

سرفصل درس :

- 1- کلیات و تعاریف
 - اسل من فرج سد ها
 - تاریخچه اداری سد ها و سنگفرزه دار
 - نوع ساختمان ها
- 2- اسل تراوش در سد ها خانه
- 3- روش های کنترل تراوش از بدنه سد
- 4- روش های کنترل تراوش از پی سد
- 5- پایداری سد ها خانه
 - 5-1- مقاومت بدنه سد ها در برابر لغزش و برش
 - 5-2- فشار آ - جنوای در سد ها خانه
 - 5-3- روش های مختلف پایداری
 - 5-4- پایداری سد ها خانه و سنگفرزه دار در برابر زلزله
- 6- روش های اجرایی و آزمایشات برجا
- 7- رفتار نفاری و آب ریزی
- 8- نمونه های از سد های موفق و ناموفق
- 9- پروژه های

از سبب -
- وای آرم
- وای
Term paper -

نکات مهم برای ساخت

(Soil mechanic Engineering in practice Terzaghi & Peck)

مراجع :

- 1- اسل طراحی سد ها خانه - سید حسن حائری (۱۳۴۳)
- 2- Earth & Rockfill Dams - Singh & Sharma
- 3- Earth & Earth/Rock Dams - Skerand
- 4- Seepage, Drainage & Flownet - Cedergren
- 5- Embankment Dam Engineering, Cassagrande volume - polous and -
Hirshfeld

فصل Drainage این را
cedergren نوشته است در ضمنی باشد

وزن (در دریا و با وزن متوسط و کم خازن می آید)

انواع سد ها :

1- سد های خاکی (متعلق به مصالح ساختمانی سنگین) (بندری (شماره 1) توسط

وزن سد متحمل می شود.

(در دریا و خازن می آید)

1-2 : سد های توپسی (پستی)



سد توپسی هم دریا و هم در قطع توپس دارد (عمیق ترین دریا هم است)

1-2 RCC (Roller compacted concrete)

لایه آهسته با وید عورت بالا به بافت سنگین می شود

1-3 : پایه دار

ساخت سد های متعلق است (مانند این فول پین در زیر) (سیستم اغزان آب

نمونه : سد های خاکی نیاز به پی مناسب دارد، معمولاً نیاز به مصالح خارج از ای دارد.

سد ها انواع فنی : تغییرات در نوع پی قابل اجرا است.

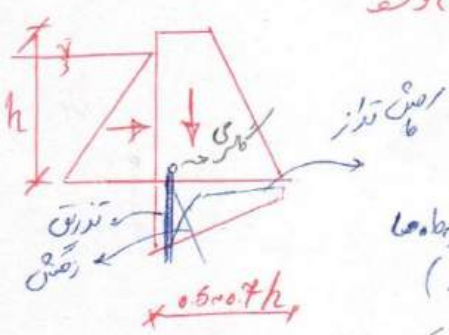
(در دریا و با وید متوسط و کم خازن می آید)

- سد های خاکی (Earth Dam)

- سد های سنگریزه ای (Rock-Fill Dam)

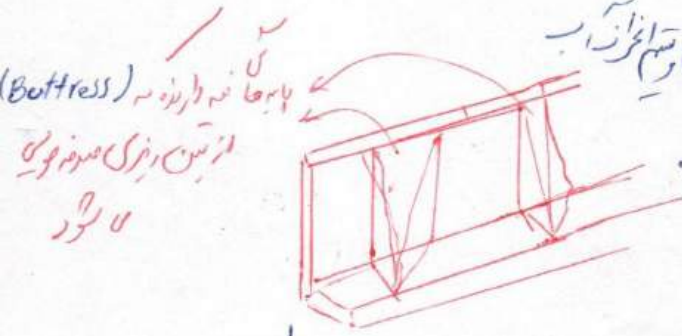
- سد های خشتی (Embankment Rock-Fill Dam)

نکات :



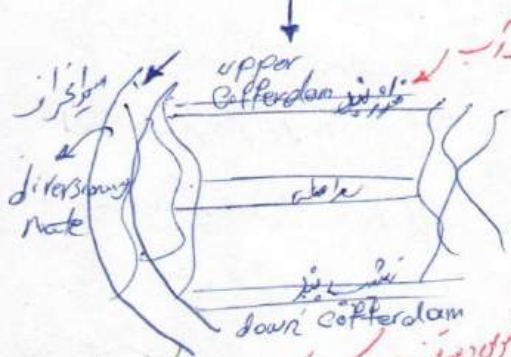
سد تر سیاه تپه - سنگریزه

Concrete Face Rock-Fill Dam (CFRD)

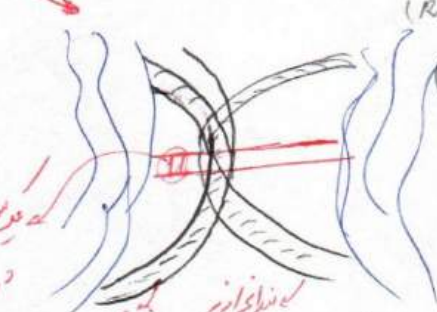


(Buttress)

پایه ها تپه دارند به (Buttress) از بتن در زیر سد می شود

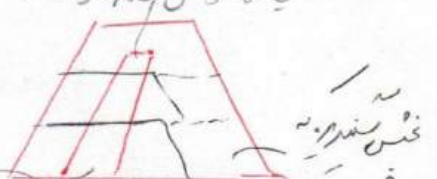


در سد های خاکی و سنگریزه ای ایجاد می کنند (در پایین دریا هم آب آن می رسد) (current می روند)



لایه آهسته با وید متوسط و کم خازن می آید

1-4 : سد های خاکی (Earth Dam)



سد های خاکی و سنگریزه ای (Earth Dam)

موانع سد های خاکی در برابر خطرات نیست به سد های خاکی از آن تر هستند اما در این باره در آتش می زن هزینه ساخت سد های خاکی از آن تر هستند. همچنان مثال ای را اغزان ها در سد های با ارتفاع مناسب هزینه را افزایش می دهد

- در سد های خاکی و سنگریزه ای تپه های بزرگ می شود - استفاده شود در سد های خاکی و سنگریزه ای با وید متوسط و کم خازن می آید

stage Construction

سد های خاکی و سنگریزه ای

سد های خاکی و سنگریزه ای

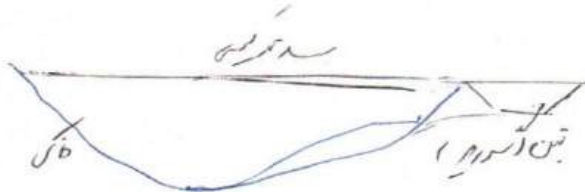
حیثی سیستم اغزان سد های خاکی و سنگریزه ای آن و سیستم اغزان آب سد ها خازن می آید (باز در زیر سد ها سیستم اغزان می شود و در زیر سد ها و در زیر سد ها) (در سد های خاکی و سنگریزه ای تپه های بزرگ می شود) (در سد های خاکی و سنگریزه ای تپه های بزرگ می شود)

$$-\frac{2}{H} \leq 2.5 \rightarrow$$
$$- \frac{2}{H} \gamma_4 \rightarrow$$

34

نبرد ۱ خواجه - صلاح - نبرد ۲ نبرد ۳

باید از سد خاص یا غیر استقاره نمود. این کار را می توان در زمان زلزله و قوت زیاد دریا در پی برد



* اگرچه در برخی موارد خاص و خاصه در سازه های بتنی با احتمال خرابی می باشد.
هفتین درصد از اختلال (piping) در سازه های بتنی وجود دارد که در سازه های بتنی می باشد.

علی خاں سردار

۱- نسبت برش σ (over) 30%

2- نرسائی (piping) ← سستہ سٹین رائے ہائیڈروکارب

3- نفوس شیدانی های سد خاکی 15/1 (Slip)

4- نشستن از مسند انتقال آب داخل (الوجه الثاني) 137.

5- خرابی در پوسل تنوع مانده با بارست 5/1 راحه ها

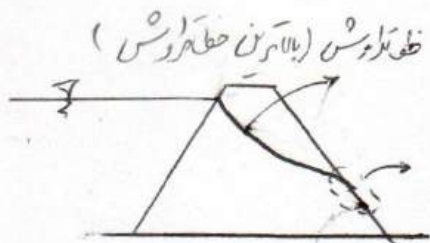
6- ریل متفرقہ 7/

7/5 7-10

برای جلوگیری از سبزشدن (Overtopping Consideration)

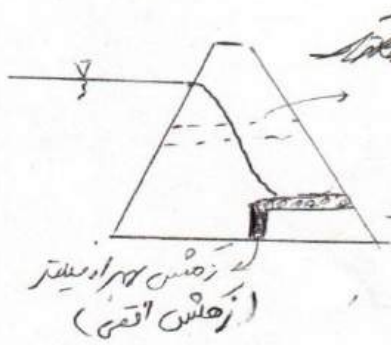
۱۰۰
 حیدر دوداری باید فایده و مراضی شود. هر قدر از سر فایده
 ۱۰۱
 حیدر دوداری به فواید و مراضی های هر یک از این مع
 صورت پذیرد، اقبال خواجه محمود در مصدق های خاص و غیر خاص
 میل را با PAF یا سیلاب ۱۰۰ اعتبار دارد در دوداری سرور.

چون نسبت اکثر به مد که میگویند است هستند
باید از نظر گذشته بودند و در ارتفاع آزار میانی بودند



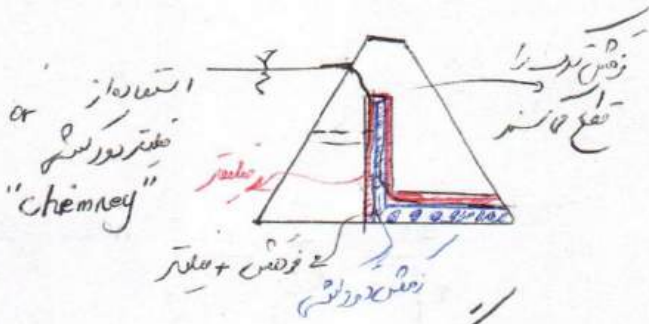
بالای ترازو
دانه‌ها خالی شده

باید خط ترازو را
را با یک خط عمود

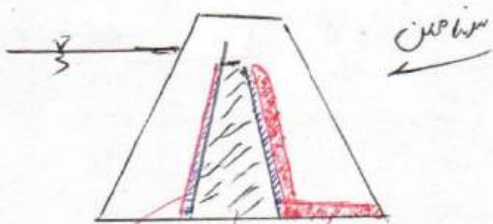


فرمان راجع به (Piping)
عدم قطع نکرد
خط ترازو نباید با یک خط عمود را
ضعیف نکرد این کار باید زودتر
مادر در نظر گرفته شود

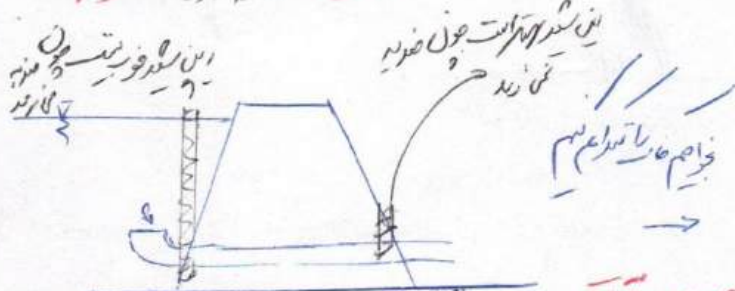
نوعه به ترازو در خاک چسبیده آفتان می‌افتد



نقشه ترازو
نقشه ترازو

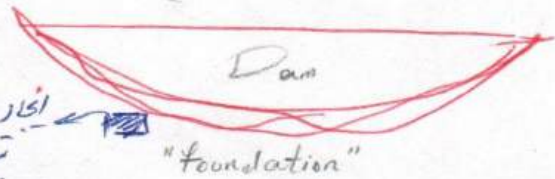


نقشه ترازو
نقشه ترازو



Valve ها با ترازو در پایین دست باشند

اختلاف نقشه ترازو و نقشه آفتان



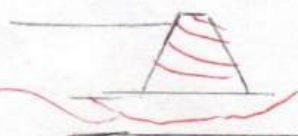
اجار ترازو یا پل
تین ترازو یا پل

حق بدخیر می‌کند ترازو یا پل
گنبد است مسیرهای ترازو را ایستاده و ریزه

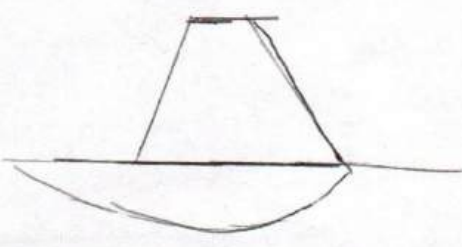
نقد و بررسی ترازوهای مذکور :
پایین کار ترازو ریزه و ریزه می‌کند
ترازوهای مذکور

ترازوهای مذکور باید در برابر ریزه ترازو

این ترازو ترازوهای مذکور

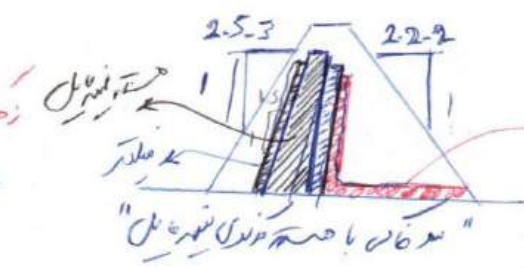
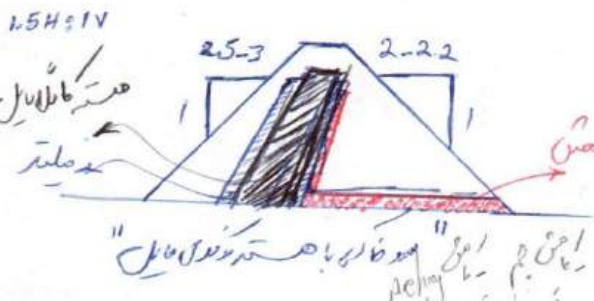
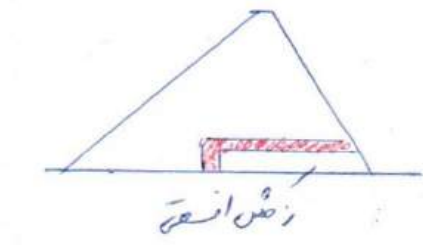
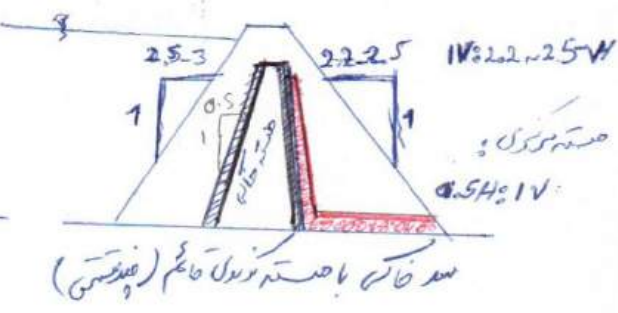
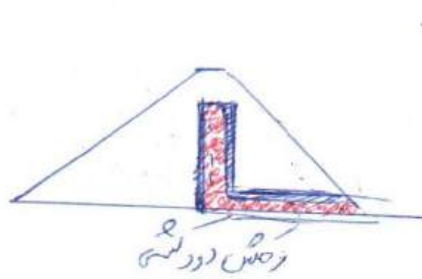
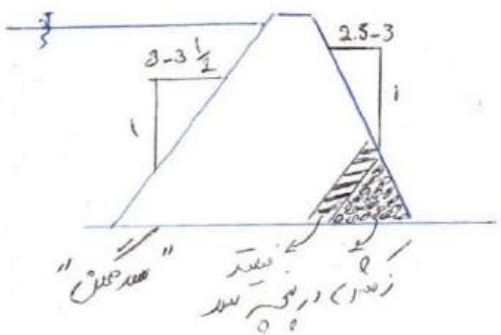


ترازوهای مذکور
ترازوهای مذکور

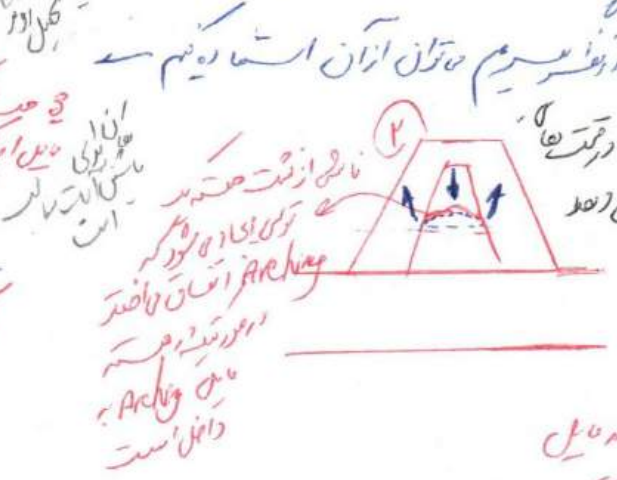
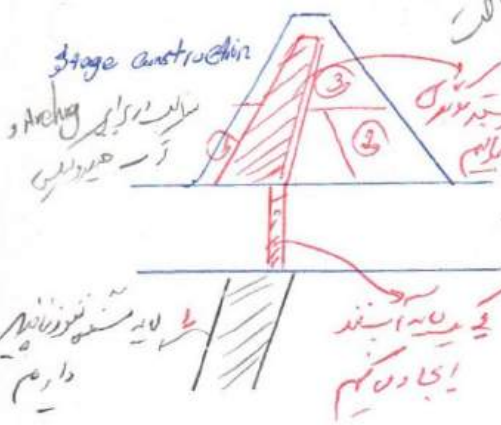


ترازوهای مذکور
ترازوهای مذکور

مختصات محور مواضع و سطر بندی :
 - در تراز من یا باجه من باشند
 - مقطع دوزخه ای را نیز تقسیم (Trapezoidal)
 - سبب بالاست میسر از این است (نیت به راستی قائم)
 - تکرار آن با بدنه ای خارج آن را تکرار کنیم



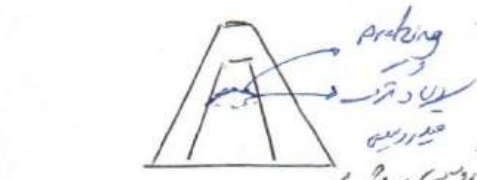
مختصات منیل
 1.5H:1V



مختصات منیل
 1.5H:1V

نظیر آن که در این باره باید بیشتر بدانیم

مختصات منیل
 1.5H:1V



مختصات منیل
 1.5H:1V

نظیر آن که در این باره باید بیشتر بدانیم

مختصات منیل
 1.5H:1V



نست: بهر درخت با نواختن Arching در سطح لوله نیست و جود دارد.
بدان ترسیده بوسیله نیست تهدیداتی قابل درنگ نیست است به باید مسائل فنی اقتصاد در آن کاغذ شود.

در پیچش سیب تعلق مستقیم توصیف موارد زیر است:

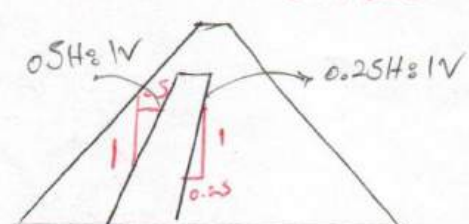
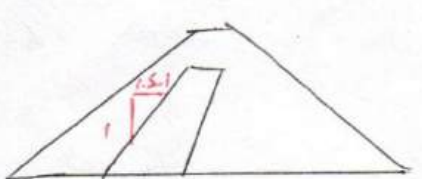
- 1- اینگونه هم از فشار بایستی و هم تراوش
- 2- اقتصاد شامل:
 - تراوش شود
 - تراوش در سطح باید در نظر گرفته شود (قابلیت سترش به سطح جانب و...)
 - مشکلات مربوط به پوشش ها
 - در برخی موارد ممکن است فایده‌های اقتصادی داشته باشند
 - خواه اخراج موقت آب
 - سرراخی

نیازهای اساسی طرح:

- 1- تعبیه کانال باید در تمام سطوح بایستی (عین معیات ساختمان، پایان معیات ساخت و عین بهره‌برداری، در سطوح انتهای سطح آب در سطوح زیرین) باید پایداری باشد.
- 2- کانال‌های سد نباید تقسیم بیش از ظرفیت باربری چه بدان وارد شوند.
- 3- تراوش از طریق بدنه و پس سد و تکیه‌ها باید تسکین شده باشند تا از ناایستایی داخلی و آب برداشته‌ها و خاک جوی‌ها نباید.
- 4- ارتفاع آزاد سد باید به حد کافی باشد تا از سیر شدن آب از روی سد جلوگیری بعمل آید. (بهره‌دهی و توجیه‌ها)
- 5- خصوصیات سرریزها و مسیرهای انتقال آب باید به اندازه‌ای کافی باشد تا از سیر شدن آب از روی سد جلوگیری بعمل آید.

شرایط مرزی:

مب‌های مایل مستوی مرزی قائم و مایل و صورت نمودار باشد



(ادارهای اراضی ایستاست شده)
United States Bureau of Reclamation

عرض تابع سد:

$$B = \frac{5}{3} \sqrt{H}$$

$$B = 1.104 \sqrt{H + 0.95}$$

USBR -

دسترسی‌های اریا:

$$B = \frac{H}{3} + 3$$

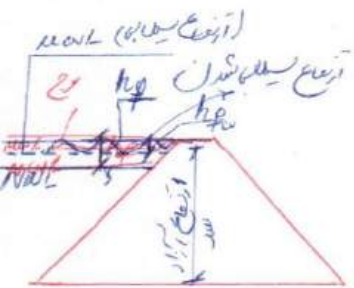
$$B = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3$$

استاندارد سوارز
رایج

$$ICOLD : \text{ برای سد خاکی } B = 1.65(H+1.5)^{1/3}$$

$$B = 0.55 \sqrt{H} + 0.2H$$

30 متر



200

100

40

50

30

18

18

11

10

8

عرض آج سد

مرداب

ارتفاع سد

ارتفاع آزار سد :

ارتفاع بوج :

7.2H برای نشست

رابطه Molitor-Sternson

سرعت باد
مطلوب در دریای

$$h_w = 0.032 \sqrt{F \cdot V} + 0.463 - 0.241 \sqrt{F}$$

$F < 33 \text{ km}$

11H در شرایط نرمه

$$h_w = 0.032 \sqrt{F \cdot V}$$

$F > 32 \text{ km}$

ارتفاع موج بیداد

ارتفاع سبب صاف نمایی

$$h_p = 1.5 h_w$$

✓ آرایش سبب صاف باشد باید 25 تا 50 درصد اضافه شود

$$h_p = (NWL) + h_s + h_w$$

(در سدهای خاکی و سنگریزه‌ای و بتن‌ریزی شده)

محدودیت مهم برای حفاظت سبب بلادرست : مثل برخورد بوج رستنی دانه‌ها

این تمهیدات Riprap گندنه شنیدنی یا سنگ چینی شوند. تقریباً سنگریزه‌ها از رال 100 میلی‌متر بزرگتر باشند.

$$d_m = 2.33 h_w \frac{\delta_w}{\delta - \delta_w} \cdot \frac{\sqrt{1+S}}{S(S+2)}$$

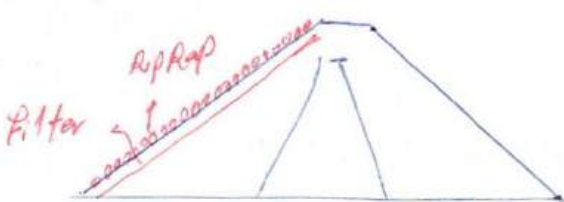
$$\Rightarrow d_{av} = \frac{d_m}{0.85}$$

$$W_{av} = \frac{\pi}{6} (d_{av})^3 \cdot L$$

وزن تقریبی
سنگ چینی
آرسته 0.54
میشود 0.8

در زیر Riprap باید فیلتر (ریز خنثی) مناسب بچسباند

تا از رستن مصالح پوسته‌ها بر بوج اهرام جلوگیری کنند



* شرارد (Sherard)

میانگین ارتفاع برج
0.6 m

مقادیر متوسط مقیاس (D₅₀)
25 cm

میزانیت لایه Rip Rap
30 cm

45	30	0.6 - 1.2
60	34.5	1.2 - 1.8
45	45	1.8 - 2.4
90	52.5	2.4 - 3

* رابطه Tomas :

"حالت آب در خاک تراوش می مانند"
تراوش در سدها خاصه :

$t = 0.3 + 0.0045 H_w$
تأخیر آب مخزن سد

مقادیر میانیت Rip Rap

Seepage, Drainage and Flownet, Cooldergen (perfect)

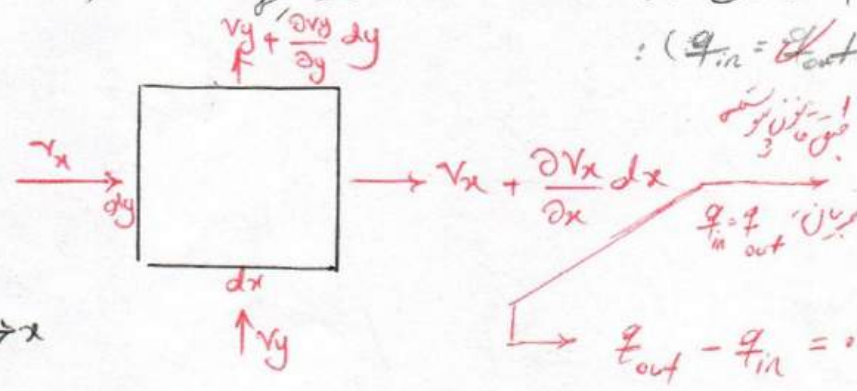
در این حالت جریان در سطح آرام (Laminar) می باشد بنابراین قانون داری Darcy در آن صادق می باشد.

قانون داری : $v = K \cdot i$
سرعت
میانگین
سرعت تراوش

در مجموع $Q = K i A = v A$

هم آب عبوری $V = Q = q t = k i A t$

اصل پایستگی جرم : در مجموع برابر با ده خروج $(q_{in} = q_{out})$:



$q_{in} = K_x \frac{\partial h}{\partial x} dy + K_y \frac{\partial h}{\partial y} dx$
 $q_{out} = (K_x + \frac{\partial K_x}{\partial x} dx) \frac{\partial h}{\partial x} dy + (K_y + \frac{\partial K_y}{\partial y} dy) \frac{\partial h}{\partial y} dx$

$q_{out} - q_{in} = 0$

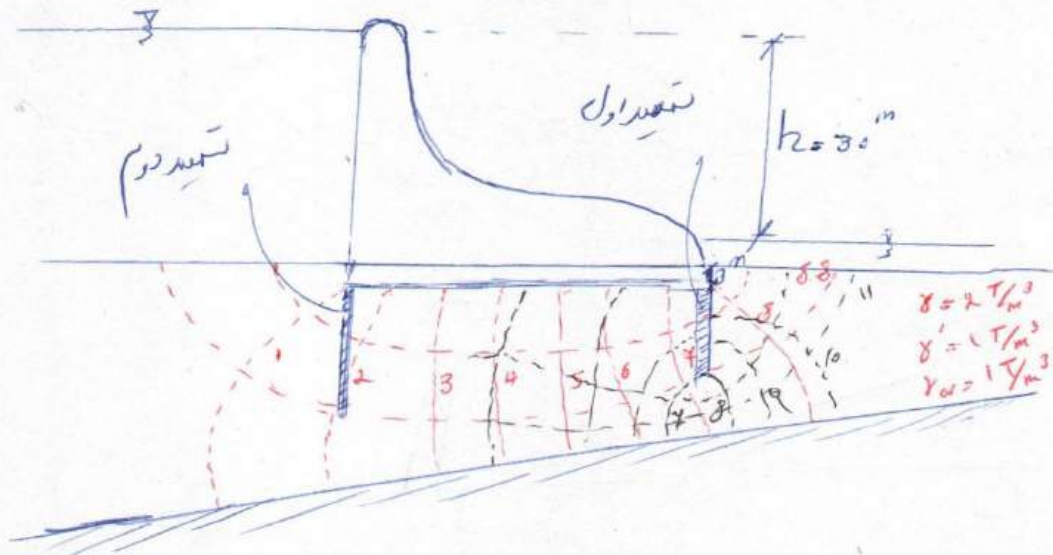
$v_x dy + v_y dx = \left((v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx \right)$
 $\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy = 0$
 $\rightarrow \frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial h}{\partial y}) = 0$

$\rightarrow \frac{\partial K_x}{\partial x} \frac{\partial h}{\partial x} dy dx + \frac{\partial K_y}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} dx dy = 0$

$\frac{\partial K_x}{\partial x} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial K_y}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \rightarrow \frac{\partial^2 K_x h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 K_y h}{\partial y^2} = 0 \quad (2D)$

یا $\nabla^2 h = 0$
or $\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} = 0$

$(3D) \quad K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$
 $\nabla^2 h = 0$



$$\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{30}{8.8} = 3.4$$

$$i_s = \frac{0.80 \Delta h}{8} = \frac{0.8 \times 3.4}{8} = 0.34$$

$$F.S. = \frac{i_c}{i_s} = \frac{1}{0.34} \approx 2.94$$

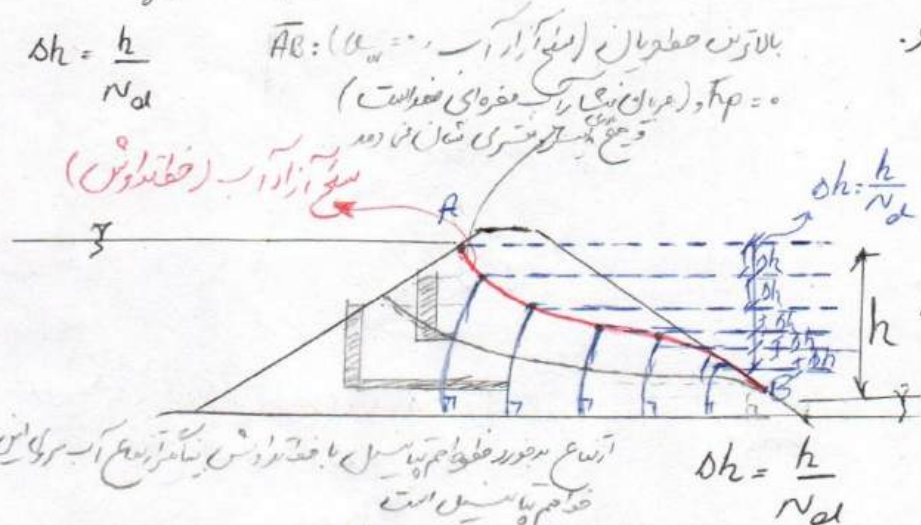
رابطه این است که در سبیل آب داریم

$$\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{30}{8.8} = 3.4$$

$$i_s = \frac{h}{2.5} = \frac{3.4}{2.5} = 1.36$$

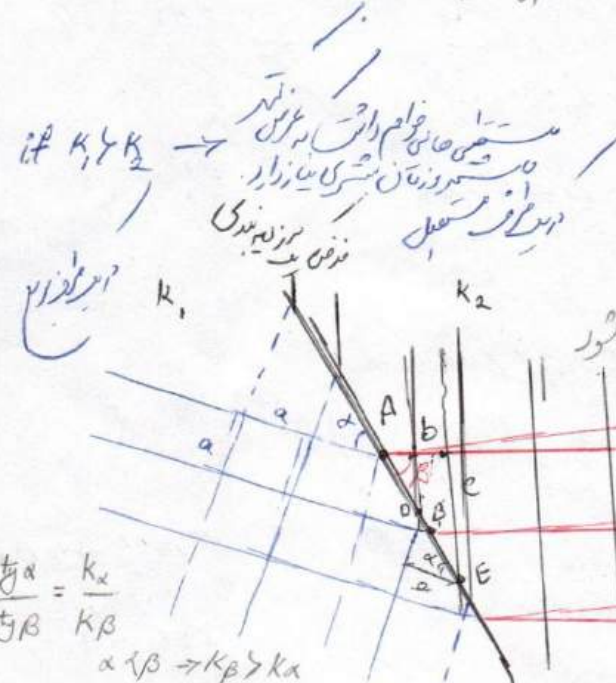
$$F.S. = \frac{i_c}{i_s} = \frac{1}{1.36} \approx 0.73$$

تعیین سبیل در سطح است (تعیین سبیل در سطح)



نقطه: در سطح خاص سبیل آب در سطح سبیل (اینه بالاترین خط جریان در سطح سبیل) جریان آب در داخل سد خاص

خط تداوم در سطح خاص (بالاترین خط جریان) برای وین در سطح با نفوذپذیری کم (فقط در سطح) برای خط تداوم باید این خاصیت داشته باشد



جریان آب در بین سدها غیر یکنواخت است: جریان در سبیل در سطح خاص است: ارتفاع خط تداوم باید در سطح خاص باشد: ارتفاع خط تداوم باید در سطح خاص باشد: ارتفاع خط تداوم باید در سطح خاص باشد

$$\overline{AB} = \frac{a}{\sin \alpha} = \frac{c}{\sin \beta} \quad ; \quad c = \frac{a \sin \beta}{\sin \alpha}$$

$$\overline{DE} = \frac{a}{\cos \alpha} = \frac{b}{\cos \beta} \quad ; \quad b = \frac{a \cos \beta}{\cos \alpha}$$

$$\frac{c}{b} = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}$$

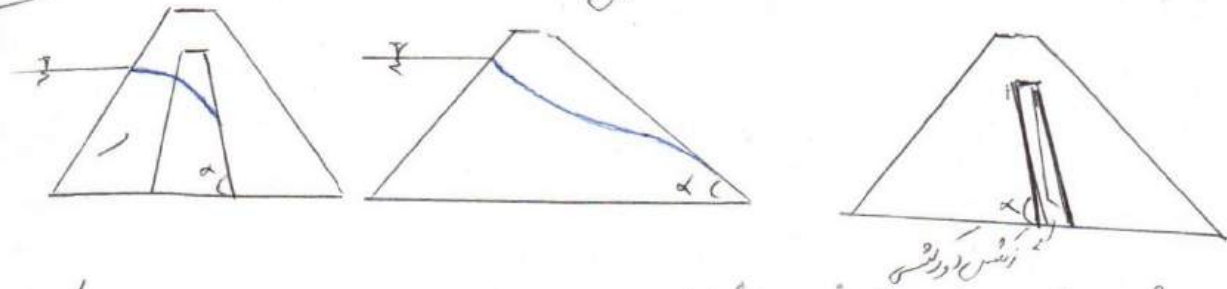
$$\Delta q = k_1 \frac{\Delta h}{a} = k_2 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{b} \rightarrow \frac{k_1}{k_2} = \frac{c}{b}$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}$$

شرایط برای خروج آب از بند سد ها خاص است: حالتی که در آن خروج آب زاویه ای بین ۹۰ تا ۱۸۰ درجه باشد

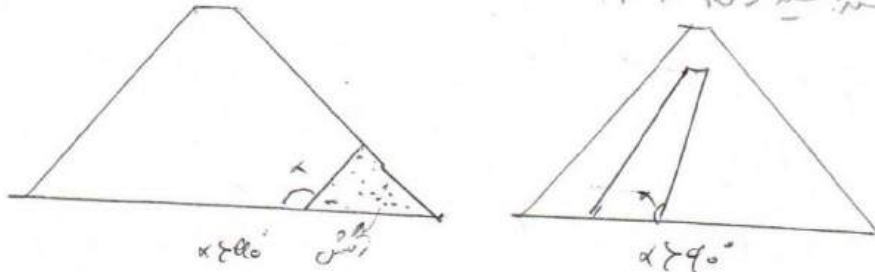
الف: سبب پاشش است در نقطه خروج آب زاویه ای کمتر از ۹۰ درجه باشد (۱۸۰ تا ۹۰)
 "من خروج آب به جوی ها و رود ها کمتر از ۹۰ درجه باشد"

۱۸۰ تا ۹۰ درجه



۱۸۰ تا ۹۰

ب: من خروج آب زاویه ای بین ۹۰ درجه باشد (۱۸۰ تا ۹۰)

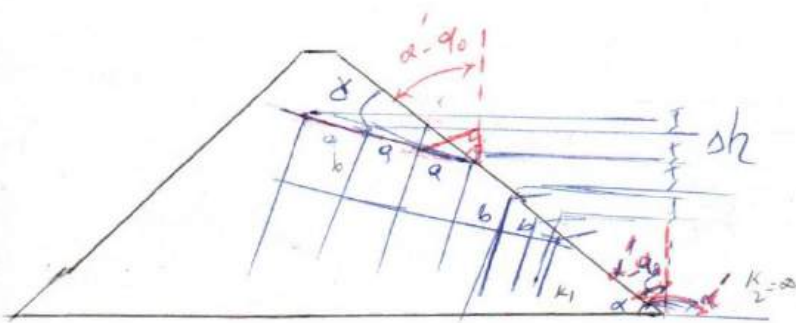


$$sh = a \cos(\delta + \alpha' - 90^\circ)$$

$$sh = \frac{b}{\cos \delta} \cos(\alpha' - 90^\circ)$$

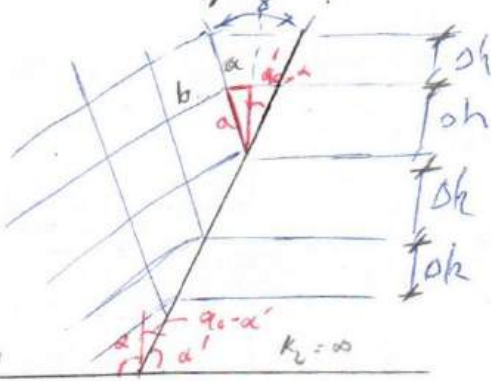
$$a = b \leftarrow \text{باید}$$

باید ۱۸۰ تا ۹۰ درجه این رابطه تنها برای ۹۰ درجه است
 یعنی در نقطه خروج، فقط جریان در یک خط است



$$\cos(\delta + \alpha' - 90^\circ) = \frac{\cos(\alpha' - 90^\circ)}{\cos \delta} \rightarrow \frac{\cos(\delta + \alpha' - 90^\circ)}{\cos(\alpha' - 90^\circ)} = \frac{1}{\cos \delta} \xrightarrow{\text{تغییر اعداد}} \delta = 0, \alpha' = 90^\circ$$

ب: سبب پاشش است در نقطه خروج آب زاویه ای بیشتر از ۹۰ درجه باشد (۱۸۰ تا ۹۰)



$$a = b \leftarrow \text{باید}$$

$$sh = a \cos(\delta - (90 - \alpha'))$$

$$sh = \frac{b}{\cos \delta} \cos(90 - \alpha')$$

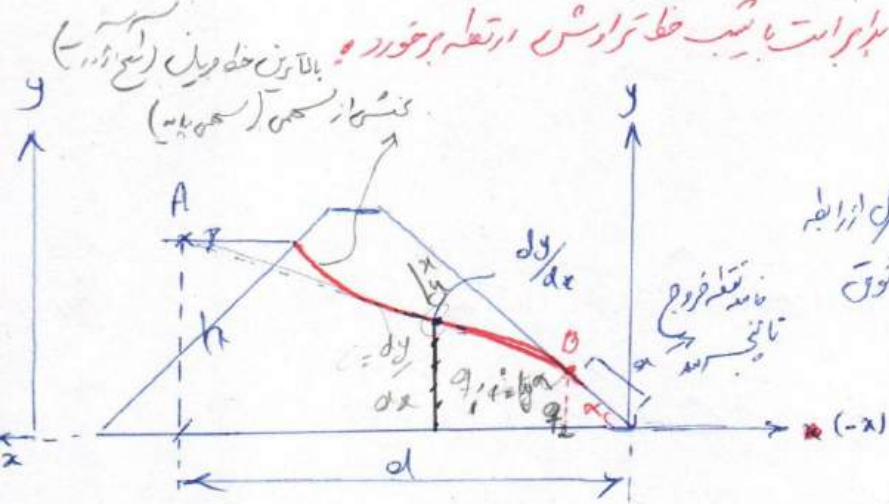
$$\cos(\delta - (90 - \alpha')) = \frac{\cos(90 - \alpha')}{\cos \delta} \rightarrow \text{باید } 90 \text{ تا } 180 \text{ درجه است} \rightarrow \delta = 90 - \alpha'$$

در نقطه خروج و در آن باید یک خط عمود بر تقاطع خروج باشد - باید ۹۰ تا ۱۸۰ درجه باشد یعنی این است که در نقطه خروج باید در تقاطع یک خط عمود باشد

این خط را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

چون آب در هر دو طرف مانده است

این را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت
 در هر دو طرف مانده است
 در هر دو طرف مانده است



$$q = kA i = k \frac{dy}{dx} y x$$

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

$$q x = \frac{1}{2} k y^2 + C$$

if $x=d$
 $y=h$

$$q d = \frac{1}{2} k h^2 + C \quad C = q d - \frac{k h^2}{2}$$

$$q x = \frac{1}{2} (y^2 - h^2) + q d$$

$$q (d-x) = \frac{k}{2} (h^2 - y^2)$$

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

$$x_B = a \cos \alpha$$

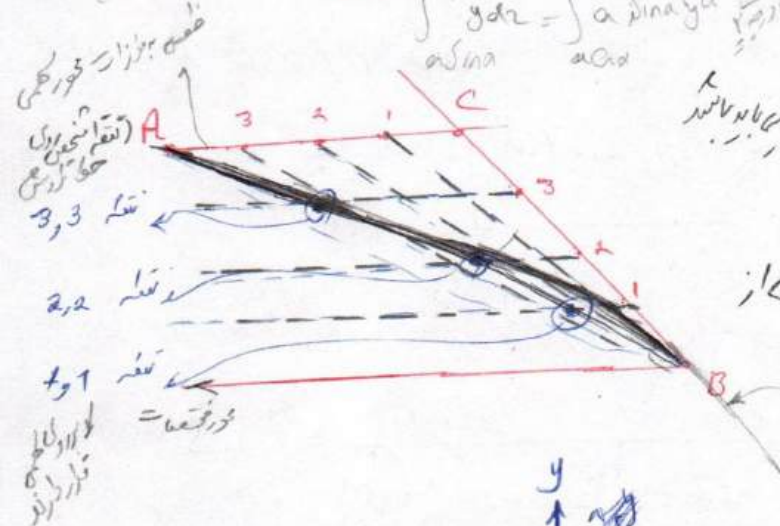
$$y_B = a \sin \alpha$$

$$q (d - a \cos \alpha) = \frac{1}{2} (h^2 - a^2 \sin^2 \alpha)$$

$$q = k i A = k \frac{dy}{dx} y = k a \sin \alpha (\sin \alpha)$$

$$\int_h^y y dy = \int_{a \cos \alpha}^d a \sin \alpha dy$$

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} = \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

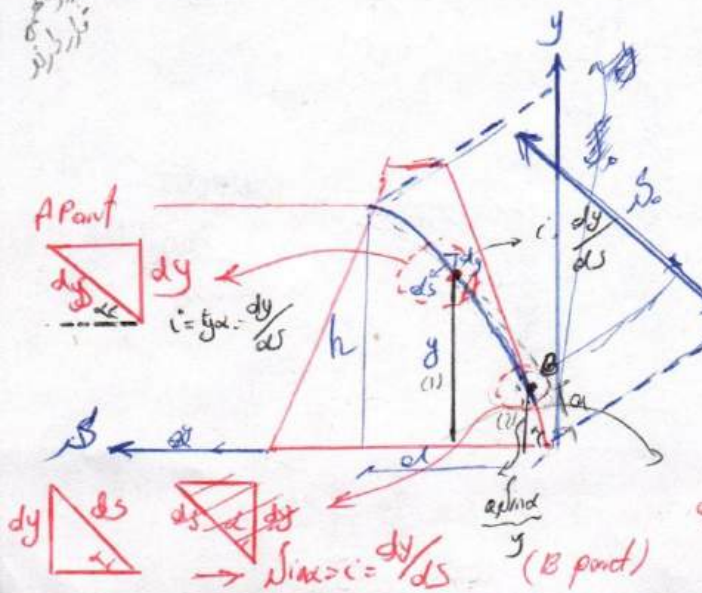


این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت



$$q = k \frac{dy}{ds} y$$

$$q_B = k \frac{dy}{ds} a \sin \alpha$$

$$q_B = k a \sin^2 \alpha$$

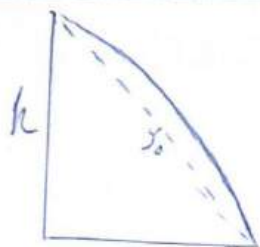
$$q s = k \frac{y^2}{2} + C$$

$$\frac{dy}{ds} = \sin \alpha = i$$

این رابطه را می توان به عنوان خط تقاطع در نظر گرفت

$$q_1 = q_2 \rightarrow k \frac{dy}{ds} y = k a \sin \alpha \sin \alpha = k a \sin^2 \alpha$$

$$\int_h^y y dy = a \sin^2 \alpha \int_{a \cos \alpha}^d ds$$



$$s_0 = \sqrt{d^2 + h^2}$$

$$y = a \sin \alpha$$

$$y = h$$

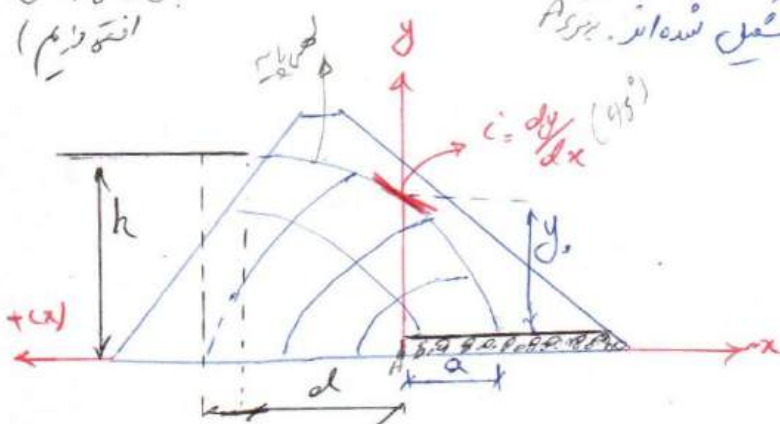
$$\frac{1}{2} (h - a^2 \sin^2 \alpha) = a \sin \alpha (s_0 - a)$$

$$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

تقریباً

ج- روش کوزن (Kozen): حالت خروجی آب از بدنه سد در شرایط رطوبت افقی ($\alpha = 180^\circ$)

خطوط جریان در بدنه سد به صورت منحنی در نظر گرفته می شود.



$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

$$\text{if } x=0 \Rightarrow y=y_0$$

$$\text{if } y=0 \Rightarrow x=a \Rightarrow a = \frac{-y_0^2}{2y_0} = -\frac{y_0^2}{2}$$

$$d = \frac{h^2 - y_0^2}{2y_0}$$

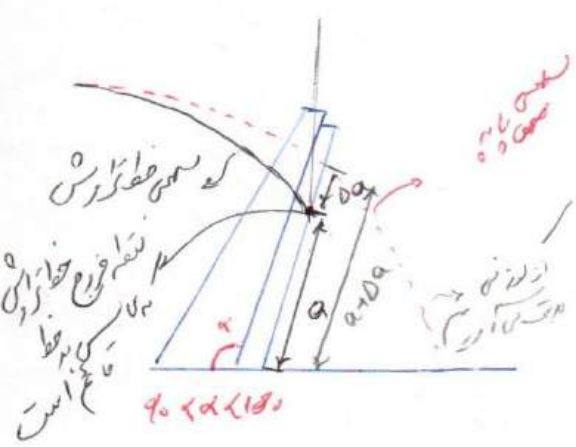
$$y_0^2 + 2dy_0 - h^2 = 0$$

$$y_0 = -d \pm \sqrt{d^2 + h^2}$$

$$a = \frac{-y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$$

برای بدست آوردن ریزه خواریم داشت:

$$q = KiR = k \frac{dy}{dx} y_0 \xrightarrow{\frac{dy}{dx} = 1} q = k(1)y_0 = 2ka$$



در حالت تقریبی برای رطوبت افقی (90° < alpha < 180°):

alpha	30	60	90	120	150	180
-------	----	----	----	-----	-----	-----

$c = \frac{5a}{a+5a}$	0.36	0.32	0.26	0.18	0.1	0
-----------------------	------	------	------	------	-----	---

با افزایش alpha، c کاهش می یابد.

$$\frac{5a}{a+5a} = ka \Rightarrow 5a = (a+5a)k$$

$$5a = ka \Rightarrow k = 5$$

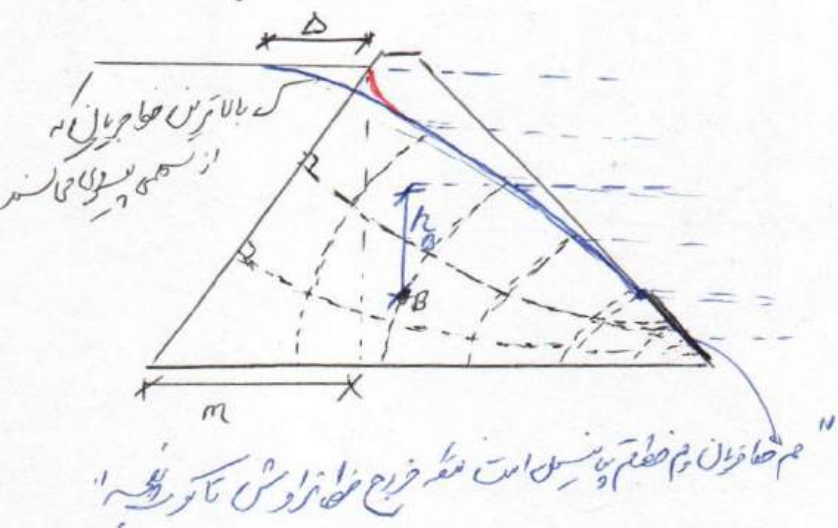
آیا در بدنه سد ریزه خوار است؟
3- اگر از روش کوزن استفاده شود.

* ابتدا روش کوزن (alpha = 180°) محاسبه می شود و سپس با داشتن alpha از جدول c استفاده می شود. در نهایت با استفاده از روش کوزن، ریزه خوار است یا نه مشخص می شود.

$$D = (\frac{1}{3} - \frac{1}{4})m \leq 0.3m$$

$$q = K i \alpha = K h \frac{N_F}{N_d}$$

در این سیستم سبب جریان بر روی از این نوع
تعیین کنیم.

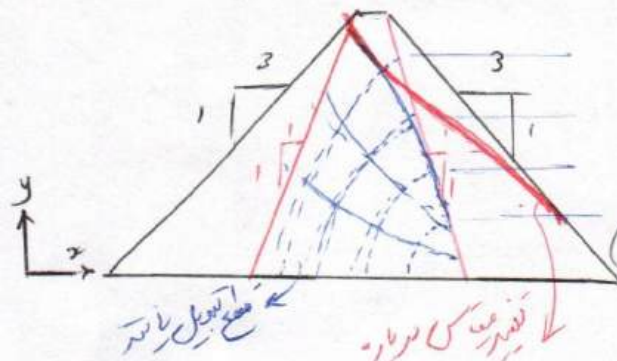


جریان در خاکهای غیر یکنواخت در جهات مختلف با غیر ایند و در پ (خاکهای ناهمگن) :

نقشه: جریان آب در خاکهای ناهمگن با غیر ایند و در پ (خاکهای ناهمگن) است و این نوع جریان را می توانیم به دو دسته تقسیم کنیم: 1- جریان آب در خاکهای ناهمگن با غیر ایند و در پ (خاکهای ناهمگن) است و این نوع جریان را می توانیم به دو دسته تقسیم کنیم: 2- جریان آب در خاکهای ناهمگن با غیر ایند و در پ (خاکهای ناهمگن) است و این نوع جریان را می توانیم به دو دسته تقسیم کنیم.

$$\frac{\partial K_x h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial K_y h^2}{\partial y^2} = 0 \rightarrow K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (K_x \neq K_y)$$

$$\text{تغییر} \quad X = x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \rightarrow \left(\frac{K_y}{K_x}\right) \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$



$$K_x = 9K_y \rightarrow X = \sqrt{\frac{K_y}{9K_y}} x = \frac{1}{3} x$$

تبدیل متغیر (تغییر) تمام در یک سبب جریان را برای متغیر جدیدترسیم کنیم
پس خطوط دین را در برابر چشم در این حالت در خطوط بریم نمائیم (X).

$$B = K h \frac{N_F}{N_d} = \sqrt{K_x K_y} h \frac{N_F}{N_d} \quad \text{و} \quad K = \sqrt{K_x K_y}$$

در این سیستم سبب جریان بر روی از این نوع
تعیین کنیم.

$$L = \frac{sh}{\dots}$$

3.4 - در این سیستم سبب جریان بر روی از این نوع
تعیین کنیم.

روشنی کے تسلسل تراویس :

مستورزی

! کاغذ آب خوردگی ← با استفادہ

پوشش فوزانیدیم سبب در بال دست

2. فرج ابن آب از بند زنی شد ← طیسر (سجیل عبور آب) مرز حسن (مهرنگ از عبور زانه ها) ←

تأمین هسته مرکزی در سده های گذشته

عزیز منور در انتساب تصحیح شد. ! مصالح مناسبه فی فحاشات حسنه فی انساب خل حسنه در بدنه حسنه

اقتنیار مصاحم بناسیب :

منشیانہ باید تسلیم شود:

- نفوز بندہ کی

دانشگاه خوارزمی (از انجمن خوارزمی)

کائنات پر غور کر کے سرفہرست شود مولا کے معرفت میں
سما کر لانا "فقد"

[illegible]

عمارت برقی بستہ
 فست پذیریں بستر
 اسٹریٹ فیلڈ سٹریٹ
 از مینس تراکم
 ریلوے معروف

۹۵۸ کے برای ۱۹۵۸ء
میں سے ان کے
دائم میں سے ان کے

در این مورد که در مورد آلودگی آب و هوا و خاک و ...
در این مورد که در مورد آلودگی آب و هوا و خاک و ...

مقاومت برقی ← در سرامیک ساخت و بهر دواری باید اندازد که نسوز در حالتی مختلف C، CC، CU، UV، ...

۱- تمام نذیری و نیت (معافه در تمام نذیری و نیت باید استخاره شود)

انصاف پذیری → بالانس بین توانم پذیری و انصاف پذیری ایجاد شوند. برای انصاف پذیری باید از سرفه منفرجه (balance)

شماره: ۱۵۱۵ PT در اندازه ۱/۲" و ۱/۴" ، شش تن قالیق تر و دو تن دارانند

انسان پیری با PI اندیش چندان سدا از عرفی با اندیش PI نیست بستی روی شود.

بهری اندکس اخلاقی و فیزیکی در جهت های فوقانی معاد و کجوبیت طرز بر کجوبیت الهی است اندکس برش لم استند شور (پد استور محو)

محکم دلائل سے مزین متنوع و منفرد موضوعات پر مشتمل مفت آن لائن مکتبہ

قابلیت فراوان

۷۰ - غور و خوار شدن سواران را با متوجع می دارد

- نوع فایده و فواید -

لاي + فقهوت = نوادۀ خاندان و قریب کسی از مردم (نزدیکی جنسی)

انور احمد صاحب نے تحریر کیا ہے۔

۱۰. فنون خاک (سنگ دانه و زردانه خوب است) (۵۰، ۵۰)

وہابیہ کے خلاف اس کی تردید کی گئی ہے۔

پاکستان اور ایران کے درمیان تعلقات

$$\text{CEC} = \frac{\text{Na}}{\text{Na} + \text{K} + \text{Ca} + \text{Mg}} \times 100$$

$$\text{CEC} = (\text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} + \text{K}) \text{ meq/lit}$$

Cation Exchangeable Capacity

Sodium Adsorption Ratio (Na)

Dispersed
Sandy
Gathered

Sodium Adsorption Ratio (Na) is the ratio of sodium to the sum of calcium, magnesium, and potassium in the soil. It is a measure of the soil's ability to hold onto sodium ions.

The graph shows that as the CEC increases, the Na ratio decreases. For CEC values between 0.2 and 0.5, the Na ratio is between 40 and 60. For CEC values greater than 0.5, the Na ratio is between 60 and 100.

Plot test - آریٹس سے رابطہ
- کیجیہ باغوں 51^a, 15^a, 13^a - عرفی شاف 13^m و آریٹس 1^m ← یہی اس نمونہ آریٹس سرورڈ کا نام ہے

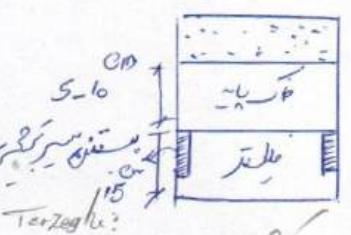
دسته بندی قائم تر از آن است که در این دسته میل به پرست است

گلوله تراش از جنس سرامیک یا فلز : راجع خروج آب - طراحی فیلتر مناسب
✓ - دسته (تا اینجا محبت شده است در دوران)

فیلتر

اندازه داشته باشیم یا گردانید و در این فیلتر است به این روش و دسته بندی شده است
مکان فیلتر شود.

10 cm



Terzaghi:
 $\frac{D_{15}}{D_{50}} > 4.5$

آنها پس در دو با انواع خاکها فیلتر است (شماره 4 به $p=4$ به 40 -)

است انجام داد.
شرارد در تمام در این زمینه دارد.
- Basic Properties of Sand & Gravel Filter
(Sherard et al. (1984). J. Ge. Eng. Vol 110. No. 6 pp 894-904
- Filters for Silts & Clays
(Sherard et al. --- pp 41-48)

این تیم رسید به رابطه ای که می توانست کنترل کند ما باید: که بهترین در وقت نباید بتواند از زیر فیلتر عبور کند

رابطه فیلتر استون
فیلتر استون → $\frac{D_{15}}{D_{85}} < 5$ (این همان رابطه استون)
Sherard: $\frac{D_{15}}{D_{85}} < 4$ (این هم استون)

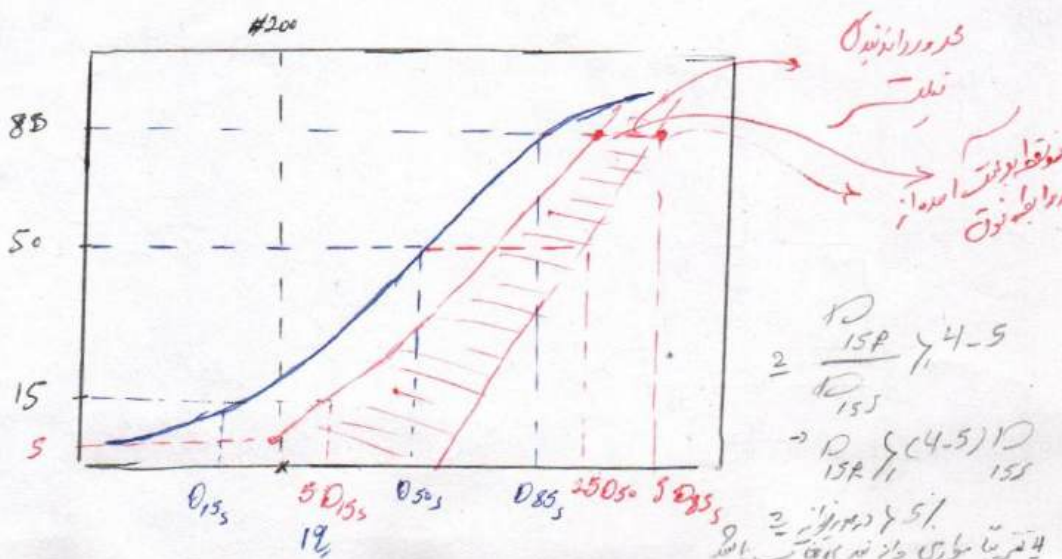
رابطه زحلش
جدول از جدول رانه ها → $\frac{D_{50}}{D_{200}} < 25$ به صورت
USBR: $12 < \frac{D_{50}}{D_{200}} < 58$

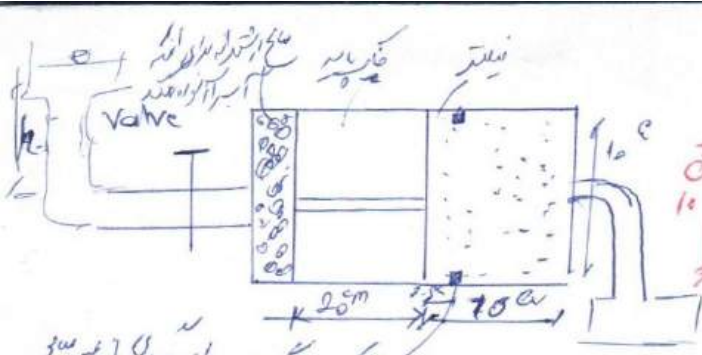
فیلتر نباید چسبند و باشد نه از منظران معایب از رانه برای آن باید در نظر گرفت بلکه نه در
چون تمام ترس خود بخورن

دانه بندی گسترده معنی رانه جدا شده (segregation) در این وقت
راغبیگر در این به تفاسیم غلبه رانه ها در وقت فیلتر شده
و این رانه ها از فیلتر می گزیند و در رانه ها در رانه ها از آن عبور می کنند



در فیلتر فیلتر فیلتر فیلتر
 $d_{15} = 0.85 d_{15}$
mm
Gm/cc (0.2-0.6)



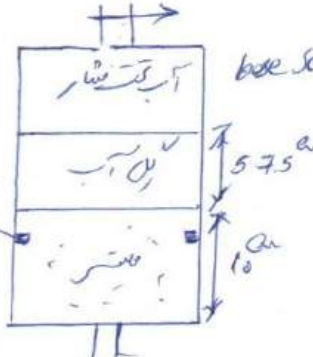


$k = 40^m \rightarrow i = \frac{40}{0.2} = 200$
 $i = \frac{40}{0.2} = 200$

- آلودگی در سیالیت را تست می‌کنیم
 و یک ترسیم را تست می‌کنیم (slot)
 اند. فیلتر مناسبیت P
 - Slot Test : آلودگی را تست می‌کنیم

از این تست می‌توانیم دریابیم که چقدر سیالیت دارد

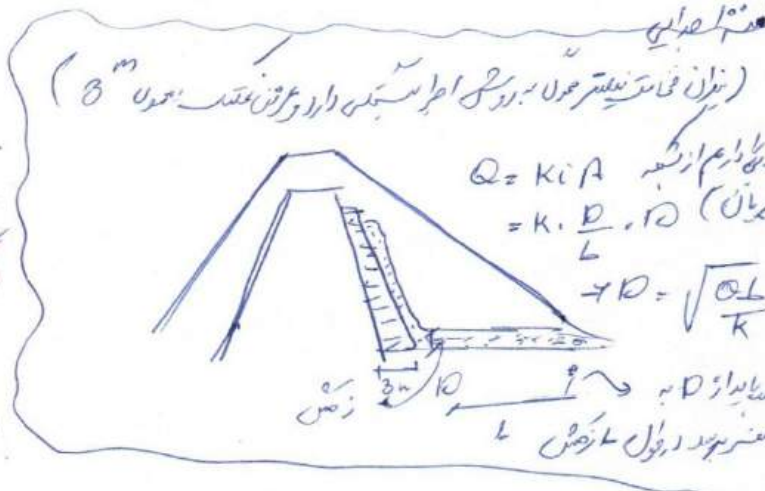
(آلودگی) P. 40 (آلودگی)



این 197 با 36 soil base
 145 فیلتر می‌کنیم

(دخاب)
 - آلودگی در آب (Slurry)

که فیلتر می‌کنیم و از آنجا که فیلتر می‌کنیم
 آب خارج می‌شود و از آنجا که فیلتر می‌کنیم



$Q = K_i A$
 $= K_i \cdot \frac{D}{L} \cdot \pi \cdot D$
 $\pi D = \sqrt{\frac{Q L}{K}}$

$\frac{D_{15}}{D_{50}} \leq 5$

1- خاکهای ریزانه (0.075 - 0.5 mm)
 2- خاکهای ریزانه (0.075 - 0.5 mm)

$\frac{D_{15}}{D_{50}} \leq 0.3^mm$

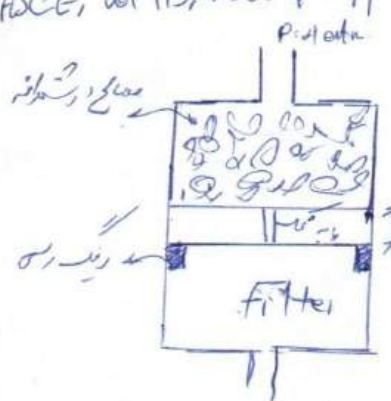
3- خاکهای ریزانه (دارای پلاستیسیته کم یا بدون خاصیت چسبندگی)
 (0.075 - 0.5 mm)

$\frac{D_{15}}{D_{50}} \leq 0.2^mm$

4- خاکهای بسیار ریزانه (استفاده نمی‌شود)
 (0.075 - 0.5 mm)

Paper:
 Critical Filters for Impervious Soils, Sherard & Dunnigan (1989), JGE
 ASCE, Vol 115, No. 4 PP 927-947

No Erosion Filter
 Test (NEF)



- برای خاکهای ریزانه و برای خاکهای ریزانه و برای خاکهای ریزانه
 - آب جویا می‌آورد و پس از آنکه فیلتر می‌کنیم و از آنجا که فیلتر می‌کنیم

1- خاکهای ریزانه (دارای پلاستیسیته کم یا بدون خاصیت چسبندگی)
 2- خاکهای ریزانه (دارای پلاستیسیته کم یا بدون خاصیت چسبندگی)
 3- خاکهای ریزانه (دارای پلاستیسیته کم یا بدون خاصیت چسبندگی)
 4- خاکهای ریزانه (دارای پلاستیسیته کم یا بدون خاصیت چسبندگی)

$D_{15} \leq 4 d_{85}$
 $D_{15} = 0.7 \text{ mm}$

فیلتر شماره ۱ :

$D_{15} = 0.7 \text{ mm}$

فیلتر شماره ۲ :

$D_{15} \leq 4 d_{85}$

فیلتر شماره ۳ :

$D_{15} \leq [(40-A)/(40-15)] (4 \times d_{85} - 0.7) + 0.7$

فیلتر شماره ۴ :

در عدد بعد از آرایش ۲۰۰

فیلتر (filter) در تایل ها قرار می دهند و از این جهت است که در صورتی که استند شود به راحتی می تواند فیلتر را از جای خود جدا کند.

$k = 0.96 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$k = 0.6 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$C_u = 2.5$ برای
$k = 0.93 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$k = 0.37 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$C_u = 5.6$
$k = 0.86 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$k = 0.27 \frac{D_{15}^2}{\sqrt{C_u}}$	$C_u = 11-14$

فیلتر تیلو از طریق به دست

هر گاه به برای کنترل به این جهت می شود که به صورت یک صورت می گیرد. (در صورت لزوم) به صورت یک صورت می گیرد.

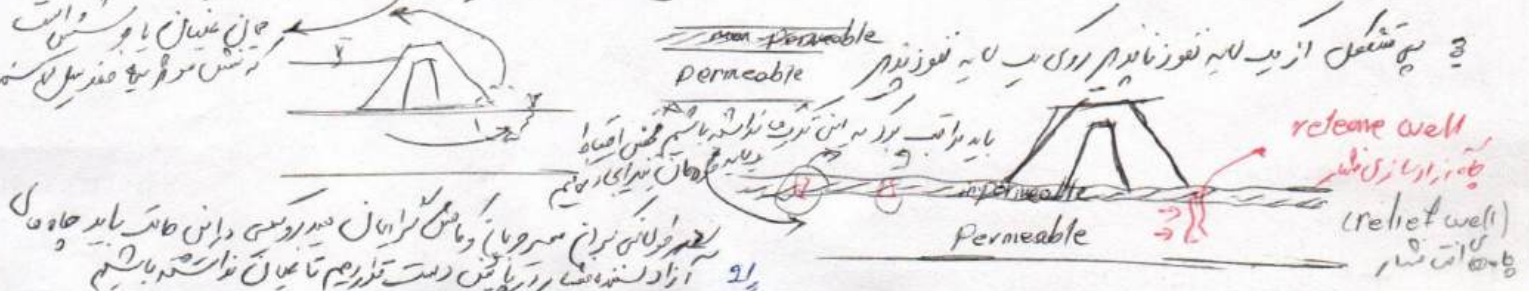
انواع به ها :

۱- به های فیلتر تیلو : به های فیلتر تیلو از طریق به دست

به های فیلتر تیلو به صورت یک صورت می گیرد. (در صورت لزوم) به صورت یک صورت می گیرد.

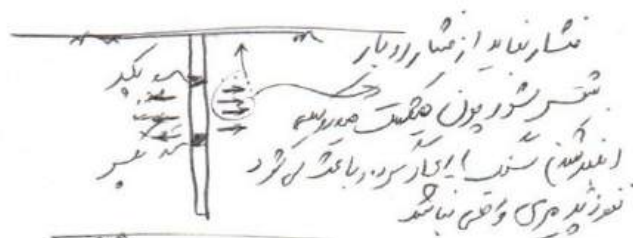
۲- به های فیلتر تیلو : به های فیلتر تیلو از طریق به دست

به های فیلتر تیلو به صورت یک صورت می گیرد. (در صورت لزوم) به صورت یک صورت می گیرد.



در این حالت سنگ - این به چقدر حوازه، درزه‌های یا گسست است. RAD (Rock quality Designation)

از ارتباط مستقیم بین RAD و نفوذپذیری وجود ندارد. نفوذپذیری در سنگ با ویژگی‌های گسست، حوازه‌ها، درزه‌ها، و ...



→ $0.2 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}$ $\frac{\text{حجم}}{\text{مساحة}}$

الوقت من 1 إلى 10 دقائق

نقطه: وقتی تغییر پذیری! میزان باشد (عمر بنیادی به تدریج فراهم) (معمولاً کمتر از 5 باشد و بیشتر تدریج ایستاده شود)

Stabilization - Identification Sealing

" 10^{-5} cm³ به 1 L"

اعراض تری: - جگر و پانکراس و کلیه
جگر و پانکراس - ماضی شتاب و اندامش تنفس موثر
- جگر و پانکراس - ماضی شتاب و اندامش تنفس موثر

تذوق امد ← محرم پر روز تفریق ہو گا ^{Sealing} روز ^{ان} ^{ان}

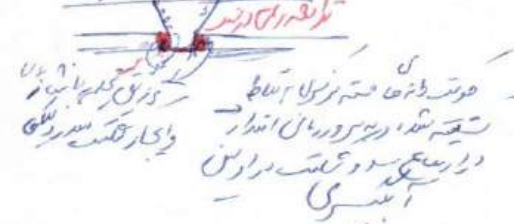
* اند فخر نپذیرم که با حق شرف کم شود و در حق خودم است و این را فخر نپذیرم که با حق شرف کم شود (بابت شرف کم شدن) و در حق خودم است

فصل در بیان مایه نشر شده با سبب چهل مین است در نشر مسیده که ترجمه ای از او و باید در ذکر شود. ای زکات صدقه الهی

- بدان اینکه در هر درس موثر باشد باید تفرز مانیزم بکار ویدیه شود تا بتواند مانیزم را (Unit Complete) کامل کند.

Titan

- حق پرہ تدریس راجو میں 0.5 تا 2 جراب ارتفاع آب ٹیٹ سد فی نظر سترندیا قد کمتر

[illegible]

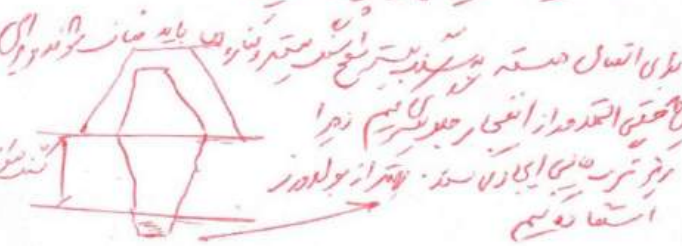
Overlapping 

در چند مورد بدین ترتیب و در اصل چند روزی نمی کشد.

(Rock Grouting with Emphasis on Don Sites):

* حضرت ابو ذر رضی اللہ عنہ :

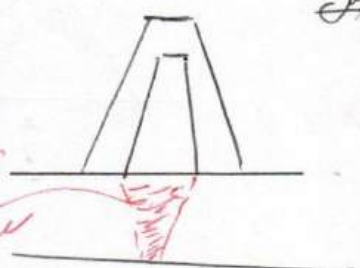
۱- مستند برای اصلاح و ترمیم سیم و ملحق ام کنند
۲- ترمیم سیم و ملحق ام کنند



بودیداری و تعظیم و اصلاح سخن است
نه منتظر منتظران حوازی
برای علی قاسم حسد و منت و استیلا
برای حق حصار زار و سرد خفت ترا نشسته جان من در استیلا
و در حالت نایب حوازی و منت و استیلا
که من منت و استیلا و منت و استیلا

تجاس هسته باید باشند و تغییر در قطر باشند (اصل اساسی و واجب)

آب ممکن خفاری که از زیرت زیاد است همین است فخر نگارنده در زیر هسته مرکزی با خاکسپاری از زیرین سد جانسیرین شود.
(آب کثیف باشد)



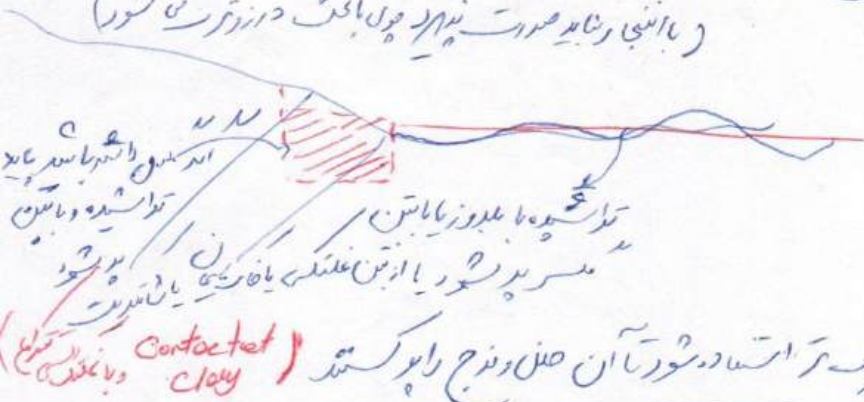
این بخش برای آب کثیف و تغییر در قطر
در سنگ است

این بخش برای آب کثیف و تغییر در قطر
در سنگ است

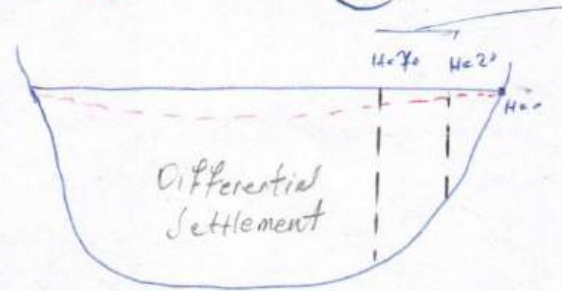
کیفیت مصالح زیر پوسته باید در حدی که در آن کیفیت پوسته باشد

* مصالح سنگ بیشتر و نیمه ماهی جانبی (Considerations)

سنگ بیشتر باید تغییر و سطح آن صاف باشد با این مدر یا با بولور سطح آن صاف و پس از آن باید با یک عت آب در حواله شود.
تغییر سنگ بیشتر باید می شود که نزدیک گوشه مناسب نباشد و در هر نقطه شل خواهد بود و انتقال مناسب بین هسته مرکزی و پی باید برقرار باشد. همچنین اگر سنگ ماهی تغییر باید این اسرغ دهد.
(با اینجای و نباید صورت پذیرد چون باعث درز تر می شود)



در نقاط قاعه خاص حواله غایت بزرگتر ۱۵ و بار سنگ پلاستیک تر است و در آن صحن و درج را پر کنند (Contacted clay و با غلظت سنگ)



در نتیجه نه در نیست تقاضای اجرا شده و باید در حد
ه شود و برای هر یک از این طر باید در محبت های بالای
و با جرف در غروب و در حدی که با غلظت بالا تا غلظت بسیار باشد و از
تغیر در حدی که سنگ
- حواله که تر تر شدن در غلظت ماهی یا پی داشته باشیم تا تغییر زنده ای آن ماهی از این بدیم.
در صورت نیاز

* پس از اصلاح در هم سطحی باید به اسرغ تهر از این بخش و در حدی که در هم

اهداف اصلی تهر :
۱. جریح آب از طریق پی کاهش یابد
۲. فشارهای هیدرواستاتیک با پیش دست کاهش یابد
۳. در حدی که در هم سطحی این هدف مهم است و در حدی که در هم سطحی این هدف مهم است
خطی مهم نیست

۱۵

- ارتفاعهای خروج این آب از پی :



الف : احداث چاههای آزادکننده آب (Relief wells)
 علاوه بر این باید در نظر گرفته شود که چاهها باید در فواصل مناسب
 تعیین شوند تا مانع از فرو بردن خاکها نشوند

این راهکار اجباری است

در این ارتفاعها 0.4-0.5٪ در حد برای عبور از Piping

(این روش ها می تواند تدریجی به کار گرفته شود)

از سوراخهای استفاده شود و در هر Relieve well نیاز نیست
 چاه به عنوان روش غیر محسوس درآید.

از نظر عبور از keel مناسب است
 - خاک در پایدار

ب : احداث لایه سدین

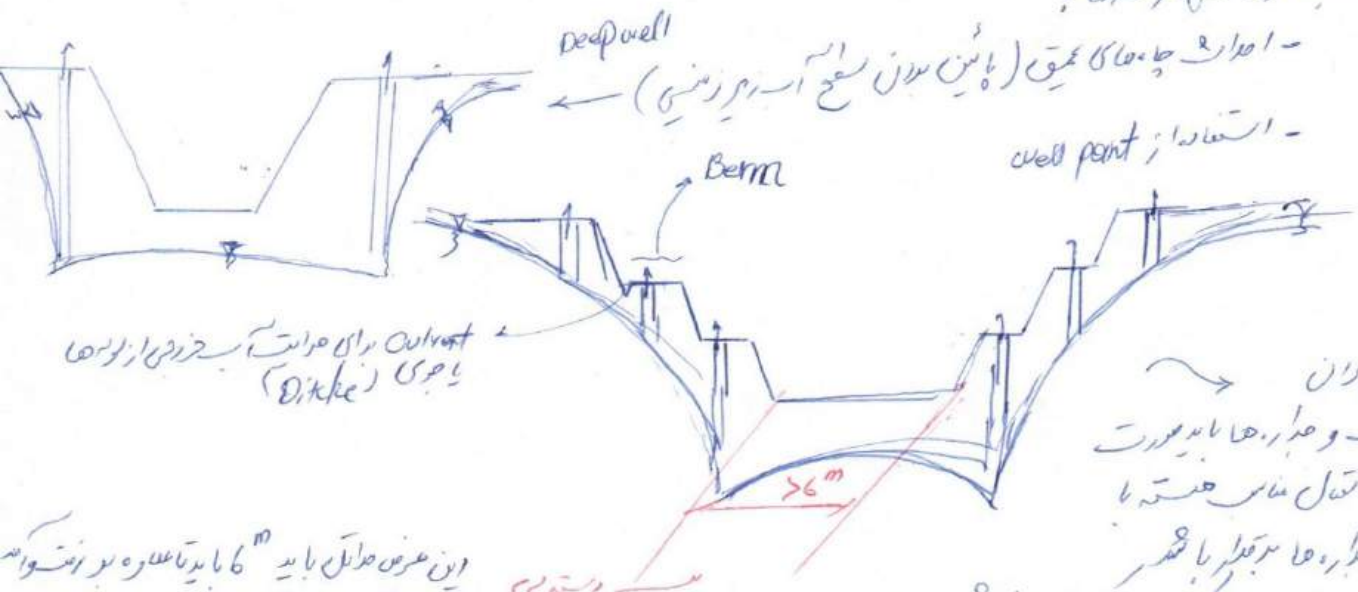
ج : خاکریز در پایین دست (Down Stream Berm)

در پوشش نوزادینم با اکت

* نکته مهم : در پایین دست نوزادینم باید صورت پذیرد.

دیوارهای آب بند (عباسننده) متداول :

- حفرتاندر در زیر هسته مرکزی - نکته مهم این است که حفرتاندر باید مناسب برای آنها باشد و نقشگر گرفته شود
 و پایدار و شیب های طریقی هم است و آب بندی و روشی این تاندرها مهم است
 آب بندی و روشی تاندرها :



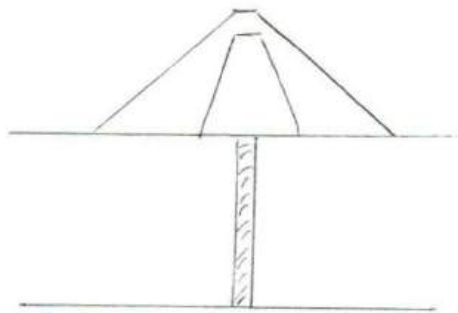
Outlet برای هدایت آب خروجی از رویها
 (Dike)

بعد از تاندر کردن
 شیب مرتفع و مدارها باید صورت
 گیرد تا انتقال مناسب هسته با
 یک طرف و مدارها بر قبلی باقی بماند

* این روش بهترین راهکار برای تاندر است

* برای فضای هسته ساز 25٪ از روش ها دیگر باید استفاده شود

این عرض حداقل باید 6m باشد تا علاوه بر زنگنه
 ماشین آلات بتواند هسته و فیلتر را
 راجه کرد.



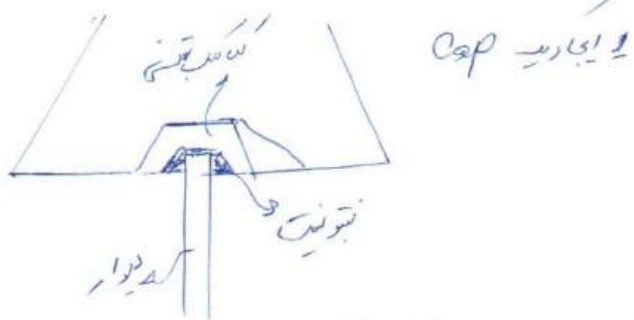
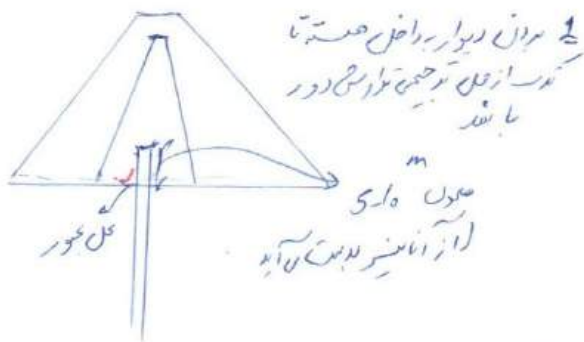
بقدر بزرگ
از بتن پلاستیک استاندارد و شور تا دیواره انعطاف پذیر باشد.
تقریباً تفسیر شکل پذیری را از بار هم تا کربن بخورد. برای چوبی از کربن تا توان آنرا
تقریباً (اختلاف) :
معنی خود را کمتر استاندارد شود.

نیت: میان 1.66 و 0.85 آب

فضای دریا فدام صفای داند از 6 تا 9 باشد

44 kg/cm² = $\gamma_{c, calc}$ ، نور پذیری کم باشد

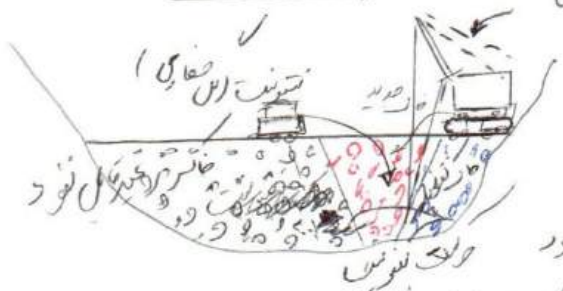
نیت: در محل اتصال دیواره به هسته میل پلاستیک و بتن بیشتر دیوار تنی نسبت به بتن هسته پی با بتن کوبیده دیوار تنی
در بتن نور نیت (تقریباً) (ش از حد ران خاصه) و باید به ایجا کربن شود. برای غیر سنگ از این کار دورا پیشنهاد می شود:



آندریب در دیواره کفایت کنند این ما از دورین با هم غلظت استاندارد شود.

میل دیواره با فدامی از هسته مرکزی باید باشد می باشد

جهت بیشتر کار Dragline or لودر



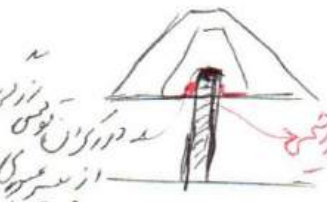
دیواره آب بند خاصه در محل خفای (Slurry Trench):

عرض میل 3 تا 4 متر و بتن آکات میسر باشد.

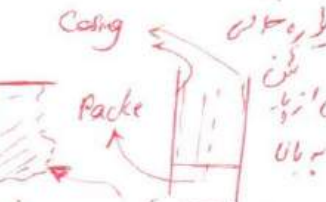
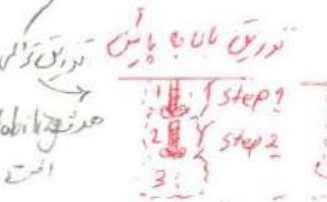
اتصال به سیرال و تقویت رفته شود پس کار س در تقویت رفته می شود

میل فضا تن این روش نهایتاً 25 است. در سیرال 13 متر کرده و عداش نیست 3 بوده است.

این روش را نیز باید که داخل هسته میسریم و توس ندری دور باشد



تورق در مصالح خاص - به از آخرین لاش فالتورق در انتیست استاندارد به روش Manchette می باشد

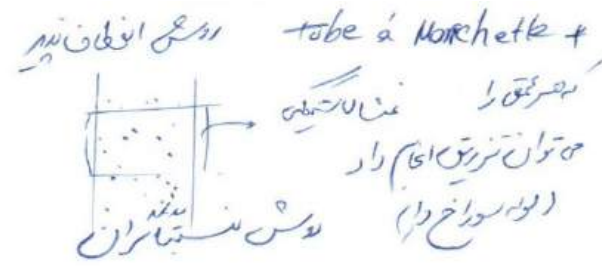


در محل تقویت خاصه در انتیست به این پایداری 25 متر برای دیواره خاصه

در محل تقویت خاصه در انتیست به این پایداری 25 متر برای دیواره خاصه

در محل تقویت خاصه در انتیست به این پایداری 25 متر برای دیواره خاصه

در محل تقویت خاصه در انتیست به این پایداری 25 متر برای دیواره خاصه



سین است از سواد معلّمه بغیر سیمان آرس و مخلوط آرس سیمان بتدریج و با اندک درشت با آهک مخلوط ماه سیمان آرس قبولیت

نست: ابرخیزش نفوذپذیری $k \approx 5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ با آستان $h = 10 \text{ cm}$ تدریجی شیب خاک را بدو.

- " دس آئینہ ہضم : ارزان ترین درش است و بویک و غیرتربون از سیان : قوزیستہ کی داری۔

نسبت چسبندگی زرد. معمولاً نسبت رس به سیان
نسبت نیز این مقدار است

- روش تشریحی : نسبت

تدریج پذیری: در این خاک دو پارامتر مهم می باشد: ۱- انعطاف سوار تدریج پذیر ۲- اندازه خلوات سوار و تدریج Soil در آید و از آنجا که

(Growthability)

نقشه: زمانگیری موثرترین باید اندازه گیری دقیق شود. در این حالت می توان از افراد و حامی های آنان نیز استفاده کرد. سرانجام پذیردن یا نپذیردن موثرترین در سطح انبساط می توان از راه استفاده سر تا سر و پنج را دیدند

نکته: فشار تزریق زیاد می تواند Hydrofracturing ایجاد کند و باعث نشت مواد تزریق می شود. فشار مناسب: $0.2 \frac{kg}{cm^2}$

- پایداری مصالح تزریق باید لحاظ شود چون ممکن است توسط آب شسته شده و از بین رفته یا حمل شود.

- قابلیت مواد تزریق $\rightarrow$ با افزایش نرخ جیت، قابلیت نفوذش پیدا می کند $\leftarrow$ کسب برای اینکه عمل نشود در برورد

- روان بودن مواد تزریق $\rightarrow$ در ریزش روان بودن $\leftarrow$ با توجه به این تفاوت بین این دو حالت باید محاسبه ای داشته باشد
 - روان بودن مواد تزریق $\rightarrow$ در ریزش روان بودن $\leftarrow$ راز آگاهی این مسئله و روانی تعیین شود

در ا طرح خطوط تزریق: (باید)

1- باید مصالح تزریق پدید باشد.

2- با بتن میزان پهنه مصالح باید آگسند (Stabilizing Agent)

3- محاسبه برآورد از حجم حفری شوند باید توسط تقوینت محاسب شوند به مثلاً خشتی است و در حجم از مصالح تزریق استفاده شود در این حالت از تقوینت تقوینت اتصال این سیستم به هم استفاده می شود.

* خطوط گران مصالح بسیار هم است:

ابتدا تقوینت به آب اضافه می شود و عمل آوری لخته سپس رسی و بعد سیان و ماسه (از زیر به درشت). در هر مرحله نیز بار ماسه مورد نیاز اضافه می شود.

خطوط حفری بسیار:

معدن سیلیکات سدیم و ترکیبات مشابه همراه یک فعال کننده (Reagent) می باشد که پس از تزریق به صورت یک لایه سلب ~~محکم~~ تبدیل می شود.

در زمان اقدام به ترکیب رسی با تزریق می شود. در درون حفره تزریق و ~~محکم~~ در انتها با هم ترکیب شود. (مانند حبس های کوئولو)

فعال کننده ها: اسید هیدروکلریک، اسید سولفوریک، هیدروکسید سدیم، آکسیدان سدیم، هیدروکسید سدیم و ترکیبات مشابه

* خطوط رسی و سوار شیبانی $\rightarrow$ ضرر و زیان به هم نوعی مواد مختلف شده می توانند باشند. که تا بین اوزان $\rightarrow$ تا بین پایداری برای رسی

در خطوط رسی و سوار شیبانی می تواند به پایداری نگه داشته شود:

! احتیاجات مصالح تزریق باید جگه کافی تزریق هم باشند که خوب خطوط شده و به داخل حفره می شوند و خود را پهن می کنند (از این جهت در حفره کا باشد) به حداقل سیلیکات سدیم جهت تسهیل زمان کشش باید از آن آگاهی داشته باشد به سبب این مواد تزریق تعیین گردد. نسبت سیلیکات سدیم

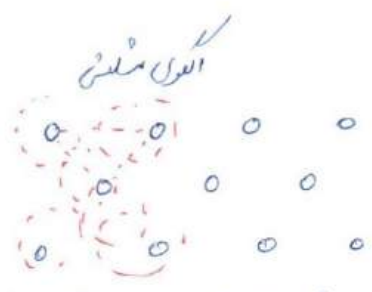
آب مونسین 0.25 تا 0.3 می باشد. $\frac{0.3}{30} \rightarrow 0.25$

* خطوط شیبایی با نام تجاری AM-9 شناخته شده است. به دلیل زلزله کم بودن استحکام جدولی عبور آب را میسر نمی کند بافت خاص سنگ و در نهایت شون فک صیقل داده و مقاومت بیشتری را افزایش می دهد. این جدول برای ترمیم تدریج قطعی استفاده می شود و به دلیل وزن بدین میزان تدریج اصلی در نظر گرفته نمی شود. در صورتی که از ۹ ساله بتوان استفاده نمود.

* تدریج پذیری لوله ها با افزودن پذیری ارتباط ندارد.

* انتخاب مصالح تدریجی: (Handbook #8: Table 4.4)

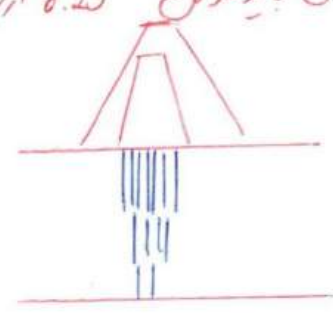
تعداد ردیفهای (pattern) جاه های تدریج:



این روش بهتر است و از جهات مختلف مصالح به داخل حوض ریخته و فک تدریجی می کنند

- حداقل ردیف ها 2 و طول کمتر از 3 ردیف انتخاب می شود.

- عرض جدول تدریج با توجه به میزان سوراخ برای عبور باید حداقل 0.25 متر مربع آب (25) باشد $x = \frac{b}{2} = 1.4$
- بتوان اصولاً هر استاده شود. در عین حال زیاد (مقتضی ردیف ها در حوض)

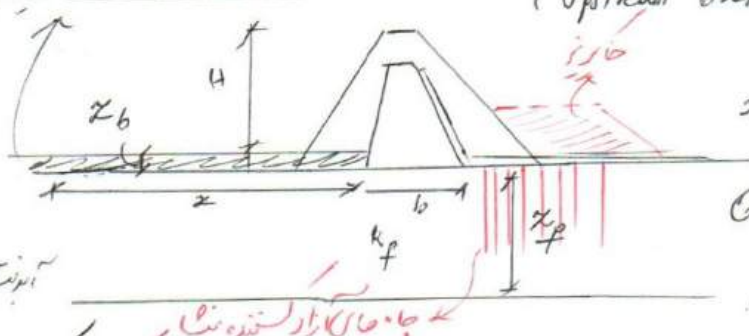


- هر چه بیشتر تدریجی باشد بهتر است
- بیشتر فاصله بین سوراخ ها باید زیاد شود

- در صورتی که در جدول استاده شود تا انفجارت پذیر شود

(در صورتی که کنترل ترافیک)

- پوشش تدریجی در بال راست سد یا بتوی رس (upstream blanket)



$$x = \frac{1-P}{P} b$$

$$Q = k_f \frac{H}{b} z$$

$$Q \cdot P =$$

$\frac{Q_{Target}}{Q_{بلانکت}}$: معیار از برای بررسی فواید Target باشد

در عبور از سد در صورت عدم وجود تدریج

در عبور " پس از احداث بتوی رس "

نکته: جاه های آزاد کننده فشار نیز باید ایستاده و در صورت لزوم یک خاکی در پایین دست باید ملاتر شود یا بتن ریخته شود و در صورتی که از keore و آب سنگین مصالح پس

Types of Triaxial Tests

- S: Consolidated-Drained (CD)
- R: Consolidated-Undrained (CU)
- U: Unconsolidated-Undrained (UU)

- سلوچ کنسری ندرت و فزونی اقبال آن یقین در شکر آن خدیو که کفیه با سبک صفوان خدیو اقبال سلح سیدار در بر او میاید این را با سبک

۱- اساس مقاومت بدینگونه خارج از مرکز تنش موزون باشد تا محویم داشته باشد.

уточ'

مشارب حفره ای نامی از جریان آب یا ترازش دائمی (Steady Seepage).

۱۱ - " ارزش های برشی (u_d, u_r) به گونه ای درونی است (u) مستند دارد

General

Partial

در آرایش cc اگر فشار آب صعودی را از زیر سیستم c در آن مجرای cc ، c ، p و از آنجا به سیستم c و c (سیستم) $(SF = \frac{340}{40} = 8.5)$

$$S = \frac{1}{2} \left(45 + \frac{40}{2} \right) + 2C \left(45 + \frac{40}{2} \right) = 100 \text{ (متر در ثانیه)}$$

طاعت هم پایدار است و حسن معاشرت با این کلمات ساختار و این روحه الهیه را بر این سر و گردن می‌افزاید و این سر و گردن را بر سر و گردن می‌افزاید.

دو (2)

 C_0, φ_0

فان الله يهدي من يشاء

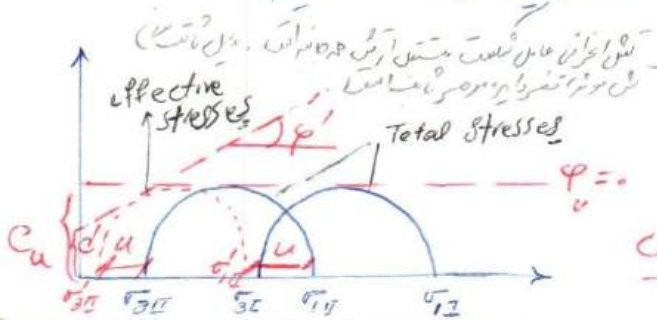
CU 4

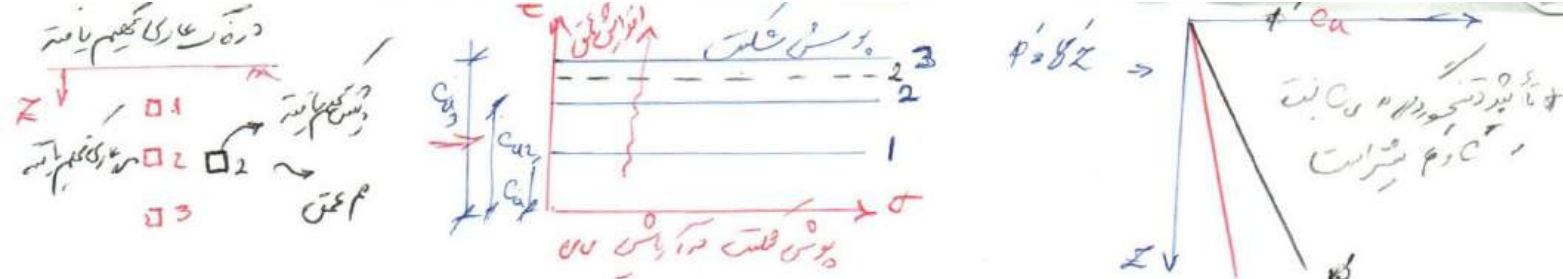
اچھلے نور کی محبت سے باہر نہیں آئیں گے (در نظر سیرم) !

۱- آزمون های آزمایشی

امیرہ - عالیہ حکیم و افتخار اللہ (رحمۃ اللہ علیہا) آن ماہ جون ۱۹۷۰ء میں سرگودھا میں

32





$$\frac{c_u}{p'} = 0.1 + 0.004 I_p$$

$$p' \rightarrow \text{تشنه محکم (تشنه پیش‌تشنه) چون خاک}$$

به استپتون

با یک بار تنش p' و تنش I_p از بارهای خود را بر حسب توان p' را بین خود حل کرد.

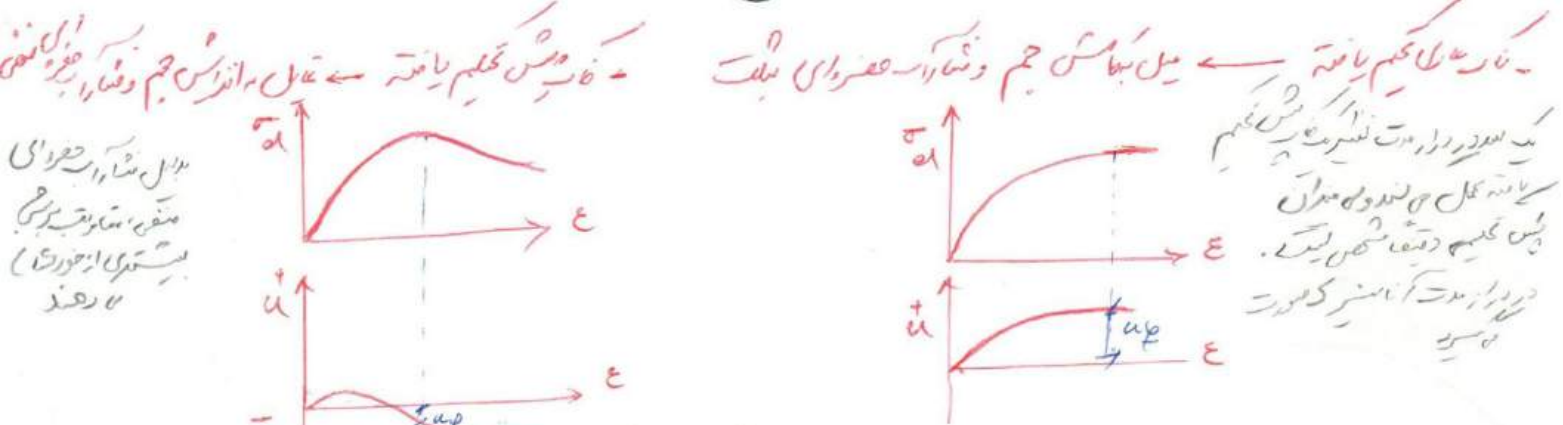
$$OCR = \frac{p_c}{p'_0}$$

$$p'_0 = p'_c$$

$$p'_c > p'_0$$

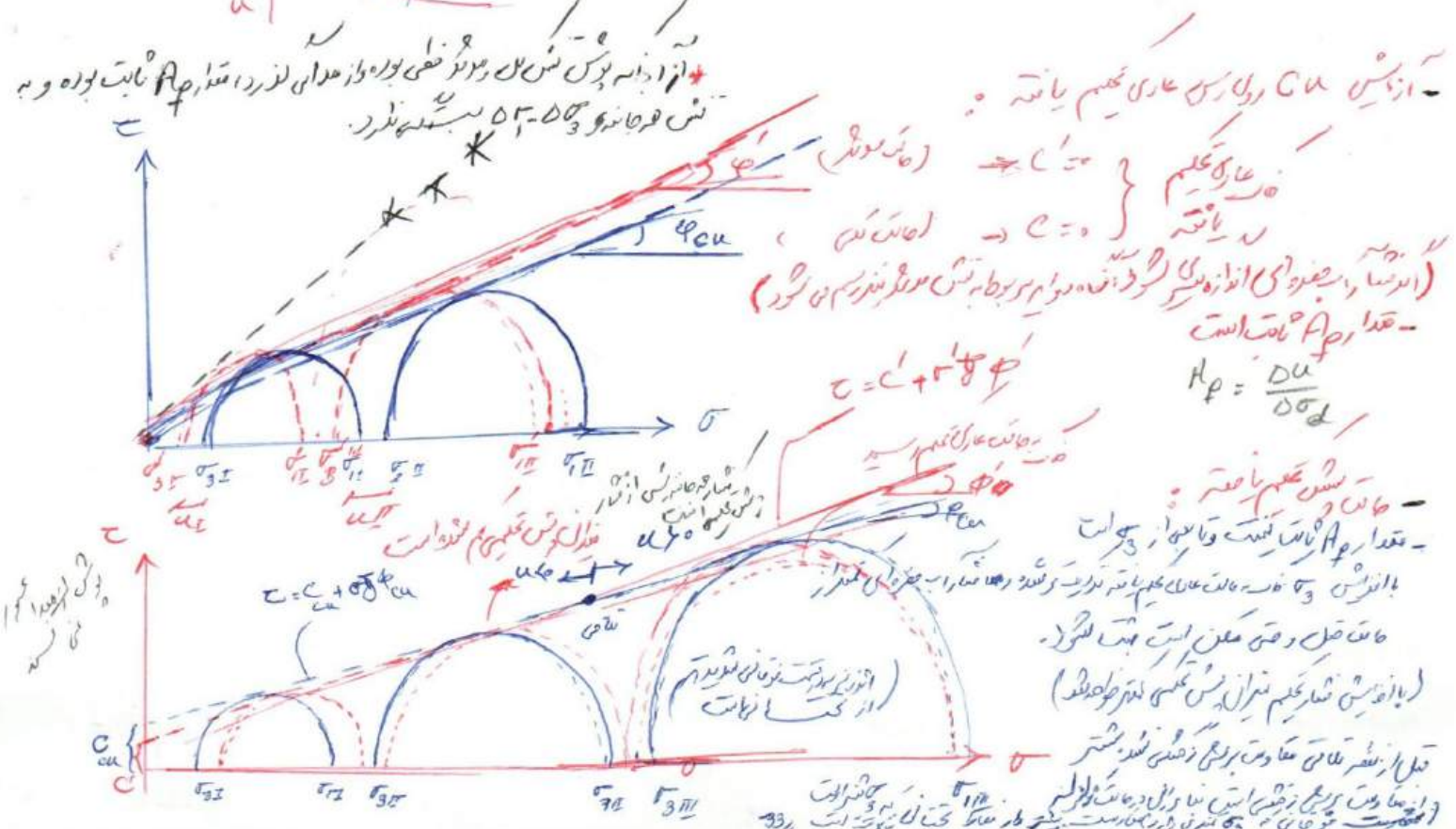
درصد خاص هر یک به این p'_0 که به حالت عادی به تنش یافته تر شود و در وقت کاغذی کاغذی به تنش محکم یافته است.

* آرایش محکم یافته و زخمی نشده (OCR) : در یک افت سریع آب و زلزله (شرایط یادآوریم) و محکم به آرایش دیگر (معمولاً در حالت عادی)



در این شرایط
معمولاً به تنش
بسیاری از خاکها
در این حالت

یک عدد در حالت تنش محکم
که به تنش محکم
در این حالت
در این حالت

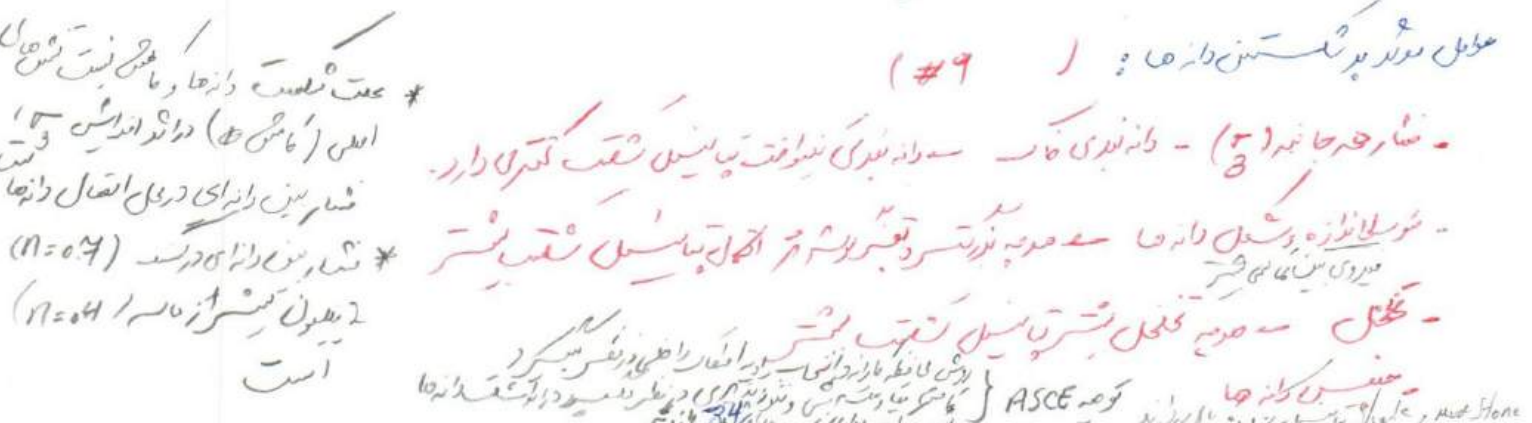
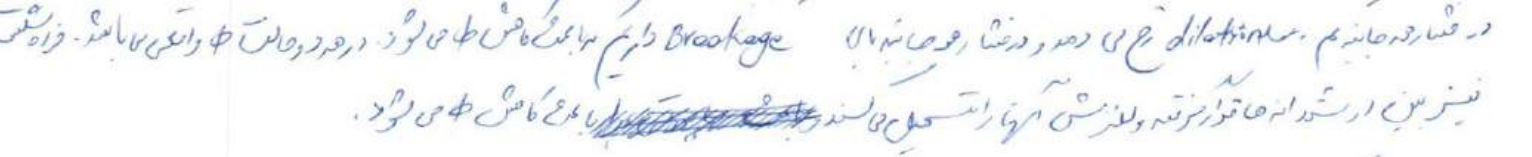
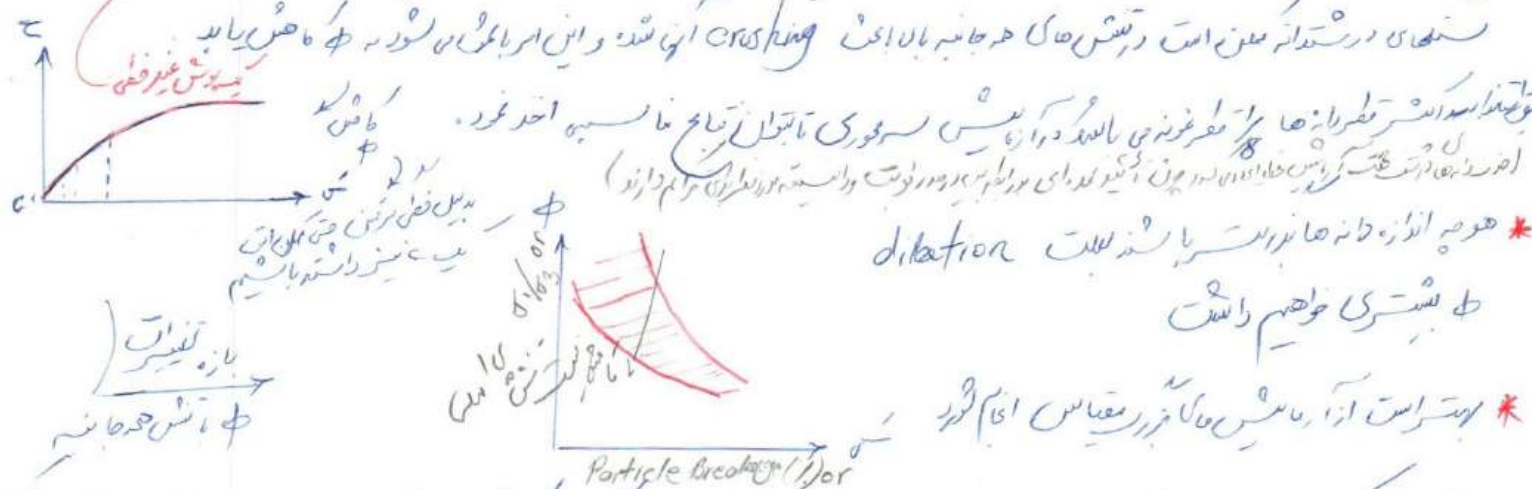
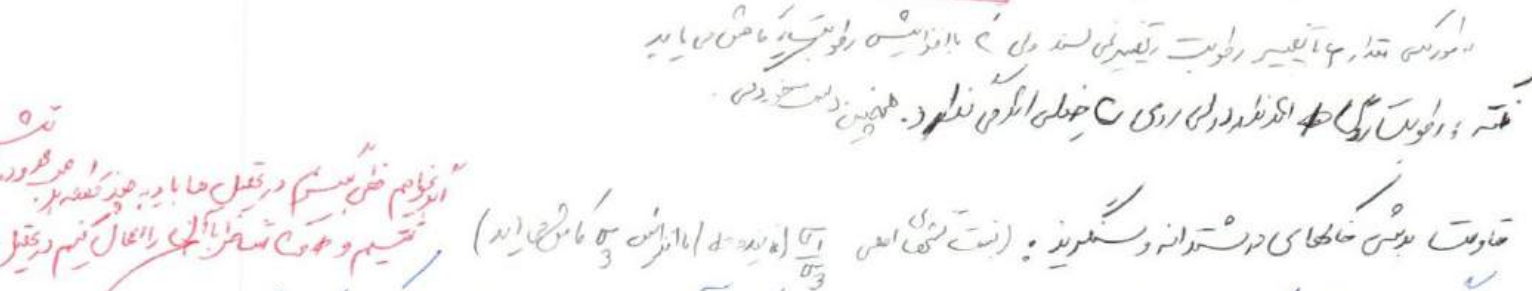
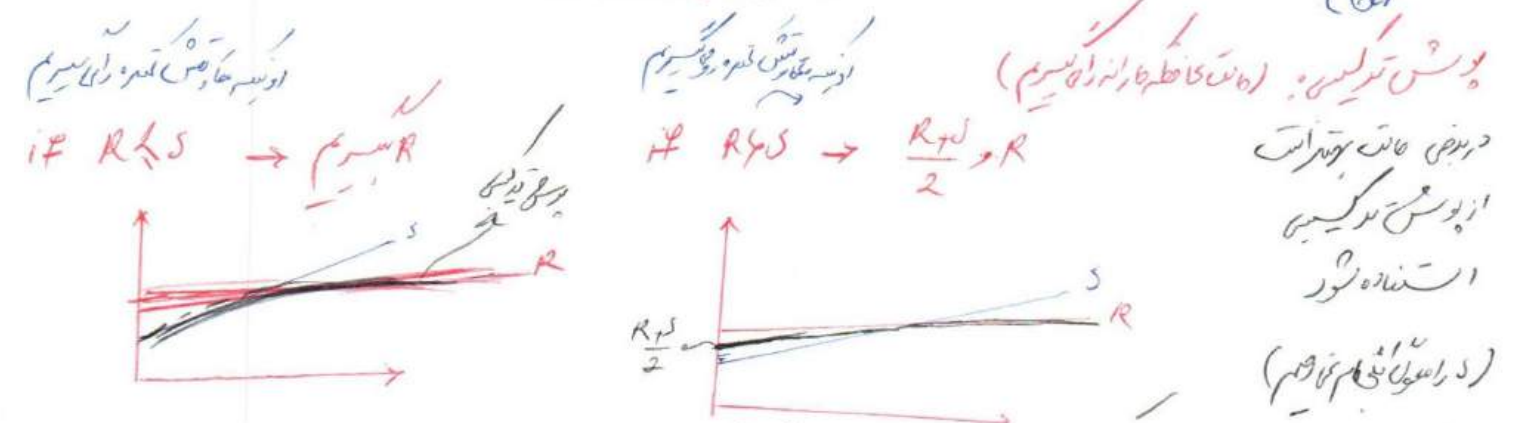
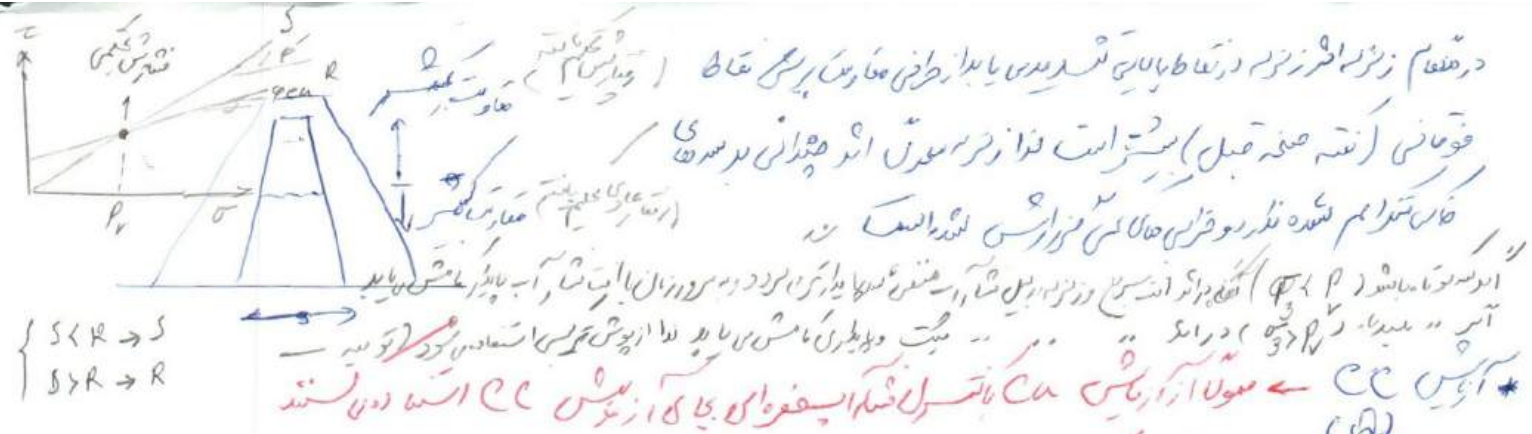


آرایش c_u در این محکم یافته :

$c = c' + \sigma' \tan \phi$
 $c = 0 \rightarrow \phi = 0$
 $c = c' + \sigma' \tan \phi$

$$H_p = \frac{\sigma_u}{\sigma_d}$$

- حالت تنش محکم یافته :
 - مقدار H_p ثابت نیست و با بارهای مختلف
 با تنش و به حالت عادی به تنش محکم یافته
 حالت قبل و در وقت محکم است به تنش محکم یافته
 (با افزایش تنش محکم یافته به تنش محکم یافته)
 قبل از تنش محکم یافته و در وقت محکم یافته



مذاکره بیجا (boshop) :

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B \left\{ 1 - (1-A) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right\}$$

$\rightarrow u = u_0 + \Delta u$
 فشار آب هوای منقبض شده (فشار آب هوای ارسب)

$$\Rightarrow r_u = \frac{u}{\Delta h} = \frac{1}{\Delta h} [u_0 + \bar{B} \Delta \sigma_1]$$

اگر $\Delta \sigma_1 = \Delta h \rightarrow r_u = \bar{B} + \frac{u_0}{\Delta h}$
 و این معادله را می توانیم به صورت زیر بنویسیم:

$$\rightarrow r_u = \bar{B}$$

این معادله را می توانیم به صورت زیر بنویسیم:
 تغییر غور
 * کار برای هم فرکانس و تغییرات در طول و تغییرات در ضریب انبساطی (در این معادله)
 و این معادله را می توانیم به صورت زیر بنویسیم:

روش Hilf :

برای فشار هوای موجود در دهان، اگر این معادله را به صورت زیر بنویسیم، می توانیم به دست آوریم:
 فرض Hilf این است که فشار آب هوای منقبض شده است.

این معادله را می توانیم به صورت زیر بنویسیم:
 فشار آب هوای منقبض شده
 فشار آب هوای منقبض شده (فشار آب هوای منقبض شده)
 و این معادله را می توانیم به صورت زیر بنویسیم:

فشار آب هوای منقبض شده
 فشار آب هوای منقبض شده
 ...

فشار آب هوای منقبض شده در دهان درجه γ_w نسبت به γ_a (در دهان، تغییرات نسبت به γ_w)

$$\rightarrow P_0 (\gamma_a + H \gamma_w) = C P_0 + W (\gamma_a + H \gamma_w - \Delta \gamma)$$

$$\rightarrow u = \frac{P_0 (\Delta \gamma)}{\gamma_a + H \gamma_w - (\Delta \gamma)} \quad (*)$$

اگر $\Delta \gamma = \gamma_a \rightarrow$ فشار آب هوای منقبض شده است $\Rightarrow u = \frac{P_0 \gamma_a}{H \gamma_w}$

حالت اول: γ_w هم در دهان و هم در خارج دهان، $\gamma_w = \gamma_a$ (در دهان، تغییرات نسبت به γ_w)
 $\gamma_w = \gamma_a \rightarrow \gamma_w = \gamma_a$
 $\gamma_a = \gamma_w - \gamma_w = \gamma_w - \gamma_w = (1 - \gamma_w) \gamma_w = (1 - \gamma_w) \gamma_w$

$$\gamma_a = \gamma_w - \gamma_w = \gamma_w - \gamma_w = (1 - \gamma_w) \gamma_w = (1 - \gamma_w) \gamma_w$$

جیم های حل شده در آب: $H V_w = H \delta_0 n_0 v_0$

$V_a + H V_w = (1 - \delta_0) n_0 v_0 + H \delta_0 n_0 v_0 = (1 - \delta_0 + H \delta_0) n_0 v_0$ جایگزینی رابطه (*) در

ماقیسم منفی کانه شود $\rightarrow u = \frac{-p_0 \frac{\Delta v}{v_0}}{n_0 (1 - \delta_0 + H \delta_0) + \frac{\Delta v}{v_0}}$

(پرتی با v اندازی u داریم که منفی است و در سیستم ما u مثبت باشد)

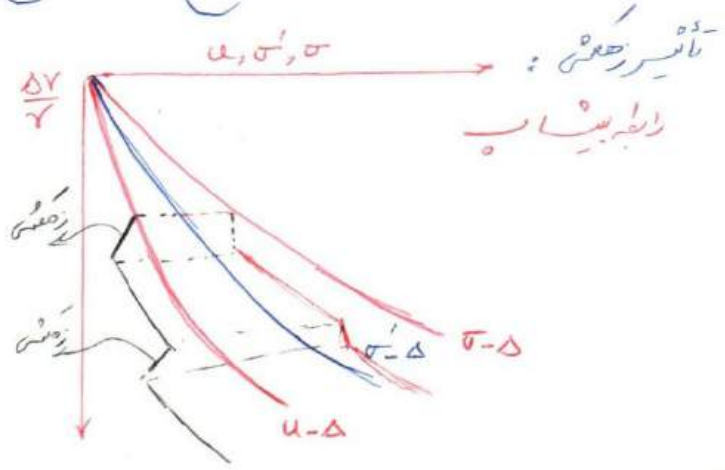
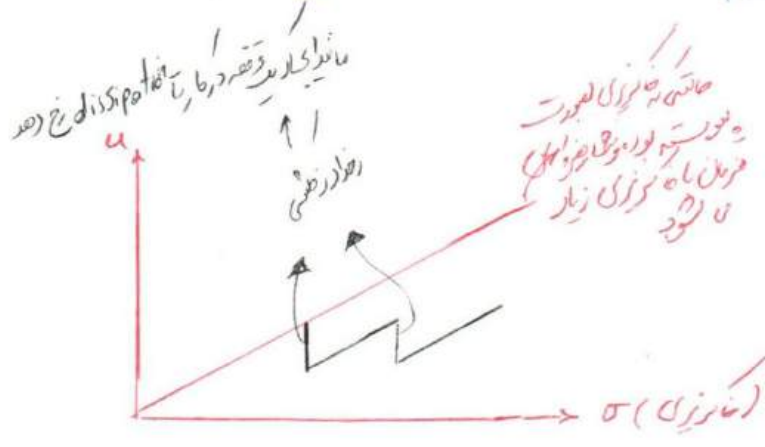
شماره منفی منفی است (منفی)

u_a و u_c به هم اضافه می شود و در خارج از این مجموع منفی است پس

$u_a = u_a + u_c$
(ψ) capilarity

ملاحظات بعد از نشان می دهد که روشی که ما انتخاب می کنیم

* روش مبتنی بر این است که وقتی خارج از n داریم جمع کانه منفی و خروج می داریم در صورتی که در حالت n است در صورتی که خروج می داریم



تعدادی تغییر حجم مثل خروج (Δv):
هر که n جدید را می بینیم

$\delta_r = \frac{\delta_0 v_r}{v_r + \Delta v} = \frac{\delta_0}{1 + \frac{\Delta v}{v_0}}$ (*) $v_0 = v_0 n_0$
کانه جیم منفی

جیم های اولیه در مقدار p و p_0 : $V_a + H V_w = (1 - \delta_r + H \delta_r) v_r n_r$

$p = p_0 + u_b$

تغییر رطوبتی که در مطلق می شود در حالت و خروج برابر است با:
حال جیم هر که را در $dissipation$ آن منفی می بینیم بنابراین:

$p_0 v_0 = p_r v_r \rightarrow p_0 (1 - \delta_r + H \delta_r) v_0 n_0 = p [(1 - \delta_r + H \delta_r) v_r n_r + \Delta v]$

$\rightarrow p_0 (1 - \delta_r + H \delta_r) v_0 n_0 = p (1 - \delta_r + H \delta_r) v_r n_r = p \Delta v$

$\rightarrow \frac{\Delta v}{v_0 n_0} = \frac{\Delta v}{v_r} = (\frac{p_0}{p} - 1) (1 - \delta_r + H \delta_r)$

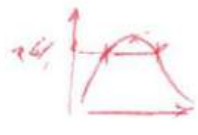
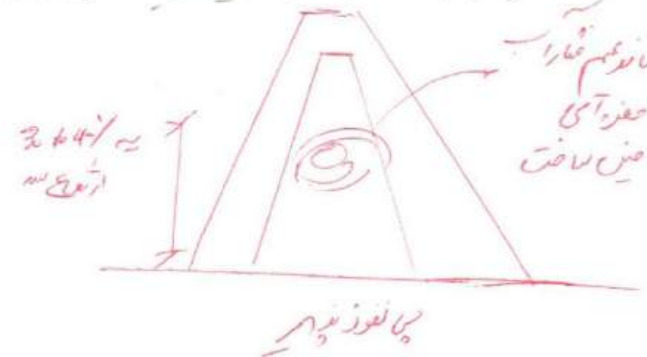
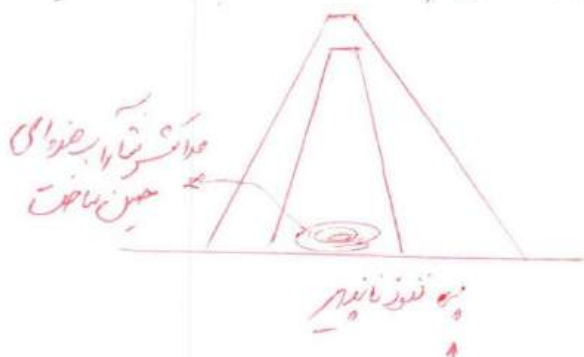
با تکرار این رابطه برای $(\frac{\Delta v}{v_r})$ در رابطه (*) δ_r جدید بدست می آید یعنی:

فرض این فشار آب و هوا می باشد :

$$K_{r1} = \frac{K}{1 + \left(\frac{P_o}{P} - 1 \right) (1 + K_r + K_d)}$$

(با این که این n و K هم در دو باره
 یک عدد تعیین می شود)
 عوامل دیگری که مقدار n و K روی فشار آب و هوا دارند عبارتند از:

- تأثیر در مقدار رطوبت هوا
 - تأثیر در دمای هوا
 - تأثیر در فشار هوا
 - تأثیر در ارتفاع هوا
 - تأثیر در نوع خاک و زمین



نقشه: تا ۹۶۸۵ متر از سطح دریا تا سطح دریا

- تأثیر نوع خاک و زمین
 - تأثیر در دمای هوا
 - تأثیر در فشار هوا
 - تأثیر در ارتفاع هوا
 - تأثیر در نوع خاک و زمین

چهار سال هم در دمای هوا و فشار هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

اصلاح مصالح میسر از زمین ها است. بعنوان مثال مصالح که در دمای هوا و فشار هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

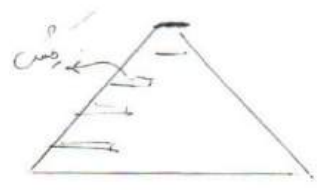
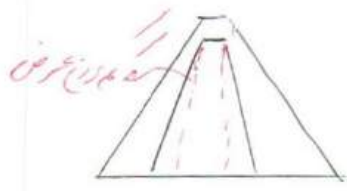
مصالح که در دمای هوا و فشار هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

۱- بر وجود این فشار آب و هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

- رطوبت کم - ارتفاع کمتری - طول مسیر کمتر - سرعت عبور کمتر

- زمان توقف کمتری - شیب آب و هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

۲- ایجاد زمین در خاک های ریزانه عرض و یا کم کردن عرض اینگونه خاک ها می تواند در کاهش فشار آب و هوا و ارتفاع هوا و نوع خاک و زمین

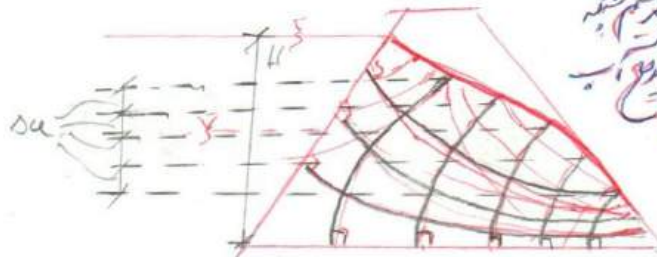


* تراوش دلم سے ترسیم کعبہ میریاں دہشت اور ان نشا تراوش از سبب میریاں

* انتساب - Cedergan

$$N_d = 6$$

$$\sigma_u = \frac{H}{N_d}$$



الشيخ
الشيخ

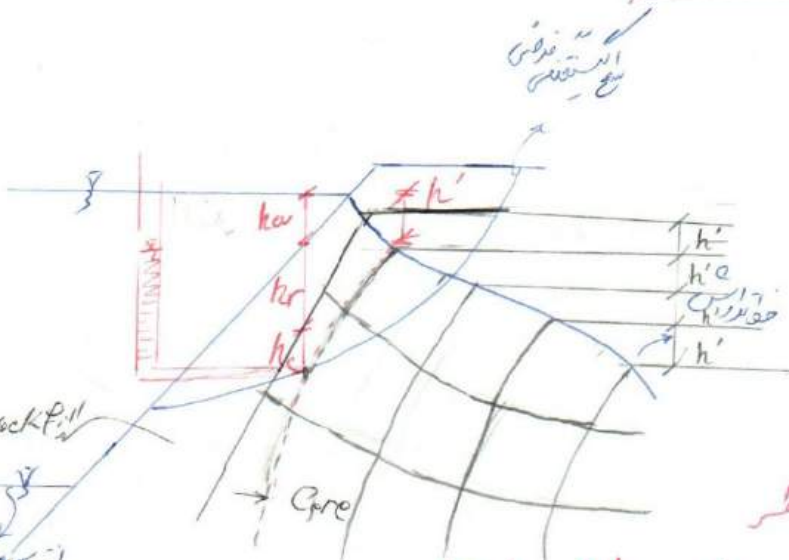
راه حل بیابان برای خانزنی های تدریس نیست و

$$u = (h_c + h_r + h_w - h') \gamma$$

عزیز قلمی عزیز

$$u = u_0 + \Delta u = u + B \Delta t$$

اندر عشق اصله احد است نفس فاحکم بالهدی و زمان من سر باز نفعم و روز نظر



$$(\sigma_i)_c = \gamma_c h_c + \gamma_r h_r + \gamma_w h_w$$

$$\sigma_1 = \sigma_c h_c + \sigma_{rel} h_r$$

$$(\Delta \sigma_i) = - \cancel{(\sigma_i - \sigma_0)} = - [(\sigma_r - \sigma_{rd}) h_r + \sigma_w h_w] = \sigma_i - \sigma_0 \quad (I)$$

where: $\delta_{rel} = \delta_r - n_s \delta_w$ (II) $\Rightarrow \Delta \sigma_1 = -\delta_w (n_s h_r + h_w)$

$$\begin{cases} \Delta \sigma_1 = -\delta_\omega \left(n_s \frac{h}{r} + \frac{h}{a} \right) \\ u = \delta_\omega \left[h_c + \frac{h}{r} (1 - \bar{B}) n_s + \frac{h}{a} (1 - \bar{B}) - \bar{h} \right] \end{cases}$$

$$u = \delta_w [h_c + h_r(1 - \alpha_r) - \tilde{h}]$$

برای این که استبعاد : $\bar{B} = 1$

۱) عرض ایچ در جهت انبساط و خافیه کارایی بالند

* اگر وقت تمام نمی‌باشد می‌توان از کعبه حیران استفاده نمود.

سید علی حسینی :

(فصل در حدیث نبوی ص ۱)

$$F.S = \frac{F_{\text{مقاومة}}}{F_{\text{مؤثرة}}} = \frac{C_{\text{Cu}^{2+}}}{W_{\text{ol}}}$$

اندک شش ایجا شود و در آب شود

$$\rightarrow F.S. = \frac{I C_u L_{ai}}{W_{ax} d + P_{ax} d_w} = \frac{C_u (r_{ox} - l_{ox}) r}{W d + F_{ax} d_w}$$

برای Taylor نیز مستقیماً داریم که F را نیز می‌توانیم بنویسیم

(م، م، م، م، م)
اسماء بنت عبد مناف
حل و استند

$$\begin{aligned} \tau_F &= C_F + \sigma_F \gamma_F \\ \tau_m &= \frac{\tau_F}{F_S} = \frac{C_F}{F_S} + \sigma_F \frac{\gamma_F}{F_S} \\ &= C_m + \sigma_m \gamma_m \end{aligned}$$

مؤلفہ کی مغازی بابر پر جامع جمع شود و بی ہشتاد و محمود و نور علی میرزا احمد علی بن محمد

$$\left. \begin{aligned} \sum \mathbf{c}_m \mathbf{L} r &= \mathbf{a}_m \mathbf{L} r_c \\ \mathbf{c}_m \mathbf{L} r &= \mathbf{a}_m \mathbf{L} r_c \end{aligned} \right\} \rightarrow r_c = \frac{L_a}{L_c} \cdot r$$

قدم جا به باید مقرر کنیم :

- واسطه وین واسطه را سطح مستوی قرار دهیم
 - برای یک سطح مستوی

۱- کتاب F_4

$$\varphi_m = \frac{f_y^{-1} \varphi}{f \varphi} - 2$$

$$r_\varphi = r \sin \varphi_m \text{ — شعاع } \varphi - 3$$

4 - اسم باء ۴۰

6- اسم دیا گیا آزاد C, W, R

۶۔ دولت اور ان

$$C_m = \frac{C_m}{L} \quad \text{J/m}^3 \text{ Exp. 8}$$

١٠. اے جیو و فاجم ہر پورے سے حل التار میر
العید صراحتاً ہے ہر خطا سے حل شود

انصرت حوائس با سب، این خطا می باشد خود

- دین این باید ابتدا:
انتخاب مرکز دایره محاسبه دین نقطه لغزش
نیز صورت گیرد

* برای شب‌های چند ثان از زمان بتدریج استفاده نمود.

این روش‌ها که را می‌توانیم حل کنیم داشت:

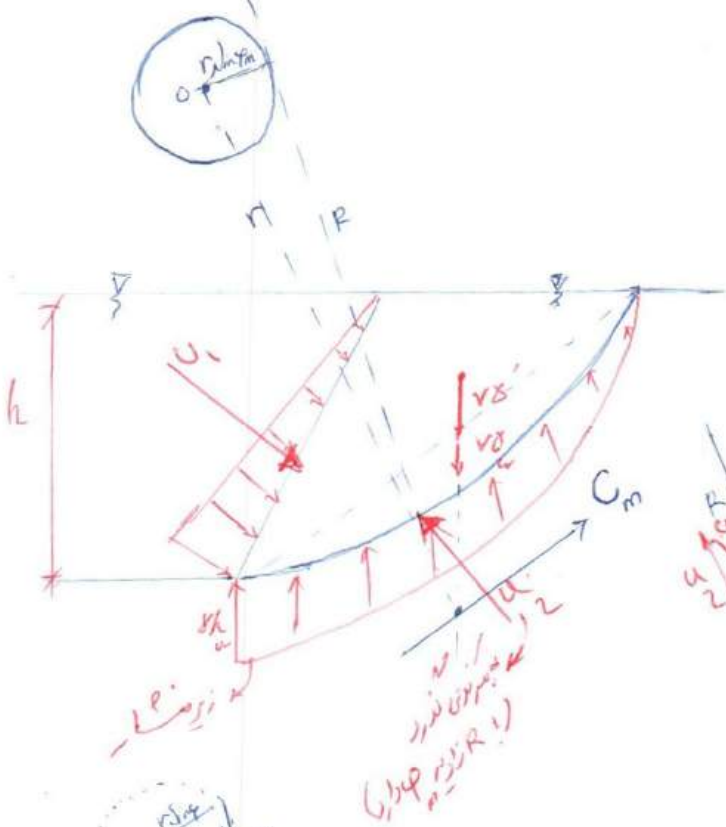
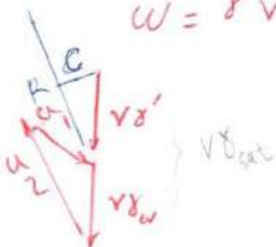
این γ هم نقطه لغزش باشد:

- صورت I :

$$\gamma_{cat} = \gamma' + \gamma_{\omega}$$

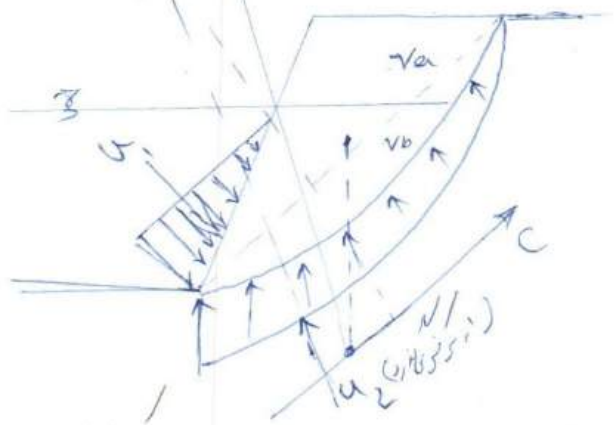
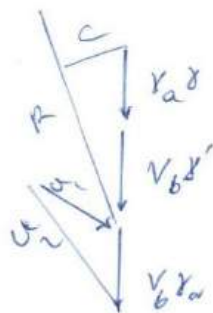
$$W = \gamma' V + \gamma_{\omega} V$$

* همانند حالت قبل است
ولی معادله را در حالت لغزش صورت حل می‌کنیم



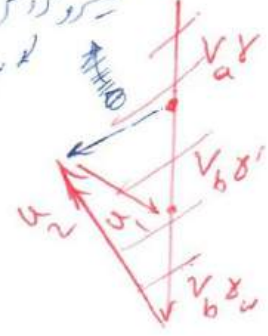
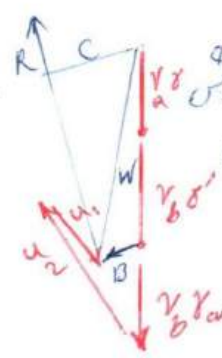
- صورت II :

$$W = \gamma_a \gamma' + \gamma_b \gamma' + \gamma_b \gamma_{\omega}$$

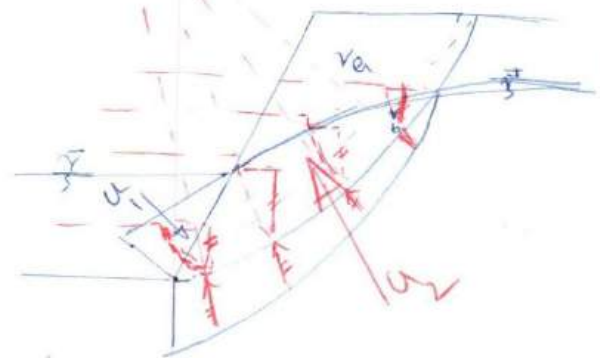


- صورت III :

B: نیروی مرکز دایره



این شب‌های از مرکز دایره

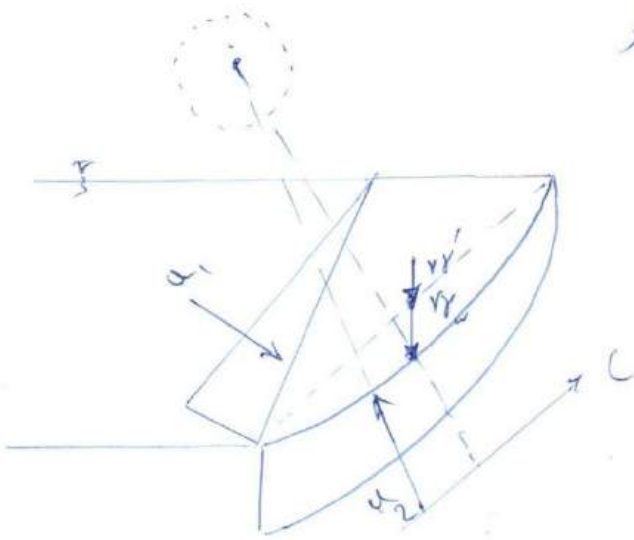


$$(v_{\omega} = \gamma_{\omega} L)$$

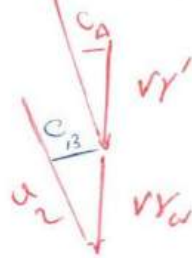
و در γ در R داریم $\gamma_{\omega} = \gamma_{\omega} L$
در این صورت $F_k = \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_m}$



توان است سرعت: در این حالت سرعت را در ده نیاز به نیروی اصطکاک داریم نه C به باشد



* در این حالت سرعت و طول را تغییر می دهیم



$$C_m = C_A + C_{B3}$$

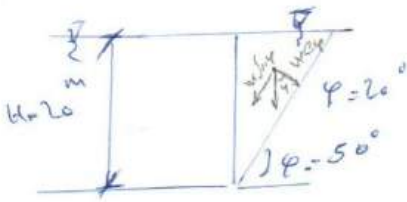
$$G_m = \frac{C_m}{L_C}$$

$$F_C = \frac{C}{C_m}$$

مستند: اگر $F_C = 1$ باشد

پای 1 F_C مقدار C لازم را بدست آورد.

- برای این مقدار C را در نظر گرفتن و آن را در فرایند اصطکاک میزنیم در برابر
انرژی سطح آب را بدست آورد.



- روش قطعات (Slice) - به فرمات کامل در کتاب اصول مهندسی (ص ۱۱۴۳)

در بردهای خاص چون غاسب یا شیب همین داریم فراموشی جهت را میزنیم پایداری از روش قطعات استفاده می کنیم. (مراجعه ب کتاب)

۱- روش بیلیوس Bishop

۲- روش سیریکو اصلاح شده تایید در روش شیب - معادله گسترش

۳- روش نغزنی قطعه به فرمات کامل در کتاب اصول مهندسی (ص ۱۱۴۳)

* در روش قطعات استفاده می کنیم باید که فرموله باید که به سطح قرار گیرد.

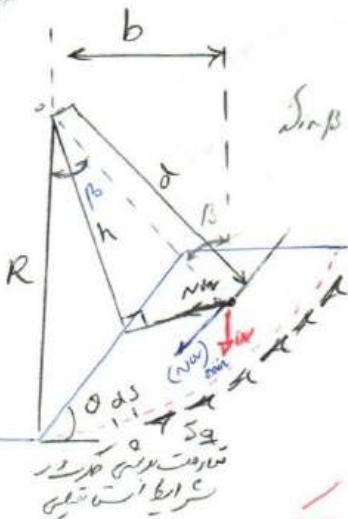
$$F_{FS} = \frac{\sigma_{\phi}}{\sigma_m}$$

توان بزرگ
شکل mobilize شدن
سطح شیب نغزنی

$$\sigma = F + \sigma_{\phi}$$

$$\sigma T = \frac{C + \sigma_{\phi} b}{F}$$

$$\sin \alpha = \frac{b}{d}$$



محیط پایداری بردهای خاص در برابر زلزله:

روش محاسب الل و نیاید

روش نیواری: هم برای سطح لغزش را بر روی دهم خط

آنها N و G متاسب باشد نه $F_S = 1$ سطح شروع به حرکت می کند
در شیب نغزنی $N' = 0$ و F_S خوانده را بگویند

$$F'_S = 1, N = N'$$

$$F'_S = F_S, N' = 0$$

فریب این است

در این است

$$mb = R \int \sigma ds$$

$$\rightarrow F'_S = \frac{R \int \sigma ds}{R \int \sigma ds} = \frac{\int \sigma ds}{\int \sigma ds}$$

$$R \int \cos ds = W = \frac{b}{h} \int \cos ds$$

$$Wb + Nwh = R \int \cos ds$$

$$Nwh = R \int \cos ds - R \int \cos ds$$

$$\rightarrow N = \frac{b}{h} (\bar{FS} - 1) \quad (*)$$

$$N_{min} = (\bar{FS} - 1) \frac{b}{a} = (\bar{FS} - 1) \sin \beta$$

$$N_{min, \beta} = (\bar{FS} - 1) \tan \beta$$

اگر $N \neq 0$ (حالت استاتیستیک) با $N' = 0$ میزنیم و میبینیم.

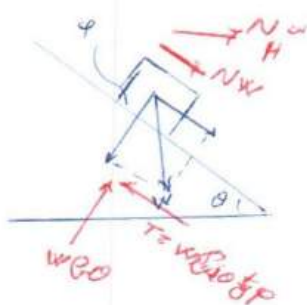
$$R \int \cos ds = \bar{FS}' (Wb + N'wh)$$

$$Wb + Nwh = \bar{FS}' (Wb + N'wh)$$

$$N = N' (\bar{FS}') + (\bar{FS}' - 1) \frac{b}{h}$$

$$N = N' (\bar{FS}') + (\bar{FS}' - 1) \sin \beta$$

$$= N' (\bar{FS}') + (\bar{FS}' - 1) \tan \beta$$



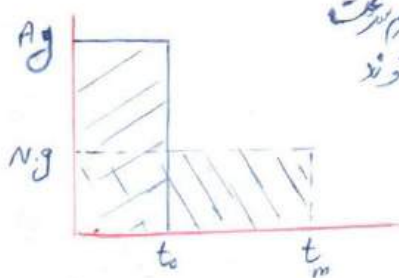
$$F_{cr} = \frac{\tan \phi'}{\tan \theta} = \frac{W \cos \theta \tan \phi'}{W \sin \theta} = \frac{\tan \phi'}{\tan \theta}$$

$$NW + W \sin \theta = W \cos \theta \tan \phi' \rightarrow N = \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \theta} - 1 \right) W \sin \theta = (\bar{FS}' - 1) W \sin \theta$$

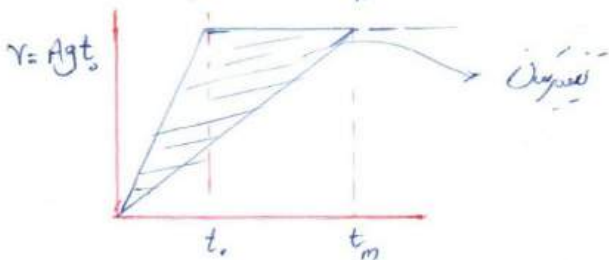
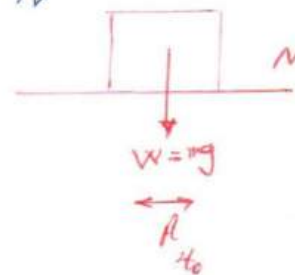
$$N = (\bar{FS}' - 1) W \sin \theta$$

اگر $N = 0$ میزنیم و میبینیم که در این حالت $N = 0$ میزنیم و میبینیم.

$$if \theta = \phi'$$



$v = Agt_0 = Ng t_m \rightarrow t_m = \frac{Ag t_0}{Ng} = \frac{v}{N \cdot g} = \frac{At_0}{N}$
 $t_0 = \frac{v}{Ag}, t_m = \frac{v}{Ng}$



$u_{max} = \frac{1}{2} v t_m - \frac{1}{2} v t_0$
 $= \frac{1}{2} \frac{v}{Ng} \frac{v}{Ng} - \frac{1}{2} \frac{v}{Ag} \frac{v}{Ag}$
 $= \frac{v^2}{2gN} (1 - \frac{N}{A})$

این برای حالت *symmetric* است

اگر سطح شیب دار باشد باید خواص داشت:

v : سرعت حرکت زمین

N : ضریب خورشید سیستم باندا
 A : شتاب برابر از زمین یا دانه است.

$u_m = \frac{6v^2}{2gN} ; \frac{N}{A} < 0.2$
 $u_m = \frac{v^2}{2gN} \cdot \frac{A}{N} ; 0.2 \leq \frac{N}{A} \leq 0.5$
 $u_m = \frac{v^2}{2gN} \cdot (1 - \frac{N}{A}) \frac{A}{N} ; \frac{N}{A} > 0.5$

در جهت پائین:

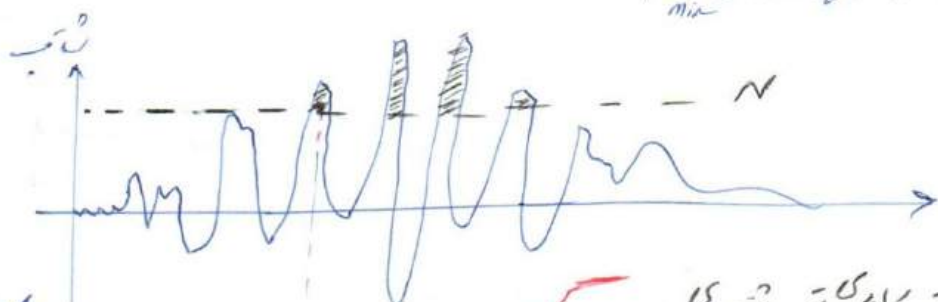
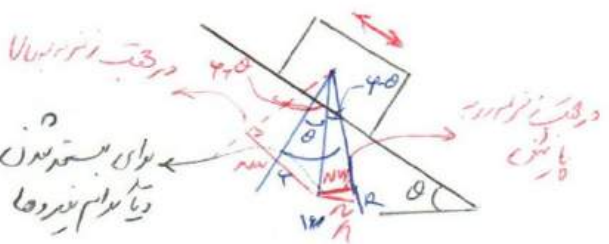
$(NW)_{min} = W \sin(\varphi - \theta)$

مثال: $\varphi = 35^\circ, \theta = 25^\circ \rightarrow N_{min} = \sin(35 - 25) = 0.174$

$N_h = \sin(\varphi - \theta) = \sin 10^\circ = 0.176$

در جهت بالا: $N_{min} = \sin(\varphi + \theta) = \sin(60) = 0.86$

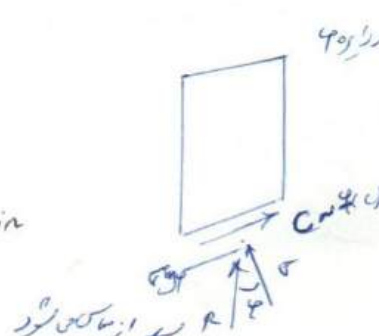
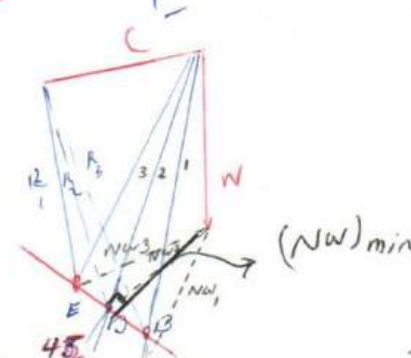
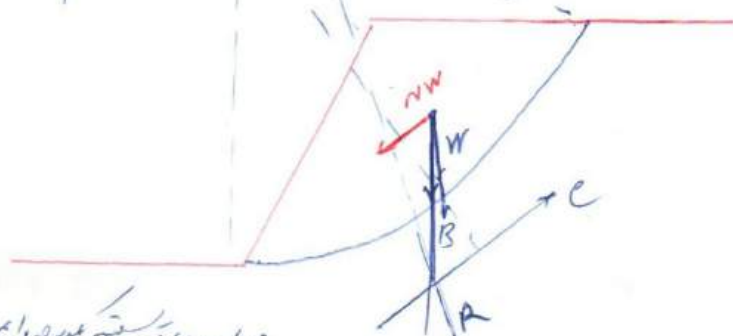
در شیب که غیر متساوی N باشد جایی خواص داشت
مبادی دیگر جایی را تغییر نمی



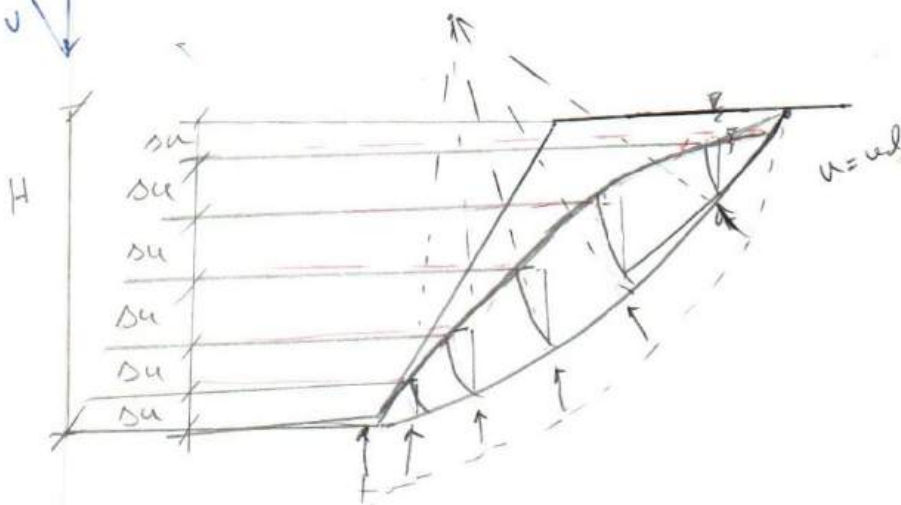
تغییر شتاب و تغییر در شیب
(تغییر در N)



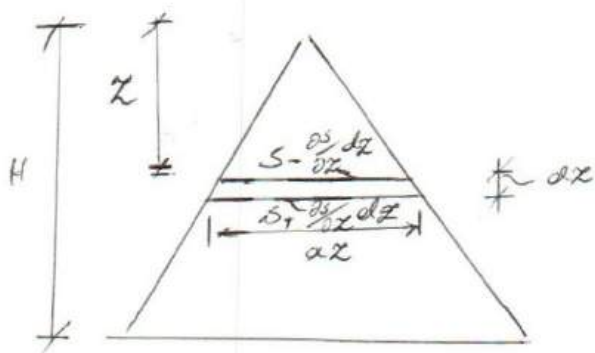
فرض $F_p = 1$ (تغییر از θ) فرقی است با استفاده از θ



در این φ تغییر می‌دهیم



$$N_A = 6 \rightarrow \Delta u = \frac{H}{N_A}$$





$$G = \frac{\text{Shear stress}}{\text{Shear strain}} = \frac{\frac{\sigma_x}{2}}{\frac{\delta}{2L}}$$

$$Pax(dx) \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{\partial s}{\partial x} dx$$

$$\rightarrow \rho_{ax} \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{\partial s}{\partial x}$$

$$\rightarrow \rho = \alpha \times G \frac{dx}{dt}$$

$$\rightarrow P_{ax} \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{\partial S}{\partial x} = a \frac{\partial}{\partial x} \left(Gx \frac{dx}{dx} \right) + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(\eta x \frac{\partial^2 x}{\partial x \partial t} \right)}_{\text{انرژی است}}$$

$\rho_z \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = G \left(\frac{\partial x}{\partial z} + z \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} \right)$

$x = x(z') \sin \omega t = x(z') \sin \frac{2\pi x t}{T}$ و $x(z')$ به $\phi(z')$ آنیزسان سینوس دار است. پس:
 $z' = \frac{x}{H}$ فرض

$$\frac{\partial^2 x}{\partial z'^2} = -x \omega^2 \sin \omega t \quad (2)$$

$$\frac{\partial x}{\partial z} = \frac{\partial x}{\partial z'} \sin \omega t = \frac{1}{H} \frac{\partial x}{\partial z'} \sin \omega t \quad (3)$$

$$\frac{\partial^2 x}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial z'^2} \sin \omega t = \frac{1}{H^2} \frac{\partial^2 x}{\partial z'^2} \sin \omega t \quad (4)$$

$$G \left(\frac{\partial x}{\partial z'} + z' \frac{\partial^2 x}{\partial z'^2} \right) + \rho H z'^2 x \omega^2 = 0 \quad (5)$$

حل معادله (5) بصورت زیر است:

$$x = A J_0 \left\{ (H\omega) \sqrt{\frac{\rho}{G}} \cdot z' \right\} \quad (6)$$

و به $z' = 1$ ، $x = 0$

$$J_0 \left(H\omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right) = 0$$

$$\left(H\omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right)_n \frac{1}{\pi} = 1 - \frac{1}{4} + \frac{0.0567}{4n-1} - \dots \quad (7)$$

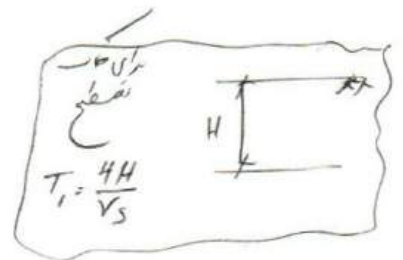
$$\frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\rho}{G}} H\omega_1 = 1 - 0.25 + 0.069 - \dots = 0.767 \quad (*)$$

$$\sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{1}{v} \quad (**)$$

$$(*) \rightarrow \frac{H}{v_s} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \frac{2\pi}{T_1} = 0.767$$

$$\rightarrow T_1 = 2.61 \frac{H}{v_s}$$

$n=1$ پرورد اول صحت:



$$\left(\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \right)_{\max} = -x \omega^2 \quad (از رابطه 2) \quad \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \right)_{\max} = -x (0.767)^2 \frac{\pi^2}{H^2} v_s^2 \end{array} \right. \quad (تساوی)$$

$$\omega_1 = 0.767 \frac{\pi}{H} v_s$$

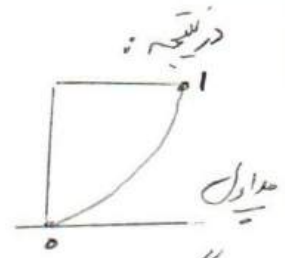
آنرا از رابطه (6) جایگزین کنیم:

$$\left(\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \right)_{\max} = -A J_0 \left\{ \frac{H}{v_s} z' (0.767) \frac{\pi}{H} v_s \right\} (0.767)^2 \frac{\pi^2}{H^2} v_s^2$$

$$\approx \frac{v_s^2}{H^2} J_0 (0.767 \pi z') \quad (تقریباً برابری)$$

برای یک مشخص $\left(\frac{v_s}{H} \right)^2$ ، $\frac{G}{\rho H^2}$ مقادیر ثابت هستند پس معادله $J_0(2.44 z')$ است

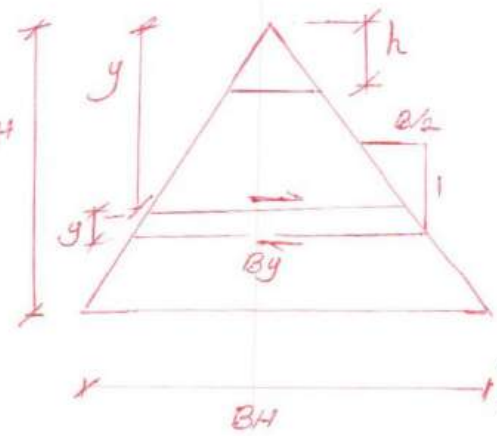
$x' = \frac{x}{H}$	0	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	1
$J_0(2.412')$	1	0.986	0.844	0.668	0.436	0.124	0



محل یا مداخل را باید بررسی و شباهت را تعیین کنیم:

Amberajey's (امبراسیجس و سارما) ~~Amberajey's and Sarma~~

تحت تاثیر شتاب ایستاده در آن مد یک تغییر مکان $u = u(y, t)$ در همه جهات یافت.



مدام: $G = P \gamma_s^2$ ($\gamma_s = 8G$)

Shear Force: $Q = B y G \frac{\partial u}{\partial y}$, $dQ = \frac{\partial}{\partial y} (B y G \frac{\partial u}{\partial y}) dy$ (1)

$u(t)$ تغییر می کند

$P B y dy [\ddot{u} + C \dot{u} + g(t)]$

(2)

$(1) = (2) \rightarrow P B y dy [\ddot{u} + C \dot{u} + g(t)] = P B \gamma_s^2 \frac{\partial}{\partial y} (y \frac{\partial u}{\partial y}) dy$

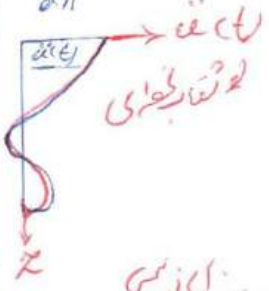
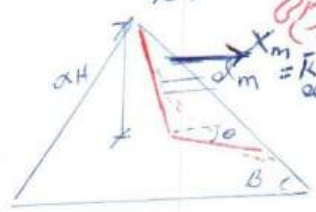
$\rightarrow \ddot{u} + C \dot{u} + g(t) = \frac{\gamma_s^2}{y} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (y \frac{\partial u}{\partial y})$

مشرط‌های $\begin{cases} u(H, t) = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial y}(h, t) = 0 \end{cases}$

تغییر مکان نسبی در زمین
کاهش دریاچه

شرط اولیه: $u(y, 0) = \dot{u}(y, 0) = 0$

$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n(y) [J_n]$



$A_n = \frac{\text{تغییرات انرژی در هر قطعه}}{\text{کل حجم قطعه}}$

$K_n = \frac{|A_n|_{max}}{\dot{J}_{max}}$

$A_n = \frac{\int_0^H \ddot{u}(y) dm}{\int_0^H dm}$

ضریب زلزله
نیروی انبرک

برای کل قطعه

مدام و از نظر سیم یا جرم در مورد شش شده در حالتش شود
انواع توزیع شتاب در طولی باید مشخص شود و مشخص شدن
شتاب نه توان اندر سی را تعیین و سپس A_n را تعیین نمود.
* اندر سطح گذشت داریم ای راسته یا سیم می توان کمترین قطعه تغییر
می کنیم

تعیین A_n با استفاده از تغییرات انرژی

* باز داشتن شتاب و ضریب تغییرات (یا) توان
تعداد K یا N در برکت آورد.

۱- انواع سه مشخص به شرح زیر:

۲- مشخصات زلزله خاصی تعیین شود مثل: به عنوان مثال: گواهی گواهی (در صورت لزوم تا پنجچه زمانی زلزله)

۳- تا حد ممکن تنش های موجود در رسد قبل از زلزله مشخص شود - باروش های عددی از محدود و معادل نمود (سطح استاتیکی)

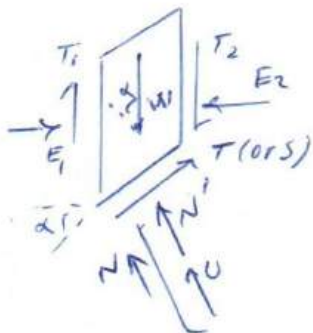
۴- مشخصات دینامیکی مصالح تعیین شود (مدول برشی، ضریب میرایی، مدول برشی، ضریب پواسون، بار زلزله و تنش و تنش غیر فوری مصالح)

۵- توزیع تنش و تنش مناسب، تنش ناشی از زلزله بر رسد خاص به دست می آید مشخص گردد.

۶- نمونه های مختلف از رسد خاص در آزمایشگاه تحت نیروهای استاتیکی از بند ۳ و نیروهای دینامیکی به دست آمده از بند ۵ قرار داده شود و به مقدار کافی از این آزمایشات انجام شود.

۷- از اطلاعات به دست آمده، تنش و تنش آراب حفروای برای احوال نیروهای دینامیکی (از زلزله)، مشخصات تنش و تنش مصالح و مقاومت برشی دینامیکی مصالح و ضریب افزایش خرابی را به دست آورید.

(انچه مقدار تنش از این بیشتر شود در آسایش ایجاد خواهد شد) ۱- روش گوده (در این نوع روش مصالح به دست می آید)
 ۲- دایره اصطاف (Friction Circle)



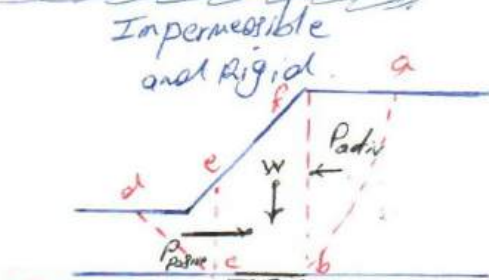
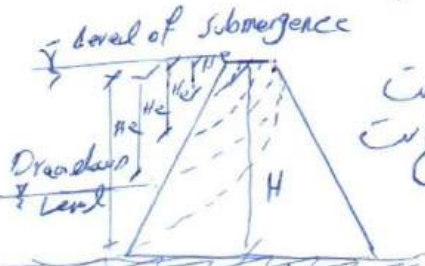
۱- روش مینیس - برای رسد های رسته ای شمع می باشد
 ۲- روش Bishop - در خاکم می باشد

۳- روش رانسون - نامی دیگر - برای سطح لغزش غیر دایره ای

۴- روش لوبین - سطح شده نامی دیگر - سطح لغزش به صورت دایره ای می باشد

۵- روش بیشاپ - به روش مینیس - در این روش با توجه به این تغییراتی می شود
 ۶- روش مینیس - در این روش با توجه به این تغییراتی می شود

۷- روش لوبین - در این روش با توجه به این تغییراتی می شود
 ۸- روش بیشاپ - در این روش با توجه به این تغییراتی می شود

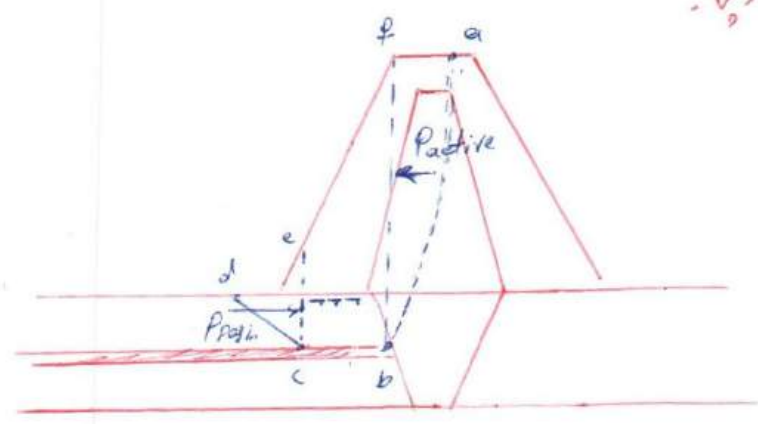


$$F.S = \frac{P_p + C'}{P_a}, \quad F.S = \frac{P_p + (P_w + P_p')}{P_a}$$

نکته: برای در نظر گرفتن تأثیرات سه بعدی هیچ روش دقیقی وجود ندارد. معمولاً هم با استفاده از تئیر سه بعدی در نظر گرفته شود، بهترین و ساده ترین روش این است که سه مقطع موازی از سطح را در نظر گرفته و F.S را برای هر کدام حساب نمود پس ضریب امان وزن دار برای سطح را از رابطه زیر حساب نمود (میانگین سطح دار):

$$F.S = \frac{F_1 A_1 + F_2 A_2 + F_3 A_3}{H_1 + H_2 + H_3}$$

مقطع لغزش افقی در صورت وجود لغزش ضعیف در پهنای:



$$F.S = \frac{P_{active} + c'}{P_{active}}$$

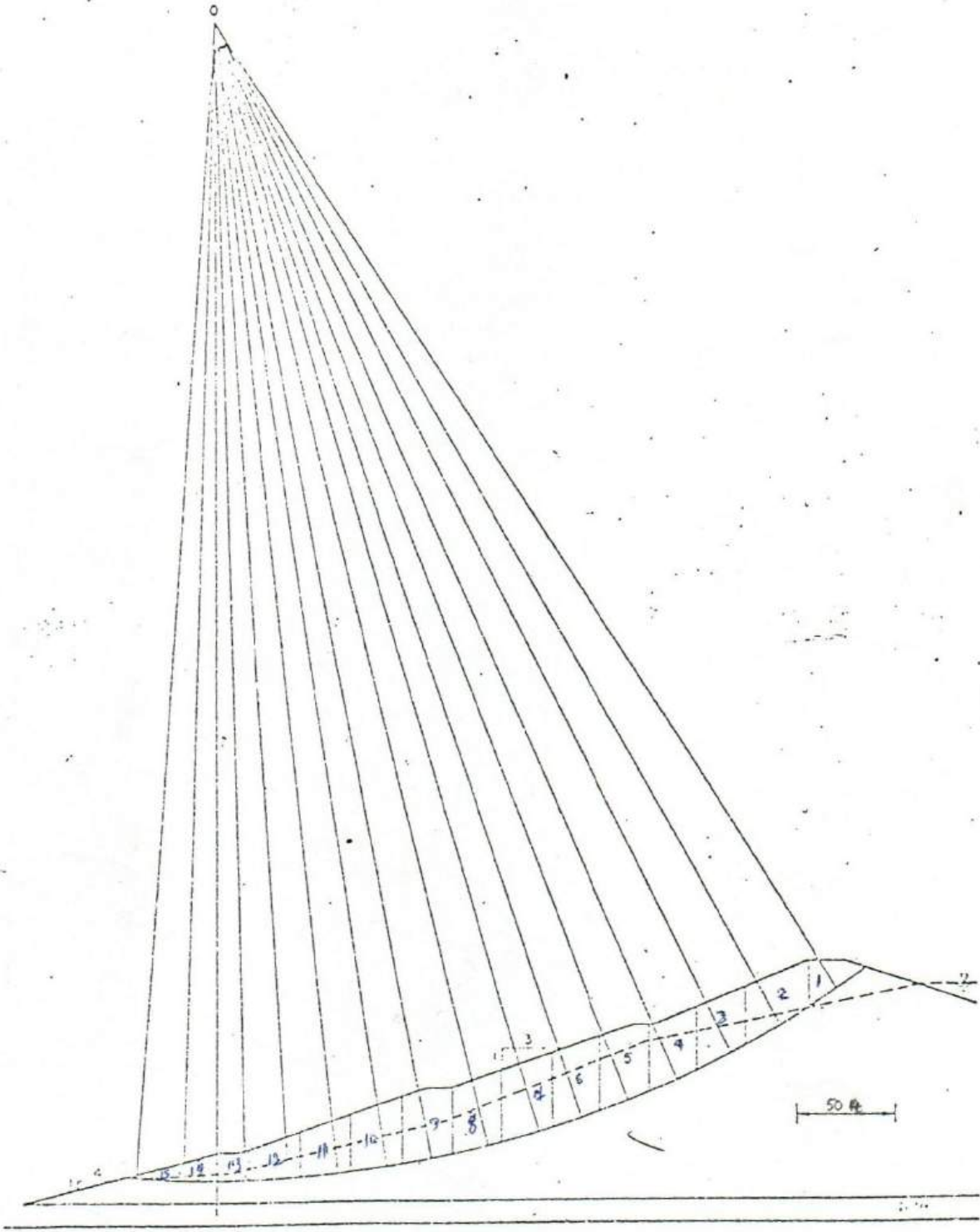
or

$$F.S = \frac{P_{passive} + c'_{typ}}{P_{active}}$$

نقص ضعیف برای

$\varphi' = 26^\circ$
 $c' = 0$
 $\varphi_{cu} = 15^\circ$
 $c_{cu} = 0.8 \text{ TSF}$

$S = C + \sigma \tan \varphi$, $S = c_{cu} + \sigma \tan \varphi_{cu}$
50 ft?



MAXIMUM CROSS SECTION OF CHATUGE DAM WITH SHALLOW SLIP CIRCLE

FIGURE 4

$F.S = 1 \rightarrow \varphi_m = \varphi' = 26^\circ \rightarrow \varphi_{m, cu} = \varphi_{cu} = 15^\circ$

$\{ 119 = 2.204 \times 16 = 10 \text{ N} \rightarrow 116 = 4.45 \text{ N}$
 119 kPa

$$U = \left(\frac{0.12}{2} \right) (50) + \left(\frac{13+26}{2} \right) 40 + \left(\frac{26+39}{2} \right) (50) + \left(\frac{39+52}{2} \right) (62.5) + \left(\frac{52+65}{2} \right) (50) + \left(\frac{65+78}{2} \right) (30) + \left(\frac{78+91}{2} \right) (30) + \left(\frac{91+104}{2} \right) (34.9)$$

$= 18263.48 \text{ w} = 18263.48 (62.5) = 1141461 \text{ lb/ft}$

$\gamma_{sat} = 125 \text{ lb/ft}^3$
 $\frac{2}{3} (2.9) = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \cdot \frac{2.2 \text{ lb}}{10 \text{ N}} \cdot \left(\frac{0.3093}{\text{ft}^3} \right) = 125 \text{ lb/ft}^3$

$\rightarrow W = A \cdot \gamma_{sat} \cdot 1 = (125 \text{ lb/ft}^3) (140 \text{ ft}) = 213750 \text{ lb/ft}$

$F.S = \frac{C}{m} = \frac{C}{C_m} \rightarrow S = (C + W \cdot C_m \cdot \gamma_{cu}) L_c$

$C_u = c \cdot \delta \cdot T \cdot P \cdot F \cdot \frac{200 (\text{lb/ft}^2)}{1 \text{ TSE}} = 1600 \text{ lb/ft}$

$\rightarrow S = (1600 + 213750 \times C_m \cdot 12.84 \cdot \gamma_{cu} / 15) 390.6$
 $= 218361024 \text{ lb/ft}$

$\gamma_A = \frac{104}{456.25} \Rightarrow \alpha = 12.84^\circ$

$(F_c \rightarrow C_m = C)$

$C_m = 1600 \times 390.6 = 624960 \text{ lb/ft} = 624.96 \text{ kip/ft}$

$\Delta h = \frac{104}{8} = 13 \text{ ft}$

این نمودار برای محاسبه نیروهای وارده بر سد و تعیین ضریب ایمنی استفاده می شود.
 در این نمودار، نیروهای وارده بر سد شامل وزن سد، وزن آب، و وزن خاک است.
 ضریب ایمنی (F.S) برابر با 1.25 در نظر گرفته شده است.

$W = 2133.75 \text{ kip/ft}$

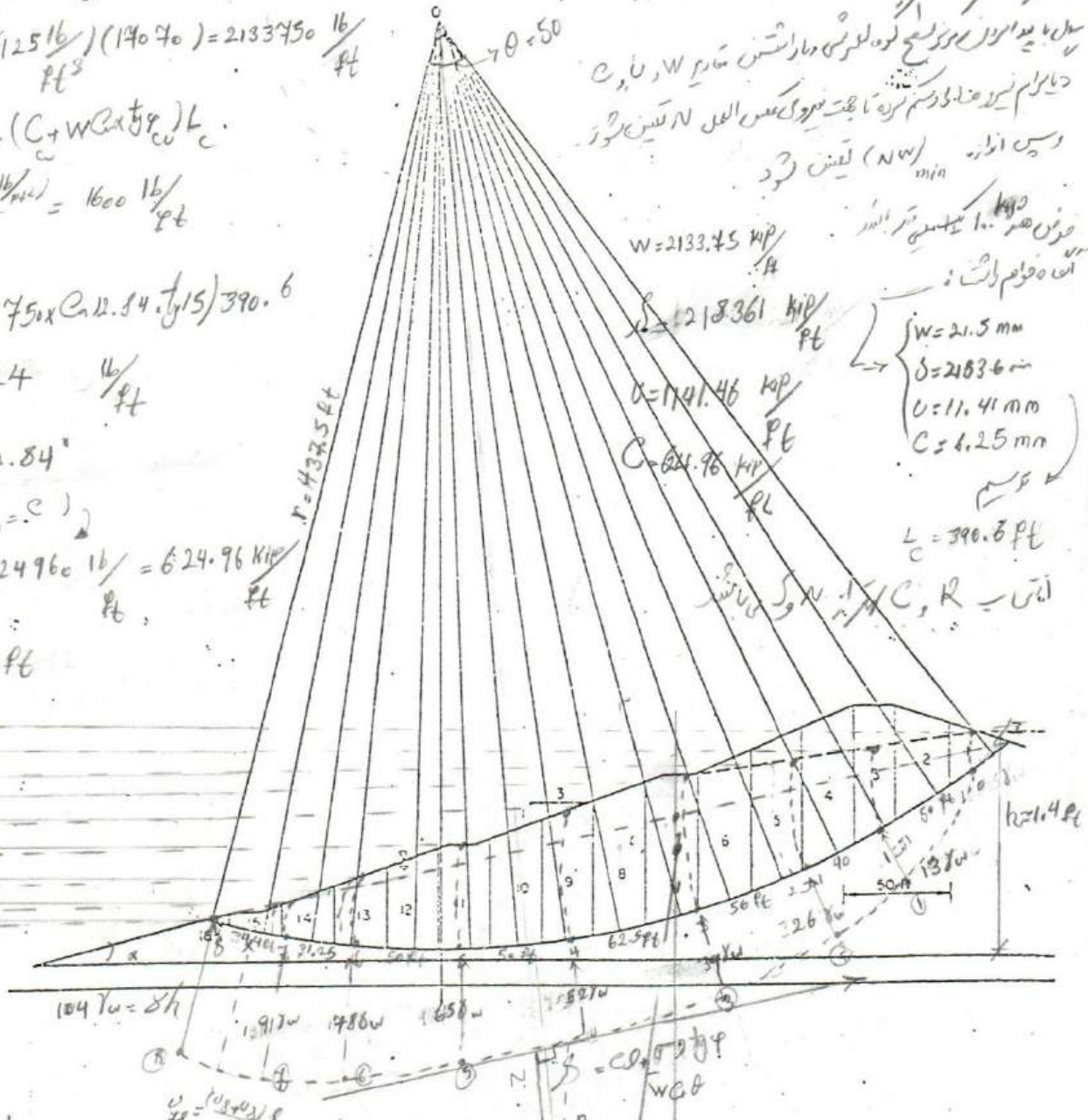
$S = 218361 \text{ kip/ft}$

$C = 624.96 \text{ kip/ft}$

$\left\{ \begin{aligned} W &= 21.5 \text{ mm} \\ S &= 2183.6 \text{ mm} \\ U &= 11.41 \text{ mm} \\ C &= 6.25 \text{ mm} \end{aligned} \right.$

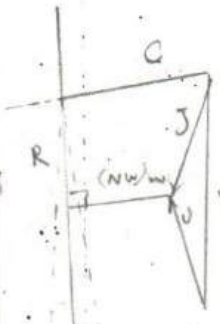
$L_c = 390.6 \text{ ft}$

این نمودار برای محاسبه ضریب ایمنی استفاده می شود.



MAXIMUM CROSS SECTION OF CHATUGE DAM WITH DEEP SLIP CIRCLE

FIGURE 3B

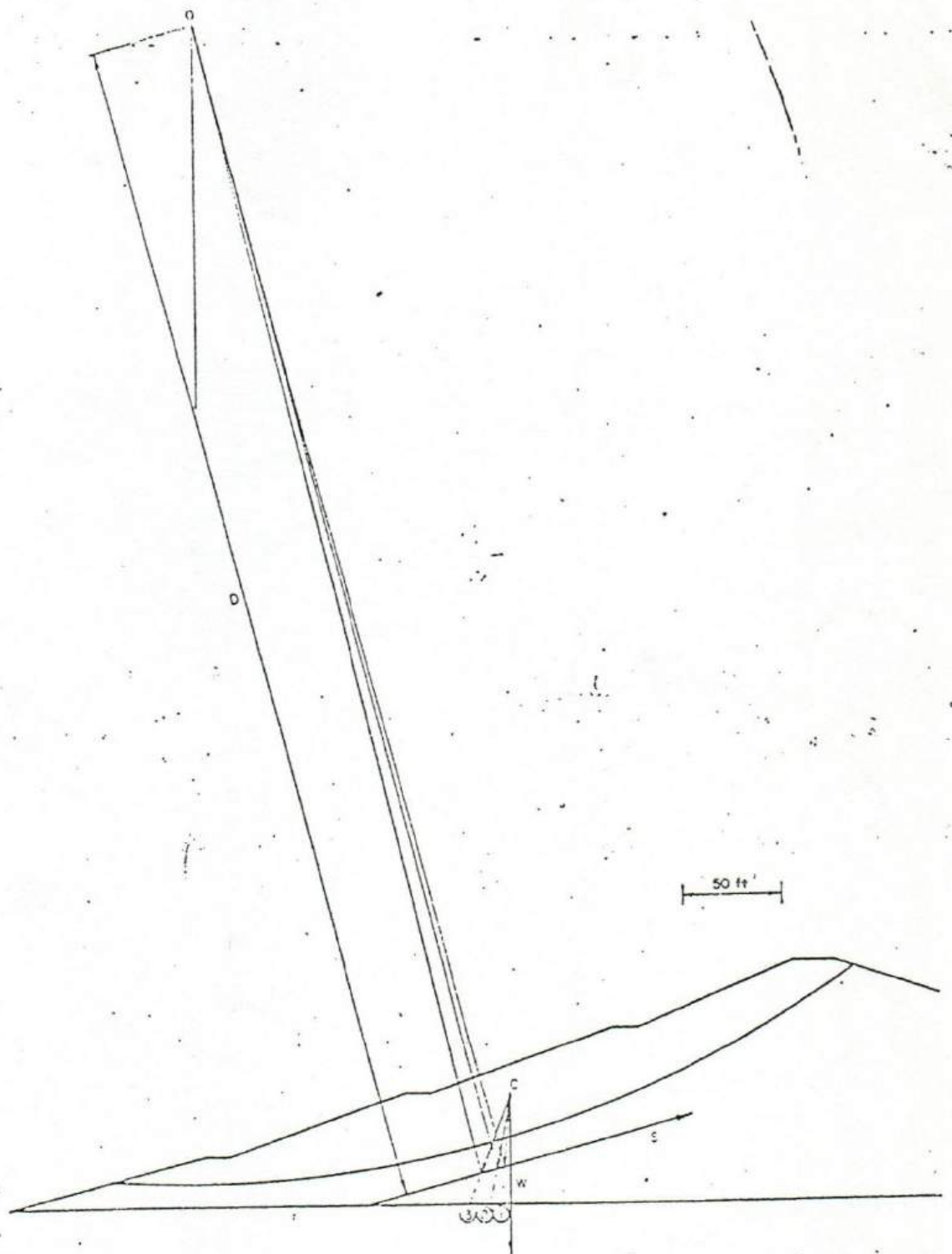


$(N_w)_{min}$

$\frac{16}{50} = \frac{140}{n} \rightarrow n = 437.5 \text{ ft}$

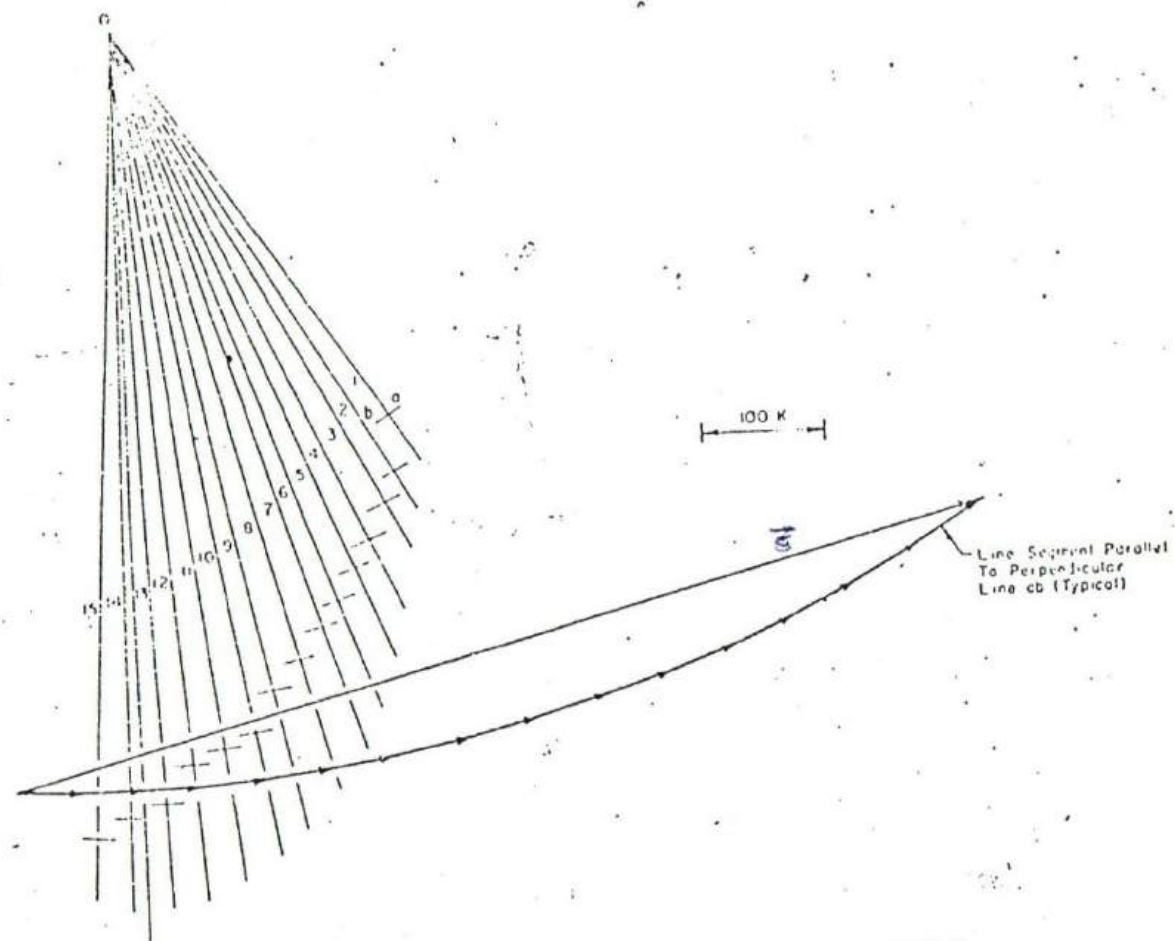


این نمودار برای محاسبه ضریب ایمنی استفاده می شود.



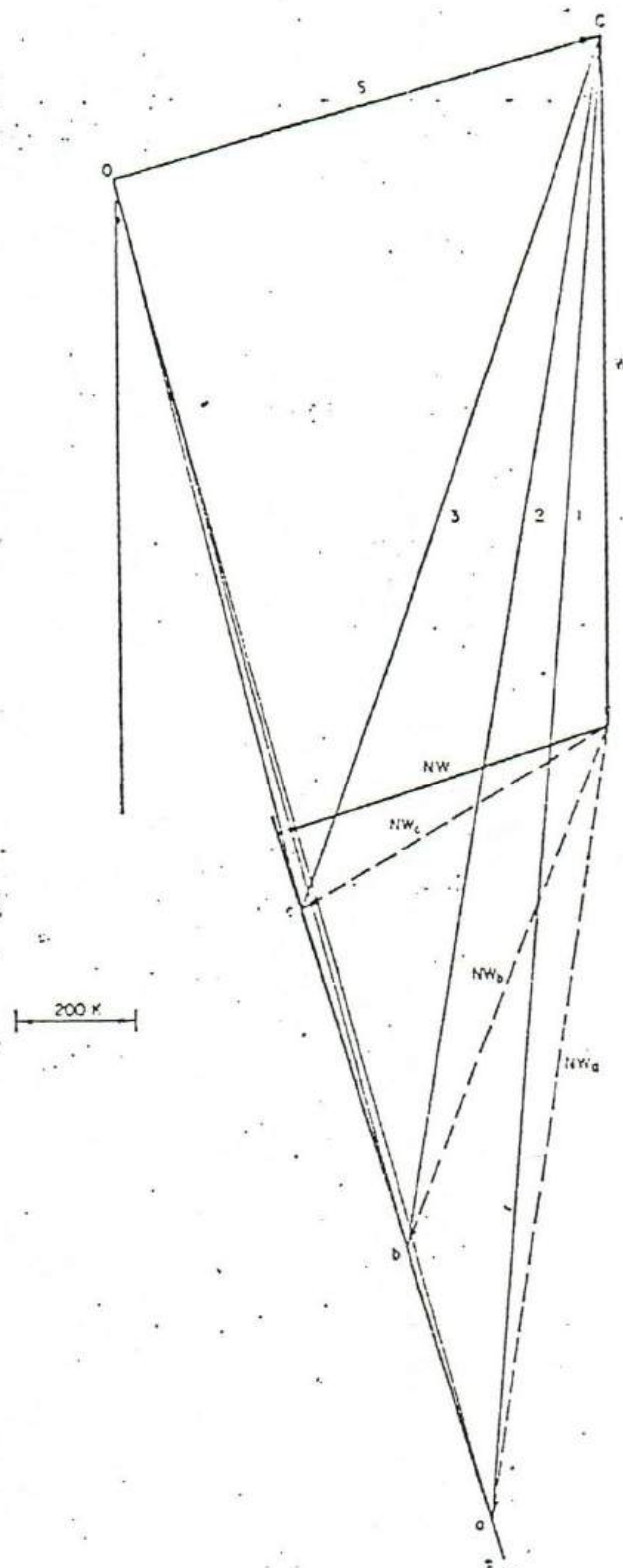
"N" VALUE FROM SHALLOW SLIP CIRCLE AT CHATUGE DAM

FIGURE 34



MAXIMUM SHEAR STRENGTH RESULTANT ALONG SHALLOW SLIP CIRCLE
CHATUGE DAM

FIGURE 35



FORCE POLYGON TO OBTAIN THE DYNAMIC RESISTANCE "NW" FOR
SHALLOW SLIP CIRCLE IN CHATUGE DAM

FIGURE 36

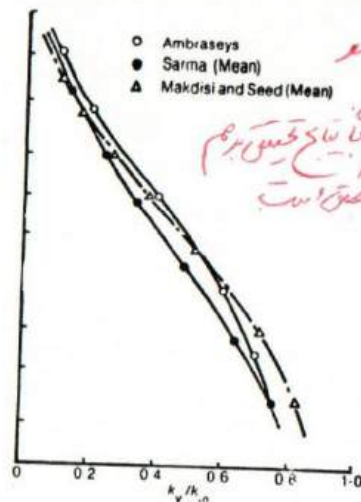
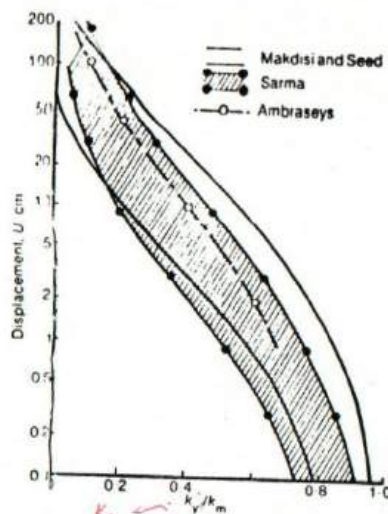


Fig. 20. (left-hand side) and 21 (right-hand side). Computed displacements of embankment dams subjected to magnitude 6½ earthquakes for soils having little or no strength loss due to earthquake-induced deformations

yielding of the soil to occur, k_y , it is a relatively simple matter of double integration to determine the displacements that will develop for representative forms of earthquake motions. Computations of this type have been made by Ambraseys (1973), Sarma (1975) and Makdisi and Seed (1978) for earthquakes having a magnitude of about 6½ and the results are remarkably similar as shown in Figs 20 and 21. (Some assumptions necessarily had to be made to present the results on a common basis as shown in these figures but it is believed that the assumptions are reasonable and do not affect this general conclusion to any significant extent.) Computations for a large number of earthquakes have also been made by Franklin and Chang (1977). Since earthquakes with magnitudes up to 8½ or so may develop in California and the displacements increase with magnitude, the results of computations of this type have been extended to higher magnitude events in the Makdisi and Seed study. These results are shown in Fig. 22. To minimize the scatter of the computed displacements it has been found convenient to plot the results as shown in Fig. 22, where displacements are normalized with respect to the effective peak acceleration k_m and the natural period of vibration of the embankment T_0 .

With the aid of charts such as those shown in Figs 19 and 22 it is a relatively simple matter to evaluate potential displacements during shaking for embankments in which the yield acceleration is reasonably constant. Typical examples of computed displacements for earth embankments which do not lose more than 15% of their original strength during earthquake shaking (i.e. many clayey soils, some dense saturated sands and clayey sands) are shown in Tables 4 and 5. It may be seen that if the soil does not build up large pore pressures and change strength substantially during shaking and if the embankment is initially designed to withstand an inertia force of about 0.1 or 0.15g without yielding, the computed displacements for most earthquakes producing crest accelerations less than about 0.75g are within acceptable limits.

If this is in fact the case, then to ensure acceptable performance it is only necessary to perform a pseudo-static analysis for a seismic coefficient of 0.1g for magnitude 6½ earthquakes

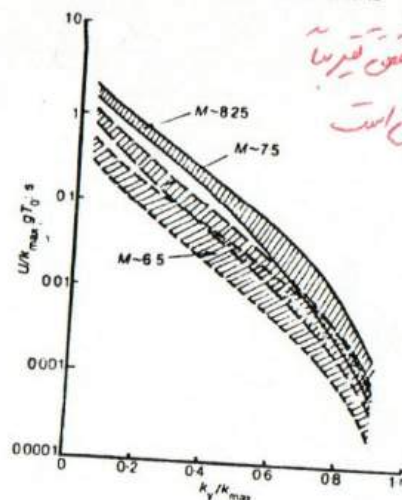


Fig. 22. Computed displacements of embankment dams for soils having little or no strength loss due to earthquake-induced deformations (after Makdisi and Seed)

or 0.15g for magnitude 8½ earthquakes and obtain a factor of safety of the order of 1.15 to ensure that displacements will be acceptably small.

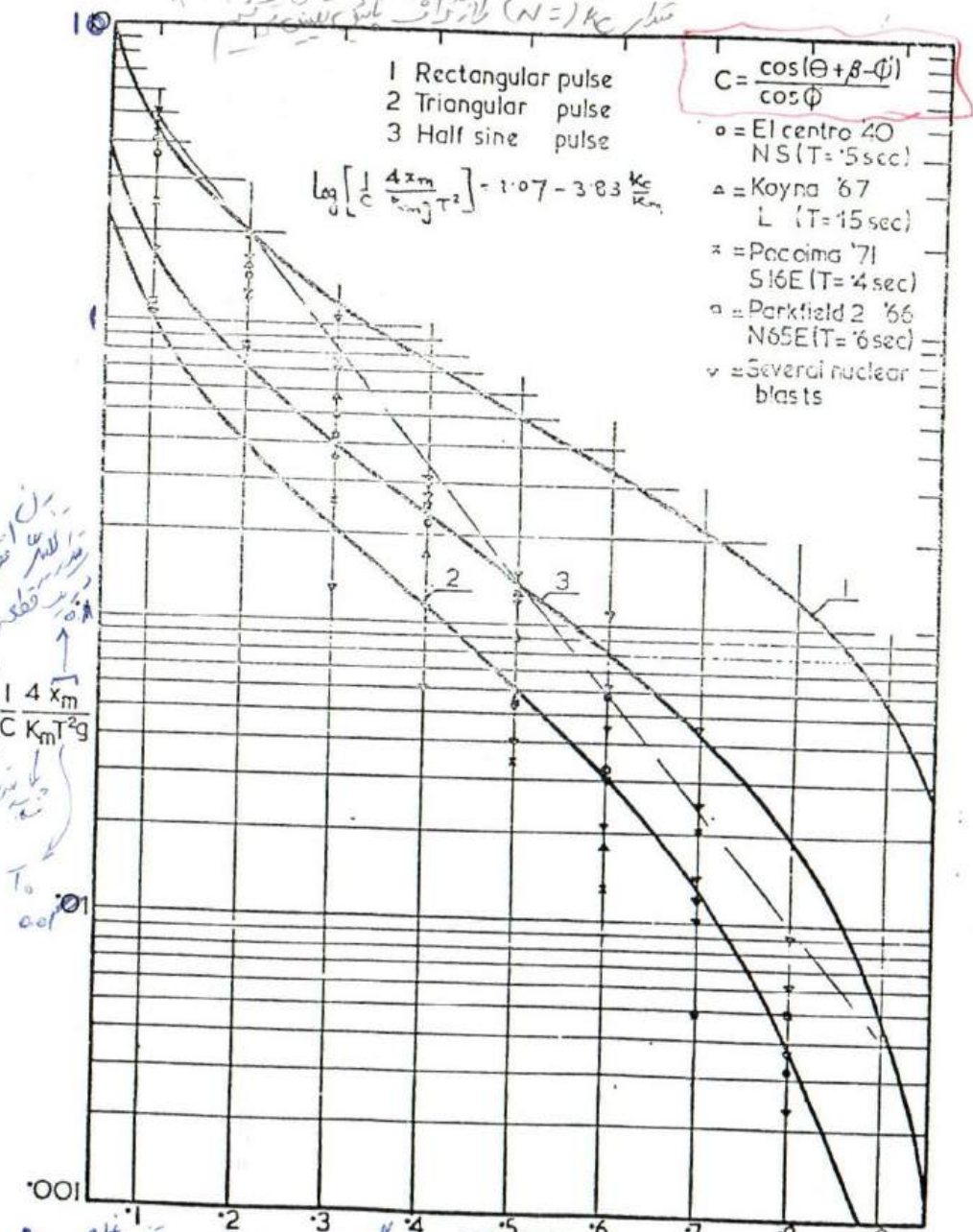
Thus the application of this procedure will invariably result in tolerable displacements if the pseudo-static analysis procedure is followed for the criteria shown in Table 6 and if the soils do not lose more than 15% of their initial strength due to earthquake shaking and associated displacements or build up large pore pressures. This leads us back to the conclusion that the pseudo-static analysis procedure provides an acceptable method of analysis for these types of soil, and the critical decision to be made by the design engineer is simply whether the soil is likely to be vulnerable to excessive strength loss or pore pressure development or not. This can be determined by tests. However, both field and laboratory experience indicates that clayey soils, dry sands and in some cases dense saturated sands will not lose substantial resistance to deformation as a result of earthquake or simulated earthquake loading and thus pseudo-static analyses will generally provide an acceptable method of ensuring adequate performance for embankments constructed of these types of soil. In cases of doubt, however, a careful laboratory study will invariably provide the information from which an appropriate engineering decision concerning the applicability of the method can be made. It should also be noted that even some soils which might be vulnerable to the development of large pore pressures and some strength loss under conditions of strong shaking may show little evidence of these effects under less intense shaking, in which case the principles discussed above would still be applicable.

The Newmark (1965) type of analysis represented a major step forward in both the philosophy of evaluating embankment performance during earthquakes and in suggesting the means for its implementation. It is an interesting by-product that the use of this improved method based on the prediction of embankment displacements should ultimately lead to the conclusion that for some types of soil and conditions (i.e. those which do not build up large pore pressures or cause significant strength loss due to earthquake shaking and associated

note

displacement because of free board computation. The structure is piping potential cap bear the abutments

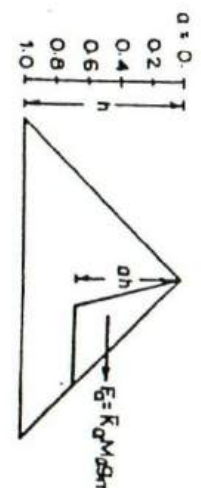
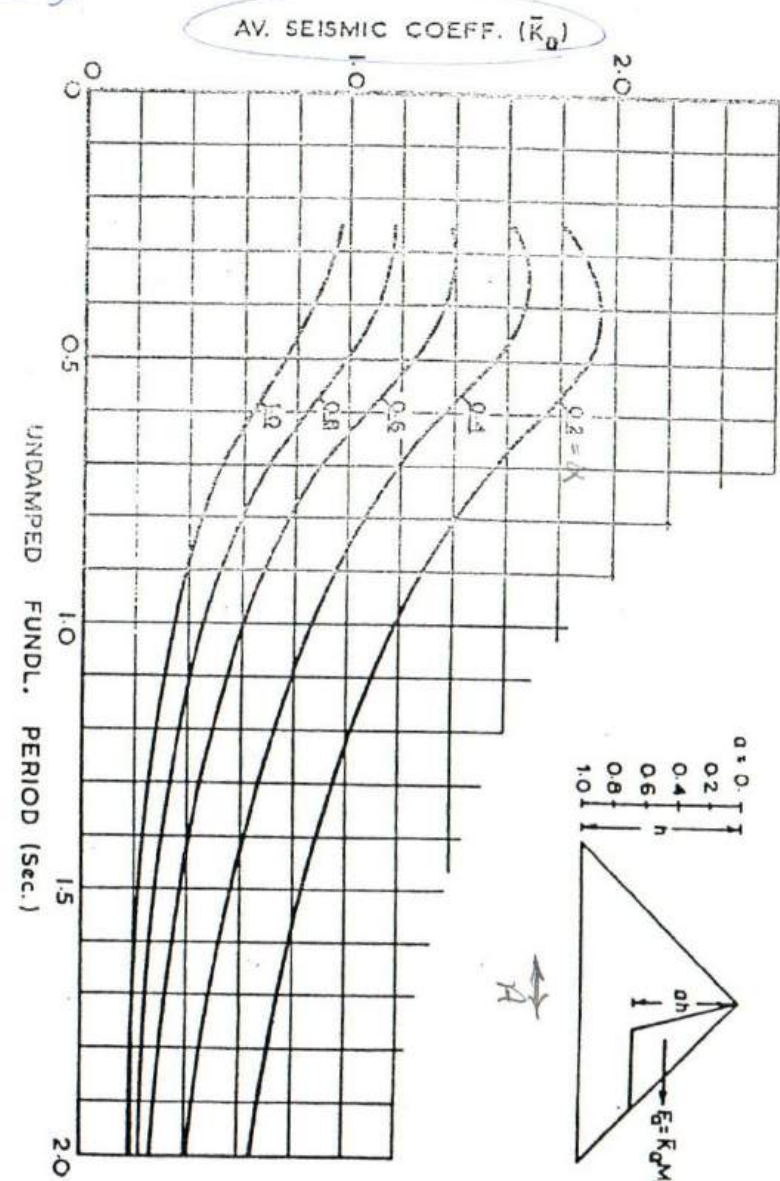
$K_c = \infty$
 $K_m = K_a$
 این روابط بقدر ممکن در دسترس
 با داشتن نتایج از روش تغییر شکل و تغییر شکل
 مقدار K_c (N) را در این رابطه قرار دهید



این روابط بقدر ممکن در دسترس
 با داشتن نتایج از روش تغییر شکل و تغییر شکل
 مقدار K_c (N) را در این رابطه قرار دهید

این روابط بقدر ممکن در دسترس
 با داشتن نتایج از روش تغییر شکل و تغییر شکل
 مقدار K_c (N) را در این رابطه قرار دهید

AVERAGE SEISMIC COEFF. SPECTRUM (20% critical damping)



این روابط بقدر ممکن در دسترس
 با داشتن نتایج از روش تغییر شکل و تغییر شکل
 مقدار K_c (N) را در این رابطه قرار دهید

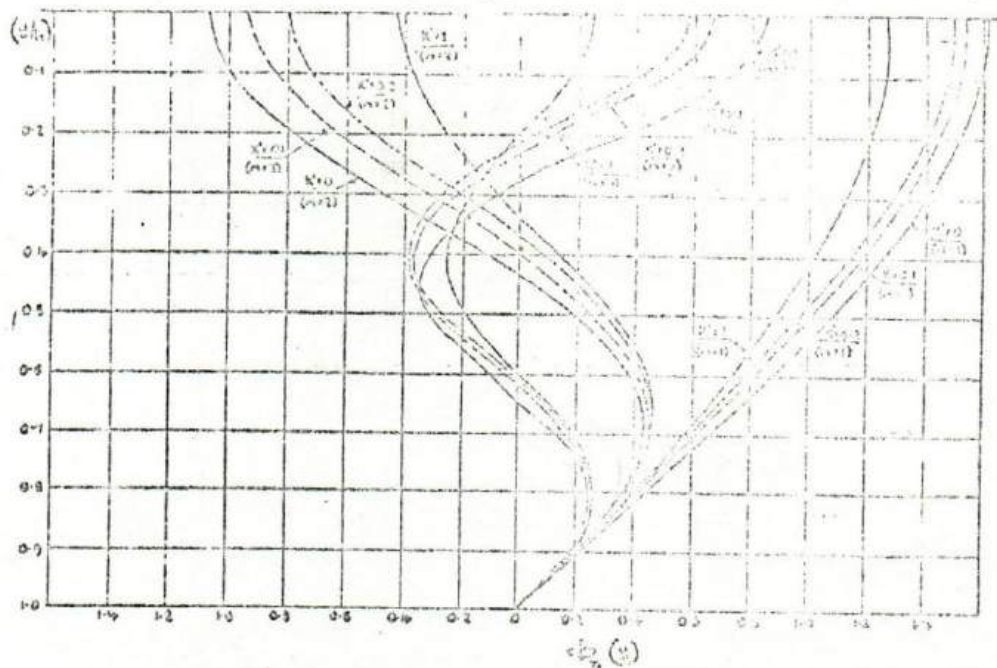
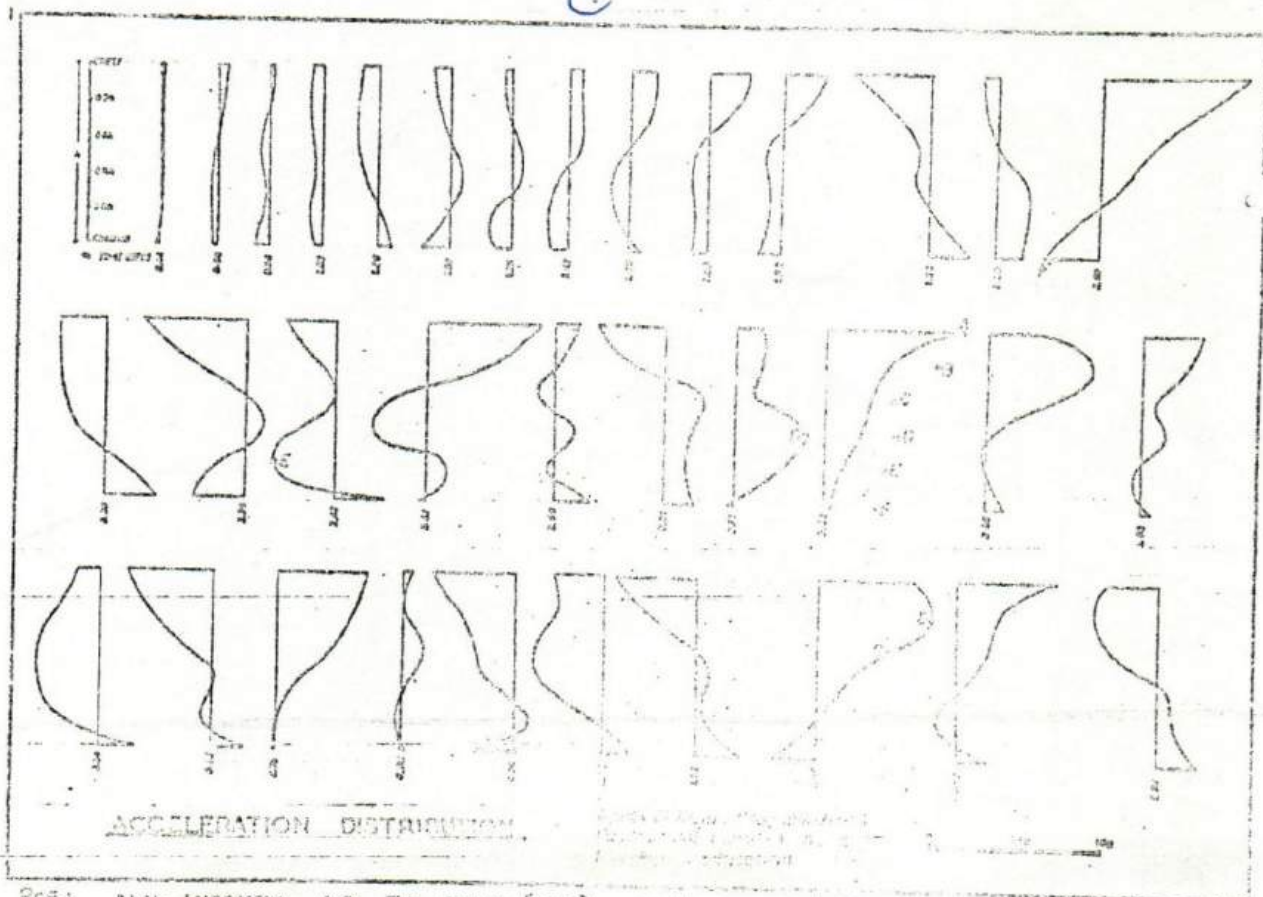


Fig 1

REF: "ON THE SEISMIC RESPONSE OF TWO DIFFERENTIAL SYSTEMS SUBJECTED TO AN ARBITRARY DISTURBANCE" - N.H. AMBRASINS, 1960, Bull. Seism. Soc. Am., Vol 50, No 1, pp 13-25
 THE SEISMIC STRONG MOTION OF EARTH - N.H. AMBRASINS, 1960, 2ND WORLD CONF. EARTH. ENG. TOKYO pp 1845-1853

کتابخانه و قفسه کتاب



REF: N.H. AMBRASINS AND S.M. KLOPP (1960)

Strong Motion

Seismology

pamphlet II

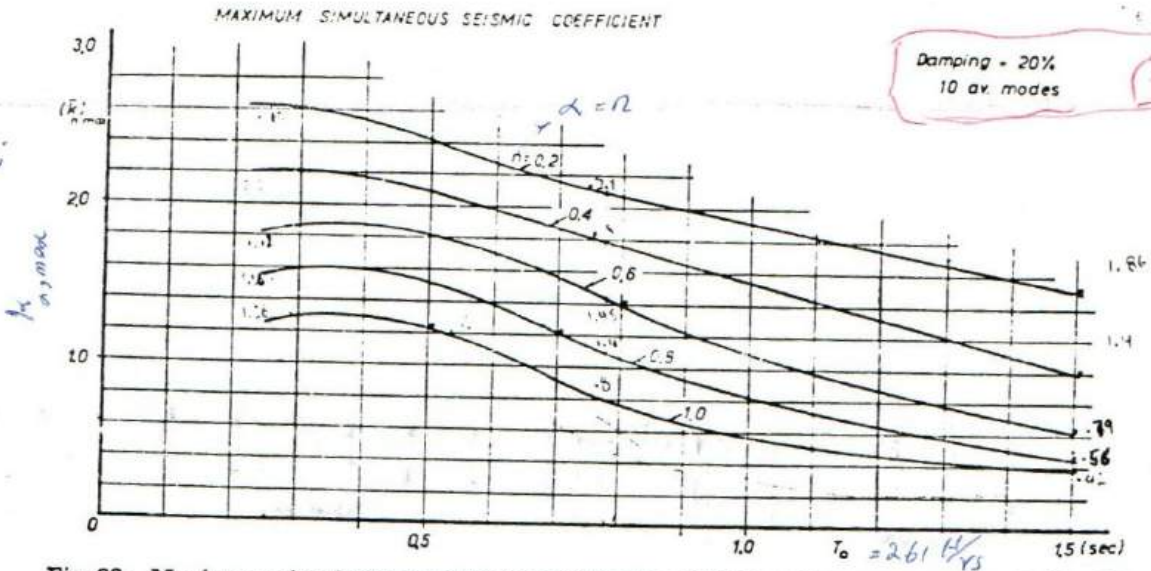


Fig. 32. Maximum simultaneous seismic coefficient for 20% damping corresponding to Fig. 18

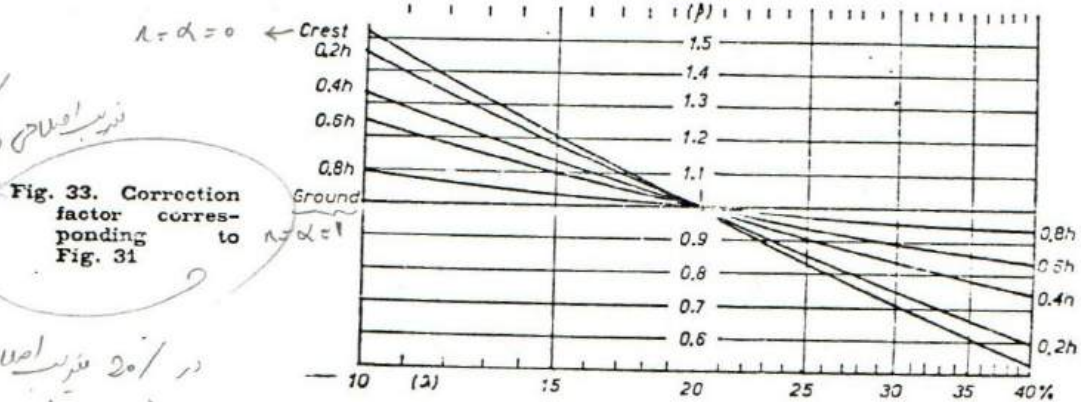
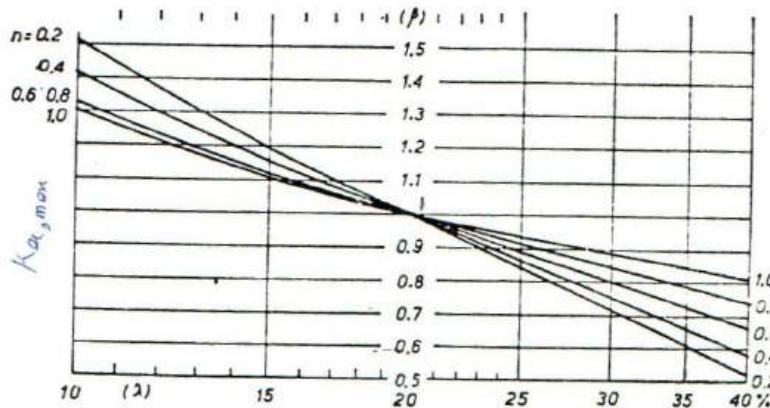
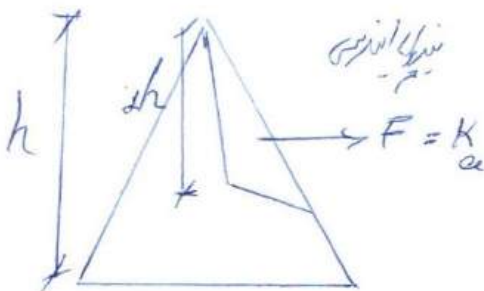


Fig. 34. Correction factor corresponding to Fig. 32



Handwritten note: $\alpha = 0.2$



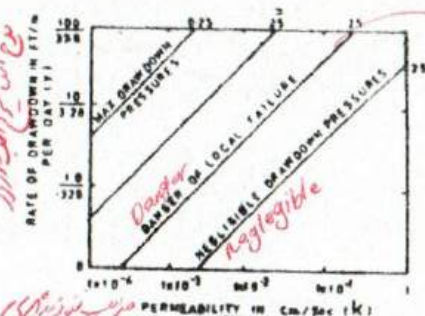
Handwritten notes in Persian script, including "مجموعه سازه های خاکی" (Soil Structure Collection) and "سازه های خاکی" (Soil Structures).

DAM	HEIGHT OF DAM METRES	CHARACTERISTICS OF CORE MATERIAL			STANDARD PROCTOR COMPACTION DATA		AVERAGE IN-PLACE COMPACTION DATA IN VICINITY OF MAXIMUM PORE PRESSURE RATIO			WATER CONTENT %	WATER CONTENT WET (+) DRY (-) OF OPTIMUM %	MAXIMUM PORE PRESSURE RATIO AT END OF CONSTRUCTION, HEIGHT OF OVERBURDEN %	HEIGHT OF FILL ABOVE POINT OF MAXIMUM PORE PRESSURE RATIO, METRES.
		SOIL TYPE	FINER THAN 200 SIEVES (I.S.S.8) %	PLASTICITY INDEX	LABORATORY PERMEABILITY IN CM/SEC X 10 ⁻⁸	MAX γ_d GM/CC	O.M.C. %	γ_d GM/CC	γ_d IN PERCENTAGE MAXIMUM				
Table Rock	45	CL	69	18	—	1.813	14.2	1.856	102	16.2	+2.0	51	27.0
Blackley Mountain	69	SC-CL	55	10	8	1.904	12.5	1.808	96	13.9	+1.4	18	60.0
Otter Brook	39	SM-SC	40	11	10	2.000	11.3	1.920	95	14.3	+3.0	65	28.5
North Hartland	52.5	CL-ML	—	4	100	2.040	9.5	2.112	104	9.6	+0.1	19	18.0
Hill Creek	90	MH	55	22	17	1.840	14.0	1.840	100	15.6	+1.6	52	32.0
Pomme de Terre	50	CL	63	15	30	1.780	14.5	1.680	97	18.0	+3.5	59	24.7
Mad River	35	SM-CL	42	6	500	2.050	10.0	2.030	100	11.0	+1.0	44	12.2
Dewey	35.7	CL	70	21	—	1.630	21.6	1.610	99	24.2	+2.6	27	25.9
Anderson Ranch	108	SC	33	14	36.0	1.918	13.0	1.940	101.0	12.5	-0.5	71	52.0
Green Mountain	93	SC	20	8	19.0	2.107	8.9	2.107	100.0	8.4	-0.5	59	28.5
Grandy	90	SC	27	8	38.0	2.030	10.0	2.030	100.0	9.6	-0.5	66	45.0
Spring Canyon	65	CL	70	14	12.0	1.797	14.2	1.785	99.0	11.7	-2.5	14	42.5
Davis	58.9	CL	60	13	0.3	1.820	15.2	1.800	99.0	15.5	+0.3	41	42.7
Boysen	60	OM-SM	52	5	220.0	1.979	11.4	1.990	101.0	10.8	-0.6	35	18.0
Deer Creek	47	CL	20	9	2.0	1.777	15.5	1.760	99.9	15.1	-0.4	17	6.6
Alcova	45	CL	49	1	7.0	1.970	11.5	1.970	100.0	12.2	+0.7	35	16.0
Vallito	38.7	SC-CL	87	2	2.0	1.647	18.2	1.628	99.0	15.7	-2.5	71	16.5
North Coulee	44	ML	87	2	2.0	1.970	12.4	1.950	99.0	11.4	-1.0	4	10.5
Shade Hill	38.7	SC	25	10	37.0	1.908	12.4	1.908	100.0	12.7	+0.3	5	7.6
Fresno	22	CL-ML	54	5	12.0	1.694	16.2	1.710	101.0	15.4	-0.8	77	7.8
Bonny	37.8	ML	88	2	35.0	1.694	16.2	1.710	101.0	15.4	-0.8	6	7.6
Nanak Sagar	16.0	ML-CL	65-95	9.5	200	1.650	18.0	1.650	100.0	17-20	+1.0	69	10.5
Baur	18.9	ML-CL	70-92	7.0	200	1.700	15.0	1.860	109.0	15-18	+2.0	70	12.0
Moskhand	29.2	CL, ML-CL	48-80	10.0	200	1.760	16.0	1.780	101.0	11-16	-3.0	50	14.4
Meja	34.1	CL, ML-CL	44-88	11.0	200	1.700	15.0	1.790	105.0	11-16	-4.0	44	7.5
Jamni	19.8	CL, ML-CL	45-80	18.0	500	1.660	19.0	1.650	99.0	18	-1.0	56	16.0

TABLE 6.3
PLACEMENT AND PORE PRESSURE DATA FOR IMPERVIOUS CORE ZONES

STABILITY ANALYSIS

An example effect of excessive (Ref. 17). About central zone was decomposed { LL=37%, PL=1.68 T/m³. In optimum (16%) most serious phenomenon was the development of intensive cracking in the core which necessitated a large programme of clay-cement grouting for sealing the cracks.



shadow the Pik Dam : and the semblance ial were : t (placed) gher than rved and

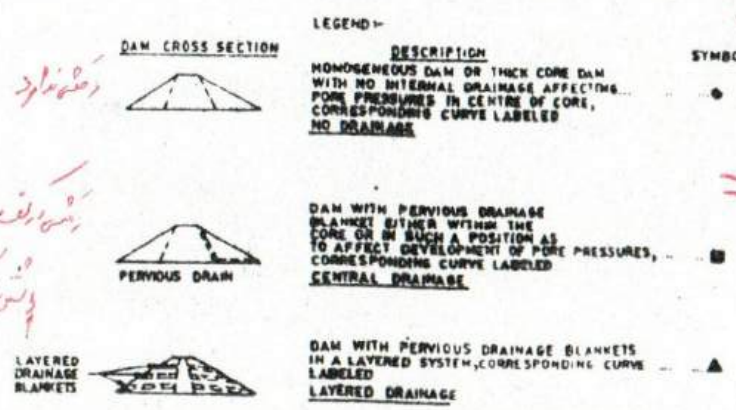
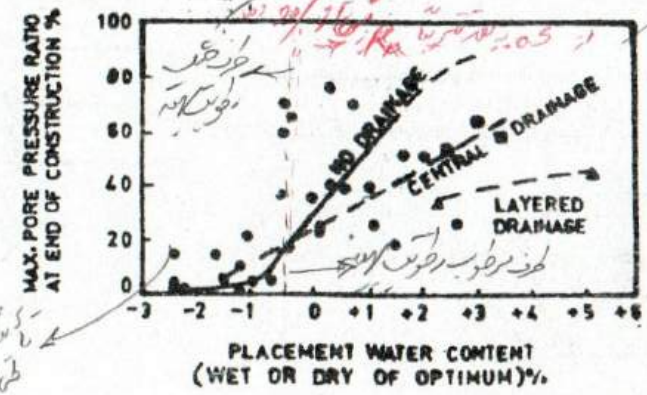
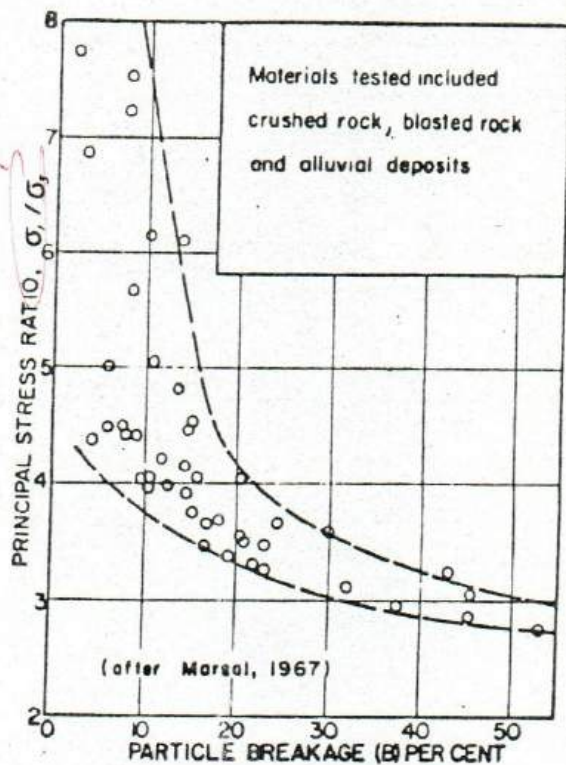


Fig. 6.7—Maximum pore-pressure ratios at end of construction versus water content (after Sherman & Clough, Ref. 18)

Sherman and Clough (Ref. 18) have compiled construction pore pressure data of USBR, Corps of Engineers and some other dams. Some of these data along with those of a few Indian dams are extracted in Table 6.3.

Handwritten notes in Persian script, including "مجموعه سازه های خاکی" (Soil Structure Collection) and "سازه های خاکی" (Soil Structures).

نسبت تنش به تنش



* درجه شکستگی در گزیندانه عوارض در هم
در لغزیدن و dilation هم وقتی که باشد
دماومت که میسر می آید

شکل ۵-۱۱ - ارتباط بین نسبت تنش های اصلی در شکست و شکستن دانه های سنگ

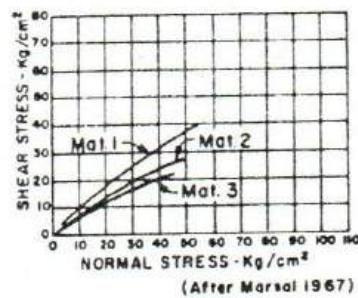
Material	Void Ratio	Equivalent Diameter cm	Average No. of Contacts per Particle	Number of Contacts per sq. meter	Average Intergranular Force - Kg
Sand	0.50	0.02	6	97×10^6	1.79×10^{-4}
Rockfill	0.70	20	7	39.7	400

(After Marsal 1963)

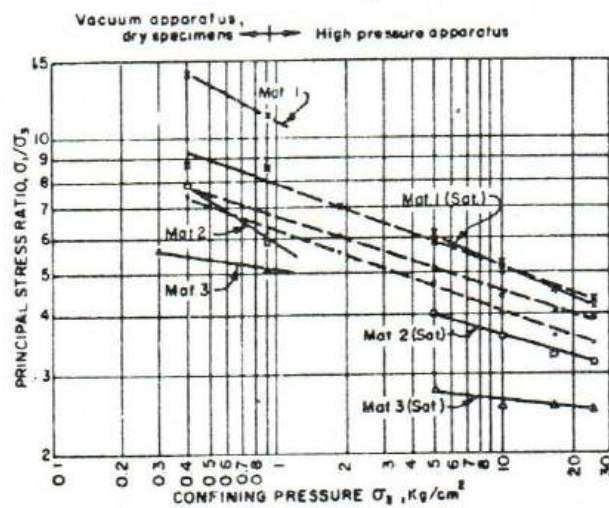
Note that the average intergranular forces at points of contact between the rockfill particles are of the order of two million times greater than for the sand particles.

نیروی بین دانه های سنگین
نیروی بین دانه های ریز
Rockfill

در نتیجه نیروهای تماس و اصطکاک در دانه های سنگین در Rockfill داریم - نیروی بین دانه های ریز نسبت به دانه های سنگین ۲ میلیون بار کمتر است
جدول ۵-۲ - نیروهای بین ذراتی محاسبه شده



شکل ۹-۵- پوش شکست موهر برای سه نوع مصالح سنگریز



شکل ۱۰-۵- رابطه بین نسبت تنش‌های اصلی در شکست و فشارهای جانبی

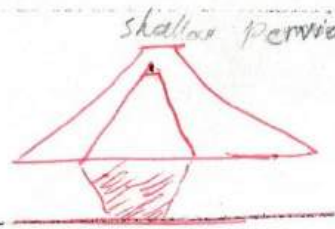
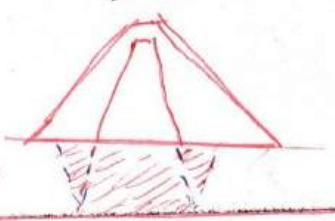
Material		Particle Shape	d ₁₀ mm	C _u *	e*	P _a kg
Crushed, sound basalt	X (1)	Angular	1	19	0.30	860
Quarry-blasted, granitic gneiss	□ (2)	Sub-angular	6	14	0.32	130
Quarry-blasted, granitic gneiss	△ (3)	Sub-angular	53	2.5	0.62	130
Alluvial sand and gravel	⦿ (P)	Sub-rounded	0.2	105	0.34	580
Quarry-blasted, sound silicified conglomerate	○ (I)	Angular	5	15	0.45	230
Quarry-blasted, sound diorite	● (D)	Angular	20	5	0.56	170

*Void ratio, before testing

جدول ۱-۵- مشخصات مصالح آزمایش شده مربوط به شکل ۱۰-۵

9
#1-1

اندر قسمت بزرگ (core and)
فیلتر و سبیل را می بینیم



→ Cut off trench
(خندق قطع و انسداد)

Entire Dam

در صورتی که زیر آنجا رود درز را می بینیم
نمایند و باید حذف کنیم

TABLE 4.1

✓ EXCAVATION OF ABUTMENTS AND FOUNDATION AREA (FROM ASCE VOL. 98 SM 10, OCT. 1972)

DESIGN AGENCY (1)	DAM	HEIGHT IN M.	COMMON MATERIAL REMOVED FROM FOUNDATION	MAXIMUM ABUTMENT SLOPE IN CORE CONTACT AREA	CRITERIA WITH REGARD TO CONTACT AREAS OF SHELL
Bechtel Corp.	New Don Pedro	177	Entire Dam	0.36H:1V (70°)	Firm undisturbed rock, slope 90° or less.
B. C. Hydro	W.A.C. Bennett.	183	Core and filters	0.5H:1V to 2H:1V with elevation.	Foundation material equivalent to overlying fill; overhangs removed.
B. C. Hydro	Mica	244	Core	0.36H:1V (70°)	Foundation material equivalent to overlying fill.
California DWR	Oroville	255	Entire dam	0.25H:1V less than 3 m. high	Depth governed; normal capability of heavy excavation equipment produced foundation whose strength was greater than fill materials.
-do-	Cedar Springs	65	Entire dam	0.5H:1V less than 4.5 m high 1H:1V more than 4.5m. high 0.75H:1V	-
-do-	Pyramid	116	Entire dam		-
Snowy Mt. Authority	Talbingo	162	Entire dam		Foundation material equivalent to overlying fill.
Bureau of Reclamation	Trinity	164	Core	-	Foundation material equivalent to overlying fill.
Bureau of Reclamation	Ruedi	98	Cutoff trench	Overhangs removed	-
Bureau of Reclamation	Blue Mesa	119	Core	0.6H:1V	-

(Continued)

در صورتی که با آن ترمیم شود

✓ TABLE 4.1 (Continued)

DESIGN AGENCY (1)	DAM	HEIGHT IN M.	COMMON MATERIAL REMOVED FROM FOUNDATION	MAXIMUM ABUTMENT SLOPE IN CORE CONTACT AREA	CRITERIA WITH REGARD TO CONTACT AREAS OF SHELL
Corps of Engineers	Alamo	85	Core and filters	Vertical cliffs and overhangs removed.	Overhangs removed.
Corps of Engineers	New Hogan	64	Entire dam	—	Weathered rock with strength in excess of rockfill.
Corps of Engineers	Terminus	76	Core	—	Foundation material equivalent to overlying fill.
Corps of Engineers	Laurel	84	Entire dam	1H:1V	Badly weathered rock and vertical cliffs removed.
Corps of Engineers	Broken Bow	69	Entire dam	Vertical cliffs and overhangs removed.	—
Corps of Engineers	Canyon	68	Cutoff trench	—	—
Corps of Engineers	Carters	146	Entire dam	Vertical cliffs and overhangs more than 3 m. high and 6m. long removed.	Trimmed to allow compaction equipment within 0.9 m.
Corps of Engineers	DeGray	74	Entire dam	1H:1V	All alluvium removed.
Harza Engineering	Ambuklao	131	Core and filters	0.25H:1V	Foundation material equivalent to overlying fill.
Harza Engineering	Derbendi Khan	135	Entire dam	0.1H:1V	—
Harza Engineering	Angat	131	Core	0.1H:1V fresh rock. 0.25H:1V weathered rock.	Foundation material equivalent to overlying fill.
Harza Engineering	Guri	85	Core and cut off trench.	0.5H:1V	—
T. A. M. S.	Hassan Addakhli	73	Core	4H:1V	—

ation can be greatly accelerated by reducing the length of the drainage path. For example, if a laboratory sample, 4 cms. thick with drainage on both sides requires 1 hour for 90% consolidation, a layer of same clay in the field 10 m thick and resting on an impervious ledge would require $(5 \times 100)^2$ hours or about 28½ years for the same degree of consolidation. The mechanism of radial drainage through vertical drains is different from that of vertical drainage as the area of flow increases as the flow approaches the sand drains and the gradient has to increase towards the drains. Nevertheless, assuming for rough comparison that the time will still be inversely proportional to length of drainage path, if vertical sand drains are so located that the drainage path is reduced to 2m, the time for 90% consolidation will reduce to 25th or 1.14 years and consolidation can more or less keep pace with the construction of the dam.

The theory for the design of sand drains was worked out by Barron in 1948 (Ref. 4). He also took into account the factor of 'smear' as well as resistance. Smear results from a remoulding of the soil around the drain which reduces its permeability, and can considerably reduce the efficiency of the drains. Kurma Rao et al. (Ref. 5) have developed design charts taking the rate of loading into account but excluding smear. Typical curves of Barron are reproduced in figs. 4.4 (a) and 4.4 (b).

The time factor T_r for radial drainage is given by

$$T_r = \frac{C_v t}{d_s^2} \quad \dots (4.1)$$

where d_s is the effective diameter of the zone of influence. If the drains are arranged in a triangular pattern, the zone of influence is hexagonal and can be approximated by a circle. C_v is the coefficient of consolidation for horizontal drainage and t is the time interval. For a given degree of consolidation, the time factor T_r can be read from Barron's curves. Knowing the time factor and C_v , the drain spacing d_s , for obtaining the required consolidation in a given time t can be worked out from eqn. (4.1).

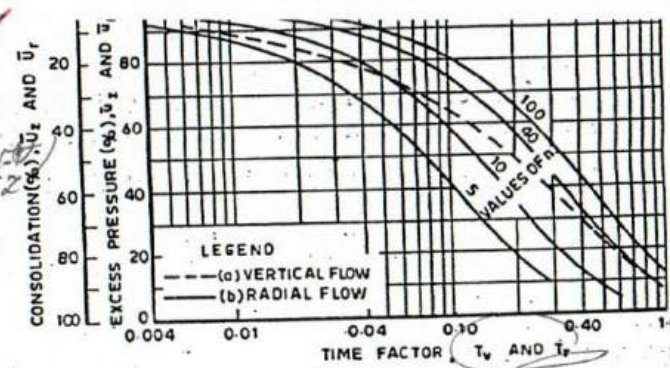
Combined vertical and radial drainage—Where the drainage paths, radially towards the sand drains and vertically towards the drainage surface, are comparable, the combined effect of both should be taken into account. Carillo (Ref. 6) has shown that the degree of consolidation U due to combined radial flow into sand drains and vertical flow towards the drainage surface can be represented by

$$(1-U) = (1-U_v)(1-U_r) \quad \dots (4.2)$$

where U_v = degree of consolidation for one dimensional (vertical) flow based on Terzaghi theory of consolidation
 U_r = degree of consolidation for radial flow



Smear Zone



- (a) For vertical flow in a clay stratum of thickness $2H$ drained on both upper and lower surface
 (b) For radial flow to axial drain wells in clay cylinders having various values of n (n =ratio of influence zone dia. to well dia.).

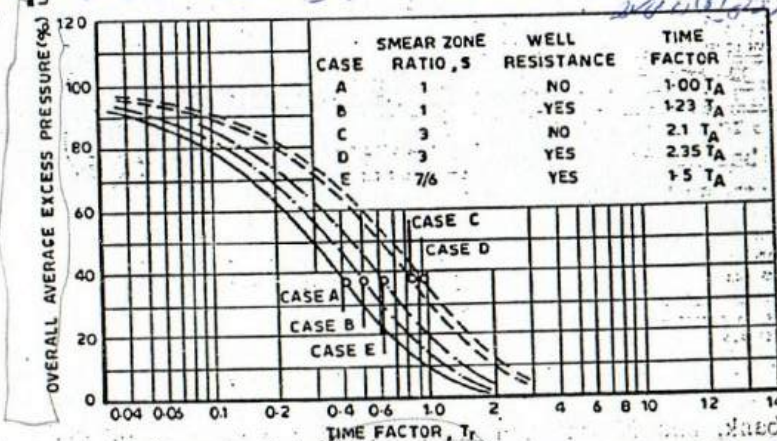


Fig. 4.4—Effect of smear and well resistance on equal strain consolidation by radial flow to drain wells in which $n=60$, $K_w/K_h=20,000$, $d_s/H=60/80$ and $K_h/K_s=10$. (K_w =drain permeability, K_h =horizontal permeability of the foundations, K_s =permeability of the smear zone, and s =ratio of smear zone dia. to drain dia.)

Example—A dam is to be built on clayey foundations. It is desired that 80% consolidation should take place by radial drainage into vertical sand drains within a period of 1000 days. C_v for the foundation clay is 10^{-3} cm²/sec. for horizontal drainage.

Find the required spacing of drains.

Solution. From fig. 4.4 (a), neglecting smear and well resistance and assuming n (the ratio of diameter of influence zone d_s to well diameter) equal to 20, T_r is read as 0.42 very nearly.

جدول ۴-۱- تاثیر تزیین دریاکنی داشته ای موجود در چند سد بزرگ

روزه (سال)	نوع مصالح در دسترس	حداکثر عمق این مصالح (متر)	گرا دین هیدرولیکی در محل اتصال بوده تزیین و هتیه مرکزی	تغویذ پذیری مصالح پس تزیین
سدیلونستین (Sylvenstein) رودخانه ابزار، آلمان غری (۱۹۵۸)	ماسه و شن $K = 5 \times 10^{-1}$ cm/sec	۱۰۰	۲ تا ۷	$k = 1/2 \times 10^{-2}$
سد پونکن (Serre poncon) فرانسه (۱۹۵۹)	ماسه و شن و سنگ $k = 2 \times 10^{-1}$ cm/sec تا 9×10^{-2} cm/sec	۱۰۰	۳/۵ تا ۸	$k = 2 \times 10^{-5}$
سد تراقی رودخانه بریج کانادا (۱۹۶۰)	ماسه، شن و گلی فلو، سنگ	۱۵۲	۳ تا ۴	$E = 90\%$
سد نردام دو کومیر Notre-Dam de Comiers رودخانه درک، فرانسه (۱۹۶۳)	ماسه و شن $k = 10^{-2}$ تا 10^{-1} cm/sec	۵۰	۲/۵ تا ۶/۵	
سد ماتمارک (Matmark) سوئیس (۱۹۶۲)	ماسه و شن دارای فلو، سنگ $k = 10^{-1}$ تا 10^{-2} cm/sec	۱۰۰	۳ تا ۷	$k = 2 \times 10^{-5}$
سد منگلا (Mangla) پاکستان (۱۹۶۲)	شن و فلو، سنگ ماسه دار $k = 2 \times 10^{-1}$ cm/sec	۲۳	۳ تا ۴	$k = 5 \times 10^{-5}$
سد آسوان رودخانه نیل مصر	ماسه ریزنا درشت $k = 1 \times 10^{-1}$ تا 5×10^{-2} cm/sec	۲۵۵	۲ تا ۴	$k = 2 \times 10^{-2}$

$E = \frac{h}{H}$ به طوریکه : h افت آب بر اثر احداث پرده تزیین
 H اختلاف ارتفاع بین حداکثر ارتفاع آب دریاچه و ارتفاع پایاب

با تزیین تراوش
 ۱۵ درصد کاهش

Diaphragm → دیواره

این دیواره است

88

EARTH AND ROCKFILL DAMS

TABLE 4.3
WATERTIGHT DIAPHRAGMS IN ALLUVIUM [REF. 17]

SCHEME	COUNTRY	DATE	DAM TYPE (1)	HEIGHT (m)	ALLUVIUM DEPTH (m)	DIAPHRAGM D. (m)	DIAPHRAGM TYPE (2)	DIAPHRAGM THICKNESS (m)	DIAPHRAGM AREA (m ²)	REMARKS (3)	COST U. S. \$/m ²
San Valentino	Italy	1950	R	35	20	20		2	5,000*		
Maria al lago	Italy	1954	R	30	35	40	P.S	0.6	7,500		
Box Canyon	U.S.A.	1955	R	69		25	S.T	2.5			
Vernago	Italy	1956	R	67	50	26		2.5	10,000*	I.P	
Monguelfo	Italy	1957	B	35	20	30					
Riviere Aia	Italy	1957	R	16	8	10	M.M				
Vodo	Italy	1960	B	42	35	35	P.S	0.55	2,100		
Zoccolo	Italy	1960	R	66	100	50	P.S	0.6	33,100		70
Wanapum	U.S.A.	1962	R	52	24	26	S.T	3.05		I.P	
Rhinau	France	1963				40	M.M	0.80	6,000		100
Shek Pik	Hong-Kong	1963	R	20	20	20	P.S	2×0.80	8,500	I.E	
Allegheny	U.S.A.	1964	R	51	55	56		0.76	10,700		200
Comanche	U.S.A.	1964	R	55		28	S.T	2.52		I.P	
Sesquile	Colombia	1964	R	52	100	76	P.S, M.M	0.55			
La Valetta	Mexico	1964	R			88		0.50			
Mangla	Pakistan	1964	R	72		7	S.T	3.05			
Manicouagan 2	Canada	1964	B	73		25		0.75			
Manicouagan 5 (cofferdam)	Canada	1964	R		76	76	P.S	0.6			
Obra	India	1964	R	30		15	M.M	2×0.6		I.E	
Peneos	Greece	1964	R	49		18	M.M	0.6			
Pierre Benite	France	1964			20	20-30	M.M	0.5-0.6	60,000		
Selevir	Turkey	1964	R	31.50	21	23	P.S	0.60	2,000		
Freistritz	Austria	1965	R	22	>100	47	M.M	0.5	32,000		
Arrow (cofferdam)	Canada	1965	R	35		52	M.M	0.75			226
Bourg les Velence	France	1965			16	16	M.M	0.50	10,500		
Arrolo Duro	Brazil	1966		21		35	M.M	0.4			
Bittenbrun	Germany	1966	R	7.50	10	10	P.M	0.07 (0.30)	21,150		
Ukai	India	1966	R	80		20	M.M	0.60	23,400		
Guluc	Turkey	1966	B	13	25	26	P.S	0.60			
Vallabregues	France	1967		19		30	M.M	0.60	44,500		
Eberlaste	Austria	1967	R	26	>124	47	M.M		15,000		
Duncan	Canada	1968	R	32	380	18	S.T	3.05			
Razzaza 1	Iraq	1968	R	15	20	20	M.M	0.50	36,000		
West Point	U.S.A.	1968	R	24		10	P.M	0.30			
Jose Maria						18	S.T	1.50			
Morelos	Mexico	1968	R	60	80	88	M.M	0.60	15,000		
Premiere Chute	Canada	1969	B	38	60	60	M.M	0.75	5,500*		
Las Tortolas	Mexico	1969	R	40	100	23	S.T	3.00	6,000		
Manicouagan 3	Canada	Pro-ject	R	107	105	105	P.S	2×0.60			

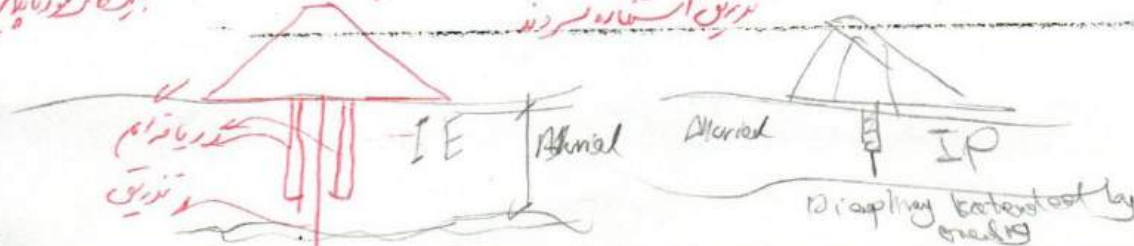
(1) R : Earth or rockfill dam. B : Concrete dam. (2) PS : Concrete piles. M.M : Cast in situ wall. ST : Slurry trench. PM : Thin diaphragm. (3) IP : Diaphragm extended by grouting. IE : Grouting between diaphragms. (*) Approximate figure.

محل بتن دیوار در محل
آب و برق در محل
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است
آب و برق در محل
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است

در این محل
آب و برق در محل
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است

محل بتن دیوار در محل
آب و برق در محل
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است

در این محل
آب و برق در محل
از آن به واسطه درختی قرار
صورت گسترش یافته است



انوار مہاشیہ 1mm

انتخاب مصالح نروقی

TABLE 4.4

TYPE OF GROUT	MINIMUM d_{15} OF SOIL MM	LOWER LIMIT OF PERMEABILITY CMS/SEC	REMARKS
Neat cement	1.0 (مہاشیہ)	0.5 to 1.0	Effectiveness depends on fineness of cement. (مہاشیہ)
Clay-cement-bentonite	0.6 to 0.8 (مہاشیہ)	0.5×10^{-1} to 1.0×10^{-1}	d_{65} of clay should be 30 microns or less
Clay-chemical or Bentonite-chemical	0.30	1.0×10^{-2}	
Chemicals— (sodium silicate with reagent)	0.10	1.0×10^{-3}	
(A.M.-9 etc.)	Any formation		مہاشیہ نروقی

4.7.12 Some further examples of use of grouting

1. *Girna Dam in Maharashtra, India*—It is a 33m high zoned earth dam. Overburden in the river bed was about 12m deep clean sand with d_{15} more than 1 mm and permeability of about 0.1 cms/sec. Due to problem of dewatering, a partial cut-off trench of about half the depth was provided, and it was decided to treat the rest by grouting. Bentonite cement grouts used initially reduced the permeability to about 1/10th only. Silicate-Aluminate grouts were used later under pressures upto 67 kg/cm² and succeeded in reducing the permeability to below 5×10^{-4} cms/sec. The basic mix used was as below—

Sodium silicate 3 litres
Sodium aluminate 110 gms.
Water 5 litres

Piezometers indicated a head drop of over 94% across the curtain. In four years of observation there was only a slight increase in piezometric head downstream of the curtain, and it seems to have reached stability.

Detailed description of experience at Girna has been given by Shiyekar (Ref. 26). Eighteen relief wells with 15 cms. diameter well screen and 15 cms of filter around were also provided, 15 m apart.

2. *Obra Dam, U.P., India*—At Obra Dam (Ref. 16), alluvial grouting was used for 3m wide sand between two concrete diaphragm cut-offs (fig. 4.10).

Two rows of holes were made, 1m clear of the inner face of the diaphragm. The holes were 3 m apart and staggered for the two rows, Alternate holes, 6 m apart, were first grouted by cement-bentonite

پایان روش این است که در این روش دریا صحرای خروید را به واسطه روش غارت و شست و شوی

نوع غارت

پایه غارت

TABLE 4.2

GROUTING PRACTICE (FROM SAGE VOL. 98, S.M. 10, OCT. 1972)

DESIGN AGENCY	DAM	HEIGHT IN M.	BLANKET GROUTING		CURTAIN GROUTING			PRESSURE SPECIFICATIONS (مقاومت)
			HOLE SPACING IN M.	DEPTH IN M.	NO. OF ROWS	DEPTH IN M.	HOLE SPACING IN M.	
Bechtel Corp.	New Don Pedro	177	Variable	7.5	2 at 3 m.	15 to 60	12/6/3/1.5	0.11 Kg/cm ² /m
B.C. Hydro	WAC Bennett	183	3	6 to 18.0	5 at 4.5 m.	60-105	4.5-9	0.22 to 0.36 Kg/cm ² /m
B.C. Hydro	Mica	244	6/3/1.5	15 m.	3 at 9 m	upto 90	12/6/3	< 1.3 Kg/cm ²
California DWR	Oroville	235	Variable	7.5	1	upto 60	3/1.5	0.22 Kg/cm ² /m
California DWR	Cedar Springs	65	Variable	7.5	2 at 3 m	7.5 & 45	3/1.5	-do-
California DWR	Pyramid	116	Variable	7.5	-	-	3/1.5	-do-
Snowy Mt. Authority	Talbingo	162	3	9.0	5	9-70	3/1.5	-do-
Bureau of Reclamation	Trinity	164	3	-	2	60	3	2 to 17 Kg/cm ²
Bureau of Reclamation	Ruedi	98	3	9.0	-	9-108	3/1.5	-
Bureau of Reclamation	Navajo	122	3	15.0	-	9-78	3/1.5/0.75	-
Corps of Engineers	Alamo	85	None	None	1	6-56	6/3	0.67 to 3.3 Kg/cm ²
Bureau of Reclamation	Blue Mesa	119	None	None	1	48	3	0 to 11 Kg/cm ²
Corps of Engineers	New Hogan	64	None	None	1	22.5	-	0.22 Kg/cm ² /m
Corps of Engineers	Terminus	76	None	None	1	15	1.5	-do-
Corps of Engineers	Laurel	84	None	None	-	-	-	-
Corps of Engineers	Broken Bow	69	None	None	1	36	6/3/1.5/ .75/.45	upto 5 Kg/cm ²
Corps of Engineers	Canyon	68	None	None	1	45	3/1.5	-
Corps of Engineers	Caters	137	None	None	1	-	-	Upto 11.9 Kg/cm ²
Corps of Engineers	DeGray	74	None	None	1	upto 35	3 or less	0.66 to 0.88 Kg/cm ² /m
Harza Engg. Co.	Ambuklao	131	-	4.5 to 9.0	1	upto 90	3	0.22 Kg/cm ² /m
Harza Engg. Co.	Derbendi Khan	135	1.5	6.0	1	upto 119	1.5	1.3 Kg/cm ²
Harza Engg. Co.	Angat	131	3	7.5 to 9.0	1	upto 59	30/15/7.5/ 3.6	Variable
Harza Engg. Co.	Guri	85	1.3	4.5 to 9	3	upto 50	1.5	0.22 Kg/cm ² /m

تقریباً به این روش است
از این روش استفاده

وقتی سفت می باشد نیاز به جابجایی و ترس نیست
معمولاً کمتر از 10 م می باشد

$$\frac{h}{L(0.25h)} = 4$$

(0.3-1)H
(0.5-2)h_w
0.25h

and "noncritical" filters is not considered.

In current design practice, however, many specialists agree that sand and gravelly sands containing fine sand sizes, and having D_{15} of about 0.5 mm or less, are suitable filters for even the finest clays. Such filters have been used for many major dams. Laboratory filter tests made for the design of individual dams, using various test procedures, have generally given confidence that such filters were conservative. For clays with some sand content ($d_{85} > 0.1$ mm), filters with $D_{15} = 0.5$ mm satisfy the most widely used filter criterion, $D_{15}/d_{85} \leq 5$. For finer clays, such as soils 1-19 (Table 1), the criterion is not satisfied by a filter with D_{15} of 0.5 mm. It has been commonly assumed that a finer filter is not needed for these very fine clays because they are sufficiently cohesive and erosion resistant.

Laboratory tests of the types described in this paper can be used to study filters for any given dam design. However, we tested a large number of different clays and silts and believe that the range of results is valid for determining effective and economical, critical filters.

1. *Sandy Silts and Clays.* For silts and clays with significant sand content (d_{85} of 0.1-0.5 mm), the existing main filter criterion, $D_{15}/d_{85} \leq 5$ is conservative and reasonable. Plasticity of the base soil does not affect the needed filter.

2. *Fine-Grained Clays.* For fine clays (d_{85} of 0.03-0.10 mm), sand or gravelly sand filters with average D_{15} not exceeding about 0.5 mm are reasonable and conservative. Plasticity or dispersibility of the clay do not affect the gradation needed. Fig. 9 shows our recommended ranges of gradation for coarsest acceptable filters. The bands of sand and gravelly sands of Fig. 9 are considered about equal in filter properties. Use of

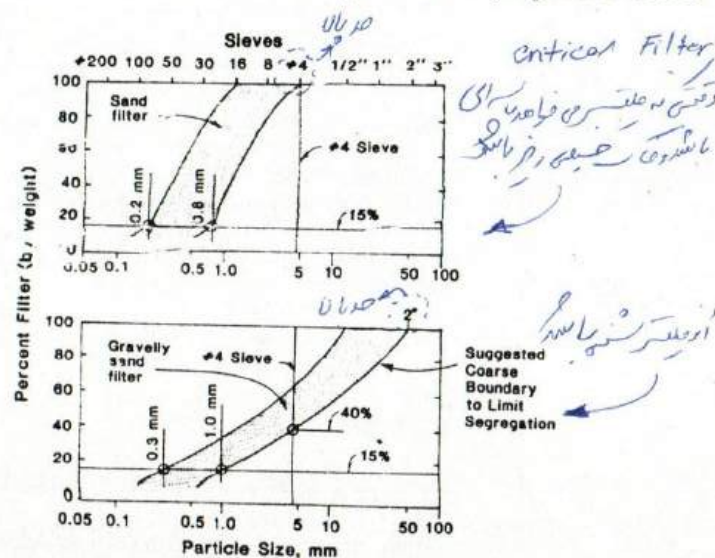


FIG. 9.—Coarsest (Largest D_{15}) Filter Bands Considered Desirable for "Critical" Filters for Very Fine Clays (CL and CH)

filter materials with a larger content of fine sand sizes than shown in Fig. 9 is more conservative.

3. *Fine-Grained Silts of Low Cohesion.* For fine silts without significant sand content (d_{85} of 0.03-0.10 mm) and low plasticity (plotting below the A-line and with liquid limit less than 30) sand or gravelly sand filters with average D_{15} not exceeding 0.3 mm are conservative.

4. *Exceptionally Fine Soils.* Clays and silts with d_{85} less than about 0.02 mm are not very common in nature, and only one was tested in this program (soil 1, Table 1). For soils in this category, laboratory filter tests are desirable, but a filter with average D_{15} of 0.2 mm or smaller probably is conservative for the finest silt or clay.

The particle size distribution curve of the filter does not need to be generally similar to the base soil gradation curve. Filter criteria employing ratios of D_{50}/d_{50} or D_{15}/d_{15} should not be used.

We did not test any tropical residual soils or highly plastic silts (MH), but would expect them to have about the same filter requirements as the clays tested with similar particle size distributions.

It should be noted that the base soils tested in this program were generally fine-grained silts and clays. The coarsest base material was a clayey sand with d_{85} of about 0.6 mm. No coarse internally unstable impervious soils were tested. For certain internally unstable, gravelly impervious soils the fines may enter the filter voids even if the coarser particles cannot (5,6). These soils include obviously gap-graded soils, deficient in sand size particles, and soils broadly graded from clay sizes to coarse gravels. For these base soils which were outside the scope of this study, different filter criteria need to be applied.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

A "critical" filter, such as a downstream filter in a central core dam, should be capable of controlling and sealing a concentrated leak through the core. Critical filters should also be stable in conventional laboratory tests in which a relatively high gradient, such as 1,000, is applied over a short length of core, such as a few centimeters.

Two different types of laboratory tests (slot and slurry tests) were developed using relatively high water pressure. Both produced identical and reproducible results. The two types of tests give identical results. The results realistically and conservatively measure the ability of a downstream filter to seal a concentrated leak through the core of a prototype dam.

The boundary range of filter size between successful and unsuccessful tests for any given clay or silt was found to be narrow and well related to the filter D_{15} size. This failure boundary, D_{15B} , was determined for clays and silts of widely different geographic and geologic origin, including a number of highly dispersive and erodible sodium clays.

The needed critical filters for clays are not significantly influenced by cohesion or plasticity as measured by Atterberg limits. Needed filters are about the same for ordinary nondispersive clays and highly dispersive clays having similar particle size distribution.

In tests of this type, the base soil specimen is so impervious that the quantity and energy of seepage water discharging from the base soil into the filter are too small to overcome the low cohesive forces in the soil.

There has been a growing practice in recent years to use relatively coarse gravels or small-size quarried rock for the transition placed directly on the upstream face of a central impervious dam core of clay, with no reference to filter criteria. We are confident that this practice is safe and reasonable, even with rapid reservoir drawdown, frequently allowing considerable cost savings.

SEGREGATION PROBLEMS IN COARSE FILTERS

The compacted sand and gravel filters used in our tests (Fig. 4) ranged from fairly uniform to moderately graded (C_u generally 1.5–8). Their permeability generally is related to the D_{15} size in the approximate range of $k = 0.2 (D_{15})^2$ to $0.6 (D_{15})^2$, in which k is in centimeters per second and D_{15} is in millimeters (8). Their average permeability was about $0.35 (D_{15})^2$.

The permeability of coarse, well-graded sandy gravels is frequently considerably less than the value calculated from this relationship. Fig. 8 shows the average gradation of a coarse sandy gravel filter (Curve A) used in a recent major dam. (Note that in Fig. 8: (1) Curve A is the average gradation of a processed sandy gravel used as the "critical" filter in a recent major dam; and (2) Curve B is the gradation of the finer half of Curve A.) Permeability tests on representative compacted specimens gave a considerable spread of results, with a median value of the order of $k = 2 \times 10^{-2}$ cm/s. For the filter of Fig. 8, $k = 0.35 (D_{15})^2$ gives $k = 17 \times 10^{-2}$ cm/s, i.e., the permeability of the well-graded sandy gravel filter (Fig. 8) is only about 2/17 or 12% of the permeability of a uniform sand with the same D_{15} size (0.7 mm).

In a sandy gravel filter, the gravel particles have negligible influence on the filter action. They float in a mass of sand sized particles, and it is the pore sizes in the sand that govern the sizes of particles which will be caught and seal the filter. In the finer half of the sandy gravel filter (curve B, Fig. 8), the D_{15} size is about 0.35 mm (about half of the D_{15} size of the entire material). Using this value in the equation $k = 0.35$

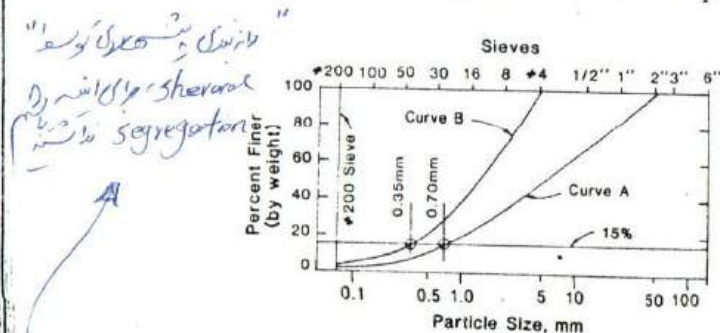


FIG. 8.—Comparison between Total Gradation of Gravelly Sand Filter and Sand Comprising Finer Half (by Weight)

$(D_{15})^2$, the computed k (4×10^{-2} cm/s) is of the same general magnitude as the measured k for the entire material (2×10^{-2} cm/s), taking into account the fact that the sand portion (curve B, Fig. 8) occupies only a little more than half the total volume. Thus, the coarse, well-graded sandy gravel of Fig. 8 (with D_{15} of 0.7 mm and C_u about 20) should be able to catch particles about the same size as those caught by a uniform sand filter with D_{15} of 0.35 mm and C_u about 8.

Based on the reasoning and test results illustrated here, we believe that, for well-graded, coarse filters with maximum size particle of 1.5 in. or larger, it is appropriate to evaluate filter criteria as follows:

1. It is conservative to use the D_{15} size of the entire material when applying the filter criteria.
2. However, if permeability tests on compacted specimens show the average permeability is less than about $k = 0.05 (D_{15})^2$, it is reasonable to use the D_{15} size of the finer portion of the gradation curve when applying the filter criteria. This can be the finer 50% or the sand portion finer than the No. 4 sieve.

Well graded sandy gravels are excellent filters for silts and clays up to a certain maximum coarseness beyond which segregation during construction becomes important. For excessively coarse materials, segregation during construction results in streaks or pockets of gravel particles, without sand in the voids, accumulating at the filter face. If such a segregated filter were used in a dam and an erosive concentrated leak developed, the voids in the segregated gravel pockets would have to fill with eroded fines from the impervious zone before the filter could function.

This segregation problem is difficult to evaluate except by experience. The amount of segregation depends both on the nature of the filter material and on the methods of handling and placing it. In our experience, sand-gravel filters with gravel content and maximum size shown in Fig. 8 (curve A) can be placed without significant segregation if considerable care is taken, but a filter of this gradation is near the limit of desirable coarseness for critical filters protecting fine-grained silts and clays. We have observed segregation problems in sandy gravel filters similar to Fig. 8, with only slightly larger maximum particle size and somewhat larger D_{50} size. These problems occurred despite careful handling and placement. For conservative practice, and to avoid excessive segregation, no more than 60% of a well graded sand-gravel critical filter for a clay core should be material coarser than the No. 4 sieve. Also, the maximum particle size should be no larger than about 2-in. (50 mm). Many successful dams with fine-grained clay cores have had somewhat coarser down-stream filters, but we believe these criteria are reasonable and not too conservative.

APPLICATION TO PRACTICE (CRITICAL FILTERS)

The current technical literature on dams says relatively little about filters for fine-grained clays. Only a few specialized publications offer filter criteria related to clay properties, and the difference between "critical"

تعیین معیار طراحی فیلتر سدهای خاکی و سنگریز برای هسته مرکزی مشکل از مصالح با دانه بندی گسسته

دکتر سیدمحسن حائری

دانشیار و مدیر گروه ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف

مهندس محمد حیدری خواص

کارشناس ارشد مهندسی ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف

مهندس محمد نصر

کارشناس ارشد مهندسی ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف

چکیده

فیلتر یکی از اجزاء مهم سدهای خاکی و سنگریز را تشکیل می دهد که در ایمنی و پایداری اینگونه سدها نقش بسیار اساسی و کلیدی را ایفا می نماید. مشخصات فیلتر بایستی متناسب با مشخصات هسته مرکزی باشد که از آن حفاظت می نماید. یکی از انواع خاکهای که در طبیعت و در مناطق کوهستانی یافت می شود خاکهای با دانه بندی گسسته مشکل از مصالح درشت دانه نظیر قلوه سنگ و شن و مصالح ریزدانه نظیر لای و رس است که میتواند بتواند مصالح هسته مرکزی سدها مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به آنکه مشخصات مصالح هسته مرکزی تعدادی از سدهای در دست طرح و اجرای ایران چه بصورت طبیعی و چه بصورت مصنوعی دارای دانه بندی گسسته است و هیچگونه معیاری برای طراحی فیلتر چنین خاکهایی وجود ندارد. لذا برآن شدیم تا با انجام آزمایشات لازم معیاری را برای طراحی اینگونه فیلترها تدوین نماییم. در این راستا تعداد ۲۰۷ آزمایش فیلتر بدون فرسایش با استفاده از خاک مینا با دانه بندی گسسته بعنوان هسته مرکزی سدهای خاکی و سنگریز در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف انجام شد که نتایج حاصله در این مقاله ارائه شده است.

معیارهای ارائه شده توسط محققین در ارتباط با آبشستگی^(۱):

آبشستگی عبارت است از حمل تدریجی ذرات ریز خاک توسط جریان آب از میان ترکها، خلل و فرج و حفرات خاک. در این شرایط، ابتدای جریان کم بوده و ذرات ریزتر را با خود حمل می کند ولی بتدریج و با گذشت زمان، مجرای عبور آب بزرگتر شده و قابلیت حمل ذرات بزرگتر را خواهد داشت و دبی جریان زیادتر می گردد. برای جلوگیری از پدیده آبشستگی و جلوگیری از خرابی در سدهای خاکی، عموماً در پایین دست و بالادست

1. Piping

هسته مرکزی، اقدام به ساخت فیلتر می‌شود. اگر فیلتر ایجاد شده، فیلتری موفق باشد، فقط در لحظات اولیه، آب عبور کرده از فیلتر جاری ذرات ریز خواهد بود. به عبارتی در لحظات اولیه، فیلتر قادر به جلوگیری از حرکت ذرات ریز خاک مینا نخواهد بود، اما پس از مدت کوتاهی، ذرات ریز خاک مینا که به طرف فیلتر حرکت می‌کنند، لایه نازکی را در سطح فیلتر تشکیل می‌دهند که با ایجاد این لایه، شسته شدن ذرات خاک مینا متوقف می‌شود. اگر فیلتر نتواند در مدت زمان کوتاهی حرکت ذرات ریز خاک را متوقف کند و در نتیجه قسمت قابل توجهی از ذرات ریز خاک مینا شسته شود، چنین فیلتری ناموفق عمل کرده است. در این حالت ممکن است شسته شدن ذرات به حدی باشد که در نهایت به خرابی سد بیانجامد. یکی از قدیمی ترین معیارهای طراحی فیلتر به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} < 4-5 \quad \text{معیار سون} \quad (1)$$

→ در لحاظ زام

$$\frac{D_{15F}}{d_{15B}} > 4-5 \quad \text{معیار زهره} \quad (2)$$

رابطه (۱) برای جلوگیری از پدیده آبشستگی بوده و رابطه (۲) نفوذپذیری فیلتر را کنترل می‌نماید که از حد خاصی کمتر نشود. در این روابط D_{15F} قطر دانه‌ای از فیلتر است که ۱۵ درصد وزنی دانه‌ها از آن کوچکترند، d_{85B} اندازه دانه‌ای از خاک میناست که ۸۵ درصد وزنی دانه‌ها از آن کوچکترند و d_{15B} اندازه‌ای از خاک میناست که ۱۵ درصد وزنی دانه‌ها از آن کوچکترند.

برترام^(۱) در سال ۱۹۴۰ آزمایشاتی را برای تعیین معیارهای طراحی فیلتر انجام داده و نتایج حاصله نشان داد که معیار $\frac{D_{15F}}{d_{85B}} < 9-10$ معیار مناسبی برای طراحی فیلتر می‌باشد (۱/). در سال ۱۹۴۹ لاند^(۲)، آزمایشاتی را برای تعیین معیار طراحی فیلتر انجام داد (۲/). D_{15} بحرانی فیلترهای ساخته شده در محدوده ۱ تا ۱۵ میلی متر بوده است نتایج آزمایشات لاند نشان داد که معیار $\frac{D_{15F}}{d_{85B}} < 9$ برای طراحی مناسب است. USBR^(۳) در سال ۱۹۵۵ آزمایشاتی را انجام داد (۳/). و نشان داد که معیارهای ارائه شده براساس D_{15} مناسب نیستند و استفاده از D_{50} (اندازه متوسط دانه‌های خاک یا فیلتر) را بعنوان معیار جهت طراحی فیلتر پیشنهاد نمود.

شرارد^(۴) در فاصله سال‌های ۱۹۸۱ تا ۱۹۸۲ آزمایشاتی را برای تعیین معیارهای طرح فیلتر انجام داد. آزمایشات شرارد بدو دسته تقسیم می‌شدند:

۱- آزمایشاتی که در آن خاک مینا از ماسه بسیار ریز یکنواخت تشکیل می‌شد (۴/).

۲- آزمایشاتی که در آن خاک مینا از خاکهای رسی و سیلنی تشکیل می‌شد (۵/).

از مجموع آزمایشات فوق، شرارد نتایج زیر را بدست آورد:

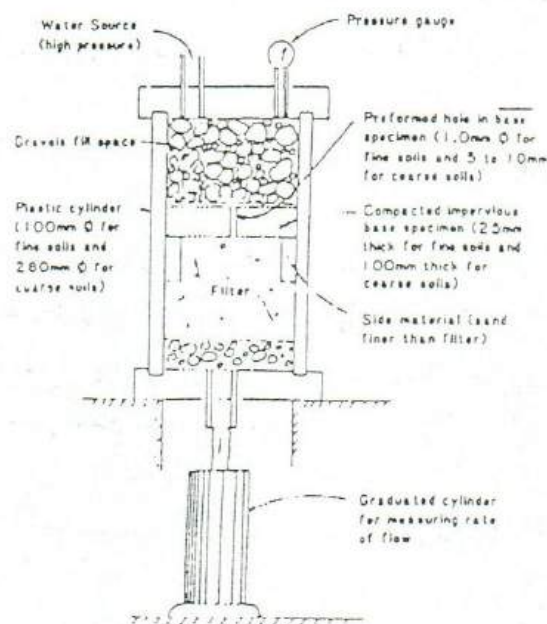
۱- حدود اثر برگ خاک مینا، تأثیری بر معیار طرح فیلتر ندارد.

۲- واگرایی خاک اثری بر معیار طرح فیلتر ندارد.

۳- معیارهایی که براساس $\frac{D_{50F}}{d_{50B}}$ و $\frac{D_{15F}}{d_{15B}}$ تعریف می‌شوند، مناسب نبوده و باید کنار گذاشته شوند. وی نتایج کار توسط USBR درست نیست.

۴- معیار $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 9$ برای خاکهای ماسه‌ای مناسب است ولی توصیه می‌شود که بصورت محافظه کارانه از $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$ برای خاکهای ماسه‌ای و رسیها و لای‌های ماسه‌دار استفاده شود. و برای رسیهای ریز فیلتر ماسه‌ای با $D_{15} \leq 0.075$ mm می‌تواند مناسب باشد.

شرارد در سال ۱۹۸۹، با انجام یکسری آزمایشات تکمیلی، آزمایش فیلتر بدون فرسایش^(۱) را پیشنهاد نمود [۶]. با انجام این آزمایش، مشخصات فیلتری که از هر گرنه فرسایشی جلوگیری می‌نماید، مشخص می‌شود. مزیت این آزمایش آن است که برای هر خاک مبنایی قابل کاربرد می‌باشد. در این آزمایش ابتدا فیلتر در لایه‌های ۱ اینچی ریخته شده و به حالت اشباع در می‌آید. سپس روی یک میز ویریه گذاشته می‌شود و به مدت ۱ دقیقه تحت ارتعاش قرار می‌گیرد تا متراکم شود. در بالاترین لایه فیلتر از مواد جداره‌ای استفاده می‌شود. سپس خاک مینا ریخته شده و هر لایه خاک مینا تا حدود ۹۵ درصد پراکتور استاندارد، متراکم می‌گردد. نتایج آزمایشات شرارد نشان داد که رطوبت تراکم خاک مینا و میزان تراکم، تاثیر زیادی بر میزان فرسایش ندارد. شکل (۱) دستگاه آزمایش NEF را نشان می‌دهد. شرایط آزمایش NEF بسیار محافظه کارانه است زیرا اولاً در این آزمایش فرض شده که هسته سد ترک خورده باشد و با این فرض سوراخی درون خاک مینا ایجاد می‌شود که ترک را در هسته سد خاکی مدل کند. ثانیاً نمونه خاک تحت گرادیان بسیار بالایی قرار می‌گیرد که چنین گرادیان هیدرولیکی ممکن است به ندرت در هسته سد بوجود آید. در طراحی سد خاکی سعی می‌شود، گرادیان هیدرولیکی از حدود ۴ و در شرایط استثنایی از ۸ بیشتر نشود در صورتی که در آزمایشات شرارد، گرادیان هیدرولیکی متجاوز از ۵۰۰-۴۰۰ بوده به نحوی که مقاومترین خاکها در برابر فرسایش، تحت اثر چنین گرادیان هیدرولیکی بالایی ممکن است شسته شوند. شرارد در مقاله خود، یادآور می‌شود که برای خاکهای مبنای با دانه‌بندی گسسته، تاکنون تحقیقی صورت نگرفته و در صورت نیاز باید معیار طراحی فیلتر این خاکها با انجام آزمایشاتی بدست آید [۶]. بهمین لحاظ و بدلیل آنکه هسته مرکزی بسیاری از سدهای خاکی در دست طرح و احداث ایران دارای دانه‌بندی گسسته هستند، ضرورت مطالعه بر روی این موضوع احساس شد و بهمین دلیل این تحقیق انجام شد.

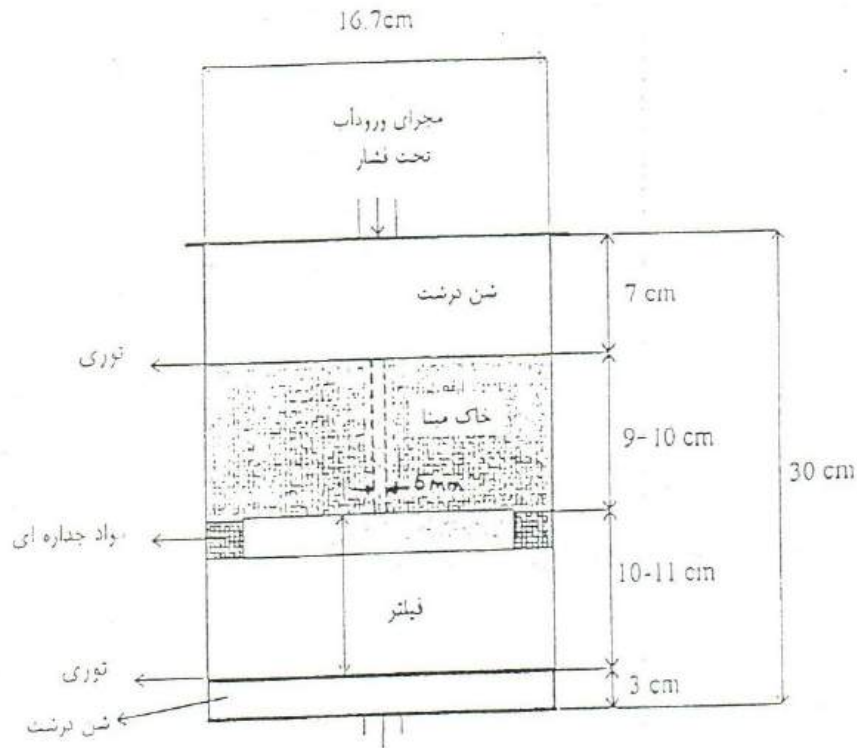


شکل (۱): دستگاه آزمایش فیلتر بدون فرسایش (NEF)

1. No Erosion Filter Test (NEF)

آزمایشات فیلتر بدون فرسایش بر روی خاک مینا با دانه بندی گسسته (۷ و ۸)

تعداد ۲۰۷ آزمایش فیلتر بدون فرسایش برای تعیین معیار طراحی فیلتر خاکیهای مینا با دانه بندی گسسته در آزمایشگاه مکانیک خاک انجام شد. آزمایشات بر روی خاک مینا با در صد ریز دانه متفاوت (۱۵ تا ۵۰ درصد) و با استفاده از سه دسته فیلتر کاملاً یکنواخت ($C_u = 2/5$)، خوب دانه بندی شده ($C_u = 11-14$) و مرز بین یکنواخت و خوب دانه بندی شده ($C_u = 5-6$) و در گرادینهای هیدرولیکی ۴۰۰-۶۰۰ انجام شد. شکل (۲) دستگاه به کار رفته در این تحقیق را نشان می دهد.



شکل (۲): دستگاه آزمایش NEF به کار رفته در این تحقیق

روش ساخت نمونه بدین ترتیب است که در قسمت تحتانی دستگاه مقداری شن درشت ریخته و روی آن توری ریزی، قرار می گیرد تا از حرکت دانه های ریز فیلتر به طرف سوراخ جلوگیری کند. سپس دانه های فیلتر در چهار لایه ۱ اینچی ریخته می شود. در بالاترین لایه فیلتر از ماسه ریز به عنوان مواد جداره ای استفاده می شود تا مانع شسته شدن ذرات خاک مینا از مجاورت جداره دستگاه گردد. سپس خاک مینا در سه لایه ریخته شده و هر لایه در حد تراکم پراکتور استاندارد کوبیده می شود. برای ایجاد سوراخ درون نمونه خاک مینا، از میله ای به قطر ۵ میلی متر استفاده شده است که قبل از ریختن خاک مینا در وسط آن گذاشته شده و بعد خاک مینا ریخته و کوبیده می شود. بعد از کوبیده شدن هر سه لایه، میله به آرامی بیرون کشیده شده و سوراخ ۵ میلی متری ایجاد می گردد. روی مجموعه را با شن پر کرده و در پوش دستگاه گذاشته شده محکم می گردد. پس از آن دستگاه به آب شهر با فشاری حدود 4 kg/cm^2 وصل می شود. با گذاشتن ظرفی در زیر سوراخ خروجی می توان دبی خروجی و وزن مواد شسته شده و عبوری را اندازه گیری کرد. خلاصه ای از نتایج آزمایشات فیلتر بدون فرسایش برای خاک مینا با دانه بندی

گسسته را می توان به صورت زیر بیان کرد:

۱- نحوه فرسایش برای فیلتر موفق و ناموفق طبق نظر شرارد، در مورد خاکهای با دانه بندی گسسته صادق نبوده و عملکرد موفق یا ناموفق فیلتر برای این خاکها با معیارهای ارائه شده توسط شرارد متفاوت است. در اینگونه خاکها قضاوت در مورد عملکرد فیلتر عمدتاً براساس قطر سوراخ بعد از آزمایش، وضعیت جداره خاک مینا، درصد فرسایش، دبی آزمایش و زمان صاف شدن آب خروجی از دستگاه می باشد. گرادیان هیدرولیکی در این آزمایشات در محدوده ۴۰۰ تا ۶۰۰ قرار داشت.

۲- شرارد از آزمایشات خود به این نتیجه رسید که در مواردی که محدودیت قطر دستگاه وجود دارد، دانه های با اندازه بزرگتر از الک شماره ۴ را می توان با دانه های کوچکتر از الک شماره ۴ جایگزین کرد. نتایج حاصله از این آزمایشات نشان داد که تغییرات جزئی (حدود ۱۰ درصد) در قسمت درشت دانه خاکها مینا، تأثیر محسوسی در نتایج آزمایش ندارد ولی حذف کامل مواد درشت دانه مورد آزمایش قرار نگرفت.

۳- شرارد از آزمایشات خود به این نتیجه رسید که درصد تراکم و رطوبت تراکم خاک مینا، تأثیری بر میزان فرسایش ندارد. در تحقیقات اخیر مشاهده شد، در نمونه های خشک (رطوبت تراکم حدود ۱ درصد کمتر از رطوبت بهینه)، در صورتی که سوراخ بسته نشود، میزان فرسایش این نمونه ها، بیشتر از نمونه هایی است که در رطوبت بهینه متراکم شده اند. بنابراین برخلاف نظر شرارد می توان گفت درصد رطوبت تراکم بر میزان فرسایش مؤثر خواهد بود. با کاهش مقدار رطوبت تراکم میزان فرسایش در خاک مینا افزایش می یابد و با افزایش رطوبت تراکم، میزان فرسایش کاهش می یابد.

۴- نتایج حاصل از آزمایشات نشان داد، برای خاکهای مینای دارای کمتر از ۳۵ درصد ریزدانه، وزن مواد عبوری از فیلتر (W) و درصد فرسایش (ERP)، ارتباط خوبی با D_{15} فیلتر دارد. برای خاکهای مینا با بیش از ۳۵ درصد ریزدانه، این ارتباط مشاهده نشد.

۵- برای خاکهای مینا با کمتر از ۳۵ درصد ریزدانه، وزن مواد عبوری از فیلتر، ارتباط خوبی با ضریب یکنواختی فیلتر دارد. با افزایش ضریب یکنواختی فیلترهای با D_{15} یکسان، وزن مواد عبوری از فیلتر کاهش می یابد. به عبارت دیگر وزن مواد عبوری از فیلتر با ضریب یکنواختی فیلتر، ارتباط معکوس دارد. برای خاکهای مینا با بیش از ۳۵ درصد ریزدانه، نتایج آزمایشات نشان داد، برای فیلترهای درشت دانه ($D_{15} > 1 \text{ mm}$)، رفتار فیلتر مستقل از C_u فیلتر می باشد. این امر بدین خاطر است که با افزایش D_{15} فیلتر، خلل و فرج فیلتر به حدی بزرگ خواهد شد که تفاوتی بین نتایج سه دسته فیلتر مشاهده نمی شود و همانطور که شرارد بیان می کند، برای خاک دارای ۴۰ تا ۸۵ درصد ریزدانه، رفتار فیلتر ارتباط مشخصی با توزیع اندازه ذرات دانه های فیلتر ندارد (۶). نتایج آزمایشات صحت گفته شرارد را در این مورد نشان داد.

۶- به منظور بررسی تأثیر گرادیان هیدرولیکی بر میزان فرسایش تعدادی آزمایش NEF در گرادیانهای هیدرولیکی کمتر (حدود ۷۰) انجام شد. نتایج حاصله نشان داد میزان فرسایش در این آزمایشات حدود ۱۰ درصد کمتر از مقادیر بدست آمده از آزمایشات با گرادیانهای هیدرولیکی بالا می باشد. بنابراین آزمایشات با گرادیانهای هیدرولیکی نسبتاً پایین، بیانگر بدترین شرایط نمی باشد و شاید بهتر باشد جهت مقاصد طراحی از همان گرادیانهای هیدرولیکی بالا استفاده نمود.

۷- به منظور بررسی مکانیزم فرسایش خاک مینای گروه ۱ (دارای بیش از ۸۵ درصد ریزدانه) آزمایشاتی با قطر سوراخ ۱ میلیمتر انجام شد و ملاحظه گردید مکانیزم فرسایش تقریباً مطابق با نظر شرارد می باشد و قطر سوراخ پس از آزمایش بین ۴ تا ۷ میلیمتر مشاهده شد.

۸- به منظور بررسی مکانیزم فرسایش با قطر سوراخ بزرگتر از ۵ میلیمتر، تعدادی آزمایش فیلتر بدون فرسایش با قطر سوراخ ۱۰ میلیمتر انجام شد. نتایج حاصله نشان داد زمان صاف شدن آب در این نمونه‌ها و نیز وزن مواد عبوری از فیلتر در مقایسه با قطر سوراخ ۵ میلیمتر، کمتر می‌باشد.

۹- نتایج آزمایشات بر روی خاک مینا با درصد ریزدانه بیشتر از ۴۵ درصد نشان داد که D_{15} بحرانی مستقل از مقدار ذرات ریزدانه می‌باشد. همچنین با افزایش ضریب یکنواختی فیلتر، $(D_{15})_{cr}$ افزایش می‌یابد اما در هر حال مقدار آن از ۱/۵ میلیمتر تجاوز نمی‌کند. شاید این مسأله بدین خاطر باشد که با افزایش ضریب یکنواختی، اندازه حفرات به قدری بزرگ می‌شود که مقدار D_{15} نمی‌تواند از حد خاصی بالاتر رود و مانع از ایجاد فرسایش گردد. برای خاکهای مینا با کمتر از ۳۵ درصد ریزدانه، با افزایش درصد ریزدانه، D_{15} فیلتر بحرانی افزایش می‌یابد. برای خاکهای مینا با بیش از ۴۵ درصد ریزدانه، به نظر می‌رسد رفتار خاک در مقابل پدیده فرسایش مستقل از درصد ریزدانه باشد.

✓ تعیین معیار طراحی فیلتر برای جلوگیری از آبشستگی در خاکهای با دانه‌بندی گسسته

از مجموع آزمایشات انجام شده در این تحقیق روابط زیر، به عنوان یک معیار کلی برای طرح فیلتر بحرانی

خاکهای با دانه‌بندی گسسته بدست آمد:

۱- برای $7.15 \leq F_c < 35$

عبوری از آنست که ۲۵۰

C_r برای فیلتر مینا

$$(D_{15})_{cr} = (0.0273) (Cu)^{0.5} (F_c)^{0.8} \quad (3)$$

که در این رابطه F_c درصد ریزدانه است.

۲- برای $F_c = 35$ دو حالت وجود دارد:

۱-۲- برای $Cu < 10$:

$$(D_{15})_{cr} = (0.0273) (Cu)^{0.5} (F_c)^{0.8} \quad (3)$$

۲-۲- برای $Cu \geq 10$:

$$(D_{15})_{cr} = (0.0593) (Cu)^{0.28} (F_c)^{0.7} \quad (4)$$

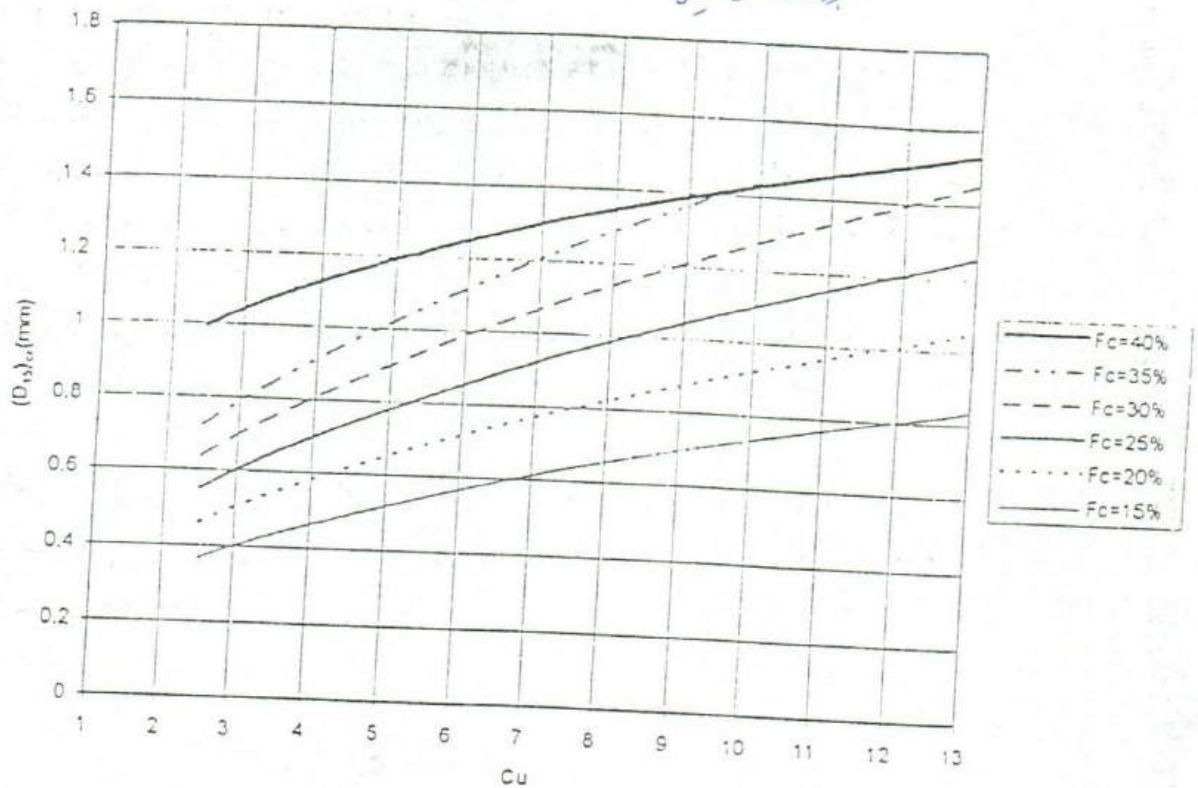
۳- برای $35 < F_c \leq 40$:

$$(D_{15})_{cr} = (0.0593) (Cu)^{0.28} (F_c)^{0.7} \quad (4)$$

۴- برای $40 < F_c \leq 50$:

$$(D_{15})_{cr} = (1/2 - 1/5) \text{ mm} \quad (5)$$

به طور محافظه کارانه برای خاکهای مینا با دانه‌بندی گسسته و دارای بیش از ۴۰ درصد ریزدانه، می‌توان از فیلتری با $D_{15} \leq 1/2 \text{ mm}$ استفاده کرد. شکل (۳) تغییرات $(D_{15})_{cr}$ بر حسب ضرایب یکنواختی فیلتر و درصد ریزدانه خاک مینا را نشان می‌دهد. با این شکل می‌توان مقدار D_{15} فیلتر بحرانی برای شروع آبشستگی را برای خاکهای مینا با دانه‌بندی گسسته دارای ۱۵ تا ۴۰ درصد ریزدانه، تعیین کرد. برای خاکهای مینا با بیش از ۴۰ درصد ریزدانه از رابطه $D_{15} < 1/2 \text{ mm}$ استفاده می‌شود. در صورتیکه درصد ریزدانه خاک مینا بین مقادیر مشخص شده باشد می‌توان با درون‌یابی $(D_{15})_{cr}$ را بدست آورد.

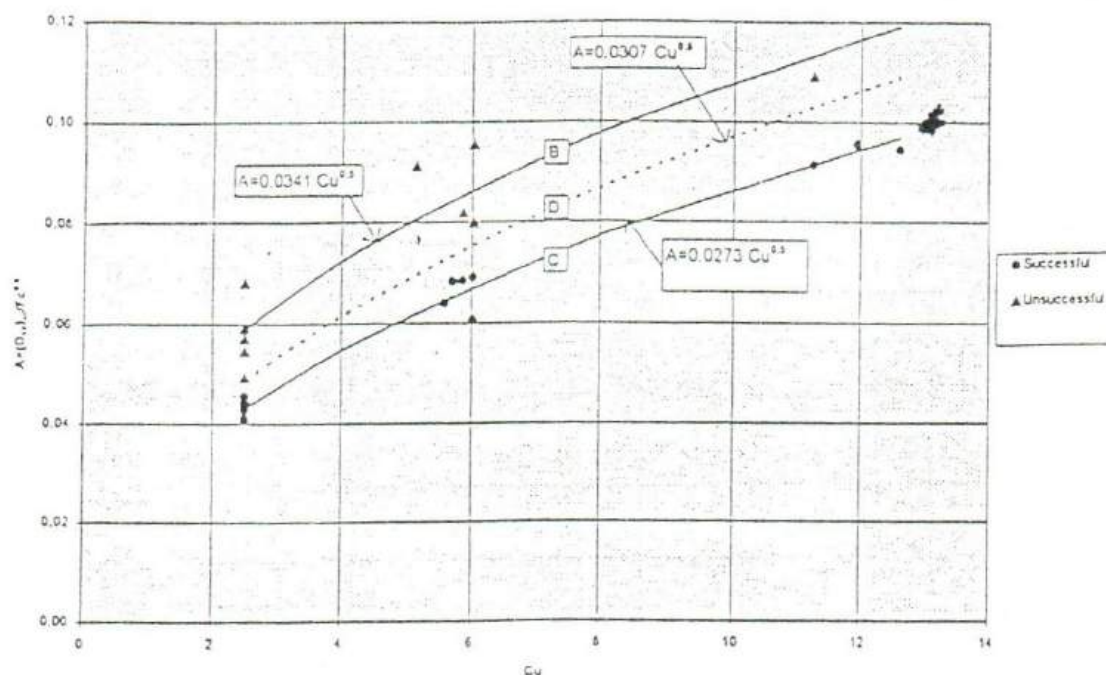


شکل (۳): مقدار $(D_{15})_{ef}$ برای خاکهای مینا با دانه بندی گسترده بر حسب ضرایب یکنواختی فیلتر و درصد ریزدانه خاک مینا

شکل (۴) ارتباط بین D_{15} فیلتر بحرانی (مستقل از درصد ریزدانه) با ضریب یکنواختی فیلتر را برای خاکهای مینای دارای کمتر از ۳۵ درصد ریزدانه نشان می دهد. همانطور که در شکل ملاحظه می شود، آزمایشات انجام شده بر روی این خاکها مرز باریکی را بین آزمایشات موفق و ناموفق، نشان می دهد. در این شکل منحنی (C) منحنی حاصل از برازش بین نقاط مربوط به آزمایشات موفق و منحنی (B) حاصل از برازش بین نقاط مربوط به آزمایشات ناموفق می باشد. منحنی (D)، منحنی مرز آزمایشات موفق و ناموفق است که به منظور تعیین D_{15} فیلتر بحرانی خاکهای مینا با دانه بندی گسترده، می توان به کار برد. به طور محافظه کارانه، جهت تعیین معیار طراحی فیلتر خاکهای مینا با دانه بندی گسترده، می توان از منحنی (C) نیز استفاده کرد. رابطه (۳) براساس منحنی (C) داده شده است.

تشکر و قدردانی

این مطالعات با پشتیبانی مالی معاونت پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده عمران این دانشگاه انجام شده است که بدین وسیله قدردانی می شود. همچنین لازم است از تکمیلین های آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده عمران دانشگاه به خاطر کمکهای فراوان و همکاریهای بیدریغشان در به انجام رساندن این تحقیق تشکر نمائیم.



شکل (۴): نمودار تعیین D_{15} فیلتر بحرانی (مستقل از درصد ریزدانه) بر حسب ضریب یکنواختی فیلتر

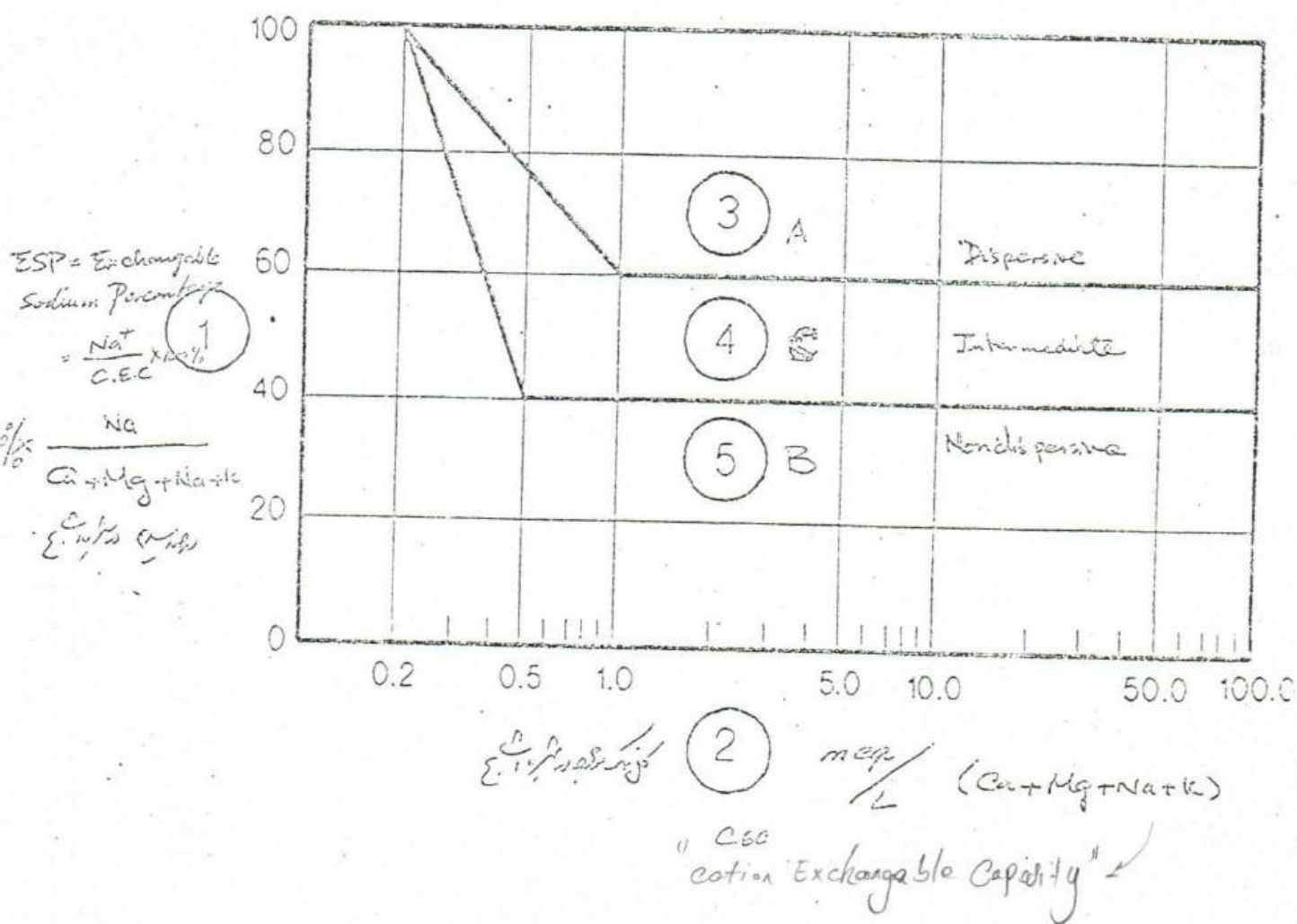
مراجع

1. Bertram, G.E., (1940) " Experimental Investigation of Protective Filters," Soil Mechanics Series No.7, Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge, Mass.
2. Lund, A., (1949) "An Experimental Study of Graded Filters," thesis presented to the University of London, at London, U.K., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
3. U.S. Bureau of Reclamation, (1955) " The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters," Earth Laboratory Report No. EM-425, (also published in proceedings, ASTM, Vol.55, 1955, P.1183).
4. Sherard, J.L., and Dunnigan, L.P., (1984 a)" Basic Properties of Sands and Gravel Filters," J. of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 110, GT6, pp 684-700.
5. Sherard, J. L., and Dunnigan, L.P., (1984 b)" Filters for Silts and Clays," J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, GT6, pp 701-719.
6. Sherard, J.L., and Dunnigan, L.P., (1989)" Critical Filters for Impervious Soils," J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, GT7, pp 927-947.

- ۷- حیدری خواص، محمد (۱۳۷۷) "تعیین معیار طراحی فیلتر سدهای خاکی و سنگریز برای هسته‌های مرکزی متشکل از مصالح با دانه‌بندی گسته"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران
- ۸- نصر، محمد (۱۳۷۷) "تعیین معیار طراحی فیلتر سدهای خاکی و سنگریز برای هسته‌های مرکزی متشکل از مصالح با دانه‌بندی گسته"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

Figure 2

قدردی تعیین رانندگی بر اساس آرایش "سیدر استیج"



نقصانهای خاک در سازه های خاکی و راه های جبران آن

این جدول برای مقایسه و مقادیر استاندارد

نقصانهای خاک در سازه های خاکی و راه های جبران آن

TABLE 3.1
AVERAGE PROPERTIES OF SOILS (AFTER U.S.B.R.)

SOIL CLASSIFICATION GROUP	PROCTOR COMPACTION		VOID RATIO e_0	PERMEABILITY, k 10^{-6} CMS/SEC.	COMPRESSIBILITY (نشت پذیری)		SHEARING STRENGTH		
	MAXIMUM DRY DENSITY IN T/m^3	OPTIMUM WATER CONTENT, PERCENT			AT 1.4 kg/m^2 PERCENT (%)	AT 3.5 kg/m^2 (%)	C_0 kg/cm^2	C_{sat} kg/cm^2	TAN ϕ
GW	>1.90	<13.3	(.)	$(.026 \pm .013) \times 10^6$	<1.4	(.)	(.)	(.)	>0.79
GP	>1.76	<12.4	(.)	$(0.064 \pm 0.033) \times 10^6$	<0.8	(.)	(.)	(.)	>0.74
GM	>1.82	<14.5	(.)	>0.3	<1.2	<3.0	(.)	(.)	>0.67
GC	>1.84	<14.7	(.)	>0.3	<1.2	<2.4	(.)	(.)	>0.60
SW	1.90 ± 0.08	13.3 ± 2.5	$0.37 \pm (.)$	(.)	$1.4 \pm (.)$	(.)	0.4 ± 0.04	(.)	0.79 ± 0.02
SP	1.76 ± 0.03	12.4 ± 1.0	0.50 ± 0.03	>15	0.8 ± 0.3	(.)	0.23 ± 0.06	(.)	0.74 ± 0.02
SM	1.82 ± 0.016	14.5 ± 0.4	0.48 ± 0.02	7.3 ± 4.7	1.2 ± 0.1	3.0 ± 0.4	0.52 ± 0.06	0.20 ± 0.07	0.67 ± 0.02
SM-SC	1.90 ± 0.016	12.8 ± 0.5	0.41 ± 0.02	0.8 ± 0.6	1.4 ± 0.3	2.9 ± 1.0	0.51 ± 0.22	0.15 ± 0.06	0.66 ± 0.07
SC	1.84 ± 0.016	14.7 ± 0.4	0.48 ± 0.01	0.3 ± 0.2	1.2 ± 0.2	2.4 ± 0.5	0.76 ± 0.15	0.11 ± 0.06	0.60 ± 0.07
ML	1.65 ± 0.016	19.2 ± 0.7	0.63 ± 0.02	0.57 ± 0.22	1.5 ± 0.2	2.6 ± 0.3	0.68 ± 0.10	$0.09 \pm (.)$	0.62 ± 0.04
ML-CL	1.74 ± 0.03	16.8 ± 0.7	0.54 ± 0.03	0.125 ± 0.07	1.0 ± 0.2	2.2 ± 0.0	0.64 ± 0.17	$0.22 \pm (.)$	0.62 ± 0.06
CL	1.73 ± 0.016	17.3 ± 0.3	0.56 ± 0.01	0.03 ± 0.03	1.4 ± 0.2	2.6 ± 0.4	0.88 ± 0.10	0.13 ± 0.02	0.54 ± 0.04
OL	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)
MH	1.31 ± 0.06	36.3 ± 3.2	1.15 ± 0.12	0.16 ± 0.10	2.0 ± 1.2	3.8 ± 0.8	0.74 ± 0.30	0.20 ± 0.09	0.47 ± 0.05
CH	1.50 ± 0.03	25.5 ± 1.2	0.80 ± 0.04	0.05 ± 0.05	2.6 ± 1.3	3.9 ± 1.5	1.04 ± 0.34	0.11 ± 0.06	0.35 ± 0.09
OH	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)	(.)

CONTROL OF SEEPAGE THROUGH EMBANKMENTS

The $\pm$ entry indicates 90 percent confidence limits of the average value.
(.) Denotes insufficient data, > is greater than, < is less than.
 C effective stress value for samples compacted at Proctor's dry density.
 C_{sat} effective stress value for samples compacted at Proctor's dry density, and saturated before testing.

GC, GM Permeability $> 0.3 \times 10^{-6}$ cm/sec $\rightarrow$ درصد نشت زیاد برای خاک رس

compactive effort reduced flexibility. It was concluded from the beam tests that highly plastic clays are more flexible than clays of low plasticity, but the relative flexibility of clays of low plasticity can not be distinguished on basis of plasticity characteristics alone.

Erosion resistance is ability to withstand the erosive action of water leaking through possible cracks. The erosion resistance is mainly derived from both the cohesion of the fines and the resistive action of the coarse particles to the flowing water and their tendency to get wedged up in the leakage channel. This effect would be obtained best in a well graded sand gravel mixture with enough finer particles to provide imperviousness. As discussed later, filters play an important role in providing safeguard against failure by leakage—the eroded particles of the core, and also particles from cohesionless fine filter on the upstream side flowing into the crack, being unable to pass the downstream filter, should gradually seal up the crack. However, this process requires some time and if a tiny leak develops too rapidly, the process of sealing may not take effect. Thus if the core material has a high erosion resistance, it would not permit a leak to develop rapidly and would enable the sealing action to come into play. Definitive information is not yet available about erosion resistance of soils. Sherard (Ref. 4) has graded materials according to their erosion resistance as per table 3.2. Experimental investigations carried out at Water Resources Development Training Centre (Ref. 5, 6) for fine grained soils indicated that erosion resistance normally increases with plasticity index except that for highly plastic, expansive, organic clays it may be lower than for well graded soils of lower plasticity. Blending with bentonite was found to improve the erosion resistance in all cases but markedly in case of well graded soils. Erosion resistance was also found to increase substantially with compacted density.

TABLE 3.2

AN ATTEMPT AT AN APPROXIMATE CLASSIFICATION OF CORE MATERIALS ON THE BASIS OF RESISTANCE TO CONCENTRATED LEAK. (AFTER SHERARD, REF. 4)

1. Very good materials

- (a) Very well-graded coarse mixtures of sand, gravel, and fines, D_{85} coarser than 2 in. (50 mm), D_{50} coarser than 1/4 in. (6 mm). If fines are cohesionless, not more than 20% finer than 75 μ sieve.

2. Good materials

- (a) Well-graded mixture of sand, gravel, and clayey fines. D_{85} is coarser than 1 in. (25 mm). Fines consisting of inorganic clay (CL) with plasticity index greater than 12.
(b) Highly plastic tough clay (CH) with plasticity index greater than 20.

3. Fair materials

- (a) Fairly well-graded, gravelly, medium to coarse sand with cohesionless fines. D_{85} coarser than 3/4 in. (19 mm). D_{50} between 0.5 mm and 3.0 mm. Not more than 25% finer than the 75 μ sieve.
(b) Clay of medium plasticity (CL) with plasticity index greater than 12.

4. Poor materials

- (a) Clay of low plasticity (CL and CL—ML) with little coarse fraction. Plasticity index between 5 and 8. Liquid limit greater than 25.
(b) Silts of medium to high plasticity (ML or MH) with little coarse fraction. Plasticity index greater than 10.
(c) Medium sand with cohesionless fines.

5. Very poor materials

- (a) Fine, uniform, cohesionless silty sand. D_{85} finer than 0.3 mm.
(b) Silt from medium plasticity to cohesionless (ML). Plasticity index less than 10.

Requirements of erosion resistance and flexibility would not always go together—thus the top category of Sherard for erosion resistance may not be equally good for flexibility. Also high compacted density is conducive to high erosion resistance but not to flexibility. However, it is not at all difficult to reconcile these two requirements. Actually a great variety of materials have been used in cores of earth dams. Esmoil (Ref. 7) has discussed the properties of impervious materials used in forty earth dams constructed by U.S. Bureau of Reclamation. The distribution of the 54 soils used in these dams according to Unified soil classification was as below (Table 3.3).

TABLE 3.3

IMPERVIOUS MATERIALS USED IN U.S.B.R. DAMS (AFTER ESMAIL, 1954)

U.S.C. GROUP	NO. OF SOILS	% OF TOTAL
GM	1	1.9
GM—SM	3	5.5
GC	2	3.7
GC—SC	2	3.7
SM	16	29.6
SM—SC	3	5.5
SC	7	13.0
ML	7	13.0
ML—CL	2	3.7
CL	10	18.5
CH	1	1.9
	54	100

(کتابخانه مهندسی راه: ۱:۴ بهر کشور)

✓ TABLE 3.4

IMPERVIOUS CORE AND PROPERTIES OF CORE MATERIAL

SL. NO.	DAM	HEIGHT IN M	IMPERVIOUS MATERIAL	CORE			MAX. HYDRAULIC GRADIENT	PERMEABILITY cm/sec.	φ VALUE (deg.)	COHESION C IN kg/cm ²	COMPACTED DRY UNIT WEIGHT t/m ³	MOISTURE CONTENT (%)	COMPACTION	
				INCLINATION (a)	SLOPES								LAYER THICKNESS (cm)	ROD (b)
					u/s	d/s								
1.	Nurek	300	Loess, loamy soil	V	0.25:1	0.25:1	1.9:1	2 × 10 ⁻⁸						
2.	Oroville	235	Cobble, gravel + clayey sand	V _i	0.90:1	0.50:1	2.0:1		14°	0.3	1.750 2.280	13—15	20	50t-RTR
3.	Portage Mountain	183	Silty sand	V _i	1.00:1	0.10:1	1.1:1	1 × 10 ⁻⁷		0-3.5			25	4 cov. 100t-RTR
4.	Goschenenalp	155	Alluvial + Clay	V	0.16:1	0.16:1	3.1:1	5 × 10 ⁻⁷	34-30		2.150	6.0	30	50t-RTR
5.	Gepatsch	155	Residual schist, gneiss (1% bentonite)	V	0.25:1	0.25:1	3.7:1	1 × 10 ⁻⁹	29	0	2.100	8.0	30	3 cov. 40t-RTR
6.	Charvak	154	Loam	V	0.25:1	0.25:1	1.8:1						33	5 cov. heavy RTR
7.	Infernillo	148	Clay	V	0.089:1	0.089:1	5.5:1	5 × 10 ⁻⁸	12-14	0.35-0.5	1.586	23.0	15	15t-SFR
8.	Derbendi Khan	137	Loamy sand	V	0.30:1	0.30:1	1.3:1		13	1.1	1.870	14.5	30-15	2 cov. RTR or SFR
9.	Cougar	136	Basalt talus + sandy silt	V _i	0.45:1	0.25:1	3.7:1	2 × 10 ⁻⁷			1.900	15.3	30	2 cov. 50t-RTR
10.	Round Butte	134	Silty sand	V _i	0.38:1	0.087:1	2.9:1						30	50t-RTR
11.	Amboklao	131		I-N	0.25:1	0.25:1	1.9:1		15	2.5			45	2 cov. 50t-RTR
12.	Miboro	130	DG + Clay soil (c)	I	1.70:1	0.85:1	1.7:1	1 × 10 ⁻⁵	35-40	2.8	2.050	7-4	20	6 cov. 20t-SFR
13.	Netzahualcoyotl	128	Weathered conglomerate	V	0.20:1	0.20:1	2.0:1		22	0-2.0	1.750	16-28	20	3 cov. 4t-VR
14.	Furnas	127	Sandy and Silty clay	I	0.70:1	0.30:1	3.8:1		15	1.0	1.677	19.2	30	50t-RTR
15.	Ramganga	126	Crushed clay shale	V	0.24:1	0.24:1	2.0:1	8 × 10 ⁻⁷	22	0.98	1.760		15	
16.	Mangla	125	Clay	V _i	0.70:1	0.20:1	1.7:1							
17.	Angat	125	Clay	I	1.50:1	1.00:1	7.0:1							
18.	Brownlee	122	Clay	I	1.50:1	1.37:1	7.0:1	9.7 × 10 ⁻⁶	18	5.0	1.760	20-25	15	6-8 cov. SFR
19.	Trangslet	122	Moraine	I	2.00:1	1.30:1	2.7:1	1 × 10 ⁻⁷	45	0	2.050	8.0	30	3 cov. 40t-RTR
20.	Mud Mountain	122	Sand, gravel + silty till	V	0.15:1	0.15:1	2.6:1						15	

Note : (a) V for vertical core, I for inclined core, V_i for slightly inclined core which may be considered as vertical core
 (b) Cov. = coverage (number of roller passes) RTR = rubber tyred roller, SFR = Sheeps foot roller, VR = vibratory roller.
 (c) D. G. = Disintegrated granite.

Roller
 نوع استفاده از این

بهره
 عکس پاشنه‌ای

نوع استفاده از این

down in the core after construction. On the other hand, the cracks and water losses in drill holes can always be explained as well by other phenomena, and the authors know of no experience which can be unquestionably attributed to cracks of this kind.

Also suspected when water is lost through drill holes or when leaks develop through the dam is a second category of internal cracks which seem to occur where a relatively short length of embankment is underlain by a more compressible foundation material than that which exists under the rest of the dam, Fig. 2.3:5b. Tension may develop in the lower part of the dam in the same way that it occurs in the lower fibers of a simple structural beam, and if the tensile extension is severe, cracks may open through the core. While this action has been suspected at several structures (see, for example, Ref. 15), it is always difficult to diagnose the trouble with complete certainty.

However, it is definitely known that localized internal cracks open in impervious zones adjacent to interior concrete structures, Fig. 2.3:5c. ~~Since the concrete is much less compressible than the surrounding soil, concentrations of high compressive stress develop near the top of the concrete structure.~~ These stress concentrations are associated with relief of stress in other areas and they sometimes cause tension and cracking. At Neversink Dam, (Ref. 587) which had a rigid concrete foundation cutoff wall extending well up into the embankment, cracking of this type produced a pervious zone about 50 ft. above the foundation in the otherwise very impervious core. Similar localized cracks can open in the embankments adjacent to reinforced concrete outlet conduits and even in the vicinity of steep, jagged, hard rock abutments.¹

2.3b Influence of Embankment Properties

~~The amount of cracking which will develop at a given dam depends on the magnitude of the strain imposed and on the deformability of the embankment.~~ There exist no reliable guides, either from field observations or laboratory tests, for estimating the maximum amounts of embankment settlement which can take place at a given site without the development of cracks. Cumulative records of embankment cracking, perhaps supplemented by laboratory research on the stiffness of compacted impervious soils, may in the future provide some definite criteria for the designer.

¹ See the experience described in footnote on p. 135.

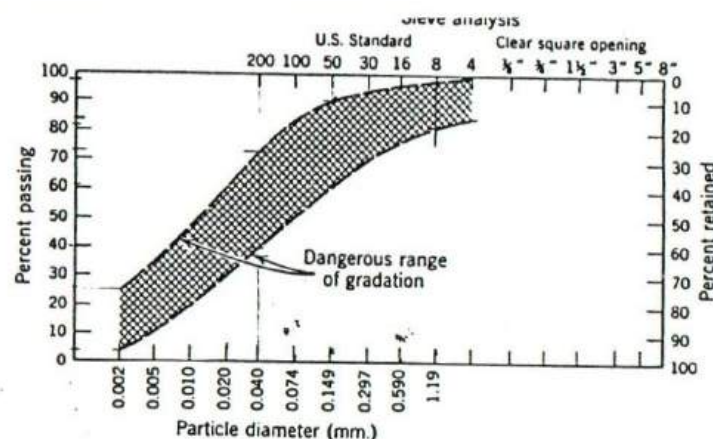


Fig. 2.3:6 Range of gradation of soils suspected to be most critical embankment materials from standpoint of cracking (Ref. 95).

One study of the performance of 17 dams, some of which cracked and some of which were subjected to large strains without cracking, furnishes a little information about the relationship between embankment soil properties and susceptibility to cracking (Ref. 95). Although the evidence on which this study was based was sketchy, it indicates that embankments of inorganic clays of low to medium plasticity (plasticity index less than 15) with gradation curves falling within the range shown in Fig. 2.3:6 are probably more susceptible to cracking when compacted dry than either finer or coarser materials. It also shows that clays of higher plasticity (plasticity index more than 20) which are finer than the gradation range in Fig. 2.3:6 will withstand much larger deformations without cracking.

The study provides some evidence that susceptibility to cracking is high in embankments of residual soils containing coarse particles of soft rock, which break down and become appreciably finer when they are being placed and compacted. It is difficult to get enough water into such soils during construction, so that they are often compacted at a lower water content than intended (Sec. 11.3e). Moreover, embankments constructed of soft, decomposing residual soils are often made more brittle by the cementing action of the partially decomposed particles, and therefore are more likely to crack with small deformations than embankments of ordinary soils.

Most of the embankments studied which developed severe cracking were compacted at low construction water contents (usually 5% or

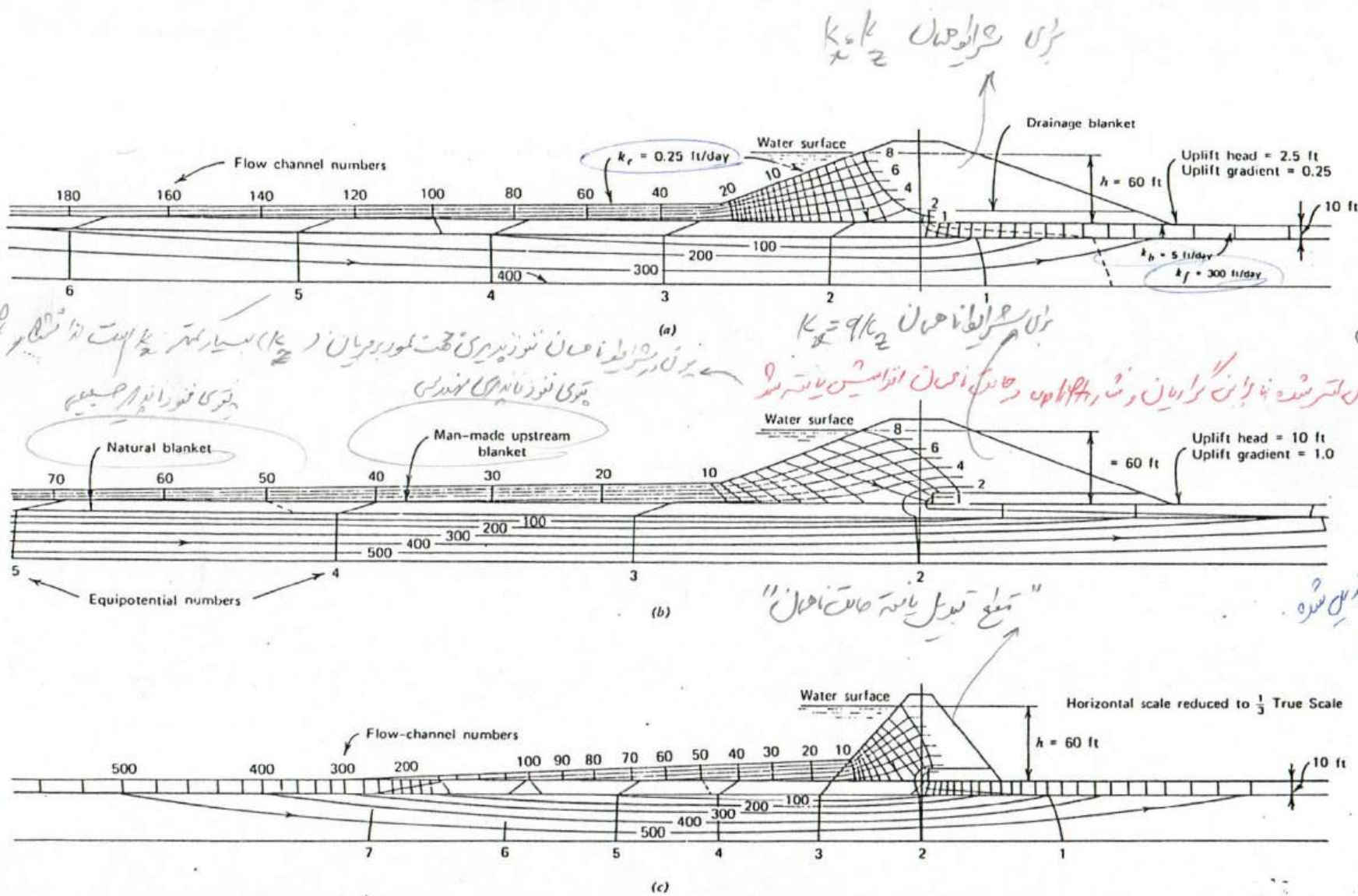


Fig. 16. Effect of natural and man-made blankets on uplift gradients downstream of a dam. (Cedergren, 1946). (a) All soils isotropic ($k_h = k_v$). (b) All soils anisotropic ($k_h = 9k_v$); true section. (c) All soils anisotropic ($k_h = 9k_v$); transformed section.

برای سرانجام k_h و k_v

برای سرانجام k_h و k_v

چون انچه بیشتر باشد تا این که بر این روش k_h و k_v را در نظر بگیریم

"تغییر تبدیل یافته حالت اعلان"

کند کردن تبدیل شده

تغییر تبدیل یافته
به ارتفاع 3
از تبدیل شده

در این صورت

در این صورت

تغییر تبدیل یافته

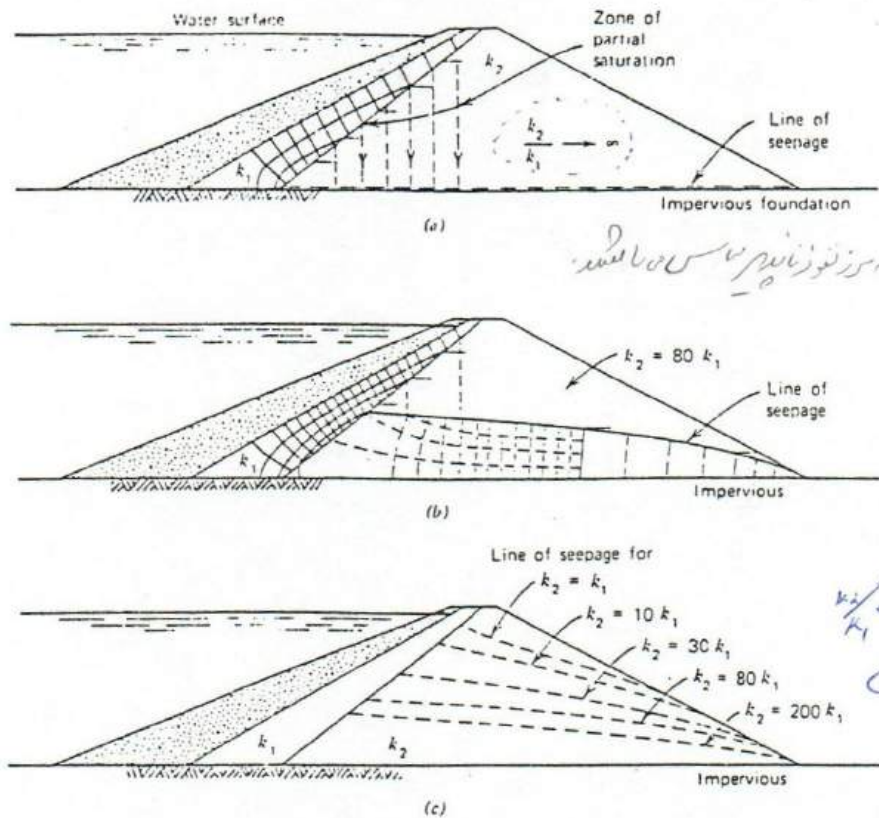


Fig. 11. Effect of relative permeability of upstream sloping core and downstream zone on position of line of seepage in downstream zone. (a) Ideal condition. (b) Typical flow net ($k_2 = 80k_1$). (c) Line of seepage for various ratios of k_2/k_1 .

stream from the core; or (5) installing drainage wells or other drainage facilities. Methods (2), (3), and (4) are seepage-reducing methods and will be discussed in the following paragraphs.

It may be seen in Fig. 12b that if an impervious cutoff is installed to 60% of the depth of the pervious foundation, the flow net is modified and water rises to a slightly lower level than in Fig. 12a, but exit gradients (as reflected by the distance between equipotential lines) are reduced only slightly. Theoretical positions of the line of seepage for several depths of cutoff are given in Fig. 12c. It may be seen that the cutoff must be essentially "perfect" if it is to have a major influence on the height of the line of seepage. Since this is virtually impossible to achieve, other seepage control methods generally must be used in conjunction with cutoffs.

Figure 13 gives two flow nets (drawn on transformed sections, for $k_h = 25k_v$) that are part of the study of seepage beneath a dam built in a natural saddle separating a reservoir on the left from a lower valley on the right. Beneath the upper cover of relatively impervious soil is a stratum of highly

pervious sand and gravel to a depth of about 50 ft. Under the pervious sand and gravel is a 50- to 60-ft-thick silty formation, which is underlain by gravelly materials.

Preexisting piezometric levels were observed at two or more depths at a number of locations. These observations indicated the existence of downward hydraulic gradients, since smaller head was measured in the bottom gravels than in the upper gravels at a given location. Seepage evidently was escaping relatively freely from the lower gravels on the river bank at the right. Springs that emerged from the silty formation relatively high above the river evidently were being fed by infiltration of rainwater in the general area shown. Without such a supplemental source of water, the line of seepage could not have emerged at such high levels unless the soil profile were substantially different from the cross section shown.

The flow net in Fig. 13a was constructed so that the equipotential lines were consistent with the observed piezometer readings. From this flow net it was estimated that the silty formation was about

SEEPAGE CONTROL IN EARTH DAMS

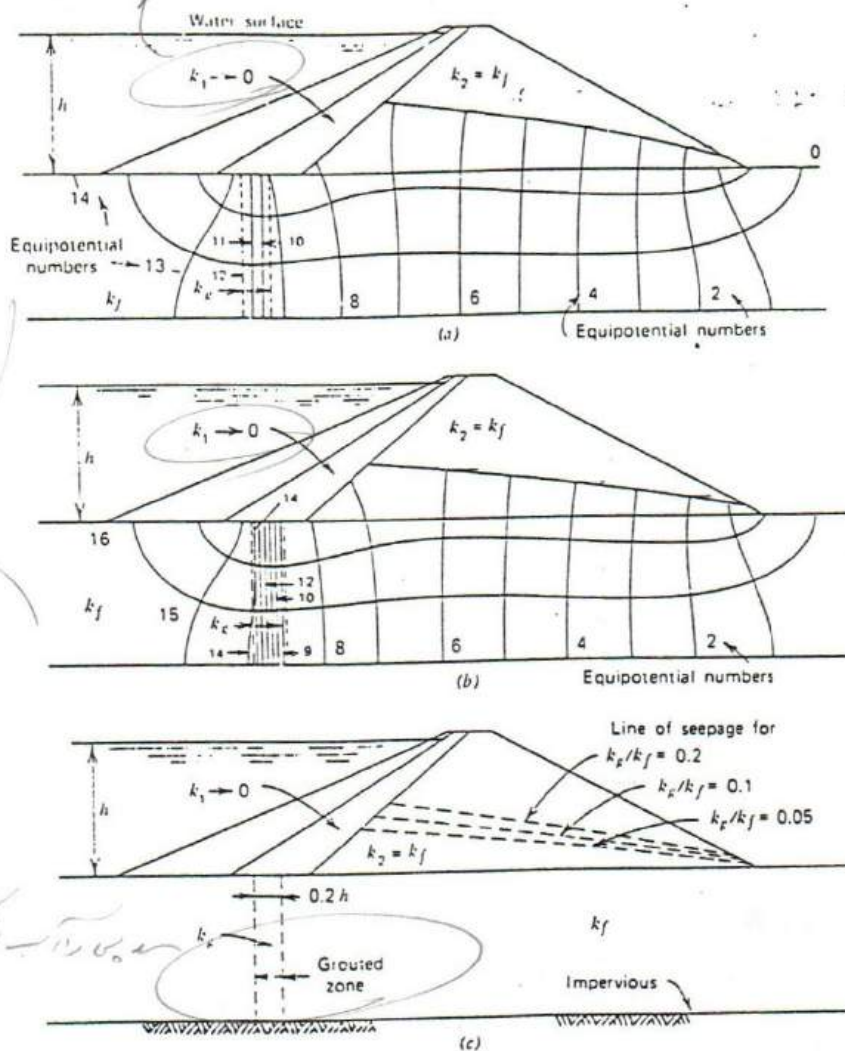


Fig. 14. Effect of grouted cutoffs on position of line of seepage. (a) Flow net, $k_u = 0.2k_f$. (b) Flow net, $k_u = 0.1k_f$. (c) Position of line of seepage for various values of k_u/k_f .

60 ft. is homogeneous except for a 10-ft-thick drainage blanket under the downstream half of the dam. A tapered blanket, with the same permeability as the embankment, extends 1100 ft upstream from the dam.

The flow net in Fig. 16a was constructed for the assumption that all formations are isotropic with respect to permeability. For this condition, the uplift gradient at the downstream toe is 0.25. If the ratio of horizontal to vertical permeability is assumed to be 9 for all materials (Fig. 16b), the uplift gradient at the downstream toe is increased to 1.0; if the compacted blanket were omitted, the uplift gradient would be 2.0. An uplift gradient of 0.25 usually would not be excessive, but 1.0 or more is unsafe.

At many dam sites and levee locations, underlying

strata have permeabilities hundreds or thousands of times those of the overlying natural blankets, and the ratio of horizontal to vertical permeability often is greater than 9 to 1. Both of these conditions tend to increase the uplift gradients at the downstream toe. These conditions often can be effectively remedied by installing drains through the blanket into the underlying pervious stratum. If this dam is modified by excavating a drain trench with a 20-ft bottom width into the pervious stratum, the uplift gradients at the downstream toe are reduced to a low level.

In general, dams on foundations containing highly pervious, stratified subsoils must have some kind of deep-seated drainage if they are to be completely safe against blowup, piping, and subsurface erosion.

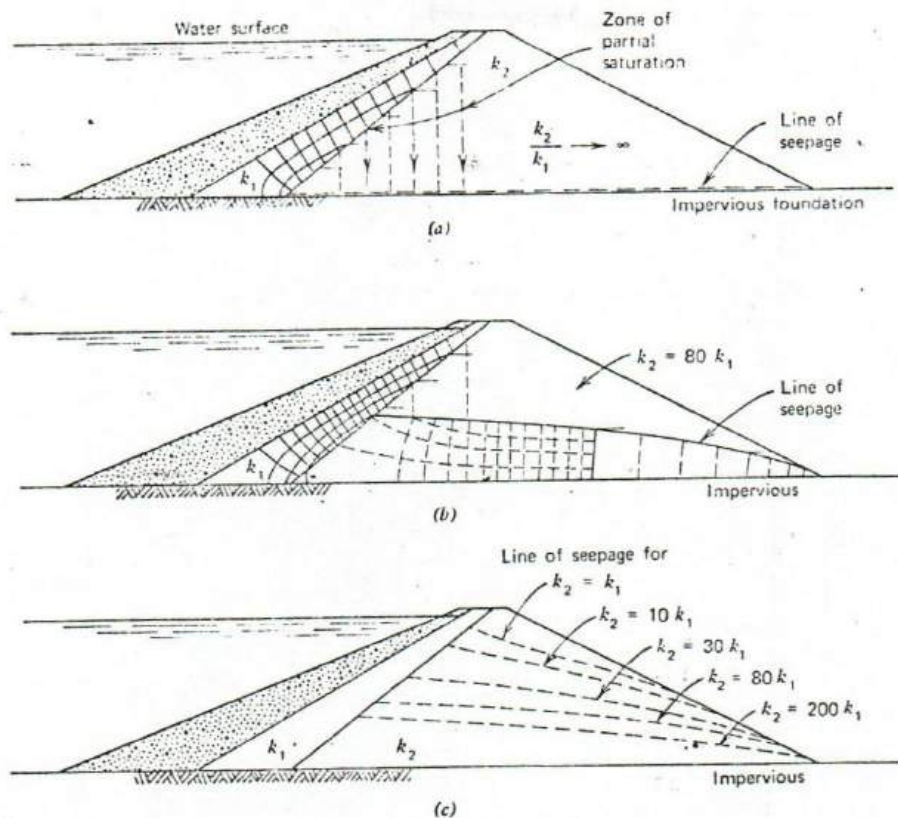


Fig. 11. Effect of relative permeability of upstream sloping core and downstream zone on position of line of seepage in downstream zone. (a) Ideal condition. (b) Typical flow net ($k_2 = 80k_1$). (c) Line of seepage for various ratios of k_2/k_1 .

stream from the core; or (5) installing drainage wells or other drainage facilities. Methods (2), (3), and (4) are seepage-reducing methods and will be discussed in the following paragraphs.

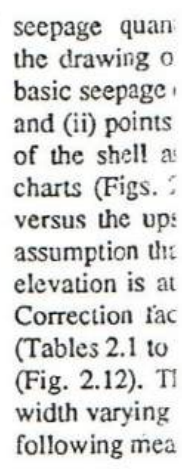
It may be seen in Fig. 12b that if an impervious cutoff is installed to 60% of the depth of the pervious foundation, the flow net is modified and water rises to a slightly lower level than in Fig. 12a, but exit gradients (as reflected by the distance between equipotential lines) are reduced only slightly. Theoretical positions of the line of seepage for several depths of cutoff are given in Fig. 12c. It may be seen that the cutoff must be essentially "perfect" if it is to have a major influence on the height of the line of seepage. Since this is virtually impossible to achieve, other seepage control methods generally must be used in conjunction with cutoffs.

Figure 13 gives two flow nets (drawn on transformed sections, for $k_h = 25k_v$) that are part of the study of seepage beneath a dam built in a natural saddle separating a reservoir on the left from a lower valley on the right. Beneath the upper cover of relatively impervious soil is a stratum of highly

pervious sand and gravel to a depth of about 50 ft. Under the pervious sand and gravel is a 50- to 60-ft-thick silty formation, which is underlain by gravelly materials.

Preexisting piezometric levels were observed at two or more depths at a number of locations. These observations indicated the existence of downward hydraulic gradients, since smaller head was measured in the bottom gravels than in the upper gravels at a given location. Seepage evidently was escaping relatively freely from the lower gravels on the river bank at the right. Springs that emerged from the silty formation relatively high above the river evidently were being fed by infiltration of rainwater in the general area shown. Without such a supplemental source of water, the line of seepage could not have emerged at such high levels unless the soil profile were substantially different from the cross section shown.

The flow net in Fig. 13a was constructed so that the equipotential lines were consistent with the observed piezometer readings. From this flow net it was estimated that the silty formation was about



$A = \text{ex}$
 $B = \text{ex}$
 $CW = \text{circ}$

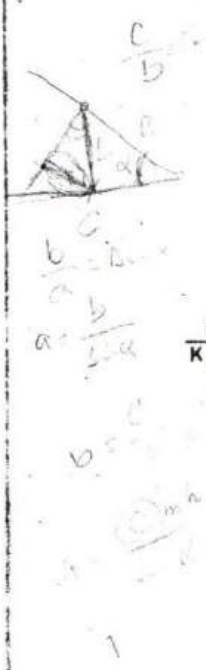
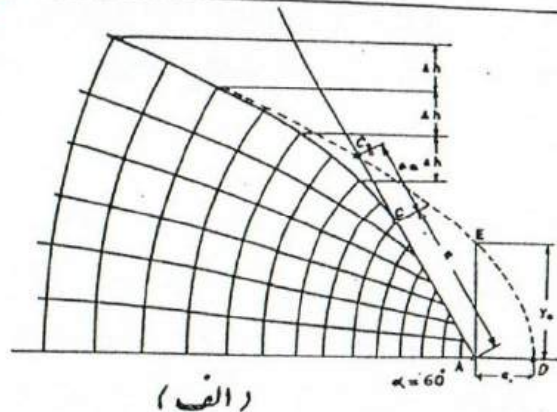
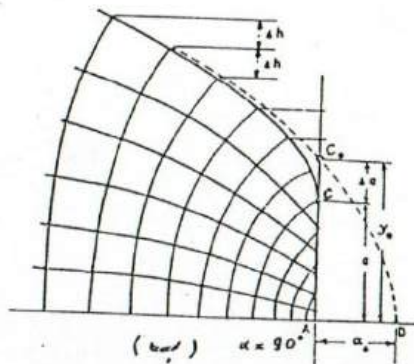


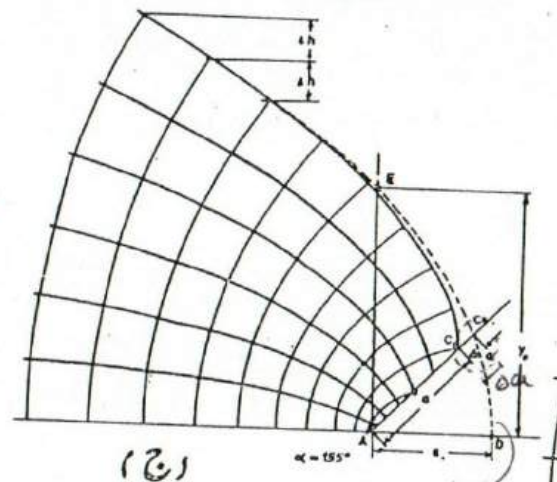
Fig. 2.8 Seepage through embankment on impervious foundation (after Gilboy³).



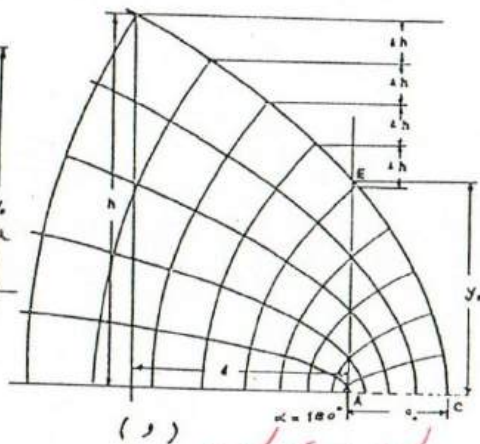
$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.22$$



$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.26 \text{ یا } a \approx \frac{2}{3} y_0$$



$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.14$$

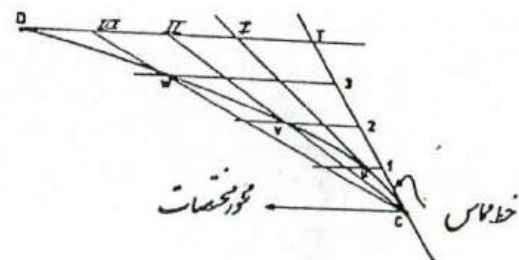


نقطه A مایل در کمان

$$Q = 2\pi a_0 = \dots \text{ و } a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d) \text{ و } x = \frac{y_0 - d}{2y_0}$$

شکل ۱۱-۳- مقایسه بین سهمی پایه و شبکه جریان برای شیب‌های خروجی مختلف

سیاری از مسائل کافی است نقطه خروج خط تراوش را بدست آورد. اگر -
تراوش را از نقطه معلوم B تا نقطه خروج C رسم نمائیم می‌توانیم
ن که در شکل ۱۰-۳ نشان داده شده استفاده کنیم.



۱۰-۳- روش ترسیم سهمی یک سهمی

شکل ۱۰-۳ از نقطه B خطی بموازات محور سهمی رسم کنید تا خط مماس
را در نقطه T قطع کند. سپس فواصل T-B و T-C را به چند قسمت
بیم کنید (بطور مثال ۴ قسمت). نقاط I, II, III را به نقطه C وصل
نقاط ۱, ۲ و ۳ خطوطی بموازات محور رسم نمائید. نقاط تقاطع خطوط عبوری
I, II و ۲ و ۳. و غیره بر روی سهمی قرار دارند.

راه حل تقریبی برای $\alpha > 30^\circ$

حل تقریبی با استفاده از معادله ۱۱-۳ یا روش ترسیم آن در شکل ۱۱-۳-
 α . نتایج مناسبی بدست می‌دهد. ولی برای شیب‌های تندتر این راه حل

ت. افزایش تقریب با مشاهده شکل ۱۱-۳- الف که شبکه جریان برای $\alpha = 60^\circ$ می‌باشد





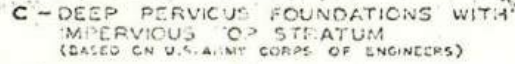
(VIII) CENTRAL CORE TYPE - SUITABILITY AS FOR (I),
POSITIVE CUT-OFF MAY REPLACE IMPERVIOUS
BLANKET



(1X) INCLINED CORE TYPE - SUITABILITY AS FOR (II)



(X) MODIFIED HOMOGENEOUS - SUITABILITY AS FOR (IV)



C - DEEP PERVIOUS FOUNDATIONS WITH IMPERVIOUS OP STRATUM
(BASED ON U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS)

SP - SEMIPERVIOUS
UOING SP OR SM

Fig. 1.2—Typical sections for different foundation conditions

مجلس ختم در ارتفاع هر استخوان می شود در ارتفاع ماه نهم و ده

