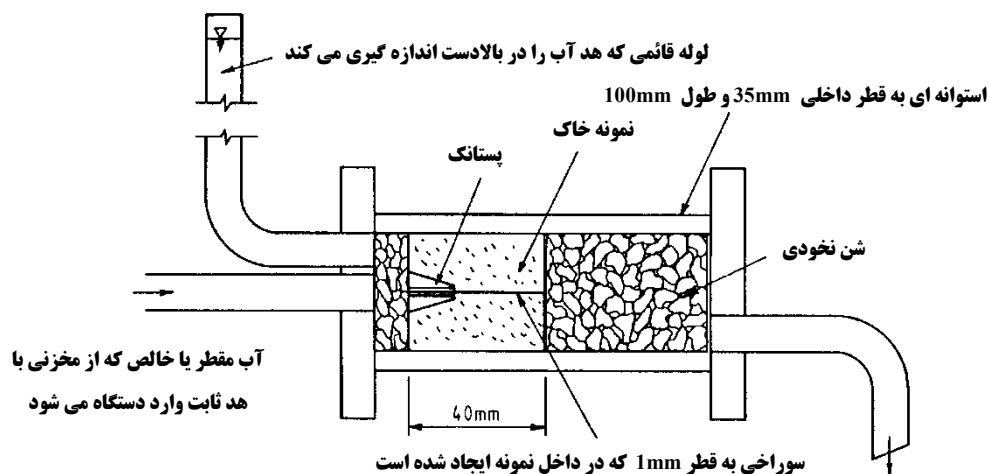
به طور کلی رده های ۵، ۶، ۷ و ۸ خاک هایی پایدار بوده و مشکل آب شستگی شدید یا فرسایش نخواهد داشت.

#### • ۱۵-۷-۱- (ت) آزمایش پین هول (AS 1289 – C8.3 (1984)

این آزمایش توسط شرارد و همکاران (۱۹۷۶) برای شبیه سازی رسوخ آب در داخل سد خاکی توسعه یافته است. در این آزمایش، آب مقطر از داخل سوراخی به قطر ۱ میلی متر و ۲۷/۵ میلی متر داخل نمونه رسی ایجاد شده عبور داده می شود. رطوبت نمونه که در حد رطوبت طبیعی آن حفظ شده است برای انجام آزمایش تا رطوبتی نزدیک به حد خمیری افزایش داده می شود (شکل ۱۵-۲۷ را ببینید). در ابتدا آب با هدی برابر ۵۰ میلی متر از داخل سوراخ به جریان انداخته می شود. چنان چه خاک واگرا باشد در ظرف ۱۰ دقیقه قطر سوراخ به اندازه ۳ میلی متر و یا بیشتر افزایش یافته و جریانی که از سوراخ خارج می شود از ابری از ذرات کلئیدی ایجاد خواهد نمود.

چنان چه آب در حال خروج صاف بوده و یا پس از چند ثانیه صاف شود، هد هیدرولیکی به صورت گام به گام (175mm, 350mm, 1000mm) به طوری که هر گام ۵ دقیقه به طول می انجامد افزایش داده می شود. به ازای هر گام، رنگ آب و آهنگ جریان مشاهده شده و از این مشاهدات برای طبقه بندی خاک به یکی از رده های D1، D2، PD1، ND1، ND2 استفاده می شود. در این طبقه بندی، خاک رده D1 دارای بیشترین خاصیت واگرایی و خاک رده ND1 غیر واگرا می باشد.

رس های رده D1 و D2 به شدت قابل فرسایش و واگرا هستند. خاک های رده PD1 و PD2 به کندی فرسایش می یابند (چنین نوع رس هایی به ندرت در طبیعت یافت می شوند) حال آن که رده های ND1 و ND2 در برابر فرسایش مقاوم هستند.



شکل ۱۵-۲۴: استوانه آزمایش بین هول

## ۱۵-۸ | تثبیت خاک های واگرا

به خاطر افزایش بینش ما در رابطه با عوامل دخیل در واگرایی خاک ها، در سال های اخیر استفاده از خاک های واگرا در ساخت سدهای خاکی ممکن شده است. تغییر ساختار شیمیایی خاک ها و تعبیه فیلتر های مناسب و کافی برای جلوگیری از فرسایش رس از جمله اقداماتی است که برای تثبیت خاک های واگرا به کار گرفته می شوند.

افزودن مقدار کمی آهک  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  یا گچ  $\text{CaSO}_4$  یا  $\text{CaSO}_4(2\text{H}_2\text{O})$  (رجوع شود به فل و همکاران، ۱۹۹۲) می تواند باعث تغییر ساختار شیمیایی خاک شود. به طور کلی ۲ تا ۳ درصد آهک می تواند با جایگزین نمودن یون های  $\text{Ca}^{++}$  با یون های  $\text{Na}^+$  باعث غیر واگرا شدن خاک گردد.

استفاده از فیلتر ها در صورتی که به طور صحیح طراحی شده باشند می توانند از مهاجرت ذرات رس جلوگیری نموده و باعث بهبود تراکم رس شود. تراکم خاک رس در اطراف کانال های آب و سازه های بتنی دارای اهمیت بوده و توصیه می شود که خاک در درصد رطوبتی بالای رطوبت بهینه متراکم گردد تا تا از ایجاد ساختار مجتمع (فولکوله) جلوگیری شده و احتمال وقوع ترک کاهش یابد. تراکم در رطوبت ۱ تا ۲ درصد بالاتر از رطوبت بهینه و نسبت تراکم ۹۸ درصد تراکم استاندارد انجام می گیرد.

خاک های واگرا همچنین باعث گل آلود شدن و تیرگی آب ذخیره شده در سد نیز می شوند. یک نمونه از این نوع مشکل، سد بن بوید<sup>۱</sup> می باشد که توسط مک دونالد (۱۹۸۱) مورد بحث قرار گرفته است. این سد که از نوع مخزنی بوده و توسط جریان های خارج از مسیر<sup>۲</sup> تغذیه می شود، بخشی از پروژه تامین آب شهر ادن<sup>۳</sup> می باشد.

<sup>۱</sup> Ben Boyd

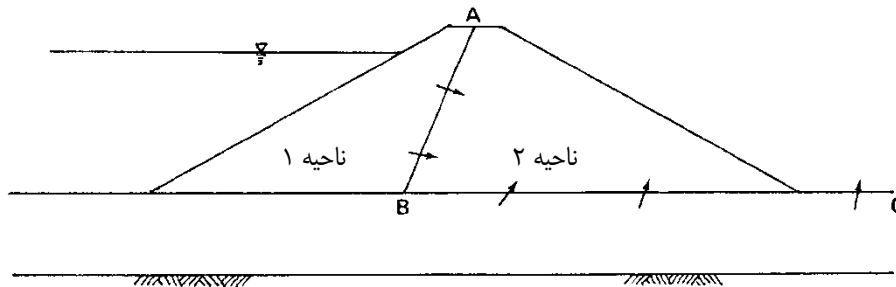
<sup>۲</sup> Off-Stream

<sup>۳</sup> Eden

برای کاهش گل آلودی آب سد که عامل آن خاک های واگرا در مخزن ذخیره سد بود، ۱ درصد گچ (۲۷ تن در هکتار) به خاک مخزن سد و همچنین رویه بالادست سد اضافه شده و با استفاده از دیسک های آهنی به عمق ۱۵۰ میلی متر شخم زده شد. در مرحله بعد این نواحی توسط ۲ پاس عبور غلتک های پاچه بزی متراکم گردید. این کار باعث کاهش گل آلودی آب مخزن شد ولی رواناب حاصل از بارش شدید باران بار دیگر باعث شد که آب مخزن گل آلود شود. برای حل این مشکل نیز به جای استفاده مجدد از گچ، ۲۰ میلی گرم بر لیتر NaOH و ۴۰ میلی گرم بر لیتر، آلوم<sup>۱</sup> به مخزن اضافه شد زیرا استفاده از گچ باعث سخت شدن آن می شود (منظور از سختی در اینجا سختی شیمیایی آب است). جالب است بدانید که برای جلوگیری از واگرا شدن مصالح خاکریز سد بن بوید در اثر آب شستگی، خاکریز سد با رطوبتی در حدود ۱ تا ۲ درصد بالاتر از رطوبت بهینه متراکم شدند به طوری که با این کار درصد منافذ خاک به ۵٪ محدود شد. برای جلوگیری از مهاجرت ذرات ریزدانه از داخل فونداسیون، مصالح فیلتر پتوی آب بند در پایین دست سد از یک لایه ژئوفبریک<sup>۲</sup> استفاده شد.

### ۹-۱۵ | کنترل آب شستگی و طرح فیلتر

آبی که به داخل سد و مصالح فونداسیون رسوخ می نماید قادر است ذرات آزاد خاک را نیز با خود حمل نماید. در شکل ۱۵-۲۶ چنان چه جریان تراوش آب دارای نیروی کافی بوده و منافذ موجود در ناحیه ۲ نیز به میزان کافی بزرگ باشند، جریان تراوش در سطح خروجی AB و BC ذرات قابل فرسایش خاک یا سنگ های نرم را به ناحیه ۲ حمل خواهد نمود.



شکل ۱۵-۲۶: نواحی که در آن ها احتمال فرسایش مصالح ریزدانه وجود دارد

هر سطح خروجی جریان آب (داخلی یا خارجی) که مستعد آب شستگی است باید با فیلترهایی که اجازه عبور جریان آزاد آب را می دهند ولی ذرات جامد خاک را در جای خود حفظ می نمایند پوشیده شود. سنگ های سالم یا بعضی خاک های سیمانی شده مستعد آب شستگی نبوده و بنابراین احتیاجی به فیلتر ندارند. اما سنگ های نرم یا سنگ هایی که درز های آن ها با خاک پر شده و به طور کلی قابل فرسایش هستند، باید با استفاده از فیلتر محافظت شوند. مطالعه شبکه جریان بر یافتن بهترین مکان نصب فیلترها بسیار مفید می باشد.

در صورتی که خاک های غیر چسبنده توسط فیلتر محافظت نشده باشند، فرسایش در محل خروج جریان آب شروع شده و به تدریج کانال های تونل مانند موضعی تشکیل خواهند شد که باعث تمرکز جریان تراوش آب و نیروی فرسایش خواهند شد. با ادامه فرآیند آب شستگی، کانال های جریان آب در اثر فرسایش پیشرونده توسعه پیدا کرده و به سمت مبداء جریان حرکت می نمایند. با رسیدن کانال جریان به منبع آب بالادست، احتمال وقوع یک گسیختگی هیدرولیکی ناگهانی بسیار بالا خواهد بود.

<sup>1</sup> Alum

<sup>2</sup> Geofabric

در مصالح رسی (چسبنده) مکانیزم آب شستگی متفاوت است. اولین نشت از طریق یک کانال نشت متمرکز به وقوع می پیوندد (این کانال ترکی است که ممکن است همراه با حرکت تفاضلی سازه و گسیختگی هیدرولیکی باشد). آبی که از طریق حفرات مصالح رسی متراکم شده بدنه سد در حال تراوش می باشد تاثیر زیادی بر میزان جریان آب کانال نشت نداشته و فرسایش جداره های این کانال به طور همزمان در تمام طول آن رخ می دهد.

فیلترها طوری طراحی می شوند که جلوی از دست رفتن مصالح در اثر فرسایش را بگیرند. بنابراین منافذ مصالح فیلتر باید به اندازه ای ریز باشند که از حرکت ذرات خاک محافظت شده جلوگیری نماید. در این فصل از ارائه روش های طرح فیلتر اجتناب کرده و خواننده را کتب تخصصی در زمینه طرح فیلتر ارجاع می دهیم.

## ۱۵-۱۰ | تحلیل پایداری سدهای خاکی

تحلیل پایداری یک سد خاکی معمولاً با استفاده از روش های معمول تعادل حدی انجام می گیرد. برای محاسبه کمترین ضریب اطمینان در هر یک از سه حالت: انتهای سد، تراوش پایدار و افت سریع آب، سطوح لغزش دایره ای یا غیر دایره ای متعددی مورد بررسی قرار می گیرد. که این تحلیل ها شامل دواير لغزشی که از فونداسیون سد عبور می نمایند نیز می شوند. در صورت امکان، نیروهای ناشی از زلزله نیز در محاسبات پایداری در نظر گرفته می شوند.

ضریب اطمینان پایداری یک سد خاکی کمیتی است که حاشیه ایمنی سازه را در برابر گسیختگی برشی نشان می دهد. بنابراین مقاومت برشی بسیج شده را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{(\sigma - u) \tan \Phi'}{F} \quad (15-5)$$

در روش های معمول تعادل حدی فرض بر این است که ضریب اطمینان یکسانی بر چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک اعمال شده و مقاومت برشی به طور یکنواخت در امتداد سطح گسیختگی احتمالی بسیج می شود.

تعیین مقداری مشخص برای ضریب اطمینان به طور کلی ممکن نیست زیرا ضریب اطمینان همواره تابع شرایط خاص حاکم بر سازه مورد نظر می باشد ولی مقادیر معمول ضرایب اطمینان مورد استفاده در محاسبات تحلیل پایداری سدهای خاکی در جدول ۱۵-۱ ارائه شده است. این مقادیر تنها در تحلیل های تنش موثر که مقادیر فشارهای منفذی اندازه گیری می شود قابل استفاده می باشد.

**جدول ۱۵-۱ مقادیر معمول ضریب اطمینان مورد استفاده در محاسبات تحلیل پایداری سدهای خاکی**

ضریب اطمینان مورد نیاز	شرایط	شیروانی
۱/۲ تا ۱/۴	افت سریع تراز آب	بالادست
۱ تا ۱/۲	افت سریع تراز آب به همراه زلزله	بالادست
۱/۳ تا ۱/۱	پایان ساخت	بالادست
۱/۳ تا ۱/۱	پایان ساخت	پایین دست
۱/۷ تا ۱/۵	تراوش پایدار	پایین دست
۱/۳ تا ۰/۵	تراوش پایدار به همراه زلزله	پایین دست

مقادیر فوق تنها به عنوان راهنما ارائه شده اند و طراح، هنگام استفاده از این مقادیر باید به عدم قطعیت های مربوط به پارامترهای مقاومت برشی فشارهای منفذی و همچنین شرایط فونداسیون توجه نماید. عواقب ناشی از گسیختگی سازه نیز باید در نظر گرفته شود. البته این عامل به صورت یک پارامتری بعد در محاسبات دخالت می نماید.

تغییرات ضریب اطمینان پایداری شیروانی بالادست یک سد خاکی در مراحل مختلف طول عمر سد در شکل ۵-۱ نشان داده شده است.

### • روش های مختلف محاسبه تحلیل پایداری سد به روش تعادل حدی

برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری یک شیروانی خاکی یا سنگریزه ای، روش های تعادل حدی متعددی وجود دارد که رایج ترین این روش ها عبارتند از:

(الف) روش سوئدی دوایر لغزش (فلینیوس، ۱۹۲۷)

(ب) روش ساده شده بیشاپ، سطح لغزش دایره ای

(پ) روش اسپنسر، سطح دایره ای (اسپنسر، ۱۹۶۷)

(ت) روش عمومی جانبو (جانبو، ۱۹۷۳)

(ث) روش عمومی مورگنسترن - پرایس (مورگنسترن و پرایس، ۱۹۶۵)

(ج) روش سارما، قطعات و سطوح با اشکال عمومی (سارما، ۱۹۷۹)

(چ) تحلیل گوه (رجوع شود به هانت، ۱۹۸۶)

برای تحلیل پایداری شیب ها به روش های فوق، نرم افزارهای کامپیوتری متعددی توسعه پیدا نموده اند. ولی باید توجه داشت که قبل از استفاده از این نرم افزارها تجربه و آشنایی کافی در رابطه با نحوه کار نرم افزار بدست آمده باشد.

در تحلیل های پایداری شیروانی های به روش دستی، حجم محاسبات چشم گیر است زیرا دوایر لغزش متعددی باشد مورد بررسی قرار گیرند تا آنکه دایره ای با کمترین ضریب اطمینان یافت شود. اما خوشبختانه نرم افزارهای رایانه ای متعددی برای انجام این گونه تحلیل ها وجود دارند که بعضی از قابلیت های آن ها عبارتند از:

(الف) دامنه وسیعی از مصالح مختلف را می توان مورد بررسی قرار داد.

(ب) تقریباً هر نوع هندسه ای را می توان تحلیل نمود.

(پ) در نواحی با مصالح مختلف می توان هندسه های متفاوتی در نظر گرفت.

(ت) از سطوح پیژومتریک با هندسه های مختلف می توان در تحلیل ها استفاده نمود.

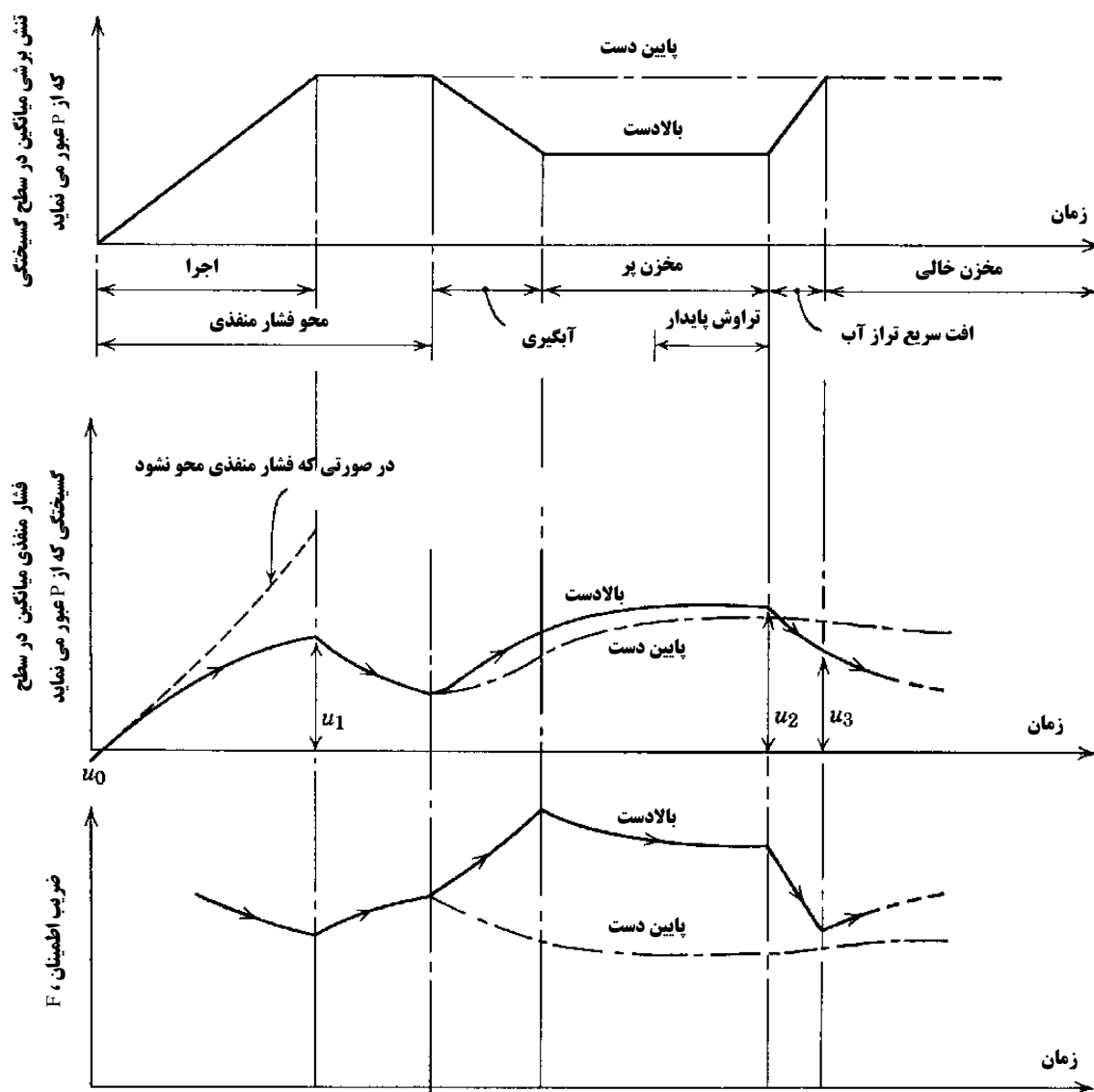
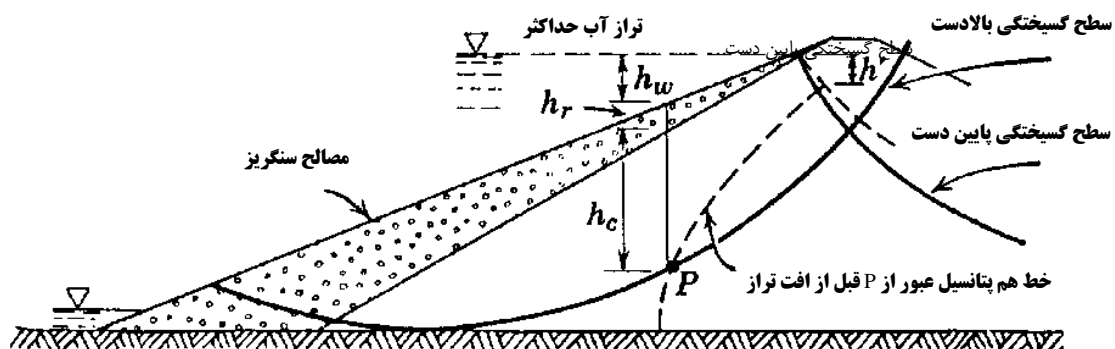
(ث) فشارهای منفذی را می توان با استفاده از مقادیر  $u$  محاسبه نمود. این مقادیر می توانند برای نواحی مختلف متفاوت باشند.

(ج) فشارهای منفذی را می توان به صورت شبکه ای از نقاط به نرم افزار معرفی نمود.

(چ) بر روی سطوح خارجی سازه ها می توان بارگذاری نمود.

(ح) بار معادل استاتیکی زلزله را می توان به سازه اعمال نمود.

روش های محاسبه پایداری شیروانی ها به روش تعادل حدی در فصل نهم مورد بررسی قرار گرفته است بنابراین در این فصل از بررسی آن ها صرف نظر می نمایم.



شکل ۱۵-۲۷: تغییرات مقاومت برشی، فشار منفذی و ضریب اطمینان در حین ساخت و پس از ساخت یک سد خاکی

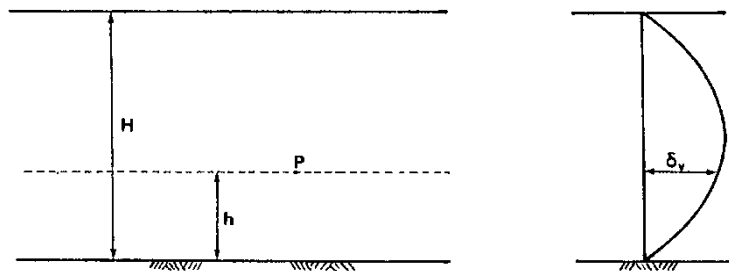
## ۱۱-۱۵ | تغییر شکل و ترک در سدهای خاکی

برای سال های متمادی، طراحی سدهای خاکی عمدتاً بر مبنای جلوگیری از تراوش آب از داخل بدنه سد و پایداری شیروانی ها در برابر لغزش انجام گرفته است. اما در سال های اخیر مسأله تغییر شکل در سدهای خاکی اهمیتی دو چندان یافته است به طوری که جلوگیری از ایجاد ترک در سد باید به دقت مورد بررسی قرار گرفته و در صورت وقوع ترک نیز اقداماتی جهت کنترل اتخاذ گردد.

در اکثر سدهای خاکی باید پذیرفت که احتمال وقوع ترک خوردگی همیشه وجود داشته و بنابراین نواحی فیلتر باید به صورت مناسبی تعبیه شوند. فیلتر بالادست باید از مصالحی تشکیل شده باشد که در صورت وقوع هر گونه ترکی به داخل آن شسته شده و منافذ آن را مسدود نماید.

تغییر شکل ها در سدهای خاکی را به طور کلی به سه دسته می توان طبقه بندی نمود:

- ۱) تغییر شکل هایی که حین ساخت رخ می دهند.
- ۲) تغییر شکل های ناشی از آبیگری مخزن.
- ۳) تغییر شکل های تحکیمی و خزشی بلند مدت.



شکل ۱۵-۲۸: فرآیند تغییر شکل در سد خاکی

### • ۱۱-۱۵-۱: تغییر شکل حین ساخت

در حین ساخت یک سد خاکی یا سنگریزه ای، وزن مصالح خاکریز باعث ایجاد نشست در بدنه سد می شود. مثال ساده ای از این نوع تغییر شکل در شکل ۱۵-۲۸ نشان داده شده است. این شکل فرآیند نشست قائم یک لایه افقی خاک به ضخامت H را نشان می دهد.

در عمق h از خاک، جابجایی قائم  $\delta_v$  نقطه ای همانند P در خاکریزی به ارتفاع کل H به صورت زیر بدست می آید:

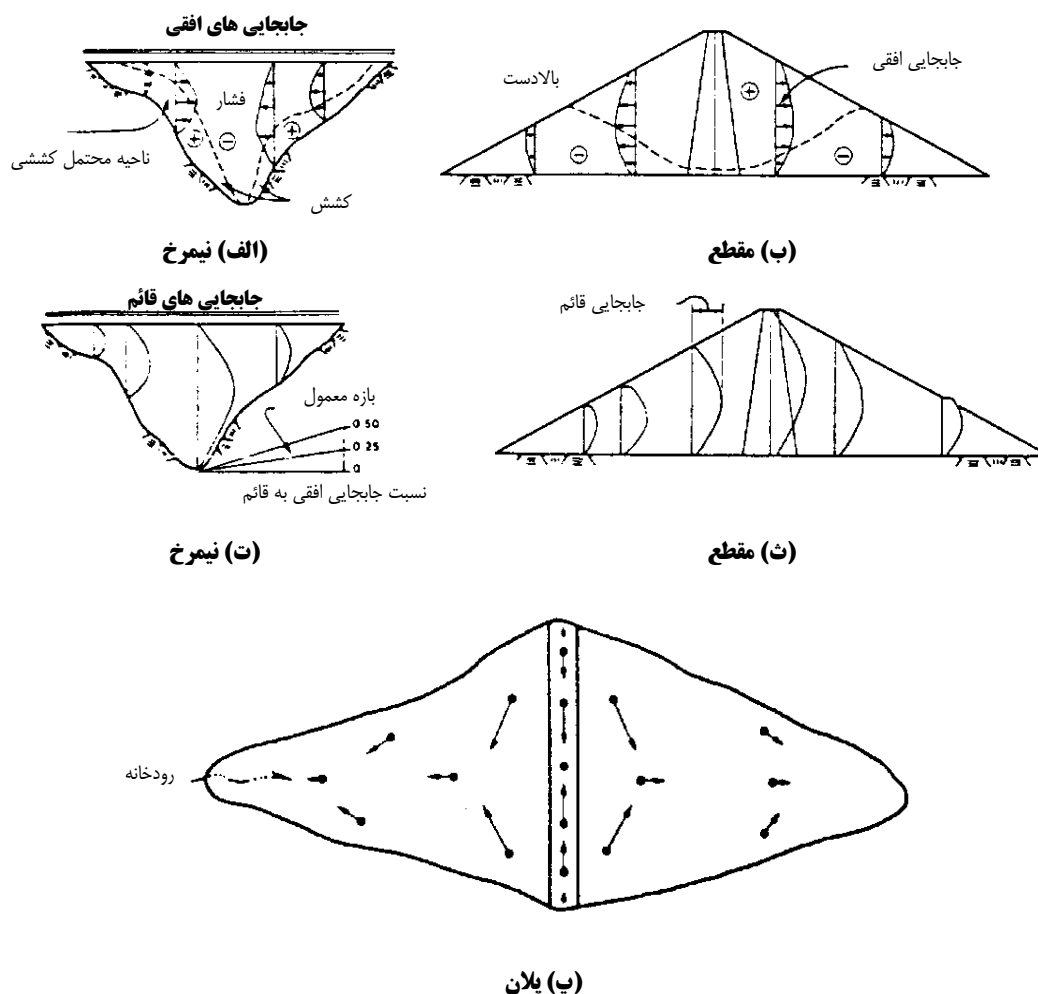
$$\delta_v = m_v h(H-h)\gamma \quad (۱۵-۶)$$

به طوری که  $\gamma$  وزن واحد حجم و  $m_v$  ضریب تراکم پذیری مصالح خاکریز است.

با توجه به معادله ۱۵-۶ می توان مشاهده نمود که نیمرخ نشست، چنان که در شکل ۱۵-۲۸ نشان داده شده است، سهمی وار است یعنی نشست سنج قرار گرفته در نقطه P در صورتی که P در مرکز لایه قرار گرفته باشد، حداکثر نشست را بدست خواهد داد ولی در کف یا بالای لایه، مقدار نشست صفر خواهد بود. در این مثال ساده فرض بر این است که کل نشست بلافاصله رخ می دهد.

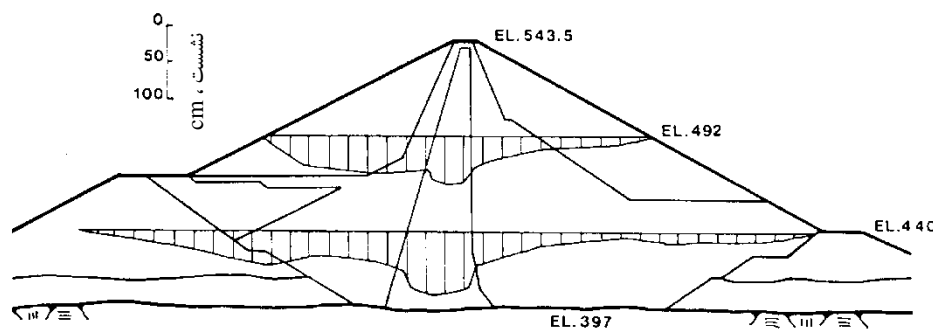
تغییر شکل های داخلی که به طور معمول در حین اجرای سدهای خاکی به وقوع می پیوندد در شکل ۱۵-۲۹ نشان داده شده است. با توجه به این شکل ها مشاهده می شود که تغییر شکل های قائم و افقی تقریباً سهمی شکل بوده و تغییر شکل های حداکثر تقریباً در میانه ارتفاع رخ می دهد. در صورتی که سد در دره ای به شکل V احداث شده باشد، نشست ها در بخش های عمیق تر میانی از نشست ها در نزدیکی تکیه گاه های جانبی سد بزرگتر خواهد بود. در نمای فوقانی، جابجایی سد به سمت مرکز و در جهت دور شدن از تکیه گاه های جانبی بوده که این مسئله می تواند باعث ایجاد ترک های عرضی در سد شود.

در صورتی که سد از نواحی متعدد با مصالح مختلف تشکیل شده باشد، عدم سازگاری در نشست بین این نواحی می تواند منجر به نشست های تفاضلی بزرگ بین نواحی مجاور شود. نمونه ای از این نوع عدم سازگاری سد La Angostura در مکزیک است که مقطع عرضی آن در شکل ۱۵-۳۰ نشان داده شده است. در این سد هسته مرکزی رسی توسط ماسه متراکم و مصالح پوسته متشکل از سنگ آهک هوازده به شدت تراکم پذیر در بر گرفته شده است. همان طور که مشاهده می شود، نشست قائم هسته بزرگ تر از نشست پوسته می باشد. گرچه تراکم سنگ آهک باعث به پایین کشیده شدن گوه نازک قائم ماسه و شن بین هسته و پوسته شده است. نشست هسته در این حالت می تواند باعث "معلق ماندن" آن بر روی پوسته در اثر پدیده قوس زدگی شود. یکی از روش های غلبه بر این مشکل چنان که قبلاً نیز ذکر شد، استفاده از هسته های شیب دار می باشد.



شکل ۱۵-۲۹: تغییر شکل سد در حین اجرا





شکل ۱۵-۳۰: نشست در حین احداث سد - سد La Angostura

### ۱۵-۱۱-۲: تغییر شکل در حین اولین آبگیری

در اثر آبگیری سد دو نوع تغییر شکل می تواند رخ دهد. تغییر شکل در اثر بار ناشی از آب پشت سد و تغییر شکل ناشی از نشست رمبندگی پوسته بالادست سد.

#### (الف) تغییر شکل ناشی از بار آب پشت سد.

در حین اولین آبگیری مخزن سد، تغییر شکل های حداکثر قائم و افقی در طول تاج و شیروانی های سد رخ می دهند. این مسأله در شکل ۱۵-۳۱ نشان داده شده است. مطابق این شکل در مقطع طولی سد، کرنش ها در نزدیکی تکیه گاه ها به صورت کششی و در مرکز به صورت فشاری می باشند. این نوع تغییر شکل ها می تواند باعث ایجاد ترک های عرضی در مقطع سد شود. فشار آب مخزن سد می تواند باعث ایجاد نشست در پوسته بالادست سد شده و بدنه سد را مطابق با شکل ۴-۶ به طرف بالادست تغییر شکل دهد.

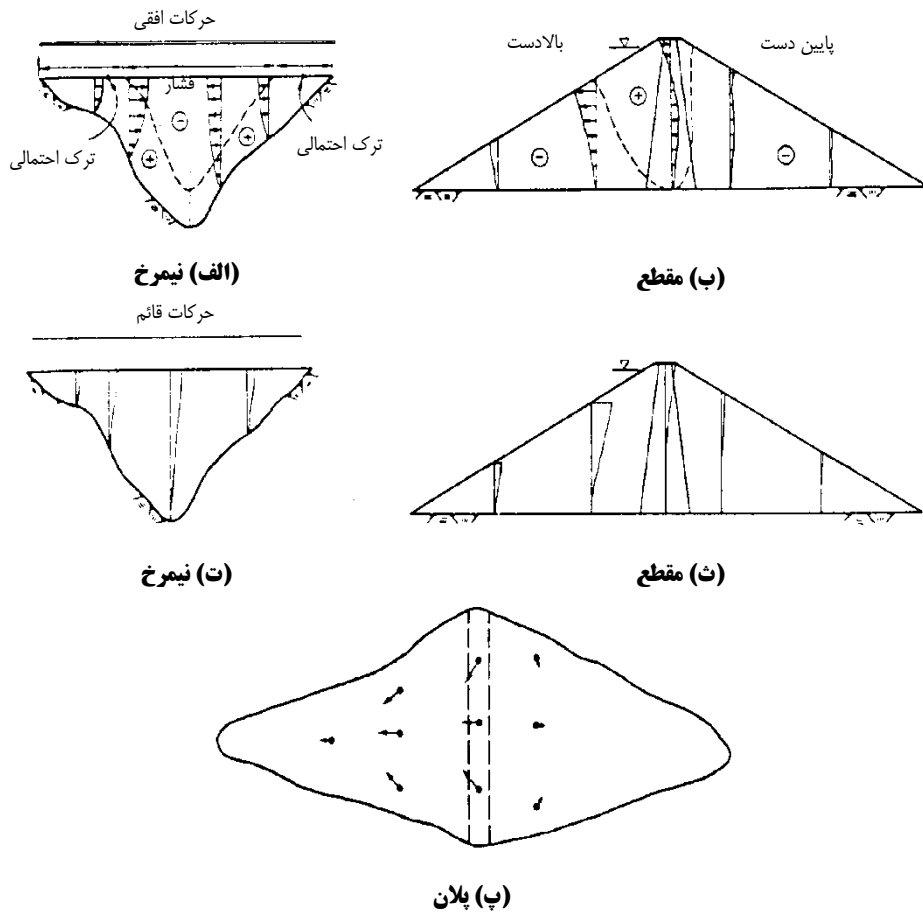
در سدهای ناحیه بندی شده، تغییر شکل های تفاضلی بین مصالح مختلف می تواند در حین اولیه آبگیری سد رخ دهد. به طور مثال در حین آبگیری سد La Angostura، نشست مصالح سنگریزه ای پوسته بالادست چنان که در شکل ۶-۵ نشان داده شده است باعث ایجاد تغییر شکل های قائم بزرگ گردید. فشردگی مصالح سنگریزه پوسته بالادست سد بدین معنی است که سد در واقع در اثر بار ناشی از وزن آب به سمت بالادست حرکت نموده است (رجوع شود به مارسال<sup>۱</sup>، ۱۹۷۷). البته پوسته پایین دست نیز چنان که در شکل ۱۵-۳۲ نشان داده شده است به سمت پایین دست حرکت نموده است.

#### (ب) نشست ناشی از رمبندگی

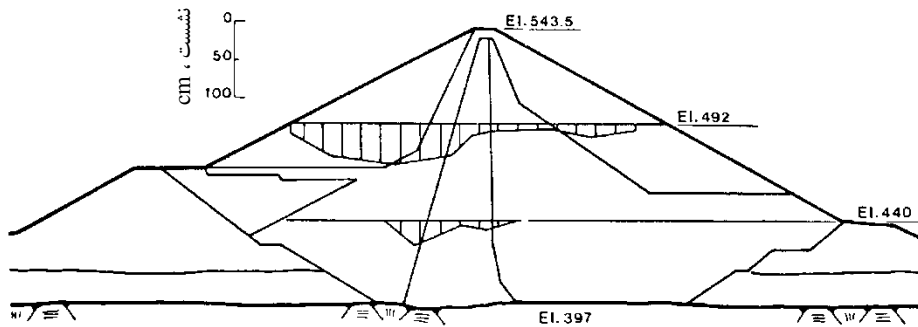
مصالح متراکم شده در درصد رطوبت های پایین و تراکم کم (کمتر از رطوبت بهینه در استاندارد پراکتور) در صورت اشباع شدن تمایل به رمبندگی دارند. این مسأله می تواند در مصالحی همانند سنگریزه، ماسه، رس های سیلتی و غیره نیز رخ دهد. مصالح با دانه بندی خوب کمتر از مصالح با دانه بندی یکنواخت تمایل به رمبندگی دارند اما به طور کلی مهم ترین عوامل موثر بر قوس زدگی عبارتند از:

۱. تراکم اولیه
۲. درصد رطوبت در حین تراکم
۳. دانه بندی مصالح

<sup>۱</sup> Marsal, 1977



شکل ۱۵-۳۱: تغییر شکل های بدنه سد در حین اولین آبگیری

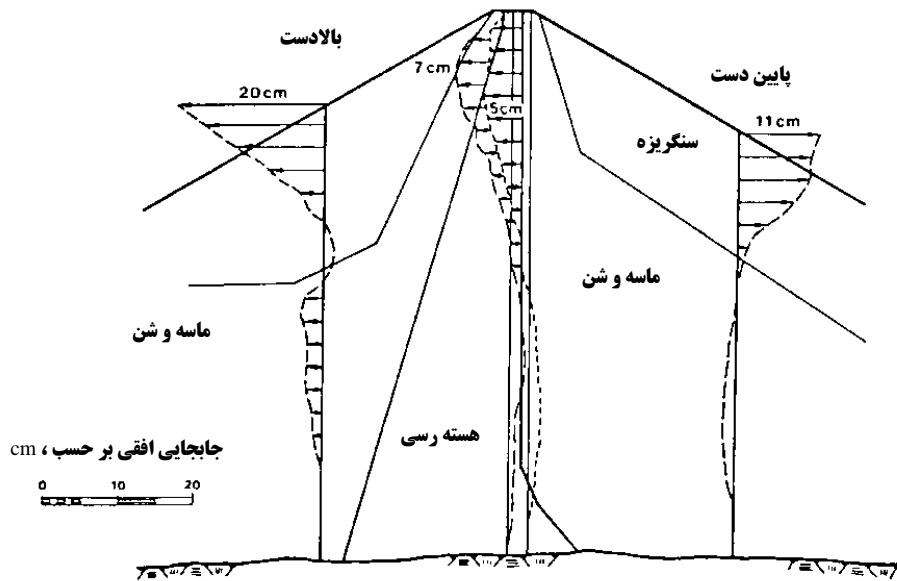


شکل ۱۵-۳۲: نشست سد La Angostura پس از اولین آبگیری

پوسته بالادست سدهای خاکی سنگریزه ای اغلب به یکی از روش های زیر اجرا می گردد:

- (۱) مصالح سنگریزه ای ریخته شده به صورت غرقاب
- (۲) مصالح سنگریزه ای متراکم شده به صورت خشک

این مصالح هنگامی که پس از اولین آبگیری سد غرقاب می شوند تمایل به رهمبندگی دارند. از آنجایی که مصالح فرار گرفته در لایه های تحتانی متراکم تر از لایه های نزدیک به تاج سد هستند، در انتهای مراحل ساخت و پس از آبگیری مخزن سد بیشتر نشست های تفاضلی در نواحی نشان داده شده در شکل ۱۵-۳۳ رخ می دهد.



شکل ۱۵-۲۳: حرکات افقی بالادست و پایین دست سد La Angostura

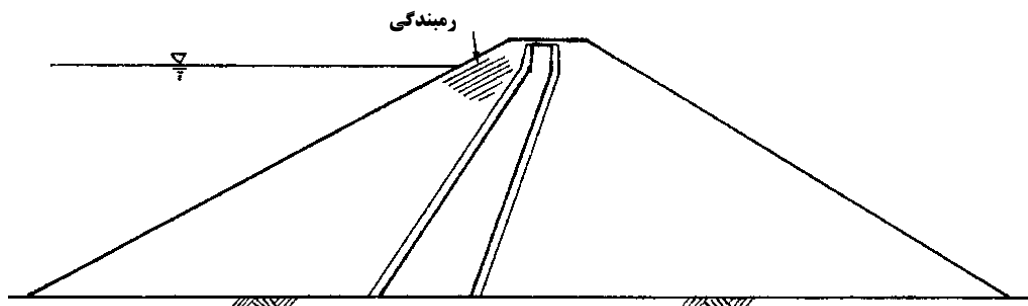
نشست رمبندگی پوسته بالادست معمولاً منجر به دو پدیده زیر می شود:

۱. حرکت جزئی تاج سد به سمت بالادست
۲. تشکیل ترک طولی در راستای حاشیه بالادست هسته یا فیلتر (شکل ۱۵-۲۴)

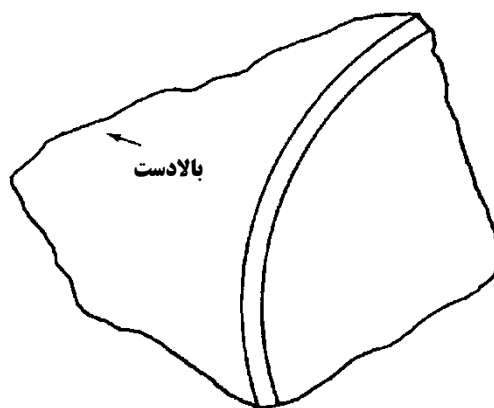
### (پ) قوس زدگی در سدهای خاکی

از آنجا که در نزدیکی تکیه گاه های جانبی سد به خاطر وجود کرنش های کششی (همان طور که در قسمت پیشین توضیح داده شد) تنش های افقی کوچکی رخ می دهد، بعضی از سدها برای اینکه بتوانند هسته را در حالت تراکم محوری حفظ نمایند مطابق با شکل ۱۵-۲۵ در جهت بالادست سد قوس می زنند.

بسیاری از مهندسين بر این عقیده اند که این مسأله به جز در سدهای با هسته نازک که در دره های کم عرض اجرا شده اند، هیچ فایده ای برای سد ندارند.



شکل ۱۵-۲۴: نشست رمبندگی در حین آبگیری سد



شکل ۱۵-۲۵: قوس زدگی در سد خاکی

#### • ۱۵-۱۱-۱۳ تغییر شکل های بلند مدت

تغییر شکل های بلند مدت در تمام سدهای خاکی رخ به دلایل زیر می تواند رخ دهد:

(الف) تحکیم مصالح رسی

(ب) خزش کلیه مصالح شامل رس ها و مصالح سنگریزه

#### • ۱۵-۱۱-۴ ارزیابی مکان ایجاد ترک در سد خاکی

در سد های خاکی و سنگریزه ای به دلیل تغییر شکل بدنه سد یا فونداسیون امکان ایجاد ترک از هر نوع طولی و عرضی همیشه وجود دارد. ترک های ایجاد شده می توانند داخلی یا خارجی باشند. ترک های عرضی خطرناک ترین نوع ترک می باشند. زیرا این نوع ترک ها با ایجاد یک مسیر حرکت برای جریان آب می تواند باعث فرسایش در بدنه سد و در نهایت تخریب سد شوند.

در حال حاضر اطلاعات محدودی در رابطه با تشکیل ترک ها و کرنش ها در سدهای خاکی وجود دارد. تحقیقات انجام شده توسط لئوناردز و ناراین<sup>۱</sup> (۱۹۶۳) اطلاعات مختصری در اختیار ما قرار داده است. این محققین با استفاده از مصالح بدست آمده از چندین سد مختلف، نمونه هایی به شکل تیر با استفاده از این مصالح ساخته و با افزودن سربار مرده بر روی این تیرها، رفتار آن ها را در آزمایشگاه مورد بررسی قرار دادند. آجاز و پری<sup>۲</sup> (۱۹۷۵) نیز با انجام آزمایش های مشابه دریافتند که کرنش های کششی در لحظه گسیختگی با افزایش رطوبت تراکم خاک افزایش می یابد.

مور و هور<sup>۳</sup> (۱۹۸۴) آزمایش های کوچک مقیاسی بر روی نمونه رسی قرار گرفته در بین دو تکیه گاه مدل انجام دادند. سپس این محققین بار قائمی تحت شرایط تنش مسطح بر نمونه اعمال نموده و بار مورد نیاز برای وقوع ترک در نمونه ها را بدست آوردند. آن ها دریافتند که کم ترین میزان باری که باعث ایجاد ترک می شود مربوط به نمونه ای است که در درصد رطوبت بهینه متراکم شده است. این محققین همچنین نتیجه گرفتند که شیب تکیه گاه های جانبی و ارتفاع خاکریز بر میزان تنش مورد نیاز برای ایجاد ترک تاثیر گذار بوده و آزمون های آزمایشگاهی کششی وسیله مناسبی برای اندازه گیری کرنش های کششی ایجاد کننده ترک در نزدیکی تکیه گاه های جانبی نیستند.

<sup>1</sup> Leonards and Narain, 1963

<sup>2</sup> Ajaz and Parry, 1975

<sup>3</sup> Moore and Hor, 1984

کرنش های کششی بدست آمده از آزمایش های لئوناردز و و نارائین (۱۹۶۳) در حین تشکیل اولین ترک برای مصالح تراکم یافته در درصد رطوبت و دانسیته بهینه در جدول زیر ارائه شده اند:

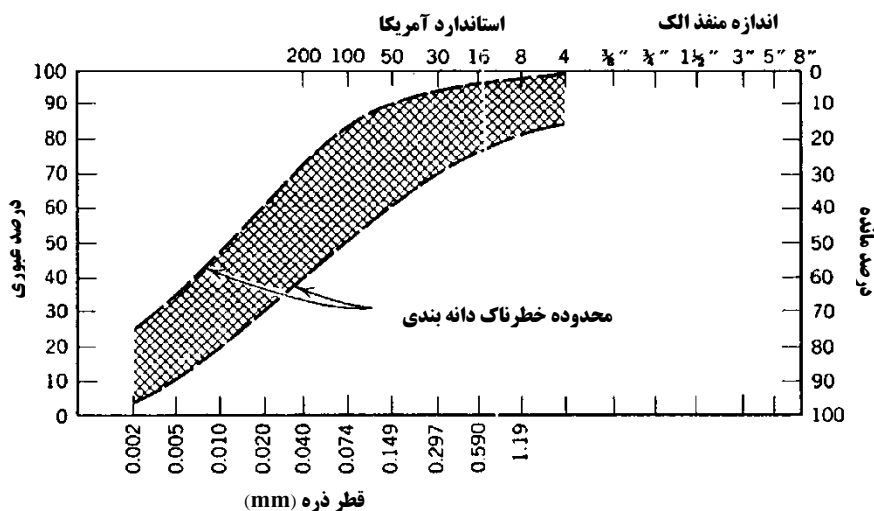
**جدول ۱۵-۲: کرنش های کششی در اولین ترک خوردگی بدست آمده از آزمایش های لئوناردز و نارائین**

نوع مصالح	کرنش کششی %
SM	۰/۱۹
SC	۰/۱۷
SM	۰/۲۴
SM	۰/۰۷
SM	۰/۲۴

آزمایش های انجام شده بر روی رس های با خاصیت خمیری بالا و تغییرات رطوبت از ۲ تا ۳ درصد کمتر از رطوبت بهینه تا درصد رطوبت های بیش از رطوبت بهینه با استفاده از روش پراکتور استاندارد یا اصلاح شده نشان می دهند که با افزایش درصد رطوبت انعطاف پذیری خاک به میزان قابل توجهی افزایش می یابد ولی برای رطوبت های بیشتر از درصد رطوبت بهینه، افزایش انعطاف پذیری خاک بسیار جزئی است. این محققین همچنین دریافتند که به طور کلی رس های با خاصیت خمیری بالا انعطاف پذیر تر از رس های با خاصیت خمیری کم هستند.

بنابراین برای جلوگیری از ترک خوردگی خاک های رسی بعضی از مهندسی توصیه می کنند که تراکم خاک در رطوبت بهینه یا بالاتر از آن انجام گیرد. ولی از طرف دیگر این کار باعث افزایش فشارهای منفذی در بدنه سد می شود به طوری که ممکن است پایداری سد را کاهش دهد. از این رو بعضی مهندسیین ترجیح می دهند که تراکم خاک را در درصد رطوبت های کمتر از رطوبت بهینه انجام دهند. روش دیگری که طرفداران زیادی هم دارد این است که لایه های تحتانی را در رطوبت های کمتر از رطوبت بهینه و لایه های فوقانی در رطوبتی بالاتر از رطوبت بهینه اجرا شود.

شرارد و همکاران (۱۹۶۷) نیز محدوده ای برای مصالح مستعد ترک خوردگی ارائه نموده اند. این مصالح عمدتاً رس های دارای خاصیت خمیری کم تا متوسط هستند (شکل ۱۵-۲۶).



**شکل ۱۵-۲۶: محدوده دانه بندی مصالح مستعد ترک خوردگی**

• ۱۵-۱۱-۵ محاسبه تغییر شکل ها

یکی از بهترین روش های محاسبه جابجایی ها و نشست ها در سدهای خاکی و سنگریزه ای، روش اجزاء محدود است. شرح کاملی از این روش در کتاب های زینکوویچ<sup>۱</sup> (۱۹۷۷) و دسائی و آبل<sup>۲</sup> (۱۹۷۲) ارائه شده است. در این روش هندسه مورد نظر به المان ها یا اجزاء متعددی که در گره ها به یکدیگر متصل شده اند تقسیم می شوند. بسته به نوع مسأله مورد بررسی، المان ها می توانند ۲ بعدی یا ۳ بعدی بوده و شکل المان ها نیز می توانند اشکال متنوعی داشته باشند.

برای تحلیل مسائل سه بعدی در روش اجزاء محدود به دلیل بالا بودن تعداد معادلات تشکیل شده نیاز به حجم حافظه بالا و استفاده از رایانه های قدرتمند وجود دارد در حالی که با استفاده از رایانه های شخصی دامنه وسیعی از مسائل دو بعدی را می توان تحلیل نمود.

در روش اجزاء محدود از مدل های رفتاری مختلفی همچون مدل الاستیک یا مدل های غیر خطی می توان برای مصالح سد استفاده نمود. در گذشته از مدل های الاستوپلاستیک یا هیپربولیک به وفور برای انجام تحلیل های نرم افزاری استفاده می شد (دانکن و چانگ<sup>۳</sup>، ۱۹۷۰). شرح کاملی از روش انجام تحلیل و انواع مختلف مدل های مورد استفاده در روش اجزاء محدود توسط کولهاوی<sup>۴</sup> (۱۹۷۷) ارائه شده است. استفاده از این روش در مقالات ارائه شده توسط کالهاوی و دانکن (۱۹۷۲)، نایلور و همکاران (۱۹۸۶) و پار و همکاران (۱۹۸۴) نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

• ۱۵-۱۱-۵ (الف) تحلیل اجزاء محدود

در صورتی که حالت تنش در مقطع سد خاکی را بتوان به صورت کرنش مسطح فرض نمود، آنگاه از تحلیل های اجزاء محدود دو بعدی می توان با دقت قابل قبولی برای تحلیل سدهای خاکی استفاده نمود. برای شبیه سازی بهتر فرآیند ساخت سد، لازم است که مصالح در مدل سازی عددی به صورت لایه لایه به هندسه مدل اضافه شوند. این لایه ها می توانند بسیار ضخیم تر از لایه های اجرا شده در محل پروژه باشند. در شکل ۱۵-۲۷ شبکه اجزاء محدود مورد استفاده توسط کلاف و وودوارد<sup>۵</sup> (۱۹۶۷) نشان داده شده است.

برای تحلیل های امروزی، شبکه اجزاء محدود نشان داده شده در شکل فوق کاملاً درشت تلقی می شود زیر رایانه های امروزی دارای حجم حافظه و سرعت بالایی بوده و بنابراین قادرند شبکه های اجزاء محدود ریزتر را با سرعت بالاتری تحلیل نمایند. استفاده از یک شبکه ریزتر باعث بالارفتن دقت نتایج می شود. شکل ۱۵-۲۸ نحوه مناسب شبکه بندی اجزاء محدود مقطع سد را نشان می دهد. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که چگونه در روش اجزاء محدود، نواحی دارای مصالح مختلف را می توان مدل نمود. بدین ترتیب برای مصالح نواحی مختلف مثل هسته، فیلتر و مصالح فونداسیون می توان خصوصیات متفاوتی اختصاص داد.

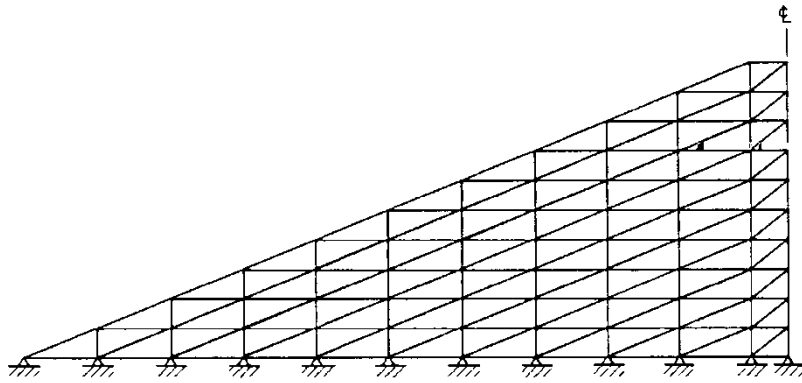
<sup>1</sup> Zienkiewicz, 1977

<sup>2</sup> Desai and Abel, 1972

<sup>3</sup> Duncan and Chang, 1970

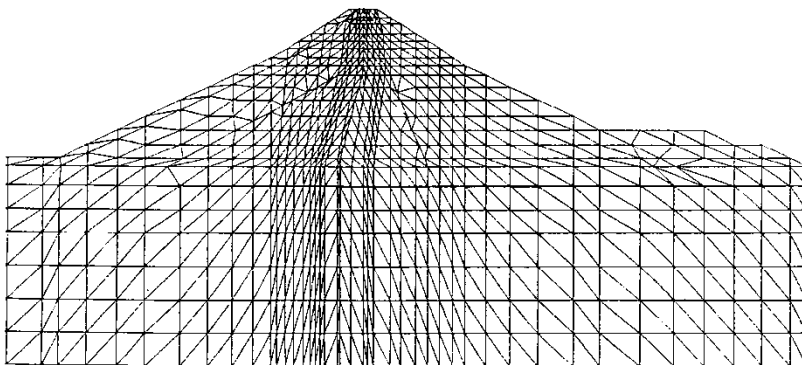
<sup>4</sup> Kulhawy, 1977

<sup>5</sup> Clough and Woodward, 1967



شکل ۱۵-۲۷: شبکه اجزاء محدود مورد استفاده برای شبیه سازی ساخت سد

در شکل فوق تنها بخشی از مدل که شامل بدنه سد است نمایش داده شد است. مقطع کلی سد در طرفین به مقدار زیادی امتداد می یابد. بدین ترتیب می توان تغییر شکل های فونداسیون سد را نیز مدل نمود. در صورتی که مرزهای جانبی در مدل سازی به بدنه سد نزدیک باشند، نتایج جابجایی های بدست آمده تحت تاثیر این مرزها قرار خواهند گرفت ولی اگر مرزهای جانبی در فاصله بسیار دوری از بدنه سد مدل شوند، زمان تحلیل ها طولانی شده و هزینه های مالی آن افزایش خواهد یافت زیرا تعداد شبکه های اجزاء محدود نیز افزایش می یابد. استفاده از تجربیات بدست آمده از تحلیل های پیشین در تعیین فاصله مناسب مرزهای جانبی مفید است. یک روش جایگزین برای این مسأله استفاده از "اجزاء غیر محدود" است به طوری که این نوع از المان ها قادرند اثر مرزهای دور دست را شبیه سازی نمایند.

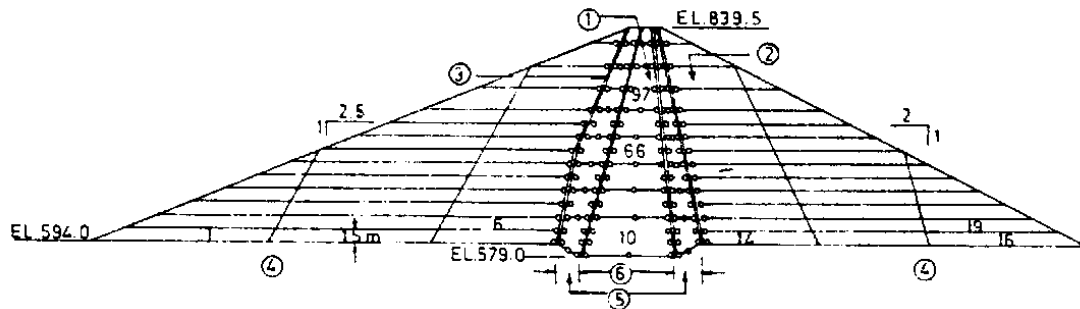


شکل ۱۵-۲۸: بخشی از شبکه اجزاء محدود به کار رفته برای تحلیل سد مهاباد

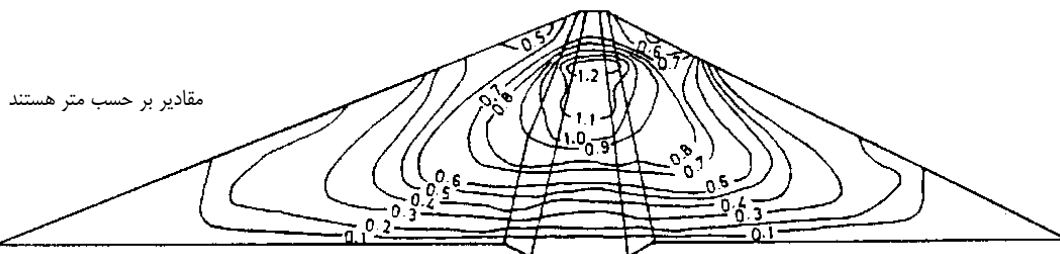
در تحلیل های اجزاء محدود دو بعدی از انواع متنوعی از المان ها چون مثلثی، مستطیلی یا ایزوپارامتریک می توان استفاده نمود. به عنوان یک قاعده کلی استفاده از المان های با مرتبه بالا (المان هایی که دارای گره های بیشتری هستند) قادرند که میزان جابجایی را با دقت بالاتری مدل نموده و نتایج بهتری بدست دهند. علاوه بر استفاده از المان های مرتبه بالا برای بهبود دقت مدلسازی در ارزیابی رفتار سد، با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی برای مصالح نیز، بعضی مواقع می توان دقت تحلیل ها را بالا برد. در چنین مواردی لازم است که از قوانین تنش - کرنش غیر خطی استفاده شود.

شکل ۱۵-۲۹ مقطع عرضی یک سد خاکی با هسته قائم را به همراه شبکه اجزاء محدود آن را نشان می دهد. برای این که امکان لغزش بین هسته و پوسته وجود داشته باشد از المان های خاصی در محل اتصال آن ها استفاده شده است. در این سد برای تعیین تغییر مکان ها و تنش های ایجاد شده در حین ساخت از المان های نشان داده شده استفاده شده و منحنی های تغییر مکان قائم در شکل ۱۵-۳۰ و منحنی های تنش قائم در شکل ۱۵-۳۱ نشان داده شده است.

شبکه اجزاء محدود سه بعدی یک سد خاکی در شکل ۱۵-۳۲ نشان داده شده است ( در این باره می توانید به کتب ارائه شده لِفوبور، دانکن، ویلسون (۱۹۷۳) یا کولهاوی<sup>۱</sup> (۱۹۷۷) مراجعه نمایید)

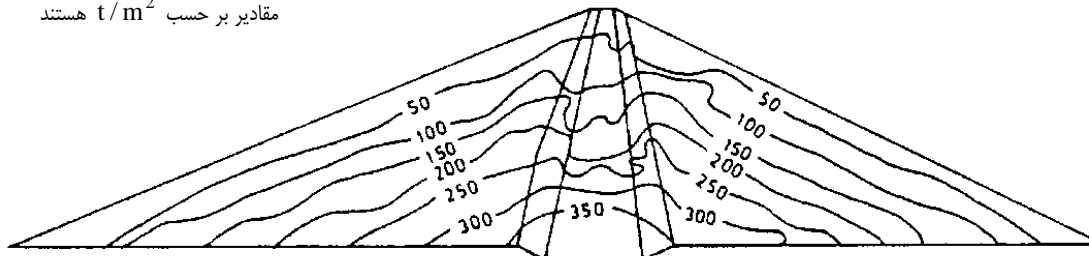


شکل ۱۵-۲۹: شبکه اجزاء محدود



شکل ۱۵-۳۰: منحنی های جابجایی قائم

مقادیر بر حسب  $t/m^2$  هستند



شکل ۱۵-۳۱: منحنی های تنش قائم

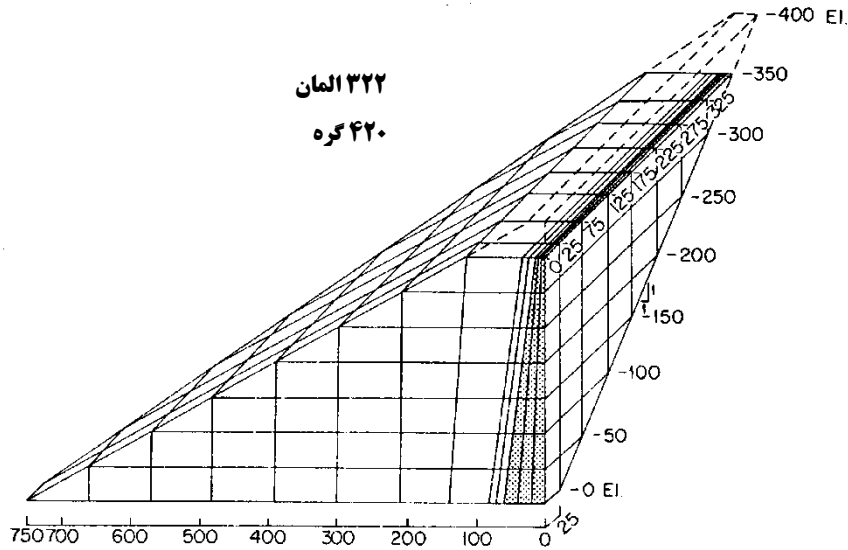
### • ۱۵-۱۱-۵ (ب) روش های الاستیک

(الف) از روش اجزاء محدود می توان برای محاسبه تنش ها و جابجایی های سد خاکی همگن همسانگرد الاستیک تحت بارگذاری ثقلی استفاده نمود. در چنین حالتی جابجایی قائم نقطه ای مانند P در روی محور سد خاکی می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\rho = \rho \left[ \frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] = I \left[ \frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] \frac{\gamma H^2}{E} \quad (7-15)$$

<sup>1</sup> Lefebure, Duncan, Wilson, (1973) or Kulhawy (1977)





شکل ۱۵-۳۲: شبکه اجزاء محدود سه بعدی

پارامترهای  $z$ ،  $h$  و  $H$  در شکل ۱۵-۳۳ تعریف شده اند.

$\gamma$  = وزن واحد حجم مصالح خاکریز

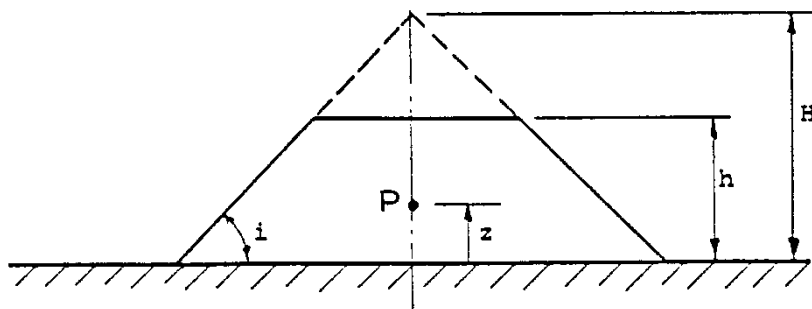
$E$  = مدول یانگ مصالح خاکریز

$z$  = ارتفاع نقطه مورد نظر

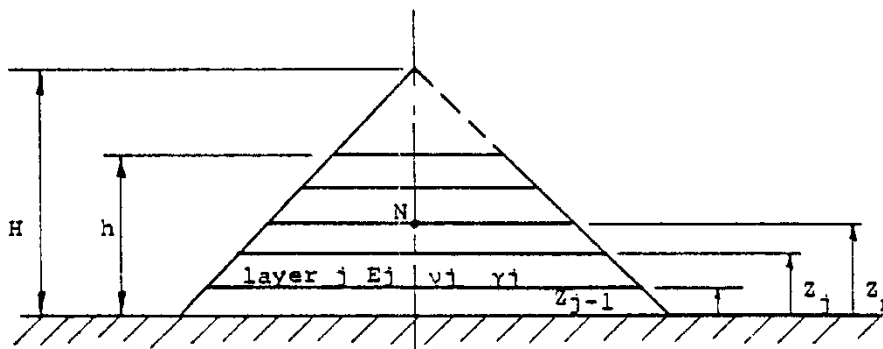
$h$  = ارتفاع خاکریز در مقطع مورد بررسی

$H$  = ارتفاع حداکثر خاکریز (در صورتی که خاکریز مثلی باشد)

$I$  = ضریب تاثیری که به ازاء مقادیر مشخص شیب شیروانی  $i$  و نسبت پواسون از جدول بدست می آید.



شکل ۱۵-۳۳: سد خاکی همگن



شکل ۱۵-۳۴: خاکریز لایه با تقسیم شده به لایه های متعدد

(ب) در صورتی که سد از لایه های با مصالح مختلف ساخته شده باشد، نشست یک لایه تک در نقطه ای مانند  $z$  در فاصله  $z_n$  بالاتر از کف خاکریز را به صورت تقریبی از رابطه زیر می توان محاسبه نمود:

$$\rho(z_n, h) = \sum_{j=1}^n \left[ I(z_j, h) - I(z_{j-1}, h) \right] \frac{\gamma_j H^2}{E_j} \quad (۸-۱۵)$$

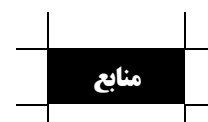
در این رابطه  $I(z_j, h)$  ضریب تاثیر جابجایی برای نقطه مورد نظر در بالای لایه  $J$  با ارتفاع  $z_j$  نسبت به کف خاکریز سد در اثر وزن سدی همگن به ارتفاع  $h$  و نسبت پواسون  $\nu_f$  می باشد (شکل ۱۵-۳۴).

در سدهای خاکی متشکل از مصالح درشت دانه از رابطه فوق می توان برای محاسبه نشست نهایی استفاده نمود ولی در سدهای رسی فشار منفذی زیادی در حین ساخت سد ایجاد می شود بنابراین در این حالت هم نشست اولیه و هم نشست تحکیمی وجود خواهد داشت.

نشست آبی  $\rho_i$  را می توان از طریق رابطه ۱۵-۷ با استفاده از  $E = E_u$ ،  $\nu = \nu_{ur}$  محاسبه نمود.

برای محاسبه نشست تحکیمی  $\rho_{CF}$  در ابتدا می توان فرض نمود که هیچ نشست تحکیمی در حین ساخت رخ نمی دهد. سپس نشست تحکیمی را می توان با محاسبه تفاضل نشست لایه تک  $\rho_{TF}$  با استفاده از  $E = E'$  و  $\nu = \nu'$  و نشست لایه تک  $\rho_i$  بدست آورد. بنابراین نشست تحکیمی مشاهده شده برابر خواهد بود با:

$$\nu_{CF} \left[ \frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] = \rho_{TF} \left[ \frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] - \rho_i \left[ \frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] \quad (۹-۱۵)$$



1. Aitchison, G., Ingles, O. and Wood, C. (1963) "Post Construction Deflocculation as a Contributory Factor in the Failure of Earth Dams", Proc. 4th Aust-NZ Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng., pp.275-279.
2. Aitchison, G. and Wood, C. (1965) "Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post Construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams", Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. II, pp. 442-446.
3. Ajaz, A. and Parry, R.H.G. (1975) "Stress-strain Behaviour of Two Compacted Clays in Tension and Compression", Géotechnique, Vol.25, No.3, pp.495-512.
4. Baker, H.W. Editor (1985) "Issues in Dam Grouting", Proceedings of Geotech. Eng. Div., ASCE Convention Denver, Colorado.
5. Bertram, G.E. (1940) "An Experimental Investigation of Protective Filters", Publications of the Graduate School of Engineering, Harvard University, No.267.
6. Bradbury, C.E. (1990) "Harris Dam Slurry Trench: Design and Construction", Australian Geomechanics, No.19, December, pp22-27.
7. Cedergren, A.R. (1967) *Seepage, Drainage and Flow Nets*, John Wiley & Sons, New York.
8. Desai, C.S. and Abel J.F. (1972) *Introduction to the Finite Element Method*, Van Nostrand Reinhold, New York.

9. Clough, R.W. and Woodward, R.J. (1967) "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.93, SM4, pp.529-549.
10. Desai, C.S. and Abel, J.F. (1972) *Introduction to the Finite Element Method*, Van Nostrand Reinhold, New York.
11. Emerson, W.W. (1967), "A Classification of Soil Aggregates Based on their Coherence in Water", *Aust. Jl. Soil Res.*, Vol. 5, pp. 47-57.
12. Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, A.A. Balkema, Rotterdam.
13. Hajnal, I., Marton, J. and Regele, Z. (1984) *Construction of Diaphragm Walls*, John Wiley and Sons, New York.
14. Houlsby, A.C. (1981) "Cement Grouting for Dams", *Australian Geomechanics*, No.3, pp.49-54.
15. ICOLD Bulletin 51 (1985). "Filling Materials for Watertight Cut off Walls", Paris.
16. Kassiff, G. and Henkin, E. (1967) Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Vol.I, p. 13.
17. Khor, C.H. and Woo, H.K. (1989) "Investigation of Crushed Rock Filters for Dam Embankment", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.115, No.3, pp.399-412.
18. Kulhawy, F.H. (1977) "Embankments and Excavations", Chapter 16 of *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Editors Desai, C.S. and Christian, J.T., McGraw-Hill, New York.
19. Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M. (1972) "Stresses and Movements in Oroville Dam", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.98, SM1, pp.139-166.
20. Lefebure, G., Duncan, J.M. and Wilson, E.L. (1973) "Three Dimensional Finite Element Analyses of Dams", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.99, SM7, pp.495-507.
21. Leonards, G.A. and Narain, J. (1963) "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.89, SM2, pp.47-98.
22. Marsal, R.J. (1977) – Organiser of Specialty Session 8 – Deformation of Earth/Rockfill Dams", Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Tokyo), Vol.3, pp.525-536.
23. McDonald, L.A., Stone, P.C. and Ingles, O.G. (1981) "Practical Treatments for Dams in Dispersive Soil", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, pp.355-360.
24. Moore, P.J. and Hor, A.Y.T. (1984) "Cracking Behaviour of Compacted Clay", Proc. Fourth Aust.-N.Z. Conf. on Geomechs., Perth, pp.569-573.
25. Naylor, D.J., Maranha das Neves, E., Mattar, D. and Veiga Pinto, A.A. (1986) "Prediction of Construction Performance of Beliche Dam", *Géotechnique*, Vol.36, No.3, pp.359-376.
26. Paré, J.J., Verma, N.S., Keira, H.M.S. and McConnell, A.D. (1984) "Stress-deformation Predictions for the LG4 Main Dam", *Canadian Geotech. Jl.*, Vol.21, pp.213-222.
27. Potulski, B.C. (1990) "Harris Dam Slurry Trench: Slurry Mix Design", *Australian Geomechanics*, No.19, December, pp.28-32.
28. Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L. (1972a) "Piping in Earth Dams of Dispersive Clay", Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures held at Perdue University, ASCE Publication, Vol. I, Part I, pp. 589-626.
29. Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L. (1972b) "Hydraulic Fracturing in Low Dams of Dispersive Clay", Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, held at Perdue University, ASCE Publication, Vol. I, Part I, pp. 653-689.
30. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S. and Steele, E.F. (1976a) "Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils", *Jl. Geotech. Eng. Div., Vol. 102, GT1*, pp. 69-85.
31. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. and Decker, R.S. (1976b) "Identification and Nature of Dispersive Soils", *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.102, GT4, pp.287-301.
32. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., and Talbot, J.R. (1984a) "Basic Properties of Sand and Gravel Filters", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.110, No.6, pp.684-700.
33. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., and Talbot, J.R. (1984b) "Filters for Silts and Clays", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.110, No.6, pp.701-718.
34. Sherard, J.L. and Dunnigan, L.P. (1989) "Critical Filters for Impervious Soils", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.115, No.7, pp.927-947.
35. Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1967) *Earth and Earth Rock Dams*, John Wiley and Sons, New York.
36. U. S. Army Corps of Engineers (1955) "Drainage and Erosion Control—Subsurface Drainage Facilities for Airfields", Part XIII, Chap.2, Engineering Manual, Military Construction, Washington, D.C., p15.
37. Vaughan, P.R. and Soares, H.F. (1982) "Design of Filters for Clay Cores of Dams", *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.108, GT1, pp.17-31.
38. Xanthakos, P.P. (1979) *Slurry Walls*, McGraw Hill.
39. Zienkiewicz, O.C. (1977) *The Finite Element Method*, 3rd. Ed., McGraw-Hill, Maidenhead, U.K.

