

دانشکده فنی دانشگاه تهران

# کارهای دریایی

پیوست

اصول هیدرولیک دریا

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

# مبانی هیدرو دینامیک دریا

فرضیه های اصلی حاکم: آب دریا بدون لزجت  $\nu = 0$   
 آب دریا تراکم ناپذیر  $\frac{d\rho}{dt} = 0$

روابط اصلی: اصل بقای اندازه حرکت (مانند دوم نیوتن)  
 $\vec{F} = m \cdot \vec{\gamma}$   
 اصل بقای جرم (اصل پیوستگی)  
 $\frac{dm}{dt} = 0$

## \* بیان اصل اول: اندازه مقدار حرکت

$\vec{F} = m \vec{\gamma} \rightarrow$  نیرو در واحد جرم  $\vec{F}/m = \vec{f} = \vec{\gamma}$   
 $\vec{f} = \vec{p} + \vec{g} + \vec{c} + \vec{n}$  در محیط دریا بطور کلی:

$\vec{c}$  نیروی کوریولیس و  $\vec{n}$  نیروی سطحی که در مقابل نیروی فشار  $\vec{p}$  و نقل  $\vec{g}$  بسیار کوچک هستند و صرف نظر می شوند.

$\vec{f} = \vec{p} + \vec{g} = \vec{\gamma} = \frac{D\vec{u}}{Dt}$  ①  $\vec{u}$ : سرعت ذرات آب

$\frac{D}{Dt}$  مشتق نوع استرکس (در متغیر داریم زمان  $t$  و مکان  $x, y, z$ )

$u = f(x, t)$

در حالت یک بعدی  $\frac{Du}{Dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x}$

در حالت کلی  $\frac{Du_i}{Dt} = \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$  ②

تعریف ریاضی بردار نابلا ( $\vec{\nabla}$ ):  
 $\vec{\nabla} = \frac{\partial}{\partial x_1} \cdot \vec{\lambda}_1 + \frac{\partial}{\partial x_2} \cdot \vec{\lambda}_2 + \frac{\partial}{\partial x_3} \cdot \vec{\lambda}_3$   
 $\vec{\lambda}$  بردار یک

بیان کامل بردار سرعت ذرات:  
 $\vec{u} = u_1 \cdot \vec{\lambda}_1 + u_2 \cdot \vec{\lambda}_2 + u_3 \cdot \vec{\lambda}_3$

در سیالات، برخلاف جامدات که تغییر مکان حاکم است، متغیر سرعت در معادلات رفتاری، حاکم می باشد.

مانند اندیس انستیه  $(\vec{u} \cdot \vec{\nabla}) u_i = u_1 \frac{\partial u_i}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_i}{\partial x_2} + u_3 \frac{\partial u_i}{\partial x_3} = u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$

$\Rightarrow \left[ \frac{Du_i}{Dt} = \frac{\partial u_i}{\partial t} + (\vec{u} \cdot \vec{\nabla}) u_i \right]$  ③ یکی از حالت های نمایش سمت راست ← معادله ①

یکی از شکل‌های رایج بیان اصل بقای اندازه حرکت در هیدروینامیک عبارت است از:

$$\boxed{\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\delta\vec{u}}{\delta t} + \frac{1}{2} \nabla(u^2) + \vec{\omega} \times \vec{u}}$$

$\vec{\omega} = \nabla \times \vec{u}$

در ادامه، نحوه یا متن شکل معادله اخیر تشریح می‌شود:

$$\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{D}{Dt} (\vec{\lambda}_1 u_1 + \vec{\lambda}_2 u_2 + \vec{\lambda}_3 u_3)$$

$$\frac{D}{Dt} (\vec{\lambda}_1 u_1) = \vec{\lambda}_1 \left( \frac{\delta u_1}{\delta t} + u_1 \frac{\delta u_1}{\delta x_1} + u_2 \frac{\delta u_1}{\delta x_2} + u_3 \frac{\delta u_1}{\delta x_3} \right)$$

اگر این بسط را در مورد کل عبارت بکار ببریم و دسته بندی کنیم، داریم:

$$\frac{D\vec{u}}{Dt} = \overbrace{\left( \vec{\lambda}_1 \frac{\delta u_1}{\delta t} + \vec{\lambda}_2 \frac{\delta u_2}{\delta t} + \vec{\lambda}_3 \frac{\delta u_3}{\delta t} \right)}^M + \left. \begin{aligned} & \vec{\lambda}_1 \left( u_1 \frac{\delta u_1}{\delta x_1} + u_2 \frac{\delta u_1}{\delta x_2} + u_3 \frac{\delta u_1}{\delta x_3} \right) + \\ & \vec{\lambda}_2 \left( u_1 \frac{\delta u_2}{\delta x_1} + u_2 \frac{\delta u_2}{\delta x_2} + u_3 \frac{\delta u_2}{\delta x_3} \right) + \\ & \vec{\lambda}_3 \left( u_1 \frac{\delta u_3}{\delta x_1} + u_2 \frac{\delta u_3}{\delta x_2} + u_3 \frac{\delta u_3}{\delta x_3} \right) \end{aligned} \right\} A$$

$$M = \frac{d}{dt} \{ \vec{\lambda}_1 u_1 + \vec{\lambda}_2 u_2 + \vec{\lambda}_3 u_3 \} = \frac{d}{dt} (\vec{\lambda}_i u_i) = \frac{d\vec{u}}{dt}$$

با توجه به عبارت A و سه مقداری که با علامت  $\times$  مشخص شده‌اند،

$$\vec{\lambda}_1 u_1 \frac{\delta u_1}{\delta x_1} + \vec{\lambda}_2 u_2 \frac{\delta u_2}{\delta x_2} + \vec{\lambda}_3 u_3 \frac{\delta u_3}{\delta x_3} = \frac{1}{2} \left\{ \vec{\lambda}_1 \frac{\delta(u_1^2)}{\delta x_1} + \vec{\lambda}_2 \frac{\delta(u_2^2)}{\delta x_2} + \vec{\lambda}_3 \frac{\delta(u_3^2)}{\delta x_3} \right\}$$

$$\vec{u} \cdot \vec{u} = u \cdot u = u_1^2 + u_2^2 + u_3^2$$

عبارت B را بصورت زیر تعریف می‌کنیم:

$$\vec{B} = \frac{1}{2} \nabla(u^2)$$

$$\vec{B} = \frac{1}{2} \nabla (u_1^2 + u_2^2 + u_3^2) = \frac{1}{2} \left\{ \vec{\lambda}_1 \frac{\partial u_1^2}{\partial x_1} + \vec{\lambda}_2 \frac{\partial u_1^2}{\partial x_2} + \vec{\lambda}_3 \frac{\partial u_1^2}{\partial x_3} + \right. \\ \left. \vec{\lambda}_1 \frac{\partial u_2^2}{\partial x_1} + \vec{\lambda}_2 \frac{\partial u_2^2}{\partial x_2} + \vec{\lambda}_3 \frac{\partial u_2^2}{\partial x_3} + \vec{\lambda}_1 \frac{\partial u_3^2}{\partial x_1} + \vec{\lambda}_2 \frac{\partial u_3^2}{\partial x_2} + \vec{\lambda}_3 \frac{\partial u_3^2}{\partial x_3} \right\}$$

بردار  $\vec{C}$  را بصورت زیر تعریف می‌کنیم:

$$\vec{C} = \vec{\lambda}_1 \left\{ u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} - u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + u_3 \frac{\partial u_1}{\partial x_3} - u_3 \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \right\} +$$

$$\vec{\lambda}_2 \left\{ u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} - u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + u_3 \frac{\partial u_2}{\partial x_3} - u_3 \frac{\partial u_3}{\partial x_2} \right\} +$$

$$\vec{\lambda}_3 \left\{ u_1 \frac{\partial u_3}{\partial x_1} - u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_3} + u_2 \frac{\partial u_3}{\partial x_2} - u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \right\}$$

$$\vec{\omega} = \nabla \times \vec{u} = \text{curl } \vec{u} = \begin{vmatrix} \vec{\lambda}_1 & \vec{\lambda}_2 & \vec{\lambda}_3 \\ \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ u_1 & u_2 & u_3 \end{vmatrix}$$

$$\vec{\omega} = \vec{\lambda}_1 \left\{ \frac{\partial u_3}{\partial x_2} - \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \right\} + \vec{\lambda}_2 \left\{ \frac{\partial u_1}{\partial x_3} - \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \right\} + \vec{\lambda}_3 \left\{ \frac{\partial u_2}{\partial x_1} - \frac{\partial u_1}{\partial x_2} \right\}$$

$$\vec{\omega} \times \vec{u} = \begin{vmatrix} \lambda_1 & \lambda_2 & \lambda_3 \\ \left( \frac{\partial u_3}{\partial x_2} - \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \right) & \left( \frac{\partial u_1}{\partial x_3} - \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \right) & \left( \frac{\partial u_2}{\partial x_1} - \frac{\partial u_1}{\partial x_2} \right) \\ u_1 & u_2 & u_3 \end{vmatrix} = \vec{C}$$

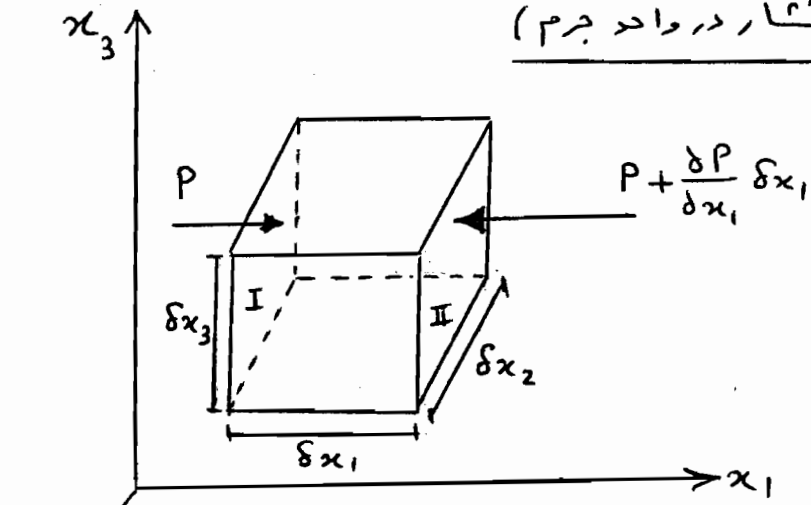
$$\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \vec{A} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \vec{B} + \vec{C} \Rightarrow$$

$$\boxed{\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \frac{1}{2} \nabla (\vec{u}^2) + \vec{\omega} \times \vec{u}} \quad (۴)$$

یکی از حالت‌های بیان اصل بقای انرژی حرکت در هیدروینامیک



اینک عبارات طرف دیگر رابطه اندازه مقدار حرکت یعنی  $P$  و  $g$  را بصورت برداری بیاد می‌کنیم!  
 مناسب بردار  $\vec{P}$  (نیروی ناشی از فشار در واحد جرم)



المان بی نهایت کوچک از آب  
 با ابعاد  $\delta x_1, \delta x_2, \delta x_3$  در نظر  
 گرفته می‌شود.

برای سهولت بیان، جهت  $x_1$   
 مدنظر است. ...  
 فشار و نحو مرتبه اول آن روی

صفحات I و II نشان داده شده است. (فشار  $P$ )

نیروی صفحه I =  $P \delta x_2 \delta x_3$

نیروی صفحه II =  $(P + \frac{\delta P}{\delta x_1} \delta x_1) \delta x_2 \delta x_3$

برآیند نیرو در جهت  $x_1$  =  $-\frac{\delta P}{\delta x_1} \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3$

جرم حجم مورد نظر =  $\rho \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3$  ( $\rho$  چگالی جرمی آب)

نیروی ناشی از فشار در واحد جرم در جهت  $x_1$  =  $-\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta x_1}$

در حالت کلی  $\vec{P} = -\frac{1}{\rho} \lambda_i \frac{\delta P}{\delta x_i} = -\frac{1}{\rho} \vec{\nabla} P$  (5)

بردار  $\vec{g}$  (نیروی ناشی از ثقل در واحد جرم) عبارت است از  $\vec{g} = -\lambda_3 g$  (6)

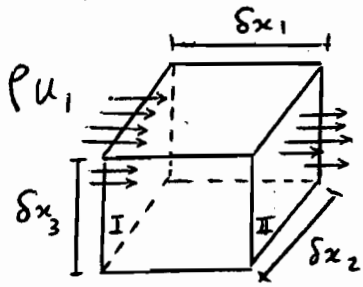
\* بیان کلی اصل اندازه مقدار حرکت در هیدروستاتیک:

(7) 
$$\frac{Du_1}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta x_1}$$

$$\frac{Du_2}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta x_2}$$

$$\frac{Du_3}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta x_3} - g$$

بیان اصل پیوستگی (اصل بقای جرم)



$\rho u$ : مقدار جرم در واحد زمان در واحد سطح

اختلاف جرم ورودی و خروجی = حجم مورد نظر = تغییر جرم در حجم فوق

جرم ورودی در واحد زمان:

$$\rho u_1 \delta x_2 \delta x_3$$

$$\left[ \rho u_1 + \frac{\delta(\rho u_1)}{\delta x_1} \delta x_1 \right] \delta x_2 \delta x_3 \quad \text{جرم خروجی در واحد زمان}$$

اختلاف جرم ورودی و خروجی در جهت  $x_1$  (صفت I مثبت - صفت II منفی)

$$\textcircled{I} \left\{ \begin{array}{l} - \frac{\delta(\rho u_1)}{\delta x_1} \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3 \quad \text{در جهت } x_1 \\ - \frac{\delta(\rho u_2)}{\delta x_2} \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3 \quad \text{در جهت } x_2 \\ - \frac{\delta(\rho u_3)}{\delta x_3} \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3 \quad \text{در جهت } x_3 \end{array} \right.$$

$$\textcircled{II} \quad \frac{\delta \rho}{\delta t} \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3 = \rho \delta x_1 \delta x_2 \delta x_3 = \text{جرم مورد نظر}$$

$$\textcircled{I} = \textcircled{II} \Rightarrow - \left[ \frac{\delta(\rho u_1)}{\delta x_1} + \frac{\delta(\rho u_2)}{\delta x_2} + \frac{\delta(\rho u_3)}{\delta x_3} \right] = \frac{\delta \rho}{\delta t}$$

$$\Rightarrow \frac{\delta \rho}{\delta t} + \frac{\delta(\rho u_1)}{\delta x_1} = 0 \Rightarrow \boxed{\frac{\delta \rho}{\delta t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho \vec{u}) = 0} \quad \text{اصل پیوستگی} \quad \textcircled{A}$$

بیان اصل پیوستگی به صورت تهای مختلف

$$\frac{\delta \rho}{\delta t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho \vec{u}) = 0$$

$$= \frac{\delta \rho}{\delta t} + \left( \frac{\delta}{\delta x_1} \vec{\lambda}_1 + \frac{\delta}{\delta x_2} \vec{\lambda}_2 + \frac{\delta}{\delta x_3} \vec{\lambda}_3 \right) (\rho u_1 \vec{\lambda}_1 + \rho u_2 \vec{\lambda}_2 + \rho u_3 \vec{\lambda}_3)$$

$$= \frac{\delta \rho}{\delta t} + \frac{\delta(\rho u_1)}{\delta x_1} + \frac{\delta(\rho u_2)}{\delta x_2} + \frac{\delta(\rho u_3)}{\delta x_3}$$

$$= \frac{\delta p}{\delta t} + \frac{\delta p}{\delta x_1} u_1 + \rho \frac{\delta u_1}{\delta x_1} + \frac{\delta p}{\delta x_2} u_2 + \rho \frac{\delta u_2}{\delta x_2} + \frac{\delta p}{\delta x_3} u_3 + \rho \frac{\delta u_3}{\delta x_3}$$

$$= \frac{\delta p}{\delta t} + u_i \frac{\delta p}{\delta x_i} + \rho \left( \frac{\delta u_i}{\delta x_i} \right) = 0 \Rightarrow$$

$$\frac{1}{\rho} \left( \frac{\delta p}{\delta t} + u_i \frac{\delta p}{\delta x_i} \right) + \frac{\delta u_i}{\delta x_i} = 0 \Rightarrow \boxed{\frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} + \frac{\delta u_i}{\delta x_i} = 0} \quad (9)$$

اصل پیوستگی

$$\text{div } \vec{u} = \vec{\nabla} \cdot \vec{u} = \left( \frac{\delta}{\delta x_i} \lambda_i \right) (u_i \lambda_i) = \frac{\delta u_i}{\delta x_i}$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} + \frac{\delta u_i}{\delta x_i} = \frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} + \vec{\nabla} \cdot \vec{u} = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{\frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} + \vec{\nabla} \cdot \vec{u} = 0} \quad (10) \quad \text{اصل پیوستگی}$$

$$\frac{Dp}{Dt} = 0 \rightarrow \boxed{\vec{\nabla} \cdot \vec{u} = \text{div } \vec{u} = 0} \quad (11) \quad \text{اگر فرض سیال تراکم ناپذیر را بکار ببریم}$$

حالت راجع اصل پیوستگی

\* تعمیم معادله موج

معادله موج یا تغییر مکان تمام سطح آب  $i=1, 2$   $\eta = \eta(x_i, t)$

تغییر مکان ذرات آب  $\vec{q} = \vec{q}$  -  $h \ll |\eta|$  - کت دریا صاف فرض می شود - عمق آب (جهت  $x_3$ )  $h$  فرض

$q$  در سطح آب را با  $\eta$  نشان می دهیم. تغییر مکان سطح از تغییر مکان ذرات داخل آب بیشتر است

$$q < \eta$$

$$u_i = \frac{Dq_i}{Dt} = \frac{\delta q_i}{\delta t} + u_j \frac{\delta q_i}{\delta x_j} \xrightarrow[\text{یک مقدار کوچک قابل صرف نظر است.}]{\text{ضرب و مقدار کوچک در مقابل}} \boxed{u_i \approx \frac{\delta q_i}{\delta t}} \quad (12)$$

$$\frac{Du_i}{Dt} \approx \frac{D}{Dt} \left( \frac{\delta q_i}{\delta t} \right) = \frac{\delta^2 q_i}{\delta t^2} + u_j \frac{\delta}{\delta x_j} \left( \frac{\delta q_i}{\delta t} \right) \rightarrow \boxed{\frac{\delta^2 q_i}{\delta t^2} \approx \frac{Du_i}{Dt}} \quad (13)$$

مرتبه کوچکی عبارت دوم از عبارت اول خیلی بیشتر است.

از اصل اندازه مقدار حرکت استفاده می‌کنیم:

$$\frac{Du_1}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_1} \rightarrow \frac{\partial^2 \eta_1}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_1}$$

$$\frac{Du_2}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_2} \rightarrow \frac{\partial^2 \eta_2}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_2}$$

$$\frac{Du_3}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_3} - g \rightarrow \frac{\partial^2 \eta_3}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_3} - g \approx 0$$

در جهت قائم و شتاب ذرات کوچک است (بطور نسبی)  $\Leftrightarrow$   $\frac{\partial P}{\partial x_3} = -\rho g$  (۱۴)

از رابطه اخیر از عمق  $z$  تا سطح آب انتگرال می‌گیریم:  $\int_z^\eta \frac{\partial P}{\partial x_3} dx_3 = - \int_z^\eta \rho g dx_3$

(۱۵)  $P(\eta) = P_0 + \rho g(\eta - z)$  فشار در سطح هائتر است.  $P(\eta) = P_0$   
از رابطه ۱۵ نسبت به  $x_1$  و  $x_2$  مشتق می‌گیریم ( $\rho g z$  نسبت به  $x_1$  و  $x_2$  مشتق ندارد و صفر است):

$$\frac{\partial P}{\partial x_1} = \frac{\partial P_0}{\partial x_1} + \rho g \frac{\partial \eta}{\partial x_1} \rightarrow \frac{\partial^2 \eta_1}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P_0}{\partial x_1} - g \frac{\partial \eta}{\partial x_1} \quad \text{(I)}$$

$$\frac{\partial P}{\partial x_2} = \frac{\partial P_0}{\partial x_2} + \rho g \frac{\partial \eta}{\partial x_2} \rightarrow \frac{\partial^2 \eta_2}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P_0}{\partial x_2} - g \frac{\partial \eta}{\partial x_2}$$

سیال تراکم ناپذیر  $\rightarrow \text{div } \vec{u} = 0 \rightarrow \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0$  (۱۱)

(۱۲)  $u_i = \frac{\partial \eta_i}{\partial t} \rightarrow \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\partial \eta_i}{\partial t} \right) = 0$  انتگرال زمانی  $\rightarrow \frac{\partial \eta_i}{\partial x_i} = 0$  (۱۴)

البته با انتگرال گیری زمانی خواهیم داشت:  $\frac{\partial \eta_i}{\partial x_i} = c$  که  $c$  مقدار ثابت است. اگر این مقدار ثابت فقط در سطح مینا خواهد بود و تا کثیری در شکل معادله موج نخواهد داشت، لذا رابطه بصورت (۱۵) در نظر گرفته می‌شود.

(۱۶)  $\rightarrow \frac{\partial \eta_3}{\partial x_3} = - \left( \frac{\partial \eta_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \eta_2}{\partial x_2} \right)$

اگر مینای محقات را روی سطح آب در نظر بگیریم و از رابطه اخیر از سطح تا کف انتگرال

بگیریم، داریم:

$$\int_0^{-h} \frac{\partial \varphi_3}{\partial x_3} dx_3 = - \int_0^{-h} \left( \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} \right) dx_3$$

$$\varphi_3 \Big|_0^{-h} = - \left( \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} \right) x_3 \Big|_0^{-h}$$

$$\varphi_3(-h) = 0 \quad \text{و} \quad \varphi_3(0) = \eta \quad \Rightarrow$$

$$\eta = - \left( \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} \right) h \Rightarrow \frac{1}{h} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = - \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left( \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} \right) \quad (17)$$

از روابط (I) در صفحه قبل، از ادلی نسبت به  $x_1$  و از دوی نسبت به  $x_2$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left( \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} \right) = - \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial^2 p_0}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 p_0}{\partial x_2^2} \right) - g \left( \frac{\partial^2 \eta}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial x_2^2} \right) \quad (18)$$

مشتق گرفته و جمع می‌کنیم!

طرف دوم رابطه (17) و طرف اول رابطه (18) با اختلاف یک علامت منفی، برابرند:

$$\frac{1}{gh} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = \nabla^2 \eta + \frac{1}{\rho g} \nabla^2 p_0$$

$\leftarrow \vec{\nabla} \cdot \vec{\nabla} = \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2}$

تغییرات فشار در سطح صاف است پس:

$$\boxed{\frac{1}{gh} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = \nabla^2 \eta = \frac{\partial^2 \eta}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial x_2^2}} \quad (19) \quad \begin{array}{l} \text{معادله موج } \eta \\ \text{سه بعدی} \end{array}$$

### شکل معادله موج

برای سهولت، حالت دوبعدی موج در نظر گرفته می‌شود (جهت تمام برای تغییرات

ارتفاعی موج  $\eta$  و جهت افقی پیش‌رونده موج  $x$ ):

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} - \frac{1}{gh} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = 0 \quad (20)$$

بعدها ملاحظه می‌شود که  $gh$  برابر توان دوم تندی یا

سرعت موج خواهد بود که برای راحتی از آن بجای  $gh$  استفاده می‌شود:  $gh = c^2$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = 0$$

معادله دیفرانسیل با دو متغیر  $x$  و  $t$   
برای حل معادله، راه بهتر مجزاسازی  
متغیرها می باشد.

$$\eta(x, t) = X(x) \cdot T(t)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} &= X''(x) \cdot T(t) \\ \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} &= X(x) \cdot T''(t) \end{aligned} \right\} \frac{X''(x)}{X(x)} = \frac{1}{c^2} \frac{T''(t)}{T(t)} = k^2 \text{ مقدار ثابت}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X'' - k^2 X = 0 \\ T'' - c^2 k^2 T = 0 \end{cases}$$

با توجه به مقدار ثابت (مثبت یا منفی یا صفر)، سه جواب کلی خواهیم داشت:

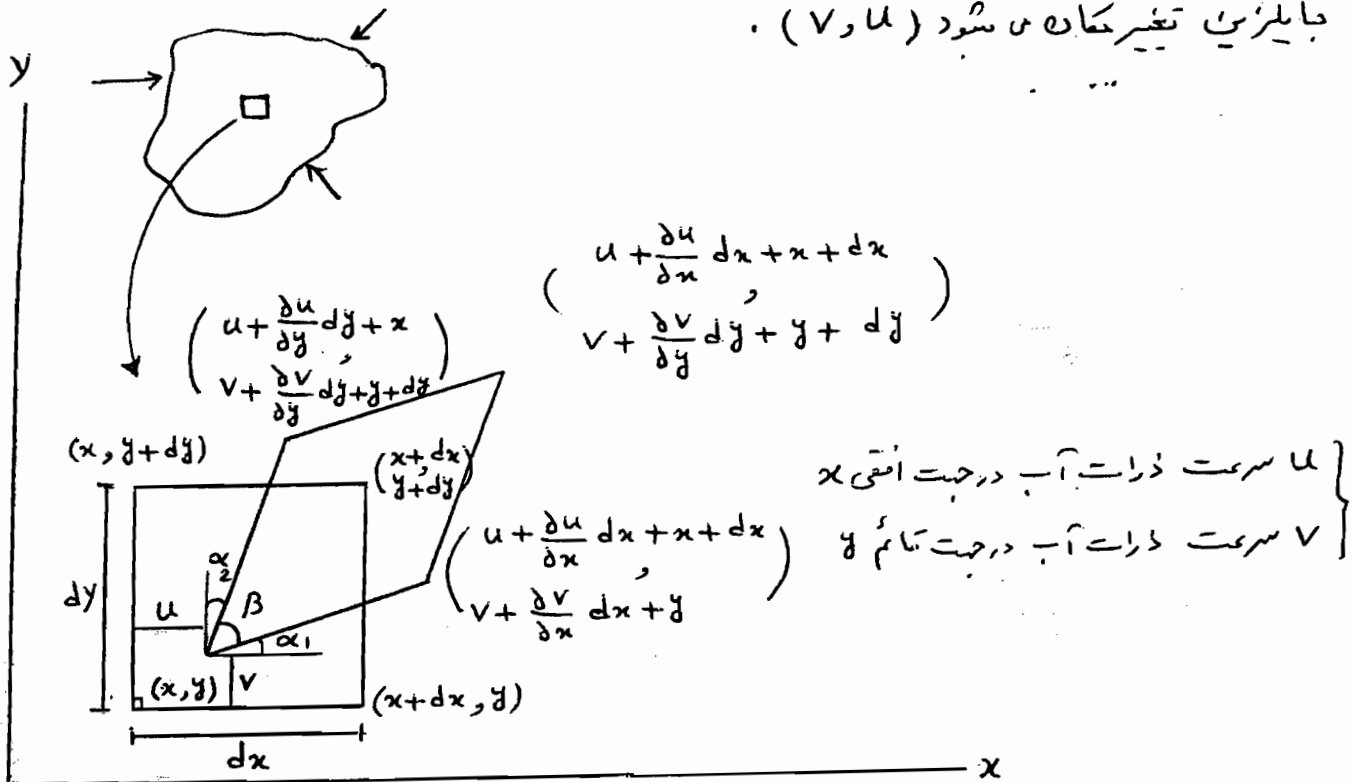
$$+k^2 \rightarrow \eta(x, t) = (C_1 e^{kx} + C_2 e^{-kx}) (C_3 e^{ckt} + C_4 e^{-ckt})$$

$$\text{صفر} \rightarrow \eta(x, t) = (C_5 x + C_6) (C_7 t + C_8) \quad (21)$$

$$-k^2 \rightarrow \eta(x, t) = (C_9 \cos kx + C_{10} \sin kx) (C_{11} \cos ckt + C_{12} \sin ckt)$$

ضرایب ثابت جوابها با توجه به شرایط مرزی و تعاریف جنبی تعیین خواهند شد.  
برای تحقق مراتب، جریان غیر چرخشی، تابع جریان، تابع پتانسیل سرعت  
و روابط مربوط به شرایط مرزی کف دریا و سطح آب تعرف و ارائه می شوند.

بیان جریان غیر چرخشی در مورد یک جزء کوچک سیال خواهد بود و اصول حاکم هاب روابطی است که در تئوری اربجایی در خصوص جامدات تحت نیرو (تنس) بکار می رود. تنها تفاوت آن است که در جامدات، تغییر مکان مدنظر است ولی در سیالات سرعت جابجایی تغییر مکان می شود (۲۱ و ۲۲).



$u$  سرعت ذرات آب در جهت افقی  $x$   
 $v$  سرعت ذرات آب در جهت عمودی  $y$

تغییر شکل برشی المان کوچک مورد نظر برابر مجموع دوزاویه  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  است. زاویه قبلاً ۹۰ درجه بوده ولی حالا زاویه بینه دو ضلع برابر  $\beta$  است. پس اختلاف زاویه برابر  $\alpha_1 + \alpha_2$  می باشد.

از روی شکل (هندسه) و با توجه به کوچک بودن المان و تغییر زاویه های  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  داریم:

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha_1 \approx \alpha_1 &= \frac{\frac{\partial v}{\partial x} dx}{dx} = \frac{\partial v}{\partial x} \\ \tan \alpha_2 \approx \alpha_2 &= \frac{\frac{\partial u}{\partial y} dy}{dy} = \frac{\partial u}{\partial y} \end{aligned} \right\} \alpha_1 + \alpha_2 = \gamma = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (22)$$

تغییر شکل برشی (سرعت تغییر شکل)

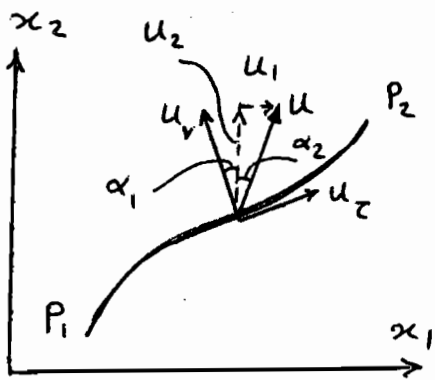
حالت دیگر تغییر شکل عبارت از حرکت دورانی صلب که می تواند زاویه

بینه دو قطر (حالت اول و حالت دوم) و در حقیقت دورانه به دلیل انتقال

خواهد بود و بصورت (۲۳)  $\omega = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}$  می باشد (سرعت حرکت دورانی صلب).

در سیالات بدون لزجت معمولاً  $\omega = 0$  و  $\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial y}$  که جریان غیر چرخشی نامیده می شود.

## تابع جریان $\Psi$ Stream Function



طبقه تعریف تابع جریان بصورت زیر می باشد :

$$\Psi(x_1, x_2, t) = \int_{P_1}^{P_2} u_v ds \quad (24)$$

دو نقطه  $P_1$  و  $P_2$  را بصورت اختیاری بهم وصل می کنیم.  $u$  بردار سرعت ذره آب است.

$u_1$  و  $u_2$  مولفه های بردار سرعت در جهت های  $x_1$  و  $x_2$

$u_v$  و  $u_h$  مولفه های بردار سرعت در جهت های عمود و مماس بر منحنی

$$\beta = \alpha_1 + \alpha_2, \quad u_v = u \cos \beta = u \cos(\alpha_1 + \alpha_2) = u(\cos \alpha_1 \cos \alpha_2 - \sin \alpha_1 \sin \alpha_2)$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{u_2}{u}, \quad \sin \alpha_2 = \frac{u_1}{u} \rightarrow u_v = -u_1 \sin \alpha_1 + u_2 \cos \alpha_1$$

برای سادگی فرض می کنیم، محورهای مختصات با سرعت خروج حرکت می کند پس متغیر  $t$  حذف می شود :

$$\Psi(x_1, x_2) = \int_{P_1}^{P_2} (-u_1 \sin \alpha_1 + u_2 \cos \alpha_1) ds$$

$$ds \approx \frac{dx_2}{\sin \alpha_1}, \quad ds \approx \frac{dx_1}{\cos \alpha_1} \rightarrow \Psi(x_1, x_2) = \int_{P_1}^{P_2} (-u_1 dx_2 + u_2 dx_1)$$

در ریاضیات اگر  $\frac{\partial}{\partial x_1}(-u_1) = \frac{\partial}{\partial x_2}(u_2)$  باشد، در اینصورت مقدار انتگرال اخیر

متغیر از مسیر خواهد بود و می توان انتگرال را تفکیک کرد :

$$\Psi(x_1, x_2) = \int_{P_1}^{P_2} (-u_1 dx_2 + u_2 dx_1) = \int_{P_1}^{P_2} -u_1 dx_2 + \int_{P_1}^{P_2} u_2 dx_1 = \text{مقدار ثابت}$$

در هیدروستاتیک، رابطه ریاضی شرطی اخیر را داریم : اصل بیوستگی برای سیال غیر قابل تراکم

$$\textcircled{11} \quad \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} = 0$$

مقدار تغییر تابع جریان  $\delta \Psi$  وقتی در جهت  $x_2$  نحوی با اندازه  $\delta x_2$  دانسته باشیم، چه راست؟

$$\delta \Psi = \int_{P_1}^{P_1 + \delta x_2} (-u_1 dx_2 + u_2 dx_1) = \int_{P_1}^{P_1 + \delta x_2} -u_1 dx_2 + \int_{P_1}^{P_1 + \delta x_2} u_2 dx_1$$

صفر است چون تابع  $dx_1$  همگی ولی عمود در جهت  $x_2$  می باشد.



$$\delta\psi = -u_1 \delta x_2 \xrightarrow{\text{تبدیل ریاضی}} \boxed{u_1 = -\frac{\delta\psi}{\delta x_2}} \xrightarrow[\text{مغزی برابر است}]{\text{مساوی تا اول}} \boxed{u_2 = \frac{\delta\psi}{\delta x_1}} \quad (25)$$

$$\omega = \frac{\delta u_1}{\delta x_2} - \frac{\delta u_2}{\delta x_1} = 0 \quad ; \quad \text{اگر سیال غیر چرخشی باشد، داریم} \quad (23)$$

در رابطه غیر چرخشی اجزای عبارات از معادله آنها از روابط (25) مقارن دهیم:

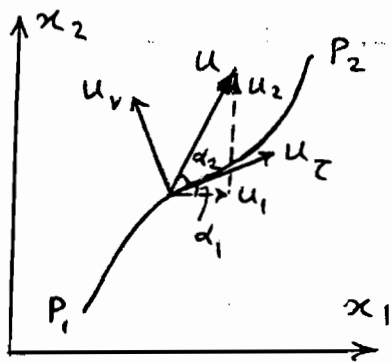
$$\frac{\delta u_1}{\delta x_2} = -\frac{\delta^2 \psi}{\delta x_2^2}, \quad \frac{\delta u_2}{\delta x_1} = \frac{\delta^2 \psi}{\delta x_1^2} \Rightarrow$$

$$\boxed{\frac{\delta^2 \psi}{\delta x_1^2} + \frac{\delta^2 \psi}{\delta x_2^2} = 0}$$

$$\boxed{\nabla^2 \psi = 0}$$

$$\boxed{\Delta \psi = 0}$$

(26) معادله لاپلاس تابع جریان



تابع پتانسیل سرعت  $\phi$

$$\phi(x_1, x_2, t) = -\int_{P_1}^{P_2} u_z ds \quad \text{طبق تعریف تابع پتانسیل سرعت}$$

(27)  $\alpha_1 + \alpha_2 = \beta$

$$u_z = u \cos \alpha_2 = u \cos(\beta - \alpha_1) = u (\cos \beta \cos \alpha_1 + \sin \beta \sin \alpha_1)$$

$$\cos \beta = \frac{u_1}{u}, \quad \sin \beta = \frac{u_2}{u}$$

$$\phi(x_1, x_2) = -\int_{P_1}^{P_2} (u_1 \cos \alpha_1 + u_2 \sin \alpha_1) ds = -\int_{P_1}^{P_2} (u_1 dx_1 + u_2 dx_2)$$

در ریاضیات اگر  $\frac{\delta u_1}{\delta x_2} = \frac{\delta u_2}{\delta x_1}$  باشد، مقدار انتگرال اجزای مستقل از مسیر خواهد بود و قابل تکیه است. در هیدرودینامیک رابطه اجزای در حالت جریان غیر چرخشی برقرار است.

$$\boxed{u_2 = -\frac{\delta \phi}{\delta x_2}}$$

$$\boxed{u_1 = -\frac{\delta \phi}{\delta x_1}} \quad (28)$$

بطور مشابه تابع جریان  $\psi$  اگر  $P_1$  به اندازه  $\delta x_2$  افزایش یابد ←

بطور مشابه اگر  $P_1$  به اندازه  $\delta x_1$  افزایش یابد ←

اگر سیال غیر قابل تراکم باشد، داریم (۱۱) :

$$\frac{\delta u_1}{\delta x_1} + \frac{\delta u_2}{\delta x_2} = 0$$

در رابطه اخیر، بجای عبارات از معادله آنها از روابط (۲۸) قرار می‌دهیم:

$$\frac{\delta u_1}{\delta x_1} = -\frac{\delta^2 \phi}{\delta x_1^2} \quad , \quad \frac{\delta u_2}{\delta x_2} = -\frac{\delta^2 \phi}{\delta x_2^2} \quad \Rightarrow$$

$$\boxed{\frac{\delta^2 \phi}{\delta x_1^2} + \frac{\delta^2 \phi}{\delta x_2^2} = 0} \quad \text{یا} \quad \boxed{\nabla^2 \phi = 0} \quad \text{یا} \quad \boxed{\Delta \phi = 0} \quad (۲۹)$$

معادله لاپلاس تابع پتانسیل سرعت

حل معادلات لاپلاس (۲۶) یا (۲۹) در راستای حل معادله موج خواهد بود، برای ضرایب ثابت روابط (۲۱) باید شرایط مرزی را ارضا کنیم.

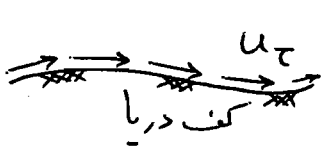
شرایط مرزی برای حل معادله موج

$x_1$  جهت عمقی و  $x_2$  جهت عمق

الف - شرط مرزی کف دریا (مرز ثابت) عمق آب دریا =  $h$

$$u_2 = 0 = -\frac{\delta \phi}{\delta x_2} \Big|_{x_2 = -h} = \frac{\delta \psi}{\delta x_1} \Big|_{x_2 = -h}$$

در کف دریا، مولفه سرعت فقط مماس بر کف است پس کف دریا یک تابع جریان است.



$$\psi \Big|_{x_2 = -h} = \text{مقدار ثابت} \quad (۳۰)$$

ب - شرط مرزی سطح آب (شرط سینماتیکی) - مرز آزاد

$$x_2 = \eta(x_1, x_3, t)$$

$$\frac{\delta x_2}{\delta t} = \frac{\delta \eta}{\delta x_1} \frac{dx_1}{dt} + \frac{\delta \eta}{\delta x_3} \frac{dx_3}{dt} + \frac{\delta \eta}{\delta t}$$

$$u_2 = u_1 \frac{\delta \eta}{\delta x_1} + u_3 \frac{\delta \eta}{\delta x_3} + \frac{\delta \eta}{\delta t}$$

$$-\frac{\delta \phi}{\delta x_1} = u_1 \quad , \quad -\frac{\delta \phi}{\delta x_2} = u_2 \quad , \quad -\frac{\delta \phi}{\delta x_3} = u_3 \quad \rightarrow \quad -\frac{\delta \phi}{\delta x_i} = u_i \quad \text{داریم}$$

$$\Rightarrow - \frac{\partial \phi}{\partial x_2} \Big|_{x_2=\eta} = - \frac{\partial \phi}{\partial x_1} \frac{\partial \eta}{\partial x_1} - \frac{\partial \phi}{\partial x_3} \frac{\partial \eta}{\partial x_3} + \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad \text{رابطه غیر خطی}$$

برای خطی کردن رابطه، از ضرب  $\frac{\partial \phi}{\partial x_1}$  و  $\frac{\partial \eta}{\partial x_1}$  در متقابل عبارت  $\frac{\partial \eta}{\partial t}$  صورتی گزینیم.

$$\Rightarrow \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial \phi}{\partial x_2} \Big|_{x_2=\eta} = \frac{\partial \psi}{\partial x_1} \Big|_{x_2=\eta} \quad (31)$$

ج - شرط مرزی سطح آب (شرط دینامیکی) - مرز آزاد  
اصل تبای اندازه حرکت  $\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \frac{1}{2} \nabla (\vec{u})^2 + \vec{\omega} \times \vec{u} \quad (4)$

$$\frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \frac{1}{2} \nabla (\vec{u})^2 \quad \leftarrow \vec{\omega} = 0 \text{ در جریان غیر چرخشی}$$

$$u_1 = - \frac{\partial \phi}{\partial x_1} \rightarrow \frac{\partial u_1}{\partial t} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_1 \partial t}$$

$$\frac{Du_1}{Dt} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_1 \partial t} + \frac{1}{2} \frac{\partial \vec{u}^2}{\partial x_1} \quad (I)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Du_1}{Dt} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_1} \quad (II) \\ \frac{Du_2}{Dt} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_2} - g \quad (III) \end{array} \right. \quad (V)$$

بنا به دلیل اصل تبای اندازه حرکت

از مقایسه روابط (I) و (II) داریم:

$$- \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_1 \partial t} + \frac{1}{2} \frac{\partial \vec{u}^2}{\partial x_1} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_1} \quad (IV)$$

از مقایسه روابط (I) و (III) داریم:

$$- \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_2 \partial t} + \frac{1}{2} \frac{\partial \vec{u}^2}{\partial x_2} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_2} - g \quad (V)$$

رابطه IV در  $dx_1$  و رابطه V در  $dx_2$  ضرب و حاصل را جمع و انتگرال گیری می‌کنیم:

$$\int -\frac{\delta^2 \phi}{\delta x_i \delta t} dx_i + \int \frac{1}{2} \frac{\delta \vec{u}^2}{\delta x_i} dx_i = \int -\frac{1}{\rho} \frac{\delta P}{\delta x_i} dx_i - \int g dx_2$$

معادله برنولی ← مقدار ثابت +  $-\frac{\delta \phi}{\delta t} + \frac{1}{2} \vec{u}^2 = -\frac{1}{\rho} P - g x_2$  (۳۲)

اثر مقدار ثابت فقط در سطح مینا خواهد بود و اثری در جزئیات معادله موج و حل آن نخواهد داشت.

رابطه (۳۲) را در سطح آب می‌نویسیم:

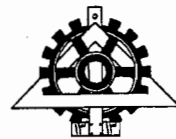
$$-\frac{\delta \phi}{\delta t} \Big|_{x_2=\eta} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\delta \phi}{\delta x_1} \right)^2 + \left( \frac{\delta \phi}{\delta x_2} \right)^2 \right] \Big|_{x_2=\eta} = -\frac{P}{\rho} \Big|_{x_2=\eta} - g \eta$$

برای خطی کردن رابطه اخیر، از عبارات با توان دوم مرتبه نظر می‌کنیم:

$$\eta = \frac{1}{g} \frac{\delta \phi}{\delta t} \Big|_{x_2=\eta} - \frac{P}{g\rho} \Big|_{x_2=\eta}$$

در  $x_2 = \eta$  مقدار  $P$  برابر فشار آتمسفر است که در همه انحاء وجود دارد و با توجه به نسبی بودن مساله خواهیم داشت:

$$\eta = \frac{1}{g} \frac{\delta \phi}{\delta t} \Big|_{x_2=\eta} \quad (۳۳)$$



دانشکده فنی دانشگاه تهران

# کارهای دریایی

پیوست

تئوری‌های موج  
و پدیده‌های همراه

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## مکانیک امواج دریا

امواج دریا در مهندسی دریا و ساحل از اهمیت قابل توجهی برخوردار است. این امواج در قسمت عامل تغییر شکل ساحل بوده و تأثیر زیادی در مطالعه و طراحی سازه‌های دریایی دارند.

امواج سطحی دریا، معمولاً انرژی خود را از پدیده باد (طوفان) به دست می‌آورند که مقدار زیادی از این انرژی در منطقه کم عمق نزدیک ساحل در برخورد به ساحل مستهلک می‌شود.

بطور کلی امواج دریا منبع مهم انرژی برای تغییر شکل سواحل، حمل مواد رسوبی بین دریا و ساحل یا در امتداد ساحل بوده و عامل بوجود آورنده بسیاری از نیروهای هسته‌کننده سازه‌های ساحلی (دریا) وارد می‌شود.

درک کافی و اصولی از تحولات انرژی تولید امواج سطحی و انتشار آن را باید در وهله نخست با روشی برای فهم حرکت پیچیده موج در مناطق نزدیک ساحل همراه نمود و به همین دلیل، فهم قوانین حرکت موج در مطالعه و طراحی سازه‌های ساحلی ضروری است.

باید توجه داشت که توانایی علمی انسان در توصیف امواج دریا، بویژه در ناحیه ساحلی محدود بوده و بنابراین نتایج حاصل از تئوری‌های امواج را باید برای استناد در طراحی سازه‌های دریایی، با دقت بررسی و تفسیر (ارزیابی) کرد.

امواج دریا به دلیل نامنتظمی شکل موج و متغیر بودن جهت انتشار آن، غالباً به صورت بالا و پایین رفتن و تلاطم سطح آب دیده می‌شود.

جهت انتشار امواج را می‌توان به عنوان متوسط جهت انتشار کلیه آنها در نظر گرفت. شکل سطح آب در منطقه تولید موج به دلیل تأثیر متقابل امواج بر یکدیگر به سادگی قابل وصف نمی‌باشد.

امواج سریعتر از میان امواج کندتر عبور می‌کنند و با این آثار متقابل، گاهی یکدیگر را تسخیر کرده، گاه از پس می‌برند و در بعضی موارد نیز با یکدیگر تصادم کرده، باعث تلاطم و طوران آب می‌شوند.

امواج بعد از خروج از منطقه ای که در آن تحت تأثیر مستقیم باد هستند، حالت پایدارتری پیدا کرده و دامنه حرکت آنها معزوم تر می شود، تحوب و تعقر آنها تعریف پذیر تر شود، امت و طینر مشخص تری پیدا می کنند. این امواج ممکن است بعد از ترک منطقه تولید موج صداها و هزارها کیلومتر راهی کنند. در طول حرکت موج، انرژی آن به صورت درونی در خود سیال از طریق تأثیر متقابل موج و هوا، به دلیل آشفتگیهای ناشی از شکست موج و نهایتاً در آبهای کم عمق، در اصطکاک با بستر دریا مستهلک می شود.

در حالت کلی، امواج واقعی آب، پدیده ای پیچیده بوده، به دلیل ماهیت سه بعدي، شکل غیر خطی و وجود رفتار تصادفی به دشواری به صورت ریاضی قابل بیان است. با این حال، دو تئوری کلاسیک توسط ایری (Airy) در سال ۱۸۴۵ و استوکس (Stokes) در سال ۱۸۸۰ ارائه شدند که امواج ساده را بیان می دارند. دو تئوری مورد اشاره عموماً شرایط موج را در مناطقی که عمق آب نسبت به طول موج، خیلی کوچک باشد، بهتر پیش بینی می کنند.

تئوری ایری از اهمیت محده ای برخوردار است زیرا نه تنها استفاده از آن آسان می باشد، بلکه در دامنه وسیعی از حالات موج، قابل استفاده است. در بیان ریاضی می توان تئوری موج ایری را تقریبی درجه اول (مرتبه اول) در توصیف کاملاً تئوریک رفتار موج به حساب آورد.

### طبقه بندی امواج

موجی که بتوان آنرا با اصول ساده ریاضی شرح داد، موج ساده خوانده می شود. امواجی که دارای چندین مولفه حرکتی باشند و توصیف شکل یا حرکت آنها مشکل باشد، امواج پیچیده نام دارند. امواج سینوسی یا امواج منظم، مثال هایی از امواج ساده هستند، زیرا اشکل سطح آنها را می توان بر وسیله یک تابع سینوسی یا کسینوسی توصیف نمود. اگر حرکت و شکل سطح یک موج در تناوب زمانی مساوی تکرار شود، این موج تناوبی نامیده می شود. موجی که نسبت به یک نقطه حرکت کند، موج پیسرو است و جهت حرکت آن، جهت انتشار موج است.

اگر موج تقریباً در یک نقطه بالا و پایین برود، موج استای کامل نامیده می شود، هرگاه یک موج پیشرو بدون هیچ تغییری در شکل سطح آزاد آن انتشار یابد، موج دائمی نام دارد. اگر حرکت ذرات آب در هر تناوب زمانی در مدارهای بسته یا تقریباً بسته صورت گیرد، موج به ترتیب، نوسانی یا تقریباً نوسانی خوانده می شود.

تئوری خطی یا تئوری ایری، امواج کاملاً نوسانی را توصیف می کند، اکثر تئوری های موج با نوسان کم، امواج تقریباً نوسانی را بیان می کنند که در آن سیال تنها مقدار کمی در جهت پیشروی موج حرکت می کند. این حرکت، انتقال جرم موج نامیده می شود.

اگر ذرات آب به همراه موج حرکت کرده و پس از آن به جای اولیه خود برگردند، موج، انتقالی خوانده می شود.

طبقه بندی امواج بر اساس دوره تناوب (پریود)  $T$  یا عکس آن، تواتر (فرکانس) می باشد، در ضمن رده بندی می تواند بر اساس میزان انرژی موج نیز انجام پذیرد.

یکی از مهم ترین امواج در رده بندی مردم، امواج نقلی می باشند که دارای پریودیک تا ۳۰ ثانیه می باشند. دامنه کوچکتری از امواج نقلی با پریود ۵ تا ۱۵ ثانیه معمولاً در مسائل مهندسی دریا و ساحل مهم هستند.

دلیل نقلی نامیده شدن این امواج آن است که، جاذبه مهم ترین نیروی مستهلک کننده آنهاست، یعنی نیروی جاذبه سعی در برگرداندن سیال به حالت تعادل دارد. معمولاً امواج نقلی دارای مقدار زیادی انرژی هستند و بنابراین در طراحی سازه های دریایی بسیار اهمیت دارند.

بررسی همه جانبه امواج امپانوس ها و دریاها، به علت پیچیدگی آن نیاز به در نظر گرفتن بسیاری از جنبه های قوانین حاکم بر سیالات دارد ولی نتایج حاصل از این بررسی ها، تأثیر کمی در حل مسائل مهندسی دریا خواهد داشت، بنابراین، کاربرد تئوری های ساده با فرضیات مناسب و دور از پیچیدگی، مفید خواهد بود، البته فرضیات به کار رفته در موجود آوردن یک تئوری ساده را باید شناخت، زیرا همه این فرضیات در هر دو نام مسائل صادق نیستند. در این حالت باید از تئوری های پیچیده تر مناسب استفاده نمود.



برای بدست آوردن پارامترهای لازم در هیدروینامیک دریا نظیر سرعت و شتاب و... می باید یکی از معادلات لاپلاس (تابع جریان یا پتانسیل سرعت) حل شود. برای حل معادله لاپلاس لازم است شرایط مرزی ارضاء شود. یکی از شرایط مرزی (سطح آب) مرتعته ثابتی نداشت و به شکل موج مستگی دارد. پس اگر شکل موج را داشته باشیم، انجام مراحل باقیمانده آسان خواهد بود.

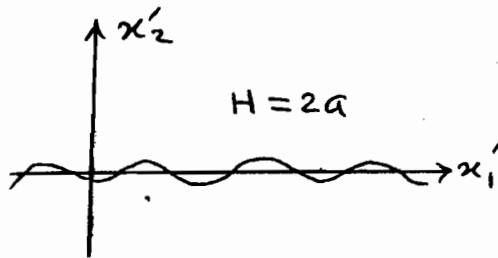
شکل موج باید طوری باشد که خیلی پیچیده نباشد تا محلیات ریاضی مورد نیاز بر حجم نرسوند و در عمیق حالت دقت قابل قبول را داشته باشند.

یکی از تئوری‌های رایج بر اساس تئوری پیشنهادی آقای ایری می باشد که بر اساس امواج دامنه کوچک استوار بوده و بسیار ساده و کاربردی بوده و در حال حاضر نیز بطور وسیع استفاده می شود.

شکل کلی موج پیشنهادی ایری بصورت هارمونیک است  $\eta(x,t) = a \cos(f(x,t))$  یا دآوری؛ معادلات لاپلاس و روابط حاصل از توابع جریان و پتانسیل سرعت:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x_2^2} = 0 \quad , \quad \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_2^2} = 0$$

$$u_1 = -\frac{\partial \phi}{\partial x_1} \quad , \quad u_2 = -\frac{\partial \phi}{\partial x_2} \quad , \quad u_1 = -\frac{\partial \psi}{\partial x_2} \quad , \quad u_2 = \frac{\partial \psi}{\partial x_1}$$



$$\eta(x'_1, t) = a \cos(kx'_1 - \omega t) \quad (1)$$

معادله موج با توجه به مختصات روبرو

$$a \ll L \text{ فرض ایری}$$

پریود موج  $T$ ، طول موج  $L$ ، عدد موج  $k = \frac{2\pi}{L}$ ، فرکانس موج  $\omega = \frac{2\pi}{T}$

$$c = L/T \quad , \quad \rightarrow \quad c = \omega/k$$

اگر محورهاى مختصات با سرعت  $c$  حرکت کنند، در حقیقت می توان متغیر زمانه را برای سادگی از معادلات حذف نمایم و هر وقت لازم بود، با عمل عکس می توانه دوباره آنرا در معادلات وارد نمود!

$$\theta = kx'_1 - \omega t = kx'_1 - k \frac{\omega}{k} t$$

$$= kx'_1 - kct = k \underbrace{(x'_1 - ct)}_{x_1} \Rightarrow \boxed{\eta(x_1) = a \cos kx_1} \quad (2)$$

هدف اصلی حل معادله لاپلاس تابع جریان با توجه به شرایط مرزی است!

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x_2^2} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial \phi}{\partial x_2} \Big|_{x_2=\eta}, \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{\partial \psi}{\partial x_1} \Big|_{x_2=\eta} \quad \text{شرط مرزی در سطح آب} \quad (4)$$

چون  $\eta$  مستقل از زمان شده پس!

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = 0, \rightarrow \frac{\partial \phi}{\partial x_2} \Big|_{x_2=\eta} = 0 \rightarrow \psi(x_1, \eta) = 0$$

پس!

$$\psi(x_1, \eta) = 0, \quad \psi(x_1, -h) = 0 \quad \text{ثابت} \quad (5)$$

شرط مرز ثابت (کف دریا)

برای حل معادله دیراسیل لاپلاس با توجه به خطی بودن معادله، جمع دو تابع بصورت

$$\psi_L(x_1, x_2) \quad \text{و} \quad \psi_S(x_2) \quad \text{را به عنوان جواب انتخاب می کنیم.}$$

توجه شود که  $\psi_L$  تابع  $x_1$  و  $x_2$  و  $\psi_S$  تابع فقط  $x_2$  می باشد.

برای اینکه دو تابع  $\psi_L$  و  $\psi_S$  جواب معادله دیراسیل باشند باید در معادله صدق کنند!

$$\frac{\partial^2 \psi_S}{\partial x_2^2} = 0 \rightarrow \psi_S(x_2) = K_1 x_2 + K_2 \quad (6)$$

$$\frac{\partial^2 \psi_L}{\partial x_i^2} = 0 \quad i=1, 2$$

اگر جوابهای معادله اخیر را با روش جداسازی متغیرها داشته باشیم، با توجه به مقدار  $K$

سه حالت زیر حاصل می شود!

$$\psi_L(x_1, x_2) = (C_1 e^{kx_1} + C_2 e^{-kx_1}) (C_3 \cos kx_2 + C_4 \sin kx_2) \quad \leftarrow k > 0$$

$$\psi_L(x_1, x_2) = (C_5 x_1 + C_6) (C_7 x_2 + C_8) \quad \leftarrow k = 0$$

$$\psi_L(x_1, x_2) = (C_9 \cos kx_1 + C_{10} \sin kx_1) (C_{11} e^{kx_2} + C_{12} e^{-kx_2}) \quad \leftarrow k < 0$$

چون امیری شکل موج را هارمونیک از نوع  $\cos$  فرض نموده، با توجه به ارتباط مستقیم  $\eta$  و  $\psi$  (شرط مرزی)،  $\psi$  نیز باید هارمونیک از نوع  $\cos$  باشد. پس جوابهای حالتی اول و دوم ( $k > 0$  و  $k = 0$ ) قابل قبول بنظر و در جواب سوم داریم:

$$\boxed{C_{10} = 0} \quad \sin \text{ضریب تابع} \rightarrow \psi_L(x_1, x_2) = C_9 \cos kx_1 (C_{11} e^{kx_2} + C_{12} e^{-kx_2}) \quad (A)$$

$$\psi(x_1, x_2) = \psi_S + \psi_L = K_1 x_2 + K_2 + C_9 \cos kx_1 (C_{11} e^{kx_2} + C_{12} e^{-kx_2}) \quad (9)$$

جواب کامل معادله

شرط مرزی: از رابطه (9)  $\rightarrow \psi(x_1, x_2 = \eta) = 0 \Rightarrow$

$$\psi(x_1, \eta) = K_1 \eta + K_2 + C_9 \cos kx_1 (C_{11} e^{k\eta} + C_{12} e^{-k\eta}) = 0 \Rightarrow$$

$$\eta + \frac{K_2}{K_1} = -\frac{C_9}{K_1} (C_{11} e^{k\eta} + C_{12} e^{-k\eta}) \cos kx_1 \quad (10)$$

$$\frac{K_2}{K_1} = 0 \rightarrow \boxed{K_2 = 0} \quad \leftarrow \text{باقیه رابطه (10) و (11)}$$

$$a \ll L \rightarrow a = \eta \text{ حدیثه} \rightarrow \frac{|\eta|}{L} \ll 1$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \rightarrow k\eta = 2\pi \frac{\eta}{L} \ll 1 \Rightarrow e^{k\eta} \approx e^{-k\eta} \approx 1 \Rightarrow$$

$$\text{رابطه (10)} \rightarrow \eta \approx -\frac{C_9}{K_1} (C_{11} + C_{12}) \cos kx_1 \quad (11)$$

جهت تعیین ضرایب ثابت جوابها، یکی از شرطهای مرزی ارضاء شد.

برای تعیین ضرایب ثابت باقی مانده، به معادله (9) برمیگردیم و شرط مرزی دوم را ارضاء مینمایم

$$\psi(x_1, x_2) = K_1 x_2 + C_9 (C_{11} e^{kx_2} + C_{12} e^{-kx_2}) \cos kx_1 \quad (12)$$

عده ثابت  $\Psi(x_1, -h) = K_3$  کف

شرط مرزی دوم :

$$\Psi(x_1, -h) = \Psi_S(-h) + \Psi_L(x_1, -h)$$

پس :

$$-K_1 h + C_q (C_{11} e^{-kh} + C_{12} e^{kh}) \cos kx_1 = K_3$$

چون طرف راست رابطه مقدار ثابت است پس ضریب متغیر  $x_1$  باید صفر شود :

$$C_q (C_{11} e^{-kh} + C_{12} e^{kh}) = 0 \quad (13)$$

$C_q$  نمی تواند صفر شود چون طبق رابطه (11)  $\eta$  صفر می شود که معنی ندارد پس :

$$C_q C_{11} e^{-kh} + C_q C_{12} e^{kh} = 0$$

$$C_q C_{12} e^{kh} = -C_q C_{11} e^{-kh} = -\frac{D}{2} \quad \leftarrow \text{فرض می کنیم!}$$

پس :

$$C_{12} = -\frac{D}{C_q} \frac{e^{-kh}}{2}, \quad C_{11} = \frac{D}{C_q} \frac{e^{kh}}{2} \quad (14)$$

$$C_{11} + C_{12} = \frac{D}{C_q} \left( \frac{e^{kh} - e^{-kh}}{2} \right) = \frac{D}{C_q} \sinh(kh) \quad (15)$$

$$\eta \approx -\frac{D}{K_1} \sinh(kh) \cos kx_1 \quad \leftarrow \text{با توجه به روابط (11) و (15)}$$

اگر به رابطه (2)  $\eta = a \cos kx_1$  توجه کنیم و با رابطه (16) مقایسه کنیم :

$$a \approx -\frac{D}{K_1} \sinh(kh) \Rightarrow D \approx -K_1 a \frac{1}{\sinh(kh)} \quad (17)$$

با توجه به روابط (14) و (12) و به کمک رابطه ریاضی زیر :

$$\frac{e^{kx_2} e^{kh}}{2} - \frac{e^{-kx_2} e^{-kh}}{2} = \frac{e^{k(x_2+h)} - e^{-k(x_2+h)}}{2} = \sinh k(x_2+h)$$

تابع جریان بصورت زیر نوشته می شود:

$$\Psi(x_1, x_2) \simeq K_1 x_2 - K_1 a \frac{\sinh k(x_2 + h)}{\sinh(kh)} \cos kx_1 \quad (18)$$

تا این جا ، همه ضرایب مشخص شده اند و فقط  $K_1$  باقی مانده است . جهت این امر از ارضاء شرط مزی آفر کیم می گیریم :

$$\frac{\delta \eta}{\delta t} = \frac{\delta \Psi}{\delta x_1} \Big|_{x_2 = \eta} \quad (19)$$

با توجه به حضور متغیر زمان ، از حالت زمانی

$$\eta = a \cos kx_1 = a \cos k(x_1' - ct) \quad \text{استفاده می شود !}$$

$$\frac{\delta \eta}{\delta t} = k a c \sin k(x_1' - ct) = k a c \sin kx_1$$

برای برقرار شدن رابطه (19) از عبارت اطرو مشتق (18) نسبت به  $x_1$  داریم :

$$k a c \sin kx_1 = k K_1 a \frac{\sinh k(\eta + h)}{\sinh(kh)} \sin kx_1$$

$$\frac{\sinh k(\eta + h)}{\sinh(kh)} \simeq 1 \leftarrow \sinh k(\eta + h) \simeq \sinh(kh) \quad ? \text{ کوچک است پس}$$

$$\Rightarrow \boxed{K_1 = c}$$

در محورها مختصات متحرک ، تابع جریان بر اساس شوری ایبری (خطی) بصورت زیر است :

$$\Psi(x_1, x_2) \simeq c x_2 - c a \frac{\sinh k(x_2 + h)}{\sinh(kh)} \cos kx_1$$

برای نوشتن رابطه اطرو در محورها ثابت ، باید یک سرعت برابر  $-c$  به مساله اعمال کنیم ، در اینصورت مقدار تابع جریان  $\Psi$  تغییر خواهد کرد .

$$\text{طبق تعریف} \quad \Delta \Psi = \int (-u_1 dx_2 + u_2 dx_1)$$

محورها فقط در جهت  $x_1$  حرکت می کنند پس  $u_2 = 0$  و  $u_1 = -c$

$$\Delta \Psi = \int -(-c) dx_2 = c x_2 \Rightarrow \underbrace{\Psi}_{\text{متحرک}} - c x_2 = \underbrace{\Psi}_{\text{ثابت}}$$

$$C \cancel{x_2} - ca \frac{\sinh k(x_2+h)}{\sinh kh} \cos kx_1 = \psi_{\text{ثابت}} + C \cancel{x_2}$$

$$\text{در محوری ثابت} \quad \psi = -ca \frac{\sinh k(x_2+h)}{\sinh kh} \cos(kx_1 - \omega t) \quad (19)$$

محور  $x_1$  در مختصات ثابت است ولی برای سهرت بیان از این به بعد بجای  $x_1$  از  $x_1$  استفاده می کنیم.

اینک می توان یک سری روابط کلمکی راجع را با توجه به روابط بین  $\phi$  و  $\psi$  به دست آورد.

$$\frac{\delta \phi}{\delta x_1} = \frac{\delta \psi}{\delta x_2}, \quad \frac{\delta \phi}{\delta x_2} = -\frac{\delta \psi}{\delta x_1}$$

از رابطه (19) نسبت به  $x_1$  مشتق گرفته و از نتیجه نسبت به  $x_2$  انتگرال می گیریم:

$$\phi = -ca \frac{\cosh k(x_2+h)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \omega t) + \text{ثابت}$$

$$\frac{\delta \phi}{\delta t} = c^2 k \frac{\cosh k(x_2+h)}{\sinh kh} \underbrace{\left\{ a \cos(kx_1 - \omega t) \right\}}_{\eta} \quad (20)$$

$$\frac{\delta \phi}{\delta t} = c^2 k \frac{\cosh k(x_2+h)}{\sinh kh} \eta \quad (21)$$

چون  $k\eta$  ضریب کوچک  $\Rightarrow \cosh k(\eta+h) \approx \cosh kh \Rightarrow$

$$\frac{\cosh k(\eta+h)}{\sinh kh} \approx \frac{\cosh kh}{\sinh kh} = \text{ctgh}(kh) \Rightarrow$$

$$\left. \frac{\delta \phi}{\delta t} \right|_{x_2=\eta} \approx (c^2 k \text{ctgh}(kh)) \eta \quad (22)$$

شرط مرزی دوم را ضاهه گردید.

شرط مرزی دیگر عبارت از شرط دینامیکی بصورت زیر است!

$$\eta = \frac{1}{g} \left. \frac{\delta \phi}{\delta t} \right|_{x_2 = \eta}$$

رابطه (۲۲) را در رابطه اخیر بکار می‌بریم!

$$\eta = \frac{1}{g} (c^2 k \cosh kh) \eta \rightarrow \eta (g - c^2 k \cosh kh) = 0 \Rightarrow$$

$$\underline{c^2 = \frac{g}{k} \tanh(kh)} \quad (23)$$

$$c = \omega/k \quad \text{و} \quad c/L = 1/T \Rightarrow \underline{L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh)}$$

با توجه به اهمیت طول موج معنوی یک پارامتر مشخصه موج، رابطه اخیر و (۲۳) اهمیت دارند. مقدار تابع پتانسیل سرعت  $\phi$  با توجه به رابطه خود با  $\psi$  در محورهای ثابت بصورت زیر نوشته می‌شود!

$$\phi = -ac \frac{\cosh k(x_2+h)}{\sinh(kh)} \sin(kx_1 - \omega t) \quad (24)$$

ملاحظه می‌شود که در اکثر روابط، توابع هیسر بولیک حضور دارند که بر حجم عملیات و مسطحات آن‌ها منضم می‌شوند، چنانچه سرعت ذرات آب متنوع توابع  $\phi$  و  $\psi$  می‌باشند، پس این مشخصه نیز دارای عبارات هیسر بولیک خواهد بود. آنگاه آیری با توجه به سهولت فرضیه خرد و امکان بکارگیری روابط ساده ریاضی، مشکل اخیر را با مرز بندی اعماق مختلف به خوبی تعدیل نمود.

### روابط تئوری امواج آیری در اعماق مختلف

در این بخش از اندیس  $d$  برای آب عمیق (deep) و از اندیس  $s$  برای آب کم عمق (Shallow) استفاده می‌شود. متغیرهای بدون اندیس نشانگر اعماق از آب بیه نامیه کم عمق و عمیق می‌باشند که اصطلاحاً آبهای متوسط نامیده می‌شوند.

$$\alpha = kh = \frac{2\pi h}{L}$$

در ریاضیات با توجه به کوچک یا بزرگ بودن  $\alpha$  داریم:

تابع	آب عمیق ( $\frac{h}{L}$ بزرگ)	آب کم عمق ( $\frac{h}{L}$ کوچک)
$\sinh \alpha$	$\frac{1}{2} e^\alpha$	$\alpha$
$\cosh \alpha$	$\frac{1}{2} e^\alpha$	1
$\tanh \alpha$	1	$\alpha$

مسئله و نکته اصلی در آنه است که  $\frac{h}{L}$  بزرگ یا  $\frac{h}{L}$  کوچک با توجه به معیار خطا، چه هستند؟  
قبل از پرداختن به مرز بین این آبهای با عمق مختلف، یک سری روابط و مقادیر ساده را  
بدست می آوریم.

$$(23) \quad c^2 = \frac{g}{k} \tanh(kh) = \frac{g}{k} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

$$\frac{h}{L} \text{ بزرگ} \rightarrow \tanh \frac{2\pi h}{L} \approx 1 \rightarrow c_d^2 = \frac{g}{k_d} = \frac{gL_d}{2\pi} \quad (25)$$

$$\frac{h}{L} \text{ کوچک} \rightarrow \tanh \frac{2\pi h}{L} \approx \frac{2\pi h}{L} \rightarrow c_s^2 \approx gh \quad (26)$$

معمولاً با اندازه گیری های متعدد ملاحظه شده است که هر دو امواج مستقل از عمق است و داریم:

$$\frac{c_d}{L_d} = \frac{c_s}{L_s} = \frac{c}{L} = \frac{1}{T} \quad (27)$$

$$(25) \rightarrow c_d \approx \frac{gL_d}{2\pi c_d} = \frac{gL_d}{2\pi L_d/T} \Rightarrow c_d \approx \frac{g}{2\pi} T$$

$$(26) \rightarrow L_d = \frac{2\pi c_d^2}{g} = \frac{2\pi}{g} \frac{L_d^2}{T^2} \Rightarrow L_d \approx \frac{g}{2\pi} T^2$$

اگر معیار  $g = 32.2 \text{ ft/s}^2$  یا  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  باشد:

$1 \text{ knot} = 1.689 \text{ ft/s} = 1.853 \text{ km/h}$  و  $1 \text{ mile/h} = 1.609 \text{ km/h}$

$\begin{cases} c_d \approx 3.03 T \approx 3T \\ c_d \approx 5.12 T \approx 5T \\ c_d \approx 1.56 T \end{cases}$	$\text{knots}$ بر حسب گره دریایی	$\begin{cases} L_d \approx 5.12 T^2 \approx 5T^2 \text{ (ft)} \\ L_d \approx 1.56 T^2 \text{ (m)} \end{cases}$
	ft/sec	
	m/sec	



مرز بندی آبهای کم عمق و عمیق در تئوری ایری

فرض می کنیم  $\frac{h}{L} \gg \frac{1}{2}$  آبهای عمیق باشد، ابتدا باید بررسی کرد که خطای استفاده از روابط ساده شده در آبهای عمیق بجای روابط کلی (آبهای متوسط) چه راست؟

$$\frac{h}{L} \gg \frac{1}{2} \rightarrow kh = \alpha = \frac{2\pi h}{L} \gg \pi$$

$\tanh$  زوایای  $\pi$  یا بزرگتر همیشه بیه

عدد 1 و 0.9963 می باشد یعنی:  $1 \geq \tanh \alpha \geq \tanh \pi = 0.9963$

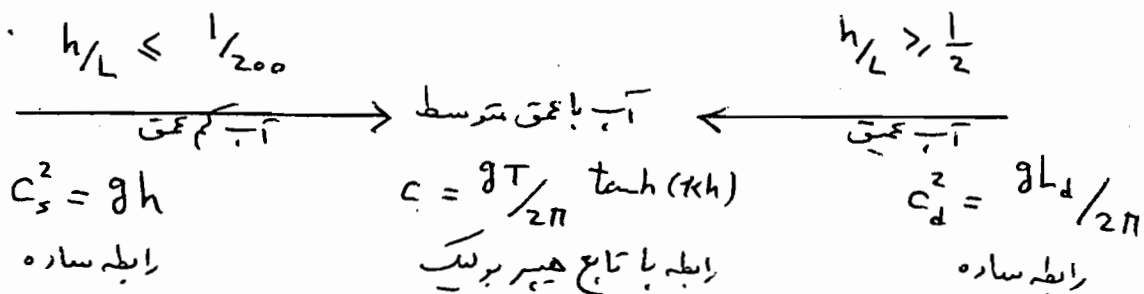
(۲۳) با توجه به رابطه  $\frac{g}{k} \gg C^2 \gg 0.9963 \frac{g}{k}$

(۲۵) با توجه به رابطه  $\frac{k_d}{k} \gg \frac{C^2}{C_d^2} \gg 0.9963 \frac{k_d}{k}$

(۲۷) با توجه به رابطه  $1 \gg \frac{C}{C_d} \gg 0.9963 \rightarrow \boxed{C_d \gg C \gg 0.9963 C_d} \leftarrow \frac{h}{L} \gg \frac{1}{2}$  (۲۸)

یعنی اگر  $\frac{h}{L} \gg \frac{1}{2}$  باشد همواره مقدار  $C$  بیه دو مقدار رابطه (۲۸) است پس اگر بجای  $C$  از  $C_d$  استفاده کنیم، حداکثر خطا برابر 0.37٪ خواهد شد (یعنی خطا صفر).

اگر حالا فرض کنیم  $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{200}$  آبهای کم عمق باشد، بطور مشابه می توان نشان داد که اگر بجای  $C$  از  $C_s$  استفاده شود، حداکثر خطا برابر (کمتر از) از 0.5٪ خواهد شد، در نهایت با خطای تقریباً صفر مرز بندی آبهای با عمق متنفرات به شرح زیر می باشد:



حال اگر نسبت های دیگری را در نظر بگیریم (بجز  $\frac{1}{2}$  و  $\frac{1}{200}$ ) می توان بطور مشابه به رابطی با خطای متنفرات دست یافت، بطور کلی خواهیم داشت:

فضای موجود در $\frac{C}{C_d}$ یا $\frac{C}{C_s}$	نسبت $h/L_d$	
	آب عمیق	آب کم عمق
٪ 0.5	$0.474 \approx 1/2$	$0.006 \approx 1/200$
٪ 1.0	* $0.417 \approx 1/2.4$	$0.010 = 1/100$
٪ 2.0	$0.358 \approx 1/2.8$	$0.019 \approx 1/50$
٪ 5.0	$0.277 \approx 1/3.6$	$0.048 \approx 1/20$
٪ 10.0	$0.211 \approx 1/5$	$0.095 \approx 1/10$

\* اگر نسبت  $\frac{h}{L_d}$  برابر 0.417 باشد، بجای محاسبه C از فرمول اصلی از  $C$  استفاده کنیم، خط فقط 1٪ خواهد بود...  
 توجه: در جدول برای سادگی و سهولت از  $h$  به جای  $L$  استفاده شده و در قسمت جدول کالیبره شده برای  $h$  (تخمین  $h$  بسیار ساده است).

با توجه به پذیرش خطای 5٪ در عرف مهندسی راه و ساختمان، اگر خطای مرزبنویسی اجماع آب در تئوری ابری را به همین مقدار محدود کنیم، باید نسبت های زیر را معیار مرز قبول کنیم (بجای مرزبنویسی با خطای صفر):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_d} \geq 0.277 \approx \frac{1}{4} \quad \text{آب عمیق} \\ \frac{h}{L_d} \leq 0.048 \approx \frac{1}{20} \quad \text{آب کم عمق} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{با این کار، محدوده آب های کم عمق و} \\ \text{عمیق افزایش و محدوده آب متوسط} \\ \text{کاهش می یابد.} \end{array}$$

حال با داشتن رابطه ساده گفته می شود تابع جریان را در اجماع کم و زیاد نوشت:

$$\psi(x_1, x_2, t) \approx -ca e^{kx_2} \cos(kx_1 - \omega t) \quad \text{آب عمیق}$$

$$\psi(x_1, x_2, t) \approx -ca \left(1 + \frac{x_2}{h}\right) \cos(kx_1 - \omega t) \quad \text{آب کم عمق}$$

با داشتن توابع جریان می توان با مشتق گیری، سرعت و پس شتاب ذرات آب را

بر اساس تئوری ایری و در اعماق کم و زیاد و متوسط بدست آورد:  $\theta = kx_1 - \omega t$   
 $S = x_2 + h$

سرعت آبهای عمیق

$$\left\{ \begin{array}{l} u_1 = a\omega e^{kx_2} \cos \theta \\ u_2 = a\omega e^{kx_2} \sin \theta \end{array} \right. \quad \text{شتاب} \quad \left\{ \begin{array}{l} \dot{u}_1 = a\omega^2 e^{kx_2} \sin \theta \\ \dot{u}_2 = -a\omega^2 e^{kx_2} \cos \theta \end{array} \right.$$

آبهای متوسط

$$\left\{ \begin{array}{l} u_1 = a\omega \frac{\cosh(kS)}{\sinh(kh)} \cos \theta \\ u_2 = a\omega \frac{\sinh(kS)}{\sinh(kh)} \sin \theta \end{array} \right. \quad \text{شتاب} \quad \left\{ \begin{array}{l} \dot{u}_1 = a\omega^2 \frac{\cosh(kS)}{\sinh(kh)} \sin \theta \\ \dot{u}_2 = -a\omega^2 \frac{\sinh(kS)}{\sinh(kh)} \cos \theta \end{array} \right.$$

آبهای کم عمق

$$\left\{ \begin{array}{l} u_1 = \frac{a\omega}{kh} \cos \theta \\ u_2 = a\omega \left(1 + \frac{x_2}{h}\right) \sin \theta \end{array} \right. \quad \text{شتاب} \quad \left\{ \begin{array}{l} \dot{u}_1 = \frac{a\omega^2}{kh} \sin \theta \\ \dot{u}_2 = -a\omega^2 \left(1 + \frac{x_2}{h}\right) \cos \theta \end{array} \right.$$

برای سرعت در سه حالت عمق  $\vec{u}^2 = u_1^2 + u_2^2$  /  $\beta = k(x_2 + h)$

در آبهای عمیق  $\vec{u} = a\omega e^{kx_2} \rightarrow |\vec{u}| = a\omega e^{kx_2}$

در آبهای متوسط  $\vec{u}^2 = \frac{a^2\omega^2}{\sinh^2 kh} (\cosh^2 \beta \cos^2 \theta + \sinh^2 \beta \sin^2 \theta)$

در آبهای کم عمق  $\vec{u}^2 = a^2\omega^2 \left[ \frac{1}{(kh)^2} \cos^2 \theta + \left(1 + \frac{x_2}{h}\right)^2 \sin^2 \theta \right]$

مقدار جابجایی (تغییر مکان) ذرات آب در جهت  $u_1 = \frac{\partial \xi_1}{\partial t}$ ,  $u_2 = \frac{\partial \xi_2}{\partial t}$

آبهای عمیق  $\xi_1 = \int \frac{\partial \xi_1}{\partial t} dt = -a e^{kx_2} \sin \theta$

عمیق  $\xi_2 = \int \frac{\partial \xi_2}{\partial t} dt = a e^{kx_2} \cos \theta$

مقدار جابجایی (تغییر مکان) ذرات آب در جهت

آبهای عمیق  $\xi_1 = -a \frac{\cosh \beta}{\sinh kh} \sin \theta$

متوسط  $\xi_2 = a \frac{\sinh \beta}{\sinh kh} \cos \theta$

آبهای کم عمق  $\xi_1 = -\frac{a}{kh} \sin \theta$   
 $\xi_2 = a \left(1 + \frac{x_2}{h}\right) \cos \theta$

$$r = \sqrt{\xi_1^2 + \xi_2^2} \quad \text{طول بردار شعاعی جایابی ذرات } r$$

$$r = (a^2 e^{2kx_2})^{1/2} = a e^{kx_2} \quad \text{آبهای عمیق (دایره)}$$

$$r = \frac{a}{\sinh kh} (\cosh^2 \beta \sin^2 \theta + \sinh^2 \beta \cos^2 \theta)^{1/2} \quad \text{آبهای متوسط (بیضی)}$$

$$r = a \left[ \frac{1}{(kh)^2} \sin^2 \theta + \left(1 + \frac{x_2}{h}\right)^2 \cos^2 \theta \right]^{1/2} \quad \text{آبهای کم عمق (بیضی) عمیق تر}$$

### تعیین فشار هیدرودینامیکی امواج در تئوری ایری $P_d$

$$P = -\rho g x_2 + \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{1}{2} \rho (u_1^2 + u_2^2)$$

فشار ناشی از انرژس جنبشی      فشار ناشی از شغل      فشار هیدرواستاتیکی

$$P_d = \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{1}{2} \rho (u_1^2 + u_2^2)$$

در تئوری ایری از عبارت دوم صرف نظر می شود (بطور نسبی)

$$P_d \approx \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\rho a \omega^2}{k} \frac{\cosh \beta}{\sinh(kh)} \cos \theta$$

$$c^2 = \frac{g}{k} \tanh(kh), \quad c = \omega/k$$

$$\frac{a \omega^2}{k} = \frac{H}{2} k \frac{\omega^2}{k^2} = \frac{H}{2} k c^2 = \frac{H}{2} g \tanh(kh) = g \frac{H}{2} \frac{\sinh(kh)}{\cosh(kh)}$$

$$\Rightarrow P_d \approx \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh \beta}{\cosh(kh)} \cos \theta \quad \text{در آبهای متوسط}$$

$$\text{در آبهای عمیق} \quad \frac{\cosh \beta}{\cosh kh} \approx e^{kx_2} \Rightarrow P_d \approx \rho g \frac{H}{2} e^{kx_2} \cos \theta$$

$$\text{در آبهای کم عمق} \quad \frac{\cosh \beta}{\cosh kh} \approx 1 \Rightarrow P_d \approx \rho g \frac{H}{2} \cos \theta$$



عمق نسبی RELATIVE DEPTH	عمق کم SHALLOW WATER $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	عمق متوسط TRANSITIONAL WATER $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	عمق زیاد DEEP WATER $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Wave profile شکل موج	Some As $C = \frac{1}{T} = \sqrt{gd}$	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[ \frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	Some As $C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
2. Wave celerity (سرعت موج) سر (سرعت) موج	$C = \frac{1}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{1}{T} = \frac{gT}{2\pi} \operatorname{tanh} \left( \frac{2\pi d}{L} \right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
3. Wavelength طول موج	$L = T \sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tanh} \left( \frac{2\pi d}{L} \right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
4. Group velocity سرعت گروهی	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \right] \cdot C$	$C_g = \frac{1}{2} C = \frac{gT}{4\pi}$
5. Water Particle Velocity سرعت ذرات آب	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$ $w = \frac{H\pi}{T} \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \sin \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\cosh(2\pi d/L)} \right]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$ $w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\sinh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\cosh(2\pi d/L)} \right]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$ $w = \frac{\pi H}{T} e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$
6. Water Particle Accelerations تسارین ذرات آب	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$ $a_z = -2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\cosh(2\pi d/L)} \right]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$ $a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\sinh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\cosh(2\pi d/L)} \right]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$a_x = 2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$ $a_z = -2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$
7. Water Particle Displacements تغییرات ذرات آب	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$ $\zeta = \frac{H}{2} \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\cosh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\sinh(2\pi d/L)} \right]}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \theta$ $\zeta = \frac{H}{2} \frac{\sinh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\sinh(2\pi d/L)} \right]}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$ $\zeta = \frac{H}{2} e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$
8. Subsurface Pressure فشار در عمق	$p = \rho g (\eta - z)$	$p = \rho g \eta \frac{\cosh \left[ \frac{2\pi(z+d)/L}{\cosh(2\pi d/L)} \right]}{\cosh(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g \eta e^{-\frac{2\pi z}{L}} - \rho g z$

ت  
ه  
د  
ح  
م  
ز

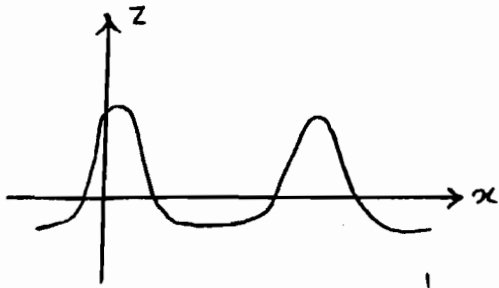
Summary of linear (Airy) wave theory--wave characteristics.

خلاصه ای از تئوری خطی موج (ایری) - مشخصات موج  
م  
ز  
ح  
م  
ز



# اصول تئوری امواج استوکس Stokes

استوکس با عدم حذف جملات غیرخطی، شکل دقیق تری برای موج دریا در نظر گرفت.



معادلات لاپلاس!

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0, \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (1)$$

روابط مربوط به شرایط مرزی!

$$\psi \Big|_{z=\eta} = 0, \quad \psi \Big|_{z=-h} = K, \quad \text{ثابت}^n, \quad p \Big|_{z=\eta} = 0 \quad (2)$$

$$g\eta + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial \psi}{\partial x} \right)^2 \right] \Big|_{z=\eta} = 0 \quad (3) \quad \text{شرط مرز دینامیکی!}$$

جواب قابل قبول معادله لاپلاس تابع جریان  $\psi$  (مدرهای شکرک)!

$$\psi(x, z) = C_1 z + C_2 + (C_3 \cos kx + C_4 \sin kx) (C_5 e^{kz} + C_6 e^{-kz}) \quad (4)$$

برای تعیین ضرایب ثابت، حالت ساده تر وقتی  $h \rightarrow \infty$  است، مدنظر قرار می گیرد!

$$\lim_{h \rightarrow \infty} - \frac{\partial \psi}{\partial z} \Big|_{z=-h} = \lim u = K' \quad \text{مقدار ثابت} \quad (5)$$

$$(4) \rightarrow - \frac{\partial \psi}{\partial z} \Big|_{z=-h} = -C_1 - (C_3 \cos kx + C_4 \sin kx) (C_5 k e^{-kh} - C_6 k e^{kh}) \quad (6)$$

برای حالت  $h \rightarrow \infty$ ، جهت اینکه رابطه (5) صحیح باشد، باید در رابطه (6)  $C_6 = 0$  با مقایسه رابطه (5) و (6) داریم!

$$-C_1 = K'$$

استوکس نیز شکل موج خود را از عبارات  $\cos$  در نظر می گیرد، پس!

$$C_4 = 0$$

در ادامه برای تعیین راحت تر ضرایب فرض می کنیم!

$$\alpha = \frac{C_2}{K'}, \quad \beta = \frac{C_3 C_5}{K'}$$

$$\textcircled{۴} \rightarrow \frac{\psi(x, z)}{k'} = -z + \beta e^{kz} \cos kx + \alpha \quad \textcircled{۷}$$

از رابطه ۷ نسبت به  $z$  مشتق می‌گیریم؛  
(از قبل داریم  $\frac{\partial \psi}{\partial z} = -\frac{\partial \phi}{\partial z}$  و  $\frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial x}$ )

$$\frac{1}{k'} \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{1}{k'} \frac{\partial \psi}{\partial z} = -1 + \beta k e^{kz} \cos kx \quad \textcircled{۸}$$

از رابطه ۸ نسبت به  $x$  انتگرال می‌گیریم؛

$$\frac{1}{k'} \phi = -x + \beta k e^{kz} \frac{1}{k} \sin kx + F(z) \quad \textcircled{۹}$$

از رابطه ۷ نسبت به  $x$  مشتق می‌گیریم؛

$$-\frac{1}{k'} \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{1}{k'} \frac{\partial \psi}{\partial x} = -\beta e^{kz} k \sin kx \quad \textcircled{۱۰}$$

از رابطه ۱۰ نسبت به  $z$  انتگرال می‌گیریم؛

$$\frac{1}{k'} \phi = \frac{1}{k} \beta e^{kz} k \sin kx + F(x) \quad \textcircled{۱۱}$$

رابطه ۹ و ۱۱ برابرند، پس؛

$$F(z) = x + F(x) \Rightarrow F(z) = 0, \quad F(x) = -x \Rightarrow$$

$$\phi(x, z)/k' = -x + \beta e^{kz} \sin kx \quad \textcircled{۱۲}$$

با توجه به رابطه ۷ و رابطه شرط مرزی  $\psi|_{z=\eta} = 0$  داریم؛

$$\eta = \beta e^{k\eta} \cos k\eta \quad \textcircled{۱۳}$$

توجه: تأثیر ضریب ثابت  $C_2$  فقط در اینجا خواهد بود.

اگر  $\eta$  کوچک باشد،  $e^{k\eta} = 1$  و شکل کلی موج ایری حاصل می‌شود.

معادله ۱۳ یک معادله ضمنی است و حل آن مشکل است! برای دسترسی به راه حل

سعی می‌کنیم  $e^{k\eta}$  را بسط دهیم؛

$$\eta = \beta \left[ 1 + k\eta + \frac{1}{2} (k\eta)^2 + \frac{1}{6} (k\eta)^3 + \dots \right] \cos k\eta \quad \textcircled{۱۴}$$

استوکس برای سادگی حل،  $\eta$  را تابعی محدود با مرتبه معینی از  $\beta$  تکوین می‌کند؛  
(اگر مرتبه سوم از  $\beta$  باشد، تئوری استوکس مرتبه سوم و... خواهد بود)

$$\eta = \beta \eta_0 + \beta^2 \eta_1 + \beta^3 \eta_2 \quad (15)$$

رابطه (15) را در (14) قرار داده و بر  $\beta$  تقسیم می‌کنیم:

$$\eta_0 + \beta \eta_1 + \beta^2 \eta_2 = \left[ 1 + k(\beta \eta_0 + \beta^2 \eta_1 + \beta^3 \eta_2) + \frac{1}{2} k^2 (\beta \eta_0 + \beta^2 \eta_1 + \beta^3 \eta_2)^2 + \frac{1}{6} k^3 (\beta \eta_0 + \beta^2 \eta_1 + \beta^3 \eta_2)^3 + \dots \right] \cos kx \quad (16)$$

حد اکثر توان  $\beta$  درست چپ برابر ۲ می‌باشد پس عبارات سمت راست با توان بیش از دو حذف می‌گردد:

$$\eta_0 + \beta \eta_1 + \beta^2 \eta_2 = \left[ 1 + \beta k \eta_0 + \beta^2 k \eta_1 + \beta^2 \left( \frac{1}{2} k^2 \eta_0^2 \right) \right] \cos kx \quad (17)$$

سمت راست رابطه (17) را بر حسب توانهای مختلف  $\beta$  مرتب می‌کنیم:

$$\eta_0 + \beta \eta_1 + \beta^2 \eta_2 = [\cos kx] + \beta [k \eta_0 \cos kx] + \beta^2 \left[ (k \eta_1 + \frac{1}{2} k^2 \eta_0^2) \cos kx \right]$$

پس داریم:

$$\left\{ \begin{aligned} \eta_0 &= \cos kx, & \eta_1 &= k \eta_0 \cos kx = k \cos^2 kx = \frac{1}{2} k + \frac{1}{2} k \cos 2kx \\ \eta_2 &= (k \eta_1 + \frac{1}{2} k^2 \eta_0^2) \cos kx = \frac{3}{2} k^2 \cos^3 kx = \frac{9}{8} k^2 \cos kx + \frac{3}{8} k^2 \cos 3kx \end{aligned} \right. \quad (18)$$

رابطه (18) را در رابطه (15) قرار می‌دهیم:

$$\eta = \frac{1}{2} k \beta^2 + \beta \left( 1 + \frac{9}{8} k^2 \beta^2 \right) \cos kx + \frac{1}{2} k \beta^2 \cos 2kx + \frac{3}{8} k^2 \beta^3 \cos 3kx \quad (19)$$

ضریب تابع  $\cos kx$  را دامنه موج در نظر می‌گیرند:

$$a \equiv \beta \left( 1 + \frac{9}{8} k^2 \beta^2 \right) \quad (20)$$

استوکس در تئوری مرتبه سوم خود،  $\beta$  را بصورت سه جمله درجه سوم بر حسب  $a$  بیان می‌کند:

$$\beta = \epsilon_1 a + \epsilon_2 a^2 + \epsilon_3 a^3 \quad (21)$$



رابطه (۲۱) را در رابطه (۲۰) قرار می دهیم :

$$a = \varepsilon_1 a + \varepsilon_2 a^2 + \varepsilon_3 a^3 + \frac{9}{8} k^2 (\varepsilon_1 a + \varepsilon_2 a^2 + \varepsilon_3 a^3)^3 \quad (22)$$

طرف راست را بر حسب  $a$  مرتب کرده و از توان سوم به بالا صرف نظر می شود :

$$a = a(\varepsilon_1) + a^2(\varepsilon_2) + a^3(\varepsilon_3 + \frac{9}{8} k^2 \varepsilon_1^3) \Rightarrow$$

$$\varepsilon_1 = 1, \quad \varepsilon_2 = 0, \quad \varepsilon_3 = -\frac{9}{8} k^2 \varepsilon_1^3 = -\frac{9}{8} k^2$$

رابطه (۲۱) را در رابطه (۲۱) قرار می دهیم :

$$\beta = a - \frac{9}{8} k^2 a^3 \quad (23)$$

در معادله (۱۹) بجای  $\beta$  از معادله (۲۳) در رابطه (۲۳) قرار می دهیم :

$$\eta = \frac{1}{2} k a^2 + a c_3 k x + \frac{1}{2} k a^2 c_2 k x + \frac{3}{8} k a^3 c_3 k x \quad (24)$$

فرمول شکل موج بر اساس تئوری مرتبه سوم استوکس برای  $h \rightarrow \infty$

نویسه ! برای محورهای ثابت  $x = x' - ct$  خواهد بود.

رابطه تئوری استوکس مرتبه سوم برای حالت  $h$  عمیق (و نه  $\infty$ ) به شرح زیر می باشد :

$$\eta = L [A_1 \cos \theta + A_2 \cos 2\theta + A_3 \cos 3\theta] \quad (25) \quad \theta = kx - \omega t$$

$$\text{ارتفاع موج } H = 2a + \frac{2\pi^2}{L^2} a^3 f_3 \left(\frac{h}{L}\right) \quad (26)$$

$$A_1 = \frac{a}{L}, \quad A_2 = \pi A_1^2 f_2 \left(\frac{h}{L}\right), \quad A_3 = \pi^2 A_1^3 f_3 \left(\frac{h}{L}\right) \quad (27)$$

$$f_2 \left(\frac{h}{L}\right) = \frac{(2 + \cosh 2kh) \cosh kh}{2 \sinh^3(kh)}$$

$$f_3 \left(\frac{h}{L}\right) = \frac{3}{16} \frac{(1 + 8 \cosh^6 kh)}{\sinh^6(kh)}$$

چون روابط از تعداد زیادی پارامتر تشکیل شده، لذا بصورت پارامتر تک ارائه می گردد.

با داشته  $T, L, H$  و  $h$  از رابطه (۲۶) معلوم می شود و پس از روابط (۲۷) و (۲۸) عبارات  $A_1, A_2$  و  $A_3$  بدست آمده و نهایتاً از (۲۵) شکل  $\eta$  بدست می آید.

رابطه اصلی این تئوری به شرح زیر است :

$$c^2 = \frac{g}{k} \tanh(kh) \left[ 1 + \left(\frac{\pi a}{L}\right)^2 \frac{8 + \cosh(4kh)}{8 \sinh^4(kh)} \right] \quad (29)$$

از شرایط مرزی داریم  $(\beta = k(z+h))$  :

$$\phi = \frac{C}{k} (F_1 \cos h/\beta \xi_1 \theta + \frac{F_2}{2} \cos h2/\beta \xi_2 2\theta + \frac{F_3}{3} \cos h3/\beta \xi_3 3\theta) \quad (30)$$

$$F_1 = \frac{ak}{\xi_1 h kh} - \frac{(ak)^2 (1 + 5G h^2 kh) \cos h^2 kh}{8 \xi_1 h^5 (kh)} \quad (31)$$

$$F_2 = \frac{3}{4} \frac{(ak)^2}{\xi_1 h^4 (kh)}, \quad F_3 = \frac{3}{64} \frac{(ak)^3 (11 - 2G h^2 kh)}{\xi_1 h^7 (kh)}$$

مولفه افقی سرعت  $u = C (F_1 \cos h/\beta \xi_1 \theta + F_2 \cos h2/\beta \xi_2 2\theta + F_3 \cos h3/\beta \xi_3 3\theta) \quad (32)$

مولفه قائم سرعت  $v = C (F_1 \sinh \beta \xi_1 \theta + F_2 \sinh 2\beta \xi_2 2\theta + F_3 \sinh 3\beta \xi_3 3\theta) \quad (33)$

مولفه افقی شتاب  $\frac{Du}{Dt} = \omega C \left[ (u_1 - \frac{u_1 u_2}{2} - \frac{v_1 v_2}{2}) \sin \theta + \right. \quad (34)$

$$\left. 2(u_2 - \frac{u_1^2}{4} + \frac{v_1^2}{4}) \sin 2\theta + 3(u_3 - \frac{u_1 u_2}{2} + \frac{v_1 v_2}{2}) \sin 3\theta \right]$$

مولفه قائم شتاب  $\frac{Dv}{Dt} = \omega C \left[ u_1^2 - (v_1 - \frac{u_1 v_2}{2} - \frac{u_1 u_2}{2} - u_2 v_1) \cos \theta - \right. \quad (35)$

$$\left. 2v_2 \cos 2\theta - 3(v_3 + \frac{u_2 v_1}{6}) \cos 3\theta \right]$$

$$u_1 = F_1 \cos h/\beta \quad u_2 = F_2 \cos h2/\beta \quad u_3 = F_3 \cos h3/\beta$$

$$v_1 = F_1 \sinh \beta \quad v_2 = F_2 \sinh 2\beta \quad v_3 = F_3 \sinh 3\beta$$

### خلاصه نتایج تئوری استرکس مرتبه دوم

برخی مراجع ممکن است جهت تقابله نیاز به تئوری استرکس مرتبه دوم باشند.

در حالت کلی شکل موج استرکس بصورت زیر است (مرتبه ۲):

$$\eta = a \cos \theta + a^2 A_2(L, h) \cos 2\theta + a^3 A_3(L, h) \cos 3\theta + \dots + a^n A_n(L, h) \cos n\theta \quad (36)$$

$$a = \frac{H}{2}, \quad c = \frac{g}{\omega} \tanh(kh)$$

$$\beta = k(z+h)$$

$$\eta = \frac{H}{2} C_2 \theta + \frac{H^2 k}{16} \frac{\cosh kh}{\sinh^3 kh} [2 + \cosh(2kh)] C_2 \theta \quad (37)$$

مؤلفه افقی سرعت  $u = \frac{H g T}{2L} \frac{\cosh \beta}{\cosh kh} C_2 \theta + \frac{3}{8} (kH)^2 C \frac{\cosh 2\beta}{\sinh^4 kh} C_2 \theta \quad (38)$

مؤلفه قائم سرعت  $v = \frac{k H C}{2} \frac{\sinh \beta}{\sinh kh} C_1 \theta + \frac{3}{8} (kH)^2 C \frac{\sinh 2\beta}{\sinh^4 kh} C_1 \theta \quad (39)$

اگر  $u$  و  $v$  مشتق بگیریم، کتاب در جهت افقی قائم بدست می آید.  
فشار دینامیکی در استرکس مرتبه دوم

$$P_d = \frac{\rho g H}{2} \frac{\cosh \beta}{\cosh kh} \cos \theta + \frac{3}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh kh}{\sinh^2 kh} \left\{ \frac{\cosh \beta}{\sinh^2 kh} - \frac{1}{3} \right\} C_2 \theta - \frac{1}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh kh}{\sinh^2 kh} \{ \cos 2\beta - 1 \}$$

STOKES 5

تئوری استرکس مرتبه 5

اساس این تئوری شبیه تئوری مرتبه سوم است و بسیار پیچیده و در عمل مورد کاربرد تکراری نگردد.  
تیمه کنندگان آن جهت سهولت بیان نتایج مربوط را بصورت پارامتریک و جدول ارائه می نمایند.

$$\eta = \frac{1}{k} \sum_{n=1}^5 F_n \cos n \theta \quad (40)$$

$$F_1 = a, \quad F_2 = a^2 F_{22} + a^4 F_{24}, \quad F_3 = a^3 F_{33} + a^5 F_{35}$$

$$F_4 = a^4 F_{44} \quad \text{و} \quad F_5 = a^5 F_{55} \quad (41)$$

$$kH = 2 [a + a^3 F_{33} + a^5 (F_{35} + F_{55})] \quad (42)$$

مقادیر  $F_{22}$ ، ..... و  $F_{55}$  از جدول پیوست درس بر حسب  $\frac{h}{L}$  بدست می آید.

$$u = \frac{\omega}{k} \sum_{n=1}^5 G_n \frac{c_n \sinh kz}{\sinh kh} c_n \sin \theta \quad (43)$$

$$v = \frac{\omega}{k} \sum_{n=1}^5 G_n \frac{r_n \sinh kz}{\sinh kh} r_n \sin \theta \quad (44)$$

$$G_1 = aG_{11} + a^3 G_{13} + a^5 G_{15}, \quad G_2 = 2(a^2 G_{22} + a^4 G_{24}) \quad (45)$$

$$G_3 = 3(a^3 G_{33} + a^5 G_{35}), \quad G_4 = 4a^4 G_{44}, \quad G_5 = 5a^5 G_{55}$$

ضرایب  $G_{11}, \dots, G_{55}$  از جدول پیوست درس بر حسب  $h/L$  بیست می‌آیند.

$$\omega^2 = gk(1 + a^2 c_1 + a^4 c_2) \tanh kh \quad (46)$$

$$c = \frac{\omega}{k} \rightarrow c = \left[ \frac{g}{k} (1 + a^2 c_1 + a^4 c_2) \tanh kh \right]^{1/2} \quad (47)$$

ضرایب  $c_1$  و  $c_2$  از جدول پیوست درس بر حسب  $h/L$  بیست می‌آیند.

$$\text{شتاب (مولفه افقی)} \quad a_x = \frac{Du}{Dt} = \frac{kc^2}{2} \sum_{n=1}^5 R_n r_n \sin \theta \quad (48)$$

$$\text{شتاب (مولفه قائم)} \quad a_z = \frac{Dv}{Dt} = -\frac{kc^2}{2} \sum_{n=1}^5 S_n c_n \sin \theta \quad (49)$$

یادآرهای  $R_n$  و  $S_n$  به شرح زیر پیوست می‌آیند:

$$R_1 = 2U_1 - U_1 U_2 - V_1 V_2 - U_2 U_3 - V_2 V_3$$

$$R_2 = 4U_2 - U_1^2 + V_1^2 - 2U_1 U_3 - 2V_1 V_3$$

$$R_3 = 6U_3 - 3U_1 U_2 + 3V_1 V_2 - 3U_1 U_4 - 3V_1 V_4$$

$$R_4 = 8U_4 - 2U_2^2 + 2V_2^2 - 4U_1 U_3 + 4V_1 V_3$$

$$R_5 = 10U_5 - 5U_1 U_4 - 5U_2 U_3 + 5V_1 V_4 + 5V_2 V_3$$

$$S_1 = 2V_1 - 3U_1V_2 - 3U_2V_1 - 5U_2V_3 - 5U_3V_2$$

$$S_2 = 4V_2 - 4U_1V_3 - 4U_3V_1$$

$$S_3 = 6V_3 - U_1V_2 + U_2V_1 - 5U_1V_4 - 5U_4V_1$$

$$S_4 = 8V_4 - 2U_1V_3 + 2U_3V_1 + 4U_2V_2$$

$$S_5 = 10V_5 - 3U_1V_4 + 3U_4V_1 - U_2V_3 + U_3V_2$$

(۵۱)

ضرایب  $U_n$  و  $V_n$  به شرح زیر است:

$$U_n = G_n \frac{C \cosh nkz}{\mathcal{L} \cdot h n k h}$$

$$V_n = G_n \frac{\mathcal{L} \cdot h n k z}{\mathcal{L} \cdot h n k h}$$

(۵۲)

مشار دینامیکی  $P_d$  در استوکس ۵ بصورت زیر نوشته می شود:

$$P_d = \rho \frac{\omega}{k} u - \frac{1}{2} \rho (u^2 + v^2) - \frac{\rho g}{k} (a^2 c_3 + a^4 c_4 + kz - kh)$$

(۵۳)

ضرایب  $c_3$  و  $c_4$  از جدول به صورت درج شده می آید.

# تئوری موج کنوئیدال

## Cnoidal Wave Theory

تئوری امواج استروکس و ایری معمولاً برای آبهای عمیق صادق است (آمای Laitone)

در سال ۱۹۶۲ به تئوری مرتبه سوم استروکس برای  $kh > 0.78$ ، برای بیان خواص موج

در آبهای کم عمق (حدود  $0.1 < \frac{h}{L}$ ) از تئوری کنوئیدال استفاده می شود.

حدود اعتبار موج کنوئیدال (Laitone 1963  $\frac{h}{L} < \frac{1}{8}$  و Ursell  $\frac{L^2 H}{h^3} > 26$ )

بیان هیدرو دینامیک موج کنوئیدال توسط Friedrich

$$x' = x - ct \quad (مختصات متحرک) \quad , \quad s = z + h$$

$$X = \frac{x'}{L} \quad , \quad S = \frac{s}{h} \quad , \quad U = \frac{u}{\sqrt{gh}} \quad , \quad V = \frac{v}{\sqrt{gh}} \frac{h}{L}$$

$u$  و  $v$  مولفه سرعت ذرات در جهت افقی و قائم

$$P = \frac{\Delta p}{\rho gh} \quad , \quad N = \frac{\eta}{h} \quad , \quad T = \frac{\sqrt{gh}}{L} t \quad , \quad \Phi = \frac{\phi}{L\sqrt{gh}}$$

$$\sigma = \left(\frac{h}{L}\right)^2 \ll 1 \quad \leftarrow \text{چون آب کم عمق است}$$

توجه: در تئوری ایری  $\frac{h}{L} \ll 1$  در اینجا  $\left(\frac{h}{L}\right)^2 \ll 1$  یعنی  $\frac{h}{L}$  خیلی کوچکتر نمی باشد.

$$\frac{\delta V}{\delta X} - \frac{\delta U}{\delta S} = 0 \quad \text{غیرخفشی بود جریان} \quad ; \quad \text{با توجه به تعاریف پارامتریک فوق}$$

$$\sigma \frac{\delta U}{\delta X} + \frac{\delta V}{\delta S} = 0 \quad \text{اصل پیوستگی}$$

$$\sigma \left( U \frac{\delta U}{\delta X} + \frac{\delta P}{\delta X} \right) + V \frac{\delta U}{\delta S} = 0$$

$$\sigma \left( U \frac{\delta V}{\delta X} + \frac{\delta P}{\delta S} + 1 \right) + V \frac{\delta V}{\delta S} = 0$$

$$\begin{cases} P=0 & , & S=1+N & \text{در سطح آب} \\ V=0 & , & S=0 & \text{در کف} \end{cases}$$

$$\sigma \frac{\delta^2 \Phi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \Phi}{\delta s^2} = 0 \quad \text{معادله لاپلاس (بی بعد)}$$

با شرایط مرزی ← معادله لاپلاس حل شده!

$$\Phi = \cos(\sqrt{\sigma} S D) f(x) \quad (D = \frac{d}{dx})$$

$$= (1 - \sigma \frac{S^2 D^2}{2!} + \sigma^2 \frac{S^4 D^4}{4!} - \dots) f(x)$$

$f(x)$  تابعی از  $x$  که مقدار آن بر حسب شرایط مرزی آزار مشتقی می شود،

با تعیین  $f(x)$  می توان  $\Phi$  و بقیه پارامترها را بدست آورد.

اگر شرایط مرزی آزاد اعمال شود داریم!

$$\frac{\delta f}{\delta \tau} + 6 f \frac{\delta f}{\delta x} + \frac{\delta^3 f}{\delta x^3} = 0 \quad \text{با حل معادله دینامیک روبرو}$$

$$x = (x - \sqrt{gh} t) / h \quad \text{مقدار } f \text{ بدست می آید و بادا نشسته}$$

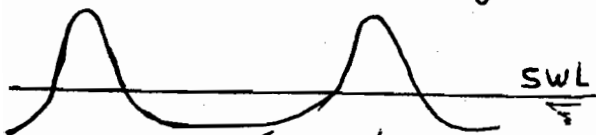
$$\tau = \sqrt{gh} t / 6 \quad f \text{ می توان } \Phi \text{ را بدست آورد و نهایتاً}$$

? و ... خواهیم داشت.

بررسی تئوری موج با طول موج بلند در آبهای کم عمق در سال ۱۸۷۷ توسط Boussinesq

آغاز ولی بصورت کنونی در سال ۱۸۹۵ توسط Korteweg & DeVries

تشریح و ارائه گردید، البته حالت کاربردی آن توسط Masch و Wiegel در سال



۱۹۶۱ بیان گردید.

موج کنونی بصورت پریودیک بوده که بر حسب  $k$  در موج

$$\eta = \eta_T + H \operatorname{cn}^2[(kx - \omega t), m]$$

و تواتر آن بیان می شود:

$$\eta = \eta_T + H \operatorname{cn}^2(\theta, m)$$

①

④④

شکل موج - مقدار  $\eta$  در حالت ضعیفی -  $x$  مرتبه نقطه در لحظه  $t$   
 ارتفاع موج و  $cn$  تابع بیضوی جاکوبی با مدول  $m$  می باشد ( $0 \leq m \leq 1$ )  
 مدول تابع بیضوی  $m$  وابسته به ارتفاع موج  $H$ ، طول موج  $L$  و عمق آب  $h$  بصورت

$$m K^2 = \frac{3}{16} \frac{HL^2}{h^3} \quad (2) \quad \text{زیری باشد}$$

$K$  یک پارامتر است تحت عنوان "انگترال کامل بیضوی مرتبه اول" که به  $m$  وابسته

$$\text{است.} \quad K = \frac{\pi}{2} \left[ 1 + \left(\frac{1}{2}\right)^2 m^2 + \left(\frac{1 \times 3}{2 \times 4}\right)^2 m^4 + \left(\frac{1 \times 3 \times 5}{2 \times 4 \times 6}\right)^2 m^6 + \dots \right]$$

$$\text{توجه شد که عدد موج} \quad k = \frac{2K}{L} \quad \text{و} \quad \omega = \frac{2K}{T} \quad \text{می باشد.}$$

$m$  منبهم فزیکتی ندارد - یادآوری در مورد تابع بیضوی جاکوبی  $cn$

$$cn(\theta) = \cos(\text{amp } \theta) \quad \text{کسینوس مدکنر } \theta$$

$\theta$  خود انگترال ناقص مرتبه اول بیضوی است ( خود  $\theta$  تابع است )

$$\theta = F(m, \phi) = \int_0^{\phi} \frac{d\delta}{\sqrt{1-m^2 \sin^2 \delta}} = \int_0^x \frac{d\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)(1-m^2 \xi^2)}}$$

انگترال ناقص مرتبه اول

$$F(m, \frac{\pi}{2}) = K \quad \text{انگترال کامل نوع اول (مرتبه اول)} \quad \leftarrow \text{اگر } \phi = \frac{\pi}{2} \text{ باشد}$$

$$cn \theta = 1 - \frac{\theta^2}{2!} + (1+4K^2) \frac{\theta^4}{4!} - (1+44K^2+16K^4) \frac{\theta^6}{6!} + \dots$$

PARAMETERS FOR CNOIDAL THEORY			
$m$	$HL^2/h^3$	$K$	$E$
0	0	1.571	1.571
0.100	1.38	1.612	1.531
0.200	7.94	1.660	1.489
0.300	4.71	1.714	1.445
0.400	6.74	1.778	1.399
0.500	9.16	1.854	1.351
0.600	12.17	1.950	1.298
0.700	16.09	2.075	1.242
0.800	21.74	2.257	1.178
0.900	31.90	2.578	1.105
0.950	42.85	2.908	1.060
0.990	72.13	3.696	1.016
1.000	$\infty$	$\infty$	1.000

$$\omega^2 = gh K^2 \left[ 1 + \frac{H}{mh} \left( \frac{1}{2} - \frac{E}{K} \right) \right]^2 \quad (3)$$

$E$  یک پارامتر است تحت عنوان انگترال کامل بیضوی

$$E(m, \phi) = \int_0^{\phi} \sqrt{1-m^2 \sin^2 \delta} d\delta = \int_0^x \frac{\sqrt{1-m^2 \xi^2}}{\sqrt{1-\xi^2}} d\xi \quad (45)$$



$E(m, \frac{\pi}{2}) = E$       انگرال کامل مرتبه دوم

$\frac{\eta_T}{H} = \frac{K(1-m) - E}{mK}$       (۴)

$\frac{\eta - \eta_T}{H} = cn^2(\theta, m)$       (۵)

APPROXIMATE VALUES OF  $(\eta - \eta_T)/H$

$\theta$	$m=0$	$m=0.2$	$m=0.4$	$m=0.6$	$m=0.8$	$m=1.0$
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.2	0.960	0.960	0.960	0.960	0.960	0.960
0.4	0.848	0.850	0.852	0.852	0.854	0.856
0.6	0.681	0.687	0.694	0.699	0.706	0.712
0.8	0.487	0.500	0.516	0.530	0.545	0.560
1.0	0.292	0.317	0.342	0.368	0.394	0.420
1.2	0.131	0.162	0.194	0.229	0.266	0.305
1.4	0.029	0.053	0.085	0.123	0.166	0.216
1.6	0.001	0.003	0.019	0.049	0.094	0.151
1.8	0.052	0.016	0.000	0.009	0.044	0.104
2.0	0.175	0.062	0.028	0.001	0.013	0.071

برای تعیین  $\frac{\eta - \eta_T}{H}$  از جدول بالا، اگر  $\theta$  از مقادیر جدول خارج باشد، بجای  $\theta$  از  $2K - \theta$  استفاده می شود (مقادیر پررنگ هستند باید بود  $2K$ ).

(در جهت قائم، سرعت ناچیز است). (۶) مولفه افقی سرعت  $u_x = \sqrt{g/h} \eta$

$a_x = \frac{\delta u}{\delta t} + u \frac{\delta u}{\delta x} = \pm 2KH(c-u)\sqrt{g/h} A$

$c = \omega/k \rightarrow A = \left[ \frac{\eta - \eta_T}{H} \left( 1 - \frac{\eta - \eta_T}{H} \right) \left( 1 - m + m \frac{\eta - \eta_T}{H} \right) \right]^{1/2}$

علامت + در  $a_x$  برای  $K \leq \theta \leq 2K$  و علامت منفی در حالت  $K < \theta \leq 2K$

$P = \rho g (h + \eta - \gamma)$  فشار کل       $\gamma$  عمق (فاصله از لفت)

مثال - موجی با ارتفاع  $H = 10'$  و طول موج  $L = 425'$  در منطقه ای به عمق  $h = 40'$

متشعری شود، مطلوبیت تعیین پرورد، پرودگی و مولفه افقی سرعت با تقریب کمزیندال،

در محل تاج و حوض موج.

$\frac{HL^2}{h^3} = 28.2$

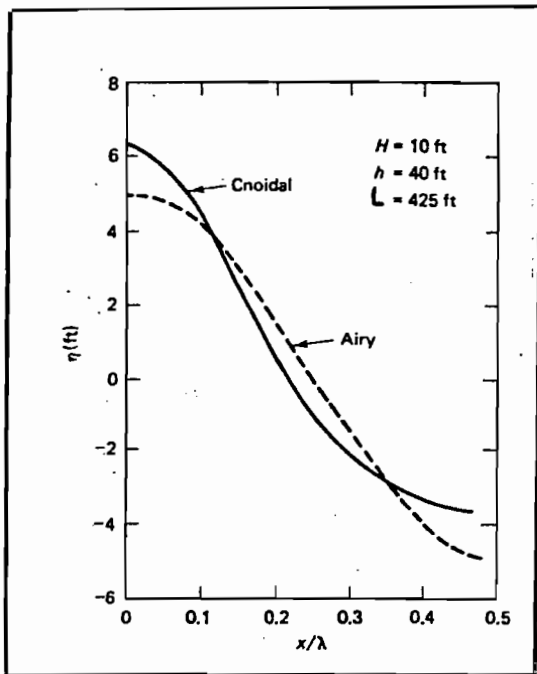
ابتدا باید جدول  $m$  مشخص شود.

از جدول مربوط و درون یابیم  $\leftarrow m = 0.86, K = 2.46, E = 1.13$

$k = \frac{2K}{L} = 0.0116 \text{ ft}^{-1}$  و  $\omega = 0.419 \text{ sec}^{-1} \rightarrow T = \frac{2K}{\omega} = 11.7 \text{ Sec}$

(۴۹)

پروفیل موج از رابطه ۵ بدست می آید، ابتدا از رابطه ۴ داریم  $\eta_T = -3.71'$   
 برای  $\theta$  های مختلف (صفر تا ۲) از جدول دوم و درجه یا پی برای  $m$  مربوط به شکل موج



در حالت بدست می آید،  $kx = \frac{2K}{L} x$   
 $\eta_c = H - \eta_T \rightarrow \eta_c = 10 - 3.71 = 6.29'$   
 در نهایت مولفه افقی سرعت در تاج و حوض از رابطه ۶

$$u_c = \left(\frac{32.2}{40}\right)^{1/2} \times 6.29 = 5.42 \text{ ft/s}$$

از تئوری کنوئیدال

$$u_T = -3.40 \text{ ft/sec}$$

$$u_c = 4.93$$

$$u_T = -4.93$$

از تئوری Airy

اکثر روابط برای سادگی بصورت منحنی های مختلف کاربردی در تئوری کنوئیدال ارائه

شده است. منحنی  $\frac{y_s - y_t}{H}$  بر حسب  $\frac{x}{L}$  و مدول های مختلف  $(m \rightarrow k)$

$T\sqrt{\frac{g}{h}}$  بر حسب  $\frac{H}{h}$  و مدول ها -  $\frac{L^2 H}{h^3}$  بر حسب مدول - و ... (صفحات ۱۳۹ تا ۱۴۵ پیوست)

در مثال بعدی نحوه استفاده از منحنی های فوق ملاحظه می شود.

مثال - موجی با پریود  $T = 15 \text{ sec}$  و ارتفاع  $H = 1.0 \text{ m}$  در منطقه ای به عمق  $h = 3 \text{ m}$

در انتشار است. مطلوب است: الف - تعیین طول موج با تئوری کنوئیدال و مقایسه

نتیجه با تئوری ایری ب - تعیین تندی (سرعت) و مقایسه آن با حالت تئوری ایری

ج - تعیین فاصله کف تا تاج موج  $\eta_c$  و کف تا حوض موج  $\eta_t$

$$\begin{cases} \eta_c = \eta_c + h \\ \eta_t = h - \eta_T \end{cases}$$

-> تعیین پروفیل موج

حل - الف -  $\frac{H}{d} = \frac{H}{h} = \frac{1}{3} = 0.33$

از منحنی C-3 با داده شده دو مقدار روبرو (صفحه ۱۴۱ پیوست)

$$T \sqrt{\frac{g}{h}} = 15 \sqrt{\frac{9.8}{3}} = 27.11$$

می توانه تواله دوری جدول  $m$  را مشخص ساخت  $(k^2)$ .

$$k^2 = 1 - 10^{-5.1} \xrightarrow{\text{منحنی C4}} \frac{L^2 H}{d^3} = \frac{L^2 H}{h^3} = 290$$

$$L = \sqrt{\frac{290 (3)^3}{1}} = 88.5 \text{ m}$$

در تئوری ایری  $L = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 80.6 \text{ m}$

برای اینکه کنترل شود که در ناحیه اعتبار تئوری کنوئیدال قرار داریم:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{d}{L} = \frac{3}{88.5} = 0.0339 < \frac{1}{8} \quad \text{o.k.} \\ \frac{L^2 H}{h^3} = 290 > 26 \quad \text{o.k.} \end{array} \right.$$

پس تئوری کنوئیدال قابل استناد است.

ب -

$$C = \frac{L}{T} = \frac{88.5}{15} = 5.90 \text{ m/s}$$

در تئوری ایری  $C = \frac{L}{T} = \frac{80.6}{15} = 5.37 \text{ m/s}$

اگر فرض کنیم که هر دو موج برای تئوری کنوئیدال و ایری یکسان باشد:

$$\frac{C \text{ کنوئیدال}}{C \text{ ایری}} = \frac{L \text{ کنوئیدال}}{L \text{ ایری}} \approx 1$$

ج - درصد میزان ارتفاع موج بالاتر از تراز استیجی آب (SWL) از شکل C-5 (صفحه ۱۴۳ پیوست)

قابل حصول است  $\frac{L^2 H}{h^3} = 290 \rightarrow \frac{y_c - d}{H} = 0.865 = 86.5\%$

پس  $y_c = 0.865 H + d = 0.865 (1) + 3 = 3.865 \text{ m}$

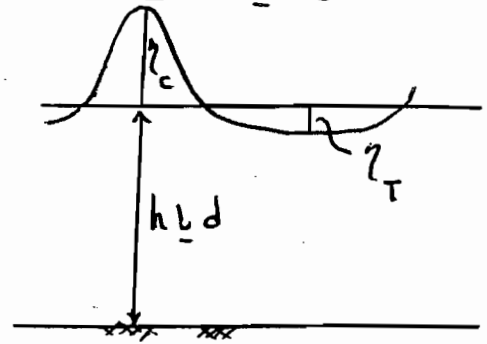
از همایه منحنی C-5  $\frac{y_t - d}{H} + 1 = 0.865 \rightarrow y_t = 2.865 \text{ m}$

→ برای پروفیل موج می‌توان از منحنی‌های C-1 و C-2 استفاده نمود.  
 (صفحات ۱۳۹ و ۱۴۰ پیوست)

$$k^2 = 1 - 10^{-5} \xrightarrow{\text{منحنی C-2}} SWL \rightarrow$$

$$\frac{y_s - y_t}{H} = 0.14$$

$$y_s - y_t = 0.14 H$$



تراز SWL حدود  $0.14 H$  بالاتر از حوض موج است یعنی  $0.86 H$  زیر تاج موج.

\* نتایج بندب در مورد سرعت موج می‌تواند بصورت زیر کنترل شود (منحنی C-7)؛  
 صفا ۱۴۷ پیوست

$$\frac{H}{y_t} = \frac{1}{2.865} = 0.349 \xrightarrow{\text{منحنی C-7}} \frac{L^2 H}{d^3} = 290, \quad \frac{H}{y_t} = 0.349$$

$$\Rightarrow \frac{C}{\sqrt{g y_t}} = 1.126$$

$$C = 1.126 \sqrt{(9.8)(2.865)} = 5.97 \text{ m/s}$$

اختلاف مقدار بالا با  $C = 5.9$  در بندب به دلیل اشتباه در قرانت منحنی‌هاست.

روابط اصلی تئوری موج کنوئیدال به شکل‌های مختلف:

$$C = \sqrt{gh} \left[ 1 + \frac{H}{h} \frac{1}{m^2} \left( \frac{1}{2} - \frac{E}{K} \right) \right]$$

$$L = \sqrt{\frac{16h^3}{3H}} mK$$

$$\frac{\eta_c}{H} = \frac{16}{3} \left( \frac{h}{L} \right)^3 \frac{L}{H} [K(K-E)]$$

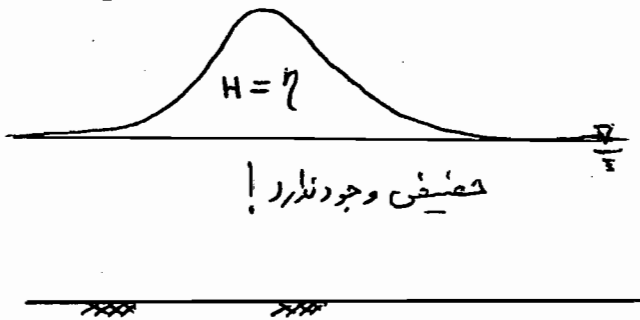
$$T \sqrt{\frac{g}{h}} = \sqrt{\frac{16y_t}{3H}} \frac{h}{y_t} \left[ \frac{mK}{1 + \frac{H}{y_t m^2} \left( \frac{1}{2} - \frac{E}{K} \right)} \right]$$

\* کلیه روابط فوق تحت عنوان تئوری موج کنوئیدال بر اساس زمان خطی ابراج بود.

تحلیل مرتبه دوم معادلات حاکم بر رُمقار امواج کُنوئیدال (رُمقار غیر خطی) نیز توسط چند محقق انجام شده که خلاصه نتایج به شرح زیر می باشد.

محدوده مدول  $m$  بیه ضرورتی با  $m=0$  اگر در این حالت موج سینوسی با رُمقار خطی که قبلاً تحت عنوان امواج ایری ملاحظه گردید بدست می آید.

اگر  $m=1$  پس  $cn(\theta) = \text{sech}(\theta)$  و پروتیل موج بصورت غیر پُروردیک و کاملاً بالای سطح تراز ایستا بدست می آید که تحت عنوان "Solitary wave" مطرح است.



$$m \rightarrow 1$$

$$K \rightarrow \infty$$

$$L \rightarrow \infty$$

از مبانی این حالت در مطالعه امواج بزرگ سونامی و همچنین خواص موج تزدیک به حالت شکست در آبهای کم عمق و بررسی امواج با تیزی حداقل در آب عمیق استفاده می شود.

در هر حال موج تکینه (Solitary) حالت کاملاً خاص موج کُنوئیدال بوده و بیشتر حالت فرضی ریاضی دارد، البته حالتی ساده شده آن کاربرد دارد. چند رابطه مهم این حالت

کوسط Laitone به صورت زیر پیشنهاد می شود!  
مولفه های افقی و قائم سرعت ذرات آب!

$$c = \sqrt{gh \left(1 + \frac{H}{h}\right)}$$

$$\frac{u}{\sqrt{gh}} = KN \frac{1 + \cos(Mz/h) \cosh(Mx/h)}{(\cos(Mz/h) + \cosh(Mx/h))^2}$$

$$\frac{v}{\sqrt{gh}} = KN \frac{\sin(Mz/h) \sinh(Mx/h)}{(\cos(Mz/h) + \cosh(Mx/h))^2}$$

$M$  و  $N$  بر حسب  $\frac{H}{h}$

از سنخى و ضرب (صند ۱۴۷ پیوست)

$$K = \frac{c}{\sqrt{gh}}$$

$x$  فاصله افقی از تاج

$z$  فاصله قائم از کف

آقای Iwagaki حالت ساده‌ای از موج کئوسیدال برای  $m=0.98$  و  $E=1$  برای  $K \gg 3$  در نظر گرفته که باعث حالت  $\frac{L^2 H}{h^3} \gg 48$  و  $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{12}$  می‌شود یعنی اگر

این حالت برقرار باشد بجای موج کئوسیدال می‌توان از نتایج در رابطه زیر استفاده نمود.

در این حالت تابع پیچیده کسینوسی بیضوی جاکوبی به تابع هایپربرلیک تبدیل می‌شود.

$$K^2 = \frac{3}{16} \frac{L^2 H}{h^3} \quad \text{Hyperbolic theory} \quad \text{تئوری هایپربرلیک}$$

$$\frac{\eta_c}{H} = 1 - \frac{1}{K} \left[ 1 - \frac{H}{12h} - \frac{1}{12K} \left( \frac{H}{h} \right)^2 \right]$$

$$\frac{C}{\sqrt{gh}} = \left( 1 - \frac{1}{K} \frac{H}{2h} \right) \left\{ 1 + \left( 1 + \frac{1}{K} \frac{H}{h} \right) \frac{H}{h} \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{K} \right) + \left( 1 + \frac{1}{K} \frac{2H}{h} \right) \left( \frac{H}{h} \right)^2 \left[ \frac{1}{K} \left( \frac{1}{K} - \frac{1}{4} \right) - \frac{3}{20} \right] \right\}$$

$$\frac{L}{h} = \left( 1 - \frac{1}{K} \frac{3H}{2h} \right) \frac{4K}{\sqrt{3}} \left( \frac{16h}{3H} \right)^{-1/2} \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{K} \frac{H}{h} \right) \frac{5H}{8h} \right]^{-1}$$

### تئوری تابع جریان Stream Function theory

Dean در سال ۱۹۶۵ با در نظر گرفتن حل معادله لاپلاس، تابع  $\psi$  را بصورت

یک چند جمله‌ای در نظر گرفته و با شرایط مرزی مجهولات را تعیین نمود (تفصیلات).

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x_2^2} = 0, \quad \frac{\partial \psi}{\partial x_1} = 0 \quad \text{شرط مرزی ثابت در کف}$$

شرایط مرزی در سطح:

$$\frac{\partial \psi}{\partial x_1} = \frac{\partial \psi}{\partial x_2} \frac{\partial \eta}{\partial x_1} \quad (x_2 = \eta \rightarrow) \quad \text{و} \quad \frac{1}{2g} \left[ \left( \frac{\partial \psi}{\partial x_2} \right)^2 + \left( \frac{\partial \psi}{\partial x_1} \right)^2 \right] + \eta = \text{ثابت}$$

$$\psi(x_1, x_2) = Cx_2 + \sum_{n=1}^{\infty} X_n \sinh(nk(x_2+h)) \cos(nkx_1)$$

رابطه بالا با ارضاء شرط مرز ثابت و شرط مرز آزاد سینماتیکی بدست آمده است.

ضریب  $X_n$  مجهول است. با ارضاء شرط مرزی دینامیکی، مجهول  $X_n$  معلوم می‌شود.

برای اینکار تابع  $\psi$  را در سطح دریا (7) می‌نویسیم:

$$\psi(x_1, \eta) = c\eta + \sum_{n=1}^{\infty} X_n \sinh(nk(\eta+h)) \cos(nkx_1)$$

روش تکرار اعمال می‌شود. ابتدا  $\eta$  فرض می‌شود سپس  $\psi$  بدست می‌آید. بعداً

مقدار  $\psi$  حاصل را در شرط مرزی دینامیکی قرار داده و  $\eta$  جدید بدست می‌آید و همینطور

تکرار می‌شود و تعداد قابل توجه از  $X_n$  معلوم می‌شود و جوابها بهتر می‌شود.

در عمل با تئوری ایری آغاز می‌شود و کامپیوتر لازم است (برای حالت ایری در ابتدا

فقط  $X_1$  وجود خواهد داشت).

### Trochoidal wave theory

### تئوری موج تروکوئیدال

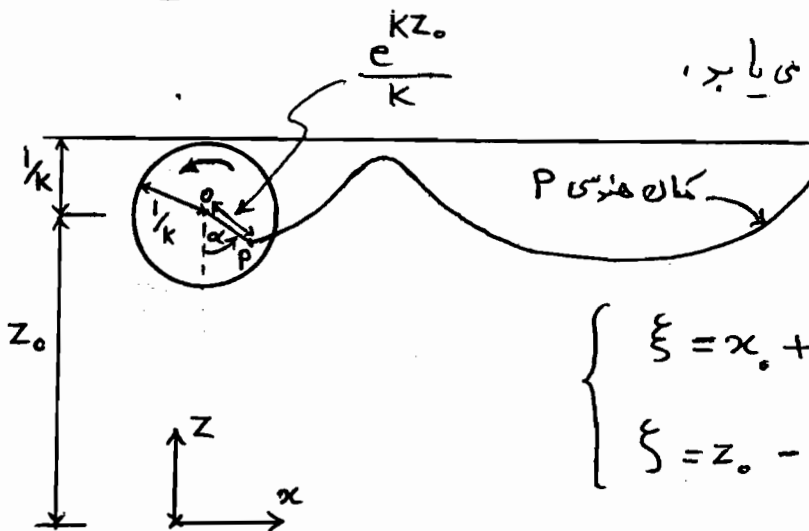
مبانی تئوری توسط گرستنر Gerstner پیشنهاد شد ولی بصورت کیفی

در سال 1948 توسط Milne-Thompson تشریح شد. فرق اساسی این

تئوری با سایر پیشنهادات فرض چرخشی بوده سیال در معادلات می‌باشد.

حرکت موج بصورت جایجائی ذرات در مدارهای دایروی است که شعاع آنها

بصورت نمائی با عمق آب کاهش می‌یابد.



موقعیت نقطه‌ای یک ذره:

$$\begin{cases} \xi = x_0 + \frac{1}{k} \exp(kz_0) \sin(kx_0 - \omega t) \\ \zeta = z_0 - \frac{1}{k} \exp(kz_0) \cos(kx_0 - \omega t) \end{cases}$$

$x_0$  و  $z_0$  مختصات مرکز مدار ذره است و

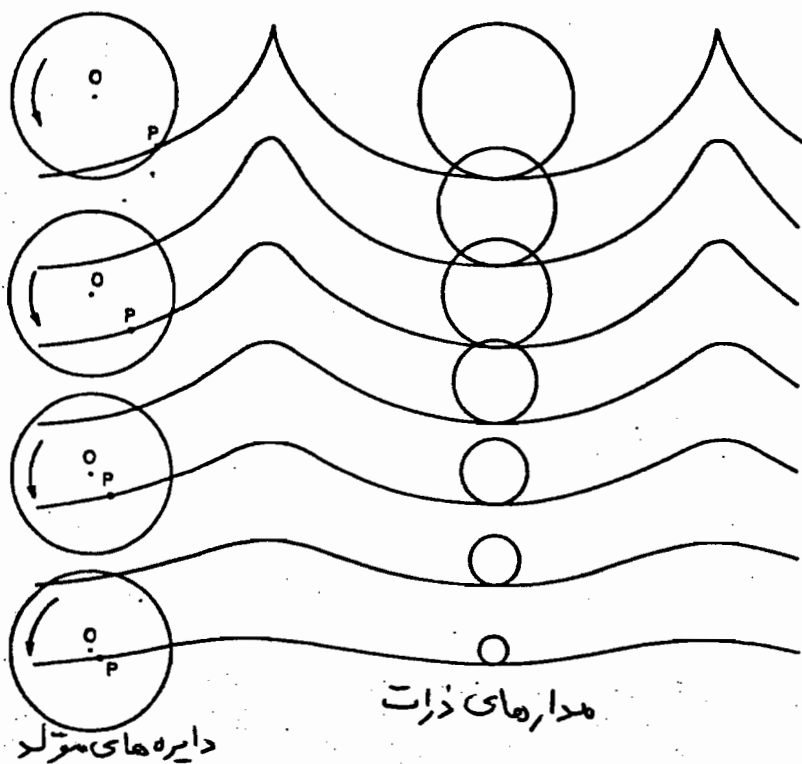
$$k = \frac{2\pi}{L}$$

در این حالت سطح (تراز) فشار ثابت که شامل سطح آزاد آب است بصورت پارامتریک بر حسب زاویه  $\alpha$  بصورت زیر بیان می شود:

$$KZ = KZ_0 - \exp(KZ_0) \cos \alpha$$

$$Kx - \omega t = \alpha + \exp(KZ_0) \sin \alpha$$

این منحنی ها تروکلوئید هستند؛ این منحنی ها از حرکت یک نقطه ثابت روی یک دسک به شعاع  $1/K$  و در فاصله  $\exp(KZ_0)/K$  از مرکز وقتی که دسک در جهت مثبت  $x$  و زیر خط  $Z = Z_0 + 1/K$  می غلتد، بوجود می آیند. توجه شود که در این تئوری مبدأ مختصات  $Z$  روی سطح استای آب بوده و مجهول است و باید تعیین شود، حالت حدی  $Z_0 = 0$  مربوط به نقاط کناری دسک می شود و به عبارت دیگر شکل موج در سطح آب را داریم؛  $\zeta = \eta$  اگر  $\infty \rightarrow Z_0$  نقاط  $P$  به مرکز دسک نزدیک شده و یک خط افقی خواهیم داشت. منطقه اعتبار این تئوری در آبهای عمیق است. بطور کلی در طراحی مهندسی در بای کاربرد



ندارد زیرا فرض پیرخشی بوده سیال پیدا نه صحیح می باشد و در ضمن تئوری ساده تر با دقت برابر وجود دارد که ترجیحاً از آنها استفاده می شود. این موج پر بودگی می باشد، برای تمایز شکل موج مفید است و در طراحی بدنه کشتی ها استفاده می گردد.



فشار در طول سطح تروکلوئیدال برابر است :

$$P = \rho g (z_s - z_0) + \frac{1}{2} \rho c^2 [\exp(2Kz_0) - \exp(2Kz_s)]$$

$z_s$  مقدار  $z_0$  برای ذراتی است که سطح آزاد را بوجود می آورند و فشار مبنای سطح

آزاد برابر صفر فرض شده است ، مقدار سرعت موج برابر  $c = \sqrt{g/k}$  می باشد ،

تراز سطح ایستای آب عبارت است از :

$$z = z_s - \frac{1}{2K} \exp(2Kz_s)$$

$$H = \frac{2}{K} \exp(Kz_s) \quad \text{ارتفاع موج برابر است با}$$

$$H/L = \frac{1}{\pi} \exp(Kz_s)$$

وقتی  $z_s = 0$  پیرودلیل سطح (حالت صدمی) حاصل می شود و  $(H/L)_{\max} = \frac{1}{\pi} = 0,3183$

در شکل اخیر ، بالاترین حالت سطح آزاد را نشان می دهد ، انرژی متوسط موج :

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{\pi H}{L} \right)^2 \right]$$

### نواحی اعتبار امواج مختلف

اضداد مختلفی برای حالت های گوناگون کمیتات وسیعی در مورد دقت تئوری های ارائه

شده ، انجام داده اند (تئوریک و تجربی) و با فرض تدریج به یقین غیرقابل تراکم بودن سیال

و غیر چرغنی بودن حرکت و کف افقی و غیر قابل نفوذ ، ارضاء شرایط مرزی در کف و سطح

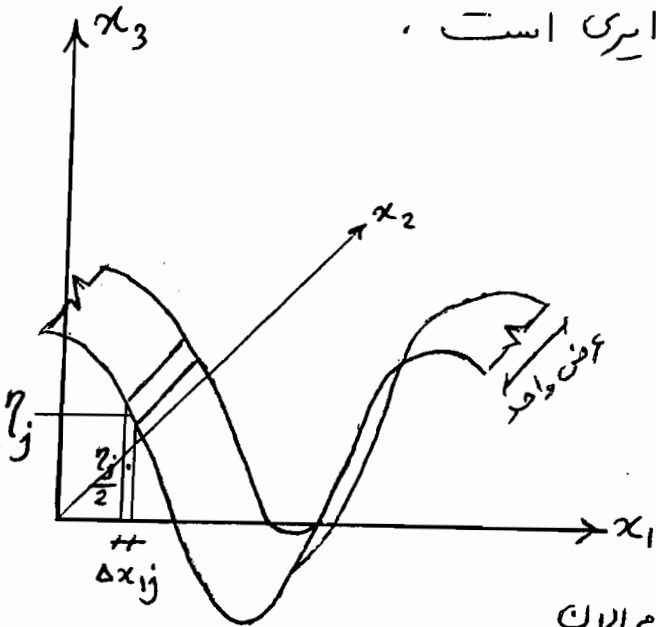
آزاد و منحنی های مسکودی ارائه نموده اند ، Dawson (صفحه ۱۴۱ پیوست) و Le méhauté و Dean (صفحه ۱۴۶ پیوست)

و... که در پیوست درس برنی از آنها ارائه شده است ،

# انرژی و توان موج

در برخی از بررسی های تحلیلی در خصوص امواج دریا نیاز به دانستن و شناخت انرژی و توان موج می باشد.

تئوری مورد نظر عبارت از تئوری AIRY ایری است.  
محاسبه انرژی پتانسیل



موج پیش رونده  $\eta = a \cos(kx_1 - \omega t)$

موج ایستا  $\eta = a \cos kx_1 \cos \omega t$

یک المک از موج در عرض واحد در نظر است  
انرژی پتانسیل المک:  $\rho g \eta \Delta x_1$

جرم المک  
وزن المک  $(\rho \eta \Delta x_1 \times 1) g \frac{\eta}{2} = \frac{\rho g}{2} \eta^2 \Delta x_1$

انرژی در یک طول موج L:  $\int_0^L \frac{\rho g}{2} \eta^2 dx_1$

مقدار متوسط انرژی پتانسیل در واحد سطح (L x 1):  
 $V = \frac{g}{2L} \int_0^L \rho \eta^2 dx_1 = \frac{\rho g}{2L} \int_0^L \eta^2 dx_1$

جای  $\eta$  از موج پیش رونده استفاده می کنیم:

انرژی پتانسیل در واحد سطح  $V^+ = \frac{\rho g a^2}{4\pi} \int_0^{2\pi/k} \cos^2(kx_1 - \omega t) k dx_1$

$$V^+ = \frac{\rho g a^2}{4}$$

اگر بجای  $\omega$  از موج ایستا استفاده شود:

$$V^{\circ} = \frac{e g a^2}{4\pi} \int_0^{\frac{2\pi}{k}} \cos^2 kx_1 \cos^2 \omega t k dx_1$$

$$V^{\circ} = \frac{e g a^2}{4} \cos^2 \omega t$$

\*  $V^{\circ}$  مستقل از زمان ولی  $V$  وابسته به زمان است.

### محاسبه انرژی جنبشی

نیاز به مولفه سرعت  $u_1$  و  $u_2$  و کتله  $m$  آنها است که کار را مثل  $m$  سازد (روشن می‌کنیم). سعی می‌کنیم از طریق دیگر انرژی جنبشی را تخمین بزنیم:

یا توجه به مولفه‌های سرعت در آبهای عمیق، متوسط و کم عمق و با توجه به تئوری موج ایستا؛ در لحظه  $t=0$  سرعت‌ها (همه) صفر می‌شود پس مقدار انرژی جنبشی برابر صفر است و بنابراین کل انرژی  $E$  که برابر جمع انرژی پتانسیل و جنبشی است در این لحظه تماماً

$$E = V^{\circ} + T^{\circ} = V^{\circ} = \frac{e g a^2}{4} \quad \text{پتانسیل است؛} \quad T^{\circ} = 0, \quad \text{و} \quad T^{\circ} = 0 \quad \text{در} \quad t=0$$

اصل بقای انرژی ← مقدار کل انرژی در تمام لحظات ثابت است  $E$

$$\text{در لحظه} \quad t = \frac{\pi}{2\omega} \quad \text{انرژی پتانسیل} \quad V^{\circ} = \frac{e g a^2}{4} \cos^2 \omega t = 0 \quad \text{پس؛}$$

$$E^{\circ} = V^{\circ} + T^{\circ} = \frac{e g a^2}{4}$$

مقدار  $V^{\circ}$  در هر لحظه موجود و  $E$  نیز معلوم پس:

$$T^{\circ} = E^{\circ} - V^{\circ} = \frac{e g a^2}{4} (1 - \cos^2 \omega t)$$

$$T^{\circ} = \frac{e g a^2}{4} \sin^2 \omega t$$

در حالت موج پیش رونده

$$\eta = a \cos(kx_1 - \omega t) = \underbrace{a \cos kx_1}_{\text{موج ایستای کسینوسی}} \underbrace{\cos \omega t}_{\text{موج ایستای سینوسی}}$$

(اختلاف فاز  $\frac{\pi}{2}$ )

در لحظه  $t=0$  ←  $\cos \omega t = 1$  و  $\sin \omega t = 0$  ←

کل انرژی موج ایستای کسینوسی = انرژی پتانسیل =  $\frac{\rho g a^2}{4}$

کل انرژی موج ایستای سینوسی = انرژی جنبشی =  $\frac{\rho g a^2}{4}$

انرژی موج ایستای سینوسی + انرژی موج ایستای کسینوسی = کل انرژی موج پیش رونده

$$E^+ = \frac{\rho g a^2}{4} + \frac{\rho g a^2}{4}$$

$$E^+ = \frac{\rho g a^2}{2}$$

پس در هر لحظه  $T^+ = E^+ - V^+ = \frac{\rho g a^2}{2} - \frac{\rho g a^2}{4} = \frac{\rho g a^2}{4}$

پس در موج پیش رونده و در هر لحظه با استفاده از تئوری انرژی مقدار انرژی پتانسیل و انرژی

جنبشی با هم برابر است  $V^+ = T^+ = \frac{\rho g a^2}{4}$

ارزیابی انرژی جنبشی در هر لحظه از روش تئوری مستقیم  
 نمونه: در آبهای عمیق بخاطر سادگی نسبی

برای تک المان

$$\frac{1}{2} \rho \vec{u}^2 = \frac{1}{2} \rho (u_1^2 + u_2^2)$$

مقدار انرژی در واحد سطح:

$$T^+ = \frac{1}{L} \int_{x_1=0}^L \int_{x_2=-h}^{\eta} \frac{1}{2} \rho (u_1^2 + u_2^2) dx_1 dx_2$$

$$T^+ = \frac{1}{L} \int_{x_1=0}^L \int_{x_2=-h}^{\eta} \frac{1}{2} \rho a^2 \omega^2 e^{2Kx_2} \left\{ c^2 (Kx_1 - \omega t)^2 + \sin^2 (Kx_1 - \omega t) \right\} dx_1 dx_2$$

$$T^+ = \frac{\rho a^2 \omega^2 k}{4\pi} \int_{x_1=0}^{\frac{2\pi}{k}} \int_{x_2=-h}^{\eta} e^{2Kx_2} dx_1 dx_2$$

$$T^+ = \frac{\rho a^2 \omega^2}{4k} (e^{2K\eta} - e^{-2Kh})$$

برای آب عمیق  $h \rightarrow \infty \Rightarrow e^{-2Kh} \rightarrow 0 \Rightarrow$

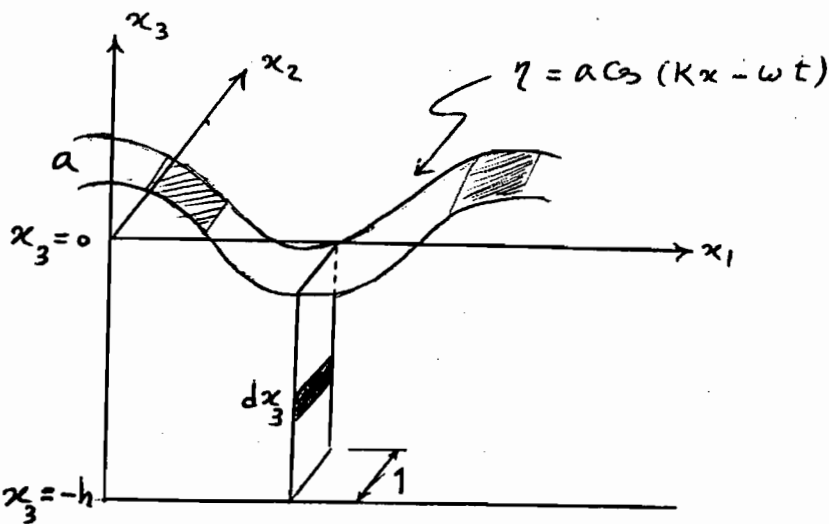
$$T^+ = \frac{\rho a^2 \omega^2}{4k} e^{2K\eta} = \frac{\rho a^2 k \omega^2}{4k^2} e^{2K\eta}$$

$$T^+ = \frac{\rho a^2 k}{4} c^2 e^{2K\eta}, \quad c^2 = \frac{\omega^2}{k^2} = \frac{g}{k}$$

$$T^+ = \frac{\rho g a^2}{4} e^{2K\eta}$$

$e^{2K\eta} \approx 1 \leftarrow$  برای همه  $x$   $2K\eta \ll 1$  (دامنه موج کوچک) برای تئوری ایری

$$T^+ \approx \frac{\rho g a^2}{4}$$



### مکانسب توان موج P

انرژی در واحد زمان (توان)

توان شدت کار انجام یافته روی  
المائی به عرض واحد در جهت  $x_2$  و  
ارتفاع  $dx_3$  :

$P$  : فشار در عمق مربوط به الما

$dx_1$  : جابجائی افقی الما تحت اثر این نیرو در طول مدت زمان  $dt$

$$\overbrace{(1 \times dx_3)}^{\text{مساحت}} \underbrace{\rho}_{\text{کثافت}} dx_1$$

انرژی مربوط :

$$P = \rho u_1 dx_3 \leftarrow u_1 = \frac{dx_1}{dt} \leftarrow P = \frac{\rho dx_3 dx_1}{dt}$$

از قبل فشار بصورت زیر بود :

$$P = -\rho g x_3 + \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{1}{2} \rho (u_1^2 + u_3^2) = -\rho g x_3 + \Delta \phi$$

فشار هیدروستاتیک  
فشار هیدروستاتیک  
از قبل

$$\text{توان } P = -\rho g x_3 u_1 dx_3 + \rho g a u_1 \frac{\cosh k(x_3+h)}{\cosh kh} \cos(kx_1 - \omega t) dx_3$$

توان تابع زمان است  $(u_1)$  : مقدار متوسط توان در طول یک پریود :

$$P_{M1} = \frac{1}{T} \int_0^T a \omega \frac{\cosh k(x_3+h)}{\cosh kh} \cos(kx_1 - \omega t) dt \int_{-h}^0 \rho g x_3 dx_3$$

$$= -\frac{a}{T} \frac{\cosh k(x_3+h)}{\cosh kh} [\sin(kx_1 - \omega t)]_0^T \int_{-h}^0 \rho g x_3 dx_3 = 0$$

$$P_{M2} = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^0 \rho g a^2 \omega \frac{\cosh^2 k(x_3+h)}{\cosh kh \cosh kh} \cos^2(kx_1 - \omega t) dx_3 dt$$

$$2 \cosh kh \cosh kh = \cosh 2kh$$

$$P_{M2} = \frac{2}{T} \frac{\rho g a^2}{\cosh 2kh} \int_{-h}^0 \cosh^2 k(x_3+h) dx_3 \int_0^T \cos^2(kx_1 - \omega t) (\omega dt)$$

$$\int_0^T \cos^2(-\alpha) d\alpha = 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \alpha d\alpha = \pi$$

$$P_{M2} = \frac{\rho g a^2 \omega}{\cosh 2kh} \int_{-h}^0 \cosh^2 k(x_3+h) dx_3$$

$$\cosh \alpha = \frac{e^\alpha + e^{-\alpha}}{2}, \quad \cosh^2 \alpha = \frac{e^{2\alpha} + 2 + e^{-2\alpha}}{4} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cosh 2\alpha$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

(59)

$$P_{M2} = \frac{\rho g a^2 \omega}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \int_{-h}^0 \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cosh 2K(x_3 + h) \right] dx_3$$

$$= \frac{\rho g a^2 \omega}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \left[ \frac{1}{2} x_3 + \frac{1}{4K} \rho \cdot h \cdot 2K (x_3 + h) \right]_{-h}^0$$

$$= \frac{\rho g a^2 \omega}{2 \rho \cdot h \cdot 2kh} \cdot \frac{\rho \cdot h \cdot 2kh}{2K} \left( 1 + \frac{2Kh}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \right)$$

$$\frac{\omega}{K} = c \rightarrow P_{M2} = \frac{1}{2} \rho g a^2 c \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2Kh}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \right)$$

$$P = P_{M1} + P_{M2} = 0 + P_{M2} \quad , \quad E = \frac{1}{2} \rho g a^2 \Rightarrow$$

$$P = E \cdot c \cdot \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2Kh}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \right)$$

$$n \equiv \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2Kh}{\rho \cdot h \cdot 2kh} \right)$$

در حالت کلی  $P = ECn$

(در آب عمیق)  $\rightarrow n \approx \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2Kh}{\frac{1}{2} \rho \cdot h \cdot 2kh} \right) \approx \frac{1}{2} (1+0) = \frac{1}{2}$

(در آب کم عمیق)  $\rightarrow n \approx \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2Kh}{2kh} \right) = \frac{1}{2} (1+1) = 1$

در آب عمیق  $P = \frac{1}{2} EC$

در آب کم عمیق  $P = EC$

## ارزیابی مشخصات امواج طرح

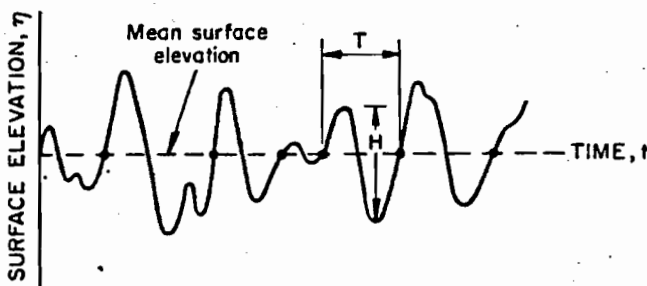
موج دریا یک پدیده تصادفی است و منشأ تولید آن اساساً باد است (Storm طوفان دریایی) البته موج ناشی از زلزله، مجبور شناور و جزر و مد هم است. بنابراین تخمین مشخصات آن از پردازش آمار ثبت شده حاصل می‌گردد. در یک منطقه خاص، هر چه آمار بیشتر باشد، ارزیابی مشخصات بهتر انجام می‌شود.

الف - تحلیل امواج بصورت منفرد (ارتفاع و پریود)  
 پردازش رکوردها (آمار)

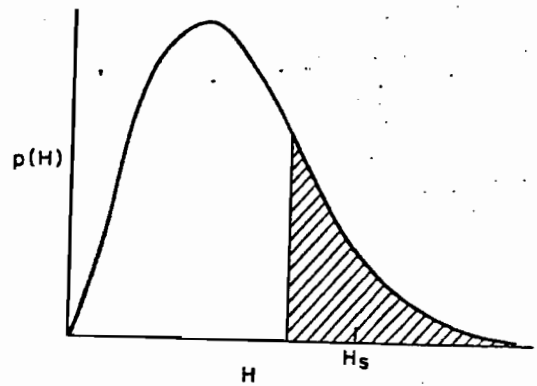
ب - تحلیل طیفی رکوردها (طیف فوریه امواج)

\* اگر آمار به هر دلیلی وجود نداشته باشد یا کافی نباشد از مدل‌های ریاضی موجود در مشخصات پدیده منشأ (باد) و خصوصیات پدیده تولید (امواج) استفاده می‌شود.

روش مرسوم و مناسب برای پردازش آمار بصورت تحلیل امواج منفرد توسط Pierson در سال ۱۹۵۴ تحت عنوان Zero-up crossing method ابداع شد؛ سطح (تراز) میانگین آب تعیین می‌شود و هر نقطه‌ای از سطح آب در جهت بالا رفتگی این تراز میانگین را قطع کند، مشخص می‌شود.



Typical water surface elevation versus time record.



Typical wave height-frequency distribution.

فاصله زمانی بین دو نقطه متوالی را پریود موج و حداکثر فاصله قائم بین تاج و حضیف ارتفاع موج است. احتمالش طیفی کوچک سطح آب فیلتر می‌شود، توزیع ارتفاعی موج بصورت

$$P(H) = \text{احتمال وقوع ارتفاع موج } H$$

شکل بالا می‌باشد، قسمت هاشور خورده انتهای سمت راست همان بخشی  $\frac{1}{3}$  بالای امواج غالب (حاکم) است.



مقادیر مختلف برای میانگین ارتفاع موج  
الف - میانگین ارتفاع  $H_m = \frac{\sum H_i}{N}$  تعداد موج در آمار  $N$

ب - ارتفاع موج غالب (حاکم) Significant height  
میانگین ارتفاع  $\frac{1}{3}$  بزرگترین امواج در آمار توسط Sverdrup & Munk (1947)  
 $H_{1/3} = H_s = \frac{3}{N} \sum_{i=1}^{N/3} H_i$

رابطه بین  $H_s$  و ارتفاع موج مشاهده شده توسط افراد آموزش دیده در هراسناسی

$$H_s = 0.775 H_v + 7.0 \quad (1977) \text{ Hoffman \& Walden}$$

محدوده اعتبار  $H_s \geq 40$  - واحد مصرعی در فرمول (فوت)

روش Tucker (1963) برای تخمین  $H_s$

$N_z$  تعداد سیکل بالای محور صفر (نقطه برخورد سطح آب در جهت بالا رفتگی با سطح

تراز (total number of zero upcrossing cycles)

$a_c$  و  $a_t$  ارتفاع حداکثر تاج و حداقل حوض در آمار ثبت شده

$$H_s = \sqrt{2} C (a_c + a_t)$$

$$C = (\ln N_z)^{-1/2} [1 + 0.289 (\ln N_z)^{-1} - 0.247 (\ln N_z)^{-2}]^{-1}$$

ج - تعین ارتفاع بر روش جذر میانگین مربعات (root-mean-square (rms)

$$H_{rms} = \left[ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2 \right]^{1/2}$$

در کاربرد مهندسی مدل توزیع ارتفاع موج در طوفان مهم است. در سال 1952

Longuet-Higgins مناسبترین مدل را توزیع احتمالی رایله معرفی نمودند.

$$P(H) = \frac{2H}{(H_{rms})^2} e^{-(H/H_{rms})^2}$$

در رابطه مهم از توزیع رایله:

$$H_s = 1.416 H_{rms} \quad \text{و} \quad H_{100} = 0.886 H_{rms}$$

ارتفاع متوسط کل امواج در رکوردگیری

اگر  $P(H)$  توزیع جمعی احتمال که درصد موج هایی که دارای ارتفاع موج

برابر یا کمتر از  $H$  را نشان دهد ؛  

$$P(H) = \int_0^H P(H) dH = 1 - e^{-(H/H_{rms})^2}$$

در کاربرد علاقمند هستیم که درصد موج هایی که دارای ارتفاع بزرگتر از یک مقدار مشخص باشد را داشته باشیم ؛

$$1 - P(H) = e^{-(H/H_{rms})^2}$$

چون  $H_5 = 1.416 H_{rms}$  ←  $1 - P(H_5) = e^{-(1.416)^2} = 0.135$

یعنی در یک رکوردگیری امواج طوفانی ، 13.5٪ امواج می توانند دارای ارتفاعی باشند که بزرگتر از ارتفاع موج بحال می باشد .

شکل زیر از مرکز تحقیقات مهندسی ساحل ارتش آمریکا ( 1984 ) کاربرد خوبی با توجه به توزیع رایله دارد .

خط  $a$  در شکل احتمال  $(P)$  اینکه ارتفاع موج از مقدار معینی بیشتر شود را ارائه می دهد ؛  $\frac{H}{H_{rms}}$  - خط  $b$  متوسط ارتفاع ، درصدی مشخص از امواج را ارائه می دهد .

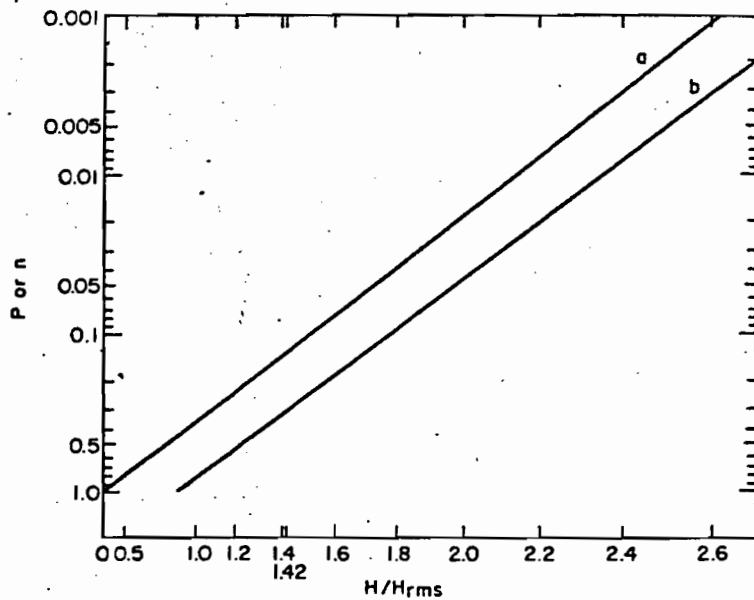


Figure 6.5. Rayleigh distribution for wave heights. (U.S. Army Coastal Engineering Research Center, 1984.)

مثال - در طول وزش یک طوفان دریایی ، آمار 205 موج ثبت شده و به وسیله روش معارف آنالیز می شود ، ارتفاع متوسط موج  $1.72^m$  است .  
 مطلوب است ارزیابی  $H_5$  ،  $H_5$  و تعداد امواجی که در رکورد دارای ارتفاع بیشتر از  $2.5^m$  می باشد .

$$H_{100} = 0.886 H_{rms} \rightarrow H_{rms} = 1.72 / 0.886 = 1.94 \text{ m}$$

$$H_s = 1.416 H_{rms} = 1.416 (1.94) = 2.75 \text{ m}$$

$$\text{از خط } a \text{ در شکل } H_5 \rightarrow 5\% = 0.05 \rightarrow \frac{H_5}{H_{rms}} = 1.98$$

$$H_5 = 1.98 (1.94) = 3.84 \text{ m}$$

5٪ امواج دارای ارتفاع موج 3.84 متر می باشند.

$$\frac{H}{H_{rms}} = \frac{2.5}{1.94} = 1.29 \xrightarrow{\text{منحنی } a} n = 0.19 \quad \text{از خط } a \text{ در شکل}$$

تعداد امواجی که ارتفاع آنها از ۲.۵ متر بیشتر است  $\rightarrow$  موج 39 #  $205 \times 0.19 = 38.95$

در نزدیکی ساحل که امواج می شکستند، توزیع رایله باید اصلاح شود که روابطی جدید پیشنهاد می شود.

ارتفاع موج حداکثر

در یک طرفه با توجه به مدت طول فزونی آن و همبستگی قدرت آن، موج دارای یک ارتفاع حداکثر خواهد بود.

$$H_{max} = 0.707 H_s \sqrt{\ln N}$$

$N$  تعداد موج

برای مثال در یک طرفه 6 ساعته اگر متوسط هر یک از امواج 8 ثانیه باشد، در هر

2700 موج خواهیم داشت که  $H_{max} = 1.99 H_s$  خواهد بود.

در اعماق کم به دلیل پدیده شکست، مسائل فرق خواهند نمود.

هر یک متوسط امواج - کل طول زمان آمارگیری  $T_s$  - تعداد سیکل  $N_z$  (تقاطع صفر)

$$N_c \text{ (تعداد سیکل یک)} \leftarrow \bar{T}_c = T_s / N_c \quad \text{و} \quad \bar{T}_z = T_s / N_z$$

روش طیفی تحلیل امواج دارای ویژگیهای خاصی است که جزئیات امر در کتب تخصصی موجود است.

$$m_0 = \int_0^{\infty} S(f) df \quad \text{مانند چگالی طیفی انرژی}$$

$$H_s = 4 \sqrt{m_0}$$

# روش دوم برای ارزیابی موج طرح (روابط ریاضی بین باد و موج)

بر اساس اطلاعات هواشناسی از باد (جهت، سرعت، مدت تداوم...) و سطح حوضه بادگیر می‌توان خصیصیات امواج را تعیین نمود.

الف - جهت متوسط باد

ب - دو محدوده در کنار جهت

بازاریه  $45^\circ$

ج - رسم شعاع با  $6^\circ$

د - تصویر طول هر شعاع در

امتداد جهت باد  $\alpha_i$

ه - کینوس زاریه بین هر شعاع

و جهت باد  $\cos \alpha_i$

و -  $\sum x_i \cos \alpha_i$

ز -  $\sum \cos \alpha_i$

\*

$$L_f = \frac{\sum x_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

پردازش آمار باد در این

روش بسیار مهم است.

در یک پروژه، چند جهت

بررسی می‌شود.

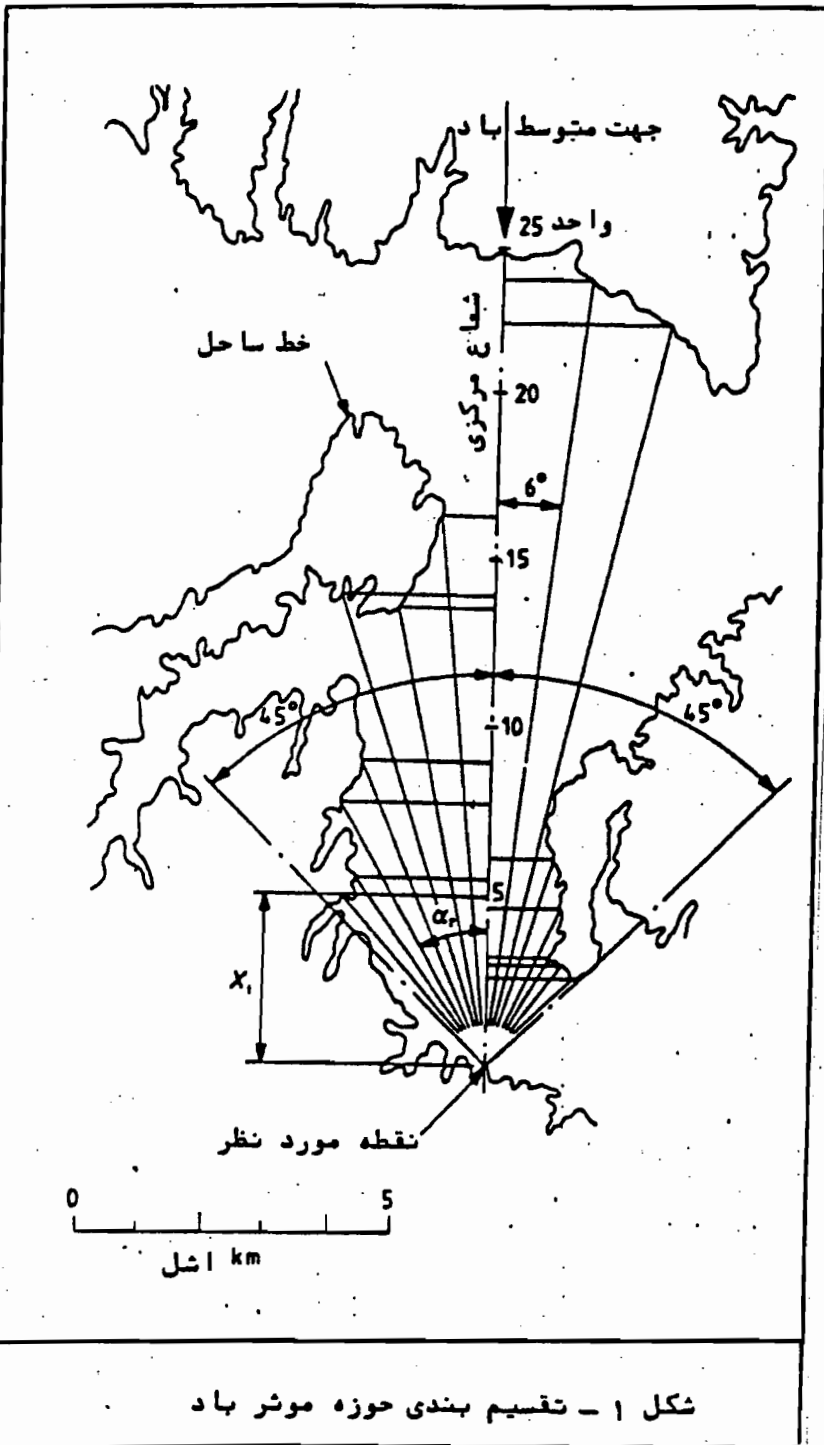
اگر گل باد منطقه وجود

داشته باشد می‌تواند

مورد استفاده قرار گیرد.

مدت مربوط به آمار باد

مهم است.



شکل ۱ - تقسیم بندی حوزه موثر باد

مدل HASSELMANN و همکاران در سال ۱۹۷۹ برای حوضچه‌های کوچک  
 نظریه طلیح‌ها (اعماق بیشتر از ۱۵ متر) صنف ۷۰، پیوست

(A)

$$\frac{gH_s}{U_A^2} = 1.6 \times 10^{-3} \left( \frac{g \times L_f}{U_A^2} \right)^{1/2}$$

$$\frac{gT_s}{U_A} = 2.857 \times 10^{-1} \left( \frac{g \times L_f}{U_A^2} \right)^{1/3}$$

$$\frac{g \cdot t}{U_A} = 6.88 \times 10 \left( \frac{g \times L_f}{U_A^2} \right)^{2/3}$$

(B)

$\frac{gH_s}{U_A^2} = 2.433 \times 10^{-1}$	ارتفاع موج غالب significant	متر	$H_s$
	= پرورد موج غالب	ثانیه	$T_s$
$\frac{gT_s}{U_A} = 8.134$	طول حوضچه بادگیر Fetch	متر	$L_f$
	مدت تداوم طوفان storm	ثانیه	$t$
$\frac{g \cdot t}{U_A} = 7.15 \times 10^4$	شتاب نقل 9.8	$m/s^2$	$g$
	سرعت باد (ضریب تنش باد)	$m/s$	$U_A$

(A) Fetch Limited      (B) Fully Developed      \*

معیار انتخاب، هر کدام  $H_s$  کمتری به حد ملاک است،  
 سه پارامتر اصلی برای تولید موج با مشخصات معین: طول حوضچه بادگیر،  
 مدت تداوم و سرعت باد

(A)

$$H_s = 5.112 \times 10^{-4} U_A^2 L_f^{1/2}$$

$$T_s = 6.238 \times 10^{-2} (U_A L_f)^{1/3}$$

$$t = 3.215 \times 10 (L_f^2 / U_A)^{1/3}$$

(B)

$$H_s = 2.482 \times 10^{-2} U_A^2$$

$$T_s = 8.30 \times 10^{-1} U_A$$

$$t = 7.296 \times 10^3 U_A$$

$$U_A = 0.71 U^{1.23}, \quad U = R_T U(10)$$

$U(10) = U(z) \left( \frac{10}{z} \right)^{1/7}, \quad R_T = 1.1$  ضریب اختلاف دما به هوا دریا از منحنی واگنر نیودا!

برای حوضه های بزرگ و عمیق (صفحه ۷۱ و ۷۲ پیوست)

$$\frac{gH_s}{U^2} = 0.3 \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0.004 (gL_f/U^2)^{1/2}]^2} \right\}$$

$$\frac{gT_s}{2\pi U} = 1.37 \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0.008 (gL_f/U^2)^{1/3}]^5} \right\}$$

$L_f$  (متر) -  $H_s$  (متر) -  $T_s$  (ثانیه) -  $U$  (م/ث) سرعت در ۱۰ متر ارتفاع  
می تواند بجای روابط بالا از منحنی های مربوط استفاده نمود.

تخمین خسارت امواج در آبهای کم عمق (کمتر از ۱۵ متر)

$$\frac{gH_s}{U_A^2} = 0.283 \tanh \left[ 0.53 \left( \frac{gh}{U_A^2} \right)^{3/4} \right] \tanh \left\{ \frac{0.00565 (gL_f/U_A^2)^{1/2}}{\tanh \left[ 0.53 (gh/U_A^2)^{3/4} \right]} \right\}$$

$$\frac{gT_s}{U_A} = 7.54 \tanh \left[ 0.833 \left( \frac{gh}{U_A^2} \right)^{3/8} \right] \tanh \left\{ \frac{0.0379 (gL_f/U_A^2)^{1/3}}{\tanh \left[ 0.833 (gh/U_A^2)^{3/8} \right]} \right\}$$

$$\frac{gt}{U_A} = 5.37 \times 10^2 \left( \frac{gT}{U_A} \right)^{7/3}$$

می تواند از منحنی های مربوط استفاده کرد.  
(صفحات ۷۳ تا ۷۷ پیوست)

فرمول Stevenson

فرمول تجربی و خیلی ساده و تقریبی

$$H = 1.5 (L_f)^{1/2}$$

$\downarrow$                        $\downarrow$   
 ft                      miles

جزر و مد عبارت از بالا و پایین رفتگی دوره‌ای سطح آب در بیشتر دریاها و خلیج‌ها در اثر جاذبه خورشید، ماه می‌باشد. جزر و مد در واقع موج بلندی با پریود (اکثرًا) ۱۲ ساعت و در برخی مکان‌ها، پریود حدود ۲۴ ساعت می‌باشد. حداکثر این موج عبارت از مد (High water) و حداقل آن جزر (Low water) است. ارتفاع این موج بلندی، محدوده جزر و مد (Tidal range) نامیده می‌شود. ارتفاع جزر و مد توسط حرکت پیچیده زمین (حول خورشید و حول محور خودش) و حرکت ماه (حول زمین) به وجود می‌آید، لذا جزر و مد های متوالی دارای محدوده‌های جزر و مدی مختلفی هستند (البته عوامل دیگری مانند توپوگرافی ناحیه، استهلاک ناشی از اصطکاک سبتر دریا، انعکاس در مرزها... اثر دارند). وقتی که خورشید، زمین و ماه در یک خط قرار می‌گیرند، آنگاه نیروی حداکثر بوده و موجب جزر و مد شدید می‌شود (Spring tides) و هنگامی که خورشید، زمین و ماه یک زاویه قائمه می‌سازند، آنگاه نیروی حداقل بوده و جزر و مد ضعیف به وجود می‌آید (neap tides). وضعیت های مختلف خورشید و ماه نسبت به زمین معمولاً در یک دوره ۱۸٫۶ سال به وجود می‌آید. (البته دوره بازگشت سیکل جزر و مد شدید و ضعیف ۱۴٫۸ روز است و دوره ۱۸٫۶ سال به ازای کلیه وضعیت های ممکن زمین و ماه است).

با توجه به عمق و شکل محل و نیروی کوریولیس و همچنین ترکیبی پریود نوسان طبیعی موضعی و پریود یکی از مولفه های نجومی (نیروی موله جزر و مد)، حالت های مختلف جزر و مدی به وجود می‌آید. در برخی نقاط، مولفه های روزانه جزر و مد (diurnal tide) شامل یک مد و یک جزر در روز، کشیدگی سه و غالب می‌شوند، در بیشتر مکان ها، مولفه های نیمروزه (Semidiurnal tide) شامل دو مد و دو جزر که ارتفاع هر دو در روز تقریباً یکسان هستند، غالب می‌گردند. مولفه های ترکیبی (mixed tide) شامل دو مد و دو جزر در روز یا نابرابری در ارتفاع و زمان و همسطح در برخی اوقات یک مد و یک جزر در روز و گاهی دو مد در روز که دارای نابرابری شدید در ارتفاع و زمان هستند، به وجود می‌آید.

\* برخی از اصطلاحات و تعاریف مربوط به تراز جزر و مدی

MSL (Mean sea level) سطح میانگین دریا - تراز میانگین سطح دریا طی

لیک پر یود (مدت زمانه) بلند (حوادث ۱۸,۶ سال) .

MTL (Mean Tide Level) سطح میانگین جزر و مد - میانگین تمام سطوح مد

وسطوح جزر

MHW (Mean High water) مد میانگین - میانگین سطوح مد

MLW (Mean Low water) جزر میانگین - میانگین سطوح جزر

HAT (Extreme High water) مد حداکثر

ELW (Extreme Low water) جزر حداقل

MHWS (Mean High water springs) میانگین مد های شدید

MLWS (Mean Low water springs) میانگین جزر های شدید

MHHW (Mean Higher High water) میانگین بلندترین مد های روزانه

MLHW (Mean Lower High water) میانگین کوتاه ترین مد های روزانه

MHLW (Mean Higher Low water) میانگین بلندترین جزر های روزانه

MLLW (Mean Lower Low water) میانگین کوتاه ترین جزر های روزانه

\* سطحی نابرابری جزر و مد در یک اوز

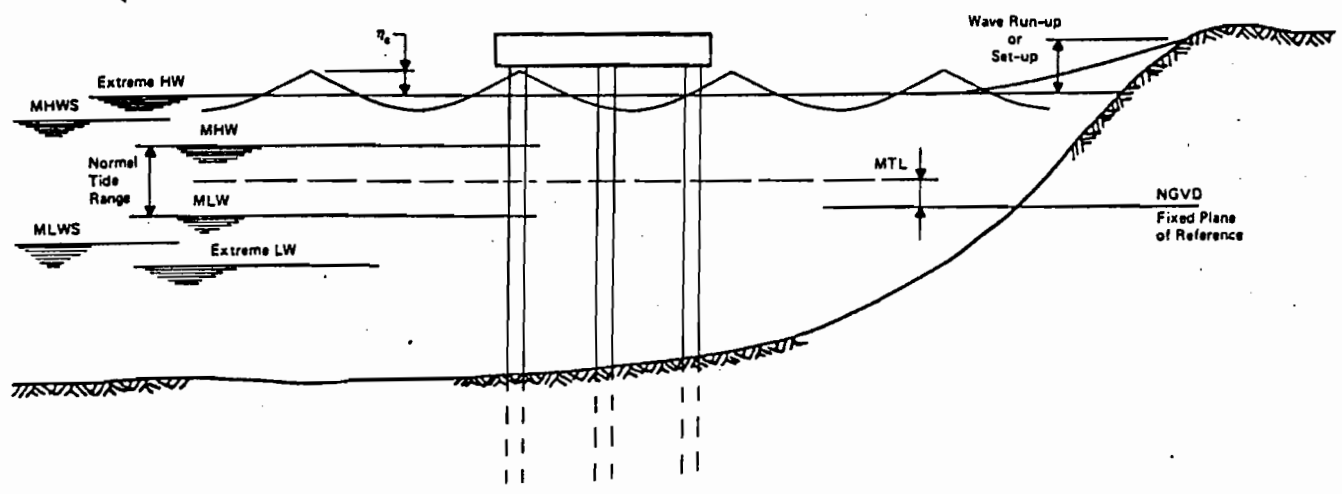
جزر بلندتر مد بلندتر

جزر کوتاهتر مد کوتاهتر

فاصلت بین MHW و MLW = ارتفاع میانگین جزر و مد

فاصلت بین MHWS و MLWS = محدوده میانگین جزر و مد شدید

MLW  $\equiv$  (National Geodetic Vertical Datum) NGVD تراز مبنا





## پدیده‌های همراه موج

عمق نسبی  $\frac{h}{L}$  و تیزی موج  $\frac{H}{L}$  و  $L_d = 1.56 T^2$

آب کم عمق  $\frac{h}{L} < 0.05$        $0.05 < \frac{h}{L} < 0.5$       آب عمیق  $\frac{h}{L} > 0.5$

### انرژی - انکسار - Refraction

جریان یا توان انرژی  $\equiv$  نرخ (Rate) انتقال یا فته انرژی  
 توان موج  $P =$  انرژی موج در واحد زمان که در جهت انتشار موج، منتقل می‌شود.

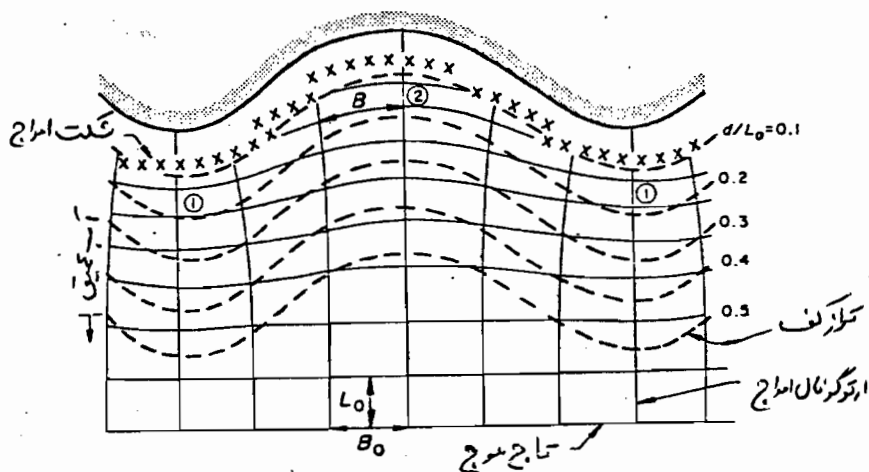
$$P = nE / T \quad n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right)$$

$T$  پریود موج -  $E$  انرژی موج

وقتی قطار موج به جلو انتشار می‌یابد، توان در یک نقطه مساری توان موج در نقطه دیگر است (فرض می‌کنیم در این فاصله انرژی در واحد زمان اضافه یا کم نشود).  
 در محاسبات مرتبه اول مهندسی در انتشار امواج، فرضی تقریباً درست است:

$$P = \left( \frac{nE}{T} \right)_1 = \left( \frac{nE}{T} \right)_2 \quad \# \text{ ثابت}$$

مقدار  $n$  در آب عمیق  $n_1 = 0.5$  و در آب کم عمق  $n_2 = 1.0$  پس!  
 با توجه به افزایش  $n$  از عمیق به کم عمق و ثابت بودن  $T$  از رابطه اخیر ملاحظه می‌شود  
 که مقدار انرژی در قطار موج کاهش می‌یابد. با توجه به شکل زیر:



وقتی امواج تحت زاویه و در یک حالت غیر منظم هیدروگرافن بطرف ساحل انتشار می یابد ، به دلیل پدیده انکسار ، بصورت سه بعدی تغییر می کنند ،

شرط می کنیم در طول خطوط ارتگرگرنال ، انرژی مستطک نمی شود ، نامده ارتگرگرنال ها B

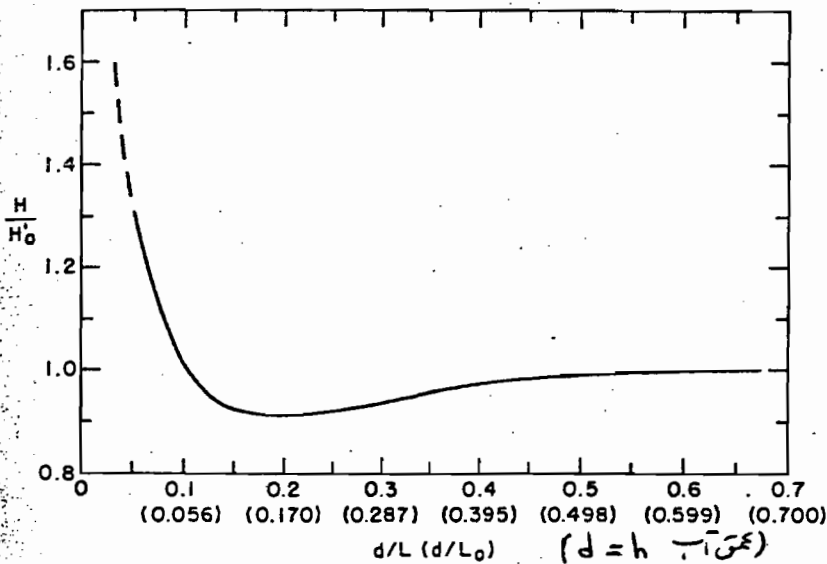
$$P = \left( \frac{BnE}{T} \right)_1 = \left( \frac{BnE}{T} \right)_2 \quad * \text{ ثابت}$$

$$E = \frac{\rho g H^2 L}{8} \rightarrow \frac{H_1}{H_2} = \sqrt{\frac{n_2 L_2}{n_1 L_1}} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}$$

ضرایب انکسار (صنعه ۷۹ پیوست)  $K_r$  : اثرات کم عمقی (خرش) (صنعه ۷۸ پیوست)  $K_s$

اثرات همگرای یا واگرایی خطوط ارتگرگرنال به دلیل انکسار

$$* \frac{H}{H_d} = \sqrt{\frac{L_d}{2nL}} \sqrt{\frac{B_d}{B}} \quad // \quad K_s = \frac{H}{H'_d} = \sqrt{\frac{L_d}{2nL}}$$



وقتی یک موج وارد آبهای با عمق متوسط می شود ، ارتفاع موج کاهش می یابد

زیرا مقدار n سریعتر از آنکه مقدار L کاهش می یابد ، افزایش پیدا می کند (\*)

نسبت  $H/H'_d$  در حالت  $h/L = 0.189$  ( $h/L_d = 0.157$ ) به حداقل مقدار

خود می رسد یعنی 0.913 ، در جلوتر از این نقطه به طرف ساحل ، ارتفاع موج

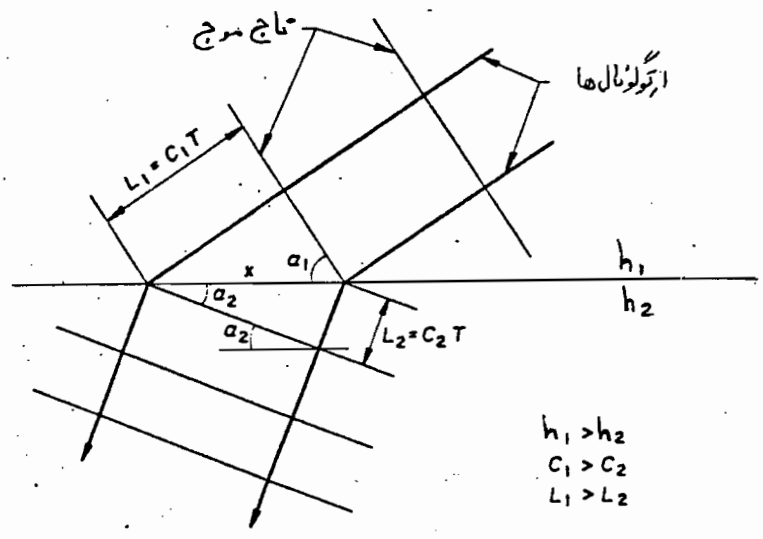
همواره افزایش یافته تا موج ناپایدار شود ،

توجه شود در جهت اخیر از اثرات سطحی و سبتر دریا در انتقال انرژی موج صبر نظر شده

است که البته کم اثر هستند (انعکاس امواج وقتی نسبت عمقی سبتر ، اثر باد در جهت مراقب

و مخالف ، اصطکاک سبتر ، تراوش سبتر ، حرکات سبتر) ، مثال : بعداً

امروزه تمام مسائل مربوط به انکسار به روش عددی و مدل های کامپیوتری صورت می پذیرد. در این امر کار با توجه به شکل زیر و قانون Snell می باشد (روش ارتگرنال)!



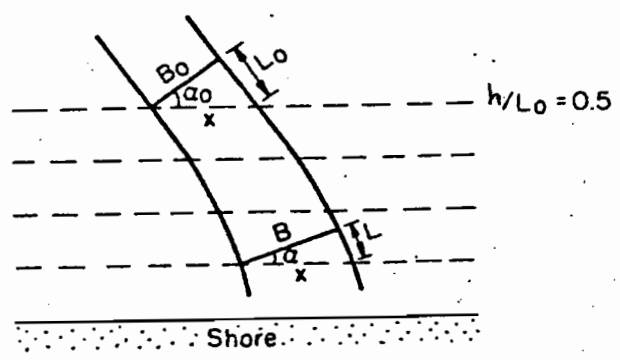
$h_1 > h_2$   
 $C_1 > C_2$   
 $L_1 > L_2$

برای یک فاصله  $x$  بین ارتگرنال ها و یک گام زمانی  $T$  داریم:

$$\sin \alpha_1 = C_1 T / x \quad , \quad \sin \alpha_2 = C_2 T / x \quad \Rightarrow$$

$$\sin \alpha_1 / \sin \alpha_2 = C_1 / C_2 = L_1 / L_2 \quad \text{قانون Snell!}$$

برای آنکه موج روی یک بستر با تغییرات تدریجی شیب  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  تبدیل به زوایای بزرگتر شود و خط تراز بستر در نقاط متوالی در طول ارتگرنال در زمان انتشار موج به جلو خواهند شد. هنگام انتشار امواج روی ترازهای کف مستقیم و موازی!



$$\sin \alpha_0 / L_0 = \sin \alpha / L = 1/x$$

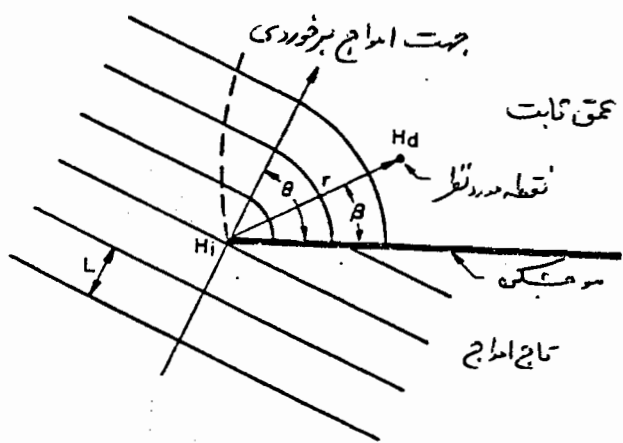
اگر  $B_0$  و  $B$  طوری انتخاب شوند که طول های ارتگرنال برابر  $L_0$  و  $L$  مطابق شکل شوند:

$$B_0 / \cos \alpha_0 = x = B / \cos \alpha \quad \text{یا} \quad K_r = \sqrt{B_0 / B} = \sqrt{\cos \alpha_0 / \cos \alpha}$$

$$\Rightarrow \alpha = \sin^{-1} \left( \frac{C}{C_0} \sin \alpha_0 \right) \quad \text{یعنی ارتفاع و جهت موج منکسر شده به سمت عمیق تر می آید}$$

## تفرق موج ( Diffraction )

وقتی یک قطار موج به یک مرسکله (مانع) برمی خورد، بخشی از امواج منعکس و مستمک شده و احتمالاً قسمتی از انرژی موج از میان یاروی مرسکله با توجه به هندسه مقطع و ترکیب مصالح آن عبور می کند، بخشی از موج عبوری از انتهای مرسکله همراه با انتقال جانبی انرژی موج در داخل حوضچه (جابه پناه) تشکیل امواج جدیدی خواهند داد، تاج های امواج متفرق شده در جابه پناه مرسکله، تشکیل قوس هایی دایره وار و تقریباً متحد المرکز را داده که ارتفاع آنها بصورت ثانویه نمای گاهنگ می یابند.



برای مشق / BS

$$K_d = \sqrt{\frac{I(r, \theta) \cdot L}{r}}$$

ارتفاع موج برخوردی اولیه  $H_i$  و ارتفاع موج در داخل حوضچه (ارتفاع تنزق شده)  $H_d$  باشد، ضریب تنزق  $K_d = H_d / H_i$  که بستگی به موقعیت نقطه در جابه پناه ( $\beta$  و  $r$ ) و جهت موج برخوردی ( $\theta$ ) دارد؛  $K_d = f(\theta, \beta, r/L)$ . حالت های مختلفی با توجه به بعد مرسکله (بینه بینمایت)، شکاف بینه دو مرسکله و غیره دارد، منحنی های پیوست درس و مثال (صفحات ۸۰ تا ۹۰ پیوست)

## انعکاس امواج ( Reflection )

امواج پس رنده - امواج ایستا و خواص آنها در درس مبانی هیدرولیک دریا ملاحظه شود. برخورد امواج برخوردی، انعکاس کامل یا ناقص و ترکیب امواج برخوردی و منعکس شده.

$$C_r = H_r / H_i \quad 0 < C_r < 1$$

مقدار ضریب ضامن به سبب دیوار یا مانع، زبری (تخلخل) و نفوذپذیری، ... می باشد. اگر ضریب انعکاس یک باشد (دیوار قائم صاف) پس از تداخل امواج برخوردی و انعکاسی در خواهیم یافت که ارتفاع موج جلوی دیوار دو برابر ارتفاع اولیه می شود.

(منحنی پیوست درس ر ضرایب اصلاح) صفحات ۹۱ و ۹۲ پیوست

0.7 - 1.0	دیوار قائم (بخش فوقانی بالاتر از سطح آب)
0.5 - 0.7	دیوار قائم (بخش فوقانی متوقف)
0.3 - 0.6	شیرازه‌های سطح
0.05 - 0.2	سواحل طبیعی

برای استفاده از منحنی ریز کمیتات مهندس ساحل ارتس آمریکا:

$$\xi = \frac{1.0}{\sigma \sqrt{H_{zi}/L_d}}$$

$\sigma$ : ضریب سبب ساحل یا سازه با این

دو ضریب اصلاح  $\sigma_1$  (بر حسب قطر مصالح خاکی) و

$\sigma_2$  (تعداد لایه حفاظتی) وجود دارد. ضریب  $\sigma_1$  در پیوست ضریب  $\sigma_2$  در صفحه ۷ همین بخش ضمیمه ۹۲

### شکست امواج (Breaking)

اگر یک موج در هر محلی، دارای ارتفاع کافی باشد، خواهد شکست. در آبهای عمیق برای یک موج با پرورد مشخص، سرعت ذرات تاج متناسب با ارتفاع موج می باشد. از تدریج امواج دامنه کوتاه، سرعت موج متعل از ارتفاع موج می باشد، بنابراین وقتی ارتفاع موج افزایش یابد، سرعت ذرات تاج احتمالاً مساری سرعت موج شده و موج خواهد شکست. در آبهای کم عمق، با کاهش عمق آب، سرعت ذرات تاج افزایش یافته و از سرعت موج کاسته می شود و ناپایداری و شکست موج حاصل می گردد.

رابطه Miche در هر محلی ←  $(\frac{H}{L})_{max} = \frac{1}{7} \tanh(\frac{2\pi h}{L})$

در این رابطه از سینب کف مرئینظر شده است ولی هم است.

بطور کلی رابطه ایتریک راهنمای خوب برای حد شکست ارتفاع موج در آبهای عمیق است و

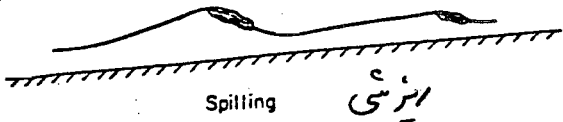
در آبهای کم عمق خیلی تقریبی خواهد بود، در آبهای عمیق رابطه بصورت  $(\frac{H_d}{L_d})_{max} = \frac{1}{7}$

کاهش می یابد، در آبهای کم عمق  $(\frac{H}{L})_{max} = \frac{1}{7} (\frac{2\pi h}{L})$  یا  $(H/h)_{max} = 0.9$

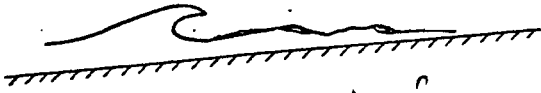
معمولاً از نظر شکلی، سه رده بندی اصلی برای شکست تمیز داده شده است.

با انجام آزمایشات محلی و آزمایشگاهی، منحنی های کاربردی برای  $H_b$ ،  $h_b$  و ...

تهیه شده است (مرکز کمیتات مهندسی سواحل ارتس آمریکا سال ۱۹۸۴).



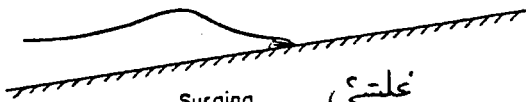
Spilling ایزشی



Plunging شیرجه‌ای



Collapsing فرو ریزشی



Surging غلغلی

\* منحنی برای سبب سبب مختلف (m)

و  $H_b / H'_b$  بر حسب  $H'_b / 19T^2$  (صفحه ۹۳ پیوست) و ۱۴۱

\* منحنی برای سبب سبب مختلف (m)

و  $d_b / H_b$  بر حسب  $H_b / 19T^2$  (صفحه ۹۴ پیوست) و ۱۴۱

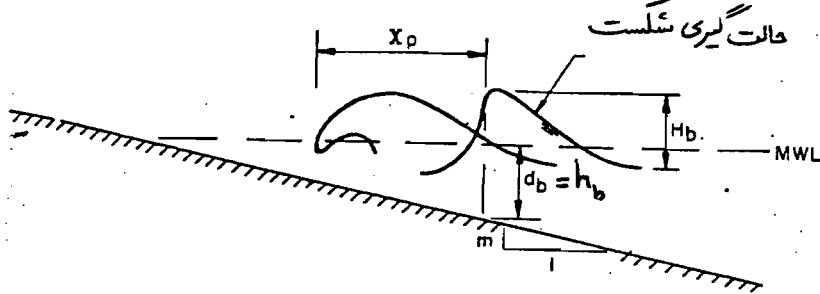
$d_b \leftarrow h_b$  عمق

در طراحی یک سازه برای شرایط مرجع شکست، در صورتی که عمق مجرای شکست در جلوی سازه قرار گرفته باشد، باید فاصله شیرجه شکست

$X_p$  مدنظر باشد. Kraus & Smith

(سال ۱۹۹۱)

(صفحه ۹۵ پیوست)



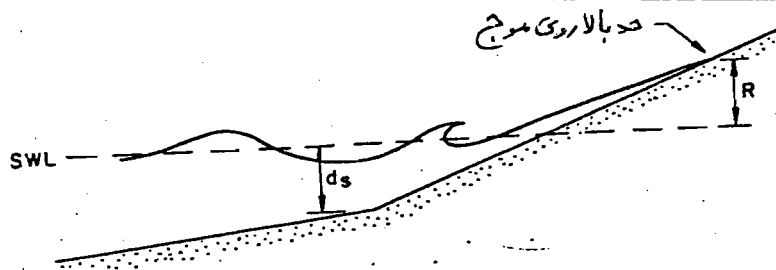
حالت گیری شکست

برای سبب های سطح  $X_p / H_b = 3.95 \left( \frac{\sqrt{H_d / L_d}}{m} \right)^{0.25}$

برای سبب های زیر  $X_p / H_b = 0.63 \left( \frac{\sqrt{H_d / L_d}}{m} \right) + 1.81$

برای طراحی سازه باید معمولاً از ابعادی استفاده نمود که در فاصله  $0.5X_p$  جلوی سازه می شکند.

### بالاروی موج روی سبب (Runup)



وقتی یک موج نزدیک ساحل می‌شکند، قسمتی از انرژی باقی‌مانده به آب می‌رود و بقیه آن به روی وجه ساحل یا سازه ساحلی می‌تابد. این امر در تعیین ارتفاع تاج لازم برای سازه‌های ساحلی می‌تواند و تعیین خط ممنوع ساحلی و به کار می‌رود.

مقدار بالاروی به ارتفاع و پریود موج در آب‌های عمیق، سینت سطح، میزان سازه، عمق جلوی سینت و زبری، نفوذ پذیری وجه سینت، ارتباط دارد.

$$\frac{R}{H_0} = f\left(\alpha, \frac{H_0}{gT^2}, \frac{d_s}{H_0}\right) \quad \cot \alpha = 1/m$$

CERC آمریکا منحنی‌هایی ارائه کرده است، برای سینت صاف، سطح، غیرقابل نفوذ و نسبت  $d_s/H_0$  به یک تا سه. (صفحه ۱۴۸ پیوست) جدولی برای اصلاح ضریب وجود دارد (اثر شرایط سطح سینت)، ضریب اصلاح ۲ ضریب مقدار بالاروی حاصل از معنی مرکز CERC، می‌تواند مقدار مورد نظر را به دست آورد.

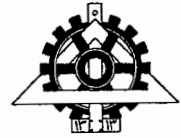
$r$	وضعیت سینت
۰.۹	دال‌های بتنی
۰.۸۵ - ۰.۹	چمنه
۰.۸	یک لایه ریپ‌ریج
۰.۷۵ - ۰.۸	سنگ‌های گردگرفته
۰.۵	دو لایه ریپ‌ریج
۰.۵	تتراپود و غیره

ضریب اصلاح برای انعکاس امواج ( $\alpha_2$ )

$d_g/H_i$	تعداد لایه‌های حفاظتی			
	1	2	3	4
$< 0.75$	1.0	0.93	0.88	0.78
0.75 تا 2.0	1.0	0.71	0.70	0.69
$> 2.0$	1.0	0.58	0.52	0.49







دانشکده فنی دانشگاه تهران

# طراحی سازه‌های دریایی

پیوست

تحلیل ریسک امواج دریا

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## آمار و احتمالات پدیده‌ها تصادفی

در طراحی پروژه‌های مهم تحت اثر نیروهای اتفاقی، داشتن آمار و اطلاعات جامع در رابطه با عوامل مؤثر، ضروری به نظر می‌رسد. این پروژه‌ها، همگی برای پدیده‌های خاص هیدرولوژیکی و هم‌طور زلزله که در آینده رخ می‌دهد و زمان دقیقی برای وقوع آنها قابل پیش‌بینی نیست، برنامه‌ریزی و طراحی می‌شوند.

طراح در مورد شرایط حاکم بر پروژه به درستی آگاهی ندارد و فقط در مورد عوامل مؤثر، اطلاعاتی را جمع‌آوری نموده و آنها را مبنای طرح قرار می‌دهد. لکن طراح با اطمینان نمی‌تواند ادعای اثبات تغییرات عوامل در آینده بر اساس روش مفروضات کنونی داشته باشد.

بطور کلی تمام معیارهای کمی هیدرولوژیکی و زلزله از قبیل حداکثر ارتفاع موج، میانگین سالانه سرعت باد، حداکثر بارش سالانه و حداکثر شتاب زلزله دارای مولفه تصادفی هستند. از این رو طراح باید به خوبی احتمال اینکه میزان یک عامل تصادفی که در آینده مسأله‌ساز و یا بزرگتر از یک مقدار خاص باشد را تعیین و برآورد نماید. این احتمالات در ارزیابی اقتصادی و اجتماعی پروژه‌های مورد نظر از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشند. البته در بیشتر حالات، مقابله و کنترل مطلق پدیده‌های تصادفی، امری ناممکن است، چنانچه برنامه‌ریزی برای کنترل مطلق یک پدیده با احتمال وقوع معین مستلزم هزینه زیادی است و بطور کلی نمی‌توان بجزایرترین وضعیت را بطور قطع تعیین، پیش‌بینی کرد و طراحی بر مبنای بدترین و امده ممکن تصادفی از نظر اقتصادی - توجیه پذیر خواهد بود.

هدف اصلی از برنامه‌ریزی و طرح سیستم‌های تحت اثر پدیده‌های اتفاقی، مقابله با تمامی عواقب نیست بلکه هدف، کاهش دفعات خطر و در نتیجه طراحی با پذیرش ریسک معقول خواهد بود. البته برای پروژه‌های بسیار مهم که اقدام آنها موجب تلفات انسانی می‌شود، بجزایرترین وضعیت یعنی حداکثر پدیده محتمل مبنای طرح قرار خواهد گرفت.

بطور کلی در طراحی پروژه‌های مهم که به گونه‌ای بر مبنای رویداد های تصادفی است، باید آمار مربوط به پدیده مورد نظر منطقه جمع‌آوری شود و سپس با بکارگیری روش‌های آماری، داده‌ها را خلاصه نموده، روش‌های آمار و احتمال و مقایسه طبیعی تصادفی را پیش‌بینی نمود.

تقریباً احتمالات با مطالعات آماری ارتباط دارد. بسیاری از طرح‌های مهندسی با مطالعات آماری شروع شده و بر اساس اطلاعات محدود تهیه می‌شود، بنابراین همیشه درجه اطمینان طرح مورد سوال خواهد بود. بطور کلی سیستم مورد نظر باید به گونه‌ای طراحی شود که عواقب ناشی از پدیده‌های تصادفی را بدون خطر تحمل نماید. در این خصوص مهندس طرح باید نظر گرفته‌شده عمر مفید طرح یا سازه مورد نظر، پدیده‌های مبنای طرح را بررسی کند. اما شایان ذکر است که همواره احتمال وقوع پدیده‌ای بزرگتر از مورد مبنای طرح وجود دارد که زمینه ایندهام سیستم را فراهم کند. اما احتمال وقوع چنین پدیده‌ای در طول سال‌های عمر مفید طرح مورد سوال است.

احتمال وقوع یک رویداد تصادفی مثلاً  $A$  به صورت یک کمیت نسبی بیان می‌شود که وقوع آن پس از یک سری طولانی تکرار با عبارت  $P(A)$  مشخص می‌شود. در حقیقت می‌توان گفت که فراوانی نسبی رویداد، همان احتمال وقوع آن است. اگر  $n$  تعداد دفعات وقوع رویداد  $A$  در  $N$  آزمایش باشد، نسبت  $\frac{n}{N}$  فراوانی نسبی یا احتمال وقوع آن خواهد بود:

$$P(A) = \frac{n}{N}$$

احتمال وقوع رویداد از صفر تا یک تغییر می‌کند. یک رویداد هتمی به رویداد گفته می‌شود که دارای احتمال وقوع یک (۱۰۰٪) باشد. اما یک رویداد ناممکن رویدادی است که در شرایطی احتمال وقوع آن صفر است.

رویدادهای هیدرولوژیکی نظیر امواج دریا یا سیل یا بارش و همچنین پدیده‌های نظیر باد و طوفان و زلزله بیشتر رویدادهای تصادفی بوده که در شرایط ثابت، وقوع یا عدم وقوع آنها ممکن است و احتمال وقوع آنها از صفر تا یک تغییر می‌کند.

\* برای اینکه تجزیه و تحلیل احتمال و یا به عبارت دیگر، تحلیل فراوانی منجر به جوابهای معبر و مطمئن شود، داده‌های مورد استناد باید دارای ویژگی خاص نظیر ارتباط داده‌ها با مریضه، کفایت داده‌ها و دقیق بودن داده‌ها، باشد.

دوره بازگشت  
Recurrence interval or return period

مفهوم دوره بازگشت یک پدیده تصادفی عبارت از حاصله زمانی متوسط بین وقوع آن پدیده با مقدار مشخص یا بیشتر از آن می‌باشد.

اغلب در تشریح و بیان پدیده‌های تصادفی طرح، به جای احتمال، از دوره بازگشت یعنی حالت معکوس احتمال استفاده می‌شود. اگر احتمال وقوع پدیده مورد نظر  $P$  و دوره بازگشت آن  $T_r$  باشد، داریم:

$$P = 100 \times \frac{1}{T_r}$$

توجه شود که احتمال وقوع  $P$  در یک سال می‌باشد.

برای مثال در مورد پدیده‌ای با مقدار مشخص که به نظر می‌رسد در بیست سال، یکبار از آن مقدار مشخص تجاوز نماید، داریم احتمال وقوع برابر  $\frac{1}{20}$  یا  $0.05$  می‌باشد. به بیان دیگر مقدار حد اکثر سالانه این پدیده که بطور متوسط یک بار در بیست سال از آن تجاوز شود، داریم احتمال معادل  $5$  درصد می‌باشد.

بطور مشابه، پدیده‌ای با دوره بازگشت  $50$  سال، احتمال وقوع آن  $2$  درصد در هر سال می‌باشد.

بطور کلی احتمال اینکه پدیده‌ای با احتمال متوسط  $P$  (محاسبه شده از آمارهای موجود) در یک دوره  $N$  سال،  $K$  بار اتفاق بیفتد از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R_k = \frac{N!}{K!(N-K)!} (1-P)^{N-K} \cdot P^K$$

چنانچه در فرمول بالا  $K=0$  قرار داده شود، احتمال اینکه در طول  $N$  سال، هیچگاه پدیده‌های بوقوع پیوسته از پدیده مورد نظر با احتمال متوسط  $P$  تجاوز نکنند، محاسبه می‌شود. در حقیقت احتمال اینکه در طول  $N$  سال، پدیده‌های بوقوع پیوسته، یک بار یا بیشتر از مقدار پدیده مورد نظر، تجاوز کند از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R = 1 - (1-P)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

در حالت کاربردی،  $N$  عمر مفید پروژه (بر حسب سال) در نظر گرفته می‌شود.

در جدول نمونه زیر به ازای عمر مفید و دوره‌های برگشت مختلف، احتمال وقوع یک پدیده تصادفی که به عبارتی ریسک قابل قبول در تخریب پروژه است، ارائه شده است.

Encounter probability vs. design life and return period.

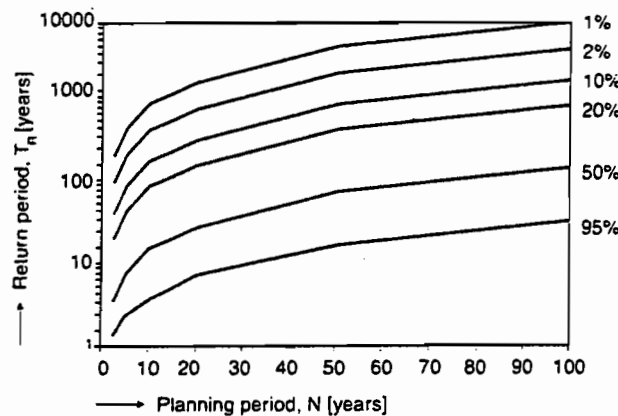
Design Life (years)	Return Period (years)						
	5	10	25	50	100	200	500
1	.200	.100	.040	.020	.010	.005	.002
5	.672	.410	.185	.096	.049	.025	.010
10	.893	.651	.335	.183	.096	.049	.020
25	.996	.928	.640	.397	.222	.118	.049
50	.999+	.955	.870	.636	.395	.222	.095

در جدول زیر دوره بازگشت طرح به عنوان تابعی از عمر مفید پروژه و خطر تخریب (احتمال وقوع) ارائه شده است:

دوره بازگشت طرح به عنوان تابعی از عمر مفید پروژه و خطر تخریب

عمر مفید پروژه به سال (N)					
۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۱	ریسک قابل قبول
۹۱۰۰	۵۲۶۰	۲۴۴۰	۹۱۰	۱۰۰	۰/۰۱
۹۴۰	۴۶۰	۲۳۸	۹۵	۱۰	۰/۱۰
۳۴۵	۱۷۵	۸۷	۳۵	۴	۰/۲۵
۱۴۵	۷۲	۳۷	۱۵	۲	۰/۵۰
۷۲	۳۷	۱۸	۸	۱/۳۰	۰/۷۵
۲۲	۱۱	۶	۲/۷	۱/۰۱	۰/۹۹

در شکل زیر بطور شماتیک رابطه بین دوره بازگشت، عمر طرح و احتمال وقوع ارائه شده است:



Encounter probability

مثال - اگر طراحی، ریسکی معادل ۱۰ درصد برای وقوع یک پدیده تصادفی را در طراحی یک سازه با عمر مفید ۵۰ سال در نظر بگیرد، دوره بازگشت پدیده فوق را باید چند سال در نظر بگیرد؟

از رابطه  $R = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^N$  اگر  $R = 10\% = 0.1$  و  $N = 50$

خواهیم داشت:  $T_r = 460$  سال

از جدول بالا یا منحنی بالا نیز دوره بازگشت پدیده برابر ۴۶۰ سال است.

همچنین می توان احتمال عدم وقوع یک پدیده را نیز محاسبه نمود، برای مثال امکان اینکه هر ۵۰ سال یک بار پدیده مورد نظر همانند پدیده ۱۰۰ ساله اتفاق بیافتد برابر است با:

$R = 1 - (1 - \frac{1}{100})^{50} = 0.4 \rightarrow 40\%$

## توزیع تجمعی امواج

اگر ارتفاع ثبت شده امواج منفرد آبهای عمیق را به ترتیب نزولی، مرتب کنیم، فراوانی مشاهده امواج مرتفع تر از هر مقدار مشخصی انتخابی را می توان با تقریب کمی از توزیع تجمعی رایله (Rayleigh distribution) بدست آورد.

از این مساله می توان در تخمین ارتفاع متوسط یک سوم مرتفع ترین امواج ( $H_s$  یا  $H_{1/3}$ ) ارتفاع موج غالب یا ارتفاع موج طراحی) با در اختیار داشتن مقادیر ثبت شده تعداد کمی از پر ارتفاع ترین امواج یا برای تخمین ارتفاع امواج با هر فراوانی با در اختیار داشتن ارتفاع موج شاخص استفاده کرد.

بر اساس تابع توزیع رایله، احتمال اینکه ارتفاع موج  $H$  بیشتر از ارتفاع در نظر گرفته شده ( $\hat{H}$ ) باشد بصورت رابطه زیر خواهد بود:

$$P(H > \hat{H}) = e^{-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2}$$

در رابطه اخیر،  $H_{rms}$  پارامتر توزیع بوده که برابر جذر میانگین مربعات ارتفاع امواج می باشد. در ضمن مفهوم  $P(H > \hat{H})$  یعنی تعداد  $n$  موج بزرگتر از  $\hat{H}$  تقسیم بر تعداد کل امواج در نظر گرفته شده  $N$  است. بنابراین  $P$  برابر  $\frac{n}{N}$  خواهد بود.

سه عامل اصلی در تولید موج در اثر پدیده باد عبارتند از: طول حوزه نوسان باد (طول بادگیر)، مدت تداوم وزش باد و نهایتاً سرعت باد.

برای یک سرعت باد معین، حداکثر ارتفاع موج حاصل بوسیله طول بادگیر یا مدت تداوم وزش باد، محدود می شود. اگر طول بادگیر و مدت تداوم به اندازه کافی باشند، به ازای یک سرعت باد معین، شرایط کم و بیش پایداری تحت عنوان "موج کاملاً نمویافته" FDS (Fully developed sea) بوجود می آید که در این حالت متوسط ارتفاع امواج تقریباً افزایش نمی یابد و ثابت است.

به خوبی ثابت شده است که در حالت موج کاملاً نمویافته (FDS)، در آبهای عمیق، توزیع احتمالی ارتفاع امواج از تانژن توزیع رایله تبعیت می نماید.

$H_s$  (ارتفاع موج شاخص) طبق تعریف Munk برابر میانگین  $\frac{1}{3}$  ارتفاع امواج مرتفع در حالت FDS می باشد.

بطور کلی می توان به دو طریق ، امواج دریا را در نظر گرفت :

\* قطار موج منفرد Single Wave Train

در این حالت سطح دریا بصورت موج منفرد سینوسی بیان می شود و فرض می گردد که همه امواج دارای ارتفاع یکسان هستند .

\* گروه امواج Wave Groups

در حالت واقعی ، سطح دریا ترکیبی از قطارهای موج است که کمی در فرکانس (پریود) باهم اختلاف دارند ، در این حالت چنانچه آمار مشخصات امواج در دسترس باشد ، می توان بصورت آمار و احتمالاتی پدیده را بیان نمود .

یک طراح سازه های دریایی معمولاً علاقمند است ، حداکثر حالتی مشخصه امواج را داشته و بر اساس آن طراحی نماید ، مثلاً  $H_{max}$  که البته طبیعی است ، این حالت نمی تواند در پدیده ها تصادفی ، اقتصادی باشد .

بطور تاریخی و در حقیقت تجربی ، مشخصه های ارتفاعی امواج بصورت متوسط ، کسری از مقادیر حداکثر در آمار موجود ، بیان می گردد که همانطوریکه قبلاً اشاره رفت  $H_{1/3}$  یا  $H_s$  (the significant wave height) ، بیش از مقادیر دیگر بکار می رود ، یعنی اگر  $N$  موج باشد (آمار  $N$  موج) ، متوسط  $\frac{N}{3}$  مقادیر بالاتری برابر  $H_s$  است .

یکی از شاخص های ارتفاع موج در آمار ، مقدار  $H_{rms}$  (root-mean-square wave height) می باشد که بصورت زیر محاسبه می گردد :

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2}$$

البته در برخی طراحی ها ، استفاده از متوسط کسری از مقادیر حداکثر بجز  $\frac{1}{3}$  نیز مرسوم است ، مثلاً  $H_{1/10}$  که بدیهی است از  $H_{1/3}$  بزرگتر است .

معمولاً رابطه کلی بیان  $H_p$  که  $p$  هائیکه مقادیر کسری یعنی  $\frac{1}{3}$  یا  $\frac{1}{10}$  یا ... است ، بر اساس متوسط گیری پوش در گروه امواج بصورت زیر بیان می شود :

$$H_p = \frac{2\sqrt{2} H_{rms}}{p \pi} \sin \frac{p \pi}{2}$$

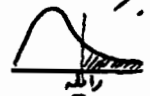
$$H_{max} = \sqrt{2} H_{rms} = 1.414 H_{rms}$$

$$H_{1/10} = \frac{2\sqrt{2} H_{rms}}{\frac{1}{10} \pi} \sin \frac{\frac{1}{10} \pi}{2} = \frac{20\sqrt{2}}{\pi} H_{rms} \sin \frac{\pi}{20} = 1.408 H_{rms}$$

$$H_5 = H_{1/3} = \frac{6\sqrt{2}}{\pi} H_{rms} \sin \frac{\pi}{6} = 1.350 H_{rms}$$

$$H_1 = \frac{2\sqrt{2}}{\pi} H_{rms} = 0.90 H_{rms}$$

$H_1$  ها  $H_{100}$  یا متوسط کل آمار امواج است. توزیع تجمعی پراسوره بشبه توزیع نرمال است و برای منظور ما در مورد امواج طرح مناسب می باشد، همانطوریکه قبلاً بیان گردید، برای توزیع تجمعی امواج (ارتفاع امواج) جهت مقادیر نزدیک به حد اکثر (مثلاً  $H_{1/3}$ )، می توان از توزیع راینه که یک توزیع براساس مقادیر حدی یک آمار (Extreme value) می باشد، استفاده نمود.



\* براساس توزیع راینه، روابط زیر برای حالت های مختلف ارتفاعی امواج برقرار است:

$$H_{1/10} = 1.80 H_{rms}$$

$$H_{rms} = 0.707 H_5$$

$$H_{1/3} = 1.416 H_{rms}$$

$$H_{max} = 1.87 H_5$$

$$H_1 = 0.886 H_{rms}$$

$$H_1 = 0.64 H_5$$

$$H_{1/10} = 1.28 H_5$$

$$H_{1/100} = 1.67 H_5$$

$$P(H > \hat{H}) = \frac{n}{N} = e^{-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2}$$

اگر رابطه راینه را باز نویسی کنیم:

و از طرف راینه رابطه، گوییم طبیعی بگیریم:

$$L_n(n) = L_n(N) - \frac{\hat{H}^2}{H_{rms}^2}$$

ضابطه فرض کنیم:

$$Y(n) = L_n(n), \quad a = L_n(N), \quad b = -\frac{1}{H_{rms}^2}, \quad X(n) = \hat{H}^2(n)$$

$$Y(n) = a + bX(n)$$

رابطه راینه بصورت روبرو در می آید:

ثابت های  $a$  و  $b$  را می توان به روش ترسیمی یا از طریق برازش خطی با روش حداقل مربعات خطا از مقادیر (آمار) اندازه گیری شده امواج در ناحیه مورد نظر، بدست آورد.



وقتی  $a$  و  $b$  معلوم باشند، می توان برای خواسته های متفاوت از احتمال (ضرایب) موجی با ارتفاع مورد نظر، از رابطه استفاده نمود. منحنی مربوط در صفحه ۶۳ درس ارائه شده است.

امروزه در کارهای طراحی سازه های دریایی، پارامترهایی نظیر عمر مفید و دوره برگشت پدیده های تصادفی منظور می شود. بنابراین رابطه رسک که قبلاً ملاحظه شده بود، مجدداً باز نویسی می شود:

$$P = \text{رسک} \quad R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N \quad \text{رسک} \quad P \quad \text{عمر مفید} \quad N$$

یا احتمال وقوع است.

چون مورد و متغیر مطرح، امواج دریا است، پس از توزیع رانله استفاده می کنیم:

$$P(H > \hat{H}) = e^{-\left(\hat{H}/H_{rms}\right)^2}$$

$$\ln P = -\hat{H}^2 / H_{rms}^2 \Rightarrow \hat{H} = -\ln P \times H_{rms}^2 \Rightarrow$$

$$\hat{H} = H_{rms} \sqrt{-\ln P} = H_{rms} \sqrt{\ln \frac{1}{P}}$$

در نتیجه اگر منظور برآورد ارتفاع موج با دوره های برگشت مختلف باشد، به ازای عمر مفید مورد نظر ( $N$ ) از رابطه رسک،  $P$  احتمالی را تعیین و از رابطه اخیر  $\hat{H}$  رابطه می آوریم. قبلاً باید  $H_{rms}$  از آمار یا رابطه آن با  $H_s$  مشخص باشد.

مثال - اگر در طراحی یک سازه دریایی با عمر مفید  $N=50$  سال، مقدار  $H_s$  (از هر روز) ممکن استلاً اندازه گیری یا روابط مولد باد) برابر  $5.6 \text{ m}$  باشد، مقدار ارتفاع موج طرح برای دوره های برگشت  $50$ ،  $100$ ،  $200$  و  $500$  سال به دست آورید.

$$H_{rms} = 0.707 H_s = 0.707 \times 5.6 = 3.96 \text{ m}$$

$$T_r = 50 \rightarrow P = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^{50} \approx 0.64$$

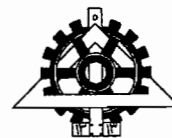
$$\hat{H} = 3.96 \sqrt{\ln \frac{1}{0.64}} = 2.67 \text{ m}$$

$$T_r = 100 \rightarrow P = 0.395 \rightarrow \hat{H} = 3.82 \text{ m}$$

$$T_r = 200 \rightarrow P = 0.22 \rightarrow \hat{H} = 4.87 \text{ m}$$

$$T_r = 500 \rightarrow P = 0.095 \rightarrow \hat{H} = 6.08 \text{ m}$$





دانشکده فنی دانشگاه تهران

# کارهای دریایی

پیوست

نمودارها و جداول

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## مشکلات موجود در صنعت سازه‌های دریایی

---

- ۱- عدم توجه کافی از جانب مسئولین ذیربط در گذشته
- ۲- خلاء وجودی متخصص و کارشناس واقعی در کشور
- ۳- نبود رشته تخصصی در میان گرایش‌های دانشگاهی
- ۴- کمبود محسوس مراجع و منابع علمی تخصصی و آزمایشگاه
- ۵- تعداد مراکز تصمیم‌گیری و متولیان امر و مشکل بودجه
- ۶- بی‌توجهی مراکز تحقیقاتی مستقل موجود در کشور
- ۷- عدم صلاحیت اکثر شرکتهای مشاور فعلی جهت طراحی
- ۸- ضعف تجهیزات و امکانات اجرایی شرکت‌های پیمانکار
- ۹- نداشتن یک آئین‌نامه معتبر فراگیر داخلی جهت طراحی و اجرا
- ۱۰- استاندارد نبودن مصالح و اقلام مورد نیاز برای ساخت

## انواع سازه‌های دریایی

- ۱- موجشکن ( سنگریزه‌ای شیبدار - صندوقه‌ای - مرکب - شناور - دیواری .... )
- ۲- اسکله ( شمع و عرشه - سپری - صندوقه‌ای .... )
- ۳- دیوارهای ساحلی ( قائم - شیبدار - بتنی - سنگی - خاکی - مختلط .... )
- ۴- ستونهای مهاربند ( فلزی - بتنی - تک پایه - چند پایه .... )
- ۵- سکوه‌های دریایی ( ثابت - شناور - چند پایه - کابلی معلق - بتنی - فلزی .... )
- ۶- حوضچه‌های تعمیر و ساخت ( کنار ساحل - شناور - سرسره دار - آسانسوری .... )
- ۷- پل‌های دریایی ( بتنی - فلزی - معلق - پایه‌ای .... )
- ۸- لوله‌های دریایی ( برای آب ، سوخت مایع ، گاز و .... )
- ۹- شناورها ( انواع کشتی روی آب - زیر دریایی )
- ۱۰- جزایر و شبه جزایر مصنوعی ( بتنی فولادی - خاکی )

## بارگذاری سازه‌های دریایی (عوامل مرتبط)

---

- ۱- نیروی ناشی از امواج دریا
- ۲- فشار باد و طوفان و گردباد
- ۳- نیروی ناشی از جزر و مد
- ۴- بارگذاری حاصل از جریانهای دریایی
- ۵- نیروی موجود در مهار کشتی‌ها
- ۶- ضربه شناورها
- ۷- نیروی حاصل از زلزله
- ۸- رانش خاک پشت سازه‌ها
- ۹- بار مرده و سربارها
- ۱۰- ضربات یخ
- ۱۱- امواج بسیار بلند (تسونامی)
- ۱۲- چسبنده‌های گیاهی و جانوری
- ۱۳- پدیده خوردگی
- ۱۴- رژیم‌های رسوب و فرسایش
- ۱۵- نیروی هیدرواستاتیک

## \* روند طبیعی تدوین یک آئین نامه معتبر

- ۱- احساس ملی در نیاز به آئین نامه
- ۲- وجود صاحب نظر و کارشناس به تعداد کافی
- ۳- تشکیل یک گروه کاری متخصص
- ۴- برنامه ریزی مناسب کاری و زمانی
- ۵- مرحله شناسایی و توجیهی اولیه
- ۶- انجام تحقیقات وسیع نظری و آزمایشگاهی
- ۷- تشکیل کنفرانس های متعدد و ارائه نتایج و بحث و بررسی آنها
- ۸- تطبیق نتایج حاصل با شرایط خاص کشور از نظر اجرای آن
- ۹- بررسی اقتصادی مسأله و تعدیل های ضروری
- ۱۰- تدوین نهایی متن آئین نامه (روابط و تفاسیر)

### نتیجه :

- الف - به دلایل متعدد تحقق روند طبیعی برای تدوین آئین نامه طراحی سازه های دریایی وجود ندارد
- ب - مشکل ایجاد شده در تدوین نهایی فصل یازده آئین نامه (اجرای سازه های دریایی)
- ج - استفاده کورکورانه از آئین نامه های مختلف در غیاب یک آئین نامه رسمی
- د - لزوم ارائه یک روش نسبتاً مناسب جهت تدوین هر چه سریعتر آئین نامه
- ه - بررسی آئین نامه های معتبر موجود سایر کشورها و استنتاج آنها (روش های کلاسیک)
- و - تزریق آخرین یافته ها به مطالب آئین نامه (بسیار دشوار و تقریباً غیر ممکن)
- ز - انجام بررسی های تحقیقاتی پیشرفته و انتشار آنها در قالب مجموعه مطالب پژوهشی (مکمل آئین نامه)

## فهرست مراجع و مأخذ مورد استفاده

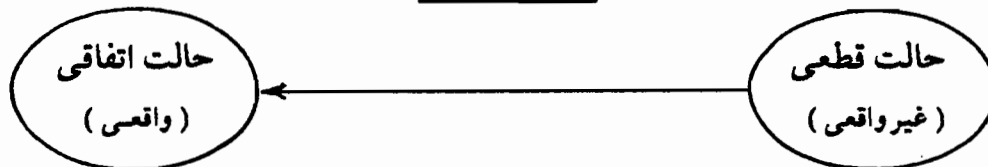
---

- 1 - Design and constructin of Mounds for Breakwaters and coastal protection ,  
PER BRUUN , ELSEVIER , 1985
- 2 - Le dimensionnement des digues a talus , J. Feuillet , EYROLLES , 1987
- 3 - Handbook of coastal and Ocean Engineering , Volume 1 , 2 , 3 , John  
B. Herbich , GULF , 1990
- 4 - Port Engineering , Volume 1 , 2 , Per Bruun , Gulf , 1989
- 5 - A Monograph on Rubble Mound Breakwaters , O. Juul Jensen ,  
D.H.I. 1983
- 6 - Nearshore Dynamics and Coastal processes , Kiyoshi Horikawa , University  
of TOKYO PRESS , 1988
- 7 - Coastal Engineering , Kiyoshi Horikawa , U.T.P. 1978
- 8 - Random Seas and Design of Maritime Structures , Yoshimi Goda , U.T.P. ,  
1985
- 9 - Planning and Design of Ports and Marine Terminals , Hans Agerschou ,  
John Wiley and Sons , 1985

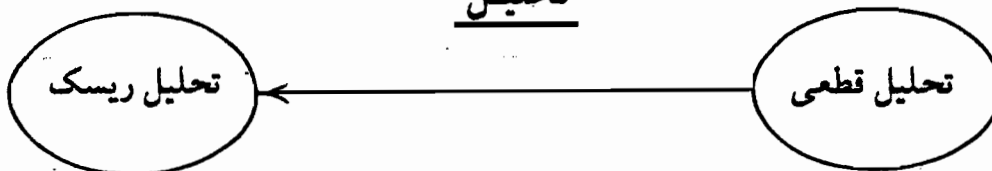


## تحولات اخیر در طراحی و اجرای سازه‌های دریایی

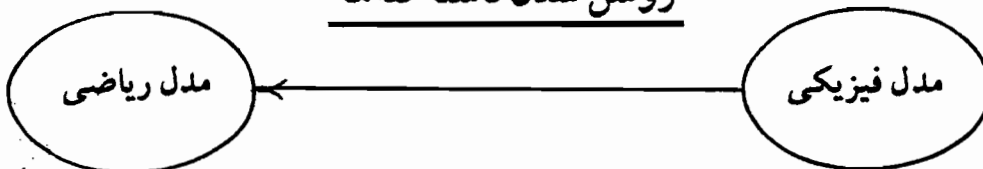
### بارگذاری



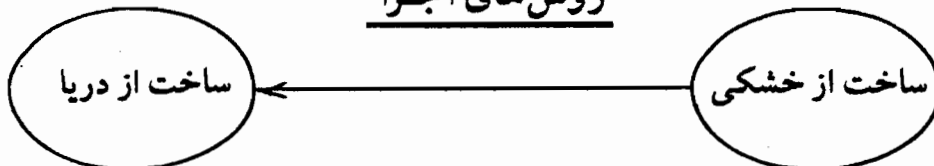
### تحلیل



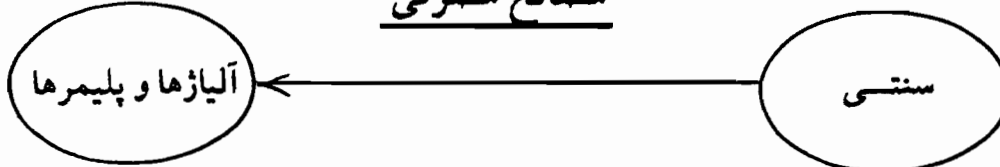
### روشن شدن ناشناخته‌ها



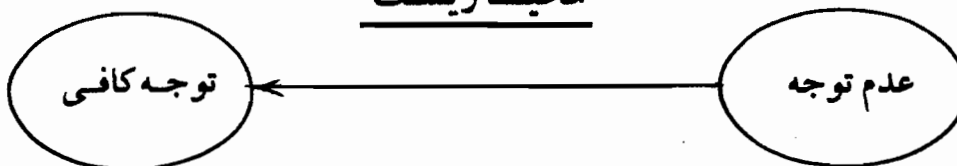
### روش‌های اجرا



### مصالح مصرفی

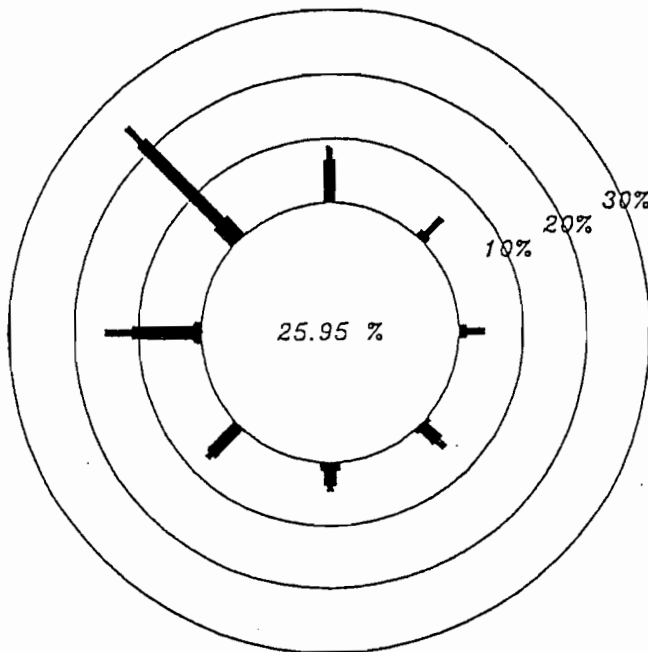


### محیط زیست



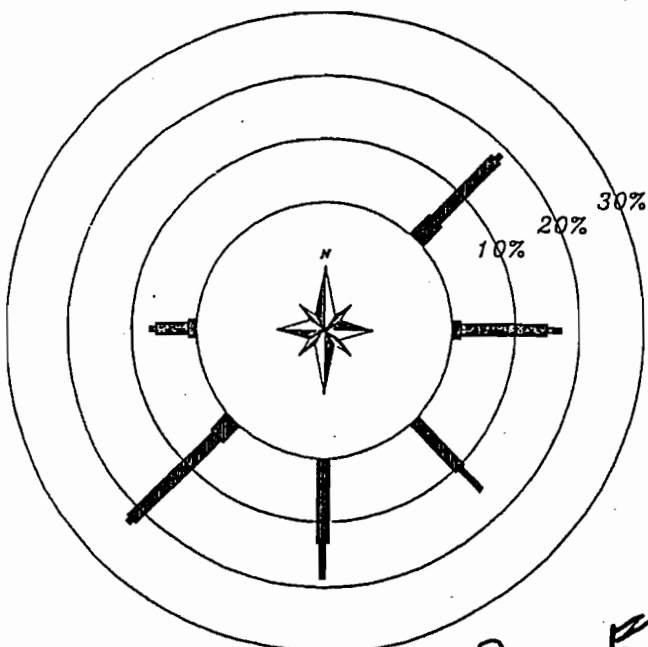


# BUSHEHR



مطباً

0-3 3-6 6-9 9-12 >12 (m/s)



گل موج

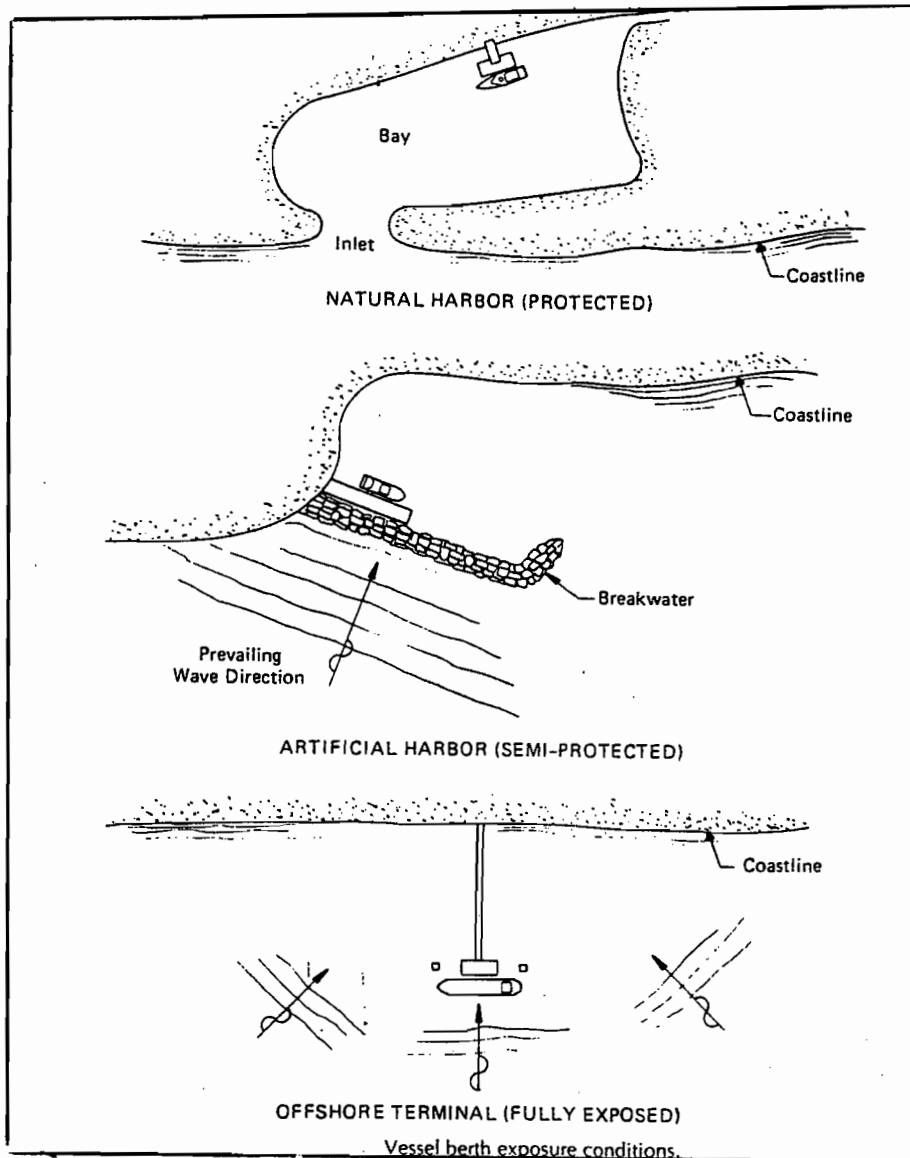
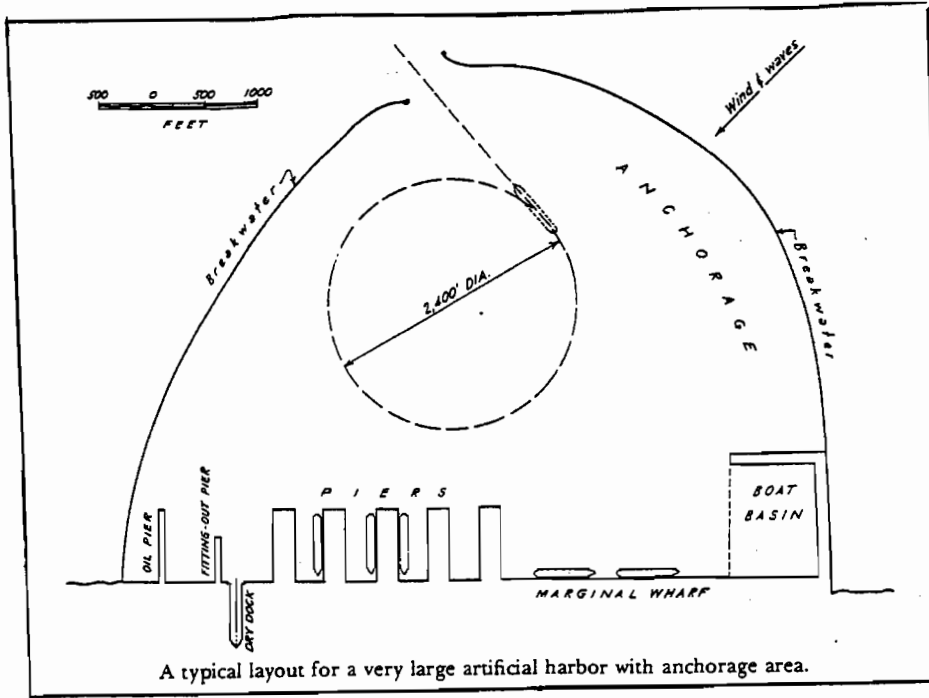
STATION :

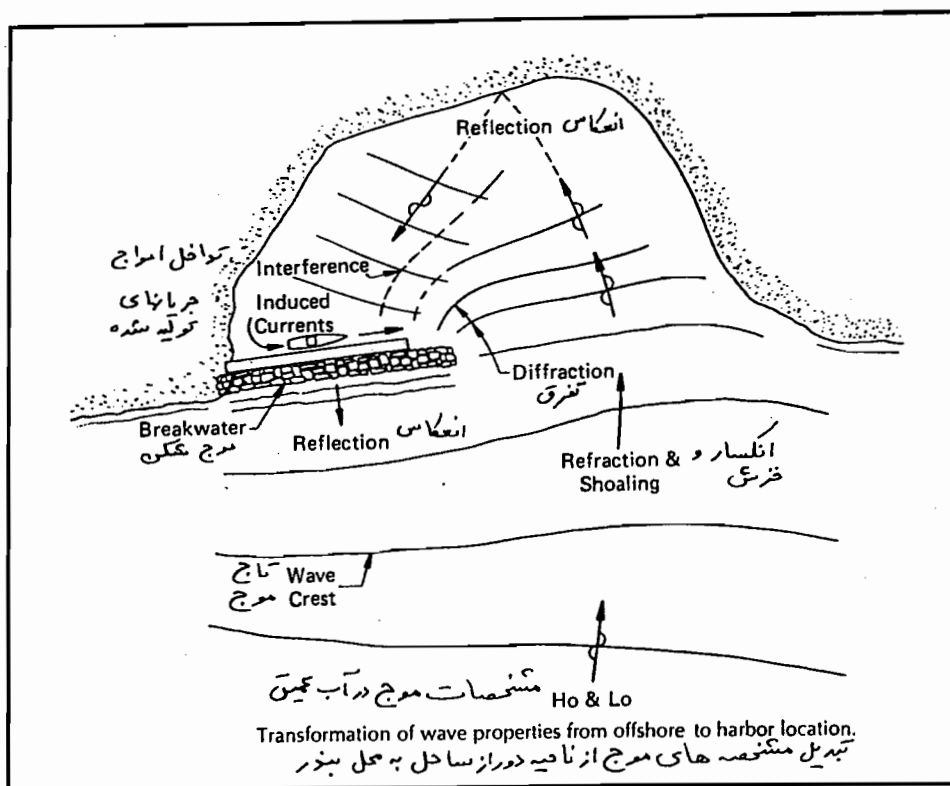
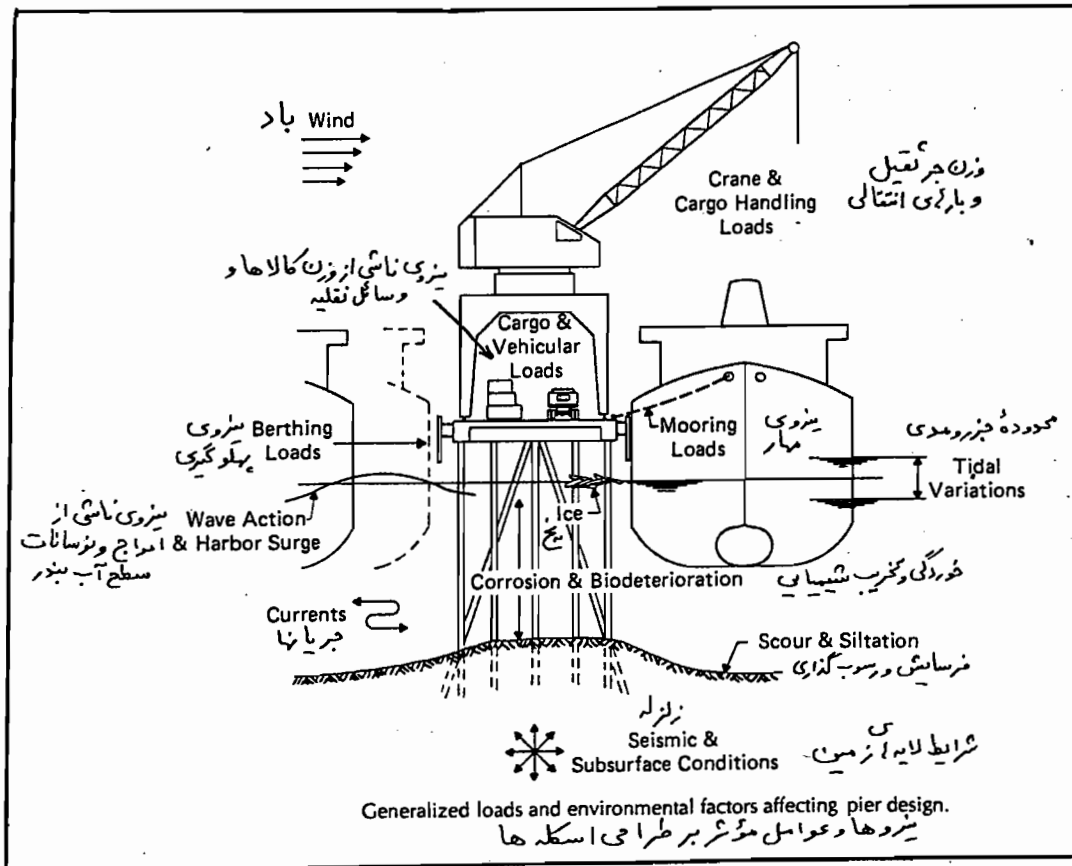
Yearly

0.15 0.5 1.0 2.0 3.0 >3 m

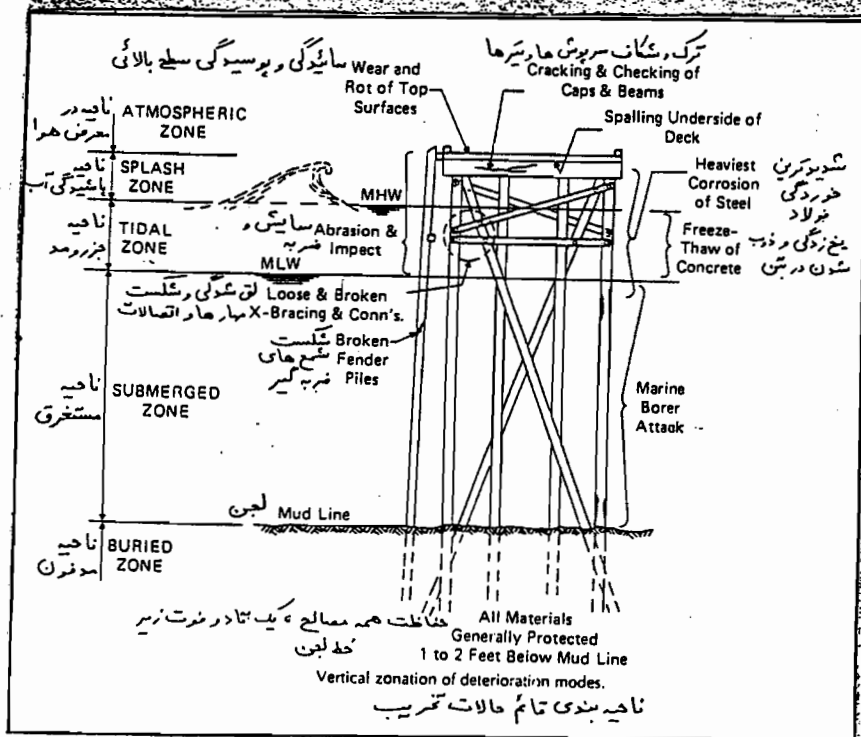
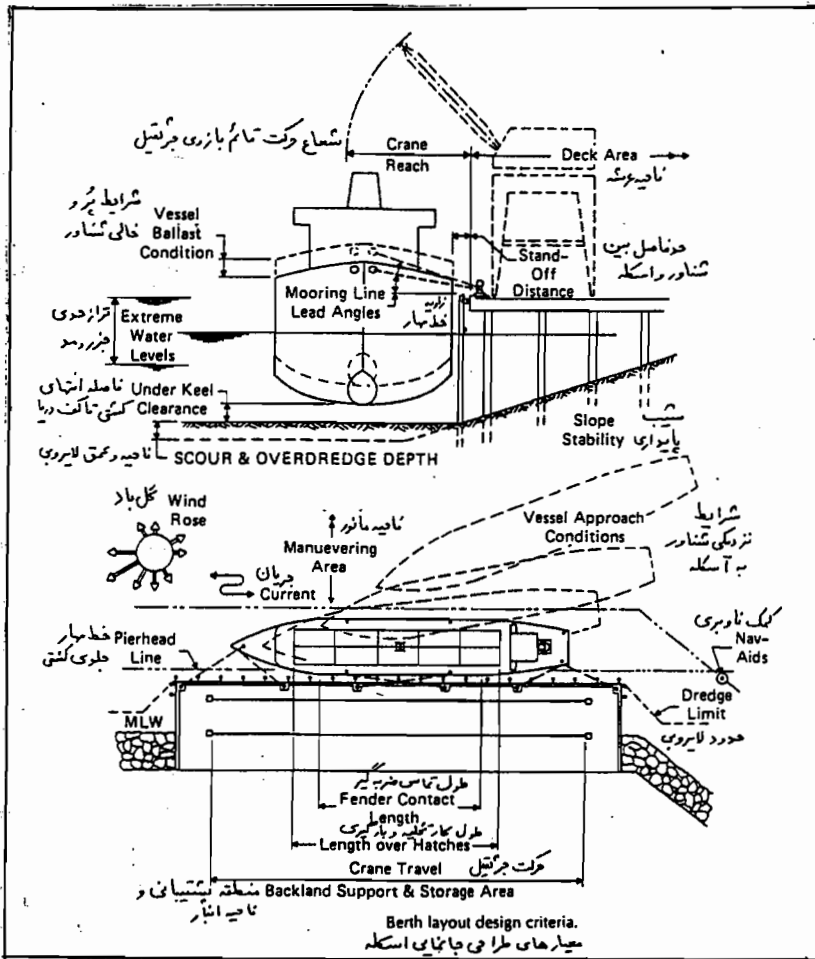
ارتفاع موج



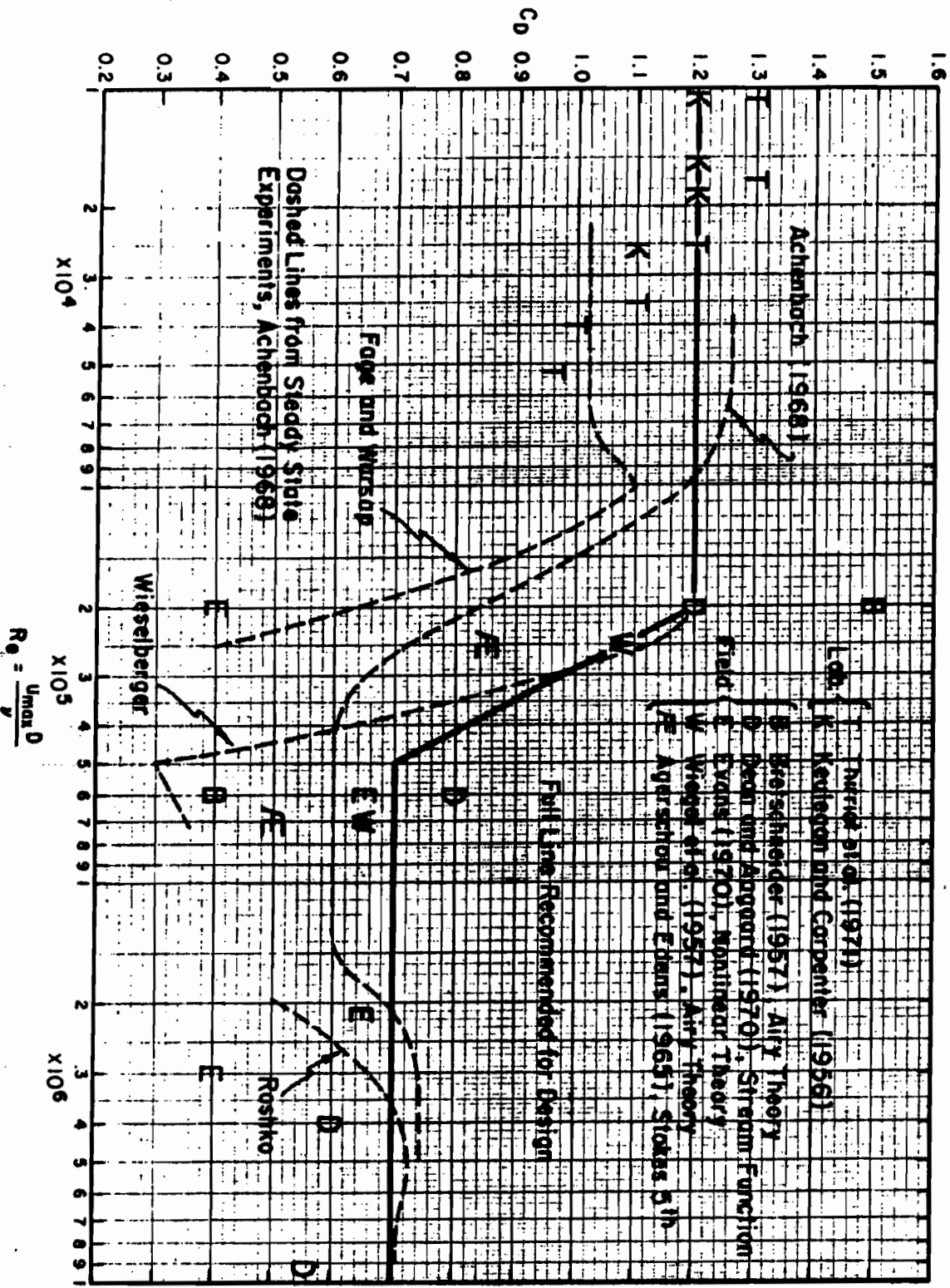




درس از دکتر خسرو برگی



ضمیمہ ۳ درس کارما دریا ئی ( مباحی هیدرولیک دریا ئی ) - دانشکده تئنی دانشگاه تبرا - مسرور برگی



تغییرات ضریب دراگ ( رانش )  $C_D$  بر حسب عدد رینولدز  $Re$  بر اساس تجربیات آزمایشگاهی و محلی افراد مختلف



Surface of 3-Foot-Diameter Cylinder	Average Drag Coefficient $R_e = 1 \times 10^6$ to $6 \times 10^6$
Smooth (polished)	0.59
Bitumastic,* glass fiber, and felt wrap	0.61
Bitumastic, glass fiber, and felt wrap (damaged)	0.66
Number 16 grit sandpaper (approximately equivalent to a vinyl-mastic coating on a 1- to 2-foot-diameter cylinder)	0.76
Bitumastic, glass fiber, and burlap wrap (approximately equivalent to bitumastic, glass fiber, and felt wrap on a 1- to 2-foot-diameter cylinder)	0.78
Bitumastic and oyster shell coating (approximately equivalent to light fouling on a 1- to 2-foot-diameter cylinder)	0.88
Bitumastic and oyster shell with concrete fragments coating (approximately equivalent to medium barnacle fouling on a 1- to 2-foot-diameter cylinder)	1.02

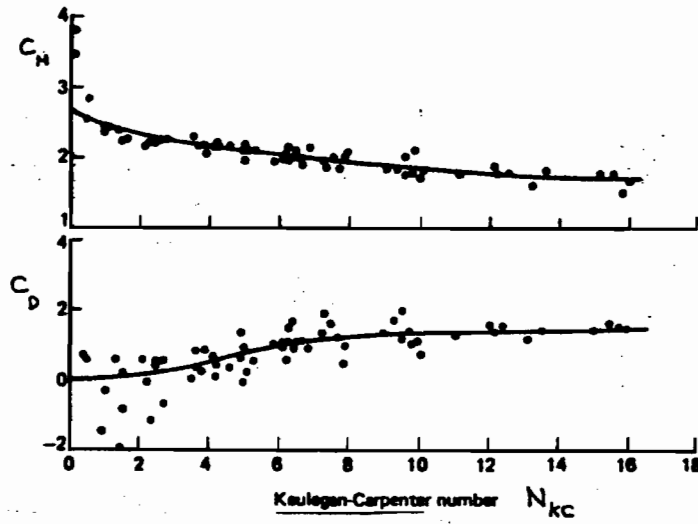
Blumberg and Rigg,

\*Bitumastic is a composition of asphalt and filler (as asbestos shorts) used chiefly as a protective coating on structural metals exposed to weathering or corrosion. (Webster's Third)

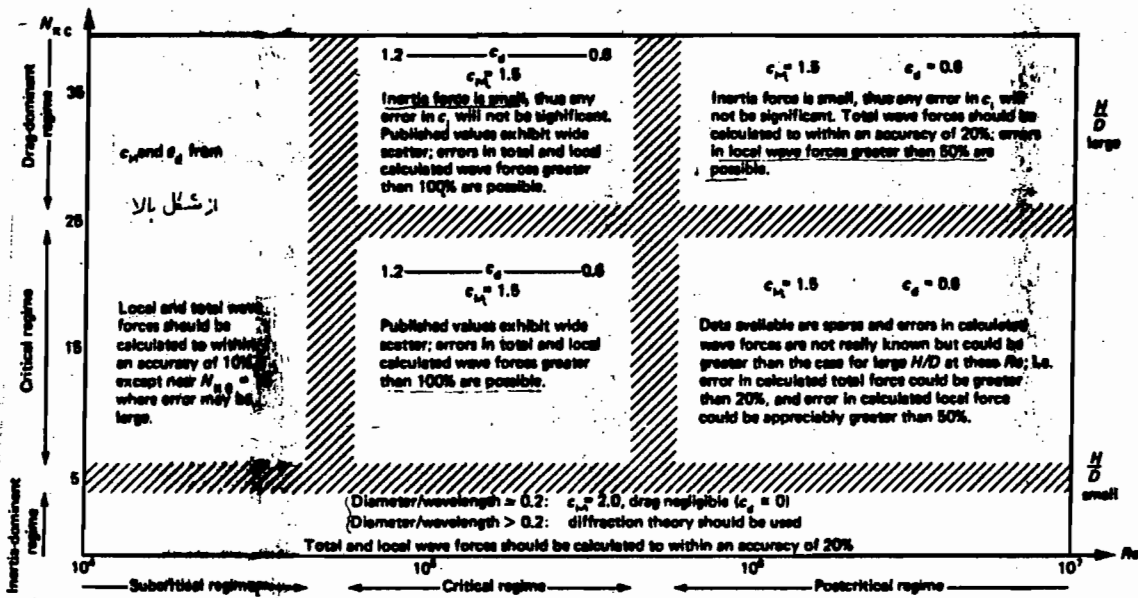
تغییرات ضریب رانس  $C_D$  بر حسب اعداد رینولدز مختلف در حالت های روکش مختلف.



ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشگاہ ملی دانشگاہ تہران - تصویب برگی



تغییرات ضرایب  $C_M$  و  $C_D$  بر حسب عدد  $N_{KC}$

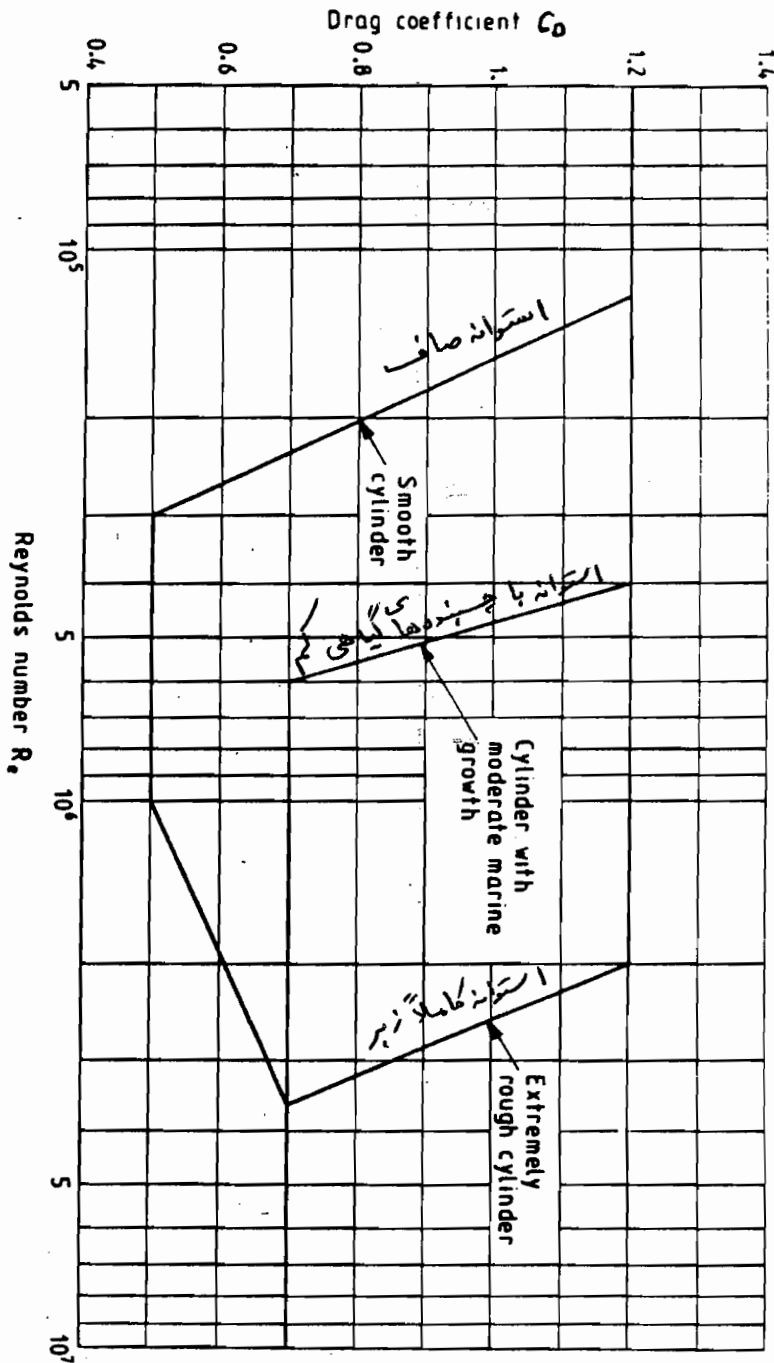


مقادیر ضرایب  $C_D$  و  $C_M$  بر حسب عدد رینولدز  $Re$  و عدد  $N_{KC}$






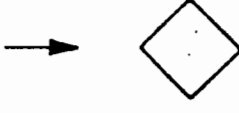


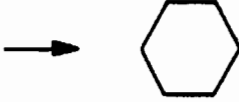
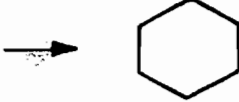
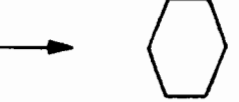
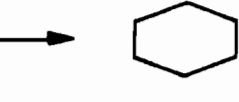
منحنی BS-I



تغییرات ضریب  $C_D$  بر حسب عدد رینولدز برای لوله ای استوانه ای .

بر اساس این نامه BS (انگلیس)

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده مٹی دانشگاه تبریز - مسرور برگی

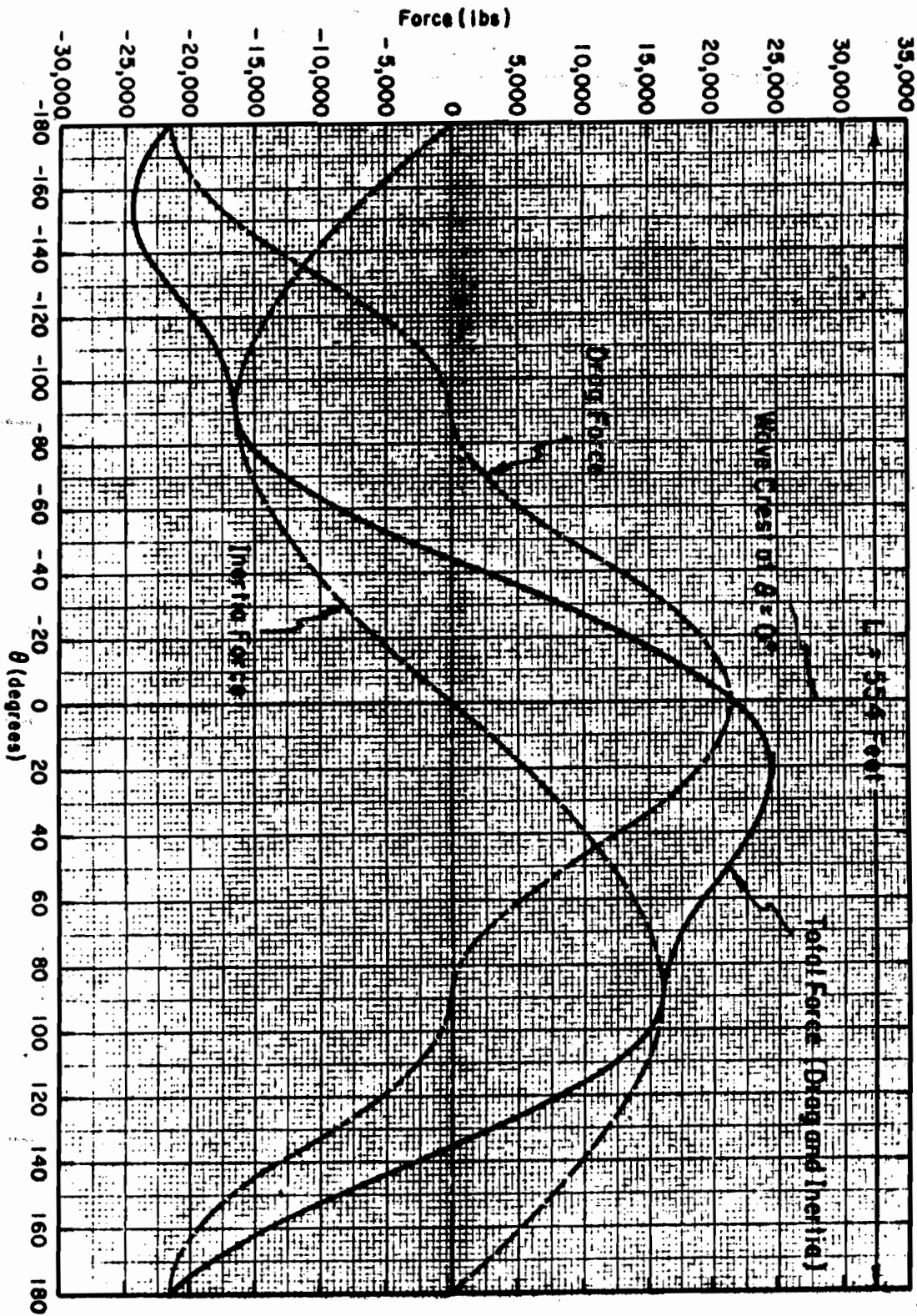
Cross section type	Attitude to flow or wave direction	Drag coefficient $C_D$	Inertia coefficient $C_M$
Circle	Any	مطابق منحنی BS.I	2.0
Square		2.0	2.5
		1.6	2.2
Square with rounded corners	$r/Y_0 = 0.17$ 	0.8	2.5
	$r/Y_0 = 0.33$ 	0.5	2.5
Hexagon		•	•
		•	•
Octagon	Any	1.4	•
Duodecagon	Any	1.1	•
Rendhex pile		1.3	•
		0.8	•

\* The value for the appropriate square shape should be used unless more reliable values can be obtained.

متادیر ضرایب  $C_D$  و  $C_M$  برای شکل‌های مختلف براساس BS

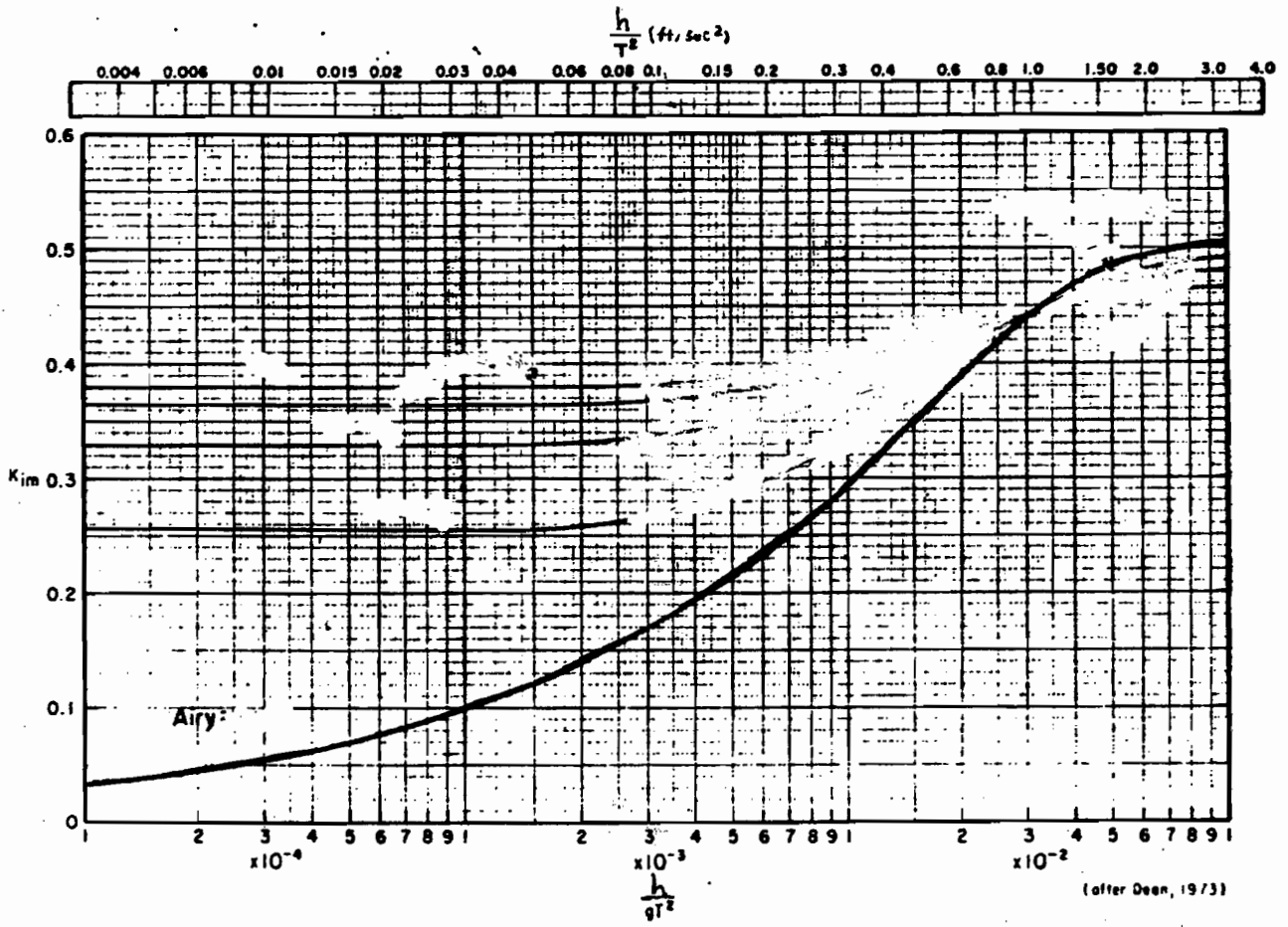


ضمیمه ۴ درس کارها دریائی (مبانی هیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - مسرود برگری

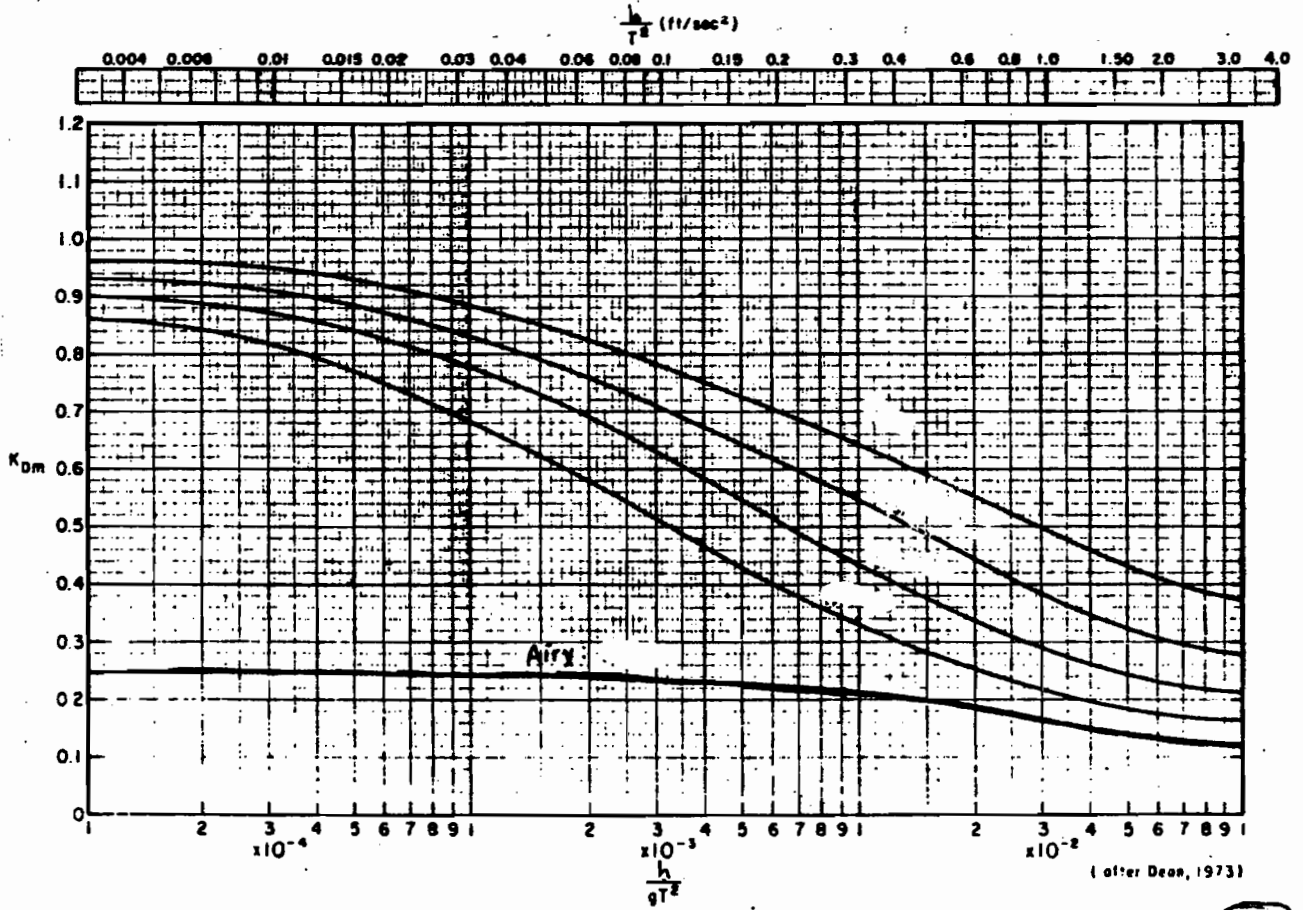


مثالی برای تعیین نیروی کل ناشی از امواج با ترکیب نیروی اینرسی و نیروی  
راستی برای زوایای مختلف  $\theta$  و در حالت شعاع دایره ای (مقطع).

ضمیمہ ۴ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - مسرور برگی



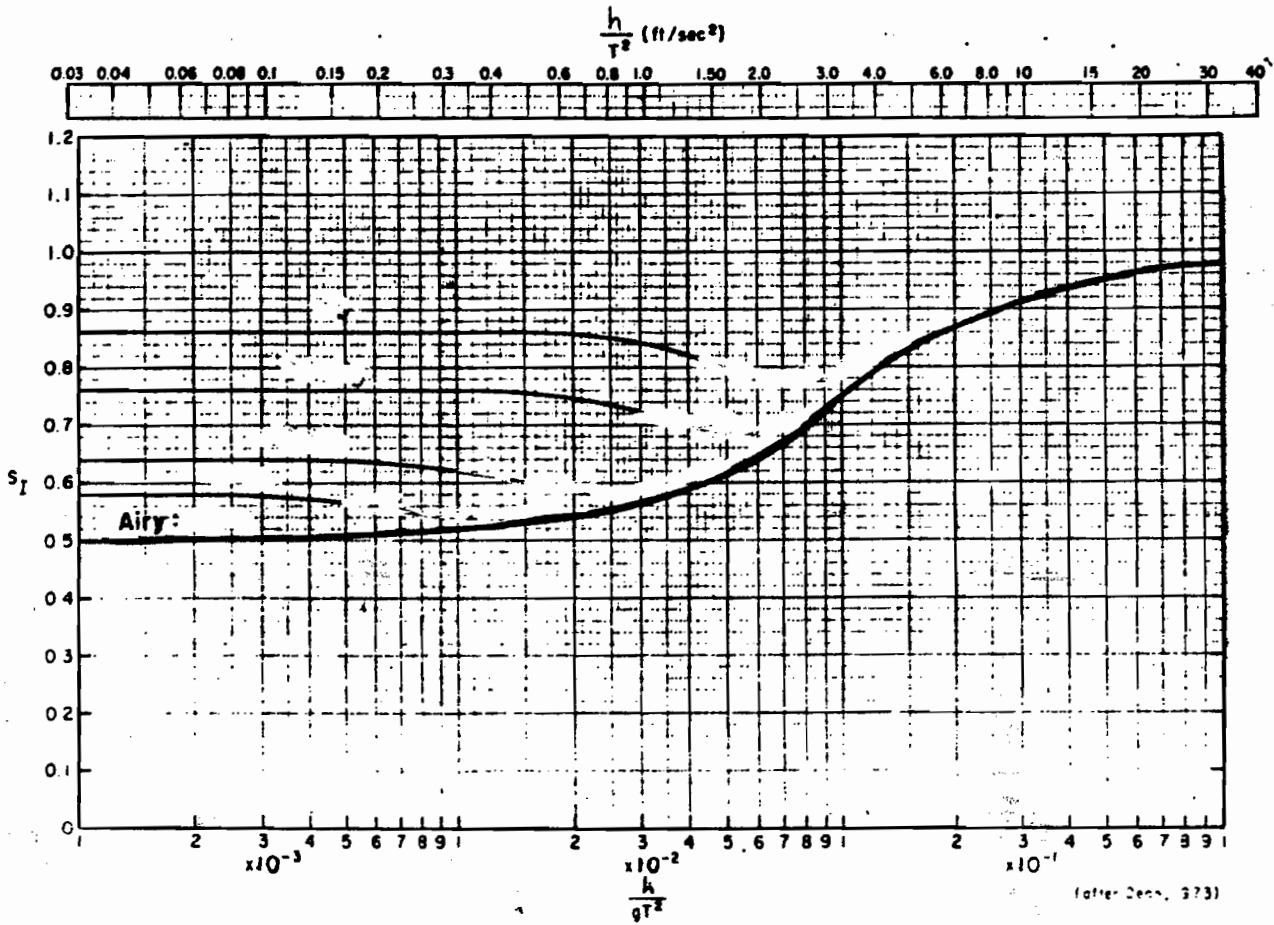
تقریباً  $K_{im}$



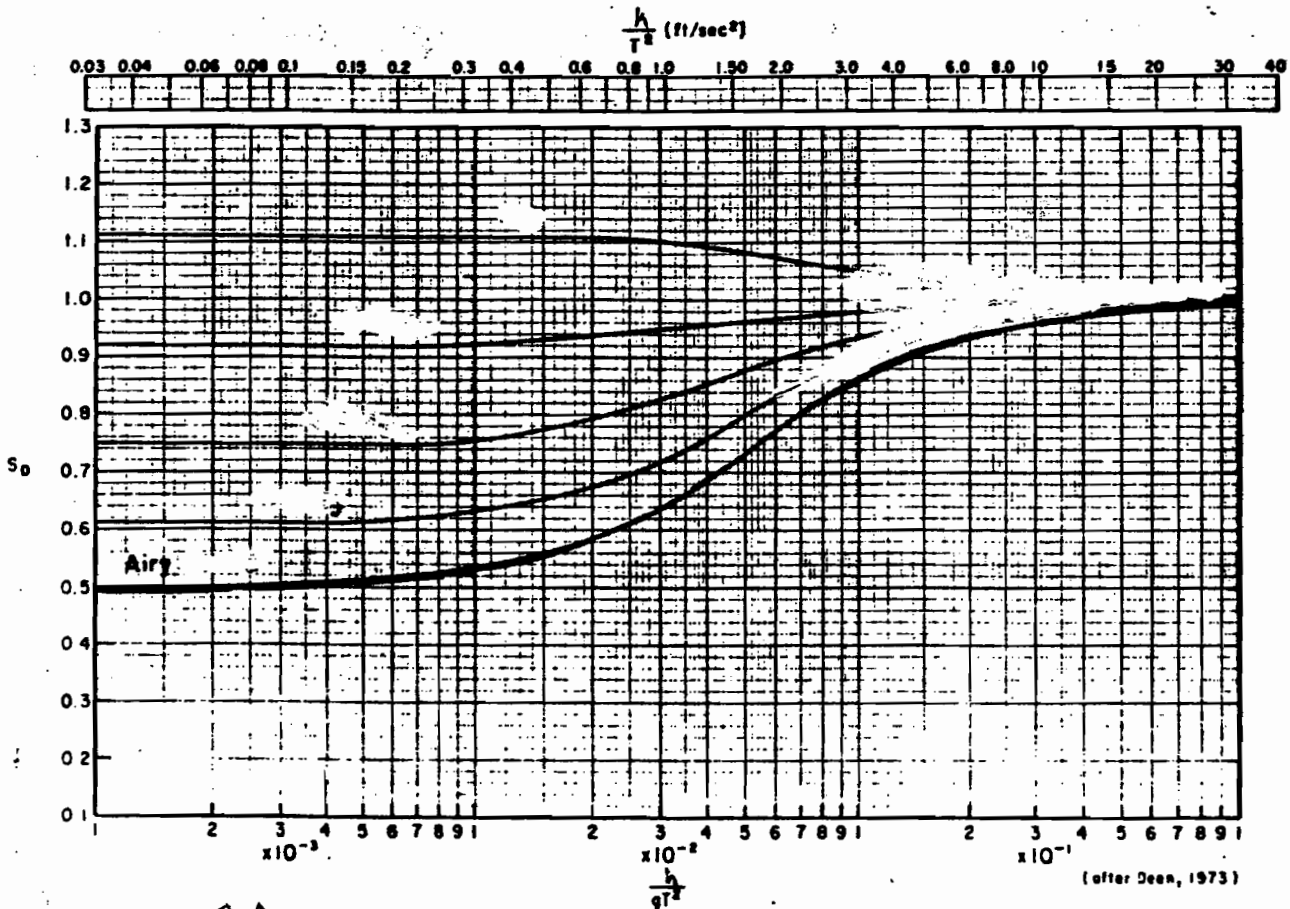
تقریباً  $K_{Dm}$



ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشگاہ ملی دانشگاه تہران - مسووری



تعمیر طریب SI



تعمیر طریب S0

ضمیمه درس کارها دریائی (مبای هیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - مسعود برگی

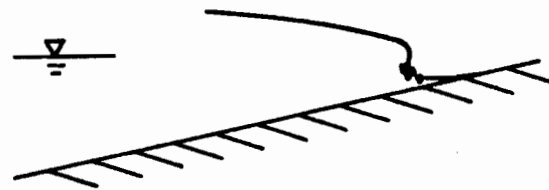
ایزسی  
(a) SPILLING



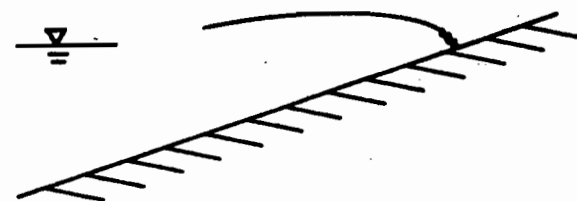
(b) PLUNGING  
شیرجه‌ای



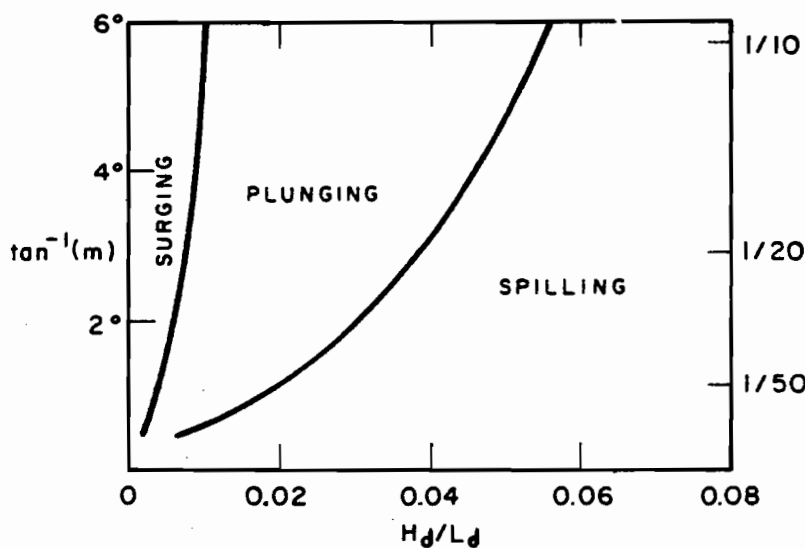
(c) COLLAPSING  
خوردنیختگی



(d) SURGING  
علشی



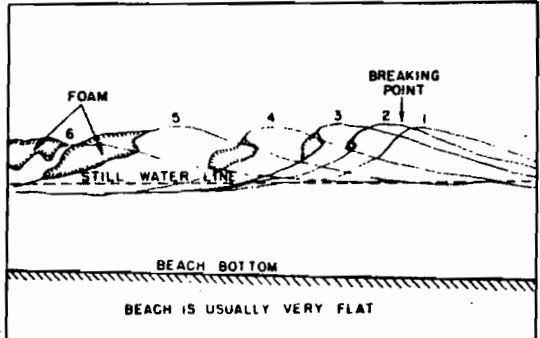
حالت‌های مختلف شکست موج



تأثیر شیب موج در آب‌های  
بجین  $\frac{H_d}{L_d}$  و شیب  
کف دریا بر روی  
شکل شکست موج



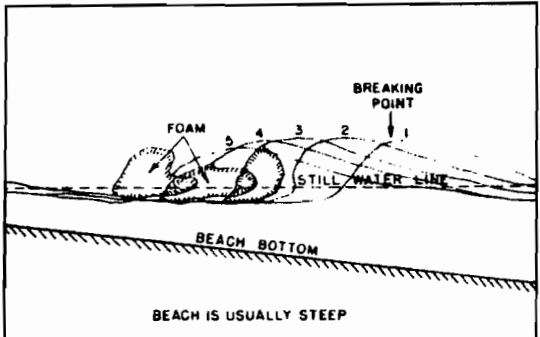
Spilling breaker



General character of spilling breakers



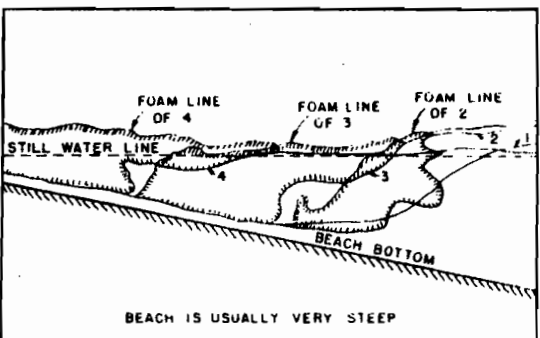
Plunging breaker



General character of plunging breakers



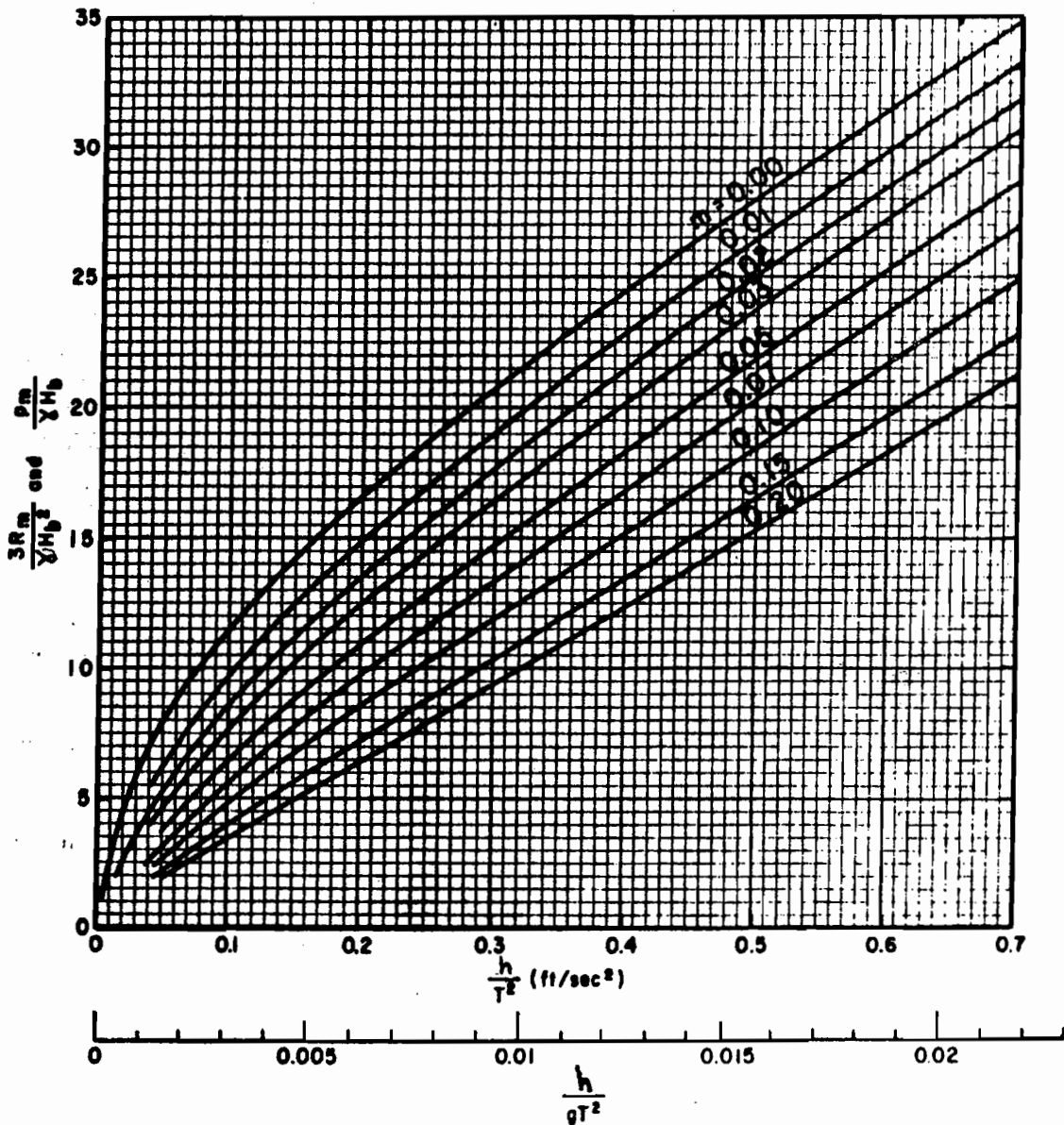
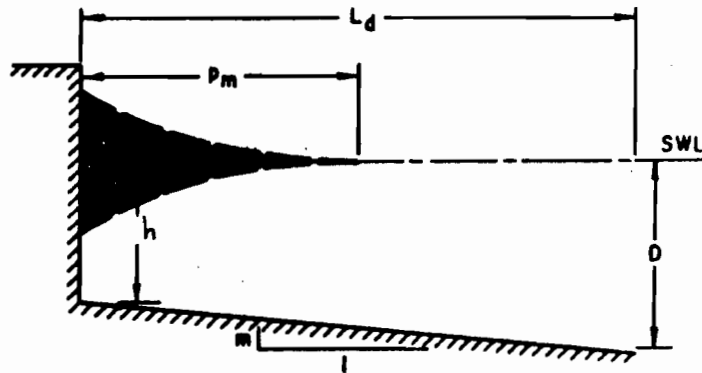
Surging breaker



General character of surging breakers

مکانیزم شکست موج در سه حالت مختلف

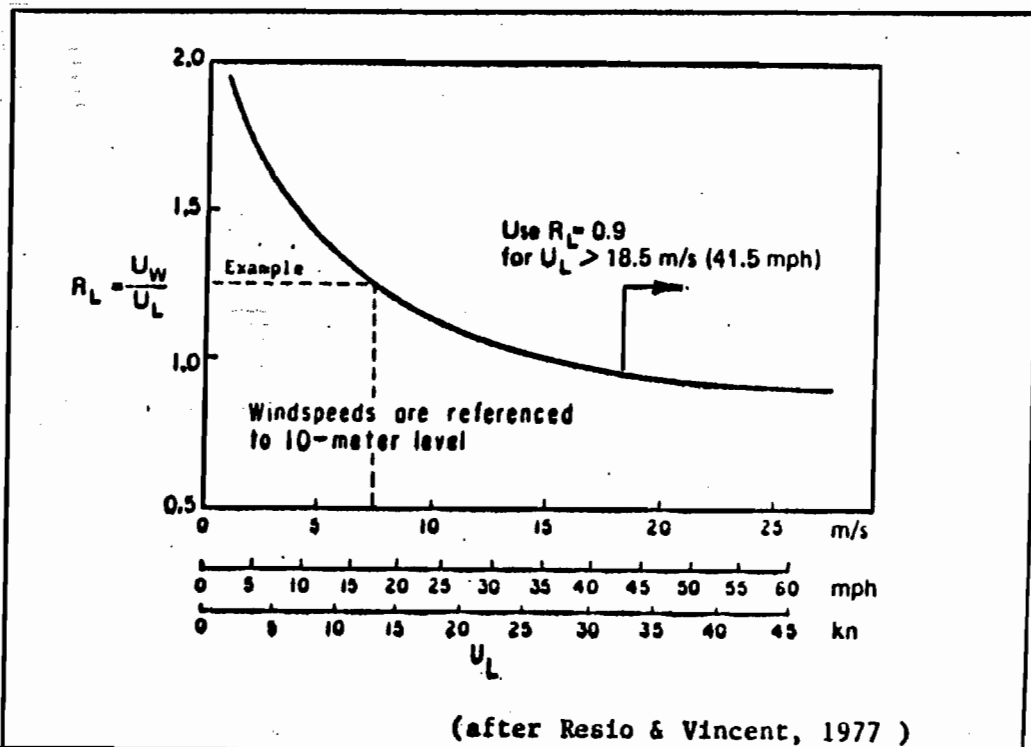
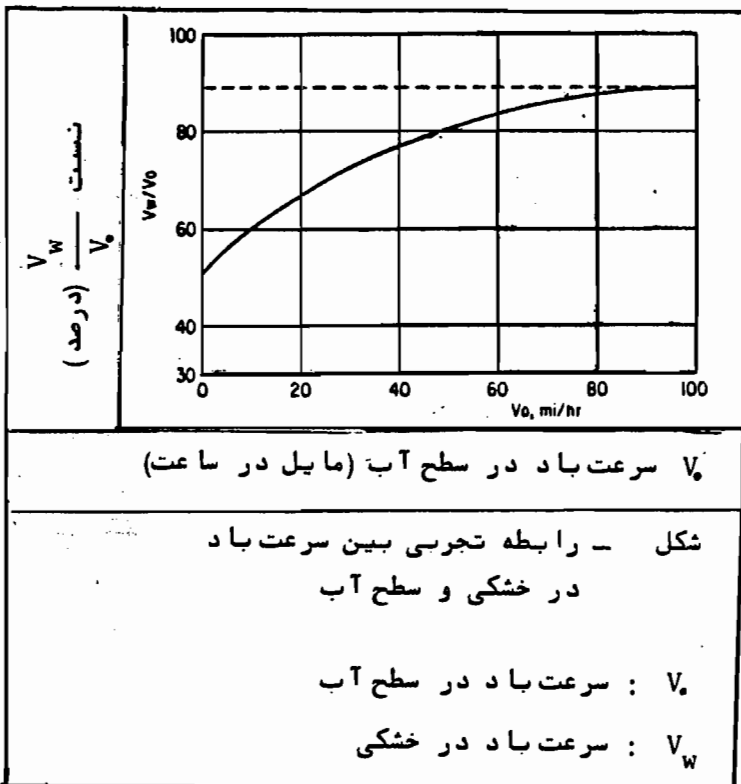
ضمیمهٔ درس کارهای دریائی (مبانی هیدرولیک دریائی) - دانشکدهٔ مهندسی دانشگاه تهران - مسروبرگی



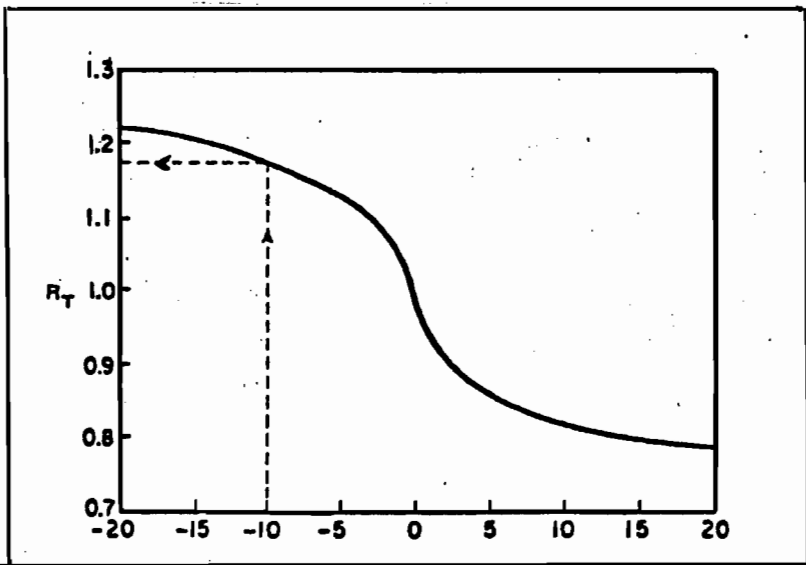
تعیین فشار و نیروی ابراج در حالتی که مدج در محل سازه بچیم  
 براساس تجربیات Minikin

61

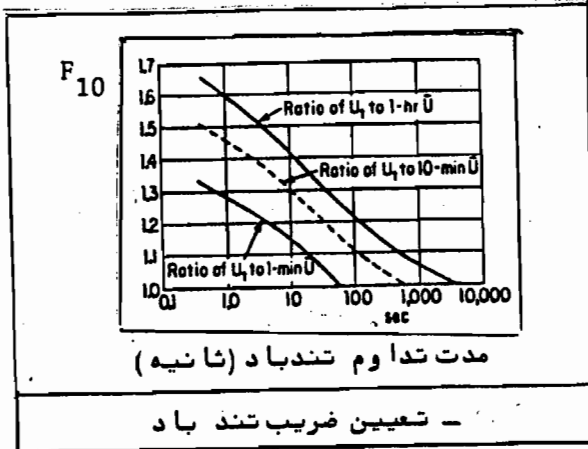




- ضریب تصحیح  $R_L$  به منظور تعیین سرعت باد در سطح آب  $U_w$  بر اساس سرعت باد در خشکی  $U_L$

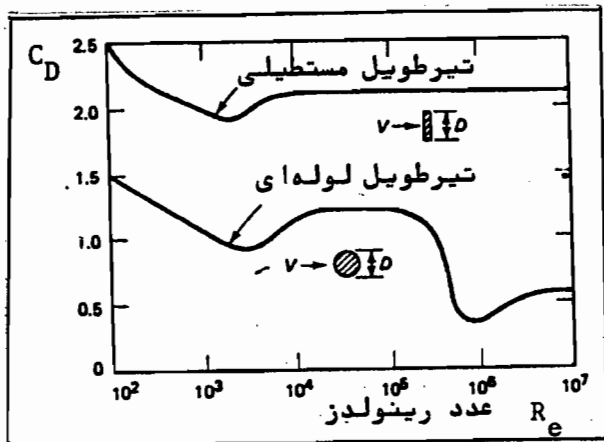


تفاوت درجه حرارت هوا - دریا  $(T_a - T_s)$   
ضریب تصحیح سرعت بباد با در نظر گرفتن اختلاف دمای هوا - دریا



مدت تداوم تندباد (ثانیه)

- تعیین ضریب تند باد




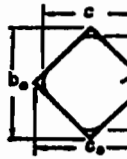
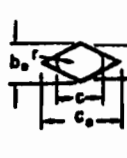
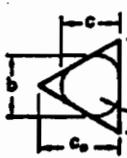
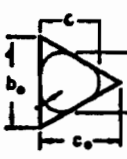
- تغییرات ضریب شکل بر حسب عدد رینولدز برای تیر مستطیلی و استوانه طویل



جدول - مقادیر ضرایب  $C_D$  و  $C_L$  برای شکلهای مختلف

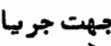






مقطع و جهت جریان	$C_D$	$C_L$
	2.03	0
	1.96 2.01	0
	2.04	0
	1.81	0
	2.0	0.3
	1.83	2.07
	1.99	-0.09
	1.62	-0.48
	2.01	0
	1.99	-1.19
	2.19	0

دنباله جدول - مقادیر مختلف  $C_D$  برای شکلهای گوناگون

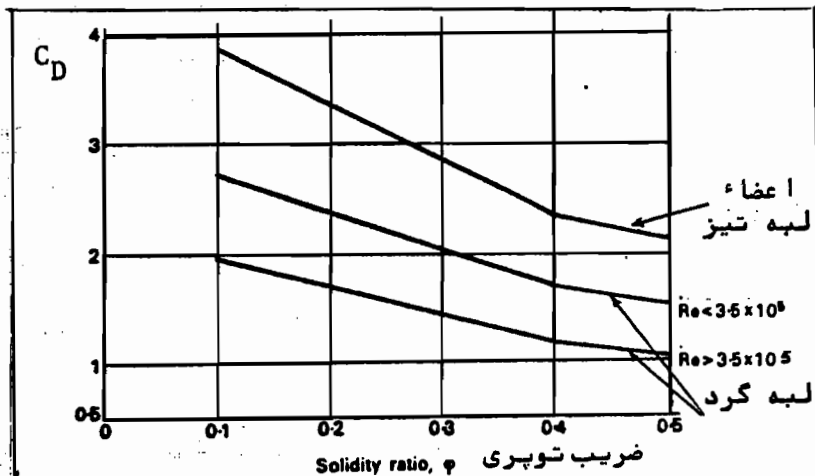
جهت جریان →	نسبت ( $c_0/b_0$ )	نسبت ( $r/b_0$ )	اندازه اسمی	$b_0$	$b$	$c_0$	$c$	$r$	$C_D$ $Re = 10^5$
	1:2	0.021	12	12.00	11.38	6.00	5.94	0.25	1.8
	1:2	.021	4	4.00	3.77	2.00	1.93	.08	
	1:2	.021	1	1.00	.95	.50	.49	.021	
	1:2	.083	12	12.00	9.53	6.00	5.76	1.00	1.7
	1:2	.167	12	12.00	7.05	6.00	5.53	2.00	1.7
	1:2	.167	4	4.00	2.35	2.00	1.84	.67	
	1:1	.015	12	16.97	16.76	16.76	16.80	.25	1.5
	1:1	.015	4	5.66	5.59	5.66	5.59	.08	
	1:1	.015	1	1.41	1.39	1.41	1.39	.021	
	1:1	.118	12	16.97	15.31	16.97	15.31	2.00	1.5*
	1:1	.235	12	16.97	13.66	16.97	13.66	4.00	1.5
	1:1	.235	4	5.66	4.55	5.66	4.55	1.33	
	2:1	.042	12	6.00	5.94	12.00	11.42	.25	1.1
	2:1	.042	4	2.00	1.98	4.00	3.88	.08	
	2:1	.042	1	.50	.49	1.00	.96	.02	
	2:1	.167	12	6.00	5.76	12.00	9.50	1.00	1.1*
	2:1	.333	12	6.00	5.53	12.00	7.05	2.00	1.1
	2:1	.333	4	2.00	1.84	4.00	2.35	.67	
	1:1	.021	12	12.00	11.69	12.00	11.69	.25	1.2
	1:1	.021	4	4.00	3.90	4.00	3.90	.08	
	1:1	.021	1	1.00	.98	1.00	.98	.021	
	1:1	.083	12	12.00	10.77	12.00	10.77	1.00	1.3*
	1:1	.250	12	12.00	8.29	12.00	8.29	3.00	1.1
	1:1	.250	4	4.00	2.78	4.00	2.76	1.00	
	1:1	.021	12	12.00	11.69	12.00	11.69	.25	2.0
	1:1	.021	4	4.00	3.90	4.00	3.90	.08	
	1:1	.021	1	1.00	.98	1.00	.98	.021	
	1:1	.083	12	12.00	10.77	12.00	10.77	1.00	1.9*
	1:1	.250	12	12.00	8.29	12.00	8.29	3.00	1.3
	1:1	.250	4	4.00	2.76	4.00	2.76	1.00	

\*  $Re = 2 \times 10^5$

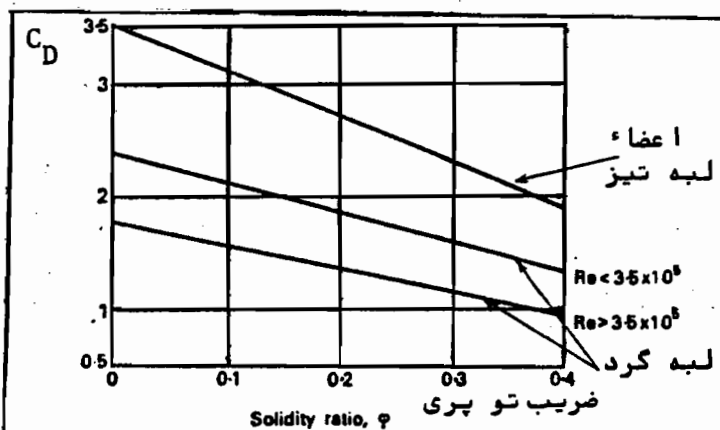
دنباله جدول - مقادیر  $C_D$

جهت جریان 	نسبت ( $c_0/b_0$ )	نسبت ( $r/b_0$ )	اندازه اسمی	$b_0$	$b$	$c_0$	$c$	$r$	$C_D$ $Re = 10^5$
	1:1	0.50	12	12.00	12.00	12.00	12.00	6.00	1.0
	1:1	.50	4	4.00	4.00	4.00	4.00	2.00	
	1:1	.50	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.50	
	1:2	—	12	12.00	12.00	6.00	6.00	—	1.6
	1:2	—	4	4.00	4.00	2.00	2.00	—	
	1:2	—	1	1.00	1.00	.50	.50	—	
	2:1	—	12	6.00	6.00	12.00	12.00	—	.6
	2:1	—	4	2.00	2.00	4.00	4.00	—	
	2:1	—	1	.50	.50	1.00	1.00	—	
	1:2	.021	12	12.00	12.00	6.00	6.00	.25	2.2
	1:2	.021	4	4.00	4.00	2.00	2.00	.08	
	1:2	.021	1	1.00	1.00	.50	.50	.021	
	1:2	.083	12	12.00	12.00	6.00	6.00	1.00	1.9
	1:2	.250	12	12.00	12.00	6.00	6.00	3.00	1.6
	1:2	.250	4	4.00	4.00	2.00	2.00	1.00	
	1:1	.021	12	12.00	12.00	12.00	12.00	.25	2.0
	1:1	.021	4	4.00	4.00	4.00	4.00	.08	
	1:1	.021	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.021	
	1:1	.167	12	12.00	12.00	12.00	12.00	2.00	1.2*
	1:1	.333	12	12.00	12.00	12.00	12.00	4.00	1.0
	1:1	.333	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.33	
	2:1	.042	12	6.00	6.00	12.00	12.00	.25	1.4
	2:1	.042	4	2.00	2.00	4.00	4.00	.08	
	2:1	.042	1	.50	.50	1.00	1.00	.021	
	2:1	.167	12	6.00	6.00	12.00	12.00	1.00	.7*
	2:1	.500	12	6.00	6.00	12.00	12.00	3.00	.4
	2:1	.500	4	2.00	2.00	4.00	4.00	1.00	

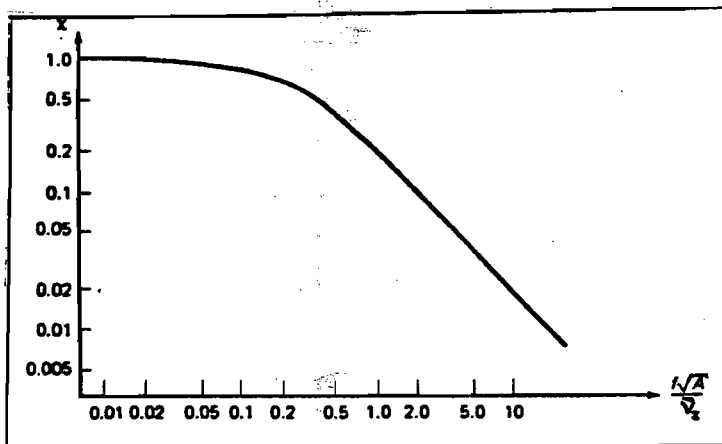
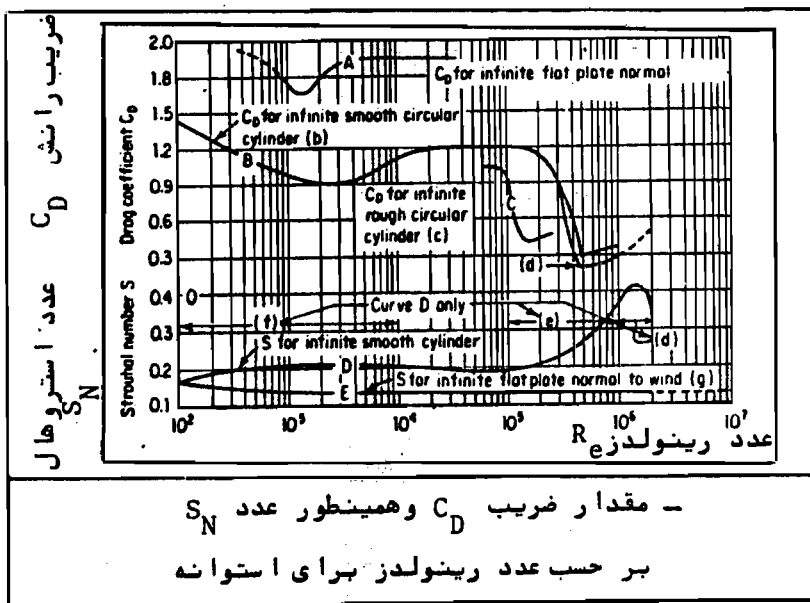
\*  $Re = 2 \times 10^5$



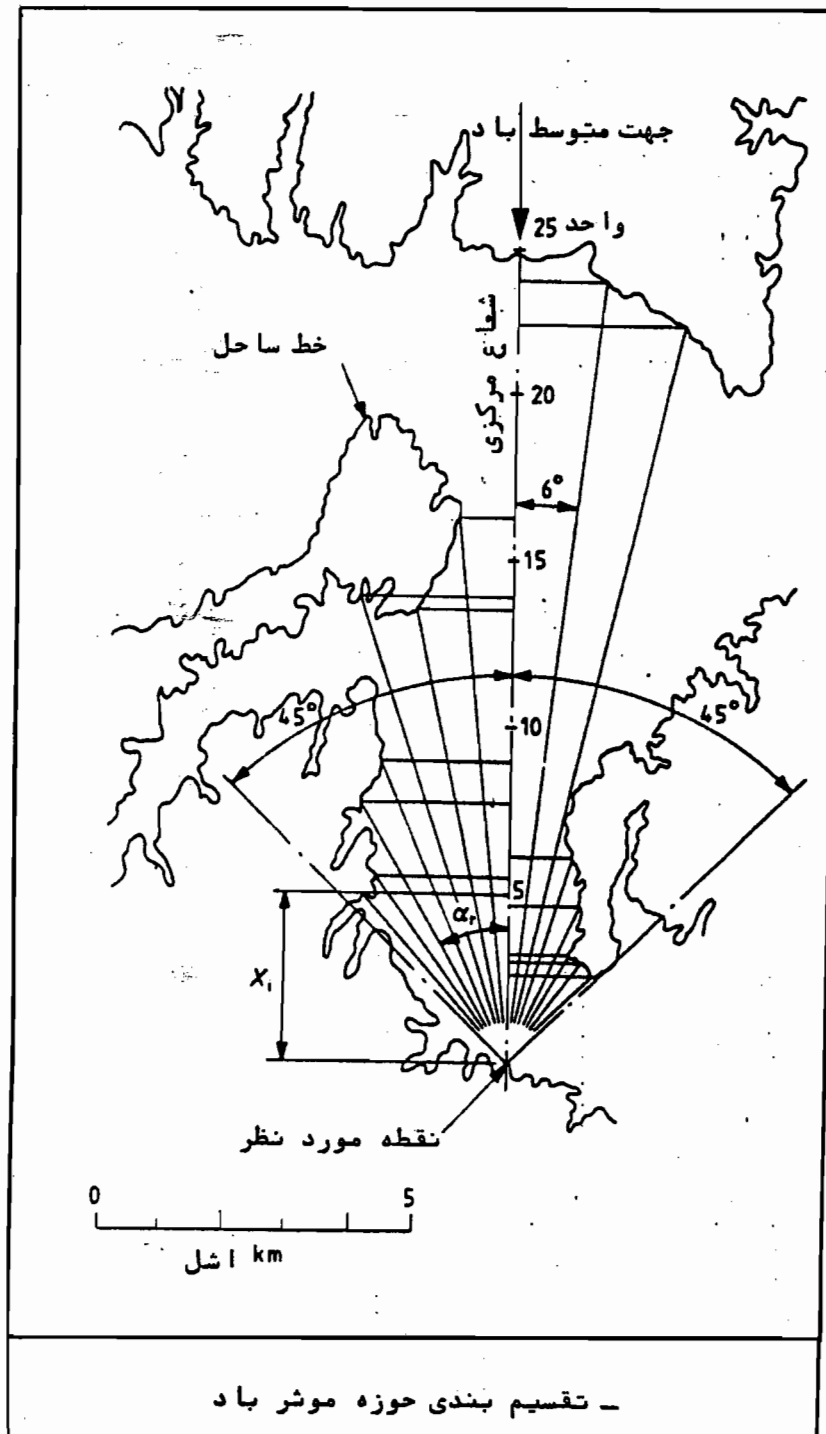
- ضریب شکل برای برج مشبک مربع بر حسب  
ضریب توپری ( $\phi$ )



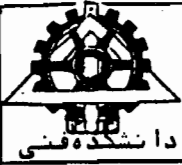
- ضریب شکل برای برج مشبک مثلثی شکل  
بر حسب ضریب توپری ( $\phi$ )



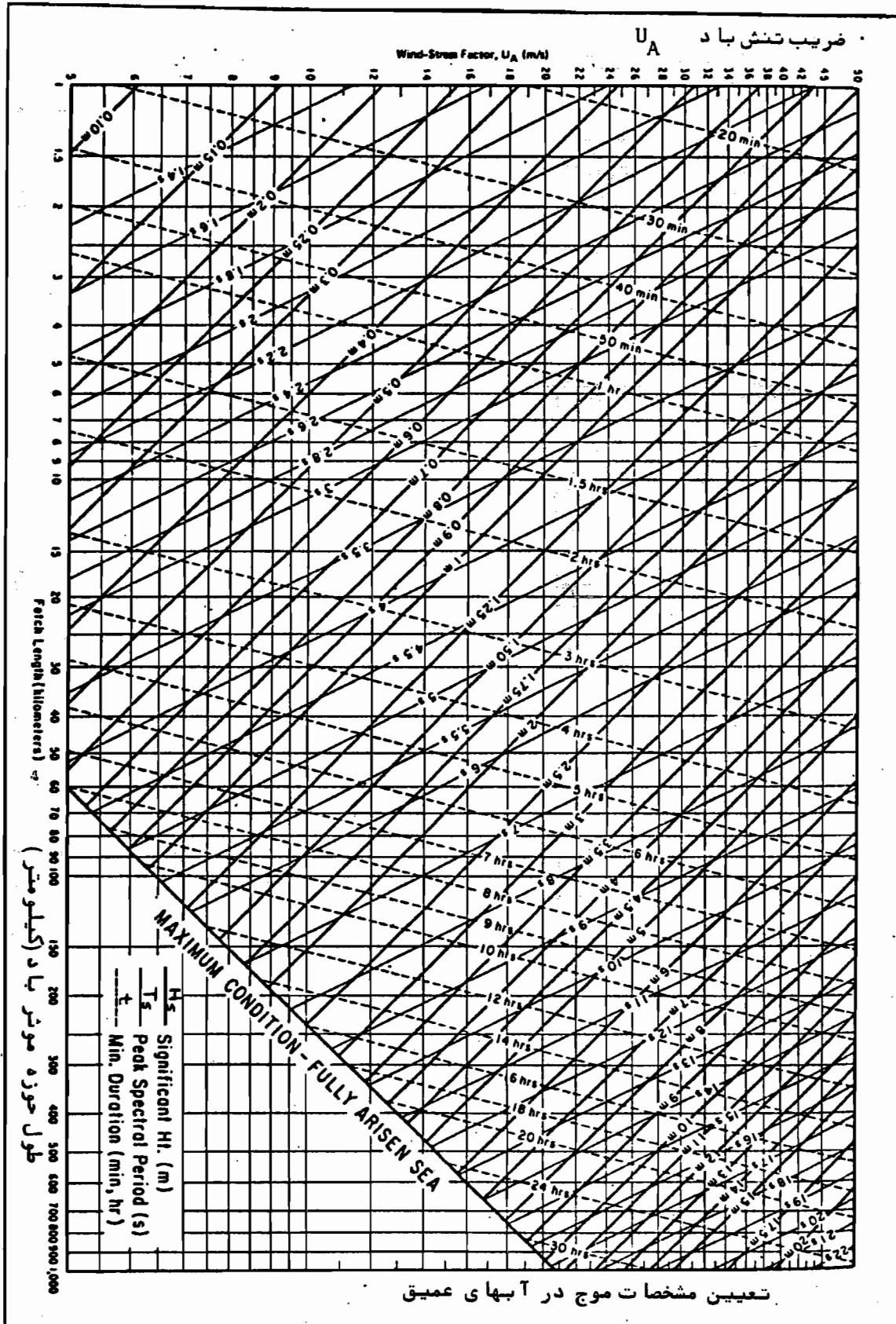
- تعیین مقدار  $x$  بر حسب  $\frac{f\sqrt{A}}{\bar{V}_z}$



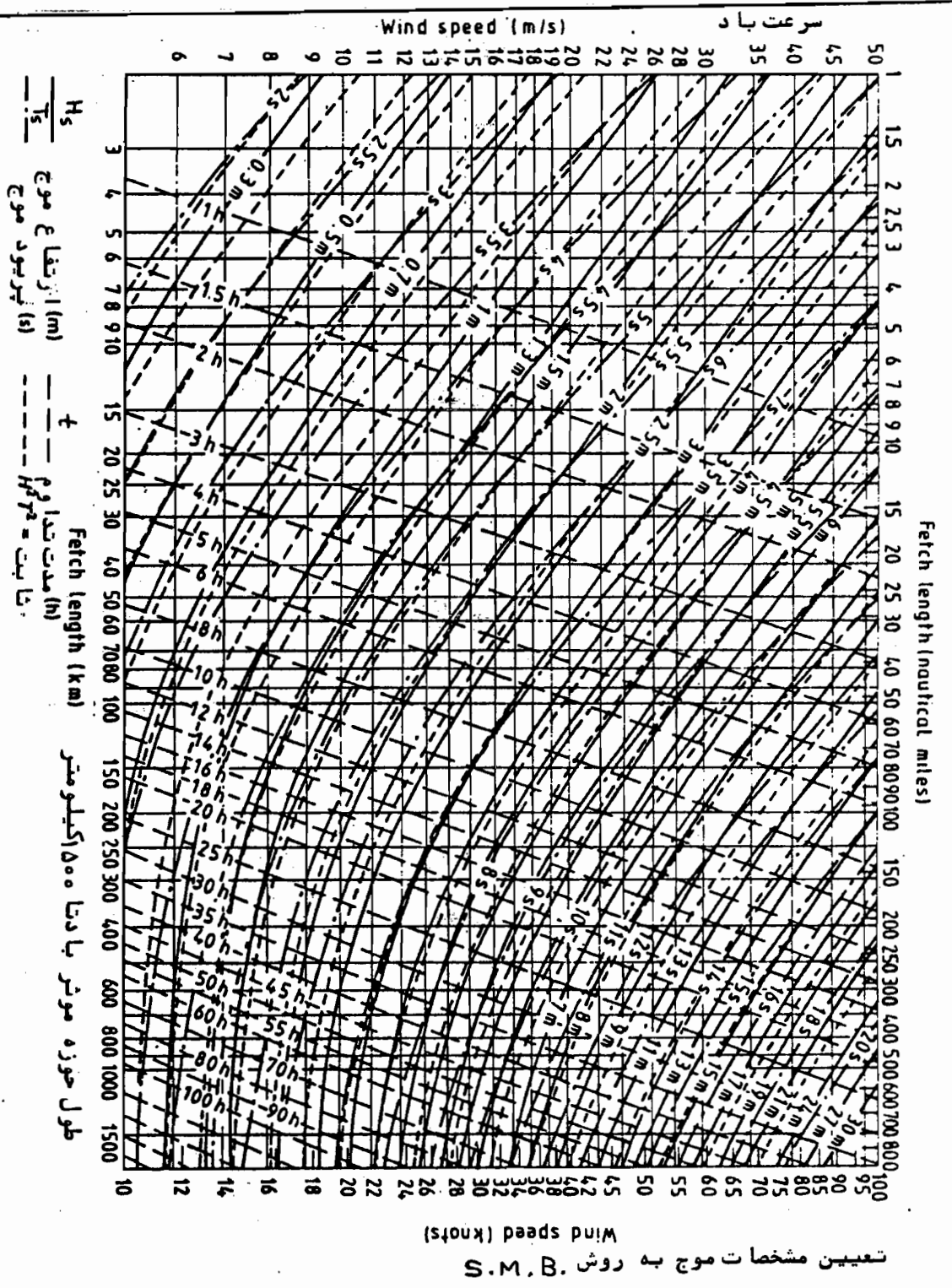


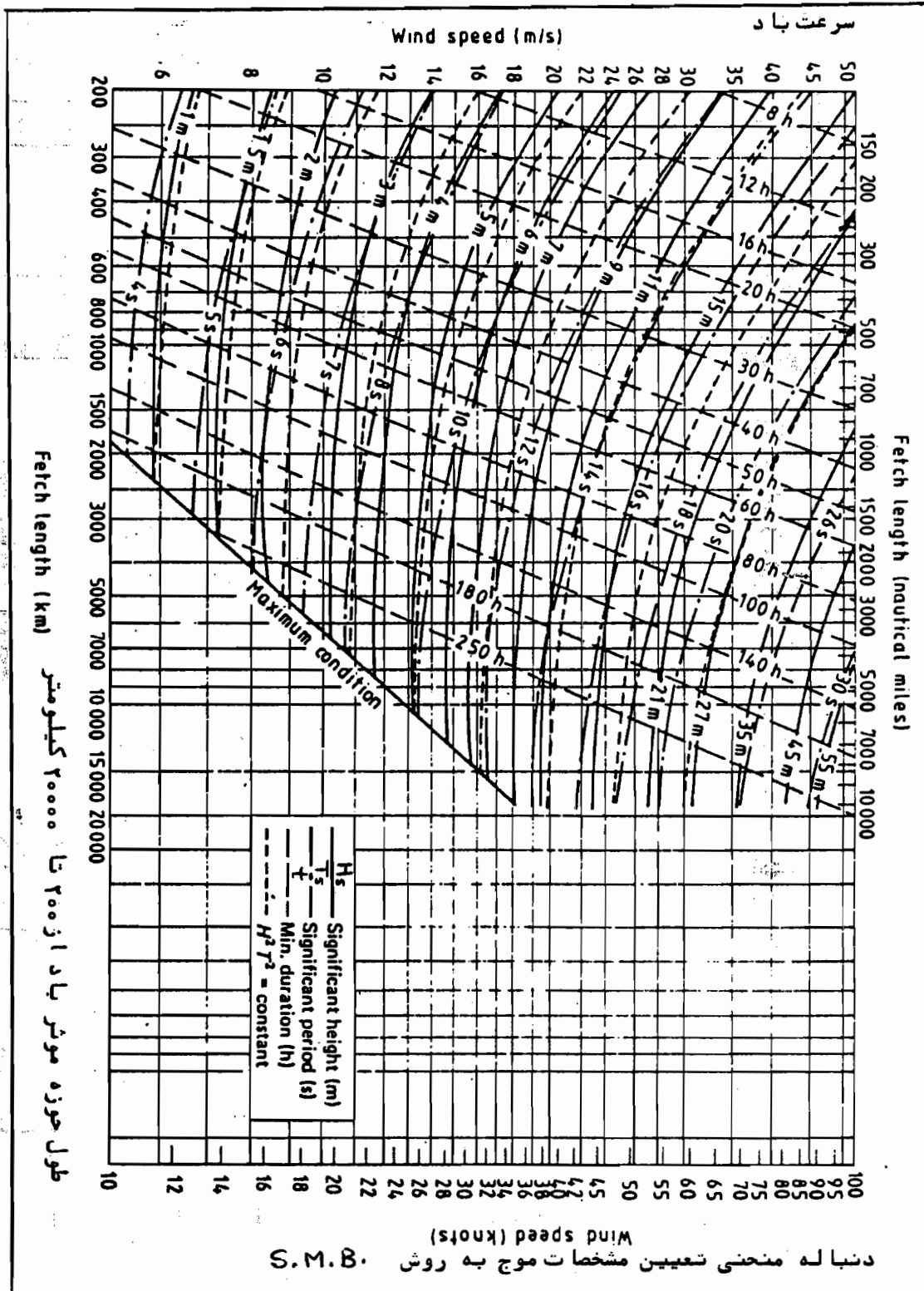


ضمیمه درس کارهای دریایی و مبنای هیدرولیک دریایی  
درس از دکتر خسرو برگی



طول حوزه موثر باد (کیلومتر)

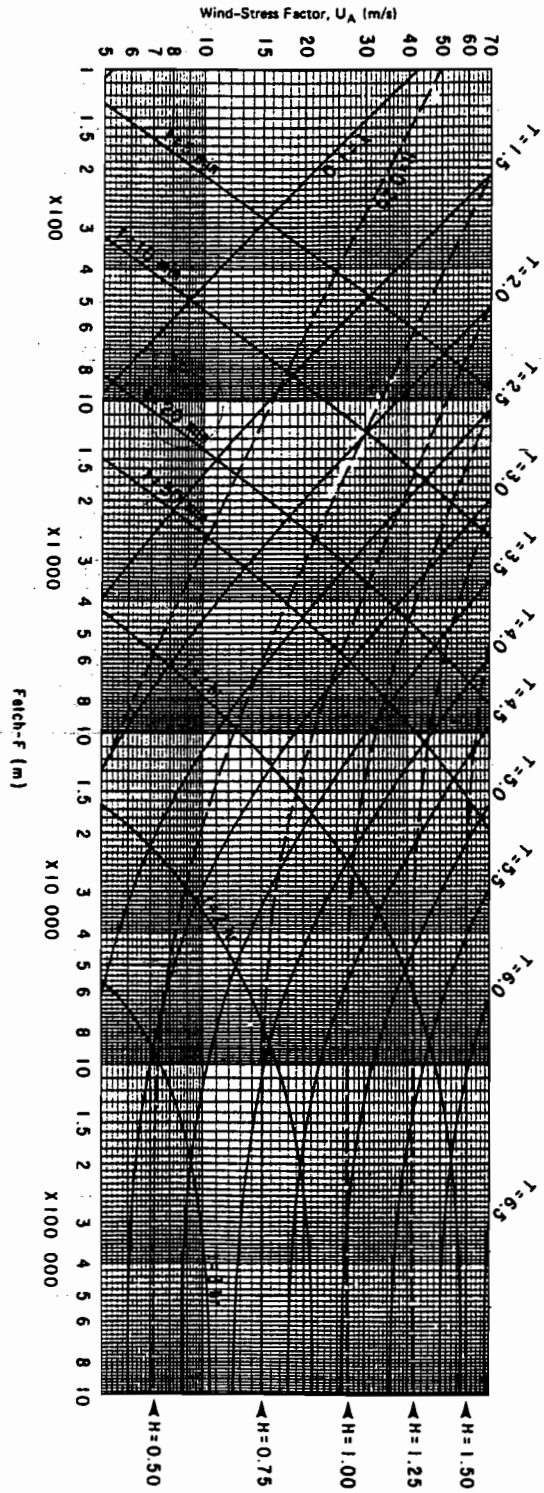






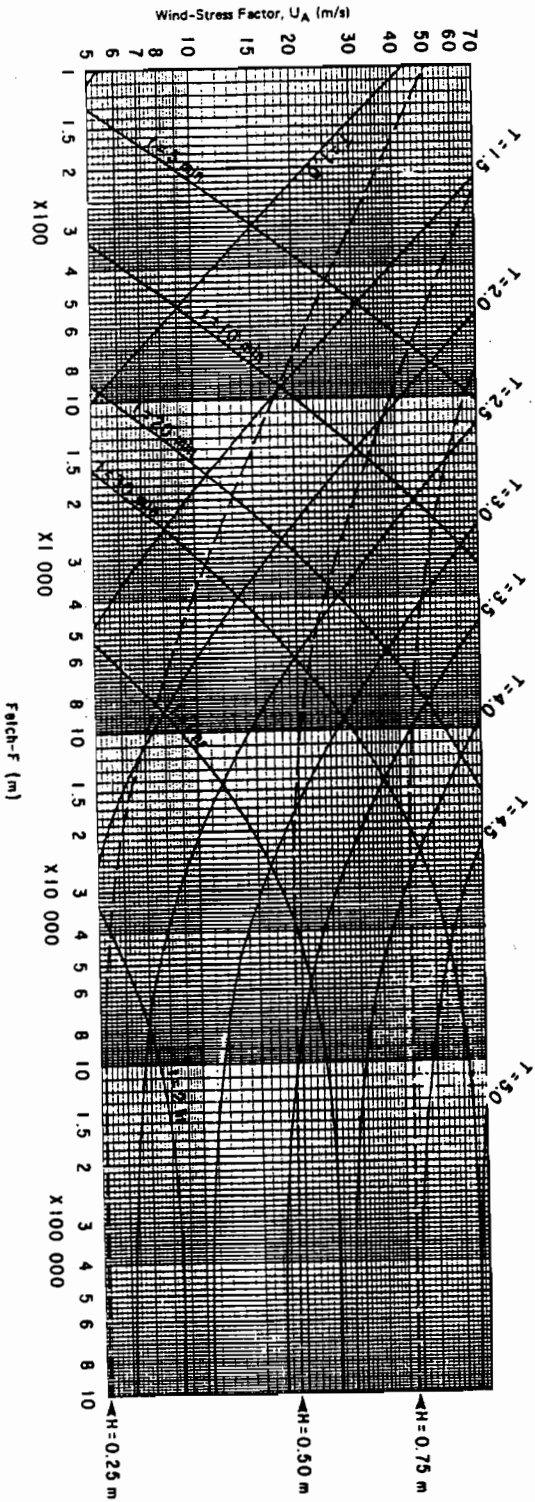
Note: Waves in a water depth of 3.0 meters with wave periods less than 2.0 seconds are considered to be deeper water waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

عمق کانیت 3.0 m



Note: Waves in a water depth of 1.5 meters with wave periods less than 1.4 seconds are considered to be deeper water waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

عمق کانیت 1.5 m



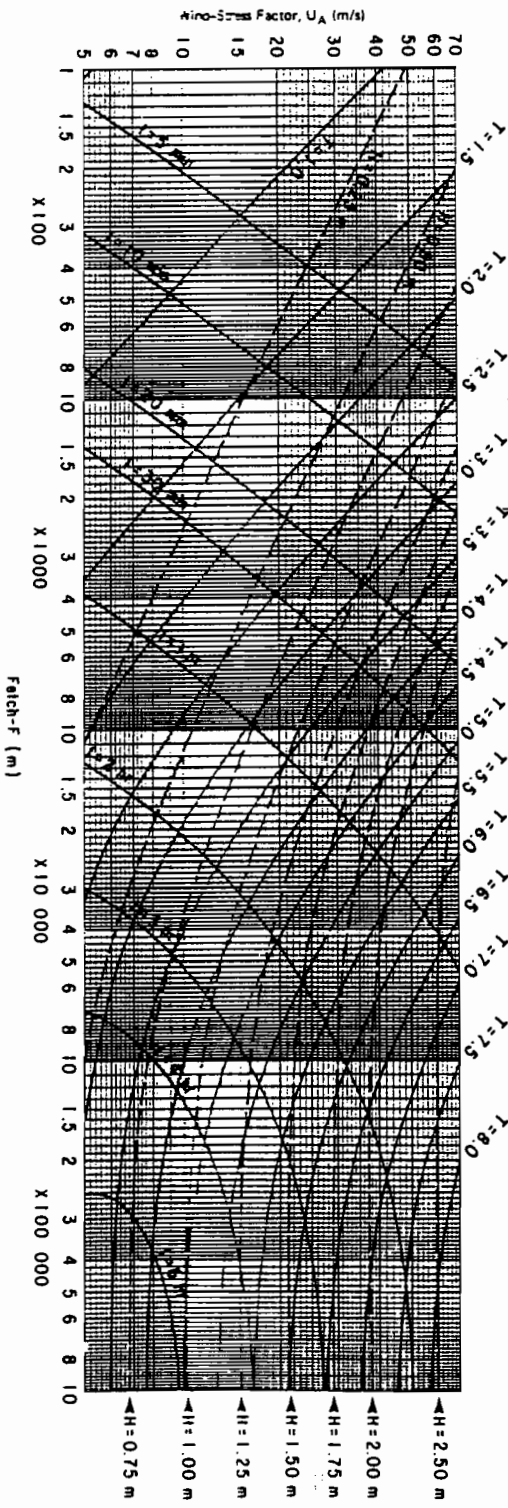
۳۱



درس از دکتر خسرو برگی

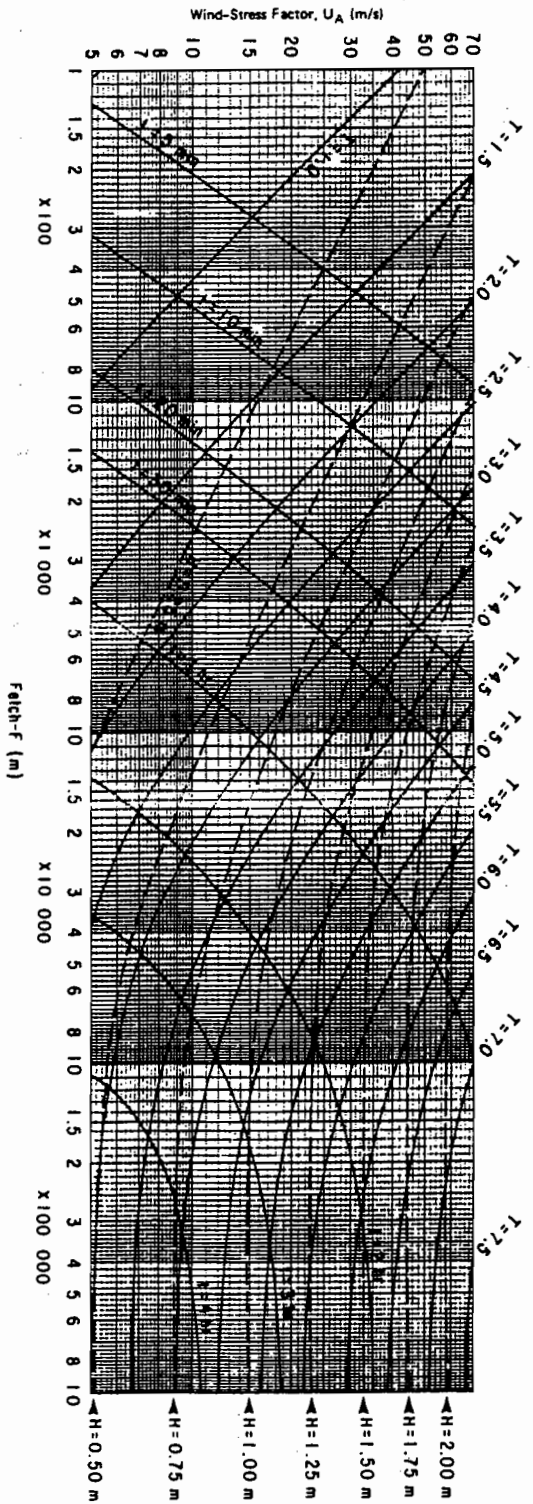
Note: Waves in a water depth of 6.0 meters with wave periods less than 2.8 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

6.0 m عمق آب



Note: Waves in a water depth of 4.5 meters with wave periods less than 2.4 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

4.5 m عمق آب

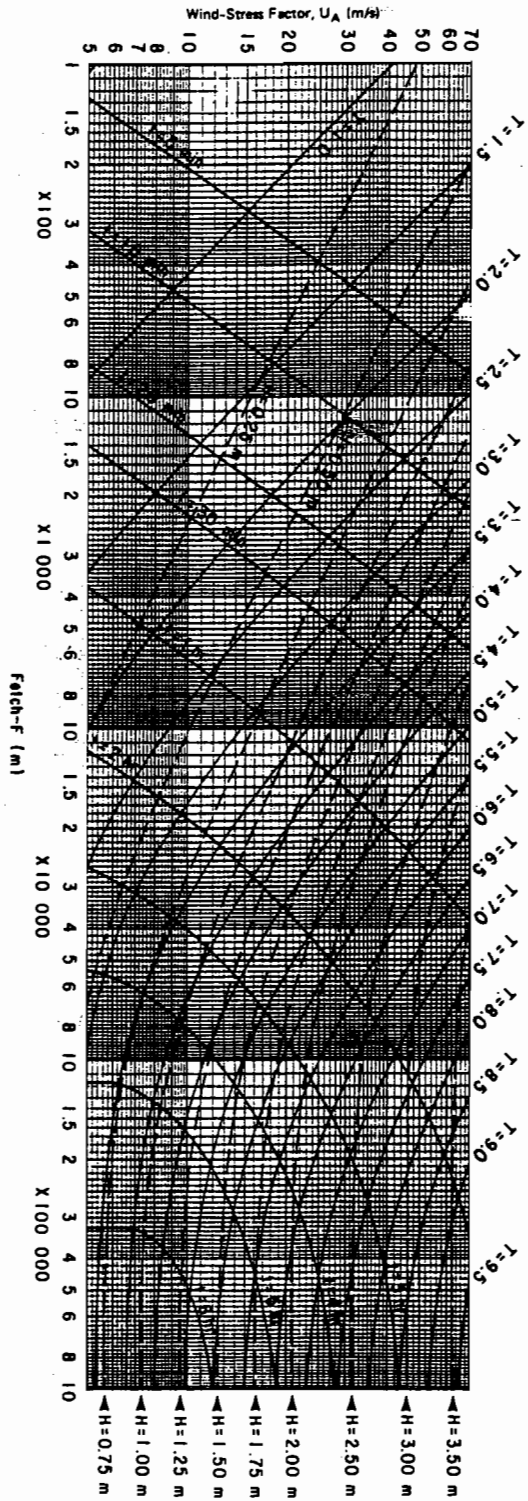






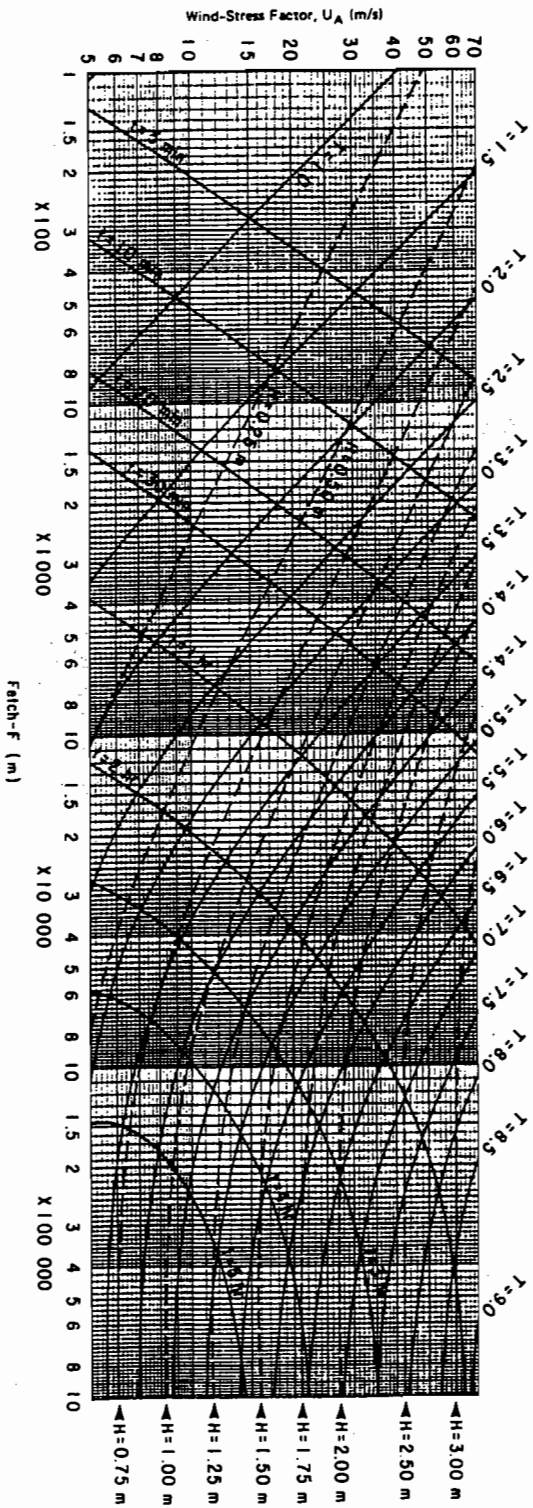
Note: Waves in a water depth of 9.0 meters with wave periods less than 3.4 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/L_0 > 0.78$ .

عمق ۹.۰ متر



Note: Waves in a water depth of 7.5 meters with wave periods less than 3.1 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/L_0 > 0.78$ .

عمق ۷.۵ متر



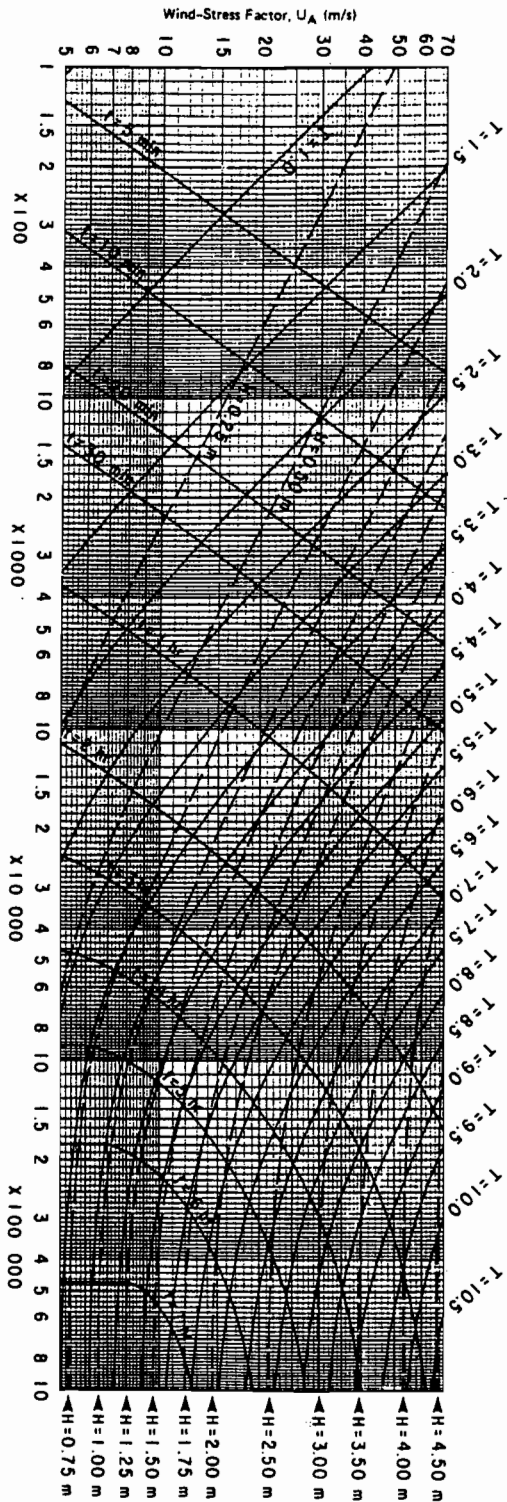


درس از دکتر خسرو برگی

دانشکده فنی

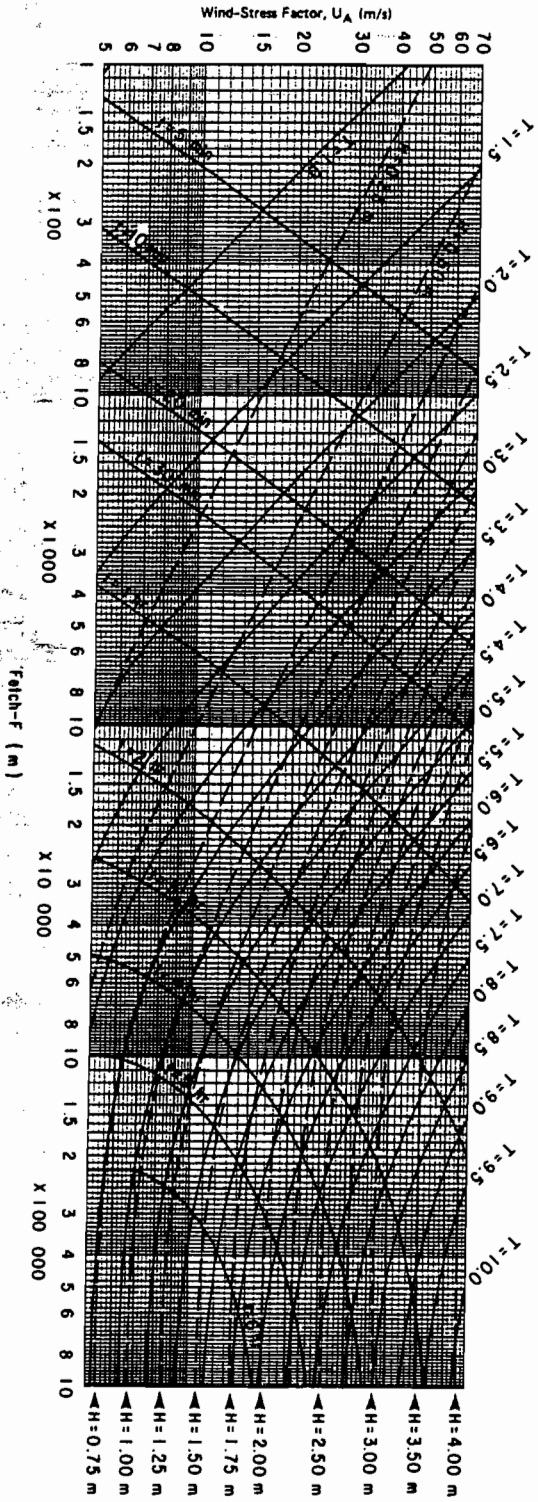
Note: Waves in a water depth of 12.0 meters with wave periods less than 3.9 seconds are considered to be deeper water waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

عمق ثابت 12.0 م



Note: Waves in a water depth of 10.5 meters with wave periods less than 3.7 seconds are considered to be deeper water waves, i.e.,  $d/L_2 > 0.78$ .

عمق ثابت 10.5 م

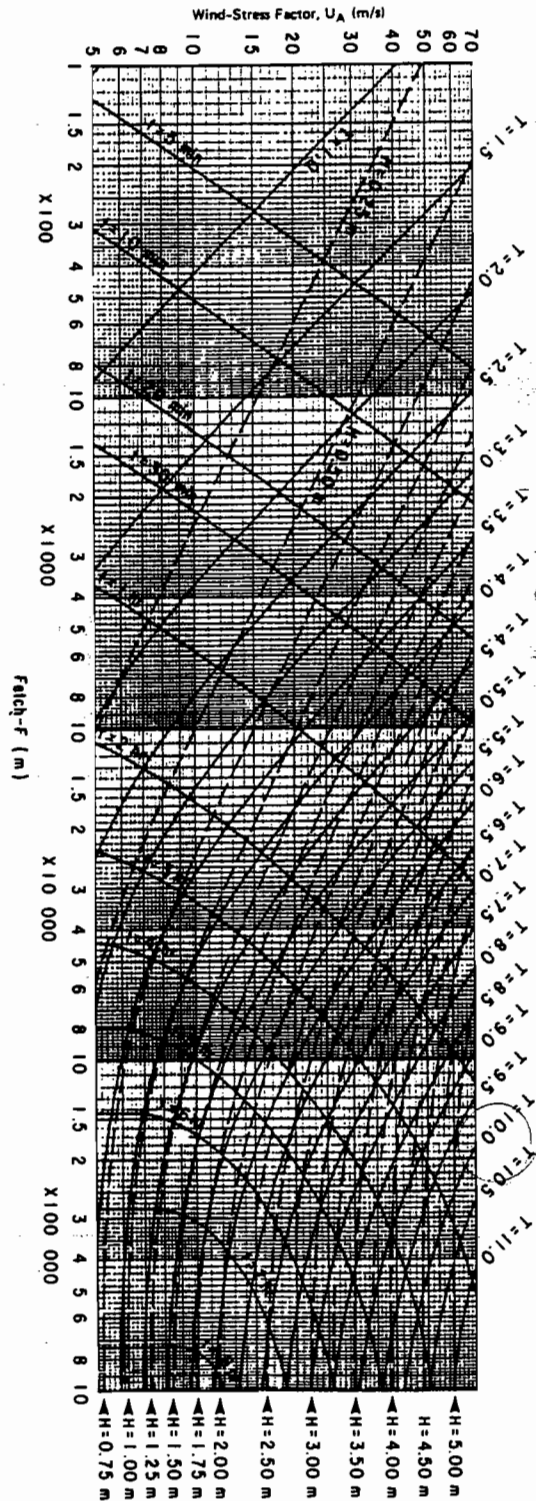


۷۸



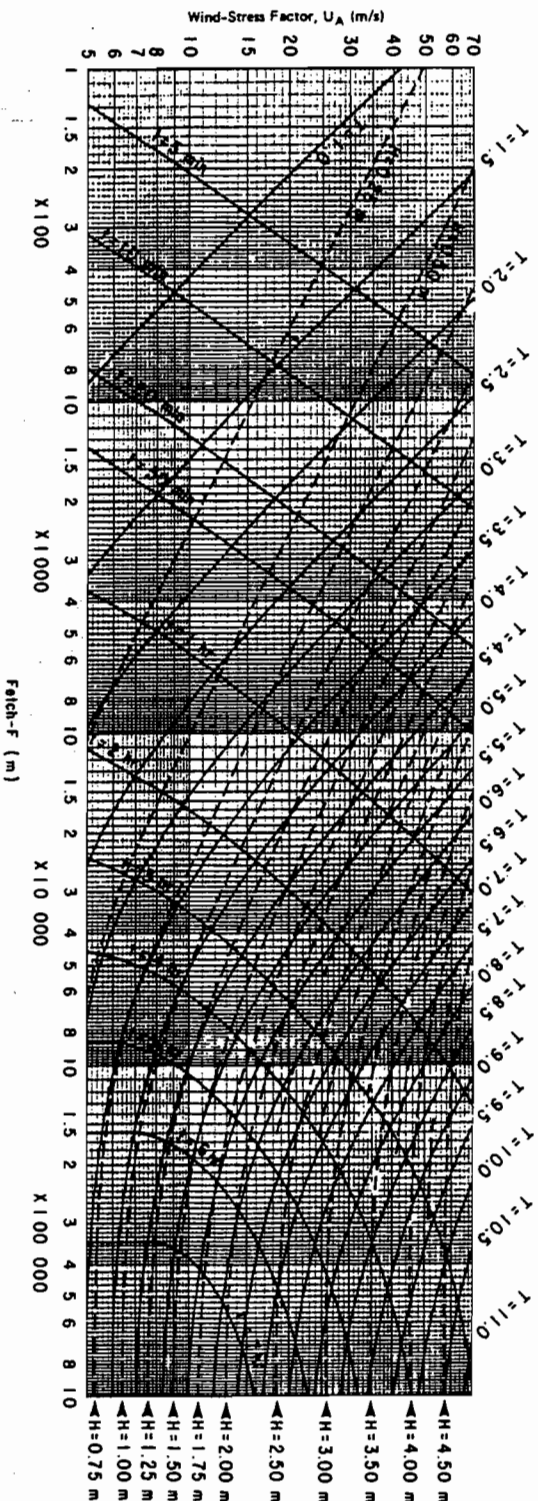
Note: Waves in a water depth of 13.5 meters with wave periods less than 4.2 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/T_2 > 0.78$ .

عمق ثابت 13.5m



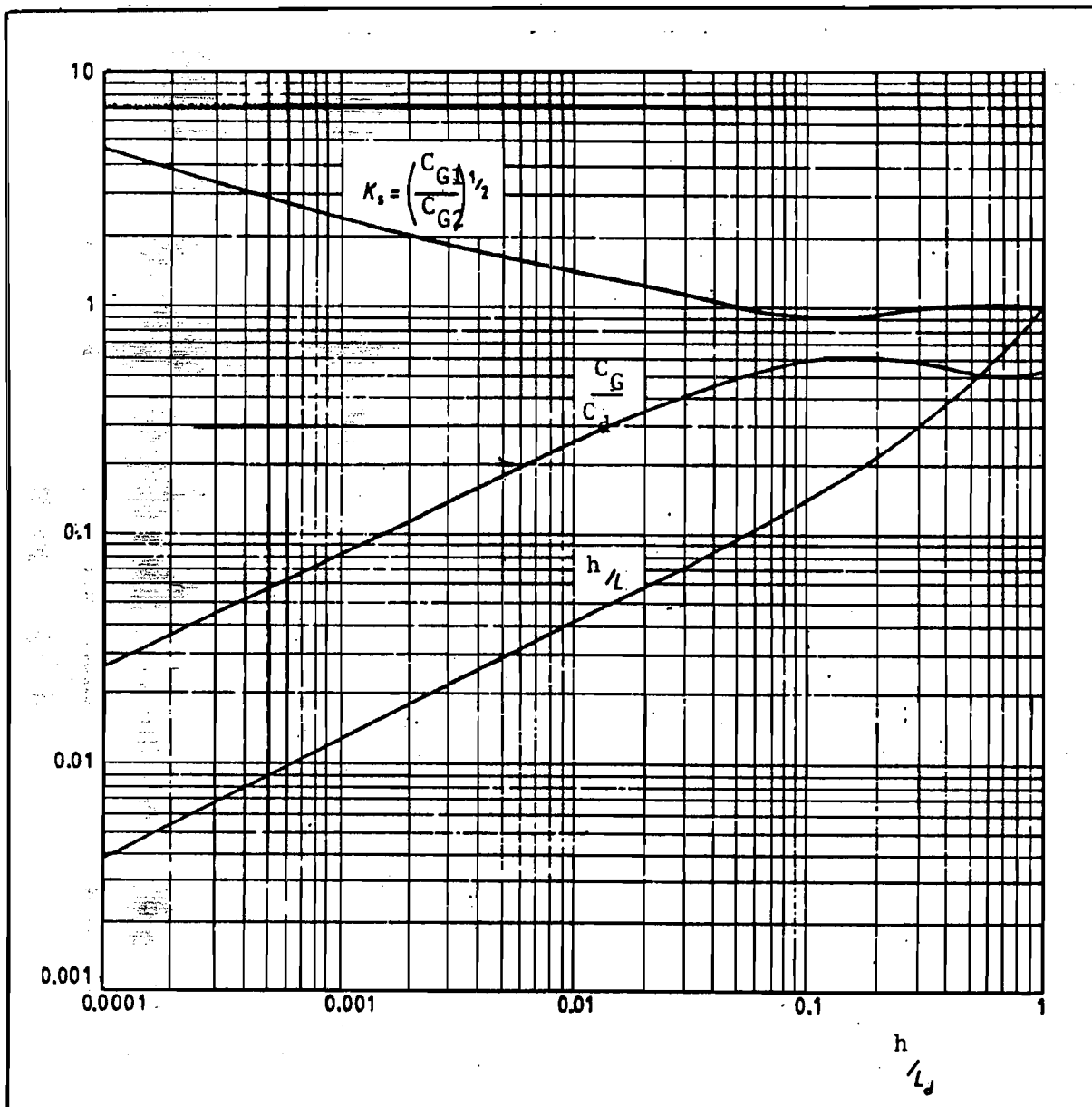
Note: Waves in a water depth of 13.5 meters with wave periods less than 4.2 seconds are considered to be deepwater waves, i.e.,  $d/T_2 > 0.78$ .

عمق ثابت 13.5m

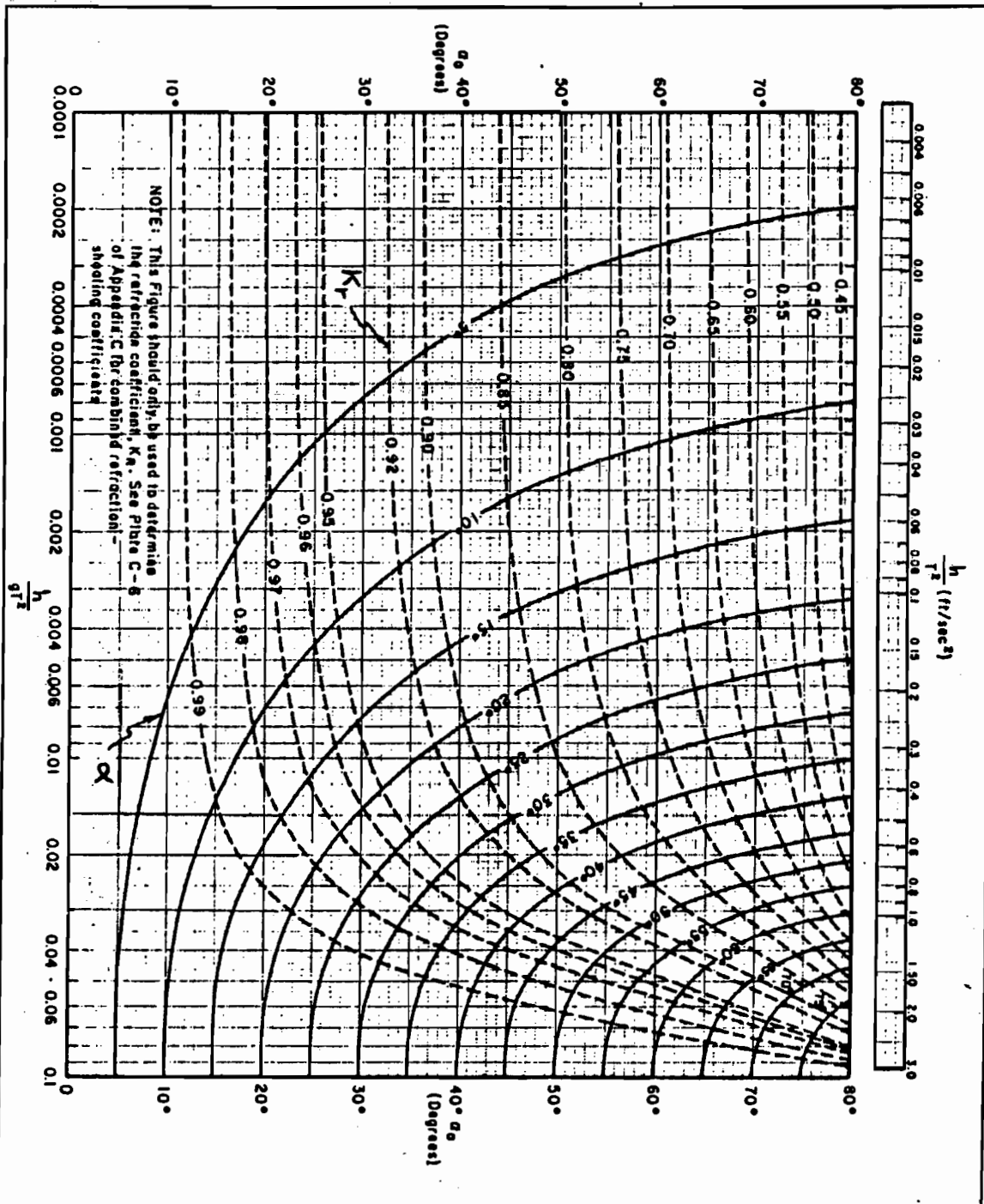


✓✓

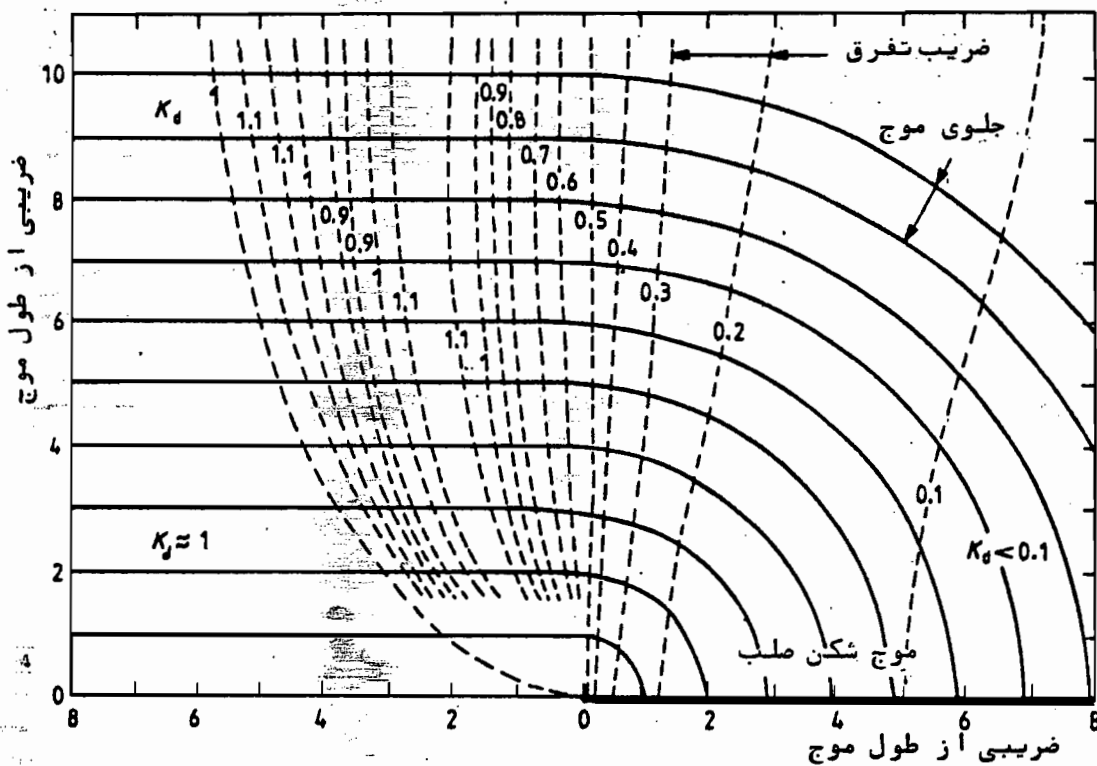




- تغییرات طول و سرعت قطار موج و ضریب خزش بر حسب عمق آب

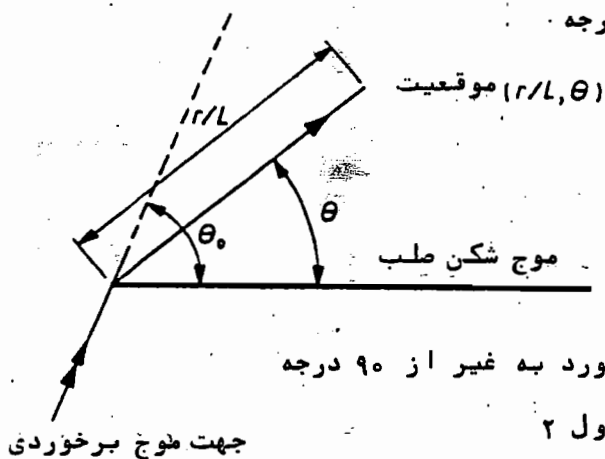


تعیین ضریب انکسار  $K_r$  در حالت خطوط توپوگرافی موازی



الف) منحنی تفرق برای زاویه برخورد بین موج با  $\theta_0 = 90^\circ$

موج شکن برابر  $90^\circ$  درجه



ب) علائم کاربردی برای زوایای برخورد به غیر از  $90^\circ$  درجه

با استفاده از جدول ۲

- تفرق موج در حالت یک موج شکن تنها



ضرایب تفرق برای یک موج شکن تنها ( به شکل ب توجیه شود )  
صنعه میل

Value of $\beta/L$	مقدار زاویه Value of $\theta$ (deg)												
	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180

Diffraction coefficient, $K_d$ ضریب تفرق													
$\theta_s = 15^\circ$													
0.5	0.49	0.79	0.83	0.90	0.97	1.01	1.03	1.02	1.01	0.99	0.99	1.00	1.00
1	0.38	0.73	0.83	0.95	1.04	1.04	0.99	0.98	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
2	0.21	0.68	0.86	1.05	1.03	0.97	1.02	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	0.13	0.63	0.99	1.04	1.03	1.02	0.99	0.99	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00
10	0.36	0.68	1.10	1.05	0.98	0.99	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

$\theta_s = 30^\circ$													
0.5	0.61	0.63	0.68	0.76	0.87	0.97	1.03	1.05	1.03	1.01	0.99	0.95	1.00
1	0.50	0.53	0.63	0.78	0.95	1.06	1.06	0.98	0.98	1.01	1.01	0.97	1.00
2	0.40	0.44	0.59	0.84	1.07	1.03	0.96	1.02	0.98	1.01	0.99	0.95	1.00
5	0.27	0.32	0.55	1.00	1.04	1.04	1.02	0.99	0.99	1.00	1.01	0.97	1.00
10	0.20	0.24	0.54	1.12	1.06	0.97	0.99	1.01	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00

$\theta_s = 45^\circ$													
0.5	0.49	0.50	0.55	0.63	0.73	0.85	0.96	1.04	1.06	1.04	1.00	0.99	1.00
1	0.38	0.40	0.47	0.59	0.76	0.95	1.07	1.06	0.98	0.97	1.01	1.01	1.00
2	0.29	0.31	0.39	0.56	0.83	1.08	1.04	0.96	1.03	0.98	1.01	1.00	1.00
5	0.18	0.20	0.29	0.54	1.01	1.04	1.05	1.03	1.00	0.99	1.01	1.00	1.00
10	0.13	0.15	0.22	0.53	1.13	1.07	0.96	0.98	1.02	0.99	1.00	1.00	1.00

$\theta_s = 60^\circ$													
0.5	0.40	0.41	0.45	0.52	0.60	0.72	0.85	1.13	1.04	1.06	1.03	1.01	1.00
1	0.31	0.32	0.36	0.44	0.57	0.75	0.96	1.08	1.06	0.98	0.98	1.01	1.00
2	0.22	0.23	0.28	0.37	0.55	0.83	1.08	1.04	0.96	1.03	0.98	1.01	1.00
5	0.14	0.15	0.18	0.28	0.53	1.01	1.04	1.05	1.03	0.99	0.99	1.00	1.00
10	0.10	0.11	0.13	0.21	0.52	1.14	1.07	0.96	0.98	1.01	1.00	1.00	1.00

$\theta_s = 75^\circ$													
0.5	0.34	0.35	0.38	0.42	0.50	0.59	0.71	0.85	0.97	1.04	1.05	1.02	1.00
1	0.25	0.26	0.29	0.34	0.43	0.56	0.75	0.95	1.02	1.06	0.98	0.98	1.00
2	0.18	0.19	0.22	0.26	0.36	0.54	0.83	1.09	1.04	0.96	1.03	0.99	1.00
5	0.12	0.12	0.13	0.17	0.27	0.52	1.01	1.04	1.05	1.03	0.99	0.99	1.00
10	0.08	0.08	0.10	0.13	0.20	0.52	0.14	1.07	0.96	0.98	1.01	1.00	1.00

$\theta_s = 90^\circ$													
0.5	0.31	0.31	0.33	0.36	0.41	0.49	0.59	0.71	0.85	0.96	1.03	1.03	1.00
1	0.22	0.23	0.24	0.28	0.33	0.42	0.56	0.75	0.96	1.07	1.05	0.99	1.00
2	0.18	0.18	0.18	0.20	0.28	0.35	0.54	0.89	1.08	1.04	0.96	1.02	1.00
5	0.10	0.10	0.11	0.13	0.18	0.27	0.53	1.01	1.04	1.05	1.02	0.99	1.00
10	0.07	0.07	0.08	0.09	0.13	0.20	0.52	1.14	1.07	0.96	0.99	1.01	1.00

$\theta_s = 105^\circ$													
0.5	0.28	0.28	0.29	0.32	0.35	0.41	0.49	0.59	0.72	0.85	0.97	1.01	1.00
1	0.20	0.20	0.24	0.23	0.27	0.33	0.42	0.56	0.75	0.95	1.06	1.04	1.00
2	0.14	0.14	0.13	0.17	0.20	0.25	0.35	0.54	0.83	1.08	1.03	0.97	1.00
5	0.09	0.09	0.10	0.11	0.13	0.17	0.27	0.52	1.02	1.04	1.04	1.02	1.00
10	0.07	0.06	0.08	0.08	0.09	0.12	0.20	0.52	1.14	1.07	0.97	0.99	1.00

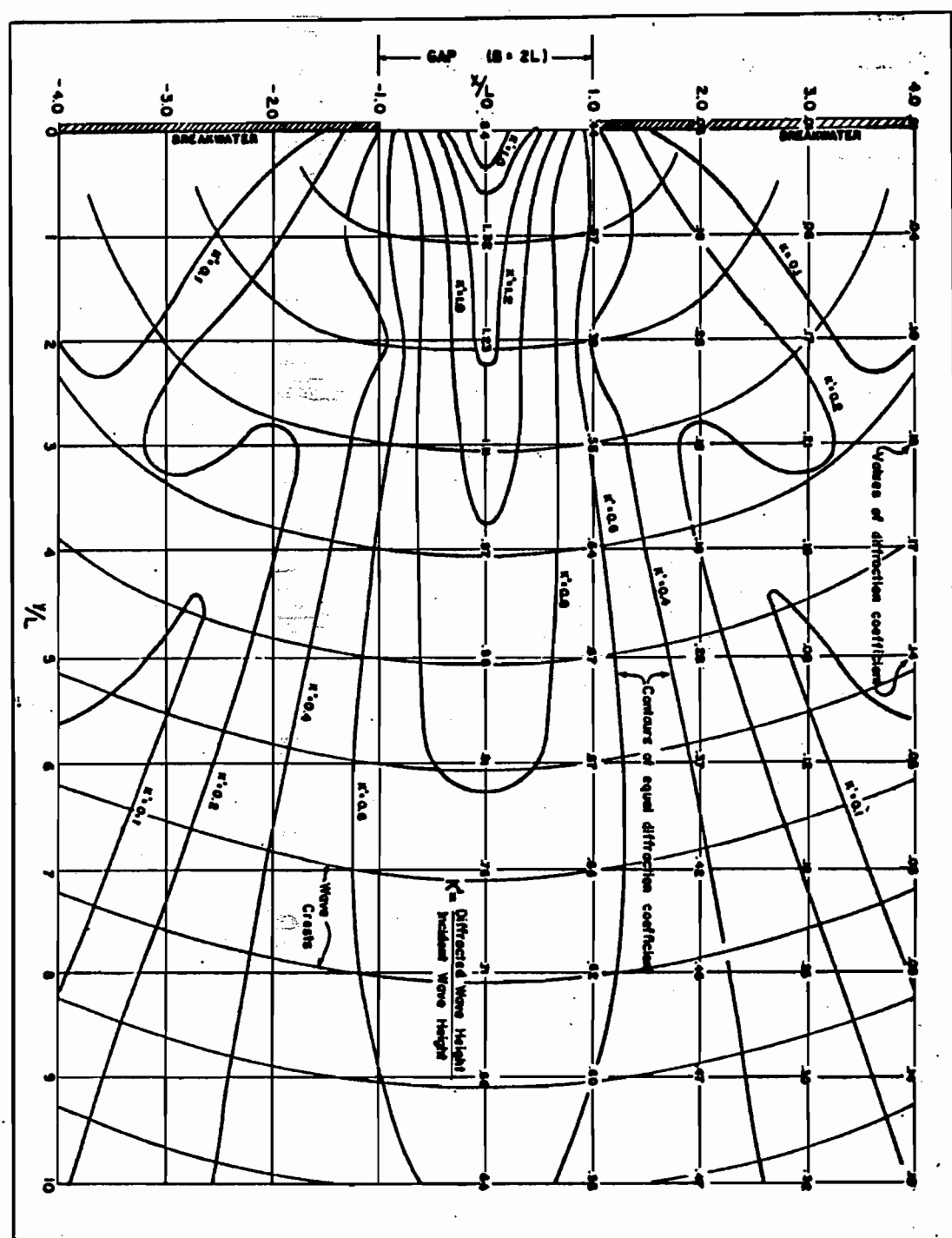
$\theta_s = 120^\circ$													
0.5	0.25	0.26	0.27	0.28	0.31	0.35	0.41	0.50	0.60	0.73	0.87	0.97	1.00
1	0.18	0.19	0.19	0.21	0.23	0.27	0.33	0.43	0.57	0.76	0.95	1.04	1.00
2	0.13	0.13	0.14	0.14	0.17	0.20	0.26	0.36	0.55	0.83	1.07	1.03	1.00
5	0.08	0.08	0.08	0.09	0.11	0.13	0.16	0.27	0.53	1.01	1.04	1.03	1.00
10	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.09	0.13	0.20	0.52	1.13	1.06	0.98	1.00

$\theta_s = 135^\circ$													
0.5	0.24	0.24	0.25	0.26	0.28	0.32	0.36	0.42	0.52	0.63	0.76	0.90	1.00
1	0.18	0.17	0.18	0.19	0.21	0.23	0.28	0.34	0.44	0.59	0.78	0.95	1.00
2	0.12	0.12	0.13	0.14	0.14	0.17	0.20	0.26	0.37	0.56	0.84	1.05	1.00
5	0.08	0.07	0.08	0.08	0.09	0.11	0.13	0.17	0.28	0.54	1.00	1.04	1.00
10	0.03	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.13	0.21	0.53	1.12	1.05	1.00

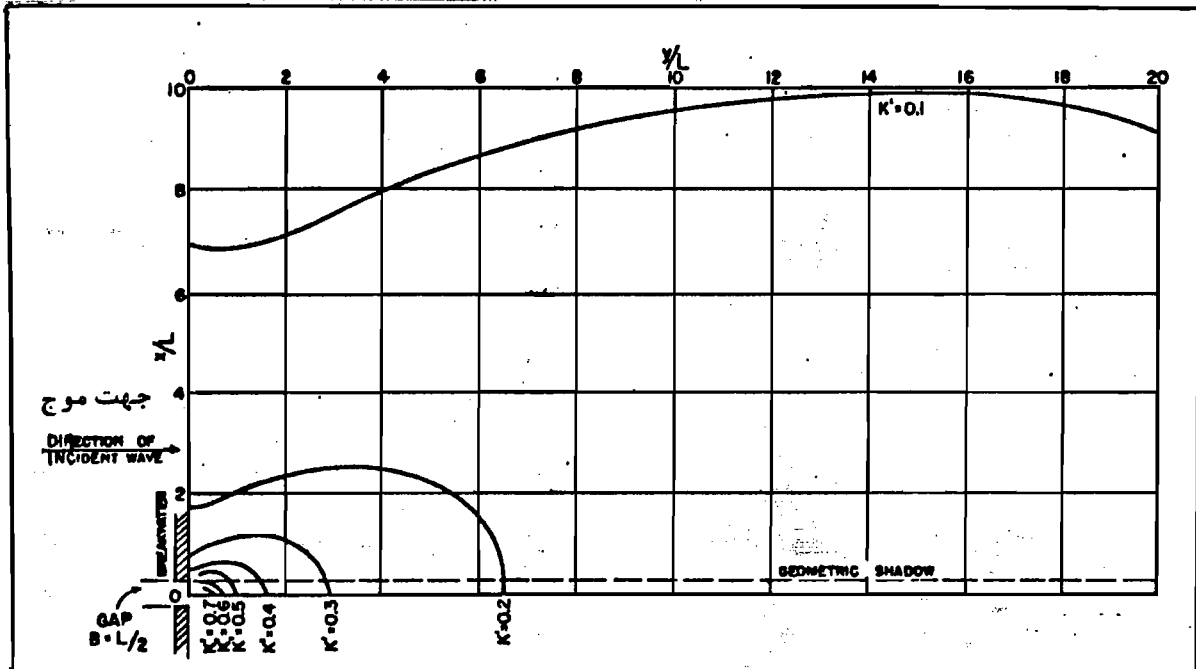


دنباله جدول

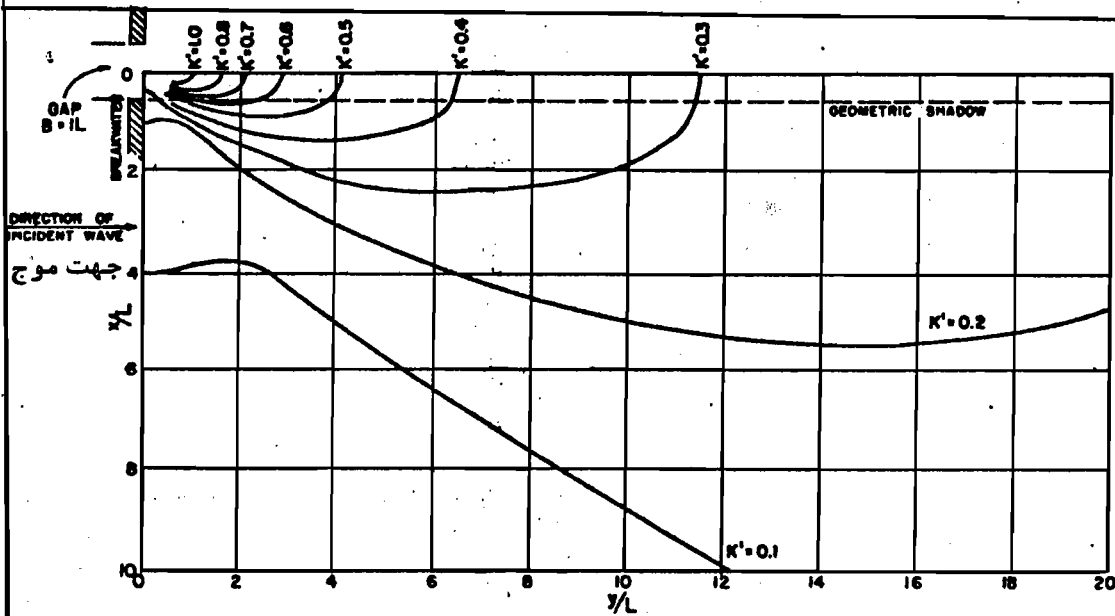
Value of $r/L$	Value of $\theta$ (deg)												
	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Diffraction coefficient, $K_d$													
$\theta_0 = 150^\circ$													
0.5	0.23	0.23	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.38	0.45	0.55	0.68	0.83	1.00
1	0.16	0.17	0.17	0.18	0.19	0.22	0.24	0.29	0.36	0.47	0.63	0.83	1.00
2	0.12	0.12	0.12	0.13	0.14	0.15	0.18	0.22	0.28	0.39	0.59	0.86	1.00
5	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.13	0.18	0.29	0.55	0.99	1.00
10	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	0.13	0.22	0.54	0.10	1.00
$\theta_0 = 165^\circ$													
0.5	0.23	0.23	0.23	0.24	0.26	0.28	0.31	0.35	0.41	0.50	0.63	0.79	1.00
1	0.16	0.16	0.17	0.17	0.19	0.20	0.23	0.26	0.32	0.40	0.53	0.73	1.00
2	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14	0.16	0.19	0.23	0.31	0.44	0.68	1.00
5	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.15	0.20	0.32	0.63	1.00
10	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.11	0.11	0.21	0.58	1.00
$\theta_0 = 180^\circ$													
0.5	0.20	0.25	0.23	0.24	0.25	0.28	0.31	0.34	0.40	0.49	0.61	0.78	1.00
1	0.10	0.17	0.16	0.18	0.18	0.23	0.22	0.25	0.31	0.38	0.50	0.70	1.00
2	0.02	0.09	0.12	0.12	0.13	0.18	0.16	0.18	0.22	0.29	0.40	0.60	1.00
5	0.02	0.08	0.07	0.07	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.18	0.27	0.46	1.00
10	0.01	0.05	0.05	0.04	0.06	0.07	0.07	0.08	0.10	0.13	0.20	0.36	1.00



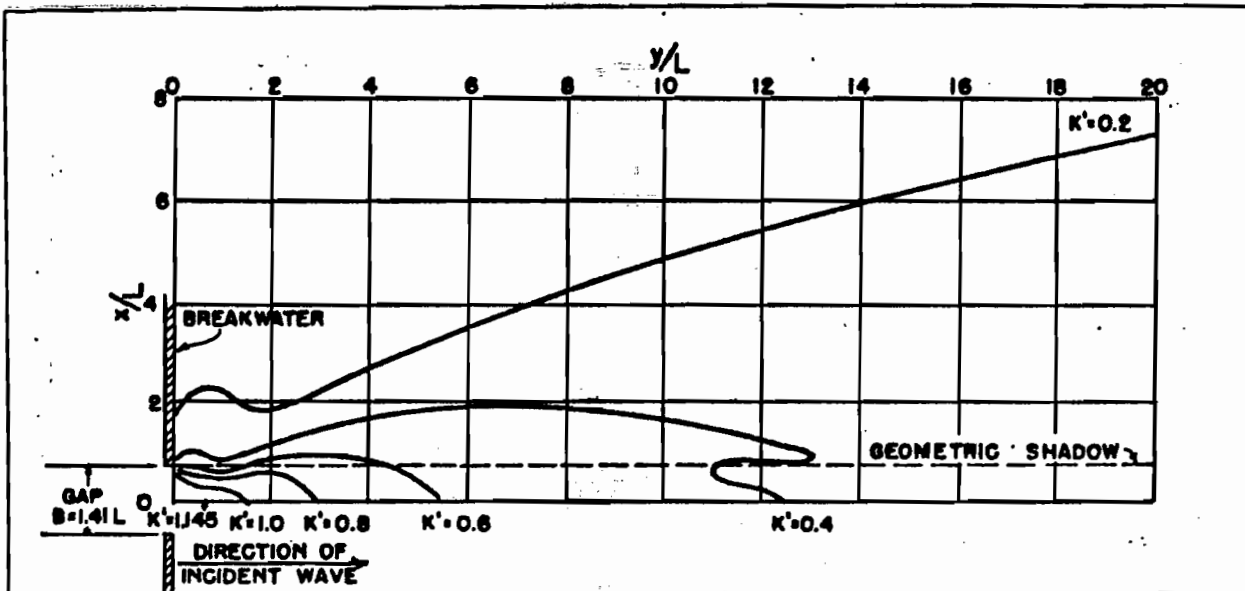
- ضریب تفرق برای حالت  $B=2L$  (ضریب تفرق  $K_d = K'$ )



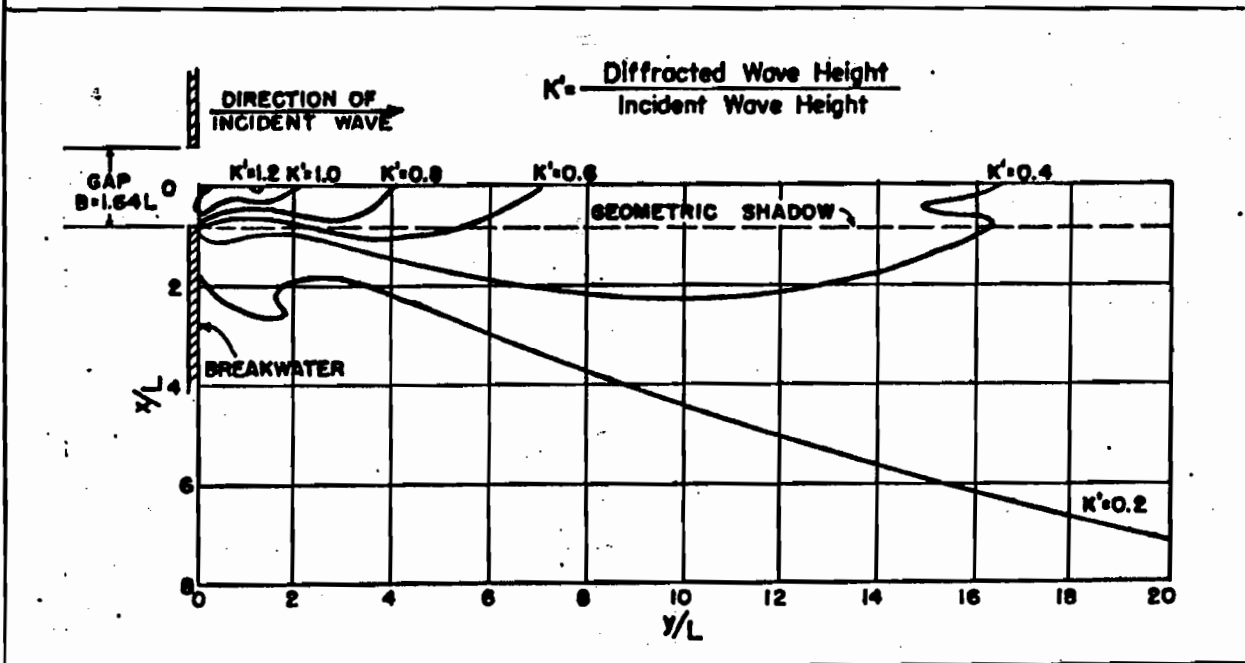
- ضریب تفرق برای حالت  $B = 0.5 L$



- ضریب تفرق برای حالت  $B = L$

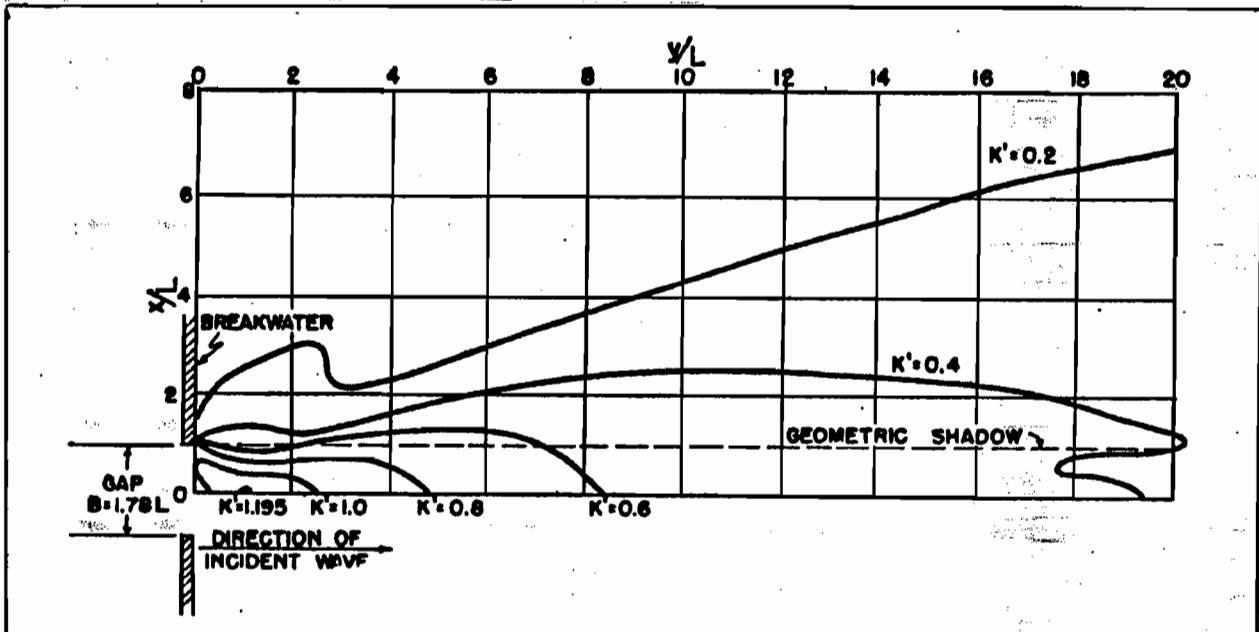


- ضریب تفرق برای حالت  $B = 1.41 L$

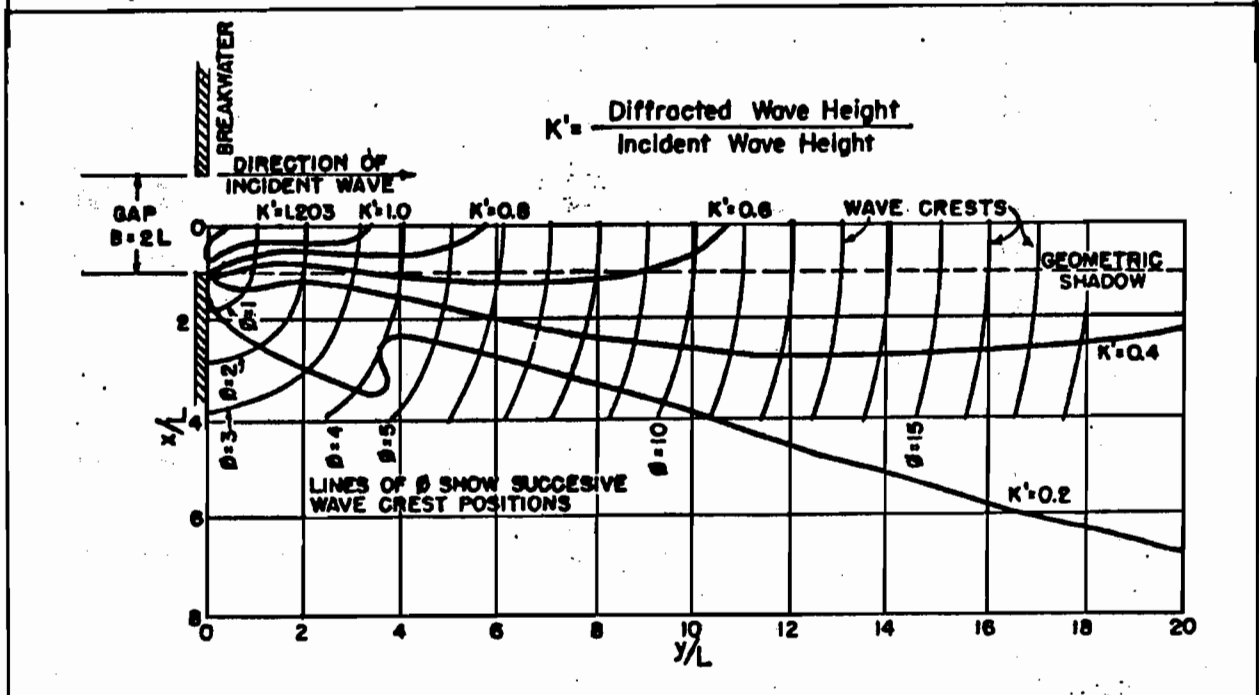


- ضریب تفرق برای حالت  $B = 1.64 L$

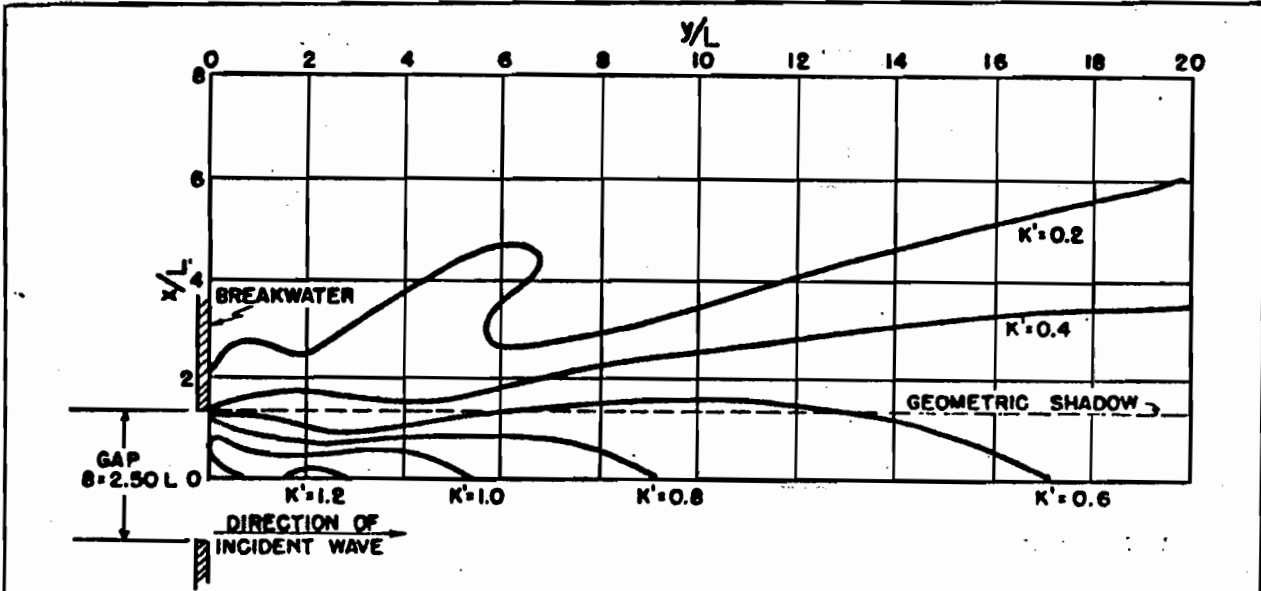




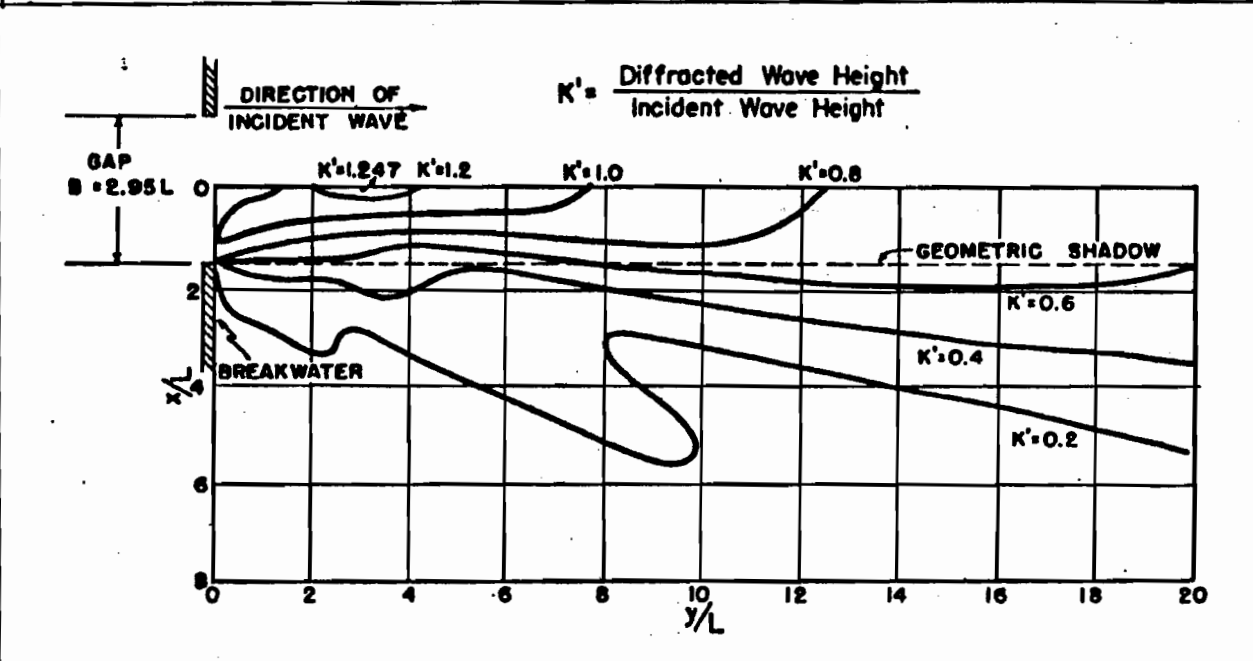
ضریب تفرق برای حالت  $B = 1.78 L$



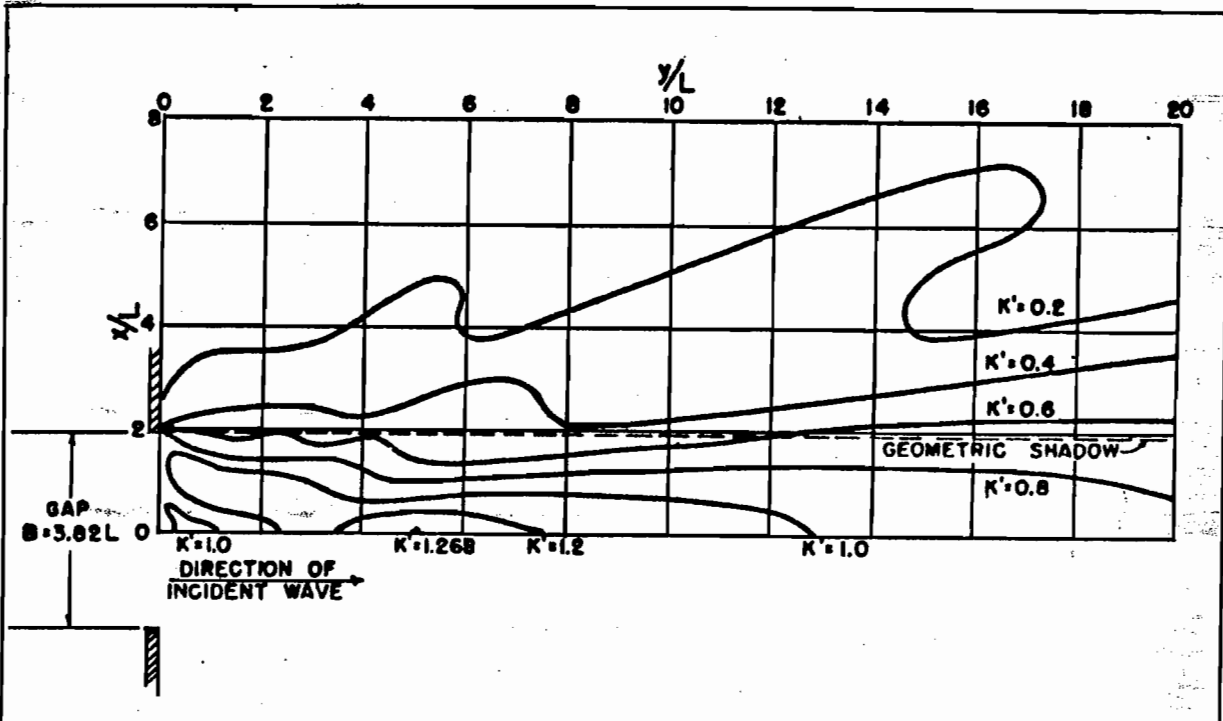
ضریب تفرق برای حالت  $B = 2 L$



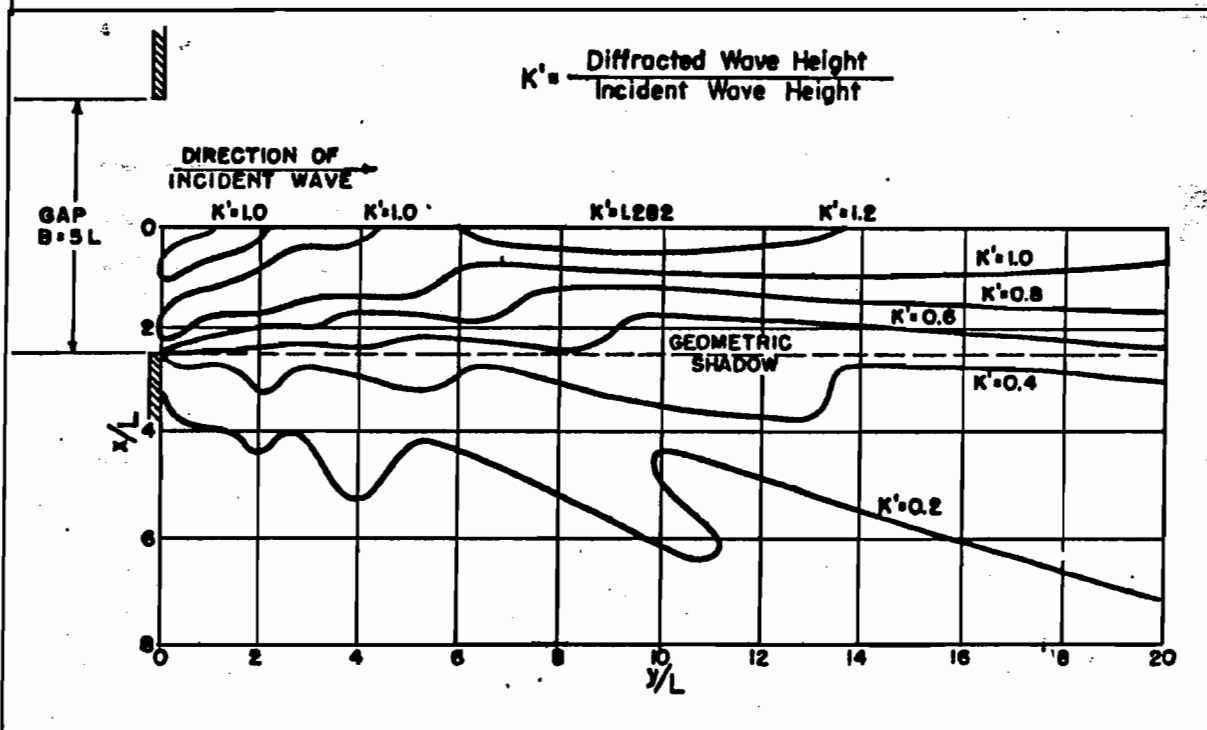
- ضریب تفرق برای حالت  $B = 2.50 L$



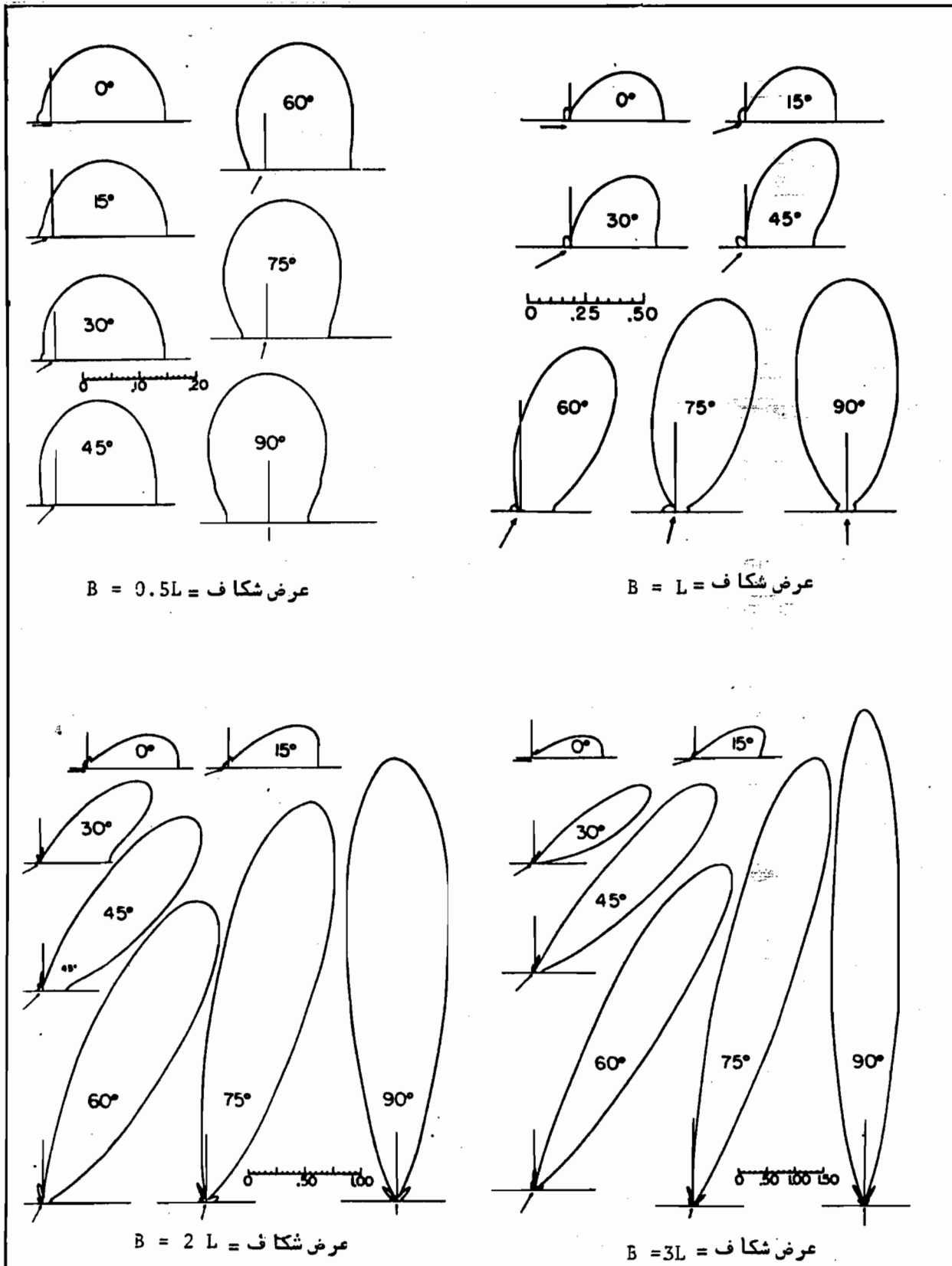
- ضریب تفرق برای حالت  $B = 2.95 L$



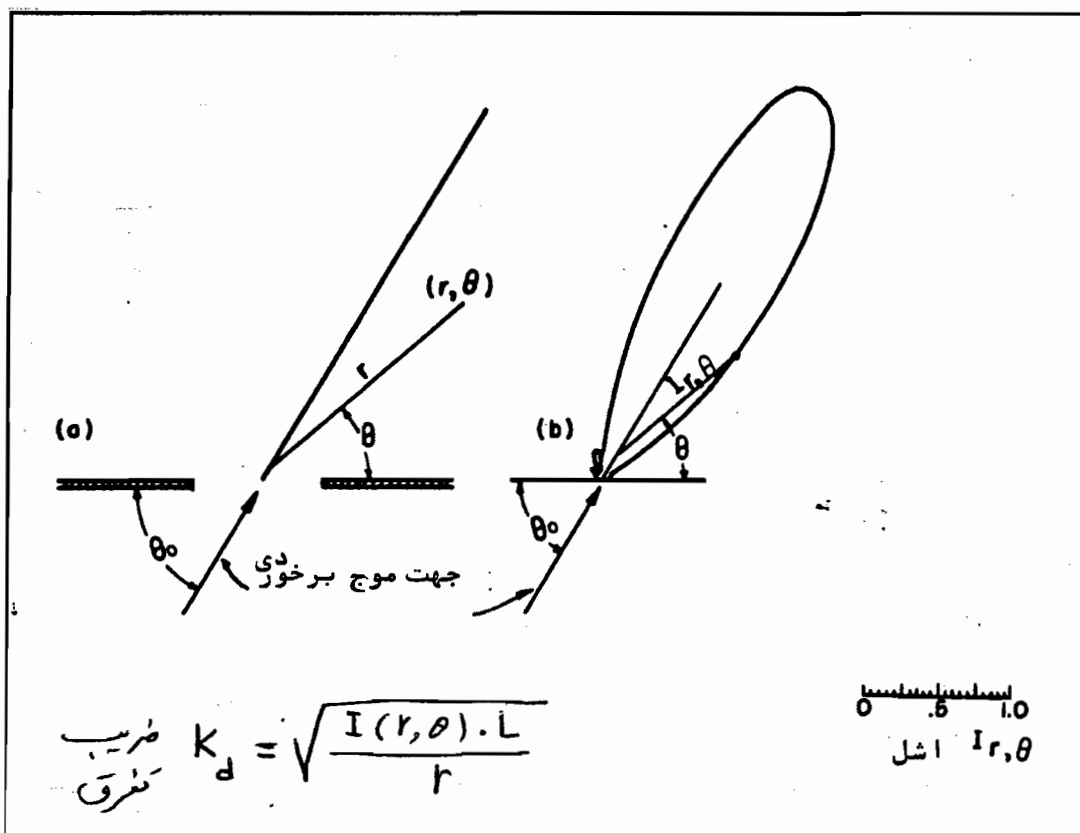
ضریب تفرق برای حالت  $B = 3.82L$



ضریب تفرق برای حالت  $B = 5L$

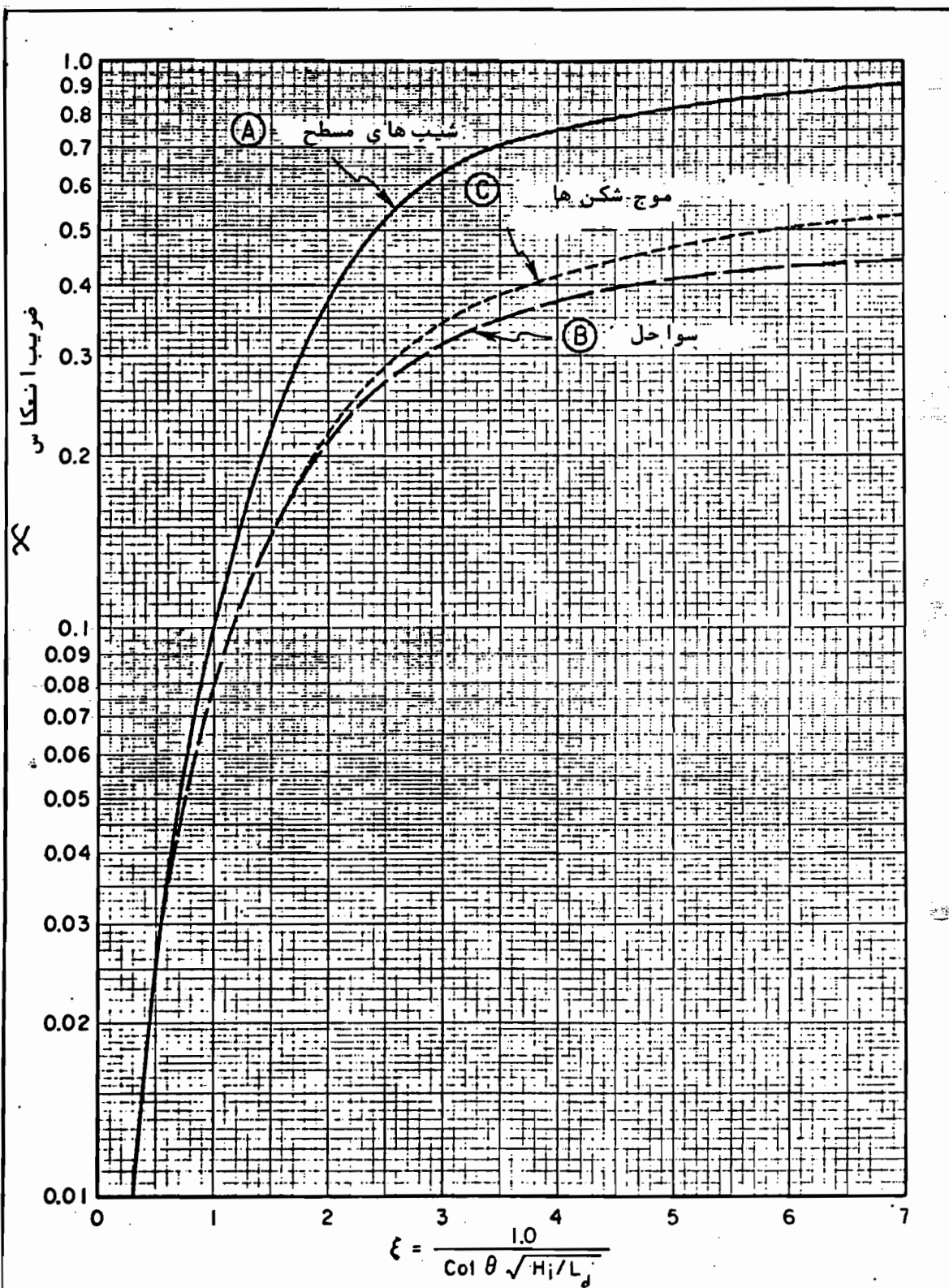


ضریب تفرق در حالتی که زاویه برخورد موج با موج شکن به غیر از ۹۰ درجه باشد.

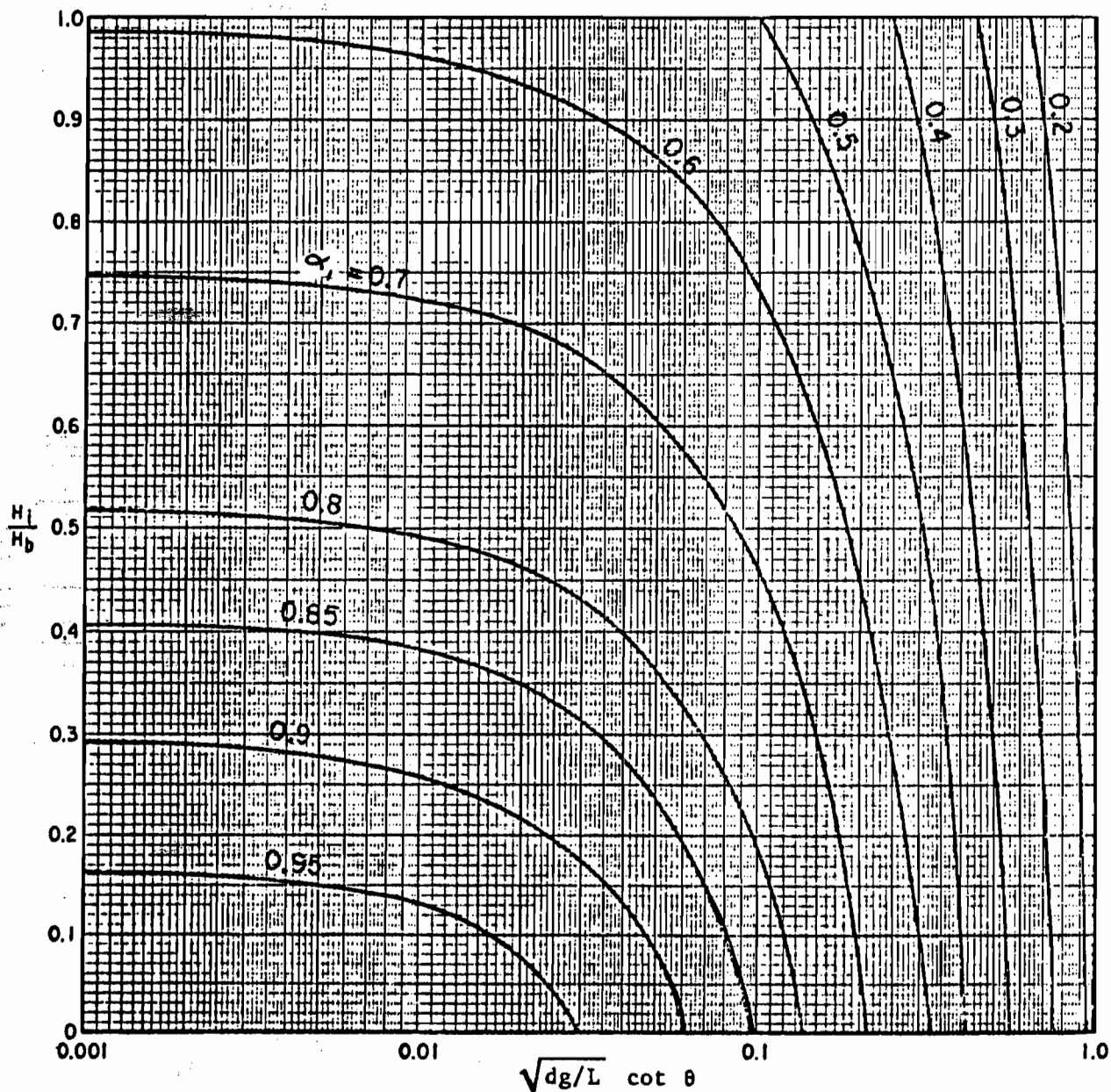


توصیف علائم بکاررفته در نمودار شکل ۳۵

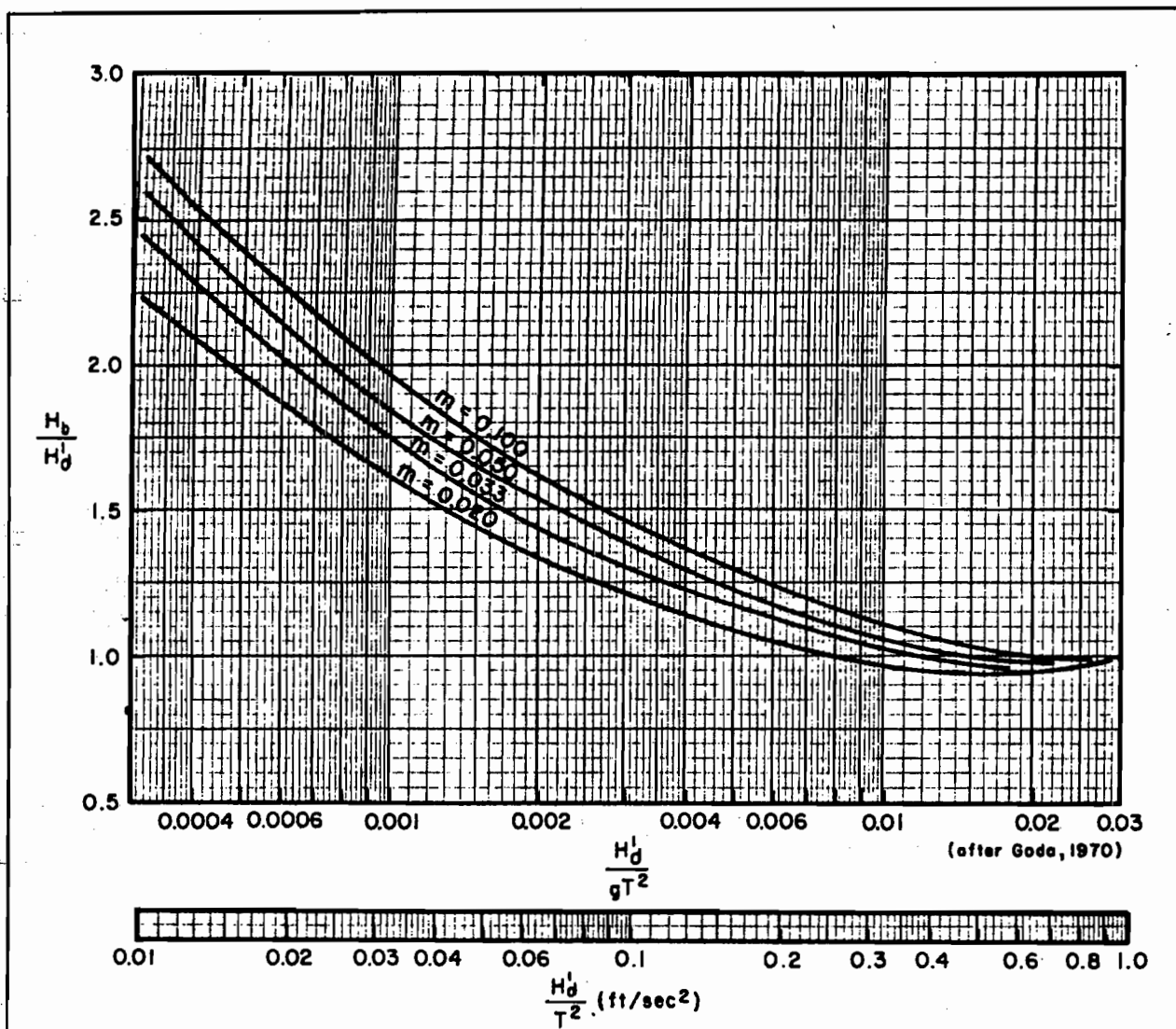
( در تعیین ضریب تفرق )



ضریب انعکاس برای شیبهای مسطح، سواحل و موج شکن‌ها

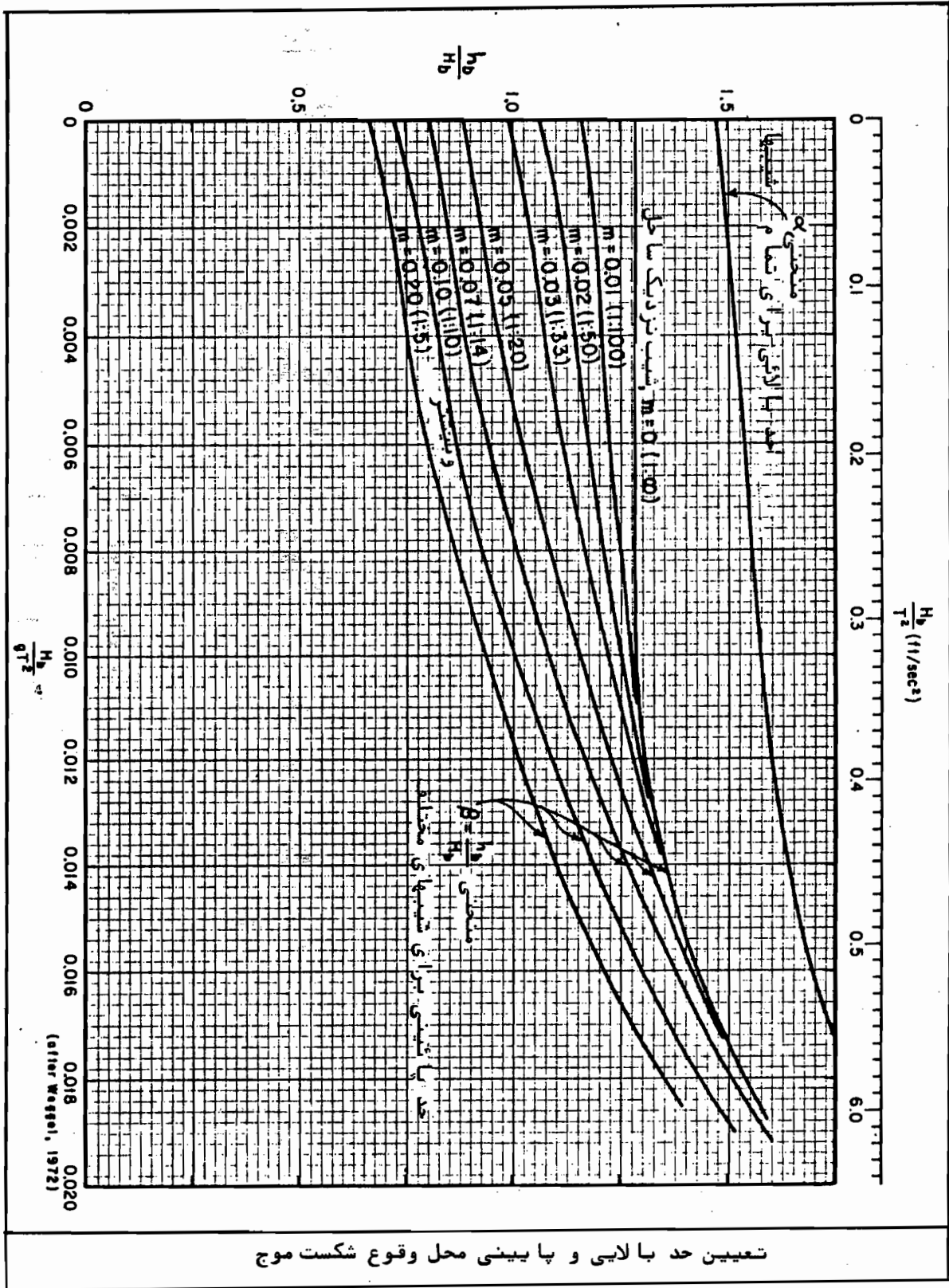


تعیین ضریب تصحیح  $\alpha_1$

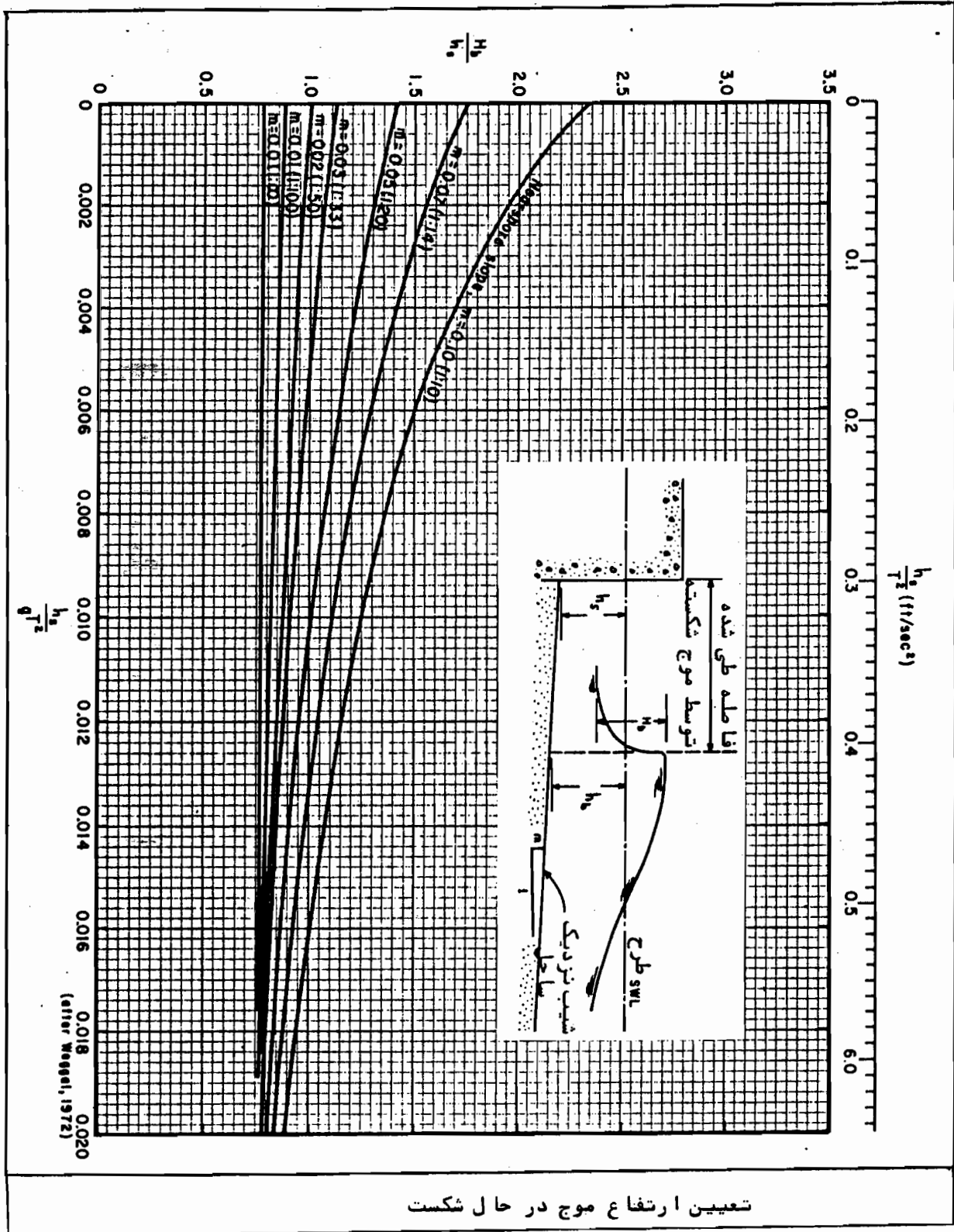


تعیین ارتفاع موج در حال شکست  $H_b$

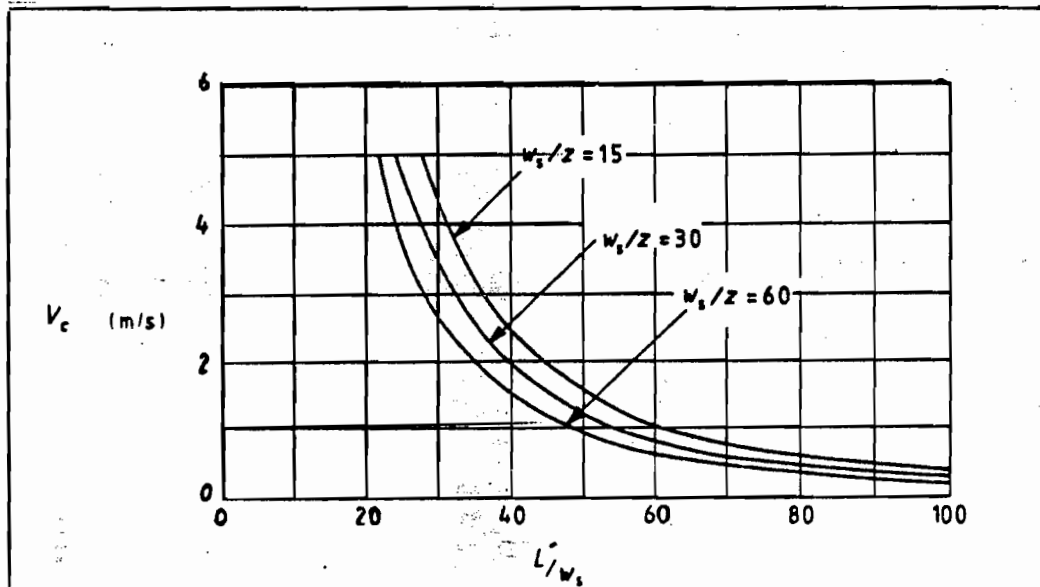




تعیین حد بالایی و پایینی محل وقوع شکست موج



تعیین ارتفاع موج در حال شکست

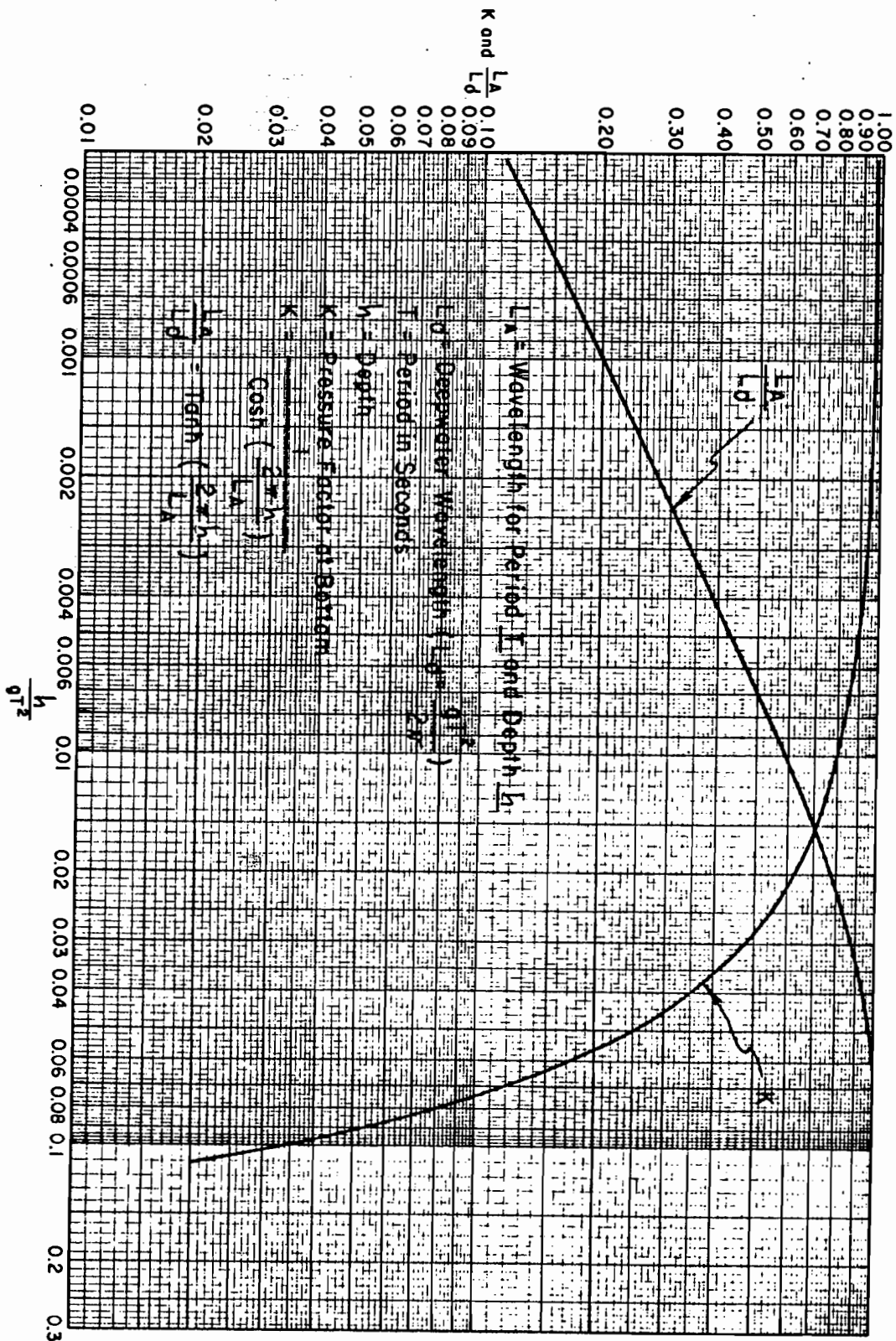


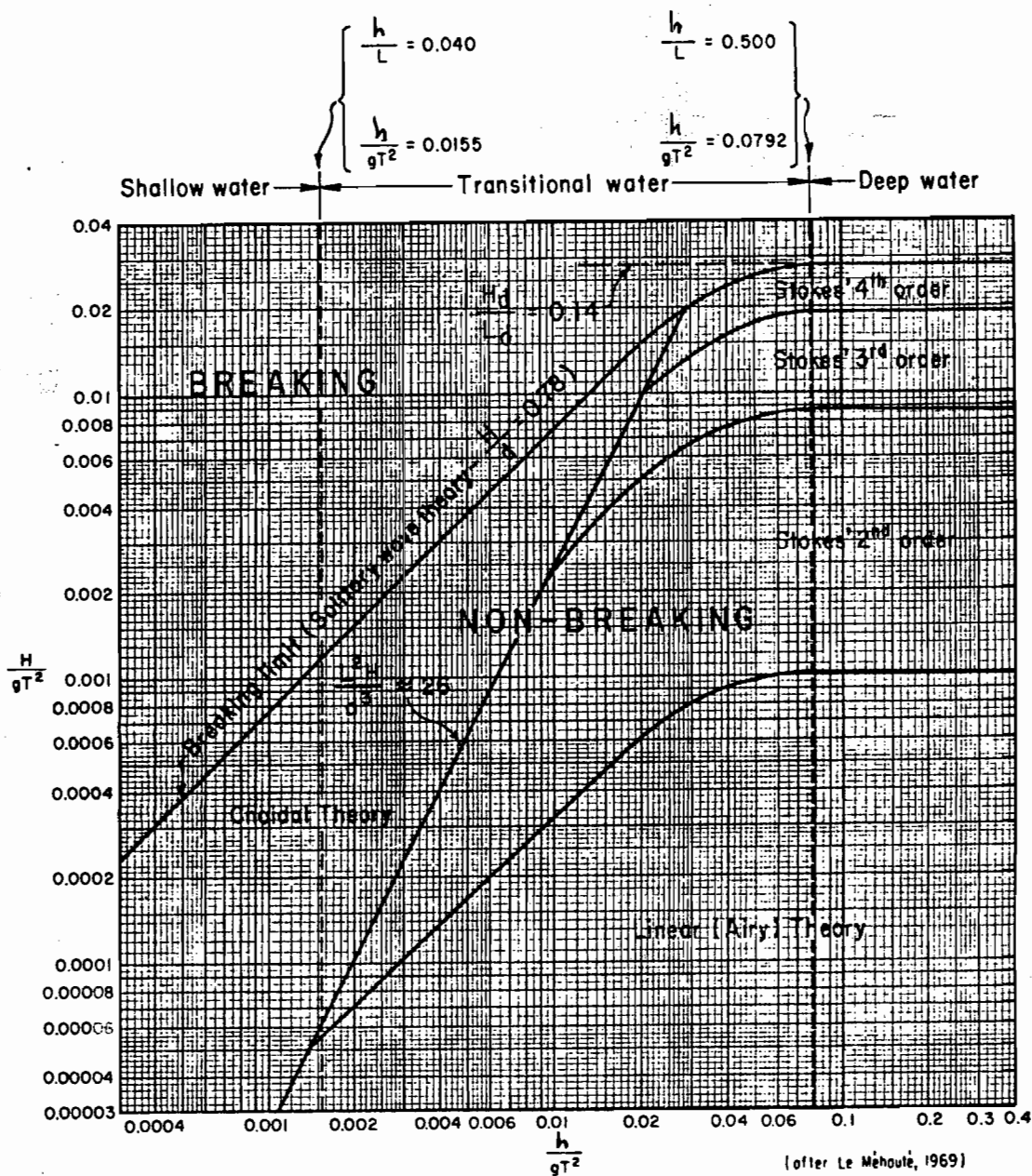
$w_s$  : قطر شمع (لوله)

$Z$  : ضخامت لوله (شمع)

$L'$  : طول کلی سازه (لوله) از محل گیرداری ظاهری تا سطح عرشه

سرعت بحرانی جریان برای نوسانات هم جهت با جریان در مورد  
قطعات با مقطع دایره‌ای

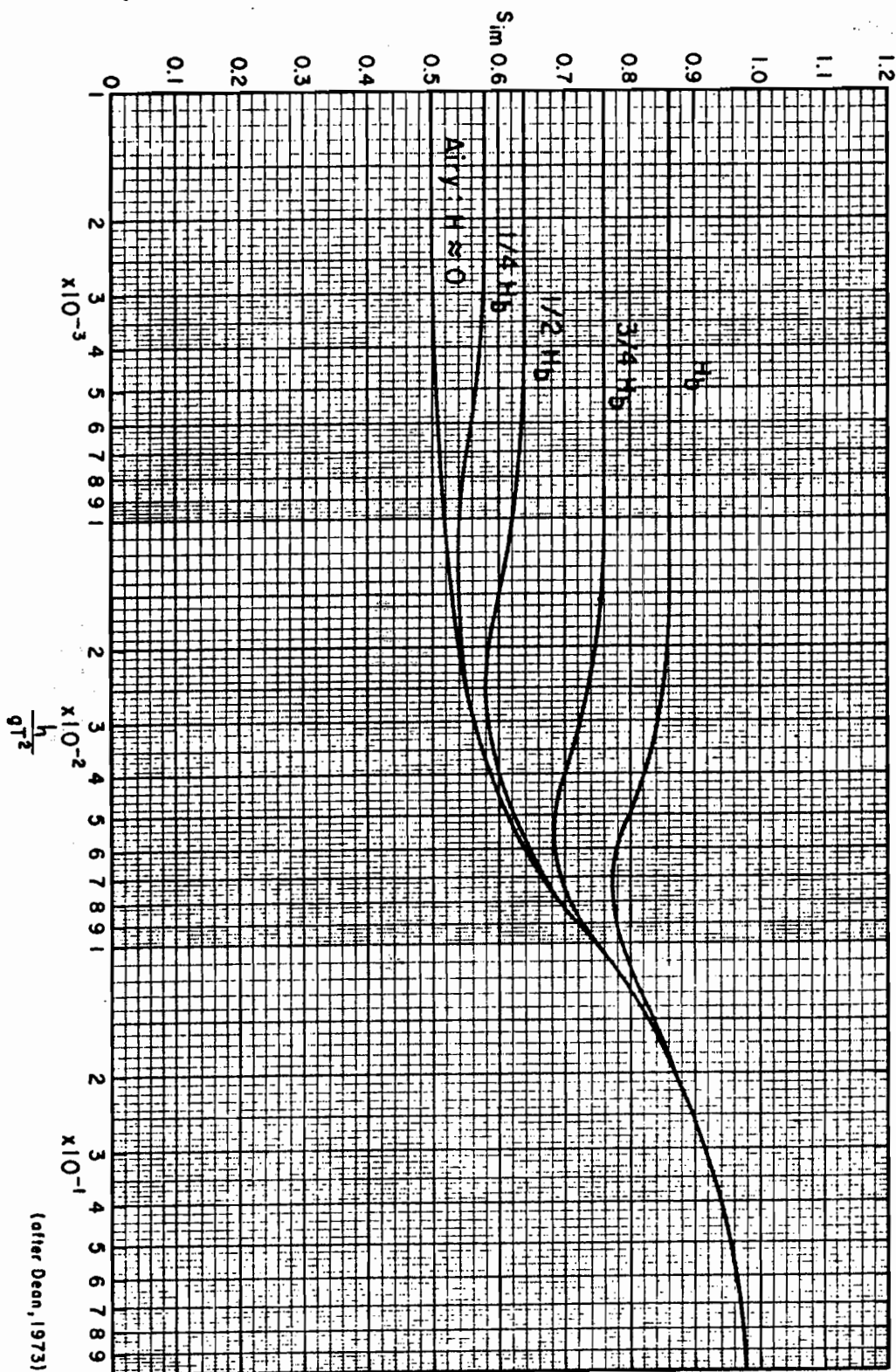




ارتفاع موج در حال شکست  $H_b$  و انواعی اعمبار تئوری‌های مختلف امواج

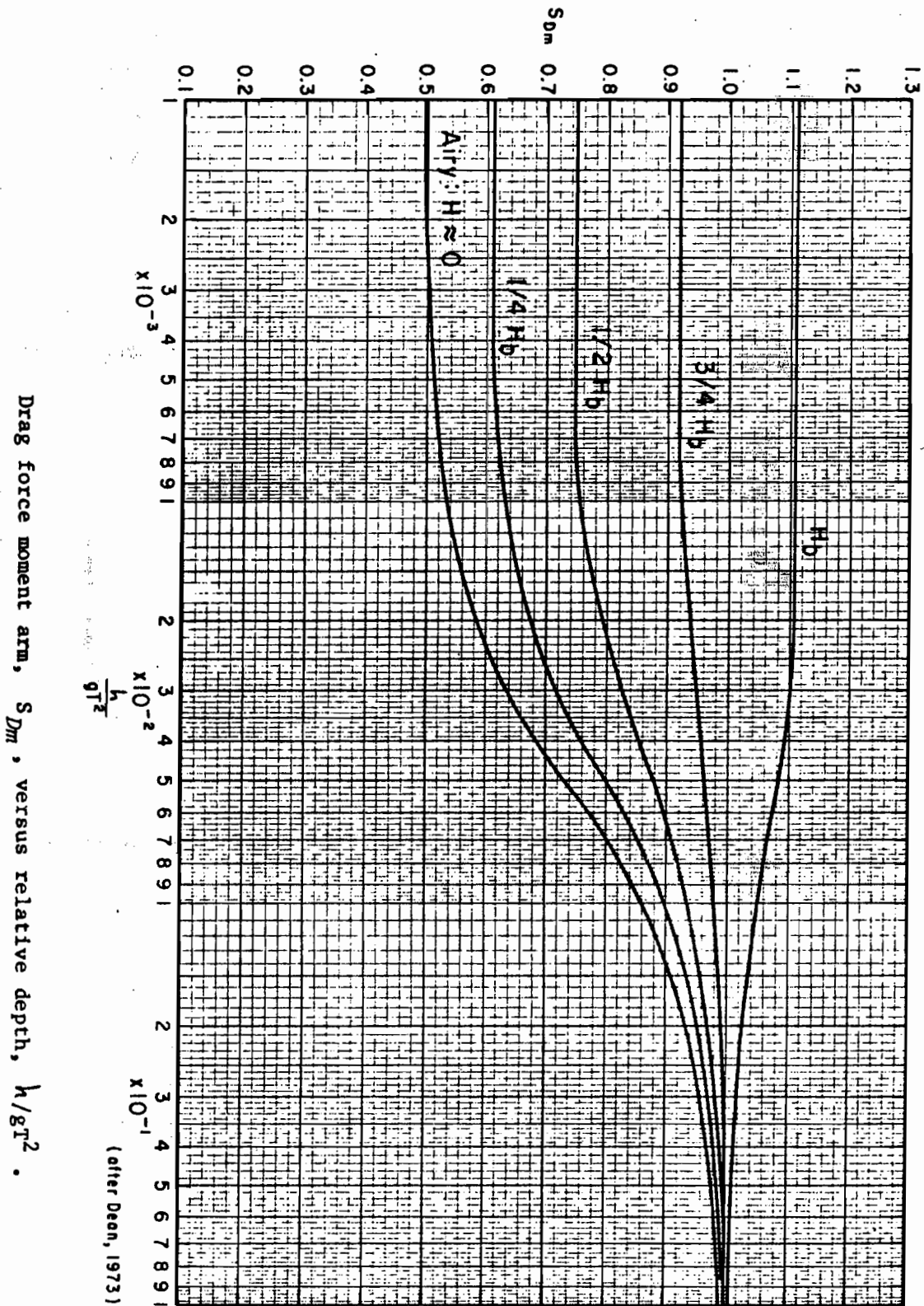


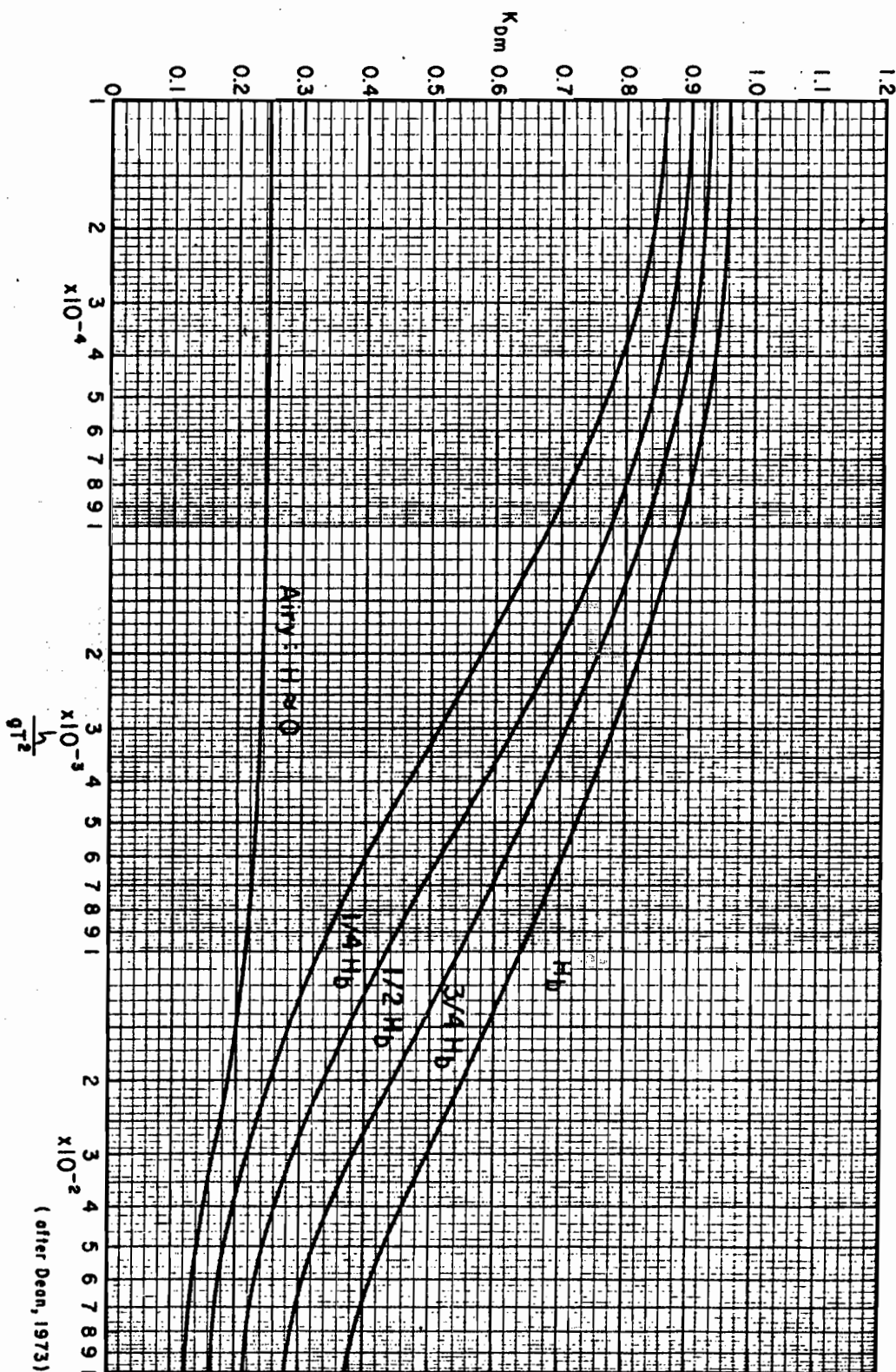
پروست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی بی‌سازمانی ارشد  
 درس دکتر خسرو برگی



Inertia force moment arm,  $S_{im}$ , versus relative depth,  $h/gT^2$ .



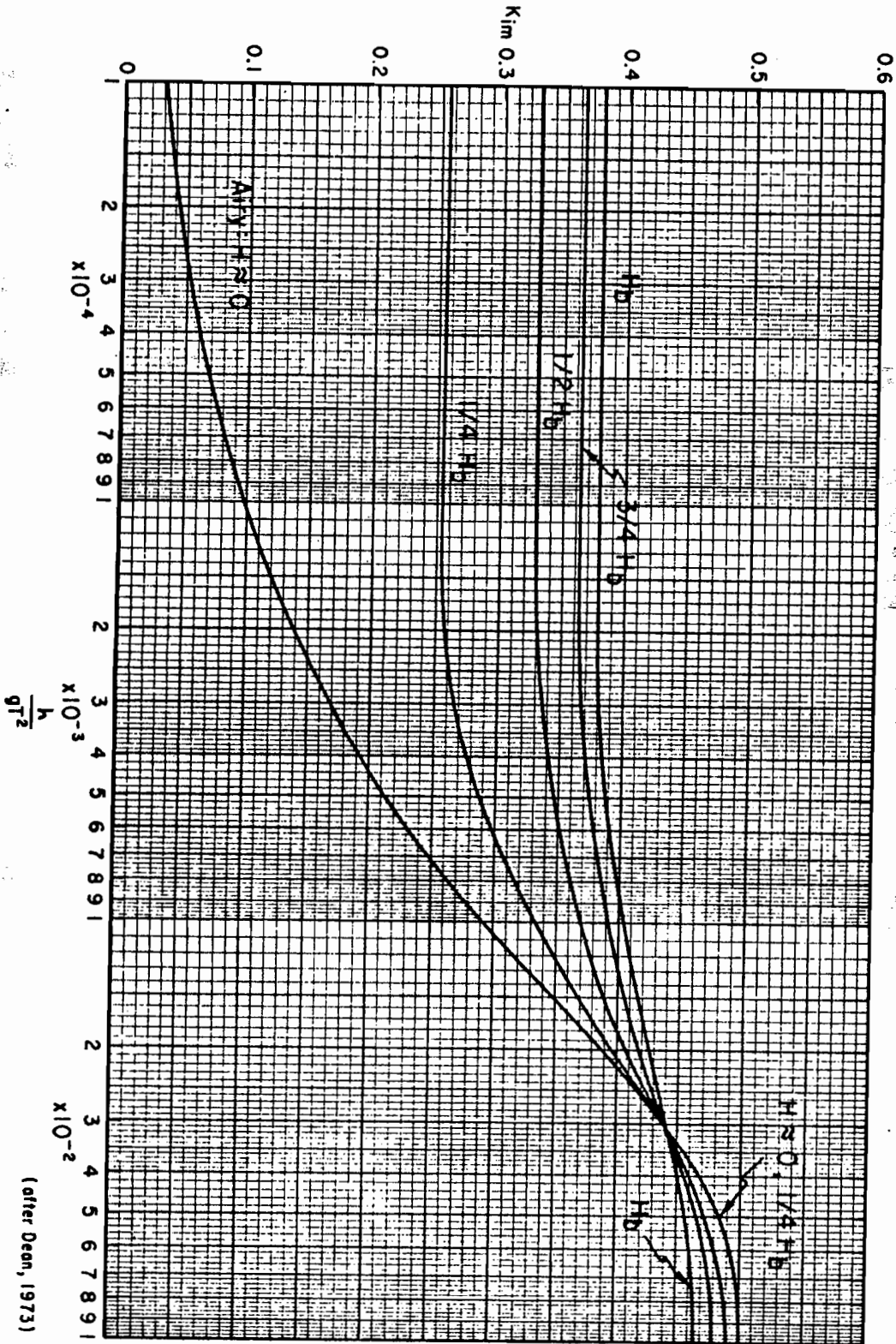




$K_{Dm}$  versus relative depth,  $h/gT^2$ .

(after Dean, 1973)



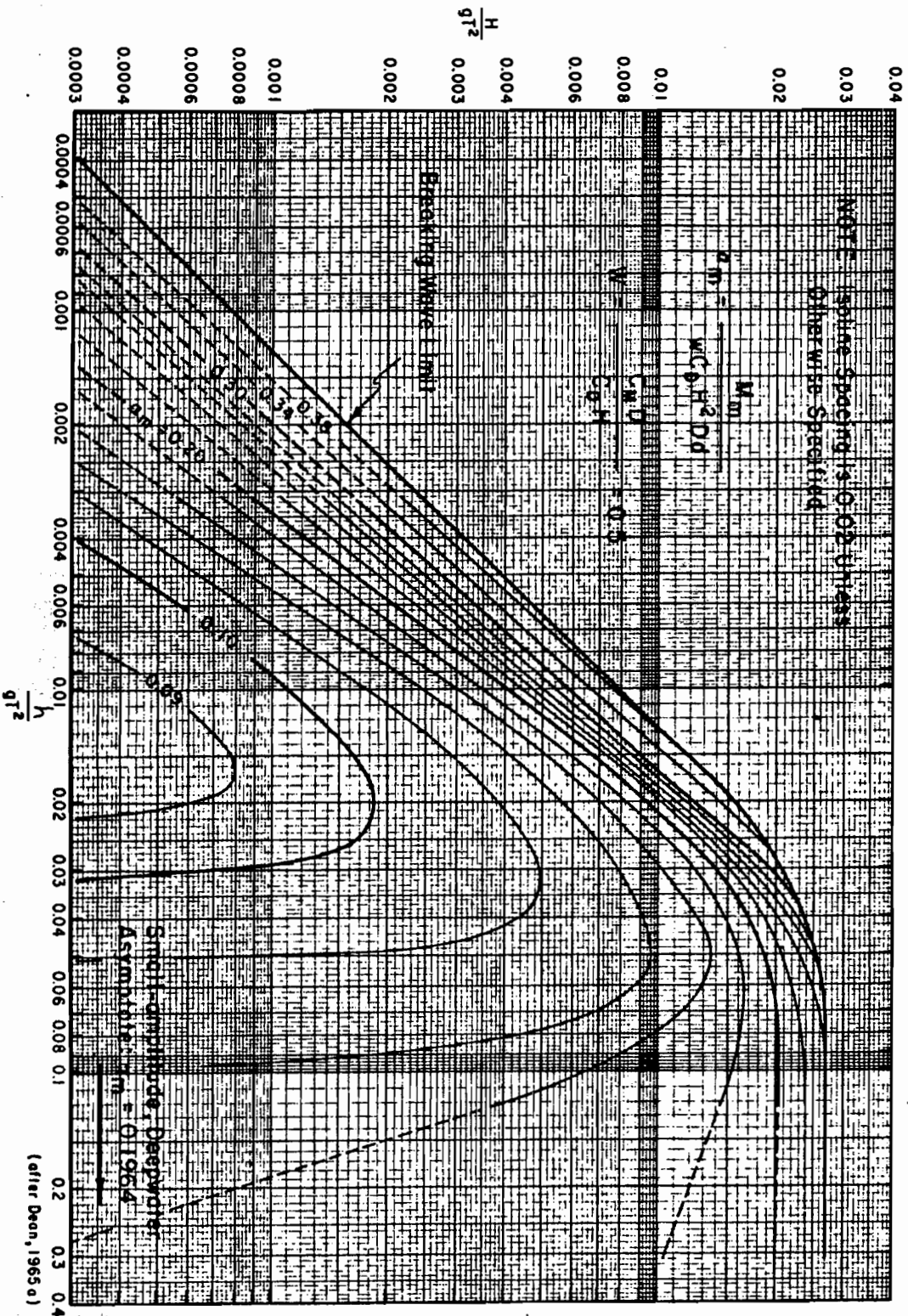


$K_{lim}$  versus relative depth,  $\frac{h}{gT^2}$ .

(after Dean, 1973)



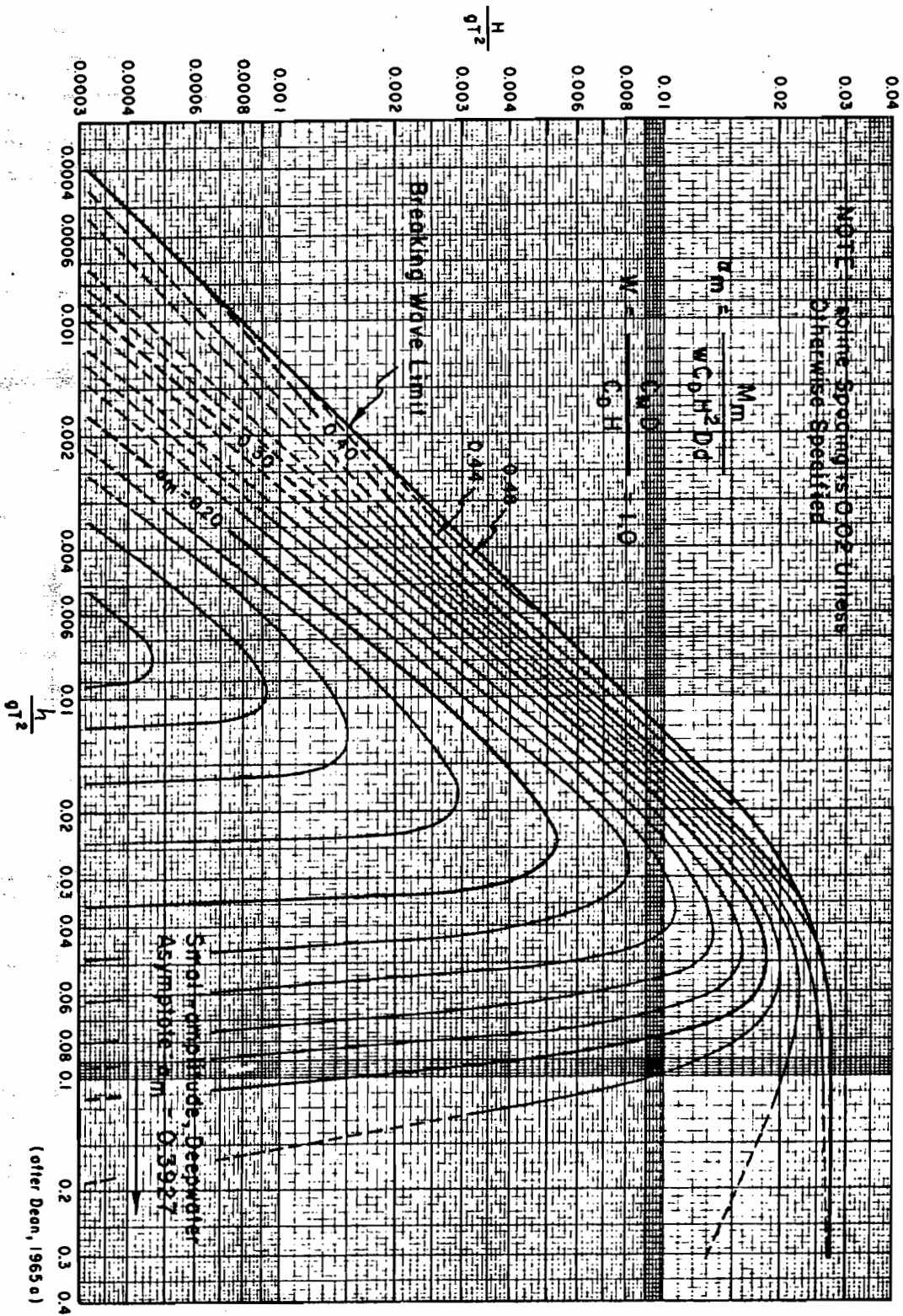
پیرست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی - ماریتایم اینجینیرینگ  
 درس دکتر خسرو برگی



Isolines of  $\alpha_m$  versus  $H/gT^2$  and  $h/gT^2$  ... ( $W = 0.5$ ) .



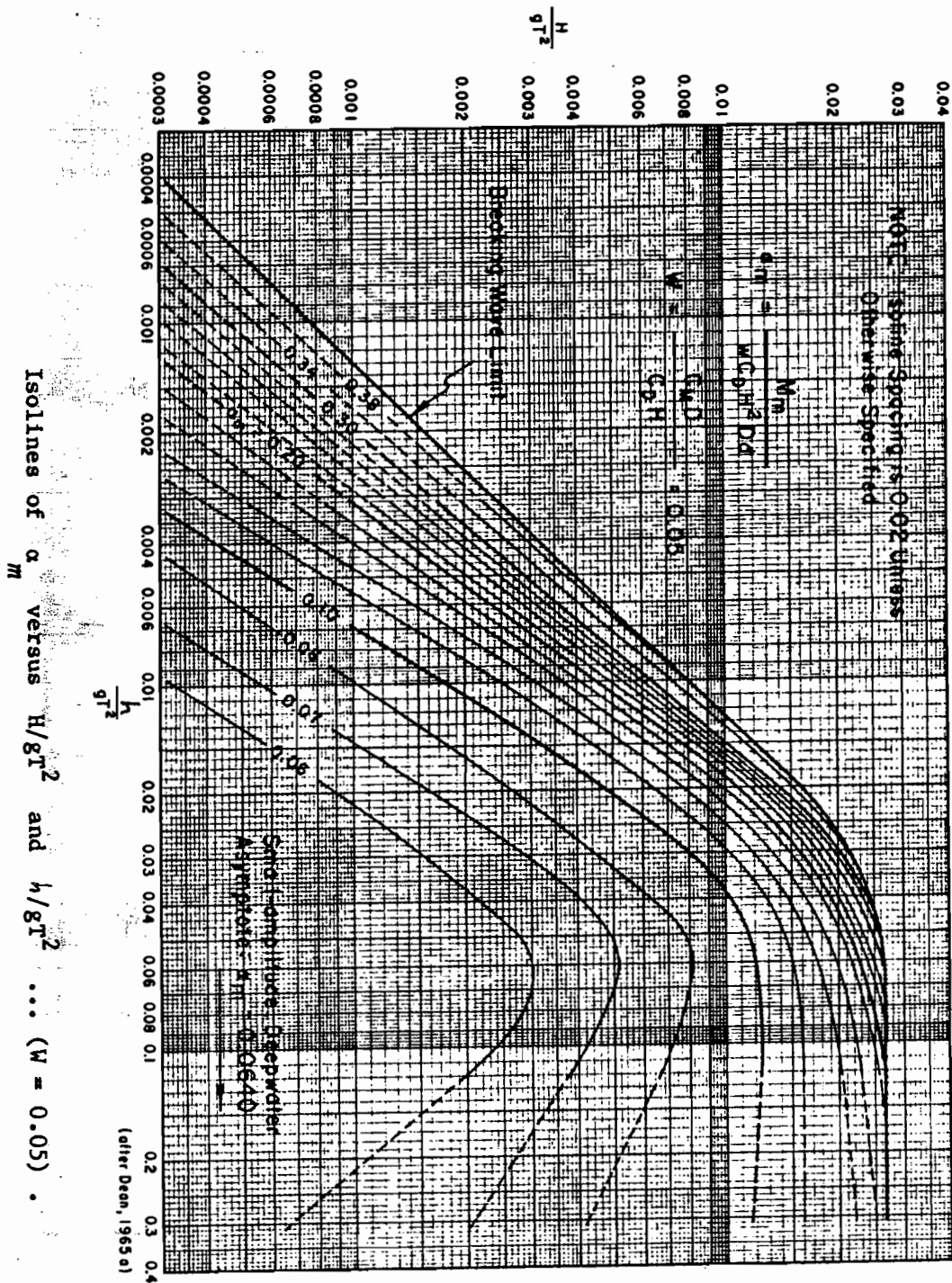
پوست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی - ماریتایم ارشد  
 درس دکتر خسرو برگی



• Isolines of  $\alpha_m$  versus  $H/gT^2$  and  $h/gT^2$  ... (W = 1.0) .

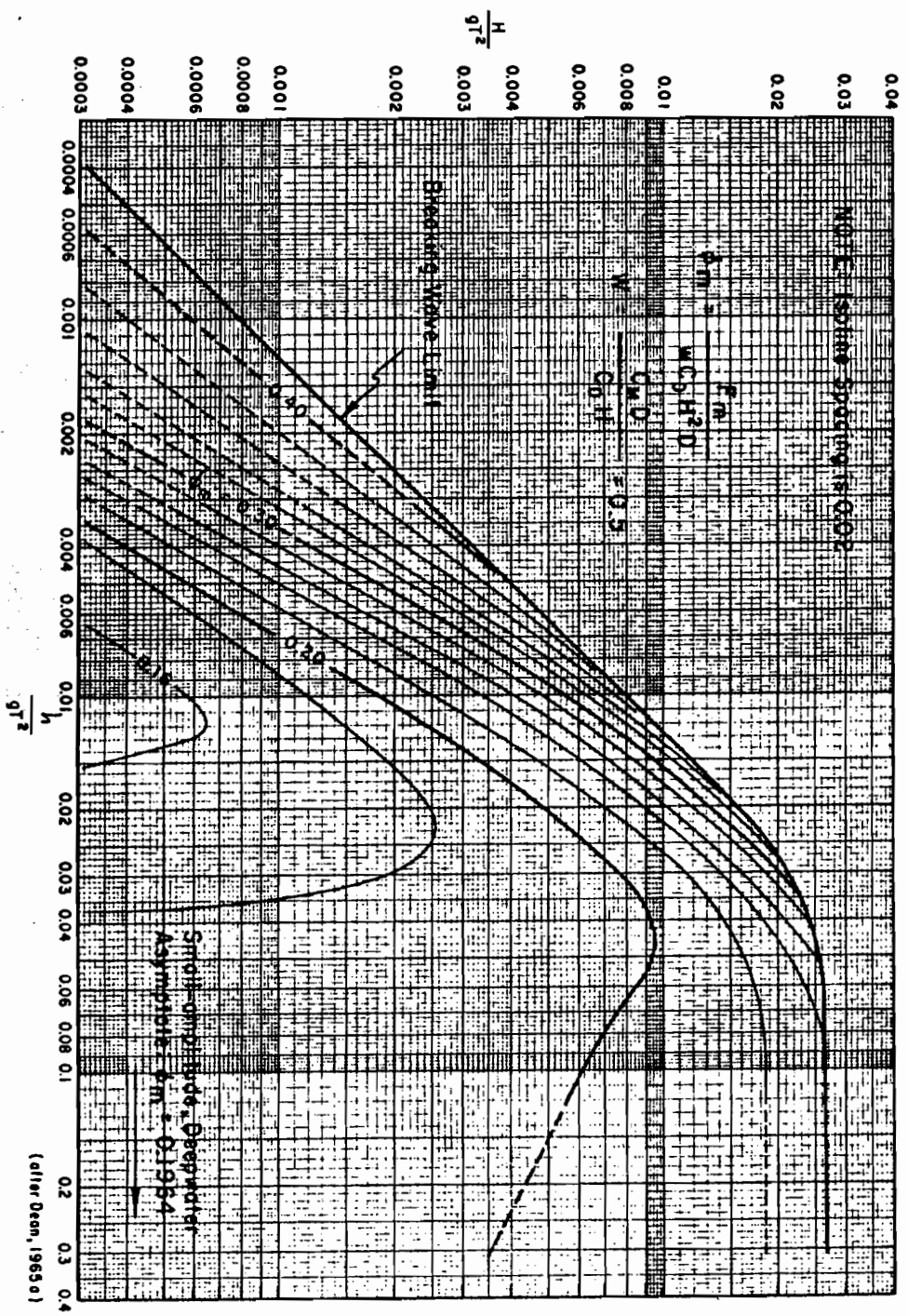




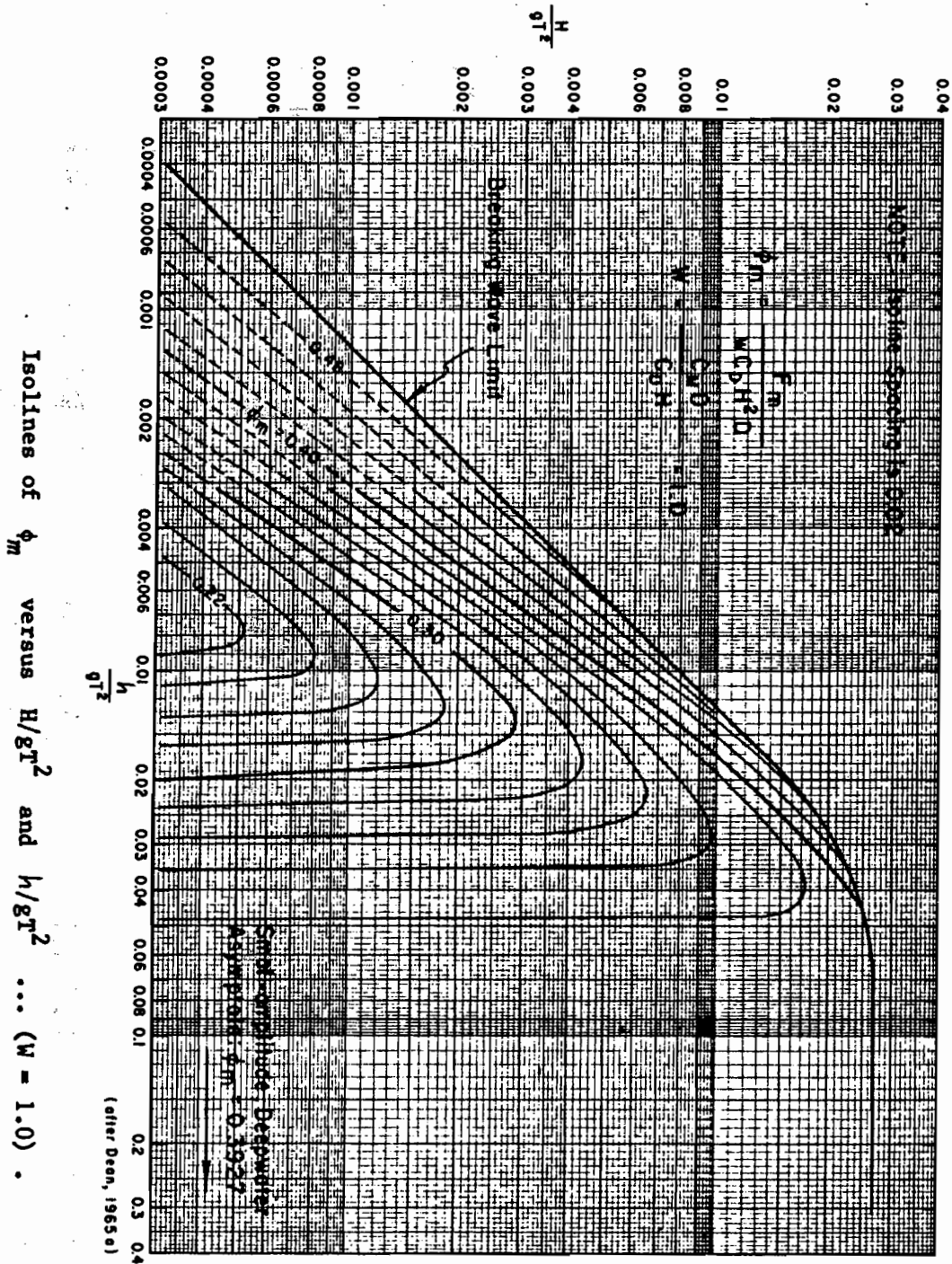


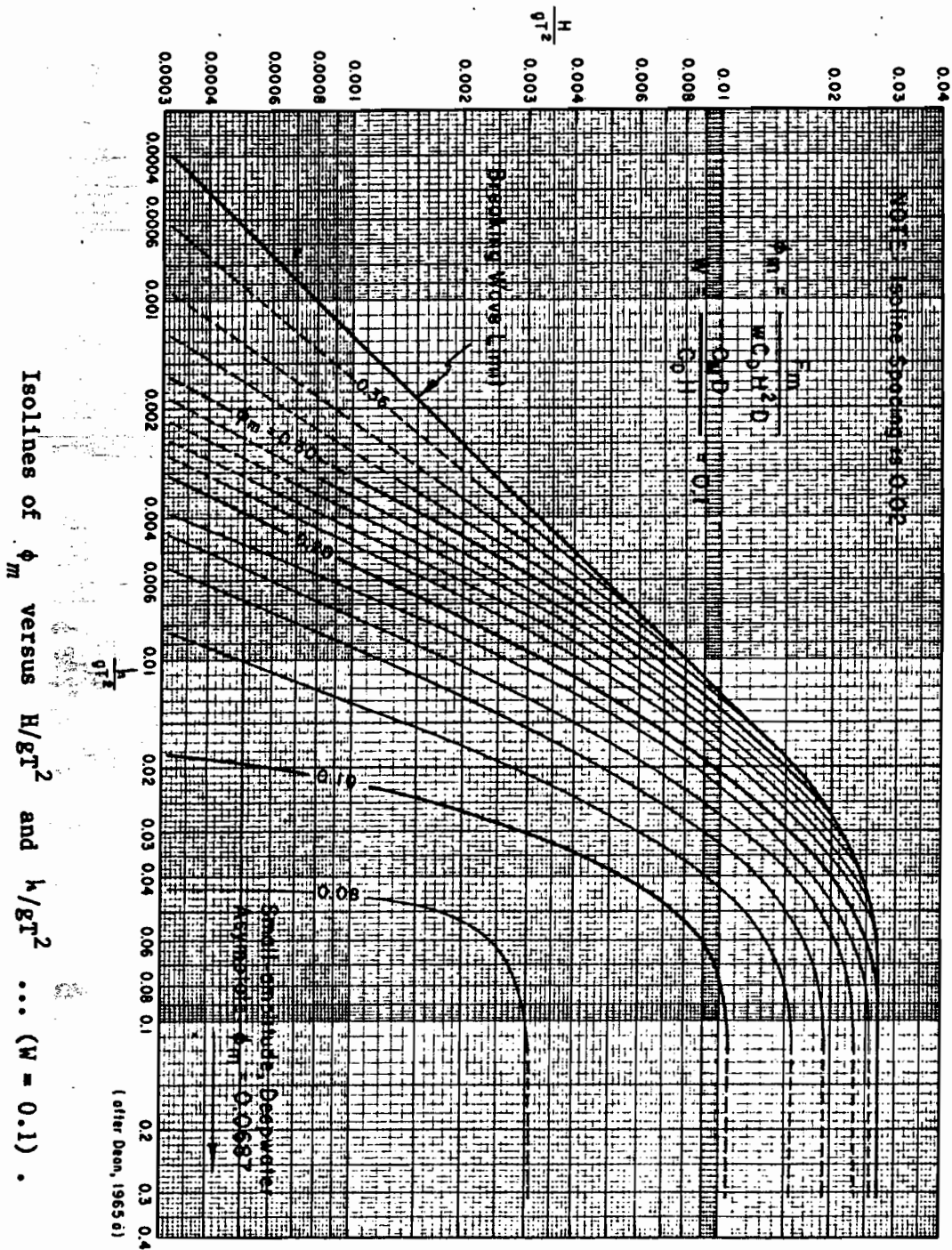


پروست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی مهندسی ارشد  
 درس دکتر خسرو برگی



Isolines of  $\phi_m$  versus  $H/gT^2$  and  $h/gT^2$  ... ( $W = 0.5$ ) .





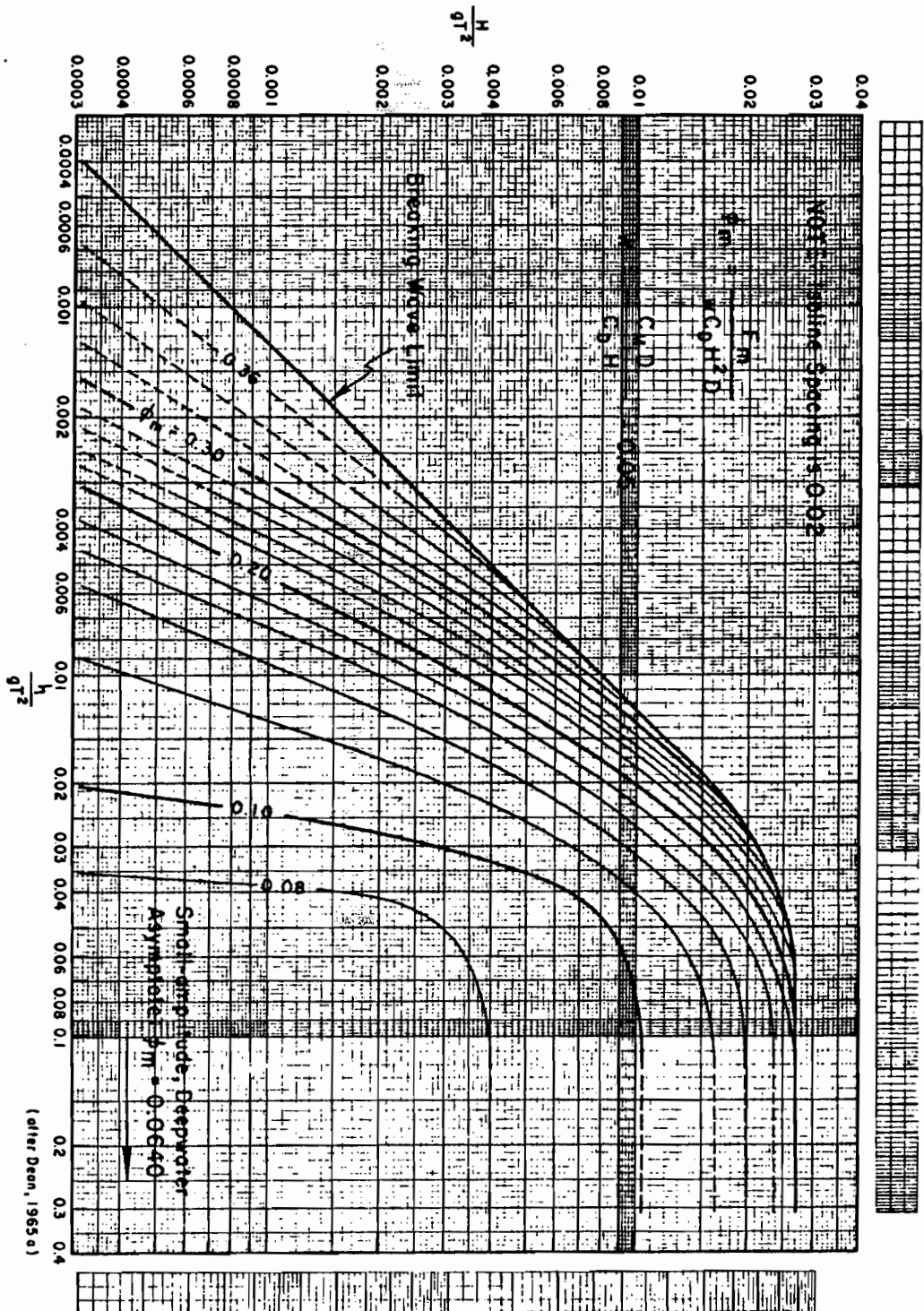




پروست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی مکانیک سیالات  
 درس دکتر خسرو برگی



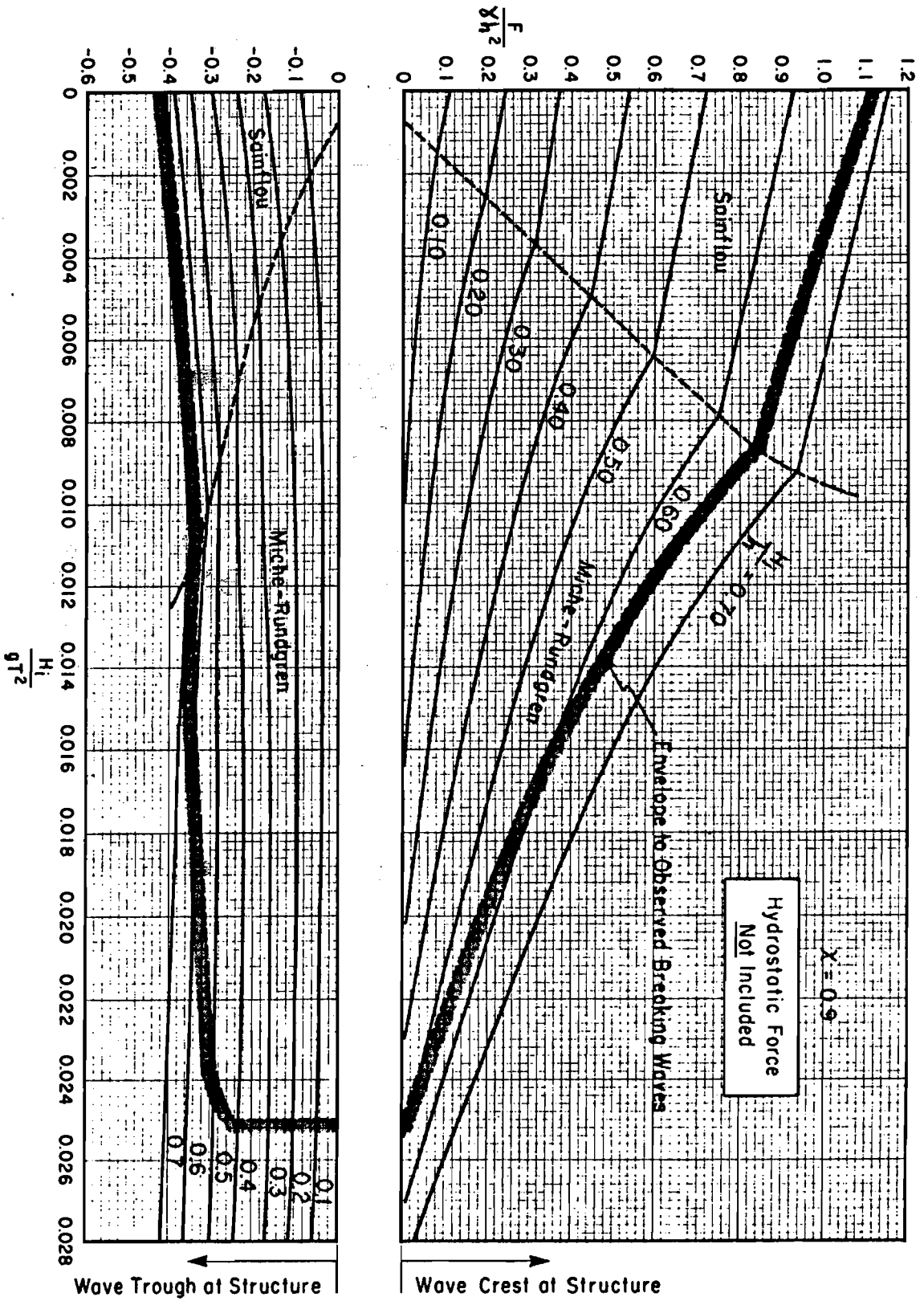
Isolines of  $\phi_m$  versus  $H/gT^2$  and  $h/gT^2 \dots$  ( $W = 0.05$ ) .



(after Dean, 1965 a)



پروست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی - مهندسی عمران  
 درس دکتر خسرو بزرگی

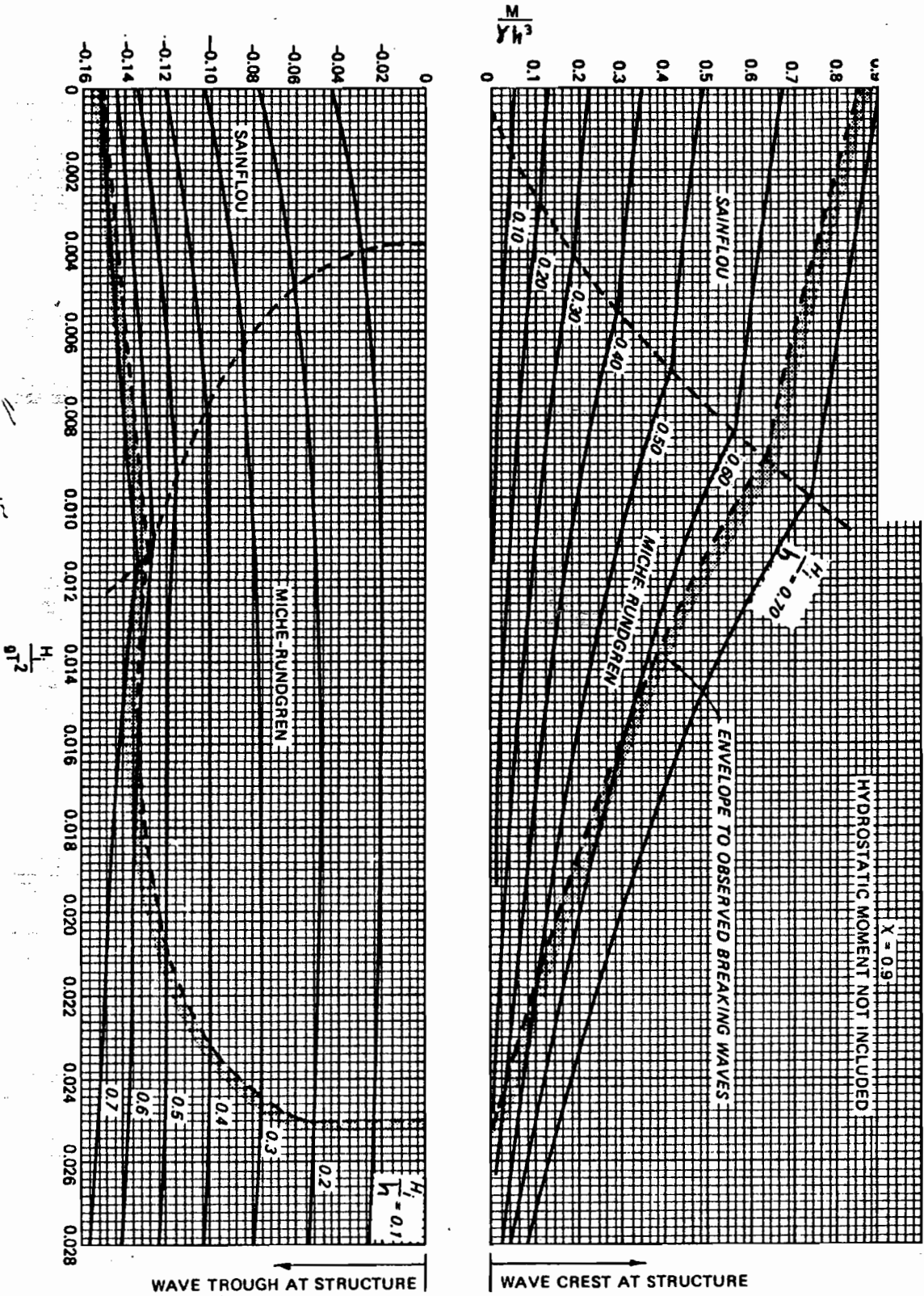


تقریباً  $F$  برابر است با

(تقریباً) Nonbreaking wave forces;  $\alpha = 0.9$

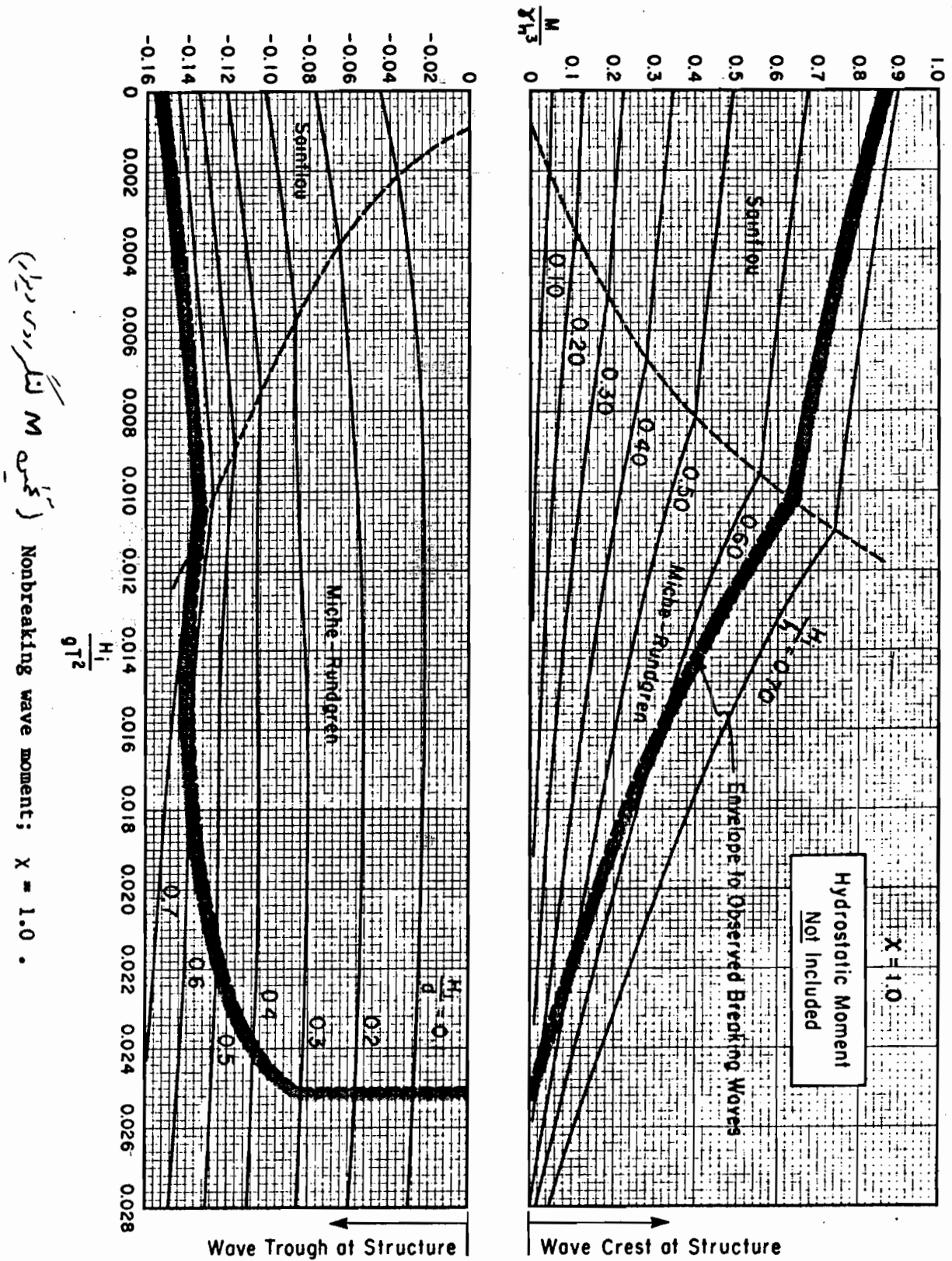


پروست درس اصول طراحی سازه‌های دریایی - ماساژ سانس ارشد  
 درس دکتر خسرو برگی

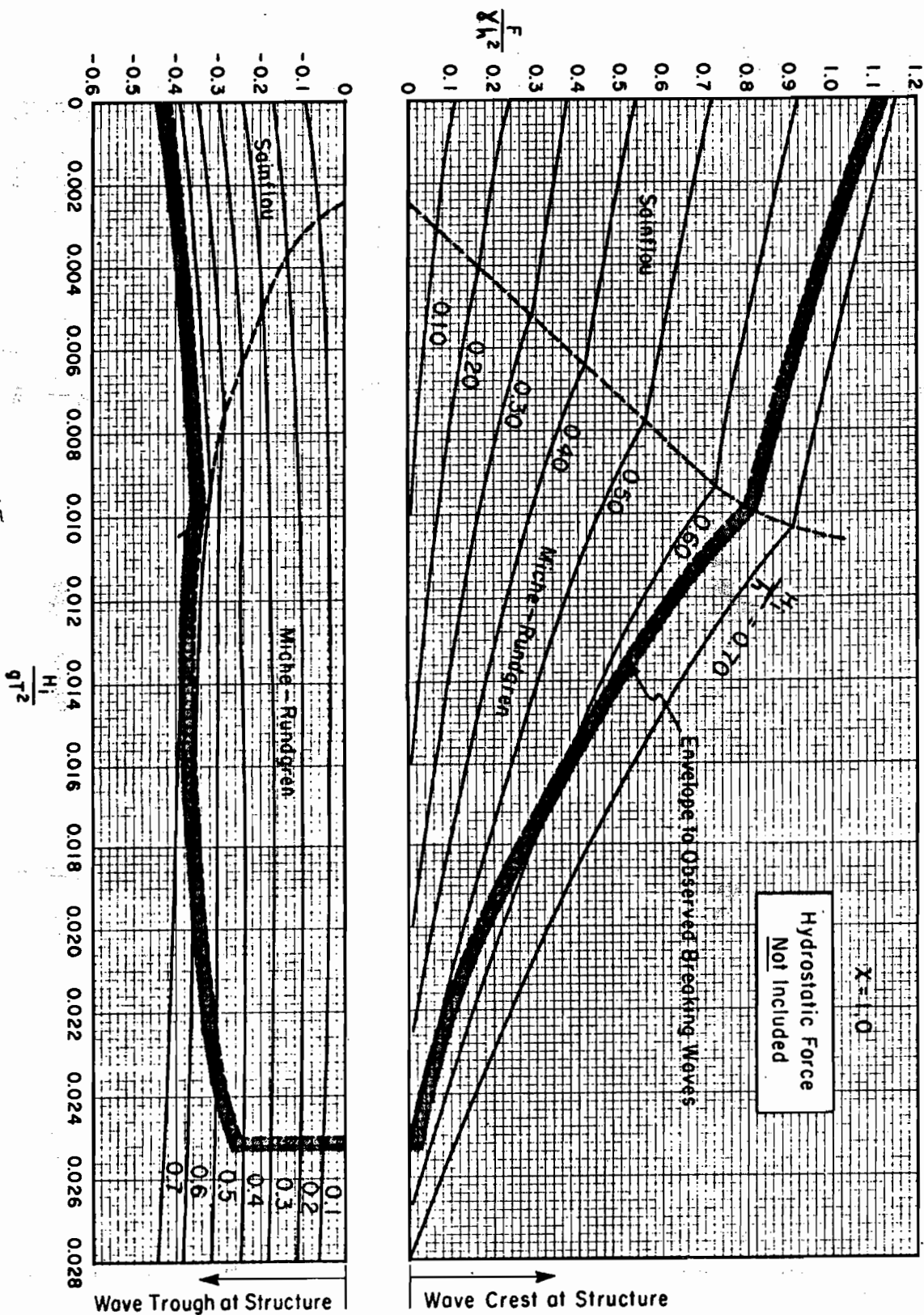


(نمونه M نظر در صورت)

Nonbreaking wave moment;  $\chi = 0.9$

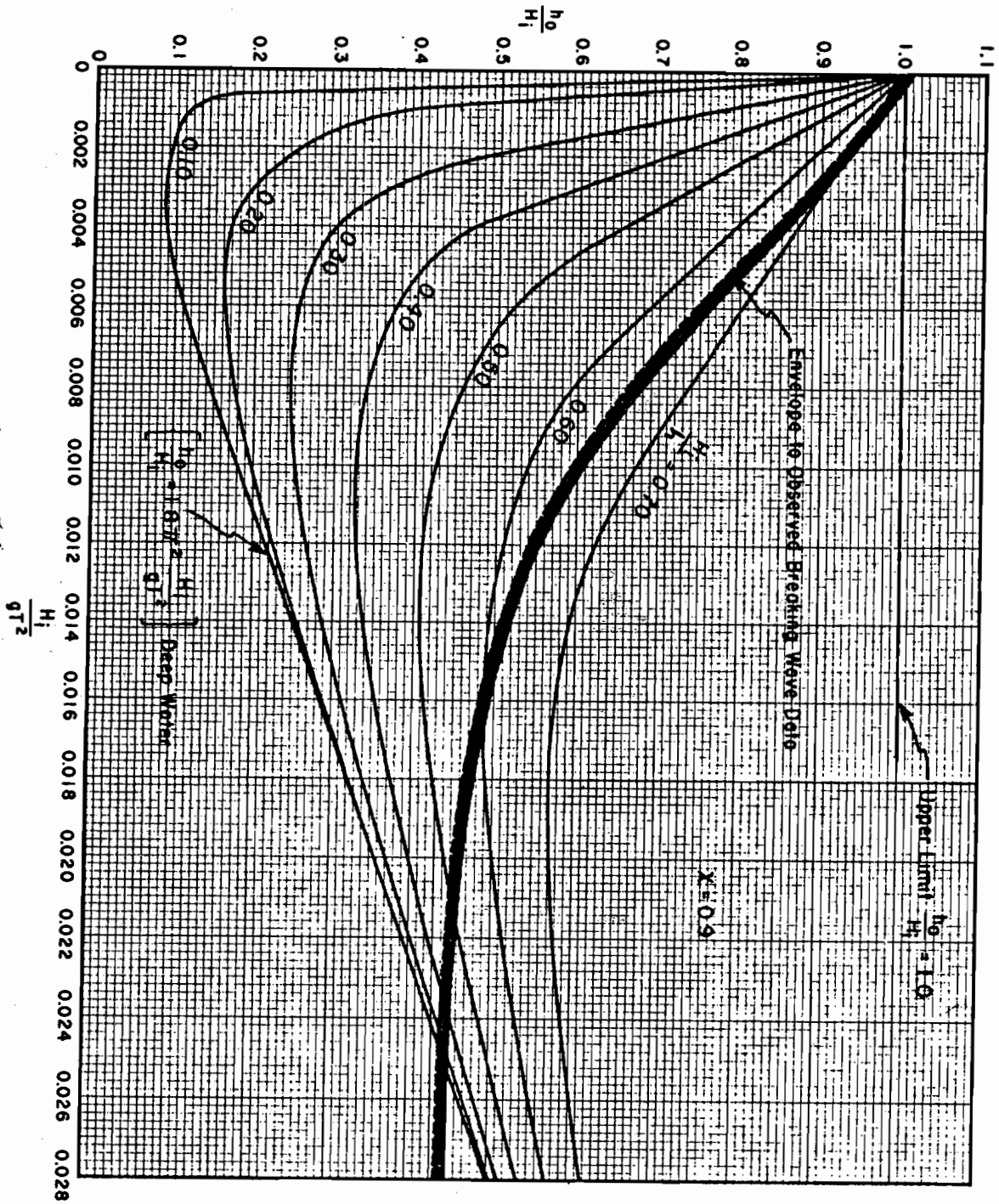




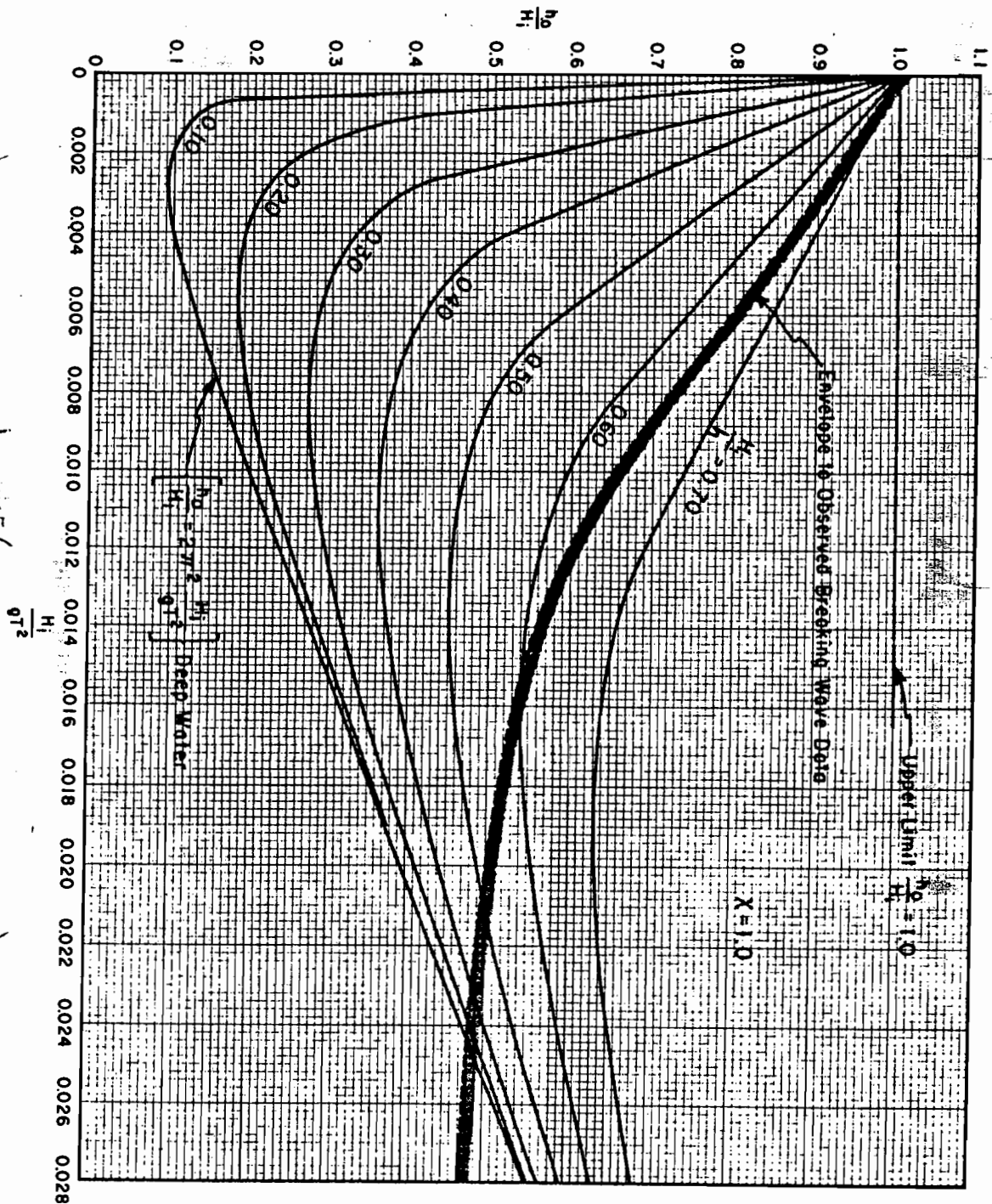


تخمین  $F$  نیروی دینامیک

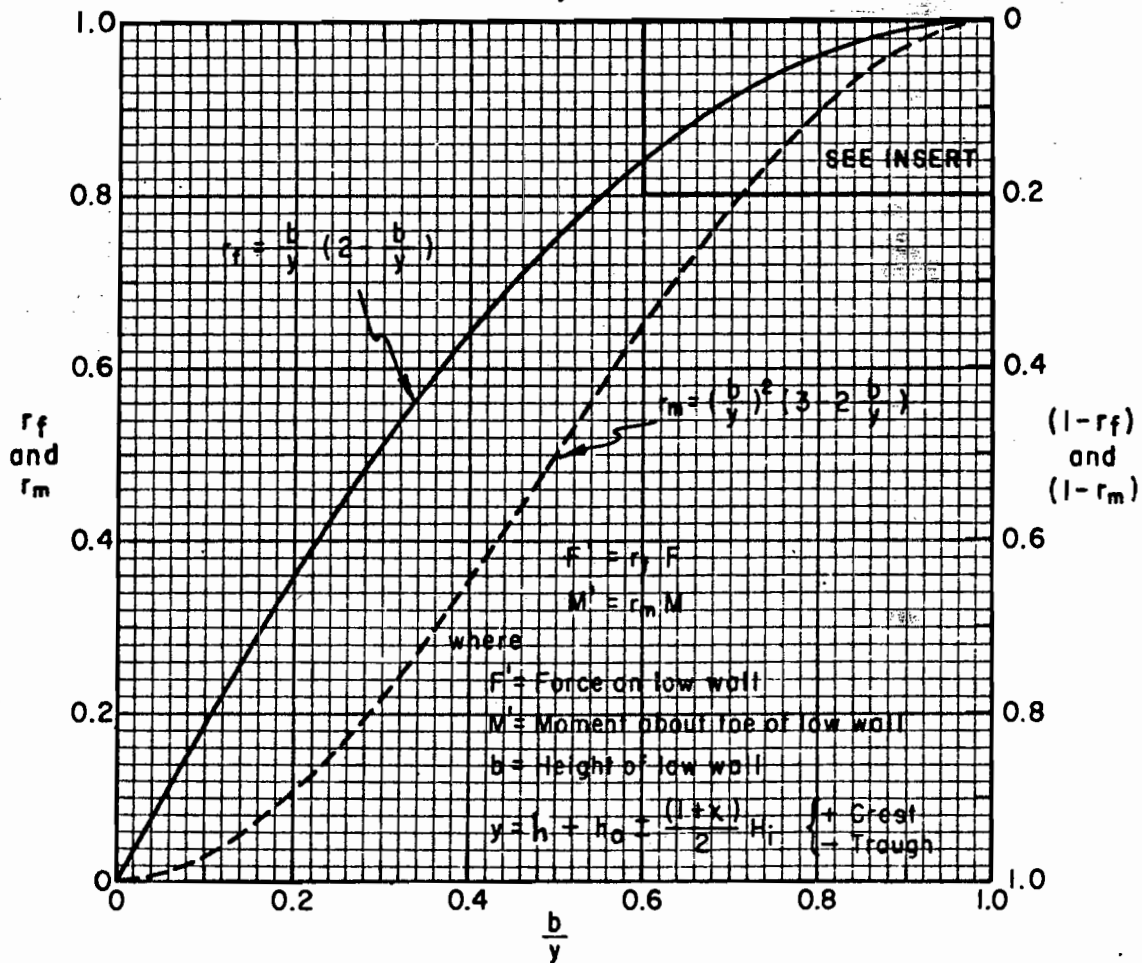
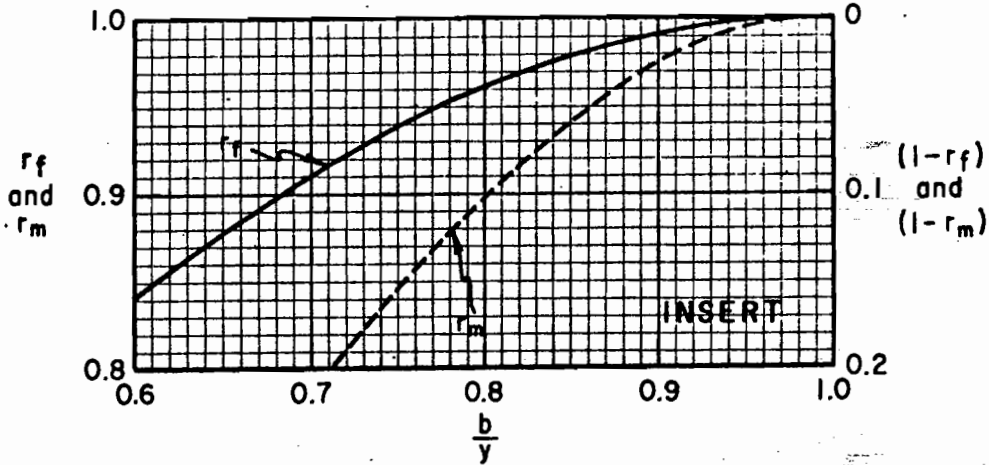
Nonbreaking wave forces;  $\chi = 1.0$ .



تخمین  $h_0$  (Nonbreaking waves;  $X = 0.9$ .)

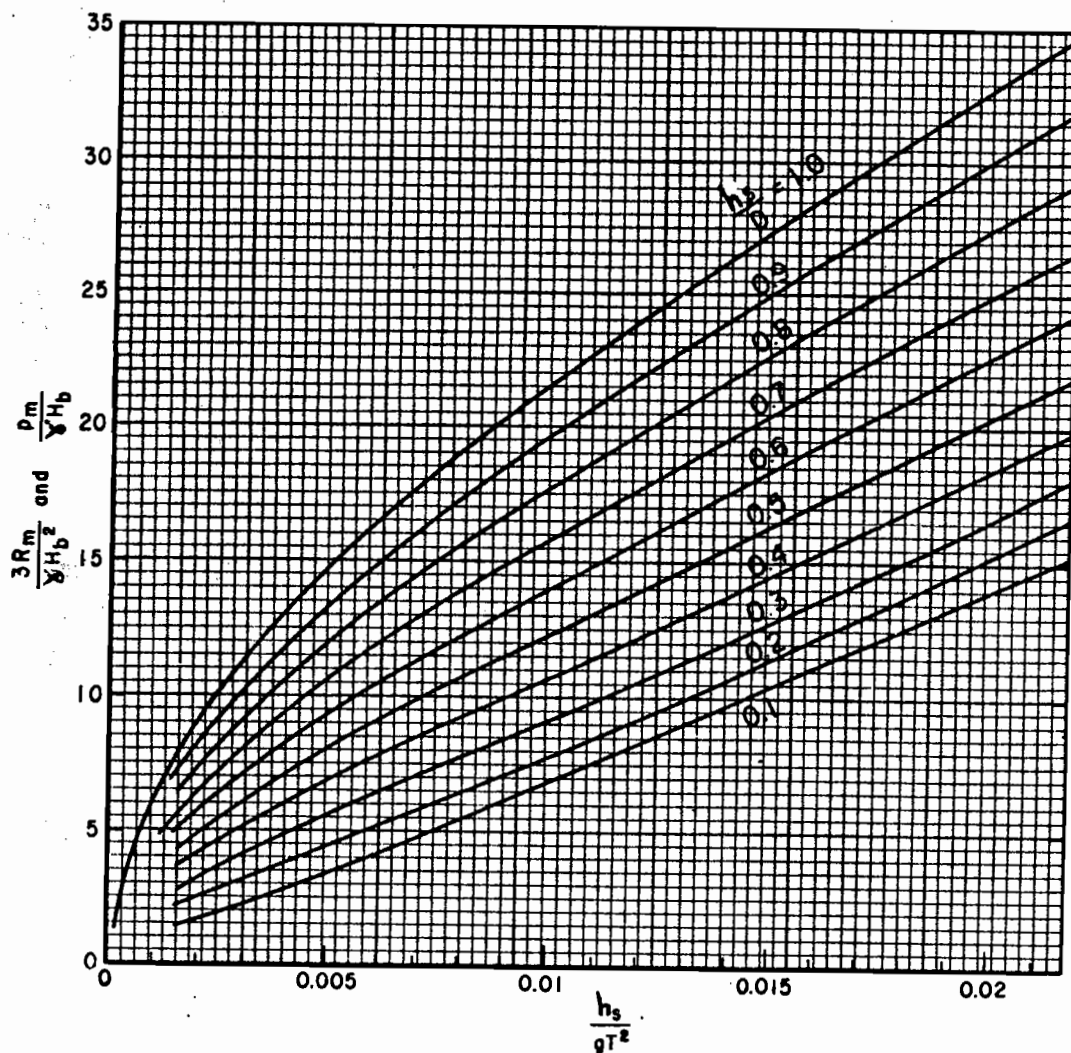
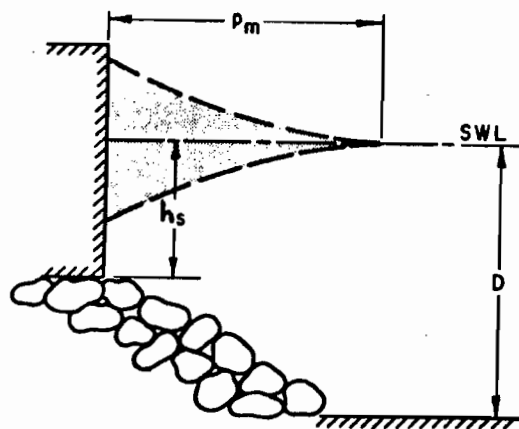


تجزیه  $h$   
(Nonbreaking waves;  $X = 1.0$ .)

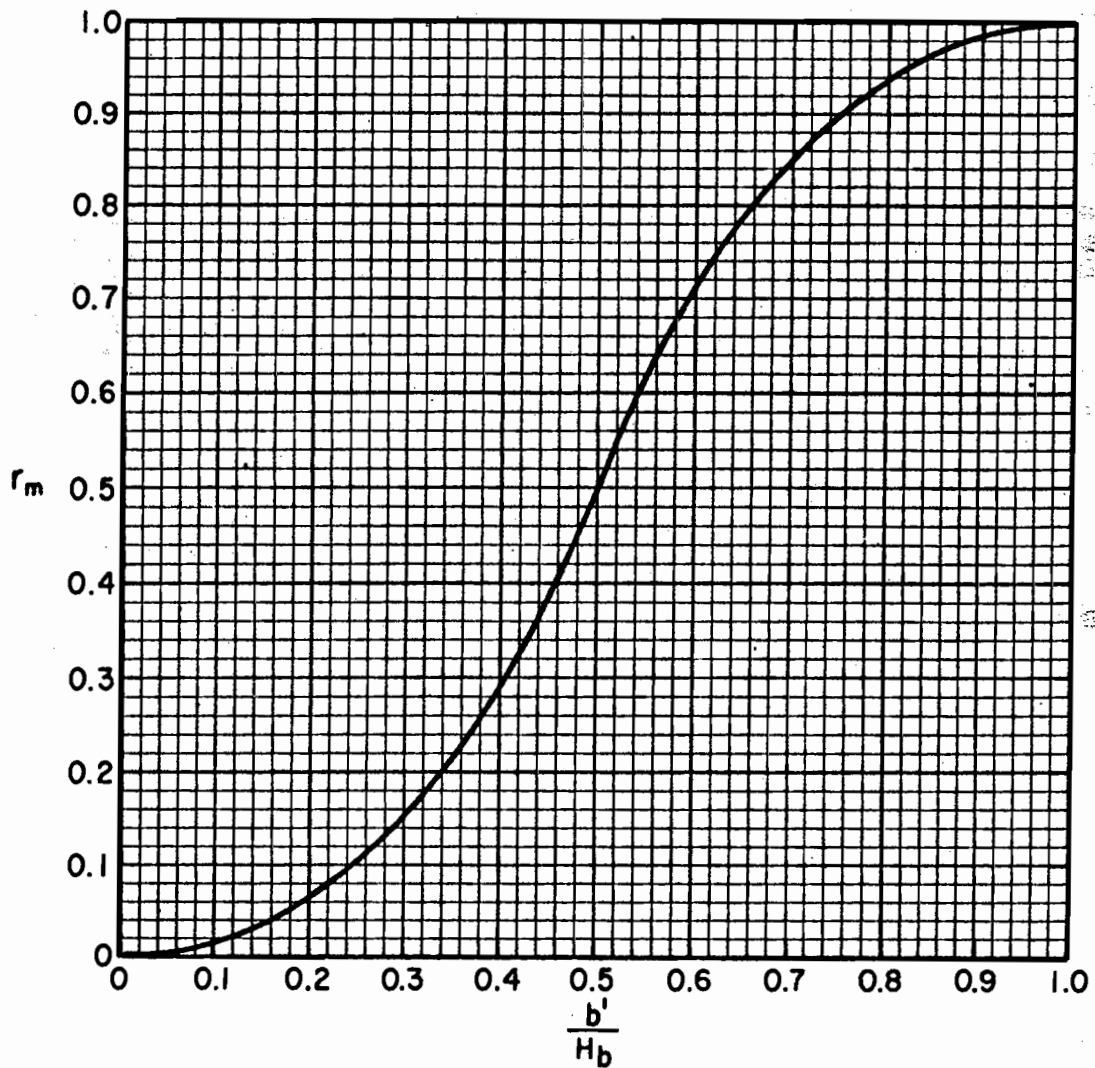
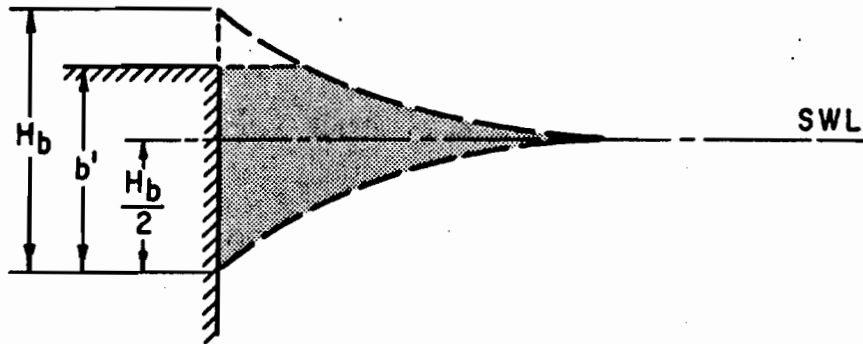


ضرایب کاهش نیرو و لنگر  $r_m$  و  $r_f$

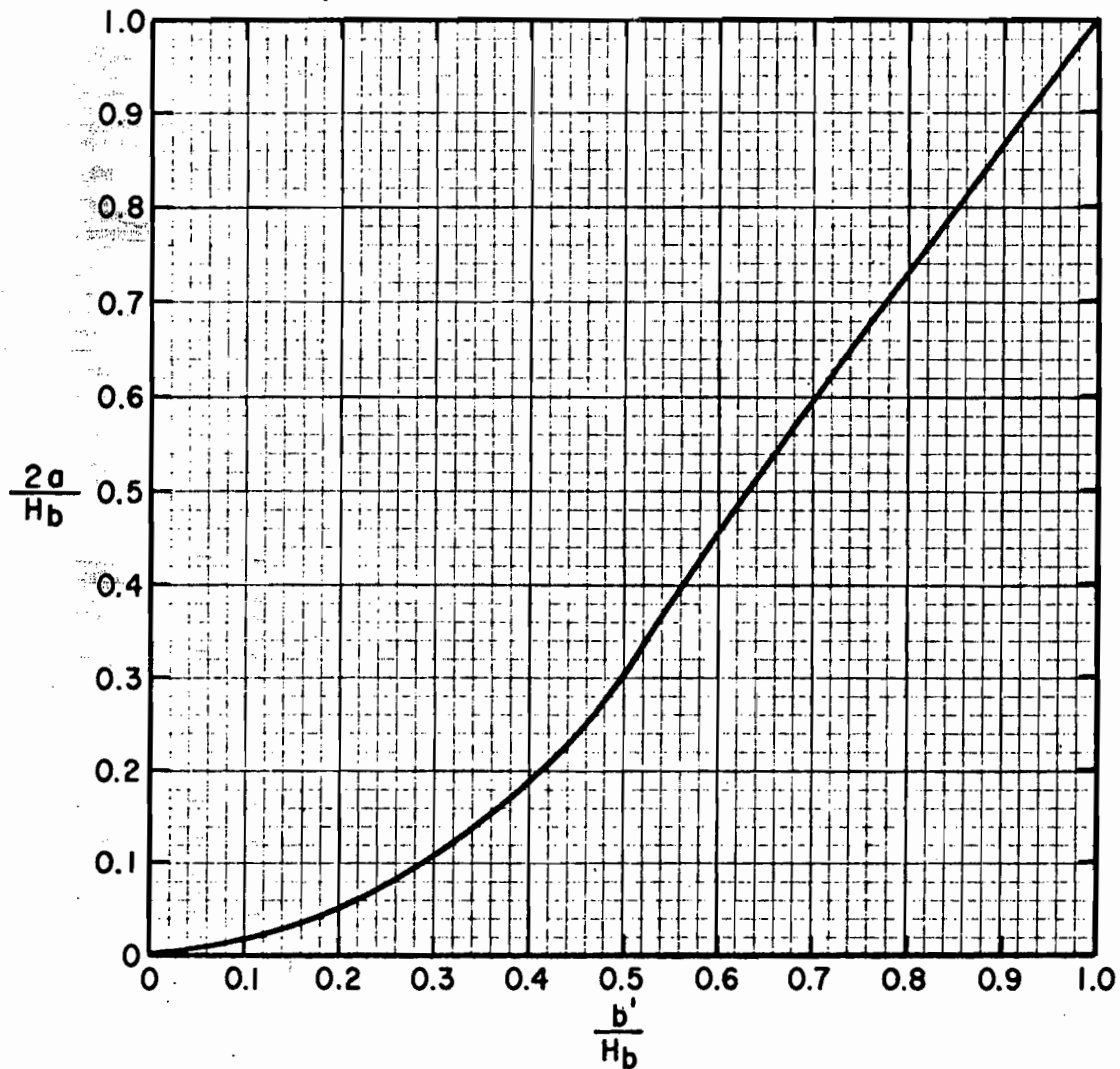
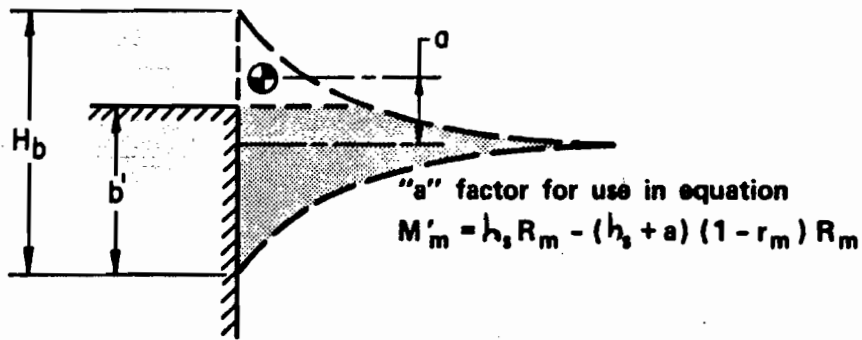




Dimensionless Minikin wave pressure and force.



Minikin force reduction factor.



Minikin moment reduction for low wall.

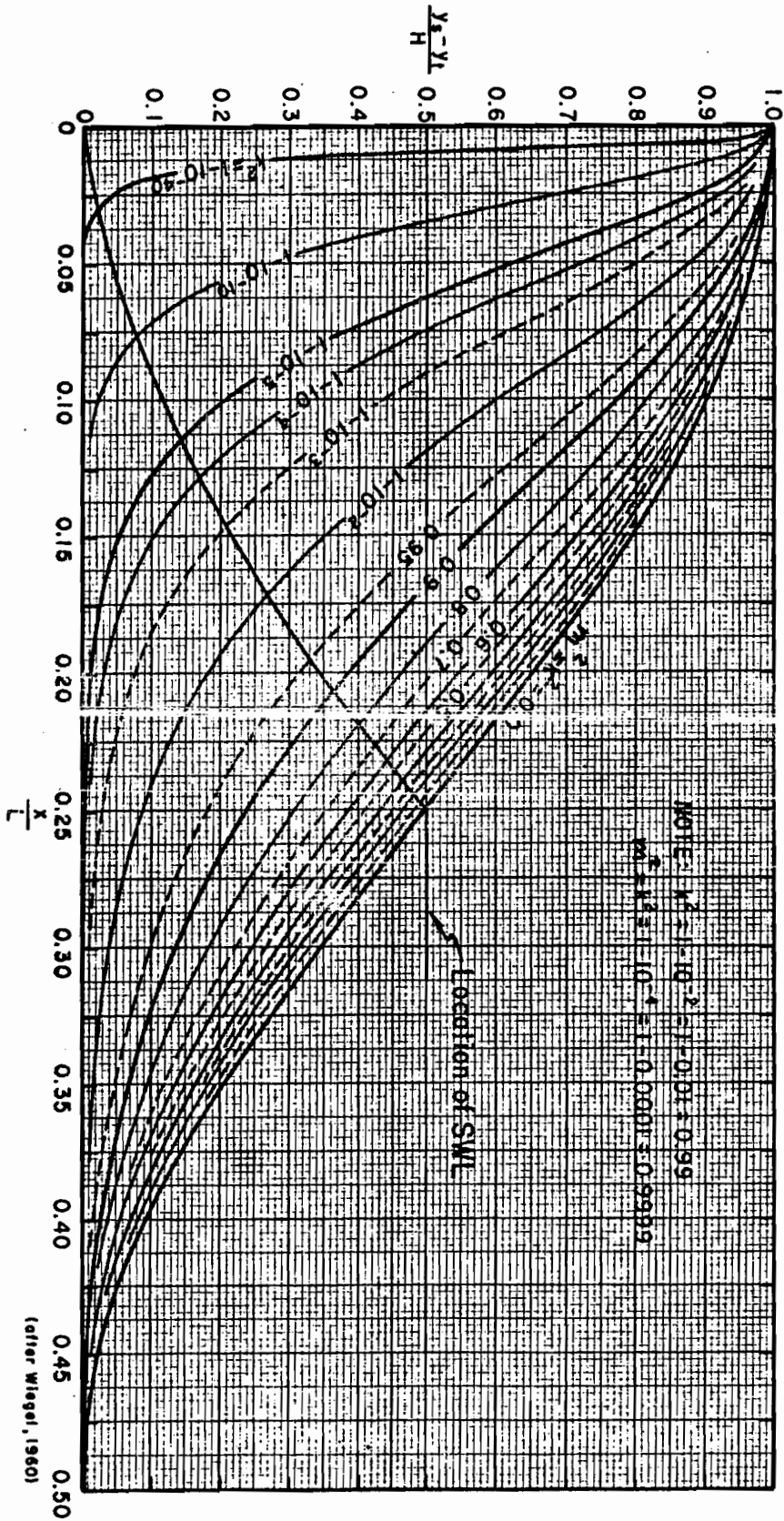


Figure C-1 Cnoidal wave surface profiles as a function of  $m^2$ .

$k = \frac{2\pi}{L}$

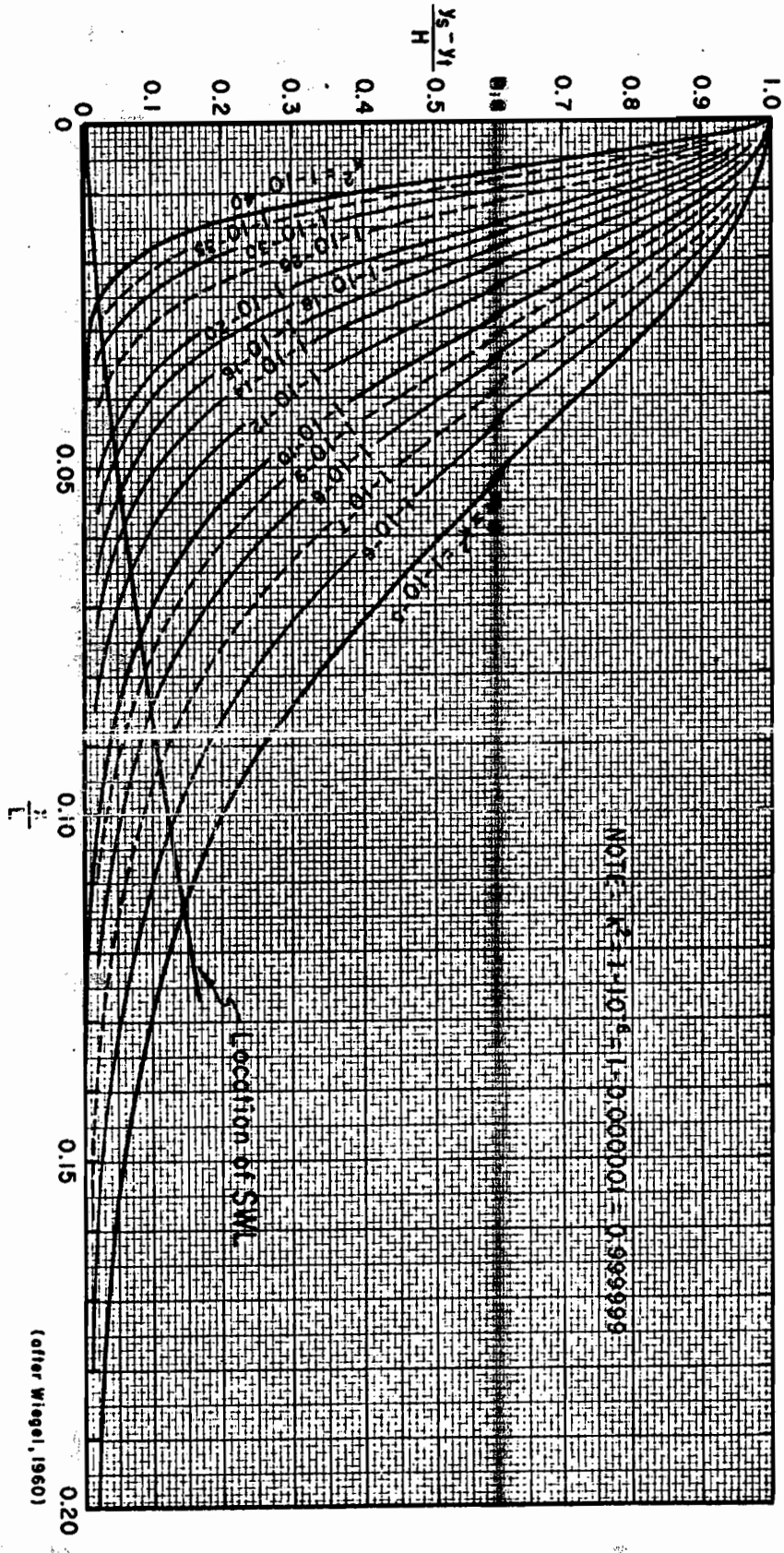
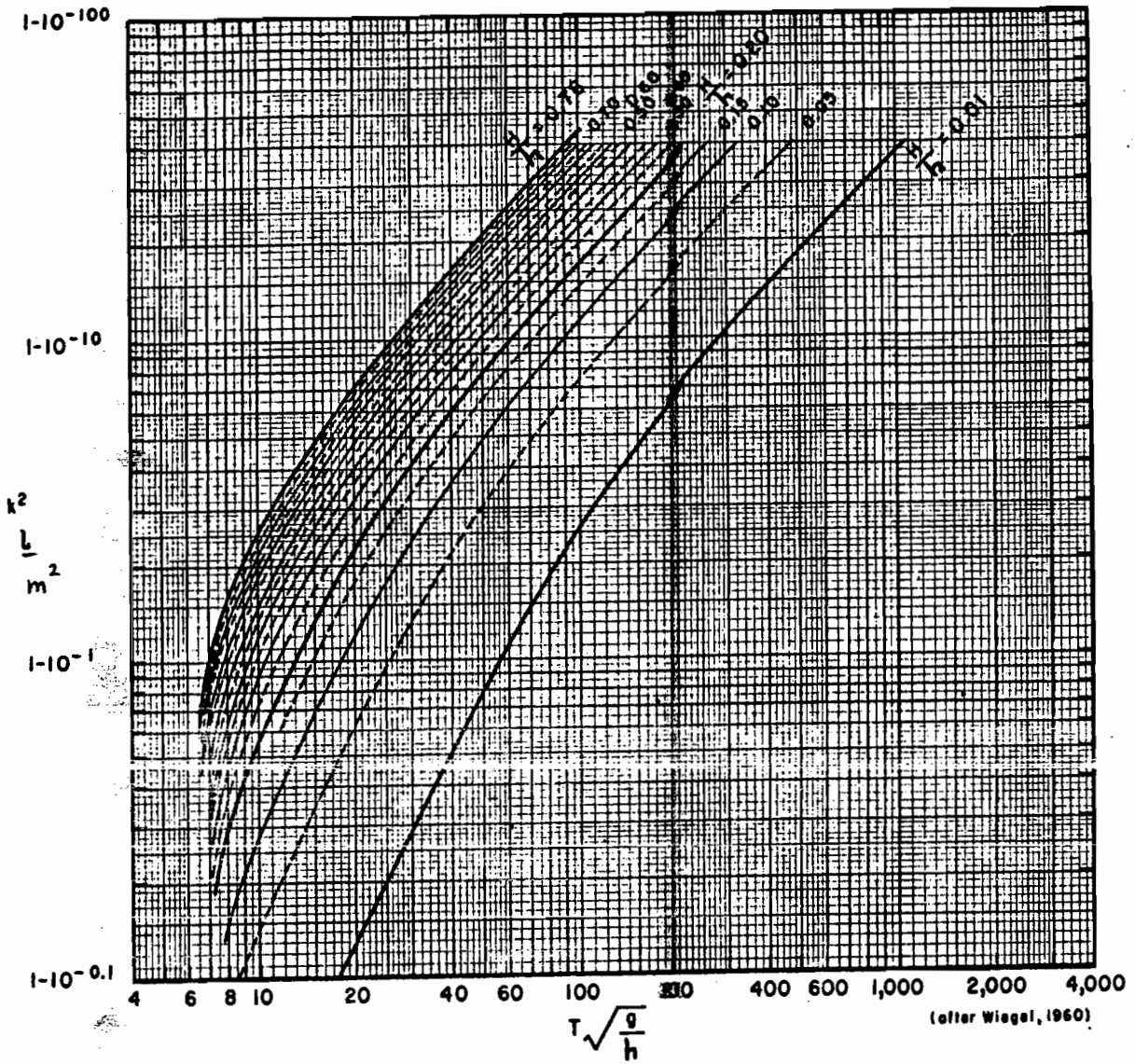
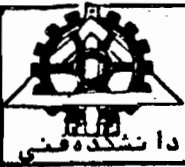


Figure C-2 Cnoidal wave surface profiles as a function of  $w^2$ .

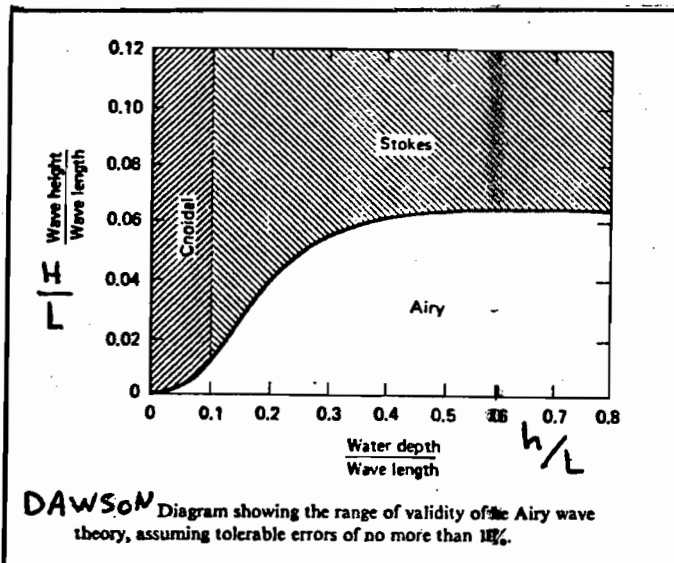
دکتر م = K





داده  $m = k$

Figure C-3 Relationship between  $m^2$ ,  $H/h$ , and  $T\sqrt{g/h}$ .





ضمیمه درس کارهای دریایی و مبانای هیدرولیک دریایی  
 درس از دکتر خسرو برگی

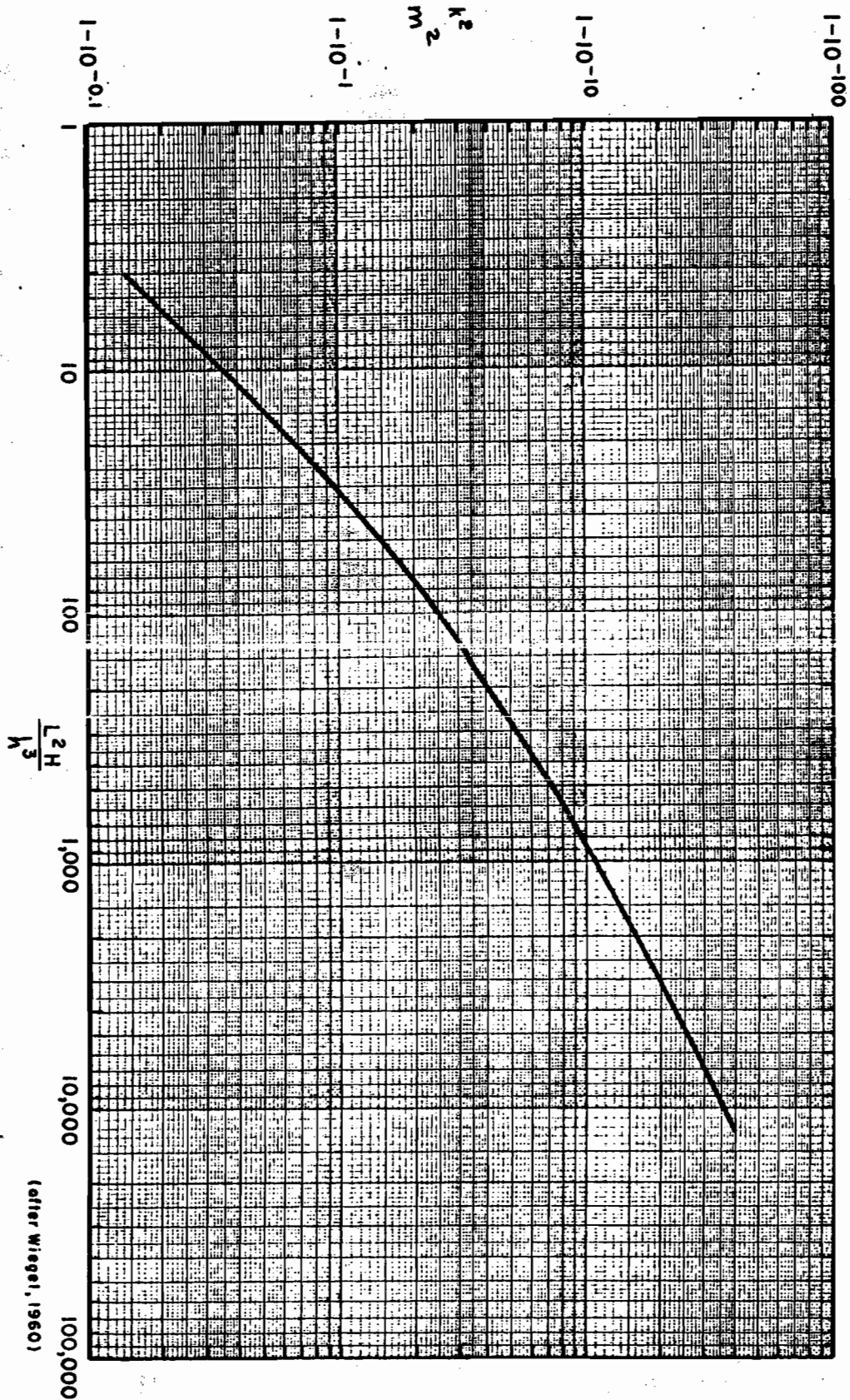


Figure C-4 Relationships between  $m^2$  and  $L^2H/h^3$ .

کوتی  $m = k$

(after Wiegel, 1960)

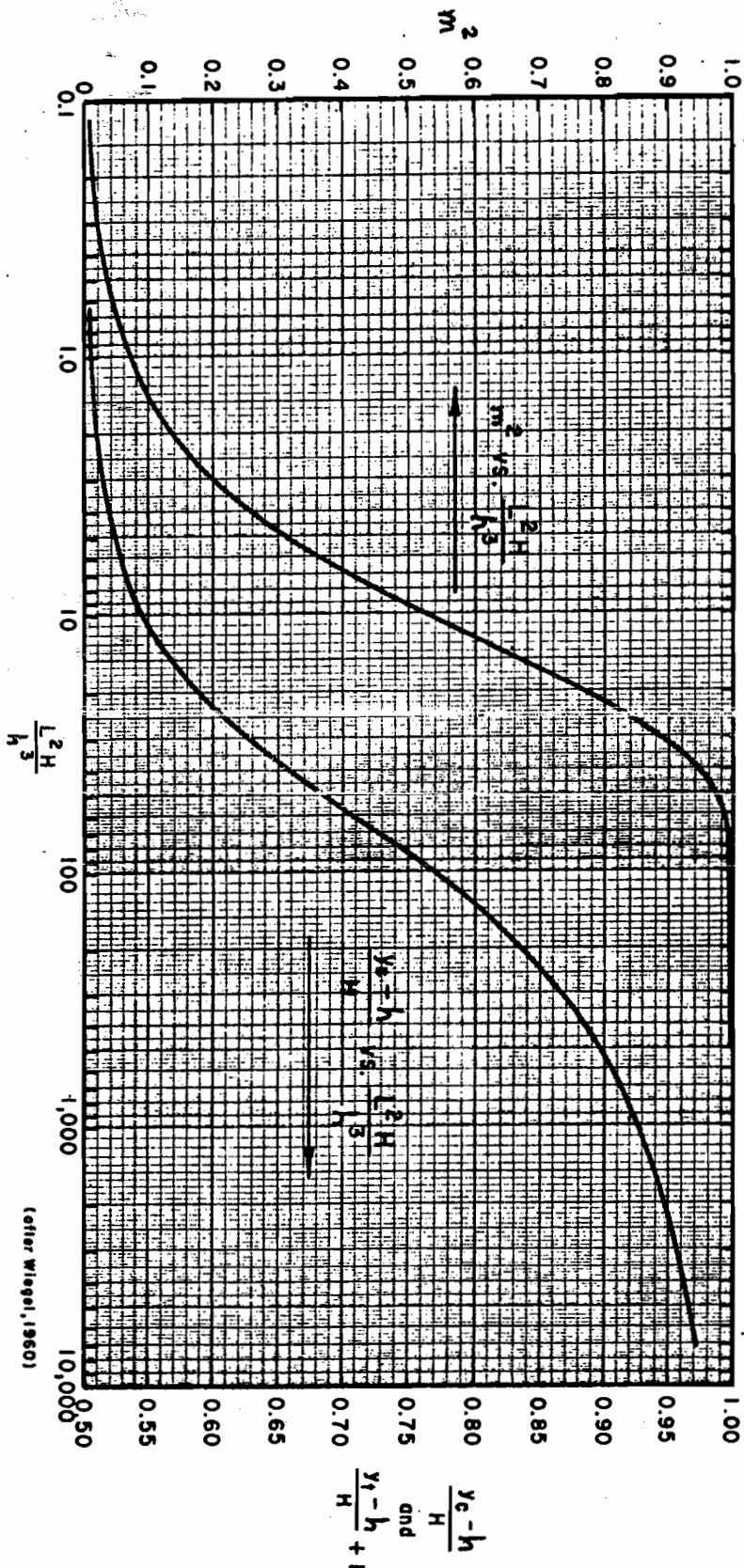


Figure C-5 Relationships between  $m^2$  and  $L^2 H/h^3$  and between  $(y_c - h)/H$ ,  $(y_e - h)/H + 1$  and  $L^2 H/h^3$ .





کعبه؛  $k = m$  مدل

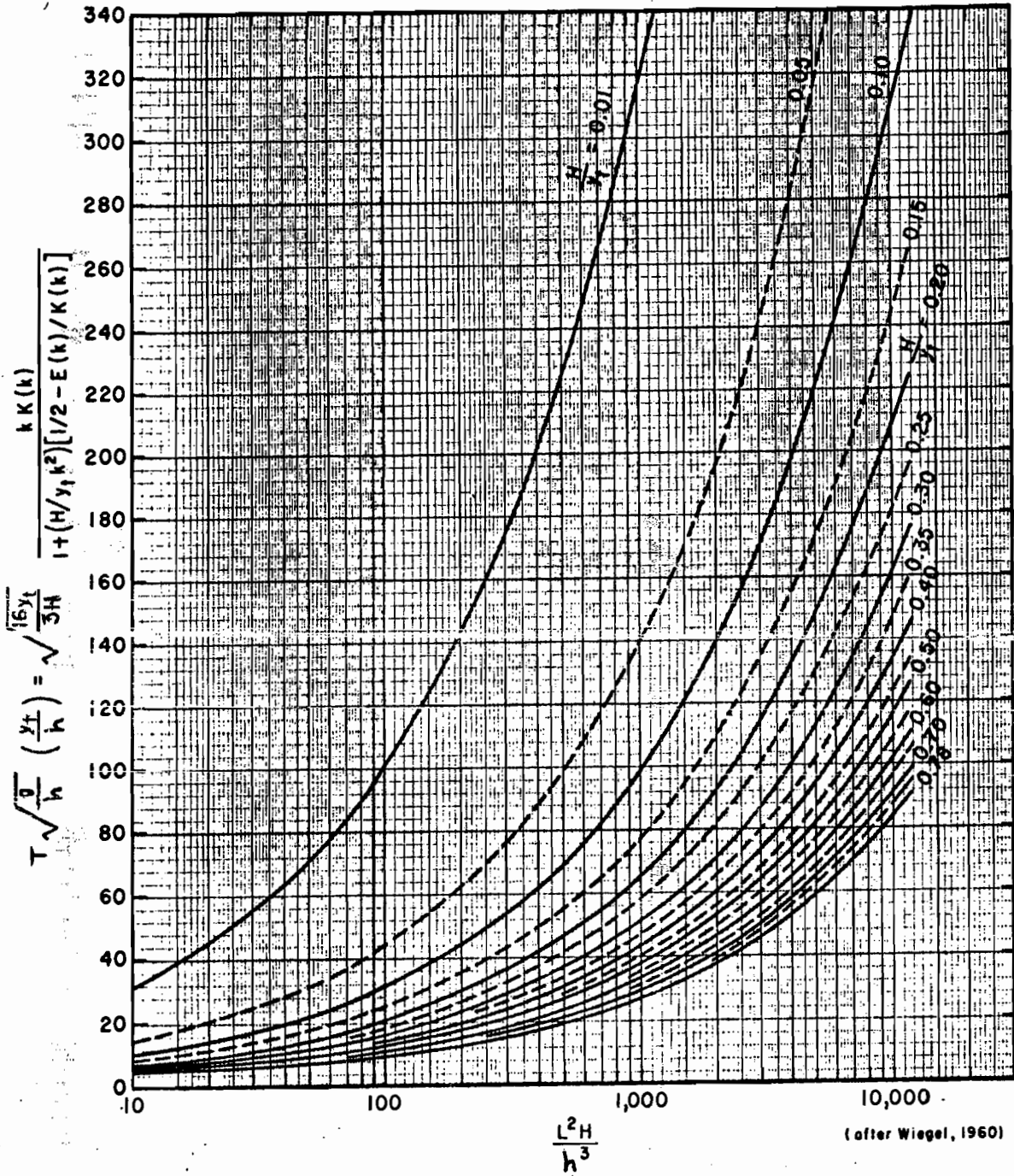


Figure C-6 Relationship between  $T \sqrt{g/h} y_t/h$ ,  $H/y_t$ , and  $L^2H/h^3$ .



$$\frac{C}{\sqrt{gy_c}} = 1 + \frac{H}{y_c} \cdot \frac{1}{k^2} \left( \frac{1}{2} - \frac{E(k)}{K(k)} \right)$$

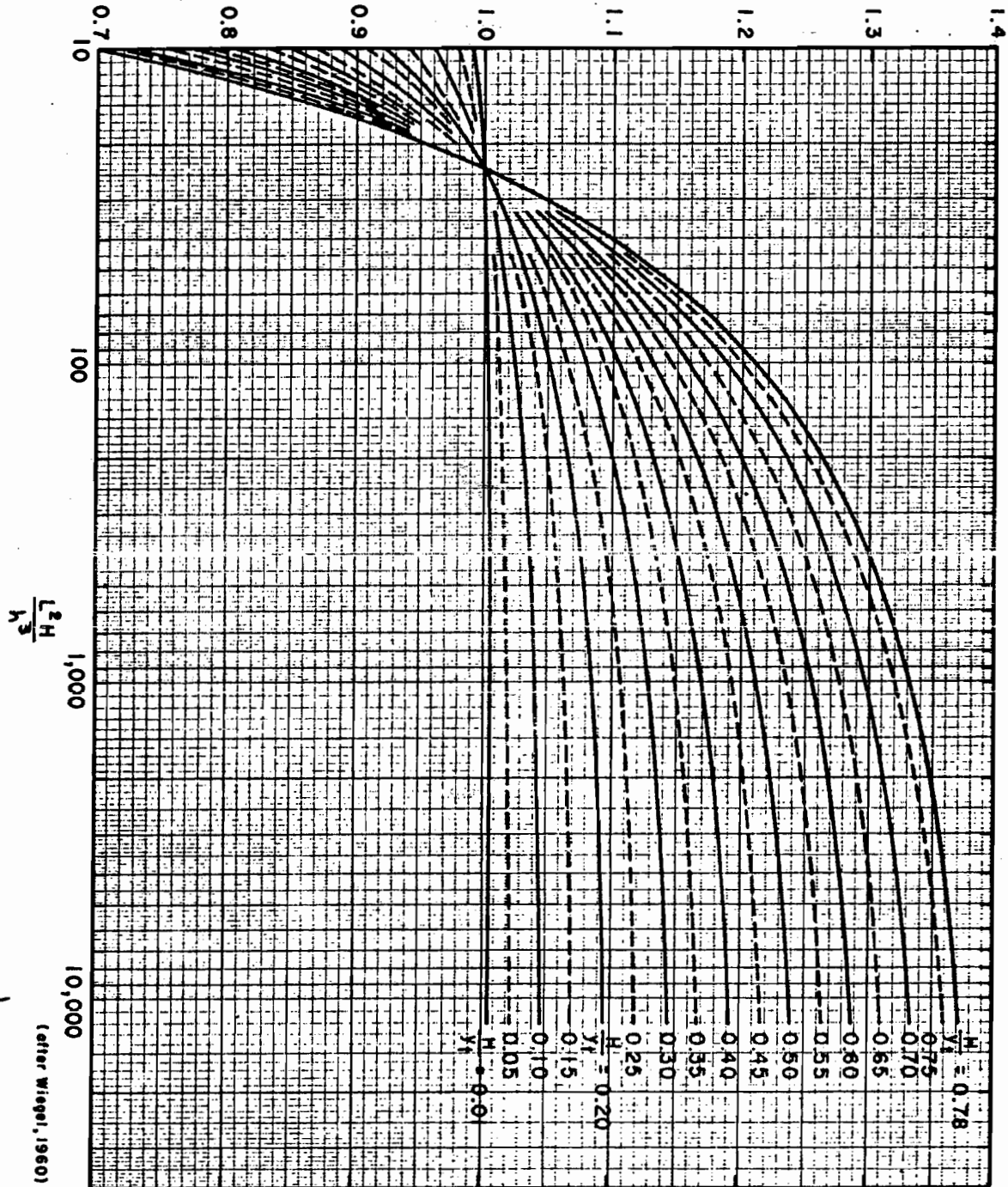
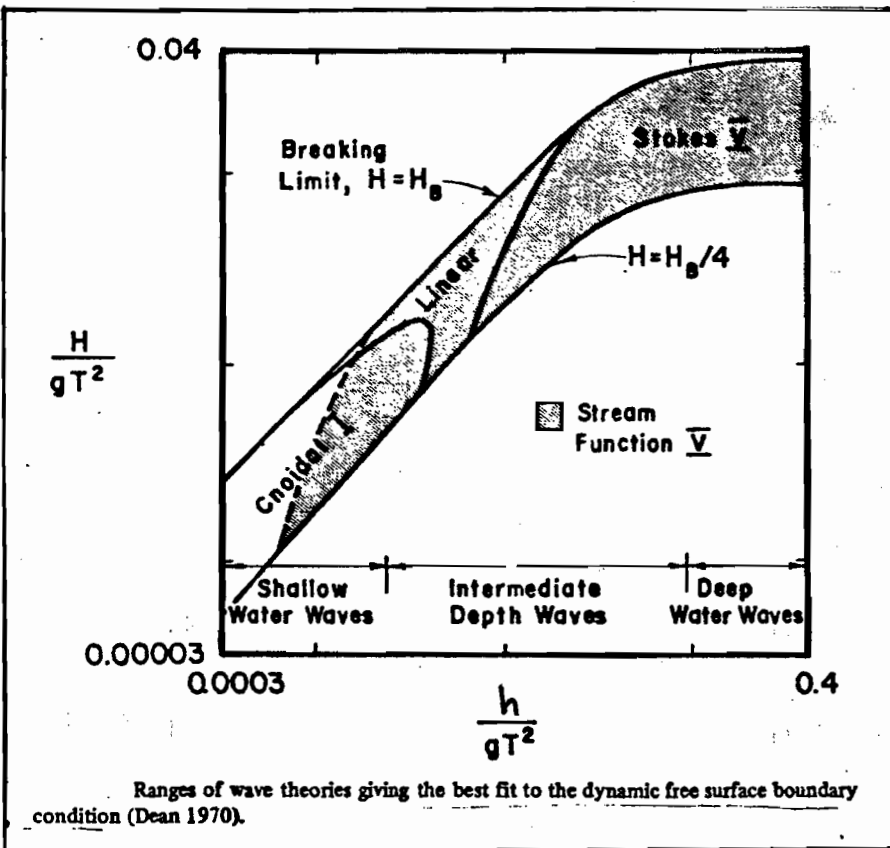
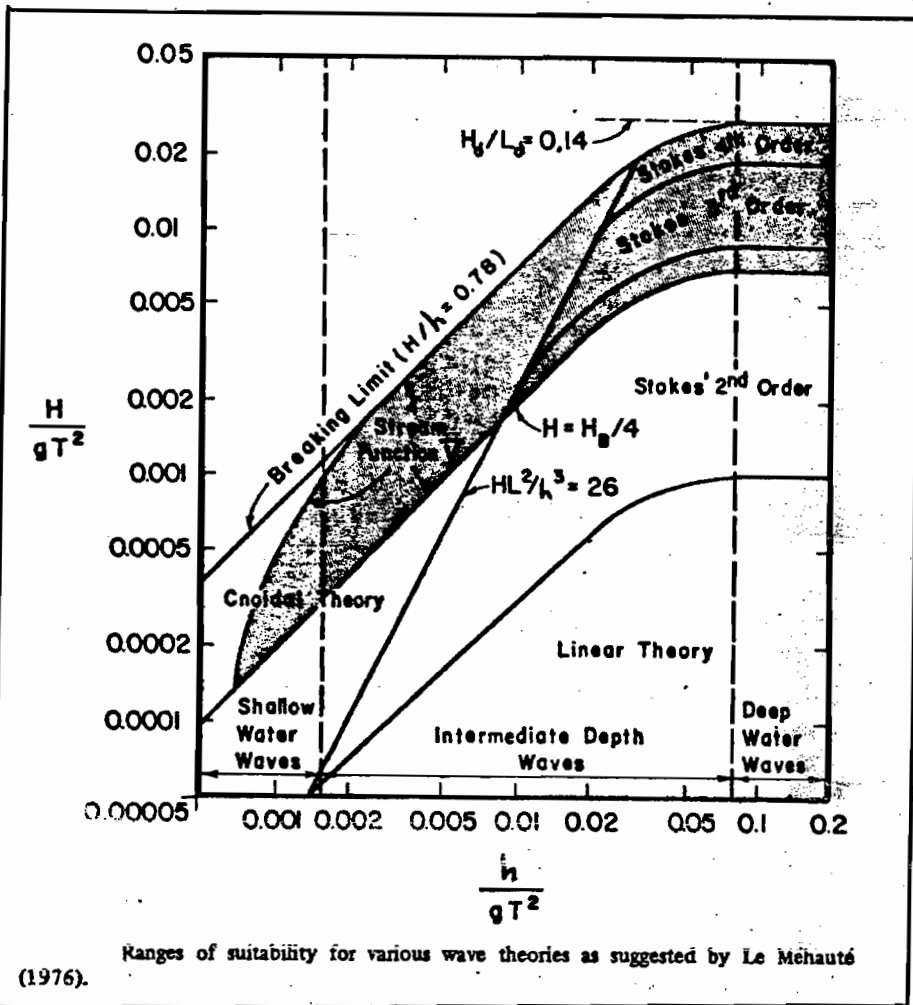


Figure C-7 Relationship between  $C/\sqrt{gy_c}$ ,  $H/y_c$ , and  $L^2H/h^3$ .  $m = k$

(after Wiegel, 1960)



محدوده‌های مربوط به تعیین اعتبار هر یک از تئوری‌های امواج دریا

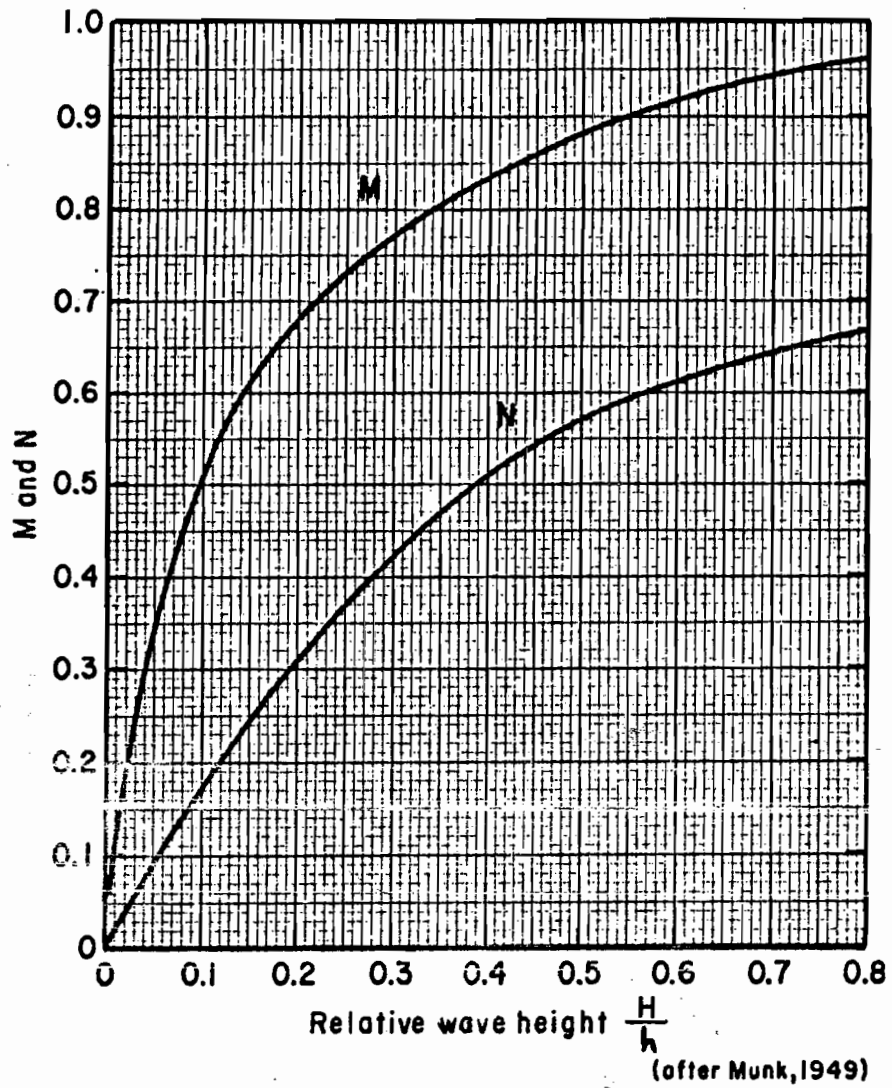
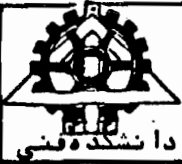
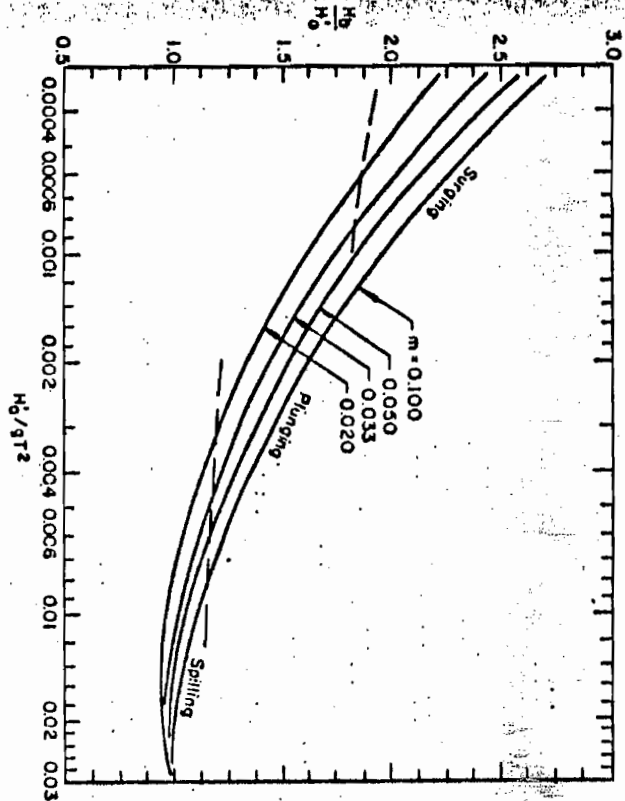
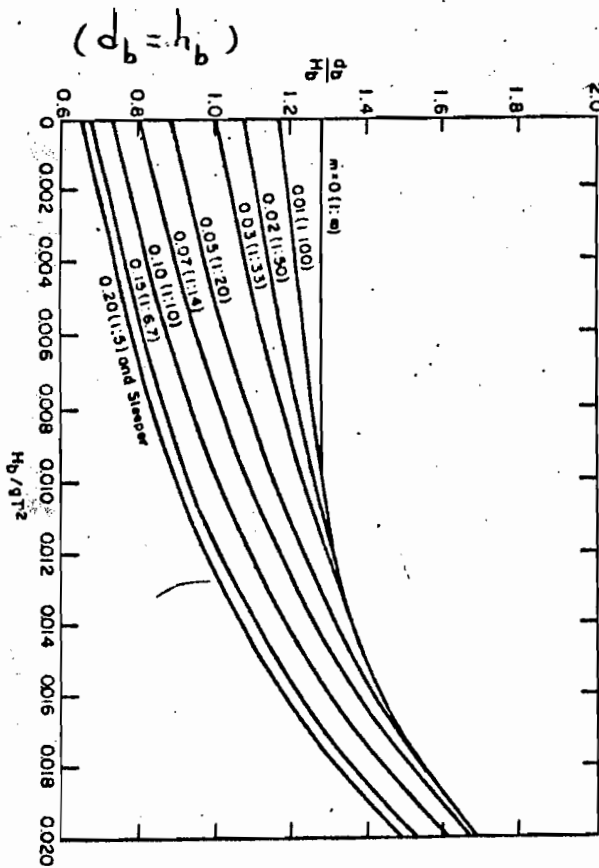
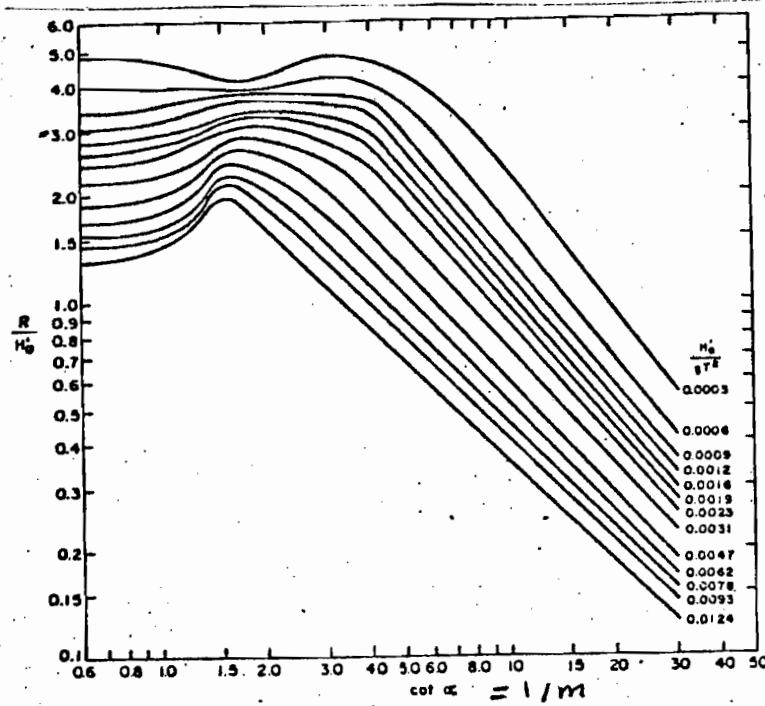


Figure Functions M and N in solitary wave theory.



تعیین ارتفاع موج شکست

تعیین عمق مجاری شکست امواج



تعیین مقدار بالای موج روی سطح سبیل از سطح صاف

ضمیمہ درس کارہا دریاٹی (مبانی ہیدرو لیک دریاٹی) - دانشکده فنی دانشگاه تبریز - خسرو برگی

$d \rightarrow h$  ,  $L_e \rightarrow L$

APPENDIX I. TABLE OF FUNCTIONS OF  $d/L_e$

(1)

$d/L_e$	$d/L$	$2xd/L$	$\tanh 2xd/L$	$\sinh 2xd/L$	$\cosh 2xd/L$	$K$	$4xd/L$	$\sinh 4xd/L$	$\cosh 4xd/L$	$n$	$Co/C_e$	$H/H_e$	$M$
0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	0	4.467	7.855
.0001000	.003990	.02507	.02506	.02507	1.0003	.9997	.05014	.05016	1.001	.9998	.02506	4.467	7.855
.0002000	.007980	.03546	.03544	.03547	1.0006	.9994	.07091	.07097	1.003	.9996	.03543	3.757	3.928
.0003000	.01197	.04343	.04340	.04344	1.0009	.9991	.08686	.08697	1.004	.9994	.04338	3.395	2.620
.0004000	.01596	.05015	.05011	.05018	1.0013	.9987	.1003	.1005	1.005	.9992	.05007	3.160	1.963
.0005000	.01995	.05608	.05602	.05611	1.0016	.9984	.1122	.1124	1.006	.9990	.05596	2.989	1.572
.0006000	.02394	.06144	.06136	.06148	1.0019	.9981	.1229	.1232	1.008	.9988	.06128	2.856	1.311
.0007000	.02793	.06637	.06627	.06642	1.0022	.9978	.1327	.1331	1.009	.9985	.06617	2.749	1.124
.0008000	.03192	.07096	.07084	.07102	1.0025	.9975	.1419	.1424	1.010	.9983	.07072	2.659	983.5
.0009000	.03591	.07527	.07513	.07534	1.0028	.9972	.1505	.1511	1.011	.9981	.07499	2.582	874.3
.0010000	.03990	.07935	.07918	.07943	1.0032	.9969	.1587	.1594	1.013	.9979	.07902	2.515	787.0
.0011000	.04389	.08323	.08304	.08333	1.0035	.9966	.1665	.1672	1.014	.9977	.08285	2.456	713.6
.0012000	.04788	.08694	.08672	.08705	1.0038	.9962	.1739	.1748	1.015	.9975	.08651	2.404	656.1
.0013000	.05187	.09050	.09026	.09063	1.0041	.9959	.1810	.1820	1.016	.9973	.09001	2.357	605.8
.0014000	.05586	.09393	.09365	.09407	1.0044	.9956	.1879	.1890	1.018	.9971	.09338	2.314	562.6
.0015000	.05985	.09723	.09693	.09739	1.0047	.9953	.1945	.1957	1.019	.9969	.09663	2.275	525
.0016000	.06384	.1004	.1001	.1006	1.0051	.9949	.2009	.2022	1.020	.9967	.09977	2.239	493
.0017000	.06783	.1035	.1032	.1037	1.0054	.9946	.2071	.2086	1.022	.9965	.1028	2.205	463
.0018000	.07182	.1066	.1062	.1068	1.0057	.9943	.2131	.2147	1.023	.9962	.1058	2.174	438
.0019000	.07581	.1095	.1091	.1097	1.0060	.9940	.2190	.2207	1.024	.9960	.1087	2.145	415
.0020000	.07980	.1123	.1119	.1125	1.0063	.9937	.2247	.2266	1.025	.9958	.1114	2.119	394
.0021000	.08379	.1151	.1146	.1154	1.0066	.9934	.2303	.2323	1.027	.9956	.1141	2.094	376
.0022000	.08778	.1178	.1173	.1181	1.0069	.9931	.2357	.2379	1.028	.9954	.1161	2.070	359
.0023000	.09177	.1205	.1199	.1208	1.0073	.9928	.2410	.2433	1.029	.9952	.1193	2.047	343
.0024000	.09576	.1231	.1225	.1234	1.0076	.9925	.2462	.2487	1.031	.9950	.1219	2.025	329
.0025000	.09975	.1257	.1250	.1260	1.0079	.9922	.2513	.2540	1.032	.9948	.1243	2.005	316
.0026000	.10374	.1282	.1275	.1285	1.0082	.9919	.2563	.2592	1.033	.9946	.1268	1.986	304
.0027000	.10773	.1306	.1299	.1310	1.0085	.9916	.2612	.2642	1.034	.9944	.1292	1.967	292
.0028000	.11172	.1330	.1323	.1334	1.0089	.9912	.2661	.2692	1.036	.9942	.1315	1.950	282
.0029000	.11571	.1354	.1346	.1358	1.0092	.9909	.2708	.2741	1.037	.9939	.1338	1.933	272
.0030000	.11970	.1377	.1369	.1382	1.0095	.9906	.2755	.2790	1.038	.9937	.1360	1.917	263
.0031000	.12369	.1400	.1391	.1405	1.0098	.9903	.2800	.2837	1.040	.9935	.1382	1.902	255
.0032000	.12768	.1423	.1413	.1427	1.0101	.9900	.2845	.2884	1.041	.9933	.1404	1.887	247
.0033000	.13167	.1445	.1435	.1449	1.0104	.9897	.2890	.2930	1.042	.9931	.1425	1.873	240
.0034000	.13566	.1467	.1456	.1472	1.0108	.9893	.2934	.2976	1.043	.9929	.1446	1.860	233
.0035000	.13965	.1488	.1477	.1494	1.0111	.9890	.2977	.3021	1.045	.9927	.1466	1.847	226
.0036000	.14364	.1510	.1498	.1515	1.0114	.9887	.3020	.3065	1.046	.9925	.1487	1.834	220
.0037000	.14763	.1531	.1519	.1537	1.0117	.9884	.3061	.3109	1.047	.9923	.1507	1.822	214
.0038000	.15162	.1551	.1539	.1558	1.0121	.9881	.3103	.3153	1.049	.9921	.1527	1.810	208
.0039000	.15561	.1572	.1559	.1579	1.0124	.9878	.3144	.3196	1.050	.9919	.1546	1.799	203
.0040000	.15960	.1592	.1579	.1599	1.0127	.9875	.3184	.3238	1.051	.9917	.1565	1.788	198
.0041000	.16359	.1613	.1598	.1619	1.0130	.9872	.3224	.3280	1.052	.9915	.1584	1.778	193
.0042000	.16758	.1632	.1617	.1639	1.0133	.9869	.3263	.3322	1.054	.9912	.1602	1.767	189
.0043000	.17157	.1651	.1636	.1659	1.0137	.9865	.3302	.3362	1.055	.9910	.1621	1.756	184
.0044000	.17556	.1671	.1655	.1678	1.0140	.9862	.3341	.3403	1.056	.9908	.1640	1.746	180
.0045000	.17955	.1690	.1674	.1698	1.0143	.9859	.3380	.3444	1.058	.9906	.1658	1.737	176
.0046000	.18354	.1708	.1692	.1717	1.0146	.9856	.3417	.3483	1.059	.9904	.1676	1.727	172
.0047000	.18753	.1727	.1710	.1736	1.0149	.9853	.3454	.3523	1.060	.9902	.1693	1.718	169
.0048000	.19152	.1745	.1728	.1754	1.0153	.9849	.3491	.3562	1.062	.9900	.1711	1.709	165
.0049000	.19551	.1764	.1746	.1773	1.0156	.9846	.3527	.3601	1.063	.9898	.1728	1.701	162
.0050000	.19950	.1782	.1764	.1791	1.0159	.9843	.3564	.3640	1.064	.9896	.1746	1.692	159
.0051000	.20349	.1800	.1781	.1809	1.0162	.9840	.3599	.3678	1.066	.9894	.1762	1.684	156
.0052000	.20748	.1818	.1798	.1827	1.0166	.9837	.3635	.3715	1.067	.9892	.1779	1.676	153
.0053000	.21147	.1835	.1815	.1845	1.0169	.9834	.3670	.3753	1.068	.9889	.1795	1.669	150
.0054000	.21546	.1852	.1832	.1863	1.0172	.9831	.3705	.3790	1.069	.9887	.1811	1.662	147
.0055000	.21945	.1870	.1848	.1880	1.0175	.9828	.3739	.3827	1.071	.9885	.1827	1.654	145
.0056000	.22344	.1887	.1865	.1898	1.0178	.9825	.3774	.3864	1.072	.9883	.1843	1.647	142
.0057000	.22743	.1904	.1881	.1915	1.0182	.9822	.3808	.3900	1.073	.9881	.1859	1.640	140
.0058000	.23142	.1921	.1897	.1932	1.0185	.9818	.3841	.3937	1.075	.9879	.1874	1.633	137
.0059000	.23541	.1937	.1913	.1949	1.0188	.9815	.3875	.3972	1.076	.9877	.1890	1.626	135
.0060000	.23940	.1954	.1929	.1967	1.0192	.9812	.3908	.4008	1.077	.9875	.1905	1.620	133
.0061000	.24339	.1970	.1945	.1983	1.0195	.9809	.3941	.4044	1.079	.9873	.1920	1.614	130
.0062000	.24738	.1987	.1961	.2000	1.0198	.9806	.3973	.4079	1.080	.9871	.1935	1.607	128
.0063000	.25137	.2003	.1976	.2016	1.0201	.9803	.4006	.4114	1.081	.9869	.1950	1.601	126
.0064000	.25536	.2019	.1992	.2033	1.0205	.9799	.4038	.4148	1.083	.9867	.1965	1.595	124
.0065000	.25935	.2035	.2007	.2049	1.0208	.9796	.4070	.4183	1.084	.9865	.1980	1.589	123
.0066000	.26334	.2051	.2022	.2065	1.0211	.9793	.4101	.4217	1.085	.9863	.1994	1.583	121
.0067000	.26733	.2066	.2037	.2081	1.0214	.9790	.4133	.4251	1.087	.9860	.2009	1.578	119
.0068000	.27132	.2082	.2052	.2097	1.0217	.9787	.4164	.4285	1.088	.9858	.2023	1.572	117
.0069000	.27531	.2097	.2067	.2113	1.0221	.9784	.4195	.4319	1.089	.9856	.2037	1.567	116

\* این بیست از صفحه ۳۶ شروع می شود



ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشگاہ ملی دانشگاہ تہران - مسووم برگی

$d \rightarrow h$  ,  $L_e \rightarrow L_d$

APPENDIX 1. (Continued)

(2)

$d/L_e$	$d/L$	$2xd/L$	$\tanh 2xd/L$	$\sinh 2xd/L$	$\cosh 2xd/L$	$K$	$4xd/L$	$\sinh 4xd/L$	$\cosh 4xd/L$	$n$	$Co/C_e$	$H/H_e$	$M$
.007000	.03362	.2113	.2082	.2128	1.0224	.9781	.4225	.4352	1.091	.9854	.2051	1.561	114
.007100	.03387	.2128	.2096	.2144	1.0227	.9778	.4256	.4386	1.092	.9852	.2065	1.556	112
.007200	.03411	.2143	.2111	.2160	1.0231	.9774	.4286	.4419	1.093	.9850	.2079	1.551	111
.007300	.03435	.2158	.2125	.2175	1.0234	.9771	.4316	.4452	1.095	.9848	.2093	1.546	109
.007400	.03459	.2173	.2139	.2190	1.0237	.9768	.4346	.4484	1.096	.9846	.2106	1.541	108
.007500	.03482	.2188	.2154	.2205	1.0240	.9765	.4376	.4517	1.097	.9844	.2120	1.536	106
.007600	.03506	.2203	.2168	.2221	1.0244	.9762	.4406	.4549	1.099	.9842	.2134	1.531	105
.007700	.03529	.2218	.2182	.2236	1.0247	.9759	.4435	.4582	1.100	.9840	.2147	1.526	104
.007800	.03552	.2232	.2196	.2251	1.0250	.9756	.4464	.4614	1.101	.9838	.2160	1.521	102
.007900	.03576	.2247	.2209	.2265	1.0253	.9753	.4493	.4646	1.103	.9836	.2173	1.517	101
.008000	.03598	.2261	.2223	.2280	1.0257	.9750	.4522	.4678	1.104	.9834	.2186	1.512	100
.008100	.03621	.2275	.2237	.2295	1.0260	.9747	.4551	.4709	1.105	.9832	.2199	1.508	98.6
.008200	.03644	.2290	.2250	.2310	1.0263	.9744	.4579	.4741	1.107	.9830	.2212	1.503	97.5
.008300	.03666	.2304	.2264	.2324	1.0266	.9741	.4607	.4772	1.108	.9827	.2225	1.499	96.3
.008400	.03689	.2318	.2277	.2338	1.0270	.9737	.4636	.4803	1.109	.9825	.2237	1.495	95.2
.008500	.03711	.2332	.2290	.2353	1.0273	.9734	.4664	.4834	1.111	.9823	.2250	1.491	94.1
.008600	.03733	.2346	.2303	.2367	1.0276	.9731	.4691	.4865	1.112	.9821	.2262	1.487	93.0
.008700	.03755	.2360	.2317	.2381	1.0280	.9728	.4719	.4896	1.113	.9819	.2275	1.482	91.9
.008800	.03777	.2373	.2330	.2396	1.0283	.9725	.4747	.4927	1.115	.9817	.2287	1.478	90.9
.008900	.03799	.2387	.2343	.2410	1.0286	.9722	.4774	.4957	1.116	.9815	.2300	1.474	89.9
.009000	.03821	.2401	.2356	.2424	1.0290	.9718	.4801	.4988	1.118	.9813	.2312	1.471	88.9
.009100	.03842	.2414	.2368	.2438	1.0293	.9715	.4828	.5018	1.119	.9811	.2324	1.467	88.0
.009200	.03864	.2428	.2381	.2452	1.0296	.9712	.4855	.5049	1.120	.9809	.2336	1.463	87.1
.009300	.03885	.2441	.2394	.2465	1.0299	.9709	.4882	.5079	1.122	.9807	.2348	1.459	86.1
.009400	.03906	.2455	.2407	.2479	1.0303	.9706	.4909	.5109	1.123	.9805	.2360	1.456	85.2
.009500	.03928	.2468	.2419	.2493	1.0306	.9703	.4936	.5138	1.124	.9803	.2371	1.452	84.3
.009600	.03949	.2481	.2431	.2507	1.0309	.9700	.4962	.5168	1.126	.9801	.2383	1.448	83.5
.009700	.03970	.2494	.2443	.2520	1.0313	.9697	.4988	.5198	1.127	.9799	.2394	1.445	82.7
.009800	.03990	.2507	.2456	.2534	1.0316	.9694	.5014	.5227	1.128	.9797	.2406	1.442	81.8
.009900	.04011	.2520	.2468	.2547	1.0319	.9691	.5040	.5257	1.130	.9794	.2417	1.438	81.0
.01000	.04032	.2533	.2480	.2560	1.0322	.9688	.5066	.5286	1.131	.9792	.2429	1.435	80.2
.01100	.04233	.2660	.2598	.2691	1.0356	.9656	.5319	.5574	1.145	.9772	.2539	1.403	73.1
.01200	.04426	.2781	.2711	.2817	1.0389	.9625	.5562	.5853	1.159	.9751	.2643	1.375	67.1
.01300	.04612	.2898	.2820	.2938	1.0423	.9594	.5795	.6125	1.173	.9731	.2743	1.350	62.1
.01400	.04791	.3010	.2924	.3056	1.0456	.9564	.6020	.6391	1.187	.9710	.2838	1.327	57.8
.01500	.04964	.3119	.3022	.3170	1.0490	.9533	.6238	.6651	1.201	.9690	.2928	1.307	54.0
.01600	.05132	.3225	.3117	.3281	1.0524	.9502	.6450	.6906	1.215	.9670	.3014	1.288	50.8
.01700	.05296	.3328	.3209	.3389	1.0559	.9471	.6655	.7158	1.230	.9649	.3096	1.271	47.9
.01800	.05455	.3428	.3298	.3495	1.0593	.9440	.6856	.7405	1.244	.9629	.3176	1.255	45.3
.01900	.05611	.3525	.3386	.3599	1.0628	.9409	.7051	.7650	1.259	.9609	.3253	1.240	43.0
.02000	.05763	.3621	.3470	.3701	1.0663	.9378	.7242	.7891	1.274	.9588	.3327	1.226	41.0
.02100	.05912	.3714	.3552	.3800	1.0698	.9348	.7429	.8131	1.289	.9568	.3399	1.213	39.1
.02200	.06057	.3806	.3632	.3898	1.0733	.9317	.7612	.8368	1.304	.9548	.3468	1.201	37.4
.02300	.06200	.3896	.3710	.3995	1.0768	.9287	.7791	.8603	1.319	.9528	.3535	1.189	35.9
.02400	.06340	.3984	.3786	.4090	1.0804	.9256	.7967	.8837	1.335	.9508	.3600	1.178	34.4
.02500	.06478	.4070	.3860	.4184	1.0840	.9225	.8140	.9069	1.350	.9488	.3662	1.168	33.1
.02600	.06613	.4155	.3932	.4276	1.0876	.9195	.8310	.9310	1.366	.9468	.3722	1.159	31.9
.02700	.06747	.4239	.4002	.4367	1.0912	.9164	.8478	.9530	1.381	.9448	.3781	1.150	30.8
.02800	.06878	.4322	.4071	.4457	1.0949	.9133	.8643	.9760	1.397	.9428	.3838	1.141	29.8
.02900	.07007	.4403	.4138	.4546	1.0985	.9103	.8805	.9988	1.413	.9408	.3893	1.133	28.8
.03000	.07135	.4483	.4205	.4634	1.1021	.9073	.8966	1.022	1.430	.9388	.3947	1.125	27.9
.03100	.07260	.4562	.4269	.4721	1.1059	.9042	.9124	1.044	1.446	.9369	.4000	1.118	27.1
.03200	.07385	.4640	.4333	.4808	1.1096	.9012	.9280	1.067	1.462	.9349	.4051	1.111	26.3
.03300	.07507	.4717	.4395	.4894	1.1133	.8982	.9434	1.090	1.479	.9329	.4100	1.104	25.6
.03400	.07630	.4794	.4457	.4980	1.1171	.8952	.9588	1.113	1.496	.9309	.4149	1.098	24.8
.03500	.07748	.4868	.4517	.5064	1.1209	.8921	.9737	1.135	1.513	.9289	.4196	1.092	24.19
.03600	.07867	.4943	.4577	.5147	1.1247	.8891	.9886	1.158	1.530	.9270	.4242	1.086	23.56
.03700	.07984	.5017	.4635	.5230	1.1285	.8861	1.0033	1.180	1.547	.9250	.4287	1.080	22.97
.03800	.08100	.5090	.4691	.5312	1.1324	.8831	1.018	1.203	1.564	.9230	.4330	1.075	22.42
.03900	.08215	.5162	.4747	.5394	1.1362	.8801	1.032	1.226	1.582	.9211	.4372	1.069	21.90
.04000	.08329	.5233	.4802	.5475	1.1401	.8771	1.047	1.248	1.600	.9192	.4414	1.064	21.40
.04100	.08442	.5304	.4857	.5556	1.1440	.8741	1.061	1.271	1.617	.9172	.4455	1.059	20.92
.04200	.08553	.5374	.4911	.5637	1.1479	.8711	1.075	1.294	1.636	.9153	.4495	1.055	20.46
.04300	.08664	.5444	.4964	.5717	1.1518	.8681	1.089	1.317	1.654	.9133	.4534	1.050	20.03
.04400	.08774	.5513	.5015	.5796	1.1558	.8652	1.103	1.340	1.672	.9114	.4571	1.046	19.62
.04500	.08883	.5581	.5066	.5876	1.1599	.8621	1.116	1.363	1.691	.9095	.4607	1.042	19.23
.04600	.08991	.5649	.5116	.5954	1.1639	.8592	1.130	1.386	1.709	.9076	.4643	1.038	18.85
.04700	.09098	.5717	.5166	.6033	1.1679	.8562	1.143	1.409	1.728	.9057	.4679	1.034	18.49
.04800	.09205	.5784	.5215	.6111	1.1720	.8532	1.157	1.433	1.747	.9037	.4713	1.030	18.15
.04900	.09311	.5850	.5263	.6189	1.1760	.8503	1.170	1.456	1.766	.9018	.4746	1.026	17.82

# ضمیمه درس کارها دریائی (مبانی هیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - مسوولگری

$d \rightarrow h$  ,  $L_0 \rightarrow L$

APPENDIX 1. (Continued)

③

$d/L_0$	$d/L$	$2\pi d/L$	$\tanh 2\pi d/L$	$\sinh 2\pi d/L$	$\cosh 2\pi d/L$	$K$	$4\pi d/L$	$\sinh 4\pi d/L$	$\cosh 4\pi d/L$	$n$	$C_d/C_0$	$H/H_0$	$M$
.05000	.09416	.5916	.5310	.6267	1.1802	.8473	1.183	1.479	1.786	.8999	.4779	1.023	17.50
.05100	.09520	.5981	.5357	.6344	1.1843	.8444	1.196	1.503	1.805	.8980	.4811	1.019	17.19
.05200	.09623	.6046	.5403	.6421	1.1884	.8415	1.209	1.526	1.825	.8961	.4842	1.016	16.90
.05300	.09726	.6111	.5449	.6499	1.1926	.8385	1.222	1.550	1.845	.8943	.4873	1.013	16.62
.05400	.09829	.6176	.5494	.6575	1.1968	.8356	1.235	1.574	1.865	.8924	.4903	1.010	16.35
.05500	.09930	.6239	.5538	.6652	1.2011	.8326	1.248	1.598	1.885	.8905	.4932	1.007	16.09
.05600	.1003	.6303	.5582	.6729	1.2053	.8297	1.261	1.622	1.906	.8886	.4960	1.004	15.84
.05700	.1013	.6366	.5626	.6805	1.2096	.8267	1.273	1.646	1.926	.8867	.4988	1.001	15.60
.05800	.1023	.6428	.5668	.6880	1.2138	.8239	1.286	1.670	1.947	.8849	.5015	.9985	15.36
.05900	.1033	.6491	.5711	.6956	1.2181	.8209	1.298	1.695	1.968	.8830	.5042	.9958	15.13
.06000	.1043	.6553	.5753	.7033	1.2225	.8180	1.311	1.719	1.989	.8811	.5068	.9932	14.91
.06100	.1053	.6616	.5794	.7110	1.2270	.8150	1.3231	1.744	2.011	.8792	.5094	.9907	14.70
.06200	.1063	.6678	.5834	.7187	1.2315	.8121	1.336	1.770	2.033	.8773	.5119	.9883	14.50
.06300	.1073	.6739	.5874	.7265	1.2355	.8093	1.348	1.795	2.055	.8755	.5143	.9860	14.30
.06400	.1082	.6799	.5914	.7335	1.2402	.8063	1.360	1.819	2.076	.8737	.5167	.9837	14.11
.06500	.1092	.6860	.5954	.7411	1.2447	.8035	1.372	1.845	2.098	.8719	.5191	.9815	13.92
.06600	.1101	.6920	.5993	.7486	1.2492	.8005	1.384	1.870	2.121	.8700	.5214	.9793	13.74
.06700	.1111	.6981	.6031	.7561	1.2537	.7977	1.396	1.896	2.144	.8682	.5236	.9772	13.57
.06800	.1120	.7037	.6069	.7633	1.2580	.7948	1.408	1.921	2.166	.8664	.5258	.9752	13.40
.06900	.1130	.7099	.6106	.7711	1.2628	.7919	1.420	1.948	2.189	.8646	.5279	.9732	13.24
.07000	.1139	.7157	.6144	.7783	1.2672	.7890	1.432	1.974	2.213	.8627	.5300	.9713	13.08
.07100	.1149	.7219	.6181	.7863	1.2721	.7861	1.444	2.000	2.236	.8609	.5321	.9694	12.92
.07200	.1158	.7277	.6217	.7937	1.2767	.7833	1.455	2.026	2.260	.8591	.5341	.9676	12.77
.07300	.1168	.7336	.6252	.8011	1.2813	.7804	1.467	2.053	2.284	.8572	.5360	.9658	12.62
.07400	.1177	.7395	.6289	.8088	1.2861	.7775	1.479	2.080	2.308	.8554	.5380	.9641	12.48
.07500	.1186	.7453	.6324	.8162	1.2908	.7747	1.490	2.107	2.332	.8537	.5399	.9624	12.34
.07600	.1195	.7511	.6359	.8237	1.2956	.7719	1.502	2.135	2.357	.8519	.5417	.9607	12.21
.07700	.1205	.7569	.6392	.8312	1.3004	.7690	1.514	2.162	2.382	.8501	.5435	.9591	12.08
.07800	.1214	.7625	.6427	.8386	1.3051	.7662	1.525	2.189	2.407	.8483	.5452	.9576	11.95
.07900	.1223	.7683	.6460	.8462	1.3100	.7634	1.537	2.217	2.432	.8465	.5469	.9562	11.83
.08000	.1232	.7741	.6493	.8538	1.3149	.7605	1.548	2.245	2.458	.8448	.5485	.9548	11.71
.08100	.1241	.7799	.6526	.8614	1.3198	.7577	1.560	2.274	2.484	.8430	.5501	.9534	11.59
.08200	.1251	.7854	.6558	.8687	1.3246	.7549	1.571	2.303	2.511	.8413	.5517	.9520	11.47
.08300	.1259	.7911	.6590	.8762	1.3295	.7522	1.583	2.331	2.537	.8395	.5533	.9506	11.36
.08400	.1268	.7967	.6622	.8837	1.3343	.7494	1.594	2.360	2.563	.8378	.5548	.9493	11.25
.08500	.1277	.8026	.6655	.8915	1.3397	.7464	1.605	2.389	2.590	.8360	.5563	.9481	11.14
.08600	.1286	.8080	.6685	.8989	1.3446	.7437	1.616	2.418	2.617	.8342	.5577	.9469	11.04
.08700	.1295	.8137	.6716	.9064	1.3497	.7409	1.628	2.448	2.644	.8325	.5591	.9457	10.94
.08800	.1304	.8193	.6747	.9141	1.3548	.7381	1.639	2.478	2.672	.8308	.5605	.9445	10.84
.08900	.1313	.8250	.6778	.9218	1.3600	.7353	1.650	2.508	2.700	.8290	.5619	.9433	10.74
.09000	.1322	.8306	.6808	.9295	1.3653	.7324	1.661	2.538	2.728	.8273	.5632	.9422	10.65
.09100	.1331	.8363	.6838	.9372	1.3706	.7296	1.672	2.568	2.756	.8255	.5645	.9411	10.55
.09200	.1340	.8420	.6868	.9450	1.3759	.7268	1.684	2.599	2.785	.8238	.5658	.9401	10.46
.09300	.1349	.8474	.6897	.9525	1.3810	.7241	1.695	2.630	2.814	.8221	.5670	.9391	10.37
.09400	.1357	.8528	.6925	.9600	1.3862	.7214	1.706	2.662	2.843	.8204	.5682	.9381	10.29
.09500	.1366	.8583	.6953	.9677	1.3917	.7186	1.717	2.693	2.873	.8187	.5693	.9371	10.21
.09600	.1375	.8639	.6982	.9755	1.3970	.7158	1.728	2.726	2.903	.8170	.5704	.9362	10.12
.09700	.1384	.8694	.7011	.9832	1.4023	.7131	1.739	2.757	2.933	.8153	.5716	.9353	10.04
.09800	.1392	.8749	.7039	.9908	1.4077	.7104	1.750	2.790	2.963	.8136	.5727	.9344	9.962
.09900	.1401	.8803	.7066	.9985	1.4131	.7076	1.761	2.822	2.994	.8120	.5737	.9335	9.884
.1000	.1410	.8858	.7093	1.006	1.4187	.7049	1.772	2.855	3.025	.8103	.5747	.9327	9.808
.1010	.1419	.8913	.7120	1.014	1.4242	.7022	1.783	2.888	3.057	.8086	.5757	.9319	9.734
.1020	.1427	.8967	.7147	1.022	1.4297	.6994	1.793	2.922	3.088	.8069	.5766	.9311	9.661
.1030	.1436	.9023	.7173	1.030	1.4354	.6967	1.805	2.956	3.121	.8052	.5776	.9304	9.590
.1040	.1445	.9076	.7200	1.037	1.4410	.6940	1.815	2.990	3.153	.8036	.5785	.9297	9.519
.1050	.1453	.9130	.7226	1.045	1.4465	.6913	1.826	3.024	3.185	.8019	.5794	.9290	9.451
.1060	.1462	.9184	.7252	1.053	1.4523	.6886	1.837	3.059	3.218	.8003	.5803	.9282	9.384
.1070	.1470	.9239	.7277	1.061	1.4580	.6859	1.848	3.094	3.251	.7986	.5812	.9276	9.318
.1080	.1479	.9293	.7303	1.069	1.4638	.6833	1.858	3.128	3.284	.7970	.5820	.9269	9.254
.1090	.1488	.9343	.7327	1.076	1.4692	.6806	1.869	3.164	3.319	.7954	.5828	.9263	9.191
.1100	.1496	.9400	.7352	1.085	1.4752	.6779	1.880	3.201	3.353	.7937	.5836	.9257	9.129
.1110	.1505	.9456	.7377	1.093	1.4814	.6752	1.891	3.237	3.388	.7920	.5843	.9251	9.068
.1120	.1513	.9508	.7402	1.101	1.4871	.6725	1.902	3.274	3.423	.7904	.5850	.9245	9.009
.1130	.1522	.9563	.7426	1.109	1.4932	.6697	1.913	3.312	3.459	.7888	.5857	.9239	8.950
.1140	.1530	.9616	.7450	1.117	1.4990	.6671	1.923	3.348	3.494	.7872	.5864	.9234	8.891
.1150	.1539	.9670	.7474	1.125	1.5051	.6645	1.934	3.385	3.530	.7856	.5871	.9228	8.835
.1160	.1547	.9720	.7497	1.133	1.5108	.6619	1.944	3.423	3.566	.7840	.5878	.9223	8.780
.1170	.1556	.9775	.7520	1.141	1.5171	.6592	1.955	3.462	3.603	.7824	.5884	.9218	8.726
.1180	.1564	.9827	.7543	1.149	1.5230	.6566	1.966	3.501	3.641	.7808	.5890	.9214	8.673
.1190	.1573	.9882	.7566	1.157	1.5293	.6539	1.977	3.540	3.678	.7792	.5896	.9209	8.621



ضمیمہ درس کارها دریائی (مبانی هیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - خسرو بزرگی

$d \rightarrow h$   
 $L_0 \rightarrow L$

APPENDIX I. (Continued)

④

$d/L_0$	$d/L$	$2nd/L$	$\tanh 2nd/L$	$\sinh 2nd/L$	$\cosh 2nd/L$	$K$	$4nd/L$	$\sinh 4nd/L$	$\cosh 4nd/L$	$n$	$Co/Co_0$	$H/H_0$	$M$
.1200	.1581	.9936	.7589	1.165	1.5356	.6512	1.987	3.579	3.716	.7776	.5902	.9204	8.569
.1210	.1590	.9989	.7612	1.174	1.5418	.6486	1.998	3.620	3.755	.7760	.5907	.9200	8.518
.1220	.1598	1.004	.7634	1.182	1.5479	.6460	2.008	3.659	3.793	.7745	.5913	.9196	8.468
.1230	.1607	1.010	.7656	1.190	1.5546	.6433	2.019	3.699	3.832	.7729	.5918	.9192	8.419
.1240	.1615	1.015	.7678	1.198	1.5605	.6407	2.030	3.740	3.871	.7713	.5922	.9189	8.371
.1250	.1624	1.020	.7700	1.207	1.5674	.6381	2.041	3.782	3.912	.7698	.5926	.9186	8.324
.1260	.1632	1.025	.7721	1.215	1.5734	.6356	2.051	3.824	3.952	.7682	.5931	.9182	8.278
.1270	.1640	1.030	.7742	1.223	1.5795	.6331	2.063	3.865	3.992	.7667	.5936	.9178	8.233
.1280	.1649	1.036	.7763	1.231	1.5862	.6305	2.072	3.907	4.033	.7652	.5940	.9175	8.189
.1290	.1657	1.041	.7783	1.240	1.5927	.6279	2.082	3.950	4.074	.7637	.5944	.9172	8.146
.1300	.1665	1.046	.7804	1.248	1.5990	.6254	2.093	3.992	4.115	.7621	.5948	.9169	8.103
.1310	.1674	1.052	.7824	1.257	1.6060	.6228	2.104	4.036	4.158	.7606	.5951	.9166	8.061
.1320	.1682	1.057	.7844	1.265	1.6124	.6202	2.114	4.080	4.201	.7591	.5954	.9164	8.020
.1330	.1691	1.062	.7865	1.273	1.6191	.6176	2.125	4.125	4.245	.7575	.5958	.9161	7.978
.1340	.1699	1.068	.7885	1.282	1.6260	.6150	2.135	4.169	4.288	.7560	.5961	.9158	7.937
.1350	.1708	1.073	.7905	1.291	1.633	.6123	2.146	4.217	4.334	.7545	.5964	.9156	7.897
.1360	.1716	1.078	.7925	1.300	1.640	.6098	2.156	4.262	4.378	.7530	.5967	.9154	7.857
.1370	.1724	1.084	.7945	1.308	1.647	.6073	2.167	4.309	4.423	.7515	.5969	.9152	7.819
.1380	.1733	1.089	.7964	1.317	1.654	.6047	2.177	4.355	4.468	.7500	.5972	.9150	7.781
.1390	.1741	1.094	.7983	1.326	1.660	.6022	2.188	4.402	4.514	.7485	.5975	.9148	7.744
.1400	.1749	1.099	.8002	1.334	1.667	.5998	2.198	4.450	4.561	.7471	.5978	.9146	7.707
.1410	.1758	1.105	.8021	1.343	1.675	.5972	2.209	4.498	4.607	.7456	.5980	.9144	7.671
.1420	.1766	1.110	.8039	1.352	1.681	.5947	2.219	4.546	4.654	.7441	.5982	.9142	7.636
.1430	.1774	1.115	.8057	1.360	1.688	.5923	2.230	4.595	4.663	.7426	.5984	.9141	7.602
.1440	.1783	1.120	.8076	1.369	1.696	.5898	2.240	4.644	4.731	.7412	.5986	.9140	7.567
.1450	.1791	1.125	.8094	1.378	1.703	.5873	2.251	4.695	4.800	.7397	.5987	.9139	7.533
.1460	.1800	1.131	.8112	1.388	1.710	.5847	2.261	4.746	4.850	.7382	.5989	.9137	7.499
.1470	.1808	1.136	.8131	1.397	1.718	.5822	2.272	4.798	4.901	.7368	.5990	.9136	7.465
.1480	.1816	1.141	.8149	1.405	1.725	.5798	2.282	4.847	4.951	.7354	.5992	.9135	7.432
.1490	.1825	1.146	.8166	1.415	1.732	.5773	2.293	4.901	5.001	.7339	.5993	.9134	7.400
.1500	.1833	1.152	.8183	1.424	1.740	.5748	2.303	4.954	5.054	.7325	.5994	.9133	7.369
.1510	.1841	1.157	.8200	1.433	1.747	.5723	2.314	5.007	5.106	.7311	.5994	.9133	7.339
.1520	.1850	1.162	.8217	1.442	1.755	.5699	2.324	5.061	5.159	.7296	.5995	.9132	7.309
.1530	.1858	1.167	.8234	1.451	1.762	.5675	2.335	5.115	5.212	.7282	.5996	.9132	7.279
.1540	.1866	1.173	.8250	1.460	1.770	.5651	2.345	5.169	5.265	.7268	.5996	.9132	7.250
.1550	.1875	1.178	.8267	1.469	1.777	.5627	2.356	5.225	5.320	.7254	.5997	.9131	7.221
.1560	.1883	1.183	.8284	1.479	1.785	.5602	2.366	5.283	5.376	.7240	.5998	.9130	7.191
.1570	.1891	1.188	.8301	1.488	1.793	.5577	2.377	5.339	5.432	.7226	.5999	.9129	7.162
.1580	.1900	1.194	.8317	1.498	1.801	.5552	2.387	5.398	5.490	.7212	.5998	.9130	7.134
.1590	.1908	1.199	.8333	1.507	1.809	.5528	2.398	5.454	5.544	.7198	.5998	.9130	7.107
.1600	.1917	1.204	.8349	1.517	1.817	.5504	2.408	5.513	5.603	.7184	.5998	.9130	7.079
.1610	.1925	1.209	.8365	1.527	1.825	.5480	2.419	5.571	5.660	.7171	.5998	.9130	7.052
.1620	.1933	1.215	.8381	1.536	1.833	.5456	2.429	5.630	5.718	.7157	.5998	.9130	7.026
.1630	.1941	1.220	.8396	1.546	1.841	.5432	2.440	5.690	5.777	.7144	.5998	.9130	7.000
.1640	.1950	1.225	.8411	1.555	1.849	.5409	2.450	5.751	5.837	.7130	.5998	.9130	6.975
.1650	.1958	1.230	.8427	1.565	1.857	.5385	2.461	5.813	5.898	.7117	.5997	.9131	6.949
.1660	.1966	1.235	.8442	1.574	1.865	.5362	2.471	5.874	5.959	.7103	.5996	.9132	6.924
.1670	.1975	1.240	.8457	1.584	1.873	.5339	2.482	5.938	6.021	.7090	.5996	.9132	6.900
.1680	.1983	1.246	.8472	1.594	1.882	.5315	2.492	6.003	6.085	.7076	.5995	.9133	6.876
.1690	.1992	1.251	.8486	1.604	1.890	.5291	2.503	6.066	6.148	.7063	.5994	.9133	6.853
.1700	.2000	1.257	.8501	1.614	1.899	.5267	2.513	6.130	6.212	.7050	.5993	.9134	6.830
.1710	.2008	1.262	.8515	1.624	1.907	.5243	2.523	6.197	6.275	.7036	.5992	.9135	6.807
.1720	.2017	1.267	.8529	1.634	1.915	.5220	2.534	6.262	6.342	.7023	.5991	.9136	6.784
.1730	.2025	1.272	.8544	1.644	1.924	.5197	2.544	6.329	6.407	.7010	.5989	.9137	6.761
.1740	.2033	1.277	.8558	1.654	1.933	.5174	2.555	6.395	6.473	.6997	.5988	.9138	6.738
.1750	.2042	1.282	.8572	1.664	1.941	.5151	2.565	6.465	6.541	.6984	.5987	.9139	6.716
.1760	.2050	1.288	.8586	1.675	1.951	.5127	2.576	6.534	6.610	.6971	.5985	.9140	6.694
.1770	.2058	1.293	.8600	1.685	1.959	.5104	2.586	6.603	6.679	.6958	.5984	.9141	6.672
.1780	.2066	1.298	.8614	1.695	1.968	.5081	2.597	6.672	6.747	.6946	.5982	.9142	6.651
.1790	.2075	1.304	.8627	1.706	1.977	.5058	2.607	6.744	6.818	.6933	.5980	.9144	6.631
.1800	.2083	1.309	.8640	1.716	1.986	.5036	2.618	6.818	6.891	.6920	.5979	.9145	6.611
.1810	.2092	1.314	.8653	1.727	1.995	.5013	2.629	6.890	6.963	.6907	.5977	.9146	6.591
.1820	.2100	1.320	.8666	1.737	2.004	.4990	2.639	6.963	7.035	.6895	.5975	.9148	6.571
.1830	.2108	1.325	.8680	1.748	2.013	.4967	2.650	7.038	7.109	.6882	.5974	.9149	6.550
.1840	.2117	1.330	.8693	1.758	2.022	.4945	2.660	7.113	7.183	.6870	.5972	.9150	6.530
.1850	.2125	1.335	.8706	1.769	2.032	.4922	2.671	7.191	7.260	.6857	.5969	.9152	6.511
.1860	.2134	1.341	.8718	1.780	2.041	.4899	2.681	7.267	7.336	.6845	.5967	.9154	6.492
.1870	.2142	1.346	.8731	1.791	2.051	.4876	2.692	7.345	7.412	.6832	.5965	.9155	6.474
.1880	.2150	1.351	.8743	1.801	2.060	.4854	2.702	7.421	7.488	.6820	.5963	.9157	6.456
.1890	.2159	1.356	.8755	1.812	2.070	.4832	2.712	7.500	7.566	.6808	.5961	.9159	6.438

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده ملی دانشگاه تهران - مسوور بزرگی

$d \rightarrow h$  ,  $h \rightarrow d$

APPENDIX 1. (Continued)

5

$d/L$	$d/L$	$2nd/L$	$\tanh 2nd/L$	$\sinh 2nd/L$	$\cosh 2nd/L$	$K$	$4nd/L$	$\sinh 4nd/L$	$\cosh 4nd/L$	$n$	$C_0/C_s$	$H/H_0$	$M$
.1900	.2167	1.362	.8767	1.823	2.079	.4809	2.723	7.581	7.647	.6796	.9598	.9161	6.421
.1910	.2176	1.367	.8779	1.834	2.089	.4787	2.734	7.663	7.728	.6784	.9555	.9163	6.403
.1920	.2184	1.372	.8791	1.845	2.099	.4765	2.744	7.746	7.810	.6772	.9522	.9165	6.385
.1930	.2192	1.377	.8803	1.856	2.108	.4743	2.755	7.827	7.891	.6760	.9490	.9167	6.368
.1940	.2201	1.383	.8815	1.867	2.118	.4721	2.765	7.911	7.974	.6748	.9468	.9169	6.351
.1950	.2209	1.388	.8827	1.879	2.128	.4699	2.776	7.996	8.059	.6736	.9446	.9170	6.334
.1960	.2218	1.393	.8839	1.890	2.138	.4677	2.787	8.083	8.145	.6724	.9424	.9172	6.317
.1970	.2226	1.399	.8850	1.901	2.148	.4655	2.797	8.167	8.228	.6712	.9402	.9174	6.300
.1980	.2234	1.404	.8862	1.913	2.158	.4633	2.808	8.256	8.316	.6700	.9380	.9176	6.284
.1990	.2243	1.409	.8873	1.924	2.169	.4611	2.819	8.346	8.406	.6689	.9358	.9179	6.268
.2000	.2251	1.414	.8884	1.935	2.178	.4590	2.829	8.436	8.495	.6677	.9336	.9181	6.253
.2010	.2260	1.420	.8895	1.947	2.189	.4569	2.840	8.524	8.583	.6666	.9314	.9183	6.237
.2020	.2268	1.425	.8906	1.959	2.199	.4547	2.850	8.616	8.674	.6654	.9292	.9186	6.222
.2030	.2277	1.430	.8917	1.970	2.210	.4526	2.861	8.708	8.766	.6642	.9270	.9188	6.206
.2040	.2285	1.436	.8928	1.982	2.220	.4504	2.872	8.803	8.860	.6631	.9248	.9190	6.191
.2050	.2293	1.441	.8939	1.994	2.231	.4483	2.882	8.897	8.953	.6620	.9226	.9193	6.176
.2060	.2302	1.446	.8950	2.006	2.242	.4462	2.893	8.994	9.050	.6608	.9204	.9195	6.161
.2070	.2310	1.451	.8960	2.017	2.252	.4441	2.903	9.090	9.144	.6597	.9182	.9197	6.147
.2080	.2319	1.457	.8971	2.030	2.263	.4419	2.914	9.187	9.240	.6586	.9160	.9200	6.133
.2090	.2328	1.462	.8981	2.042	2.274	.4398	2.925	9.288	9.342	.6574	.9138	.9202	6.119
.2100	.2336	1.468	.8991	2.055	2.285	.4377	2.936	9.389	9.442	.6563	.9116	.9205	6.105
.2110	.2344	1.473	.9001	2.066	2.295	.4357	2.946	9.490	9.542	.6552	.9094	.9207	6.091
.2120	.2353	1.479	.9011	2.079	2.307	.4336	2.957	9.590	9.642	.6541	.9072	.9210	6.077
.2130	.2361	1.484	.9021	2.091	2.318	.4315	2.967	9.693	9.744	.6531	.9050	.9213	6.064
.2140	.2370	1.489	.9031	2.103	2.329	.4294	2.978	9.796	9.847	.6520	.9028	.9215	6.051
.2150	.2378	1.494	.9041	2.115	2.340	.4274	2.989	9.902	9.952	.6509	.9006	.9218	6.037
.2160	.2387	1.500	.9051	2.128	2.351	.4253	2.999	10.01	10.06	.6498	.8984	.9221	6.024
.2170	.2395	1.506	.9061	2.142	2.364	.4232	3.010	10.12	10.17	.6488	.8962	.9223	6.011
.2180	.2404	1.511	.9070	2.154	2.375	.4211	3.021	10.23	10.28	.6477	.8940	.9226	5.999
.2190	.2412	1.516	.9079	2.166	2.386	.4191	3.031	10.34	10.38	.6467	.8918	.9228	5.987
.2200	.2421	1.521	.9088	2.178	2.397	.4171	3.042	10.45	10.50	.6456	.8896	.9231	5.975
.2210	.2429	1.526	.9097	2.192	2.409	.4151	3.052	10.56	10.61	.6446	.8874	.9234	5.963
.2220	.2438	1.532	.9107	2.204	2.421	.4131	3.063	10.68	10.72	.6436	.8852	.9236	5.951
.2230	.2446	1.537	.9116	2.218	2.433	.4111	3.074	10.79	10.84	.6425	.8830	.9239	5.939
.2240	.2455	1.542	.9125	2.230	2.444	.4091	3.085	10.91	10.95	.6414	.8808	.9242	5.927
.2250	.2463	1.548	.9134	2.244	2.457	.4071	3.095	11.02	11.07	.6404	.8786	.9245	5.915
.2260	.2472	1.553	.9143	2.257	2.469	.4051	3.106	11.15	11.19	.6394	.8764	.9248	5.903
.2270	.2481	1.559	.9152	2.271	2.481	.4031	3.117	11.27	11.31	.6383	.8742	.9251	5.891
.2280	.2489	1.564	.9161	2.284	2.493	.4011	3.128	11.39	11.44	.6373	.8720	.9254	5.880
.2290	.2498	1.569	.9170	2.297	2.506	.3991	3.138	11.51	11.56	.6363	.8698	.9258	5.869
.2300	.2506	1.575	.9178	2.311	2.518	.3971	3.149	11.64	11.68	.6353	.8676	.9261	5.858
.2310	.2515	1.580	.9186	2.325	2.531	.3952	3.160	11.77	11.81	.6343	.8654	.9264	5.848
.2320	.2523	1.585	.9194	2.338	2.543	.3932	3.171	11.90	11.93	.6333	.8632	.9267	5.838
.2330	.2532	1.591	.9203	2.352	2.556	.3912	3.182	12.03	12.07	.6323	.8610	.9270	5.827
.2340	.2540	1.596	.9211	2.366	2.569	.3893	3.192	12.15	12.19	.6313	.8588	.9273	5.816
.2350	.2549	1.602	.9219	2.380	2.581	.3874	3.203	12.29	12.33	.6304	.8566	.9276	5.806
.2360	.2558	1.607	.9227	2.393	2.594	.3855	3.214	12.43	12.47	.6294	.8544	.9279	5.796
.2370	.2566	1.612	.9235	2.408	2.607	.3836	3.225	12.55	12.59	.6284	.8522	.9282	5.786
.2380	.2575	1.618	.9243	2.422	2.620	.3816	3.236	12.69	12.73	.6275	.8500	.9285	5.776
.2390	.2584	1.623	.9251	2.436	2.634	.3797	3.247	12.83	12.87	.6265	.8478	.9288	5.766
.2400	.2592	1.629	.9259	2.450	2.647	.3779	3.257	12.97	13.01	.6256	.8456	.9291	5.756
.2410	.2601	1.634	.9267	2.464	2.660	.3760	3.268	13.11	13.15	.6246	.8434	.9294	5.746
.2420	.2610	1.640	.9275	2.480	2.674	.3741	3.279	13.26	13.30	.6237	.8412	.9298	5.736
.2430	.2618	1.645	.9282	2.494	2.687	.3722	3.290	13.40	13.44	.6228	.8390	.9301	5.727
.2440	.2627	1.650	.9289	2.508	2.700	.3704	3.301	13.55	13.59	.6218	.8368	.9304	5.718
.2450	.2635	1.656	.9296	2.523	2.714	.3685	3.312	13.70	13.73	.6209	.8346	.9307	5.710
.2460	.2644	1.661	.9304	2.538	2.728	.3666	3.323	13.85	13.88	.6200	.8324	.9310	5.701
.2470	.2653	1.667	.9311	2.553	2.742	.3648	3.334	14.00	14.04	.6191	.8302	.9314	5.692
.2480	.2661	1.672	.9318	2.568	2.755	.3629	3.344	14.15	14.19	.6182	.8280	.9317	5.684
.2490	.2670	1.678	.9325	2.583	2.770	.3610	3.355	14.31	14.35	.6173	.8258	.9320	5.675
.2500	.2679	1.683	.9332	2.599	2.784	.3592	3.367	14.47	14.51	.6164	.8236	.9323	5.667
.2510	.2687	1.689	.9339	2.614	2.798	.3574	3.377	14.62	14.66	.6155	.8214	.9327	5.658
.2520	.2696	1.694	.9346	2.629	2.813	.3556	3.388	14.79	14.82	.6146	.8192	.9330	5.650
.2530	.2705	1.700	.9353	2.645	2.828	.3537	3.399	14.95	14.99	.6137	.8170	.9333	5.641
.2540	.2714	1.705	.9360	2.660	2.842	.3519	3.410	15.12	15.15	.6128	.8148	.9336	5.633
.2550	.2722	1.711	.9367	2.676	2.856	.3501	3.421	15.29	15.32	.6120	.8126	.9340	5.624
.2560	.2731	1.716	.9374	2.691	2.871	.3483	3.432	15.45	15.49	.6111	.8104	.9343	5.616
.2570	.2740	1.722	.9381	2.707	2.886	.3465	3.443	15.63	15.66	.6102	.8082	.9346	5.608
.2580	.2749	1.727	.9388	2.723	2.901	.3447	3.454	15.80	15.83	.6093	.8060	.9349	5.600
.2590	.2757	1.732	.9394	2.739	2.916	.3430	3.465	15.97	16.00	.6085	.8038	.9353	5.592

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبائی ہیدرولیک دریائی) - دانشگاہ ملی دانشگاه تبریز - خسرو بزرگی

$d \rightarrow h, L_0 \rightarrow L_d$

APPENDIX I. (Continued)



$d/L_0$	$d/L$	$2wd/L$	$\tanh \frac{2wd}{L}$	$\sinh \frac{2wd}{L}$	$\cosh \frac{2wd}{L}$	$K$	$4wd/L$	$\sinh \frac{4wd}{L}$	$\cosh \frac{4wd}{L}$	$n$	$C_d/C_0$	$H/H_0$	$M$
.2600	.2766	1.738	.9400	2.755	2.931	.3412	3.476	16.15	16.18	.6076	.5712	.9356	5.585
.2610	.2775	1.744	.9406	2.772	2.946	.3394	3.487	16.33	16.36	.6068	.5707	.9360	5.578
.2620	.2784	1.749	.9412	2.788	2.962	.3376	3.498	16.51	16.54	.6060	.5703	.9363	5.571
.2630	.2792	1.755	.9418	2.804	2.977	.3359	3.509	16.69	16.73	.6052	.5699	.9367	5.563
.2640	.2801	1.760	.9425	2.820	2.992	.3342	3.520	16.88	16.91	.6043	.5695	.9370	5.556
.2650	.2810	1.766	.9431	2.837	3.008	.3325	3.531	17.07	17.10	.6035	.5691	.9373	5.548
.2660	.2819	1.771	.9437	2.853	3.023	.3308	3.542	17.26	17.28	.6027	.5687	.9377	5.541
.2670	.2827	1.776	.9443	2.870	3.039	.3291	3.553	17.45	17.45	.6018	.5683	.9380	5.534
.2680	.2836	1.782	.9449	2.886	3.055	.3274	3.564	17.64	17.67	.6010	.5679	.9383	5.527
.2690	.2845	1.788	.9455	2.904	3.071	.3256	3.575	17.84	17.87	.6002	.5675	.9386	5.520
.2700	.2854	1.793	.9461	2.921	3.088	.3239	3.587	18.04	18.07	.5994	.5671	.9390	5.513
.2710	.2863	1.799	.9467	2.938	3.104	.3222	3.598	18.24	18.27	.5986	.5667	.9393	5.506
.2720	.2872	1.804	.9473	2.956	3.120	.3205	3.610	18.46	18.49	.5978	.5663	.9396	5.499
.2730	.2880	1.810	.9478	2.973	3.136	.3189	3.620	18.65	18.67	.5971	.5659	.9400	5.493
.2740	.2889	1.815	.9484	2.990	3.153	.3172	3.631	18.86	18.89	.5963	.5655	.9403	5.486
.2750	.2898	1.821	.9490	3.008	3.170	.3155	3.642	19.07	19.10	.5955	.5651	.9406	5.480
.2760	.2907	1.826	.9495	3.025	3.186	.3139	3.653	19.28	19.30	.5947	.5647	.9410	5.474
.2770	.2916	1.832	.9500	3.043	3.203	.3122	3.664	19.49	19.51	.5940	.5643	.9413	5.468
.2780	.2924	1.837	.9505	3.061	3.220	.3106	3.675	19.71	19.74	.5932	.5639	.9416	5.462
.2790	.2933	1.843	.9511	3.079	3.237	.3089	3.686	19.93	19.96	.5925	.5635	.9420	5.456
.2800	.2942	1.849	.9516	3.097	3.254	.3073	3.697	20.16	20.18	.5917	.5631	.9423	5.450
.2810	.2951	1.854	.9521	3.115	3.272	.3057	3.709	20.39	20.41	.5910	.5627	.9426	5.444
.2820	.2960	1.860	.9526	3.133	3.289	.3040	3.720	20.62	20.64	.5902	.5623	.9430	5.438
.2830	.2969	1.866	.9532	3.152	3.307	.3024	3.731	20.85	20.87	.5895	.5619	.9433	5.432
.2840	.2978	1.871	.9537	3.171	3.325	.3008	3.742	21.09	21.11	.5887	.5615	.9436	5.426
.2850	.2987	1.877	.9542	3.190	3.343	.2992	3.754	21.33	21.35	.5880	.5611	.9440	5.420
.2860	.2996	1.882	.9547	3.209	3.361	.2976	3.765	21.57	21.59	.5873	.5607	.9443	5.414
.2870	.3005	1.888	.9552	3.228	3.379	.2959	3.776	21.82	21.84	.5866	.5603	.9446	5.408
.2880	.3014	1.893	.9557	3.246	3.396	.2944	3.787	22.05	22.07	.5859	.5600	.9449	5.403
.2890	.3022	1.899	.9562	3.264	3.414	.2929	3.798	22.30	22.32	.5852	.5596	.9452	5.397
.2900	.3031	1.905	.9567	3.284	3.433	.2913	3.809	22.54	22.57	.5845	.5592	.9456	5.392
.2910	.3040	1.910	.9572	3.303	3.451	.2898	3.821	22.81	22.83	.5838	.5588	.9459	5.386
.2920	.3049	1.916	.9577	3.323	3.471	.2882	3.832	23.07	23.09	.5831	.5584	.9463	5.380
.2930	.3058	1.922	.9581	3.343	3.490	.2866	3.843	23.33	23.35	.5824	.5580	.9466	5.375
.2940	.3067	1.927	.9585	3.362	3.508	.2851	3.855	23.60	23.62	.5817	.5576	.9469	5.371
.2950	.3076	1.933	.9590	3.382	3.527	.2835	3.866	23.86	23.88	.5810	.5572	.9473	5.366
.2960	.3085	1.938	.9594	3.402	3.546	.2820	3.877	24.12	24.15	.5804	.5568	.9476	5.361
.2970	.3094	1.944	.9599	3.422	3.565	.2805	3.888	24.40	24.42	.5797	.5564	.9480	5.356
.2980	.3103	1.950	.9603	3.442	3.585	.2790	3.900	24.68	24.70	.5790	.5560	.9483	5.351
.2990	.3112	1.955	.9607	3.462	3.604	.2275	3.911	24.96	24.98	.5784	.5556	.9486	5.347
.3000	.3121	1.961	.9611	3.483	3.624	.2760	3.922	25.24	25.26	.5777	.5552	.9490	5.342
.3010	.3130	1.967	.9616	3.503	3.643	.2745	3.933	25.53	25.55	.5771	.5549	.9493	5.337
.3020	.3139	1.972	.9620	3.524	3.663	.2730	3.945	25.82	25.83	.5764	.5545	.9496	5.332
.3030	.3148	1.978	.9624	3.545	3.683	.2715	3.956	26.12	26.14	.5758	.5541	.9499	5.328
.3040	.3157	1.984	.9629	3.566	3.703	.2700	3.968	26.42	26.44	.5751	.5538	.9502	5.323
.3050	.3166	1.989	.9633	3.587	3.724	.2685	3.979	26.72	26.74	.5745	.5534	.9505	5.318
.3060	.3175	1.995	.9637	3.609	3.745	.2670	3.990	27.02	27.04	.5739	.5530	.9509	5.314
.3070	.3184	2.001	.9641	3.630	3.765	.2656	4.002	27.33	27.35	.5732	.5527	.9512	5.309
.3080	.3193	2.007	.9645	3.651	3.786	.2641	4.013	27.65	27.66	.5726	.5523	.9515	5.305
.3090	.3202	2.012	.9649	3.673	3.806	.2627	4.024	27.96	27.98	.5720	.5519	.9518	5.300
.3100	.3211	2.018	.9653	3.694	3.827	.2613	4.036	28.28	28.30	.5714	.5515	.9522	5.296
.3110	.3220	2.023	.9656	3.716	3.848	.2599	4.047	28.60	28.62	.5708	.5511	.9525	5.292
.3120	.3230	2.029	.9660	3.738	3.870	.2584	4.058	28.93	28.95	.5701	.5507	.9528	5.288
.3130	.3239	2.035	.9664	3.760	3.891	.2570	4.070	29.27	29.28	.5695	.5504	.9531	5.284
.3140	.3248	2.041	.9668	3.782	3.912	.2556	4.081	29.60	29.62	.5689	.5500	.9535	5.280
.3150	.3257	2.046	.9672	3.805	3.934	.2542	4.093	29.94	29.96	.5683	.5497	.9538	5.276
.3160	.3266	2.052	.9676	3.828	3.956	.2528	4.104	30.29	30.31	.5678	.5494	.9541	5.272
.3170	.3275	2.058	.9679	3.851	3.978	.2514	4.116	30.64	30.65	.5672	.5490	.9544	5.268
.3180	.3284	2.063	.9682	3.873	4.000	.2500	4.127	30.99	31.00	.5666	.5486	.9547	5.264
.3190	.3294	2.069	.9686	3.896	4.022	.2486	4.139	31.35	31.37	.5660	.5483	.9550	5.260
.3200	.3302	2.075	.9690	3.919	4.045	.2472	4.150	31.71	31.72	.5655	.5479	.9553	5.256
.3210	.3311	2.081	.9693	3.943	4.068	.2459	4.161	32.07	32.08	.5649	.5476	.9556	5.252
.3220	.3321	2.086	.9696	3.966	4.090	.2445	4.173	32.44	32.46	.5643	.5472	.9559	5.249
.3230	.3330	2.092	.9700	3.990	4.114	.2431	4.185	32.83	32.84	.5637	.5468	.9562	5.245
.3240	.3339	2.098	.9703	4.014	4.136	.2418	4.196	33.20	33.22	.5632	.5465	.9565	5.241
.3250	.3349	2.104	.9707	4.038	4.160	.2404	4.208	33.60	33.61	.5627	.5462	.9568	5.237
.3260	.3357	2.110	.9710	4.061	4.183	.2391	4.219	33.97	33.99	.5621	.5458	.9571	5.234
.3270	.3367	2.115	.9713	4.085	4.206	.2378	4.231	34.37	34.38	.5616	.5455	.9574	5.231
.3280	.3376	2.121	.9717	4.110	4.230	.2364	4.242	34.77	34.79	.5610	.5451	.9577	5.227
.3290	.3385	2.127	.9720	4.135	4.254	.2351	4.254	35.18	35.19	.5605	.5448	.9580	5.223

ضمیمہ ۱ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده مٹی دانشگاه تهران - تصویب برگی

$d \rightarrow h$  ,  $L_0 \rightarrow L_d$

APPENDIX 1. (Continued) (7)

$d/L_0$	$d/L$	$2\pi d/L$	$\tanh 2\pi d/L$	$\sinh 2\pi d/L$	$\cosh 2\pi d/L$	$K$	$4\pi d/L$	$\sinh 4\pi d/L$	$\cosh 4\pi d/L$	$n$	$C_0/C_0$	$H/H_0$	$M$
.3300	.3394	2.133	.9723	4.159	4.277	.2338	4.265	35.58	35.59	.5599	.5444	.9583	5.220
.3310	.3403	2.138	.9726	4.184	4.301	.2325	4.277	35.99	36.00	.5594	.5441	.9586	5.217
.3320	.3413	2.144	.9729	4.209	4.326	.2312	4.288	36.42	36.43	.5589	.5438	.9589	5.214
.3330	.3422	2.150	.9732	4.234	4.350	.2299	4.300	36.84	36.85	.5584	.5434	.9592	5.210
.3340	.3431	2.156	.9735	4.259	4.375	.2286	4.311	37.25	37.27	.5578	.5431	.9595	5.207
.3350	.3440	2.161	.9738	4.284	4.399	.2273	4.323	37.70	37.72	.5573	.5427	.9598	5.204
.3360	.3449	2.167	.9741	4.310	4.424	.2260	4.335	38.14	38.15	.5568	.5424	.9601	5.201
.3370	.3459	2.173	.9744	4.336	4.450	.2247	4.346	38.59	38.60	.5563	.5421	.9604	5.198
.3380	.3468	2.179	.9747	4.361	4.474	.2235	4.358	39.02	39.04	.5558	.5417	.9607	5.194
.3390	.3477	2.185	.9750	4.388	4.500	.2222	4.369	39.48	39.49	.5553	.5414	.9610	5.191
.3400	.3486	2.190	.9753	4.413	4.525	.2210	4.381	39.95	39.96	.5548	.5411	.9613	5.188
.3410	.3495	2.196	.9756	4.439	4.550	.2198	4.392	40.40	40.41	.5544	.5408	.9615	5.185
.3420	.3504	2.202	.9758	4.466	4.576	.2185	4.404	40.87	40.89	.5539	.5405	.9618	5.182
.3430	.3514	2.208	.9761	4.492	4.602	.2173	4.416	41.36	41.37	.5534	.5402	.9621	5.179
.3440	.3523	2.214	.9764	4.521	4.630	.2160	4.427	41.85	41.84	.5529	.5399	.9623	5.176
.3450	.3532	2.220	.9767	4.547	4.656	.2148	4.439	42.33	42.34	.5524	.5396	.9626	5.173
.3460	.3542	2.225	.9769	4.575	4.682	.2136	4.451	42.83	42.84	.5519	.5392	.9629	5.171
.3470	.3551	2.231	.9772	4.602	4.709	.2124	4.462	43.34	43.35	.5515	.5389	.9632	5.168
.3480	.3560	2.237	.9775	4.629	4.736	.2111	4.474	43.85	43.86	.5510	.5386	.9635	5.165
.3490	.3570	2.243	.9777	4.657	4.763	.2099	4.486	44.37	44.40	.5505	.5383	.9638	5.162
.3500	.3579	2.249	.9780	4.685	4.791	.2087	4.498	44.89	44.88	.5501	.5380	.9640	5.159
.3510	.3588	2.255	.9782	4.713	4.818	.2076	4.509	45.42	45.43	.5496	.5377	.9643	5.157
.3520	.3598	2.260	.9785	4.741	4.845	.2064	4.521	45.95	45.96	.5492	.5374	.9646	5.154
.3530	.3607	2.266	.9787	4.770	4.873	.2052	4.533	46.51	46.51	.5487	.5371	.9648	5.152
.3540	.3616	2.272	.9790	4.798	4.901	.2040	4.544	47.03	47.04	.5483	.5368	.9651	5.149
.3550	.3625	2.278	.9792	4.827	4.929	.2029	4.556	47.59	47.60	.5479	.5365	.9654	5.147
.3560	.3635	2.284	.9795	4.856	4.957	.2017	4.568	48.15	48.16	.5474	.5362	.9657	5.144
.3570	.3644	2.290	.9797	4.885	4.987	.2005	4.579	48.72	48.73	.5470	.5359	.9659	5.141
.3580	.3653	2.296	.9799	4.914	5.015	.1994	4.591	49.29	49.30	.5466	.5356	.9662	5.139
.3590	.3663	2.301	.9801	4.944	5.044	.1983	4.603	49.88	49.89	.5461	.5353	.9665	5.137
.3600	.3672	2.307	.9804	4.974	5.072	.1972	4.615	50.48	50.48	.5457	.5350	.9667	5.134
.3610	.3682	2.313	.9806	5.004	5.103	.1960	4.627	51.08	51.09	.5453	.5347	.9670	5.132
.3620	.3691	2.319	.9808	5.034	5.132	.1949	4.638	51.67	51.67	.5449	.5344	.9673	5.130
.3630	.3700	2.325	.9811	5.063	5.161	.1938	4.650	52.27	52.28	.5445	.5342	.9675	5.127
.3640	.3709	2.331	.9813	5.094	5.191	.1926	4.661	52.89	52.90	.5441	.5339	.9677	5.125
.3650	.3719	2.337	.9815	5.124	5.221	.1915	4.673	53.52	53.53	.5437	.5336	.9680	5.123
.3660	.3728	2.342	.9817	5.155	5.251	.1904	4.685	54.15	54.16	.5433	.5333	.9683	5.121
.3670	.3737	2.348	.9819	5.186	5.281	.1894	4.697	54.78	54.79	.5429	.5330	.9686	5.118
.3680	.3747	2.354	.9821	5.217	5.312	.1883	4.708	55.42	55.43	.5425	.5327	.9688	5.116
.3690	.3756	2.360	.9823	5.248	5.343	.1872	4.720	56.09	56.10	.5421	.5325	.9690	5.114
.3700	.3766	2.366	.9825	5.280	5.374	.1861	4.732	56.76	56.77	.5417	.5322	.9693	5.112
.3710	.3775	2.372	.9827	5.312	5.406	.1850	4.744	57.43	57.44	.5413	.5319	.9696	5.110
.3720	.3785	2.378	.9830	5.345	5.438	.1839	4.756	58.13	58.14	.5409	.5317	.9698	5.107
.3730	.3794	2.384	.9832	5.377	5.469	.1828	4.768	58.82	58.83	.5405	.5314	.9700	5.105
.3740	.3804	2.390	.9834	5.410	5.502	.1818	4.780	59.52	59.53	.5402	.5312	.9702	5.103
.3750	.3813	2.396	.9835	5.443	5.534	.1807	4.792	60.24	60.25	.5398	.5309	.9705	5.101
.3760	.3822	2.402	.9837	5.475	5.566	.1797	4.803	60.95	60.95	.5394	.5306	.9707	5.099
.3770	.3832	2.408	.9839	5.508	5.598	.1786	4.815	61.68	61.68	.5390	.5304	.9709	5.097
.3780	.3841	2.413	.9841	5.541	5.631	.1776	4.827	62.41	62.42	.5387	.5301	.9712	5.095
.3790	.3850	2.419	.9843	5.572	5.661	.1766	4.838	63.13	63.14	.5383	.5299	.9714	5.093
.3800	.3860	2.425	.9845	5.609	5.697	.1756	4.851	63.90	63.91	.5380	.5296	.9717	5.091
.3810	.3869	2.431	.9847	5.643	5.731	.1745	4.862	64.66	64.67	.5376	.5294	.9719	5.090
.3820	.3879	2.437	.9848	5.677	5.765	.1735	4.875	65.45	65.46	.5372	.5291	.9721	5.088
.3830	.3888	2.443	.9850	5.712	5.798	.1725	4.885	66.20	66.21	.5369	.5288	.9724	5.086
.3840	.3898	2.449	.9852	5.746	5.833	.1715	4.898	67.00	67.01	.5365	.5286	.9726	5.084
.3850	.3907	2.455	.9854	5.780	5.866	.1705	4.910	67.80	67.81	.5362	.5284	.9728	5.082
.3860	.3917	2.461	.9855	5.814	5.900	.1695	4.922	68.61	68.62	.5359	.5281	.9730	5.081
.3870	.3926	2.467	.9857	5.850	5.935	.1685	4.934	69.45	69.46	.5355	.5279	.9732	5.079
.3880	.3936	2.473	.9859	5.886	5.970	.1675	4.946	70.28	70.29	.5352	.5276	.9735	5.077
.3890	.3945	2.479	.9860	5.921	6.005	.1665	4.958	71.12	71.13	.5349	.5274	.9737	5.076
.3900	.3955	2.485	.9862	5.957	6.040	.1656	4.970	71.97	71.98	.5345	.5271	.9739	5.074
.3910	.3964	2.491	.9864	5.993	6.076	.1646	4.982	72.85	72.86	.5342	.5269	.9741	5.072
.3920	.3974	2.497	.9865	6.029	6.112	.1636	4.993	73.72	73.72	.5339	.5267	.9743	5.071
.3930	.3983	2.503	.9867	6.066	6.148	.1627	5.005	74.59	74.59	.5336	.5265	.9745	5.069
.3940	.3993	2.509	.9869	6.103	6.185	.1617	5.017	75.48	75.48	.5332	.5262	.9748	5.067
.3950	.4002	2.515	.9870	6.140	6.221	.1608	5.029	76.40	76.40	.5329	.5260	.9750	5.066
.3960	.4012	2.521	.9872	6.177	6.258	.1598	5.041	77.32	77.32	.5326	.5258	.9752	5.064
.3970	.4021	2.527	.9873	6.215	6.295	.1589	5.053	78.24	78.24	.5323	.5255	.9754	5.063
.3980	.4031	2.532	.9874	6.252	6.332	.1579	5.065	79.19	79.19	.5320	.5253	.9756	5.062
.3990	.4040	2.538	.9876	6.290	6.369	.1570	5.077	80.13	80.13	.5317	.5251	.9758	5.060

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده ملی دانشگاه تهران - خسرو برگی

$d \rightarrow h$  ,  $L_0 \rightarrow L_1$

APPENDIX I. (Continued) ⑧

$d/L_0$	$d/L$	$2xd/L$	$\tanh \frac{2xd}{L}$	$\sinh \frac{2xd}{L}$	$\cosh \frac{2xd}{L}$	$K$	$4xd/L$	$\sinh \frac{4xd}{L}$	$\cosh \frac{4xd}{L}$	$n$	$C_0/C_1$	$H/H_0$	$M$
.4000	.4050	2.544	.9877	6.329	6.407	.1561	5.089	81.12	81.12	.5314	.5248	.9761	5.058
.4010	.4059	2.550	.9879	6.367	6.445	.1552	5.101	82.08	82.08	.5311	.5246	.9763	5.056
.4020	.4069	2.556	.9880	6.406	6.483	.1542	5.113	83.06	83.06	.5308	.5244	.9765	5.055
.4030	.4078	2.562	.9882	6.444	6.521	.1533	5.125	84.07	84.07	.5305	.5242	.9766	5.053
.4040	.4088	2.568	.9883	6.484	6.561	.1524	5.137	85.11	85.11	.5302	.5240	.9768	5.052
.4050	.4098	2.575	.9885	6.525	6.601	.1515	5.149	86.14	86.14	.5299	.5238	.9777	5.050
.4060	.4107	2.581	.9886	6.564	6.640	.1506	5.161	87.17	87.17	.5296	.5236	.9772	5.049
.4070	.4116	2.586	.9887	6.603	6.679	.1497	5.173	88.20	88.20	.5293	.5234	.9774	5.048
.4080	.4126	2.592	.9889	6.644	6.718	.1488	5.185	89.28	89.28	.5290	.5232	.9776	5.046
.4090	.4136	2.598	.9890	6.684	6.758	.1480	5.197	90.39	90.39	.5287	.5229	.9778	5.045
.4100	.4145	2.604	.9891	6.725	6.799	.1471	5.209	91.44	91.44	.5285	.5227	.9780	5.044
.4110	.4155	2.610	.9892	6.766	6.839	.1462	5.221	92.55	92.55	.5282	.5225	.9782	5.043
.4120	.4164	2.616	.9894	6.806	6.879	.1454	5.233	93.67	93.67	.5279	.5223	.9784	5.041
.4130	.4174	2.623	.9895	6.849	6.921	.1445	5.245	94.83	94.83	.5277	.5221	.9786	5.040
.4140	.4183	2.629	.9896	6.890	6.963	.1436	5.257	95.96	95.96	.5274	.5219	.9788	5.039
.4150	.4193	2.635	.9898	6.932	7.004	.1428	5.269	97.13	97.13	.5271	.5217	.9790	5.037
.4160	.4203	2.641	.9899	6.974	7.046	.1419	5.281	98.30	98.30	.5269	.5215	.9792	5.036
.4170	.4212	2.647	.9900	7.018	7.088	.1411	5.294	99.52	99.52	.5266	.5213	.9794	5.035
.4180	.4222	2.653	.9901	7.060	7.130	.1403	5.305	100.7	100.7	.5263	.5211	.9795	5.034
.4190	.4231	2.659	.9902	7.102	7.173	.1394	5.317	101.9	101.9	.5261	.5209	.9797	5.033
.4200	.4241	2.665	.9904	7.146	7.215	.1386	5.329	103.1	103.1	.5258	.5208	.9798	5.031
.4210	.4251	2.671	.9905	7.190	7.259	.1378	5.341	104.4	104.4	.5256	.5206	.9800	5.030
.4220	.4260	2.677	.9906	7.234	7.303	.1369	5.353	105.7	105.7	.5253	.5204	.9802	5.029
.4230	.4270	2.683	.9907	7.279	7.349	.1361	5.366	107.0	107.0	.5251	.5202	.9804	5.028
.4240	.4280	2.689	.9908	7.325	7.392	.1353	5.378	108.3	108.3	.5248	.5200	.9806	5.027
.4250	.4289	2.695	.9909	7.371	7.438	.1345	5.390	109.7	109.7	.5246	.5198	.9808	5.026
.4260	.4298	2.701	.9910	7.412	7.479	.1337	5.402	110.9	110.9	.5244	.5196	.9810	5.025
.4270	.4308	2.707	.9911	7.457	7.524	.1329	5.414	112.2	112.2	.5241	.5195	.9811	5.024
.4280	.4318	2.713	.9912	7.503	7.570	.1321	5.426	113.6	113.6	.5239	.5193	.9812	5.023
.4290	.4328	2.719	.9913	7.550	7.616	.1313	5.438	115.0	115.0	.5237	.5191	.9814	5.022
.4300	.4337	2.725	.9914	7.595	7.661	.1305	5.450	116.4	116.4	.5234	.5189	.9816	5.021
.4310	.4347	2.731	.9915	7.642	7.707	.1298	5.462	117.8	117.8	.5232	.5187	.9818	5.020
.4320	.4356	2.737	.9916	7.688	7.753	.1290	5.474	119.2	119.2	.5230	.5186	.9819	5.019
.4330	.4366	2.743	.9917	7.735	7.800	.1282	5.486	120.7	120.7	.5227	.5184	.9821	5.018
.4340	.4376	2.749	.9918	7.783	7.847	.1274	5.499	122.2	122.2	.5225	.5182	.9823	5.017
.4350	.4385	2.755	.9919	7.831	7.895	.1267	5.511	123.7	123.7	.5223	.5181	.9824	5.016
.4360	.4395	2.762	.9920	7.880	7.943	.1259	5.523	125.2	125.2	.5221	.5179	.9826	5.015
.4370	.4405	2.768	.9921	7.922	7.991	.1251	5.535	126.7	126.7	.5218	.5177	.9828	5.014
.4380	.4414	2.774	.9922	7.975	8.035	.1244	5.547	128.3	128.3	.5216	.5176	.9829	5.013
.4390	.4424	2.780	.9923	8.026	8.088	.1236	5.560	129.9	129.9	.5214	.5174	.9830	5.012
.4400	.4434	2.786	.9924	8.075	8.136	.1229	5.572	131.4	131.4	.5212	.5172	.9832	5.011
.4410	.4443	2.792	.9925	8.124	8.185	.1222	5.584	133.0	133.0	.5210	.5171	.9833	5.010
.4420	.4453	2.798	.9926	8.175	8.236	.1214	5.596	134.7	134.7	.5208	.5169	.9835	5.009
.4430	.4463	2.804	.9927	8.228	8.285	.1207	5.608	136.3	136.3	.5206	.5168	.9836	5.008
.4440	.4472	2.810	.9928	8.274	8.334	.1200	5.620	137.9	137.9	.5204	.5166	.9838	5.007
.4450	.4482	2.816	.9929	8.326	8.387	.1192	5.632	139.6	139.6	.5202	.5165	.9839	5.006
.4460	.4492	2.822	.9930	8.379	8.438	.1185	5.644	141.4	141.4	.5200	.5163	.9841	5.005
.4470	.4501	2.828	.9930	8.427	8.486	.1178	5.657	143.1	143.1	.5198	.5161	.9843	5.005
.4480	.4511	2.834	.9931	8.481	8.540	.1171	5.669	144.8	144.8	.5196	.5160	.9844	5.004
.4490	.4521	2.840	.9932	8.532	8.590	.1164	5.681	146.6	146.6	.5194	.5158	.9846	5.003
.4500	.4531	2.847	.9933	8.585	8.643	.1157	5.693	148.4	148.4	.5192	.5157	.9847	5.002
.4510	.4540	2.853	.9934	8.638	8.695	.1150	5.705	150.2	150.2	.5190	.5156	.9848	5.001
.4520	.4550	2.859	.9935	8.693	8.750	.1143	5.717	152.1	152.1	.5188	.5154	.9849	5.000
.4530	.4560	2.865	.9935	8.747	8.804	.1136	5.730	154.0	154.0	.5186	.5152	.9851	5.000
.4540	.4569	2.871	.9936	8.797	8.854	.1129	5.742	155.9	155.9	.5184	.5151	.9852	4.999
.4550	.4579	2.877	.9937	8.853	8.910	.1122	5.754	157.7	157.7	.5182	.5150	.9853	4.998
.4560	.4589	2.883	.9938	8.910	8.965	.1115	5.766	159.7	159.7	.5181	.5148	.9855	4.997
.4570	.4599	2.890	.9938	8.965	9.021	.1109	5.779	161.7	161.7	.5179	.5146	.9857	4.997
.4580	.4608	2.896	.9939	9.016	9.072	.1102	5.791	163.6	163.6	.5177	.5145	.9858	4.996
.4590	.4618	2.902	.9940	9.074	9.129	.1095	5.803	165.6	165.6	.5175	.5144	.9859	4.995
.4600	.4628	2.908	.9941	9.132	9.186	.1089	5.815	167.7	167.7	.5173	.5143	.9860	4.994
.4610	.4637	2.914	.9941	9.183	9.238	.1083	5.827	169.7	169.7	.5172	.5141	.9862	4.994
.4620	.4647	2.920	.9942	9.242	9.296	.1076	5.840	171.8	171.8	.5170	.5140	.9863	4.993
.4630	.4657	2.926	.9943	9.301	9.354	.1069	5.852	173.9	173.9	.5168	.5139	.9864	4.992
.4640	.4666	2.932	.9944	9.353	9.406	.1063	5.864	176.0	176.0	.5167	.5138	.9865	4.991
.4650	.4676	2.938	.9944	9.413	9.466	.1056	5.876	178.2	178.2	.5165	.5136	.9867	4.991
.4660	.4686	2.944	.9945	9.472	9.525	.1050	5.888	180.4	180.4	.5163	.5135	.9868	4.990
.4670	.4695	2.951	.9946	9.533	9.585	.1043	5.900	182.6	182.6	.5162	.5134	.9869	4.989
.4680	.4705	2.957	.9946	9.586	9.638	.1037	5.912	184.8	184.8	.5160	.5132	.9871	4.989
.4690	.4715	2.963	.9947	9.647	9.699	.1031	5.925	187.2	187.2	.5158	.5131	.9872	4.988

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکدہ نئی دانشگاه تہران - مسعود برگی

د → h , L → L

APPENDIX 1. (Continued) ④

d/L <sub>0</sub>	d/L	2πd/L	tanh 2πd/L	sinh 2πd/L	cosh 2πd/L	K	4πd/L	sinh 4πd/L	cosh 4πd/L	n	C <sub>u</sub> /C <sub>0</sub>	H/H <sub>0</sub>	M
.4700	.4725	2.969	.9947	9.709	9.760	.1025	5.937	189.5	189.5	.5157	.5129	.9873	4.988
.4710	.4735	2.975	.9948	9.770	9.821	.1018	5.949	191.8	191.8	.5155	.5128	.9874	4.987
.4720	.4744	2.981	.9949	9.826	9.877	.1012	5.962	194.2	194.2	.5154	.5127	.9875	4.986
.4730	.4754	2.987	.9949	9.888	9.938	.1006	5.974	196.5	196.5	.5152	.5126	.9876	4.986
.4740	.4764	2.993	.9950	9.951	10.00	.1000	5.986	199.0	199.0	.5150	.5125	.9877	4.985
.4750	.4774	2.999	.9951	10.01	10.07	.09942	5.999	201.4	201.4	.5149	.5124	.9878	4.984
.4760	.4783	3.005	.9951	10.07	10.12	.09882	6.011	203.9	203.9	.5147	.5122	.9880	4.984
.4770	.4793	3.012	.9952	10.13	10.18	.09820	6.023	206.5	206.5	.5146	.5121	.9881	4.983
.4780	.4803	3.018	.9952	10.20	10.25	.09759	6.036	209.0	209.0	.5144	.5120	.9882	4.983
.4790	.4813	3.024	.9953	10.26	10.31	.09698	6.048	211.7	211.7	.5143	.5119	.9883	4.982
.4800	.4822	3.030	.9953	10.32	10.37	.09641	6.060	214.2	214.2	.5142	.5117	.9885	4.982
.4810	.4832	3.036	.9954	10.39	10.43	.09583	6.072	216.8	216.8	.5140	.5116	.9886	4.981
.4820	.4842	3.042	.9955	10.45	10.50	.09523	6.085	219.5	219.5	.5139	.5115	.9887	4.980
.4830	.4852	3.049	.9955	10.52	10.57	.09464	6.097	222.2	222.2	.5137	.5114	.9888	4.980
.4840	.4862	3.055	.9956	10.59	10.63	.09405	6.109	225.0	225.0	.5136	.5113	.9889	4.979
.4850	.4871	3.061	.9956	10.65	10.69	.09352	6.121	228.3	228.3	.5134	.5112	.9890	4.979
.4860	.4881	3.067	.9957	10.71	10.76	.09294	6.134	230.6	230.6	.5133	.5111	.9891	4.978
.4870	.4891	3.073	.9957	10.78	10.83	.09236	6.146	233.5	233.5	.5132	.5110	.9892	4.978
.4880	.4901	3.079	.9958	10.85	10.90	.09178	6.159	236.4	236.4	.5130	.5109	.9893	4.977
.4890	.4911	3.086	.9958	10.92	10.96	.09121	6.171	239.6	239.6	.5129	.5107	.9895	4.977
.4900	.4920	3.092	.9959	10.99	11.03	.09064	6.183	242.3	242.3	.5128	.5106	.9896	4.976
.4910	.4930	3.098	.9959	11.05	11.09	.09010	6.195	245.2	245.2	.5126	.5105	.9897	4.976
.4920	.4940	3.104	.9960	11.12	11.16	.08956	6.208	248.3	248.3	.5125	.5104	.9898	4.975
.4930	.4950	3.110	.9960	11.19	11.24	.08901	6.220	251.3	251.3	.5124	.5103	.9899	4.975
.4940	.4960	3.117	.9961	11.26	11.31	.08845	6.232	254.5	254.5	.5122	.5102	.9899	4.974
.4950	.4969	3.122	.9961	11.32	11.37	.08793	6.245	257.6	257.6	.5121	.5101	.9900	4.974
.4960	.4979	3.128	.9962	11.40	11.44	.08741	6.257	260.8	260.8	.5120	.5100	.9901	4.973
.4970	.4989	3.135	.9962	11.47	11.51	.08691	6.269	264.0	264.0	.5119	.5099	.9902	4.973
.4980	.4999	3.141	.9963	11.54	11.59	.08637	6.282	267.3	267.3	.5118	.5098	.9903	4.972
.4990	.5009	3.147	.9963	11.61	11.65	.08584	6.294	270.6	270.6	.5116	.5097	.9904	4.972
.5000	.5018	3.153	.9964	11.68	11.72	.08530	6.306	274.0	274.0	.5115	.5096	.9905	4.971
.5010	.5028	3.159	.9964	11.75	11.80	.08477	6.319	277.5	277.5	.5114	.5095	.9906	4.971
.5020	.5038	3.166	.9964	11.83	11.87	.08424	6.331	280.8	280.8	.5113	.5094	.9907	4.971
.5030	.5048	3.172	.9965	11.91	11.95	.08371	6.343	284.3	284.3	.5112	.5093	.9908	4.970
.5040	.5058	3.178	.9965	11.98	12.02	.08320	6.356	287.9	287.9	.5110	.5092	.9909	4.970
.5050	.5067	3.184	.9966	12.05	12.09	.08270	6.368	291.4	291.4	.5109	.5092	.9909	4.969
.5060	.5077	3.190	.9966	12.12	12.16	.08220	6.380	295.0	295.0	.5108	.5091	.9910	4.969
.5070	.5087	3.196	.9967	12.20	12.24	.08169	6.393	298.7	298.7	.5107	.5090	.9911	4.968
.5080	.5097	3.203	.9967	12.28	12.32	.08119	6.405	302.4	302.4	.5106	.5089	.9912	4.968
.5090	.5107	3.209	.9968	12.35	12.39	.08068	6.417	306.2	306.2	.5105	.5088	.9913	4.967
.5100	.5117	3.215	.9968	12.43	12.47	.08022	6.430	310.0	310.0	.5104	.5087	.9914	4.967
.5110	.5126	3.221	.9968	12.50	12.54	.07972	6.442	313.8	313.8	.5103	.5086	.9915	4.967
.5120	.5136	3.227	.9969	12.58	12.62	.07922	6.454	317.7	317.7	.5102	.5086	.9915	4.966
.5130	.5146	3.233	.9969	12.66	12.70	.07873	6.467	321.7	321.7	.5101	.5085	.9916	4.966
.5140	.5156	3.240	.9970	12.74	12.78	.07824	6.479	325.7	325.7	.5100	.5084	.9917	4.965
.5150	.5166	3.246	.9970	12.82	12.86	.07776	6.491	329.7	329.7	.5098	.5083	.9918	4.965
.5160	.5176	3.252	.9970	12.90	12.94	.07729	6.504	333.8	333.8	.5097	.5082	.9919	4.965
.5170	.5185	3.258	.9971	12.98	13.02	.07682	6.516	337.9	337.9	.5096	.5082	.9919	4.964
.5180	.5195	3.264	.9971	13.06	13.10	.07634	6.529	342.2	342.2	.5095	.5081	.9920	4.964
.5190	.5205	3.270	.9971	13.14	13.18	.07587	6.541	346.4	346.4	.5094	.5080	.9921	4.964
.5200	.5215	3.277	.9972	13.22	13.26	.07540	6.553	350.7	350.7	.5093	.5079	.9922	4.963
.5210	.5225	3.283	.9972	13.31	13.35	.07494	6.566	355.1	355.1	.5092	.5078	.9923	4.963
.5220	.5235	3.289	.9972	13.39	13.43	.07449	6.578	359.6	359.6	.5092	.5077	.9924	4.963
.5230	.5244	3.295	.9973	13.47	13.51	.07404	6.590	364.0	364.0	.5091	.5077	.9924	4.962
.5240	.5254	3.301	.9973	13.55	13.59	.07358	6.603	368.5	368.5	.5090	.5076	.9925	4.962
.5250	.5264	3.308	.9973	13.64	13.68	.07312	6.615	373.1	373.1	.5089	.5075	.9926	4.962
.5260	.5274	3.314	.9974	13.73	13.76	.07266	6.628	377.8	377.8	.5088	.5074	.9927	4.961
.5270	.5284	3.320	.9974	13.81	13.85	.07221	6.640	382.5	382.5	.5087	.5074	.9927	4.961
.5280	.5294	3.326	.9974	13.90	13.94	.07177	6.652	387.3	387.3	.5086	.5073	.9928	4.961
.5290	.5304	3.333	.9975	13.99	14.02	.07134	6.665	392.2	392.2	.5085	.5072	.9929	4.960
.5300	.5314	3.339	.9975	14.07	14.10	.07091	6.677	397.0	397.0	.5084	.5071	.9930	4.960
.5310	.5323	3.345	.9975	14.16	14.19	.07047	6.690	402.0	402.0	.5083	.5070	.9931	4.960
.5320	.5333	3.351	.9976	14.25	14.28	.07003	6.702	406.9	406.9	.5082	.5070	.9931	4.959
.5330	.5343	3.357	.9976	14.34	14.37	.06959	6.714	412.0	412.0	.5082	.5069	.9932	4.959
.5340	.5353	3.363	.9976	14.43	14.46	.06915	6.727	417.2	417.2	.5081	.5068	.9933	4.959
.5350	.5363	3.370	.9976	14.52	14.55	.06872	6.739	422.4	422.4	.5080	.5068	.9933	4.959
.5360	.5373	3.376	.9977	14.61	14.64	.06829	6.752	427.7	427.7	.5079	.5067	.9934	4.958
.5370	.5383	3.382	.9977	14.70	14.73	.06787	6.764	433.1	433.1	.5078	.5066	.9935	4.958
.5380	.5393	3.388	.9977	14.79	14.82	.06746	6.776	438.5	438.5	.5077	.5066	.9935	4.958
.5390	.5402	3.394	.9977	14.88	14.91	.06705	6.789	444.0	444.0	.5077	.5065	.9936	4.958

ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده مٹی دانشگاه تهران - مسو برگی

$d \rightarrow h$      $h \rightarrow d$

APPENDIX I. (Continued) 70

$d/L_0$	$d/L$	$2\pi d/L$	$\tanh \frac{2\pi d}{L}$	$\sinh \frac{2\pi d}{L}$	$\cosh \frac{2\pi d}{L}$	$K$	$4\pi d/L$	$\sinh \frac{4\pi d}{L}$	$\cosh \frac{4\pi d}{L}$	$n$	$Cal C_0$	$H/H_0$	$M$
.5400	.5412	3.401	.9978	14.97	15.01	.06664	6.801	449.5	449.5	.5076	.5065	.9936	4.957
.5410	.5422	3.407	.9978	15.07	15.10	.06623	6.814	455.1	455.1	.5075	.5064	.9937	4.957
.5420	.5432	3.413	.9978	15.16	15.19	.06582	6.826	460.7	460.7	.5074	.5063	.9938	4.957
.5430	.5442	3.419	.9979	15.25	15.29	.06542	6.838	466.4	466.4	.5073	.5063	.9938	4.956
.5440	.5452	3.426	.9979	15.35	15.38	.06501	6.851	472.2	472.2	.5073	.5062	.9939	4.956
.5450	.5461	3.432	.9979	15.45	15.48	.06461	6.863	478.1	478.1	.5072	.5061	.9940	4.956
.5460	.5471	3.438	.9979	15.54	15.58	.06420	6.876	484.3	484.3	.5071	.5060	.9941	4.956
.5470	.5481	3.444	.9980	15.64	15.67	.06380	6.888	490.3	490.3	.5070	.5060	.9941	4.955
.5480	.5491	3.450	.9980	15.74	15.77	.06341	6.901	496.4	496.4	.5070	.5059	.9942	4.955
.5490	.5501	3.456	.9980	15.84	15.87	.06302	6.913	502.5	502.5	.5069	.5059	.9942	4.955
.5500	.5511	3.463	.9980	15.94	15.97	.06263	6.925	508.7	508.7	.5068	.5058	.9942	4.955
.5510	.5521	3.469	.9981	16.04	16.07	.06224	6.937	515.0	515.0	.5067	.5058	.9942	4.954
.5520	.5531	3.475	.9981	16.14	16.17	.06186	6.950	521.6	521.6	.5067	.5057	.9943	4.954
.5530	.5541	3.481	.9981	16.24	16.27	.06148	6.962	528.1	528.1	.5066	.5056	.9944	4.954
.5540	.5551	3.488	.9981	16.34	16.37	.06110	6.975	534.8	534.8	.6065	.5056	.9944	4.954
.5550	.5560	3.494	.9982	16.44	16.47	.06073	6.987	541.4	541.4	.5065	.5056	.9945	4.953
.5560	.5570	3.500	.9982	16.54	16.57	.06035	7.000	548.1	548.1	.5064	.5055	.9945	4.953
.5570	.5580	3.506	.9982	16.65	16.68	.06000	7.012	554.9	554.9	.5063	.5054	.9946	4.953
.5580	.5590	3.512	.9982	16.75	16.78	.05960	7.025	562.0	562.0	.5063	.5053	.9947	4.953
.5590	.5600	3.519	.9982	16.85	16.88	.05923	7.037	569.1	569.1	.5062	.5053	.9947	4.953
.5600	.5610	3.525	.9983	16.96	16.99	.05887	7.050	576.1	576.1	.5061	.5053	.9947	4.952
.5610	.5620	3.531	.9983	17.06	17.09	.05850	7.062	583.3	583.3	.5061	.5052	.9948	4.952
.5620	.5630	3.537	.9983	17.17	17.20	.05814	7.074	590.7	590.7	.5060	.5051	.9948	4.952
.5630	.5640	3.543	.9983	17.28	17.31	.05778	7.087	598.0	598.0	.5059	.5051	.9949	4.952
.5640	.5649	3.550	.9984	17.38	17.41	.05743	7.099	605.0	605.0	.5059	.5050	.9950	4.951
.5650	.5659	3.556	.9984	17.49	17.52	.05707	7.112	613.2	613.2	.5058	.5049	.9950	4.951
.5660	.5669	3.562	.9984	17.60	17.63	.05672	7.124	620.8	620.8	.5057	.5049	.9951	4.951
.5670	.5679	3.568	.9984	17.71	17.74	.05637	7.136	628.5	628.5	.5057	.5049	.9951	4.951
.5680	.5689	3.575	.9984	17.82	17.85	.05602	7.149	636.4	636.4	.5056	.5048	.9952	4.951
.5690	.5699	3.581	.9985	17.94	17.97	.05567	7.161	644.3	644.3	.5056	.5048	.9952	4.950
.5700	.5709	3.587	.9985	18.05	18.08	.05532	7.174	652.4	652.4	.5055	.5047	.9953	4.950
.5710	.5719	3.593	.9985	18.16	18.19	.05497	7.186	660.5	660.5	.5054	.5047	.9953	4.950
.5720	.5729	3.600	.9985	18.28	18.31	.05463	7.199	668.8	668.8	.5054	.5046	.9954	4.950
.5730	.5738	3.606	.9985	18.39	18.42	.05430	7.211	677.2	677.2	.5053	.5046	.9954	4.950
.5740	.5748	3.612	.9985	18.50	18.53	.05396	7.224	685.6	685.6	.5053	.5045	.9955	4.950
.5750	.5758	3.618	.9986	18.62	18.64	.05363	7.236	694.3	694.3	.5052	.5045	.9955	4.949
.5760	.5768	3.624	.9986	18.73	18.76	.05330	7.249	703.2	703.2	.5052	.5044	.9956	4.949
.5770	.5778	3.630	.9986	18.85	18.88	.05297	7.261	711.9	711.9	.5051	.5044	.9956	4.949
.5780	.5788	3.637	.9986	18.97	19.00	.05264	7.274	720.8	720.8	.5051	.5043	.9957	4.949
.5790	.5798	3.643	.9986	19.09	19.12	.05231	7.286	729.9	729.9	.5050	.5043	.9957	4.949
.5800	.5808	3.649	.9987	19.21	19.24	.05198	7.298	739.0	739.0	.5049	.5043	.9957	4.948
.5810	.5818	3.656	.9987	19.33	19.36	.05166	7.311	748.1	748.1	.5049	.5042	.9955	4.948
.5820	.5828	3.662	.9987	19.45	19.48	.05134	7.323	757.5	757.5	.5048	.5042	.9958	4.948
.5830	.5838	3.668	.9987	19.58	19.60	.05102	7.336	767.0	767.0	.5048	.5041	.9959	4.948
.5840	.5848	3.674	.9987	19.70	19.73	.05070	7.348	776.7	776.7	.5047	.5041	.9959	4.948
.5850	.5858	3.680	.9987	19.81	19.84	.05040	7.361	786.5	786.5	.5047	.5040	.9960	4.948
.5860	.5867	3.686	.9987	19.94	19.96	.05009	7.373	796.4	796.4	.5046	.5040	.9960	4.948
.5870	.5877	3.693	.9988	20.06	20.09	.04978	7.386	806.5	806.5	.5046	.5040	.9960	4.947
.5880	.5887	3.699	.9988	20.19	20.21	.04947	7.398	816.5	816.5	.5045	.5039	.9961	4.947
.5890	.5897	3.705	.9988	20.32	20.34	.04916	7.411	826.7	826.7	.5045	.5039	.9961	4.947
.5900	.5907	3.712	.9988	20.45	20.47	.04885	7.423	837.1	837.1	.5044	.5038	.9962	4.947
.5910	.5917	3.718	.9988	20.57	20.60	.04855	7.436	847.6	847.6	.5044	.5038	.9962	4.947
.5920	.5927	3.724	.9988	20.70	20.73	.04824	7.448	858.2	858.2	.5043	.5037	.9963	4.947
.5930	.5937	3.730	.9989	20.83	20.86	.04794	7.460	868.9	868.9	.5043	.5037	.9963	4.946
.5940	.5947	3.737	.9989	20.97	20.99	.04764	7.473	879.8	879.8	.5043	.5037	.9963	4.946
.5950	.5957	3.743	.9989	21.10	21.12	.04735	7.485	890.8	890.8	.5042	.5036	.9964	4.946
.5960	.5967	3.749	.9989	21.23	21.25	.04706	7.498	901.9	901.9	.5042	.5036	.9964	4.946
.5970	.5977	3.755	.9989	21.35	21.37	.04677	7.510	913.4	913.4	.5041	.5036	.9964	4.946
.5980	.5987	3.761	.9989	21.49	21.51	.04648	7.523	925.0	925.0	.5041	.5035	.9965	4.946
.5990	.5996	3.767	.9989	21.62	21.64	.04619	7.535	936.5	936.5	.5040	.5035	.9965	4.946
.6000	.6006	3.774	.9990	21.76	21.78	.04591	7.548	948.1	948.1	.5040	.5035	.9965	4.945
.6100	.6106	3.836	.9991	23.17	23.19	.04313	7.673	1,074	1,074	.5036	.5031	.9969	4.944
.6200	.6205	3.899	.9992	24.66	24.68	.04052	7.798	1,217	1,217	.5032	.5028	.9972	4.943
.6300	.6305	3.961	.9993	26.25	26.27	.03806	7.923	1,379	1,379	.5029	.5025	.9975	4.942
.6400	.6404	4.024	.9994	27.95	27.97	.03576	8.048	1,527	1,527	.5026	.5023	.9977	4.941
.6500	.6504	4.086	.9994	29.75	29.77	.03359	8.173	1,771	1,771	.5023	.5020	.9980	4.940
.6600	.6603	4.149	.9995	31.68	31.69	.03155	8.298	2,008	2,008	.5021	.5018	.9982	4.940
.6700	.6703	4.212	.9996	33.73	33.74	.02964	8.423	2,275	2,275	.5019	.5017	.9983	4.939
.6800	.6803	4.274	.9996	35.90	35.92	.02784	8.548	2,579	2,579	.5017	.5015	.9985	4.939
.6900	.6902	4.337	.9997	38.23	38.24	.02615	8.674	2,923	2,923	.5015	.5013	.9987	4.938



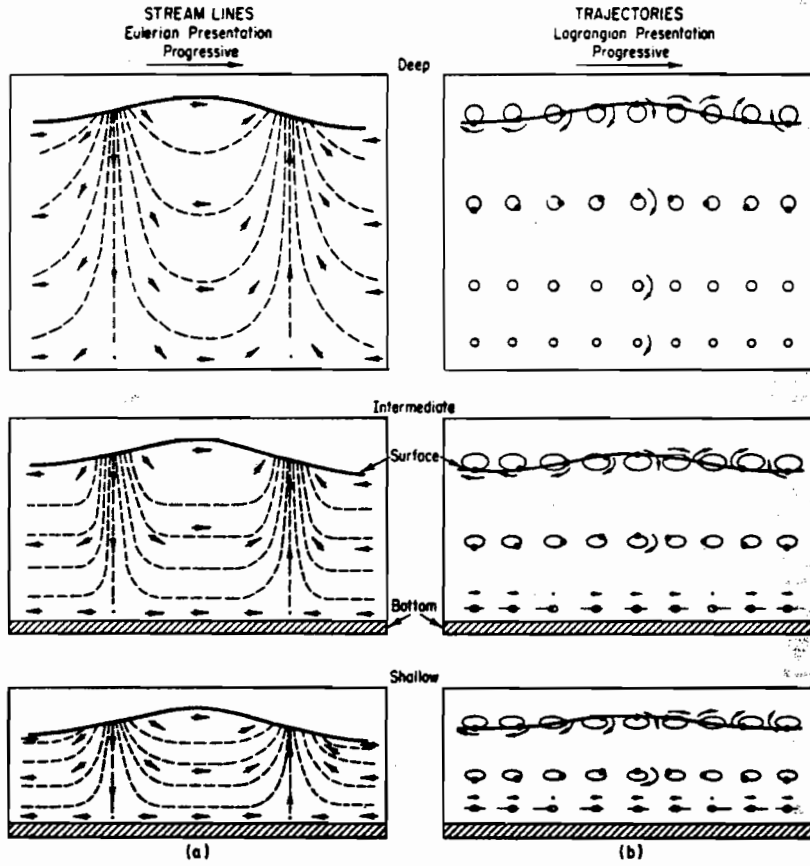
ضمیمہ درس کارہا دریائی (مبانی ہیدرولیک دریائی) - دانشکده مٹی دانشگاه تبریز - خسرو برگی

$d \rightarrow h$  ,  $L_0 \rightarrow L_d$

APPENDIX 1. (Continued) (ii)

$d/L_0$	$d/L$	$2\pi d/L$	$\tanh \frac{2\pi d}{L}$	$\sinh \frac{2\pi d}{L}$	$\cosh \frac{2\pi d}{L}$	$K$	$4\pi d/L$	$\sinh \frac{4\pi d}{L}$	$\cosh \frac{4\pi d}{L}$	$n$	$C_0/C_0$	$H/H_0$	$M$
.7000	.7002	4.400	.9997	40.71	40.72	.02456	8.799	3,314	3,314	.5013	.5012	.9988	4.938
.7100	.7102	4.462	.9997	43.34	43.35	.02307	8.925	3,757	3,757	.5012	.5011	.9989	4.937
.7200	.7202	4.525	.9998	46.14	46.15	.02167	9.050	4,258	4,258	.5011	.5010	.9990	4.937
.7300	.7302	4.588	.9998	49.13	49.14	.02035	9.175	4,828	4,828	.5010	.5009	.9991	4.937
.7400	.7401	4.650	.9998	52.31	52.32	.01911	9.301	5,473	5,473	.5009	.5008	.9992	4.937
.7500	.7501	4.713	.9998	55.70	55.71	.01795	9.426	6,204	6,204	.5008	.5007	.9993	4.936
.7600	.7601	4.776	.9999	59.30	59.31	.01686	9.552	7,034	7,034	.5007	.5006	.9994	4.936
.7700	.7701	4.839	.9999	63.15	63.16	.01583	9.677	7,976	7,976	.5006	.5005	.9995	4.936
.7800	.7801	4.902	.9999	67.24	67.25	.01487	9.803	9,042	9,042	.5005	.5004	.9996	4.936
.7900	.7901	4.964	.9999	71.60	71.60	.01397	9.929	10,250	10,250	.5005	.5004	.9996	4.936
.8000	.8001	5.027	.9999	76.24	76.24	.01312	10.05	11,620	11,620	.5004	.5004	.9996	4.936
.8100	.8101	5.090	.9999	81.19	81.19	.01232	10.18	13,180	13,180	.5004	.5004	.9996	4.936
.8200	.8201	5.153	.9999	86.44	86.44	.01157	10.31	14,940	14,940	.5003	.5003	.9997	4.935
.8300	.8301	5.215	.9999	92.05	92.05	.01086	10.43	17,340	17,340	.5003	.5003	.9997	4.935
.8400	.8400	5.278	1.000	98.01	98.01	.01020	10.56	19,210	19,210	.5003	.5003	.9997	4.935
.8500	.8500	5.341	1.000	104.4	104.4	.009582	10.68	21,780	21,780	.5002	.5002	.9998	4.935
.8600	.8600	5.404	1.000	111.1	111.1	.009000	10.81	24,690	24,690	.5002	.5002	.9998	4.935
.8700	.8700	5.467	1.000	118.3	118.3	.008451	10.93	28,000	28,000	.5002	.5002	.9998	4.935
.8800	.8800	5.529	1.000	126.0	126.0	.007934	11.06	31,750	31,750	.5002	.5002	.9998	4.935
.8900	.8900	5.592	1.000	134.2	134.2	.007454	11.18	36,000	36,000	.5002	.5002	.9998	4.935
.9000	.9000	5.655	1.000	142.9	142.9	.007000	11.31	40,810	40,810	.5001	.5001	.9999	4.935
.9100	.9100	5.718	1.000	152.1	152.1	.006574	11.44	46,280	46,280	.5001	.5001	.9999	4.935
.9200	.9200	5.781	1.000	162.0	162.0	.006173	11.56	52,470	52,470	.5001	.5001	.9999	4.935
.9300	.9300	5.844	1.000	172.5	172.5	.005797	11.69	59,500	59,500	.5001	.5001	.9999	4.935
.9400	.9400	5.906	1.000	183.7	183.7	.005445	11.81	67,470	67,470	.5001	.5001	.9999	4.935
.9500	.9500	5.969	1.000	195.6	195.6	.005113	11.94	76,490	76,490	.5001	.5001	.9999	4.935
.9600	.9600	6.032	1.000	203.5	203.5	.004914	12.06	86,740	86,740	.5001	.5001	.9999	4.935
.9700	.9700	6.095	1.000	222.8	222.8	.004489	12.19	98,350	98,350	.5001	.5001	.9999	4.935
.9800	.9800	6.158	1.000	236.1	236.1	.004235	12.32	111,500	111,500	.5001	.5001	.9999	4.935
.9900	.9900	6.220	1.000	251.4	251.4	.003977	12.44	126,500	126,500	.5000	.5000	1.000	4.935
1.000	1.000	6.283	1.000	267.7	267.7	.003735	12.57	143,400	143,400	.5000	.5000	1.000	4.935

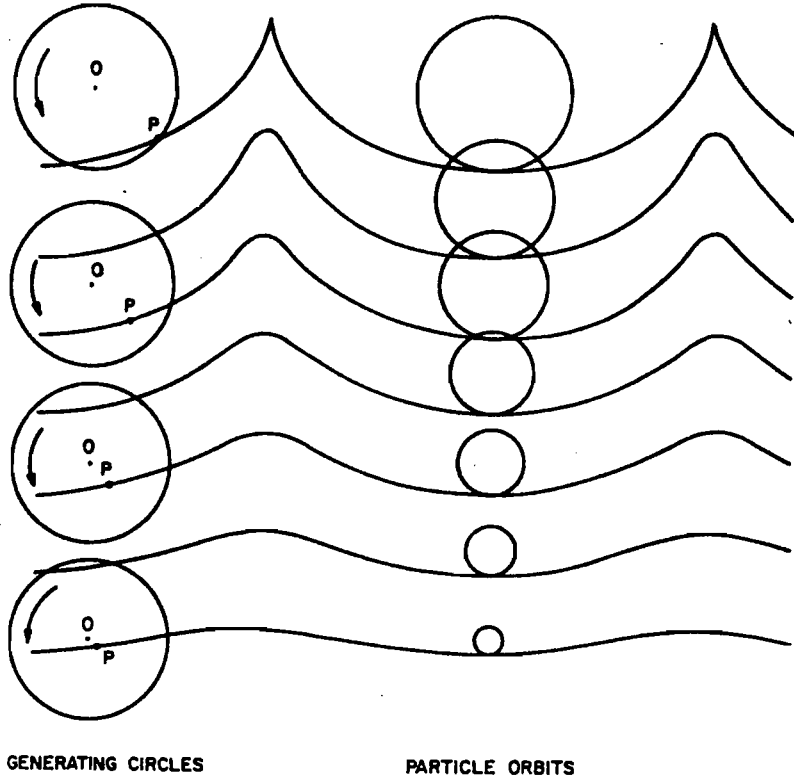




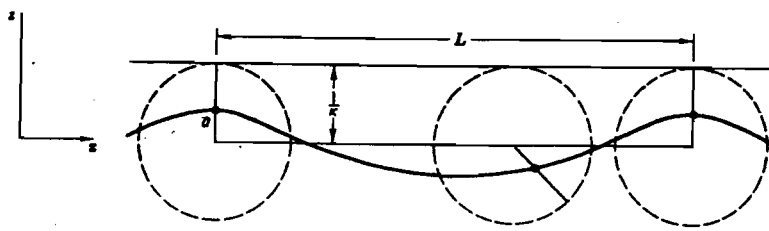
Particle paths (Lagrangian viewpoint) and streamlines (Eulerian viewpoint) for a sinusoidal progressive wave.

خطوط جریان و مسیر حرکت ذرات آب  
 در آبهای عمیق، متوسط و کم عمق  
 بر اساس تئوری امواج ایری  
 (AIRY)



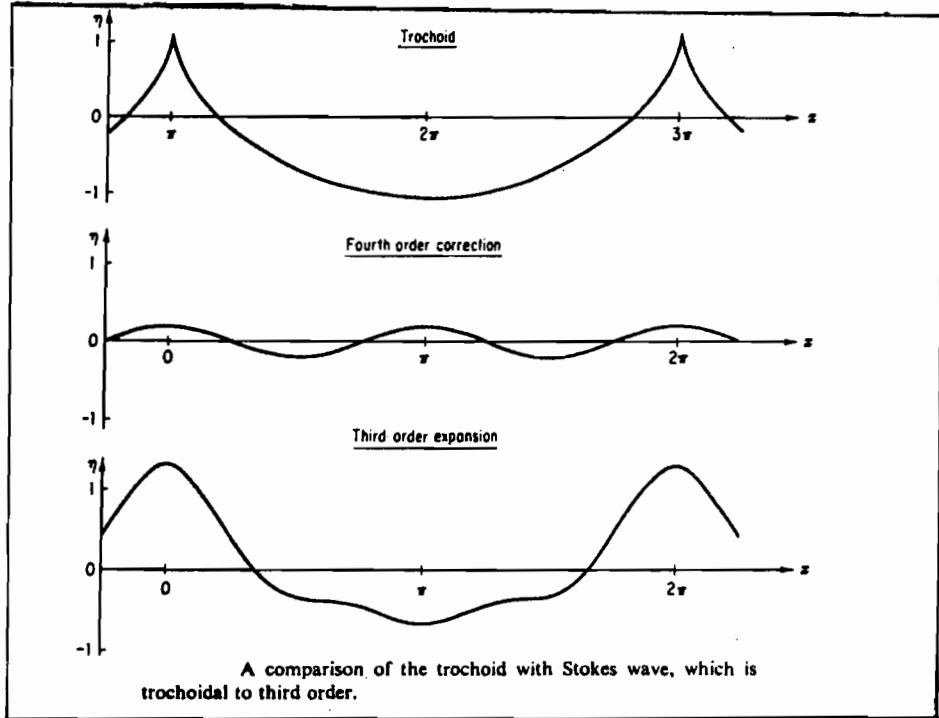


Particle orbits in a trochoidal wave train.



\* نمائش سہاتیک موج گرسنر Gertsner  
یا تروکوئیدال





مقایسه موج تروکوئیدال (گرستنر)  
با امواج مرتبه چهارم و سوم استرکس

ضمیمه درس کارها دریائی (مبانی هیدرولیک دریائی) - دانشکده فنی دانشگاه تهران - مسرور برگی

$h/L$	$F_{22}$	$F_{24}$	$F_{33}$	$F_{35}$	$F_{44}$	$F_{55}$
0.10	3.892	-28.61	13.09	-138.6	44.99	163.8
0.15	1.539	1.344	2.381	6.935	4.147	7.935
0.20	0.927	1.398	0.996	3.679	1.299	1.734
0.25	0.699	1.064	0.630	2.244	0.676	0.797
0.30	0.599	0.893	0.495	1.685	0.484	0.525
0.35	0.551	0.804	0.435	1.438	0.407	0.420
0.40	0.527	0.759	0.410	1.330	0.371	0.373
0.50	0.507	0.722	0.384	1.230	0.344	0.339
0.60	0.502	0.712	0.377	1.205	0.337	0.329

$h/L$	$G_{11}$	$G_{13}$	$G_{15}$	$G_{22}$	$G_{24}$	$G_{33}$	$G_{35}$	$G_{44}$	$G_{55}$
0.10	1.000	-7.394	-12.73	2.996	-48.14	5.942	-121.7	7.671	0.892
0.15	1.000	-2.320	-4.864	0.860	-0.907	0.310	2.843	-0.167	-0.257
0.20	1.000	-1.263	-2.266	0.326	0.680	-0.017	1.093	-0.044	0.006
0.25	1.000	-0.911	-1.415	0.154	0.673	-0.030	0.440	-0.005	0.005
0.30	1.000	-0.765	-1.077	0.076	0.601	-0.020	0.231	0.002	0.001
0.35	1.000	-0.696	-0.925	0.038	0.556	-0.012	0.152	0.002	0.000
0.40	1.000	-0.662	-0.850	0.020	0.528	-0.006	0.117	0.001	0.000
0.50	1.000	-0.635	-0.790	0.006	0.503	-0.002	0.092	0.000	0.000
0.60	1.000	-0.628	-0.777	0.002	0.502	-0.001	0.086	0.000	0.000

$h/L$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
0.10	8.791	383.7	-0.310	-0.060
0.15	2.646	19.82	-0.155	0.257
0.20	1.549	5.044	-0.082	0.077
0.25	1.229	2.568	-0.043	0.028
0.30	1.107	1.833	-0.023	0.010
0.35	1.055	1.532	-0.012	0.004
0.40	1.027	1.393	-0.007	0.002
0.50	1.008	1.283	-0.001	~0
0.60	1.002	1.240	-0.001	~0

( پارامترهای لازم در محاسبات امواج بر اساس تئوری مرتبه پنجم استوکس. )

$F_{ij}$                        $G_{ij}$                        $C_i$





**دانشکده فنی دانشگاه تهران**

**طراحی سازه‌های دریایی**

**پیوست**

**بارگذاری سازه‌های دریایی**

**دکتر خسرو برگی**  
**عضو هیات علمی دانشکده فنی**  
**دانشگاه تهران**

تصادفی بودن شرایط دریا، اندرکنش سازه با برشی پدیده های دریایی و متغیر بودن وضعیت دریا نسبت به زمان از جمله عوامل مهم مؤثر بر نوع تحلیل سازه های دریایی است. متغیر بودن وضعیت دریا نسبت به زمان، رفتار دینامیکی را باعث می شود ولی معمولاً به دلیل مشکل بودن تحلیل دینامیکی و به دلیل صلب بودن سازه های دریایی از روش های معادل استاتیکی استفاده می شود. در مورد سکوهای انعطاف پذیر باید رفتار دینامیکی بررسی شود. جهت اندرکنش سازه های دریایی و بارهای ناشی از پدیده های دریایی مهم و بسیل پیچیده است و در واقع یک دوره تسلسیل متقابل بین محیط و سازه وجود دارد و مشخصات آنها وابسته است. بار تابعی از عکس العمل سازه و عکس العمل سازه وابسته به بار می باشد. اتفاقی بودن شرایط پدیده های دریایی را اثر آن در تحلیل، امروزه می تواند از طریق ارتعاشات تصادفی لحاظ شود ولی هنوز کاملاً عملی نشده است.

انواع بارهای وارد بر سازه های دریایی  
امواج دریا، باد و طوفان، جریان های دریایی و جزر و مد، فشار و رانش خاک، نیروی هیدرواستاتیکی آب، زلزله، نیروی پهلوگیری شناور، نیروی مهار، بار مرده و مهار

### بارگذاری ناشی از باد و طوفان

بر اساس اختلاف فشار و درجه حرارت بین دو نقطه، پدیده طبیعی جریان هوا بصورت باد بوجود می آید ( حرکت توده هوا). این پدیده متغیر با زمان بوده و اثر دینامیکی دارد. دو روش برای ارزیابی نیروی ناشی از باد وجود دارد؛ روش معادل استاتیکی و روش دینامیکی که اکثراً بصورت طبیعی است.

در روش معادل استاتیکی، بار با اعمال ضریب بر روی مقدار خصیصیات پایدار باد، بصورت استاتیکی معادل رفتار سازه بصورت استاتیکی تحلیل می شود.

در روش دینامیکی، با توجه به ناشخص بودن تغییرات زمانی خصیصیات باد، با در نظر گرفته طیف باد Wind Spectrum رفتار سازه به روش شبه دینامیکی تحلیل می شود. واحد رایج سرعت باد در محیط و کارهای دریایی، گره دریایی (Naut - Knot) است؛

$$1 \text{ knot} = 1.689 \text{ ft/sec} = 1.853 \text{ km/h} * 1 \text{ mile} = 1.609 \text{ km/h}$$

مقیاس رایج درجه بندی سرعت باد، مقیاس بامورت Beaufort است :

درجه مقیاس	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
سرعت $V_{mph}$	1	2	5	10	15	21	27	35	42	50	59	68	>75
شرح وضعیت	سکون	فنیف (باد)	ضعیف (باد)	ملائم (باد)	متوسط (باد)	قوی (باد)	شدید (باد)	کم (طوفان)	متوسط (طوفان)	شدید (طوفان)	بسیار شدید (طوفان)	گردد باد	

برای ارزیابی اولیه از نیروی باد می توان از روابط تجربی تقریبی زیر استفاده کرد :

$$V \text{ بر حسب mph و } C = 0.00256 \text{ و } P \text{ بر حسب } lb/ft^2 \text{ بر حسب } P = CV^2$$

شکل و اندازه سازه در معرض باد در مرمول مقرر است و حسب مورد ضریب اصلاح اعمال می شود که بین 1.03 تا 1.06 است .

1.3 برای طراحی کتی واسطه - 1.6 برای جزئیات بلند روی اسطه : چراغ دریایی و سکو

\* فشار باد در حالت کلی (بدون اطلاعات) برابر  $5 lb/ft^2$  و در حالت طوفان  $20 lb/ft^2$

### الف - برآورد نیروی باد بر سازه های دریایی به روش شبه استاتیکی

رابطه پیشنهادی در پیش نویس اینک نامه سازه های دریایی ایران ( 1369 )

$$P_D(z) = \frac{C_D}{2} \cdot \frac{\bar{V}_z^2 \gamma_a F_z}{g} \cdot \delta \quad \text{فشار در جهت باد}$$

$$P_L(z) = \frac{C_L}{2} \cdot \frac{\bar{V}_z^2 \gamma_a F_z}{g} \cdot \delta \quad \text{فشار در جهت عمود بر باد}$$

$C_D$  و  $C_L$  ضرایب ثابت رانش و برا -  $\bar{V}_z$  سرعت متوسط باد در ارتفاع  $z$   
 $\gamma_a$  وزن مخصوص هوا -  $F_z$  ضریب تندباد -  $g$  شتاب ثقل -  $\delta$  ضریب اثر دینامیکی

$V_z$  سرعت متوسط باد در منطقه طرح بر اساس آمارهای گذشته و به کمک روش های توزیع احتمالی ( Weibull - Gambel - Beard ) برای دوره برگشت 50 سال .

معمولاً از جداول هواشناسی و کل باد استفاده می شود .

اگر آمار باد در روی سطح بنای آب موجود نباشد و آمار ثبت شده روی خشکی باشد ، چون سرعت باد در سطح آب بیشتر از خشکی است ، باید سرعت اصلاح شود ( صنفه 62 پیوست منحنی ها ) .

$$V_z = V_{10} \left( \frac{z}{10} \right)^{1/7}$$

تبدیل سرعت باد در ارتفاع ۱۰ متری به ارتفاع z

معمولاً به دلیل درجه حرارت متفاوت آب و هوا از ضریب اصلاح  $R_T$  استفاده می‌شود (صنعت ۶۳).

$F_z$  ضریب تندباد یا Gust factor جهت تعیین حداکثر واکتس در سازه اعمال می‌شود. ضریب افزایشی که در سرعت متوسط ضرب می‌شود، این ضریب به مدت زمان سرعت متوسط و مدت زمان تندباد بستگی دارد. مدت زمان تندباد عبارت از حداکثر زمان لازم جهت طی مؤدنه سازه توسط باد می‌باشد که معمولاً ۲ ثانیه در نظر گرفته می‌شود.

سرعت متوسط ممکن است بر اساس شب یک ساعت، ده دقیقه یا یک دقیقه باشد (بستگی به امکانات هواشناسی دارد). منحنی صنعت ۶۳ پیوست ضریب تندباد را برای ارتفاع ۱۰ متری ارائه می‌دهد  $F_0$  و از رابطه  $F_z = F_0 \left( \frac{z}{10} \right)^{-5/84}$  آنرا به هر ارتفاع z دیگر تبدیل می‌کنند، ( $U_T$  سرعت تندباد و  $\bar{U}$  سرعت متوسط باد).

$\gamma_a$  وزن مخصوص هوا در شرایط استاندارد (دمای  $15^\circ\text{C}$  و فشار یک اتمسفر) برابر  $1.225 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  است که در حدود  $\frac{1}{811}$  وزن مخصوص آب است.

چون انکافه تداخل آب و هوا در اثر باران و موج است پس وزن مخصوص هوا به میزان زیادی افزایش می‌یابد و چون بزرگی باد با وزن مخصوص متناسب است، باید دقت کرد، مثلاً اگر یک در صد آب با هوا مخلوط باشد، وزن مخصوص هوا ده برابر می‌شود و بنابراین بزرگی وارده نیز ده برابر می‌شود؛ با توجه به شرایط دریا در خزر و جنوب!

$$\gamma_a = 6.125 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{در شمال کشور که بارانی است}$$

$$\gamma_a = 2.45 = \quad \text{در حالت آبهای جنوبی}$$

$C_D$  یکی از عوامل مؤثر در تعیین بزرگی باد، ضریب شکل است (Drag coefficient) مقدار عددی این ضریب علاوه بر نوع شکل به عدد رینولدز جریان باد و نسبت ابعاد بستگی دارد. بر اساس تجربیات فراوان، منحنی و جداول فراوانی برای تعیین ضرایب ثابت  $C_D$  وجود دارد (صنعت ۶۳ تا ۶۶ پیوست).

چنانچه سازه در معرض باد، مشبک باشد (دکل ها و برج های مشبک) سبب به پلان آن که مربع یا مثلث باشد، ضریب  $C_D$  اصلاح می‌گردد.



ضریب کوپری  $\phi$  برای اصلاح  $C_D$  در سازه های شبکه از رابطه زیر محاسبه می شود:

برای اعضای لبه گرد یا تیز صند ۶۷، پوست  $\phi = \frac{\text{مساحت تصویر سطح بر مساحت کل سطح}}{\text{مساحت کل سطح}} \rightarrow$

\* ضرایب  $C_D$  برای طول سازه زیاد ارائه می شود و در صورت محدود بودن ارتفاع سازه

از ضریب اصلاح  $\alpha$  بصورت زیر استفاده می شود:

$$\lambda = \frac{\text{طول (ارتفاع)}}{\text{عرض یا قطر}}$$

$\lambda$	0-4	4-8	8-40	>40
$\alpha$	0.6	0.7	0.8	1

$C_L$  ضریب Lift برآ، جهت برآورد فشار باد در جهت عمود بر جهت باد استفاده می شود. در شکل های شبه آیرودینامیکی Semi - Aerodynamic shape که لبه آنها مدور و غیر تیز باشد، در اثر عبور جریان هوا در قسمت شیب به باد، گردابهائی تشکیل می شود که نوسانات ناشی از آنها موجب می گردد که سازه در جهت عمود بر جریان باد، ارتعاش نماید و در نتیجه سازه در جهت عمود بر جریان باد بر سازه اعمال می گردد. این ضریب در منحنی و جداول قبلی ارائه شده بود.

تشدید، پدیده ای است که در صورت نزدیک بودن تواتر طبیعی ارتعاش سازه با تواتر نوسانات گردابی ناشی از باد بوجود می آید و باید سعی نمود از بروز چنین پدیده ای جلوگیری کرد.  $S_N$  عدد استروهال از منحنی صند ۶۸  $f_s = \frac{S_N \cdot V}{D}$  تواتر نوسان گردابی  $V$  سرعت باد و  $D$  قطر یا عرض سازه  $f \neq f_s$  تواتر طبیعی سازه

$\delta$  ضریب زخم دینامیکی است که با توجه به ماهیت دینامیکی باد، واکنش سازه در حالت دینامیکی مؤثر خواهد بود.

ضریب فوق که به ضریب بزرگنمایی دینامیکی نیز معروف است در سازه های فولادی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\delta = 1.0 + 4.736 \epsilon^{0.543}$$

$$\epsilon = \bar{V}_{10} / (1200 f)$$

$\bar{V}_{10}$  سرعت متوسط باد در ارتفاع ۱۰ متری از سطح آب

$f$  تواتر اصلی سازه

ب - تخمین فشار باد بر سازه های دریایی بصورت شبه دینامیکی

در مواردی که تحلیل استاتیکی سازه در برابر باد از دقت قابل قبولی برخوردار نباشد و اهمیت سازه زیاد باشد، باید از روش دینامیکی در برآورد نیروی باد استفاده کرد.

در حالت دینامیکی، معمولاً منحنی سرعت باد بر حسب زمان به دو مولفه (سرعت متوسط و سرعت نوسانی) تجزیه می شود.

$$V(t) = \bar{V} + V'(t)$$

$$P_D(t) = \frac{C_D}{2} \frac{\bar{V}_z^2 \gamma_a}{g} + C_D \frac{\gamma_a}{g} \bar{V}_z V'(t)$$

مولفه فشار استاتیکی باد                      مولفه دینامیکی فشار باد

معمولاً تغییرات زمانی سرعت باد نامعین است و در عمل از طیف کمپ گرفته می شود که رایج ترین طیف در مورد باد طیف Davenport می باشد.

$$S_V(\omega) = \frac{4 (0.05) (\bar{V}_{10})^2}{\omega^2 (1+x^2)^{4/3}}$$

$S_V(\omega)$  شدت طیفی سرعت در تواتر  $\omega$  (مانند  $S_V$  در زلزله)

$\omega$  تواتر زاویه ای سازه مورد نظر و  $\bar{V}_{10}$  سرعت متوسط باد برای مدت یک ساعت

$$x = 1220 \omega / \bar{V}_{10}$$

طول موج نوسانی باد  $L_w$  که معیاری جهت تعیین بار دینامیکی وارد بر سازه است از رابطه زیر حاصل می شود!

$$L_w = 2\pi \bar{V}_z / \omega$$

برای محاسبه مولفه فشار دینامیکی، اگر حداقل ابعاد سازه از طول موج باد  $L_w$  کمتر باشد در انفرست

فشار دینامیکی از رابطه روبرو محاسبه می شود

$$S_P(\omega) = (C_D \frac{\gamma_a}{g} \bar{V}_z) S_V(\omega)$$

اگر ابعاد سازه بزرگتر از طول موج  $L_w$  باشد ←

$$S_P(\omega) = (C_D \frac{\gamma_a}{g} \bar{V}_z) \beta^2 S_V(\omega)$$

$$\beta = \frac{1}{1 + (2f\sqrt{A} / \bar{V}_z)^{4/3}}$$

$S_P(\omega)$  شدت طیفی فشار

$A$  سطح سازه متقابل باد،  $f$  ضرایب طیفی سازه

برای  $x$  بر حسب  $\frac{f\sqrt{A}}{\bar{V}_z}$  می توان از منحنی صحنه ۶۸ استفاده کرد.

مقدار فشار دینامیکی در جهت عمود بر جهت باد از رابطه زیر حاصل می شود!

$$P_L(z, t) = \frac{1}{2} \frac{\gamma_a}{g} D C_L |\bar{V}_z| \bar{V}_z \exp(\pi i f_s t)$$

کلیه پارامترها قبلاً معین شده اند.

جریان های دریایی اکثرًا ناشی از جریانهای اقیانوسی Ocean current که به دلیل اختلاف درجه حرارت و فشار بوجود می آیند ، می باشند . البته جریان های ناشی از فزرومد و جریان باد نیز وجود دارد .

برای تعیین سیروی حاصل از جریان ، معادله ناویه استوکس (حاکم بر سیال دینامیک) حل می شود که بصورت تحلیلی مشکل بوده و لذا بر اساس مدل میزگی و معادلات ابعادی حل می شود . معمولاً سیروی ناشی از جریان با توجه به پیروی تغییرات خصوصیات آن بصورت معادل استاتیکی در نظر گرفته می شود و مقدار آن وابسته به سرعت خواهد بود .

در آبهای ایران چه در شمال و چه در جنوب جریانهای فزرومدی (البته فقط در جنوب) و جریانهای مقطعی کرندای در حد ضعیف وجود دارد که سیروی حاصل در تقابله با سایر بارگزارهای هاکم است ولی اثرات آنها در هیدرولیک رسوب می تواند تعیین کننده باشد .

سرعت جریانهای در سطح تقریباً مشخص و قابل اندازه گیری است و بر اساس تجربه ، سرعت جریان در عمق نیز قابل تخمین می باشد . سبته به ماهیت جریان ، روابط زیر وجود دارد :

الف - تغییرات سرعت در عمق برای جریان دریایی

$$V(z) = V_0 \left( \frac{D-z}{D} \right)^{0.1}$$

ب - تغییرات سرعت در عمق برای جریان فزرومدی (مقدار  $\alpha$  در محدوده 0.1 تا 0.1429 است)

$$V(z) = V_0 \left( 1 - \frac{z}{D} \right)^\alpha$$

ج - تغییرات سرعت در عمق برای جریان ناشی از باد

$$V(z) = 0.017 V_w (50 - z) / 50$$

$V_0$  سرعت جریان در سطح دریا با عمق  $D$  ،  $V(z)$  سرعت در عمق  $z$  ،  $V_w$  متوسط سرعت باد با مدت تداوم یک دقیقه در ۱۰ متر بالاتر از سطح آب .

در رابطه ج چنانچه  $z$  پس از ۵۰ متر باشد ، در رابطه  $z=50$  در نظر گرفته می شود ؛  $V(50)=0$

سیروی ناشی از جریان وارد بر اعضا

بر اساس حل معادلات ابعادی و با در نظر گرفتن سیرو بصورت معادل استاتیکی ، سیروی وارد بر سازه در طول واحد برابر است :

$$F_x = \frac{1}{2} \rho C_D V^2 A_x$$

$$F_y = \frac{1}{2} \rho C_L V^2 A_y \quad (C_D \text{ و } C_L \text{ ضرایب رانش و برآ (مبلاً معلوم)})$$

$V$  سرعت جریان ،  $A_x$  و  $A_y$  تقریب مساحت سازه در جهت جریان و عمود بر جهت جریان .

برای تعیین کل سیروی وارد بر المان با توجه به تغییرات سرعت از رابطه بر حسب عمق انتگرال گیری می شود .

جریان های دریایی با توجه به ماهیت خود ممکن است باعث نوسان سازه شوند و احتمال بروز پدیده تشدید وجود آید، برای شمع ها ضروری است که وضعیت گردها را بررسی که در پایه دست جریان بوجود می آید و حرکت نوسانی دارند، مورد ارزیابی قرار گیرد زیرا این نوسانات موجب اعمال نیرو در جهت جریان و عمود بر آن روی سازه می شوند و ارتعاش سازه در جهت های مختلف را بدنبال دارد و ممکن است مواردی پیش آید که تناثر طبیعی سازه برابر تناثر نوسانات گردها گردد.

در طراحی سازه های شمی باید پدیده تشدید کنترل شود به این منظور ابتدا باید سرعت جریان جریانی که موجب وقوع پدیده تشدید نوسان می شود در دو جهت محاسبه شود:

$$V_c = K f_N W_s$$

$f_N$  تناثر طبیعی سازه -  $W_s$  قطر سازه (شمع) -  $K=1.2$  (باد کلاس 2.0) در نوسان جهت جریان  
 $K=3.5$  (باد کلاس 5.5) در جهت عرضی (عمود بر جهت جریان).  
 در محاسبه  $f_N$  و  $W_s$  می باید تأثیر رسدگی های روی سازه لحاظ شود.

برای شمع های لوله ای فولادی (انتها گیر دار - قسمت فوقانی مفصلی) می توان از منحنی صنف 96 برای  $V_c$  استفاده نمود. اگر شرایط تکیه گاهی تغییر کنند باید اعداد منحنی را با ضرایب زیر تصحیح نمود.  
 (L' طول شمع از محل گیرداری تا سطح عرضه - 2 ضخامت لوله) → در شکل

شرایط تکیه گاهی جهت ارتعاش	انتها گیر دار بالا مفصلی	طره	هر دو مفصلی	هر دو گیر دار
ارتعاش هم جهت با جریان	1.0	0.23	0.64	1.46
هم جهت با جریان (دامنه حداکثر)	1.67	0.58	1.07	2.43
ارتعاش در جهت عمود بر جریان	2.92	0.67	1.87	4.25
ارتعاش در جهت عمود بر جریان (دامنه حداکثر)	4.58	1.05	2.94	6.68

\* برای گاهشی از تشدید باید سرعت جریان کمتر از  $1.2 f_N W_s$  باشد یا میرایی جرمی در جهت جریان بیشتر از 2.0 و برای جهت عمود بر آن بیشتر از 25 باشد.  
 میرایی جرمی  $\xi = \frac{2 \bar{m} \Delta}{\rho W_s^2}$

$\Delta$  کنزول لغزینی میرایی (عموداً در شمع ها برابر

0.07 است)،  $\rho$  جرم واحد حجم آب دریا -  $W_s$  قطر شمع -  $\bar{m}$  جرم مؤثر در واحد طول!

$$\bar{m} = \frac{\int_0^{L'} m_L \phi^2(x) dx}{\int_0^{L'} \phi^2(x) dx}$$

$m_L$  جرم واحد طول شمع -  $L'$  طول شمع از محل گیرداری تا تراز آب  
 $\phi(x)$  تابع شکلی ارتعاشی سازه بصورت قسمتی که با توجه به شرایط مرزی و نیز تکیه بوسیله می شود (در سن دینامیک سازه ک)

\* اگر مقطع شمع غیر دایره باشد، بجای قطر از حداکثر بعد سازه که عمود بر جهت جریان است استفاده می شود.

نیروی حاصل از برخورد موج با سازه‌های دریایی (کنار ساحل) دارای طبیعت دینامیکی است. مبنی بر این محدودده‌ای از محقق آب در منطقه مورد نظر معمولاً این نیرو می‌تواند بصورت معادل استاتیکی بیان شود.

طبیعت بارگذاری امواج و درش محاسبه آسان است. به نسبت ابعاد سازه یا اجزاء آن به طول موج دارد. الف - اگر سازه خیلی لاغر باشد  $\frac{D}{L} \leq 0.2$ ، منحنی های موج تحت تأثیر سازه قرار نمی‌گیرد و نیروی وارده ناشی از سرعت و شتاب ذرات آب خواهد بود؛ نیروی ناشی یا کشانی Drag و نیروی اینرسی (فرمول مورسون MORISON).

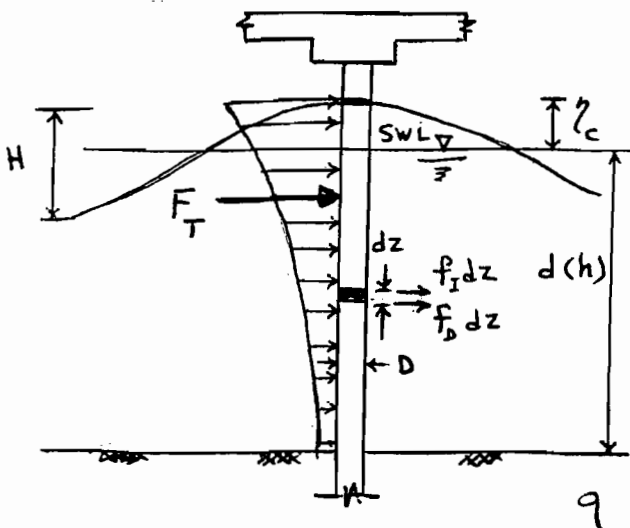
ب - وقتی ابعاد سازه به اندازه کافی بزرگ باشند که فرم موج تحت تأثیر قرار گیرد، بنابراین تفرق و پس‌نظمی (مغشوش) موج بر خوردی در بارگذاری مؤثر خواهد بود. در این حالت مدله اینرسی ناشی از شتاب بیشتر است ( $\frac{D}{L} > 0.2$  و تئوری تفرق حاکم).

ج - وقتی ابعاد سازه خیلی بزرگ باشند (پس نسبت به طول موج) و نظیر دیوارهای پیوسته، موج برخوردی منعکس شده و نیروی هیدرواستاتیکی افزایش می‌یابد ( $\frac{D}{L} > 1.0$ ) و تئوری مربوط به رفتار دیوار ساحلی حاکم است.

الف - نیروی ناشی از موج بر سازه‌های لاغر (SLENDER Members)

رابطه حاکم در این حالت فرمول مورسون (1950) است که امروزه نیز بکار می‌رود و بر اساس تجربیات فراوان روی مدل‌های آزمایشگاهی برای شمع قائم حاصل شده است (فرض سازه صلب).

مدل بر اساس وجود یک جسم در یک سیال با حرکت یک بعدی مطرح بوده و برای  $\frac{D}{L} \leq 0.05$  صادق است (با فضای خیلی کم). در عمل معمولاً آینه‌ها نسبت قطر به طول موج را تا 0.2 نیز افزایش می‌دهند (با پذیرش خطا).



در اثر وجود امواج، ذرات آب دارای سرعت و شتاب خواهند بود و در نتیجه نیروی اعمالی بر سازه تابعی از فشار هیدرو دینامیکی، سرعت و شتاب ذرات آب است. مورسون از اثر فشار هیدرو دینامیکی صرف نظر کرد (کوچک و کم است).

\* اثر سرعت بصورت نیروی Drag کشانی!

برای در نظر گرفته شده اثر سرعت با استفاده از تشابه سازی و جود یک جسم در یک سیال با سرعت  
یکسان است که در حقیقت نمایانگر اثر لزجت سیال بر روی سازه می باشد، رابطه زیر برای  $Re$

$$f_D = C_D \frac{1}{2} \rho D |u| |u| \leftarrow \text{Drag}$$

درجه تخمین  $\rho = \frac{\rho}{\rho_{\text{آب}}}$  چگالی جرمی -  $u$  مولفه افقی سرعت ذرات آب -  $D$  قطر شعاع

$C_D$  ضریب رانشی یا کششی Drag که برای شکل های مختلف و شرایط مختلف مقادیر خاص خود را دارد (معمولاً و مراکز تحقیقات منحنی وجود دارد داده اند).

\* اثر شتاب بصورت نیروی اینرسی!

جهت این امر فرض کردیم که جسم در یک سیال ایده آل غیر لزج شتاب دارد،

$$f_I = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{du}{dt} = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} a$$

در این حالت نیروی وارد بر سازه برابر است با  $a$  شتاب افقی ذرات آب.

ترکیب خطی دو مولفه  $f_D$  و  $f_I$  از طرف مورسیون در حال حاضر پذیرفته شده است.

$$f_T = f_D + f_I = \frac{1}{2} C_D \rho D |u| |u| + C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} a$$

استفاده از  $|u| |u|$  بجای  $u^2$  فقط به دلیل بعیه جهت نیرو متناسب با جهت بردار سرعت است. در کاربرد فرمول فرض آنه است که موج نشکسته است.

$u$  و  $\frac{du}{dt}$  سرعت و شتاب ذرات آب در اعماق مختلف در محل محور شعاع برای حالتی که شعاع وجود ندارد.

$C_D$  علاوه بر نام لرزه‌شناسی به ضریب نیروی هیدرو دینامیکی موسوم است.

$C_M$  نیز علاوه بر نام لرزه‌شناسی به ضریب نیروی هیدرو دینامیکی یا جرم موسوم است. Inertia یا Mass

وزنه مخصوص آب دریا در روابط فوق معمولاً  $1025 \frac{kgf}{m^3}$  فرض می شود.

Mac Camy & Fuchs نتایج دادند که فرمول مورسیون برای  $\frac{D}{L_A} < 0.05$  نتایج بسیار

خوب ارائه می دهد (  $D$  قطر شعاع و  $L_A$  طول موج Airy ).

در صند ۹۷ پیوست منحنی وجود دارد بر حسب  $h/gT^2$  مقدار  $\frac{L_A}{L_D}$  شش و سیست

$\frac{D}{L_A} < 0.05$  می تواند کنترل شود.

در حالت تئوری ایری، در فرمول مورسیون وقتی  $f_D$  و  $f_I$  نوشته می شوند و  $u$  و  $\frac{du}{dt}$

جایگزین می شوند، تغییرات در طول شعاع برای مقدار حداکثر نیروی اینرسی  $f_I$  در واحد طول شعاع

مشابه تغییرات شتاب ذرات با عمق می باشد، حداکثر مقدار در سطح آب ( $Z=0$ ) قرار دارد و

با عمق کاهش می یابد، همیشه مساله برای نیروی درآگ  $f_D$  در واحد طول شعاع صادق است، هرچند

کاهش با عمق در این حالت خیلی سریع تر است، زیرا با توجه به روابط سرعت و شتاب در تئوری

ایری، ضریب کاهش  $\frac{\cosh [2\pi(z+h)/L]}{\cosh [2\pi h/L]}$  در فرمول  $f_D$  با توان ۲ همراه است در حالی که برای  $f_I$  توان یک

برای ارزیابی سریع از تغییرات در دانه نیروی  $f_I$  و  $f_D$  نسبت به مقدار دانه خود، می‌توان از منحنی صند ۹۷ پیوست استفاده کرد. در منحنی فوق نسبت  $K = \frac{1}{\cosh[2\pi h/L]}$  را ضرب یا فاکتور فشار در کف می‌نامند.

برای  $f_I$  (نیروی اینرسی) ، نسبت نیرو در کف به نیرو در سطح مساوی  $K$  است .  
 برای  $f_D$  (نیروی درآگ) ، نسبت نیرو در کف به نیرو در سطح مساوی  $K^2$  است .  
 برای تئوری امواج غیرخطی ، بدیهی است نتایج ستارسی حاصل خواهد شد .

با توجه به موقعیت موج روی شمع ، مقدار سرعت و کتاب ذرات در هر محلی متفاوت خواهد بود بنابراین نیروی درآگ و اینرسی نیز با توجه به موقعیت موج ، مقادیر مختلفی خواهند داشت .  
 دانه نیروی درآگ وقتی است که تاج موج روی شمع باشد .  
 دانه نیروی اینرسی وقتی است که  $\frac{L}{4}$  از موقعیت تاج روی شمع باشد .

اگر برای تناسب  $u$  از تئوری موج ایری (خطی) استفاده کنیم  $\eta = a \cos(kx - \omega t)$

و برای سادگی فرض کنیم سازه (شمع) در  $x=0$  قرار دارد ←  $\eta = \frac{H}{2} \cos \omega t$

$$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+h)/L]}{\cosh[2\pi h/L]} \cos \omega t$$

$$\frac{du}{dt} \approx \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+h)/L]}{\cosh[2\pi h/L]} \sin(-\omega t)$$

پس در دانه اینرسی و درآگ در نیروی ناشی از موج :

$$f_I = C_m \rho g \frac{\pi D^2}{4} H \left[ \frac{\pi}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+h)/L]}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \sin\left(-\frac{2\pi t}{T}\right)$$

$$f_D = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 \left[ \frac{gT^2}{4L^2} \left( \frac{\cosh[2\pi(z+h)/L]}{\cosh[2\pi h/L]} \right)^2 \right] \left| \cos \frac{2\pi t}{T} \right| \cos \frac{2\pi t}{T}$$

اگر هدف تحلیل دینامیکی باشد ، فرمول‌های فوق میناً در هر لحظه بکار گرفته می‌شوند .  
 چنانچه قصد ما تحلیل شبه استاتیکی باشد ، در این صورت باید دانه جمع در دانه  $f_I$  و  $f_D$  را محاسبه کنیم . در حله تحت به نظر می‌آید این دانه‌ها در تاج روی شمع است  $\eta_{max} = a \cos \omega t = a$   
 که در لحظه  $t=0$  حاصل می‌شود ولی در حقیقت اینطور نیست و به ازای  $\omega t$  دیگری ، جمع در دانه

$f_D$  و  $f_I$  دانه خواهد شد ( به منحنی صند ۵۶ پیوست توجه شود ) .

(B10)

در عمل تحقق دقیق روش اخیر مشکل است و نیازی به چنین دقت عملی لازم نیست بنابراین هرگونه رابطه نهایی حداکثر می‌کنند و جمع خطی آنها را بعنوان نیرو بکار می‌برند، همانطوریکه قبلاً ملاحظه شد، در مقدار  $t = -\frac{T}{4}$  مقدار  $\sin(-\frac{2\pi t}{T})$  برابر یک است پس  $f_I$  حداکثر می‌شود و در  $t=0$  مقدار  $\cos \frac{2\pi t}{T}$  برابر یک و  $f_D$  حداکثر می‌شود.

در طراحی شمع نیاز به تعیین حداکثر نیرو و لنگر وارده می‌باشد (منظور نیرو و لنگر وارد از طرف موج است) که در این صورت در طول سازه از روابط اخیر انتگرال گرفته می‌شود:

$$F = \int_{-h}^{\eta} f_I dz + \int_{-h}^{\eta} f_D dz = F_I + F_D \quad * \text{ در حالت دینامیکی}$$

$$M = \int_{-h}^{\eta} (z+h) f_I dz + \int_{-h}^{\eta} (z+h) f_D dz = M_I + M_D$$

$$F_I = C_m \rho g \frac{\pi D^2}{4} H K_I \quad , \quad F_D = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_D$$

$$M_I = C_m \rho g \frac{\pi D^2}{4} H K_I h S_I = F_I h S_I$$

$$M_D = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_D h S_D = F_D h S_D$$

پارامتری  $K_I$  ،  $K_D$  ،  $S_I$  و  $S_D$  در حالت تئوری مرجع ایری بصورت زیر خواهند بود:

$$K_I = \frac{1}{2} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \sin\left(-\frac{2\pi t}{T}\right) \quad , \quad S_I = 1 + \frac{1 - \cosh\left[\frac{2\pi h}{L}\right]}{\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \sinh\left[\frac{2\pi h}{L}\right]}$$

$$K_D = \frac{1}{8} \left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh\left[\frac{4\pi h}{L}\right]}\right) \left|\cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right)\right| \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) = \frac{\pi}{4} \left|\cos\frac{2\pi t}{T}\right| \cos\frac{2\pi t}{T}$$

$$S_D = \frac{1}{2} + \frac{1}{2n} \left(\frac{1}{2} + \frac{1 - \cosh\left[\frac{4\pi h}{L}\right]}{(4\pi h/L) \sinh\left[\frac{4\pi h}{L}\right]}\right) \quad \text{که } n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)}\right)$$

$$F_{Im} = C_m \rho g \frac{\pi D^2}{4} H K_{Im}$$

\* در حالت معادل استاتیکی

$$F_{Dm} = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_{Dm}$$

$$M_{Im} = F_{Im} h S_I$$

\* بجای روابط پیچیده می‌توان ضرایب  $K_{Dm}$  ،  $K_{Im}$

$$M_{Dm} = F_{Dm} h S_D$$

و  $S_I$  و  $S_D$  را از منحنی صفحات ۵۷ و ۵۸ بیست

به ازای  $\frac{h}{gT^2}$  و تئوری ایری بدست آورد.

(B11)



در روابط قبلی  $S_I$  و  $S_D$  بدون اندیس  $m$  هستند زیرا در تئوری ایری برای محاسبه این دو پارامتر به دلیل عدم ارتباط به زاویه فاز (سرعت موج در شمع) نیازی به حداقل کردن آنها نخواهد بود زیرا خود به خود حداقل هستند.

اگر از تئوری دیگری جز ایری استفاده شود که حالت غیرخطی داشته باشد در انفرت دو پارامتر مورد اشاره نیز باید حداقل شوند. جهت سهولت منحنی‌هایی وجود دارد که درجه غیرخطی بودن موج در نسبت ارتفاع موج به ارتفاع موج در حال شکست لحاظ می‌شود و با دانسته ارتباط موج موجود با ارتفاع آب در حال شکست می‌توان با درون‌یابی، مقادیر چهار پارامتر  $K_{Im}$ ،  $K_{Dm}$ ،  $S_{Im}$  و  $S_{Dm}$  را از صفحات ۹۹ تا ۱۰۲ پیوست بکشید.

چنانچه تمایلی به دانسته مؤلفه نیرو یا لنگر بصورت درآگ و ایزری نباشد، می‌توان بجای روابط و پارامترهای قبلی، مقدار نیروی کل حداقل و لنگر کل حداقل را با روابط زیر پیوست آورد:

ضرایب  $\phi_m$  برای چهار حالت از پارامتر  $W$

$$F_m = \phi_m \rho g C_D H^2 D$$

$$W = \frac{C_m D}{C_D H} = 0.5, 0.1, 0.5, 1.0$$

در صفحات ۱۰۳ تا ۱۰۶ و ضرایب  $\alpha_m$  نیز برای چهار مقدار  $W$  در صفحات ۱۰۷ تا ۱۱۰ پیوست ارائه شده است.

$$M_m = \alpha_m \rho g C_D H^2 D h$$

در آب‌های کم عمق که احتمال شکست موج باشد، نیروی ناشی از سرعت ذرات حاکم و غالب است و نیروی ناشی از موج بصورت روبرو بیان می‌شود:

$$F_B = \frac{\gamma}{2g} C_B D u_c^2$$

$C_B$  ضریب درآگ حالت شکست که برای شمع استوانه‌ای  $C_B = 1.75$  می‌باشد.

$u_c$  سرعت ذرات در تاج موج که در آب کم عمق به سرعت (تئوری) موج در حال شکست نزدیک است

$h_b$  عمقی که موج می‌شکند و تقریباً مساوی ارتفاع موج در حال شکست است

$$u_c \approx \sqrt{g h_b}$$

$$h_b \approx H_b$$

وقتی سیالی از روبرو به مانعی (شمعی) برخورد کند، در جهت عمود بر جریان سیال نیز نیروی تولید می‌شود که نیروی عرضی، جانبی، برآ Transverse lift force نامیده می‌شود که ناشی از حالت گردابی اطراف وجه شمع است.

$$F_L = \frac{\gamma}{2g} C_L D u^2$$

$C_L$  ضریب برآ (lift) که معمولاً و تقریباً برابر  $\frac{C_D}{3}$  است (در شمع استوانه‌ای).

نیروی برآ حالت نوسانی داشته و در حالت گردابی اگر مرکز کاشی نوسان نزدیک مرکز کاشی سازه شود

احتمال بروز حالت شکست وجود دارد ( $f_v$  مرکز کاشی گردابی)، برای استوانه و جریان پایدار و سطح بلند  $f_v$  حدود ۰.۲ است.

$$N_s = \frac{f_v D}{u}$$

$N_s$  عدد استرادل

— اثر غیرکنفاقت بودن سرعت ذرات آب که در حالت مرجع صادق است، کلوگان و کارپنتر با معرض عددی بنام خود این امر را بطور غیرمستقیم لحاظ کرده اند (معنی صفت ۵۳ پیوست).  
 \* براساس رابطه بین عدد رینولدز و  $N_{Kc}$  نموداری وجود دارد که  $C_D$  را ارائه می دهد (صفت ۵۳).  
 برای شمع تیز گوشه مربعی و H شکل مقادیر  $C_D$  حدود 2.0 و  $C_M$  حدود 2.5 است.

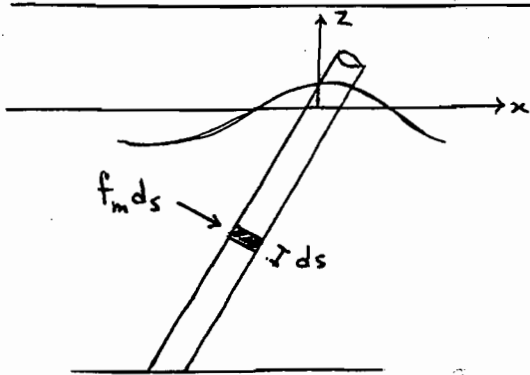
در مورد  $C_M$  (فرب ایتری) اختلاف نظر خیلی کم است و معمولاً مقادیر زیر بکار می رود:

$$\begin{cases} C_M = 2.0 & Re < 2.5 \times 10^5 \\ C_M = 2.5 - \frac{Re}{5 \times 10^5} & 2.5 \times 10^5 < Re < 5 \times 10^5 \\ C_M = 1.5 & Re > 5 \times 10^5 \end{cases}$$

برای عدد  $N_{Kc}$  نیز در صفت ۵۳ می توان  $C_M$  را تعیین کرد.

BS برای اشکال مختلف مقادیر  $C_M$  و  $C_D$  را ارائه می کند (صفت ۵۵ پیوست).

اگر مقطع شمع غیر دایره ای باشد می توان قطر معادل را پیدا کرد معلوم  $D \rightarrow$  حجم طول واحد شمع  $= \frac{\pi D^2}{4}$



برای تعیین نیروی موج روی شمع ای مایل می توان از فرمول مورسین استفاده کرد. در عمق مورد نظر با مقیاس کردن سرعت و شتاب در جهت عمود بر شمع مایل، محاسبات را انجام داد. Loftin و Bursnell نشان دادند که رویش بالا از درجه اعتماد خوبی برخوردار نیست چون مولفه نیروی در آگ به برآیند سرعت بیشتر از مولفه سرعت در جهت عمود بر شمع وابسته است.

این دو نفر رویش دیگری پیشنهاد می کنند؛ برای یک نقطه مورد نظر روی شمع مایل (عمق معلوم) نیروی وارد بر واحد طول شمع مایل برابر نیروی افقی در واحد طول شمع مجازی قائم در همان نقطه گرفته شود.

ب - نیروی موج بر سازه نسبتاً بچیم (مثلاً صندریه تنها)  $(0.2 < \frac{D}{L} < 1.0)$  تئوری تفوق

Fuchs و Mac camy یک حل عمومی برای حالت استوانه کاملاً مهار شده در کف ارائه دادند. در ۱۹۸۱

M. Isaacson و T. Sarpkaya نیروی کل وارد بر این سازه را به شرح زیر پیشنهاد نمودند:

$$F = \frac{\pi}{8} \gamma H D^2 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) C_M \cos(\omega t - \delta)$$

که  $\delta$  زاویه فاز موج است،  $\omega = \frac{2\pi}{T}$  و  $\delta$  زاویه فاز موج است.

عدد کلوگان - کارپنتر Kuelegan - Carpenter ( $N_{kc}$ ) می تواند در پهنای بینی رژیم

$$N_{kc} = \frac{U_{max} T}{D}$$

حالت گردابی در جریانهای غیر پایدار بکار رود.

$U_{max}$  متوسط حداکثر سرعت ذرات آب در طول عمق  $T$  پرورد موج و  $D$  قطر استوانه شمع.  
برای  $N_{kc} < 3.0$  حالت شکسته گردابی معمولاً رایج می دهد.

علاوه بر نیروی درآگ، ایتری و برآ، اعضای افقی در نزدیکی سطح آزاد آب، بملی است تحت اثر مدد ضرباتی امواج قرار گیرد. این نیرو فقط در طراحی موضعی اعضا نقش دارد و

$$F_s = \frac{\gamma}{2g} C_s D U_v^2$$

برابری است!

$F_s$  نیروی ضربتی قائم در واحد طول عنصر،  $C_s$  ضریب نیروی ضرباتی که بر این اعضای استوانه ای برابر  $C_s = \pi$  و  $U_v$  سرعت قائم ذرات آب که در آب عمیق و بر اساس تئوری موج ایری حداکثر آن  $\frac{\pi H}{T}$  است.

معمولاً در آب های کم عمق  $F_D$  غالب است و در آب های عمیق  $F_I$  غالب است.

### تعین ضرایب هیدرونیامیکی $C_M$ و $C_D$

یکی از عوامل مؤثر بر نیروی پارامتر  $C_D$  در مقاطع دایره ای، عدد رینولدز می باشد  $Re = \frac{U_{max} D}{\nu}$   
 $D$  قطر شمع،  $U_{max}$  سرعت ذرات آب (جهت افقی و متوسط حداکثرها)،  $\nu$  ضریب لزجت سینماتیکی

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\text{لزجت}}{\text{جرم مخصوص}}$$

برای آب دریا (معمولاً)  $\nu = 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{s}$

یکی از معتبرترین منابعی برای تعیین  $C_D$  از مرکز تحقیقات مهندسی سواحل آمریکا است (صفحه ۵۱ پیوست)، بر اساس این منبعی:

الف)  $Re < 10^5$  (جریان زیر بحرانی) مقدار  $C_D$  مستقل از رینولدز و تقریباً  $C_D = 1.2$

ب)  $10^5 < Re < 4 \times 10^5$  (ناحیه انتقال) تابع رینولدز

ج)  $Re > 4 \times 10^5$  (جریان فوق بحرانی) که در این حالت هم  $C_D$  مستقل از  $Re$  و بین ۰.۶ تا ۰.۷

\* دو عامل دیگر در تعیین  $C_D$  نقش دارند که در منبعی صفحه ۵۱ لحاظ شده است:

- اثر زبری سازه، که با افزایش رینولدز تأثیر آن بیشتر می شود (و به ویژه در رینولدز بزرگتر از  $10^6$ ).
- بنابراین با توجه به نوع روکش سازه، مقدار  $C_D$  مشخص می شود (صفحه ۵۲ پیوست SPM).

تمرین برای بخش بارگذاری ناشی از موج روی سازه لاینر

۱- یک موج با پریود  $T=5s$  و شععی به قطر  $D=0.3m$  در محلی به عمق  $1.5m$  قرار دارد، آیا فرود در سواحل با دقت خیلی خوب برای ارزیابی نیروی شمع کاربرد دارد؟

۲- ارتفاع موج طرح  $H=3m$ ،  $T=8s$  و عمق محل  $h=12m$ ، ارتفاع موج شکست  $H_b=?$  (مقطع از شععی صغیر ۹۸ پیوست استفاده شود).

۳- ارتفاع موج طرح  $H=3m$  و پریود  $T=10s$  روی یک شمع دایره‌ای قائم اثر دارد، قطر شمع  $D=0.3m$  و عمق آب  $h=4.5m$  است،  $C_M=2$  و  $C_D=0.7$  فرض شود و  $\rho=1025.2 \frac{kg}{m^3}$

حداکثر نیروی کل افقی و حداکثر لنگر کل در پای شمع (کت) را از دو طریق حساب کنید.

الف - بصورت مولفه انبساطی و درآگ و ب - بصورت کل

۴ - با بررسی مراجع در مورد اثرگردهی شمع در سازه‌های دریایی تحقیق نمایید.

تمرین برای پدیده‌های همراه موج

۵ - یک موج با پریود  $T=10s$  و ارتفاع  $H_s=2m$  به یک سطح سیب‌دار برخورد می‌کند، الف) ارتفاع موج منعکس شده از سطح سیب‌دار غیر قابل نفوذ در صورتی  $\theta=50^\circ$  چقدر است؟ ب) حالت الف در حالت

$\theta=50^\circ$  چقدر است؟

۶ - موج برخوردی  $H_s=3m$  و پریود  $T=7s$  به سازه تپه سنگی با سبب ۱ به ۲ برخورد می‌کند، ضریب انعکاس؟

۷ - ساحلی دارای سبب ۱ به ۲ بوده و موج با ارتفاع  $H_s=2m$  و پریود  $T=10s$  مدنظر است، ضریب انکسار

در محلی که انتظار شکست داریم  $K_r=1.05$  بوده، ارتفاع موج شکست و عمق مربوط چقدر است؟

۸ - موج آب عمیق  $H=2m$  و پریود  $10s$  در آب به عمق  $10m$  اختلاط می‌یابد، از انکسار صرف نظر می‌شود و اثرات

کاهشی انرژی صرف نظر می‌شود، ارتفاع موج؟

۹ -  $L_d=80m$  و  $\alpha=30^\circ$  و  $h=20m$  (بسیه در خط تراز) ← رابطه  $H_2$  با  $H_1$ ؟ ضریب انکسار؟

۱۰ - همان مساله ۹ و عمق بسیه خط تراز ۳ برابر  $15m$ ، رابطه  $H_3$  با  $H_2$ ؟ ضریب انکسار؟

۱۱ - یک موج سیکنی و ضریب موج  $90^\circ$  و  $H_s=3m$ ، ارتفاع موج در دو نقطه؟  $A \left| \begin{matrix} x=4L \\ y=6L \end{matrix} \right.$  و  $B \left| \begin{matrix} x=7L \\ y=8L \end{matrix} \right.$

۱۲ - یک موج سیکنی و ضریب موج  $60^\circ$  و ارتفاع موج  $H_s=4m$ ، ارتفاع موج در دو نقطه؟  $A \left| \begin{matrix} \theta=45^\circ \\ r/L=3 \end{matrix} \right.$  و  $B \left| \begin{matrix} \theta=20^\circ \\ r/L=2.5 \end{matrix} \right.$

۱۳ - دو موج سیکنی  $B=2.5L$  و ضریب تفرق  $90^\circ$  در محلی برخورد می‌کند، ضریب تفرق؟  $A \left| \begin{matrix} x=6L \\ y=10L \end{matrix} \right.$

۱۴ - موج سیکنی با دو بازو  $B=2L$ ، ضریب موج  $\theta=60^\circ$  و  $L=230m$ ،  $H_s=2.5m$

$A: \theta=50^\circ$  و  $r=600m$

دنباله تمرین

۱۵ - در طراحی مرفهنگی،  $H_p = 4^m$ ،  $L_d = 100^m$  و  $\theta = 45^\circ$  زاویه سبب سازه به ضریب انعکاس؟

۱۶ - ضریب انعکاس در پوشش سنگی ساحل؟ قطر سنگ حفاظتی  $d_g = 70^{\text{cm}}$  و دولایه  $n=2$

$L=30m$  و  $H_p = 2.5^m$  و زاویه سبب با افق  $\theta = 15^\circ$  ( $H_b = \frac{H_d}{0.8}$  فرض و  $L_d = 150$ )

۱۷ -  $H_s = 3^m$ ،  $T = 10s$ ،  $\alpha_0 = 60^\circ$ ، سبب  $m = 0.05$ ،  $h = 10m$ ،  $H_b = ?$  و  $h_b = ?$

۱۸ - موج با  $T = 10s$  و سازه‌ای با عمق  $h_s = 10m$  و سبب  $m = 0.05$ ،  $H_b = ?$

تمرین برای بارگذاری باد

مختار باد در ارتفاع  $Z = 15m$  چه‌راست؟  $\phi = 0.3$  ضریب کوبری  $C_D = 2.85$ ،  $\lambda = 15$

$\bar{V}(10) = 20 \text{ m/s}$ ، فرکانس طبیعی سازه  $f = 0.15 \text{ Hz}$  (برج مشبک از بلندی با پلان مربع)

تمرین برای تعیین ضریب موج

۱۹ - طول بارگیر (فنج)  $10 \text{ km}$ ، مدت تکویم باد فرض دو ساعت -  $U(10) = 10^{\text{m/s}}$  ( $H_s$  و  $T_s$ ؟)

از دو روش HASSELMAN و SMB (منطقه طلیح کوبه و آب محقق)

۲۰ - طول بارگیر  $100 \text{ km}$ ،  $U_A = 6 \text{ m/s}$  و تکویم دوازده ساعت، (طلیح و آب محقق)

$H_s$  و  $T_s$ ؟

سرعت باد غالب $U_A$ $\text{m/s}$ →	12	10	9.5	7	۲۱ - آمار باد غالب در یک فرضه دریایی با طول بارگیر $30 \text{ km}$
→ تکویم (ساعت)	3	3.5	5	6	

نتیجه موج طراحی؟

۲۲ - محقق عملی  $35'$  و  $40'$  (متوسط  $11.40^m$ ) - طول بارگیر  $125^{\text{km}}$  -  $U(10) = 15^{\text{m/s}}$  ضریب

نتیجه موج طراحی؟

پنجاه حیانا در هر مساله ای، داده‌ای لازم باشد ولی ذکر نشده باشد، اثر به طور  
منطقی فرض کرده و مساله را حل نماید،

معمولاً وقتی نسبت  $\frac{D}{L} > 1$  یعنی ابعاد عرضی سازه به نحوی باشد (نسبت به طول موج) که مشخصات موج دچار تحول اساسی شود و تغییر کنند ، نیروهای نامی از موج از یکایزیم محکمی خاصی تبعیت می کند که روابط خاصی برای بیان گمی آنها در حالت های مختلف موج وجود دارد ،  
نسبت به حالت موج نسبت به وضعیت شکست می توان سه وضعیت را عمز داد :

- I - موج نشکسته
- II - موج در حال شکست
- III - موج شکسته

سازه های حجم مانند دیوارهای ساحلی ، اسکله های سپری و دیراری و صندوقه ای ، در شکله ها و محله های صندوقه ای بزرگ .

با توجه به روابط موجود در بخش هیدرولیک دریا و پدیده های مرتبط در هر پدیده می توان توانی سه گانه را با توجه به شکست موج تعیین نمود .

I - تعیین فشار موج نشکسته بر سازه حجم

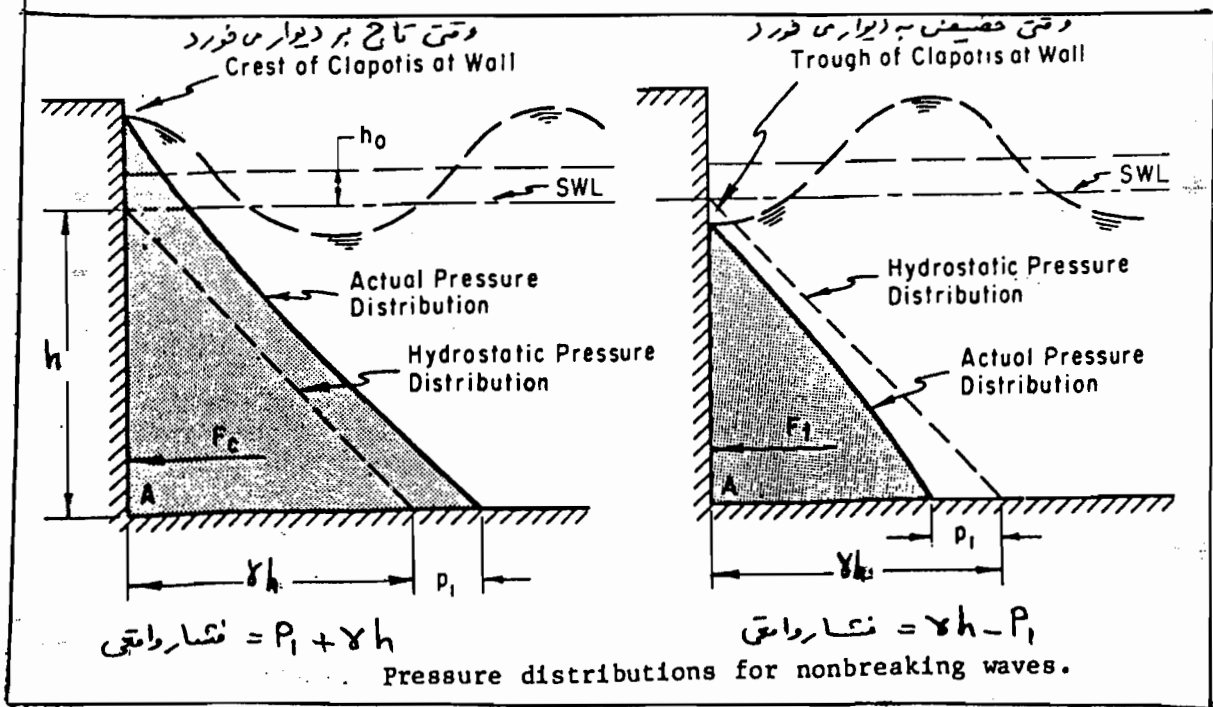
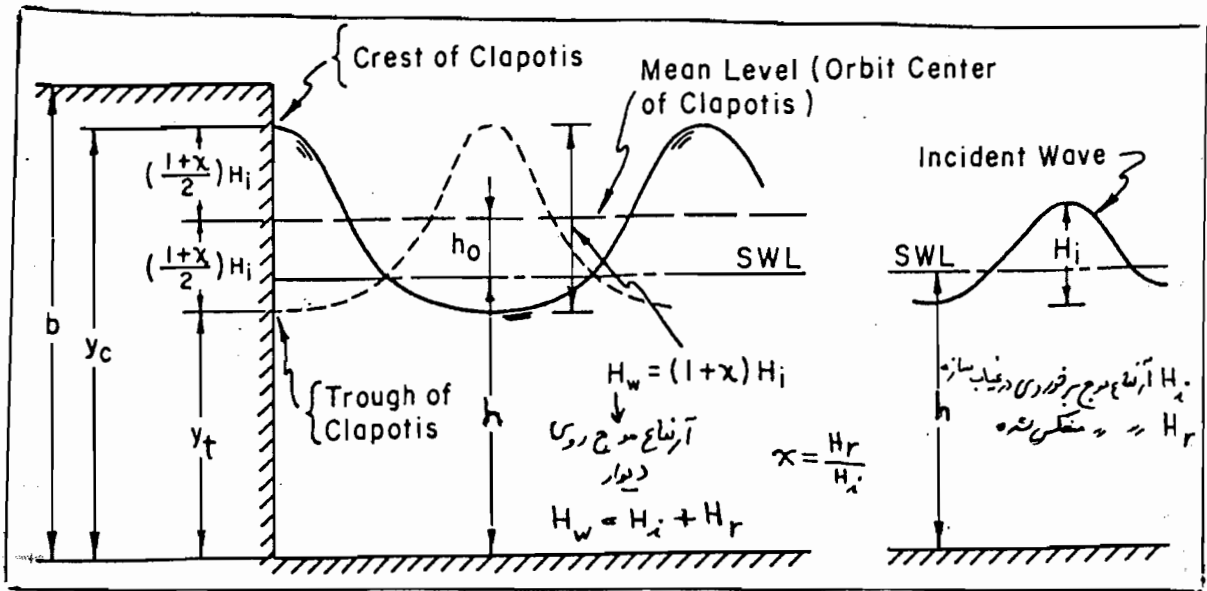
رایج ترین فرمول در این حالت رابطه Sain flou ( ۱۹۲۸ ) است که اساساً تجربی و بر اساس اندازه گیری مستقیم فشار در سازه واقعی و آزمایش رول مدل بوده است ، کلاً روش های موجود در بخش سازه های حجم ، محافظه کارانه هستند .

تعیین ضریب انعکاس در چنین سازه هایی مهم است زیرا ارتفاع موج ترکیب شده جلوی سازه را به دست می دهد .

تئوری مورد استناد در کارهای Sain flou بر اساس امواج تروکلوئیدال بوده است ، مزیت روش Sain flou سادگی و کاربردین پرده آینه است زیرا منحنی های فشار با خط جابجایی می شوند .

Rundgren در سال ۱۹۵۸ نشانه داد (با آزمایش) که روش Sain flou برای موج های با ضریب تند حلی محافظه کارانه است ولی برای موج های با طول بلند بهتر جواب می دهد ، تحقیقات محققانی نظیر Goda و ABE از ژاپن در سال ۱۹۶۸ نشانه داد برای دیوارهای صاف قائم ضریب انعکاس برابر  $\alpha = 1$  مناسب است و برای دیوارهای کمی زبر ضریب  $\alpha = 0.9$  خوب است . اگر سازه قائم در پای خود (پنجم) با سنگ محافظت شود ، ضریب کمتر در نظر می گیرند ، معمولاً در طراحی ها کمتر از  $\alpha = 0.9$  مرسوم نمی باشد .

روابط ارائه شده توسط Sainflou با توجه به شکل زیر و علامت بکار رفته برای دو حالت حوی (یکی وقتی تاج موج و یکی حوض موج به دیوار برخورد کند) بصورت زیر است !



$$y_c = h + h_0 + \frac{1+\alpha}{2} H_i, \quad y_t = h + h_0 - \frac{1+\alpha}{2} H_i$$

$$p_1 = \left( \frac{1+\alpha}{2} \right) \frac{\gamma H_i^2}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}, \quad h_0 = \frac{\pi H_i^2}{L} \operatorname{ctg} h \left( \frac{2\pi h}{L} \right)$$

$h_0$  حاصله تراز میان موج روی دیوار از سطح تراز استیجی آب (تخمین شماستیک  $h_0$  در صفحات ۱۱۵ و ۱۱۶ پیوست برای  $\alpha = 1,0,9$

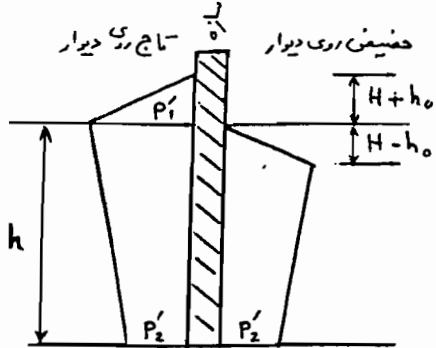
در صفحات ۱۱۱ تا ۱۱۴، پوست برای در ضریب انعکاس فرسوم  $\alpha = 1.09$  و بر اساس روش‌های Sainflou و Miche-Rundgren؛ معنی‌های مربوط به نیرو  $F$  و لنگر  $M$  روی دیوار ارائه شده است (در جایی که روش Sainflou بهتر است از آن و وقتی روش M.R. مناسب است از آن استفاده شده است).

توجه مهم آن است که در این مقادیر (معنی‌ها)، نیرو و لنگر هیدرواستاتیکی لحاظ شده و در نهایت باید اضافه شود. روش M.R. بیشتر تجربی است و فرمول خاصی ارائه نشده است.

$$F = \frac{\gamma h^2}{2} + F_{\text{موج}} \quad M = \frac{\gamma h^3}{6} + M_{\text{موج}}$$

تمرین - یک دیوار با سطح صاف ( $\alpha = 1$ ) و ارتفاع موج در حالتی که سازه حضور ندارد  $H_1 = 1.5 \text{ m}$  و عمق محل  $h = 3 \text{ m}$  و پریود موج  $T = 6 \text{ s}$  است. مطلوب است تخمین نیرو و لنگر روی دیوار در شرایط مختلف موج.

خلاصه نتایج برای حالتی از دیوار که نسبت آب زیر آب ساکنه (هیدرواستاتیک) وجود دارد:

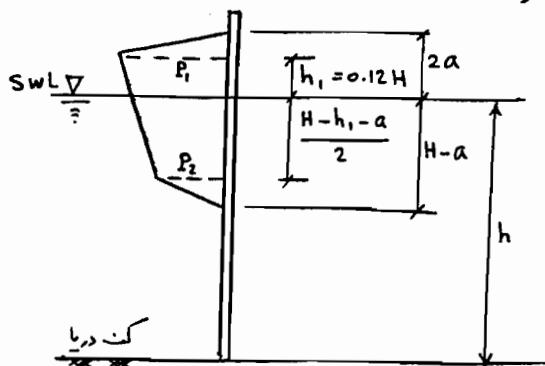


$$P_1' = (\gamma h + P_2') \frac{(H + h_0)}{(H + h_0 + h)}$$

$$P_2' = \left(\frac{1+\alpha}{2}\right) \frac{\gamma H_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

تذکره! در تمام روابط، محاسبه فشار در واحد عرض دیوار است.

\* یک روش دیگر جهت برآورد نیروی موج نشکسته روی دیوار توسط Molitor (کاپیتان کشتی‌های انگلیسی) بطور کامل از تجربه و بسیار محافظه کارانه ارائه شده است.



$$P_2 = 0.72 P_1 \quad H \text{ و } L \text{ ارتفاع و طول موج بر حسب فوت}$$

$$P_1 = \frac{K\gamma}{2g} (V + V_0)^2$$

ضریب  $K$  بینه ۱.۳ تا ۱.۷ تغییر می‌کند و بستگی به سرعت باد دارد. (سرعت باد بینه ۳۰ تا ۷۰ مایل در ساعت و بینه آب در دوره یابی می‌شود).

$$V = 2.26 \sqrt{L}$$

$$K = 1.8 \quad \leftarrow \text{سرعت باد} > 70 \frac{\text{mile}}{\text{h}}$$

$$V_0 = 7.11 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

(B19)



\* اعداد داخل جدول فقط برای مقادیر  $\frac{h}{L}$  صادق است.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{اگر } h \geq 1.84 H \rightarrow a = \frac{H}{2} + \frac{H^2}{L} \\ \text{اگر } h < 1.84 H \rightarrow a = \frac{H}{2} + \frac{2H^2}{L} \end{array} \right.$$

$h/L$	C	$\mu$
0.05	0.552	1.814
0.10	0.746	1.340
0.15	0.858	1.165
0.20	0.922	1.085
0.25	0.958	1.044
0.30	0.977	1.023
0.35	0.988	1.013
0.40	0.994	1.007
0.45	0.997	1.004
0.50	0.998	1.002

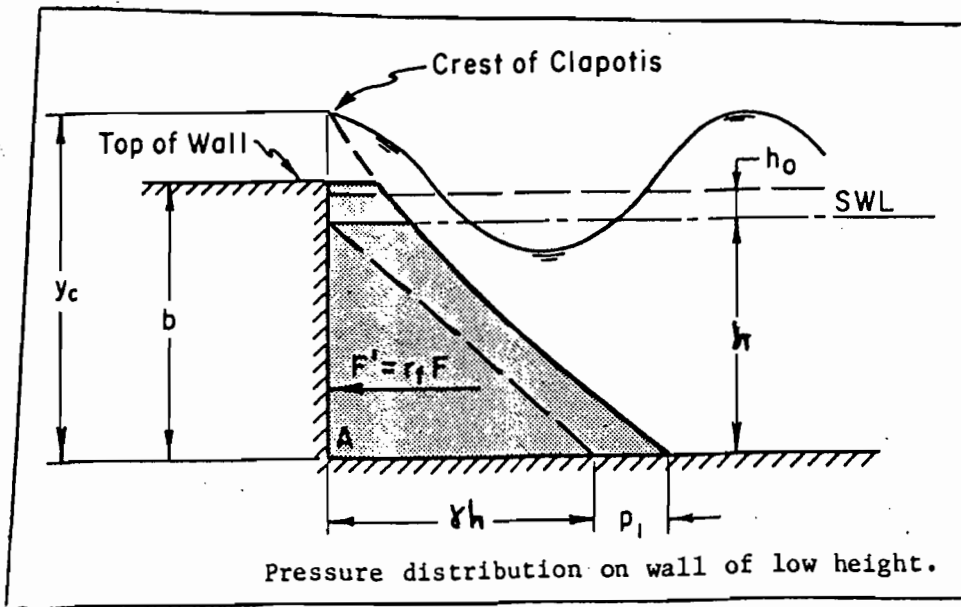
تقریباً - یک بر مبنای صد و پنجاهی در محلی به عمق  $h = 53'$  و  $H = 20'$  و  $L = 400'$  و  $\mu_{f+3} = 64.4$  از دوروش Sainflou و Molitor بزرگتر را برآورد کنید.

\* حالت های خاص دیوار

دیوار کوتاه ؛ اغلب به دلیل اقتصادی ممکن است دیوار ساحلی بصورتی طرح شده اجازه سرریزی آب را داشته باشد و در این حالت نقطه برخورد تاج بالاتر از نقطه فوقانی دیوار خواهد بود. وقتی که سرریزی زیاد مهم نباشد ، آنگاه موج برخوردی منعکس می شود و فشار روی دیوار تقریباً شبیه حالت دیوار بدوله سرریزی خواهد بود. البته یک قسمت از بارگذاری قبلی حذف می شود و نیروی کل  $F'$  متناسب حالت غیر سرریزی  $F$  خواهد بود. می توان از منحنی های قبلی استفاده کرد ولی ضریب کاهش باید رعایت گردد. (  $r_f$  ضریب کاهش نیرو )

$$F' = r_f F$$

ضریب کاهش تکرار  $r_m$   
 $M' = r_m M$



$$0.5 < \frac{b}{y_c} < 1.0 \rightarrow$$

$$r_f = \frac{b}{y_c} \left( 2 - \frac{b}{y_c} \right)$$

$$r_m = \frac{\left( \frac{b}{y_c} \right)^2 \left( 3 - 2 \frac{b}{y_c} \right)}{\frac{b}{y_c}}$$

$$\frac{b}{y_c} \geq 1.0 \rightarrow$$

$$r_f = 1.0$$

$$r_m = 1.0$$

می توان ضرایب کاهش  $r_f$  و  $r_m$  را از منحنی پیوسته صفحه ۱۱۷ بدست آورد.

تمرین - ارتفاع یک دیوار  $b = 4.5\text{ m}$  و  $H_1 = 1.5\text{ m}$  و عمق پای سازه  $h = 3\text{ m}$  و  $T = 6\text{ s}$ .  
 مطلوب است تعیین نیروی کاهشی یافته روی دیوار فوق؟

دیوار روی پی سنگریزه ای؛ برقی مواقع دیوار روی پی سنگریزه ای ساخته می شود که این امر بیشتر برای صرفه جویی در مصرف بتن است.

برای تعیین نیروی کاهشی روی دیوار در این حالت می توان از نتایج حالت معمولی بهره گرفت (البته منظور حالت دیوار کوتاه است)، توجه شود که مقدار  $b$  در نسبت  $\frac{b}{y}$  عبارت از ارتفاع سنگریزه است نه ارتفاع دیوار روی پی.

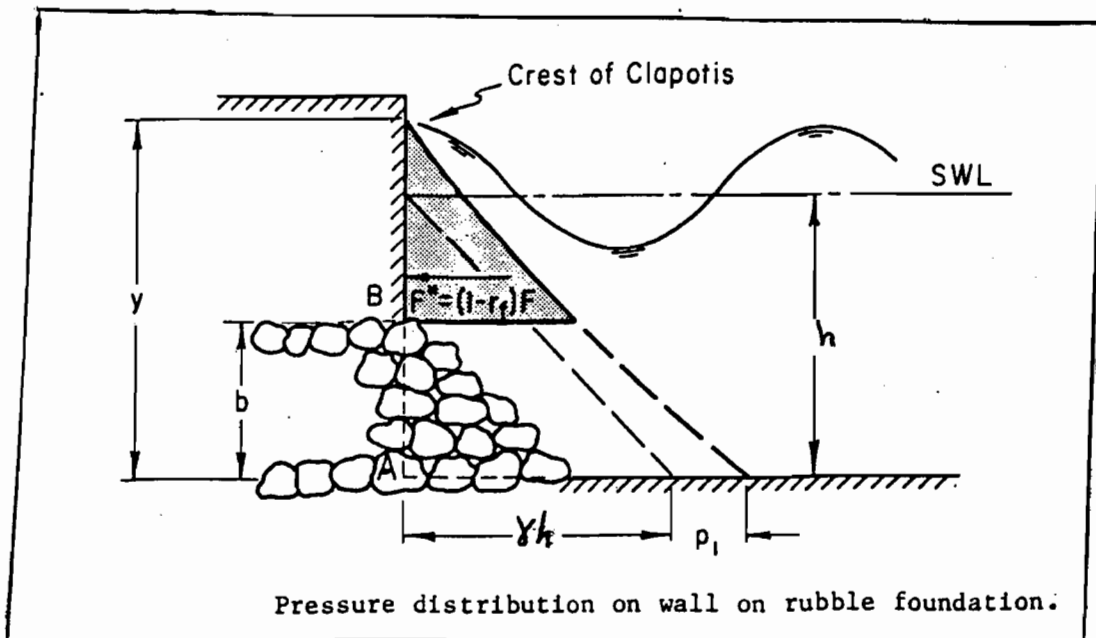
روابط ارتباطی بین نیروی کاهشی یافته  $F''$  روی دیوار برپایه روی پی سنگریزه ای با نیروی  $F$  مؤثر بر دیواری با ارتفاع کامل موجود به شرح زیر است:

$$F'' = (1 - r_f) F \quad \text{و} \quad M_A'' = (1 - r_m) M$$

نقطه  $A$  در انتهای سنگریزه است ولی معمولاً لنگر واگرایی حول نقطه  $B$  لازم است که از رابطه

$$M_B'' = (1 - r_m) M - b(1 - r_f) F \Rightarrow M_B'' = M_A'' - bF''$$

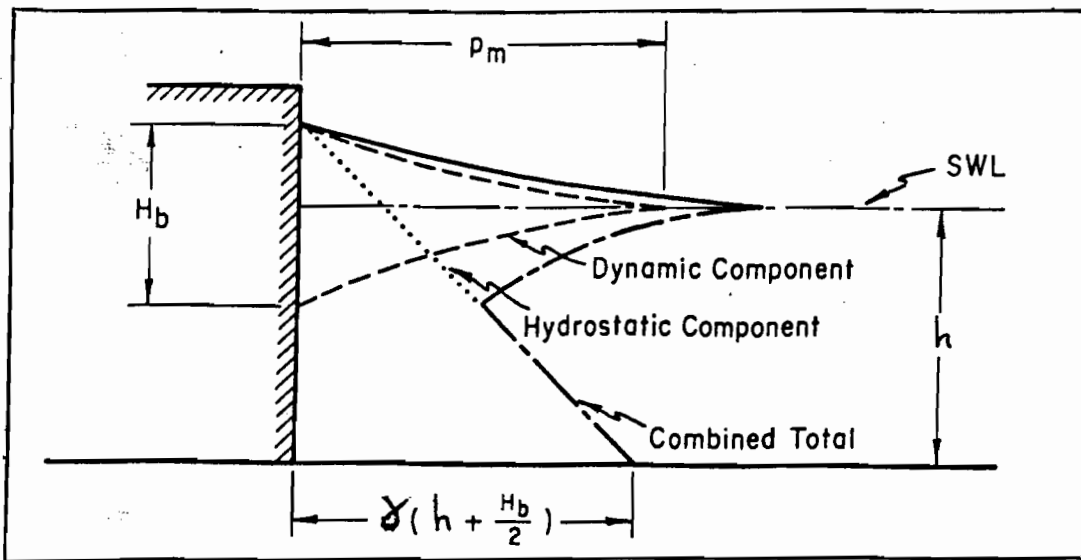
مقادیر  $(1 - r_m)$  و  $(1 - r_f)$  بطور مستقیم از منحنی پیوسته منته ۱۱۷ حاصل می شود.



تمرین - دیوار صاف روی سنگریزه در نظر است که ارتفاع سنگریزه  $b = 2.7\text{ m}$  می باشد و ارتفاع موج برخوردی  $H_1 = 1.5\text{ m}$  و عمق طرح سازه  $h = 3\text{ m}$  و پریود موج  $T = 6\text{ s}$  است. مطلوب است تعیین نیروی کاهشی و واگرایی جهت طراحی آن؟

موج در حال شکست نیروی فوق العاده‌ای بر سازه وارد می‌کند. با توجه به اثر مخرب حالت شکست که به دلیل وضعیت سیرجی‌ای تا فاصله  $\lambda$  (مبتلاً محاسبه و رابطه آن ارائه شده بود) در دام دارد باید در این فاصله نیرو را برای حالت شکست تعیین نمود. با تحقیق روی مدل و سازه واقعی (شروع تحقیقات توسط Bagnold 1939) مشخص شده که در مدت خیلی کم اثر دینامیکی روی سازه وجود دارد که معمولاً روی بخش کوچکی از دیوار اعمال می‌شود و نه کل ارتفاع سازه. مگر است اثر موج در حال شکست حتی به 15 تا 18 برابر حالت شکسته برسد.

رایج‌ترین رابطه در این حالت از روش MINIKIN پوست می‌آید (اندیس m بیانگر حالت دینامیکی است). در معنی زیر مولفه‌های فشار دینامیکی موج در حال شکست و هیدرواستاتیک ارائه گردیده است.

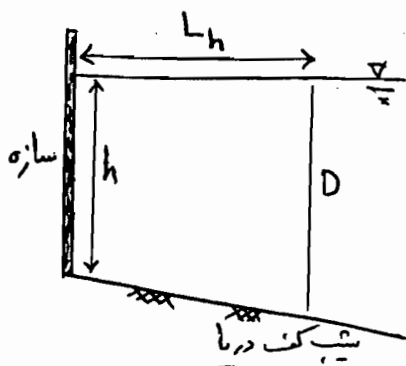


دینامیکی  $P_m = 1018 \frac{H_b}{L_D} \cdot \frac{h}{D} (D+h)$

$L_h$  طول موج در عمق  $h$  (عمق پای سازه)

$D$  عمق آب در فاصله  $L_h$  جلوی سازه

$L_D$  طول موج در عمق  $D$



تست دینامیک

$$R_t = R_m + R_s = P_m H_b / 3 + \frac{\gamma (h + \frac{H_b}{2})^2}{2}$$

تلاش

$$M_t = M_m + M_s = \frac{P_m H_b h}{3} + \frac{\gamma (h + \frac{H_b}{2})^3}{6}$$

\* بجای روابطی که توان از منحنی صنفه 61 پوست استفاده کرد. ۲۴

تمرین - برای دیواری به ارتفاع 14' و عمق جلوی سازه (h = 7.5) و سبب دریا m = 0.05  
 برای موج T = 6 s مطلوبیت یعنی نیروی افقی حداکثر و لنگر واگرونی؟  
 در حالت T = 10 s نیز مساله را حل نموده و پاسخ‌ها را مقایسه نماید (اثر پرورد).

\* حالت های خاص دیوار

> دیوار روی پی سنگرنیزه ای (موج در حال شکست)

در این حالت مولفه دینامیکی نیرو از رابطه قبلی MINIKIN به شرح زیر بدست می آید:

$$P_m = 101 \gamma \frac{H_b}{L_D} \frac{h_s}{D} (D+h)$$

می توان به ازای  $\frac{h_s}{D}$  مختلف و  $\frac{h_s}{gT^2}$  از منحنی صخره 118 بدست  $P_m$  و  $R_m$  را  
 مناسب نمود.

همه موارد شبیه حالت معمولی است زیرا اینکه در نسبت  $\frac{h_s}{D}$  باید به شکل بالای صخره 118 توجه کرد.  
 برای سازه های خیلی مهم از مدل فیزیکی برای تخمین نیرو استفاده کرد.

دیوار کوتاه (موج در حال شکست)

وقتی که نقطه فوتابی یک دیوار پایین تر از نقطه برخورد تاج موج در حال شکست باشد، ارزیابی

مولفه های دینامیکی و استاتیکی امواج برای نیرو و لنگر واگرونی بوسیله منحنی های صخره های 119 و 120

اصلاح می شود.

$$R'_m = r_m R_m$$

$$M'_m = h_s R_m - (h_s + a)(1 - r_m) R_m$$

$$\text{یا } M'_m = R_m [r_m (h_s + a) - a]$$

تمرین - یک دیوار قائم 3 متری در عمق  $h_s = 2.5^m$  در نزدیکی ساحل به سبب 1:20 قرار دارد.

پرورد موج T = 6 s است. مطلوبیت یعنی نیروی کاهش یافته و لنگر واگرونی کاهش یافته

به دلیل کاهش ارتفاع دیوار؟

### III - نیروی ناشی از موج شکسته بر سازه عمیق

در برخی مواقع ممکن است موج قبل از رسیدن به یک سازه، شکسته شود. رفتار موج پس از

شکست بسیار پیچیده بوده و رابطه خاصی برای این حالت برای بیان رفتار موج وجود ندارد و تماماً

از آزمایش و رفتار مدل واقعی می توان نسبت به تخمین نیرو اقدام کرد.

مرض می شود حرکت ذرات پس از شکست از حالت چرخشی به حالت انتقالی تبدیل می شوند و حالت واقعی

نوده آب پس از شکست موج به دو طرف (طرف دریا و طرف خشکی) تقسیم می یابد.

معمولاً احتمال وقوع بارگذاری موج شکسته بر سازه ها کم است (نسبت به دو حالت دیگر)، علیهذا دو حالت رایج ترانه تشخیص داد؛ الف - سازه در ده آب است (سازه جلوتر از خط ساحل به طرف دریا) ب - سازه در خشکی است (موج شکسته از خط ساحل بالاتر است و به سازه می رسد).

در حالت اول با توجه به شکل زیر، مقادیر فشار و نیرو و لنگر حاصل می شود (اندیس  $M$  برای غولنه دینامیکی، اندیس  $S$  برای غولنه هیدرواستاتیکی است).

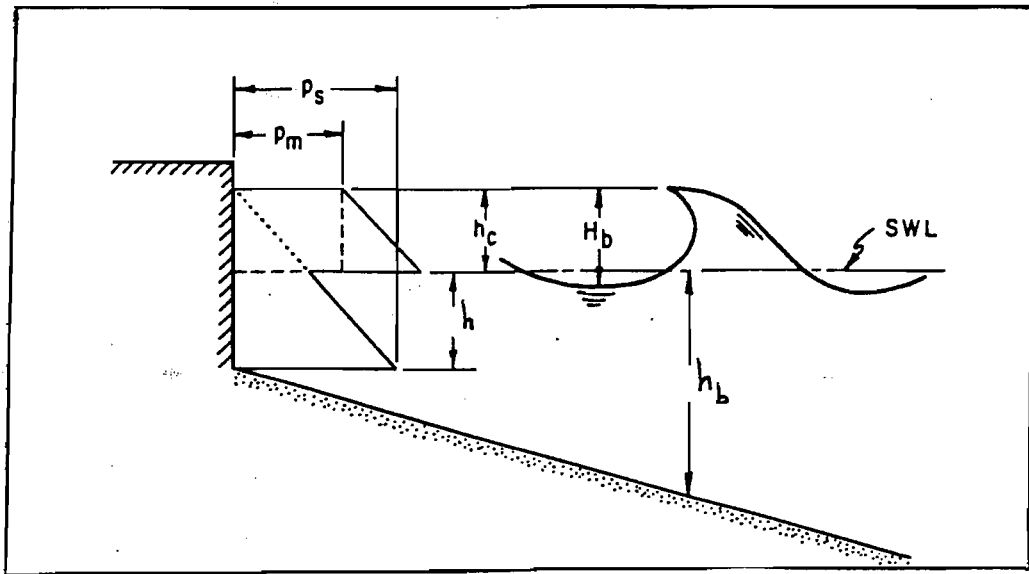
$$h_c = 0.78 H_b$$

چون که ساحل

و عمق کم پس

$$c = \sqrt{gh_b}$$

سرعت موج

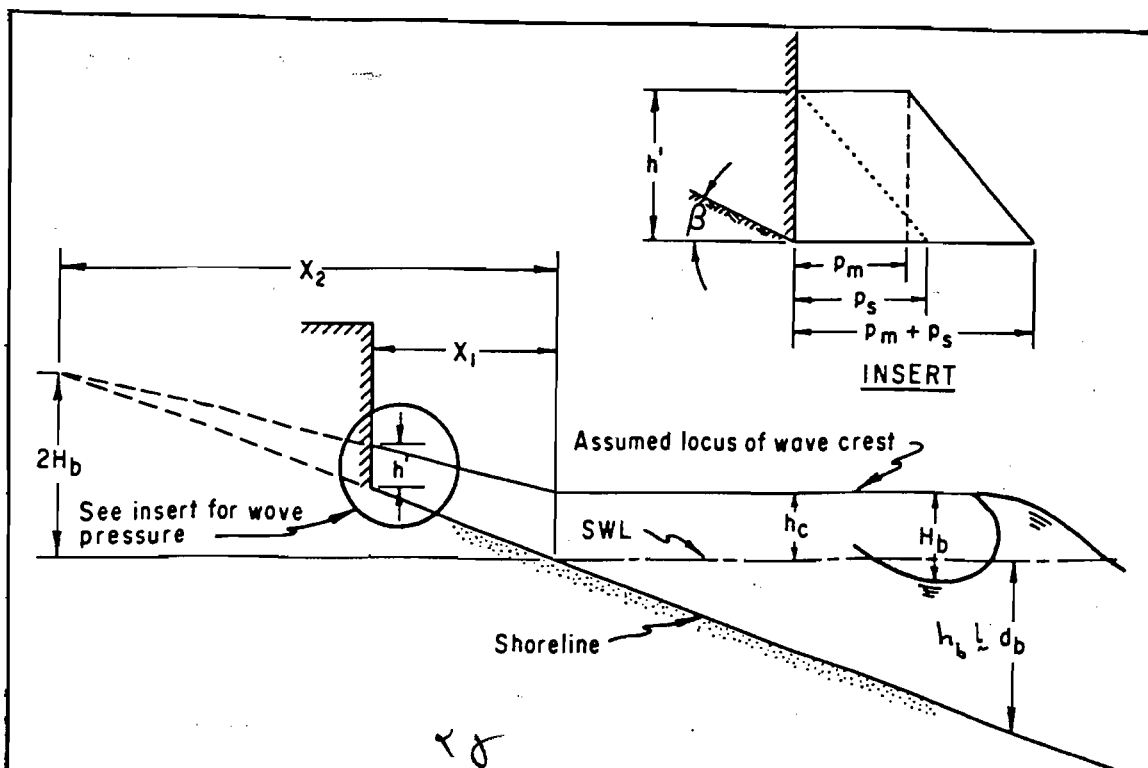


$$P_m = \frac{\gamma c^2}{2g} = \frac{\gamma h_b}{2}, \quad R_m = P_m h_c = \frac{\gamma h_b h_c}{2}, \quad R_s = \frac{\gamma (h + h_c)^2}{2}$$

$$P_s = \gamma (h + h_c) \rightarrow \text{کل } R = R_m + R_s$$

$$M_m = R_m (h + \frac{h_c}{2}), \quad M_s = \frac{\gamma (h + h_c)^3}{6}, \quad \text{کل } M = M_m + M_s$$

در حالت دوم با توجه به شکل زیر فشار و نیرو و لنگر دینامیکی و هیدرواستاتیکی بدست می آید:



۲۵

$$h' = h_c \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right) \quad \text{و} \quad x_2 = \frac{2H_b}{m} = 2H_b \cot \beta$$

$x_2$  فاصله خط ساحل تا جایی که نخس شکستگی آب تمام می شود اگر سازه حفرت نداشت .  
 $x_1$  فاصله خط ساحل تا پای سازه

$$V' = C \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right) = \sqrt{gh_b} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

موج پس از شکست

$$P_m = \frac{\gamma V'^2}{2g} = \frac{\gamma h_b}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2$$

$$R_m = P_m \cdot h' = \frac{\gamma h_b h_c}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3$$

$$M_m = R_m \frac{h'}{2} = \frac{\gamma h_b h_c^2}{4} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^4$$

$$R_s = \frac{\gamma h'^2}{2} = \frac{\gamma h_c^2}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2$$

$$M_s = R_s \frac{h'}{3} = \frac{\gamma h_c^3}{6} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3$$

$$R = R_m + R_s \quad \text{و} \quad M = M_m + M_s$$

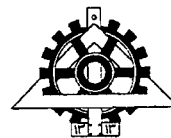
توجه: بروز حالت دوم بارگذاری در موج شکسته در نواحی ساحلی با خیز وید زیاد محتمل است.

تمرین: کف یک دیوار تمام 2' بالاتر از سطح آب در حالت خیز است. ارتفاع خیز وید 4.3' است (محدوده خیز وید).

$$T = 6 \text{ s} \quad \text{و} \quad H_b = 9' \quad \text{و} \quad m = \frac{1}{20}$$

مطلوبست تعیین  $M$  و  $R$  در دو حالت زیر:

الف) در حالت خیز      ب) در حالت مد



دانشکده فنی دانشگاه تهران

# کارهای دریایی

پیوست

طراحی موج شکن‌ها  
(سنگی شیبدار)

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## اصول طراحی موجشکن های شیبدار

انواع موجشکن ها : شیبدار سنگریزه ای - صندوقه ای - شناور - شمعی ....

انتخاب نوع موجشکن : توانایی طراحی ، پتانسیل اجرا و وجود مصالح — بررسی اقتصادی

نتیجه : موجشکن شیبدار سنگریزه ای مناسب

اصول طراحی دیروز : استفاده از یک سری روابط خاص و کلاسیک تجربی

اصول طراحی امروز : تلفیقی از روابط تجربی با نگرش سطحی و نسبی به رفتار واقعی

اصول طراحی فردا : استوار بر رفتار واقعی بر پایه های طراحی تصادفی

موجشکن شیبدار سنگریزه ای : رفتار انعطاف پذیر و کاملاً پیچیده  
تحت اثر نیروهای تصادفی و اتفاقی

عامل پیشرفت : توسعه تکنولوژی در نرم افزارها و سخت افزارها

در شناخت عوامل مؤثر و اثرات متقابل آنها

طراحی درست و اقتصادی



## اصول طراحی احتمالی موجهشکن شیبدار (آنالیز ریسک)

- \* روند احتمالاتی برای طراحی در مسائل هیدرودینامیکی - ژئوتکنیکی و سازه‌ای انتظار چه میزان خسارت؟ میزان خسارت مجاز؟
- تکرر خسارت مورد انتظار؟ (هر چند وقت یکبار؟)

### احتمال گسیختگی

احتمال بروز گسیختگی و ناپایداری شامل موارد زیر

$P(E_s)$  میزان احتمال گسیختگی ناشی از لغزش حجیم

$P(E_u)$  میزان احتمال گسیختگی ناشی از حرکت و جدا شدن آرمورها از یکدیگر بدون شکستگی

$P(E_b)$  میزان احتمال گسیختگی ناشی از شکسته شدن واحدها (قطعات) بدون حرکت

$$P(E_T) = P(E_s) + P(E_u) + P(E_b) - \text{احتمالات اتصال کل}$$

موج‌های بزرگ گروهی

با ارتفاع نزدیک به ارتفاع موج حداکثر

مثلاً  $P(E_s E_u)$

میزان احتمال گسیختگی ناشی از لغزش حجیم باعث حرکت و جدا شدن آرمورها از یکدیگر یا برعکس

$$P(E_T) = P(E_s) + P(E_u) + P(E_b) - P(E_s E_u) - P(E_s E_b) - P(E_u E_b) - P(E_s E_u E_b)$$

\* ممکن است حالاتی باشد که یکی یا دو تا از حالات صفر باشد. مثلاً "اگر سنگ خیلی خوب و مقاوم باشد هر چه احتمال مربوط به b باشد صفر می‌شود."

\* پارامترهای متعددی در این گسیختگی‌ها و خسارت دخیل هستند:

پارامترهای سازه‌ای

شکل کلی و ابعاد  
پایداری

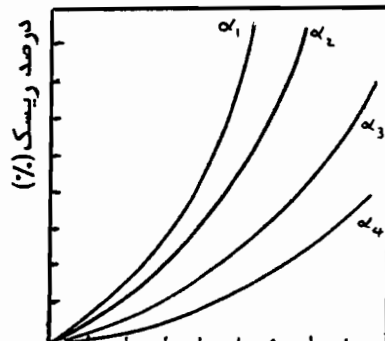
پارامترهای ژئوتکنیکی

عدم قطعیت در خصوصیات  
مکانیکی خاکی بستر

پارامترهای هیدرودینامیکی

بارهای ناشی از پدیده‌های  
طبیعی تصادفی

یک مطالعه دقیق هر چه پارامترهای دخیل بیشتر و آنالیز دقیق‌تر — منتهی به منحنی‌های طراحی



پارامتر (متغیر) موردنظر

## عوامل مؤثر در طراحی واقعی و بهینه موجشکن های شیبدار سنگریزه‌ای

---

۱- بارگذاری (نیروهای وارد) باماهیت تصادفی (امواج - جریانهای دریائی و جزر و مدی - طوفانها ...)  
و خصوصیات هریک از نیروها

۲- رژیم های رسوب گذار و فرسایشی (روند، غلظت، اندازه دانه‌ها، مسیر ...)

۳- ژئوتکنیک کف دریا (جنس و ساختار خاک کف از نظر رفتار و تحمل بارگذاری)

۴- مصالح مورد مصرف (سنگ و سنگ ریزه یا بتن در لایه حفاظ، فیلتر و هسته، کف دریا، تاج موجشکن) و معادن - خواص فیزیکی شیمیایی

۵- اجرا و ساخت (تجهیزات مورد نیاز، روش های ساخت از خشکی و دریا، پرسنل، حمل و نقل) -  
چفت و بست قطعات

۶- هندسه و شکل موجشکن (شیب، ارتفاع، عرض، عمق) - سنگ چین پای موجشکن - پوزه -  
مقطع مشترک

۷- ترمیم و نگهداری (تعویض قطعات، امکانات مورد نیاز، بازدیدهای ادواری)

۸- اقتصاد (هزینه‌های بخش های مختلف طراحی، اجرا و نگهداری) - سود بهره‌برداری

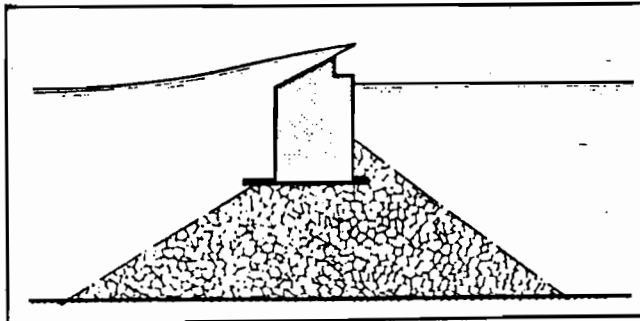
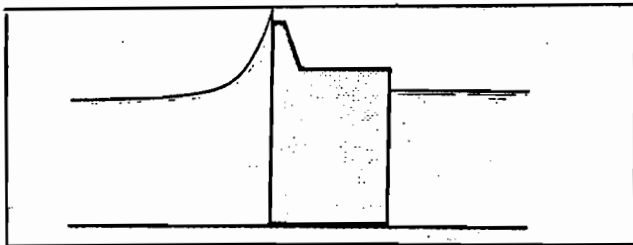
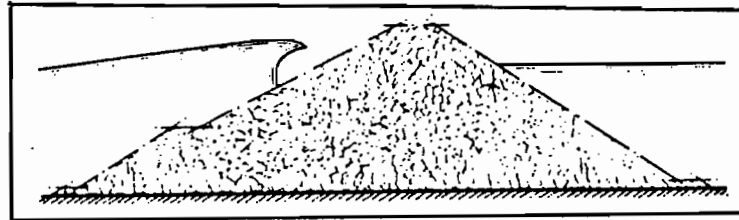
۹- محیط زیست (اثرات سوء ناشی از ساخت موجشکن در محیط طبیعی)

۱۰- نفوذ پذیری (تراوش و میزان آن و تأثیر در پایداری کلی و موضعی)

## فصل اوّل - مطالعه کلی انواع موجشکن ها و عوامل مؤثر در انتخاب آنها

\* هدف : ارائه یک دیدگاه کلی از مساله و پارامترهای مؤثر به مهندس طراح و شناخت متغیرهای مهم مؤثر

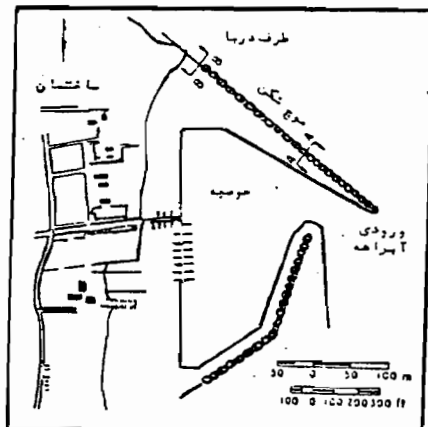
- ۱- تاریخچه      ۲- انواع      ۳- عملکرد      ۴- عوامل مؤثر      ۵- انتخاب



## فصل دوّم - جانمایی موجشکن ها

\* هدف : بررسی کلیه عوامل مؤثر در انتخاب محل موجشکن ها و دادن دید به طراح از زوایای مختلف طراحی

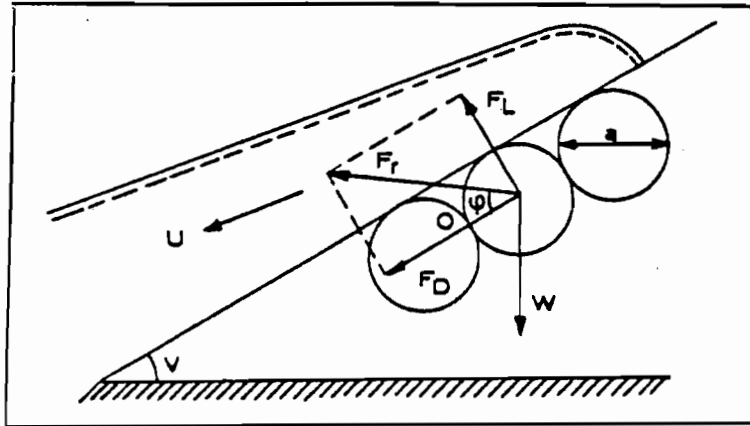
- ۱- آمار و اطلاعات      ۲- هندسه بندر      ۳- رسوب      ۴- امواج و جریانها  
۵- مدل های فیزیکی و ریاضی و انتخاب مدل      ۶- شرایط بهره برداری



## فصل سوم - نیروهای مؤثر بر موجشکن ها

\* هدف: آشنایی با عوامل بارگذار بر روی سازه و محیط اطراف

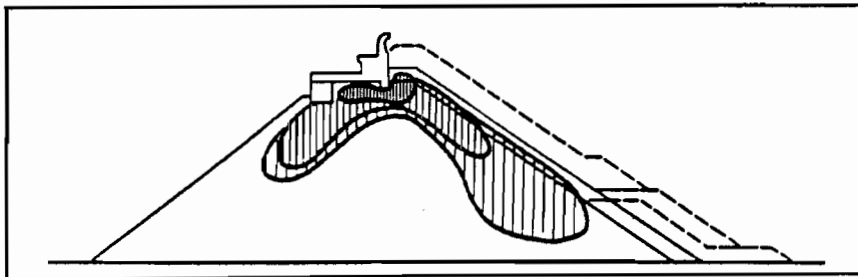
- ۱- امواج      ۲- جریانهای دریایی      ۳- زلزله      ۴- نیروی بالابر



## فصل چهارم - پایداری و دوام موجشکن ها

\* هدف: شناخت اهمیت پایداری و ایستایی موجشکن در برابر عوامل دینامیکی مؤثر

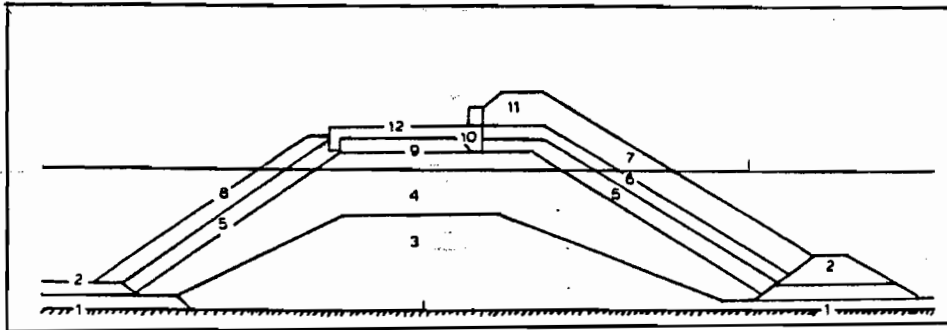
- ۱- پایداری سازه‌ای      ۲- فرسودگی و خستگی      ۳- تنش‌ها      ۴- خوردگی  
۵- شکل قطعات مقاوم      ۶- دوام مصالح



## فصل پنجم - نکات طراحی موجشکن ها

\* هدف : مطالعه نکات مهم مؤثر در طراحی مقاطع موجشکن ها

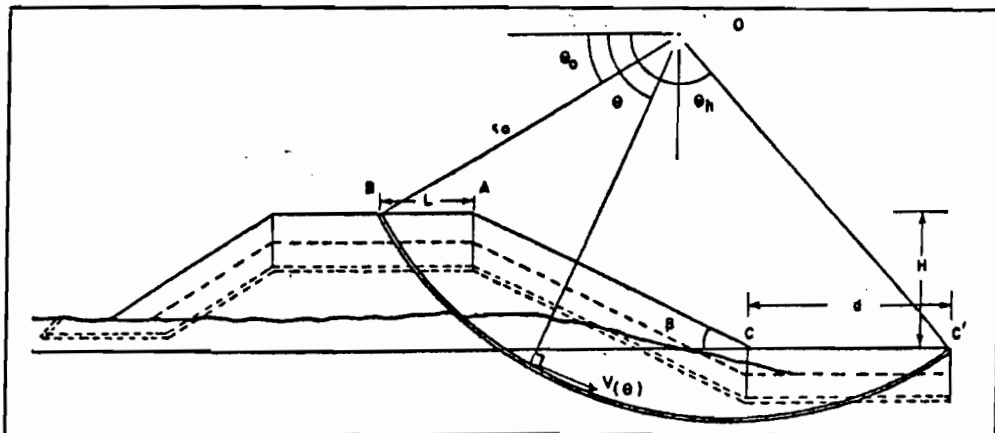
- ۱- نکات جدید طراحی (بلوک های آرمور، روسازه، شیب ها، پنجه، پوزه، هسته، پایداری، بهره دهی، ترتیب ساخت، نگهداری)
- ۲- اطلاعات و داده های آماری امواج (پدیده تصادفی)، طیف موج و عوج طراحی، روند طراحی
- ۳- اطلاعات آماری بادهای و طوفانها و نحوه ارزیابی آنها در پروژه
- ۴- خاک و ژئوتکنیک و مصالح مصرفی در مقاطع
- ۵- اطلاعات ساخت و نگهداری



## فصل ششم - مسائل ژئوتکنیکی در موجشکن ها

\* هدف : شناخت تأثیر عوامل مختلف ژئوتکنیکی در طراحی موجشکن ها

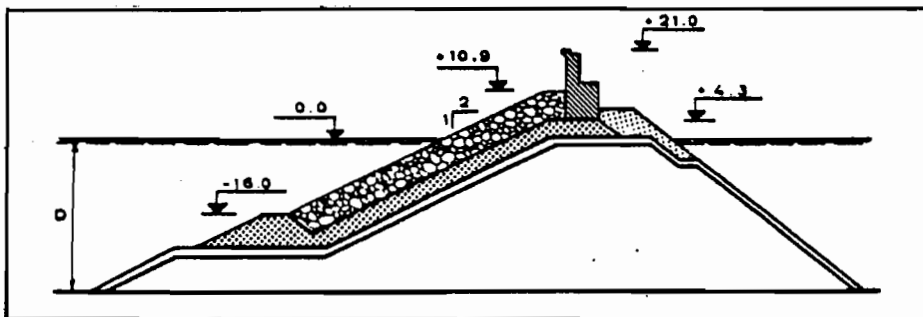
- ۱- پایداری شالوده
- ۲- منطقه مؤثر عملکرد
- ۳- پایداری در مقابل لغزش
- ۴- آسیب دیدگی پنجه و فرسایش آن
- ۵- فشار منقذی



## فصل هفتم - ارزیابی جزئیات مقاطع موجشکن های شیبدار

\* هدف: بررسی رفتاری و طراحی مقاطع مختلف موجشکن های شیبدار و نکات مد نظر

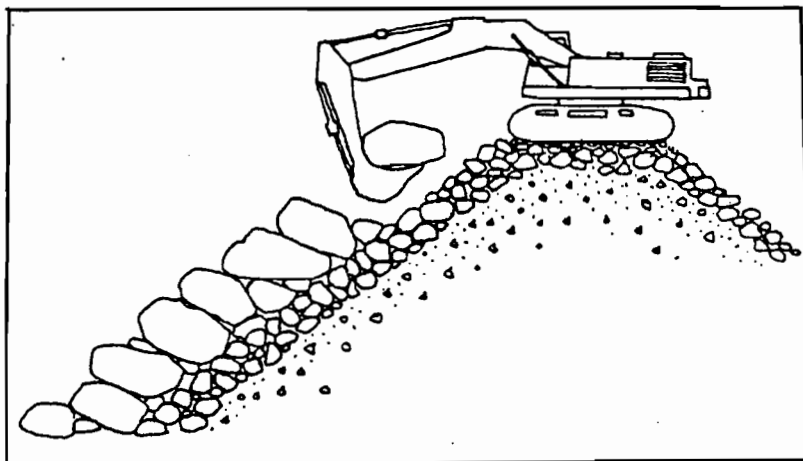
- ۱- مصالح
- ۲- لایه آرمور و حالات تخریب و آسیب پذیری آن
- ۳- هسته
- ۴- فیلتر
- ۵- سنگ چین پای موجشکن
- ۶- پوزه
- ۷- تأثیر عمق و زاویه برخورد امواج



## فصل هشتم - اجرا و ساخت موجشکن های شیبدار

\* هدف: آشنایی با روش های مختلف ساخت موجشکن ها

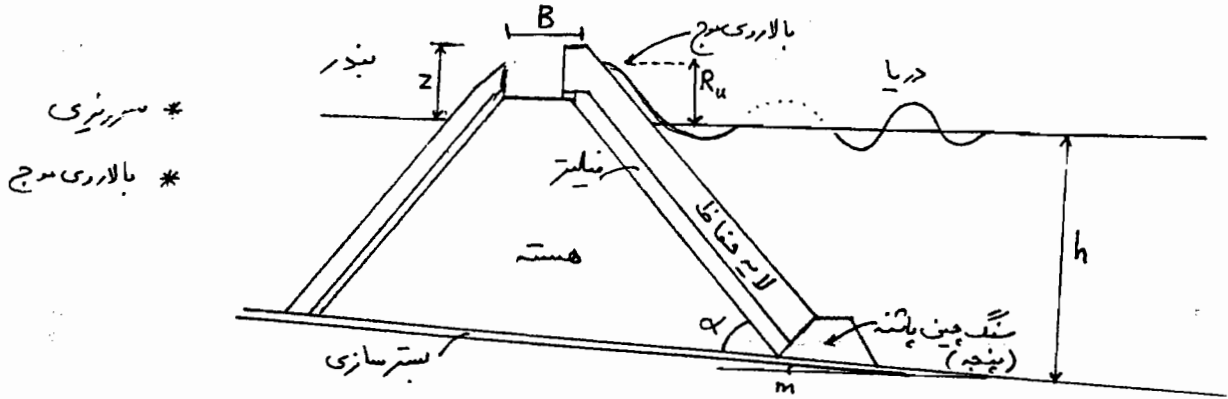
- ۱- سازماندهی کارهای اجرایی
- ۲- ساخت بدنه، هسته و لایه حفاظ
- ۳- طرح ریزی روند ساخت
- ۴- احداث موجشکن های بزرگ
- ۵- آماده سازی و شروع کار
- ۶- مقدمات و عوامل ساخت



## موج شکن های سنگی سیبدار Rubble mound breakwater

تاریخچه به شکل کنونی حدود ۱۵۰ سال اخیر ولی سازه حفاظتی از ساحل به حدود ۴۵۰۰ سال قبل برمی گردد (موج شکن Minoan در شهر گمشده Atlantis).

در اوایل قرن ۱۸ با ریخته ساده سنگ به داخل دریا طوری که در اثر برخورد امواج، آرایش دوباره یافته و بین رخ اولیه به یک پروفیل پایدار تبدیل می شود. به مرور و با امروز تکنولوژی آن پیشرفت کرده است.



\* مقطع کلی یک موج شکن سنگی سیبدار

پایداری مهم ترین پارامتر طراحی این نوع سازه هاست. بنابراین پایداری به نوعی به میزان خسارت ارتباط پیدا می کند. در معیار طراحی اکثر موج شکن ها، آسیب مجاز بندر یا مقدار کمی از آن مجاز است. در موج شکن سنگی، جایجایی قطعات حفاظ (آرمور) معیار آسیب تلقی می شود.

\* معمولاً هر موج شکن سنگی در چند لایه ساخته می شود و قاعده کلی آن است که هر لایه موج شکن باید طوری طراحی شود که مصالح ریزدانه لایه مجاور در اثر سست شدن از میان فضاها یا فرار نکند. لایه خارجی (حفاظ) باید در مقابل حمله امواج طرح مقاومت کند.

\* عوامل مؤثر در طراحی: خطوط تراز بستر - فرورود - امواج - جریان ها - باد - شرایط بی - رسوبات ساحلی - دسترسی به مصالح با کیفیت لازم - شرایط خاص بهره برداری (اسکله - دریانوردی ...). عوامل اقتصادی و سیاسی و هنری ...

\* عوامل تخریب: جایجایی قطعات آرمور در وجه جلویی و پشتی و حفاظ پای سازه - سست شدن قطعات آرمور - جایجایی دیوار تاج - ناپایداری ژئوتکنیکی - فرسایش پنجه - سرریزی یا عبور موج - بالاوری موج (نشست هسته)

\* پارامترهای حاکم در طراحی: پارامتر مربوط به موج - هدایت - سازه

\* روابط اصلی طراحی: فرمول هادسون Hudson - فرمول وک در میر Van der Meer

طراحی نهایی بر اساس مدل فیزیکی، ماکلوم موج و امواج نامنظم (ضخه)

پارامتر موج : ارتفاع و پریود موج - حالت شکست - خاصیت گروهی موج - طیف موج نامنظم و مدت تداوم طولانه طرح ( توزیع گوسی برای تعمیم آمار کوتاه مدت -  $H_{1/10}$  )

پارامترهای سازه‌ها : دانه بندی سنگ لاس آرمر - تخلخل و نفوذ پذیری سازه - سبب سازه - ضخامت لایه آرمر نفوذ پذیری هسته - مشخصات فیلتر و مخیره

پارامتر هدایتی : اندریش موج و سازه ( سهرزی - بالاردی موج - عبور موج ... )

- \* ارتفاع موج در روابط وجود دارد ولی در مورد اثر پریود موج ، نظرات مختلف است ولی بهر حال تأثیر دارد.
- \* حالت شکست موج ( شیرجایی ، لغزشی ، عملتی ... ) تأثیر دارد .
- \* برخی ترکیبات موج در حالت گروهی ، موجب جریان شدیدتر بر روی موحسکی می شود - خواص موج در فریه
- \* سازه نفوذ پذیر دارای پایداری بیشتر است .

\* سبب بهینه برای سنجاب ( Losada 1979 ) : منتهی ( ۴ تا ۶ ) - بلوک مکعبی ( ۳ تا ۴ ) - ستریم ( ۲ - ۲.۵ ) - دلالی ( ۲ - ۱.۷۵ )

فرمول ( رابطه پایداری ) : در طراحی موحسکی سنگی یعنی رابطه ای که بر اساس آنه وزن آرمر مورد نیاز برای شرایط مشخصی مناسب می گردد .

ساختار کلی رابطه پایداری : میدان جریان پیچیده در اثر برخورد موج با سازه سنگی بر وجودی آید - جریان خارجی به دو مولفه حرکت جریان موازی ( شامل نیروی درآگ و اینرسی ) و حرکت جریان عمود بر وجه سازه تجزیه می شود . مولفه های فوق میدان جریان داخلی در میان لایه ها را باعث می شوند . حرکت سیال بر روی سازه و در داخل آن بصورت جریان های غیر مانده گار و غیر یکپارخت با تغییرات دوره ای است . مولفه نیروی تمام شامل نیروی بالابرنده است . اقبالاً تراش سیال از هسته سازه می تواند مولفه نیروی درآگ و اینرسی در جهت عمود بر سبب سازه بوجود آورد .

شرایط نیروهای وارد بر موحسکی تابع زمان و مکان قطعه آرمر است . He dar نشانه داده که منطقه بحرانی سبب برای جابجایی قطعات آرمر در سطح استیابی یا حول آنه است . Sigurdsson اعلام

کرد که حداکثر نیروی ناپایدار کننده در نقطه حداکثر پائین آمدگی موج ( Wave run - down ) می باشد . اگر  $W'$  وزن شناور سنگ ،  $D_{n50}$  قطر اسمی سنگ های آرمر ،  $\rho$  چگالی جرمی باشد داریم :

$$W' = g(\rho_a - \rho)(D_{n50})^3 \quad (1)$$

نیروی موج به موازات سبب  $F_p$  و عمود بر سبب  $F_n$  می باشد . با توجه به شکل بعد حول  $A$

لنگر می گیریم : زاویه سبب  $\alpha$  ، زاویه تراز گیری طبیعی سنگ ها  $\phi$  :

(۲)



$$F_N \sin \phi \frac{D}{2} + F_P \cos \phi \frac{D}{2} =$$

$$W' \sin(\phi - \alpha) \frac{D}{2} \quad (2)$$

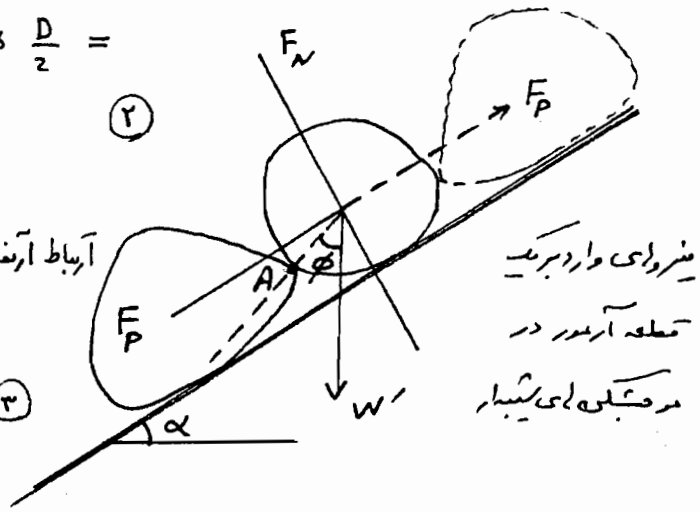
آرابط ارتفاع موج به نیروهای موج براساس

Hudson

$$F = \rho g C D^2 H \quad (3)$$

F نیروی موج و D قطر سنگ

C ضریب



نیروی وارد بر سنگ

قطعه آرمور در

مربطی ای بسیار

C1 ضریب برای مولفه قائم و C2 ضریب مولفه موازی

$$D = K D_{n50} \quad (K \text{ یک ضریب})$$

$$\begin{aligned} \text{معادله 1} \rightarrow \rho g C_1 (D_{n50})^3 H \sin \phi \frac{K^3}{2} + \rho g C_2 (D_{n50})^3 H \cos \phi \frac{K^3}{2} \\ = \rho (\rho_a - \rho) (D_{n50})^4 \sin(\phi - \alpha) \frac{K^4}{2} \quad (4) \end{aligned}$$

$$\text{معادله 4 ساده کردن} \rightarrow H / (\Delta D_{n50}) = K \sin(\phi - \alpha) / (C_1 \sin \phi + C_2 \cos \phi) \quad (5)$$

$$\Delta = (\rho_a - \rho) / \rho$$

تعریف ضریب اصطکاک به صورت  $\mu = \tan \phi$  (Iribarren) معادله 5

$$H / (\Delta D_{n50}) = K (\mu \cos \alpha - \sin \alpha) / (\mu C_1 + C_2) \quad (6)$$

رابطه 6 شکل کلی رابطه Sigurdsson است. پارامتر  $H / (\Delta D_{n50})$  عدد پایداری  $N_s$  نامیده می شود (Hudson). رابطه 6 را با فرضیهاتی می توان بصورت روابط مختلف پایداری باز نویسی کرد.

اگر تنها نیروی موازی سبب درزنگ گرفته شود ( $C_1 = 0$ ) معادله ایری بارن بهت می آید:

$$H / (\Delta D_{n50}) = K_1 (\mu \cos \alpha - \sin \alpha) \quad (7) \leftarrow K_1 = K / C_2$$

هادسون در سال ۱۹۵۹ براساس تحلیل نتایج آزمایشگاهی مدل هیدرولیکی، فرمول تجربی خود

برای محاسبه وزن آرمور ارائه داد. فرض  $\mu = 1$   $\leftarrow$  رابطه 6

$$H / (\Delta D_{n50}) = K (\cos \alpha - \sin \alpha) / (C_1 + C_2) \quad (8)$$

وی تمام ضرایب را در قالب ضریب  $K_D$  مستقر نمود و  $(\cos \alpha - \sin \alpha)$  را با  $(\cot \alpha)^{1/3}$  جایگزین

کرد و رابطه 8 به فرمول مشهور Hudson تبدیل گردید:

$$H / (\Delta D_{n50}) = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (9)$$

(3)

$$W = \frac{(\rho_a g) H^3}{K_D \Delta^3 \alpha}$$

نهایتاً رابطه ⑨ به شکل رایج زیر فرشته می شود: ⑩

$W$  وزن قطعه آرمور -  $H$  ارتفاع موج -  $\Delta$  عمالی نبی

قطعه آرمور  $(1 - \frac{\rho_a}{\rho})$  ،  $K_D$  ضریب آسیب یا پایداری -  $\alpha$  زاویه شیب مورچه

نسبت به انتق -  $\rho_a$  جرم منفوس قطعه آرمور -  $\rho$  جرم منفوس آب دریا

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \alpha}$$

⑪

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w}$$

$\gamma_r$  وزنه مخصوص سنگ یا بتن -  $\gamma_w$  وزنه مخصوص آب دریا

\* (در عمل ۲ تا ۱۰۰ تن استفاده شده)

\* عوامل مؤثر در  $K_D$  : شکل آرمور - تعداد لایه ها - طرز قرار دادن آرمورها (تصادفی یا منظم)

عمق آب - زاویه شیب - زاویه حمله موج - تخلخل لایه ها یا زیرین - خاصیت گرومی موج

رایج ترین ضرایب در SPM (برگ بیوست).

$$t = n K_\Delta \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

\* ضخامت لایه آرمور

$n$  تعداد لایه های آرمور (معمولاً ۲ و گاهی ۳)

$K_\Delta$  ضریب لایه (Layer coefficient) (در برگ بیوست)

\* تعداد قطعات آرمور در مساحت  $A$  متر مربع

$$N_r = A \cdot n K_\Delta (1 - n_v) \left( \frac{\gamma_r}{W} \right)^{2/3}$$

$n_v$  تخلخل حجمی (اندیس تخلخل) (برگ بیوست)

\* محض تاج : تابعی از میزان سرریزی و سایر شرایط سازه ای است. معمولاً در حالت اقبال

سرریزی ، باید در تاج حداقل سه قطعه آرمور قرار گیرد :

$$B = m K_\Delta \left( \frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

$m$  تعداد قطعات روی تاج -  $B$  محض تاج

منحنی های LN H فرانه برای  $B$  به ازای متغیرهای مختلف (۱ برگ بیوست).

[شیب های 3/2 و 2/1 و  $z = 2, 3, 4, 5m$  و عمق در مختلف] 5٪ اقبال سرریزی

\* مقطع معارف پیشنهادی SPM (CERC) موج شکسته نشده و در حال شکست

با لایه بندی های مختلف و وزنه قطعات هر لایه . (۲ برگ بیوست)

\* معمولاً قطعات آرمور (لایه اول) به روی شیب موج شکن تا تراز  $1.5H$  در زیر سطح استیاب

ادامه می یابد. در پروژه های مهم ، این مقدار از بررسی مدل قیسی می شود. آرمورها در قسمت

فوقانی تا تراز تاج خواهد بود. اگر سرریزی متوسط یا شدید باشد ، آرمور در روی تاج و تا پای شیب طرف

بندر تا تراز کمی پایین تر از سطح استیاب ادامه یابد.

④

\* ارتفاع نبشی بیرونی موج شکله در حالت عدم سرریزی تقریباً ۵٪ برابر ارتفاع موج برافروزی است، البته در آبهای عمیق (خارج از منطقه شکست) - برای محقق کم، پدیده آنک در شکست رخ می دهد و پدیده پیچیده است و برای آن تجربه و مدل تعیین می شود.

$$Z = R_u \rightarrow \frac{R_u}{H} = 0.67 \left( \frac{t\alpha}{\sqrt{H/L}} \right)^{0.51}$$

(برای محقق زیاد در موج منظم)

L طول موج در پای سازه و H ارتفاع موج طرح.  $R_u$  ارتفاع بالاردی

مقدار بالاردی بر حسب پارامتر Iribarren - Battjes (منحنی پیوست):

$$I_r = t\alpha / \sqrt{H/L}$$

از منحنی:  $R_u$  در حالت تراز بود حلی کمتر از سنگ طبیعی (30٪)

\* در حالت موج تصادفی (تحقیقات کم) SPM: قانون احتمالاتی رایج

$$\frac{R_u(P)}{R_{us}} = \sqrt{-\log P / 2}$$

$R_{us}$  ارتفاع بالارفتگی موج روس سبب در حالت  $H_{1/3}$

و موج منظم و  $R_u(P)$  ارتفاع بالارفتگی با انتقال وقوع P

انگر بجای  $R_{us}$  از معادلسی کم می گیریم:

$$\frac{Z}{H_{1/3}} = 0.67 \left( \frac{t\alpha}{\sqrt{H_{1/3}/L}} \right)^{0.51} \sqrt{-\log P / 2}$$

(رابطه عبرت منحنی در پیوست):

\* لایه آرمور دوم (ثانویه) Secondary armour layer

مفاهیم کردن یک اساس پایدار برای لایه آرمور اول و امکان پذیر کردن عمل استهلاک سریع فشار کمی ناشی

از موج و ضربات آن

$$\text{وزن قطعه آرمور لایه اول} \approx \frac{1}{10} \sim \frac{1}{15} = \text{معمولاً وزن قطعه آرمور لایه دوم}$$

\* لایه فیلتر Filter layer (۵ تا ۵ تن)

وظیفه آن جلوگیری از نشست بیش از حد لایه های آرمور و جلوگیری از نفوذ دانه های ریز سبتر دریا به

داخل موشکوه (که باعث کاهش فضای خالی آن می شود) است. در ضمن لایه فوق باید از شکل گیری

شرایط روانگویی ماسه جلوگیری کند. لایه معمولی فیلتر معمولاً از تعدادی لایه بادانه های به کدیج درشت تر

ساخته می شود.

\* هسته Core یک اساس (پی) ایزان قیمت برای لایه آرمور.

معمولاً وزن قطعات هسته حدود  $\frac{1}{11}$  وزن قطعه آرمور لایه اول

(صورتاً ۲۰۰ کیلو)

\* سنگ چینه پاشنه (پنجه) Toe berm

ایجاد پایدار لبه تختان لایه آرمور اول و جلوگیری از فرسایش پس موج شکن در اثر امواج در حال شکست. فشار لبی نوسانی و آسفنگی زیاد همراه با امواج در حال شکست می تواند باعث فرسایش سبتر در جلوسیب اصلی سازه و فرابین بعد از آن شود. در آن قطعات پنجه باید طوری باشد که پس حرکت بمانند:

$$W = \frac{0.1}{K_D} \times \frac{\gamma_r H^3}{(S_r - 1)^3} \times \frac{H}{h}$$

h ارتفاع دوزنقه پنجه از کف

برای سنجشات کرسه SOGREAH فرانه ، ضلع بالای دوزنقه (سنگ چینه) باید حداقل ۱۲ تا ۱۳ برابر ارتفاع موج طرح ، زیر تراز حداقل سطح آب دریا باشد .

اغلب بهتر است ، پنجه بصورت افقی ادامه پیدا کند (در جلوس سازه) تا از تخلیوی بلوک ارضفاظ جلوگیری و از ریزش و تخریب موحشکن ممانعت کند ( حداقل طول ادامه داده شده برابر دو تا ۳ بلوک) . کوبیدر که به دلیل این پنجه ، موج از حالت نشکسته به در حال شکست تبدیل نشود (برس دقت) .

\* زیر سازی پی

بسیه زمیسه طبیعی و کف موحشکنه معمولا از مصالح با کیفیت پایشه ولی کافی ، زیر سازی می شود . حداقل  $\frac{3}{4}$  طول موج برسیه آبه ، زیر سازی می شود .

\* پروژه (سر) موحشکن

هنگام شکست موج برس پروژه ، سرعت لبی ذره ای آب و نیرو لبی هیبه در رسا سب افزایش مشیه می یابند . باید تمهیدات لازم فراهم شود ( افزایش وزه آرمور و کاهش سب ) . همگراسی و فشردگی انرژی امواج در پروژه ، محتمل است . حفاظت پروژه حیلی مهم است چون آسیب وارد شود ، سریع ریس می رود . برای افزایش پایداری ، معمولا ۵۰ متر از طرف داخل ( طرف بندر ) از سر پروژه مانند طرف بیرون ( دریا ) حفاظت می شود . به دلیل اهمیت پروژه ، درصد ضسارت مررد استناده برابر صنر فرضی شود و  $K_D$  ویژه ای در نظر گرفته می شود . ( برگ پیوست )

\* لایه های وجه داخلی ( طرف بندر ) موحشکنه سبیه ار

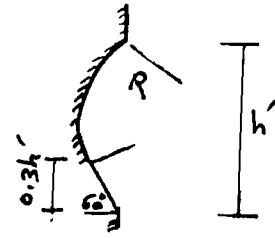
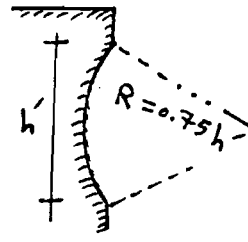
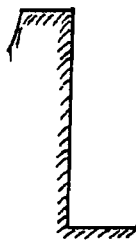
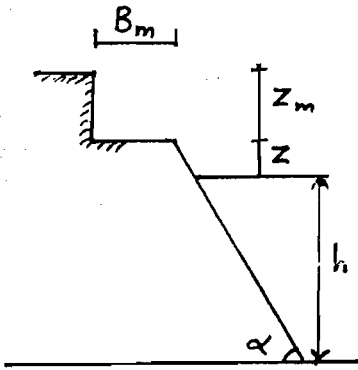
باید در برابر سرریزی احتمالی و تلاطم و جنبشی داخل موضعه تقارم باشند . اگر سرریزی باشد تهرات از آرمور طرف دریا استناده کرد در غیر ایصورت برای ارتفاع داخل موضعه طراحی می شود .

\* طراحی دیوار حفاظتی

بجای افزایش ارتفاع کل مورسبکی، اقتصادی است که بخشی از ارتفاع توسط دیوارری تاج جت جلوگیری از سرریزی تأمین شود. نتایج تحقیقات کمی وجود دارد که منجر به کاربرد شده باشد.

D. vera - cruz در انتقال بحارای انجام داده است.

محدوده اعتبار نتایج  $0.2 < H/h < 0.5$  است.



دیوار تمام M.V.

دیوار انحناء دار M-C

دیوار انحناء دار اصلاح شده M-C<sub>b</sub>

از منحنی پیوسته می توان  $Z_m$  را محاسب کرد (با تعیین  $B_m$  و  $Z$  و ...)

$H_p$  ارتفاع موج جلوی سازه

$H_o = H_d$  ارتفاع موج در آب عمیق

\* خواص مصالح مصرفی (سنگ و سیم) باید از نظر فیزیکی و شیمیایی مطابق باشد.

\* معدوم سنگ از نظر فاصله برای حمل و نقل اقتصادی باشد.

ضرایب  $K_D$  برای طراحی آرمور پوزره SPM (CERC)

شیب مخفی $\alpha$	ضرایب $K_D$ فشارت منفرجه	تعداد لایه	نوع بلوک
۳ تا ۱,۵	۱,۹	۲	قطعات سنگی صاف و گرد گوشه
۳ تا ۱,۵	۲,۳	۳	
۳ تا ۱,۵	۲,۳	۱	قطعات سنگی خشن و زبر و گوشه دار
۳ تا ۱,۵	۴,۲	۳	
۱,۵	۶,۶	۲	کترا پود
۳	۴,۱	۲	گوا درسی پود
۱,۵	۹,۰	۲	تری بار
۳	۷,۷		
۳	۱۵	۲	دولوس
۳ تا ۱,۵	۷	۲	هگزا پود
۳ تا ۱,۵	۷,۵	۲	مکعب شیار دار

انواع دیگر مورسبکن

- ۱- موج شکن شکل نیپر
- ۲- موج شکن تمام، مسدوده، مرکب
- ۳- مورسبکن سنار
- ۴- مورسبکن شمعی
- ۵- مورسبکن پیو ما تکی و هیدرولیکی
- ۶- .....



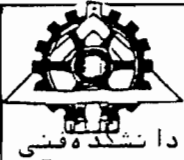
ضمیمه درس کارهای دریایی و مبنای هیدرولیک دریایی  
درس از دکتر خسرو برکی



جدول ( ۱ ) - مقدار ضریب  $K_D$  برای تعیین وزن آرمورهای لایه حفاظتی<sup>(۱)</sup>

شیب $\cot \theta$	در قسمت رأس $K_D$		در قسمت تنه $K_D^{(۳)}$		نحوه قرارگیری	$n_2$ (۲)	قطعات لایه حفاظتی	
	موج تشنه $\frac{1}{9}$	موج در حالت تشنه $\frac{1}{1}$	موج تشنه $\frac{2}{4}$	موج در حالت تشنه $\frac{1}{2}$			سنگ معدن	شکل دارگردگوشه
۳۶۱/۵	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{2}{4}$	$\frac{1}{2}$	نامنظم (تصادفی)	۲	سنگ معدن	شکل دارگردگوشه
(۵)	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{2}$	$\frac{1}{6}$	نامنظم	>۳		شکل دارگردگوشه
(۵)	$\frac{2}{3}$	(۴)	$\frac{2}{9}$	(۴)	نامنظم (۴)	۱		بی شکل زاویه دار
۱/۵	$\frac{3}{2}$	$\frac{1}{9}$						
۲	$\frac{2}{8}$	$\frac{1}{6}$	۴	۲	نامنظم	۲	سنگ معدن	بی شکل زاویه دار
۳	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$						
(۵)	$\frac{4}{2}$	$\frac{2}{1}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{2}{2}$	نامنظم	>۳	سنگ معدن	بی شکل زاویه دار
(۵)	$\frac{6}{4}$	$\frac{5}{3}$	۷	$\frac{5}{8}$	خاص (۶)	۲		بی شکل زاویه دار
-	-	-	$\frac{8}{5}-24$	۷-۲۰	خاص (۱)	۲		مکعب مستطیل (۷)
۱/۵	۶	۵						
۲	$\frac{5}{5}$	$\frac{4}{5}$	۸	۷	نامنظم	۲		تراپوید و کوادریپوید
۳	۴	$\frac{3}{5}$						
۱/۵	۹	$\frac{8}{3}$						
۲	$\frac{8}{5}$	$\frac{7}{8}$	۱۰	۹	نامنظم	۲		تری بار
۳	$\frac{6}{5}$	۶						
(۹)۲	$\frac{16}{1}$	$\frac{8}{1}$						
۳	$\frac{14}{1}$	$\frac{7}{1}$	$\frac{31}{8}$ (۸)	$\frac{15}{8}$ (۸)	نامنظم	۲		دالاس
(۵)	۵	-	$\frac{7}{5}$	$\frac{6}{5}$	نامنظم	۲		مکعب اصلاح شده
(۵)	۷	۵	$\frac{9}{5}$	$\frac{8}{5}$	نامنظم	۲		هگزاپوید
(۵)	-	-	۲۲	۱۱	نامنظم	۲		Toskane
(۵)	$\frac{9}{5}$	$\frac{7}{5}$	۱۵	۱۲	یکنواخت	۲		تری بار
-	-	-	$\frac{2}{5}$	$\frac{2}{2}$	نامنظم	-		سنگ معدن (زاویه دار دانه بندی شده)

- (۱) - توجه شود آن مقادیر  $K_D$  که در زیر آنها خط کشیده شده است با انجام آزمایشات مدل فیزیکی تأیید نشده اند و تنها برای طراحی اولیه قابل کاربرد هستند.
- (۲) -  $n_2$  تعداد واحدهای تشکیل دهنده ضخامت لایه حفاظتی است.
- (۳) - برای شیبهای ۱:۵ تا ۱:۵ قابل کاربرد است.
- (۴) - کاربرد یک لایه سنگ معدنی برای سازه تحت اثر موج شکست توصیه نمی شود و کاربرد آن تنها تحت شرایط خاص برای موج ناشکنا امکان پذیر است. مواردی که از یک لایه استفاده می شود باید قرارگیری سنگها در آن با دقت انجام شود.
- (۵) - تا به دست آمدن اطلاعات بیشتری در مورد تغییر  $K_D$  با شیب، استفاده از  $K_D$  به شیبهای بین ۱:۵ تا ۱:۲ محدود می شود. برخی از آزمایشات انجام شده بر روی رأس نشان دهنده وابستگی  $K_D$  به شیب است.
- (۶) - در اجرا، محور طولی سنگ در جهت عمود بر وجه سازه قرار می گیرد.
- (۷) - سنگهای به شکل مکعب مستطیل: سنگهای بلند به شکل دال با بُعد طولی حدود ۲ برابر بُعد عرضی (Markle و Davidson، ۱۹۷۹ م)
- (۸) - مراجعه به معیار عدم آسیب شود (کمتر از ۵ درصد جابجایی، نوسان آرمورها و غیره)؛ اگر مطلوب باشد که آرمورها نوسان نکنند (آسیب کمتر از ۲ درصد)،  $K_D$  را ۵۰ درصد کاهش دهید (Van Niekerk و Zwamborn، ۱۹۸۲ م).
- (۹) - پایداری دالاس بر روی شیبهای تندتر از ۱:۲ باید با مدل فیزیکی خاص در محل احداث آزمایش شود.



ضمیمه درس کارهای دریایی و مبانی هیدرولیک دریایی  
درس از دکتر خسرو برکی



جدول (۲) - مقادیر  $K_{\Delta}$  و  $n_v$  ارائه شده در SPM.

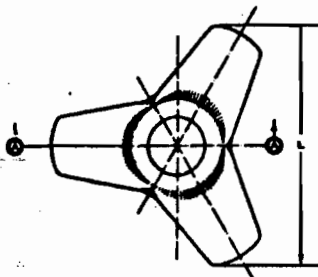
نوع آرمور	$n$	نحوه قرارگیری	$K_{\Delta}$	$n_v$ (%)
سنگ هموار، $n=2$	2	نامنظم	1/0.2	28
سنگ ناهموار، $n=2$	2	نامنظم	1	27
سنگ ناهموار، $n > 2$	$> 2$	نامنظم	1	20
سنگ دانه بندی شده	-	نامنظم	-	27
مکعب (اصلاح شده)	2	نامنظم	1/10	27
تتراپود	2	نامنظم	1/0.4	50
کوادریپود	2	نامنظم	0/95	49
دالاس	2	نامنظم	0/92	56
تری بار	2	نامنظم	1/0.2	54
تری بار	1	یکنواخت	1/12	27

جدول (۳) - مقادیر  $K_{\Delta}$  و  $n_v$  ارائه شده در کتاب راهنمای CUR / CIRIA

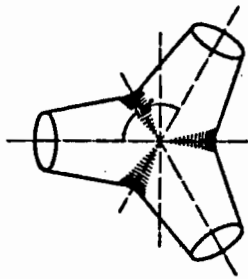
شکل سنگ	نحوه قرارگیری	$K_{\Delta}$	$n_v$ (%)
نامنظم	تصادفی (۱)	0/75	40
نامنظم	خاص (۲)	1/0.5 - 1/20	29
نیم گرد	تصادفی	0/75	27
نیم گرد	خاص	1/10 - 1/25	26
متقارن	تصادفی	0/80	28
متقارن	خاص	1/00 - 1/15	27
بسیار گرد گوشه	تصادفی	0/80	26
بسیار گرد گوشه	خاص	1/05 - 1/20	25

مقادیر ضریب  $K_D$  برای درصد ضرایب مختلف

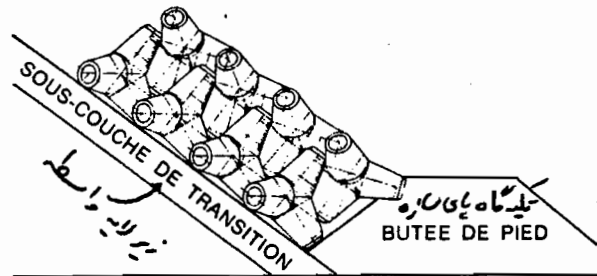
نوع بلوک	0-5	5-10	10-15	15-20	20-30	30-40	40-50
سنگ معد گرد گوشه نامنظم	4.0	4.9	6.6	8.0	10.0	12.2	15.0
سنگ معد گرد گوشه منظم	2.4	3.0	3.6	4.1	5.1	6.7	8.7
تتراپود - کوادریپود	8.3	10.8	13.4	15.9	19.2	23.4	27.8
تری بار	10.4	14.2	19.4	26.2	35.2	41.8	48.9



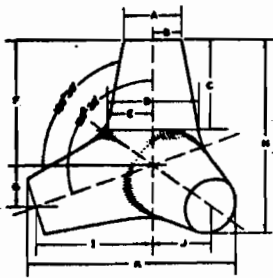
PLAN  
پلان



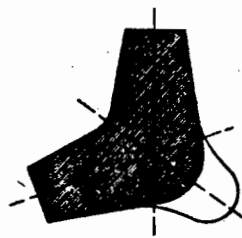
BOTTOM  
پائین



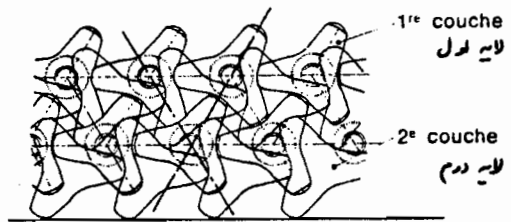
VUE EN COUPE  
نمای مقطع



ELEVATION  
نمای ابرود



SECTION-AA  
مقطع



BUTEE DE PIED  
تکیه‌گاه پای سازه  
VUE DE FACE

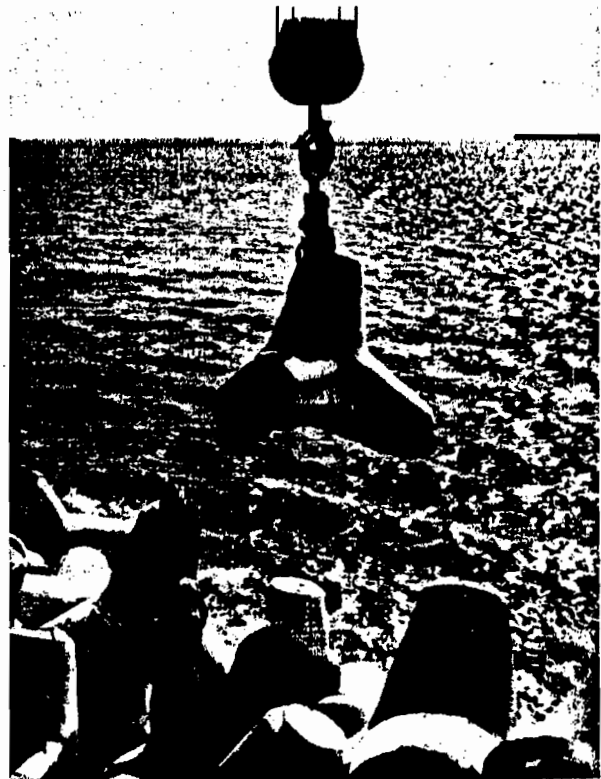
Dimensions à respecter :

ابعاد مناسب

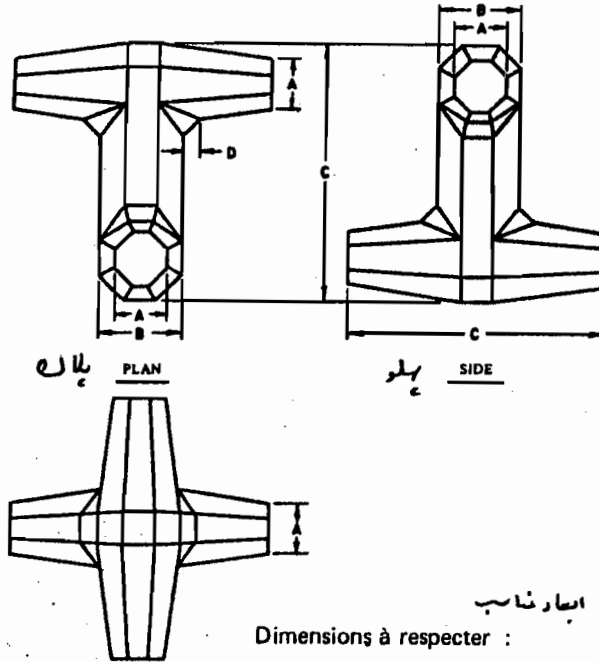
- |             |             |
|-------------|-------------|
| A = 0,302 H | G = 0,215 H |
| B = 0,151 H | I = 0,606 H |
| C = 0,477 H | J = 0,303 H |
| D = 0,470 H | K = 1,091 H |
| E = 0,235 H | L = 1,201 H |
| F = 0,644 H |             |

$$V = 0.280 H^3$$

تترا بود







نمای آرنجی ELEVATION

ابعاد مناسب  
 Dimensions à respecter :

$A = 0,2 C$

$B = 0,32 C$

$D = 0,057 C$

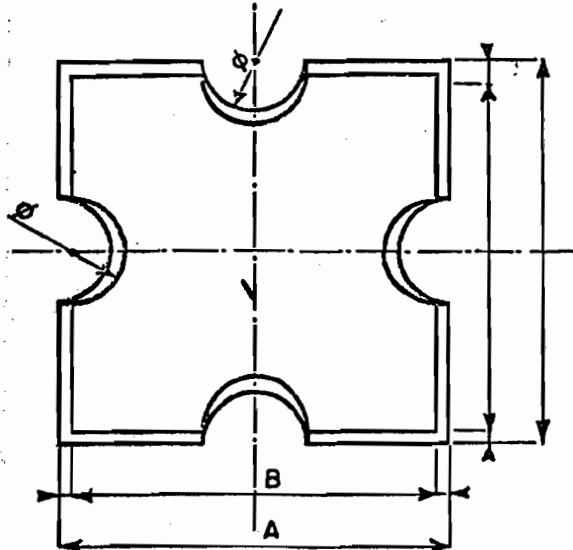
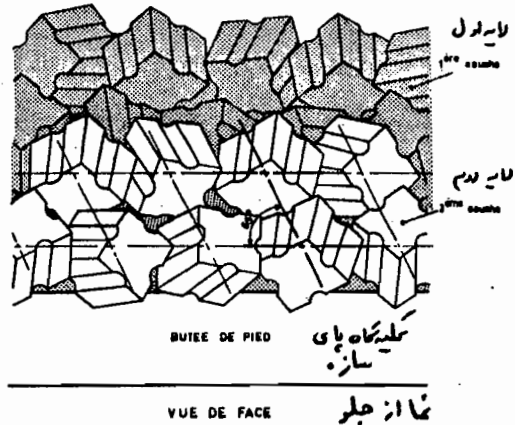
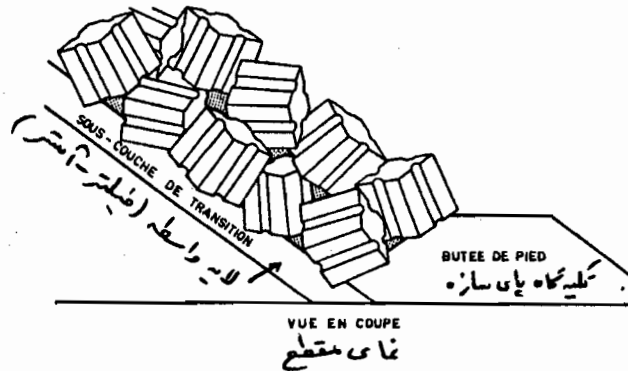
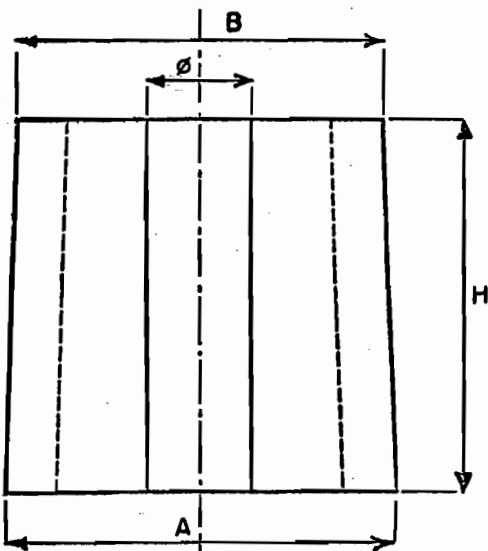
جم تعلقه  $\text{Volume d'un bloc} : 0,16 C^3$

ضخامت آردر  $\text{Épaisseur de la carapace} : 1,02 C.$

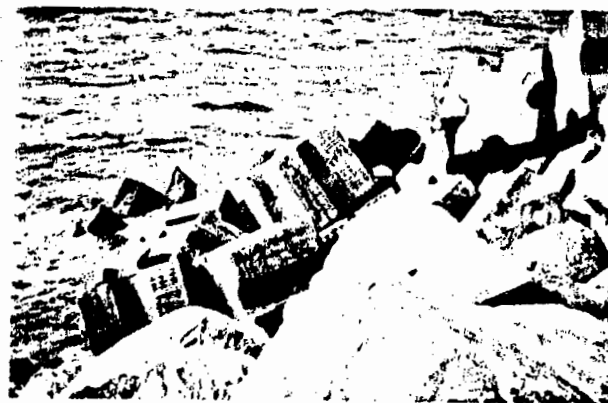


— Dolosses.

مشخصات دولوس



ابعاد مناسب Dimensions à respecter :  
 $A - B = 0,0667 H$   
 $\varnothing = 0,276 H$   
 Volume d'un bloc :  $0,885 H^3$

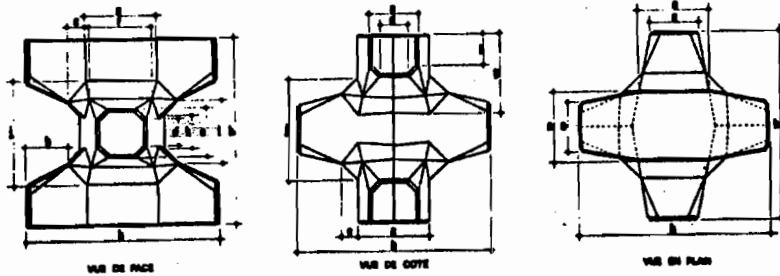


مستحقات قطعات ملجی سیردار نوع Antifer

کتابخانه ملی افغانستان - کتابخانه ملی افغانستان \*  
 کتابخانه ملی افغانستان - کتابخانه ملی افغانستان

1 AKNION 	2 ASTEROD 	3 CASSYO BLOCK 	4 GAMMA EL 	5 CJINGER 	6 KOHKEN 	7 SAYAGATA BLOCK 	8 HOLLOWTRIRI A-BLOCK 
9 HOLLOWTRIRI B-BLOCK 	10 SANKI BLOCK 	11 TRI POLE 	12 SANPOSUI 	13 SANREN BLOCK 	14 DUGONG 	15 SHAKE BLOCK 	16 DOUBLE V-BLOCK 
17 HOLLOW TETRAEON BLOCK 	18 TETRAPOD 	19 TRIBAR 	20 DOLOS 	21 BEEHIVE 	22 PENTA-CON 	23 HOLLOW-SQUAR 	24 MAT-BLOCK 
25 METACROSS 	26 SI HO SUI 	27 YONREN BLOCK 	28 HEXALEG-BLOCK 	29 GASSYO-BLOCK 	30 S.P 	31 TURTLE 	32 DAIKEN 
33 DEPO 	34 ANG-LOCK 	35 IGLOO 	36 KAMENOKOU BLOCK 	37 CAISSON 	38 CROSS HOLLOW BLOCK 	39 TINE BLOCK 	40 DIAER 
41 TRIUN 	42 H.W 	43 PERFORCELL 	44 PILOCK 	45 WAROCK 			





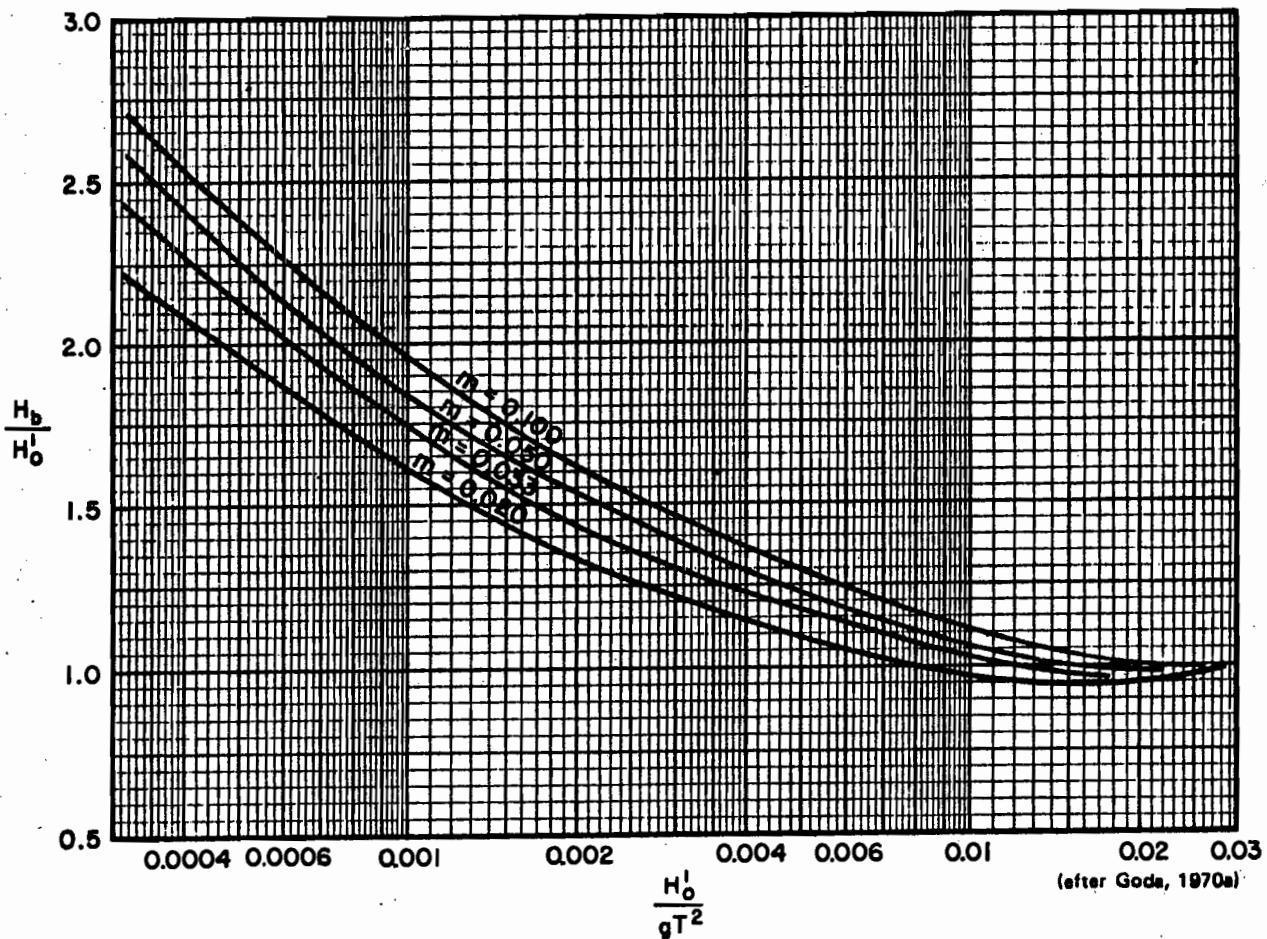
Dimensions caractéristiques de l'ACCROPODE (R) :

$$(h = 1,44 \sqrt[3]{V} \text{ ou } V = 0,33 h^3)$$

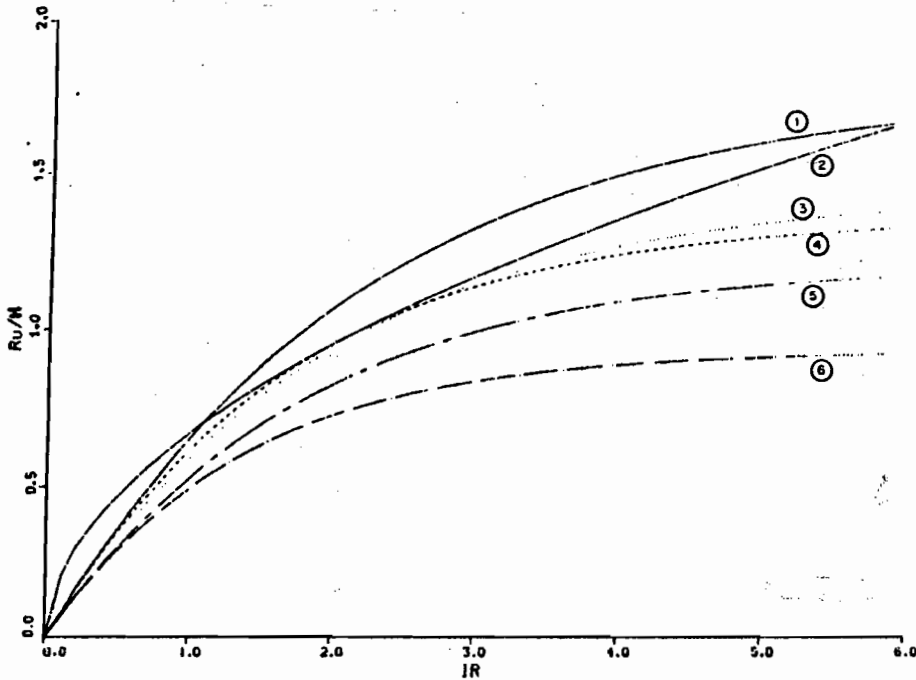
Dimensions rapportées à la hauteur :

$h = 1,000$	$f = 0,337$	$c = 0,093$	$j = 0,555$
$a = 0,370$	$g = 0,426$	$d = 0,148$	$k = 0,172$
$b = 0,222$	$i = 0,167$	$e = 0,259$	$l = 0,311$

— Bloc ACCROPODE (R).

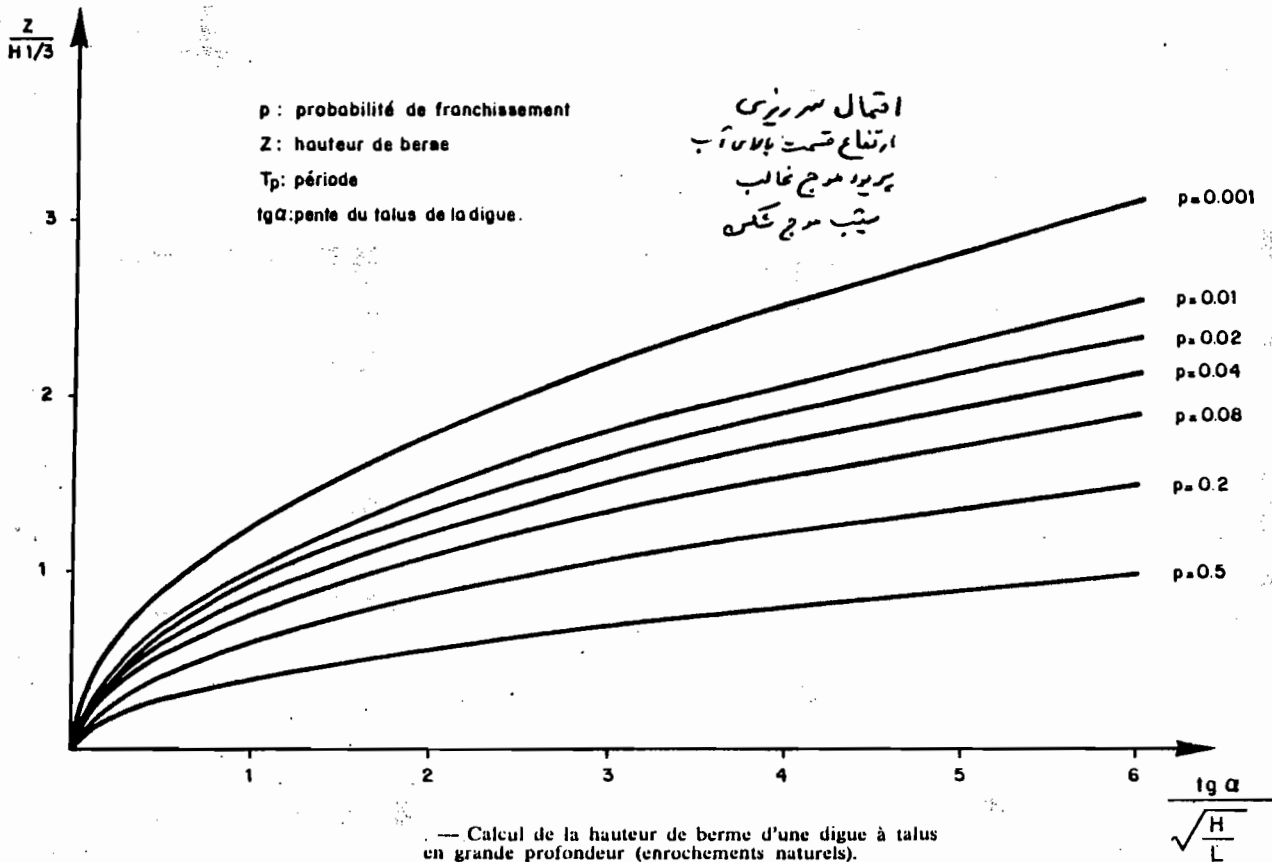


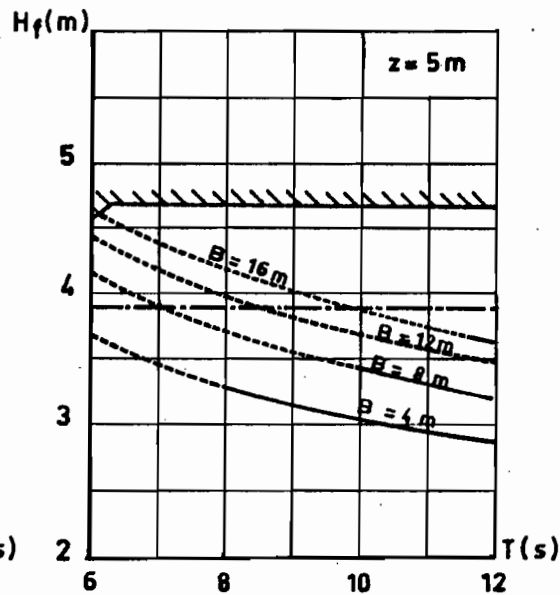
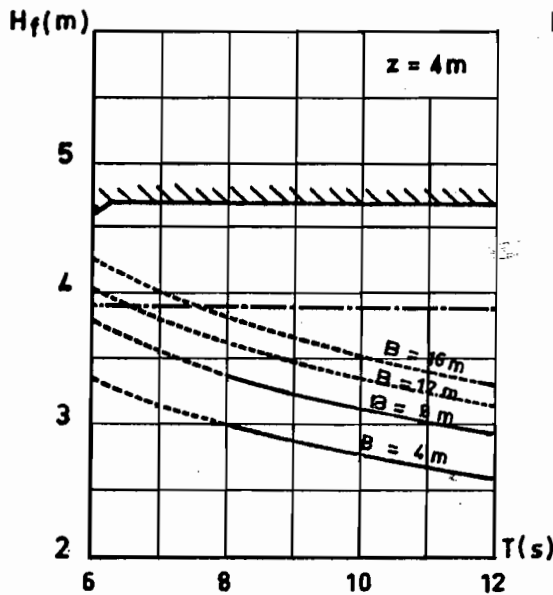
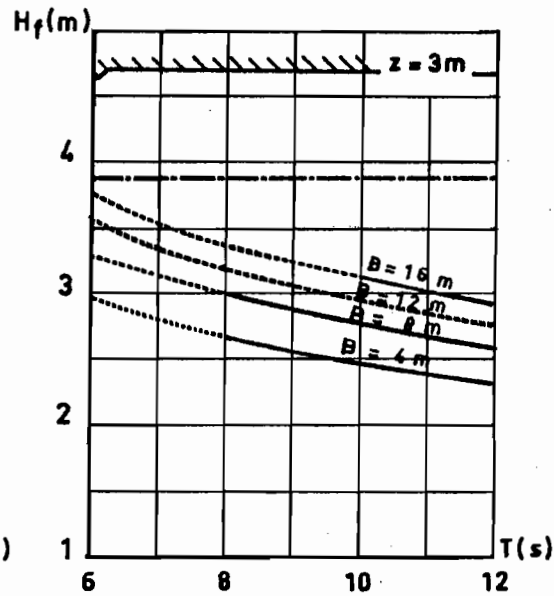
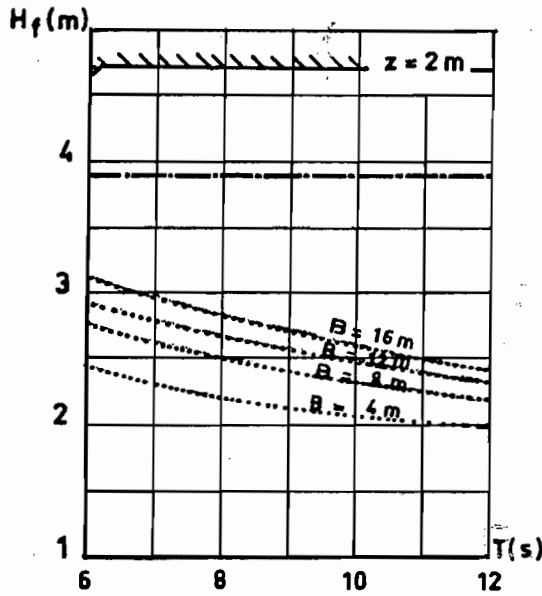
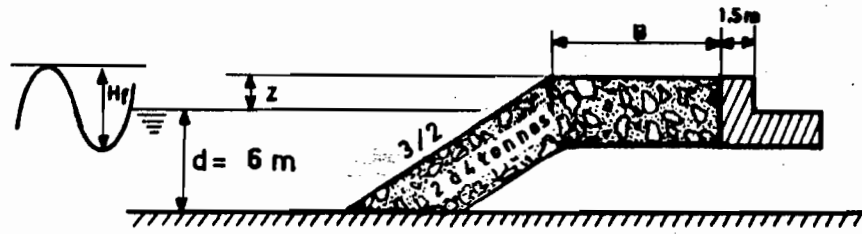
$H_b$  برآورد ارتفاع موج در حال شکست



- سنگ طبیعی
- ① Ahrens : Enrochements naturels  
cotg  $\alpha = 2,5$   
et cotg  $\alpha = 3,5$
  - سنگ طبیعی
  - ② L.N.H. : Enrochements naturels  
cotg  $\alpha = 2$
  - سنگ طبیعی
  - ③ Gunback : Enrochements naturels  
cotg  $\alpha = 2,5$
  - سنگ طبیعی
  - ④ Dai et Kamel : Enrochements naturels
  - دروس
  - ⑤ HRS (Wallingford) : Dolos
  - تتراپود
  - ⑥ Jackson : Tétrapodes

— Hauteur d'ascension en houle régulière en fonction de la hauteur de houle incidente et du paramètre d'Iribarren-Battjes.



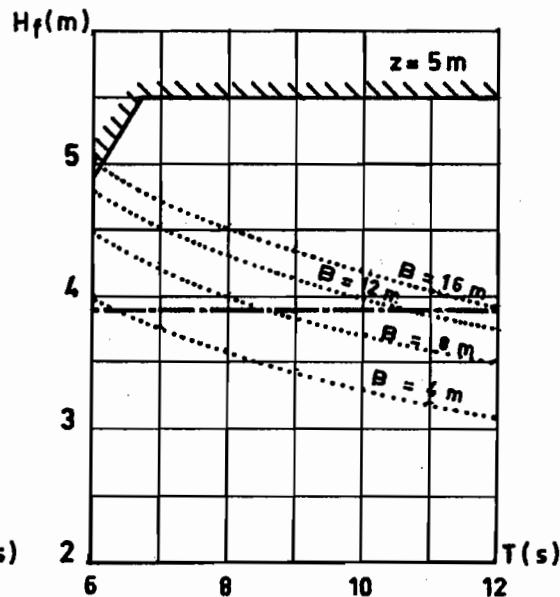
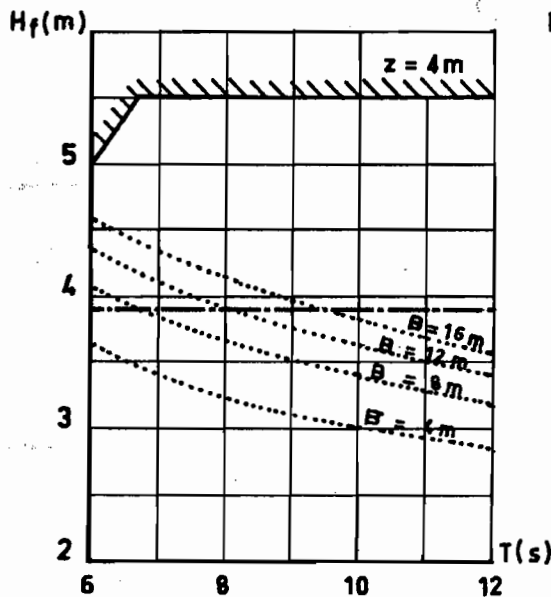
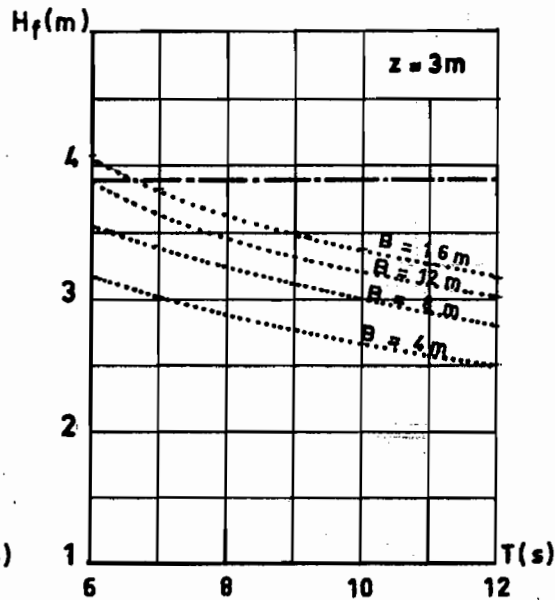
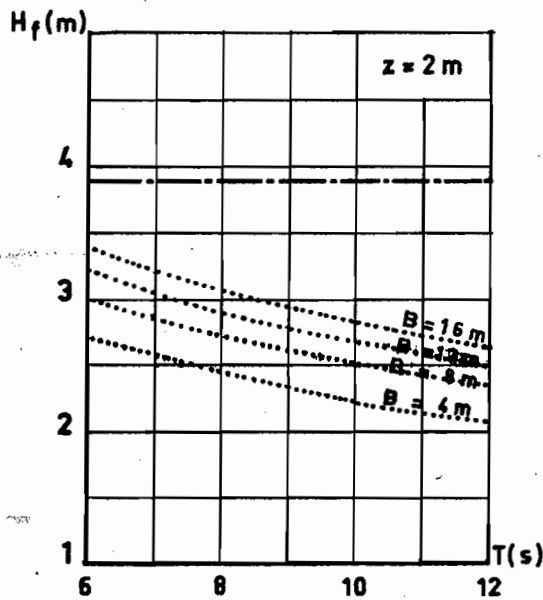
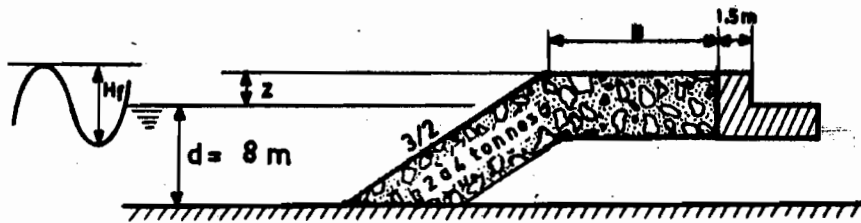






- Limite de déferlement
- Limite de stabilité (D=15%)
- Loi expérimentale
- Loi extrapolée

حد سکت موج  
 حد پایداری  
 روابط تجربی  
 روابط استخراج شده تجربی

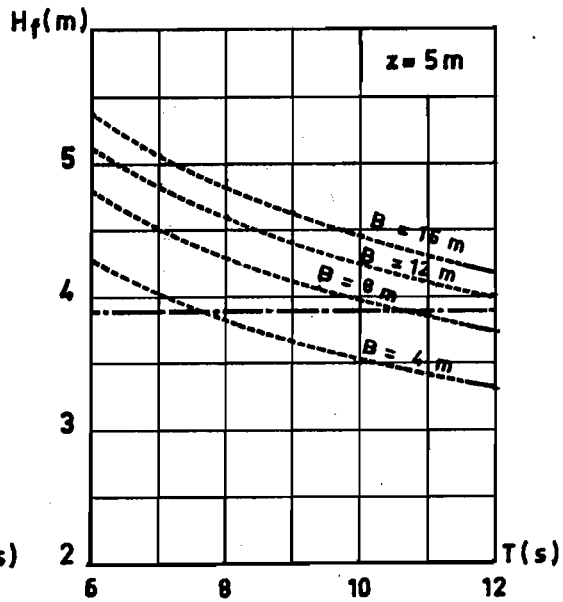
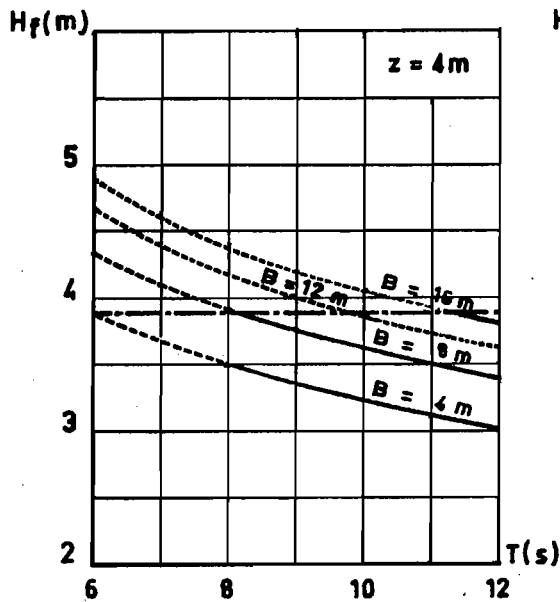
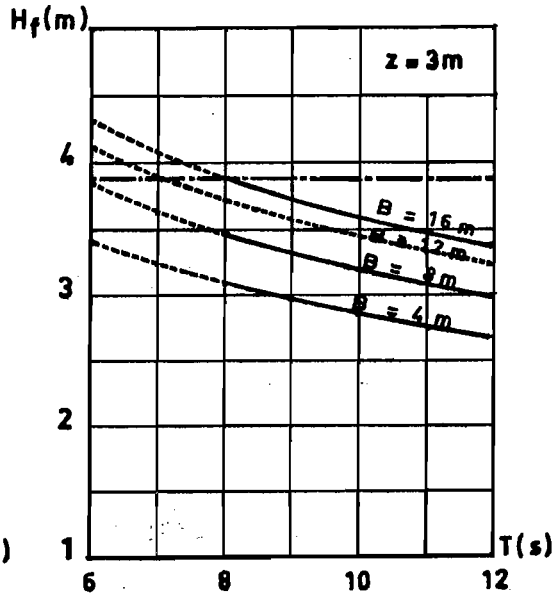
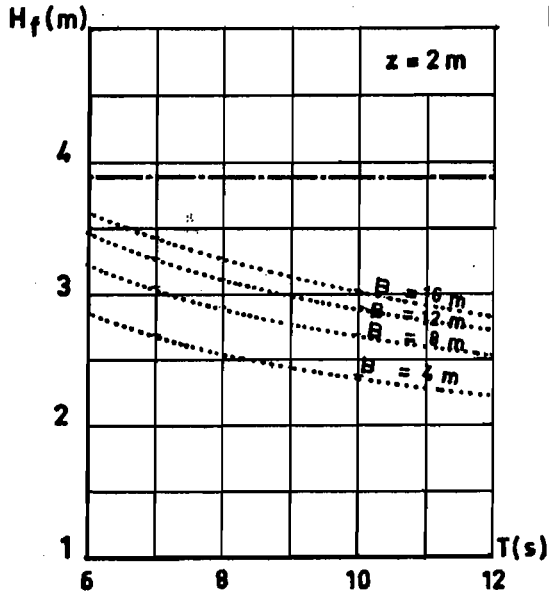
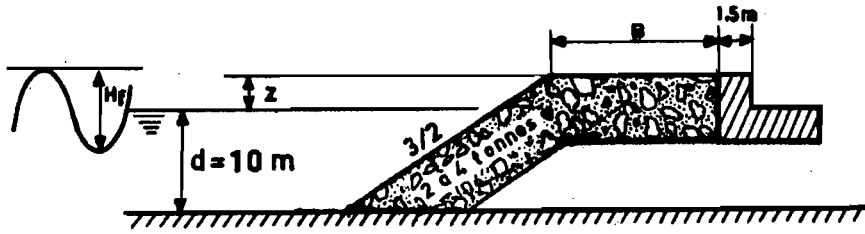
روابط شماتیک بین ارتفاع موج سرزبری - عمق آب جلوی سازه  
 عرض تاج مورسنگس - ارتفاع سمت بالای آب رسیب مورسنگس

(1) تا (8) مشابه



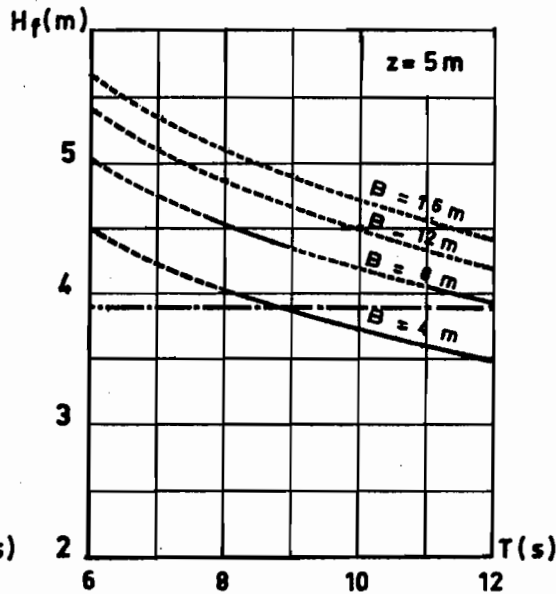
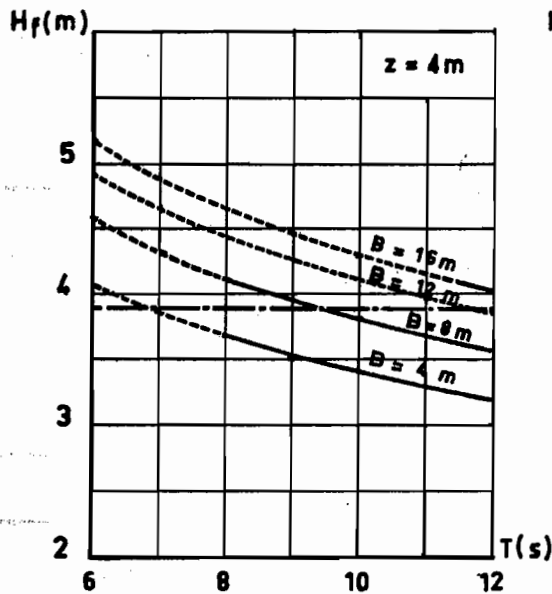
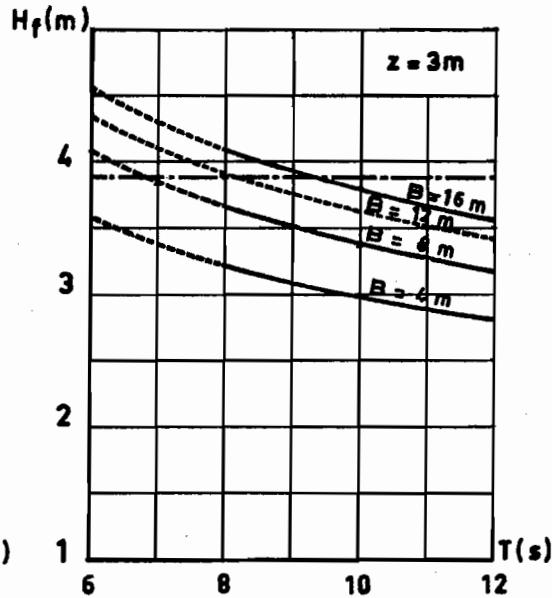
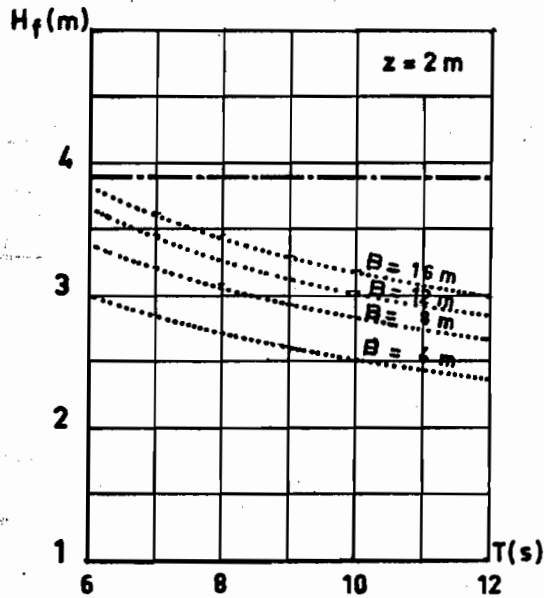
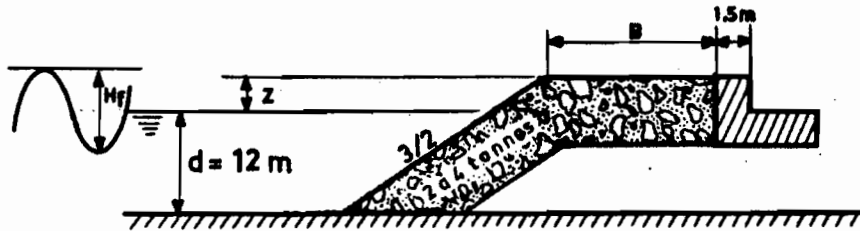
-  Limite de déferlement
-  Limite de stabilité ( $D=15\%$ )
-  Loi expérimentale
-  Loi extrapolée



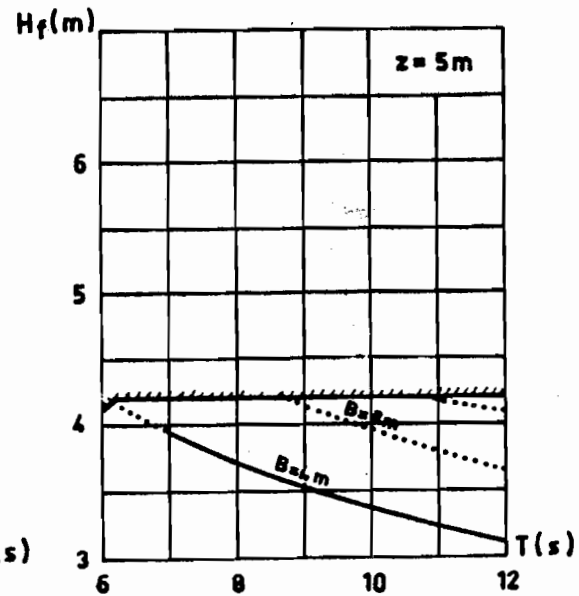
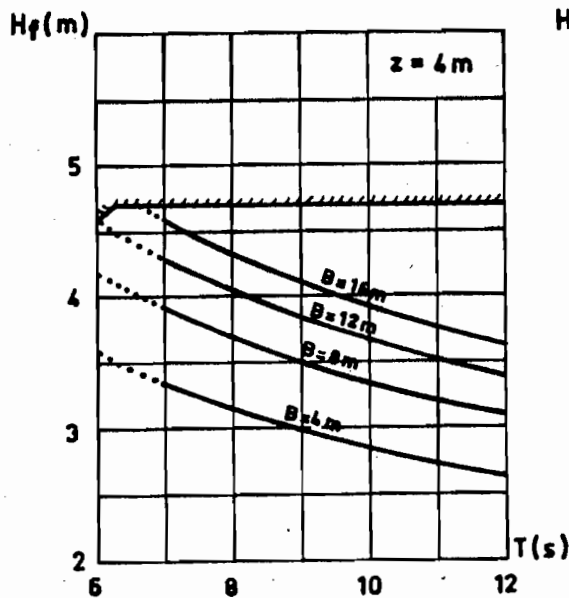
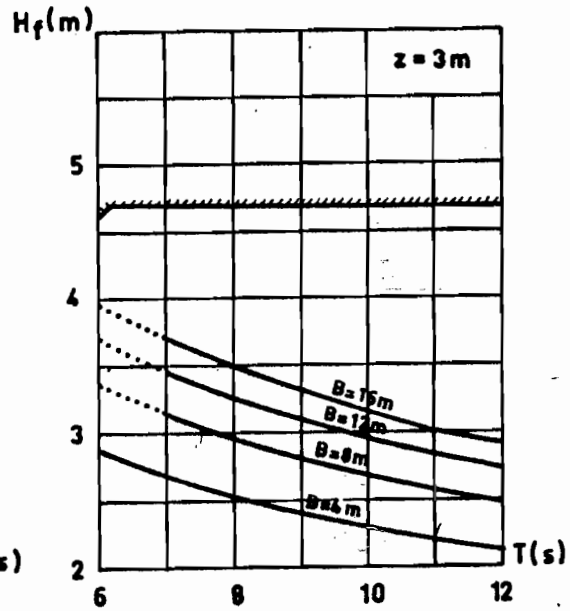
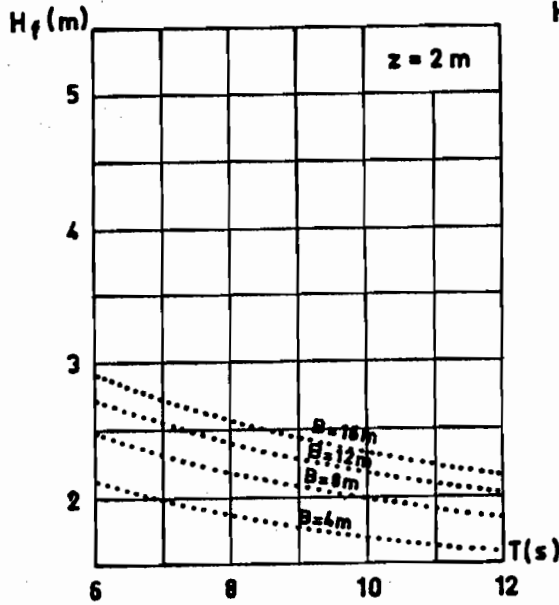
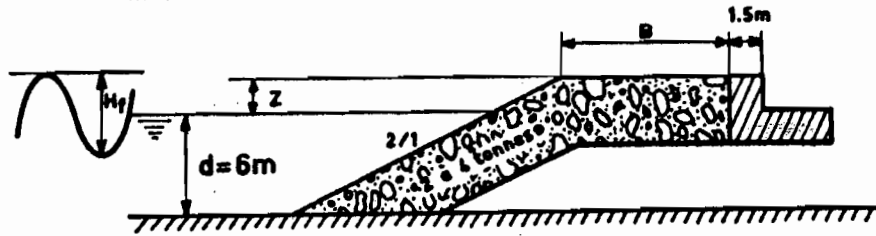





- Limite de déferlement
- Limite de stabilité (D=15%)
- Loi expérimentale
- Loi extrapolée

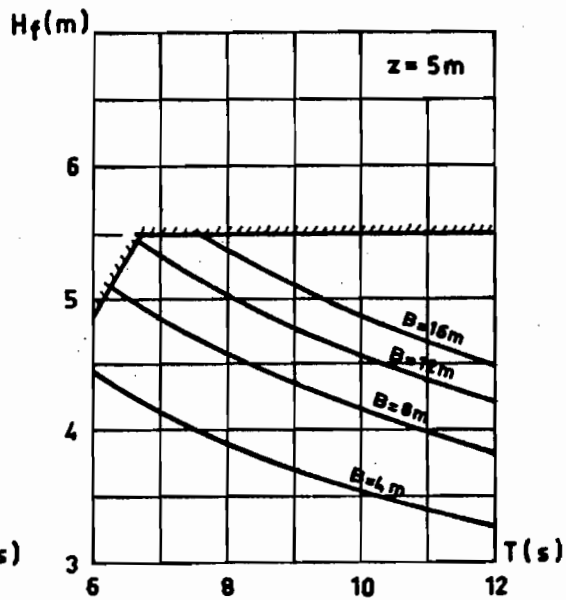
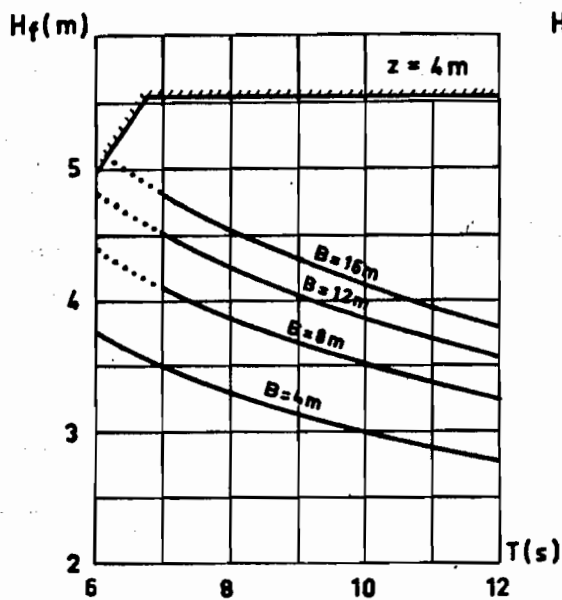
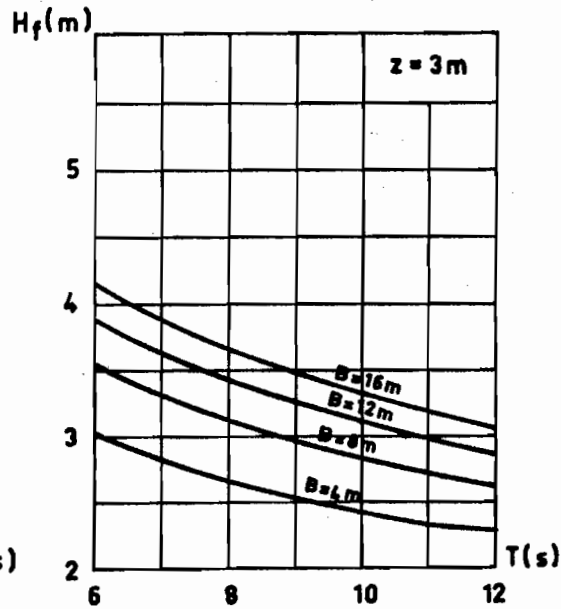
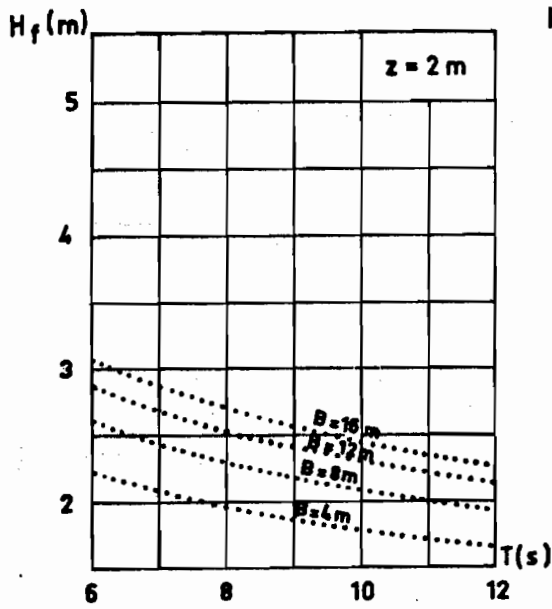
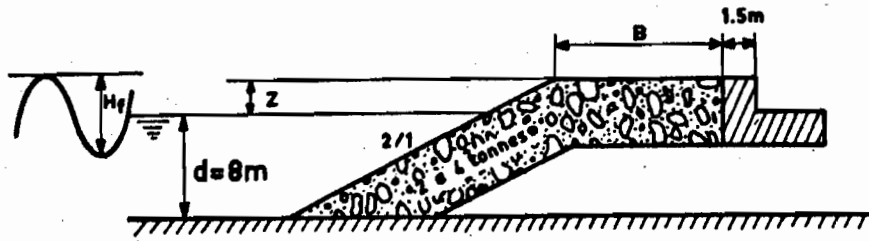




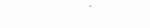


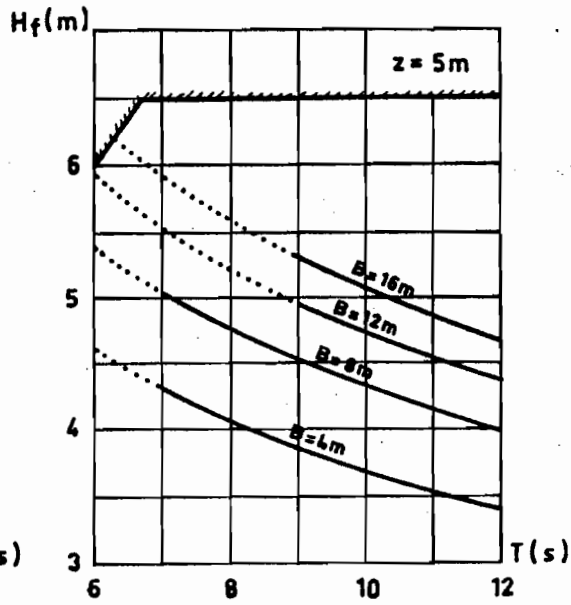
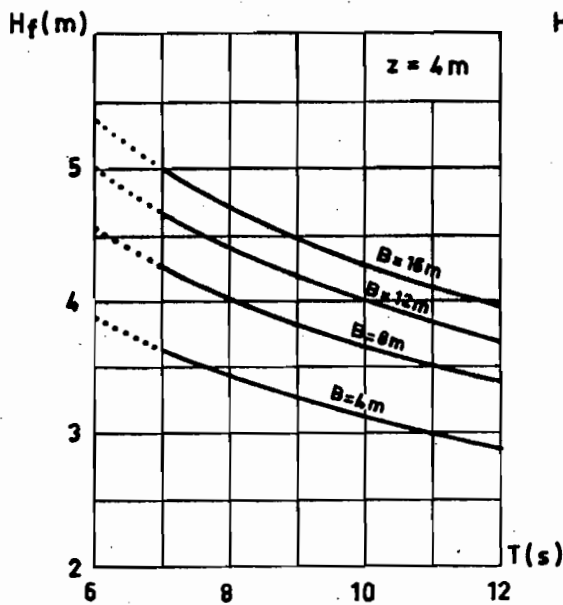
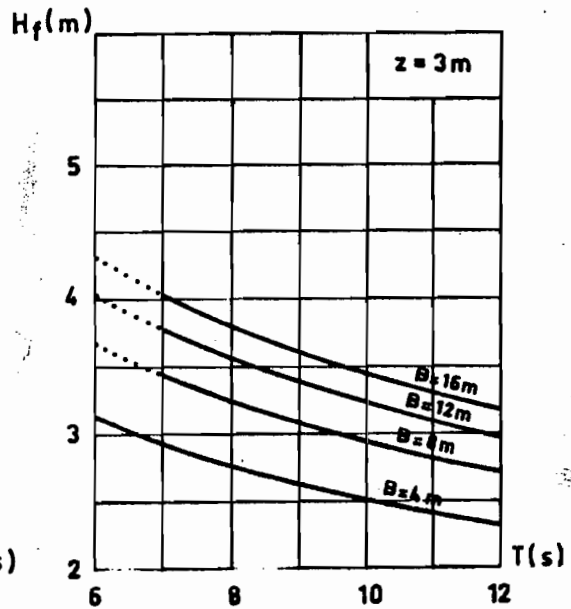
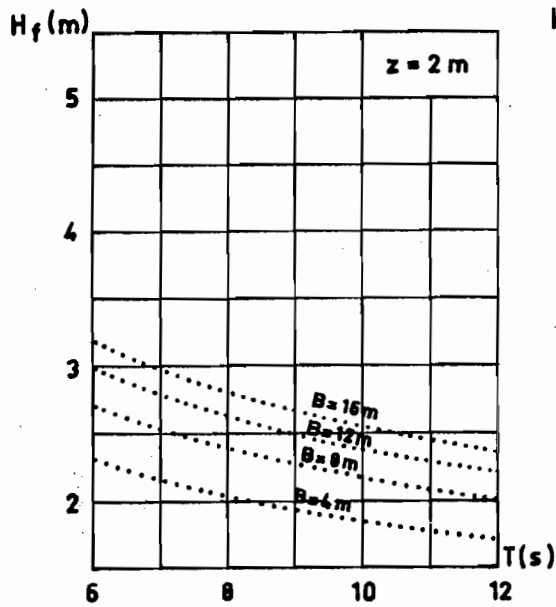
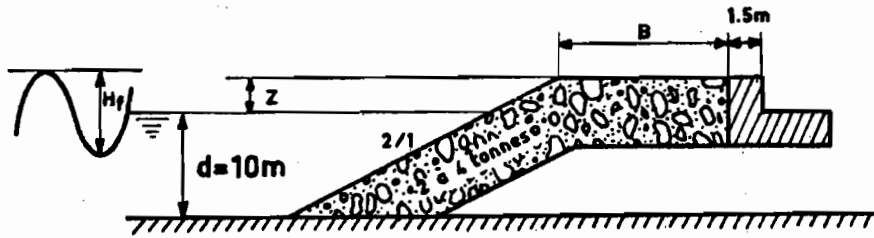
- Limite de déferlement
- Limite de stabilité (D=15%)
- Loi expérimentale
- Loi extrapolée

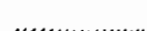




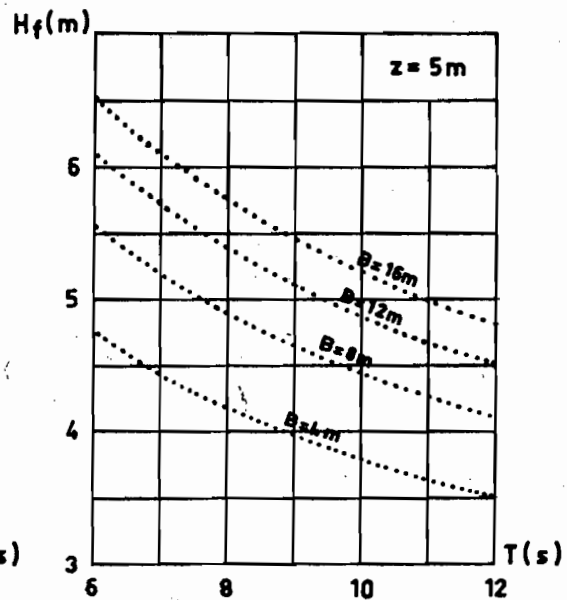
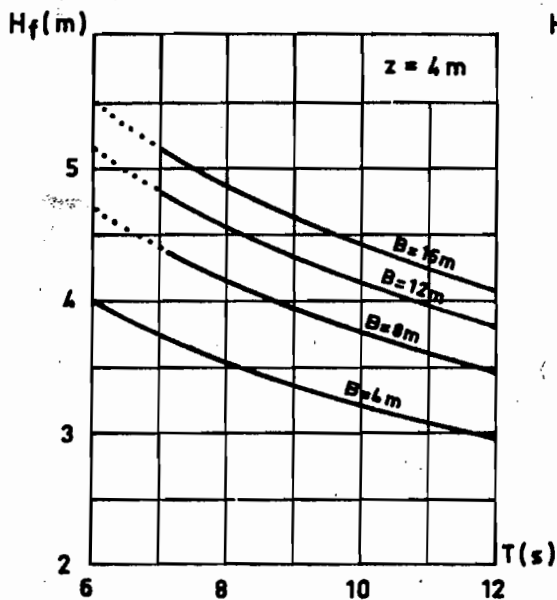
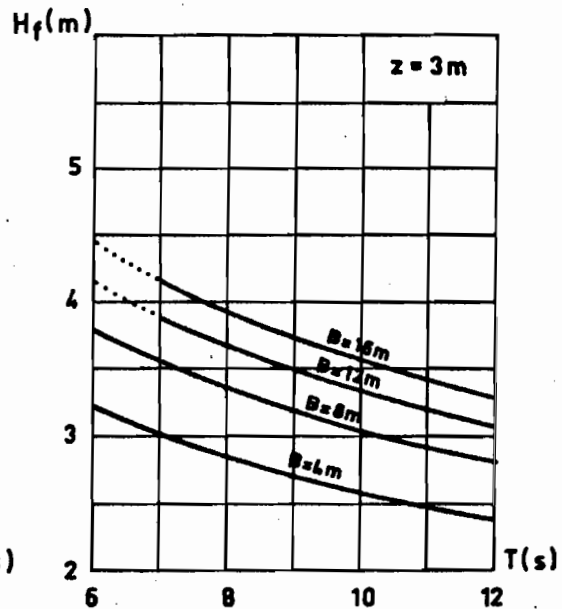
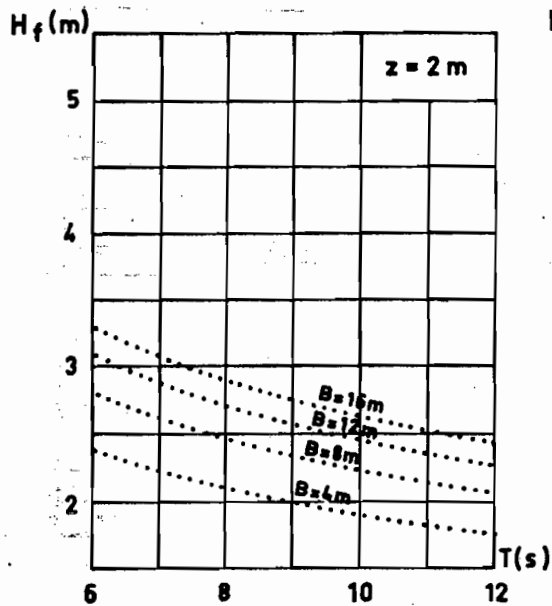
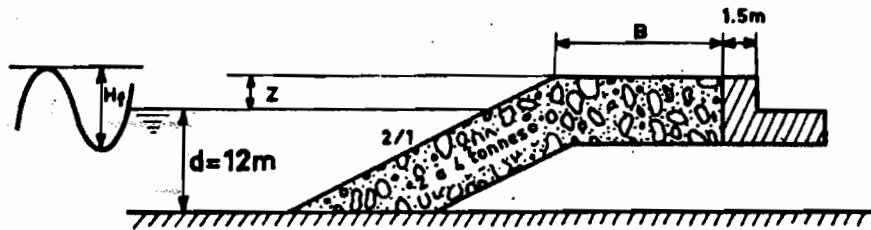
-  Limite de déferlement
-  Loi expérimentale
-  Loi extrapolée



-  Limite de déferlement
-  Loi expérimentale
-  Loi extrapolée



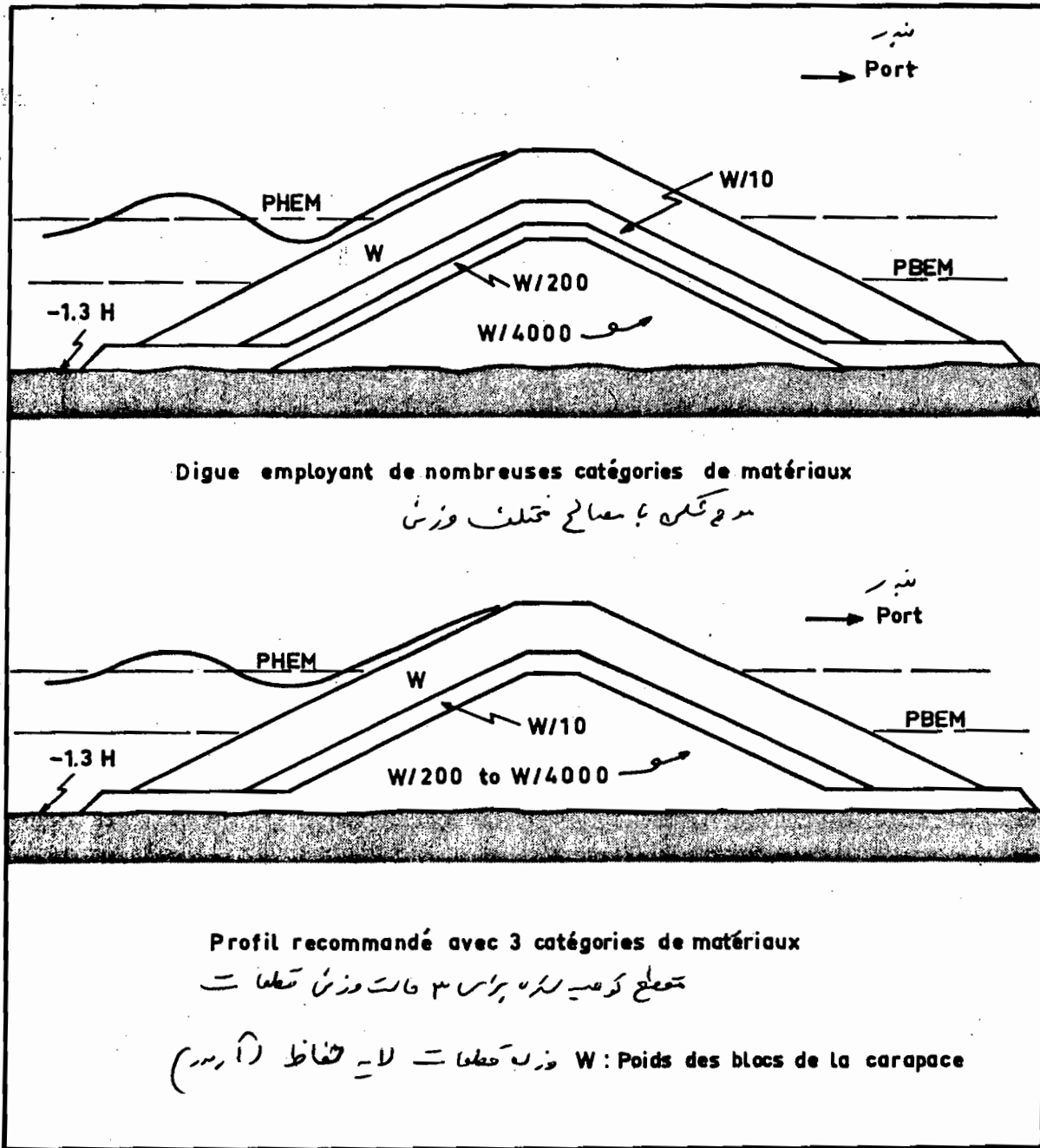
-  Loi extrapolée
-  Loi expérimentale
-  Limite de déferlement



- Limite de déferlement
- Loi expérimentale
- Loi extrapolée

۲۷

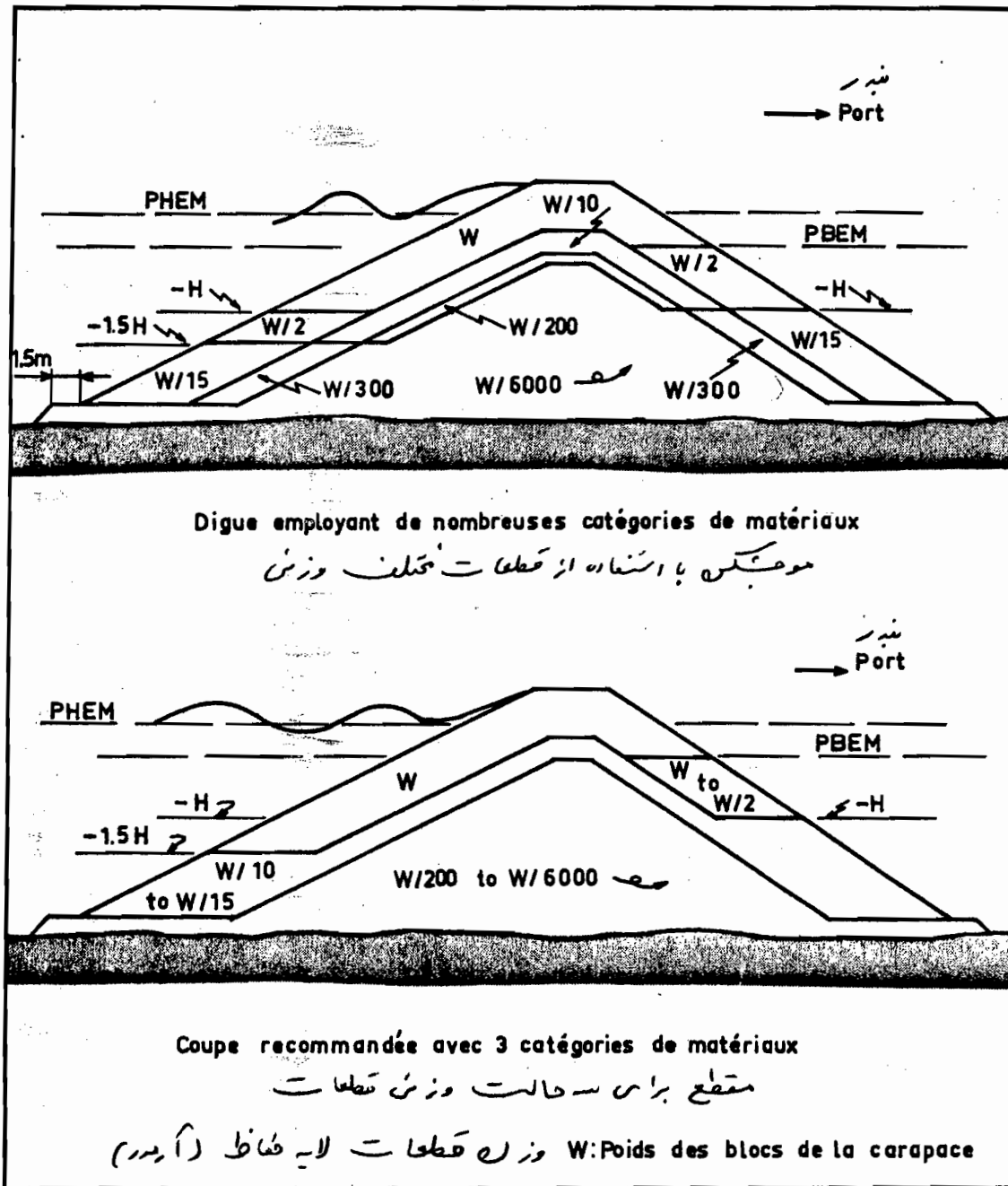




— Digue en eau peu profonde et houle déferlante.  
 Height of water at the foot of the structure:  $d_s < 1,3 H$ .

C.E.R.C

\* مدج گنن در آب‌های کم عمق و حالت موج شکسته (در حال شکست)

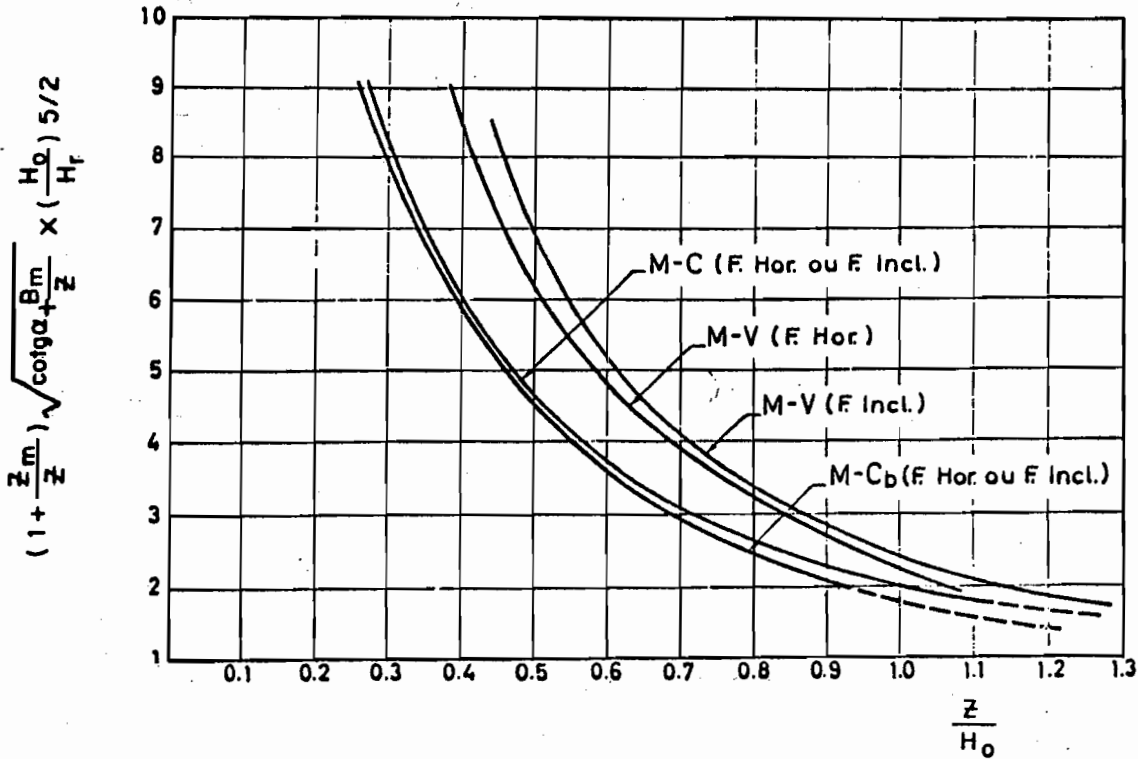


— Digue en eau profonde et houle non déferlante.

C.E.R.C

\* موج شکن در آب‌های کم‌عمق و موج در حالت نشکسته

نسبت ابعاد وزن قطعات لایه‌ها مختلف



— Hauteur de houle provoquant un début de franchissement du mur chasseur-mer (Vera-Cruz [57]).

H<sub>0</sub>: houle au large  
H<sub>r</sub>: houle devant l'ouvrage

\* ارتفاع موج که باعث شروع سرریزی از دیوار حفاظتی روی تاج می‌شود

H<sub>0</sub> ارتفاع موج در آب‌های عمیق

H<sub>r</sub> = " = " جلوی سازه



## فصلنامه ای از طراحی موجکلی های سیبدار به روش فن در میر VAN DER MIR

امروزه برای طراحی موجکلی های سیبدار دو روش متفاوت وجود دارد که روش هودسن در روش فن در میر است.

در روش هودسن برای تعیین پایداری سنگ حفاظ و لایه های دیگر، پارامترهای اصلی نظیر ارتفاع موج، شیب موجکلی، شکل سنگ و نحوه قفل و بست آنها، وزن مخصوص سنگ، گالی نسبی دخیل هستند. ولی عوامل مؤثر دیگر نظیر پرورد موج، تعداد موج، ضریب نفوذ پذیری سازه و آسیب پذیری نسبی در فرمول هودسن ندارند!

فن در میر با آزمایشات فراوان در دانشگاه Delft، سعی در لحاظ نمودن پارامترهای مورد اشاره نمود. از پارامترهای فوق، پرورد موج بصورت غیر مستقیم و توسط پارامتر مشابه شکست در معادلات ذفالت داده شده است:

نسبت  $\frac{H}{L_d}$  تیزی موج نامیده می شود و با  $S$  نمایش داده می شود. معمولاً تیزی موج در آب عمیق  $\frac{1}{18}$  تا  $\frac{1}{20}$  می باشد.

$$S = \frac{H}{L_d} = \frac{H}{gT^2/2\pi} = \frac{2\pi H}{gT^2}$$

— نفوذ پذیری سازه؛ بطور کلی با کاهش نفوذ پذیری هسته، پایداری لایه آرمور (حفاظ) کاهش می یابد. در حالت حدی اگر هسته نفوذ ناپذیر باشد، پتانسیل سازه برای خرابی برشی داخلی (از خود هسته) افزایش می یابد و بطور کلی سازه نفوذ پذیر دارای پایداری بیشتری است. پارامتر فوق توسط فن در میر به صورت زیر تعریف می شود:

\* الف - موج شکن دارای هسته، فیلتر و آرمور با هسته نفوذ ناپذیر

فصاحت آرمور  $2 D_{n50} A$  و فیلتر  $0.5 D_{n50} A$  ضریب نفوذ پذیری  $P = 0.1$

رابطه روبرو، رابطه راهنمای طراحی فیلتر می باشد؛  
 $\frac{D_{n50} A}{D_{n50} F} = 4.5$  → نفوذ ناپذیر core

— قطر اسمی  $D_{n50}$ ؛ قطر اسمی سنگها  $D_{n50}$  از رابطه زیر محاسبه می شود

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_a} \right)^{1/3}$$

$W_{50}$  وزن متوسط سنگ  
 $\rho_a$  وزن مخصوص سنگ

\* توجه شود که با مشخصات داده شده، ضریب نفوذ پذیری  $P$  در این حالات برابر تقادیر داده شده، فواید شده

\* ب - موج شکن دارای هسته، فیلتر و آرمور با هسته نفوذ پذیر

ضخامت آرمور  $2 D_{n50} A$  و فیلتر  $1.5 D_{n50} A$

\*  $P = 0.4$

$$\frac{D_{n50} A}{D_{n50} F} = 2.0$$

$$\frac{D_{n50} F}{D_{n50} C} = 4.0$$

\* ج - موج شکن بدون فیلتر، دارای آرمور و هسته نفوذ پذیر

$$\frac{D_{n50} A}{D_{n50} C} = 3.2$$

\*  $P = 0.5$

ضخامت آرمور  $2 D_{n50}$

\*  $P = 0.6$

\* -> موج شکن بدون فیلتر و هسته

- پارامتر تشابه شکست: این پارامتر که عدد  $I_m$  ابری بارن نیز نامیده می شود نشانگر نوع شکست موج روی ساحل یا سازه است.

$$\xi_m = \tan \alpha / S^{1/2}$$

$\alpha$  شیب موج شکن و  $S$  تیزی موج است.

$\xi_m < 2$  Plunging (شیرجای)       $\xi_m > 3.1$  Surging (غلتشی)       $2 < \xi_m < 3.1$  Collapsing

محدوده های فوق به عنوان تعریف کلی می باشد ولی جهت طراحی از محدوده های دیگری استفاده می شود که ضریب تشابه شکست برای نامیده می شود و تبدیل از حالت موج شیرجای به غلتشی را نشان می دهد.

$$\xi_{mc} = \left[ 6.2 P^{0.31} \sqrt{t_g \alpha} \right]^{1/(P+0.5)}$$

P ضریب نفوذ پذیری سازه

- ضریب  $\Delta$  (موزله مخصوص آب)

$$\Delta = \frac{\rho_a}{\rho} - 1$$

- سطح آسیب: معیار آسیب هودسه (عدم آسیب) بصورت جایجایی کمتر از یک درصد

$$S' = \frac{A}{D_{n50}^2}$$

که در آن A سطح آسیب شامل نشست و جایجایی (تواماً) است.

S' = 2-3 در رابطه ضریب در میر با معیار عدم آسیب هودسه معادل است و با شروع آسیب "نامبرده می شود"

S' = 8 نشان دهنده شرایط تخریب است.

وزن آرمور در آب عمیق

①  $\xi_m < \xi_{mc} \rightarrow \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S'}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} (\xi_m)^{-0.5}$  تعداد موج برخوردی

②  $\xi_m > \xi_{mc} \rightarrow \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S'}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} (\xi_m)^P$

در صورتیکه  $\alpha \geq 6^\circ$  باشد فقط از معادله ① می توان استفاده کرد.  
 حداقل تعداد امواج در معادله ۷۵۰۰ می باشد.  
 $\xi_m$  پارامتر تناسبات شکست به ازاء هر یورد میانگین  $T_m$

اصلاح ضرمول فن در میر برای آب کم عمق

در آب کم عمق به جای استفاده از  $H_s$  از  $H_{2\%}$  استفاده می شود و روابط به شرح زیر اصلاح می شود:

$\xi_m < \xi_{mc} \rightarrow \frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S'}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} (\xi_m)^{-0.5}$

$\xi_m > \xi_{mc} \rightarrow \frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S'}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} (\xi_m)^P$

اگر ارتفاع موج از توزیع رایله تبعیت نماید آنگاه  $H_{2\%} = 1.4 H_s$  و از آنجا روابط فوق باروابط آب عمیق بساله خواهند بود.

اصلاح ضرمول فن در میر برای اشکال مختلف سنگ

برای اشکال غیر استاندارد سنگ ضرایب معادلات به شرح زیر اصلاح می شود ( معادلات فوق برای سنگ گوشه دار نسبتاً منظم ارائه شده است ).

شکل سنگ	ضریب برای Surging	ضریب بر Plunging
حالت استاندارد	6.20	1.00
نامنظم	6.32	0.81
مستطیل	6.24	1.09
خالی گرد	5.88	0.81
تخته سنگی	6.72	1.30

پایداری سنگهای تخته سنگی بیشتر از سایر سنگهاست و سنگهای گرد بیشترین آسیب را دارد.  
 بیشترین ایراد سنگهای تخته سنگی در بالاروی زیاد موج از روی آنهاست.

روابط ضربه در آرمورهای بتنی

با توجه به کمبود اطلاعات در زمینه آرمورهای بتنی، ضربه‌های ضربه در این زمینه بصورت موردی است و ضربه کلی ندارد.

\* آرمور ملبی

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) S_{om}^{-0.1}$$

\* تترایود

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85 \right) S_{om}^{-0.2}$$

- در روابط فوق،  $N_{od}$  سطح آسیب بتنی است که برای شروع آسیب
- $N_{od} = 0$  آرمور ملبی
  - $N_{od} = 2$  تترایود
  - $N_{od} = 1.5$  آکروپود
  - $N_{od} = 0.5$  آکروپود

$S_{om}$  متناظر با پرورد میانگین موج  $T_m$  بوده و سبزی موج است.  $N$  تعداد موج بر فروردی.

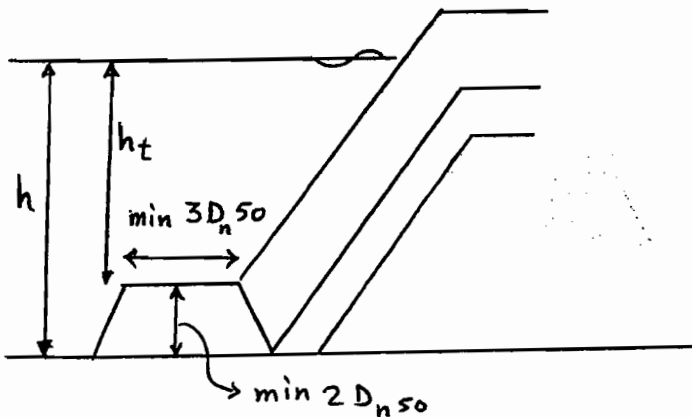
\* آکروپود در این حالت مدت طوفان و پرورد اثر زیادی در پایداری ندارند!

برای طراحی آکروپود کوهی می شود از ضربه اطمینان 1.5 در روابط

$$N_{od} = 0 \rightarrow \frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.7$$

روبر استفاده شود.

$$N_{od} > 0.5 \rightarrow \frac{H_s}{\Delta D_n} = 4.1$$



طراحی پنجه موج شکن در آب عمیق (منه دریا)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 0.24 \frac{h_t}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

در رابطه بالا!

0 =  $N_{od}$  حالت شروع آسیب

2 =  $N_{od}$  کم شدن لب پنجه

4 =  $N_{od}$  تخت شده کامل پنجه

(در آب کم عمق همان ضربه اولی  $H_s \rightarrow \frac{H_2}{1.4}$ )

$$0.4 < \frac{h_t}{h} < 0.9 \quad \text{و} \quad 3 < \frac{h_t}{D_{n50}} < 25$$

توجه: ضربه فوق فقط در محدوده روبرو صادق است!

طراحی یک موج شکن بصورت دولایه (آرمور و هسته نفوذپذیر) به طول ۱۰۰ متر متوازی است.  
 موج برخوردی به ارتفاع ۴٫۲ متر و پریود ۷ ثانیه و مدت طوفان ۴ ساعت و ۲۰ دقیقه  
 و وزن مخصوص سنگها  $\frac{kg}{m^3}$  ۲۲۵۰ می باشد. مطلوب است محاسبه وزن آرمور، وزن سنگهای  
 پیچ و بست با نتایج حاصل از فرمول هودسون،  
 در تقسیم بندی مکن می توان سنگها را از نوع نخته سنگی به حساب آورد.

حل! 
$$S = \frac{2\pi H}{gT^2} = 0.0549 \approx \frac{1}{18.2}$$
 بزرگی موج

فرض می کنیم سبب بده ۱ : ۲ باشد:

مکت collapsing  $\Rightarrow \xi_m = \frac{0.5}{0.0549^{1/2}} = 2.13$

با توجه به نوع موج سنگی  $\leftarrow P = 0.5$  خواهد بود.

$$\xi_{mc} = \left[ 6.2 P^{0.31} \sqrt{g\alpha} \right]^{1/(P+0.5)} = 3.53$$

$$\xi_m < \xi_{mc} \Rightarrow \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.72 P^{0.18} \left( \frac{S'}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} (\xi_m)^{-0.5}$$

6.72 از جدول استخراج شده و برای نخته سنگ و حالت نزدیک به collapsing که حالت

surging است.

سطح آسب را برای شروع تخریب در نظر می گیریم که معمولاً  $S' = 2$

تعداد موج 
$$N = \frac{4 \text{ hr } 20'}{7} = \frac{15600}{7} = 2229$$

$$\Delta = \frac{\rho_a}{\rho} - 1 = \frac{2250}{1025} - 1 = 1.195$$

$$\frac{4.2}{1.195 D_{n50}} = 6.72 (0.5)^{0.18} \left( \frac{2}{\sqrt{2229}} \right)^{0.2} (2.13)^{-0.5} \Rightarrow$$

$$D_{n50} = 1.627$$

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_a} \right)^{1/3} \rightarrow \frac{W_{50} = 9700 \text{ kg}}{\text{وزنه آردر}}$$

$$\frac{D_{n50A}}{D_{n50C}} = 3.2 \rightarrow D_{n50C} = 0.51 \rightarrow \underline{W_c = 295 \text{ kg}}$$

از فرمول هودسون!

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 c \alpha}$$

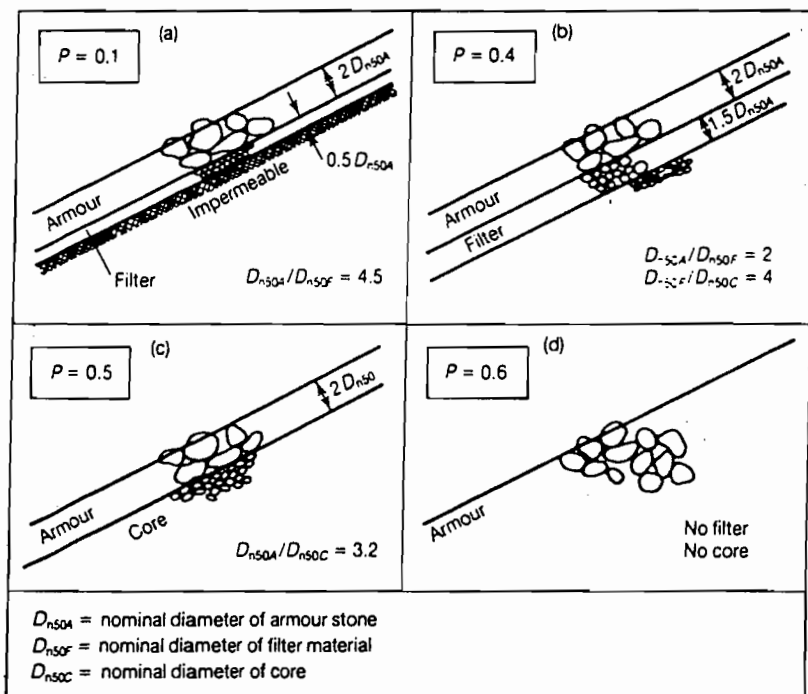
$$\gamma = 2250, H = 4.2, S_r - 1 = \frac{\rho_a}{\rho} - 1 = 1.195$$

$c \alpha = 2$        $K_D = 4$       سنگ معدن بی شکل زاویه دار ۲ لایه نامنظم  
برای سرج شکسته در قسمت تنه (از جدول)  
(عدم ضارت)

$$W = \frac{2250 (4.2)^3}{4 (1.195)^3 \times 2} = 12210.59 \approx \underline{\underline{12200 \text{ kg}}}$$

وزنه آردر

برای مقایسه بهتر، لازم است در فیلتر من در میر بجای تنه سنگ از سنگ معمولی استفاده کنیم  
در این حالت  $W = 12350 \text{ kg}$  آردر  
که تطابق بیسی در این شرایط حاصل است.



معیار طراحی موج شکن

بر اساس روابط

VAN DER MIR

بصورت شماتیک:

ادویہ خوارق بہت سے مائل رہتے ہیں۔

- 63% دوسرے
- 44% آنرز
- 50% سٹراپر
- 75% سٹڈ

۵۵ فلاورین

زیر  
بس ← مدح طرح  
اسد!

بیمہ نفاذ ۵۱۷ سے قلب

کتاب علم (circled)  
فانچ سٹرم

بدر ۱۴ سے کوکبہ P

0.1







**دانشکده فنی دانشگاه تهران**

**طراحی سازه‌های دریایی**

**پیوست**

**طراحی اسکله‌های سپری**

**دکتر خسرو برگی**

**عضو هیات علمی دانشکده فنی**

**دانشگاه تهران**

## رئوس مطالب ضوابط طراحی اسکله‌ها

\* فصل اوّل - بررسی اهداف احداث اسکله و بهره‌برداری از آن

۱- مقدمه و تاریخچه      ۲- شمای کلی      ۳- انواع

\* فصل دوّم - شرایط طبیعی محل احداث

۱- توپوگرافی      ۲- ژئوتکنیکی      ۳- هیدرولیکی      ۴- رسوب

\* فصل سوّم - نکات کلی مورد نظر طراحی

۱- شرایط هندسی      ۲- نیروهای وارد

\* فصل چهارم - اسکله نوع وزنی

\* فصل پنجم - اسکله نوع سپری

\* فصل ششم - اسکله نوع شمع و عرشه

۱- شمای کلی      ۲- طبقه بندی      ۳- مبانی محاسبات

\* فصل هفتم - بررسی سواحل ایران از نظر احداث سازه‌های دریایی

۱- سواحل جنوبی      ۲- سواحل شمالی

\* فصل هشتم - مطالعه و بررسی عوامل مؤثر در طراحی مناسب اسکله‌ها (مطالعات پارامتریک)

۱- ارتفاع اسکله      ۲- وضعیت ژئوتکنیکی      ۳- زلزله خیزی  
۴- بارهای قائم      ۵- نیروی امواج      ۶- نیروهای جانبی

\* نتیجه :

الف - آشنایی طراح با نکات مؤثر در طراحی اسکله‌ها و دادن دید کلی

ب - شناخت عوامل مؤثر در انتخاب نوع اسکله و طراحی آن

ج - بررسی میزان تأثیر عوامل مؤثر در طراحی و انتخاب گزینه‌ها

د - مطالعه معیارهای مؤثر در طراحی و محاسبه بهینه اسکله‌ها

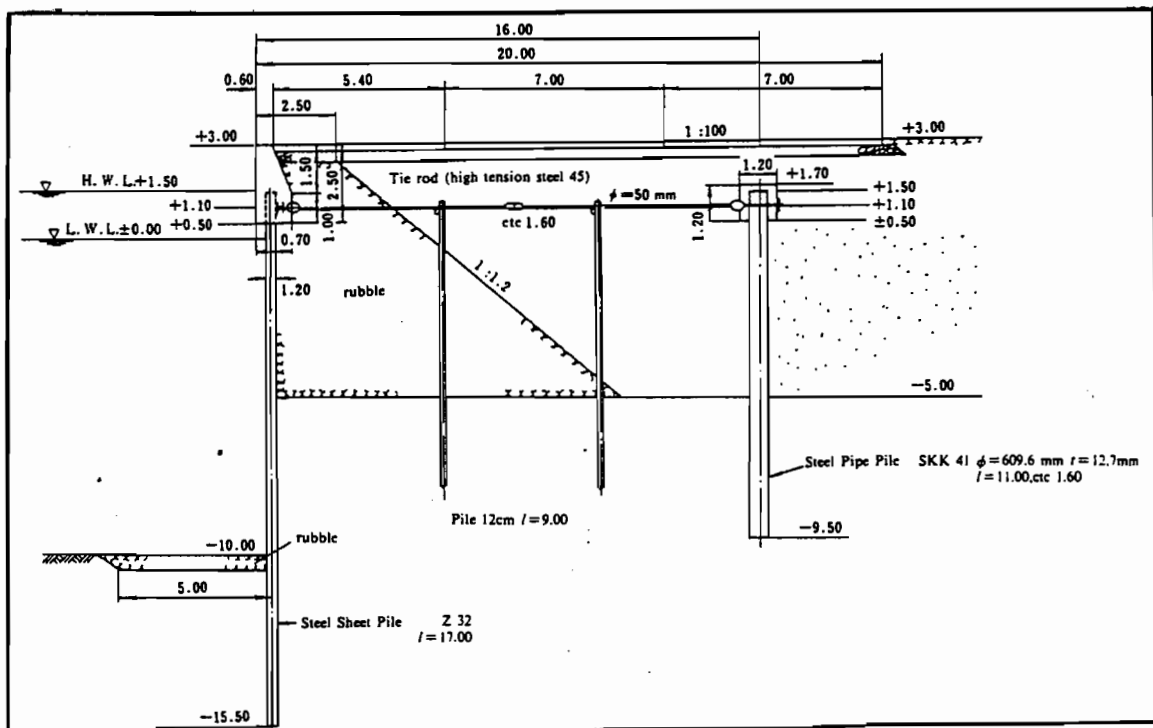
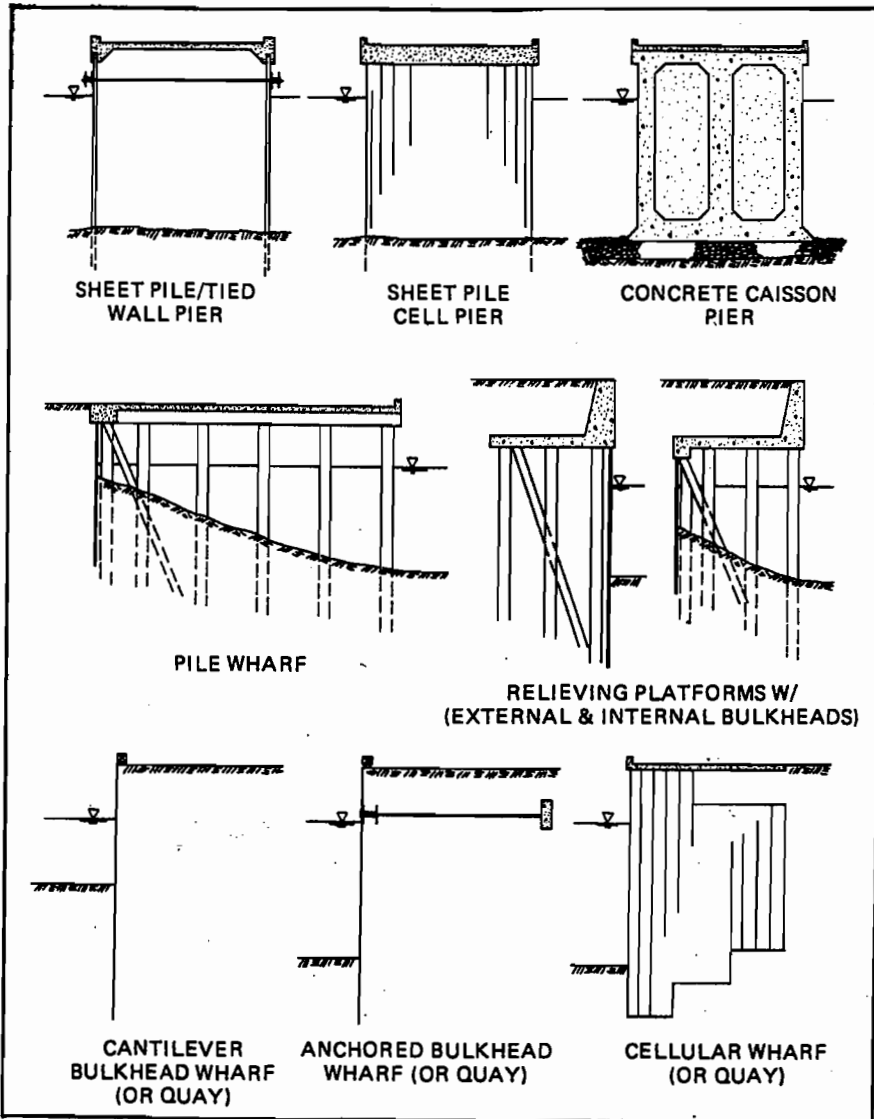
## نتیجه گیری کلی طرح

- ۱- تهیه آمار مناسب باد و پردازش صحیح آنها (جهات غالب)
- ۲- بکارگیری مدل‌های ریاضی مناسب جهت استخراج خصوصیات امواج و لحاظ نمودن کلیه پدیده‌های محتمل
- ۳- مقایسه خصوصیات امواج تعیین شده با مشاهدات عینی و تطبیق آن با ملاحظات پدیده‌های تصادفی
- ۴- تعیین محل مناسب گمانه‌های ژئوتکنیکی و درخواست خصوصیات مناسب مکانیک خاکی و ارزیابی صحیح آنها
- ۵- بررسی رژیم‌های رسوبی با توجه به جهت جریانها و امواج و بکارگیری مدل‌های ریاضی مناسب با توپوگرافی محل
- ۶- توجه کافی به تمام عوامل مؤثر در جانمایی موجشکن‌ها و اسکله‌ها با توجه به کاربری آنها
- ۷- در نظر گرفتن گزینه‌های مختلف اولیه با توجه به پارامترهای دخیل با استفاده از نرم‌افزارهای موجود
- ۸- انتخاب چندگزینه اصلی با توجه به اهداف کاربری‌های پیشنهادی
- ۹- انجام محاسبات دقیق طراحی و برآورد هزینه‌ها و بررسی اقتصادی
- ۱۰- انتخاب گزینه نهایی

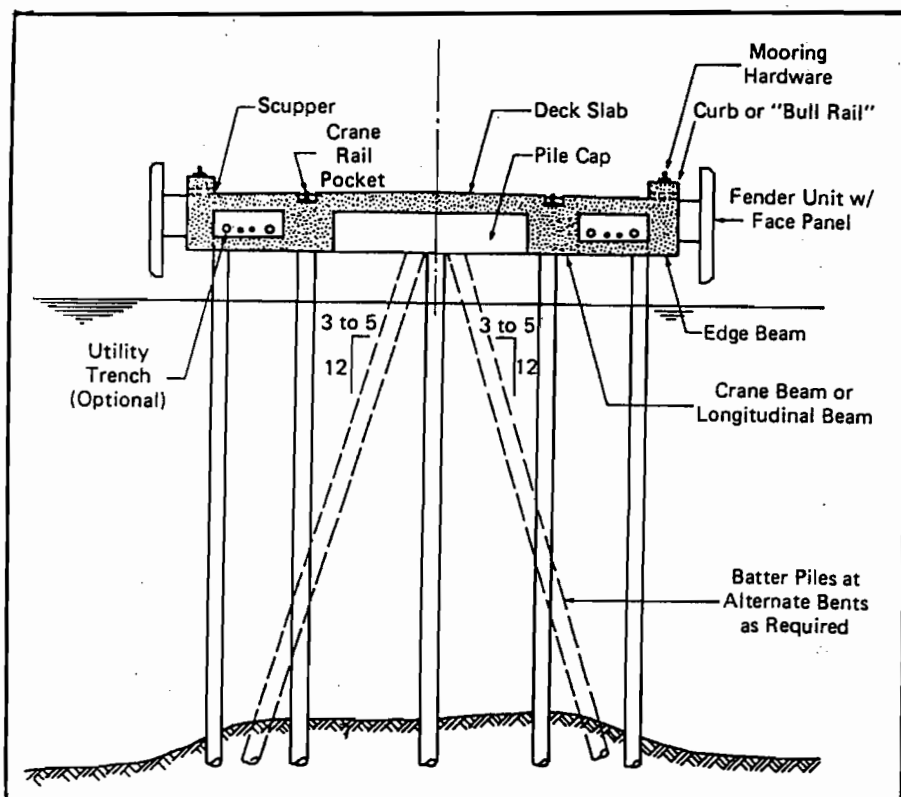
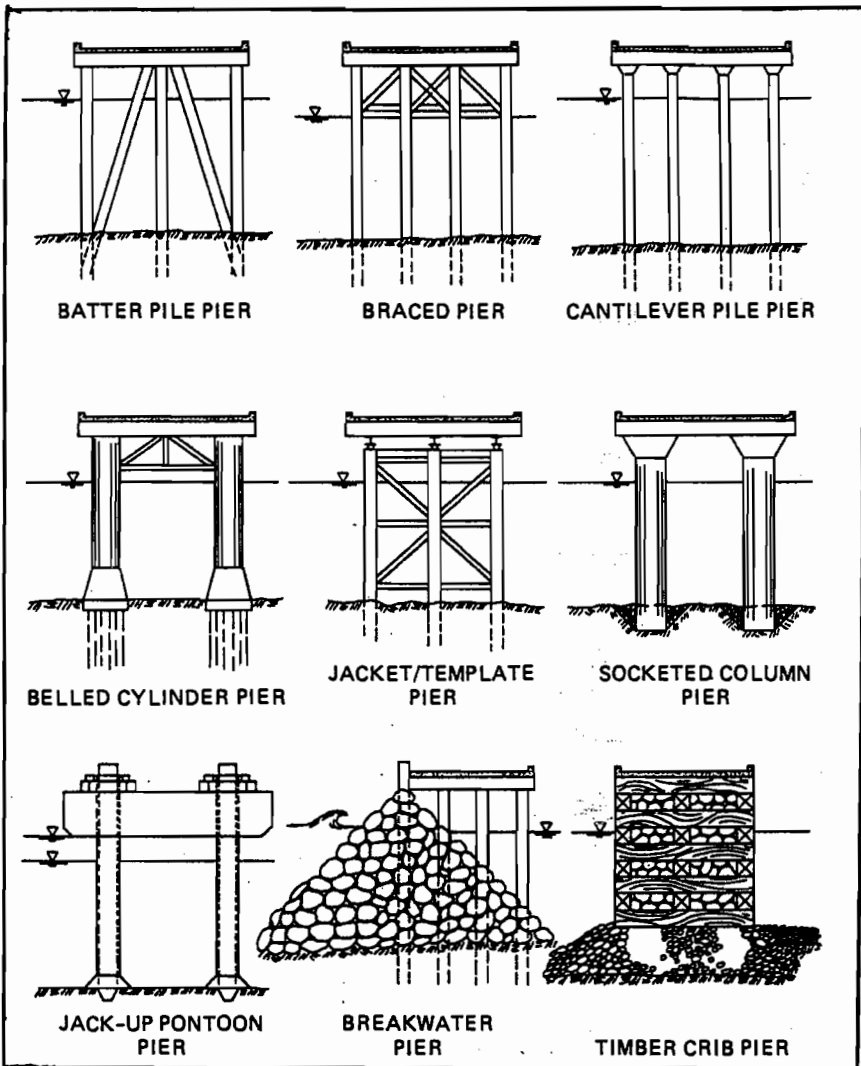
## نتیجه گیری جنبی طرح

- ۱- تأکید بیشتر سازمان بنادر و کشتیرانی برای تحقیقات مختلف (وجود خلاء علمی در کشور)
- ۲- برنامه ریزی و تعیین نیازهای پژوهشی و مشخص کردن الویت‌ها
- ۳- برقراری ارتباط مناسب با محققین بویژه دانشگاهها در زمینه‌های مختلف
- ۴- تشکیل یک کمیته علمی دائمی بعنوان بازوی علمی با حضور صاحب‌نظران داخل و خارج سازمان
- ۵- سرمایه گذاری، تشویق و ترغیب در تهیه، ترجمه و انتشار کتب و مجموعه مطالب علمی
- ۶- برنامه ریزی مستمر و محکم برای تهیه نرم‌افزارهای محاسباتی و تکمیل و ارائه تجارتي و حرفه‌ای آنها

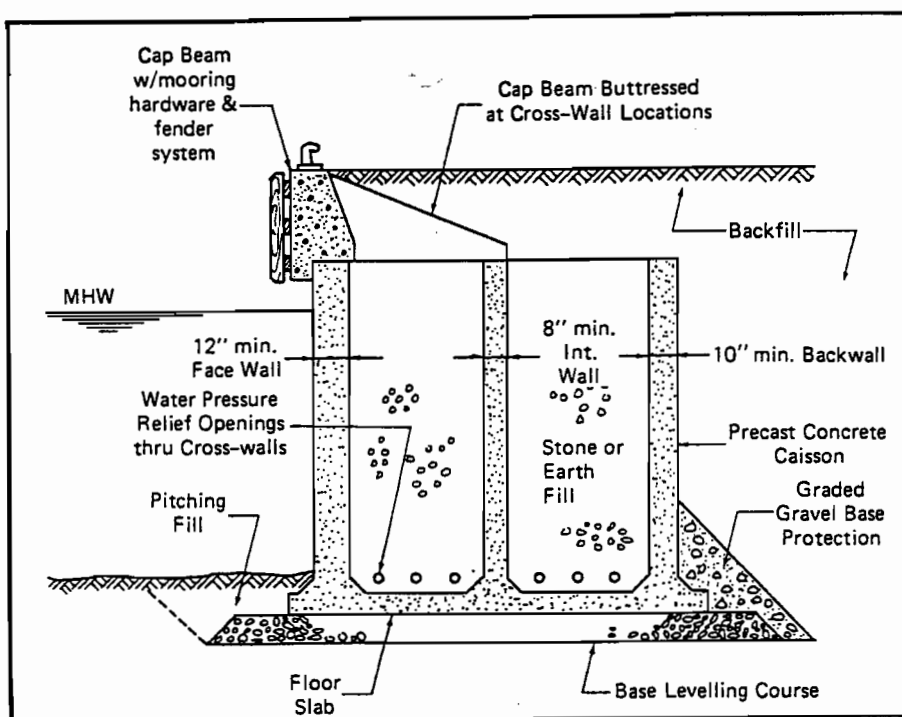
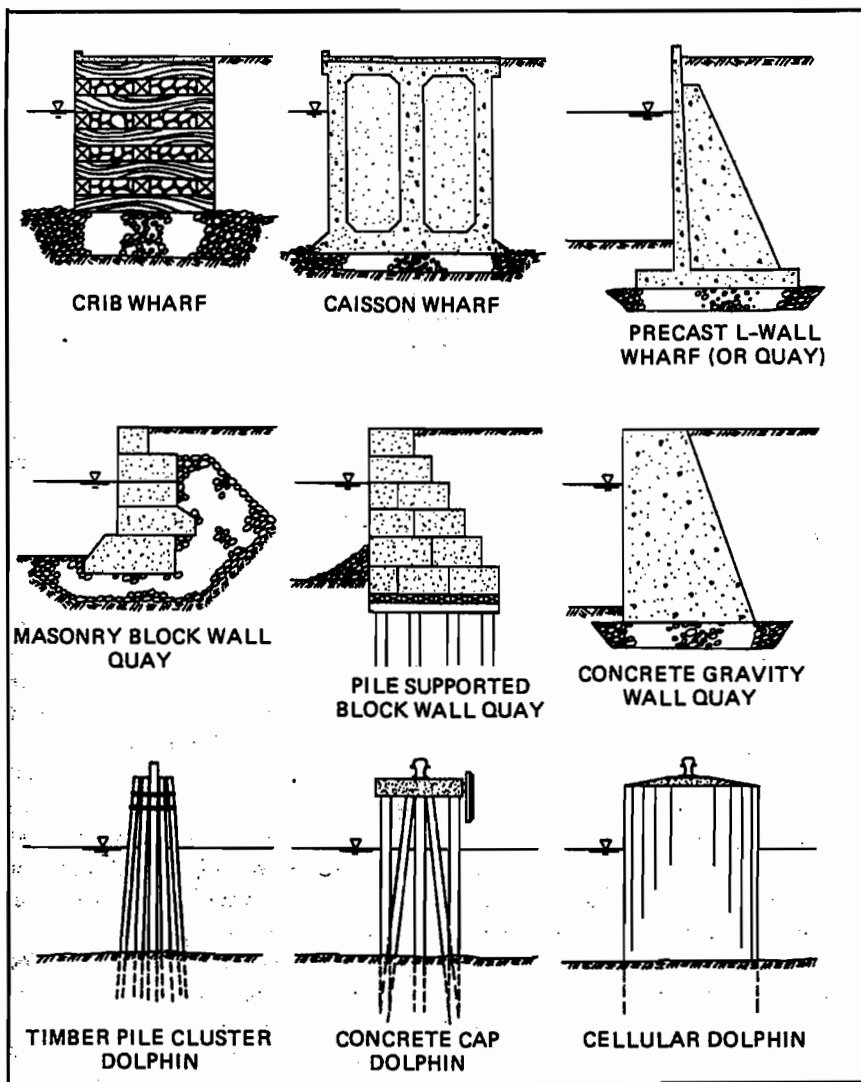
درس از دکتر خسرو برگی



درس از دکتر خسرو برگی

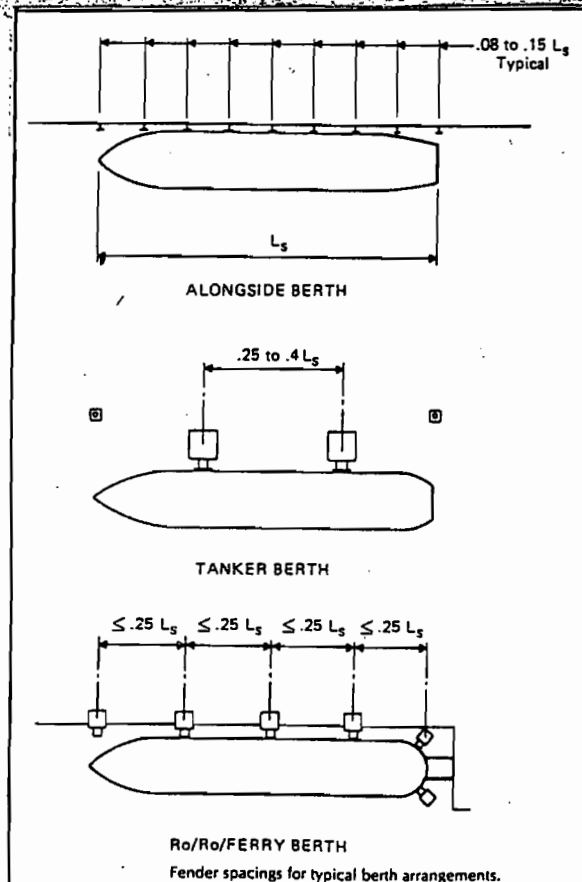
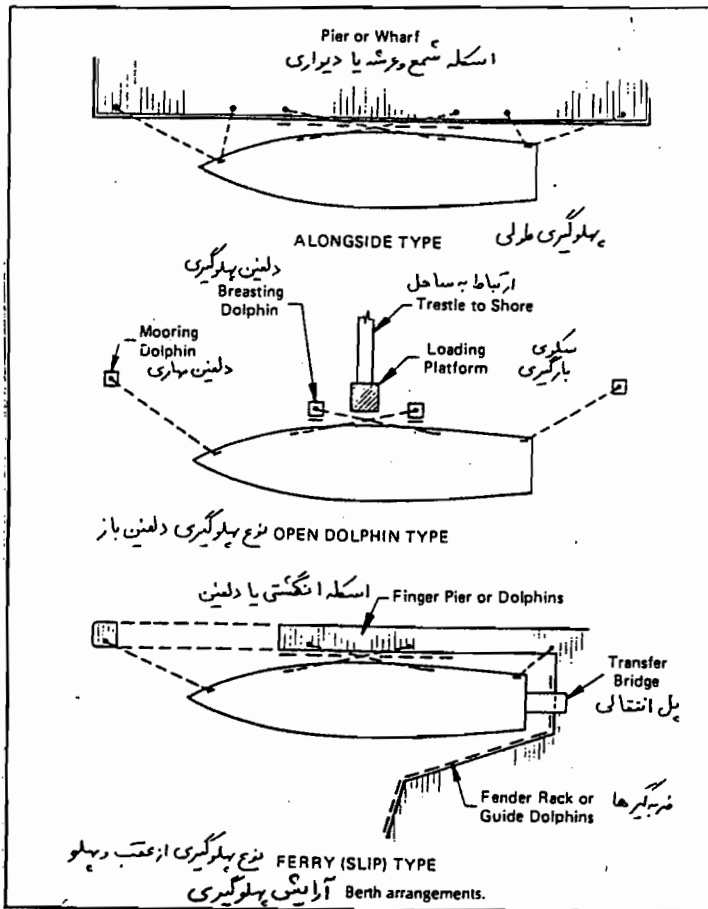


درس از دکتر خسرو برگی





درس از دکتر خسرو برگی

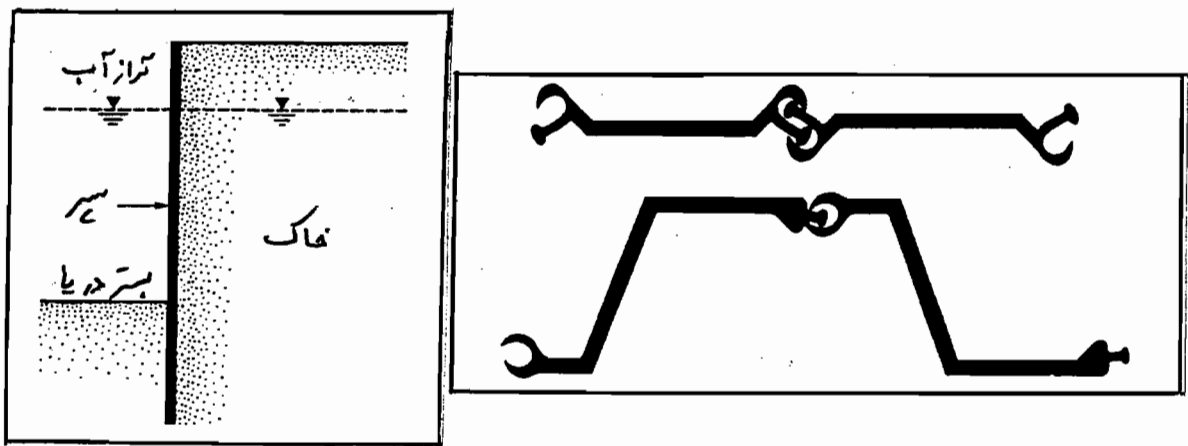


## طراحی سازه های دریایی - سپرها

یکی از رایج ترین نوع سازه های دریایی عبارت از سپرهای باسند، این نوع سازه در حقیقت نوعی دیوار حائل است که اغلب برای احداث اسکله بصورت دیوار ساحلی مورد استفاده قرار می گیرد. دو نوع کلی سپر وجود دارد؛ سپرهای طره ای و سپرهای مهار شده. عدم نیاز به تمهیدات خاص اجرایی از مزیت های اصلی سپرهاست بصورتی که حتی در داخل آب هم قابل اجراست.

سپرها بعنوان سازه دریایی از جنس بتنه و فولاد ساخته می شوند. سپرهای بتنی پس ساخته بسیار سنگین بوده و به منظور متعادل با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوبیده و بهره برداری، داخل آنها آرماتور بندی می شود. سپرهای بتنی معمولاً دارای عرض ۵۰ تا ۱۰۰ سانتی متر و ضخامت ۱۵ تا ۲۵ سانتی متر در مقطع می باشند. در صورت لزوم سپرهای بتنی را می توان در جا هم اجرا نمود.

سپرهای فولادی دارای ضخامت یک تا ۱٫۵ و حتی ۲ سانتی متر می باشند که به شکل های Z یا تحت و دوزنقه ساخته می شوند. برای درز بندی و کیلیار چگی، لبه های منفرجه های فولادس به نحو خاصی بصورت کام و وزبانه در می آیند.

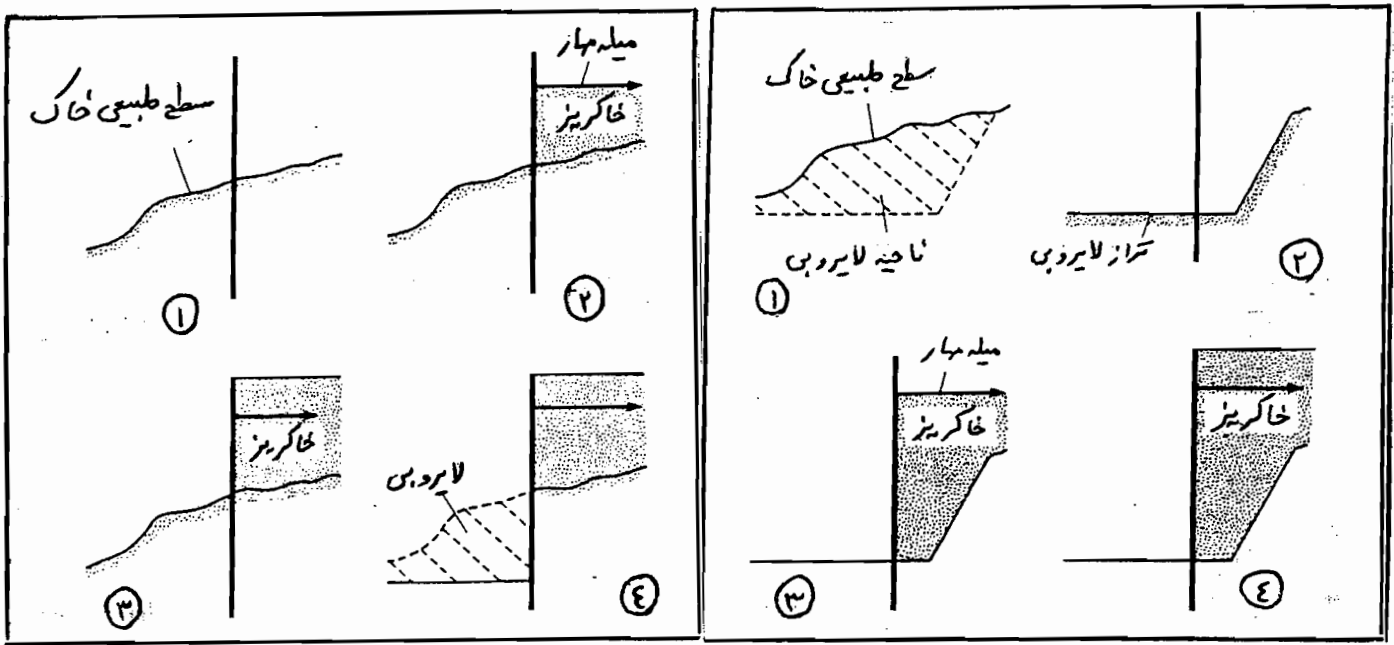


کاربرد سپرهای فولادی راحت تر است زیرا قادر به مقاومت در مقابل تنش های قابل توجهی در حین کوبیده می باشند. وزنه آنها سبک بوده و قابل استفاده مجدد هستند. حفاظت در مقابل خوردگی ضروری است.

- \* معمولاً اجرای سپر به دو طریق کلی است، در یک روش، سپرها در سمت آب کوبیده شده و نسبت آب خاکریز می شود و در روش دوم، سپرها در سمت خاک کوبیده شده و جلوی آب لایروبی می گردد.
- \* خاک مصرفی برای خاکریز نسبت سپر معمولاً دانه ای ولی خاک ریزه سپر مکنی است ماسه ای باریک باسند.



کلیات دوروش کلی سپرکوبی در شکل زیر بصورت شماتیک ارائه شده است :



### بارگذاری سپرها در محیط دریا (ساحل)

در حالت کلی نیروهای زیر بر اسکله های نوع سپری وارد می شوند :

- الف - بار مرده و بار زنده
- ب - بار ناشی از فشار رانشی خاک در حالت عادی (فشار عمک و مقاوم)
- ج - بار ناشی از فشار رانشی خاک در حالت زلزله
- د - بار ناشی از فشار آب باقی مانده
- ه - ضربه کستی (نیروی ناشی از پهلوگیری شناور)
- و - نیروی ناشی از مهار شناور (کشش شافت مهار یا بولارد)
- ز - نیروی ناشی از برخورد امواج

\* با توجه به اینکه نیروی اصلی در طراحی سپرها ، رانش خاک می باشد ، لذا معمولاً ضربه کستی و نیروی ناشی از برخورد امواج هنگام بهره برداری ، اثر کاهنده داشته و تنها در طراحی اجزاء (مانند سرفوقانی ، اتصال دیوار مهار ، اتصالات میل مهار ... ) می تواند تغییراتی حاصل کند.

\* نیروی ناشی از فشار امواج توسط روابط مربوط (امواج شکسته ، در حال شکست و یا شکسته) تعیین می شود که قبلاً ملاحظه شده است .

## بارگذاری ناشی از بار مرده وزنده

- در اسکله نوع سپری عمدتاً بار آسفالت کنار اسکله یا روسازی بتنی به عنوان بار مرده می‌باشد، برای بار زنده در طراحی اسکله‌ها، دستور العمل آیین‌نامه‌ای صریحی وجود ندارد و در هر مورد با توجه به نوع فعالیت، کاربری، نحوه عملیات بندری و تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا، بار زنده مربوط مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و به عنوان مبنای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- در هر حال اعداد (مقادیر) زیر به عنوان فرض اولیه در حالت فقدان اطلاعات قابل کاربرد است:
- I - اسکله‌های ضلی سبک که اصولاً کار آنها انتقال بارهای سبک و یا سایر فعالیت‌ها می‌باشد (مثل اسکله مسافری، اسکله تفریحی، اسکله صیادی کوچک). در این حالت سر بار ۱ تا ۵ را تمه بر متر مربع به عنوان عدد طراحی استفاده می‌شود.
  - II - اسکله‌های سبک مانند اسکله‌های صیادی متعارف صنعتی از  $2 \text{ t/m}^2$  استفاده می‌شود.
  - III - اسکله‌های متوسط مانند اسکله (ترمینال) کانتینر، کالاهای خله، اسکله‌های صیادی بزرگ و ... که از عدد  $3 \text{ t/m}^2$  استفاده می‌شود.
  - IV - اسکله‌های سنگین مثل اسکله تخلیه سنگ، اسکله تخلیه آهن، کالاهای خاص و اجناس از این دست که دارای بار سنگین تکراری می‌باشند، مقدار ۵ تا  $6 \text{ t/m}^2$  استفاده می‌شود.
- \* همانطوریکه در بالا اشاره شد، مقدار سر بار و نیزانه دقیق آن مهم است و باید نهایت دقت در تخمین آن به عمل آید.

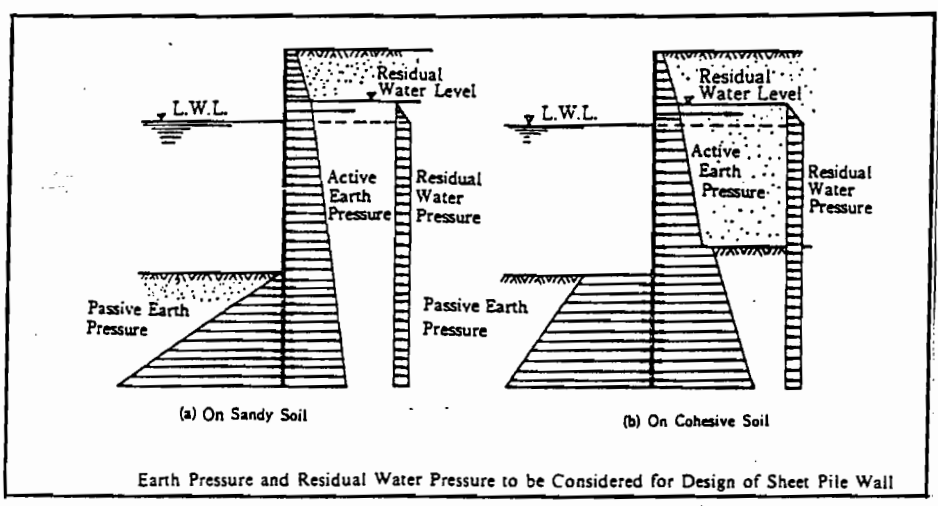
## نیروی ناشی از مهار بند کشتی

Gross Tonnage	Tractive Force on Bollard (tf)
200 ~ 500	15
501 ~ 1,000	25
1,001 ~ 2,000	35
2,001 ~ 3,000	35
3,001 ~ 5,000	50
5,001 ~ 10,000	70
10,001 ~ 15,000	100
15,001 ~ 20,000	100
20,001 ~ 50,000	150
50,001 ~ 100,000	200

نیروی ناشی از مهار بند تنها در صورتی در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد که شافتک مهار (بولارد) به بیر پستیانی سپرها متصل شده باشد، در صورتیکه بولاردها جداگانه و از طریق المان دیگری (مثل شمع) مهار شده باشند، در محاسبات مربوط به سپر از آن استفاده نمی‌شود.

## فشار خاک و فشار آب باقی مانده

فشار خاک و فشار آب باقی مانده برای ارزیابی پایداری سپری مطابق شکل زیر در دو حالت خاک ماسه ای و خاک رس در نظر گرفته می شود.



Earth Pressure and Residual Water Pressure to be Considered for Design of Sheet Pile Wall

## فشار خاک

فشار خاک همگرم و متعام (Active & Passive earth pressure) با توجه به خصوصیات خاک، نوع سازه و رفتار آن در دو حالت عمادی و زلزله بعیه می شود. برای سازه های حفاظتی و پهلوگیری، فشار مطابق جزئیات زیر خواهد بود.

## فشار خاک در حالت عمادی

الف - خاک ماسه ای

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

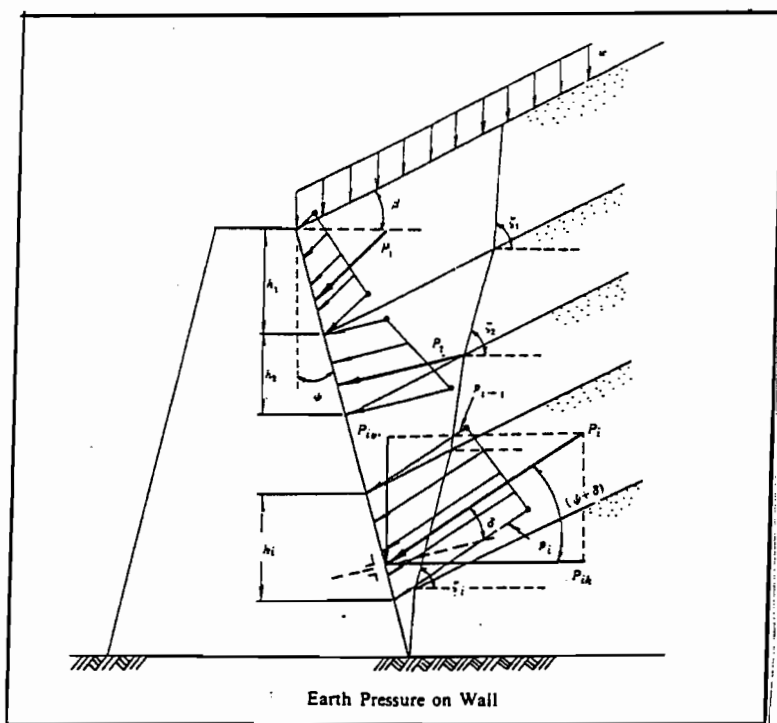
$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}}$$

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}}$$

- که در آن :
- $P_{ai}$  و  $P_{pi}$  : مقدار فشار عمود و موازی خاک روی سازه در لایه  $i$  ام  $(tf/m^2)$
  - $K_{ai}$  و  $K_{pi}$  : ضریب فشار عمود و موازی خاک در لایه  $i$  ام
  - $\xi_i$  : زاویه منفرجه گسستگی لایه  $i$  ام نسبت به افق (درجه)
  - $\phi_i$  : زاویه اصطکاک داخلی خاک لایه  $i$  ام (درجه)
  - $\gamma_i$  : وزن مخصوص خاک لایه  $i$  ام  $(tf/m^3)$
  - $h_i$  : ضخامت (در جهت قائم) لایه  $i$  ام  $(m)$
  - $\psi$  : زاویه بیه وجه سازه و خط قائم (درجه)
  - $\beta$  : زاویه بیه سبب خاک نسبت سازه و افق (درجه)
  - $\delta$  : زاویه اصطکاک سازه و خاک (درجه)
  - $w$  : سربار (مرده وزنده) وارد بر سطح زمینی  $(tf/m^2)$



### توجه مهم

- \* در سببهای فشرده زاویه اصطکاک  $\delta$  در حالت بار عمود برابر  $15^\circ$  و در حالت بار موازی برابر  $15^\circ -$  می باشد.
- \* در بارگذاری ، بار مرده وزنده ناشی از تجهیزات و وسایل نقلیه حمل بار در روی اسکله باید مدنظر قرار گیرد.

ب - خاک رسی

فشار عمود : در حالت خاک رس ، فشار عمود بصورت جداگانه از دو رابطه زیر تعیین و حالت بحرانی تر ملاک قرار می گیرد. توجه شود که ممکن است یکی از رابطه ها برای لنگر بحرانی باشد و دیگری برای برش ، در هر صورت برای هر مورد باید مقدار بحرانی تر انتخاب شود (به عبارت صریح تر ، دو بارگذاری مستقل وجود دارد) .

$$P_a = \sum \gamma h + w - 2c \quad (\text{رابطه a})$$

$$P_a = K_c (\sum \gamma h + w) \quad (\text{رابطه b})$$

c : چسبندگی خاک ( $tf/m^2$ )

$K_c$  : ضریب فشار حالت خنثی (طبیعی) که برابر 0.5 منظور می شود.

\* توجه : در رابطه a ، مقدار  $P_a$  منفی برابر صفر در نظر گرفته می شود.

$$P_p = \sum \gamma h + w + 2c \quad (tf/m^2) \quad \text{فشار معکوس}$$

MONONOBLE & OKABE

روابط

فشار خاک در حالت زلزله

الف - خاک ماسه ای

$$P_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}}$$

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}}$$

که در آن  $\theta$  زاویه ترکیبی زلزله بصورت  $\theta = \tan^{-1} k$  یا  $\theta = \tan^{-1} k'$  ضریب زلزله در هوا  $k$  ضریب ظاهر زلزله می باشد.

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

در صورت وجود آب در خاک هنگام زلزله

لا وزن مخصوص اشباع خاک در هوا می باشد ( $tf/m^3$ )

$k'$  تقریباً دو برابر  $k$  می باشد

ضریب زلزله بر اساس معیار آیین نامه مورد نظر تعیین می شود

## ب - خاک رسی

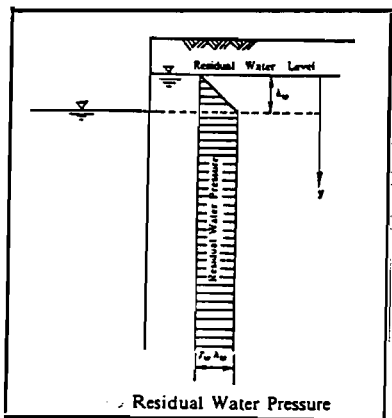
$$p_a = \frac{(\sum \gamma h + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a}$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left( \frac{\sum rh + 2w}{2c} \right) \tan \theta}$$

فشار مقاوم: برای ارزیابی فشار خاک مقاوم رسی در برابر زلزله، رابطه ضریبی ارائه شده است  
ولی به عنوان فرض محافظه کارانه از همان رابطه فشار مقاوم حالت عادی رسی می توان  
استفاده نمود.

\* توجه: در تعیین فشار خاک چسبیده (رسی) هنگام زلزله تا عمق ۱۰ متری زیر ترازف  
دریا از روابط موجود و ضریب ظاهر زلزله استفاده می شود ولی برای عمق ۱۰ متر و بیشتر  
(از ترازف دریا) ضریب زلزله برابر صفر منظور می شود. با این حال اگر فشار خاک  
در عمق ۱۰ متر زیر ترازف دریا یا بیشتر، کمتر از فشار در ترازف دریا باشد، مقدار  
اصغر ملاک قرار می گیرد.

## فشار آب باقی مانده



$$0 \leq y < h_w$$

$$p_w = \gamma_w y$$

$$h_w \leq y$$

$$p_w = \gamma_w h_w$$

در حالتی که اختلاف بین تراز آب موجود  
در پشت سپر و تراز آب دریا وجود داشته  
باشد، فشار آب باقی مانده برود می آید.  
رایج ترین شرایط برای این امر در کارهای  
دریایی ناسی از تغییرات جزر و مد می باشد.

آب در هنگام مد بالا آمده و در هنگام جزر مقداری آب پشت سپر باقی می ماند.

مقدار آب باقی مانده ناشی از جزر ومد تا سعی از جنس مصالح و همچنین شرایط زهکش (بصورت مصنوعی و طبیعی) می باشد. در خاکهای ماسه ای تقریباً آب هر زمان یا نیمی و بالاتر رود و در خاک های رسی این امر با سرعت بسیار یا نیمی انجام می پذیرد. بنابراین در خاک های ماسه ای عملاً مقدار آب باقیمانده قابل ملاحظه نخواهد بود در حالی که در خاک های رسی به عنوان بحرانی ترین حالت در شرایط جزر فرض می کنیم که تراز آب نسبت سیر برابر حالت مد می باشد.

بنابراین مقدار اختلاف تراز برابر است با:

$$h_w = MHHW - MLLW$$

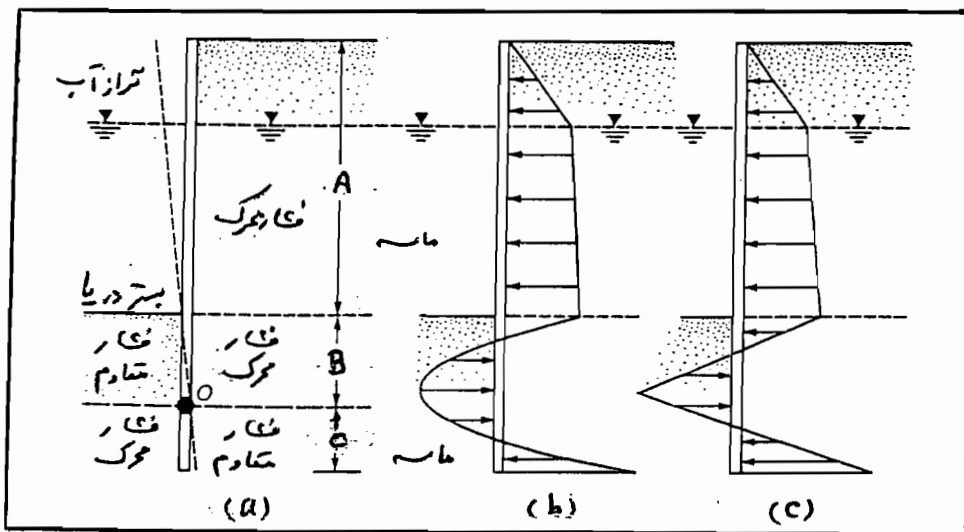
در اکثر حالات  $h_w$  برابر  $\frac{1}{3}$  تا  $\frac{2}{3}$  دامنه تغییرات جزر ومد می باشد. در طراحی سپرها فلزی  $h_w$  برابر  $\frac{2}{3}$  دامنه تغییرات جزر ومدی ملاک قرار می گیرد.

توجه مهم: در بررسی و تخمین کلیه بارگذاریهای دخیل در طراحی سپرها بعنوان سازه دریایی، تراز آب کنار اسکله از اهمیت فوق العاده ای برخوردار است که باید مورد توجه قرار گیرد. معمولاً جزر کامل بحرانی ترین حالت است.

### طراحی سپرهای طره ای

سپرهای طره ای برای حالتی که ارتفاع آنها متوسط باشد (عمق محل حدود ۶ متر یا کمتر) قابل توصیه هستند. در این حالت رفتار سازه بصورت یک سیر طره است. هائفوریکه قبلاً اشاره شد، طراحی سپرها در حالت بارگذاری خاک انجام می شود و برای سایر حالت های بارگذاری کنترل می شود.

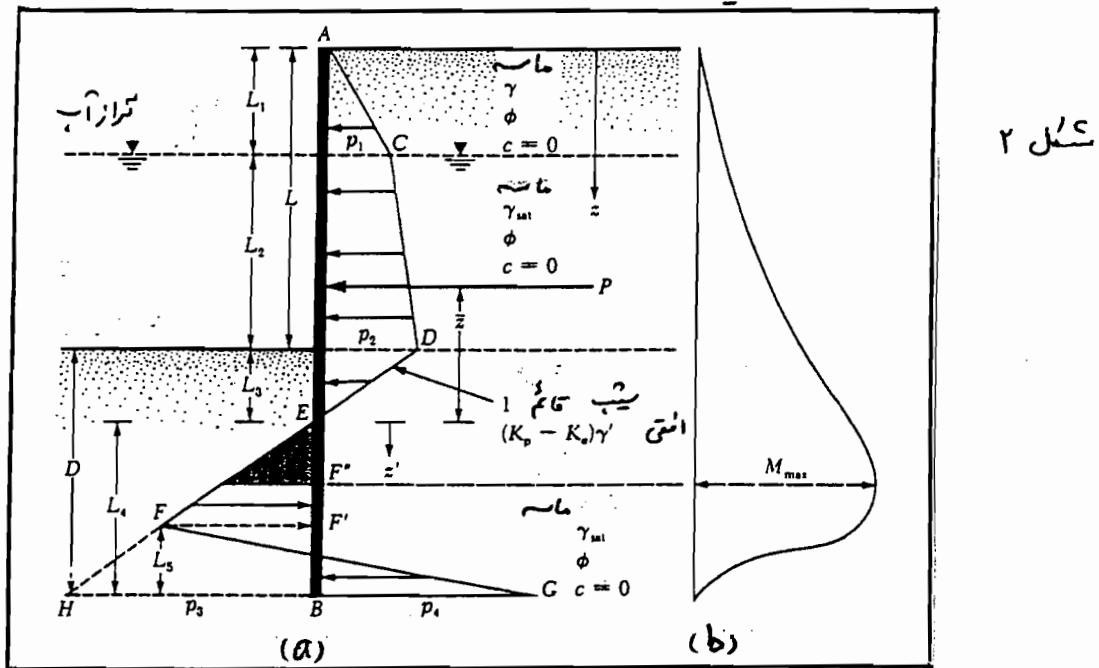
شکل زیر نشان دهنده رفتار و تغییر شکل جانبی یک سیر کوبیده سده در لایه ماسه ای (در زیر کف دریا) است.



شکل ۱

به کمک شکل اضری می توان توزیع فشار جابجی خالص خاک را بر روی سپر طره ای شرح داد. سپر حول نقطه O دوران می کند. فشار هیدرواستاتیک در دو طرف سپر یکدیگر را خنثی کرده و فقط فشار مؤثر خاک مدنظر قرار می گیرد. در ناحیه A فقط فشار ممرک خاکگریز، در ناحیه B به دلیل تغییر شکل جابجی سپر، از سمت خاک فشار ممرک و از سمت آب، فشار تقارم وجود دارد. زیر نقطه دوران (ناحیه C) شرایط معکوس است. در شکل اضری توزیع و فشار واقعی خاک در شکل ط نشان داده شده است. لکن برای مقاصد طراحی توزیع فشار به صورت شکل C خواهد بود (ساده کرده). اگر مساله فشار با سیمانزه آب مطرح باشد، باید مدنظر قرار گیرد. طراحی سپرهای طره ای در خاک ماسه ای

وقتی خاک زیر کف دریا ماسه ای باشد و طبق اصول طراحی، خاکگریز نیز ماسه ای باید باشد، حالت شکل زیر بوجود می آید.



شدت فشار ممرک در عمق  $Z = L_1$  طبق رابطه زیر است:

$$P_1 = \gamma L_1 K_a \quad (1)$$

$K_a$  ضریب فشار ممرک رانگین  $K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$  و  $\gamma$  وزن مخصوص خاک در بالای تراز آب

فشار ممرک در عمق  $Z = L_1 + L_2$  (تراز کف دریا) برابر است با:

$$P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad (2)$$

$\gamma'$  وزن مخصوص مؤثر خاک یعنی  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

توجه شود که در تراز کف دریا، فشار های هیدرواستاتیک از دو طرف با هم مساوی و یکدیگر را خنثی می نمایند.



شمارمک در عمق  $z$ ، در زیر خط کف دریا تا نقطه دورانه  $0$  برابر است با:

$$P_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a \quad (3)$$

شمارمقاوم در عمق  $z$  برابر است با:  $(4)$   $P_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p$  که  $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$  ضریب فشار مقاوم را نگیین است.

با ترکیب روابط ۳ و ۴ فشار جابجی خالص به صورت زیر در می آید:

$$P = P_a - P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2) (K_p - K_a) \\ = P_2 - \gamma'(z - L) (K_p - K_a) \quad (5)$$

که در آن  $L = L_1 + L_2$

حال عمق  $L_3$  که به ازای آن فشار خالص مساوی صفر می شود به دست می آید:

$$P_2 - \gamma'(z - L) (K_p - K_a) = 0 \Rightarrow L_3 = (z - L) = \frac{P_2}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad (6)$$

از رابطه اخیر ملاحظه می شود که سبب منفی فشار خالص DEF مساوی یک در قائم و

$$P_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma' \quad (7)$$

در پائین سپر، فشار مقاوم  $P_p$  از راست به چپ و فشارمک از چپ به راست عمل می کند.

$D = L_3 + L_4$  عمق سپر از کف دریا تا انتهای سپر می باشد. در عمق  $z = L + D$  داریم:

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p \quad (8)$$

$$P_a = \gamma' D K_a \quad (9)$$

پس فشار جابجی خالص در ته سپر برابر است با:

$$P_4 = P_p - P_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a) \\ = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \\ = P_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \quad (10)$$

$$P_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \quad (11)$$

$$D = L_3 + L_4 \quad (12)$$

و همانطوریکه در بالا اشاره شد:

برای پایداری سپر، معادلات تعادل استاتیکی بصورت زیر نوشته می شود:

$$\sum (\text{نیروهای افقی در واحد طول سپر}) = 0$$

$$\sum (\text{گشتاور نیروهای وارد در واحد طول سپر نسبت به نقطه B}) = 0$$

$$P - \frac{1}{2} P_3 L_4 + \frac{1}{2} L_5 (P_3 + P_4) = 0 \quad (13)$$

که در آن P مساحت زیر منحنی فشار ACDE می باشد.  
از گتاور تمام پیروها حول نقطه B داریم:

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 P_3\right) \left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (P_3 + P_4) \left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \quad (14)$$

$$L_5 = \frac{P_3 L_4 - 2P}{P_3 + P_4} \quad (15)$$

با ترکیب روابط 7-10-14 و 15 و ساده کردن آنها معادله درجه چهارم زیر بدست می آید:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (16)$$

که در آن:

$$A_1 = \frac{P_5}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

(17)

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + P_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}P_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

مراحل محلی تعیین نمودار فشار وارد بر سپری

بر اساس تئوری قبل، روش گام به گام تعیین نمودار فشار برای یک سپر قائم که در خاک دانه ای

کو بیده شده به شرح زیر است:

۱- محاسبه مقادیر  $K_p$  و  $K_a$

۲- با توجه به معلوم بودن  $L_1$  و  $L_2$ ، تعیین  $P_1$  از رابطه (1) و  $P_2$  از رابطه (2)

۳- محاسبه  $L_3$  از رابطه (3)

۴- محاسبه P (مساحت زیر منحنی ACDE)  $P = \frac{1}{2} P_1 L_1 + P_1 L_2 + \frac{1}{2} (P_2 - P_1) L_2 + \frac{1}{2} P_2 L_3$

۵- تعیین  $\bar{z}$  (مرکز فشار سطح ACDE) با لنگرگیری حول نقطه E

۶- محاسبه  $P_5$  از رابطه (11)

۷- محاسبه مقادیر  $A_1$ ،  $A_2$ ،  $A_3$  و  $A_4$  از رابطه (17)

۸- تعیین  $L_4$  با روش سعی و خطا از رابطه (16)

۹- محاسبه  $P_4$  از رابطه (10)

۱۰- محاسبه  $P_3$  از رابطه (7)

۱۱ - تعیین  $L_3$  از رابطه (۱۵)

۱۲ - رسم منحنی فشار مطابق شکل صنفه ۹ (شکل ۲)

در این مرحله می توان محقق نفوذ سپر در حالت توریک را از جمع  $L_3 + L_4$  بدست آورد، در عمل جهت طراحی، محقق نفوذ واقعی سپر حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد بزرگتر از محقق توریک در نظر گرفته می شود.

البته برخی طراحان ترجیح می دهند در شروع کار، ضریب ایمنی برای ضریب فشار مقاوم

$$K_p \text{ یعنی } K_p \text{ اعمال نمایند یعنی } K_p \text{ طراحی} = \frac{K_p}{FS}$$

ضریب ایمنی  $FS$  بین ۱٫۵ تا ۲ ملوفا می شود.

توجه شود که در حالت اخیر دیگر نیازی به افزایش محقق نفوذ توریک نخواهد بود.

تعیین لنگر خمشی حداکثر برای طراحی مقطع سپر

بر اساس منحنی تغییرات گشتاور خمشی سپر طره ای (شکل ۲ ب) ، حداکثر لنگر بین نقاط  $E$  و  $F$

راخ می دهد، برای تعیین گشتاور حداکثر بر واحد طول سپر باید عمل برش صفر تعیین شود.

با انتخاب محور  $Z'$  با مبدأ  $E$  (شکل ۲) برای نقطه برش صفر داریم:

$$P = \frac{1}{2} (Z')^2 (K_p - K_a) \gamma' \Rightarrow Z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a) \gamma'}} \quad (18)$$

با تعیین نقطه برش صفر (نقطه  $F''$ ) مقدار گشتاور خمشی حداکثر بصورت زیر تعیین می شود:

$$M_{max} = P(\bar{z} + Z') - \left[ \frac{1}{2} \gamma' Z'^2 (K_p - K_a) \right] \left( \frac{Z'}{3} \right) \quad (19)$$

با داشته گشتاور خمشی حداکثر و انتخاب تنشی مجاز مناسب (بر اساس آیین نامه

مردنظر) ، اساس مقطع لازم برای سپر از رابطه زیر بدست می آید:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{\text{مجاز}}} \quad (20)$$

$S$  : اساس مقطع لازم برای سپر در واحد طول آن

$\sigma$  : تنشی مجاز خمشی سپر است ،  $\sigma = 170 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  فولاد ASTM A-328

$\sigma = 210 \text{ N/mm}^2 \approx 30000 \text{ lb/in}^2 \rightarrow$  فولادهای ASTM A-572, 690

مثال - مطابق شکل ۲ (صنعه ۹) یک سیرطره‌ای در خاک دانه‌ای (ماسه) کوبیده شده است. براساس طرح  $L_1 = 2m$  و  $L_2 = 3m$  و مشخصات خاک براساس آزمایش و گمانه ژئوتکنیک صورت  $\phi = 32^\circ$  ،  $c = 0$  ،  $\gamma = 15.9 \text{ kN/m}^3$  ،  $\gamma_{\text{sat}} = 19.33 \text{ kN/m}^3$  ،

مطلوبست تعیین عمق نفوذ سیری و حداقل اساس مقطع سیر؟

حل : با کمک روش گام به گام داریم :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307 \quad , \quad K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{32}{2} \right) = 3.25 \quad -1$$

$$P_1 = \gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763 \text{ kN/m}^2 \quad -2$$

$$P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] 0.307 = 18.53 \text{ kN/m}^2$$

$$L_3 = \frac{P_2}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{18.53}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 0.66 \text{ m} \quad -3$$

$$P = \frac{1}{2} (9.763)(2) + (9.763)(3) + \frac{1}{2} (18.53 - 9.763)3 + \frac{1}{2} (18.53)(0.66) = 9.763 + 29.289 + 13.151 + 6.115 = 58.32 \text{ kN/m} \quad -4$$

۵ - با لنگرگیری نسبت به E داریم :

$$\bar{Z} = \frac{1}{58.32} \left[ 9.763 \left( 0.66 + 3 + \frac{2}{3} \right) + 29.289 \left( 0.66 + \frac{3}{2} \right) + 13.151 \left( 0.66 + \frac{3}{3} \right) + 6.115 \left( 0.66 \times \frac{2}{3} \right) \right] = 2.23 \text{ m}$$

$$P_5 = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] 3.25 + (19.33 - 9.81)(0.66)(3.25 - 0.307) = 196.17 + 18.49 = 214.66 \text{ kN/m}^2 \quad -6$$

$$A_1 = \frac{214.66}{(9.52)(2.943)} = 7.66 \quad A_2 = \frac{(8)(58.32)}{(9.52)(2.943)} = 16.65 \quad -7$$

$$A_3 = \frac{(6)(58.32) [(2)(2.23)(9.52)(2.943) + 214.66]}{(9.52)^2 (2.943)^2} = 151.93$$

$$A_4 = \frac{58.32 [(6)(2.23)(214.66) + (4)(58.32)]}{(9.52)^2 (2.943)^2} = 230.72$$

$$L_4^4 + 7.66 L_4^3 - 16.65 L_4^2 - 151.39 L_4 - 230.72 = 0 \quad -8$$

$$L_4 = 4 \text{ m} \rightarrow \text{سختی در جهت راست} = -356.44 \quad \leftarrow \text{سختی در جهت چپ}$$

$$L_4 = 5 \text{ m} \rightarrow \quad \quad \quad = +178.58$$

$$L_4 = 4.8 \text{ m} \rightarrow \quad \quad \quad = +36.96 \Rightarrow \text{در جهت مثبت} \quad L_4 \approx 4.8 \text{ m}$$

$$p_4 = 214.66 + (9.52)(4.8)(2.943) = 349.14 \text{ kN/m}^2 \quad -9$$

$$p_3 = (9.52)(2.943)(4.8) = 134.48 \text{ kN/m}^2 \quad -10$$

$$L_5 = \frac{(134.48)(4.8) - 2(58.32)}{134.48 + 349.14} = 1.09 \text{ m} \quad -11$$

۱۲ - مشخصات لازم برای رسم منحنی فشار خالص میبا من باشد (مانند شکل ۲).

$$\text{محمق نفوذ تکوزیک} \quad L_3 + L_4 = 0.66 + 4.8 = 5.46 \text{ m}$$

$$\text{محمق نفوذ واقعی (عملی)} \quad 1.3(L_3 + L_4) = 1.3(5.46) = 7.1 \text{ m}$$

بعینه گتاور جدول و اساس مقطع لازم سیری ؛

$$Z' = \sqrt{\frac{(2)(58.32)}{9.52(2.943)}} = 2.04 \text{ m} \quad \text{رابطه (۱۸) ← محل گتاور جدول}$$

$$M_{max} = (58.32)(2.23 + 2.04) - \quad \text{رابطه (۱۹) ← مقدار گتاور جدول}$$

$$\frac{1}{2}(9.52)(2.04)^2(2.943)\left(\frac{2.04}{3}\right) = 249.03 - 39.64 = 209.39 \quad \frac{\text{kN-m}}{\text{m}}$$

$$S = \frac{209.39 \times 10^6}{170} = 1.232 \times 10^6 \quad \text{رابطه (۲۰) اساس مقطع لازم سیری ؛}$$

$$\text{مقاومت انتخابی} = 170 \text{ N/mm}^2 \quad \leftarrow$$

\* از جدول مقاطع سیری، مقطع مورد نظر انتخاب می شود.

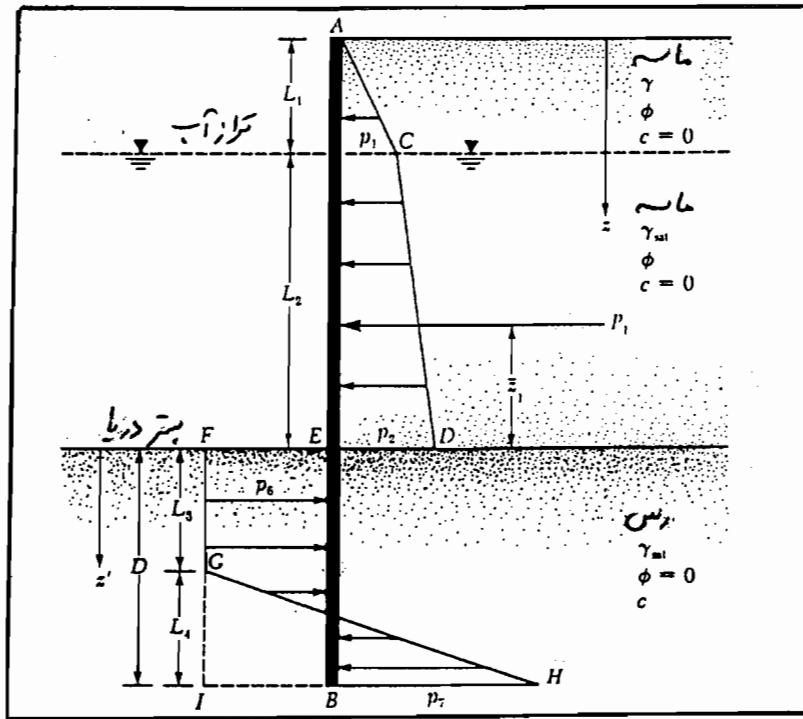
### طراحی سپرهای طره ای در خاک رسی

ممکن است در برخی موارد سپر در لایه خاک رسی (چسبنده) کوبیده شود. در این حالت به دلیل رفتار خاک، منحنی فشار شکل ۲ تغییر خواهد کرد و بصورت کلی شکل ۳ در خواهد آمد. توجه شود که خاک نسبت سپرها معمولاً رنجته می شوند و خاک دانهای خواهند بود. در این حالت با توجه به روابط ① و ② می توان فشار خالص  $p_1$  و  $p_2$  و در نتیجه منحنی توزیع فشار خاک در بالای کف دریا را بدست آورد، توزیع فشار خاک در پائین کف دریا بصورت زیر بعینه می گردد :

در محق اختیاری  $z$  که بزرگتر از  $L_1 + L_2$  بوده و در بالای نقطه دوران  $O$  (شکل ۱) قرار دارد، فشار عمک  $p_a$  که از راست به چپ عمل می کند، برابر است با :

$$p = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (21)$$

که در آن  $K_a$  ضریب فشار عمک را نگیین است که در حالت  $\phi = 0$  برابر واحد می شود.



فشار مقاوم  $P_p$  که از چپ به راست عمل می‌کند برابر است با :

$$P_p = \gamma_{sat} (z - L_1 - L_2) K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (22)$$

بنابراین فشار خالص برابر است با :

$$P_6 = P_p - P_a = [\gamma_{sat} (z - L_1 - L_2) + 2c] - \quad (23)$$

$$[\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} (z - L_1 - L_2)] + 2c = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

در پایین سیر فشار مقاوم از راست به چپ برابر است با :

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} D) + 2c \quad (24)$$

فشار ممبرک از چپ به راست برابر است با :

$$P_a = \gamma_{sat} D - 2c \quad (25)$$

بنابراین فشار خالص برابر است با :

$$P_7 = P_p - P_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (26)$$

برای پایداری سیر، تعادل نیروهای افقی ایجاد می‌کند که در منحنی فشار، مساحت

ACDE منهای مساحت EFIB بعلاوه مساحت GIH مساوی صفر شود، پس :

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] D + \frac{1}{2} L_4 [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$$

که در آن  $P_1$  مساحت سطح ACDE می‌باشد .

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \quad (27) \quad \text{باساده کردن رابطه اخیر!}$$

از لنگرگیری حول B داریم!

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow P_1(D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} L_4 (8c) \left(\frac{L_4}{3}\right) = 0 \quad (28)$$

که در آن  $\bar{z}_1$  فاصله مرکز فشار سطح ACDE از کف دریا می باشد.

از ترکیب در رابطه 27 و 28 داریم!

$$D^2 [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \quad (29)$$

با حل رابطه اخیر برای D، محق نفوذ تئوریک در لایه رسی برای سیر بدست می آید.

بر اساس تئوری اخیر روش گام به گام زیر ارائه می گردد!

۱- محاسبه ضریب فشار جابجایی ممرک برای خاکریز دانه ای  $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

۲- محاسبه فشارهای  $P_1$  و  $P_2$  از رابطه 1 و 2

۳- محاسبه  $P_1$  و  $\bar{z}_1$   $P_1 = \frac{1}{2} P_1 L_1 + P_1 L_2 + \frac{1}{2} (P_2 - P_1) L_2$

۴- تعیین مقدار تئوریک محق نفوذ D از رابطه 29

۵- محاسبه  $L_4$  از رابطه 27

۶- محاسبه مقادیر  $P_6$  و  $P_7$  از رابطه 23 و 24

۷- رسم منحنی توزیع فشار مطابق شکل 3 صنفه 15

در این مرحله محق واقعی نفوذ بدست می آید (تئوریک) D = 1.04 تا 1.06 D واقعی

### گشتاور خمشی حداکثر

بر اساس شکل 3 نقطه برش صنفه یا حداکثر گشتاور خمشی در فاصله زیر قرار دارد!

$$L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$$

با تعریف مختصات جدید  $z'$  (مبدأ آن  $z' = 0$  در کف دریا فرض می شود) شرط صنفه بردن

برش را می توان به شرح زیر نوشت:

$$P_1 - P_6 z' = 0 \Rightarrow z' = \frac{P_1}{P_6} \quad (30)$$

مقدار گشتاور حداکثر برابر می شود!

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{P_6 z'^2}{2} \quad (31)$$

با داشتن گشتاور حداکثر می توانه اساس مقطع سپری را بدست آورد (رابطه 21).

مثال - مشخصات مثال قبلی با این تفاوت که خاک زیر کف دریا رسی است، در نظر گرفته می شود. تناوب بررسی زهکشی سنگره یکم بیاضنه لایه رسی  $C = 47.0 \text{ KN/m}^2$  حل:

$$K_{\alpha} = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307 \quad -1$$

$$P_1 = 9.763 \text{ KN/m}^2, \quad P_2 = 18.53 \text{ KN/m}^2 \quad -2 \text{ از مثال قبیل}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} P_1 L_1 + P_1 L_2 + \frac{1}{2} (P_2 - P_1) L_2 \quad -3 \text{ با توجه به شکل 3}$$

$$= 9.763 + 29.289 + 13.151 = 52.2 \text{ KN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{1}{52.2} \left[ 9.763 \left( 3 + \frac{2}{3} \right) + 29.289 \left( \frac{3}{2} \right) + 13.151 \left( \frac{3}{3} \right) \right] = 1.78 \text{ m}$$

-4 از رابطه (29)

$$D^2 \left\{ (4)(47) - [(2)(15.9) + (19.33 - 9.81)3] \right\} - 2D(52.2) - \frac{52.2 [52.2 + (12)(47)(1.78)]}{[(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] + (2)(47)} = 0$$

$$127.64 D^2 - 104.4 D - 357.15 = 0 \Rightarrow D = 2.13 \text{ m}$$

-5 از رابطه (27)

$$L_4 = \frac{2.13(127.64) - 52.2}{(4)(47)} = 1.17 \text{ m}$$

-6

$$P_6 = (4)(47) - [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] = 127.64 \text{ KN/m}^2$$

$$P_7 = (4)(47) + [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] = 248.36$$

-7 منحنی متعارمانند شکل 3 قابل ترسیم است.

$$D \approx 1.5 D_{\text{تئوریک}} = 1.5(2.13) \approx 3.2 \text{ m}$$

برای محاسبه لنگر خمشی حداکثر از رابطه (30)

$$z' = \frac{P_1}{P_6} = \frac{52.2}{127.64} \approx 0.41 \text{ m}$$

از رابطه (31)

$$M_{\max} = 52.2(0.41 + 1.78) - \frac{127.64(0.41)^2}{2}$$

$$= 114.32 - 10.73 = 103.59 \text{ KN-m/m}$$

با تندی مباد  $\sigma = 170 \text{ N/mm}^2$  اساس تقطع لازم عبارت است از:

$$S = \frac{103.59 \times 10^6}{170} = 6.1 \times 10^5 \text{ mm}^3/\text{m}$$



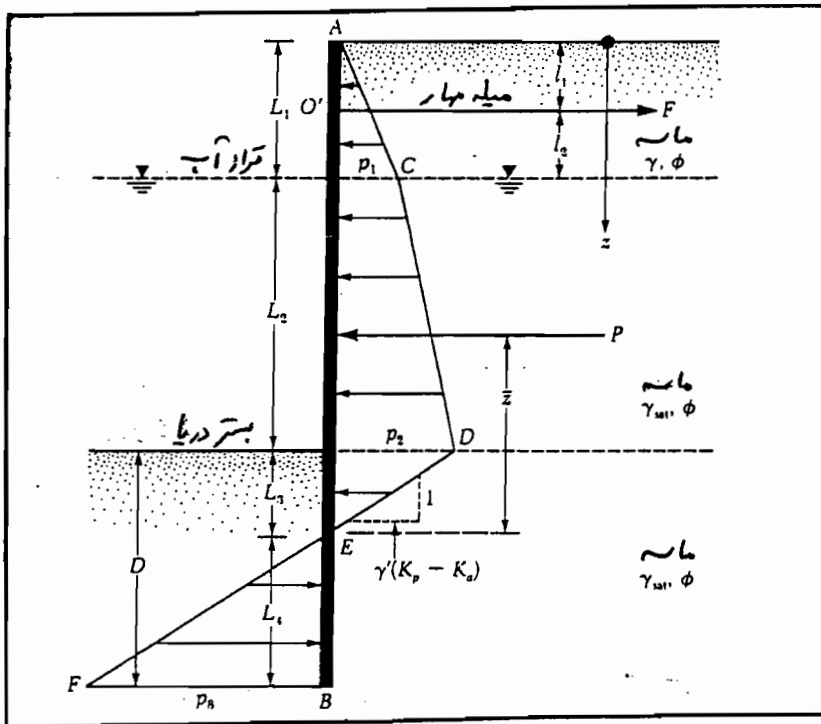
## طراحی سپرهای مهارسکده

در حالتی که ارتفاع سپر از کف دریا از حدود ۶ متر تجاوز نماید، اقتصادی تر است که سپر در نزدیکی بالای خود مهار شود (سپر مهارسکده). مهار سپر باعث کاهش عمق نفوذ و کاهش لنگر فشی آن می‌گردد. البته در طرح و اجرای مهار باید دقت کرد.

طرح و اجرای سپرهای مهارسکده به دوروش اصلی صورت می‌پذیرد. در حالت اول ریشه سپر بصورت منفصلی عمل کرده و در حالت دوم بصورت گیردار خواهد بود. در سپر مهارسکده بارشبه منفصلی، طول نفوذ سپر حداقل بوده و سیستم سازه‌ای آن معینه است.

### سپر مهارسکده بارشبه منفصلی در زمین ماسه‌ای

در شکل زیر (شکل ۴) حالت موردتقریب فشارهای وارده از خاک نشان داده شده است. میله مهار در عمق  $z_1$  از بالای سپر تعبیه شده و سپر را به یک سیستم مناسب (مثلاً دیوار یا بلوک) مهار کرده است.



شکل ۴

مخردار توزیع فشار خالص در بالای کف دریا مشابه حالت سپر طره‌ای در ماسه خواهد بود.

در عمق  $z = L_1$  داریم  $P_1 = \gamma L_1 K_a$  و در عمق  $z = L_1 + L_2$  داریم  $P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$

در عمق  $z = L_1 + L_2 + L_3$  فشار خالص برابر صفر است که مقدار  $L_3$  از رابطه ⑥ بدست می‌آید

$$L_3 = \frac{P_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

در محق  $Z = L_1 + L_2 + L_3 + L_4$  فشار خالص را می توان از رابطه زیر بدست آورد :

$$P_8 = \gamma'(K_p - K_a) L_4 \quad (32)$$

سبب خط DEF در قائم یک و در افق  $\gamma'(K_p - K_a)$  می باشد، برای تعادل سپر، مجموع نیروهای افقی و مجموع لنگرها حول نقطه  $O'$  (تراز قرارگیری میل مهار) مساوی صفر قرار می گیرد. جمع نیروها در جهت افق در واحد طول سپری :

$$ACDE \text{ مساحت} - EBF \text{ مساحت} - F = 0$$

$F$  کشش میل مهار (Tie Rod) در واحد طول سپر است :

$$P - \frac{1}{2} P_8 L_4 - F = 0 \rightarrow F = P - \frac{1}{2} [\gamma'(K_p - K_a)] L_4^2 \quad (33)$$

$P$  مساحت منحنی فشار  $ACDE$  می باشد.

با لنگرگیری نیروها نسبت به  $O'$  داریم :

$$-P [(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \frac{1}{2} [\gamma'(K_p - K_a)] \cdot L_4^2 \cdot (l_2 + l_2 + L_3 + \frac{2}{3} L_4) = 0$$

که پس از ساده کرده :

$$L_4^3 + 1.5 L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P [(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0 \quad (34)$$

$\bar{z}$  فاصله محل اثر  $P$  تا نقطه  $E$  (شکل ۴) است.

رابطه ۳۴ که حل شود مقدار  $L_4$  بدست می آید و در نهایت محق نفوذ تنوریک حاصل می شود :

$$D = L_3 + L_4$$

محق نفوذ واقعی ۳ تا ۴ درصد بیشتر از محق نفوذ تنوریک ملحوظ می شود :

$$D = 1.3 \text{ تا } 1.4 \text{ (تنوریک } D \text{) واقعی در طرح}$$

حداکثر گشتاور خمشی سپر در حد فاصل  $Z = L_1$  تا  $Z = L_1 + L_2$  قرار دارد. محق  $Z$  که در آن برش صفر شود (گشتاور حداکثر گردد) از رابطه زیر قابل حصول است :

$$\frac{1}{2} P_1 L_1 - F + P_1 (Z - L_1) + \frac{1}{2} K_a \gamma' (Z - L_1)^2 = 0 \quad (35)$$

پس از تعیین  $Z$  می توان گشتاور حداکثر را در آن نقطه تعیین نمود. سپس اساس مقطع سپری لازم از رابطه خود و با توجه به تنش مجاز خمشی بدست می آید.

در برخی مراجع (از جمله آیین نامه راپین) بجای تعیین عمق نفوذ سپری به روش اخیر، توصیه

$$M_p = F_s M_A$$

می کنند که طول  $D$  واقعی را طوری بدست آورید که

که  $M_p$  لنگر حاصل از فشار مقادیر خاک  
 $M_A$  لنگر حاصل از فشار مرکب خاک و فشار آب باقی مانده  
 نسبت به تراز میله مهار

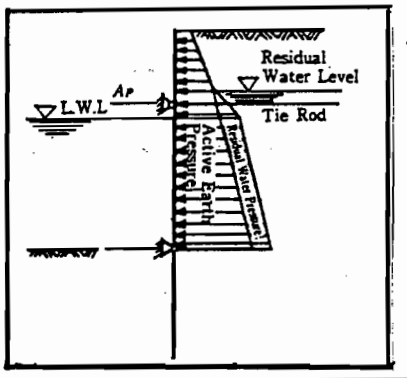
$F_s$  ضریب اطمینان که در خاک ماسه ای برای شرایط عادی برابر 1.5 و شرایط ویژه برابر 1.2

و در خاک رسی برای هر دو حالت عادی و ویژه برابر 1.2 منظور می شود.

به عبارت دیگر در این توصیه بجای برقراری شرط تعادل لنگرها از شرط لنگر ضریب دار استفاده می شود و به خودی خود طول محقق نفوذ بزرگتری بدست می آید.

تعیین گشتاور حداکثر به بیان آیین نامه راپین بصورت زیر است (معادل روش اخیر می باشد و البته فشار آب باقی مانده اضافه شده است).

حداکثر گشتاور خمشی مگر بر سپری مهار شده با فرض سیر ساده مجازی بصورت زیر که فشار خاک بالای کف دریا و فشار آب باقی مانده بعنوان بارگذاری و در تکیه گاه ساده در تراز میله مهار و کف دریا در نظر گرفته می شوند، بدست می آید.



مثال - مشخصات همان مثال اول مدنظر است و محقق نفوذ و بلندی مهار وارد بر واحد طول سپر و تعیین گشتاور حداکثر و اساس مقطع مجول مساله هستند. مهار سپری در محقق یک متر از بالای آب قرار دارد، حل!

از مثال اولیه مقادیر زیر بکار گرفته خواهد شد:

$$p_1 = 9.763, p_2 = 18.53 \text{ KN/m}^2, L_3 = 0.66 \text{ m}, P = 58.32 \text{ KN/m}, \bar{z} = 2.23 \text{ m}$$

$$\text{از رابطه (۳۴) و قرار دادن } l_2 = 1 \text{ m}, l_1 = 1 \text{ m} \text{ و } K_p = 3.25, K_a = 0.307$$

$$L_4^3 + 1.5 L_4^2 (1 + 3 + 0.66) - \frac{3(58.32)[(2 + 3 + 0.66) - (2.33 + 1)]}{9.52(3.25 - 0.307)} = 0$$

$$L_4^3 + 6.99 L_4^2 - 14.55 = 0$$

$$L_4 \approx 1.4 \text{ m}$$

با آزمون و خطا یا هر روش دیگر از حل معادله اخیر!

$$D_t = L_3 + L_4 = 0.66 + 1.4 = 2.06 \text{ m}$$

$$D \approx 1.4 D_t = 1.4(2.06) = 2.88 \text{ m} \# 2.9 \text{ m}$$

از رابطه (۳۳)  $F = 58.32 - \frac{1}{2} [9.52 (3.25 - 0.307)] (1.4)^2 = 30.86 \text{ kN/m}$

برای تعیین گتاور حدالزء ، با توجه به رابطه (۳۵) نقطه برش صفر به شرح زیر بدست می آید :

$$\frac{1}{2} (9.763)(2) - 30.86 + (9.763)(z-2) + \frac{1}{2} (0.307)(9.52)(z-2)^2 = 0$$

اگر  $x = z - 2$  باشد  $\leftarrow$

$$9.763 - 30.86 + 9.763x + 1.461x^2 = 0$$

$$x^2 + 6.682x - 14.44 = 0 \Rightarrow x = 1.72 \text{ m} \Rightarrow z = 1.72 + 2 = 3.72 \text{ m}$$

می توانه تحقیق کرد که یا  $L_1 < z < L_1 + L_2$

با گرفتن گتاور نسبت به نقطه برش صفر یعنی  $z = 3.72 \text{ m}$  ، گتاور حدالزء بدست می آید :

$$M_{max} = - \left( \frac{1}{2} p_1 L_1 \right) \left[ x + \left( \frac{1}{3} \right) (2) \right] + F(x+1) - (p_1 x) \left( \frac{x}{2} \right) - \frac{1}{2} K_a \gamma' (x)^2 \left( \frac{x}{3} \right)^3$$

$$M_{max} = - (9.763)(2.387) + (30.86)(2.72) - \frac{9.763(1.72)^2}{2} - \frac{(0.307)(9.52)(1.72)^3}{6}$$

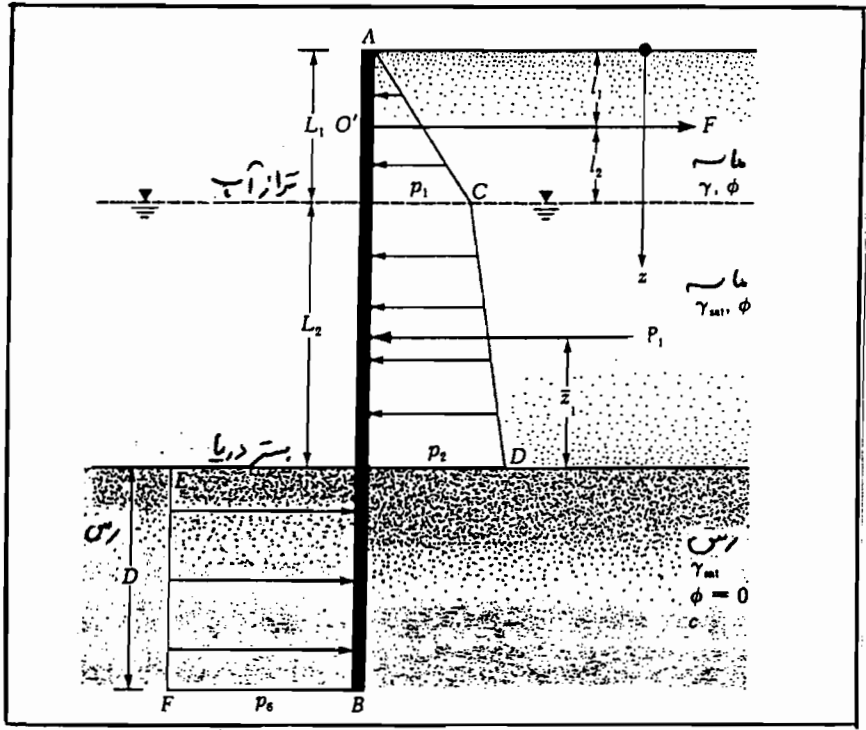
$$= -23.3 + 83.94 - 14.44 - 2.48 \Rightarrow M_{max} = 43.72 \text{ kN-m/m}$$

اساس مقطع لازم  $S = \frac{43.72 \times 10^6}{170} = 2.57 \times 10^5 \text{ mm}^3/\text{m}$

ملاحظه می شود که گتاور حدالزء و اساس مقطع نسبت به حالت سپری طره ای کاهش قابل ملاحظه ای یافته اند .

سپر مهار شده با رسته منضلی در زمین رسی

وقتی یک سپر مهار شده در لایه رسی کوبیده شود ( خاکریز بر اساس اصول طراحی باید دانای باشد ) ، متحن فشار بصورت زیر خواهد بود ( شکل ۵ ) .



شکل ۵

منحنی فشار در بالای کف دریا مانند شکل ۳ در صفحه ۱۵ خواهد بود. توزیع فشار خالص در زیر بستر دریا از  $Z = L_1 + L_2$  تا  $Z = L_1 + L_2 + D$  می تواند بصورت زیر نشان داده شود:

$$P_6 = 4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad \leftarrow \text{رابطه ۲۳ از قبل}$$

جهت یابیداری، مجموع نیروها در جهت افقی باید صفر باشد:

$$P_1 - P_6 D = F \quad (۳۶)$$

که در آن  $P_1$  مساحت  $ACD$  در منحنی توزیع فشار و  $F$  نیروی مهار برای واحد طول سپری است. با نوشتن لگرنیت به نقطه  $O'$  داریم:

$$P_1 (L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) - P_6 D (L_2 + L_2 + \frac{D}{2}) = 0$$

$$P_6 D^2 + 2P_6 D (L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1 (L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0 \quad (۳۷)$$

از رابطه اخیر می توان عمق نفوذ توریک  $D$  را محاسبه نمود. حداقل گشتاور در این حالت در عمق در حد حاصل  $L_1 < Z < L_1 + L_2$  رخ داده و عمق نقطه برش صفر (عمل حداقل گشتاور) را می توان از رابطه ۳۵ بدست آورد.

مثال - با توجه به شکل ۵ جهت تعیین عمق نفوذ و نیروی مهار در واحد طول سپر اطلاعات زیر

در دست است:  $L_1 = 3.24 \text{ m}$ ،  $L_2 = 6.5 \text{ m}$ ،  $l_1 = 1.62 \text{ m}$ ،  $\gamma = 17.3 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{sat} = 20.35 \text{ kN/m}^3$ ،  $\phi = 35^\circ$ ،  $c = 42.5 \text{ kN/m}^2$

حل:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{35}{2} \right) = 3.69$$

با توجه به شکل می توان نوشت:

$$P_1 = \gamma L_1 K_a = 17.3 \times 3.24 \times 0.271 = 15.19 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

$$= [17.3 \times 3.24 + (20.35 - 9.81) 6.5] 0.271 =$$

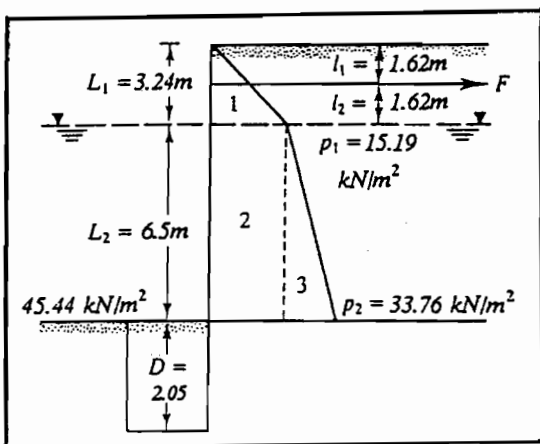
$$33.76 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = \text{مجموع مساحت} =$$

$$0.5 \times 3.24 \times 15.19 + 15.19 \times 6.5 + 0.5 \times 6.5 \times 18.57$$

$$= 24.61 + 98.74 + 60.35 = 183.70 \text{ kN/m}$$

(۲۲)



$$\bar{Z}_1 = \frac{24.61 \times 7.58 + 98.74 \times 3.25 + 60.35 \times 2.17}{183.7} = 3.48 \text{ m}$$

از رابطه (۲۳) و (۳۷) :

$$P_6 = 4 \times 42.5 - (17.3 \times 3.24 + 10.54 \times 6.5) = 45.44 \text{ kN/m}^2$$

$$45.44 D^2 + 2 \times 45.44 D (3.24 + 6.5 - 1.62) - 2 \times 183.7 (3.24 + 6.5 - 1.62 - 3.48) = 0$$

$$\Rightarrow D = 2.05 \text{ m}$$

$$F = P_1 - P_6 D = 183.7 - 45.44 \times 2.05 = 90.55 \text{ kN/m}$$

از رابطه (۳۶) :  
 تعیین عمل برش منفرجه (دائرگرتاور) و اساس مقطع نظیر مثال ذکر قبلی خواهد بود.

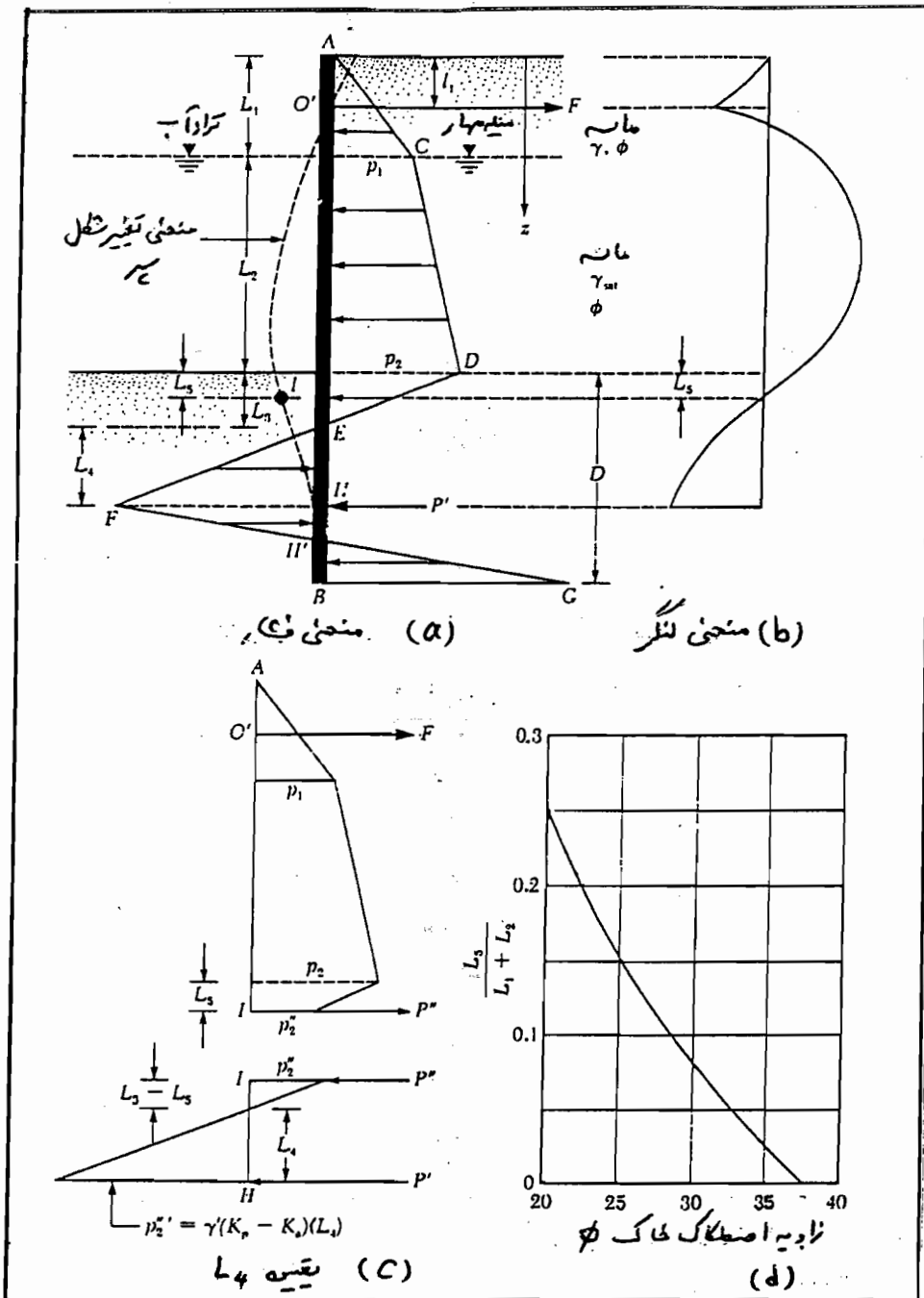
توجه : معمولاً سپرها (بویژه فولادین) انعطاف پذیر هستند و بنابراین دارای تغییر مکان جانبی می باشند. این امر باعث توزیع مجدد فشار جانبی و در نتیجه کاهش لنگر خمشی دایرگرتاور می شود. جهت این مساله به تحقیقات Rowe می توان رجوع کرد، البته در هر حال باید نتایج آیین نامه مورد نظر طراحی بود.

### سپرها سده باربسته گیردار در زمین ماسه ای

در طراحی سپرها به روش رستنه گیردار که معمولاً در زمین های ماسه ای انجام می شود فرض می گردد که پای سپر در مقابل دوران گیردار است (شکل ۶ صفحه بعد). در این شکل منحنی توزیع فشار خالص جانبی نشان داده شده است. در تحلیل تجربی پائینی منحنی توزیع فشار (HFH'GB) با نیروی متمرکز  $P'$  جایگزین می گردد.

برای تعیین  $L_4$  معمولاً از روش میر معادل که ساده است، استفاده می شود. برای درک روش میر معادل، نقطه عطف منحنی تغییر شکل سپر یعنی I مدنظر قرار می گیرد. در این نقطه می توان فرض کرد که سپر لولا شده و گشتاور خمشی صفر است (شکل ۶ قسمت ب). حاصله تمام I و تراز کف دریا برابر  $L_5$  است. برای تعیین  $L_5$  می توان از کارهای بلوم "در قالب منحنی شکل ۶ تجربی d استفاده نمود (تغییرات  $L_5 / (L_1 + L_2)$  بر حسب  $\phi$ ).

با توجه به شکل ۶ تجربی c قسمتی از سپر که در بالای نقطه I قرار دارد تحت فشار جانبی خالص می باشد با نیروی مابری F و برش  $P''$  معادل است. نیروی برشی  $P''$  از لنگرگیری نسبت به نقطه O' (نقطه مابری) تعیین می شود. پس از مشخص شدن  $P''$ ، طول  $L_4$  با لنگرگیری نسبت به نقطه H معلوم می شود. محقق نفوذ D در حدود ۱.۲ تا ۱.۴ برابر  $L_3 + L_4$  خواهد بود.



شکل ۶

بنابراین روش مرحله به مرحله بقیه عمق نمود  $D$  به شرح زیر خلاصه می شود:

۱- بقیه  $K_p$  و  $K_s$

۲- محاسب  $p_1$  و  $p_2$  از روابط ۱ و ۲

۳- بقیه  $L_3$  از رابطه ۶

۴- بقیه  $L_4$  از شکل  $d$  و بقیه  $d$

۵- محاسب مقدار  $p_2''$  با توجه به شکل و بقیه  $C$

۶- رسم منحنی توزیع فشار در بالای نقطه  $I$  مطابق شکل و بقیه  $C$

۷- با توجه به منحنی بند ۶، مقدار  $P''$  از تعادل لنگرها نسبت به نقطه  $O'$  بدست می آید.

$$p_2'' = \frac{p_2 (L_3 - L_5)}{L_3}$$

۸- رسم منحنی شمار بیه تقاط I و H با معلوم شدن  $P''$  (  $P_2'' = \lambda (K_p - K_a) L_4$  )

۹- از منحنی بند ۸ و از تعادل لنگر نیروها نسبت به نقطه H مقدار  $L_4$  بدست می آید.

۱۰- در پایانه عمق نفوذ بصیرت  $D = 1.2 تا 1.4 (L_3 + L_4)$  حاصل می شود.

نوجه شود که سایر مجهولات طراحی مانند حالت های قبلی بدست می آید.

\* در طراحی سپرها اگر اساس مقطع مقدار بزرگی باشد که نتوان توسط سپرهای فولادی استاندارد آنه را تأسیه نمود و یا اینکه ملاحظات اقتصادی (مثلاً از برای حکم کاذب) می توان از شمع های فولادی یا بتنی به هم پیوسته (لنار هم) بعنوان سپر استفاده نمود، البته در این حالت رفتار مجموعه که صرفاً نه شمع تنها است و نه سپری کامل است، قابل تعقیق می باشد، برای جلوگیری از فرار مصالح از بیه شمع ها، بیه شمع های اصلی، شمع کوچک دیگری در محدوده تراز لایروبی ایجاد می گردد که به شمع آب بند معروف است.



\* بیه سازی محل میله مهار

معمولاً هر چه میله مهار یا بیه ترورد (محل تراز میله مهار)، لنگرهای حاصل کمتر خواهد بود و تقاطع سپری بیه می شود ولی ملاحظات اجرایی، اجازه اجرای میله مهار در ترازهای بیه را معمولاً نمی دهد، لذا برای بیه سازی محل نصب میله مهار می توان به شرح زیر عمل نمود:

الف - محدوده مجاز اجرای میله مهار را از لحاظ ملاحظات اجرایی بدست می آوریم.

ب - در این محدوده (الف) با گام های مناسب، محل میله مهار را تغییر داده و لنگرها را بدست می آوریم.

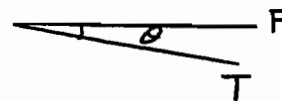
ج - محلی که لنگر حداقل را بدهد محل بیه جهت نصب میله مهار خواهد بود.

\* اصول طراحی میله مهار

نیروی کششی موجود در میله مهار از رابطه زیر بدست می آید:

$$T = F l \sec \theta$$

(۳۸)



(۲۵)



که در آن  $T$ : نیروی کششی میلۀ مهار

$F$ : نیروی کششی میلۀ مهار حاصل از تحلیل واحد طول سپر

$l$ : فاصله بین میلۀ مهارها

$\theta$ : زاویه بین میلۀ مهار و سطح افق (صیب مورد)

اگر شاکل مهار (بولارد) روی سیر پیشانی نصب شده باشد، نیروی ناشی از مهار بندی کششی نیز به میلۀ مهار منتقل می شود. معمولاً فرض طراحی بر آنه است که نیروی مهار بندی کششی توسط چهار میلۀ مهار اطراف بولارد تحمل می شود، پس:

$$T = (Fl + \frac{P}{4}) \sec \theta \quad (29)$$

$P$  مولفه افقی ناشی از نیروی مهار بندی کششی است.

توجه! وقتی نیروی مهار بندی کششی به نیروی میلۀ مهار اضافه می گردد، بارگذاری فوق حالت ویژه محسوب می شود و می تواند تنش های مجاز را افزایش داد.

\* تنش مجاز میلۀ مهار

تنش مجاز میلۀ مهار باید  $0.4 F_y$  یا کوچکتر در شرایط عادی و  $0.6 F_y$  در شرایط ویژه در نظر گرفته شود ( $F_y$  تنش تسلیم Yield stress).

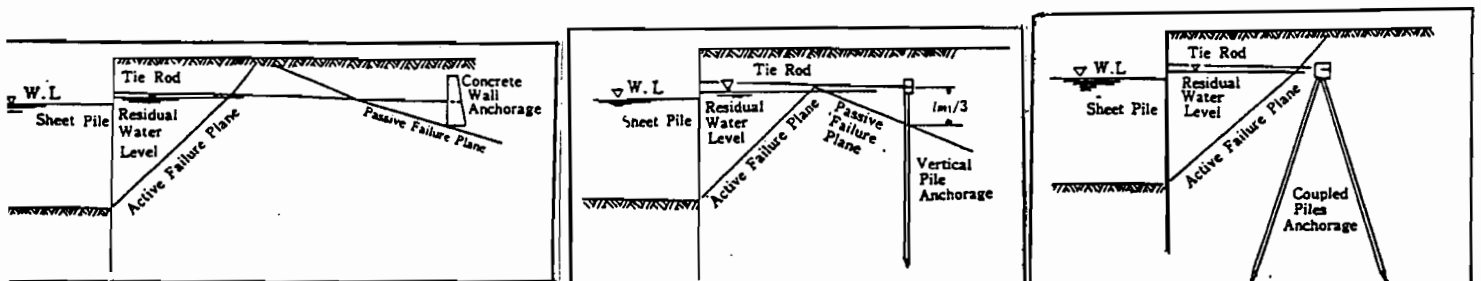
اگر از کابل های مخصوص پیش سیدگی برای میلۀ مهار استفاده شود، ضریب اطمینان در برابر گسیختگی باید 3.8 در شرایط عادی و 2.5 در شرایط ویژه باشد.

\* میلۀ مهار و کابل های مهار باید به طریق مناسبی از خوردگی محافظت شوند. یکی از روش های

مرسوم آنه است که میلۀ مهار داخل بتنه مدفون می شود تا پوششی بتنی به عنوان محافظ در برابر خوردگی عمل نماید (البته میلۀ مهار در داخل غلاف تزاری گیرد).

\* سیستم مهار

انتخاب سیستم مهار برای نگهدارنده انتهای دیگر میلۀ مهار با توجه به زمانه ساخت، شرایط اجرا، ارتفاع زمین پس از اجرا و هزینه ساخت انجام می شود که می تواند شامل بلوک وزنی متور یا پیوسته، شمع قائم، شمع مایل و... باشد.



در این مجموعه فقط به طراحی دیوار مهاربند بتنی که بیشتر استفاده می شود، اشاره می گردد،  
طراحی دیوار مهاربند بتنی

عمق نصب دیوار بتنی و ارتفاع دیوار باید به گونه ای باشد که ضریب اطمینان لازم را در برابر نیروهای وارده داشته باشد (نیرویی مقاوم خاک در برابر نیروی محرک خاک و نیروی میله مهار) و در حقیقت رابطه زیر برقرار باشد (شکل زیر):

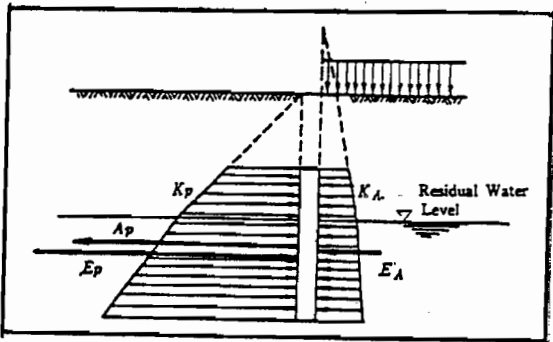
$$F.S. = \frac{E_p}{F + E_A} \quad (4)$$

که در آن:

$E_p$ : فشار مقاوم مؤثر بر دیوار در واحد طول (در طول دیوار)

$E_A$ : فشار محرک مؤثر بر دیوار در واحد طول (در پشت دیوار)

$F$ : نیروی مهاربند در واحد طول سپر



در محاسبه نیروی محرک و مقاوم باید توجه کرد که هر بار فقط در محاسبه نیروی محرک استفاده می شود و در محاسبه نیروی مقاوم از آن صرف نظر می گردد. ضریب اطمینان:

در شرایط عادی  $F.S. = 2.5$

در شرایط ویژه  $F.S. = 2.0$

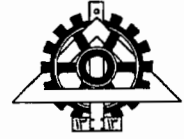
- \* محل دیوار بتنی با توجه به شکل صنفه قبل باید طوری باشد که خط گسیختگی محرک عبور از محل برخورد سپر و نسبت دریا با خط گسیختگی مقاوم عبور از پایه دیوار بتنی متوازی نکند.
- \* طراحی دیوار برای لنگر خمشی حاصل از میله مهار و فشار خاک است و معمولاً حد اکثر لنگر خمشی مطابق روابط زیر و با فرض فشار تقریباً یکنواخت خاک روی یک صنفه پیوسته افقی و یک صنفه طره ای قائم خواهد بود (زاین):

$M_H = \frac{Tl}{12}$        $M_H$  - حد اکثر لنگر خمشی افقی (t.f.m)

$M_V$  حد اکثر لنگر خمشی قائم در یک متر طول (t.f.m/m)

$M_V = \frac{Th}{8l}$        $h$  ارتفاع دیوار بتنی (m) و  $T$  حاصله بینه میله های مهار (m)

توجه: آرمان تورهای  $M_H$  باید طوری چیده شوند که لنگر مربوطه توسط عرض مؤثر  $2b$  اطراف میله مهار تحمل شود (در تراز میله مهار).  $b$  ضخامت دیوار در تراز میله مهار است.



دانشکده فنی دانشگاه تهران

# طراحی سازه‌های دریایی

پیوست

طراحی ضربه‌گیرها (فندرها) و  
مهاربندی شناورها بر اسکله

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## نکاتی در خصوص طراحی ضربه گیرهای اسکله

جهت کاهش اثرات ضربه ناشی از برخورد شناور به اسکله از ضربه گیر (فندر) استفاده می شود، نقش اصلی ضربه گیرها :

الف - کاهش نیروی عکس العمل وارد بر سازه از طریق جذب بخشی از انرژی حاصل  
ب - کاهش تغییر مکانهای ناشی از ضربه

(مساله تغییر مکان در برخی اسکله های حساس نظیر نفتی و پتروشیمی که لوله های مواد سرفیتی روی آنها نصب شده است، بسیار حائز اهمیت است).  
نحوه عملکرد و مواد مصرفی در ساخت ضربه گیر

وظیفه اصلی ضربه گیر، جذب و ذخیره بخشی از انرژی پهلوی و دفع آن می باشد. بنابراین ضربه گیر باید بتواند با تحمل تغییر مکان زیاد، انرژی حاصل را جذب نماید. پس هر چه تغییر مکان پذیری یا انعطاف پذیری مصالح فندر زیاد باشد، میزان جذب انرژی بیشتر خواهد بود. میزان جذب انرژی هم چنین به سختی مصالح تشکیل دهنده فندر بستگی دارد. معمولاً اکثر فندر ها به نوعی ساخته می شوند که فضای لازم برای تغییر مکان زیاد را داشته باشند (نظیر فندرهای استوانه ای و مکعب کرفالی).

تقسیم بندی کلی انواع فندر  
فندر های چوبی، لاستیکی - فندر چوبی دارای هزینه بیشتر نگهداری و محدودیت روی نگهداری است. در حال حاضر در اکثر اسکله های دنیا، از ضربه گیرهای لاستیکی استفاده می شود چه خواص فوق الذکر را به میزان زیاد دارا می باشند.

برخی از فندر های لاستیکی مشهور و مرسوم عبارتند از : Super M - استوانه ای -  
super Arc - super PoT - TURTLE - SEAL - TT - B -  
V -  $\Delta$  - پنوماتیک شناور - ...

فندر های فوق الذکر از نظر جذب انرژی، نیروی عکس العمل، نحوه فاصله گذاری و ... با یکدیگر تفاوت دارند و مابین نصب روی انواع اسکله و دولتی ... می باشند.

نکات قابل توجه در طراحی ضربه گیرها

الف - نیروی عکس العمل و تغییر شکل مجاز برای سازه اسکله و شناور - البته انرژی پهلوی

ب - نوع، شکل و انحناء بدنه کشتی

ج - شرایط پهلوگیری نظیر سرعت پهلوگیری ، زاویه پهلوگیری و فاصله بین ضربه گیرها  
 د - جهت پهلوگیری ( پهلوگیری از کنار پهلو یا از پشت ) - تعداد پهلوگیری  
 ه - شرایط جزر ومدی و تأثیر آن در پهلوگیری ( ارتفاع محل نصب روی اسکله )  
 و - ارتفاع بدنه و محقق آنچون شناورهای طرح ( در شناورهای کوچک ، عرض شناور )  
 ز - فاصله آزاد مناسب بین اسکله و جداره کشتی که به کاربری اسکله ، تجهیزات بارگیری  
 و تخلیه و سیستم های لوله های سرخشی بستگی دارد . ضریب اصطفاک

ح - فشار وارد بر بدنه کشتی با توجه به جنس بدنه آن ، نباید از حد خاصی تجاوز کند .  
 ط - بررسی اقتصادی طرح ( هزینه تجهیزات و اجزا ) - نگهداری و ترمیم - ضریب امنیتی

\* فنرهای طولی ، فنرهای هستند که دارای مقطع ثابت و طول متغیر با توجه به  
 شرایط جزر ومدی ، رده های مختلف شناورها و انرژی پهلوگیری می باشند .  
 فنرهای غیر طولی ، بصورت منفرد عمل می کنند و اندازه خاصی دارند ،  
 در محل هایی که تراز جزر ومدی کم بوده و شناورهای بهره بردار تقریباً در یک رده  
 باشند ، از فنرهای غیر طولی نظیر Cell - super cell - super pot  
 و استوانه ای استفاده می شود .

فنرهای طولی نظیر super M - super Arc - Turtle - V -  $\beta$  -  $\Lambda$  -  $\pi$   
 بوده که می توان بصورت محرضی هم از آنها استفاده کرد ،

\* استفاده از PAD در فنرهای super cell مرسوم است ، این فنرها دارای  
 توانایی جذب انرژی بالا بوده و لن در یک ارتفاع محدود قرار می گیرند ، بطور کلی ؛  
 الف - در شرایطی که نیاز به انرژی پهلوگیری زیادی باشد و لن اختلاف تراز جزر ومدی زیاد  
 است ، برای حل مشکل از PAD با ارتفاع زیاد استفاده می شود ، برای مثال فنر  
 SC1450 در کلاس RS دارای قدرت جذب انرژی 139 T.m می باشد ( این  
 انرژی مربوط به پهلوگیری شناور های رده 100,000 تنه می باشد ) ، ارتفاع این نوع  
 حدود 1.8m می باشد که در ناحیه ای هاشمه بندر امام که دارای اختلاف تراز جزر ومدی  
 بالای 5m است ، میبایم از یک PAD بلند استفاده نمایم .  
 ب - در شرایطی که بدنه شناور تحمل تنش گسترده ناشی از عکس العمل ضربه رانده باشد ،

باید جهت کاهش عموماً ، از PAD استفاده شود. بعنوان نمونه در مثال الف (بالا) ،  
 نیروی عکس العمل مربوط 83.9 تن است که در صورت عدم استفاده از PAD ، تنش  
 قابل توجهی به بدنه کشتی وارد می کند که اگر تیرهای اصلی کشتی (بزرگ) با فاصله زیاد  
 از هم باشند ، حالت بحرانی ایجاد می کند. در صورت استفاده از PAD معمولی به ابعاد  $2 \times 2$   
 متر تنش وارد بر بدنه کشتی را حدود  $T/2$  یا 21.5 کاهش داد.

**\* انرژی پهلویی E (بر حسب Ton-m)**

روابط متعددی برای برآورد انرژی پهلویی شناورها در اسکله ها وجود دارد که یکی از  
 کاربردی ترین آنها به شرح زیر است :

$$E = \frac{(W_1 + W_2) V^2}{2g} K$$

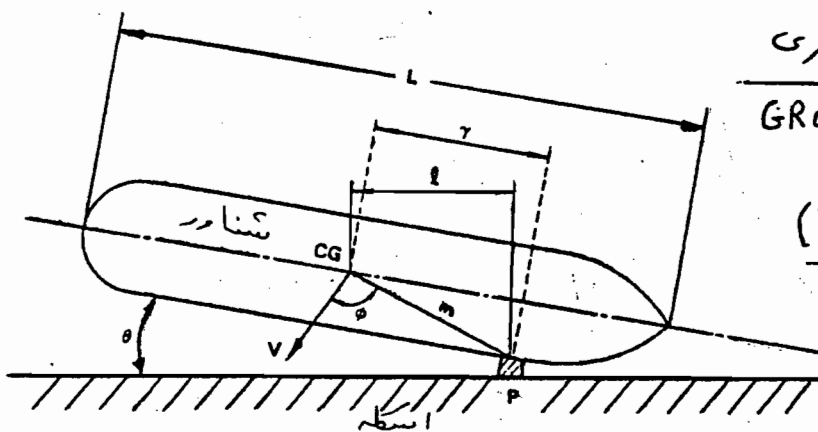
$W_1$  : تناژ جابجایی کشتی (DT) Ton

$W_2$  : وزن آب اضافی جابجا شده به همراه کشتی Ton

$V$  : سرعت پهلویی m/s

$K$  : ضریب ضربه از مرکز

$g$  : شتاب ثقل  $9.81 \text{ m/s}^2$



**\* GRT (Gross Tonnage)**

ظرفیت ثبت شده ناخالص

**\* DWT (Deadweight Tonnage)** (وزن کل شناور + کلیه بارها)

تبدیل تناژها  
 $DT = GRT \times 2$   
 $DT = DWT \times 1.4$   
 در کشتی کالاهای عمومی  
 تا 1.6

$$W_2 = \rho L H^2 \times \pi/4 \quad (\text{Ton})$$

در پهلویی از پهلو :

$L$  (م) طول کشتی و  $H$  (م) آب مجر کامل و  $\rho = 1.025 \text{ T/m}^3$  وزن مخصوص آب دریا

$$W_2 = \rho B H^2 \times \pi/4 \quad (\text{Ton})$$

در پهلویی از سبیل :

$B$  عرض شناور (م)

$$K = \frac{1}{1 + (l/r)^2}$$

$l$  روی شکل (فاصله موازی خط اسکله به مرکز

ثقل کشتی و مثل برخورد به مقدار)

۲ : شعاع تیرا سیر کشتی - در حالت راجع که کشتی در فاصله  $\frac{1}{4}$  میان خود به ضربه گیر

برخورد کند ، با فرض ساده کننده  $r = \frac{L}{4}$  و  $K = 0.5$  که در اکثر موارد در طراحی استفاده می شود.

برای سرعت پهلوگیری V باید از منابع و مراجع مربوط استفاده نمود. برای نمونه:

در مورد قایق های کوچک به علت قدرت مانور بالا و سرعت پرخش زیاد، این سرعت به ۲ تا ۳ m/s هم می رسد ولی کوسه های زیر مناسب تر است!	سرعت عرضی m/s	ظرفیت آبلش (تنه) DT Displacement tonnage
	0.30	تا 2000
	0.18	2000 ~ 10000
	0.16	10000 ~ 125000
	0.14	بیشتر از 125000

$$\left\{ \begin{array}{l} V = 2 \sim 3 \text{ m/s} \\ V = 0.5 \sim 1 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} DT = GRT \times (2 - 2.5) \text{ کشتی ماهیگیری کوچک} \\ DT = GRT \times (1.5 \pm 2) \text{ بزرگ} \\ DT = GRT \times 1.1 \text{ کشتی سازی} \\ DT = DWT \times 1.4 \text{ کانتینر} \\ DT = DWT \times 1.2 \text{ تا } 1.3 \text{ تانکر} \end{array} \right\}$$

\* برای طراحی فنر، با توجه به همه نکات و محدودیت ها، انرژی پهلوگیری محاسبه می شود. پس به کاتالوگ کارخانه سازنده فنر مراجعه و ابتدا با انتخاب نوع فنر، برده آل، با توجه به انرژی جذب شده و عکس العمل مربوطه و تغییر مکان های مربوط، شماره فنر انتخاب می شود که باید جابجایی انرژی پهلوگیری باشد. عکس العمل مذکور در کاتالوگ جهت طراح سازه (اسکله یا دولین) بکاری رود.

### \* نکات طراحی دیگر (شکل صفحه بعد)

- 1- برای تحمل برش ناشی از پهلوگیری شناور، ضربه گیر توسط تعدادی بولت (بیج مخفی) به بدنه اسکله متصل می شود (هنگام اجرا، باید محل بولت ها پیش بینی و رعایت شود).
- 2- هنگام برخورد زاویه دار کشتی، با توجه به اینکه لاستیک در برابر کشش مقاوم نیست، برای جلوگیری از پاره شدن بدنه فنر از زنجیر های کششی استفاده می شود.
- 3- برای کنترل تغییر شکل های صغیر ضربه گیر از یک زنجیر انعطاف پذیر استفاده می شود.
- 4- برای تعزیت مقاربت برسی فنر از زنجیر های برسی نیز استفاده می شود.
- 5- برای کاهش نیروی اصططاک ناشی از پهلوگیری کشتی می توان از پد PAD به دره اصططاک استفاده کرد (لاستیک معمولی دارای ضریب اصططاک 0.3، زربن نایلون 0.2 و زرب پل اتیلن 0.2 می باشند).

### \* فاصله بین ضربه گیرها

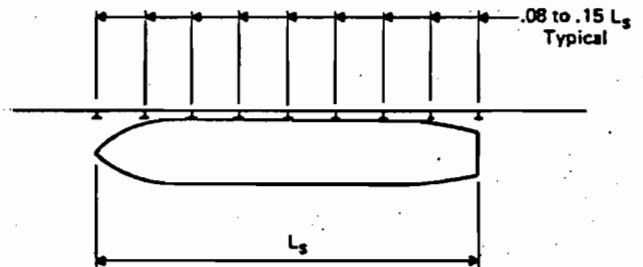
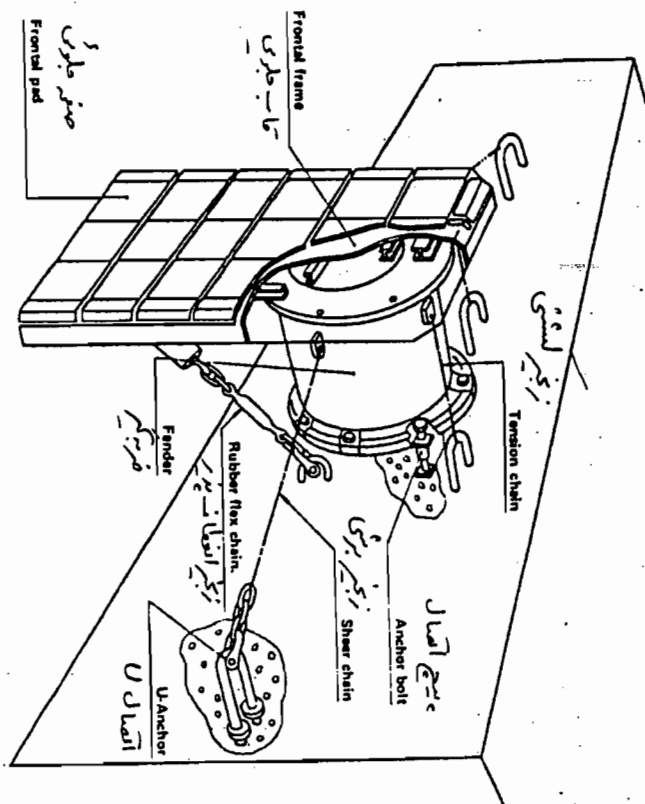
فاصله بین ضربه گیرها با توجه به زاویه پهلوگیری شناور و شکل انحناء بدنه کشتی باید چنان

باشه که بدنه کشتی در پي دو ضرب گیر به اسطه بر خورد نکند، در این رابطه به عرض شناور باید توجه داشت:

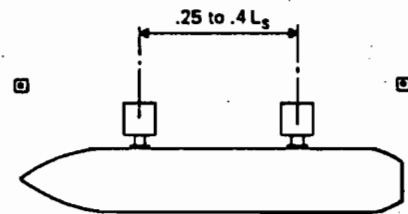
انرژی پهلوگیری و نیروی عکس العمل در زاویه های مختلف پهلوگیری متفاوت است و نسبت به اینکه پهلوگیری توسط یک کس انجام می شود یا بصورت عادی، ارقام متفاوتی خواهد داشت و من معمولاً برای طراح از زاویه  $5^\circ$  جهت محاسبات استفاده می شود (برای پهلوگیری شناورهای بزرگ که توسط یک کس انجام می شود). برای شناورهای کوچک بواسطه متور خودشان پهلوگیری می کنند زاویه متوسط  $10^\circ$  تا  $15^\circ$  می باشد.

\* در مورد اسطه ها مریض می شود هیچ تغییر مکان و انرژی جذب نمی شود و من در مورد دلفین ها می توان مریض کرد که سازه با تغییر شکل خود مقداری انرژی جذب می کند.

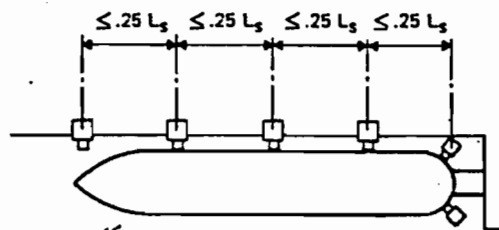
\* طراحی بهینه یعنی حداقل کردن نسبت عکس العمل به انرژی جذب شده (R/E) یعنی هر چه R/E کم باشه، کارایی فنر بیشتر است.



پهلوگیری طولی ALONGSIDE BERTH



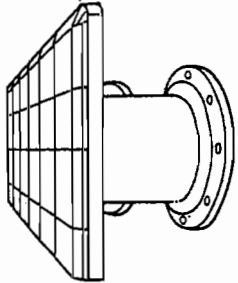
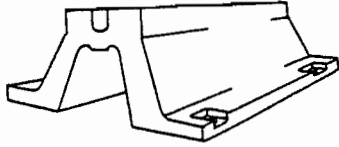
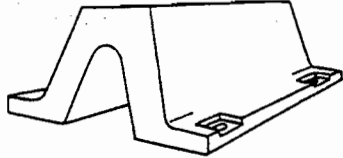
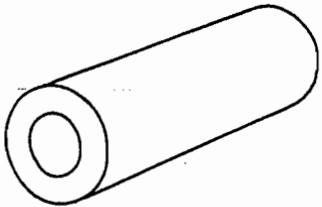
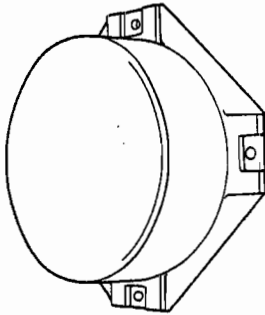
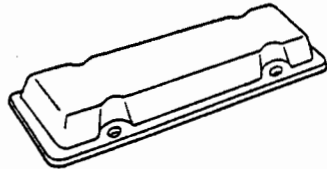
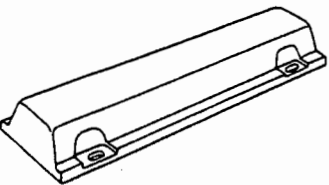
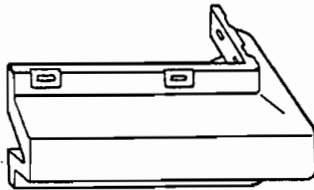
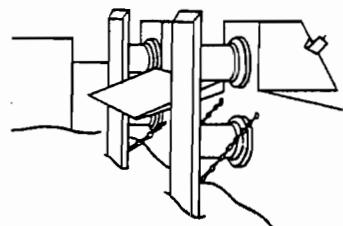
پهلوگیری تانکر TANKER BERTH



پهلوگیری از عقب Ro/Ro/FERRY BERTH





1 CELL FENDER SUPER CELL FENDER	2 SUPER V FENDER	3 SUPER ARCH FENDER
		
4 CYLINDRICAL FENDER	5 SUPER ROT FENDER	6 TURTLE FENDER
		
7 SEAL FENDER	8 CORNER FENDER	9 CELL FENDER FOR ROLL ON ROLL-OFF BERTH
		

## مهاربندی شناورها بر اسکله

BS - 6349 - 1985

از اصول اساسی عملیات بندری مهار مناسب کشتی‌ها به اسکله یا در بعضی اوقات مهار به کشتی‌های لنگر انداخته دگر می‌باشد. امروزه جهت تخلیه و بارگیری کشتی‌ها، نیاز به تجهیزات مناسب و فضای لازم برای حرکت جرثقیل‌ها می‌باشد.

از نکات مورد توجه در لنگراندازی، جلوگیری از حرکت بیشتر از حد مجاز کشتی‌ها با هر اندازه‌ای، با استفاده از تعدادی مهار توسط پرسنل، تحت اثر نیروهای ناشی از باد، جزر و مد و موج و سایر نیروهایی که در مدت لنگر یک کشتی ممکن است به وجود آید می‌باشد.

طراح باید کلیه تجهیزات مورد نیاز، جهت لنگر اندازی تمام کشتی‌های پیش‌بینی شده، جهت پهلوگیری ایمن را مد نظر قرار دهد. مهار کشتی‌ها به صورتی که حتی الامکان حالت تقارن نسبت به اسکله برقرار باشد، مناسب می‌باشد. البته رعایت مورد فوق برای تانکر و کشتی‌های خیلی بزرگ ضروری نبوده و لزومی جهت تعبیه مهار در بخش میانی نمی‌باشد.

ارتفاع نقطه مهار باید به گونه‌ای باشد که زاویه خط مهار با قائم عملاً و حتی الامکان خیلی کوچک و ترجیحاً از ۲۵ درجه بیشتر نشود.

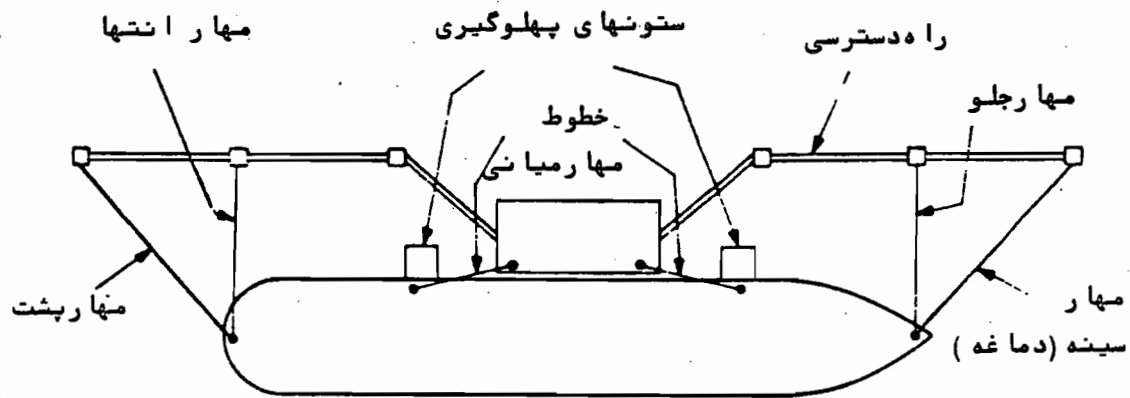
طرح بهینه و مناسب جهت مهار کشتی در حالت معمولی در جهت طولی اسکله باید به صورتی باشد که انتها، بخش میانی و جلوی کشتی تقریباً در چهار نقطه مهار شده باشند.

وضعیت طبیعی محوطه و اسکله در چگونگی مهار و پهلوگیری مؤثر بوده و اصولاً تجهیزات مورد نیاز می‌باید در جهت افزایش کارایی عملیات مهار باشد. در یک چنین حالتی همکاری طراح اسکله با مسؤول عملیات بارگیری و تخلیه اسکله با توجه به مقاومت تجهیزات ضروری است.

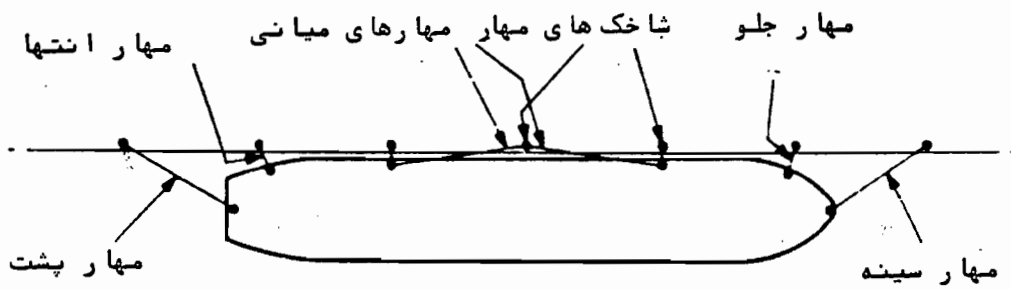
### ۱- طرح مهاربندها

طرح معمول مهار یک کشتی شامل بستن به وسیله طناب‌هایی است که در نقاط حدی کشتی (انتها و جلو) در صفحه افق با محور کشتی زاویه ۴۵، ۹۰ و ۴۵- درجه و در بخش میانی کشتی با محور آن زاویه‌ای در حدود ۱۰ درجه می‌سازد (شکل ۱).

در بعضی اسکله‌های T شکل و نظایر آن، نقاط مهار طناب مربوط به انتهای کشتی در مجاورت خط جلویی اسکله قرار می‌گیرد. در یک چنین حالتی جهت مهار حداکثر عرضی کشتی، طناب‌ها حتی الامکان با زاویه قائمه نسبت به محور کشتی و با یک طول تقریباً برابر پیش‌بینی می‌شوند. به طور مشابه تعداد مهار میانی جهت مهار طولی کشتی در



الف - اسکله جزیره‌ای (ترمینال تانکرها)



ب - اسکله ادامه‌ای (پیوسته)

شکل ۱ - طرح مهارهای مختلف

در مورد اسکله‌های پیوسته و در راستای اطمینان از مهار مطمئن و ایمن کشتی با حداقل تعداد مهار، لازم است که خطوط مهار حتی الامکان به وضعیت بهینه خود نزدیک باشند. هرگونه طرح مهاربندی بستگی به موقعیت نسبی، فاصله و مقاومت شاخک‌های قلاب در اسکله، با توجه به ابعاد کشتی طرح دارد. معمولاً شاخک‌های قلاب مهار در اسکله با فاصله مرکز به مرکز برابر ۳۰ متر تعبیه می‌شوند.

جهت اطمینان از پخش مناسب نیروی مهار روی کشتی ضروری است که طرح مهاربندی تقریباً نسبت به وسط کشتی حالت قرینه داشته باشد.

در اسکله‌های جزیره‌ای پهلوگیری تانکرها، نیروی اعمالی در جهت طولی و عرضی بر کشتی، به طور مناسب توسط مهارهای کناری و میانی جذب می‌شوند (شکل ۲). طول بهینه خط مهار در مورد بزرگترین کشتی‌ها در محدوده ۳۵ تا ۵۰ متر قرار دارد.

### ۱-۱ - خطوط مهار کناری

مهار مناسب یک کشتی با استفاده از خطوط مهار کناری در جلو و عقب کشتی حاصل می‌شود. این مهارها در یک ردیف عمود بر محور طولی کشتی نصب شده و حداکثر حالت مهار را برای کشتی به وجود می‌آورند.







چنانچه اسکله از نوع شمع و عرشه و در حقیقت از نوع باز باشد، در این حالت از فشار هیدرودینامیکی وارد به کشتی مهار شده کاسته می شود. در این مورد نتایج تحقیقاتی اندکی موجود می باشد که جهت برآورد این نیروها کافی نمی باشد. نیروهای ایجاد شده در این حالت، فقط توسط مهارهایی که دارای مقاومت در جهت عرضی از حرکت کشتی در امتداد اسکله می باشند، تحمل می شود.

#### ۲-۳- امواج

برای تخمین نیروهای ناشی از امواج مختلف، در مهارهای یک کشتی به باگذاری مراجعه شود. قابل توجه است که در کانالهای باریک، عبور کشتیها باعث تولید امواجی می شود که اگر این امواج از نظر شدت بزرگ باشند؛ باعث وارد شدن نیروهای ضربه ای به کشتی مهار شده خواهند شد که می تواند باعث پاره شدن مهارها شود.

#### ۲-۴- جزر و مد و تغییرات ناشی از عملیات بارگیری

تغییر تراز سطح عرشه کشتی با تراز اسکله ناشی از:

الف - بارگیری یا تخلیه کشتی

ب - تغییرات سطح آب در حالت جزر و مد: می تواند باعث تولید یا تغییر در مقدار نیروی وارده بر تجهیزات مهاری یک کشتی بشود (شکل ۴). خطوط مهار در حالت افقی، دارای حداکثر نیروی کششی هستند و هر مقدار زاویه آنها با افق بیشتر شود مقدار این نیرو کاهش می یابد.

#### ۲-۵- یخ

حضور قطعات یخ بزرگ در کنار کشتی مهار شده می تواند ضربات شدیدی به آن وارد نماید. با توجه به عدم پدید آمدن حالت فوق در آب های ایران از ذکر مطالب بیشتر صرف نظر می شود.

#### ۳- نیروهای وارد بر نقاط مهار

##### ۳-۱- کشتی های با میزان جابجایی تا بیست هزار تن

برای کشتی های باری معمولی، ویژه مواد معدنی با ظرفیت آبکش تا بیست هزار تن، مقدار نیرو در نقاط مهاری از جدول ( ۱ ) به دست می آید. برای کشتی های مخصوص، نظیر کشتی های مخصوص حمل گاز و کشتی های بزرگ مسافربری، نیروهای موجود در نقاط مهاری با استفاده از روش های بند بعدی محاسبه می شود.

جدول ۱ - نیروی وارد بر شاخک های مهاری

نیروی گسیختگی ( KN )	نیروی وارد بر شاخک ( KN )	ظرفیت آبکش کشتی در حالت پر ( Ton )
200	100	تا 2000
500	300	تا 10000
1000	600	تا 20000

### ۳-۲- کشتی‌های با میزان جابجایی بیشتر از بیست هزار تن

برای کشتی‌های با ظرفیت آبکش بیشتر از بیست هزار تن، نیروی حداکثر احتمالی در نقاط مهاري با توجه به مشخصات کشتی با روش‌های مختلفی محاسبه می‌شود.

#### الف - روش اول

نیروهای ناشی از باد و جریان مؤثر بر کشتی، با استفاده از مطالب بارگذاري تعیین می‌شود، سپس با محاسبه دستی یا کامپیوتری، میزان نیروی وارد بر هر یک از مهارها با توجه به رفتار ارتجاعی آنها تعیین می‌شود. برای محاسبه دستی، سیستم باید ساده و طوری در نظر گرفته شود که نیروهای طولی توسط مهارهای میانی و نیروهای عرضی توسط مهارهای جلو و عقب کشتی تحمل شود. مشخصات مهارها باید فرض شود که یکسان هستند و طول و زاویه هر یک با محور کشتی باید در محاسبات در نظر گرفته شود.

#### ب - روش دوم

روش دیگر جهت برآورد نیروهای مؤثر بر نقاط مهاري، آن است که فرض شود شش نقطه مهار وجود دارد که یک سوم کل نیروی عرضی مؤثر بر کشتی، توسط هر یک از نقاط مهاري تحمل می‌شود و این نقاط مهاري باید در حالت عادی برای این نیروها طرح شوند. دوباره باید فرض شود که نیروهای طولی کلاً توسط مهارهای میانی تحمل می‌شوند.

اگر اسکله دارای چهار نقطه مهار باشد، در این حالت فرض می‌شود که نصف کل نیروی عرضی مؤثر بر کشتی توسط هر یک از مهارها تحمل می‌شود.

#### ج - روش سوم

اگر اسکله برای کشتی‌های خاصی و با مهارهای ویژه‌ای طرح شده باشد، نقاط مهاري، در حالت عادی، برای نیرویی برابر حداکثر نیروی لازم جهت پاره کردن طناب مهار طرح می‌شوند. انتخاب قطر، طول و تعداد خطوط مهار اصلی بستگی به مشخصات و شکل کشتی دارد. جداول (۳) و (۴) مشخصات طناب‌های با جنس مواد مصنوعی و فولاد گالوانیزه و نیروی لازم جهت بریدن آنها را ارائه می‌دهد.

طراحی مهارها باید به صورتی باشد که همه آنها از جنس فولاد و یا همه از مواد مصنوعی باشند و طرح مهارها به صورت ترکیبی از آنها ممکن است نتایج مناسبی نداشته باشد.

#### د - روش چهارم

اگر اطلاعات کافی و مناسب جهت محاسبه نیروهای وارد بر نقاط مهاري، با استفاده از سه روش اخیر در دسترس نباشد، می‌توان از جدول (۲) نیروهای وارد بر نقاط مهاري، در مورد کشتی‌های باری معمولی و حمل مواد معدنی را تعیین نمود.

برای محلهایی که احتمال وزش باد شدید و وجود جریان شدید باشد، نیروهای مهاري جدول (۲) به میزان ۲۵ درصد افزایش داده می‌شود.



جدول ۲ - نیروهای وارد بر نقاط مهاري برای کشتي های باري و حمل مواد معدني

نیروی وارد بر نقطه مهار	کشتی (ظرفیت آبکش)
۸۰ تن	۲۰۰۰۰ تا ۵۰۰۰۰ تن
۱۰۰ تن	بیشتر از ۵۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰ تن
۱۵۰ تن	بیشتر از ۱۰۰۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰۰ تن
۲۰۰ تن	بیشتر از ۲۰۰۰۰۰

جدول ۳ - مشخصات طناب های مهاري از جنس مواد مصنوعي در کشتي ها

نیروی لازم جهت پاره شدن طناب ( KN )	قطر طناب ( میلیمتر )	تناژ اسمی ثبت شده GRT	نوع کشتی
190.2 تا 266.7	40 تا 48	تا 2000	کشتی باری با محموله خشک
266.7 تا 353.0	48 تا 56	2000 تا 4000	
308.9 تا 404.0	52 تا 60	4000 تا 8000	
353.0 تا 457.0	56 تا 64	8000 تا 15000	
457.0 تا 573.7	64 تا 72	بیشتر از 15000	
190.2 تا 266.7	40 تا 48	تا 2000	خطوط کشتیرانی معمولی
266.7 تا 353.0	48 تا 56	2000 تا 6000	
353.0 تا 457.0	56 تا 64	6000 تا 10000	
457.0 تا 573.7	64 تا 72	10000	بیشتر از
		تناژ بار مرده ( DWT )	
353.0 تا 404.0	56 تا 60	15000 تا 20000	تانکرها و کشتیهای حمل مواد معدنی
404.0 تا 457.0	60 تا 64	20000 تا 40000	
457.0 تا 573.7	64 تا 72	40000 تا 70000	
573.7 تا 706.0	72 تا 80	70000 تا 120000	

جدول ۴ - مشخصات طناب‌های مهاری از جنس فولاد گالوانیزه در کشتی‌ها .

نوع کشتی	تناژ اسمعی ثابت شده SRT	6x24 (15/9/Fibre ) Fibre main core		6x36 (14/7 - 7/7/1 ) Fibre main core		6x36 '14/7 - 7/7/1 ) Steel core		6x37 (18/12/6/1 ) Fibre main core	
		نیروی کششگی KN	قطر اسمی mm	نیروی کششگی KN	قطر اسمی mm	نیروی کششگی KN	قطر اسمی mm	نیروی کششگی KN	قطر اسمی mm
کشتی باری یا معموله	2000 تا 4000	269.7-193.2	26-22	281.4-188.3	22-18	—	26-22	283.4-202.9	26-22
	4000 - 2000	358.9-269.7	30-26	393.2-281.4	26-22	361.5-304.0	32-26	429.7-283.4	32-26
	8000 - 4000	407.9-311.8	32-28	456.9-335.3	28-24	424.۴-304.0	32-28	429.7-328.5	32-28
خسک	15000- 8000	—	—	456.9-393.2	28-26	493.۳-361.9	—	—	—
	15000	—	—	596.2-456.9	32-28	644.۳-493.2	32-28	—	—
	بیشتر از	—	—	—	—	—	—	—	—
کشتیهای خطوط معمولی	2000 تا 6000	269.7-193.2	26-22	281.4-188.2	22-18	—	—	283.4-202.9	36-22
	6000 - 2000	407.9-269.7	32-26	456.9-281.4	28-22	424.۴-304.0	26-22	429.7-283.4	32-26
	10000- 6000	—	—	456.9-393.2	28-26	493.۳-361.9	28-24	—	—
طنکرها و کشتیهای حمل مواد معدنی	10000	—	—	596.2-456.9	32-28	644.۳-493.3	32-28	—	—
	بیشتر از DWT	—	—	—	—	—	—	—	—
	20000-15000	—	—	456.9-393.2	28-26	424.۴-361.8	26-24	429.6	32
کشتیهای حمل مواد معدنی	40000- 20000	—	—	456.9	28	493.۳-424.6	28-26	—	—
	70000- 40000	—	—	596.2-456.9	32-28	644.۳-493.2	32-28	—	—
	120000-70000	—	—	712.9-596.2	35-32	815.۳-644.3	36-32	—	—

### ۳-۳- طرح سازه نقاط مهاري

نيروهاي مهاري حاصل از چهار روش بند قبلي افقي هستند. در محاسبات بايد مؤلفه قائم مهاري نيز در نظر گرفته شود و سازه شاخك مهاري يا قلابهاي ثابت مهاري براساس آن طرح شوند. در طرح سازه نقاط مهاري، همچنين تراز مربوط به اثر نيروي افقي بايد مد نظر قرار گيرد. در ضمن، طراحي بايد طوري باشد كه اگر به تجهيزات مهاري و اتصالات آنها نيروي بيشتري از حد وارد شود، قبل از اينكه خود سازه اصلي صدمه ببيند، مهارها پاره شوند.

### ۴- تجهيزات مهاري كنار اسكله

منظور از تجهيزات كنار اسكله، در اين جا شاخكهاي مهاري، قلابهاي آزاد شونده سريع، حلقه و چرخ لنگرها مي باشد و تجهيزات مهاري قابل نصب روي كشتي ها مد نظر نمي باشد.

#### ۴-۱- مصالح

تجهيزات مهاري كنار دريا، از صفحات فولاد ساختماني، فولاد ريخته و چكش خورده و آهن ريخته شده ساخته مي شوند. كليه مصالح فوق و مصالح اعضاي متصل به آنها، بايد مطابق آئين نامه هاي معتبر مصالح فولادي و همين طور براساس مشخصات ذكر شده در فصل سوم اين مجموعه باشند.

#### ۴-۲- نصب و اتصال

نصب تجهيزات بايد محكم و ساده بوده و نياز به حداقل نگهداري داشته و سريعاً قابل تعويض، در صورت صدمه باشند. سرپيچ ها و مهره ها و غيره بايد طوري نصب و اجرا شوند كه در عمليات مهار خللي وارد ننمايند. محل هاي از اسكله، كنار قلابهاي آزاد شونده سريع، جهت حفاظت از ضربه قلاب بايد به وسيله صفحات فولادي تقويت شوند (شكل ۵).

### ۴-۳- شاخكهاي مهاري

جنس شاخكهاي مهاري بايد مطابق استاندارد باشد و معمولاً آهن گرافيتي ريخته شده يا فولاد ريخته شده، نسبت به آهن معمولي داراي ظرفيت بارگذاري بيشتري هستند. شاخكهاي مهاري زيادي در تجارت يافت مي شوند كه در سه گروه كلي به صورت زير طبقه بندي مي شوند:

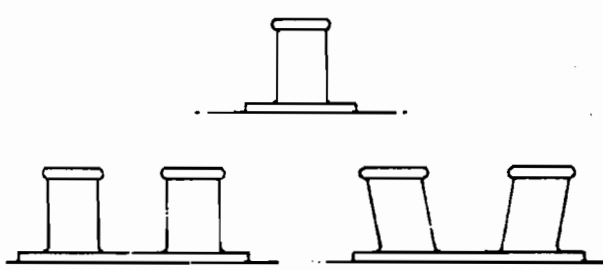
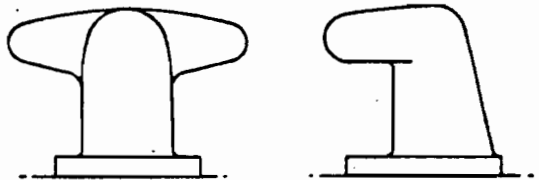

الف - نمونه ستوني

ب - نمونه با سر T شكل

ج - نمونه با دو سر (پايه سرگشاد)

مشخصات و کاربرد نمونه هاي مختلف شاخك در جدول ( ۵ ) ارائه شده است.

جدول ۵ - شاخک‌های مهاری

کاربردها	خداکثر نیرو	شکل کلی و نوع
در لنگرگاه‌هایی که طناب مهار زاویه تند ندارد. شاخک منفرجه فقط برای یک کشتی بکار می‌رود.	جمعاً ۲۰۰ تن	 <p>شاخک میله ای منفرجه دوتایی</p>
در لنگرگاه‌هایی که طناب مهار زاویه تند دارد بکار می‌رود به هر شاخک فقط طناب مهار یک کشتی بسته می‌شود.	150	 <p>شاخک T شکل</p>
در لنگرگاه‌هایی که طناب مهار زاویه تند دارد بکار می‌رود. طناب دو کشتی همزمان می‌توانند بسته شوند.	جمعاً ۲۰۰	 <p>شاخک سرگشاد</p>

۴-۴- قلاب آزاد شونده سریع

قلاب‌های فوق باید طوری طراحی شوند که خیلی سریع و آسان، طناب مهار را از اسکله به طرف کشتی، در حالات عادی و فوق‌العاده آزاد نمایند. مکانیزم آزادسازی قلاب ممکن است با عملیات دستی یا عملیات مکانیکی برقی انجام شود.

قلاب‌های سریع آزاد شونده، برای کاربردهای خاص، نظیر موارد ذیل استفاده می‌شوند:

الف - در اسکله‌های نفتی، گاز و مواد شیمیایی که به آزادسازی سریع کشتی نیاز باشد.

ب - در اسکله‌های جزیره‌ای یا ستون مهاربندی که دسترسی پرسنل مشکل است.

مشخصات عمومی و تجارتي قلاب‌های سریع آزاد شونده در شکل ( ۵ ) ارائه شده است.

نصب و استقرار تجهیزات اتوماتیک جهت این قلاب‌ها، فقط در حالاتی که سطح نگهداری خیلی بالا و دقیق باشد

توصیه می‌گردد. در هر حال باید برای کلیه مواقع، عملیات دستی پیش‌بینی شود.

#### ۴-۵- حلقه‌های مهاری

حلقه‌های مهاری باید در وجه جلویی کلیه اسکله‌هایی که جهت شناورهای کوچک ساخته شده‌اند، نصب شوند. این حلقه‌ها باید طوری نصب شوند که مهار از طریق کشتی کوچک به سهولت امکان‌پذیر باشد. نصب حلقه‌ها به صورتی باشد که از صدمات وارده به آن جلوگیری شود. اگر به سطح افقی اسکله نصب شوند؛ باید از آب حفظ شوند. حلقه‌های مهاری باید از میله‌های سخت با حداکثر قطر ۲۵ میلی‌متر ساخته شوند و به وسیله پیچ‌های با حداکثر قطر ۲۴ میلی‌متر به اسکله اتصال محکم یابند.

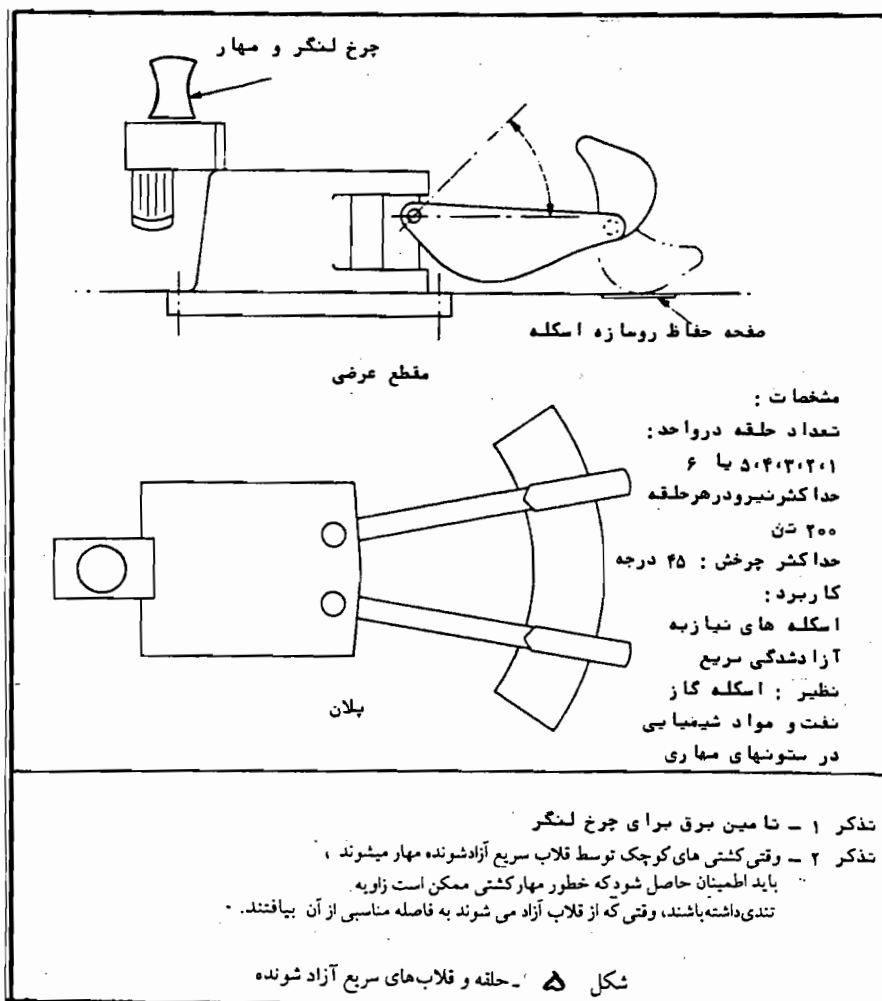
مشخصات عمومی حلقه‌های مهاری در شکل ( ۶ ) نشان داده شده است.

#### ۴-۶- چرخ‌های لنگر

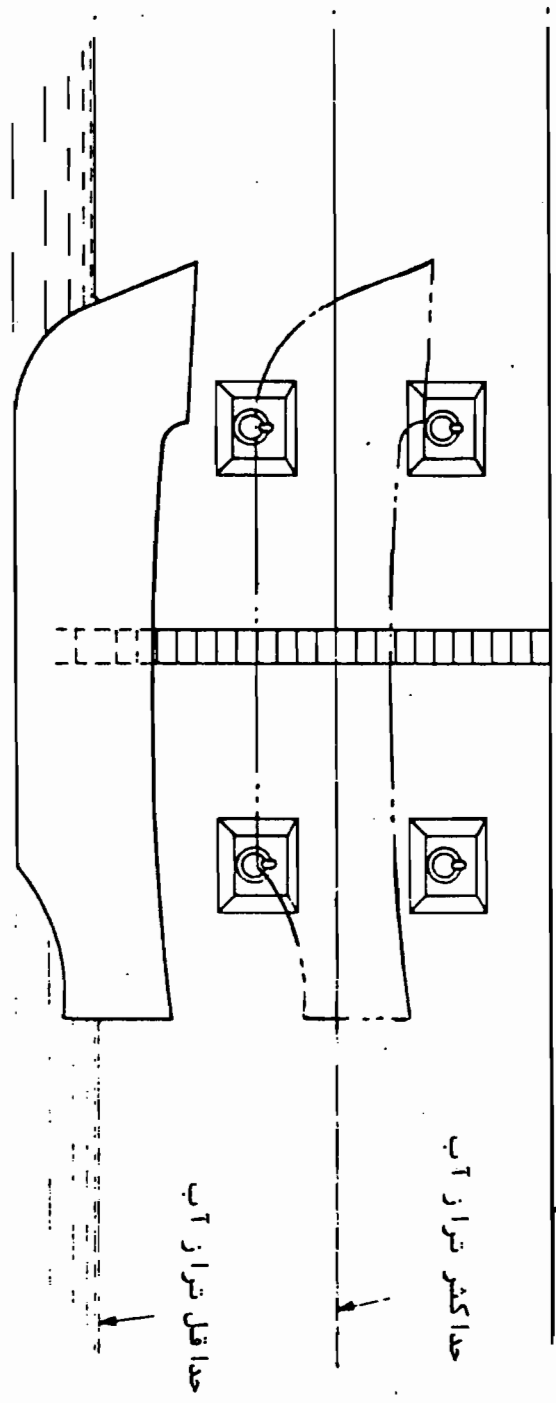
اگر طناب مهاری به قدری سنگین باشد که به صورت دستی امکان مهار به شاخک‌های مهاری یا قلاب‌ها نباشد و یا فضای کافی جهت دسته مهاری عملیاتی نباشد (مثلاً در ستون‌های مهاربند) بنابراین باید چرخ‌های لنگری برقی جهت تجهیزات مهاری پیش‌بینی شود.

#### ۴-۷- موارد احتیاط و ایمنی

موتورهای برقی چرخ‌های لنگر، موتور روشن‌کننده و کابل‌های مربوط به برق و کلیه تجهیزات برقی جهت مهار کشتی‌ها توسط قلاب‌ها باید به نحو مناسبی در مقابل حوادث اتفاقی و پیش‌بینی نشده حفاظت شوند. قلاب‌های مهاری جهت آزادسازی سریع مهار و تجهیزات وابسته، باید طوری عمل کنند که برای افراد و تجهیزات دیگر روی اسکله مشکل به وجود نیارند.

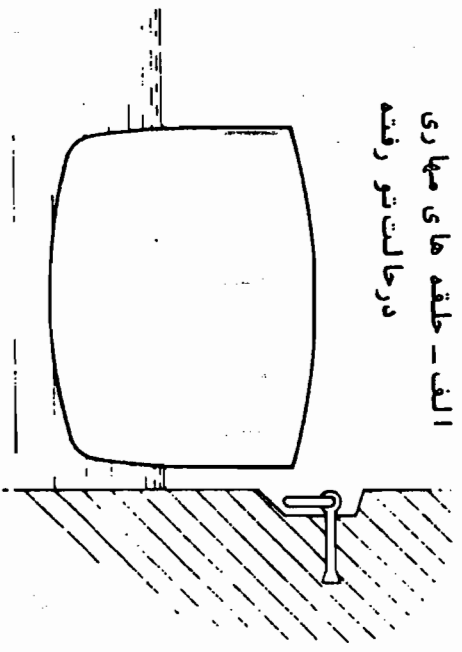


تراز عرشه اسکله

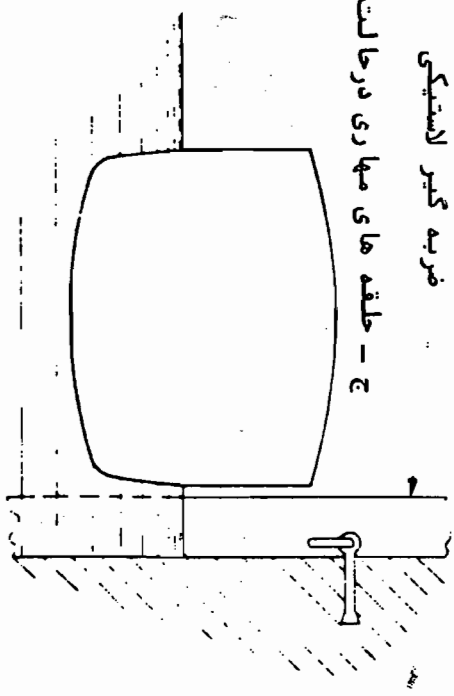


ب - حالت‌های مختلف استقرار در مقطع

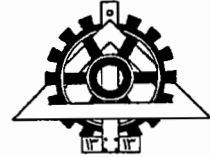
الف - حلقه های مهاری در حالت تو رفته



ب - حلقه های مهاری در حالت بدون تو رفتگی



شکل ۶ - حالت‌های گوناگون مهار به وسیله حلقه‌ها



دانشکده فنی دانشگاه تهران

طراحی سازه‌های دریایی

پیوست

فرسایش سواحل و مهندسی رسوب

دکتر خسرو برگی

عضو هیات علمی دانشکده فنی

دانشگاه تهران

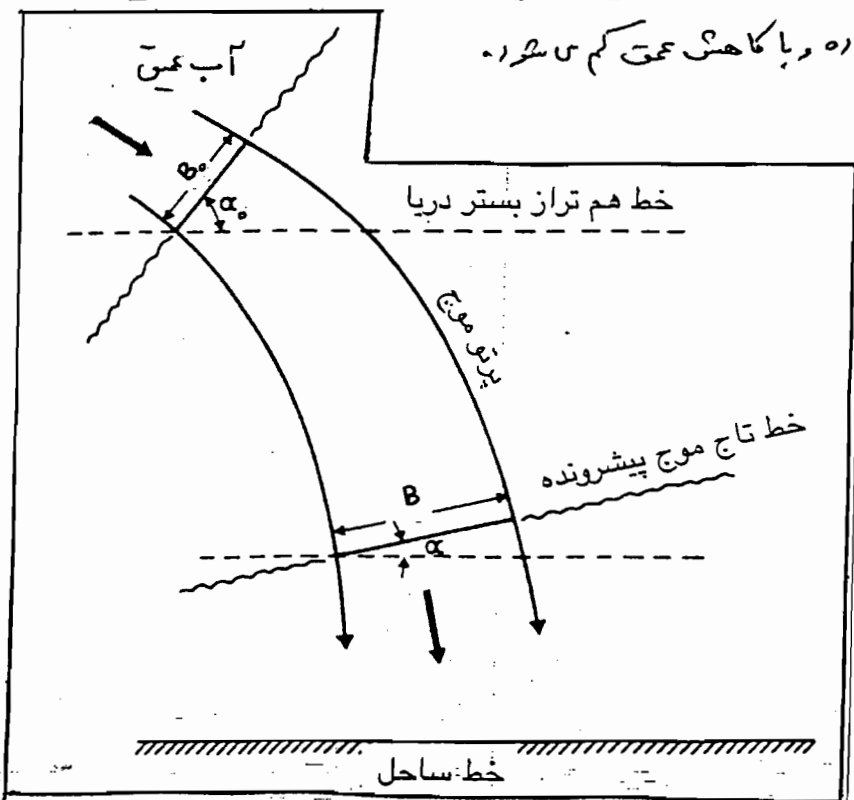
۱- مقدمه

یکی از مهمترین بخش های طراحی سازه های دریایی ، توجه به اندرکنش سازه های فوق و پدیده های رسوب و فرسایشی است . معمولا با ساخت و ساز وسیع تحت قالب بندر در یک ساحل ، روند طبیعی هیدرولیک رسوب تحت الشعاع قرار می گیرد و ممکن است موارد غیرعادی رسوب گذاری و فرسایشی ملاحظه شود که در صورت عدم توجه به عوامل آنها بطور حتم اثر نامطلوب بر احداث بندر (سازه های دریایی) خواهد داشت .

بطور کلی جا بجایی رسوب در آب های نزدیک ساحل تحت اثر حمل امواج و جریان های موجود در این ناحیه (اندرکنش آنها) صورت می گیرد و یکی از پیچیده ترین پدیده های موجود در سواحل است . در این فصل از درس پس از اشاره ای مختصر به امواج و جریان های موجود در منطقه نزدیک ساحل ، بحث کوتاهی در باره چگونگی حرکت رسوب در آن منطقه و اثر آن بر شکل بستر دریا و فقط ساحل ارائه می گردد . در ادامه ، علل فرسایش (Erosion) و پسروی (Recession) سواحل ماسه ای دریا مره های آن مورد بحث قرار می گیرد . در پایان به روش های جلوگیری از فرسایش سواحل و مزایا و معایب هر یک از آنها پرداخته می گردد .

۲- امواج و جریان ها در نزدیکی ساحل

امواج دریا معمولا در اثر وزش باد ایجاد شده و شروع به انتشار و پسروی در دریا می نمایند تا به ساحل نزدیک شوند ، با نزدیک شدن امواج به ساحل ، عمق آب نیز به تدریج کم می شود که این امر بر روی دو پدیده مهم که باعث تغییر ارتفاع موج می شوند را بدنبال دارد . یکی پدیده تغییر راستای پیشروی موج است (انکسار) و علت آن این است که سرعت پیشروی یک موج تابع عمق آب بوده و با کاهش عمق کم می شود .

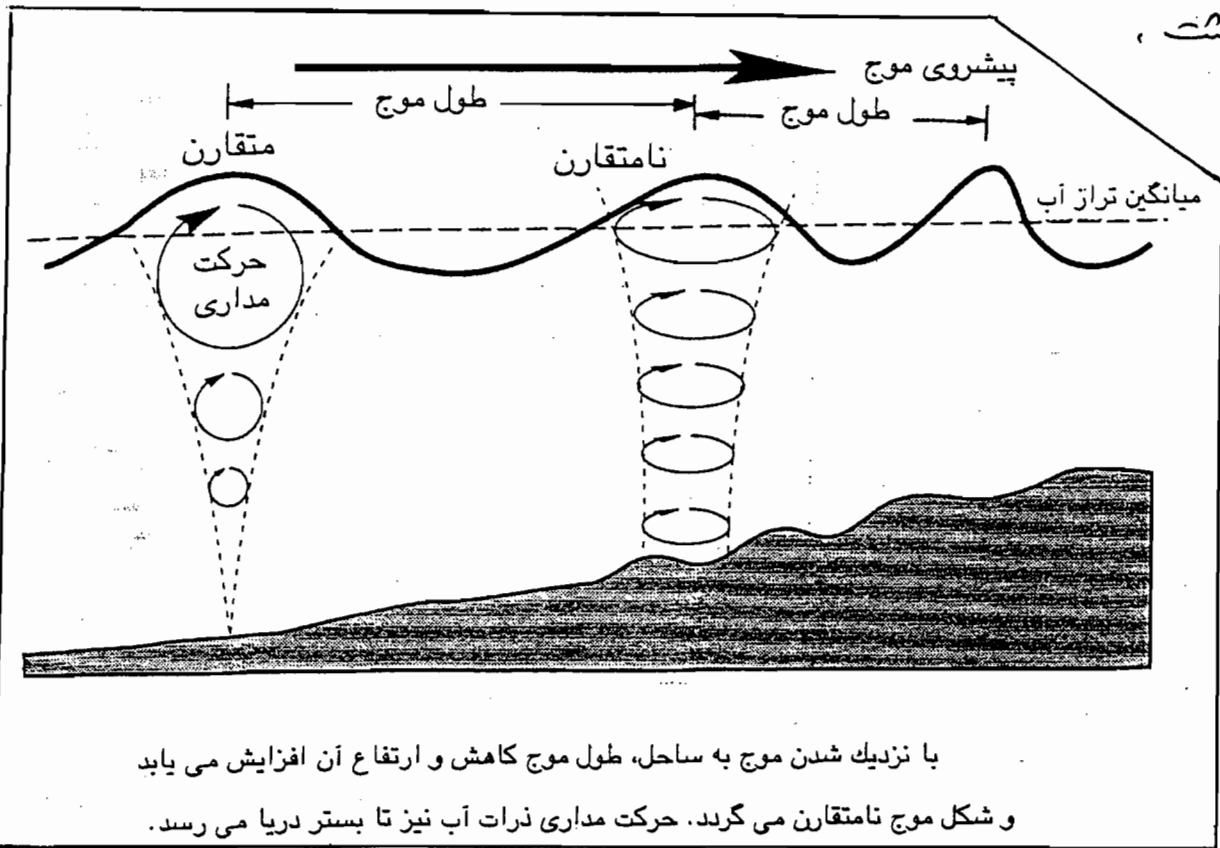


\* انکسار امواج در اثر تغییر عمق آب



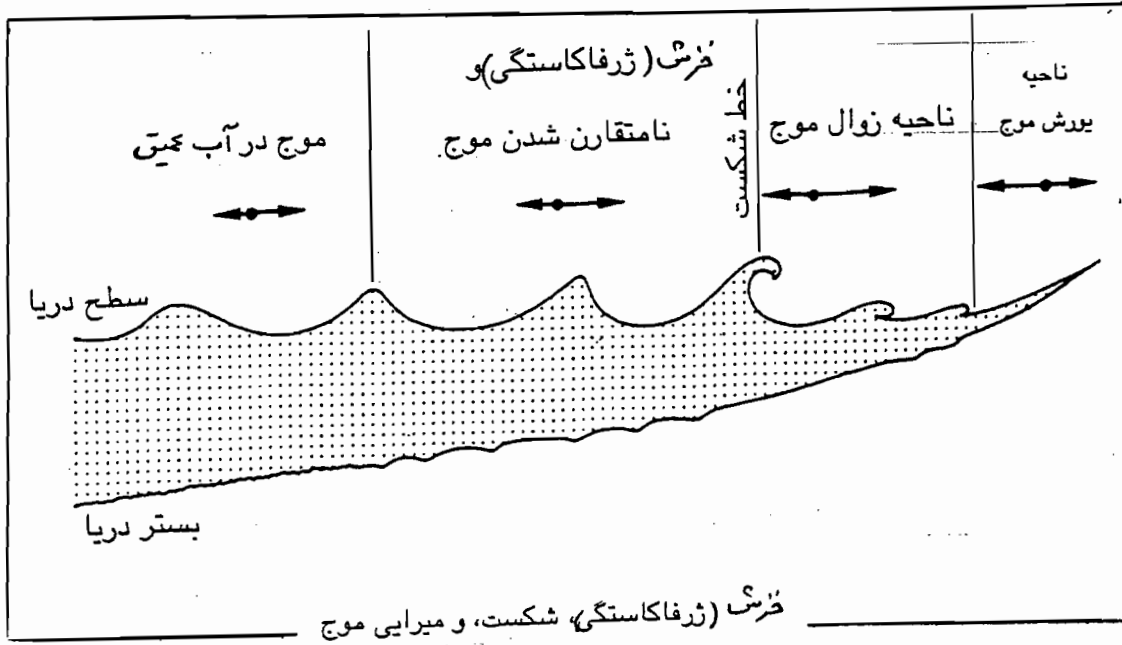
پدیده دوم، افزایش ارتفاع موج در اثر کم شدن عمق آب است که فرس (Wave shoaling) نامیده می‌شود. این پدیده ناشی از رسیدن حرکت موج به سبتر دریا بوده و نهایتاً باعث ناپایداری و شکسته شدن موج می‌شود.

در اثر حرکت موج، حرکت ذرات آب در مداری به نوسان در می‌آید. در آب‌های عمیق، مدار حرکت ذرات آب به هنگام گذر یک موج پیش‌رونده تقریباً به شکل دایره است که قطر آن به طرف پایین (داخل آب) کاهش می‌یابد و در محقی برابر نصف طول آن موج تقریباً به صفر می‌رسد. بنابراین حرکت ذرات آب محدود به لایه‌ای در سطح آب بوده و گذر یک موج اثرش به سبتر دریا و رسوب‌های آنجا نخواهند داشت.



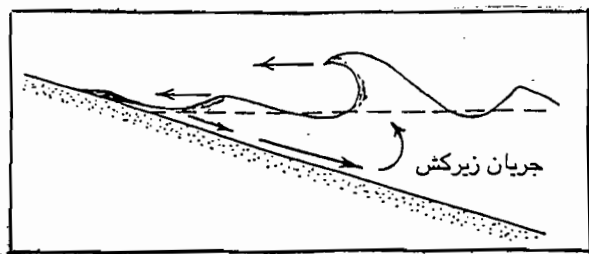
همچنین شکل موج بصورتی متناوب و کمانش خطی بوده که با تواج هارمونیک قابل بیان است. با پیشروی موج به طرف ساحل و کم شدن عمق آب، حرکت موج با سبتر دریا برخورد نموده و ذرات آب تا مجاورت سبتر دریا در مدارهای بیضی شکل به حرکت در می‌آیند. جزئیات مطالب فوق در بحث هیدرولیک دریا ملاحظه شده است. با کم شدن عمق آب، ارتفاع موج افزایش یافته (پدیده Shoaling) و موج غیر خطی می‌شود. در ضمن سیب سین موج (Wave front) نیز به تدریج زیاد شده و در حالت تمامه ظاهر می‌شود. افزایش ارتفاع و سیب سین موج تا ناپایداری شدن آن ادامه یافته و نهایتاً شکسته شدن موج (Wave breaking) می‌آید.

موج شکسته شده، سپس بطور متلاطم و کف آلود ضمن ادامه پیشروی بطرف ساحل، انرژی و در نتیجه ارتفاع خود را تا رسیدن به ساحل از دست می دهد (زوال موج Wave decay). بطور کلی تقریبی می توانه اینگونه در نظر گرفت که شکست موج در نقطه ای که نسبت ارتفاع موج به عمق آب به حدود ۰.۸ می رسد اتفاق افتاده و این نسبت تا رسیدن موج به ساحل حفظ می شود.



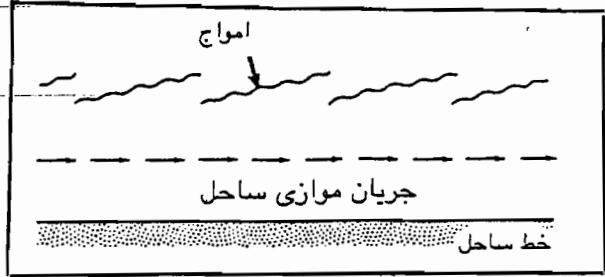
حرکت نوسانی موج در آبهای ساحلی جریانهای ثابتی را نیز بوجود می آورد، برای ساده تر شدن مساله ساحلی مستقیم با شیب نسبتاً کم، در آن خطوط هم تراز بستر دریا همگی موازی با خط ساحل هستند در نظر گرفته شود، در نوع جریان می توانه در این ساحل وجود داشته باشد، یکی عمود بر ساحل و دیگری موازی با ساحل.

ابتدا حالتی که امواج در راستای عمود بر ساحل به تدریج بزرگ و ناپایدار شده و من شکسته، در نظر گرفته می شود. موج شکسته علاوه بر حرکت نوسانی خود، حجم آب نسبتاً زیادی را از بالا (سطح آب) با خود به سوی ساحل می برد. اصل پیوستگی ایجاب می کنه که این حجم آب مجدداً به دریا برگردد. بنابراین جریان ثابتی در زیر سطح آب و از ساحل به طرف دریا (در خلاف جهت پیشروی موج شکسته) ایجاد می شود که به آن جریان بازگشتی (return flow) یا جریان زیرکشی (under flow) گفته می شود.

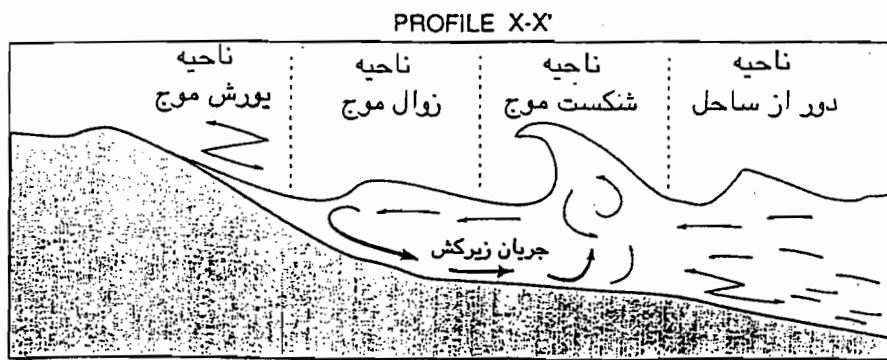
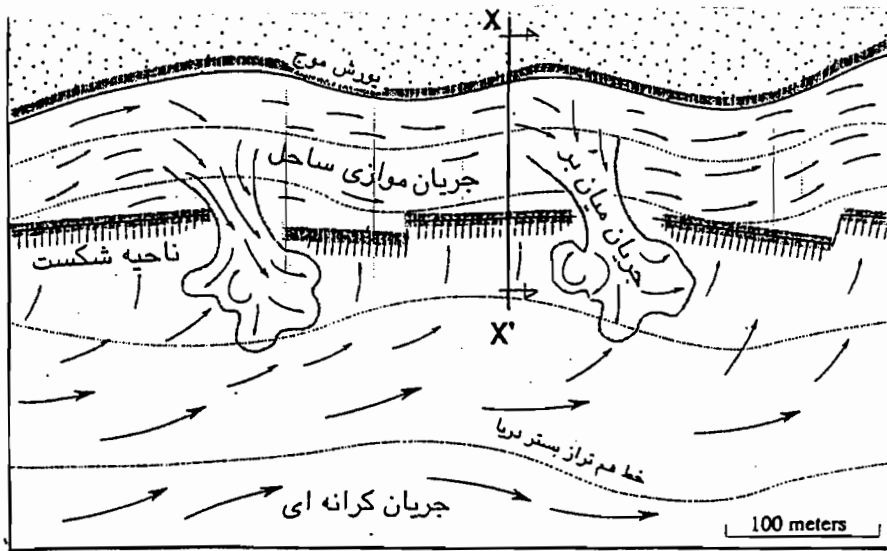


(R4)

اگر راستای پیشروی امواج منطبق بر عمود بر خط ساحل نبوده و به عبارت دیگر امواج بطور مایل به ساحل نزدیک شوند، علاوه بر جریان بازگشتی، جریان دیگری نیز به موازات خط ساحل پدید می آید. این جریان بطور خلاصه ناشی از وجود انرژی موج در امتداد موازی ساحل و میرایی این مولفه در ناحیه زوال موج است و به آن جریان موازی ساحل (longshore current) گفته می شود.



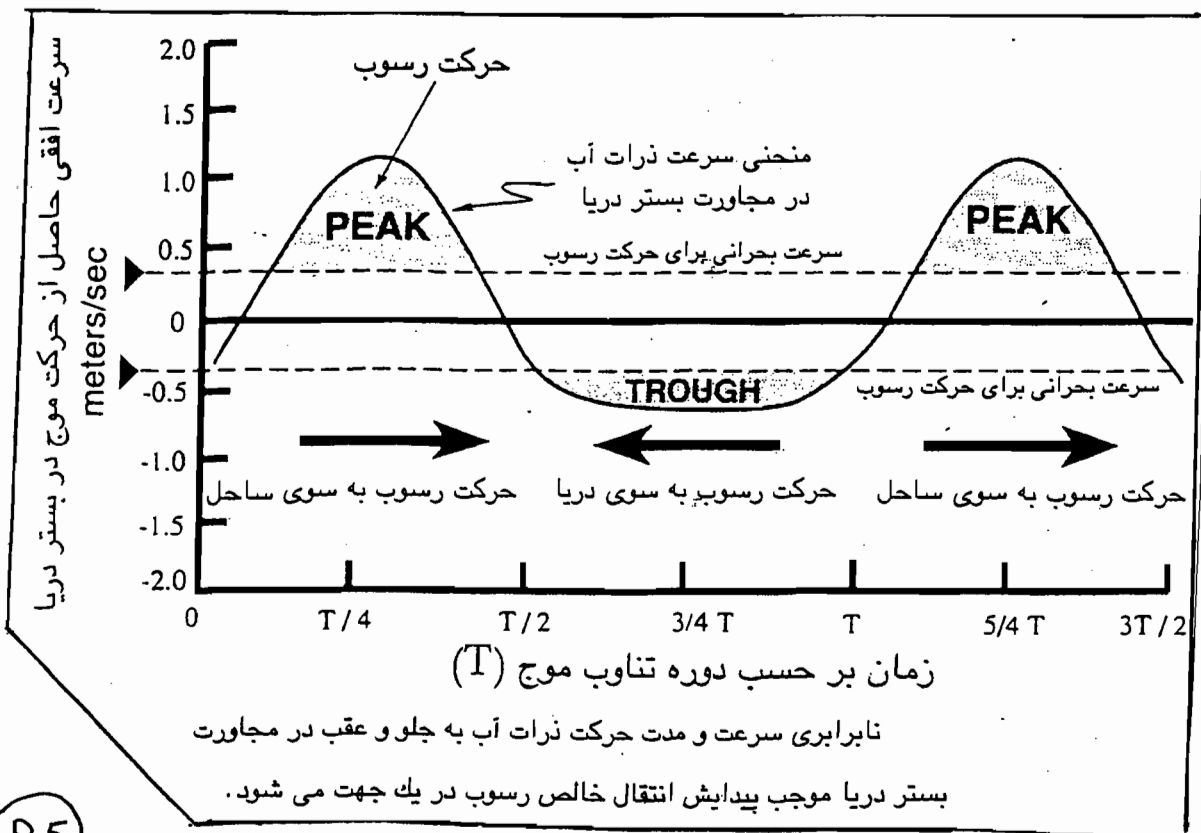
جریان بازگشتی و جریان موازی ساحل هر دو در ناحیه زوال موج پدید می آیند و از فرآیندهای ناشی از شکست موج هستند. در حالت کلی که شکل ساحل و بستر دریا به سادگی فوق نیست، در آبهای ساحلی، جریانهای ساحلی دیگری (nearshore currents) مانند جریانهای ساحلی (nearshore circulation) و جریانهای پرت (rip current) و علاوه بر آن ها، جریانهای دریایی و جریانهای ناشی از جزر و مد و... نیز وجود دارند. در هر حال در بقیه شکل بستر دریا و خط ساحل، نقش جریان بازگشتی و جریان موازی ساحل از همه چشمگیرتر است.



برای سادگی مساله ، ابتدا ساحلی مستقیم که در آنه خطوط هم تراز بستر دریا همگی به موازات خط ساحل هستند با امواجی که در راستای عمود بر خط ساحل به آن نزدیک می شوند ، در نظر گرفته می شود . همانطور که قبلاً اشاره شد در آبهایی با عمق بیش از نصف طول موج ، حرکت موج تقریباً به بستر دریا نمی رسد . وقتی که موج به آبهای کم عمق تر وارد شود ، ذرات آب در مجاورت بستر دریا نیز کم کم به حرکت درآمده و به جلو و عقب می روند و هر چه عمق آب کمتر شود ، سرعت و دامنه حرکت آنها افزایش می یابد .

هنگامی که سرعت مداری ذرات آب در مجاورت بستر دریا در نتیجه تنش برشی ای که بر بستر دریا وارد می نماید از حد معینی که به آن تنش بحرانی می گویند بیشتر می شود ، رسوبهای بستر دریا نیز شروع به حرکت می کنند . به نحوی که در آن رسوبها شروع به حرکت نمایند عمق بحرانی گفته می شود . مادی که امواج به صورت خطی و متعارف هستند ، حرکت رسوبها به جلو و عقب مساری بوده و انتقال خالص رسوب (net transport) وجود ندارد (یعنی رسوب جابجا می شود ولی تقریباً به حالت اولیه برمی گردد و net transport یعنی حرکت بدونه برگشت رسوب) .

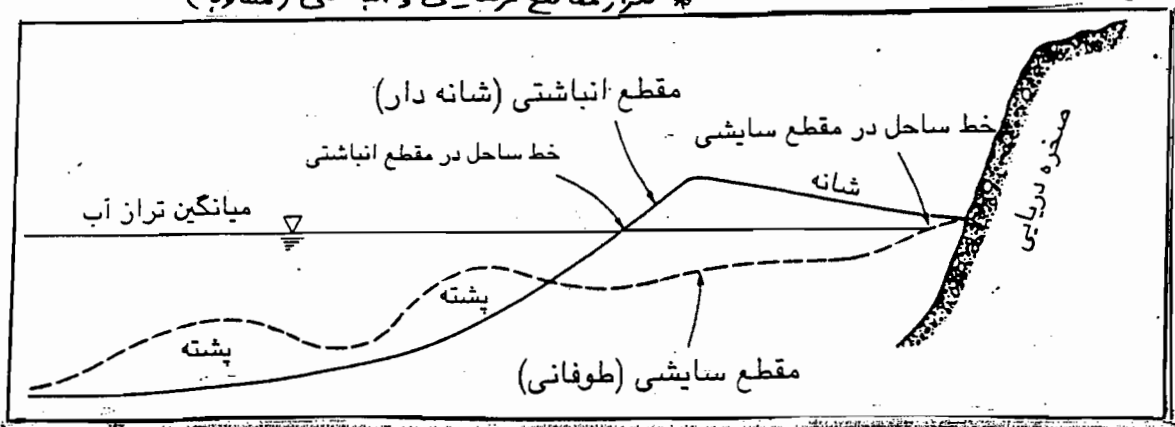
هنگام با افزایش ارتفاع موج در اثر فرسایش Shoaling ، ویژگیهای غیر خطی آن نیز تقویت شده و سرعت مداری ذرات آب و مقدار رسوب که حرکت به جلو و عقب حمل می کنند ، نابرابر می شود که این امرها نگونه که در شکل زیر نشان داده شده ، درجیب پیدایش انتقال خالص رسوب به یک طرف می گردد .



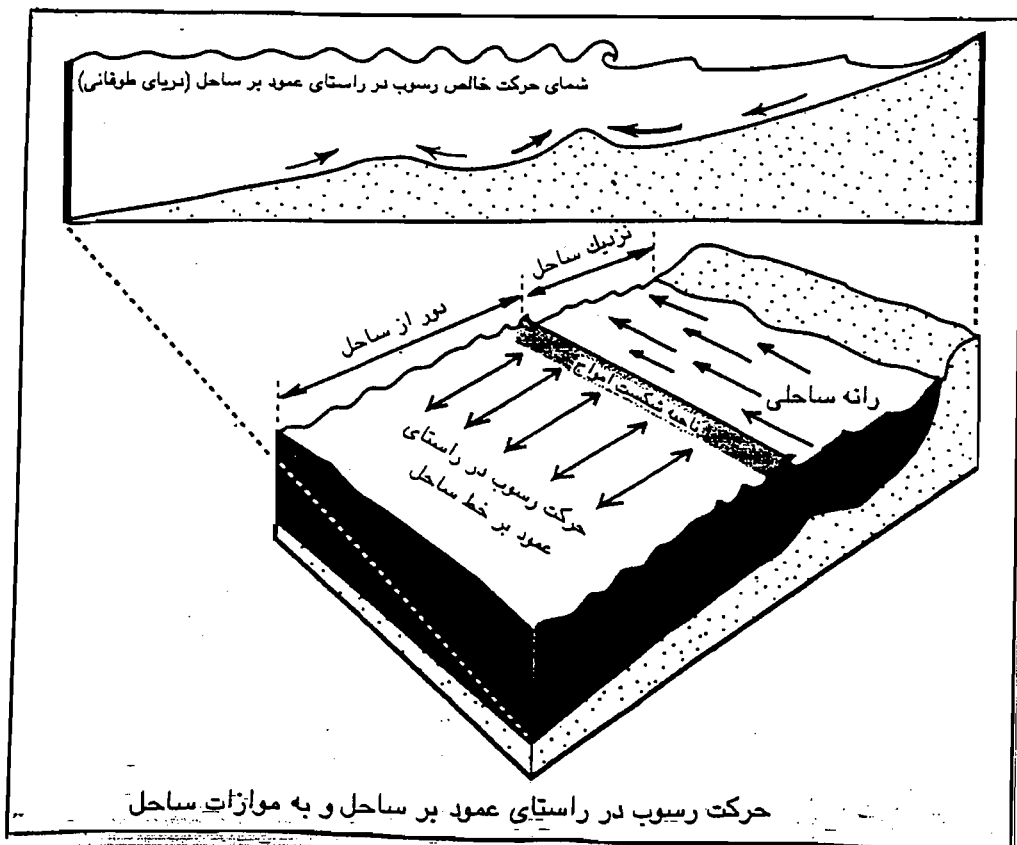
بعضی نرخ انتقال خالص رسوب (Net transport rate) و جهت آن یکی از مهمترین مسائل در طراحی مناسب سازه های دریایی (کارهای دریایی) است که بسیار پیچیده و مستلزم اندازه گیری های مفصلی است که به زمان و تجهیزات قابل توجه نیاز دارد. مدل های ریاضی در این مورد وجود دارد که برای استفاده درست از آنه باید برای محل مورد نظر کالیبره شوند که برای این امر، نیاز به اطلاعات و اندازه گیری های زیادی است. البته روابط تجربی تقریبی نیز وجود دارد که در صورت خود می توانند مورد استفاده باشند ولی معمولاً بسیار تقریبی خواهند بود. اگر بتوان شرح انتقال خالص رسوب را تعیین کرد می تواند مناطق رسوب گذار در اثر سافت و سازه (کارهای دریایی) را مشخص و مقدار رسوب و مدت زمان مربوط را تخمین زد که نهایتاً برنامه لایروبی طرح را معلوم می سازد که یکی از مهمترین پارامترهای طراحی هر سازه دریایی در عمر معینه آن خواهد بود. امروزه حتی با پیشرفت های زیاد در مدل های ریاضی، همچنان برای طراحی سازه های مهم دریایی از مدل فیزیکی برای مطالعه هیدرولیک رسوب و مسائل مربوط استفاده می شود که هر خرج و طولانی مدت است.

هنگام تلاطم دریا، در محدوده قبل از نقطه شکست که در آنجا ارتفاع موج به حداکثر خود رسیده است سرعت مداری ذرات آب در مجاری بستر دریا به قدری شدید می شود که غیر خطی و نامنتظر است که می تواند مقدار رسوب قابل توجهی را به طرف ساحل بیاورد. از طرف دیگر پس از نقطه شکست یعنی در ناحیه زوال موج، علاوه بر حرکت نوسانی امواج، جریان زیرکشی یا زیرکشی از طرف ساحل به سوی دریا وجود دارد. وجود جریان زیرکشی باعث می شود که انتقال خالص رسوب در منطقه موج از ساحل به طرف دریا صورت گیرد. به این ترتیب در دریای طولانی که امواج بزرگ به ساحل حمله می نمایند، ماسه موجود در ساحل توسط جریان زیرکشی شسته شده و به سوی دریا برده می شود و در حوالی نقطه شکست، شپته (bar) ایجاد می گردد. شکل مقطع بستر دریا در این حالت را مقطع سایشی یا طوفانی (storm profile) می نامند و مشخصه آن سپروی ساحل و وجود شپته در حوالی نقطه شکست است. سواحل که مورد حمله با ارتفاع متفاوت واقع می شوند یا اختلاف سطح آب در آنها پهنه هنگام جزر و مد زیاد است، نقطه شکست موج نیز در آنها متغیر بوده و ممکن است بیش از یک شپته داشته باشند.

\* تکرار مقاطع فرسایشی و انباشتی (مقناوباً)



هنگامی که دریا آرام است معمولاً امواج بلند (امواج با تناوب طولانی long waves) و کم ارتفاع به  
 سراسر ساحل می‌آیند. سرعت مدارس ذرات آب در مجاورت سبزه دریا و نیز جریان زیرکشی ناشی از  
 شکست اینگونه امواج ضعیف بوده و لذا انتقال خالص رسوب به تدریج و فقط به طرف ساحل انباشته  
 شده و تشکیل یک سانه (berm) می‌دهد (به شکل قبل توجه کنید). به شکل مقطع سبزه دریا در این حالت  
 مقطع انباشتی accretional profile یا مقطع سانه دار berm profile گفته می‌شود.  
 در تقایب با مقطع سانی که هنگام تلاطم دریا و در طول یکی دو هفته پدید می‌آید، مقطع انباشتی  
 نیاز به یک مدت چند ماهه برای شکل‌گیری دارد. در محل نیز معمولاً دوره تلاطم دریا کوتاه بوده و دریای  
 آرام برای مدت طولانی‌ترس ادامه می‌یابد و تقاطع سانی و انباشتی متناوباً با بطور سالانه تکرار می‌شوند  
 به نحوی که مقطع میانگین سالانه یک ساحل تقریباً ثابت است.  
 اگرچه جهت امواج یا فرض پیشروی امواج در راستای عمود بر خط ساحل بود، ولیکن باید توجه نمود که  
 جهت پیشروی امواج که بطور مایل به ساحل نزدیک می‌شوند نیز در راستای پدیده انکسار (پخش) موج،  
 به تدریج به راستای عمود بر ساحل نزدیک شده و عملاً پس از چند درجه با آن تفاوت ندارد. بنابراین  
 جهت حاضر در برد حرکت رسوب در اثر عمل امواج در حالت کلی نیز صادق بوده و غالباً تحت عنوان  
 حرکت رسوب در راستای عمود بر خط ساحل (cross-shore sediment transport) مطرح می‌شود. همانقدر که در بالا اشاره شد، پیروسی یا فرسایش ساحل در اثر این عمل امواج، پدیده‌ای  
 موقتی بوده و مقطع سبزه دریا هنگام آرامش دریا، مجدداً در طول سال ترمیم می‌گردد.



نکته مهم در مورد امواج این است که بطور مایل به ساحل نزدیک می شوند، و وجود جریان موازی ساحل است. این جریان اگرچه خیلی شدید نیست، ولیکن می تواند رسوبی که از پیش و در اثر عمل امواج به حرکت در آمده است را به راحتی با خود در راستای موازی ساحل حمل نماید. بدین وسیله رسوب توسط جریان موازی ساحل را انتقال رسوب در راستای موازی ساحل (longshore sediment transport یا littoral sediment tra.) و رسوب حمل شده را رانه ساحلی (littoral drift) می نامند.

در بسیاری از سواحل، همیشه امواج از جهت یک جهت می آید که باعث می شود به نحوی که جریان موازی ساحل همواره در یک جهت در جریان است. بنابراین در این سواحل، رانه ساحلی بطور پیوسته در یک جهت وجود داشته و در درازمدت می تواند تغییرات محلی کوچک در شکل ساحل ایجاد نماید.

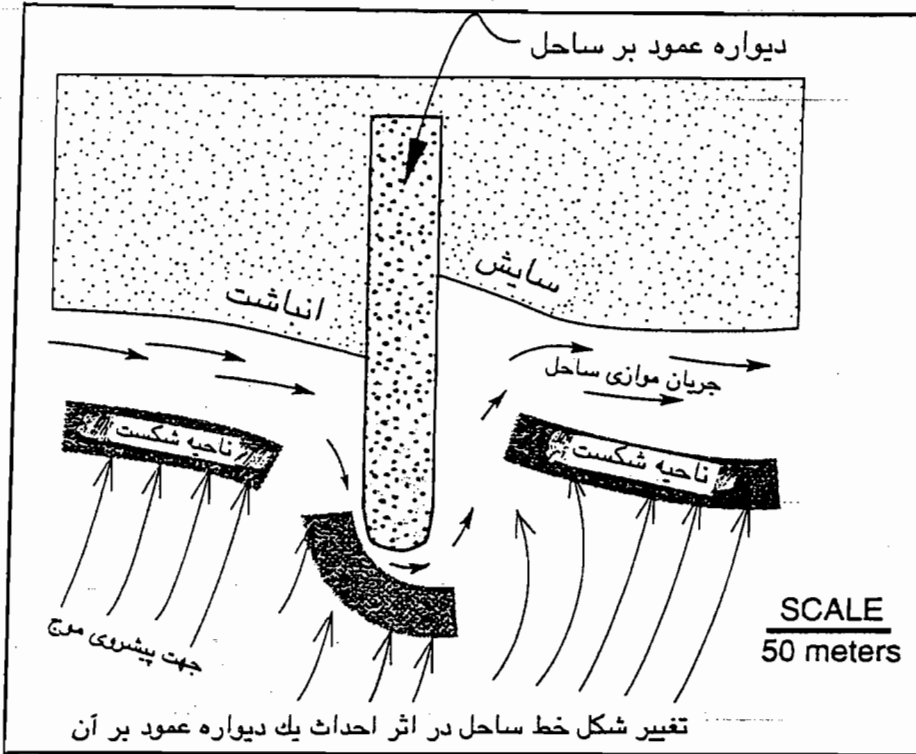
### ۴ - علل فرسایش و پیروزی ساحل

بطور کلی ساییده شدن یک ساحل باعث پیروزی آن می شود ولی پیروزی یک ساحل لزوماً ناشی از سایش آن نیست، فعالیت های تکتونیکی و یا حتی استخراج بیش از حد آبهای زیرزمینی و گاز طبیعی در یک منطقه ممکن است منجر به نشست زمین و پیروزی دریا در خشکی شود. همچنین گرم شدن سطح کره زمین می تواند باعث انبساط و افزایش حجم آب اقیانوس ها و بالا آمدن سطح آب آنها شود و سرزمین های پست دنیا در معرض غرق شدن قرار گیرند.

علت فرسایش یک ساحل در درازمدت را باید در کسر بودجه (عدم موازنه) رسوب در آن ساحل جستجو نمود. اگرچه رسوب های بستر دریا به شرحی که در بخش قبل ارائه شد، همواره در حرکت بوده و ممکن است همراه با رانه ساحلی عمل خود را ترک نمایند، ولیکن در بسیاری از سواحل جهان، رسوبهای حمل شده از طریق رودخانه ها و یا سواحل بالا دست، جای این رسوبها را پر نموده و با حفظ تعادل بین رسوبهای ورودی و خروجی، از کسر بودجه رسوب و نتیجتاً فرسایش آن سواحل جلوگیری می کنند. البته سواحل نیز وجود دارند که طبیعتاً دچار کسر بودجه رسوب بوده و تا رسیدن به یک وضعیت تعادل همواره ساییده خواهند شد. در ضمن ممکن است ساحلی مواجه با ازدیاد بودجه رسوب بوده و رسوبها همواره در آنجا انباشته شوند.

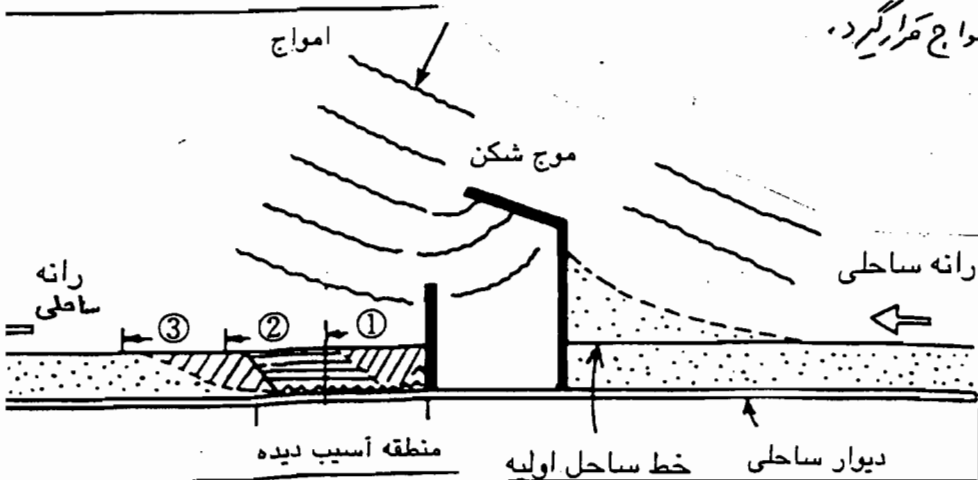
همانطور که در مقدمه ذکر شد، انجام بسیاری از پروژه های عمرانی می تواند باعث ساییده شدن سواحل شود. ساخت سد ها یکی از این نوع پروژه ها می باشد. احداث سد باعث ته نشینی رسوب رسوبهای حمل شده توسط رودخانه در پشت سد و نرسیده آنها به دریا می شود. به این ترتیب جلوی یکی از منابع مهم تغذیه رسوب گرفته شده و سواحل زیر دست با کسر بودجه رسوب مواجه گردیده و ساییده می شوند. ضمناً رسوب ته نشین شده بر روی خود سد نیز مشکل آفرین بوده و عمر مفید آن را کوتاه می کند.

ساخته بندر و برخی دیگر از سازه های ساحلی می توانند موجب فرسایش سواحل اطراف گردد. برای مثال، ساخته یک دیواره عمود بر خط ساحل (محصن یا ایمن) در ساحلی که جریان موازی با ساحل دارد، پیوستگی رانه ساحلی را مانع سگده و همانگونه که در شکل زیر ملاحظه می شود باعث انباشت رسوب در طرف بالا دست دیواره (سازه) و فرسایش ساحل پاییه دست آن می شود.



ساخت سازه عمود بر ساحل، در واقع ساحل بالا دست را با افزایش بودجه رسوب و ساحل پاییه دست را با کسر بودجه رسوب مواجه می سازد و اگر سازه بقدری دراز باشد که رانه ساحلی نتواند آن را دور بزند، فرسایش ساحل پاییه دست همچنان ادامه خواهد یافت.

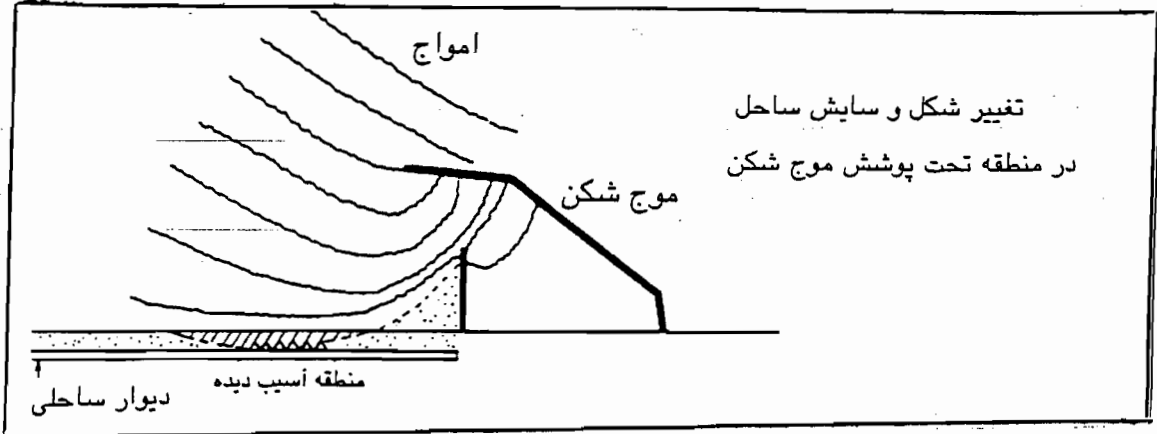
نمونه ای از فرسایش ساحل در اثر احداث یک بندر در شکل زیر ارائه شده است، رانه ساحلی که در یک جهت غالب وجود دارد در اثر ساخته بندر متوقف شده و پیوستگی آن بهم خورده است. معمولاً برای جلوگیری از انباشته شدن رسوب در داخل بندر و نیز تأمین محقق کافی برای رفت و آمد شناور ها سعی می شود که دهانه بندر در خارج از منطقه شکست امواج قرار گیرد.



این امر باعث می شود که رانه ساحلی به طور کلی متوقف شده و نتواند بندر را دور بزند و در نتیجه فرسایش سواحل پاییه دست بندر ادامه یافته و به تدریج نشان داده شده در شکل پیش روی می نماید.

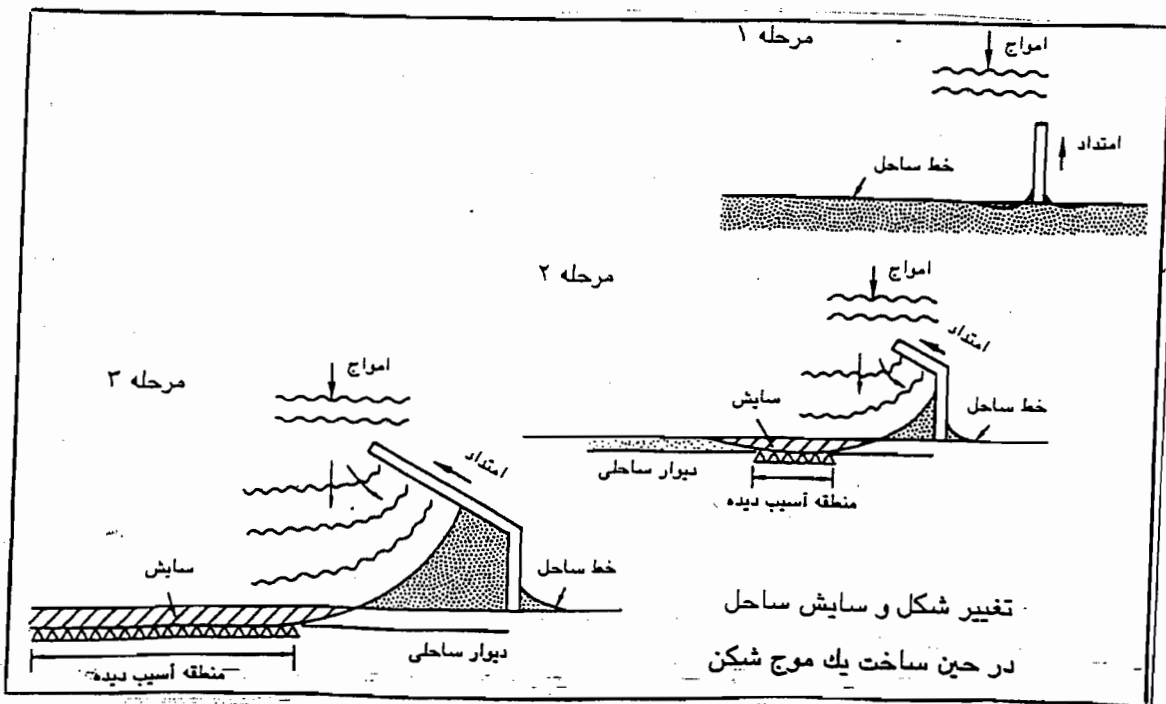


شکل ذکر است که ساخته بندر در سواحلی که رانه ساحلی نزارند نیز باعث فرسایش و تغییر شکل ساحل می شود ولی تغییر شکل حاصل پس از رسیدن به یک وضعیت تعادل متوقف خواهد شد (شکل زیر).



در وضعیت فوق، موج شکن اصلی بندر برای تأمین آرامش آب داخل بندر در آبهای دور از ساحل امتداد داده شده است، این امر باعث می شود که حرکت رسوب به سوی ناحیه آرام تحت پوشش این موج شکن از طرف خارج از این ناحیه صدمت پذیرد، در نتیجه ساحل خارج از ناحیه تحت پوشش موج شکن ساییده شده و رسوب مربوط در داخل ناحیه مزبور انباشت می گردد، این پدیده تا رسیدن ساحل به وضعیت تعادل جدید آن ادامه می یابد.

فرسایش ساحل هنگام با پیشروی ساختار یک موج شکن نیز صورت می گیرد که مراحل مختلف آن در شکل زیر خلاصه شده است. در این شکل جهت امواج در راستای عمود بر ساحل در نظر گرفته شده است تا رانه ساحلی وجود نداشته باشد. در این حالت نیز تغییر شکل ساحل پس از اتمام ساختار موج شکن و رسیدن ساحل به وضعیت تعادل جدید آن متوقف خواهد شد، به این ترتیب ملاحظه می شود که نقش رانه ساحلی در فرسایش مراحل از سایر عوامل مهم تر بوده و برهم زدن تعادل و پیرنگی آن باعث فرسایش دائمی مراحل پایینی دست می گردد.



به طور کلی روش های جلوگیری از فرسایش سواحل را می توان به دو دسته روش های نرم و روش های سخت تقسیم نمود. در روش های نرم سعی بر آن است که با جاگزین نمودن ماسه از دست رفته، مثلاً با ماسه ریزی (Beach nourishment, Beach fill) یا با ایجاد کنارگذر ماسه (Sand bypass)، شکل ساحل را حفظ کرده و یا پیوستگی رانه ساحلی را مجدداً برقرار نمود.

در روش های سخت سعی می شود که با ساختن سازه های مناسبی از فرسایش ساحل جلوگیری گردد. این سازه ها، خود به دو دسته تقسیم می شوند. دسته اول سازه های هستند که از پیشروی فرسایش در خشکی جلوگیری کرده و در واقع ساحل را محافظت می نمایند نظیر دیوار ساحلی (Sea Wall) و روش سنگ چینه (Revetment). دسته دوم سازه های هستند که با تغییر دادن امواج و جریانها در نزدیکی ساحل، سعی بر گزند نمودن فرسایش فرسایش، طولانی تر نمودن عمر ماسه رنجته شده در محل، و یا تأسیس پهنای ساحل ماسه ای دارند و آنها را سازه های پایدارکننده می خوانند نظیر رانه گیر (Groyne) موج شکن جدا (Detached breakwater)، هدلند (Headland) و آسنگ مصنوعی (Artificial reef).

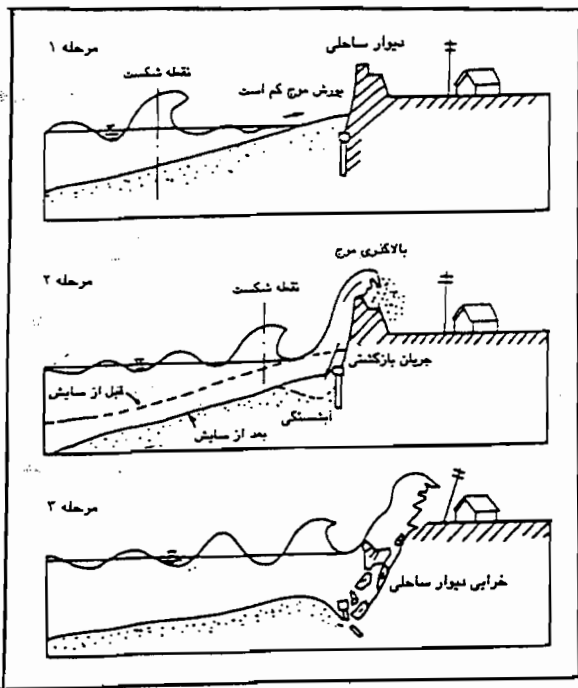
اساس منطقی روش های نرم، یعنی جبران نمودن ماسه از دست رفته، بسیار ساده و سازگار با طبیعت است و در صورت دسترسی به ماسه لازم، استفاده از این روش ها مطلوب تر می باشد. ولی این روش ها نیاز به مراقبت و کنترل مستمر داشته و ملاحظات اقتصادی در بعضی موارد، آنها را غیر قابل توجه می نماید. برای مثال ماسه رنجته شده در یک ساحل ممکن است با تملک شده دریا، پس از چند روز شسته و برده شود.

برای ساخته یک بندر ماهیگیری، ایجاد کنارگذر ماسه و انتقال ماسه انباشته شده از ساحل بالادست به ساحل پایت دست با استفاده از پمپ بهترین روش برای جلوگیری از فرسایش ساحل پایت دست آنه است ولی ممکن است همیشه امر از برقی جواب مطلوب نباشد. همچنین بعضی مناطق اصراً با کمبود ماسه مواجه بوده و بکارگیری روش های نرم در آنجا ممکن نیست.

از طرف دیگر باید توجه داشت که کار سازه های پایدارکننده در واقع توزیع مجدد ماسه موجود در ساحل است و این سازه ها ماسه اضافی به ساحل نمی آورند. لذا پدید آیدن ماسه در یک منطقه پس از ایجاد سازه های مزبور به معنی کاهش ماسه در نقطه دیگری است. در مواردی که این اثر منفی قابل قبول نباشد، بهتر است از ترکیب روش های نرم و سخت استفاده شود. در ادامه با توجه به ماهیت درس، به معرفی روش های سخت برای جلوگیری از فرسایش سواحل اشاره می گردد.

دیوارهای ساحلی از ابتدای تری سازه‌هایی هستند که برای حفظ خشکی در مقابل خطر حمله امواج طولانی و نیز جلوگیری از فرسایش سواحل ساخته شده‌اند. محیب عمده این دیوارها، ایجاد امواج ایستا (Standing waves) در جلوی آنها در اثر پدیده انعکاس موج است. ارتفاع موج کاملاً ایستا به دو برابر ارتفاع موج اصلی برخوردی می‌رسد که می‌تواند براس رقت و آمد شناورها خطرناک باشد. با توجه به این مشکل، معمولاً لایه‌ای از سنگ یا بلوک‌های بتنی (مانند تترابود) برای جذب انرژی موج و کاهش بازتاب آن در جلوی دیوار تعبیه می‌شود.

دیوارهای ساحلی در مواردی با شکست مواجه و خراب می‌شوند (به دلیل آبشستگی در پایه دیوار). اگرچه دیوار ساحلی خط ساحل و زمین پشت آن را حفظ می‌کند ولی تأثیری بر فرسایش ستر دریا بصورت رانه ساحلی ندارد.



همانطور که در شکل روبرو ملاحظه می‌شود ادامه فرسایش ستر دریا در چنین مواردی موجب افزایش عمق آب در جلوی دیوار ساحلی می‌شود و در نتیجه امواج بلندتری می‌توانند به دیوار نزدیک شده و به آن آسیب برسانند.

\* مکانیزم تخریب دیوارهای ساحلی ←

ب - رانه گیر یا آسنگه (Groin)

منظور از رانه گیر، سازه باریکی است که معمولاً در راستای عمود بر خط ساحلی ساخته می‌شود و پاسداری کرده و به دام انداختن رانه ساحلی (رسوب) باعث انباشت ماسه و پیدایش ساحل ماسه‌ای می‌گردد. پایه کار از فرسایش بیشتر ساحل جلوگیری شده و ساحل ماسه‌ای ایجاد شده می‌تواند از زمین‌های پشت ساحل محافظت نماید.

رانه گیرها معمولاً به صورت یک مجموعه برای محافظت از یک منطقه ساخته می‌شوند و ماسه در طرف بالا دست آنها (یعنی طرفی که رانه ساحلی از آن می‌آید) انباشته شده و در طرف پایین دست هر رانه گیر نیز ناحیه کوچکی تحت پوشش سازه قرار می‌گیرد که ماسه می‌تواند در آنجا جمع شود.

البته نسبت به شرایط طرح و محل ، قسمتی از ساحل در فاصله بین دو رانه گیر ممکن است بپاییده شود ، در سواحل که رانه ساحل ضعیف و حرکت رسوب در راستای عمود بر ساحل موجب سایش آنها شده باشد ، ساخته رانه گیر معین نخواهد بود .



معمولاً رانه گیرها بستگی به جهت جریان رانه ساحلی ندارد و شکل ساحل ایجاد شده ممکن است فقط در فصل های مختلف تغییر نماید . رانه گیرها معمولاً از سنگ یا سپر ساخته می شوند و ساخته آنها ساده است . پس از پرسودن فضای بین دو رانه گیر ، رانه ساحلی می تواند سازه را دور بزنند و به ساحل پایینه دست برسد و لذا یک مجموعه رانه گیر فقط مقدار مشخصی ماسه را به تله می اندازد ، ولی مادامی که فضای بین رانه گیرها در حال پرسودن از ماسه است ، فرسایش ساحل یا بین دست اجتناب ناپذیر خواهد بود . برای جلوگیری از این امر و آسیب نرسیده به سواحل مجاور ، می تواند با ماسه ریزش ، فاصله بین رانه گیرها را از ابتدا پر نمود .

رانه ساحلی عمدتاً در منطقه زوال موج یعنی در فاصله بین نقطه شکست و خط ساحل جریان دارد . اگر رانه گیر بین از حد دراز بوده و تا نقطه شکست برسد ، جریان رانه ساحلی بکلی متوقف خواهد شد . لذا طول رانه گیرها را باید با توجه به موقعیت مورد نظر برای خط ساحل پس از اتمام پروژه و نیز پهنای منطقه زوال موج تعیین نمود ، فاصله بین دو رانه گیر مجاور معمولاً نسبت به جهت امواج ، بین دو تا سه برابر درازای رانه گیر در نظر گرفته می شود . برای امواج ما لیترا این فاصله باید کمتر باشد تا از فرسایش پس از حد ساحل بین دو رانه گیر جلوگیری شود ، رانه گیرها از اولی روشن هاز باید از عمودن ساحل هستند و در مراجع می تواند به مدارک علمی زیادی دست یافت ،

## ج - موج شکن جدا

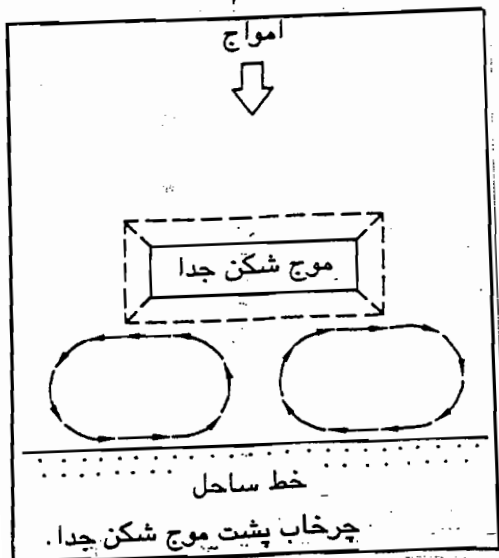
ساخته رانه گیر در سواحل که فقط رانه ساحلی موجب فرسایش آنها شده است ، مؤثر بوده و در سواحل که حرکت رسوب در راستای عمود بر ساحل نیز شده باشد ، ماسه موجود در پیچ رانه گیرها ممکن است به راحتی شسته شده و به نقاط دیگر برده شود . بنابراین در چنین مواردی لازم است که ساحل را در مقابل حمله امواج نیز محافظت نمود ، جهت این امر از موج شکن جدا که به موازات خط ساحل و در نزدیکی آن ساخته می شود و به ساحل متصل نیست ، استفاده می شود .

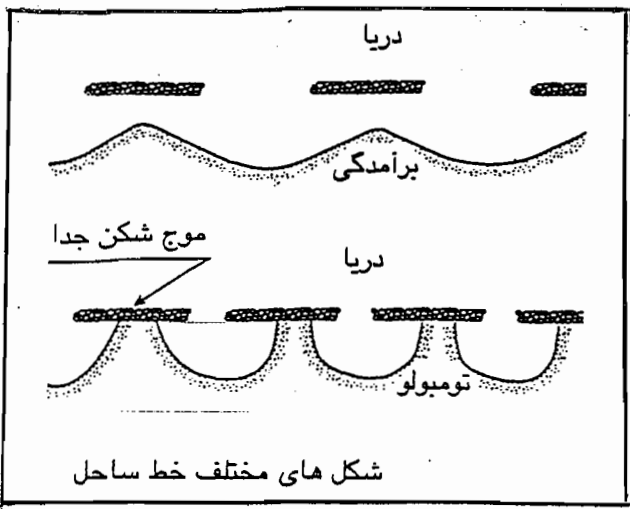


نمونه ای از يك مجموعه موج شکن جدا.

موج شکن های جدا ، ممکن است به صورت منفرجه یا همبسته ساخته شوند و می توانند ساحل تحت پوشش خود را در مقابل امواج کم ارتفاع و امواج با ارتفاع متوسط محافظت نموده و نیز از انرژی مخرب امواج بزرگ بکاهند . این موج شکن ها با تغییر دادن اساسی الگوی امواج و جریانها در حوالی ساحل از پیرایش رانه ساحلی جلوگیری می نمایند و معمولاً ماسه بهنگام آرامش نسبی دریا در منطقه آرام نسبت آن ها انباشته شده و پیشروی ساحل را سبب می شود .

در این حالت ها نظیر که در شکل ملاحظه می شود ، چرخه هایی در پشت موج شکن جدا ایجاد می شوند و این چرخه ها با جمل ماسه ، شکل خاصی به خط ساحل می دهند ، در حالت کلی ، شکل خط ساحل پس از ساختن موج شکن ها ، بستگی به درازای آنها ، فاصله آنها از ساحل ، فاصله پیچ دو موج شکن ، ارتفاع آنها ، مقدار رسوب موجود در محل ، شکل اولیه مقطع ساحل و جهت امواج دارد .





شکل خط ساحل با توجه به عوامل مورد اشاره می تواند به سه صورت باشد، اگر فاصله موج شکن جدا از ساحل نسبتاً زیاد بوده ولی طول آن نسبت به طول موج دراز نباشد، یک برآمدگی در خط ساحل ایجاد خواهد نمود و بر این مبنی موج شکن جدا، شکل خط ساحل به صورت سینوسی در می آید، با نزدیک نمودن موج شکن به ساحل و یا افزایش طول آن، این برآمدگی کم کم پیشرفت می کند تا به موج شکن برسد که در این حالت به آن

تومبولو می گویند. اگر مقدار رسوب موجود در محل کافی نباشد و یا طول موج شکن جدا، بیش از حد کوتاه بوده و از ساحل طلی دور باشد، تغییر در شکل خط ساحل مشاهده خواهد شد.

پسین بینی دمق رفتار خط ساحل در اثر ساختن موج شکن جدا، نیاز به شناخت عوامل متعددی دارد و کار ساده ای نیست و طراح آنها بیشتر از روی تجربه به صورت می گیرد، ساخت این نوع سازه بیشتر در سواحل مدیترانه ای اروپا و سواحل ژاپن رایج است و معمولاً در عمق ۳ تا ۵ متر و به درازای ۲ تا ۳ برابر طول موج محل ساخته می شوند، فاصله بین دو موج شکن مجاور کمتر از ۴٪ و فاصله موج شکن از خط ساحل کمتر از ۸٪ درازای موج شکن می باشد.

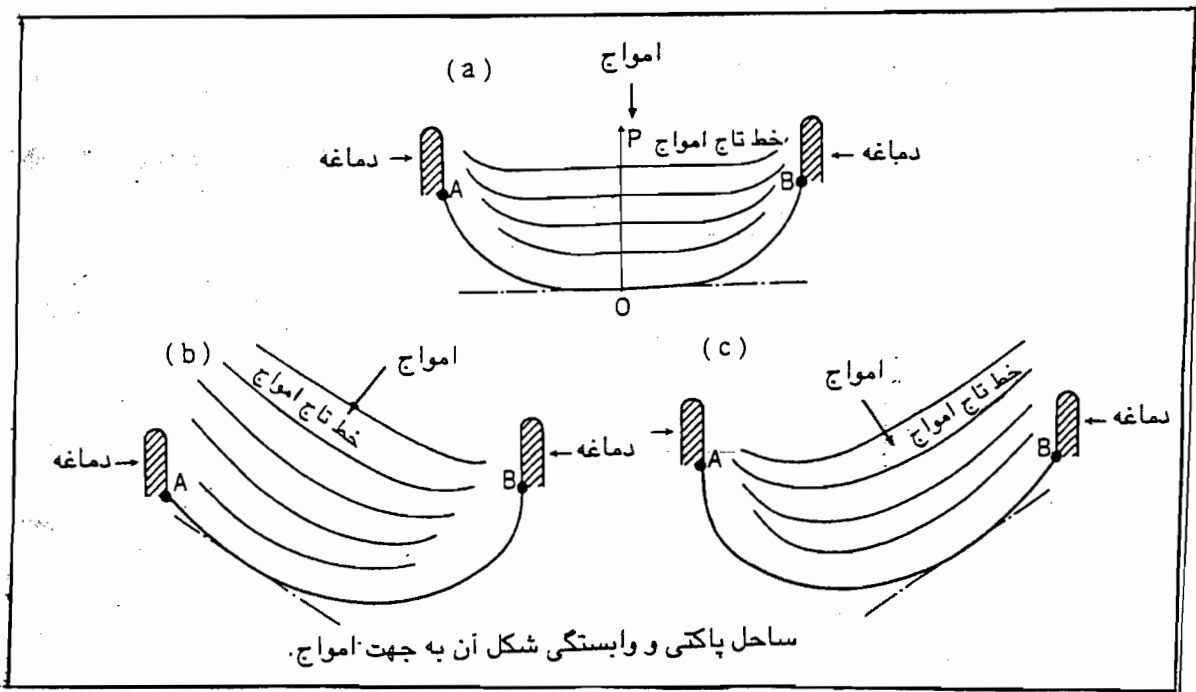
چون موج شکن جدا به ساحل متصل نیست، ساخت آن مشکل است. این موج شکن ها را می توان از سنگ یا بلوک های بتنی ساخت و در طلی موارد ساخت آنها با نشست همراه است که به تعداد سنگ ها یا بلوک ها اضافه می کنند.

منظره نامطلوب موج شکن های جدا از نظر بیننده ای که در ساحل استیاره و زیبایی دریا را از دست می دهد، از معایب این نوع سازه هاست. همچنین طراحان نادرست آنها می توانند باعث راکد ماندن آب پشت آنها و یا بیخ آمون کیفیت آب شود.

→ هد لنز

توجه به مساله حفظ طبیعت و محیط کوه زمیه در سال های اخیر موجب پیوستن انتظارات جدیدی از پروژه های عمرانی شده است. پروژه های پدیدار نموده سواحل نیز از این امر مستثنی نبوده و روش های در اولویت قرار گرفته اند که بتوانند علاوه بر حفظ خشکی و جلوگیری از ادامه فرسایش ساحل، کمتر در تغییر رادر طبیعت دریا و دور نمای آنه و نیز در محیط زیست آبزیان ایجاد نمایند. هد لنز و آسنگ مصنوعی از این روش ها هستند.

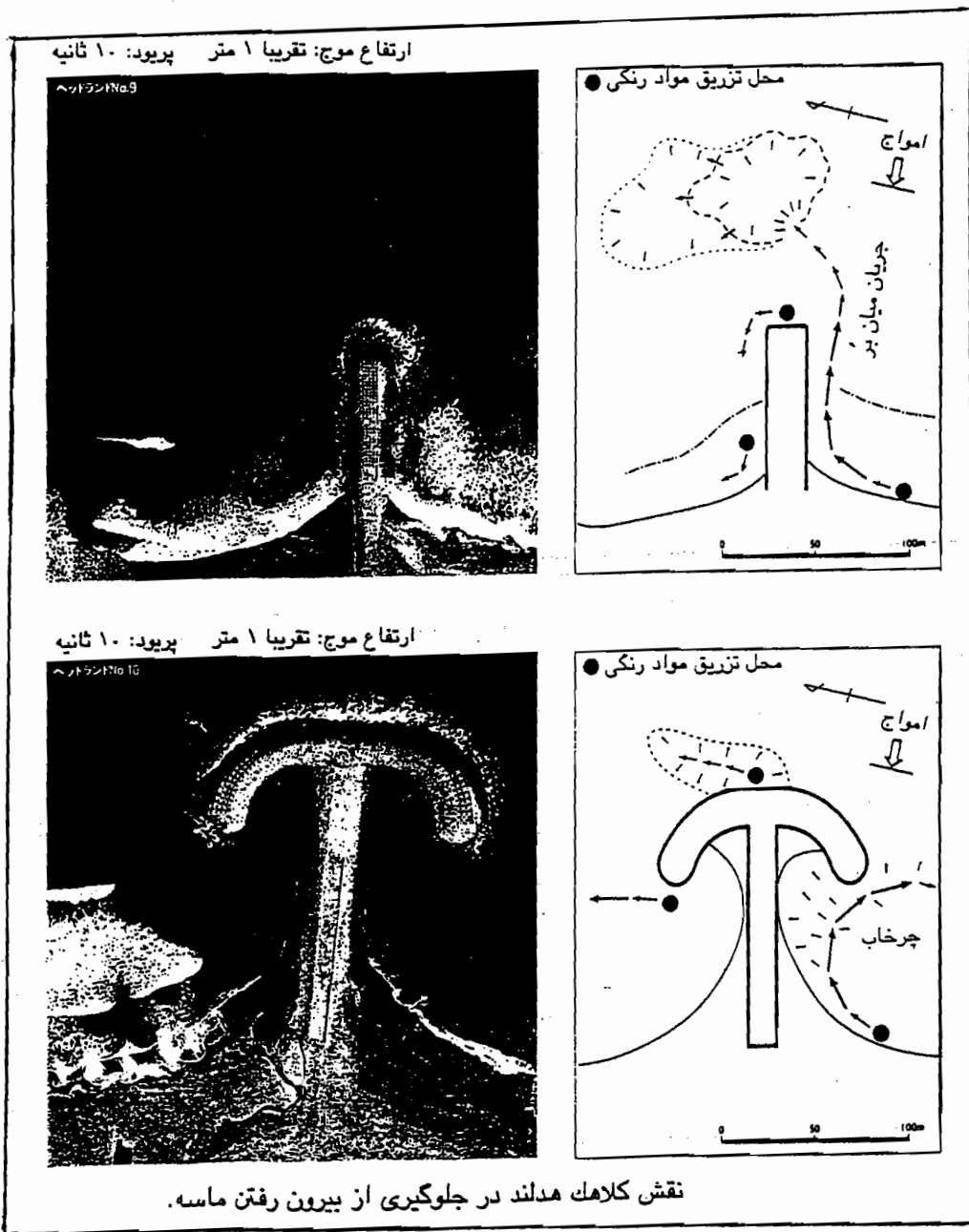
در طبیعت سواحل و خود دارند که بیه در دماغه یا صخره سنگی که حدود یک دو کیلومتر از هم فاصله دارند ،  
 قرار گرفته و در دراز مدت یا بیار هستند ، این سواحل را به خاطر شکل پلان آنها سواحل پالیتی می نامند ،  
 در این سواحل ها فطور که در شکل زیر ملاحظه می شود ، رانه ساحلی توسط دماغه سنگی سد شده و خط ساحل  
 بتدریج به موازات خط تاج امواج تغییر شکل می دهد ، به این ترتیب جهت پیشروی امواج و خط ساحل  
 بر هم عمود شده و جریان موازی ساحل و در نتیجه رانه ساحلی از بیه می ریزد و ساحل به همان شکل باقی  
 می ماند ، در صورت تغییر جهت امواج ، شکل خط ساحل نیز تغییر خواهد نمود و مناسه همیان در داخل  
 ساحل پالیتی محسوس خواهد ماند ، البته باید طول دماغه ها به اندازه کافی دراز باشد تا رانه ساحل نتواند  
 آنها را دور بزند ، نظریه ساخت هدلند بر این پایه میزند که سواحل پالیتی ابداع شد ،



هدلند ها برای سواحل که سبب سبتر در آنها ملایم بوده و عمدتاً توسط رانه ساحل ساییده می شوند مناسب  
 هستند ، قبلاً اشاره شد که مناطق فرسایشی و انباشتی مناسه با در یک ساحل تکرار می شوند ، باید اضافه کرد  
 که ممکن است در ساحل سبب سبتر دریا بسیار ملایم باشد و ذرات ماسه موجود در آن به اندازه کافی  
 درست باشد و هر یک از این دو یا ترکیبی از آنها باعث شود که مقطع فرسایشی در آن ساحل محسوس نباشد ،  
 در چنین ساحل ولت رسوب در راستای محور ساحل مشطل آفرین بلوره و فقط اختلال در پیرستگی  
 رانه ساحل می تواند موجب فرسایش شود ،

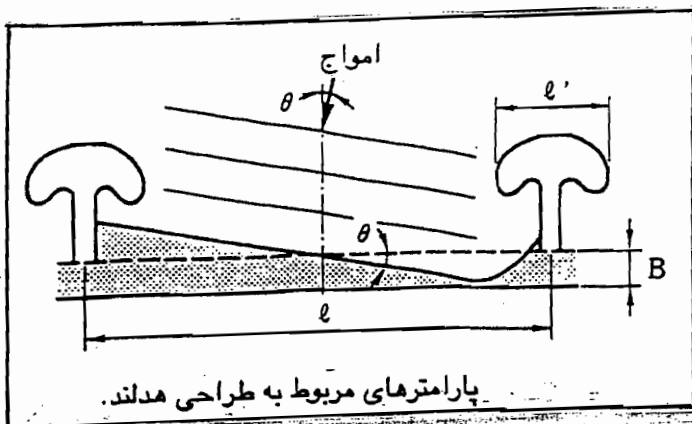
یک هدلند از یک دیواره باریک محود بر ساحل و یک کلاهک بیه لنگر لنگتی تشکیل می شود ، هدلند بود  
 کلاهک در واقع یک رانه گیر دراز است ، معمولاً رانه گیرها جریانهای ساحلی اطراف خود را به سوی دریا  
 هدایت می کنند و باعث پیدایش جریان بیه به جریان میالک بر می شوند که ماسه را به دریا می برد ، وجود کلاهک  
 مانع پیدایش این جریان شده و باعث می شود که ماسه در داخل ساحل پالیتی محسوس بماند ،

در شکل زیر، اثر تزیین مواد رنگی و هدایت کلاهک و هدایت کلاهک دار جهت بررسی اثر وجود کلاهک بر روی جریان اطراف آن به خوبی ملاحظه می شود.



در طراحی هدایت باید توجه نمود که این سازه نیز با سد نمودن رانه ساحلی باعث انباشت ماسه در بالادست و فرسایش ساحل پایین دست خود می شود و لذا باید با طرح نمودن یک گروه هدایت پایدار ساحل مورد نظر را تا میانه نمود، یعنی نسبت ماصله بین هدایت ها و طول آنها به طریقی مانتد رانه گیرها صورت می گیرد. اگر ماصله بین دو هدایت  $l$ ، طول کلاهک  $l'$ ، زاویه راستای امواج را  $\theta$

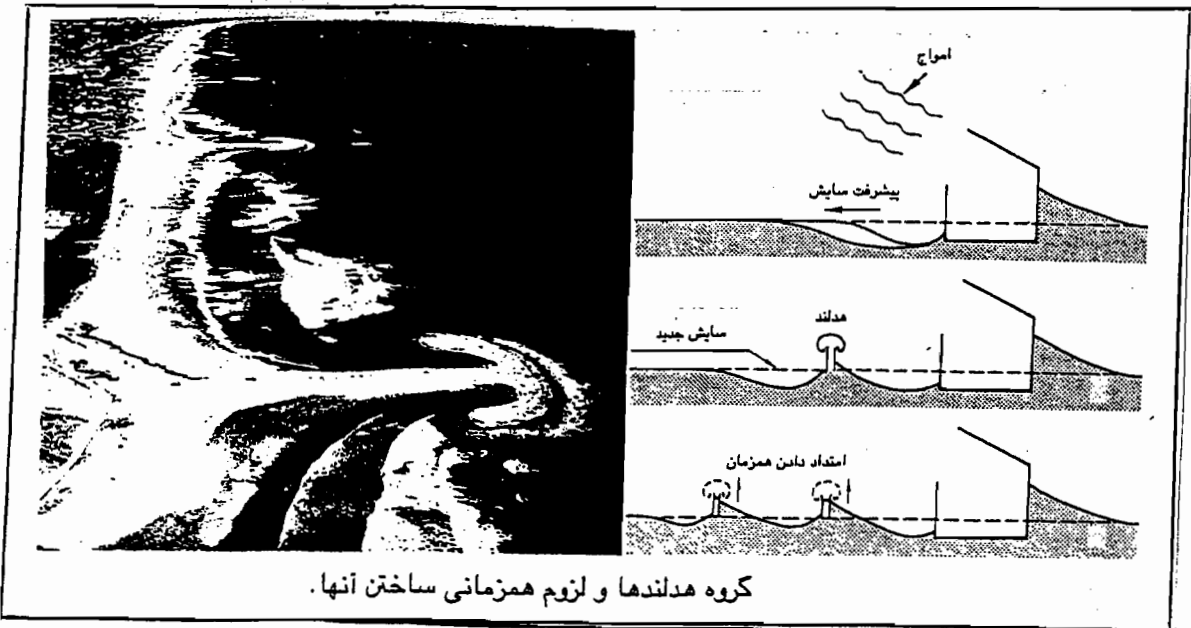
و ماصله بین خط اولیه ساحل و دیوار ساحل را با  $B$  نشان دهیم باید همراه درشتی باشیم  $B - \frac{l-l'}{2} \tan \theta \geq B$  که  $B$  حداقل پهنای ساحل ماسه ای که بیشتر از ۲۰ متر عرض می شود.





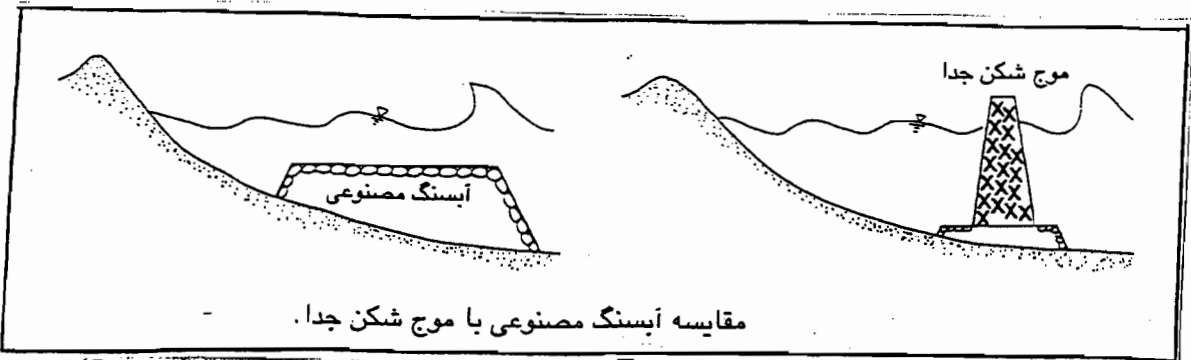
همچنین طول هدلند باید از  $\frac{L-L'}{2} \text{ تا } L$  خیلی بیشتر باشد تا رانه ساحلی بتواند آنرا دور ببرد، از آنجا که هدلند با جلوگیری از رانه ساحلی انجام وظیفه می‌کند، از جنبه تئوریک باید تا نزدیکی عمق جزایی مورفولوژیکی (عمقی که تغییرات نسبت دریا هنوز در آن محسوس است، در ایران حدوداً ۱۰ متر) امتداد یابد، ولس وجود کلاک باعث تضعیف جریانها و ساحل اطراف آن شده و مانع می‌تواند برافس هدلند را دور ببرد و لذا در عمل انتهای هدلند را با توجه به ملاحظات اقتصادی در عمق کمتری (۴ تا ۵ متر) قرار می‌دهند، فاصله بینه هدلندها را معتدلاً بینه یک تا دو کیلومتر در نظر می‌گیرند.

در شکل زیر یکی از موارد استفاده از هدلند نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود ساختن یک بند مرجب فرسایش ساحل یا بینه دست آن شده است و منطقه آسیب دیده با گذشت زمان گسترش می‌یابد، احداث یک هدلند اگر چه از پیشروی این فرسایش جلوگیری می‌نماید ولی موجب پیدایش منطقه فرسایشی جدید خواهد شد. لذا در عمل لازم است که هدلندها به صورت گروهی طرح شوند و حتی الامکان بطور همزمان ساخته و امتداد یابند.



### ه - آبنگ مصنوعی

آبنگ مصنوعی در واقع یک موج شکنه زیر آبی است که پهنای تاج آن خیلی زیاد بوده و نقش آن در پایدار نمودن ساحل بسیار شبیه به موج شکنه جدا می‌باشد.



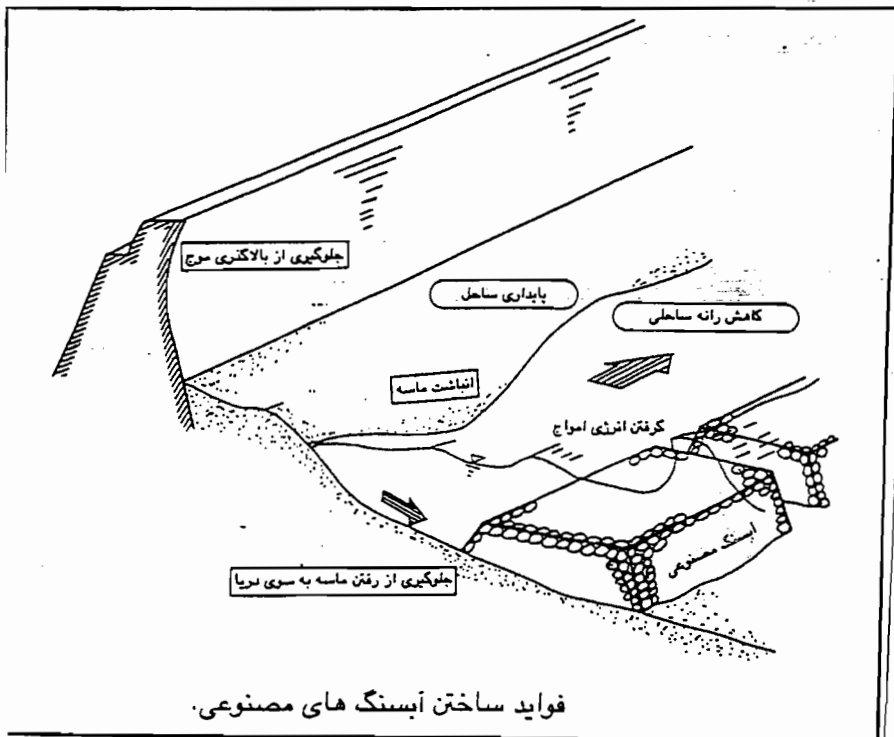
پهنای زیاد تاج آبنگ مصنوعی، زوال تدریجی امواج را موجب سوه و امکان بیشتر در نظر گرفتن عمق آب بالای تاج را می دهد. لذا آبنگ مصنوعی معمولاً کوتاه بوده و ضریب انعکاس امواج از آن کم است. در مقایسه با موج شکنه جدا، آبنگ مصنوعی در زیر سطح آب قرار دارد و تقریباً هیچ تأثیر نامطلوبی بر منظره دریا ندارد. این سازه نه تنها مانع انجام تفریحات دریایی می شود، بلکه رونق بیشتر این تفریحات را در منطقه آرام آب ایجاد شده باعث می شود. در مواردی ممکن است که لایه محافظ روی آبنگ که از سنگ یا بلوک های بتنی ساخته می شود مانند زیستگاه های مصنوعی عمل نموده و صید ماهی یا آبزیان دیگر را رونق می بخشد.

اثرات ساخت آبنگ های مصنوعی

در شکل دربر خلاصه شده است.

در سواحل که سبب ملایم ندارد و یا سواحل ساییده شده است، امواج می تواند به خط ساحل حمله نموده و به تاسیسات موجود آسیب برساند.

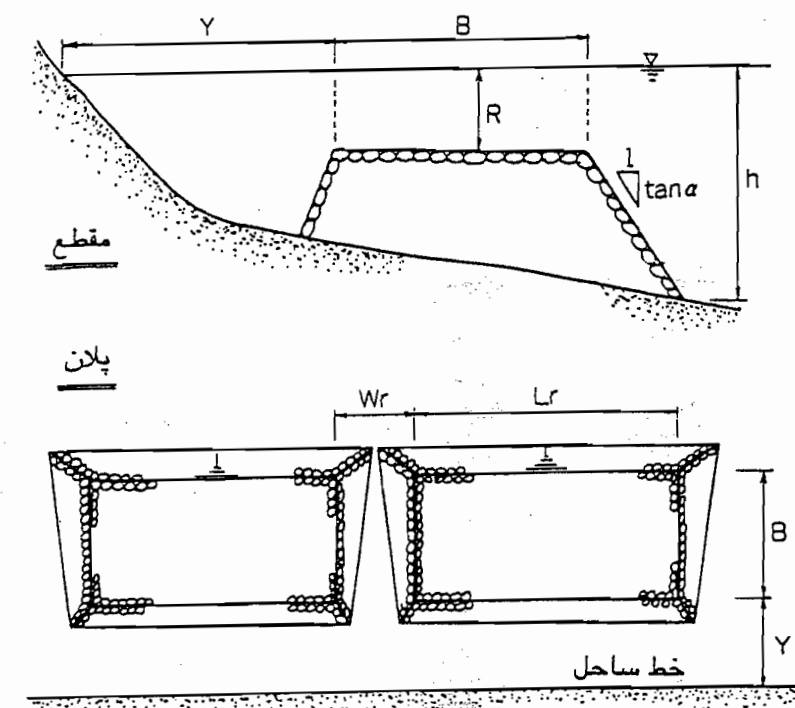
آبنگ مصنوعی با تعدیل انرژی امواج باعث کاهش یا حتی بلاک کردن موج از روی دیوار ساحلی می شود. همچنین با کاهش داده رانه ساحلی از فرسایش بیشتر ساحل جلوگیری می نماید.



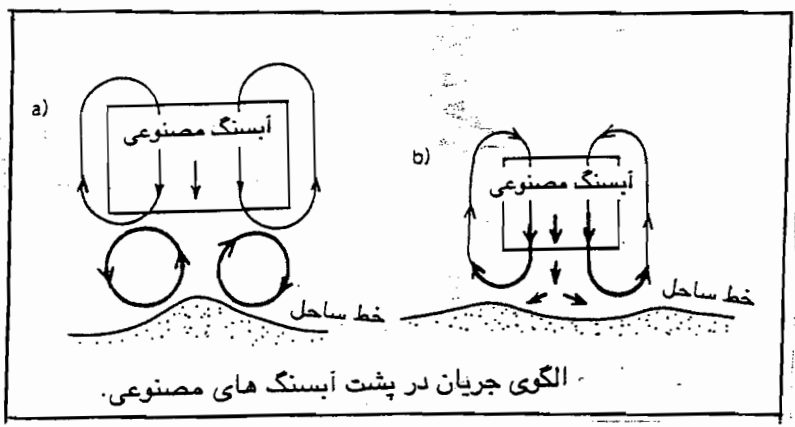
در سواحل مصنوعی که با ماسه ریزش ایجاد سوه اند باید به نحوی از حرکت ماسه به سوی دریا جلوگیری نمود و آبنگ مصنوعی به خوبی این وظیفه را انجام می دهد. شکست امواج بر روی آبنگ مصنوعی جریان را به طرف ساحل ایجاد می نماید که از میان دو آبنگ به دریا پرمی گردد و از رکود آب و کاهش کیفیت آن جلوگیری می شود. مانند موج شکنه های جدا، آبنگ های مصنوعی نیز الگویی برای پهنای ساحلی را تغییر می دهند. شکل جریان حاصله بستگی به ابعاد آبنگ ها و فاصله آنها از یکدیگر و از خط ساحل دارد. بنابراین باید این اندازه ها را طوری انتخاب نمود که جریان تأمین کننده هدف مورد نظر ایجاد گردد. پارامترهای مربوط به طراحی آبنگ های مصنوعی در شکل صفحه دیگر نشان داده شده است.

برای پایدار نمودن ساحل و ایستاده شدن ماسه در پشت آبنگ، الگوی جریان نشان داده شده در شکل زیر (۸) که منجر به ایجاد برآمدگی در خط ساحل می‌شود، مطلوب و مناسب است. برای این منظور باید فاصله بین دو آبنگ را طوری در نظر گرفت که در محدوده  $L_p < W_p < 0.25 L_p$  قرار گیرد و طول آبنگ را نسبت به فاصله آن از خط ساحل و بر اساس  $4Y < L_p < Y$  تعیین نمود.

پهنای تاج آبنگ B را حدود یک تا یک و نیم برابر طول موج در آب عمیق  $L_w$  و عمق آب بالای تاج را کمتر از  $H/3$  را برابر ارتفاع موج در آب عمیق  $H_0$  در نظر می‌گیرند. بهتر است که پاشی آبنگ در عمق بحرانی مورد نیاز یکی قرار گیرد و شیب جلوی آن  $1/3$  تا  $1/5$  باشد.



پارامترهای مربوط به طراحی آبنگ های مصنوعی.

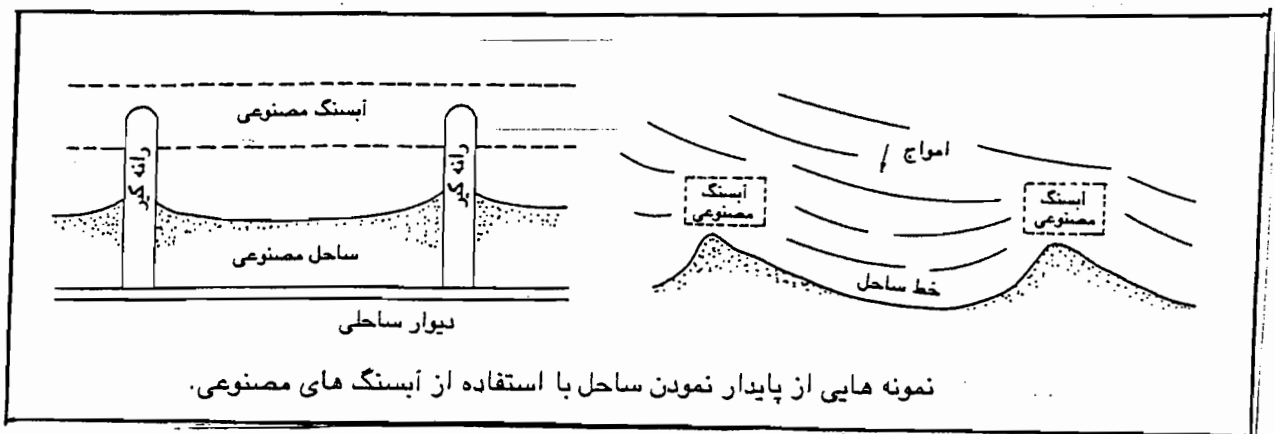


الگوی جریان در پشت آبنگ های مصنوعی.

همانطور که از شکل اخیر نیز معلوم می‌شود، الگوی جریان ایجاد شده در پشت آبنگ نسبت به تغییر پارامترهای مختلف بسیار حساس بوده و لذا در طراحی آبنگ‌ها مصنوعی باید بسیار دقت نمود. نظریه ساخته آبنگ‌ها مصنوعی نسبتاً جدید است و پیش‌بینی عملکرد آنها بر اساس نتایج آزمایشگاهی صورت می‌گیرد. هنوز داده‌های کافی که در محمل پوست آمده باشند برای مقاصد در مورد میزان کارایی آبنگ‌ها مصنوعی وجود ندارد.

برخلاف حالت موج شکنی جدا، برآمدگی خط ساحل به آبنگ نمی‌چسبد و لذا رانه ساحل کاملاً متوقف نخواهد شد.

در سواحل مصنوعی که با ماسه ریزش ایجاد می شوند بهتر است آب سنگ های مصنوعی بصورت پیوسته برای جلوگیری از رفته ماسه به دریا ساخته شوند و لازم است که دو رانه گیر یا هادلند نیز در دو طرف ساحل مزبور برای جلوگیری از حرکت ماسه به موازات ساحل تعبیه گردد.

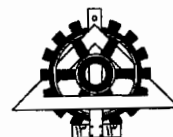


با توجه به مطالب ذکر شده :

مختصری به امواج و جریان های موجود در سطح تریک ساحل ، چگونگی حرکت ماسه در آب های ساحلی و اثر آن بر شکل سبزه دریا و ساحل اشاره گردید ، علل فرسایش و سپروی سواحل ماسه ای و پیاپی آن آه مورد بحث قرار گرفت و روش های جلوگیری از فرسایش سواحل و نیز ایام و معایب هر یک از آنها ارائه شد.

انتخاب روش پایدار مزده یک ساحل سنگی به وضعیت فعلی آن ساحل و نیز عوامل اقلیمی و اقتصادی دارد و برای هر دو مورد باید جداگانه بررسی صورت گیرد. بطور کلی بکارگیری روش های نرم مانند ماسه ریزش یا ایجاد دالنا گذر ماسه مطلوب تر است ، مخصوصاً در مورد بنادر ، ایجاد دالنا گذر ماسه می تواند از میزان رسوب گذاری در داخل بندر و در نتیجه حجم لایروبی نیز بکاهد.

از میان روش های سخت ، ساخته هادلند از جنبه های مختلف قابل توصیه می باشد ، در مواردی که حرکت رسوب در راستای عمود بر ساحل نیز وجود دارد ، طرح مرکب از آب سنگ های مصنوعی و هادلند موفق و سازگار با طبیعت خواهد بود.



دانشکده فنی دانشگاه تهران

# اصول طراحی بنادر

پیوست دروس

کارهای دریایی  
طراحی بنادر  
طراحی سازه‌های دریایی  
اصول مهندسی بندر

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## اصول طراحی بنادر

- ۱- اهمیت احداث بنادر
- ۲- اصول برنامه ریزی بنادر
- ۳- طراحی بخش های مختلف یک بندر
- ۴- ارزیابی اقلیمی

## ۱- اهمیت احداث بنادر

- ۱- طول بسیار زیاد آبهای مرزی ایران
- ۲- منابع سوخت فسیلی و انرژی پدیده های طبیعی دریا
- ۳- تأمین پروتئین و گوشت های مفید
- ۴- حمل و نقل و ارتباط دریائی ( حلقه ای از زنجیر حمل و نقل )
- ۵- شکوفائی اقتصادی و بازرگانی و توسعه صنعتی
- ۶- اعتلای فرهنگی و اجتماعی جامعه و تفریحات دریائی
- ۷- تأثیرات قابل توجه در مسائل سیاسی کشور و جهان
- ۸- امور نظامی و موارد مرتبط
- ۹- گسترش مسائل علمی و فنی در پدیده های دریائی
- ۱۰- مسائل محیط زیستی ملی و بین المللی

## اجزاء کلی یک بندر

۱- سازه‌های دریایی ( موج شکنها، اسکله‌ها، تأسیسات پهلوگیری و احیاناً دیوارهای

حفاظتی ساحلی)

۲- سازه‌های خشکی (کلیه ساختمانها و تأسیسات جنبی مربوط به بندر مانند

انبارهای کالاها، ساختمانهای اداری، ترمینال مسافری، گمرک، مخازن سوخت،

مخازن آب و غیره)

۳- تجهیزات مربوط به انجام تخلیه و بارگیری کالا ( جرثقیل‌های متحرک روی

ریل یا جرثقیل‌های ویژه انبار کردن کانتینرها) و تجهیزات تعمیر شناورها

( حوضچه‌های تعمیرات کشتی موسوم به حوض خشک یا سرسره‌های بالابر)

## نکات مهم در طرح ریزی برای احداث بنادر

۱- ضرورت برنامه‌ریزی

۲- نوع فعالیت بندر

۳- مسائل ناوبری

۴- انتخاب سازه‌های مورد نیاز بندر

۵- تعیین محل مناسب (جانمایی) بنادر

## ۱- ضرورت برنامه ریزی

اهداف برنامه ریزی در طراحی بندر به شرح زیر است:

الف - بندر به مثابه یک حلقه از زنجیر ارتباطی باید در درون خود عملکرد موزون فعالیت های بندر نظیر تخلیه، بارگیری، انبار سازی و نهایتاً حمل کالا به خارج از بندر را میسر سازد.

ب - بندر بعنوان حلقه ای از زنجیر حمل و نقل باید ارتباط دریا و خشکی را از نقطه نظرهای مختلف نظیر کاهش انتظار نوبت کشتی ها، تقلیل ساعات خالی بودن اسکله ها، پهلوگیری امن در آنها، ارائه خدمات مورد نیاز شناورها و ... را به نحو احسن امکان پذیر سازد.

ج - رابطه منطقی متقابل بین بندر و شهر نظیر تأمین نیروی انسانی مورد نیاز، تأمین خدمات مورد نیاز شهر و بندر از یکدیگر، ارتقاء سطح زندگی شهرنشینان مجاور بندر را برقرار نماید.

د - تردد جاده ای و راه آهن بین بندر و شبکه ارتباطی منطقه و کشور به بهترین وجه برقرار باشد تا برای مثال از یکسو عبور و مرور کامیون ها و واگن های راه آهن زندگی ساکنان نواحی مجاور را مختل نساخته و از سوی دیگر جاده راه آهن و تأسیسات کافی برای جابجائی میزان کالای مورد نظر فراهم باشد.



## ۲- نوع فعالیت بندر

- الف - تجاری - ماهیگیری - نفتی - مسافری - چند منظوره و غیره.
- ب - نوع فعالیت بندر تعیین کننده نوع شناورهای استفاده کننده می باشد.
- ج - عدم تداخل فعالیت در بنادر چند منظوره (مثلاً نفتی و ماهیگیری)
- د - آشنایی طراح بندر با شناورهای خاص آن نوع بندر
- \* کشتی های حمل نفت غالباً تا حدود ۲۵۰ هزار تن (و گاهی بیش از ۵۰۰ هزار تن) ظرفیت دارند.
  - \* شناورهای حمل غلات یا کانتینربرها غالباً از ۸۰ هزار تن بزرگتر نیستند.
  - \* شناورهای حامل مواد معدنی ممکن است تا ۲۵۰ هزار تن ظرفیت داشته باشند.
  - \* کشتی های حمل مواد تجاری عمومی حدود ۲۰ هزار تن ظرفیت دارند.
- ه - انتخاب کشتی طرح تابع عوامل دیگری به شرح زیر می باشد:
- \* ظرفیت جاده های ارتباطی بندر با شهرها
  - \* امکانات و ظرفیت وسائط نقلیه جهت حمل خشکی
  - \* هیدروگرافی بستر دریا
  - \* جنس لایه ها و مسائل لایروبی

### ۳- مسائل ناوبری

عوامل مؤثر در مسائل ناوبری:

- الف - وضع امواج
- ب - سرعت باد
- ج - سرعت جریانهای دریایی
- د - وضع بستر دریا
- ه - عمق آب
- و - تسهیلات دریانوردی (علائم کمک ناوبری)

### ۴- انتخاب سازه‌های مورد نیاز بندر

- الف - موج شکن (شاخه‌های اصلی و فرعی)، طول شاخه‌ها و ابعاد سنگ‌ها
- ب - پهلوگیرها (اسکله‌ها و دولفین‌ها)، ابعاد و ظرفیت، آبخور
- ج - حوضچه‌های خشک، سرسره، کانالهای خاص (شرایط خاص هیدرولیکی)
- د - انبارهای کالا و ترانزیت، مخازن ذخیره مایعات (نفت یا روغن نباتی)
- ه - تعمیرگاه‌های ماشین‌آلات خشکی و دریایی
- و - پست‌های برق، تأسیسات تأمین آب، ایستگاه‌های آتش نشانی
- ز - ساختمانهای گمرک، اداری، غذاخوری، باشگاه ملوانان

## ۵- تعیین محل مناسب (جانمایی) بنادر

الف - حفاظت محدوده بندر (حتی الامکان بطور طبیعی) در مقابل

امواج و جریانهای دریائی

ب - دسترسی به آب عمیق در نزدیکی محل احداث بندر (وضعیت

توپوگرافی بستر)

ج - نیاز به لایروبی حداقل (در زمان ساخت و هنگام بهره‌برداری)

د - مناسب بودن جنس خاک در محوطه بندر (بستر سنگی یا بستر

خیلی نرم)

ه - وجود خط ساحلی مناسب در محدوده بندر (توسعه آبی و ایجاد

تسهیلات در نواحی مجاور)

## نکات اساسی در جانمایی اسکله‌ها

- الف - در آبهای مجاور اسکله باید آرامش نسبی وجود داشته باشد.
- ب - در انتخاب محل اسکله باید به مسائلی از قبیل رسوب گذاری، فرسایش ساحلی و آبرفت‌های رودخانه‌ای توجه شود.
- ج - دسترسی کشتی از ورودی بندر به اسکله‌ها و پهلوگیری و جدا شدن کشتی از اسکله باید به سادگی میسر باشد.
- د - امتداد پهلوگیر باید چنان اختیار شود که وزش بادهای شدید اختلالی در کار پهلوگیری و تخلیه و بارگیری ایجاد ننماید.
- ه - بهتر است اسکله‌هایی که به منظور تخلیه و بارگیری یک نوع کالا ساخته می‌شوند در مجاورت یکدیگر ساخته شوند. این نکته از لحاظ عملیاتی دارای اهمیت می‌باشد. در ضمن اسکله کالاهای خطرناک باید از لحاظ ایمنی جدا و دور از سایر اسکله‌ها احداث گردند.
- و - در طرح جانمایی اسکله‌ها باید به توسعه‌های آتی توجه کافی مبذول گردد.

## طرح جانمایی موج شکن‌ها

ارتفاع موج بحرانی (سانتی‌متر)	ظرفیت خالص کشتی
۳۰	۱۰۰۰ تن و کمتر
۵۰	۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ تن
۷۰	۵۰۰۰ تن به بالا

- الف - آرامش مورد نیاز در بندر
- ب - سهولت تردد و عملکرد کشتی‌ها
- ج - عرض ورودی (شکاف)
- د - مساحت حوضچه
- ه - کاهش اثرات امواج
- و - حفظ کیفیت آب در بنادر
- ز - هزینه ساخت، تعمیر و نگهداری
- ط - تأثیر بر محیط اطراف
- ح - توسعه آتی بندر

## نکات کلی در طراحی بندر

- در طراحی یک بندر نکات زیر باید مورد بررسی و مطالعه واقع شوند:
- الف - مطالعه و بررسی مسائل فنی مربوط به کارهای اجرایی
  - ب - مطالعه و بررسی چگونگی تأمین اعتبار مورد نیاز
  - ج - مطالعه و بررسی نحوه مدیریت و اداره بندر پس از اتمام کار
  - د - مطالعه و بررسی مسائل اقلیمی و محیطی
  - ه - مطالعه و بررسی اثرات احداث یا گسترش بندر بر توسعه منطقه و کشور

### ۱- هدف از ایجاد بندر

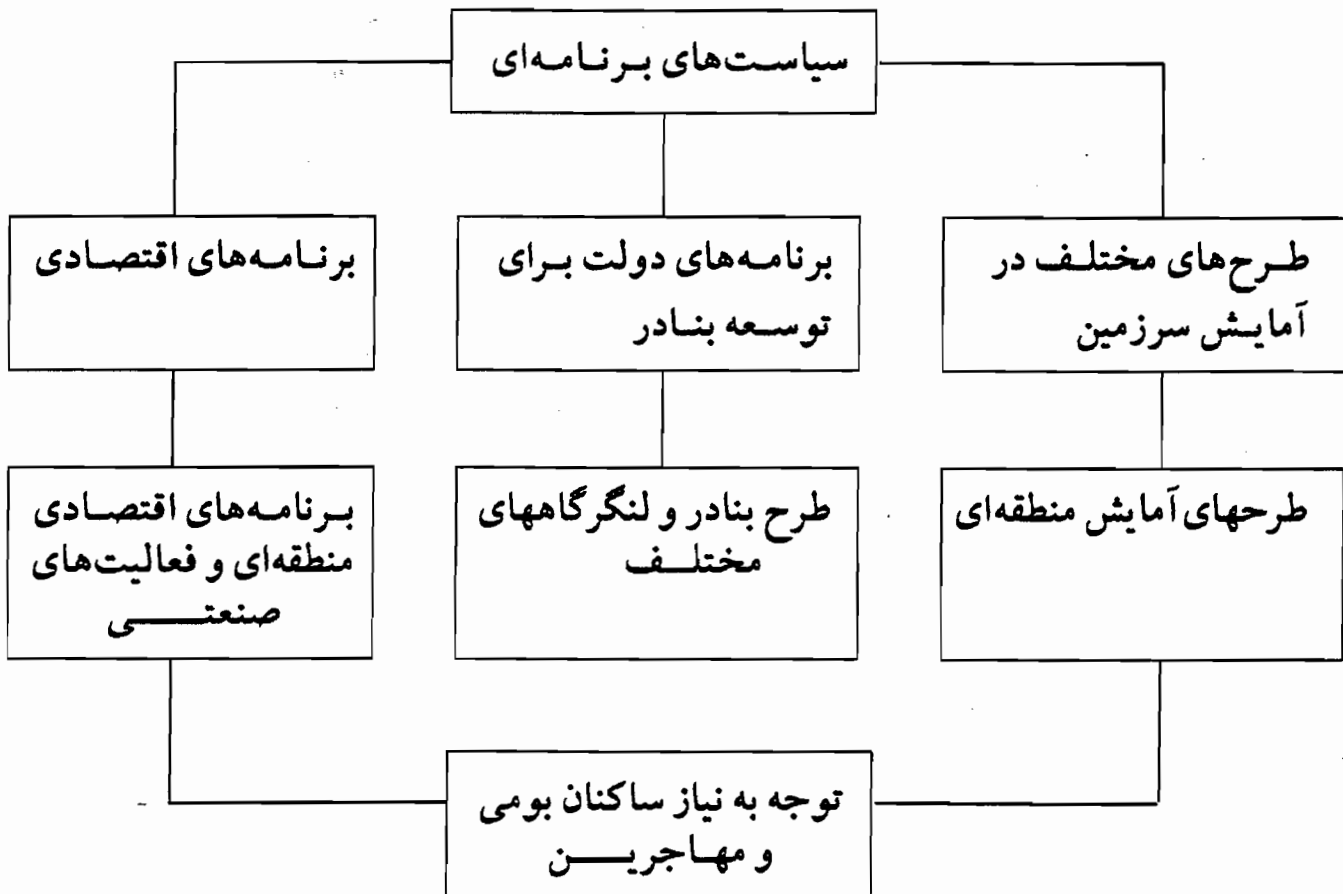
- ۲- اتخاذ تصمیم درباره ابعاد بندر
- ۲-۱ میزان توسعه صنعتی
- ۲-۲ حجم کالائیکه باید تخلیه و بارگیری شود

۳- منظور نمودن اراضی برای ایجاد و توسعه صنایع و طرح جانمایی آنها در ارتباط با حجم و نوع صنایع

- ۴- طرح و جانمایی امکانات بندری
- ۴-۱ امکانات زیربنایی شامل:
  - امکانات پهلوگیری (اسکله و .....
  - امکانات دریائی (حوضچه چرخش و لایروبی ...)
  - امکانات حفاظتی (موج شکن و .....
  - راههای ارتباطی
- ۴-۲ سایر امکانات مانند:
  - تجهیزات کمک ناوبری
  - تجهیزات جابجائی بار (تخلیه و بارگیری)
  - سایر تجهیزات

## ۲- اصول برنامه‌ریزی بنادر

### مراحل کلان کار در برنامه‌ریزی بنادر



### - طبقه‌بندی برنامه‌های بندری

ممکن است مبانی طراحی و برنامه‌ریزی از یک بندر به بندر دیگر تفاوت داشته باشد. دوره زمانی، دیدگاه‌های دستگاه برنامه‌ریز، موضوعات برنامه و یا نقش بندر در سیستم اقتصادی کشور هر یک می‌توانند مبانی طبقه‌بندی برنامه‌ریزی واقع شوند. جداول بعدی نکات مهم در امر برنامه‌ریزی بنادر را از جهات مختلف نشان می‌دهند:

## طبقه بندی بندری بر اساس دوره زمانی

عنوان برنامه	دوره زمانی (سال)	مشخصات برنامه	نکاتی که باید در نظر گرفته شود
بلند مدت	۲۰ - ۳۰	ضمن این برنامه راستای توسعه، موقعیت و ابعاد بندر مشخص می شود	نقطه نظرات کارشناسانه
میان مدت	۱۰ - ۲۰	ضمن این برنامه اهداف و صنایع مورد نیاز برنامه مشخصاً تعیین می شود (فصل مشترک های برنامه بخش با برنامه سایر بخشها).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- مجوزهای لازم برای اجرای برنامه</li> <li>- همسویی با برنامه های درازمدت و سیاست های دولت</li> <li>- توجه به دیگر نیازهای جنبی طرح ها</li> </ul>
کوتاه مدت	۵	در این مرحله ابعاد و جزئیات کارهای اجرایی و اصلاحی که باید در کوتاه مدت صورت گیرد مشخص می شود	<ul style="list-style-type: none"> <li>- همسویی با طرح های کلی و جنبی</li> <li>نظیر برنامه های میان مدت و برنامه های ناحیه ای</li> </ul>

## طبقه بندی بندری براساس نقطه نظرات دستگاه برنامه ریز

دستگاه برنامه ریز	مشخصات برنامه	نکاتی که باید در نظر گرفته شود
دولت	در این مرحله برنامه احداث، توسعه و بهره‌برداری از بنادر بر اساس نقطه نظرات دولت و در ارتباط با کل بنادر کشور صورت می‌پذیرد	<ul style="list-style-type: none"> <li>- همسویی با سیاست اقتصادی دولت</li> <li>- رعایت نقطه نظرات مقامات اداره کننده بندر</li> </ul>
دستگاه مدیریت بندر شامل: - نمایندگان دولت - نمایندگان وزارتخانه‌ها - نمایندگان محلی	در این مرحله برنامه تأسیس و توسعه بنادر بر مبنای توسعه‌های منطقه‌ای صورت می‌پذیرد	<ul style="list-style-type: none"> <li>- همسویی با برنامه‌های استان (منطقه)</li> <li>- رعایت نقطه نظرات ساکنان بومی</li> </ul>
بخش خصوصی <sup>(*)</sup>	در این مرحله امکانات لازم برای حمل و نقل و تخلیه و بارگیری کالا طراحی می‌شود	<ul style="list-style-type: none"> <li>- همسویی با نقطه نظرات برنامه‌ای مقامات بندر</li> </ul>

(\*) - در کشور ما اینگونه فعالیت‌ها به بخش خصوصی منحصر نمی‌شود.



## طبقه بندی بندری بر اساس عملکرد بندر

نکاتی که باید در نظر گرفته شود	مشخصات برنامه	نوع بندر
<p>بیان روشن موقعیت بندر از نقطه نظر حمل و نقل بین‌المللی و امکانات خشکی:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— توجه به حجم مبادلاتی که باید از طریق بندر صورت پذیرد.</li> <li>— ترتیب و تعیین ابعاد امکانات مورد نیاز برای دست‌یابی به هدف.</li> <li>— رعایت مسائل ایمنی و حفاظت محیط‌زیست.</li> <li>— وضعیت تردد و وسائل نقلیه در بندر.</li> </ul>	<p>برنامه‌ای که در آن بهبود امر جابجائی و توزیع کالا در مسیرهای داخلی و خارجی مدنظر باشد</p> <p>داخلی: از نقطه نظر داشتن کوتاهترین مسافت تا مراکز مصرف و قطب‌های صنعتی و کشاورزی</p> <p>خارجی: از نظر سهولت تردد کشتیها و کاستن هزینه‌های مربوطه</p>	<p>تجاری</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>— توجه به هدف توسعه صنعتی، نوع صنعت و ابعاد آن</li> <li>— توجه به نوع محمولاتی که از طریق بندر جابجا می‌شود.</li> <li>— طرح امکانات مناسب بندری بلحاظ ابعاد، ترتیب و تخصیص اراضی.</li> <li>— رعایت نکات ایمنی و حفاظت محیط‌زیست.</li> </ul>	<p>برنامه‌ای که در آن توسعه صنعتی مناطق ساحلی مدنظر است.</p>	<p>صنعتی</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>— توجه به حجم کالائیکه باید مبادله شود.</li> <li>— توجه به اصلاح، بهسازی و توسعه امکانات بندری</li> <li>— رعایت نکات ایمنی و حفاظت محیط‌زیست.</li> </ul>	<p>برنامه‌ریزی بر اساس ارتقاء کیفی امکانات ماهیگیری</p>	<p>ماهیگیری</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>— بیان روش وضعیت و ابعاد تفریحات ساحلی.</li> <li>— برنامه امکانات بندری مناسب جهت تحقق بخشیدن باهدف فوق.</li> <li>— رعایت اصول ایمنی و حفاظت محیط‌زیست.</li> </ul>	<p>برنامه‌ای که در آن بهبود وضعیت سواحل تفریحی مورد نظر است.</p>	<p>تفریحی</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>— ملحوظ داشتن فضای لازم برای پناهدهی شناورها.</li> <li>— طرح امکانات لازم برای شناورها ( نظیر امکانات مهاربندی )</li> <li>— توجه به نکات ایمنی و حفاظت محیط‌زیست.</li> </ul>	<p>برنامه‌ای که در آن نجات واحدهای شناور از طوفان و بلایای طبیعی مورد نظر است.</p>	<p>پناهگاههای دریائی</p>

## طبقه بندی بندری بر اساس موضوعات برنامه

موضوع	مشخصات برنامه
برنامه مالی بندر	طرح تأمین اعتبار جهت احداث و مدیریت بمنظور بهره‌برداری از بندر
برنامه امکانات بندری	طرح امکانات بندری، پهلوگیری، حفاظتی، ارتباطی، و.....
برنامه مدیریت و بهره‌برداری از بندر	طرح بهره‌برداری و مدیریت بندر بنحوی که چگونگی استفاده بهینه از کلیه امکانات در آن مدنظر واقع شده باشد.

بنابراین آنچه بطور مشخص و عملی باید در برنامه ریزی بندری مدنظر باشد عبارتست از:

- الف - سیاست‌های توسعه، بهره‌برداری، نگهداری و حفاظت محیط‌های مرتبط با بندر.
- ب - توجه به حجم محمولات، عده مسافران، تعداد شناورها و سایر ظرفیت‌های بندری.
- ج - توجه به تجهیزات بندر، امکانات پهلوگیری و سایر مسائل مؤثر بر ظرفیت‌های بندر.
- د - توجه به بهبود و حفاظت محیط زیست در بندر.
- ه - توجه به سایر نکات مهم.

## ویژگیهای برنامه یک بندر

سیاست‌های زیربنائی در برنامه‌ریزی  
به منظور ایجاد و توسعه یک بندر

- ۱- تعیین موقعیت و عملکرد بندر.
- ۲- بهبود و بهره‌برداری از امکانات بندری.
- ۳- تخصیص اراضی به فعالیت‌های مختلف.
- ۴- بهبود و حفاظت محیط بندر.
- ۵- توجه به نکات ایمنی در بندر.
- ۶- حفاظت از محیط‌های مجاور بندر.

ظرفیت بندر

- ۱- حجم محمولاتی که باید از طریق بندر جابجا شود.
- ۲- تعداد مسافری و شناورهاییکه از بندر استفاده می‌کنند.

سایر نکات مهم

- ۱- احیاء اراضی.
- ۲- تخصیص اراضی.
- ۳- استفاده از تجهیزات و امکانات.
- ۴- حفاظت از بندر و تأسیسات همجوار.

ترتیب و ابعاد امکانات بندری  
در ارتباط با ظرفیت بندر

- ترتیب و ابعاد:
- ۱- تجهیزات بندری.
  - ۲- امکانات حفاظتی.
  - ۳- امکانات پهلوگیری.
  - ۴- امکانات ترددی بندر.
  - ۵- امکانات مربوط به ترمینال مسافری.
  - ۶- امکانات مربوط به صفافی و انبارسازی کالا.

بهبود و حفاظت محیط بندر

- ۱- دفع مواد زائد.
- ۲- تجهیزات کنترل کننده آلودگی.
- ۳- تجهیزات لازم برای حفاظت محیط زیست.

## رعایت امور اداری در برنامه ریزی بنادر

چگونگی طرح مسئله احداث یک بندر با توجه به بافت تشکیلات اداری در هر کشور صورت می پذیرد. در کشور ما اساساً بنادر به سه گروه عمده تجاری، چند منظوره و ماهیگیری تقسیم می شوند.

در خصوص بنادر تجاری، وزارت راه و ترابری پس از احساس لزوم احداث یک بندر موضوع را به سازمان برنامه و بودجه منعکس می سازد. این سازمان به نوبه خود مسئله را با دستگاههایی مانند وزارت بازرگانی، بلحاظ حجم و نوع مبادلات و تقویم خریداری و حمل آنها در میان گذارده و در انطباق با سیاست های کلی توسعه خصوصاً از نقطه نظر اعتباری با احداث یک بندر تجاری موافقت یا مخالفت می نماید. بدیهی است هماهنگی زیر بخشهای مختلف در درون سیستم حمل و نقل کشور مانند راه، راه آهن، حمل و نقل جاده ای و ..... با وزارت راه و ترابری خواهد بود.

در مورد بنادر چند منظوره و صیادی نیاز از طرف سایر دستگاهها نظیر وزارت کشور (استانداریها)، وزارت کشاورزی (شیلات)، وزارت نفت، قوای انتظامی و ..... عنوان می شود که پس از بررسیهای لازم در سازمان برنامه و بودجه و سایر دستگاههای ذیربط امر جهت اجرا به دستگاههای اجرایی ابلاغ می گردد. بعبارت دیگر در احداث اینگونه بنادر سازمان بنادر و کشتیرانی و معاونت طرح و ساخت بنادر در وزارت راه و ترابری مجری سیاست های سایر دستگاهها می باشند.

## - طراحی بخشهای مختلف یک بندر

طراحی امکانات بندری بدون در دست بودن اطلاعات جامع، کافی و صحیح میسر نخواهد بود. انجام یک پروژه اقتصادی با رعایت تمامی اصول داشتن اطلاعات صحیح و دقیق و نحوه کاربرد مناسب آنها را ضروری می سازد. عدم وجود اطلاعات دقیق و صحیح استفاده بهینه از منابع را غیر عملی ساخته، از تأثیر و کارائی کل سیستم خواهد کاست و ضرائب اطمینان بزرگتری را وارد محاسبات خواهد نمود که این امر به نوبه خود موجب افزایش هزینه ها و غیر اقتصادی بودن آنها می گردد. در این بخش کلیاتی از نحوه جمع آوری اطلاعات لازم جهت طراحی امکانات بندر و همچنین اصول طراحی امکانات بندری با استفاده از این اطلاعات ارائه می شود.

## الف - گردآوری اطلاعات

### ۱- اوضاع طبیعی

شرح	مسائل مورد بررسی	نکاتی که باید در نظر گرفته شود
باد	<ul style="list-style-type: none"> <li>- میزان رویداد بر حسب جهت و سرعت (در پنج تا ده سال گذشته).</li> <li>- میزان رویداد بر حسب ماه و سرعت (در پنج تا ده سال گذشته).</li> <li>- تواتر بر حسب ماه و جهت (در پنج تا ده سال گذشته).</li> <li>- حداکثر سرعت سالانه وزش باد بر اساس آمار گذشته</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- بلحاظ جهت صفحه‌های محورهای مختصات به شانزده ناحیه تقسیم می‌شود.</li> <li>- از نظر سرعت چهار رده از صفر تا ۲۰ متر در ثانیه قائل شده‌اند که دامنه هریک پنج متر در ثانیه می‌باشد.</li> <li>- آگاهی از امتداد بادهای غالب، تواتر وزش بادهای بایش از سرعت ده متر بر ثانیه و توجه به تغییرات فصلی وزش باد.</li> </ul>
موج	<ul style="list-style-type: none"> <li>- میزان رویداد بر حسب جهت و ارتفاع (در پنج سال گذشته)</li> <li>- میزان رویداد بر حسب دوره تناوب و ارتفاع موج (در پنج سال گذشته)</li> <li>- بیشترین ارتفاع موج (در ده سال گذشته)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- در هر مورد نتیجه مشاهدات در خصوص امواج تعیین کننده در جدول یا نموداری مشخص می‌شود. خصوصاً تعیین پارامترهایی که مشخص کننده ارتفاع امواج در هوای طوفانی هستند ضرورت دارد.</li> <li>- در صورت فقدان آمار و اطلاعات ارتفاع امواج از روی سرعت باد تخمین زده می‌شود (روش <b>SMB</b> یا روشهای دیگر)</li> </ul>
سیمای زمین‌شناسی منطقه	<ul style="list-style-type: none"> <li>- نقشه محل گمانه‌ها.</li> <li>- نمودار ستونی مشخصات لایه‌ها در نقاط مورد نظر و نتایج آزمایشات <b>S.P.T</b> برای گمانه‌های فوق</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- گمانه‌ها باید بلحاظ عمق و محل مناسب با ابعاد امکانات بندری مورد نظر حفر و نتیجه‌ها نیز باید بیانگر کلیه اطلاعات مورد نیاز طراحی باشند.</li> </ul>
تراز جزرومد	<ul style="list-style-type: none"> <li>- دیاگرام تراز سطوح جزرومد.</li> <li>- در این مرحله توجه به تأثیر جریانهای دریائی از اهمیت بسزائی برخوردار است.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- آگاهی از: <ul style="list-style-type: none"> <li>MSL متوسط سطح آب دریا</li> <li>MHWL متوسط سطح مد ماهانه</li> <li>MLWL متوسط سطح جزر ماهانه</li> <li>HHWL بالاترین سطح مد</li> <li>LLWL پائین‌ترین سطح جزر</li> </ul> </li> </ul>
فرسایش‌های ساحلی	<ul style="list-style-type: none"> <li>- تغییرات خط ساحل در گذشته و پیش‌بینی آن در آینده در نتیجه احداث بندر</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- تحقیق در خصوص تغییر خط ساحل در اثر احداث موج شکن و دیوار ساحلی و نیز تعیین روند فرسایش‌های آتی ساحل.</li> </ul>

## ۲- شرایط اقتصادی - اجتماعی

<p>نکاتی که باید مورد توجه قرار گیرد</p>	<p>مسائل مورد بررسی</p>	<p>شرح</p>
<p>روند تغییر عوامل مربوطه در منطقه و کل استان</p>	<p>جمعیت، تولیدات صنعتی، حجم محصولات صنعتی که باید توسط کشتیها جابجا شود و همچنین پیش بینی ضریب رشد آنها</p>	<p>شاخص های اقتصادی</p>
<p>خدمات دریائی، طرح تهیه آب، نیروی برق مورد نیاز، چگونگی تهیه آب و تقسیم اراضی بمنظور استقرار امکانات فوق در ارتباط با توزیع موزون سرمایه و جمعیت در سراسر کشور</p>	<p>وضعیت حاضر و آینده آب، نیروی برق و اراضی وابسته به نواحی صنعتی</p>	<p>وضعیت نواحی صنعتی</p>
<p>در برقراری ارتباط منطقی بین اراضی تخصیص یافته به صنایع و راههای منطقه باید توجه خاص مبذول گردد</p>	<p>بررسی وضعیت موجود و تأسیساتی که در آینده باید در بندر احداث گردد نظیر راه، راه آهن و .....</p>	<p>شبکه حمل و نقل</p>
<p>در برقراری ارتباط منطقی بین اراضی تخصیص یافته به صنایع و راههای منطقه باید توجه خاص مبذول گردد</p>	<p>طرح توسعه شهری، حفاظت اراضی ساحلی گردشگاههای طبیعی، تجهیزات خشکی و تأمین انرژی مورد نیاز</p>	<p>مشخصه های برنامه های منطقه</p>

### ۳- وضعیت بهره‌برداری از بندر

نکاتی که باید مد نظر قرار گیرد	جزئیات مورد بررسی	شرح
مراحل بهسازی و توسعه تجهیزات	برآورد و تحلیل مبادلات داخلی و خارجی صادرات و واردات بر حسب نوع کالا	حجم محمولاتی که باید جایجا شود
وضعیت فعلی شبکه و تأسیسات حمل و نقل	برآورد و تحلیل جایجائی کالا در محوطه بندر بر حسب نوع کالا، وسیله حمل و نقل و مبدأ و مقصد	جایجائی کالا در محوطه بندر
پیش بینی روند رشد یابی کشتیها بلحاظ حجمی (ظرفیت)	نوع و تعداد کشتیها و روند تغییر آنها	مشخصات کشتیهای که برای حمل و نقل وارد بندر می شوند
در رابطه با امکانات پهلوگیری باید حجم و نوع محمولاتی که می تواند با توجه به طول خط پهلوگیری و امکانات پشت اسکله جایجا شود مورد بررسی قرار گیرد	وضعیت فعلی تأسیسات بندری از قبیل امکانات پهلوگیری، کانال دسترسی و ورودی، حوضچه‌ها، انبارهای ترازیت و کالا و بررسی نارسائی‌های موجود در بهره‌برداری از آنها	کارائی تسهیلات بندری
تردد بین جزایر دور دست و وجود اسکله‌های فرعی	توجه به آمار مسافرت‌های خارجی و داخلی	تعداد مسافرانیکه سوار یا پیاده می شوند

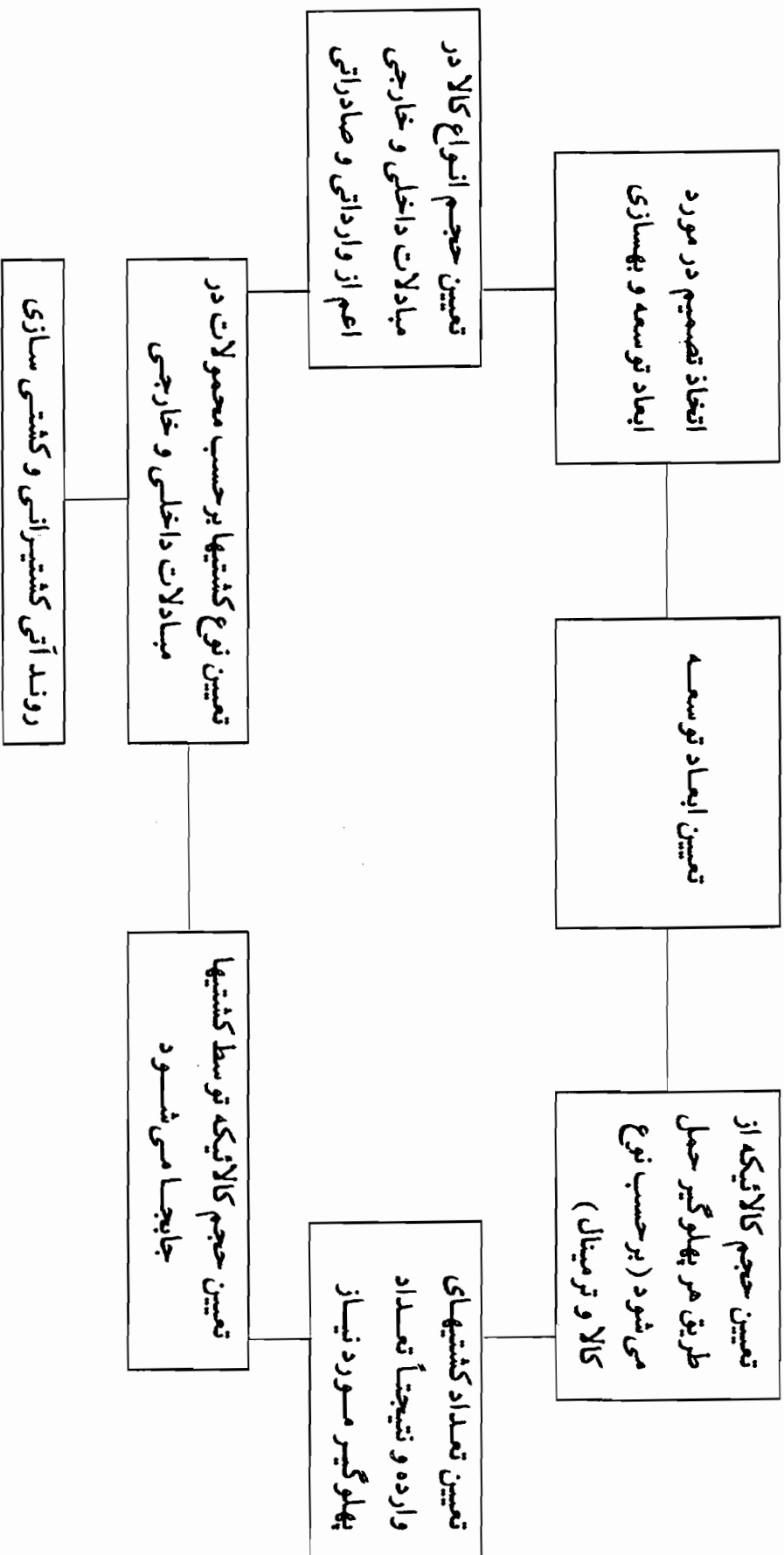


#### ۴- تعیین میزان تردد کالا از بندر بروش تخمین

روش‌های مختلفی برای تخمین میزان کالائی که از طریق بندر عبور می‌کند وجود دارد که در جدول زیر نمونه‌هایی از آن ذکر گردیده است.

عنوان	روش	ملاحظات
سری‌های زمانی	پیش‌بینی آینده بر اساس تعمیم و تسری روند گذشته	این روش هنگامی مؤثر و مفید است که تغییرات ناگهانی در حجم مبادلات و فعالیت‌های اقتصادی در منطقه رخ ندهد و بررسیها و برنامه‌ریزی‌ها برای دوره‌های زمانی نسبتاً کوتاه صورت گرفته باشد.
بهره‌گیری از شاخص‌های اقتصادی	ابداع قواعدی برای برقراری ارتباط بین حجم محمولات در گذشته و آینده با توجه به شاخص‌های اقتصادی نظیر رشد جمعیت، رشد تولیدات صنعتی، تغییر روند جابجائی محمولات صنعتی، تغییر معیارهای مصرف و نسبت کالاهای مصرفی، واسطه‌ای و سرمایه‌ای با توجه به اهداف برنامه.	یکی از مسائل مهم اینست که کدامیک از شاخصهای اقتصادی برگزیده شود تا از تسری آنها نتایج مطلوب عاید گردد.
آمارگیری با پرسشنامه	تحقیق بوسیله توزیع پرسشنامه بمنظور تعیین حجم محمولات در آینده بر اساس برنامه تولید بخشهای صنعتی که برای جابجائی محمولات خود از بناد استفاده می‌کنند.	هدایت امر تحقیق به مقیاس نسبتاً وسیع بمنظور تعیین حجم مبادلات صنعتی در منطقه مرتبط با بندر در زمان حال، همچنین جمع‌آوری این اطلاعات در ارتباط با صنایعی که در آینده وارد مراحل اجرایی می‌شوند.
معیارهای قراردادی	تعیین معیارهای استاندارد برای عواملی نظیر میزان تولید کالا، شیوه حمل‌دریائی، شاخص‌های اقتصادی و چگونگی رشد صنایع در درون کشور.	این روش شیوه‌ایست برای واحدهای صنعتی جدید التاسیس.

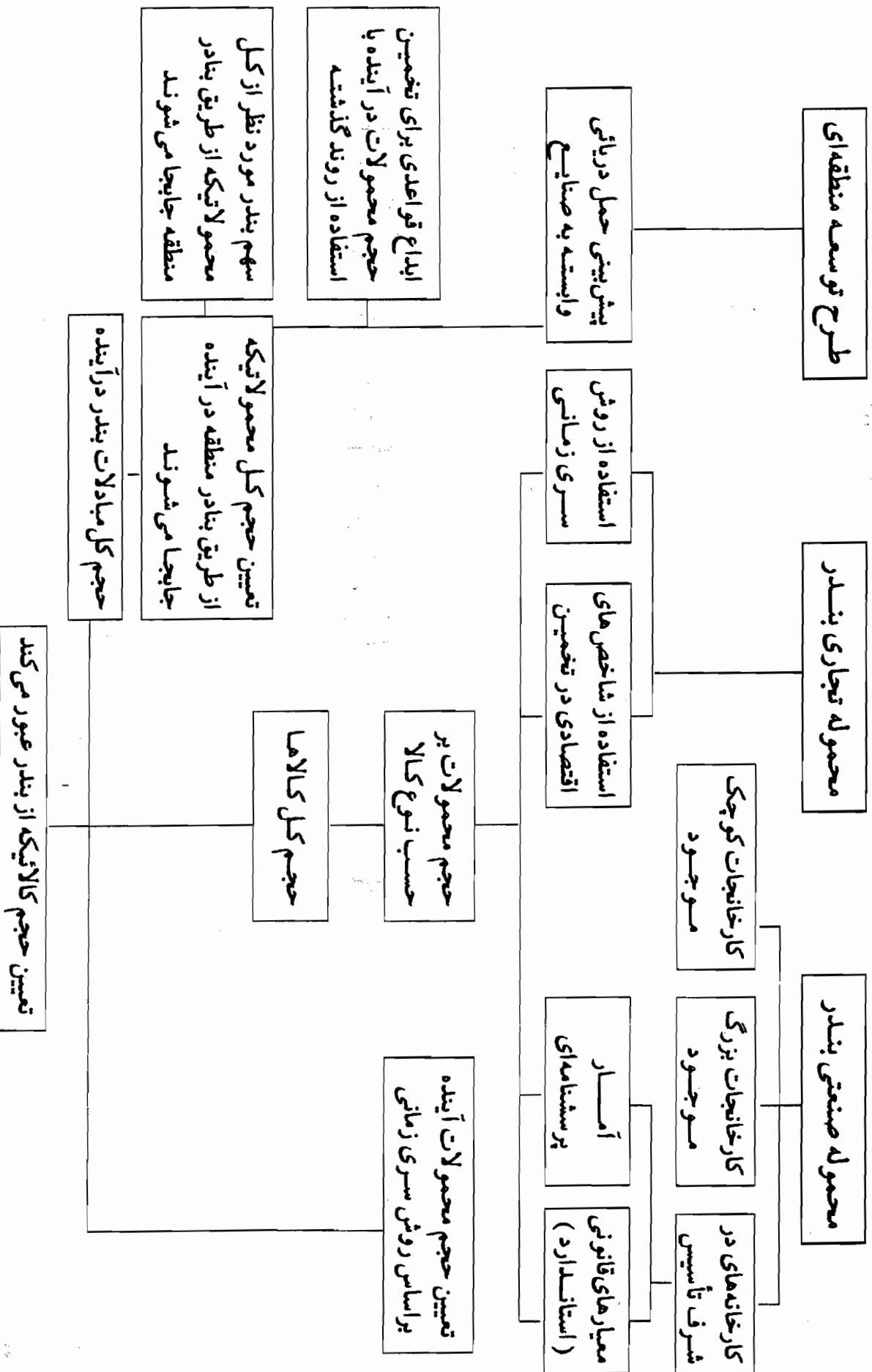
## تخمین تعداد کشتیها و پهلوگیر مورد نیاز



\* در خصوص اندازه کشتیها دو عامل تخمین کننده عبارتند از:

- الف - توجه به حجم محمولات و طول مسافت
- ب - محدودیت های فیزیکی برای حرکت و پهلوگیری کشتی نظیر آبخور کانال، حوضچه و اسکله.

## حجم کالای عبوری از بندر



## ب - اصول طراحی اجزاء مختلف بنادر

اجزاء طرح	مواردی که باید تعیین شود	نکاتی که باید مورد توجه قرار گیرد	ملاحظات
تسهیلات بندری	<p>سهولت تردد کشتیها و دریانوردی توأم با ایمنی به، مسیر، عرض و عمق کانال ورودی و کانال دسترسی بستگی دارد. از اینرو این تسهیلات باید با توجه به اوضاع اقلیمی نظیر مشخصات باد، امواج و جریانهای دریائی غالب طراحی شوند. همچنین لازمه مهاربندی کشتیها فضای کافی و آرام با عمق مناسب است.</p>	<p>- نوع و تعداد کشتیهای که از تسهیلات بندری استفاده می کنند.</p> <p>- وضعیت تسهیلات پهلوگیری که مورد بهره برداری واقع می شوند.</p> <p>- درجه آرامی آب دریا</p>	<p>عرض راههای آبی یکطرفه حداقل نصف طول بزرگترین کشتی ای خواهد بود که از آن استفاده می کند.</p> <p>عرض راههای آبی دو طرفه یک تا دو برابر طول بزرگترین کشتی ای خواهد بود که از آن استفاده می کنند.</p> <p>( جدول ضمیمه یک )</p> <p>شعاع پیچ در مسیر تردد کشتیها حداقل چهار برابر طول بزرگترین کشتی خواهد بود.</p> <p>شعاع حوضچه چرخشی چنانچه کشتی بانروی موتور خود اقدام به چرخش نماید سه برابر طول کشتی و چنانچه با کمک یدک کش اقدام به چرخش نماید دو برابر طول کشتی خواهد بود.</p>
تسهیلات حفاظتی	<p>تعیین امتداد و رقوم نهائی موج شکن ها بنحویکه موج شکن ها بندر را به طرز مؤثری در قبال امواج حفاظت نموده و ورود و خروج کشتیها را به حوضچه و محوطه بندر به آسانی ممکن سازند.</p>	<p>- توجه به تسهیلات بندری و پهلوگیری که توسط تسهیلات حفاظتی مورد حفاظت واقع شده اند.</p> <p>- ورودی بندر باید چنان طراحی و ساخته شود که دارای عرض و امتداد مناسب جهت تردد آسان کشتیها باشد.</p>	<p>بطور کلی امتداد و ارتفاع موج شکن ها بکمک تحلیلهای ریاضی و مدل سازی تجربی با توجه به وضعیت امواج و سایر عوامل صورت می گیرد برای طراحی موج شکن باید آمار بیست تا پنجاه ساله امواج در دست باشد. بدیهی است هدف از طراحی موج شکن این است که در کنار اسکله ارتفاع امواج به حداقل قابل قبولی تنزل داده شود.</p> <p>در شرایط عادی باید احتمال وقوع امواج با ارتفاع ۰/۵ تا ۰/۷ متر برای پهلوگیرهای بزرگ و ۰/۳ متر برای پهلوگیرهای کوچک به کمتر از ۵ درصد کاهش یابد.</p>

ملاحظات ضمن کار	نکاتی که باید مورد توجه قرار گیرد	مواردی که باید تعیین شوند	شرح
<p>– با توجه به نوع و اندازه کشتیها طول پهلوگیرهای استاندارد در جدول ضمیمه شماره ۳ درج شده است.</p> <p>– تعیین تعداد اسکله مورد نیاز با توجه به حجم محمولات و ظرفیت هر اسکله صورت می پذیرد. ظرفیت هر پست اسکله کانتینر ۱۲۰۰ - ۸۰۰ و رقم نظیر برای کالاهای عمومی ۳۰۰ - ۲۰۰ و برای کالاهای ویژه نظیر غلات و سنگ معدن ۶۰۰ - ۵۰۰ هزار تن در سال می باشد.</p> <p>– محوطه پشت اسکله چنان در نظر گرفته می شود که فضای کافی برای صفافی کالا، احداث انبارهای کالا و روباز و تردد تجهیزات حمل و نقل کالا فراهم باشد.</p>	<p>– نوع و تعداد کشتیهاییکه از پهلوگیرها استفاده می کنند</p> <p>– نوع و حجم محمولات</p> <p>– شیوه جایجائی کالا</p> <p>– ترتیب استقرار امکانات پهلوگیری بنحویکه پهلوگیری و جداسازی کشتیها باسانی میسر باشد و ارتباط منطقی بین حمل و نقل زمینی و دریائی و برنامه توسعه بخشهای مختلف بندر برقرار گردد این امر با توجه کامل به وضعیت آب و هوا، دریا و خاک منطقه و پستیها و بلندیهای محیط صورت می پذیرد.</p>	<p>در این مرحله اندازه، ظرفیت، ترتیب و مشخصات ساختمانی پهلوگیرها بنحوی تعیین می گردند که پهلوگیری و جداسازی امن کشتیها، تخلیه و بارگیری کالا و سوار و پیاده شدن مسافرین میسر باشد.</p>	<p>امکانات پهلوگیری</p>
<p>– محاسبه میزان حجم عبور.</p>	<p>– وضعیت و حجم عبور در بندر و نواحی اطراف آن.</p> <p>– شرایط بهره گیری از امکانات بندری.</p>	<p>– در این مرحله تعیین مسیر، طراحی شبکه و تعیین تعداد خطوط عبور بنحوی صورت می گیرد که برقراری ارتباط بین قسمت های مختلف با توجه به حجم کالا و میزان تردد باسانی میسر باشد.</p> <p>– در امر تعیین مسیر راههای داخلی ارتباط کلی شبکه با راههای خارج بندر از اهمیت ویژه ای برخوردار است.</p>	<p>امکانات ارتباطی راهها، پلها و .....</p>
<p>– فضاهای سبز بمنظورهای مختلف مانند، برقراری مانع در مقابل بادهائی که از طرف دریا به خشکی می وزند، حفاظت از تأسیسات و بناهای خشکی، استراحتگاهها، پارکها و ایجاد موانع در حاشیه جاده ها ایجاد می گردند.</p> <p>– تخصیص اراضی به فعالیت های حرفه ای در بندر و محیط های مجاور آن</p>		<p>تعیین اندازه ها و ترتیب فصل مشترک های خشکی و دریا بمنظور استفاده مؤثر از امکانات و اراضی</p>	<p>خلق فضاهای بهره برداری از اراضی</p>

جدول اطلاعاتی در مورد عرض آبراه (برای کشتیها مورد طرح)

طول راه آبی	وضعیت عبور	عرض آبراه
نسبتاً طولانی	پر تردد	2 L
	سایر موارد	1.5L
معمولی و کوتاه	پر تردد	1.5L
	سایر موارد	L

( L عبارتست از طول کشتی )

جدول اطلاعاتی در مورد لنگرگاه و ابعاد آن ( L و D بترتیب طول کشتی و عمق آب بر حسب متر)

روش استفاده	فضای لازم
لنگر اندازی با یک لنگر	دایره‌ای با شعاع ( L + 25 ) متر
لنگر اندازی باد و لنگر	مستطیلی با طول ( L + 50 ) و عرض $\frac{L}{2}$ متر

هدف از لنگر اندازی	طریقه لنگر اندازی	سرعت باد و وضعیت خاک بستر دریا برای لنگراندازی	شعاع لنگرگاه (متر)
انتظار نوبت یا تخلیه و بارگیری کالا	لنگراندازی با یک لنگر	بستر دریا مناسب	L + 6D
	لنگراندازی باد و لنگر	بستر دریا نامناسب	L + 6D + 30
فرار از طوفان (امنیت در برابر طوفان)	لنگراندازی با یک لنگر	بستر دریا مناسب	L + 4.5D
	لنگراندازی باد و لنگر	بستر دریا نامناسب	L + 4.5D + 25
فرار از طوفان (امنیت در برابر طوفان)		سرعت باد ۲۰ متر در ثانیه	L + 3D + 90
		سرعت باد ۳۰ متر در ثانیه	L + 4D + 145

جدول اطلاعاتی در مورد اندازه‌های استاندارد پهلوگیر برای کشتیهای بزرگ

ظرفیت کشتیها (تن)	آبخور اسکله (متر)	طول پهلوگیر (متر)	نوع کشتیها
۱۰۰۰	۵	۸۰	کشتی حمل مسافر
۳۰۰۰	۶	۱۲۵	
۵۰۰۰	۷/۵	۱۵۵	
۱۰۰۰۰	۹	۱۸۰	
۲۰۰۰۰	۱۰	۲۲۵	
۳۰۰۰۰	۱۱	۲۵۰	
۷۰۰	۴/۵	۶۰	باربر
۱۰۰۰	۵	۷۰	
۲۰۰۰	۵/۵	۹۰	
۳۰۰۰	۶	۱۰۵	
۵۰۰۰	۷/۵	۱۳۰	
۱۰۰۰۰	۹	۱۶۵	
۱۵۰۰۰	۱۰	۱۸۵	
۲۰۰۰۰	۱۱	۲۱۰	
۳۰۰۰۰	۱۲	۲۴۰	
۵۰۰۰۰	۱۴	۲۸۰	
۷۰۰	۴/۵	۶۰	تانکر
۱۰۰۰	۵	۷۰	
۲۰۰۰	۵/۵	۹۰	
۳۰۰۰	۶	۱۰۰	
۶۰۰۰	۷/۵	۱۳۰	
۱۰۰۰۰	۹	۱۶۵	
۱۷۰۰۰	۱۰	۱۹۵	
۲۵۰۰۰	۱۱	۲۱۰	
۳۵۰۰۰	۱۲	۲۴۰	
۴۵۰۰۰	۱۳	۲۶۰	
۶۵۰۰۰	۱۴	۲۸۰	
۸۰۰۰۰	۱۵	۲۹۰	
۶۰۰۰	۷/۵	۲۳۰	
۱۰۰۰۰	۹	۱۶۵	
۱۵۰۰۰	۱۰	۱۸۵	
۲۰۰۰۰	۱۱	۲۱۰	
۳۰۰۰۰	۱۲	۲۴۰	
۵۰۰۰۰	۱۳	۲۷۰	
۷۰۰۰۰	۱۵	۲۹۰	
۹۰۰۰۰	۱۶	۳۰۰	
۱۰۰۰۰۰	۱۸	۳۳۰	
۱۵۰۰۰۰	۲۰	۳۷۰	

## \* - مشخص ساختن وضعیت فعلی شرایط اقلیمی

این عمل برای درک شرایط محیطی محل مورد نظر جهت احداث بندر، تدوین معیارهای استاندارد و زمینه‌های پیش‌بینی وضعیت آینده حائز اهمیت است. مادام که در ارتباط با ابعاد و خصوصیات عوامل محیطی مورد نیاز طراحی، متغیرند باید دامنه بررسیها به بیش از یک سال بسط یابد تا طراحی بر مبنای اطلاعات دقیق‌تر صورت پذیرد.

## \* - اهداف برنامه بلحاظ عوامل اقلیمی

بطور کلی برای حفاظت محیط زیست معیارهای قانونی مشخص تدوین و مورد استفاده واقع می‌شود

## \* - پیش‌بینی اوضاع محیطی

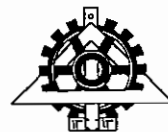
عوامل اقلیمی که پیش‌بینی تغییرات آنها بلحاظ کمی ضرورت دارد باید دارای مشخصه‌های زیر باشند:

- الف - تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر محیط داشته باشند.
  - ب - روش پیش‌بینی آنها بلحاظ علمی قابل اتکاء باشد.
  - ج - ارزیابی نتایج حاصل از پیش‌بینی‌ها امکان پذیر باشد.
- پیش‌بینی‌های کمی فوق باید مورد ارزیابی کیفی نیز واقع شوند.

## \* - طراحی و پیش‌بینی

وسعت، روش و مشخصه‌های پیش‌بینی در ارتباط با ابعاد و جزئیات طرح تغییر می‌یابد، از اینرو لازم است برای هر طرح پیش‌بینی‌های خاص صورت گیرد.





دانشکده فنی دانشگاه تهران

# طراحی سازه‌های دریایی

پیوست

# طراحی اسکله‌های شمع و عرشه

دکتر خسرو برگی

عضو هیات علمی دانشکده فنی

دانشگاه تهران

## طراحی اسطخه‌های شمع و عرشه

- یکی از انواع رایج، نوع اسطخه شمع و عرشه در ایران، عادت بهمانکارها با دلیل استفاده: ضعف‌های گوناگون خاک‌های گسترده هم‌جوابگر نباشند.
- \* قابلیت فشردگی و تراکم پذیری زیاد (خاک سبیل) به عدم ظرفیت لازم برای باربری
  - \* خاک قابل تورم به در اثر افزایش یا کاهش رطوبت به تورم یا کاهش حجم به فشار نماد به پی سطحی پس مشکل
  - \* خاک فرو ریزی (Collapsible) به در اثر رطوبت به اسطخت خاک دچار شکست کاهش ناگهانی در نسبت تخلخل خاک به نشست زیاد سازه
  - \* تهید آب شستگی و فرسایش خاک در اثر اعراج یا جریان (دریا و رودخانه)
  - \* خاک مستعد روانگرایی به کاهش شدید تنش عمده و افزایش فشار آب منفذی

راه حل: استفاده از پی جمیع (شمع) بجای پی سطحی

### اجزای اصلی: عرشه - شمع‌ها

- \* معمولاً عرشه، طراحی خاصی ندارد و در اثر نیروهای وارده طرح می‌شود. بارهای نقلی مرده و زنده - ضربه شناور - مهار شناور - زلزله و . . . . . دانش طراحی دال و سیربتن مسلح یا برش و خمش و تنش‌های فشاری به طراحی و تعیین ضخامت الاله بتنی و مشخص شده درصد آرماتور لازم.

### \* طراحی شمع‌ها به جنبش اصلی طراحی

بیشتر مقاومت شمع از طریق نیروی اصطکاک بین سطح تماس شمع و خاک تأمین می‌شود. مقاومت نوزک در صورت تکیه به لایه سفت نیز کمک می‌کند.

انواع شمع - فولاری - تینی - تینی مسلح - چوب  
در سازه های دریایی سه مورد اول رایج است.

هزینه سافت شمع ها در مقایسه با پی سطحی - خیلی زیاد  
پس باید مطمئن بود از عدم کارایی پی های دیگر!

تحقیقات زیاد تنوریکی و تجربی (میدانی و آزمایشگاهی) برای پیش بینی رفتار  
و ظرفیت باربری پی های شمع در خاک های دانه ای و چسبیده انجام شده  
ولی تکالیف کم کار و رفتار به دلیل رفتار پیچیده خاک ها و اندک نشن خاک و شمع  
هنوز بطور کامل و مناسب درک نشده است و ناشناخته ها وجود دارد و  
مستمر به عدم قطعیت ها می شود.

اصولاً امروزه طرایی خوب شمع ها یک هنر مهندسی است و

نه شاید علم مهندسی!

\* از نظر شکل مقطع شمع ها در کارهای دریایی  
شمع فولاری بیشتر لوله ای - شمع تینی بیشتر مربع و دایره - شمع تبه مسلح دایره ای  
شمع تبه مسلح در چاه، بصورت دایره ای

\* شمع های لوله ای فولاری در دو حالت انتهایی بسته یا باز به زمین کوبیده می شوند:

بستگی به شرایط خاک و انتظار از عملکرد شمع و نیروی کوبش و ... دارد.

- در برخی موارد شمع های لوله ای بعد از کوبیده شدن با تبه پر می شوند.

- اگر طول شمع فولاری در طرح، بزرگتر از طول یک شانه کارخانه اس باشد، شمع ها بصورت

چوبش به یکدیگر وصل می شوند (کیفیت چوبش فوق العاده مهم است).

- اگر در لایه های موجود، لایه ای سخت مثل سنگ نرم، سیل و یا شن متراکم باشد

در نوک شمع از قطعه ای چوبش داده شده بنام کفشک (Shoe) استفاده می شود.

کفشک مسلح یا مخروطی

- در آبهای مستعد خوردگی فولاد، برای پیران کردن کاهش ضخامت

معمولاً ضخامت اضافی در نظر گرفته می شود (قابل محاسب).

(امروزه اپوکسی های قوی و کارا)

\* شمع‌های بتنی به دو حالت پیش‌ساخته یا درجا ریز در دریا معرفی می‌شوند.  
مقطع شمع‌های بتنی پیش‌ساخته بیشتر مربع یا چندضلعی است.

آرمان‌آورهای آنها برای مقاوم کردن آنها در برابر ضربه تولید شده در زمان حمل و نقل یا بلند کردن و اعمال نیروی جانبی به شمع و همچنین اقراسنی مقاومت فشاری.

\* شمع درجا به روش اجرا ← فشاری ← قرار داده قفس آرمان‌آور به پیر شده بتنی

معمولاً هر شرکت برای خود روش‌ها و فنون اجرایی تسهیل کننده دارد.

شمع درجا ریز ← دو نوع کلی: یا غلاف یا بدون غلاف

در حالت غلاف‌دار، غلاف فولاد یا بقی می‌ماند و روس آن حساب می‌شود در باربری.

در حالت بدون غلاف، غلاف وجود دارد (در زمان ریخته بتنی) ولی آهسته خارج

می‌شود.

پیش‌بینی سر به سر شده شمع در آنها رایج است ← پداستال (Pedestal)

اجرا: فشاری کامل - غلاف ← مقداری بتنی به رک کردن و زنده از ارتفاع به کوبیده شدن بتنی سر

انتخاب نوع شمع و تخمین طول لازم آن کار ساده‌ای نیست و معمولاً  
مقاومت مهندسی قوس لازم است!

با توجه به شرایط محیط (فاک) نوع شمع از نظر باربری مشخص می‌شود.

شمع اتکالی Point bearing Pile

شمع اصطکاکی Friction Pile

\* در شمع اتکالی، وجود لایه شیبه سنگ (حلی می‌ترکم) در عمق منطقی لازم است.

ظرفیت باربری شمع کاملاً وابسته به ظرفیت باربری لایه سنگی دارد (در باربری نوع شمع).  
در این شمع‌ها، طول شمع معلوم است.

\* در شمع اصطکاکی، لایه سنگی حلی عمیق (فرشته بالا) و اکثر مقاومت شمع به وسیله اصطکاک

جدار تأسیس می‌شود. در لایه رسی (قابل کوبیده شمع) مقاومت از چسبندگی بین

جدار شمع و رسی حاصل می‌شود.

طول شمع اصطکاکی وابسته به مقاومت برشی فاک، مقدار بار، ابعاد شمع می‌باشد.

اطلاعات کلی در مورد ویژگی‌های شمع‌های مختلف در دریا

نوع شمع	طول متعارف	حد اکثر طول	باربری محوری متعارف	باربری حد اکثر	مزایای نسبی	معایب
فولاد	۱۵ تا ۲۰ متر	بدون محدودیت	۳۰ تا ۱۲۰ تن	تا باربری حد اکثر	سهولت حمل و نقل امکان افزایش طول با اتصال بوس حمل تپشی‌های زیاد در زمان کوبیده قدرت نفوذ در زمین بخت - ظرفیت باربری	گران - سر و صدای زیاد در زمان کوبیده اقبال خوردگی در آب دریا
تپشی پیش‌پیش	۱۰ تا ۱۵ متر	۳۰ متر	۳۰ تا ۱۰۰ تن	تا ۸۰ تا ۹۰ تن	کاربرد در شرایط کوبش سخت مقاوم در برابر خوردگی اتصال مناسب به سازه (بکلیارگی)	عدم امکان افزایش طول مشکل حمل و نقل
تپشی درجا	۵ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۵۰ تن	۸۰ تن	نسبتاً ارزان - کنترل کیفیت قبل از تپش امکان افزایش طول	مشکل اتصال بعد از تپش امکان صدمه خلاف در زمان کوبیده
تپشی درجا بدون خلاف	۵ تا ۱۵ متر	۳۰ تا ۴۰ متر	۲۰ تا ۵۰ تن	۷۰ تن	صرفه جویی در هزینه امکان قطع هر مترکز	تشکیل خلل و فرج در سازه مشکل اتصال بعد از تپش ارزانی جدا در جبهه

\* روابط متعارف برای تعیین ظرفیت جوار سازه‌های شمع‌ها (باربری محوری)

- شمع فولاد  $Q = A_s \sigma_s$  جوار فولاد سطح مقطع فولاد

- شمع تپشی درجا و خلاصه  $Q = A_s f_s + A_c f_c$  جوار  $f_s$  و  $f_c$  تنش جوار سازه فولاد و  $A_s$  و  $A_c$  سطح مقطع تپش و خلاصه

- شمع تپشی بدون خلاف  $Q = A_c f_c$

ظرفیت باربری نهایی شمع اتکالی:  $Q_u = Q_p + Q_s$

معمولاً  $Q_p \gg Q_s$

$Q_p$  ظرفیت باربری اتکالی در نزد شمع  
 $Q_s$  = اصطلاحاتی جوار شمع

ظرفیت باربری نهایی شمع اصطلاحاتی:

$Q_u = Q_s$  ← از  $Q_p$  هر قدر بزرگتر

\* در دریا معمولاً از شمع‌هایی با تغییر مکان بزرگ استفاده می‌شود.  
تقسیم بندی شمع‌ها از لحاظ روش اجرا بر اساس BS سه حالت دارد که تغییر مکان بزرگ، تغییر مکان کوچک و بدون تغییر مکان.

- شمع‌هایی با تغییر مکان بزرگ شامل شمع‌های توپر و کوفالی با نوک سبک که پس از ضربه یا جک مرتعش به داخل خاک رانده شده و در جبهه تغییر مکان به‌تدریج در خاک می‌شوند.

• شمع‌های کوبیدنی - ریختنی یعنی شمع‌های خلافاً از نوع تغییر مکان بزرگ است.  
یک شمع پیش ساخته یا پیش تنیده توپر بتنی در آب‌های کم عمق کاربرد دارد و برای آب‌های عمیق چندان مناسب نیست زیرا این شمع‌ها بسیار سنگین و جابجایی آنها مشکل است.

- در آب‌های عمیق، شمع‌های لوله‌ای فولادی و یا بتنی پیش ساخته کوفالی کاربرد دارند. در دریا شمع‌های لوله‌ای فولادی بر سایر شکل‌ها ارجحیت دارد زیرا نیروی ناشی از Drag force در اثر امواج دریا کمتر است.

\* یک روش اقتصادی برای مقابله با نیروی ضربه‌ای ناشی از موج دریا و همچنین نیروهای ناشی از پهلوگیری شناورها، استفاده از شمع لوله فولادی با قطر زیاد است.

\* معمولاً از شمع‌های سبک در جا در سازه‌های دریایی بصورت ترکیب استفاده می‌شود یعنی خلافاً از (لوله فولادی) که بعداً با سبک پر می‌شود. به عنوان مثال چنانچه در محیط دریایی، هدف عبور از آب و لایه نرم و رسیدن به یک لایه سخت باشد می‌تواند یک شمع کوفالی فولادی را توسط کلکت تا عمق مورد نظر کوبیده و پس از محفظه داخل آن را با سبک پر کرد.

\* عوامل اصلی در انتخاب شمع :

۱- تجهیزات بهمانکاری برای اجرای شمع

۲- شرایط خاک سبک

۳- عمق و دوام مصالح شمع

نویسنده که شرایط خاک سبک بر پارامتر بهمانکاری و نوع مصالح نیز اثر دارد.

## نکات اجرایی سمع ها در انتخاب نوع آنها

\* سمع های تینی در جارز در خاک های چسبده سخت به راحتی قابل اجرا هستند  
ولس اجرایی آنها در رس طلی نرم و یا در خاک های دانه ای سست همراه با آب  
بیرون استفاده از گل حفاری امکان ندارد و در این شرایط از سمع های کوبیدنی  
استفاده می شود.

\* در خاک ها و زسیه های نوع ماسه ای شل، استفاده از سمع کوبیدنی این مزیت را  
دارد که ارتعاش و موجب افزایش تراکم شده و علاوه بر افزایش توان باربری با  
عوامل احتمالی حاصل از بارها و دینامیکی از نوع نشست و روانگرایی در این نوع زمین  
نیاز مقابله می شود.

\* اجرایی سمع های بانوک پدستالی (بچه زده) فقط در خاک های چسبده سخت و یا در  
صخره های سخت امکان پذیر است.

\* سمع های کوبیدنی نمی توانند در خاک های حاوی تکه سنگ بکار روند.

\* سمع های کوبیدنی با عملاف، که عملاف آنها بعد از بیه زبری بیرون کشیده می شود،  
باید دارای محف نفوذ طلی زیاد باشد زیرا انفعال عملاف ها و بیرون کشیده شدن آنها  
با مشکل مواجه می شود. در این شرایط معمولاً از پوسته های جدار نازک به روشی فرو  
برده در رانش و یا سمع کوبیدنی استفاده می شود.

\* سمع های تینی پیش ساخته به دلیل تراکم و حمل آوری مناسب تبه آن و کنترل کیفیت بالا  
در کارگاه، در مقابل عوامل خوردنده بهتر عمل می کنند. در عوض سمع های جارز به  
دلیل عدم تراکم خوب و عدم کنترل مناسب تبه زبری ممکن است در مقابل عوامل مهاجم  
به خوبی عمل نکنند.

\* در محیط های دریایی خوردنده (نمک و کلرید) که خطر خوردگی آرماتورها داخل تبه بالا  
می باشد، استفاده از سمع های تینی لوله ای که به روش سائتر یفوز و بطور پیش ساخته  
ساخته شده باشند، گزینه مناسب است.

\* سمع های فولادی در دریا (محیط خوردنده) بویژه منطقه ترو خاک (شیر رید) حتماً باید  
حفاظت شوند. روش های امروزی بکارگیر اپوکسی (رنگ های خاص کمی ضخیم)  
است. روش کاتدیک نیز مرسوم بوده است.

# روش های تحلیل استاتیکی برای تعیین ظرفیت باربری شمع ها

## معیارهای طراحی شمع

در طراحی پی های عمیق (شمع ها) پس از تصمیم گیری در مورد عمق، جلوگیری از جابجایی، نحوه استقرار و آرایش در پلان که همه این موارد به شرایط محل و پیروژه ارتباط دارد و البته به تجربیات طراح، حال باید سه عامل مهم زیر مورد توجه قرار گیرد:

- ۱- ظرفیت باربری شمع
- ۲- نشست شمع
- ۳- مقاومت سازه ای شمع

## \*\*\* ظرفیت باربری Bearing Capacity

اصطلاح ظرفیت باربری (مقاومت نهایی یا توان باربری) یک شمع، برابر مجموع ۲ مؤلفه است:

- \* مقاومت اصطکاکی (یا مقاومت جدار)
- \* مقاومت نوک (یا مقاومت انتهایی)

این دو مقاومت در اثر اعمال بار محوری از طرف خاک اطراف و کف شمع بیخ در پیوند.

بار مجاز شمع از حاصل تقسیم ظرفیت باربری بر ضریب اطمینان (F.S) بدست می آید. در مراحل مقدماتی طراحی، مقدار ضریب اطمینان بین ۲٫۵ تا ۳ انتخاب می شود. اما در مراحل بعدی پیروژه که اطلاعات بیشتری مثلاً بوسیله آزمایش های استاتیکی یا دینامیکی در دسترس قرار گرفت، می توان مقدار ضریب اطمینان را به ۱٫۸ تا ۲ کاهش داد.

## \*\*\* نشست شمع (Pile Settlement)

افزایش شیب در خاک در اثر بارهای وارده، موجب کاهش حجم خاک می شود که به آن نشست می گویند. بطور کلی نشست شمع ها یا در حقیقت نشست خاک مجموع عوامل زیر می باشد:



۱- نشست آبی ناشی از فشردگی اسکلت خاک و جابجایی ذرات آن که بلافاصله پس از اجمال بار صورت می‌گیرد.

۲- نشست خاک ناشی از خروج هواس محبوس در خاک که باز هم، بلافاصله پس از اجمال بار صورت می‌گیرد.

۳- نشست ناشی از تحمّل ناشی از خروج آب از منافذ خاک در خاک‌های درشت‌دانه سریع و در خاک‌های ریزدانه به کندی صورت می‌گیرد.

### \*\*\* مقاومت سازه‌ای شمع (Structural Strength of Pile) \*\*\*

شمع‌ها باید از لحاظ سازه‌ای و مقاومت مصالح در مقابل بارهای سرودین مقاومت کنند. بار مجاز شمع به جنس شمع بستگی داشته و جنس آن به معنی یا فولاد است. در مواردی که محاسبه بار مجاز شمع‌های مرکب مانند لوله‌های فولادی پر شده با سیم، مورد نظر باشد، سازگاری کرنش بین فولاد و سیم باید در نظر گرفته شود. شمع‌های پیش‌ساخته علاوه بر مقاومت در برابر بارهای سرودین، باید در مقابل بارهای ناشی از حمل و نقل و نصب نیز مقاومت کنند.

مهمترین جنبش در طراحی شمع‌ها در محیط دریا، تغییر ظرفیت باربری فشاری سرودین است

توجه شود که اصولاً طراحی یک سازه در محیط فانی فوق‌العاده پیچیده و اصولاً متکی به نتایج آزمایش‌های میدانی و آزمایشگاهی است (مخاطره‌قمار غیرخطی و مبهم خاک).

در مورد شمع‌های تحت فشار، اول اینکه منحنی بار-تغییر مکان غیرخطی است. در ضمنی کل مقاومت اصطکاکی با تغییر مکان‌های نسبتاً کوچک سرشمع فعال می‌شود. هم‌طور کل مقاومت نوزک با تغییر مکان‌های قابل ملاحظه سرشمع فعال می‌شود. در نهایت انتقال بار بر سر جدا شمع و نوزک شمع، تابعی از مقاومت برشی خاک در جدار و نوزک شمع، هندسه شمع، سطح باروراره و سفتی نسبی بستر شمع و خاک است.

همانقدر که قبلاً ذکر شد، ظرفیت باربری فشاری یک شمع از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = Q_s + Q_t - W$$

که  $Q_s$  مقاومت جدار یا اصطکاکی درخت،  $Q_t$  مقاومت نوک درخت، و  $W$  وزن شمع است. هم  $Q_s$  و هم  $Q_t$  تابعی از تغییر مکان شمع بوده و مقاومت جدی هر یک در تغییر مکان شیبی بسیار متفاوتی فعال می‌شود.

① مقاومت اصطکاکی که همان مجموع مقاومت برشی بین خاک و جدار شمع یعنی  $q_s$  در طول جدار شمع است و از رابطه کلی زیر بدست می‌آید:

$$Q_s = \int_{\text{درخت}} q_s(z) dz$$

\* پارامتر  $z$  بیانگر متغیر عمق که از سطح خاک به طرف عمق اندازه‌گیری می‌شود.

اگر یک شمع دارای مقطع دایره به قطر  $B$  و طول  $D$  باشد، رابطه بصورت زیر خواهد بود:

$$Q_s = \pi B \int_0^D q_s(z) dz$$

مقدار  $q_s$  تابعی از جنس خاک، نوع و جنس شمع و شرایط بارگذاری است که در ادامه بصورت نمونه به یکی از روش‌های رایج تعیین می‌شود.

② مقاومت نوک شمع  $Q_t$  از رابطه  $Q_t = q_{ult} A_t$  حاصل می‌شود که  $q_{ult}$  ظرفیت نهایی نوک شمع و  $A_t$  سطح مقطع نوک شمع است.

\* تعیین مقاومت نوک شمع

فرم کلی محاسبه ظرفیت باربری نوک شمع، مشابه ظرفیت باربری بی‌سایه‌ها سطحی یعنی رابطه سزاقی است:

$$q_{ult} = c N_c^* + \bar{q} N_q^* + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma^*$$

که  $c$  چسبندگی خاک،  $\gamma$  وزن مخصوص خاک،  $\bar{q} = \gamma D$  تنش عمود قائم در سطح نوک شمع،  $B$  عرض یا قطر شمع و  $N_c^*$ ،  $N_q^*$  و  $N_\gamma^*$  فاکتورهای بعدی ظرفیت باربری برای شمع است.

تفاوت اصلی تعیین ظرفیت باربری در پی‌ها و سطوح و شمع‌ها در همین فاکتورهای بی‌بعد ظرفیت باربری است که برای مشخص شدن و تخمین بارهای سطحی با علامت \* مشخص می‌شوند. مکانیزم توزیع تنش و جابجایی و تشکیل سطوح شکست در ناحیه اطراف نوک شمع را محققین مختلفی بررسی و پیش‌ها د کرده‌اند که اغلب آنها بر سه جمله‌ای سزاسی استوار است.

چون قطر شمع‌ها در مقایسه با طول آنها قابل ملاحظه نیست لذا جمله  $\frac{1}{2} \gamma B N_q^*$  عمده حذف می‌شود. در ضمن در خاک‌های فاقد چسبندگی مانند خاک‌های رانه‌ای جمله  $C N_c^*$  حذف می‌شود.

بنابراین رابطه ظرفیت باربری نوک شمع ممکن است به یکی از دو حالت زیر باشد:

$$q_{ult} = C N_c^* + \bar{q} N_q^* \quad \text{یا} \quad q_{ult} = \bar{q} N_q^*$$

البته حتی در شرایطی نیز که جملات  $C N_c^*$  و  $\frac{1}{2} \gamma B N_q^*$  در نظر گرفته شوند، همچنان عامل اصلی در تعیین ظرفیت باربری نوک شمع، جمله  $\bar{q} N_q^*$  یعنی عامل عمق پی (سر بار اطراف شمع) است.

بنابراین رابطه کلی مقاومت نوک شمع به صورت زیر می‌باشد:

$$Q_t = A_t (C N_c^* + \bar{q} N_q^*) \quad \text{رابطه (I)}$$

توجه شود که در رابطه فوق، روش اجزای شمع (کوئیدن یا پی درجا)، جنس شمع، جنس خاک شرایط ژئوتکنیکی و... در تعیین پارامترهای مختلف تاثیر گذار هستند.

پژوهشگران زیادی در جاده برای تعیین ضرایب و اعمال اصلاحات لازم، کارهای

متعدد انجام داده‌اند که می‌توان به مایر هوف (Meyerhof)،

وسیک (Vesic)، جانبو (Janbu) و کولهاوس (Kulhawy)

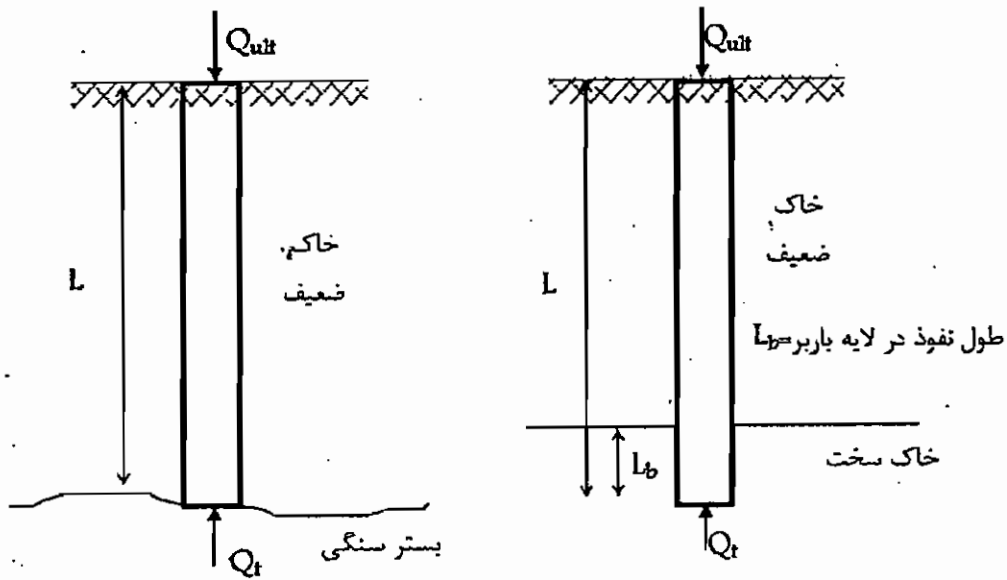
و... اشاره نمود.

\* در این جا فقط به عنوان نمونه و خلاصه به یکی از این روش‌ها اشاره می‌شود.

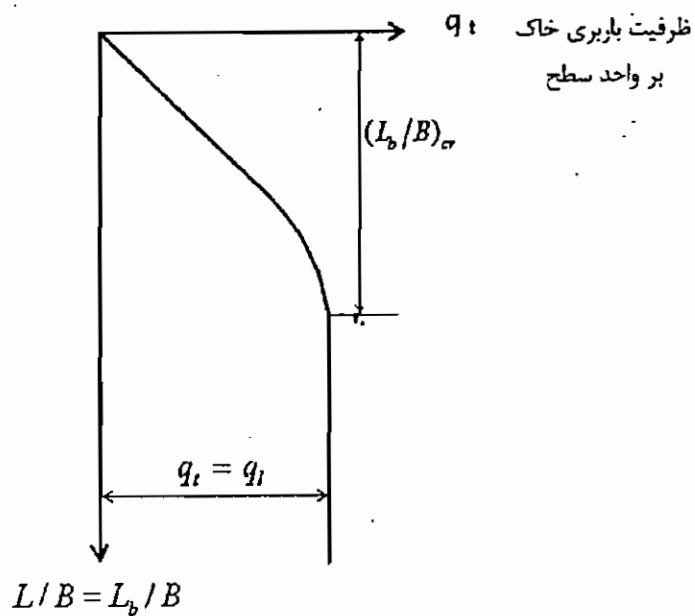
روش مایر هوف برای تعیین مقاومت نوک شمع (۱۹۷۶)

اساس روش مایر هوف بر این فرض استوار است که ظرفیت باربری نوک شمع  $q_t$  یک شمع کوئیدن شده در لایه ماسه‌ای (بیشتر حالت در دریا)،

با عمق نفوذ شمع در لایه برابر افزایش یافته و در نسبت عمیق  $L_b/B = (L_b/B)_{cr}$  به حداکثر  
 می‌رسد. توجه شود که در یک لایه خاک همگن، با مساوی طول واقعی مدخول شمع یعنی  $L$   
 به بار  $Q_{ult}$  (شکل الف). در شکل ب شمع فقط به اندازه  $L_b$  که کوچکتر از  $L$  است، در لایه  
 برابر نفوذ کرده است. بعد از نسبت بحرانی طول مدخول،  $(L_b/B)_{cr}$ ، مقدار  $q_t$   
 ثابت می‌ماند (شکل ۲).



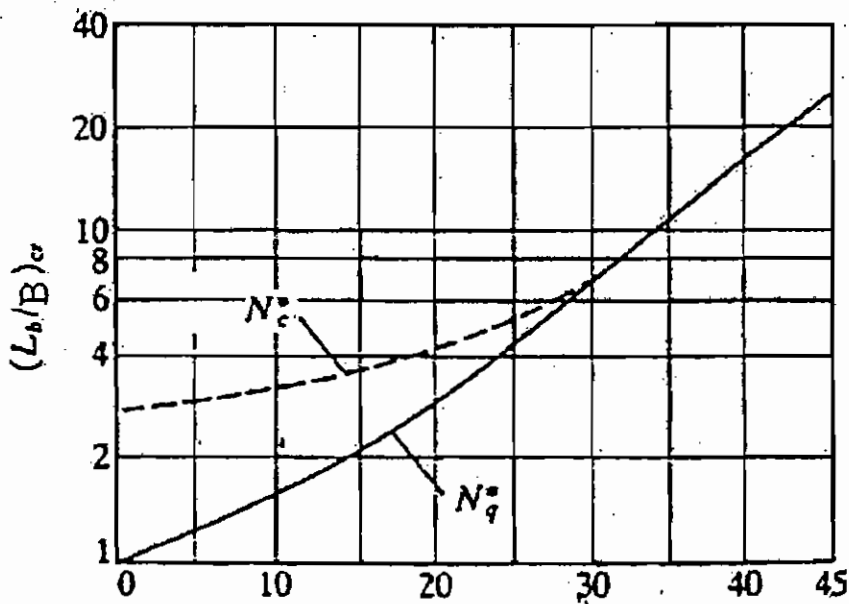
شکل ۱. شمع‌های متکی بر مقاومت نوک (الف) (ب)



شکل ۲ تغییرات ظرفیت باربری نوک شمع در ماسه همگن (با فرض مفهوم عمق بحرانی)

در شکل ۳ نیز تغییرات  $(L_b/B)_{cr}$  با زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده شده است. طبق نظر مایر هوف، ضرایب ظرفیت باربری یا  $L_b/B$  افزایش پیدا کرده و در مقدار  $(L_b/B)_{cr} \approx 0.5(L_b/B)_{cr}$  به مقدار حد اکثر می‌رسند. از شکل ملاحظه می‌گردد که  $(L_b/B)_{cr}$  برای  $\phi = 45^\circ$  در حدود ۲۵ بوده و مقدار آن با کاهش زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  کاهش می‌یابد.

در اغلب حالات عملی، مقدار  $L_b/B$  برای سنج‌ها، بزرگتر از  $0.5(L_b/B)_{cr}$  است. بنابراین از حد اکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  می‌توان در محاسبه  $q_t$  برای تمام سنج‌ها استفاده کرد.



زاویه اصطکاک داخلی خاک  $\phi$  (درجه)

شکل ۳ تغییرات  $(L_b/B)_{cr}$  با زاویه اصطکاک داخلی خاک برای  $N_c^*$  و  $N_q^*$  (Meyerhof, 1976).

در شکل ۴، تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  نشان داده شده است. در فاک ماسه ای که  $c=0$ ، رابطه اصلی (I) بصورت زیر نوشته می شود:

$$Q_t = A_t q_t = A_t \bar{q} N_q^* \quad \text{رابطه (II)}$$

جهت محاسبه  $N_q^*$  از شکل ۴ (زیر) استفاده می شود.

$Q_t$  نباید از مقدار حدی  $A_t q_{\ell}$  تجاوز کند. پس:

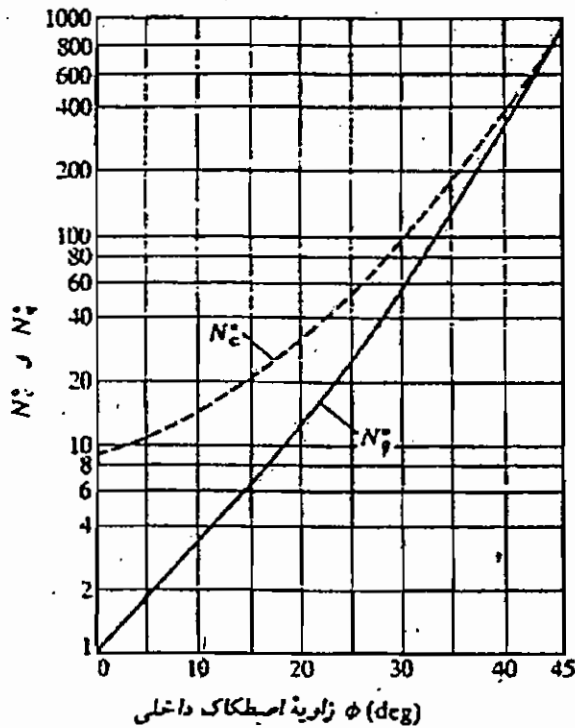
$$Q_t = A_t \bar{q} N_q^* \leq A_t q_{\ell}$$

که  $q_{\ell}$  مقدار حدی ظرفیت باربری نوک شمع است.

مابین طرف مقدار حدی ظرفیت باربری نوک را به صورت زیر پیشنهاد کرده است:

$$q_{\ell} = 50 N_q^* \tan \phi$$

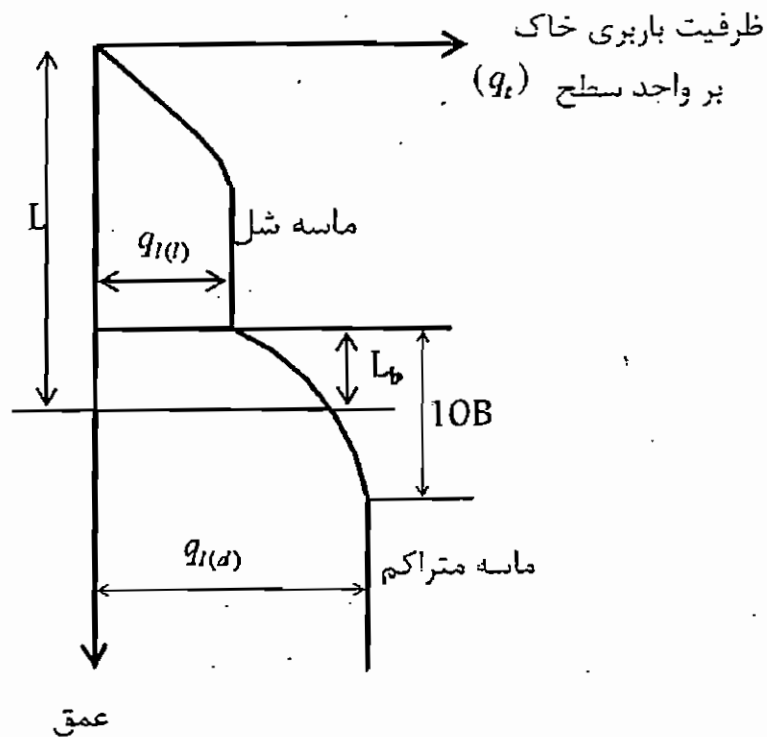
که  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی لایه باربر است.



شکل ۴ تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$ ،  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی خاکی

(Meyerhof, 1976)

\* در برخی موارد، شمع ابتدا به یک لایه ماسه ضعیف و سپس به لایه متراکم نفوذ می‌کند در چنین حالتی تغییرات ظرفیت باربری نوک شمع در خاک لایه نبرشته برای آن نظر مایه هوف بصورت شکل ۵ (زیر) می‌باشد.



شکل ۵ تغییرات ظرفیت باربری نوک در داخل خاک لایه بندی شده

\* برای شمع‌های مستقر در رس‌الجنج و در شرایط زهکشی نشده برای بررسی آثار کوتاه مدت ( $\phi = 0$ ) ظرفیت باربری نوک شمع از رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$Q_t = N_c^* C_u A_t = 9 C_u A_t$$

که  $C_u$  چسبندگی زهکشی نشده خاک واقع در زیر نوک شمع است:

\* برای خاک‌های رسی در وضعیت زهکشی شده که برای آنها هر دو پارامتر  $c$  و  $\phi$  (بر پایه تنش‌های مؤثر) وجود دارد، ظرفیت باربری نوک با استفاده از رابطه (I) و با تصحیحات مربوط به روابط بعدی بدست می‌آید.

\* برای روش‌های دیگر جهت تعیین معادلات نوک شمع به کتب تخصصی مراجعه شود.

## \* تعین مقاومت اصطکاکی شمع

همانطور که قبلاً اشاره شد، مقاومت اصطکاکی یا جدارش شمع ها ( $\alpha$ )، عبارت از تنش اصطکاکی موجود بین جداره شمع و خاک اطراف در طول شمع می باشد. مقدار  $\alpha$  به پارامتر تکلفن از جمله جنس شمع، جنس خاک اطراف، شرایط زهکشی، روش اجرا، میزان جابجائی (تغییر مکان) شمع و ... دارد. تحقیق تکلفن برای این مورد نیز، روابطی تجربی برای مناسب  $\alpha$  ارائه داده اند. اکثر این روش ها در طراح شمع ها تحت سه عنوان  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\lambda$  تقسیم بندی می شوند. در این جنبی بعنوان نمونه، روش  $\beta$  شرح داده می شود:

### \* روش $\beta$ - برای تنش مؤثر یا مقاومت زهکشی شده

مقاومت اصطکاکی زهکشی شده، جمع مقاومت برشی زهکشی شده خاک اطراف شمع در طول سطح جابجائی آن است. این روش را در سال ۱۹۶۵ دو محقق بنام BJerrum و Johannessen و در سال ۱۹۷۳ محقق بنام Burland پیشنهاد نموده اند.

این افراد معتقد بودند که مقاومت اصطکاکی با تنش مؤثر در خاک اطراف شمع متناسب است و  $\beta$  به عنوان ضریب تناسب معرفی می شود. روش  $\beta$  متداولترین روش برای تعیین مقاومت اصطکاکی شمع ها بوده زیرا در دراز مدت، فشار آب منفذی اضافی بطور کامل مستحکم شده (مثلاً مدتی بعد از کوبیده شمع) و تنش مؤثر خاک کاملاً فعال می شود. لذا استفاده از این روش در خاک ها اصطکاکی مانند ماسه، گل و سیلت مناسب است. در خاک های چسبیده مانند رس نیز در شرایطی که فشار آب منفذی معلوم باشد، و OCR خیلی بالا نباشد، می توان از این روش برای مناسب مقاومت اصطکاکی شمع ها استفاده نمود (OCR نسبت بین حجمی است - کانیف خاک).



اساس روی  $\beta$  برای فرض استوار است که در هر عمق، مقدار تنش اصطکاکی در جداره  $\delta$  جمع عبارت است از:

$$\tau_s = \beta \sigma_v'$$

که در آن ضریب  $\beta$  برابر است با:

$$\beta = K \cdot \tan \delta = K \cdot M \cdot \tan \phi$$

اگر چه در طول شمع، مقادیر  $\phi$ ،  $M$  و  $K$  متغیر بوده ولی نسبت به پارامتر  $\beta$  نسبت به پارامتر  $\beta$  وابسته آن از تغییرات کمتر برخوردار است.

$K$  ضریب تبدیل فشار قائم به فشار جانبی در خاک (نسبت فشار قائم و افقی)  $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

$\delta$  زاویه اصطکاک بین جداره شمع و خاک -  $M = \tan \delta / \tan \phi$

$\phi$  تنش قائم مؤثر در عمق مورد نظر (مکانیک خاک).

عملاً مقادیر اصطکاکی به صورت زیر تعریف می شود:

$$Q_s = \sum A_s \Delta L \tau_s$$

که  $A_s$  سطح مقطع جانبی شمع برای طول واحد شمع،

$\Delta L$  مقدار از طول شمع که در آن  $A_s$  و  $\tau_s$  ثابت فرض شده اند،

پس با نوشته تنش افقی بر حسب تنش قائم و اگر سطح مقطع جانبی شمع در طول آن ثابت باشد، قدریم داشت:

$$Q_s = A_s \int_0^D \tau'_z K(z) \tan \delta dz$$

که در آن:

$\tau'_z$  ویژه مخصوص نوع خاک (شماره در حالت زیر سطح آب و خاک و در طرف در حالت

بالای سطح آب) \* یادآور:  $D$  طول شمع -  $z$  متغیر عمق از سطح زمین به سمت پایین

روابط کلی مقادیر اصطکاکی معمولاً به دو صورت زیر نوشته می شوند:

$$Q_s = A_s \int_0^D \tau'_z \beta(z) dz$$

$$Q_s = A_s \int_0^D f(z) dz$$

که در آن:  $\beta = K \tan \delta$

$$f(z) = \beta \tau'_z$$

پس از ارائه روابط اصلی روش  $\beta$  جهت تعیین مقاومت اصطکاکی شمع‌ها، به موارد اصلاحی و تکمیلی، در ادامه می‌پردازیم:

### ● مقاومت اصطکاکی شمع در خاک‌های رانه‌ای

اختلاف مقاومت اصطکاکی در خاک‌های مختلف مربوط به اختلاف در ضریب

$$\beta = k \cdot \tan \delta$$

می‌باشد که در اینجا برای حالت رانه‌ای این ضریب می‌شود:

مقدار  $k$  با عمق متغیر است و مقدار آن تقریباً با وس‌فا (مقاوم‌رانی)  $k_m$  در بالای شمع و احتمالاً کمتر از آن در خاک در حالت سکون  $k_0$  در نزد شمع بوده و به روش اجراء و کوبیده شمع نیز بستگی دارد.

برای به نتایج بسیار زیاد میدان و آزمایشگاهی و بررسی‌های Das در سال ۱۹۹۵ مقادیر متوسط قابل توجهی برای  $k$  به شرح زیر می‌باشد:

- برای شمع‌های فشار شده و یا کوبیده شده با جهت آب:

$$k = k_0 = 1 - \sin \phi$$

- برای شمع‌های کوبیده شده با جابجایی کم:

$$\begin{cases} k = k_0 & \text{در حد پائین} \\ k = 1.4 k_0 & \text{در حد بالا} \end{cases}$$

- برای شمع‌های کوبیده شده با جابجایی زیاد:

$$\begin{cases} k = k_0 & \text{در حد پائین} \\ k = 1.8 k_0 & \text{در حد بالا} \end{cases}$$

- برای شمع‌های با جابجایی زیاد، Bhusan در سال ۱۹۸۲ رابطه زیر را ارائه نمود:

$$\beta = k \tan \delta = 0.18 + 0.0065 D_r$$

$$k = 0.5 + 0.008 D_r$$

\*  $D_r$  تراکم نسبی بر حسب درصد است.

برخی از محققین معتقد هستند که تنش اصطکاکی جداره (یعنی  $\tau_s$ ) در رابطه  $\tau_s = \beta \sigma_v$  با محقق شمع افزایش پیدا کرده و در عمق حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر قطر شمع، به مقدار حرکت خود من برسد و از آنجا به بعد، ثابت می ماند (تعمق بحرانی معادل طول  $L'$ ).

طول  $L'$  بستگی به عوامل متعددی نظیر زاویه اصطکاک داخلی، قابلیت فشرده‌گی و تراکم نسبی دارد. بطور محافظه کارانه، آن را می توان به وسیله مقدار زیر در نظر گرفت:

$$L' = 15 B$$

تحقیقات مختلف مقدار  $\delta$  را بین  $0.5\phi$  تا  $0.8\phi$  نشان می دهد و در انتخاب مقدار مناسب برای آن، مقادیر مهندسی لازم است (تجربه و دانش).

### ● مقاومت اصطکاکی شمع در خاکهای رسی

وقتی که شمع ها در رس کوبیده می شوند، فشار آب حفره ای خاک در اطراف شمع افزایش می یابد. فشار آب حفره ای در رس عادی تکمیل یافته ممکن است  $c$  تا  $c_u$  برابر  $c_u$  (چسبندگی زهکنی شده خاک) باشد. اما پس از گذشت یک ماه یا بیشتر، این اضافه فشار به تدریج زایل می گردد. بنابراین مقاومت اصطکاکی شمع را می توان بر پایه پارامترهای تنش مؤثر رس در حالت دست فورده ( $c=0$ ) بدست آورد:

$$\beta = K \tan \phi_R$$

که  $\phi_R$  زاویه اصطکاک داخلی رس دست فورده می باشد.

$$K = 1 - \sin \phi_R$$

DAS روابط زیر را پیشنهاد کرده است؛  
برای رس عادی تکمیل یافته

$$K = (1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR}$$

برای رس پیش تکمیل یافته

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma_v \\ \tau_s = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma_v \end{array} \right.$$

با ترکیب روابط اخیر، خواهیم داشت؛  
برای رس عادی تکمیل یافته

برای رس پیش تکمیل یافته

میان مقاومت اصطکاکی کل از رابطه  $Q_s = A_s \int_0^D \gamma' z \beta(z) dz$  حاصل می شود.

\* از ترکیب ضرایب فشار جانبی (K) و زاویه‌های اصطکاک داخلی خاک ( $\phi$ ) و خاک و دیواره ( $\delta$ ) چیزی به نظر نرسد که حدود گسترده‌ای برای  $\beta$  حاصل شود ولی بجز به نشانه داده که حدود تغییرات  $\beta$  از حدود تغییرات عناصر تکمیل دهنده آل ( $\delta, \phi, K$ ) محدودتر است.

در بررسی‌های Bierum همکاران در سال ۱۹۶۹ روی شمع‌هایی که تحت اصطکاک منفی قرار داشتند، مشخص شد که ضریب  $\beta$  در رس‌های سیلتی نرم بین ۰.۲ و ۰.۳:۱ می‌باشد که این مقادیر حدود پایینی برای  $\beta$  هستند. با توجه به اینکه حد بالای ضریب  $\beta$  من توانه نسبتاً بزرگ باشد، ولی از نظر عملی، نسبت به میزان تراکم و مقاومت خاک اطراف شمع، محدودیت وجود دارد. در شمع‌هایی که در خاک دانه‌ای فیلد تراکم کو بیسید می‌شوند، حد بالایی  $\beta$  برابر ۱.۰ و حتی بیشتر است که معمولاً مقدار حد اکثر آل برابر ۰.۸ در نظر گرفته می‌شود.

### ⊕ کاربرد روش $\beta$ در شمع‌های تحقیقی

زاویه اصطکاک بیس خاک و جدار شمع یعنی  $\delta$ ، عامل کنترل کننده مقاومت برشی بیس خاک و جدار شمع است. در سال ۱۹۸۳ Kulkawy همکاران اطلاعات موجود را طبقه‌بندی کرده و نشان دادند که  $\delta$  تابعی از  $\phi$  است و نسبت  $\delta/\phi$  نسبت به زیربسی جدار شمع از ۰.۵ تا ۱.۰ قابل تغییر است. برای شمع‌های بتنی در جا که از روش‌های مناسب اجرایی استفاده شده و جدار زیر وجود آمده، نسبت  $\delta/\phi$  برابر واحد خواهد بود. در صورتی که روش اجرا نامناسب و استفاده از دوغاب ریزش باشد، ضریب  $\delta/\phi$  ضعیف دوغاب در جدار گمانه وجود آید، مقدار  $\delta/\phi$  برابر ۰.۸ تا کمتر در نظر گرفته می‌شود.

در صورت استفاده از غلاف دائمی در اجرای شمع بتنی در جا، سطح هموارتری بیس خاک و جدار شمع ایجاد می‌شود و لذا نسبت  $\delta/\phi$  حدود ۰.۷ است.

شاید مشکل ترین و مهم ترین پارامتری که باید محاسبه شود، مقدار  $K$  یعنی نسبت تنش افقی به تنش قائم است. اصولاً  $K$  تابعی از ضریب فشار افقی در حال سکون  $K_0$  و تغییرات تنش به علت سافت، بارگذاری و زمانه است. بار در نظر گرفته عوامل فوق، مقدار  $K$  می تواند از  $K_0$  بزرگتر و یا کوچکتر باشد. مقادیر  $K$  بدست آمده از آزمون های عمیق (میدان) پس از تا ۵ متغیر بوده. این مقادیر، مربوط به حالات حداقل فشار فعال و حداکثر فشار معکوس است. هنگامی که شمع در خاک مدورین بیس تکلم یافته تا خیلی بیس تکلم یافته قرار گیرد، تاریخچه تنش در خاک باید به دقت تعیین شود. در صورتی که مقدار واقعی  $K_0$  در شرایطی که قابل ملاحظه باشد، ولی در نظر گرفته نشود، تفاوت اصطلاحاً کسب، محافظه کارانه خواهد شد.

یاد آورین تعیین مقدار  $K_0$

معمولاً مقدار  $K$  در حالت سکون یعنی  $K_0$  از سه روش تخمینی زده می شود:

- روش اول، اندازه گیری های مستقیم از میانگین های توسط فشار سیج و وسیله مشابه است.
- در روش دوم، تخمینی  $K_0$  توسط تاریخچه تنش در خاک های رسوبی انجام می شود. این فرآیند شامل تعیین OCR از اندازه گیری مستقیم است. مانند آزمون های تکلم و یا تعیین تاریخچه زمین شناسی خاک رسوبی که در این روش باید تمام گزولات زمین شناسی گذشته و همچنین گزولات اخیر صورت گرفته، در نظر گرفته شود. مقدار  $K_0$  را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$K_0 = (1 - \sin \phi) (OCR)^{\sin \phi}$$

روش سوم مناسب  $K_0$  یک روش تجربی براساس نتایج آزمون های درجاس SPT و CPT می باشد. (Kulhawy & Mayne در سال ۱۹۹۰).  
 \* بعد از مشخص شدن تغییرات  $K$  با عمق، اثرات روی سافت، بارگذاری و زمانه مورد بررسی قرار می گیرند. براساس آزمون های بارگذاری متعدد توسط Kulhawy و همکاران، مقدار  $K/K_0$  پس از  $\frac{2}{3}$  تا یک می باشد که نسبت به روشی اجراء و تاثیر

آن در تنش خاک محل تغییر می کند. برای اطلاعات و جزئیات بیشتر به متال و کتب تخصصی مراجعه فرمایند.

## \* برخی نکات دیگر

- روش به توسط تاملینسون Tomlinson در سال ۱۹۵۷ پیشنهاد شده و تفاوت اصطفاک متناسب با تفاوت برش زهکنی نشده خاک است و مستقل از تنش عمودی است.

- روش ۸ توسط Vijayvegiya و Focht در سال ۱۹۷۲ و برای مناسب تفاوت اصطفاک شمع‌ها و نخب زده در رس پیش تکمیل یافته، پیشنهاد شده است.

- روش API (انسیتو نفت آمریکا) بیشتر برای طاق شمع در سازه‌ها فراساتل پیشنهاد شده.

## \* اثر گروه شمع

اگر از شمع بصورت گروه استفاده شود، نکته مهم آن است که آیا ظرفیت باربری گروه شمع متشکل از  $n$  شمع، برابر مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع‌هاست؟ برای این سوال معمولاً دو روش وجود دارد:

۱- استفاده از ضریب راندمان گروه (Group Efficiency) این ضریب معادل ظرفیت باربری گروه شمع به مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع‌هاست. روابط متعددی پیشنهاد شده که ۲ نمونه ذکر نمود:

الف - رابطه AASHTO در سال ۱۹۹۰

$$E_g = 1 - \rho \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \quad \text{و} \quad \rho = \tan^{-1} \left( \frac{B}{S} \right)$$

که  $E_g$  ضریب راندمان شمع -  $m$  تعداد ردیف شمع‌ها -  $n$  تعداد شمع‌ها در هر ردیف -  $B$  قطر شمع  $S$  فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها

ب - رابطه Polous و Davis در سال ۱۹۸۰

$$\frac{1}{E_g} = 1 + \frac{(mn)^2 \cdot Q_{uds}^2}{Q_{ug}^2}$$

که  $Q_{uds}$  بارهای تک شمع و  $Q_{ug}$  باربری نهایی گروه شمع

۲- روش مناسب سه گینفکی معادله تک شمع‌ها و گینفکی بلوکی به مراجع تخصصی زیربط مراجعه نمود.

### \*\*\* نشست شمع ها

هما نشوریکه در ابتدا منبسط شده ، علاوه بر ظرفیت باربری شمع ها ، دو معیار دیگر نیز در طراحی کلن شمع ها باید مدنظر باشد . یکی از آنها نشست شمع ها است . در صفحه ۸ این مجموعه ، کلیات مؤلفه نشست کنترسج شده :  
 در حالت کاربرد ، روش های متفاوتی برای تعیین نشست در کنترل طراحی وجود دارد که مباحث تخصصی است و برای جزئیات می توان به کتب مربوط مراجعه نمود .  
 در این موضوع توجه به چسبندگی خاک اهمیت ویژه ای دارد و هر کدام روش خاص خود را دارد .  
 می توان به روش های سنتی (عبارت صق) ، روش دقیق مدول تانژانت جابجوا شده نمود .  
 \* هر یک از ۳ مؤلفه نشست ، روابط خاص خود را دارد .

### \*\*\* طرح سازه اس شمع

برای شمع هایی که تحت بار محصور فشار قرار داشته و توسط خاک اطراف در تمام طول ، محصور بوده و مانده طول آزاد شمع نباشد ، طرح سازه اس شمع برای کلن روش های تنش تراز انجام می شود . جهت این کار از رابطه مبنایی  $\sigma = P/A$  در مطالخ بکار شمع برای سازه محصور می توان استفاده کرد .

امداد موارد زیر ملاحظات ویژه باید در طرح سازه اس منظور گردد :

- شمع تحت بار جانبی

- شمع تحت اثر توأم لنگر و بار محوری

- شمع تحت کشش

- زیاد بودن تنش های کششی و فشاری حاصل از شمع کوپن

- شمع مستکی به لایه خاک مقاوم یا سنگ که خاک اطراف آن نرم یا ضعیف است (بسیار زودتر نشست)

- تنش بر حاصل از حمل و نقل در اثر خمشی (در شمع ارتعشی)

- رفتار شمع در ضعیف طول

- اندرکنش شمع و خاک اطراف

(۲۲)

\* اصولاً انجام آزمون های درجا در خمشی ظرفیت باربری شمع ها ، امروزه بویژه در پروژه های با تعداد شمع زیاد ، رایج است (برای اطلاعات) . استاتیکی یا دینامیکی

⊛ شمع‌های قائم تحت بار جانبی

در سازه‌های دریایی و با تیر به بارها و باره جانبی نظیر زلزله، ضرب‌بستی در پهلوگیری، و مهاربستی، بطور ممتد شمع‌ها تحت بار جانبی قرار می‌گیرند. در این بخش بطور خلاصه این بحث ارائه می‌گردد، البته مانند سایر موضوعات قبلی، در صنعت در خاک‌هاست مختلف یعنی خاک دانه‌ای (ماسه) و چینه‌دار (رس) مقارنت خواهد بود.

\* ویژگی‌های رفتار شمع قائم تحت بار جانبی در خاک دانه‌ای

Reese و Matlock در سال ۱۹۶۰ حل عمومی روابط لنگر و تغییر مکان یک شمع قائم تحت بار جانبی و لنگر متمرکز در سطح زمین را ارائه دادند.

شمع به طول  $L$  تحت بار جانبی  $Q_0$  و لنگر  $M_0$  در تراز  $z=0$  قرار دارد. طبق مدل رفتار خاک توسط وینگر، می‌تواند خاک اطراف شمع را محیط الاستیک و به وسیله یک سری قعر الاستیک نزدیک به هم جایگزین نمود. در این حالت:

$$k = \frac{P'}{u} \quad P' \text{ فشار واکنشی خاک بر حسب } kN/m$$

$k$  ضریب واکنش، بستری و  $u$  تغییر شکل بر حسب  $m$

ضریب  $k$  برای خاک‌های دانه‌ای در عمق  $z$  بصورت  $k_z = n_h z$  خواهد بود که  $n_h$  ثابت ضریب واکنش افقی خاک است (در ادامه در جدول ارائه می‌گردد).

با توجه مدل رفتار شمع در خاک بصورت تیر بر روی سیر الاستیک می‌توان نوشت:

$$E_p I_p \frac{d^4 u}{dz^4} = P' \leftarrow \text{معادله رفتار شمع}$$

$E_p$  مدول یانگ مصالح شمع،  $I_p$  ممان اینرسی مقطع شمع می‌باشد.

$$P' = -k u \quad \text{در مدل خاک بصورت وینگر داریم!}$$

علامت منفی به دلیل آن است که واکنش خاک در جهت مخالف تغییر شکل شمع است؟

$$E_p I_p \frac{d^4 u}{dz^4} + k u = 0 \quad \text{با ترکیب دو رابطه اخیر خواهیم داشت!}$$

از حل معادله رفتار شمع قائم بر شمع، نتایج زیر حاصل می‌گردد:



$$u_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad \leftarrow \text{تغییر شکل جانبی شمع در عمق } z$$

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad \leftarrow \text{شیب شمع در عمق } z$$

$$M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \quad \leftarrow \text{لنگر خمشی شمع در عمق } z$$

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad \leftarrow \text{بهره برشی شمع در عمق } z$$

$$P'_z(z) = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad \leftarrow \text{واکنش خاک در عمق } z$$

\* توجه شود که برای سهولت بیان روابط از پارامترهای A و B با اندیس‌های مربوطه استفاده شده است. جهت مزین‌تر شدن طول شمع و اثر آن در رفتار سازه، طول مشخصه سیستم شمع - خاک معرفی می‌شود:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$$

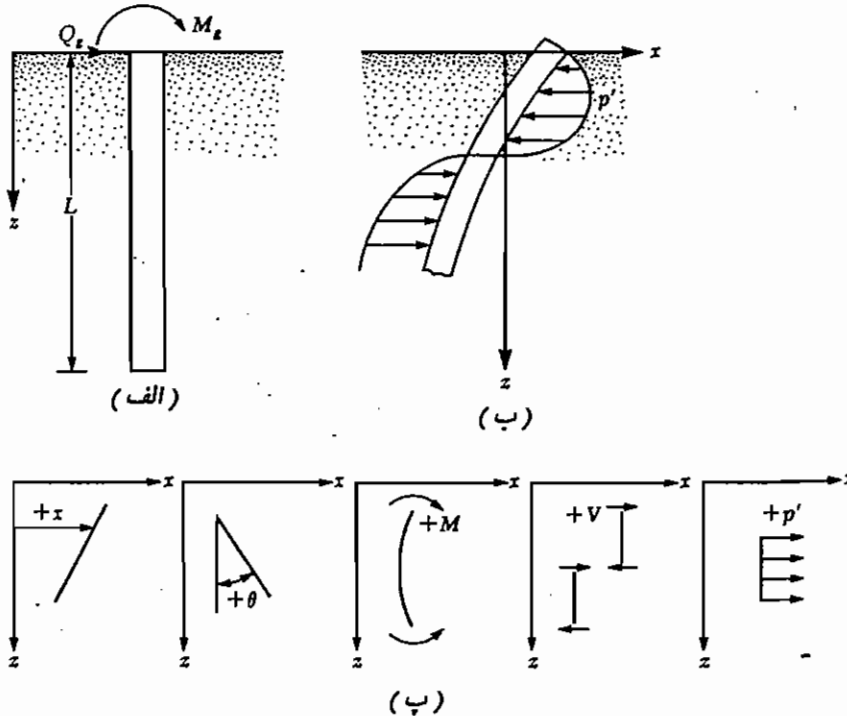
در صورتی که طول شمع  $L \gg 5T$  باشد، شمع بلند در نظر گرفته می‌شود.

برای حالت  $L \leq 2T$  شمع صلب فرض می‌شود. در جدول زیر ضرایب A و B برای شمع‌های بلند ارائه شده است.

توجه: در جدول زیر  $z'$  در ستون اول بدوین بعد است بصورتی که قرارداد علامت مجهولات در شکل صفحه بعد نشان داده شده است.

ضرایب شمعهای بلند  $k_r = n_h z$

$z'$	$A_x$	$A_\theta$	$A_m$	$A_v$	$A_p$	$B_x$	$B_\theta$	$B_m$	$B_v$	$B_p$
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.630	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002



شکل ۶ - (الف) شمع تحت بار جانبی، (ب) تغییر شکل و واکنش خاک برای شمع تحت بار جانبی، (پ) قرارداد علامت برای تغییر مکان، شیب، لنگر، برش، و واکنش خاک.

برای تعیین طول مشخصه T برای شمعها، لازم است مقدار صیغی برای  $n_h$  فرض شود، در جدول زیر، مقادیر نمونه برای  $n_h$  در خاکهای دانه‌ای ارائه می‌گردد:

مقادیر نمونه برای $n_h$ ( $\text{KN/m}^3$ ) ←	
ماسه خشک یا مرطوب	شکل ۱۸۰۰ - ۲۲۰۰
	متوسط ۵۵۰۰ - ۷۰۰۰
	مراکم ۱۵۰۰۰ - ۱۸۰۰۰
ماسه غوطه‌ور	شکل ۱۰۰۰ - ۱۴۰۰
	متوسط ۳۵۰۰ - ۴۵۰۰
	مراکم ۹۰۰۰ - ۱۲۰۰۰

## \* ویژگی‌های رفتار سطح قائم تحت بار جانبی در خاک چسبنده

برای سطح‌های فرو رفته در لایه‌های رسی، Davisson و Gill در سال ۱۹۶۳ باطل معادله رفتاری مصلح به حالت خاک داندهای ول با ویژگی خاک رسی به نتایج زیر رسیدند:

$$u(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \quad \leftarrow \text{تغییر شکل جانبی در برابر } z$$

$$M(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K}} \quad \leftarrow \text{طول مشخصه است}$$

\* ضرایب  $A'_x$  و  $A'_m$  و  $B'_x$  و  $B'_m$  از شکل زیر بدست می‌آیند. توجه کنید در این شکل  $z'$ :

$$z' = \frac{z}{R} \quad \text{و} \quad z'_{max} = \frac{L}{R}$$

برای ماسه‌ها ضریب واکنش سبتر برابر بود  $k_z = n_h z$  که از تغییرات خطی حکایت داشت. ول در خاک‌های چسبنده می‌توان فرض کرد که ضریب واکنش سبتر تقریباً با عمق ثابت است. ویسک در سال ۱۹۶۱ رابطه زیر را برای  $K$  در خاک‌های رسی پیشنهاد داد:

$$K = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \times \frac{E_s}{1 - \mu_s^2}$$

که در آن  $E_s$  مدول الاستیسیته خاک  
 $D$  قطر سطح و  $\mu_s$  ضریب پواسون خاک است.

مدول یانگ  $E_s$  از آزمایش تکمیل و رابطه زیر بدست می‌آید:

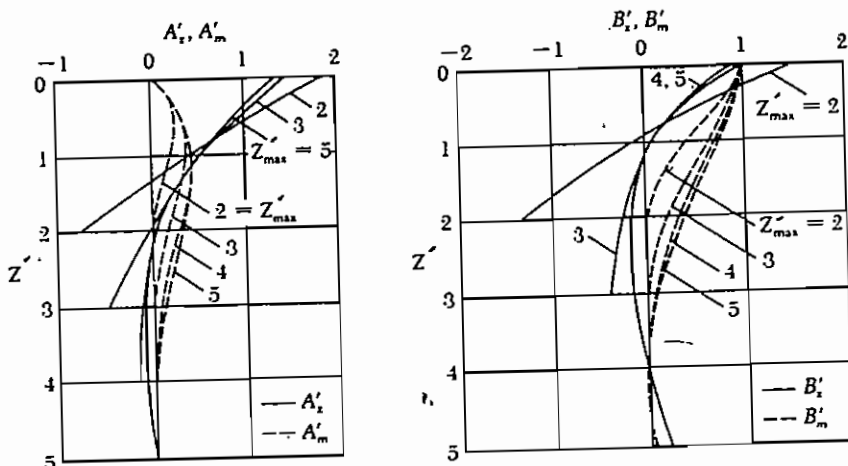
$$E_s = 3(1 - \mu_s) / m_v$$

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p (1 + e_{av})}$$

که  $m_v$  ضریب قابلیت فشرده‌گی حجمی است (مکانیک خاک)

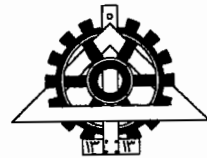
$\mu_s$  معمولاً ۰.۳ تا ۰.۴۰ و  $\Delta p$  در حین

تغییرات لب تخلخل به علت افزایش تنش  $\Delta p$  و  $e_{av}$  نسبت تخلخل متوسط در حین تکمیل است.



شکل ۷ - تغییرات  $B'_m$  و  $A'_m$  و  $B'_x$  و  $A'_x$  با  $z$  (دیویسون، وکیل ۱۹۶۳)





دانشکده فنی دانشگاه تهران

# اثر زلزله بر سازه‌های ویژه

پیوست

اثر زلزله بر سازه‌های دریایی

دکتر خسرو برگی

عضو هیات علمی دانشکده فنی

دانشگاه تهران

## انرژی زلزله بر سازه های دریایی

مساله انرژی زلزله بر سازه های دریایی بسیار مهم و حیاتی است و بی احتیاطی در این مورد می تواند منجر به صدمات جبران ناپذیر شود.

در ایران خوشبختانه تاکنون (۱۳۷۹) در بنادر که سازه های دریایی وجود دارد، زلزله قابل توجهی رخ ن داده است تا رفتار کیفی آنها مشخص شود. ولی در سایر کشور های زلزله خیز بویژه ژاپن، سازه های دریایی متعددی متحمل صدمات جدی هنگام زلزله شده اند. اکثر فراس ها در اثر نشست، واگرایی و روانگرایی بوده است.

انواع اسکله ها و دیوار های ساحلی از جمله سازه های تخریب شده می باشند و در چ شکل های بسیار سنگینی به دلیل انعطاف پذیری زیاد، کمتر دچار آسیب شده اند یا آسیب مقطعی بوده است.

معمولاً خاک های ماسه ای متعدد روانگرایی و نشست هستند و شناسایی لایه های ماسه ای و پستی بینی رفتار سنجی آنها از اهمیت زیادی برخوردار است.

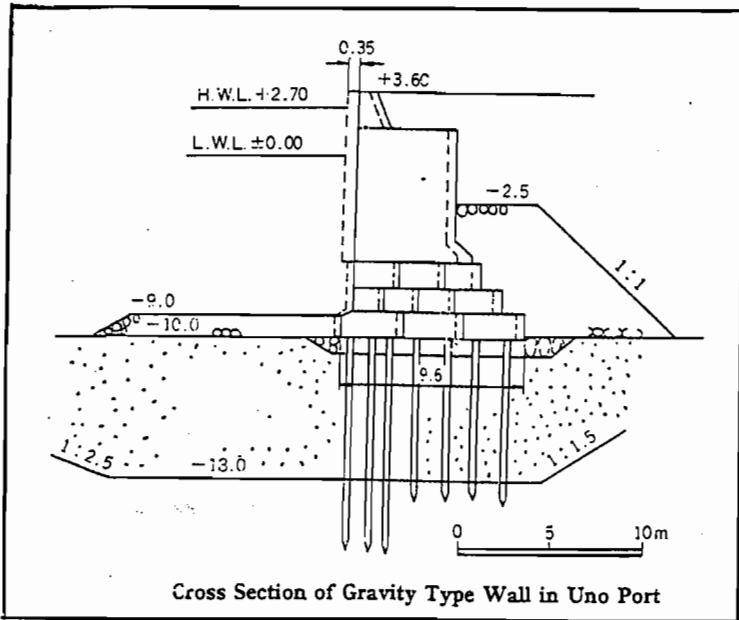
عدم دقت در ارزیابی صحیح فشار خاک در حالت های عادی و زلزله بصورت همگام و مقاوم از جمله مشکلات سازه های سپری و دیوار های دریایی بوده است.

تخمین اشتباه شتاب زلزله ( حداکثر، طرح و ... برای در صورت سیکل های تکمیل و دوره بازگشت های منطقی) و نهایتاً برآورد نیروی زلزله در سازه های دریایی ناشی از اشتباه در تعیین ضریب زلزله، منجر به خسارت می شود.

در میان آیین نامه های طراحی مقاوم سازه های دریایی در برابر زلزله می توان به اعتبار آیین نامه ژاپن و آمریکا اشاره نمود. اصلاح و تغییرات نسبتاً سریع در این آیین نامه ها، دل بر پیچیدگی مساله زلزله و رفتار خاص سازه های دریایی به دلیل حضور سه محیط سازه ( تقریباً صلب)، خاک و رفتار خاص خود و آب، می باشد.

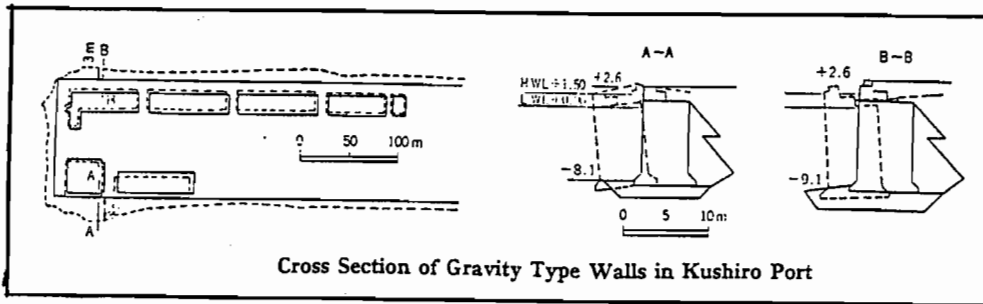
اجرای غیر استاندارد و با کیفیت مناسب و همچنین مصالح غیر استاندارد معرفی مزید علت در عواقب مساله زلزله می باشد. حمل آوری بینه خوب طبق شرایط لازم بویژه در هوای گرم و طرح اختلاط آله (کوب به ماله مواد مضاعف و عواقب و اثرات ثانویه) از جمله نکات مؤثر می باشد.

برخی صدمات وارد بر اسکله ها در ژاپن بصورت شماتیک روی مقطع در ادامه ارائه می شود.



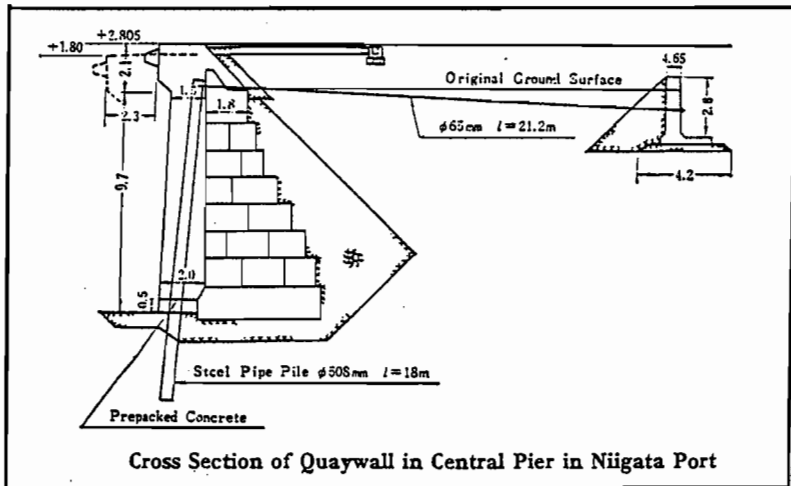
Cross Section of Gravity Type Wall in Uno Port

صندوقه روی تقطعات وزنی (بلوک)  
و روی شمع .  
جایه جایی کلی افقی به جلو (لغزش)  
 $\alpha_g = 0.15$  تا  $0.1$  زلزله



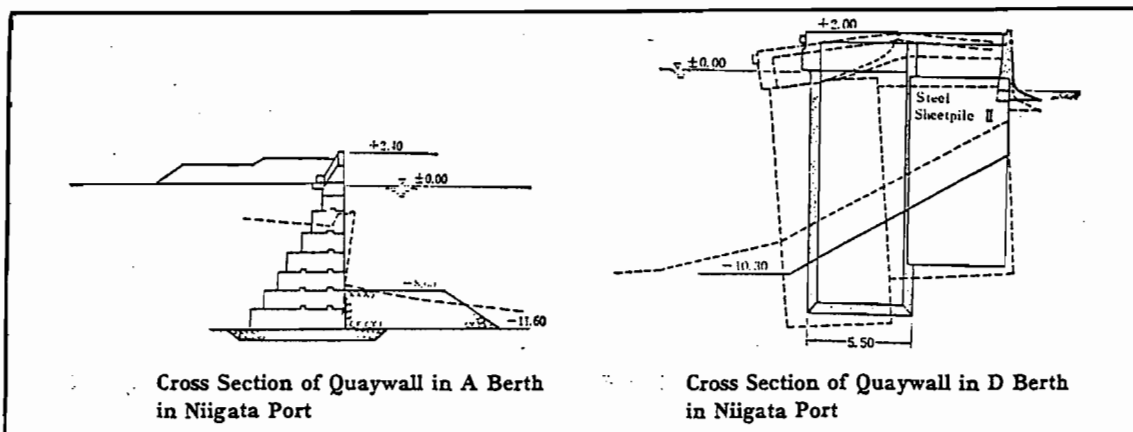
Cross Section of Gravity Type Walls in Kushiro Port

نکست و لغزش صندوقه  
افقاً ناسی از گینگی موضعی  
به دلیل فشار زیاد در پاشنه



Cross Section of Quaywall in Central Pier in Niigata Port

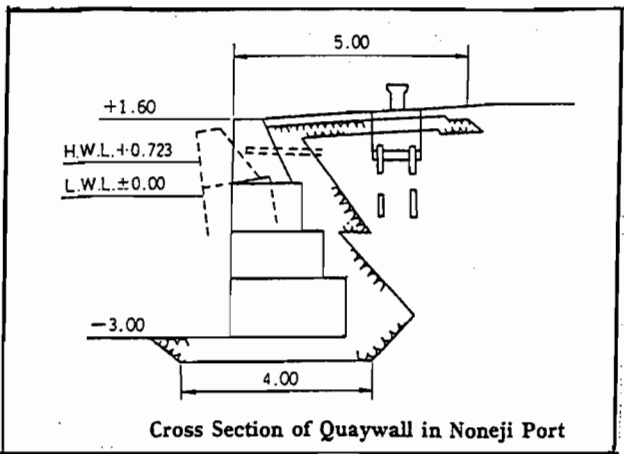
بلوک های وزنی  
تعمیرت پسیده شمع لوله ای در جلوی اسکله  
جایه جایی افقی به جلو به میزان 2.3 m  
یک متر نکست



Cross Section of Quaywall in A Berth in Niigata Port

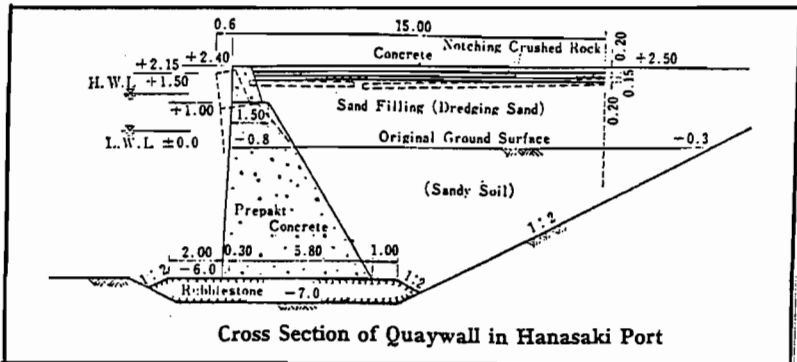
Cross Section of Quaywall in D Berth in Niigata Port

فم شدگی و لغزش (دیوار خود سه در عقب) بلوک های وزنی - نکست زیاد



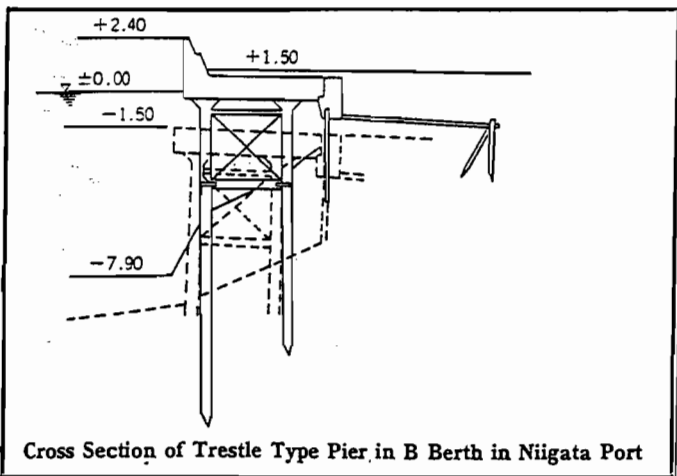
Cross Section of Quaywall in Noneji Port

بلوک های بزرگ وزنی  
 کورم به جلو و نشست در حد چند ده سانتی متر  
 $a_g = 0.23g$



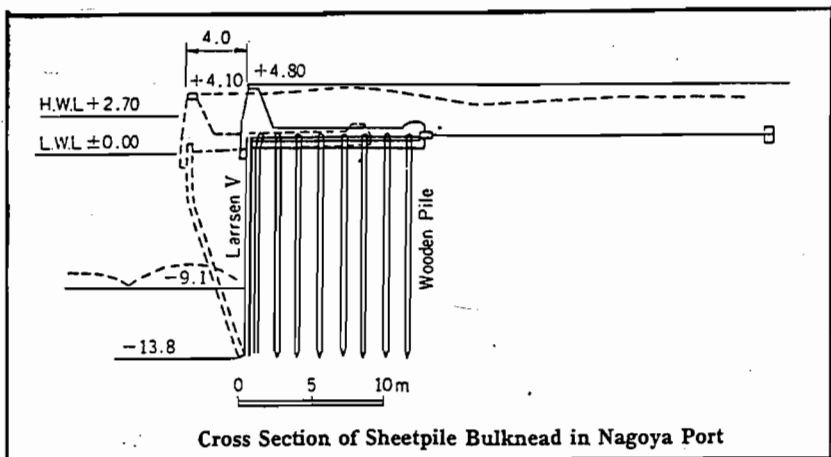
Cross Section of Quaywall in Hanasaki Port

دیوار وزنی بتنی  
 حداکثر کورم 60cm  
 نشست 30cm  
 $a_g = 0.28g$



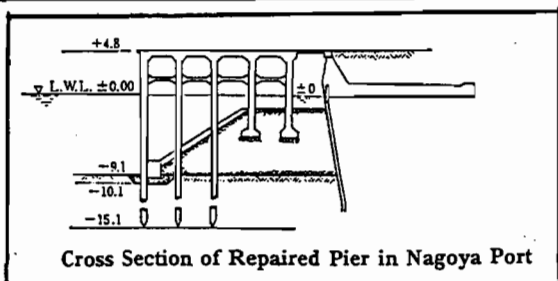
Cross Section of Trestle Type Pier in B Berth in Niigata Port

شیع و عرشه  
 نشست زیاد به دلیل ضعف خاک  
 (غرق کامل)



Cross Section of Sheetpile Bulkhead in Nagoya Port

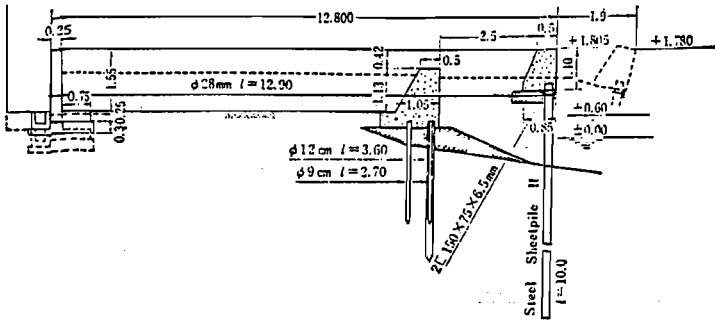
سیر و سکوی نسبت  
 کورم شدید به جلو  
 لغزش در بخش پایینی نبود  
 ↓



Cross Section of Repaired Pier in Nagoya Port

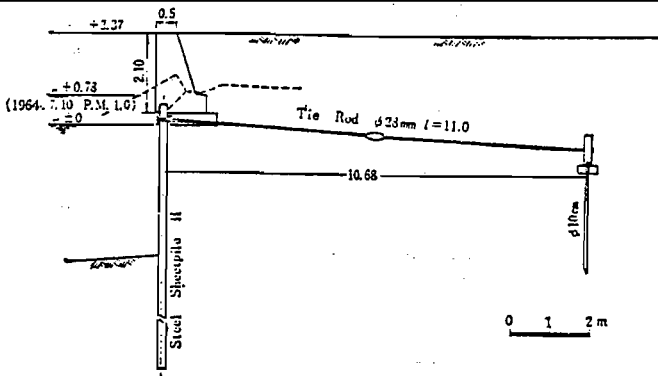
بازسازی اسکله قبلی





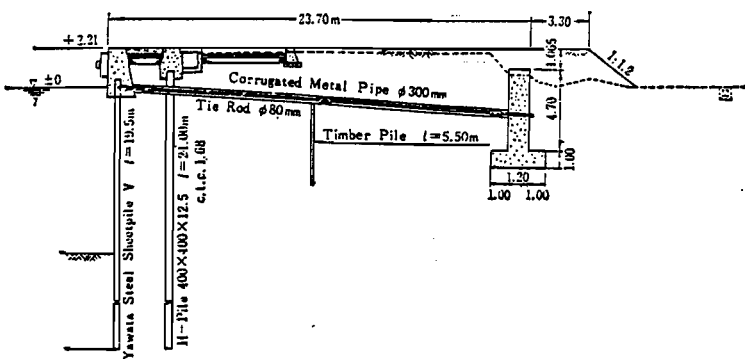
Cross Section of Sheetpile Bulkhead in Lighter's Wharf on the Left Bank of Tsusen River in Niigata Port

سپری مهار سگده توسط بلوک  
 بلوک مهار فقط نشست دارد  
 بعضی مهارها قطع سگده بود  
 تغییر شکل سپری



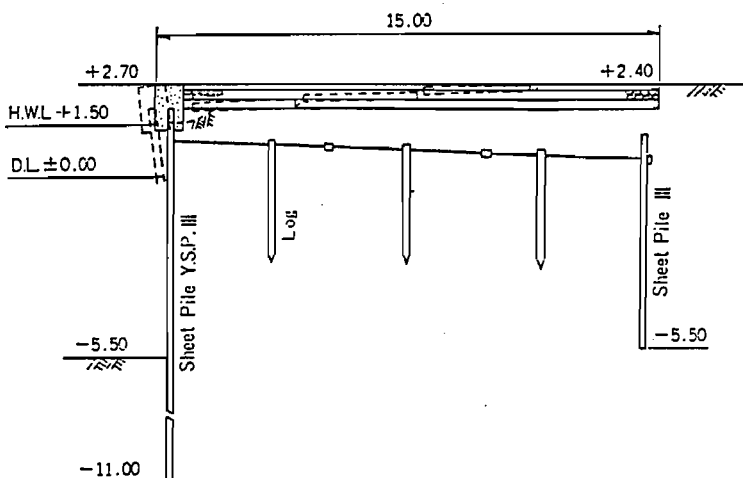
Cross Section of Sheetpile Bulkhead in Yamanoshita Revetment in Niigata Port

سپری مهار سگده توسط شمع  
 تخریب تیر پیشانی



Cross Section of Sheetpile Bulkhead in Yamanoshita Wharf in Niigata Port

یکسال قبل از زلزله ساخته سگده بود  
 $K_s = 0.12$  ضریب زلزله  
 خسارت شدید فقط کمی جایابی  
 خاک در نزدیکی بلوک مهار



Cross Section of Sheetpile Bulkhead in Konakano No 1 Quaywall in Hachinohe Port

سپری مهار سگده توسط شمعها  
 چرخشی 5° سپری  
 کورم به طرف دریا 60cm  
 ضعف مهارها  
 نشست و ترک

$$a_g = 0.26g$$



با توجه به اینکه اکثر سازه های دریایی دارای پریرود تنارب خلیگی کوچکی هستند (به دلیل فرم سازه و وزن و سختی) لذا اکثر آیین نامه های معتبر روش سبب استاتیکی را برای تحلیل در برابر زلزله لحاظ می نمایند. البته برای سکوهای اعطاف پذیر باید از تحلیل مناسب طینی یا دینامیکی استفاده نمود.

\* در روش سبب استاتیکی تحلیل زلزله، باید ضریب زلزله مشخص با سبب تا با ضرب در وزن سازه مقدار نیرو محاسبه شود و طبق یک قاعده عمومی فرض می شود بر مرکز ثقل سازه بطور افقی اثر می کند. اگر با انجام مطالعات لرزه خیزی مناسب و صحیح بتوان شتاب حداکثر زلزله را در محل تعیین نمود مقدار ضریب زلزله می تواند از رابطه زیر تعیین شود

$$K_s = \frac{1}{3} \left( \frac{a_{max}}{g} \right)^{1/3} \quad \text{اگر } a_{max} \geq 0.2g$$

$$K_s = \frac{a_{max}}{g} \quad \text{اگر } a_{max} < 0.2g$$

چنانچه به علت عدم انجام مطالعه زلزله سنجی مقدار حداکثر شتاب مشخص نشود (یا نبود) از رابطه آیین نامه راین به شرح زیر می توان استفاده نمود:

$$K_s = K_1 K_2 K_3$$

ضریب زلزله افقی

$K_1$  ضریب لرزه خیزی منطقه

$K_2$  ضریب شرایط خاک

$K_3$  ضریب اهمیت سازه

توجه شود مولفه قائم زلزله لحاظ نمی شود مگر در حالت استثنائی که با بررسی مراتب باید لحاظ شود.

\* بر اساس پهنه بندی ایران می توان ضریب لرزه خیزی راین (برای آیین نامه سازه های دریایی

سه منطقه وجود دارد) را به صورت زیر در نظر گرفت:

منطقه با خطر زیاد 0.15      با خطر سببی بالا 0.10      با خطر سببی کم (متوسط) 0.05

\* ضریب شرایط خاک بر اساس طبقه بندی زیر خواهد بود:  $K_2 =$

طبقه بندی خاک	نوع I	نوع II	نوع III
ضریب $K_2$	0.8	1.0	1.2

جدول صفر بعدی باشد.

فضامت نهشته در چهارم	خاک سنی	خاک ماسه یارسی	خاک گل
کمتر از ۵ متر	نوع I	نوع I	نوع II
بین ۵ متر و ۲۵ متر	نوع I	نوع II	نوع III
بیشتر از ۲۵ متر	نوع II	نوع III	نوع III

طبقه بندی خاک

\* ضریب اهمیت سازه بر اساس جدول زیر تعیین می شود  $K_3 =$

ضریب اهمیت	مشخصات سازه	طبقه بندی سازه
1.5	سازه ای که خصیصات ردیف ۱ تا ۳ از رده A در آن خیلی شافص باشد	رده ویژه
1.2	۱- اگر سازه در زلزله آسیب ببیند ، تعداد زیادی انسان و دارائی از بیمه برود ۲- سازه ای که بعد از زلزله دارای نقش مهم در سازندگی منطقه خواهد داشت ۳- سازه ای که با کارهای پرخطر و تجهیزات خطرناک سروکار داشته باشد و بیم آتش باشد که در اثر خرابی ، باعث تلفات جانی و مالی شود ۴- اگر سازه آسیب ببیند ، فعالیت های اقتصادی و اجتماعی منطقه به شدت تحت تأثیر قرار گیرد ۵- اگر سازه آسیب ببیند ، پیش بینی بازسازی آن خیلی مشکل باشد	رده A
1.0	سازه هایی به غیر از رده ویژه A و C	رده B
0.5	سازه های کوچک و آسانه برای ترمیم جزئی هایی که در رده ویژه و A قرار دارند	رده C

### پدیده روانگرایی

حضور سه عامل زلزله - آب - خاک دانه ای به معنی احتمال وقوع پدیده روانگرایی است ، روانگرایی ؛ ارتعاش زمین (زلزله) ← تراکم خاک دانه ای ← افزایش فشار آب منفذی ← کاهش تنش مؤثر خاک و مقاومت برشی ← وقوع روانگرایی

راه حل ؛ حذف یکی از سه عامل ، زلزله را که نمی شود حذف کرد پس یا باید آب را از طریق زهکشی حذف کرد یا خاک دانه ای را اصلاح نمود (تراکم) .

بر آوردن تپاسیل روانگرایی خاک بسیار مهم است. چند روش مؤثر وجود دارد که با توجه به دانه بندی خاک، عدد SPT و مقدار شتاب زلزله می توانه میزان تپاسیل و مستعد بودن خاک به روانگرایی را تعیین نمود.

جزئیات کامل این بحث در فصل ۴ از کتاب اصول مهندسی زلزله (برگی) ارائه شده است که با توضیحات فنی به ارزیابی کاربردی مساله می پردازد.

برای خاک های مستعد روانگرایی می توان آنها را اصلاح کرد و همینطور می توان خصوصیات خاک را تعدیل نمود.

برای انتخاب یک روش بهسازی، عوامل مختلفی باید مدنظر باشند نظیر:

- ۱- میزان استعداد زمین به روانگرایی
- ۲- اهمیت طرح
- ۳- مقیاس کار بهسازی
- ۴- هزینه بهسازی
- ۵- امکانات و تجهیزات لازم برای بهسازی

با توجه به عوامل اخیر، می توان روش بهسازی را به دو حالت (محلّی و ناحیه ای) دسته بندی نمود.

الف - روش های بهسازی محلّی برای کاهش احتمال وقوع روانگرایی منظور روش هایی است که به صورت محدود برای مناطق کم وسعت و ساختگاه های خاص مورد استفاده قرار می گیرند.

#### \* ۱- روش انفجار

برای انفجار در داخل گمانه ها، امواج فشاری ایجاد می شوند که مجبور آنها از مصالح سست و نرم باعث تراکم آنها می شود. برای وسعت زیاد نیز می شود استفاده کرد ولی برنامه ریزی دقیق زمانی و مکانی ضروری است.

اگر مواد انفجاری بیش از حد لازم در داخل گمانه ها قرار داده شود بر اثر انفجار احتمال بهم ریختگی بیشتر مصالح دانه ای بوجود می آید و نه تنها بهسازی نمی شود بلکه عدم تراکم بیشتر نیز می شود. گاهی برای عدم رعایت الگوی دقیق بهسازی انفجاری، خطر ایجاد روانگرایی مصنوعی بر اثر ایجاد امواج فشاری ناشی از انفجار بوجود می آید. خطر مواد منفجره خود از معایب روش است.

#### \* ۲- روش زهکنی

اگر تراز ایستایی به هر روشی پایه بیاید، حالت اسباج در مصالح سست و نرم از بیه می رود

و در نتیجه خطر روانگرایی کاهش می یابد. تعبیه یک سیستم زهکشی می تواند مؤثر واقع شود. این سیستم زهکشی می تواند یک لایه از جنس مصالح درشت دانه و یا یک شبکه لوله ای برای تخلیه آب در زیر سطح زمین باشد.

اگر چه باروش زهکشی می توان خطر روانگرایی را کاهش داد ولی مساله نشست سازه در اثر زلزله وجود خواهد داشت. دلیل این امر جابه جایی ذرات و تراکم آنها بر اثر ارتعاشات ناشی از زلزله است. در ضمن ایجاد (ضرب و راه اندازی) سیستم های زهکشی در حلی موارد کاری دشوار است.

### \* ۳- روش انجماد

اگر اهمیت طرح خیلی زیاد باشد و خطر روانگرایی بالا باشد می تواند برای کاهش خطر از روش انجماد استفاده کرد. جهت این امر باید تراز سطح آب زیر زمینی به اندازه کافی بالا باشد. بر اثر انجماد نه تنها خطر روانگرایی کاهش می یابد بلکه مقاومت برشی و سستی خاک نیز تا حد زیادی افزایش می یابد. اساس روش انجماد معمولاً تعبیه سیستم لوله ای در داخل خاک و عبور مایع کفنده در آن می باشد. جهت انجماد سریع می توان از نیتروژن یا دی اکسید کربن مایع استفاده نمود.

مهمترین عیب این روش پیچیدگی و هزینه بالای اجرا و نگهداری سیستم منجمد کننده است. همچنین این روش در محدوده های خیلی کوچک قابل اجراست و به همین منظور از آن تنها برای حفاظت از ساختمان های راکتور ها و تأسیسات حیاتی استفاده می نمایند.

### \* ۴- خاکبرداری

اگر در یک ناحیه وجود عدسی های کوچک ماسه ای یا سیلتی اسباج سکه و مستعد روانگرایی به اثبات رسیده باشد می تواند با خاکبرداری، احتمال وقوع روانگرایی را تا حد زیادی کاهش داد. برای این امر مصالح مستعد روانگرایی با مصالح مناسب جایگزین می شوند. اگر وسعت لایه ها زیاد باشد، محدودیت اجرا بوجود می آید. در ضمن اگر عدسی ها مستعد برای روانگرایی در زیر لایه های دیگر باشند، انعکاس خاکبرداری آنها منتفی است.

ب- روش های بهسازی ناحیه ای برای کاهش خطر روانگرایی

اگر مساحت ناحیه مورد نظر زیاد باشد، کارایی روش های محلی کاهش می یابد و باید از روش های خاص مناسب دیگر استفاده نمود.

### \* ۱- روش تراکم ارتعاشی

یکی از بهترین روش های که می تواند از آن جهت بهسازی یک ناحیه نسبتاً وسیع استفاده نمود روش تراکم ارتعاشی می باشد. در این روش بر اثر ارتعاش یک دستگاه مکانیکی، دانه های خاک

حرکت کرده و تراکم تری شوند و فضای خالی بر اثر این تراکم توسط مصالح مناسب پری شود.  
 جهت ایجاد ارتعاش از یک سیستم مکانیکی استناد داده می شود که با فشار آب تا عمق مورد نظر یا سینی  
 پرده می شود. محک در فشار آب از یک سو و ارتعاشات دستگاه از سوی دیگر باعث تراکم بییه  
 دانه ها در حینه پیشروی دستگاه به سمت پایینه می شود. اگر داخل فضای حفاری شده با این  
 روش توسط مصالح سنگی پر شود حالتی از بهسازی به وجود می آید که به آن ستون سنگی می گویند.  
 در این روش بجای حفاری تا عمق مورد نظر، دستگاه ارتعاشی بیرون آورده می شود و داخل فضای  
 حفاری شده قطعات سنگ ریخته می شود. سپس دستگاه ارتعاشی به داخل مصالح فرو برده می شود  
 و بر اثر ارتعاشات آن قطعات سنگی به داخل مصالح دیواره و کف چاه حفاری سوه رانده می شوند  
 و به این ترتیب بهسازی انجام می شود. روش بهسازی ستون سنگی یکی از مناسب ترین روش ها  
 جهت کاهش احتمال روانگرایی در یک ناحیه است. بر اثر پرسی های عمیق قبلی، کار این این  
 روش اثبات شده است.

\* ۲- روش تحکیم دینامیکی

پرتاب وزنه های سنگی از فاصله مشخص بر روی سطح زمین از روش های بهسازی بشمار می رود. در این  
 روش دقت زیادی لازم است زیرا پرتاب وزنه های خیلی سنگین از فاصله زیاد در بیلری مورد ایجاد  
 روانگرایی ناخواسته می کند. معمولاً جهت انجام یک عملیات بهسازی متوسط در مقابل خطر روانگرایی  
 از وزنه های حدود ۱۲ تنه که از ارتفاع حدود ۱۲ متر پرتاب می شوند، استفاده می نمایند. این کار  
 در یک شبکه با فاصله نقاط حدود ۲ تا ۳ متر صورت می پذیرد.

\* ۳- روش تریوی

تریوی تراکمی و تریوی روانه ای از جمله دیگر روش های کاهش احتمال روانگرایی هستند. در تریوی  
 تراکمی از یک دوغاب نسبتاً غلیظ که میزان وارفتگی آن کمتر از ۲۵ میلی متر باشد استفاده  
 می کنند. این دوغاب با فشار از طریق گمانه هایی که به همین منظور حفر شده اند به داخل  
 فضای بییه ذرات ماسه تریوی می گردد. بر اثر این فشار، ذرات جابجایی یافته و حالت  
 تراکم تریوی پیدا می کنند.

در روش تریوی روانه ای یک دوغاب رقیق به داخل فضای بییه دانه های سست سیلت و ماسه تریوی می شود  
 بدوله آنکه ذرات خاک را جابجایی نماید. این دوغاب باعث اتصال ذرات سست ماسه و سیلت به یکدیگر می شود  
 به این ترتیب امکان ایجاد روانگرایی تا حدود زیادی کاهش پیدا می کند. از معایب روش تریوی  
 می توان به هم نخفتگی و خرد شدگی ذرات بر اثر عدم کنترل دقیق فشار تریوی و همچنین هزینه زیاد آن اشاره نمود.

## تعدیل پارامترهای طراحی خاک مستعد روانگرایی (روش اداره راه آمریکا)

با توجه به محدود و وسیع تماس سازه‌های دریایی با خاک، چنانچه خاک مستعد روانگرایی باشد و روش اصلاح خاک به صرفه نباشد می‌توان پارامترهای طراحی خاک را که در آزمایشگاه برین حالت عمادی تعیین می‌گردد، تعدیل نمود.

جهت تعدیل خواص طراحی خاک، ابتدا باید نیروی دینامیکی احتمالی بر خاک در اثر حرکت زلزله و مقاومت خاک در مقابل آن و در نهایت ضریب مقاومت به روانگرایی را تعیین نمود.

الف - مقدار نیروی دینامیکی احتمالی بر خاک در اثر زلزله

$$F = \frac{3}{4} K_s (1 - 0.015Z) [\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (Z - h_w)]$$

که در آن  $K_s$  ضریب زلزله (مبتلاً روش تعیین آن ارائه شده است)

$h_w$  عمق از سطح زمین تا تراز سطح آب زیرزمینی

$Z$  عمق خاک در محل مورد نظر از سطح زمین

$\gamma_{t1}$  و  $\gamma_{t2}$  وزن واحد حجم خاک در ناحیه بالا و پایین سطح آب زیرزمینی

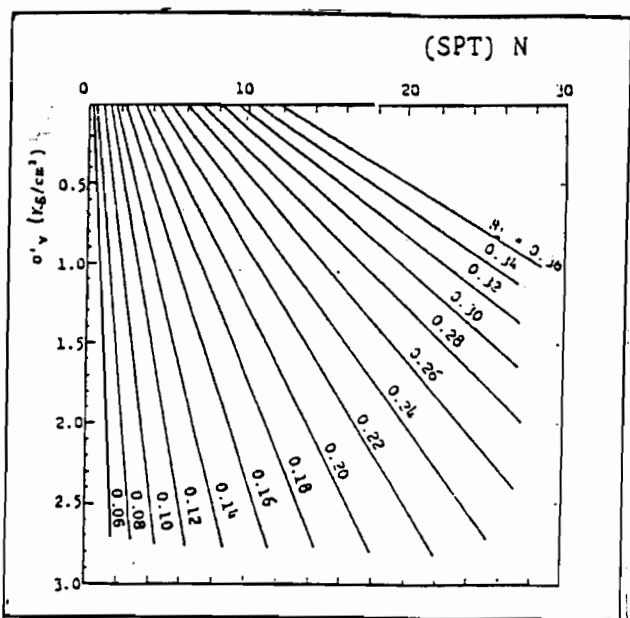
ب - مقدار نیروی مقاومت در برابر نیروی دینامیکی خاک

$$R = (R_1 + R_2) [\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (Z - h_w)]$$

$\gamma_{t2}$  وزن مخصوص مخلوطه وری خاک

$R_1$  ضریبی که به عدد SPT و تنش متوتر استاتیکی  $\sigma_v$  بستگی دارد و مقدار آن از شکل یا

جدول زیر قابل حصول است.



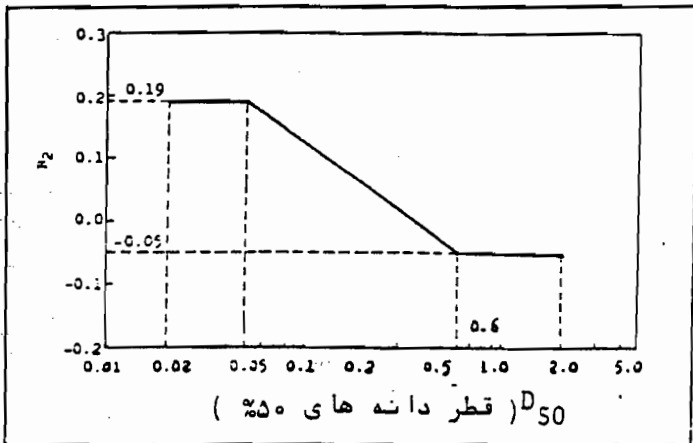
نمودار جهت تعیین مقدار  $R_1$

جدول تعیین مقدار  $R_1$

$\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N						
	2	4	6	8	10	15	20
0.2	0.14	0.19	0.23	0.26	0.29	0.36	
0.4	0.12	0.17	0.21	0.24	0.26	0.32	
0.6	0.11	0.16	0.20	0.22	0.25	0.30	0.35
0.8	0.10	0.15	0.18	0.21	0.23	0.28	0.32
1.0	0.10	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26	0.30
1.2	0.09	0.13	0.16	0.18	0.20	0.25	0.28
1.4	0.09	0.12	0.15	0.17	0.19	0.24	0.27
1.6	0.08	0.12	0.15	0.17	0.19	0.23	0.26
1.8	0.08	0.11	0.14	0.16	0.18	0.22	0.25
2.0	0.08	0.11	0.13	0.15	0.17	0.21	0.24



$R_2$  ضریبی که به قطر دانه خاک  $D_{50}$  بستگی دارد و از جدول یا شکل زیر قابل حصول است.



$D_{50}$	$R_2$
0.02	0.19
0.05	0.191
0.1	0.123
0.2	0.056
0.3	0.017
0.4	-0.011
0.5	-0.032
0.6	-0.05
1.0	-0.05
2.0	-0.05

- جدول تعیین مقدار  $R_2$

نمودار جهت تعیین مقدار  $R_2$

مجموع مقدار  $(R_1 + R_2)$  را می‌توان از روابط زیر بدست آورد:

$$R_1 + R_2 = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.19 & 0.02 \leq D_{50} \leq 0.05 \text{ mm} \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log \frac{0.35}{D_{50}} & 0.05 < D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 & 0.6 < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm} \end{cases}$$

ضریب معاومت به روانگرایی  $F_L$  از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_L = \frac{R}{F}$$

ضریب تعدیل خواص مکانیکی خاک از جدول زیر بدست می‌آید:

$F_L$	$Z$ (متر) عمق	ضریب تعدیل $D_E$
$F_L \leq 0.6$	$Z \leq 10$	0
	$10 < Z \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$Z \leq 10$	1/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$Z < 10$	2/3
	$10 < Z \leq 20$	1
$1.0 < F_L$	-	1

## ارزیابی ظرفیت باربری خاک ها در حین وقوع زلزله

معمولاً کلی هنوز رابطه ای برای تعیین ظرفیت باربری خاک در حین وقوع زلزله پیشنهاد نشده است و روش رایج آنه است که با در نظر گرفتن زلزله بصورت یک نیروی افقی و لنگر اعمالی ظرفیت باربری خاک را تعیین می نمایند. اثر لنگر بصورت بار با خروج از مرکز و اثر نیروی افقی به صورت بار مایل در روابط در نظر گرفته می شود. ظرفیت فوق به روش مایروف Meyerhof است.

الف - ظرفیت باربری خاک های ماسه ای به روش مایروف

$$q_{av} = \frac{1}{F} \left[ \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \gamma_2 D N_q d_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{\gamma_1}{2} B N_y d_y \right] + \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \gamma_2 D$$

$q_{av}$  مولفه قائم ظرفیت باربری مجاز خاک - F ضریب اطمینان که حداقل آنه برای زلزله 1.5 می باشد

B عرض می - e خروج از مرکز بار -  $\alpha$  زاویه منتجب با بار قائم - D عمق مدفون شدن می -

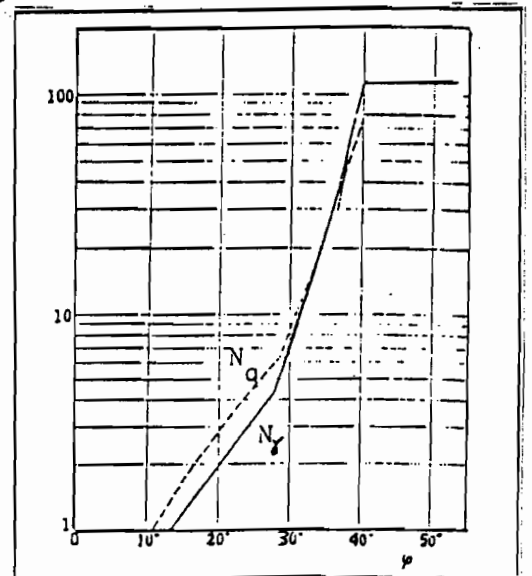
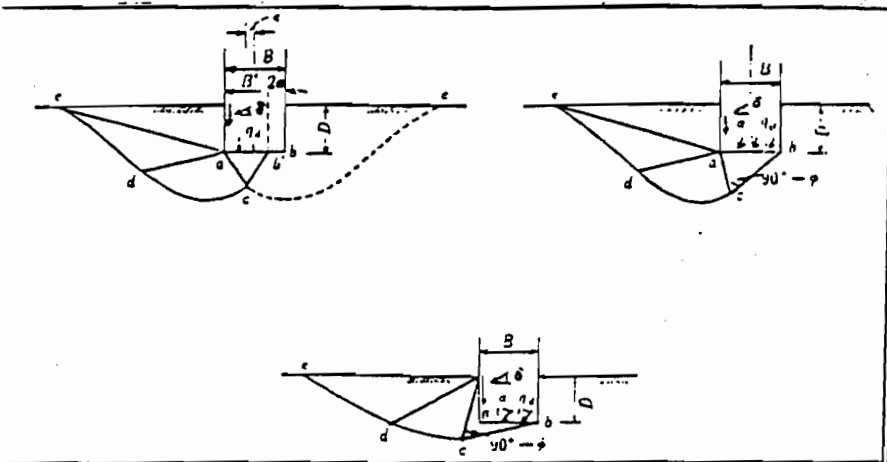
$\phi$  زاویه اصطکاک داخلی -  $\gamma_1$  و  $\gamma_2$  وزن مخصوص خاک در زیر و بالای کف می

$N_q$  و  $N_y$  ضرایب ظرفیت باربری (طبق شکل) -  $d_q$  و  $d_y$  ضرایب تصحیح اثر مدفون شدن می

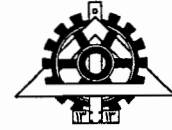
برای  $\frac{D}{B} \leq 1.0$  ←  $d_q = 1 + 0.2 \left(\frac{D}{B}\right)$  و  $d_y = 1 + 0.6 \left(\frac{D}{B}\right)$

ب - ظرفیت باربری خاک هایرسی به روش مایروف

c چسبندگی خاک است.  $q_{av} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \left[ \frac{5.14}{F} c + \gamma_2 D \right]$



یک مساله مهم دیگر در مورد اثر زلزله در سازه های دریایی، رانش خاک است که در بخش طراحی اسکله های سیمی بطور کامل ملاحظه شد.



دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

تحلیل ریسک زلزله و زلزله طرح  
(کاربرد)

مهندسی زلزله

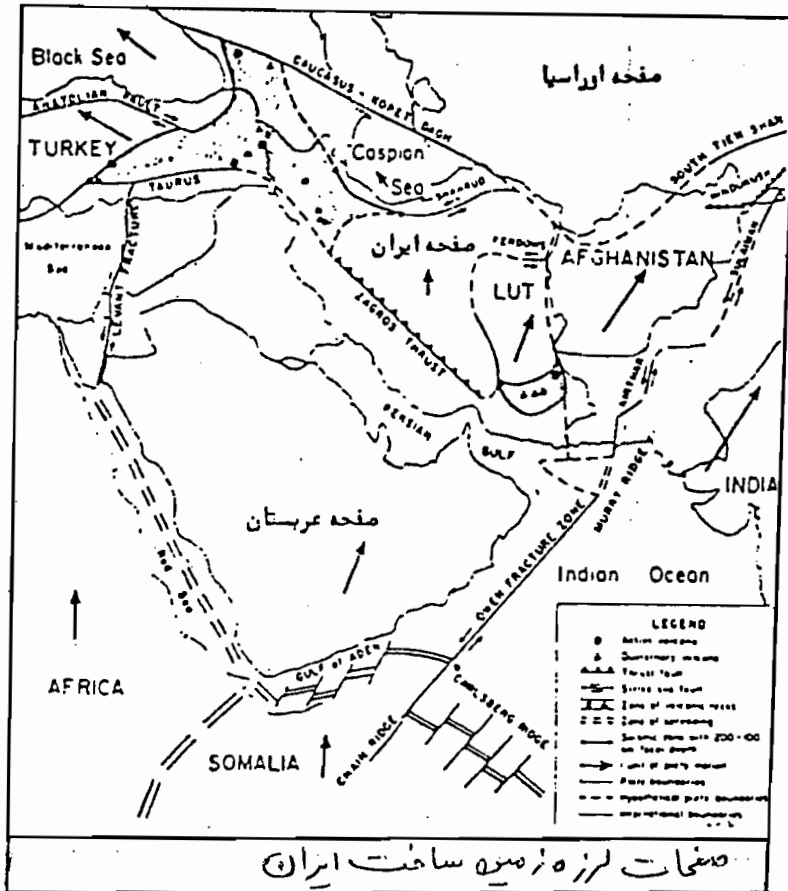
دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## تحلیل ریسک زلزله و زلزله طرح

پس از طراحی هر سازه مهم به منظور حفظ و پایداری و مداوم بهره برداری از آن در طول عمر مفید تعیین شده برای آن، مطالعات مربوط به لرزه خیزی در مناطقی که از نظر لرزه خیزی فعال می باشند، کاملاً ضروری است.

بنابراین در بررسی های زمین لرزه در محل سایت یک سازه مهم، باید شناخت ویژگی های زمین از جمله فعالیت لرزه خیزی را مورد توجه قرار داد و از آخرین روش های کاربردی به منظور برآورد پارامترهای طراحی بهره برد.

زمین ساخت فلات ایران، پوسته ای است پس خورده و شکسته شده که تحت اثر نیروی فشاری و غیره پوسته قاره ای (صفحه اوراسیا در شمال و صفحه عربستان در جنوب) قرار گرفته است.



عمولاً همه گسل ها موجب زمین لرزه نمی شوند و در این بین، گسل های پویا بویژه گسل های کواترنری (دوران چهارم زمین شناسی) بخاطر اهمیتی که دارند مورد توجه می باشند. بنابراین لازم است که در بررسی های لرزه خیزی و خطر زمین لرزه به منظور ارزیابی وضعیت لرزه خیزی محل یک سازه مهم حتی در مناطقی که وقوع زلزله های تاریخی در آن به ثبت نرسیده است، تحلیلی از زمینه شناسی ساختمانی و لرزه زمینی ساخت منطقه صورت گیرد.

بدیهی است پس از مشخص نمودن محلیه منشأ های لرزه را در گستره هر طرح، می توان نرخ  
لرزه زایی هر یک از آنها را بر آورد نمود.

بررسی آماری سوابق لرزه خیزی و محاسبات مربوط به رابطه بین تعداد و بزرگی لرزه ها و بر آورد  
پارامترهای فعالیت زمین بر اساس بررسی های احتمالاتی Probabilistic و تحلیلی نسبت قطعی  
Deterministic باید به دقت انجام پذیرد.

بر اساس نظرات صاحب نظران اهل فن، کره زمین از هست ورق زمین ساخت اصلی و تعدادی  
صفحات زمین ساختی سرخی تشکیل شده است. پیرامون این صفحات به نوارهای لرزه خیزی  
اصلی مشهور هستند. در این بین می توان از محل برخورد دو ورق زمین ساخت اوراسیا و  
آفریقا که به نام نوار زلزله های آلی معروف بوده و در امتداد کره های آلپ تا کره های همالیا  
امتداد دارند نام برد.

در طول دوران اول زمین شناسی، ایران قسمت شمال خاوری ورق گستره عربستان را که از صفحه  
اوراسیا جدا می شده، تشکیل می داده است و در اوایل تریاس یا حتی اواخر پرمین، ایران بوسیله  
گسلی از عربستان جدا شده است.

از اواسط تا اواخر دوران تریاس، ثبات تکتونیکی در ایران مرکزی به پایان رسیده است،  
اما اکثر تغییر شکل ها با گسلش و ایجاد گودا و امتدادگی هایی همراه بوده است و زمین لرزه ها عمدتاً  
در امتداد این گسل ها متمرکز یافته اند.

بررسی های انجام شده توسط محققان ایرانی و خارجی در ایران نشان می دهد که بیشتر لرزه خیزی  
فلات ایران در اثر جنبش دوباره گسله های موجود صورت می گیرد و با توجه به لرزه خیزی شدید در  
ایران و ادامه کوهزایی در گستره زاگرس به نظر می رسد که این مرحله از کوهزایی هنوز در ایران ادامه  
دارد.

بازسازی های تکتونیکی ورقه ای گواهی آن است که منطقه ایران مرکزی به شدت قطعه قطعه شده  
است و ضربه تحمل حرکت های همگرایی دو یا چند صفحه بزرگ (مانند عربستان و اوراسیا) از اطراف  
نیز بوسیله صفحات دیگری چون افغانستان و هندوستان به تله افتاده و نمی تواند به آزادی به سمت  
خاور یا باختر و در امتداد گسل های لغزشی حرکت نماید. در این حالت پوسته ناگزیر به تغییر شکل در  
امتداد گسل های بسیاری می یابد.

با توجه به داده های زمین لرزه ای سده بیستم در فلات ایران، مرکز مشخصی در امتداد شمال باختری - جنوب خاوری  
می توان ملاحظه کرد که همان زون گسلی زاگرس بین صفحات عربستان و ایران می باشد که سکیده فعال است.

بنابراین کشور ایران در برگیرنده بخشی از یک نوار لرزه خیزی باشد که در نود تا صد سال گذشته بطور متوسط هر سال یک زمین لرزه با بزرگی بیش از شش ریشتر در آن رخ داده است. در همین مدت، در حدود ده مرتبه زمین لرزه هایی با بزرگی هفت ریشتر و بیش از آنه بوقوع پیوسته است.

\* از آنچه گفته شد نتیجه می گردد که مطالعات مربوط به فعالیت زمین در یک چنین فلاتی قبل از طراحی یک سازه مهم یا حتی سبتاً مهم، ضروری و از اهمیت ویژه ای برخوردار است، برای اساس، بررسی های مربوط به مهندسی زمین لرزه باید بر مبنای فعالیت های لرزه خیزی صورت پذیرد و آفرین روش ها و استانداردها بکار گرفته شود.

### داده های لرزه ای

جهت تعیین دوره بازگشت بزرگی زمین لرزه در یک منطقه، دانستن سابقه لرزه خیزی آن منطقه ضروری است. سابقه لرزه خیزی در این برآورد شامل بزرگی زمین لرزه های بوقوع پیوسته و مرکز سطحی آنها می باشد.

بدیهی است هر چه داده های لرزه ای گسترده تر در مطالعه کاملتر باشد، با دقت بیشتری می توان لرزه خیزی آن را برآورد نمود.

داده های لرزه ای در ایران به سه دسته قابل تقسیم می باشد:

دسته اول شامل زلزله های تاریخی قبل از سده بیستم میلادی می باشد. این داده ها بر اساس کتیبه ها و نوشته های قدیمی، جمع آوری و سپس توسط زمین لرزه های دستگاهی کالیبره می شوند و معمولاً با خطای قابل توجهی همراه هستند و معمولاً از آنها در آنالیز خطر زمین لرزه استفاده نمی شود.

برفانال برای زلزله های تاریخی که بصورت شرح کیفی هستند می توان شدت تقریبی آنها را بر اساس مقیاس شدت زلزله (مثلاً مرکالی اصلاح شده MM) تخمین زد و سپس بر سبیل رابطه تجربی بین شدت I و بزرگی M، مقدار بزرگی آنها را ارزیابی نمود؛ مثلاً:

$$M = 0.55 I + 2.2 \log R - 1.14 \quad (R \text{ فاصله از گسل در km})$$

$$M = 1.07 + 0.6 I. \quad (I \text{ شدت در مرکز زلزله در mm})$$

$$I = I_0 + 6.483 - 0.00121 R - 4.96 \log (R + 20)$$

I شدت زلزله در فاصله R از گسل (km).

دسته دوم زمین لرزه های دستگاهی قبل از استقرار شبکه لرزه نگاری جهانی در سال ۱۹۶۳ می باشد که فضای کمتری نسبت به دسته اول دارد و البته بصیرت موردی بوده و تا اندازه

دسته سوم زمین لرزه های دستگاهی بعد از استقرار شبکه لرزه نگاری جهانی است. دقت این زلزله ها نسبت به دو دسته قبلی بیشتری باشد.

بر اساس مطالعات Kigko در سال ۱۹۹۰، بطور کلی در بهترین حالت بزرگی زمین لرزه با دقت از ۰ و برای زلزله های قدیمی تر با دقت حدود ۰/۲۵ و بزرگی زمین لرزه های قبلی قدیمی با دقت حدود ۰/۵ واحد گزارش شده است.

### روش های ارزیابی خطر زلزله

همانطوریکه در ابتدا اشاره شد، ارزیابی خطر زلزله و برآورد پارامترهای جنبشی زمین در طول عمر مفید سازه های مهندسی یکی از نیازهای اصلی طراحی آنها می باشد.

با توجه به سطح کنونی دانش سئری و پیچیدگی تکنیزم وقوع زلزله ها، در حال حاضر امکان برآورد دقیق زمان و مکان زمین لرزه ها وجود ندارد. با این وجود روش های موجود، طراحی این سازه ها را در برابر زلزله تا میسر کند.

در سئوه متداول ارزیابی خطر لرزه زمین از دو روش آماری و تحلیلی استفاده می شود.

در روش آماری بر اساس تاریخچه لرزه خیزی و داده های لرزه ای موجود از منطقه و با استفاده از توابع توزیع احتمالی مختلف، بزرگی و شتاب زلزله احتمالی در طول عمر مفید پروژه با درصد ریسک مناسب برآورد می گردد. بدین است این روش در شرایطی که آمار کافی از زمین لرزه ها وجود داشته باشد، مناسب است.

روش تحلیلی بر اساس برآورد توان لرزه زایی گسل های فعال و لرزه خیز در منطقه مورد مطالعه، می باشد. نتایج روش تحلیلی معمولاً محافظه کارانه است.

نتیجه گیری غالباً بر اساس شرایط کلتوریک و تاریخچه لرزه خیزی و از ترکیب نتایج روش های آماری و تحلیلی انجام می پذیرد.

\* در پروژه های خیلی مهم می توان علاوه بر دو روش متعارف فوق، از روش سرچشمه های لرزه را نیز برای برآورد خطر زلزله استفاده نمود که بر اساس مدل خاص لرزه زایی در محل و استفاده از توابع توزیع مناسب در روابط میرایی و درجه برگشت است که خارج از حوصله این مجموعه می باشد.

## روش تحلیلی برای ارزیابی خطر زلزله

در این روش، منطقه ای در اطراف محل پروژه به شعاع معینی در نظر گرفته می شود و گسل های اصلی منطقه شناسائی شده و توان لرزه زایی آنها برآورد می گردد. شعاع منطقه با توجه به سابقه لرزه خیزی و اهمیت پروژه خواهد بود. برای سدهای مهم معمولاً شعاع ۲۰۰ کیلومتری و برای سیزونگاه های هسته ای تا ۵۰۰ کیلومتر در نظر گرفته می شود. در هر حال شعاع در حدود ۱۰۰ تا ۱۵۰ کیلومتر رایج است.

در این روش پس از شناسایی کلیه گسل های گسترده طرح، یک توان لرزه زایی به تک تک آنها منتسب می گردد. تجربه نشان داده است که توان لرزه زایی گسل های فعال تابعی از طول گسل ایجاد شده در هر زمینه لرزه است.

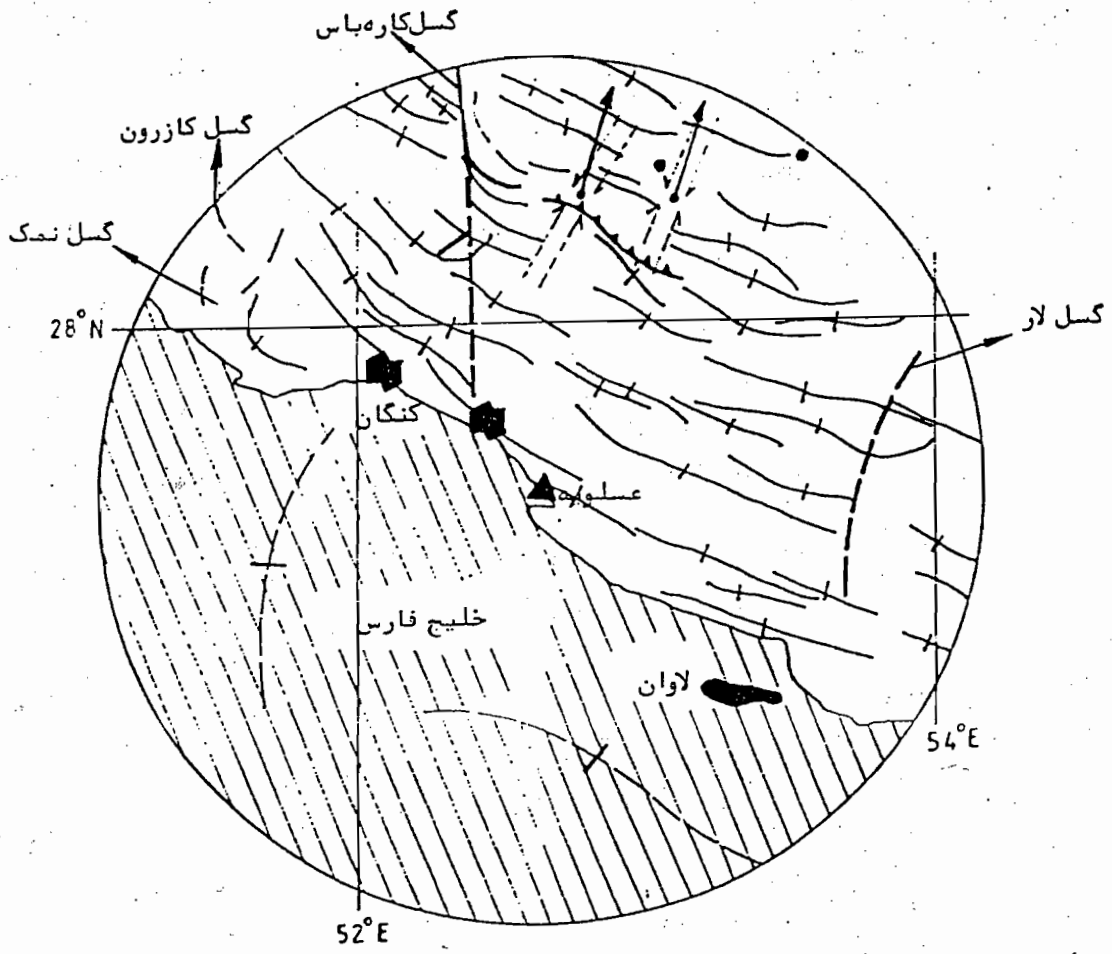
انتساب توان لرزه زایی به گسل ها در ایران بر پایه مطالعات آماری محققین مختلف قرار دارد. بدین صورت که نخست آماری از زلزله های روی داده در ایران و یا سراسر کره زمین که در پیرونی با گسل زلزله های شناخته شده بوده اند، گردآوری شده و سپس در هر مورد، همبستگی بین بزرگترین زلزله و طول گسل فعال بدست می آید. حاصل این مطالعات روابط تجربی است که به کمک آنها می توان توان لرزه زایی گسل ها را با طول گسل مرتبط ساخت. اختلاف روابط تجربی گوناگون به دلیل تفاوت فابل های اطلاعاتی آماری بکار گرفته شده توسط محققین مختلف است:

۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
$M_s = \log L + 5.4$	$M_s = 1.5 \log L + 5.34$	$M_s = \log L + 5.7$	$M_s = 1.429 \log L + 4.599$	$M_s = 1.404 + 1.169 \log L$	$M_s = 2.021 + 1.141 \log L$	$M_s = 0.809 + 1.341 \log L$	$M_s = 1.259 + 1.244 \log L$		
				مهاجر اشجعی و نوروزی ۱۹۷۸ (ایران)					
				$M_s > 6.5$ Housner					
				$5 < M_s < 8$ Techer					
				Melville & Ambroseys (خاورمیانه) ۱۹۸۲					

۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
$M_s = 1.404 + 1.169 \log L$	$M_s = 2.021 + 1.141 \log L$	$M_s = 0.809 + 1.341 \log L$	$M_s = 1.259 + 1.244 \log L$						
				گسل لغزشی   Stiemmons					
				گسل معکوس   ۱۹۸۲					
				گسل نرمال   زلزله های جهان					
				نوروزی ۱۹۸۵ (ایران)					

به منظور برآورد توان لرزه خیزی هر گسل، ناچاراً باید بخشی از طول آن را فعال فرض نماییم. در این رابطه اکثر محققان فرض می کنند حداکثر ۵۰ درصد از طول یک گسل ممکن است به هنگام زلزله بجا بیاید (یا در گذشته بجا بوده باشد).





۱۰۰ کیلومتر

\* نقشه سائزموکتونیکي محدوده مورد مطالعه (به شعاع ۱۵۰ کیلومتر)

—————	گسل کواترنری	▲	جهت ماکزیمم کوتاه شدگی افقی
- - - - -	ادامه احتمال گسل	■	محل کانون زلزله های مخرب تاریخی
~~~~~	گسل معکوس	▲	محل طرح
~~~~~	محورطاقدیس مدفون	●	شهرها
~~~~~	مولفه افقی محورهای فشارش		
~~~~~	مولفه افقی بردار لغزش		

پس از برآورد توان لرزه زایی گسل ها ( یعنی عصبه بزرگی هر گسل با توجه به طول آن و روابط تجربی ) ، بزرگترین زمین لرزه هایی را که ممکن است با فرض احتمال یکسان روی داد در هر نقطه از درازای یک گسل روی دهد به صورت محافظه کارانه در نزدیک ترین فاصله گسل تا محل پروژه ، در نظر گرفته و سپس با استفاده از چندی رابطه میرایی یا کاهش Attenuation  $a = f(M, R)$  شتاب و  $M$  بزرگی و  $R$  فاصله از گسل ، و تقابله نتایج آنها بر اساس تفاوت مهندسی ، پارامترهای جنبش نیرومند زمین در ساختمان (محل پروژه) برآورد می گردند.

در حال حاضر به دلیل فقدان روابط مناسب جهت تخمین های مختلف پرسته ایران ، در روش های متداول آنالیز خطر زلزله از روابط کاهشگی پرست آمده از آمار و اطلاعات سایر نقاط جهان استفاده می گردد.

\* توجه شود که روابط کاهشگی بر اساس آمار موجود یک منطقه از زلزله ها ( شتاب ، فاصله و بزرگی) پرست می آید و روابط موجود حاصل بررسی این آمار از زلزله های واقعی و در برخی موارد از آمار انبجارات همای درون زمین می باشد.

$a = 1080 e^{0.5M} / (R + 25)^{1.32}$	Donovan (a بر حسب $\frac{cm}{s^2}$ - R بر حسب km)
$a = 1.01 e^{0.5M} (R + 25)^{-1.32} \times 100$	(a بر حسب g شتاب نقل)
$a = 5600 e^{0.8M} / (R + 40)^2$	Esteva (a بر حسب $\frac{cm}{s^2}$ - R بر حسب km)
$a = 2164 e^{0.7M} (R + 20)^{-1.8}$	Maropoulos (a بر حسب $\frac{cm}{s^2}$ - R بر حسب km)
$\log a = 2.04 + 0.35M - 1.6 \log R$	Seed (a بر حسب $\frac{cm}{s^2}$ - R بر حسب km)

\* در روابط بالا  $M$  بزرگی بر اساس امواج سطحی است  $M_s$

\* در کتاب اصول مهندسی زلزله ( خسروپرگی) ده ها رابطه کاهشگی و روابط تجربی دیگر در مورد پارامترهای زلزله وجود دارد که می توان به آن رجوع نمود.

\* همانطوریکه قبلاً اشاره شد ، روش تحلیلی برآورد خطر زلزله در یک محل ، نسبتاً محافظه کارانه است زیرا روح حاکم بر روش ، تخمین حداکثر لرزه زایی گسل ها و طبیعتاً حداکثر پارامترهای مربوط به جنبش زمین خواهد بود در صورتیکه ممکن است این مقادیر حداکثر ، هرگز در طول عمر مفید سازه ، بوجود نیایند . در حقیقت نتیجه روش تحلیلی ، عبارت از برآورد حداکثر پتانسیل لرزه خیزی محل می باشد که ممکن است در عمل برای سازه پیش نیاید .

دو روش کلی وجود دارد: روش آماری کمترین مربعات - روش برآوردی مقادیر بیشینه

روش آماری کمترین مربعات Less square

پارامتر مهم در برآورد زمینلرزه، تخمین دوره‌های بازگشت زلزله با بزرگی مختلف است.

معادله عمومی دوره برگشت زلزله  $N(M) = f(M, t)$

$N(M)$  تعداد زلزله با بزرگی  $M$  یا بیشتر در یک دوره زمانی  $t$  ساله.

ساده ترین فرم معادله، مانوک بزرگی گونبرگ - ریشتر است: ۱۹۵۸

رابطه بزرگی - فراوانی  $N = a - bM_s$   $\text{عما} \text{ ①}$

ابتدا مجموعه‌ای از اطلاعات آماری زلزله‌های روی داده در سده بیستم در پیرامون ساختگاه (سایت) مورد نظر از مراکز لرزه نگاری مختلف در سراسر جهان گردآوری می‌شود. سپس ضرایب رابطه گونبرگ - ریشتر تعیین و با استفاده از توزیع‌های آماری گوناگون می‌توان دوره بازگشت یا عدم احتمال رویداد زمینلرزه را به تفکیک بزرگی آنها تعیین نمود. در نهایت پارامترهای درخت زلزله با استفاده از روابط مهندسی پوست می‌آید.

مراجع ارائه کننده پارامترهای اولیه زلزله در دنیا:

BCIS : Burea centre int. Seis. STRASBOURG

BS : British asso. adv. Sci. & Seis. Comittee.

ISC : International Seismological centre

ISS : Summary

(US) CGS : USA coast & Geodetic survey

(US) ERL : USA Environment research Labratory.

کتاب زلزله‌های ایران ← Ambroseys

رابطه دیگر بینه بزرگی - فراوانی  $\text{عما} \text{ ②}$   
 $\text{Log} N = \alpha - \beta M - \gamma M^2$   
 (کرنل ۱۹۶۸)

باید برای یک دوره تعیین آماری، جدول  $N$  (فرکانس - تکرار) و  $M$  تنظیم شود. دوره دستگاهی - دوره قبل از دستگاه  
 $M \leftarrow I$

بر اساس آمار زلزله در محل جدول N و M تنظیم می شود ...  
 البتة در یک دوره زمانی t مثلاً ۱۹۶۰-۱۹۹۰ (۵۰ ساله)

$$\log N = y \quad , \quad -M = x \quad , \quad \log N = a - bM \Rightarrow y = a + bx$$

$$a = \frac{\sum x^2 \sum y - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad , \quad b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$r = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{\sqrt{[n \sum x^2 - (\sum x)^2][n \sum y^2 - (\sum y)^2]}}$$

n تعداد آمار و r ضریب همبستگی

$$r \geq 0.85 \rightarrow OK.$$

بنابراین ضرایب ثابت a و b با استفاده از روش آماری کوچکترین مربعات صورت فوق بدست می آید.

چنانچه از نظر آماری N تعداد مجموعی زلزله ها در یک دوره زمانی t باشد و  $T_R$  دوره برگشت پدیده در نظر گرفته شود، رابطه گوتنبرگ - ریشتر صورت زیر نوشته می شود:

$$M_s = \left( \log \frac{T_R}{t} + a \right) / b$$

برای مثال اگر در یک محل بر اساس آمار یک دوره ۴۰ ساله ضرایب  $a = 4.78$  و  $b = 0.66$  باشد از رابطه بالا می توان بزرگی زلزله ها را برای دوره بازگشت مختلف به شرح زیر داشته باشیم:

دوره بازگشت (سال)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۲۵
$M_s$ بزرگی	۶,۳۳	۶,۷۸	۷,۰۵	۷,۲۴	۷,۳۸	۷,۶۵	۷,۸۴	۷,۹۹

همانند ریکه ملاحظه شد در روش آماری بر اساس کمترین مربعات، می توان برای دوره برگشت های مختلف، مقدار بزرگی مربوط را تخمین زد.

چون در محل برای طراحی، سطوح مختلف زلزله تعریف می شود و در ضمن عمر مفید سازه نیز در این حالت اثرگذار می باشد، لذا در ادامه فلسفه طراحی بر اساس ریسک برای پدیده تصادفی و رابطه ریسک و دوره برگشت و همچنین سطوح مختلف طراحی بر اساس توصیه ICOLD (انجمن بین المللی سدهای بلند) توضیح داده می شود.

## آمار و احتمالات پدیده‌ها تصادفی

در طراحی پروژه‌های مهم تحت اثر نیروهای اتفاقی، داشتن آمار و اطلاعات جامع در رابطه با عوامل مؤثر، ضروری به نظر می‌رسد. این پروژه‌ها، همگی برای پدیده‌های خاص هیدرولوژیکی و هم‌طور زلزله که در آینده رخ می‌دهد و زمان دقیقی برای وقوع آنها قابل پیش‌بینی نیست، برنامه‌ریزی و طراحی می‌شوند. طراح در مورد شرایط حاکم بر پروژه به درستی آگاهی ندارد و فقط در مورد عوامل مؤثر، اطلاعاتی را جمع‌آوری نموده و آنها را مبنای طرح قرار می‌دهد. لیکن طراح با اطمینان نمی‌تواند ادعای اثبات تغییرات عوامل در آینده بر اساس روش مفروضات کنونی داشته باشد.

بطور کلی تمام معیارهای کمی هیدرولوژیکی و زلزله از قبیل حداکثر ارتفاع موج، میانگین سالانه سرعت باد، حداکثر بارش سالانه و حداکثر شتاب زلزله دارای مولفه تصادفی هستند. از این رو طراح باید به خوبی احتمال اینکه میزان یک عامل تصادفی که در آینده مسأله‌ساز و یا بزرگتر از یک مقدار خاص باشد را تعیین و برآورد نماید. این احتمالات در ارزیابی اقتصادی و احتمالی پروژه‌های مورد نظر از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشند. البته در بیشتر حالات، مقابله و کنترل مطلق پدیده‌های تصادفی، امری ناممکن است، چاره برنامه‌ریزی برای کنترل مطلق یک پدیده با احتمال وقوع معین مستلزم هزینه زیادی است و بطور کلی نمی‌توان بجهت تریب وضعیت را بطور قطع پیش‌بینی کرد و طراحی بر مبنای بدترین و امنه ممکن تصادفی از نظر اقتصادی - توجیه پذیر نخواهد بود.

هدف اصلی از برنامه‌ریزی و طرح سیستم‌های تحت اثر پدیده‌های اتفاقی، مقابله با تمامی عوامل است که هدف، کاهش دفعات خطر و در نتیجه طراحی با پذیرش ریسک معقول خواهد بود. البته برای پروژه‌های بسیار مهم که انجام آنها موجب تلفات انسانی می‌شود، بجهت تریب وضعیت یعنی حداکثر پدیده ممکن مبنای طرح قرار خواهد گرفت.

بطور کلی در طراحی پروژه‌های مهم که به گونه‌ای بر مبنای رویدادهای تصادفی است، باید آمار مربوط به پدیده مورد نظر منطقه جمع‌آوری شود، سپس با بکارگیری روش‌های آماری، داده‌ها را خلاصه نموده، روش‌های و رفتارهای آینده و قیاس طبیعی تصادفی را پیش‌بینی نمود.

تقریباً احتمالات با مطالعات آماری ارتباط دارد، بسیاری از طرح‌های سازه‌ای با مطالعات آماری شروع شده و بر اساس اطلاعات محدود تهیه می‌شود، بنابراین همیشه درجه اطمینان طرح مورد سوال خواهد بود، بطور کلی سیستم مورد نظر باید به گونه‌ای طراحی شود که عواقب ناشی از پدیده‌های تصادفی را بدون خطر تحمل نماید. در این خصوص مهندسین طراح باید در نظر گرفتن عمر مفید طرح یا سازه مورد نظر، پدیده‌های مبنای طرح را برمی‌گزینند، اما شایان ذکر است که همواره احتمال وقوع پدیده‌های بزرگتر از مورد مبنای طرح وجود دارد که زمینه‌های نامساعد را فراهم کند. اما احتمال وقوع چنین پدیده‌های در طول سال‌های عمر مفید طرح مورد سوال است.

احتمال وقوع یک رویداد تصادفی مثلاً  $A$  به صورت یک کمیت نسبی بیان می‌شود که وقوع آن پس از یک سری طولانی تکرار با عبارت  $P(A)$  مشخص می‌شود. در حقیقت می‌توان گفت که فراوانی نسبی رویداد، همان احتمال وقوع آن است. اگر  $n$  تعداد دفعات وقوع رویداد  $A$  در  $N$  آزمایش باشد، نسبت  $\frac{n}{N}$  فراوانی نسبی یا احتمال وقوع آن خواهد بود:

$$P(A) = \frac{n}{N}$$

احتمال وقوع رویداد از صفر تا یک تغییر می‌کند. یک رویداد حتمی به رویدادی گفته می‌شود که دارای احتمال وقوع یک (۱۰۰٪) باشد. اما یک رویداد ناممکن رویدادی است که در شرایطی احتمال وقوع آن صفر است.

رویدادهای هیدرولوژیکی نظیر امواج دریا یا سیل یا بارش و همچنین پدیده‌های نظیر باد و طوفان و زلزله بیشتر رویدادهای تصادفی بوده که در شرایط ثابت، وقوع یا عدم وقوع آنها ممکن است و احتمال وقوع آنها از صفر تا یک تغییر می‌کند.

\* برای اینکه تجزیه و تحلیل احتمال و یا به عبارت دیگر، تحلیل فراوانی منجر به جوابهای معبر و مطمئن شود، داده‌های مورد استناد باید دارای ویژگی خاص نظیر ارتباط داده‌ها با موضوع، کفایت داده‌ها و دقیق بودن داده‌ها، باشد.

دوره بازگشت Recurrence interval or return period

مفهوم دوره بازگشت یک پدیده تصادفی عبارت از فاصله زمانی متوسط بین وقوع آن پدیده با مقدار مشخص یا بیشتر از آن می‌باشد.

اغلب در تشریح و بیان پدیده‌های تصادفی طرح، به جای احتمال، از دوره بازگشت یعنی حالت معکوس احتمال استفاده می‌شود. اگر احتمال وقوع پدیده مورد نظر  $P$  و دوره بازگشت آن  $T_r$  باشد، داریم:

$$P = 100 \times \frac{1}{T_r}$$

توجه شود که احتمال وقوع  $P$  در یک سال می‌باشد.

برای مثال در مورد پدیده‌ای با مقدار مشخصی که به نظر می‌رسد در بیست سال، یکبار از آن مقدار مشخص تجاوز نماید، دارای احتمال وقوع برابر  $\frac{1}{20}$  یا  $0.05$  می‌باشد. به بیان دیگر مقدار حد اکثر سالانه این پدیده که بطور متوسط یک بار در بیست سال از آن تجاوز شود، دارای احتمال معادل ۵ درصد می‌باشد.

بطور مشابه، پدیده‌ای با دوره بازگشت ۵۰ سال، احتمال وقوع آن ۲ درصد در هر سال می‌باشد.

بطور کلی احتمال اینکه پدیده‌ای با احتمال متوسط  $P$  (محاسبه شده از آمارهای موجود) در یک دوره  $N$  سال،  $K$  بار اتفاق بیفتد از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R_k = \frac{N!}{K!(N-K)!} (1-P)^{N-K} \cdot P^K$$

چنانچه در فرمول بالا  $K=0$  قرار داده شود، احتمال اینکه در طول  $N$  سال، هیچگاه پدیده‌های بوقوع پیوسته از پدیده مورد نظر با احتمال متوسط  $P$  تجاوز نکنند، محاسبه می‌شود. در حقیقت احتمال اینکه در طول  $N$  سال، پدیده‌های بوقوع پیوسته، یک بار یا بیشتر از مقدار پدیده مورد نظر، تجاوز کنند از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R = 1 - (1-P)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

در حالت کار بردی،  $N$  عمر مفید پروژه (بر حسب سال) در نظر گرفته می‌شود.

در جدول علوه زیر به ازای عمر مفید و دوره‌های برگشت مختلف، احتمال وقوع یک پدیده تصادفی که به عبارتی ریسک قابل قبول در تخریب پروژه است، ارائه شده است.

Encounter probability vs. design life and return period.

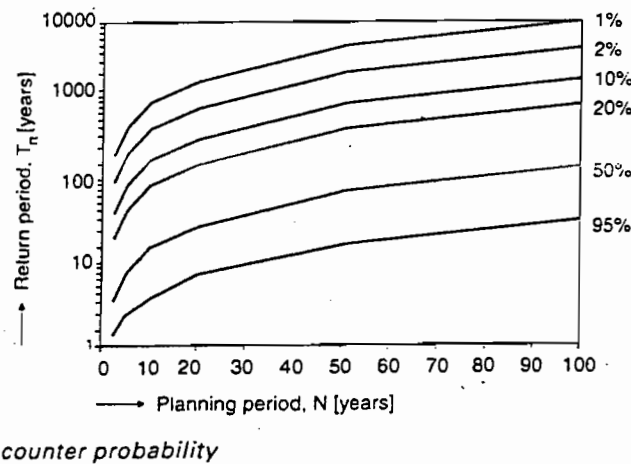
Design Life (years)	Return Period (years)						
	5	10	25	50	100	200	500
1	.200	.100	.040	.020	.010	.005	.002
5	.672	.410	.185	.096	.049	.025	.010
10	.893	.651	.335	.183	.096	.049	.020
25	.996	.928	.640	.397	.222	.118	.049
50	.999+	.955	.870	.636	.395	.222	.095

در جدول زیر دوره بازگشت طرح به عنوان تابعی از عمر مفید پروژه و خطر تخریب (احتمال وقوع) ارائه شده است:

دوره بازگشت طرح به عنوان تابعی از عمر مفید پروژه و خطر تخریب

عمر مفید پروژه به سال (N)					ریسک قابل قبول در تخریب پروژه (R)
۱۰۰	۵۰	۲۵	۱۰	۱	
۹۱۰۰	۵۲۶۰	۲۴۴۰	۹۱۰	۱۰۰	۰/۰۱
۹۴۰	۴۶۰	۲۳۸	۹۵	۱۰	۰/۱۰
۳۴۵	۱۷۵	۸۷	۳۵	۴	۰/۲۵
۱۴۵	۷۲	۳۷	۱۵	۲	۰/۵۰
۷۲	۳۷	۱۸	۸	۱/۳۰	۰/۷۵
۲۲	۱۱	۶	۲/۷	۱/۰۱	۰/۹۹

در شکل زیر بطور شایسته رابطه بین دوره بازگشت، عمر طرح و احتمال وقوع ارائه شده است:



مثال - اگر طراحی، ریسکی معادل ۱۰ درصد برای وقوع یک پدیده تصادفی را در طراحی یک سازه با عمر مفید ۵۰ سال در نظر بگیرد، دوره بازگشت پدیده فوق را باید چند سال در نظر بگیرد؟

از رابطه  $R = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^N$  اگر  $R = 10\% = 0.1$  و  $N = 50$

خواهیم داشت:  $T_r = 460$  سال

از جدول بالا یا منحنی بالا نیز دوره بازگشت پدیده برابر ۴۶۰ سال است.

همچنین توان احتمال عدم وقوع یک پدیده را نیز محاسبه نمود، برای مثال امکان اینکه هر ۵۰ سال یک بار پدیده مورد نظر همانند پدیده ۱۰۰ ساله اتفاق بیفتد برابر است با:

$R = 1 - (1 - \frac{1}{100})^{50} = 0.4 \rightarrow 40\%$



## سطوح مختلف طراحی برای زلزله بر پایه توصیه ICOLD

استاندارد فوق سطوح مختلف طراحی مقاوم در برابر زلزله را برای سازه های مهم به شرح زیر تعریف می نماید :

### الف - زمین لرزه نرمال

زمین لرزه ای است که در اثر رویداد آه سازه مورد نظر آسیب نبیند ، در طول عمر مفید سازه حداقل یکبار اتفاق می افتد و میزان ریسک آن ۶۴ درصد است ،

### ب - زمین لرزه مبنای طرح

زمین لرزه ای است که در طول عمر مفید سازه کمتر از یکبار اتفاق می افتد و در اثر رخداد آه سازه نباید آسیبی ببیند ، بطور معمول ریسک آن ۵۰ درصد است ،

### ج - حداکثر زمین لرزه مبنای طرح

زمین لرزه ای است که در اثر وقوع آه به سازه های کوچک آسیب جزئی وارد می شود اما برای سازه های بزرگ نظیر سد ها و نیروگاه ها آسیبی وارد نمی شود ، ریسک آن ۳۷ درصد است ، توجه شود که منظور از سازه های کوچک یعنی ملحقات در سد ها و نیروگاه است ،

### د - زمین لرزه باور کردنی

احتمال وقوع این زمین لرزه در عمر مفید سازه کم است و در صورت وقوع ، آسیب جزئی به سازه وارد می شود ، ریسک آن ۱۰ درصد می باشد ،

### ه - حداکثر زمین لرزه باور کردنی

احتمال وقوع آه در طول عمر مفید سازه خیلی کم است و در صورت وقوع ، آسیب مالی به سازه مورد نظر وارد نمی شود ولی کاملاً تخریب نخواهد شد ، ریسک این زمین لرزه ۵ درصد است .

تعیین دوره بازگشت بزرگی زمین لرزه ها با استفاده از توابع تجمعی امکان پذیر است. این توابع، احتمال رویداد زلزله با بزرگی  $M' \leq M$  در هر سال را نشان می دهد. در حال حاضر مهم ترین توابع توزیع تجمعی که در آنه آنالیز خطر زمین لرزه در ایران بکار می روند، توابع توزیع تجمعی گامبل می باشد.

برای برآورد پارامترهای لازم برای طراحی (شمار زلزله های سطوح مختلف)، ابتدا باید آمار زلزله های محدوده مورد نظر جمع آوری گردیده و سپس یک دوره آماری انتخاب گردد (مثلاً آمار سالهای ۲۰۰۰ - ۱۹۴۰ یعنی ۶۰ سال). سپس برای تعیین استراتژی استفاده از آمار مذکور باید زیر دوره های (step) مشخص شود که در طی آنها اعداد به صورت نسبتاً خوبی توزیع شده باشد. برای انجام عملیات آماری، پروسی داده ها، همانطوریکه در بالا اشاره شد، باید از یک توزیع آماری مناسب استفاده نمود که معمولاً برای ایران روش Gumble پیشنهاد می گردد. سپس با استفاده از آمار موجود، بزرگی و شمار بر اساس دوره بازگشت های مختلف بدست می آید و نهایتاً با اعمال درصد ریسک های پذیرفته شده (سطوح مختلف طراحی مقارم در زلزله) و در نظر گرفتن عمر مفید سازه، پارامترهای لازم برای طراحی بدست می آید.

در صورتیکه تعداد زمین لرزه در هر سال با افزایش بزرگی به صورت نمایی کاهش یابد و رویداد زلزله ها مستقل از یکدیگر باشد و در حالتیکه هیچ حد بالایی و پایینی برای بزرگی زلزله در نظر گرفته نشود، تابع توزیع تجمعی به صورت

$$P(M' \leq M) = \exp\{-C \exp[B(-M)]\}$$

پیشنهاد شده است (Gumble E.J., 1960) که به تابع توزیع تجمعی گامبل نوع I معروف است. در این رابطه B و C دو ضریب ثابت می باشند و به علت اینکه عددی برای بزرگی زمین لرزه ها در این تابع منظور نشده، نتایج آن برای همه بزرگی ها صادق است.

چنانچه برای بزرگی زلزله، یک حد بالا  $M_{max}$  در نظر گرفته شود، تابع به فرم زیر در می آید:

$$P(M' \leq M) = \exp\{-C \exp[B \ln(M_{max} - M)]\}$$

این تابع توزیع تجمعی نوع III بوده که توسط Yegulap.m & J.T. Kuo در سال ۱۹۷۴ ارائه شده و به گامبل ۳ معروف است.



از رابطه ریسک  $R$  و  $\frac{1}{T_r}$  (دوره برگشت) و  $N$  (در عمل عمر معین) می توان  $T_r$  را محاسبه نمود:

$$T_r = \frac{1}{[1 - (1 - P)^{\frac{1}{N}}]}$$

P درصد رویداد

برای سطوح مختلف طراحی مقادیر در برابر زلزله مثلاً ۰.۳۷٪، ۰.۱۰٪ و ۰.۰۵٪ و جهت عمر معین ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ سال می توان از رابطه بالا و منحنی اخیر دوره بازگشت های مربوط و بزرگی مربوط را محاسبه نمود. مثلاً:

محاسبات نمونه	بزرگی بر حسب $M_s$		دوره بازگشت به سال	درصد خطر	عمر معین به سال
	توزیع III	توزیع I			
$N=75, P=0.37\%$ $T_r = \frac{1}{[1 - (1 - 0.0037)^{\frac{1}{75}}]}$ $T_r = 162.8 \neq 163$ سال	۵,۹۹	۵,۹۲	۲۵	۶۴	۲۵
	۶,۵۱	۶,۷۴	۵۵	۳۷	
	۷,۱۵	۸,۲۶	۲۲۸	۱۰	
	۷,۳۵	۹,۰۱	۴۴۸	۵	
رابطه گامبل I: $P = \frac{-12,833944e^{-0.97689M}}{e}$ $\ln P = -12,833944e^{-0.97689M}$	۶,۴۵	۶,۶۴	۵۰	۶۴	۵۰
	۶,۸۵	۷,۴۵	۱۰۹	۳۷	
	۷,۳۲	۸,۹۸	۴۷۵	۱۰	
	۷,۵	۹,۷۲	۹۷۵	۵	
$\ln\left(\frac{\ln P}{-12,833944}\right) = -0.97689M$	۶,۶۷	۷,۰۵	۷۴	۶۴	۷۵
	۷,۰۱	۷,۸۷	۱۶۳	۳۷	
	۷,۴۳	۹,۴۰	۷۱۲	۱۰	
	۷,۵۷	۱۰,۱۴	۱۴۶۳	۵	
$\ln\left(\frac{\ln(1 - \frac{1}{163})}{-12,833944}\right) = -0.97689M \Rightarrow M = 7.87$	۶,۸۱	۷,۳۵	۹۸	۶۴	۱۰۰
	۷,۱۲	۸,۱۷	۲۱۷	۳۷	
	۷,۴۹	۹,۶۹	۹۵۰	۱۰	
	۷,۶۱	۱۰,۴۴	۱۹۵۰	۵	

برای شتاب نیز می توان با داشتن آمار بزرگی زلزله ها و با استفاده از مدل های مهندسی شتاب زلزله را محاسبه و با توزیع آمار گامبل III و دوره برگشت زلزله و غیره نسبت اقمالی عمل نماییم. (۱۷)

\* براساس یک پژوهش آماری، فلات ایران به ۲۳ منطقه لرزه پذیر تقسیم شده و زلزله های بیه سالها  
 ۱۹۰۰ تا ۱۹۷۶ (حدود ۱۸۰۰ زلزله) مدنظر قرار گرفته و ضرایب  $a$  و  $b$  در رابطه ریشتر-گوتنبرگ و ضرایب  
 $\alpha, \beta, \gamma$  در رابطه کرنل استخراج شده است. در ضمن برقی محاسبات ریسک و تخمین دوره بازگشت  
 انجام شده که نتایج آن در پیوست ایچه مجموعه ارائه شده است. نتایج برقی مناطق که دارای آمار  
 مناسبی بود با حدود ۱۰ درصد خطا و برقی مناطق به دلیل فقدان آمار تا حدود ۲۵ درصد خطا همراه است.

\* در پیوست شکل ۱ مناطق ۲۳ گانه فلات ایران و جدول ۱ ضرایب  $a, b, \alpha, \beta, \gamma$  و  
 جدول ۲ برآورد دوره برگشت برای بزرگی های مختلف  
 شکل ۲ معنی های بزرگی - برگشت براس برقی مناطق  
 جدول ۳ برآورد دوره برگشت براس برقی مناطق  
 جدول ۴ درجه برگشت زلزله با بزرگی ۵ و ۷  
 شکل ۳ احتمال وقوع زلزله با بزرگی مختلف  
 در برقی مناطق طی ۵۰ سال  
 شکل ۴ رابطه کاهش گشتاب بصورت  
 معنی برای برقی مناطق

Evaluation of seismic Risk تخمین ریسک زلزله  
 by Burton, McGonigle & Nelson (1981) روش خاص ←

$$-\beta/b_2$$

$$P(a_{max} > a) = N C G a$$

درصد احتمال اینکه در یک  
 سال شتاب حداکثر زلزله  
 از مقدار معینی بیشتر شود  
 (در یک فاصله  $R$  از گسل)

$N$  = نرخ (تکرار) رخداد زلزله در واحد طول گسل  
 $C = \frac{B M_0}{b_1} \beta / b_2$

ضریب  $\beta$  براساس تخمینات Cornell معمولاً بین  
 ۱.۵ و ۲.۳ می باشد (اغلب عدد ۲ فرض می شود).

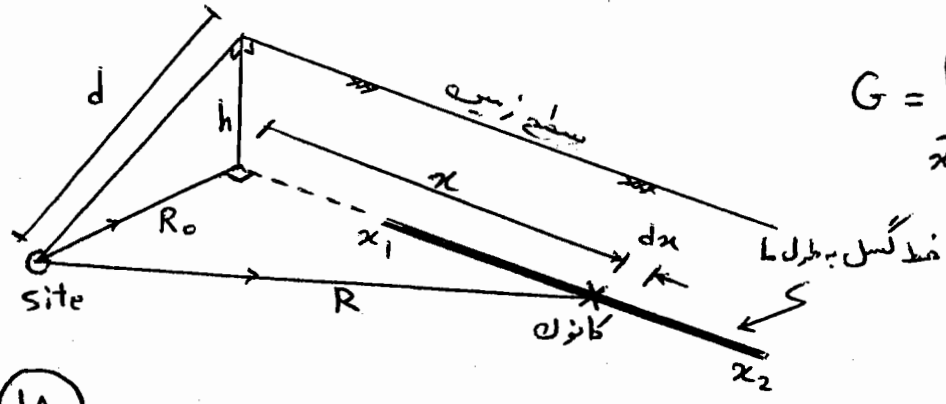
$M_0$  عوامل بزرگی زلزله مورد محاسبه و مورد نظر در گسل مورد نظر -  $b_1$  و  $b_2$  ضرایب ثابت

$G$  = ضریب و نرم هندسه محل

$$G = \int_{x_1}^{x_2} (x^2 + R_0^2)^{-\gamma/2} dx$$

$$\gamma = \beta b_3 / b_2$$

$b_3$  ضریب ثابت



$a =$  مقدار معین شتاب مورد نظر (مجهول) که درصد احتمال برای آن است.

ضرایب ثابت  $b_1, b_2, b_3$  بر اساس Rosenblueth, Esteva

$$b_1 = 2000$$

$$b_2 = 0.8$$

$$b_3 = 2.0$$

مثال - یک گسل به طول 100 و در عمق 20 متر است. نقطه سایت با توجه به شکل صحنه قبل  $d = 30$  km و لرزه خیزی گسل به نحوی است که بطور متوسط 0.5 زلزله بزرگتر از بزرگی 4 ( $M_0 = 4$ ) در طول گسل و در یک سال رخ می دهد. فرض می شود قانون کاهش شتاب با نامیده از اعداد Esteva تبعیت می کند. مسئله نسبت تعیین حداکثر شتاب افقی که احتمال 10٪ دارد که در 50 سال از آن تجاوز نماید؟

$$\alpha = \beta b_3 / b_2 = 2.0 \times 2.0 / 0.8 = 5.0$$

$$M_0 = 4 \rightarrow C = e^{2.0 \times 4 / 2000} = 5.332 \times 10^{-8}$$

$$R_0^2 = 30^2 + 20^2 = 1300$$

فاصله حاصل از گسل:  $x_2$

اگر ترم هندسی  $G$  بصورت  $G = \int_{x_1} f(x) dx$  باشد، مقدار  $f(x)$  در هر گام 10 km بصورت زیر تعیین می شود:

$x$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$f(x) \times 10^9$	16.41	13.64	8.39	4.41	2.64	1.12	0.59	0.33	0.19	0.12	0.07

که نمونه محاسبات

$$f(x) = \frac{C}{(x + R_0)^2} = \frac{5.332 \times 10^{-8}}{(0 + 1300)^2} = 1.641 \times 10^{-8} = 16.41 \times 10^{-9}$$

اگر مقدار انتگرال را با قانون Simpson بر آورده کنیم، مقدار ترم هندسی خواهد بود:

$$G = \frac{10}{3} [16.41 + 0.07 + 4(13.64 + 4.41 + 1.12 + 0.33 + 0.12) + 2(8.39 + 2.64 + 0.59 + 0.19)] \Rightarrow G = 395.3 \times 10^{-9}$$

احتمال اینکه شتاب زمین از یک مقدار معین تجاوز کند در طول 50 سال، برابر 10٪ می باشد پس در یک سال:

$$P(a_{max} > a) = \frac{10\%}{50} = \frac{0.1}{50} = 0.002$$

شکاش رخداد زلزله در طول واحد گسل  $N = 0.5 / 100 = 0.005$

$$P(a_{max} > a) = NCG \cdot a^{-\beta/b_2}$$

$$0.002 = 0.005 \times 5.332 \times 10^{-9} \times (395.3 / 10) \times a^{-2/0.8} \Rightarrow$$

این مقدار عبارت از شتاب حداکثر زمین است که 10٪ احتمال دارد زلزله ای بزرگتر از آن در 50 سال در محل سایت رخ دهد.

$$a = 194.4 \text{ cm/s}^2 = 0.198 g$$

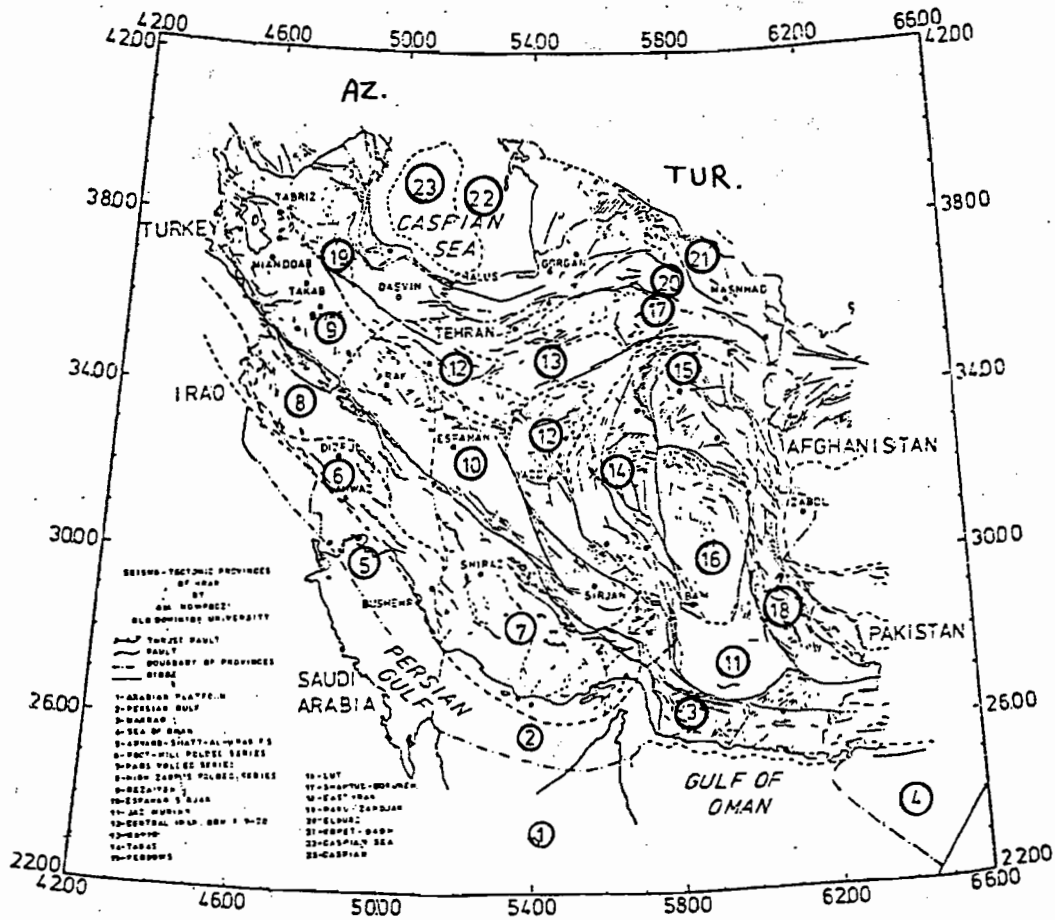


Fig. 1- Seismotectonic provinces of Iran.

Provinces

- 1 Arabian Platform
- 2 Persian Gulf
- 3 Makran
- 4 Sea of Oman
- 5 Arvand-Shati-al-Arab
- 6 Foothill Folded Series
- 7 Fars Folded Series
- 8 High Zagros Folded Series
- 9 Rezaiyeh
- 10 Esfahan-Sirjan
- 11 Jaz-Murian
- 12 Central Iran (Qum)
- 13 Kavir
- 14 Tabas
- 15 Ferdows
- 16 Lut
- 17 Shahrud-Dorunch
- 18 East Iran
- 19 Maku-Zandjan
- 20 Elburz
- 21 Kopet-Dagh
- 22 Caspian Shore



TABLE 1

The values of constant parameters

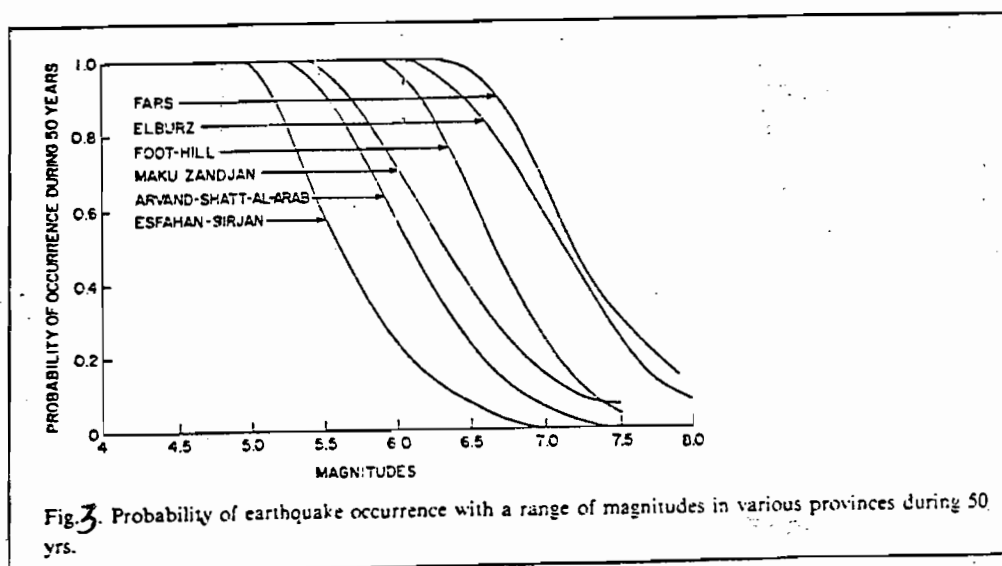
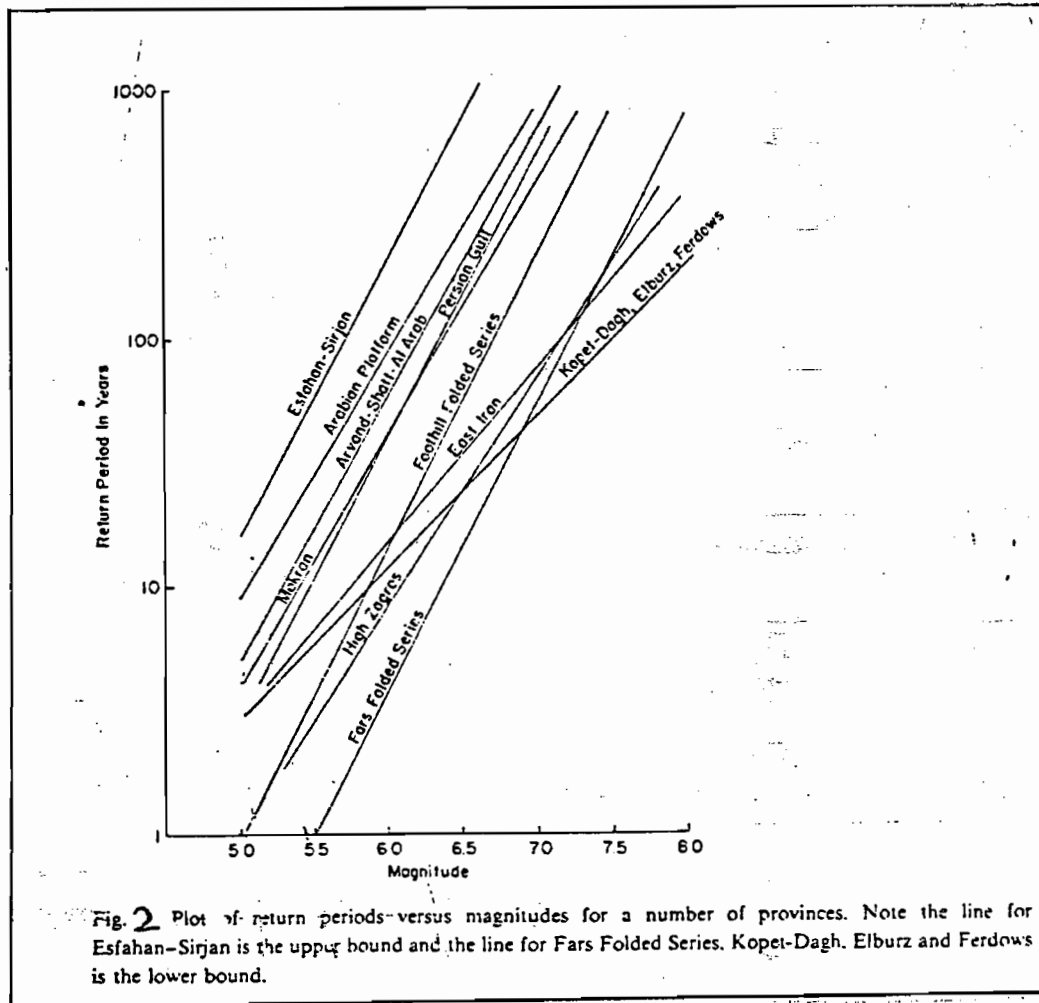
Provinces	$a$	$b$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
1 Arabian Platform	3.8615	0.9677	-4.5149	-2.3834	0.3177
2 Persian Gulf	4.9983	1.1035	3.9087	0.6905	0.0387
3 Makran	4.5262	1.0194	-	-	-
4 Sea of Oman	2.7852	0.6486	-	-	-
5 Arvand-Shatt-al-Arab	4.5475	1.0550	-3.4311	-1.8859	0.2654
6 Foothill Folded Series	6.1062	1.2026	0.5192	-0.9995	0.2134
7 Fars Folded Series	6.4654	1.1708	-2.5467	-2.2633	0.3198
* 8 High Zagros Folded Series	4.8465	0.9623	2.9066	0.2256	0.0682
9 Rezaieyeh	4.1007	0.8667	-	-	-
10 Esfahan-Sirjan	4.3337	1.1055	-	-	-
11 Jaz-Murian	5.0667	1.0667	-	-	-
12 Central Iran	2.4947	0.6192	1.9552	0.4179	0.0182
13 Kavir	3.1006	0.8214	-	-	-
14 Tabas	4.2626	0.8868	4.2087	0.8867	0.0018
15 Ferdows	2.8295	0.6490	-	-	-
16 Lut	3.6952	0.8751	-9.1745	-4.0747	0.4704
17 Shahrud-Dorunch	4.3742	0.9032	-	-	-
* 18 East Iran	2.5724	0.6321	3.2303	0.8697	-0.0206
19 Maku-Zandjan	3.1637	0.7273	-	-	-
* 20 Elburz	3.6935	0.7776	6.0212	1.6321	-0.6758
21 Kopet-Dagh	3.5461	0.7502	5.4788	1.4662	-0.0639
22 Caspian Shore	1.8506	0.4935	-	-	-
	3.5619	0.8059	-	-	-

TABLE 2

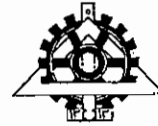
Estimated mean return periods in years for several magnitudes in accordance to log-linear equation

Provinces	Earthquake magnitudes					
	5	5.5	6	6.5	7	7.5
1 Arabian Platform	9	29	87	266	811	2473
2 Persian Gulf	3	12	42	149	532	1896
3 Makran	4	12	39	126	407	1366
4 Sea of Oman	3	6	13	27	56	119
5 Arvand-Shatt-al-Arab	5	18	61	204	688	2317
6 Foothill Folded Series	1	3	13	52	208	830
7 Fars Folded Series	0.2	1	4	14	54	207
* 8 High Zagros Folded Series	1	2	7	24	69	200
9 Rezaieyeh	2	5	13	34	93	251
10 Esfahan-Sirjan	16	56	199	711	2540	9669
11 Jaz-Murian	2	6	22	74	251	858
12 Central Iran (Qum)	2	5	12	25	55	199
13 Kavir	10	26	67	173	446	1148
14 Tabas	1	4	11	32	88	244
15 Ferdows	3	5	12	24	52	109
16 Lut	5	13	36	98	269	738
17 Shahrud-Dorunch	1	4	11	31	88	251
* 18 East Iran	3	7	16	35	78	171
19 Maku-Zandjan	5	15	38	98	251	645
* 20 Elburz	3	5	11	23	48	105
* 21 Kopet-Dagh	3	5	11	22	45	96
22 Caspian Shore	3	7	19	47	120	301









دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

خلاصه روش های تحلیل سازه ها  
در برابر زلزله

مهندسی زلزله

دکتر خسرو برگی  
عضو هیات علمی دانشکده فنی  
دانشگاه تهران

## مهندسی زلزله

\* ایران لرزه خیز است، هیچ جای آن از زلزله در امان نیست!

\* پروژه زلزله یک سازه در یک محل معین (طراحی در برابر زلزله به سازه مقاوم در برابر زلزله) سه مرحله اصلی یک پروژه زلزله:

- ۱- پیش بینی زلزله های مورد انتظار در محل - شدت و فرایض محتمل - تکرر ← (زلزله طرح)
- ۲- تعیین فرایض های احتمالی - ارزیابی رفتار سازه - درجه ایمنی مورد نظر
- ۳- پیش بینی های لازم برای تحقق مرحله ۲

\* پیشرفت های قابل توجه طی دو دهه اخیر بوده ولی وقوع زلزله های Northridge و Kobe و خسارت های بوجود آمده، بسیاری از مبانی تفکرات محققان و صاحب نظران مهندسی زلزله را تغییر داد (نقطه عطف).

\* علوم مختلف و زمینه های تخصصی گوناگون در مهندسی زلزله نقش دارند:

- لرزه شناسی - زمین شناسی - ژئومورفیک - مکانیک و دینامیک خاک (ژئوتکنیک) -
- هیدرولیک و هیدرولوژی - مصالح ساختمانی و رفتار آنها - مکانیک و دینامیک جامدات -
- آمار و احتمالات - اقتصاد مهندسی - اخلاق مهندسی - روش های اجرا -
- مدیریت پروژه و ساخت - کنترل پروژه و ... اندک نش های مثال آنها.

\* نقش آزمایش های مختلف سازه ای، خاکی، آبی ... و درس های آموخته از رفتار سازه های واقعی در زمان زلزله در کنار تئوری های تخصصی، راهگسای پیشرفت مهندسی زلزله است.

\* مهندسی زلزله مناسب با اهمیت سازه (پروژه)

\* آمار و خصوصیات رکوردهای زلزله

\* حفظ یکپارچگی سازه

{ مبانی کار مهندسی زلزله (فلسفه طراحی)

## روش های تحلیل سازه ها در برابر زلزله

از بخش های اصلی مهندسی زلزله ، روش تحلیل سازه مورد نظر پروژه در مقابل بارگذاری زلزله است .

با توجه به ماهیت نیروی زلزله و مقدار آن در کشور ما ، در اکثر پروژه ها ، حالت بارگذاری زلزله در ترکیب بارها ، حاکم است .

## روش های کلی تحلیل سازه در برابر زلزله

با توجه به اهمیت نسبی سازه و تأثیر رفتار آن در نتایج ، سه روش کلی وجود دارد :

- ۱- روش آیین نامه ای (ضریب زلزله) یا شبه استاتیکی
- ۲- روش طیفی یا شبه دینامیکی ← طیف های خطی یا غیرخطی (الاستوپلاستیک)
- ۳- روش مستقیم دینامیکی یا تاریخچه زمانی ← خطی (انگزال گیری - آنالیز مودال) یا غیرخطی  
← روش در میدات فرکانس

## روش آیین نامه ای

برای سازه هایی با اهمیت نسبی کم ، ساده در رفتار ، منظم ، ...  
 $C$  ضریب زلزله تابع فاکتورهای مختلف مزر  
 $W$  وزنه سازه  
 $C \cdot W$  برابر نیروی زلزله

یعنی دقیق تر  $C$  مهم ترین بخش روش است :

(اقتدار سازه - شرایط خاک - اهمیت سازه - لرزه پذیری محل)  $C = f$

- \* امروزه برای تعیین درجه اهمیت سازه در طرح های ویژه ، هماهنگی با سایر فرمات لازم است .
- \* ارزیابی صحیح از رفتار خاک و تأثیر آن در تخمین نیروی زلزله و اندرکنش آن با سازه مهم است .
- \* پهن بندی لرزه پذیری نزدیکی فاکتور نیز تعیین کننده است .
- \* توجه به محدودیت های یک آیین نامه و نیاز به اعتبار آن کاملاً ضروری است .
- \* در پروژه های نسبتاً دارای اهمیت ، استفاده از روش طیفی و همپلور سایر آیین نامه های زلزله معتبر ، یک امتیاز محسوب می شود .
- \* کاربرد بخش های مختلف چند آیین نامه زلزله در یک پروژه ، به دلیل تفاوت احتمالی در فلسفه های طراحی مد نظر آنها ، کار منطقی نخواهد بود . احتیاط زیاد لازم است .

\* فصل هفتم کتاب اصول مهندسی زلزله تالیف خسرو برگی انتشارات دانشگاه تهران؛ بررسی  
مبانی روش آیین نامه ای جهت تحلیل سازه ها در برابر زلزله را ارائه نماید.  
موارد بحث شده تحت عناوین زیر می باشد:

— ساختار آیین نامه های زلزله شامل:

+ تعیین تیراه ریسک و شدت وقوع زلزله های محتمل در یک منطقه

+ طبقه بندی ساختمانها

+ نیروهای طراحی (روش بار معادل جابجایی - طبقه بازتاب - رکورد واقعی یا سینوسی سازی شده)

+ تحلیل سازه

+ معیارهای طراحی

+ اعضای غیرسازه ای

— بررسی آیین نامه مختلف (NEHRP85 - UBC 85,88 - Eurocode 8)

و مقایسه مبانی آنها

نظر بر محتوی دروس مقطع کارشناسی مهندسی عمران (بارگذاری و اصول مهندسی زلزله)  
در این مجموعه برای روش آیین نامه ای به همین مقدار اکتفا می شود و علاقمندان می توانند  
به کتب تخصصی از جمله مرجع فوق الذکر مراجعه نمایند.

## مدلسازی سازه

جهت استفاده از روش های دینامیکی یا طیفی، می باید مدل سازه مورد نظر تعیین  
گردد.

منظور اصلی از مدلسازی عبارت از تعیین یا در نظر گرفتن تعداد درجات آزادی در تحلیل  
می باشد.

\* درجه آزادی یعنی مختصات مستقل از سازه که در شرایط مختلف بارگذاری رفتار آنرا بیان  
نماید. منظور از رفتار یعنی حالت تغییر شکل یافته سازه مشخص شود به عبارتی تغییر مکان  
یا چرخش این درجات شافت شوند.

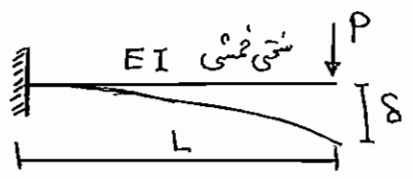
برای تعیین درست مدل رفتار سازه، شناخت نیروی مؤثر در رفتار ضروری است، زلزله یک بار گذری دینامیکی است چون مقدار، جهت و نقطه اثر آن بار زمان تغییر می‌کند، پس قانون رفتاری سازه از قانون (اصل) دوم نیوتن تبعیت می‌کند یعنی:

$$\sum \vec{F} = m \vec{u}$$

برای بدین وارد بر سازه برابر حاصل ضرب جرم در شتاب است:

\* نیروی مؤثر در رفتار دینامیکی سازه!

- ۱- نیروی مقاوم انرسی  $f_I = m \ddot{u}$       قانون دوم نیوتن
- ۲- نیروی سختی (متر)  $f_s = k u$       تحلیل استاتیکی سازه



از تحلیل استاتیکی سازه  $\Rightarrow \delta = \frac{PL^3}{3EI}$

k سختی! نیرو به ازای تغییر مکان واحد است!

ضریب سختی  $\Rightarrow k = \frac{3EI}{L^3}$        $\delta = 1 \rightarrow P \rightarrow k$

$P = \frac{3EI\delta}{L^3} = k\delta \Rightarrow f_s = k u$

۳- نیروی میرایی  $f_D = c \dot{u}$

ماهیت آن استهلاک انرژی است که در یک سازه مرتعش، از اصطکاک اجزاء و مصالح حاصل می‌شود، مقدار قابل توجه آن از اصطکاک موجود در انواع اتصالات سازه فواید بود.

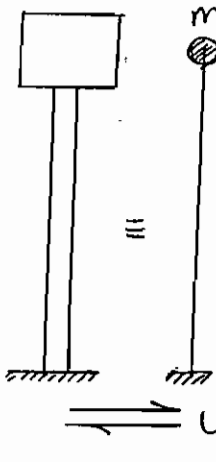
به دلیل پیچیدگی بیان اصطکاک خشک اتصالات بصورت فرموله، از استهلاک لرزی معادل که متناسب با سرعت حرکت (ارتعاش) می‌باشد استفاده می‌شود و ضریب متناسب را ضریب میرایی می‌نامند C.

آزمایش‌هایی وجود دارد که می‌توان بطور نسبی در انواع اتصالات و سازه‌ها، مقدار میرایی (ضریب) را تخمین زد (با توجه به نوع اتصال، جنس مصالح، ابعاد و...) . هر سه نیروی  $f_I$ ،  $f_s$  و  $f_D$  مقاوم در برابر ارتعاش هستند که در تعادل و پایداری دینامیکی سازه باید مدنظر باشند.

\* روش دینامیکی تحلیل سازه در برابر زلزله (سیستم SDF)

معادله حرکت یک سازه ساده معادل یک درجه آزادی در برابر زلزله

در راستای معیسه معادله پایداری دینامیکی چنین سازه ای ابتدا باید مدل مکانیکی - تحلیلی آن معیسه



شود. در این مدل می باید کلیه عوامل مؤثر در رفتار سازه دیده شود.

برای بیان ساده مساله، یک برج هواب (مخزن) در نظر گرفته می شود؛

با توجه به قرارگیری وزن زیاد مخزن و آب در انتهای سازه،

می توان آنرا بصورت ساده تر مطابق شکل در نظر گرفت.

یعنی یک ستون با سختی خمشی  $EI$  با توجه به جنس و ابعاد مقطع پایه

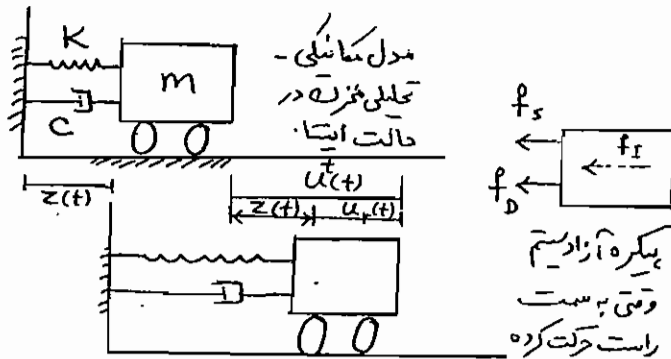
مقدار وزن مخزن و آب را احتمالاً بخشی از وزن پایه را در نظر گرفته و جرم

معادل آنرا در ابتدا قرار می دهیم.

در حقیقت در اینجا از روش تمرکز جرم جهت ساده سازی سازه و مدل آن استفاده شده است.

حال با توجه به تأثیر زیاد مدولفه افقی زلزله، درجه آزادی مربوط به رفتار این مخزن را، مشخصات

افقی جرم  $m$  در نظر می گیریم؛ و سپس سعی می کنیم مدل مکانیکی - تحلیلی آنرا درست کنیم؛



حالت مدل پس از وقوع زلزله در لحظه  $t$

از تعادل نیروی در جهت افقی داریم؛

$$f_I + f_D + f_s = 0$$

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = 0 \quad (1)$$

$$u(t) = z(t) + u_r(t)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{z}(t) + \dot{u}_r(t)$$

$$\ddot{u}(t) = \ddot{z}(t) + \ddot{u}_r(t)$$

$u_r$ ،  $\dot{u}_r$  و  $\ddot{u}_r$  تغییر مکان، سرعت و شتاب نسبی سیستم (جرم)

زلزله (حرکت زمین)  $z$ ،  $\dot{z}$  و  $\ddot{z}$

کل سیستم (جرم)  $u$ ،  $\dot{u}$  و  $\ddot{u}$

در رابطه (1) بجای شتاب کل  $\ddot{u}$  از معادله قرار می دهیم؛

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = -m\ddot{z} = P(t) \quad (2)$$

عمولاً شتاب زلزله  $\ddot{z}$  یا  $z$  (تغییر مکان) داده مساله است و پارامترهای نسبی  $u_r$ ،  $\dot{u}_r$  و  $\ddot{u}_r$

مجهول هستند که از حل معادله (2) بدست می آید.

یعنی رفتار مخزن (تغییر مکان انتهای آن) در بارگذاری زلزله  $z(t)$  حاصل می شود.



## سببیه سازی زلزله بصورت هارمونیک

این سببیه سازی به دلایل مختلف صورت می گیرد (با اقیانوس لازم) !  
 - سادگی حل معادلات حرکت به دلیل منظم بودن تابع هارمونیک

$$\begin{cases} z(t) = a \sin \omega t \\ \omega = \frac{2\pi}{T} \end{cases}$$

- بیان توابع نامشخص بصورت مجموعه ای از توابع هارمونیک (سری فوریه)

- حالت نوسانی ارتعاش و قابلیت تعیین نتایج به حالت های دیگر با رگه آری نوسانی

\* برای سببیه سازی باید دامنه و پیرود مشخص شود. چگونه؟ تشریح حضوری در کلاس!

حل معادله حرکت سیستم SDF در زلزله هارمونیک

یا دآوری خلاصه از اصول دینامیک سازه ها:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

ارتعاش آزاد بدون میرایی ←

حل →  $u(t) = A_1 \sin \omega t + A_2 \cos \omega t$  A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> از شرایط اولیه

اگر شرایط اولیه →  $u(t=0) = u_0$ ,  $\dot{u}(t=0) = \dot{u}_0$  →  $u(t) = \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin \omega t + u_0 \cos \omega t$

یا  $u(t) = A \sin(\omega t + \alpha) = A \cos(\omega t - \theta)$

$$A = \sqrt{A_1^2 + A_2^2} = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega}\right)^2}, \quad \alpha = \text{Arctg} \frac{\omega u_0}{\dot{u}_0}, \quad \theta = \text{Arctg} \frac{\dot{u}_0}{\omega u_0}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

ارتعاش آزاد با میرایی ←

حل →  $u(t) = e^{-\xi \omega t} (A_1 \cos \omega_d t + A_2 \sin \omega_d t)$   $\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$

اگر شرایط اولیه  $u_0, \dot{u}_0$  ⇒

ξ در میرایی =  $c/c_{cr}$

$$u(t) = e^{-\xi \omega t} \left[ \frac{\dot{u}_0 + \xi \omega u_0}{\omega_d} \sin \omega_d t + u_0 \cos \omega_d t \right]$$

یا  $u(t) = A e^{-\xi \omega t} \cos(\omega_d t - \alpha)$

$$\begin{cases} A = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi \omega u_0}{\omega_d}\right)^2} \\ \alpha = \text{Arctg} \frac{\dot{u}_0 + \xi \omega u_0}{\omega_d u_0} \end{cases}$$

$2 \leq \xi \leq 7 \Rightarrow$

$\omega_d \neq \omega$

فرض می کنیم حرکت زمین از قانون هارمونیک تبعیت می کند:  $u_g = z(t) = a \sin \omega t$

$u$  تغییر مکان کل  $\rightarrow m \ddot{u} + ku = 0$  حالت بدون میرایی

$u^t = z + u \rightarrow u = u^t - z$  نسبی =  $u$

$m \ddot{u} + ku^t = kz = ka \sin \omega t$  زلزله =  $z$

یا  $\ddot{u} + \omega^2 u^t = \omega^2 a \sin \omega t$   $\leftarrow \frac{k}{m} = \omega^2$

$u_c^t(t) = A_1 \sin \omega t + A_2 \cos \omega t$   $\rightarrow$  پاسخ عمومی

حل معادله دیفرانسیل  $\rightarrow$  با طرف ثانی تغییر هارمونیک  $\rightarrow u_p^t(t) = A \sin \omega t$  پاسخ خصوصی

$-A \omega^2 \sin \omega t + \omega^2 A \sin \omega t = \omega^2 a \sin \omega t$

$\Rightarrow A = \frac{a \omega^2}{\omega^2 - \Omega^2} \rightarrow u_p^t(t) = \frac{a \omega^2}{\omega^2 - \Omega^2} \sin \omega t$

$u = u_c + u_p = A_1 \sin \omega t + A_2 \cos \omega t + \frac{a \omega^2}{\omega^2 - \Omega^2} \sin \omega t$

معمولاً در حالت زلزله شرایط اولیه صفر هستند یعنی  $u_0 = \dot{u}_0 = 0$

پس  $\rightarrow$  اگر  $\beta = \frac{\Omega}{\omega}$  در نهایت  $u^t$  خواهد بود:  $u(t) = \frac{a (\sin \omega t - \beta \cos \omega t)}{1 - \beta^2}$  (۳)

تغییر مکان نسبی  $u = u^t - z = \frac{a \beta (\beta \sin \omega t - \cos \omega t)}{1 - \beta^2}$  (۴)

نیروی وارده بر سازه از زلزله  $V = ku$

بحث در مورد حالت های مختلف

الف -  $(\beta = \frac{\Omega}{\omega} \rightarrow 1)$  حالت ارتعاش یا تشدید  $\rightarrow$  بهم  $u = 0$  یا  $u^t = 0$   
 با رضع ابهام از رابطه (۳)  $\lim_{\beta \rightarrow 1} u^t = -0.5 a (\omega t \cos \omega t + \sin \omega t)$

ملاحظه می شود دامنه حرکت به سمت مقادیر بزرگ میل می نماید ولی

به دلایل مختلف این امر مستلزم چند پارامتر است!

\* گذشت زمان زیاد (  $t$  در فاکتور تابع  $\cos$  ) آن هم در حالت هارمونیک که در واقع نیست!

\* وجود میرایی واقعی در سیستم که در اینجا لحاظ نشده بود!

\*  $\beta = \frac{\Omega}{\omega}$  تساوی  $\Omega$  و  $\omega$  به دلایل مختلف (تغییرات  $\Omega$  و  $\omega$ ) در زمان های کوتاه

اکنه پذیر است. ارتعاش نسبی  $\rightarrow$  \* ولی به حال تشدید مشغول آردن است!

$\checkmark$

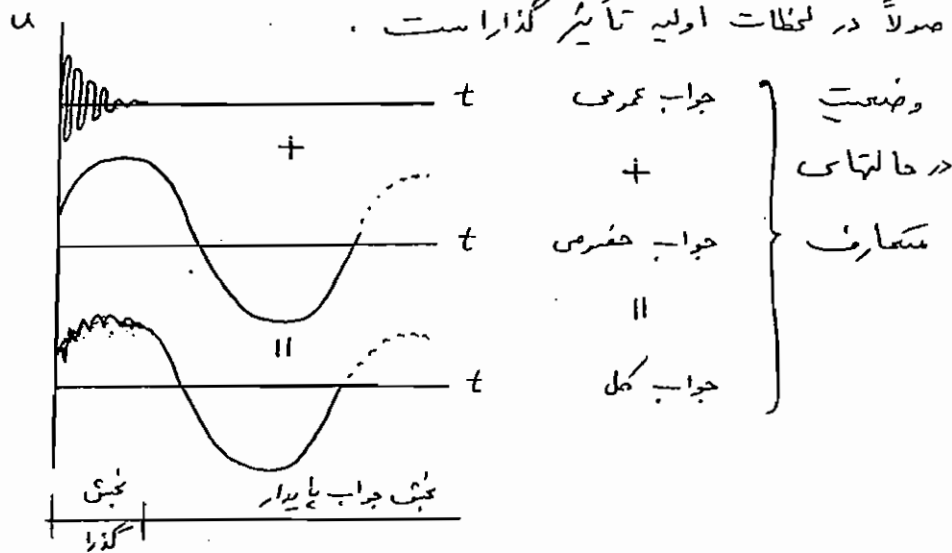
حالت ب - (هنر  $\rightarrow \beta = \frac{\omega}{\omega_n} \rightarrow \infty$ )  $\Rightarrow \frac{k}{m} = \omega^2 \rightarrow k \rightarrow \infty$   $\Rightarrow \omega \rightarrow \infty \Rightarrow \beta \rightarrow 0$   
 سازه صلبی صلب  $u^t = \frac{a(\xi \omega t - \beta \xi \omega t)}{1 - \beta^2} = a \xi \omega t = z(t)$  رابطه ۳  
 یعنی سازه عیناً حرکت زلزله را بخود می‌گیرد  
 و نیازی وارد از زلزله به سازه برابر  $m \ddot{z}$  خواهد بود.

حالت ج - ( $\beta = \frac{\omega}{\omega_n} \rightarrow \infty$ )  $\Rightarrow k \rightarrow 0 \Rightarrow \omega \rightarrow 0 \Rightarrow \beta \rightarrow \infty$   
 این حالت سببی است و کم‌دینسی وضع سازه‌ای بسیار انعطاف پذیر را بیان می‌کند که در زلزله  
 زبانه آنرا از تانژن کمانه زسیه تبعیت نمی‌کند بلکه بیشتر تابع مشغولات طبیعی خود سازه است.

حل معادله حرکت سیستم SDF در زلزله هارمونیک با میرایی  $m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = -m \ddot{z}$

$$z(t) = a \xi \omega t \Rightarrow m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = m a \omega^2 \xi \omega t$$

توجه: از جواب عمومی (ارتعاش آزاد با میرایی) صرف نظر می‌کنیم، چون با وجود میرایی سریعاً  
 متوقف می‌شود و با توجه به پریرود آن در تقاب با پریرود بارگذاری و پاسخ خصوصی  
 نامی از آن، اصلاً در لحظات اولیه تأثیر گذار است.



پس برای سادگی کار هنر #  $u_c$

جواب خصوصی  $u_p \# u^t$  سببی

$$u \# \frac{a \beta^2 \xi (\omega t - \alpha)}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}}$$

$$V = k u$$

$$\alpha = \text{Arctg} \frac{2 \xi \beta}{1 - \beta^2}$$

بموجبی مطالب اخیر برای تحلیل ساده SDF در برابر زلزله به روش دینامیکی آن است که کتاب زلزله مورد نظر (تاریخچه کتاب) باید داده شود و معادله  $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{z}$  حل شود. چون تاریخچه کتاب  $\ddot{z}(t)$  شکل ریاضی ندارد بدین است معادله اخیر بصورت روش های عددی حل خواهد شد و  $u(t)$  بدست می آید که طراحی برای  $u_{max}$  انجام خواهد شد.

برای آشنایی با جزئیات روش های عددی و برنامه آبی می توان به کتب تخصصی از جمله کتاب اصول مهندسی زلزله و کتاب دینامیک سازه ها (تالیف خسرو برگی - انتشارات دانشگاه تهران) مراجعه نمود، برای مثال انگلرال دیدگاه که در پایین همین صفحه معرفی شده است.

### \* اصول روش طیفی برای تحلیل سازه های ساده SDF در برابر زلزله

همانطوریکه ملاحظه شد روش دینامیکی دارای پیچیدگی خاص خود و زمانه تحلیل قابل توجهی نسبت به روش آیین نامه ای بود. بنابراین برای سازه های خیلی مهم که جواب خیلی دقیق تاسی از رفتار واقعی مورد نیاز باشد، باید از آن استفاده نمود.

در عمل در برخی مواقع با سازه های روبروی شدیم که اهمیت آنها خیلی زیاد نبوده و این سازه سازی روش آیین نامه ای نیز جوابگوی آنها خواهد بود. برای این موارد روش میانهای ابداع شده است که امروزه به وفور مورد کاربرد می باشد؛ روش طیفی در حالت کلی برای کسب پاسخ یک سازه SDF در بارگذاری دینامیکی  $P(t)$ ، انگلرال دیوهایم وجود دارد که جزئیات آن در درس دینامیک سازه ها یا اصول مهندسی زلزله دیده شده است و براساس آن تغییر مکان SDF بصورت زیر بدست می آید:  $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t)$

$$u(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t P(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad \omega \neq \omega_0$$

$\tau$  همان متغیر زمان است.  $t$  زمان مشخص که تغییر مکان در آن لحظه مجهول است.

در حالت زلزله که نیروی مؤثر بصورت روبرو است؛  $P_{eff}(t) = -m\ddot{z}(t)$  جواب مساله در هر لحظه (تاریخچه زمان - روش دینامیکی) بصورت زیر در می آید:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau$$

برآورد انگلرال دیدگاه از طریق روش عددی مناسب است.

مقدار خود استرال اخیر را برابر  $V(t)$  در نظر می گیریم، پس تغییر مکان در هر لحظه برابر است:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} V(t) \rightarrow V(t) = u(t) \omega$$

$V(t)$  شبه سرعت است (تقریباً از همین سرعت)؛ دیماسیون رابطه:

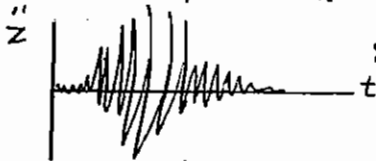
$$\frac{\text{تغییر مکان}}{\text{زمان}} \times \frac{\text{ارزایه}}{\text{زمان}} = \frac{\text{تغییر مکان}}{\text{زمان}}$$

PSEUDO-VELOCITY

در ادامه روابط اصلی روش طیفی و نحوه ساخت طیف پاسخ یک زلزله ملاطفه می شود؟

برای این کار مثلاً کتاب نکات زلزله طیس مد نظر قرار می گیرد بصورت کتاب نکات

جهت ملاطفه شما یک و بصورت جدول نقطه ای برای کاربرد ریاضی:



$\ddot{z}$	t
0.0001g	0.002
0.002g	0.004

مرحله اول: برای یک مقدار معین  $\omega$  و برای درصد میرایی معین  $\xi$  مثلاً 5%

و با استفاده از کتاب نکات زلزله طیس، در نقاط مختلف مقدار  $V(t)$

را بدست می آوریم. یکی از مقادیر  $V(t)$  به حال ماکزیمم خواهد بود، این

مقدار ماکزیمم را با  $S_v$  تابع  $\omega$  و  $\xi$  نشان می دهیم:

$$S_v = |V(t)|_{\max}$$

کتاب طیفی ←

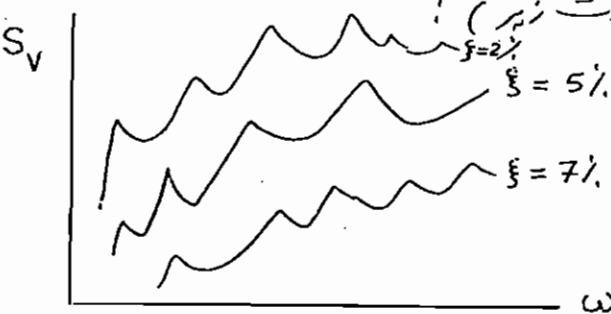
### Spectral Pseudo Velocity

اینک همچنان برای همان کتاب نکات زلزله طیس و همان درصد میرایی  $\xi = 5\%$  مقدار  $\omega$  را

عوض می کنیم و بار دیگر عملیات مرحله اول را تکرار می کنیم و بدین است  $S_v$  جدید بدست می آید.

در ادامه این کار را برای مقادیر  $\omega$  مختلف انجام می دهیم و برای هر  $\omega$  یک  $S_v$  بدست

می آید که می توان معنی مربوط را رسم کنیم (بصورت زیر):



بیرونگلی معنی منوط به اختلاف  $\omega$  های مختلف

خواهد بود (هرچه اختلاف  $\omega$  کم باشد

معنی پیوسته تر خواهد بود).

طیف شبه سرعت زلزله طیس

مرحله دوم: تمام کارهای مرحله اول تکرار

می شود، منتها این بار درصد میرایی را

عوض می کنیم و عملیات برای مثلاً  $\xi = 2\%$  انجام می شود.

مرحله سوم: تکرار مراحل برای  $\xi$  های مختلف،

در نهایت طیف شبه سرعت زلزله طیس مطابق شکل بدست می آید.

با توجه به رابطه مستقیم  $V(t)$  با  $u(t)$  می توان روابط زیر را نوشت:

$$u(t) = \frac{V(t)}{\omega} \rightarrow u_{\max}(t) = \frac{V_{\max}}{\omega} = \frac{S_v}{\omega}$$

از این پس به  $u_{\max}(t)$  مقدار تغییر مکان طیفی می گوئیم و با  $S_d$  نمائش می دهیم. بدین است می توانیم همانند شکل قبل، طیف تغییر مکان زلزله طیف را نیز رسم نمائیم.



$$S_d = \frac{S_v}{\omega}$$

کاربرد اصلی طیف تعادل:

اگر سازه SDF داشته باشیم. (معادل یک درجه آزادی)

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{و} \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

پس هر چه آنرا تخمین بزنیم می توانیم با استفاده از طیف ردبرو، به ازای  $\omega$  سازه

مقدار تغییر مکان حداکثر آنرا در اثر زلزله طیف بدست

آوریم و طراحی را انجام دهیم.

در حقیقت بجای انجام تحلیل دینامیکی با پیچیدگی های خاص خود، می توان با داشتن طیف

به مقصود خود در تعیین  $u_{\max}$  برسیم، این مورد مزیت اصلی روش طیفی است.

البته زمان مربوط به تغییر مکان حداکثر مشخص نمی شود که در اکثر اوقات لازم هم نمی باشد و

کمیسیون در سیستم های معادل یک درجه آزادی بنا بر این به دانستن زمان وقوع تغییر مکان حداکثر نمی باشد

روش در سیستم های پیچیده باید به دلایلی که بعداً گفته خواهد شد، عمل کرد.

در راستای تکمیل روش طیفی، بهتر است نسبت به تعیین شتاب طیفی نیز پرداخت:

در حالت بدون میرایی برای معادله حرکت SDF داریم:  $f_I + f_s = 0 \rightarrow f_I = -f_s$

$$f_s = Ku \Rightarrow f_{s \max} = K u_{\max} \rightarrow \omega^2 = \frac{k}{m} \rightarrow K = m\omega^2 \Rightarrow$$

$$|f_s| = |f_I| \rightarrow |f_{s \max}| = |m\omega^2 S_d| = |f_{I \max}|$$

شتاب طیفی  $S_a = \text{حداکثر شتاب} = \omega^2 S_d = \text{شتاب} \times \text{جرم} = f_I$  نیروی اینرسی

پس با دانستن رابطه میان  $S_v$ ،  $S_d$  و  $S_a$  می توان طیف شتاب زلزله طیف را نیز رسم نمود.

توجه شود در سیستم های SDF برای بر آورد نیروی وارد بر سازه در اثر زلزله کافی است تغییر مکان

حداکثر را ضرب در سختی نمود یا شتاب حداکثر را ضرب در جرم نمود.

$$S_a = \omega^2 S_d = \omega S_v \leftarrow \text{رابطه مستقیم } S_v \text{، } S_d \text{ و } S_a \text{ با یکدیگر}$$

نکته: روابط اخیر برای حالتی بود که میرایی صاف منتظر شود ولی اگر صاف منتظر نشود، چه؟

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = 0 \quad \leftarrow \text{در زلزله} \quad f_I + f_d + f_s = 0$$

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = 0 \xrightarrow{\text{از دینامیک سازه ها}} \ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = 0 \rightarrow$$

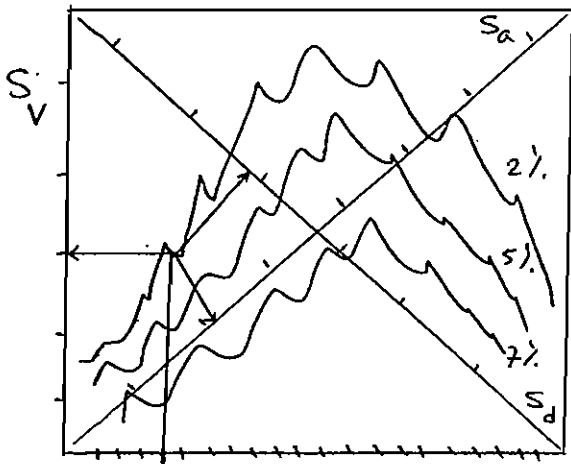
اصولاً با توجه به مقادیر متعارف  
 سرعت سازه  $u$  و فرکانس زاویه  $\omega$  آن  $\omega$

$$\Rightarrow \ddot{u} = \underbrace{-2\xi\omega \dot{u}}_{\text{ترم جدید}} - \omega^2 u$$

مقدار ترم جدید به دلیل کوچک بودن  $\xi$ ، اصولاً قابل صرف نظر در مقابل  $\omega^2 u$  می باشد به همین دلیل همواره فرض خواهیم کرد  $\ddot{u} \approx -\omega^2 u$  و در حالت قدر مطلق و حداکثر:  $S_a = \omega^2 S_d$

با توجه به روابط میان سه پارامتر  $S_a$ ،  $S_v$  و  $S_d$  می توان هر سه را در یک منحنی واحد ترسیم نمود که به آن طیف سه جانبه زلزله طبعی خواهیم گفت!

چنانچه باروش گفته شده، طیف سه جانبه پاسخ زلزله طبعی تهیه شده باشد و خواهیم برای یک سیستم SDF با پرورد یا فرکانس خود، محمولات را پدید آئیم کافی است برای منحنی  $\xi$  مورد نظر وصل شویم و از آن نقطه برای خواندن هر یک از مقادیر  $S_a$ ،  $S_v$  یا  $S_d$  به محور مربوط عمود کنیم و مقدار را قرائت نماییم.



طیف سه جانبه پاسخ زلزله طبعی

### طیف طرح

مسئله طیف پاسخ یک زلزله خاص آن است که محمولات مورد نظر طراح را فقط برای آن زلزله مورد نظر ارائه می دهد در صورتی که در طراحی هدف لحاظ نمودن خصوصیات زلزله های محل مورد نظر می باشد، برای رفع این مشکل، لازم است رکورد های زلزله های یک منطقه در اختیار باشد و سپس طیف آنها را بدست آورد و آنگاه با اعمال فلسفه های طراحی مورد نظر از نقطه نظر محافظه کاری یا غیره با در نظر گرفتن پوشش طیف های مورد استفاده از چند زلزله یا میانگین گیری آنها یا اعمال هر ضرب دیگر نسبت به تهیه یک طیف طرح با اهداف مورد نظر اقدام نمود، بدین است هر چه تعداد زلزله های معنی دار بیشتر باشد و منطقه مورد نظر کوچکتر باشد، خواهیم توانست طیف طرح منطقی ترین ارائه دهیم و با استفاده از آن طراح را انجام دهیم،

چون زلزله های مختلف دارای خصوصیات گوناگون و متفاوتی از یکدیگر هستند، پس در تهیه طیف طرح باید ابتدا آنها را مقیاس کرد که برای اینکار معمولاً حداکثر شتاب هر زلزله در نظر گرفته می شود و چون محده تهیه طیف تاکنون خطی بوده بنابراین مقیاس کردن زلزله ها نیز بصورت نسبت خطی انجام خواهد شد، پس توجه کنیم که باید برای هر طیفی مقدار شتاب مبسای آن مشخص باشد (مقیاس کردن یا نرمالیز کردن).

روش دینامیکی تحلیل سازه‌های MDF در برابر زلزله

در اینجا روش آنالیز مودال خلاصه می‌گردد؛ اگر بارگذاری بردار  $\{P(t)\}$  باشد

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{P(t)\}$$

معلوم  $\{\phi\}_i$  و  $\omega_i$  → ارتعاش آزاد  $\{u(t)\} = [c]\{0\}$

$$\text{اساس آنالیز مودال} \quad \{u(t)\} = [\phi]\{y\} = \sum_{i=1}^n \{\phi\}_i y_i$$

تغییر مکان مودال  $\downarrow$  تغییر مکان واقعی سیستم در مختصات مینرلی

با توجه به تعامد مودها؛

در یک سیستم  $n$  درجه  $\leftarrow n$  معادله  $n$  مجهول وابسته به  $n$  معادله تک مجهول مستقل تبدیل می‌شود؛

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\{\phi\}_i^T \{P(t)\}}{\{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad i=1 \text{ تا } n$$

$\{y\}$  معلوم پس  $\{u\}$  معلوم می‌شود؛

در بارگذاری زلزله داریم؛  $[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\}$

و  $\{u\}^t = \{u\} + \{z\}$  تغییر مکان زلزله برای همه درجات آزادی  $z$  است

پس  $\{z\} = z\{I\}$

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -\ddot{z}[m]\{I\} \quad \{\ddot{u}\}^t = \{\ddot{u}\} + \{\ddot{z}\}$$

با اعمال آنالیز مودال  $\leftarrow$

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\ddot{z} \{\phi\}_i^T [m] \{I\}}{\{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i}$$

$$\left. \begin{aligned} \mu_i &= \{\phi\}_i^T [m] \{I\} \\ \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i &= M_i \end{aligned} \right\} \ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\mu_i}{M_i} \ddot{z}(t)$$

حل از طریق انتگرال دیویدل؛

$$y_i(t) = \frac{\mu_i}{M_i} \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \xi_i \omega_i (t-\tau) d\tau = \frac{\mu_i}{M_i \omega_i} V_i(t)$$

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^n \{\phi\}_i y_i = \sum_{i=1}^n \{\phi\}_i \left( \frac{\mu_i V_i(t)}{M_i \omega_i} \right)$$



بردار تغییر مکان ناشی از مورد  $i$ ام  $\{u\}_i = \{\phi\}_i \frac{\mu_i V_i(t)}{M_i \omega_i}$

تغییر مکان طبقه  $K$ ام در مورد  $i$ ام  $u_{ki} = \phi_{ki} \frac{\mu_i V_i(t)}{M_i \omega_i}$

نیروی طبقه  $K$ ام ناشی از مورد  $i$ ام  $F_{ki}(t) = m_k \ddot{u}_{ki} = m_k \omega_i^2 u_{ki}$

نیروی طبقه  $K$ ام ناشی از اثر همه مورد  $i$   $F_k(t) = \sum_{i=1}^n m_k \ddot{u}_{ki} = \sum_{i=1}^n m_k \omega_i^2 u_{ki}$

کل نیروی زلزله در پای سازه در مورد  $i$ ام  $F_i(t) = \sum_{k=1}^n m_k \ddot{u}_{ki} = \sum_{k=1}^n m_k \omega_i^2 u_{ki}$

$$\Rightarrow F_i(t) = \underbrace{\{I\}^T [m] \{\phi\}_i}_{\mu_i} \omega_i^2 y_i(t)$$

$$F_i(t) = \mu_i \omega_i^2 \frac{\mu_i V_i(t)}{M_i \omega_i} = \left( \frac{\mu_i^2 \omega_i^2}{M_i} \right) V_i(t)$$

کل نیروی زلزله در پای سازه ناشی از اثر همه مورد  $i$   $F(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\mu_i^2 \omega_i^2}{M_i} V_i(t)$

روش طیفی تحلیل سازه های MDF در برابر زلزله

با توجه به کویضیات روش در حالت SDF داریم:

$$\max \{u\}_i = \{\phi\}_i \frac{\mu_i}{M_i \omega_i} V_i \max = \{\phi\}_i \frac{\mu_i}{M_i \omega_i} S_v(\tau_i, \xi_i)$$

عدالت ها در مورد  $i$  مختلف در یک لحظه نخواهند بود:

$$\max \{u\} \neq \sum_{i=1}^n \max \{u\}_i$$

$$\max \{u\} \# \left\{ \sum_{i=1}^n \left[ \left( \frac{\mu_i}{M_i \omega_i} \right) S_v(\tau_i, \xi_i) \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

تغییر مکان حدالتر طبقه کاک ناشی از  
 مورد  $\mu_i$

$$\max U_{ki} = \frac{\phi_{ki} \mu_i}{M_i \omega_i} S_{vi}$$

حدالتر نیروی پای سازه در اثر مورد  $\mu_i$

$$\max F_i = \frac{\mu_i^2}{M_i} S_a(T_i, \xi_i)$$

حدالتر نیروی طبقه کاک در مورد  $\mu_i$

$$\max F_{ki} = m_k \frac{\phi_{ki} \mu_i \omega_i}{M_i} S_{vi}$$

حدالتر نیروی پای سازه  
 در اثر همه مورد

$$\max F \# \left\{ \sum_{i=1}^n \left[ \left( \frac{\mu_i^2}{M_i} \right) S_a(T_i, \xi_i) \right]^2 \right\}^{1/2}$$