

6. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Πρόβλεψη, Συνέπειες & Μέτρα Αντιμετώπισης

Γιώργος Δ. Μπουκοβαλας
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(ΜΕΡΟΣ Α)

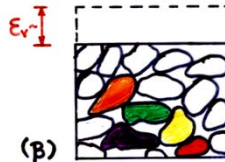
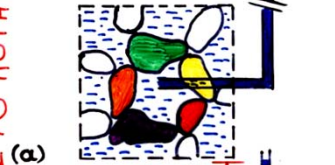
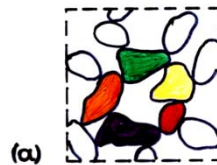
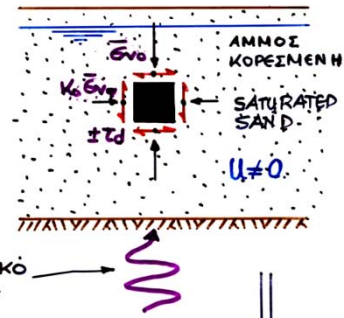
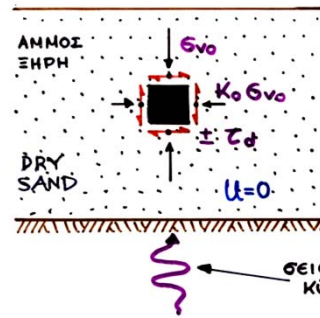
Φεβρουάριος 2014

Niigata, Japan (1964)



ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ & Δυναμικής Συνίζησης

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΗΣΗ



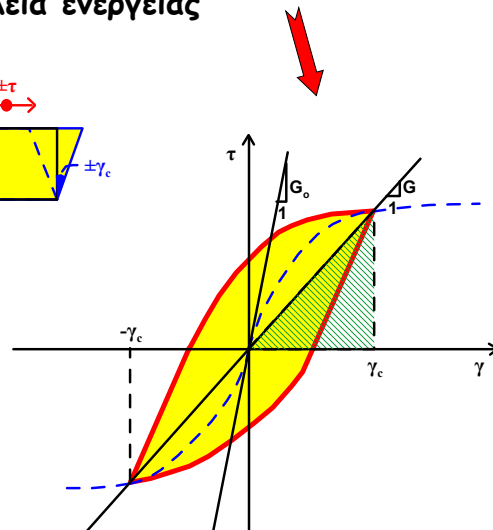
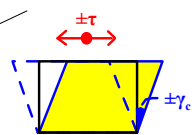
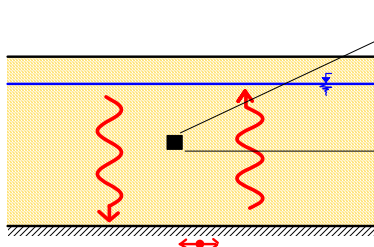
ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

6.1. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Υπενθύμιση από δυναμική συμπεριφορά εδαφικού στοιχείου

ανακυκλική
φόρτιση

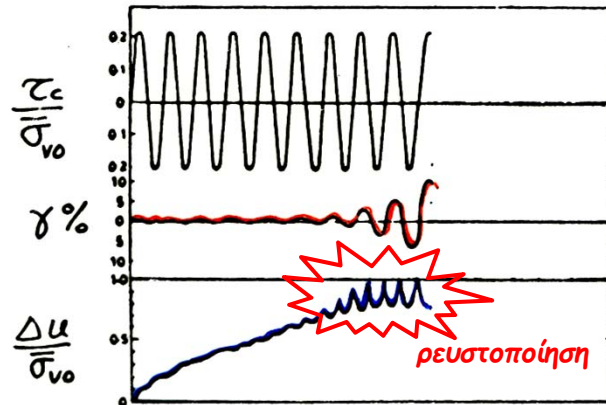
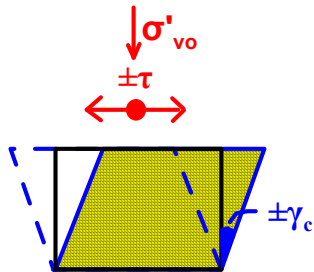
- απομείωση διατμητικής δυσ-τμησίας
- απώλεια ενέργειας



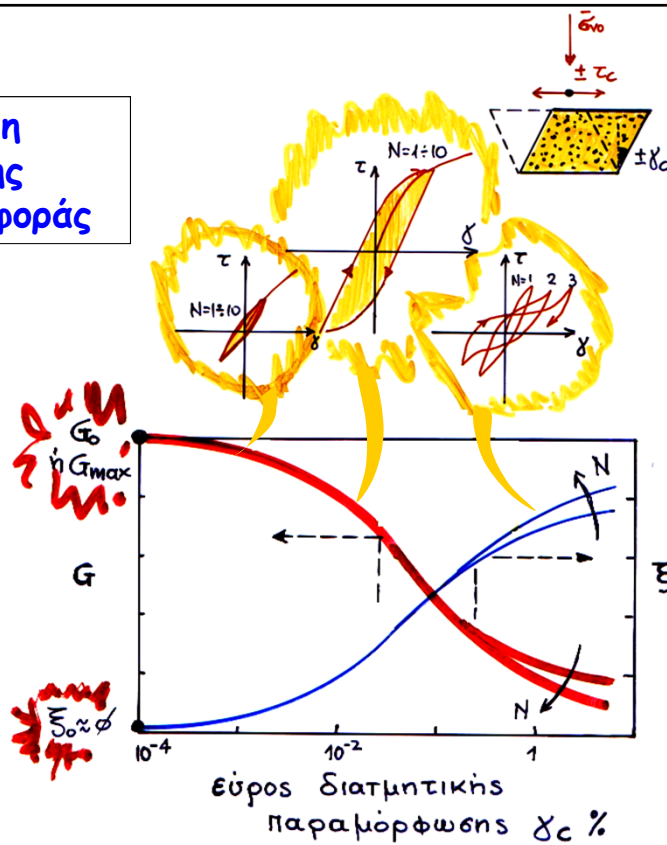
ανακυκλική
φόρτιση



- ογκομετρική παραμόρφωση
- υπερπίεσεις ύδατος πόρων



Περίληψη
δυναμικής
συμπεριφοράς



«εν δυνάμει»

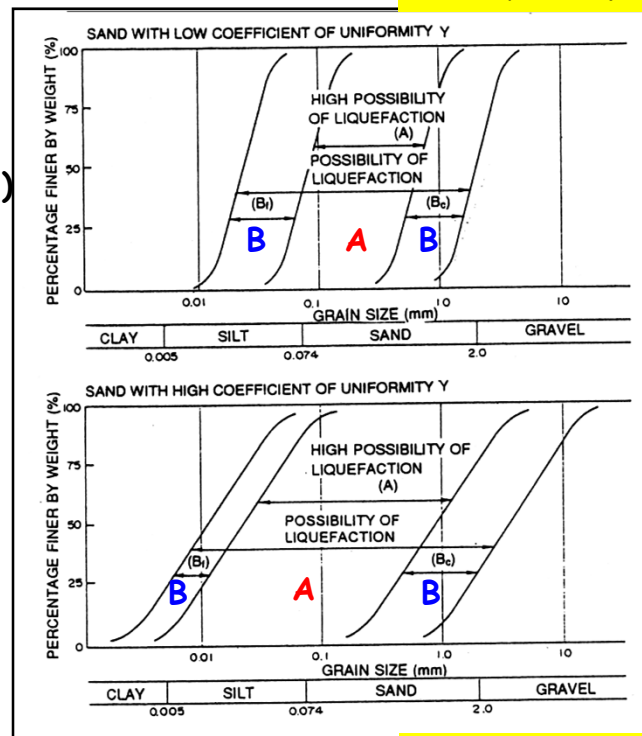
ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΑ

ΕΔΑΦΗ

(ποια εδάφη ρευστοποιούνται?)

Ζώνη Α: κατ' εξοχήν
ρευστοποιήσιμα εδάφη

Ζώνη Β: πιθανώς (πιο
δύσκολα) ρευστοποιήσιμα
εδάφη



$C_u = d_{60}/d_{10} < 3.5$

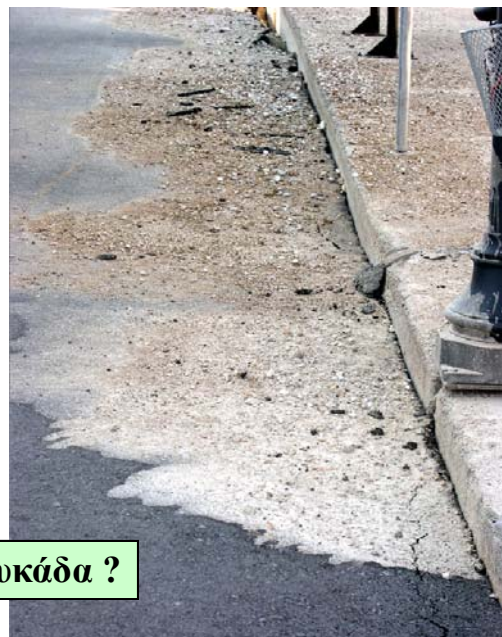
$C_u = d_{60}/d_{10} > 3.5$

Ρευστοποιούνται και τα αμμοχάλικα;

μερικά
ιστορικά περιστατικά:

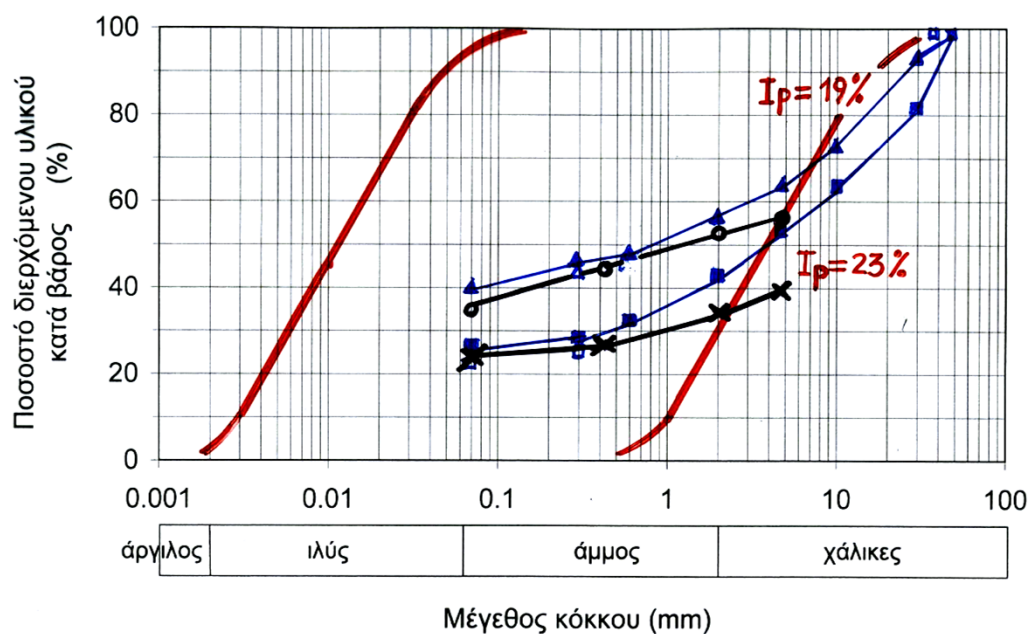
- ✚ 1948 – Fuqui
- ✚ 1964 – Valdez (Αλάσκα)
- ✚ 1975 – Κίνα
- ✚ 1976 – Κίνα
- ✚ 1983 – Idaho (Η.Π.Α.)
- ✚ 1988 – Αρμενία
- ✚ 1995 – Kobe (Ιαπωνία)

✚ 2003 – Λευκάδα ?



κοκκομετρική διαβάθμιση υλικού επίχωσης
που ρευστοποιήθηκε:

καλά διαβαθμισμένο αργιλώδες αμμοχάλικο !



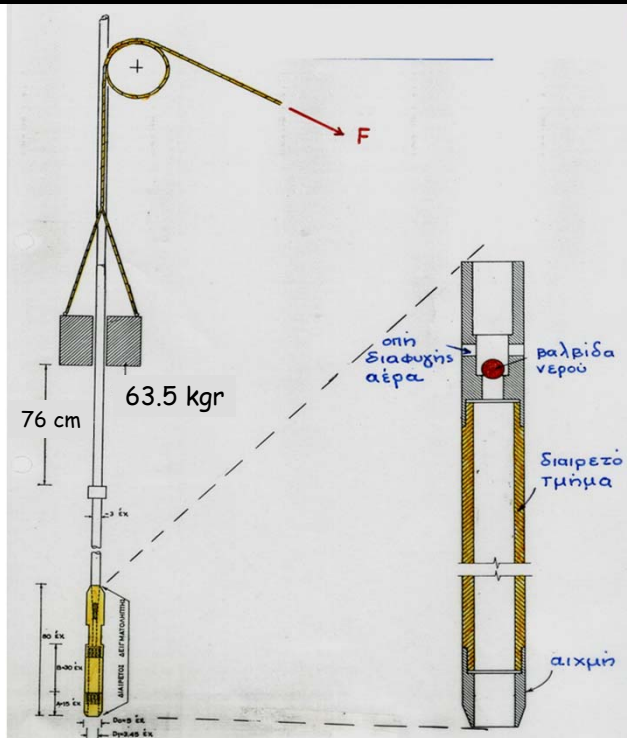
Κριτήρια για αργιλώδεις άμμους

	Clay Content (<5μm)	Clay Content (<3μm)	LL	W	PI
Wang (1976)	< 15÷20%	-	-	> 0.9 LL	-
Seed & Idriss (1982)	< 15%	-	< 35%	> 0.9 LL	-
Youd (1998)	-	-	< 35%	-	< 7%
Andrews & Martin (2000)	-	< 10%	< 32%	> 0.9 LL	-
Seed et al. (2001)	-	-	< 30%	-	< 10÷12%
Polito (2001)	-	-	< 25%	-	< 7%

6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΔΟΚΙΜΕΣ SPT (βασικές αρχές)

1ο ΒΗΜΑ:

εκτίμηση της
ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ σε
ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ
με την βοήθεια της δοκιμής
Πρότυπης Διείσδυσης
(ή SPT)



Διόρθωση Βάθους

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E$$

$$C_N \cong \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}}} < 1.7$$

Διόρθωση Ενέργειας Κρούσεως C_E

ΧΩΡΑ	ΤΥΠΟΣ ΣΦΥΡΑΣ	ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	C_E
Ιαπωνία	Donut	Ελεύθερη πτώση	1.30
		Σχοινί με τροχαλία και μηχανισμό απελευθέρωσης	1.12
Η.Π.Α.	Safety donut	Σχοινί με τροχαλία	1.00
		Σχοινί με τροχαλία και μηχανισμό απελευθέρωσης	0.75
Κίνα	Donut	Ελεύθερη πτώση -	1.00
		Σχοινί με τροχαλία	0.83

Βασικές αρχές μεθόδου

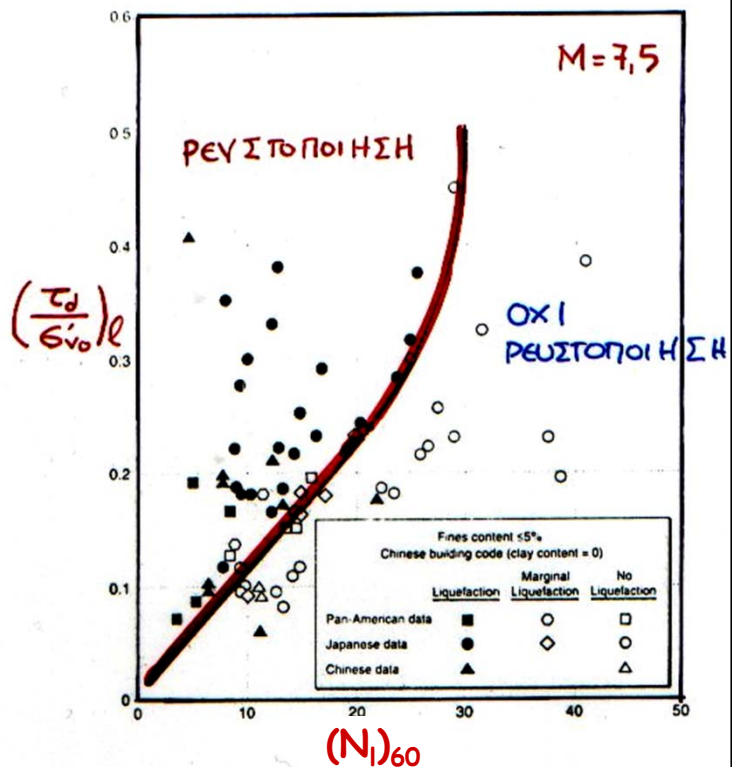
Seed et al. (1985)

Αξιολόγηση

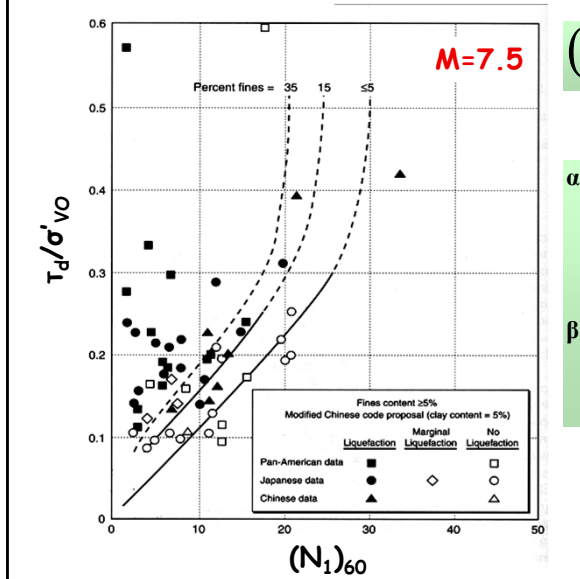
πραγματικών
περιστατικών

όπου συνέβη (μαύρα
σημεία) ή δεν συνέβη
(λευκά σημεία)
ρευστοποίηση

σε σεισμό μεγέθους
 $M=7.5$



επίδραση ποσοστού ιλύος



$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta (C_N C_E N_m)$$

$$\alpha = 0 \text{ για } FC = 0$$

$$\exp[1.76 - (190 / FC^2)] \text{ για } FC = 5 + 35\%$$

$$5.0 \text{ για } FC > 35\%$$

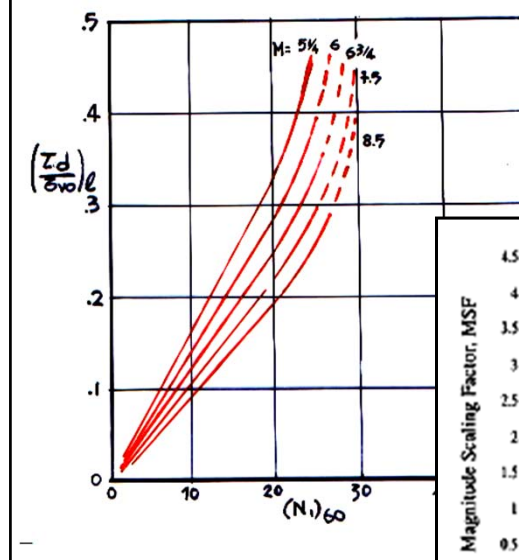
$$\beta = 1 \text{ για } FC = 0$$

$$[0.99 + (FC^{1.50} / 1000)] \text{ για } FC = 5 + 35\%$$

$$1.2 \text{ για } FC > 35\%$$

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E$$

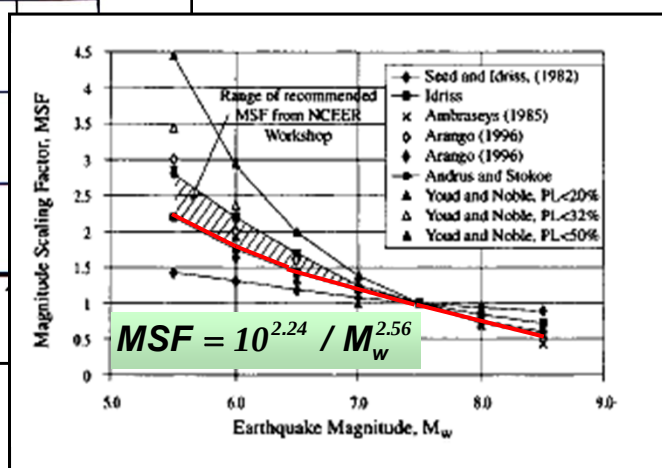
επίδραση μεγέθους (M) σεισμού



$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right)_L = MSF \cdot \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right)_{L, M=7.5}$$

$$(CRR = MSF \cdot CRR_{M=7.5})$$

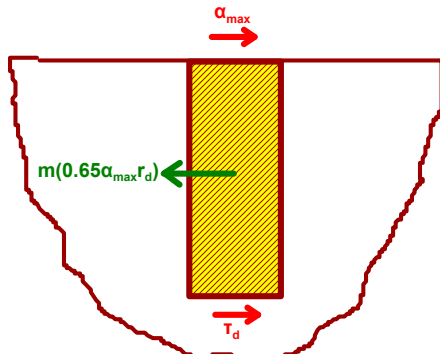
$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E$$



2ο ΒΗΜΑ:

Υπολογισμός
σεισμικών
δράσεων

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$



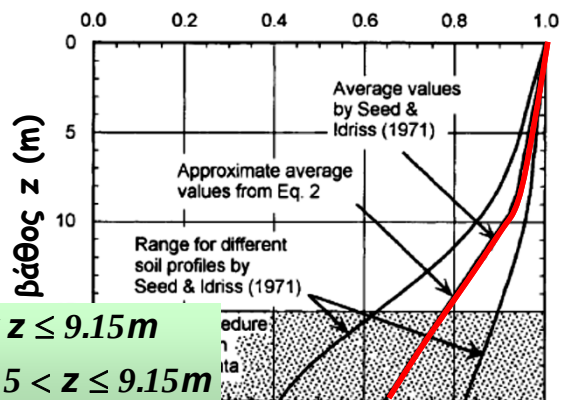
$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{for } z \leq 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{for } 9.15 < z \leq 9.15m$$

3ο ΒΗΜΑ: Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας

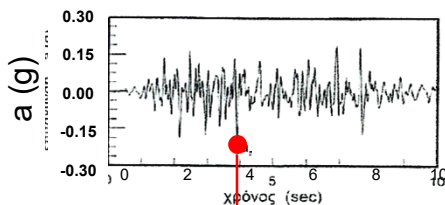
$$FS_L = \frac{(\tau_d / \sigma'_{vo})_L}{(\tau_d / \sigma'_{vo})} \geq 1.00 \div 1.20$$

συντελεστής απομείωσης τάσεων r_d



Παράδειγμα . . .

κορεσμένη αμμώδης απόθεση (ιλύς 10%) με $\gamma_{\text{κορ}} = 20 \text{ kN/m}^3$
σε βάθος $z = 5 \text{ m}$, αριθμός κύππων $N_m = 10$, $D_r = 75\%$



$a_{\max} = 0.24g$
σεισμός $M_w = 6.5$

ΒΗΜΑ 1α:

Διόρθωση αριθμού κρούσεων SPT, με μέτρηση $N_m = 10$

$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta(C_N C_E N_m)$$

- **Διόρθωση βάθους:** $C_N = (p_a/\sigma'_{vo})^{0.5} = (100/50)^{0.5} = 1.41 < 1.7$
 $\rightarrow C_N = 1.41$

- **Διόρθωση ποσοστού ιλύος:** ιλύς 10% $\rightarrow \alpha = \exp[1.76 - (190/10^2)] = 0.87$
 $\beta = [0.99 + 10^{1.5}/1000] = 1.02$

- **Διόρθωση ενέργειας κρούσης:** σχοινί με τροχαλία (Η.Π.Α.) $\rightarrow C_E = 1.0$

και τελικώς

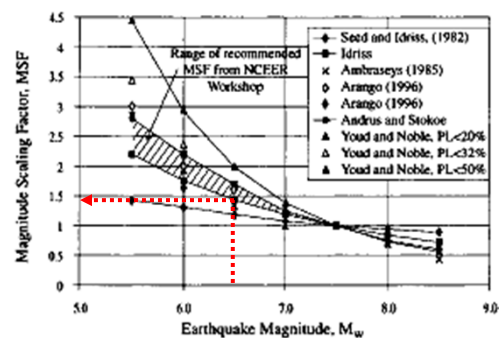
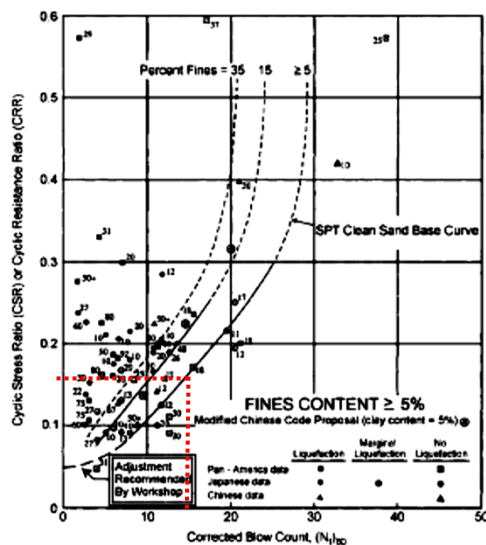
$$(N_1)_{60,cs} = 0.87 + 1.02(1.41 \times 1.0 \times 10) = 15.2 \rightarrow (N_1)_{60,cs} = 15$$

ΒΗΜΑ 1β:

Αντοχή σε ρευστοποίηση από ΕΠΙΤΟΠΙΟΥ δοκιμές

$$(N_1)_{60,cs} = 15$$

$$\rightarrow (\tau_d/\sigma'_{vo})_{L,7.5} = 0.17$$



$$M_w = 6.5$$

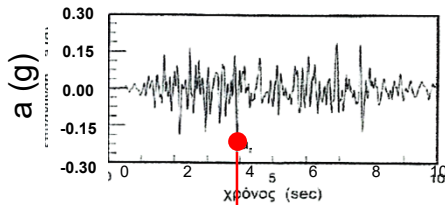
$$\rightarrow MSF = 10^{2.24/6.5^{2.56}} = 1.44$$

και τελικώς..

$$(\tau_d/\sigma'_{vo})_L = 1.44 \times 0.17 = 0.245$$

ΒΗΜΑ 2^ο: εκτίμηση διατμητικής τάσης σεισμού

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$



$a_{max} = 0.24g$
σεισμός $M_w = 6.5$

$$\begin{aligned}\sigma_{vo} &= 5 \times 20 = 100 \text{ kPa} \\ \sigma'_{vo} &= 5 \times (20 - 10) = 50 \text{ kPa} \\ r_d &= 1 - 0.00765 \times 5 = 0.96\end{aligned}$$

$$\tau_d / \sigma'_{vo} = 0.30$$

ΒΗΜΑ 3^ο: Εκτίμηση Συντελεστή Ασφαλείας

$$\begin{aligned}FS_L &= (\tau_d / \sigma'_{vo})_I / (\tau_d / \sigma'_{vo}) \\ &= 0.245 / 0.3 = 0.82 < 1.00\end{aligned}$$

Άρα,

υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης για το συγκεκριμένο έδαφος και τον συγκεκριμένο σεισμό.

Παρατήρηση:

Σύμφωνα με την ισχύουσα σήμερα πρακτική, συχνά θεωρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας $FS_L = 1.00$ είναι ικανοποιητικός. Υπάρχει όμως και η άποψη ότι θα πρέπει $FS_L > 1.00$. Για παράδειγμα ο EC-8 απαιτεί ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας $FS_L > 1.20$.

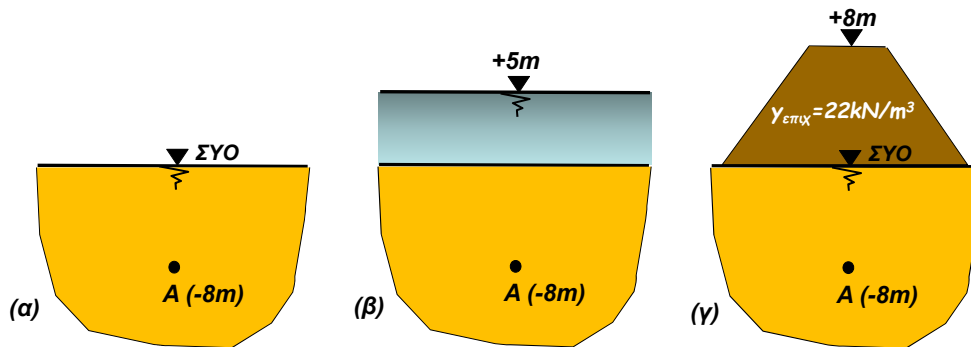
ΑΣΚΗΣΗ 6.1

Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης στο σημείο Α, για τις 3 παρακάτω περιπτώσεις, στην περίπτωση του κύριου σεισμού της Κεφαλониάς ($M_w=5.7$, $a_{max}=0.55g$).

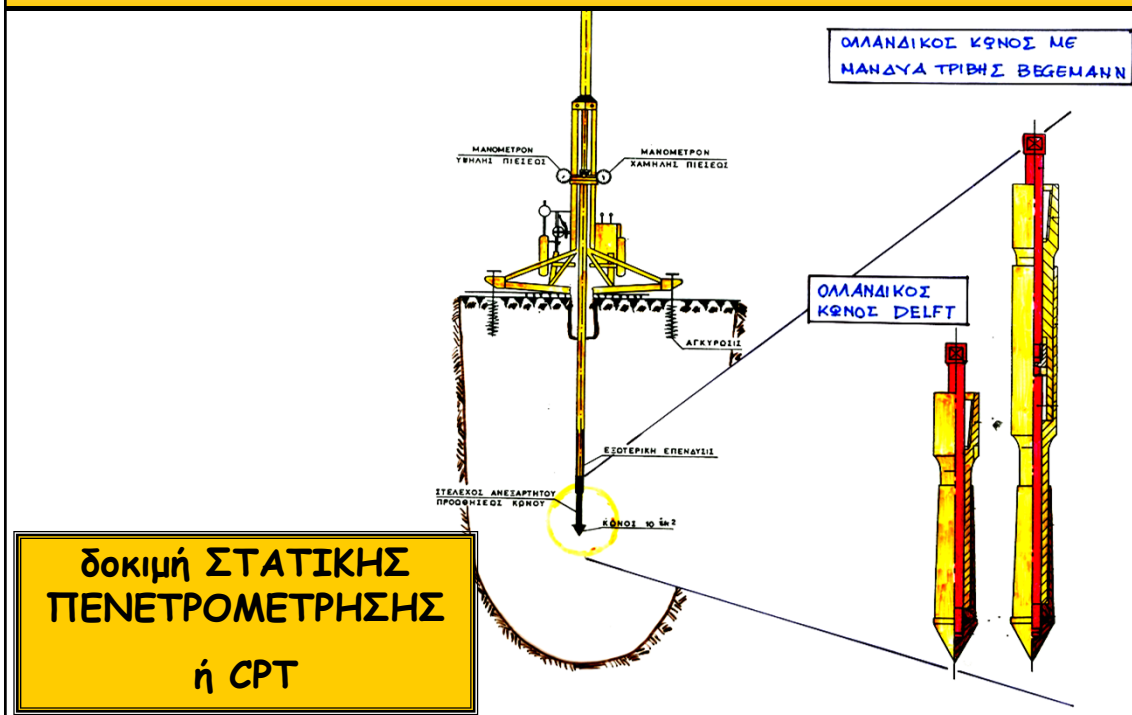
Το έδαφος είναι ιλυώδης άμμος με ποσοστό υλός $f=10\%$ και δείκτη πλασσιμότητας $PI=0\%$ ($\gamma_{KOP}=20.0 \text{ kN/m}^3$).

Από δοκιμές SPT που πραγματοποιήθηκαν στο ελεύθερο πεδίο, πριν την ανύψωση του Υ.Ο. (περίπτωση α), ο αριθμός κρούσεων στο σημείο Α βρέθηκε ίσος με $N_m=10$. Η δοκιμή SPT εκτελέστηκε με μηχανισμό απελευθέρωσης του «πίπτοντος βάρους».

Υπόδειξη: Στην περίπτωση (γ) να θεωρηθεί ότι η σεισμική επιτάχυνση είναι $1.25a_{max}$ στην στέψη του επιχώματος, και $0.50a_{max}$ στην βάση του επιχώματος και στο υπέδαφος.



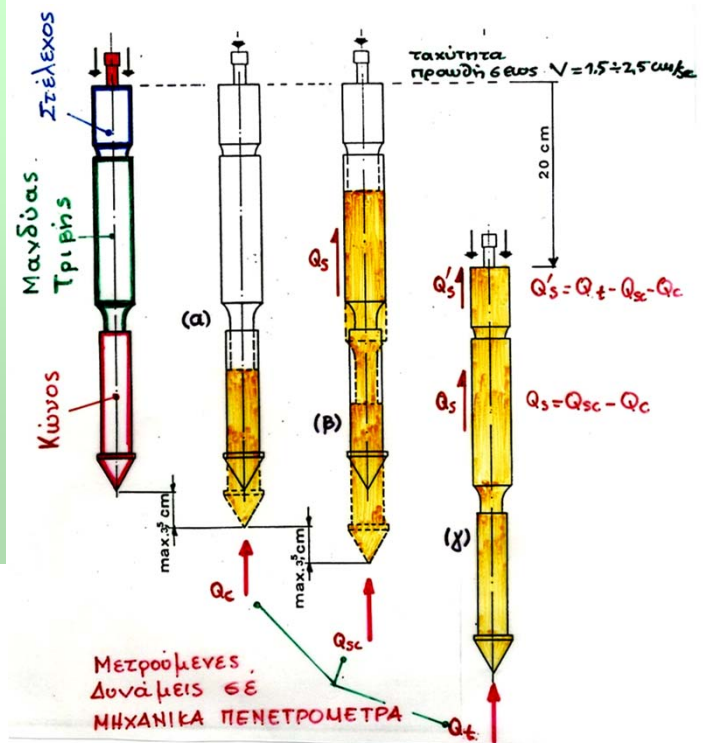
6.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΔΟΚΙΜΕΣ CPT (η «επίσημη» μεθοδολογία NCEER, 2001)



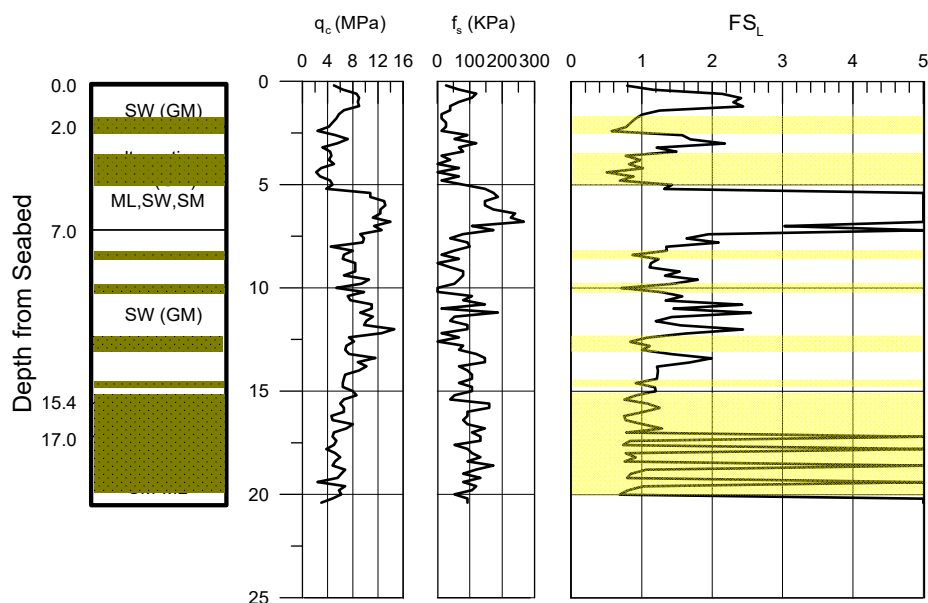
Η εκτέλεση της δοκιμής με

**Ολλανδικό Κώνο με
μανδύα τριβής
Begemann:**

1. Προώθηση μόνο του κώνου
2. Προώθηση του κώνου μαζί με τον μανδύα
3. Προώθηση όλης της στήλης



Η δοκιμή CPT έχει πλεονεκτήματα



Αρχικά τουλάχιστον,

η εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης από αποτελέσματα δοκιμών CPT δεν αναπτύχθηκε ανεξάρτητα, αλλά βασίσθηκε:

- στην μέθοδο Seed et al. για δοκιμές SPT, που αναπτύχθηκε προηγουμένως, και
- σε εμπειρικές συσχετίσεις του λόγου q_c/N' και του τύπου εδάφους.

π.χ. Schmertman (1971)

Είδος εδάφους	q_c/N'
Άμμος	0,5 ÷ 0,6
Ιλυώδης άμμος	0,3 ÷ 0,4
Αργιλώδης άμμος	0,3 ÷ 0,4
Ιλύς	0,2 ÷ 0,3
Άργιλος	0,1 ÷ 0,2

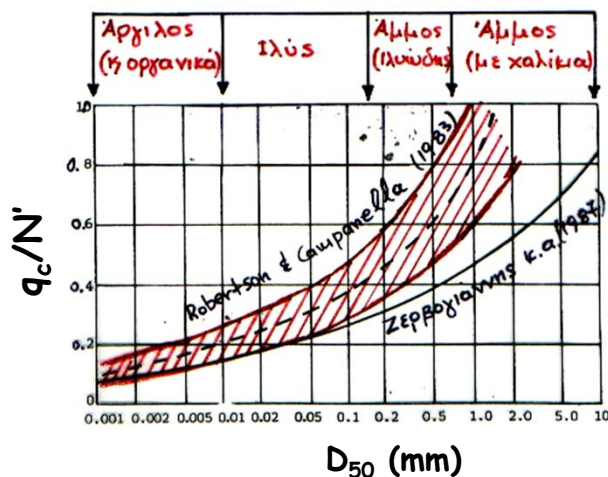
q_c σε MPa,

$N' = N \cdot I_m$, $I_m = ER_m/60$

Αρχικά τουλάχιστον,

η εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης από αποτελέσματα δοκιμών CPT δεν αναπτύχθηκε ανεξάρτητα, αλλά βασίσθηκε:

- στην μέθοδο Seed et al. για δοκιμές SPT, που αναπτύχθηκε προηγουμένως, και
- σε εμπειρικές συσχετίσεις του λόγου q_c/N' και του τύπου εδάφους.



q_c σε MPa,

$N' = N \cdot I_m$, $I_m = ER_m/60$

Ακολουθήσε όμως,

η διατύπωση ανεξάρτητης μεθοδολογίας για την εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης από αποτελέσματα δοκιμών CPT, βασισμένη απ' ευθείας σε αντίστοιχα αποτελέσματα:

NCEER/NSF WORKSHOP (JGGE, ASCE, Oct. 2001)

από τους

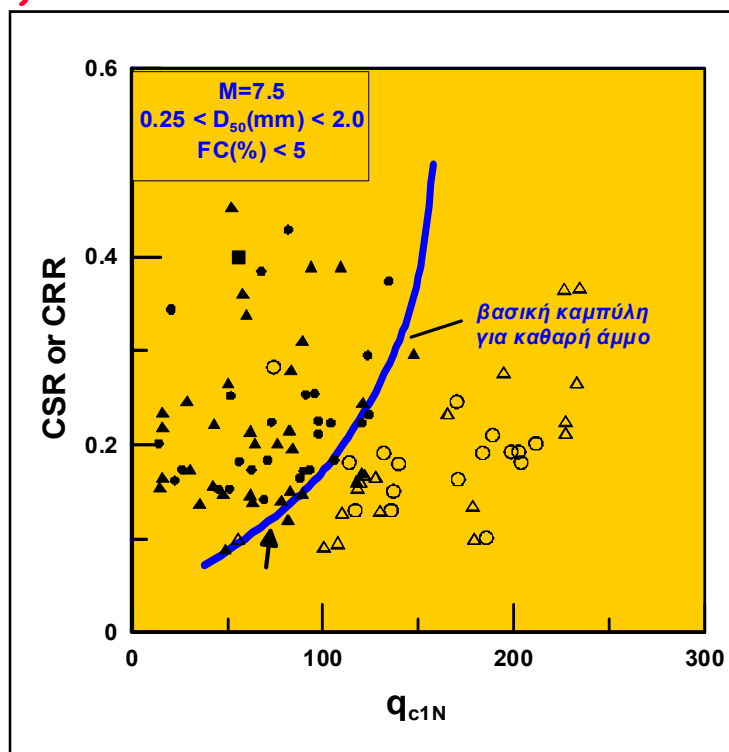
T. L. Youd, I. M. Idriss, R. D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J. T. Christian
R. Dobry, W. D. L. Finn, L. F. Harder, M. E. Hynes, K. Ishihara, J. S. Koester
S.C. Liao, W. F. Marcuson III, G. R. Martin, J. K. Mitchell, Y. Moriwaki,
M. S. Power, P. K. Robertson, R. B. Seed και K. H. Stokoe II

Η νέα αυτή μεθοδολογία έχει πολλά κοινά σημεία με την μεθοδολογία για SPT που περιγράφηκε προηγουμένως. Έχει όμως και μία βασική διαφορά:

Ο χαρακτηρισμός μίας εδαφικής στρώσης ως «εν δυνάμει ρευστοποίησης» αποτελεί αναπόσπαστο μέρος της μεθοδολογίας και δεν γίνεται εκ προοιμίου, βάσει ανεξαρτήτων κριτηρίων, όπως με την δοκιμή SPT.

NCEER/NSF WORKSHOP (JGGE, ASCE, Oct. 2001)

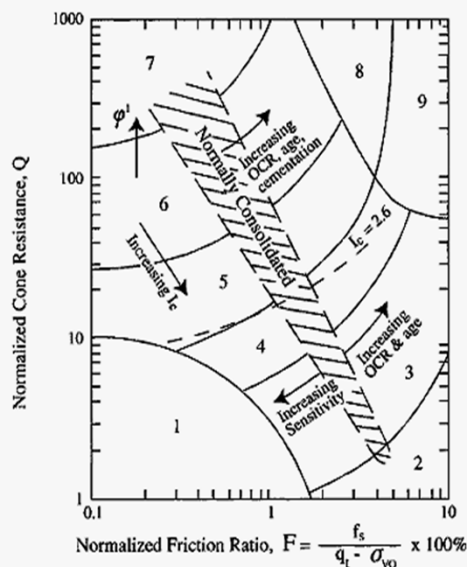
T. L. Youd
I. M. Idriss
R. D. Andrus
I. Arango
G. Castro
J. T. Christian
R. Dobry
W. D. L. Finn
L. F. Harder
M. E. Hynes
K. Ishihara
J. S. Koester
S.C. Liao
W. F. Marcuson III
G. R. Martin
J. K. Mitchell
Y. Moriwaki
M. S. Power
P. K. Robertson
R. B. Seed
K. H. Stokoe II



1ο ΒΗΜΑ: **ΕΝΤΟΠΙΣΜΟΣ ΤΩΝ «ΕΝ ΔΥΝΑΜΕΙ» ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ**

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100\%$$

$$Q = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$



- | | | |
|------------------------|---|--------------------|
| 1 ευαίσθητα λεπτόκοκκα | } | $n = 1.0$ |
| 2 οργανικά | | |
| 3 άργιλοι | | |
| 4 ιλυώδη μίγματα | } | $n = 0.5 \div 1.0$ |
| 5 άμμοι | | |
| 6 άμμοι χονδρόκοκκοι | } | $n = 0.5$ |
| 7 χαλίκια | | |

1ο ΒΗΜΑ: **ΕΝΤΟΠΙΣΜΟΣ ΤΩΝ «ΕΝ ΔΥΝΑΜΕΙ» ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ**

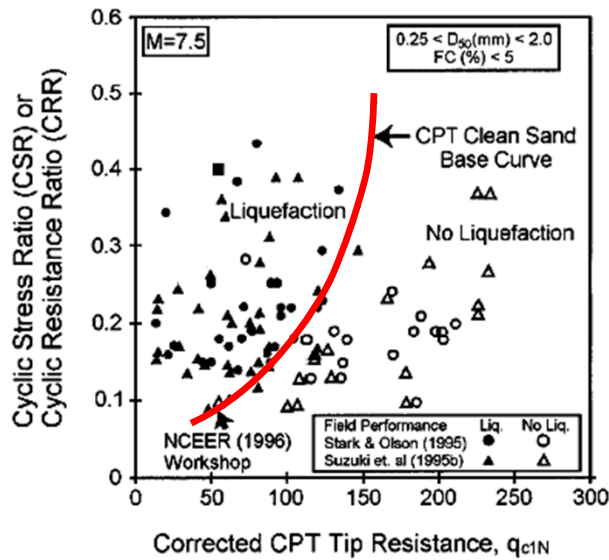
$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100\%$$

$$Q = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2}$$

- | | | | |
|------------------------|---|--|-------------------|
| 1 ευαίσθητα λεπτόκοκκα | } | $n = 1.0$ & $I_c > 2.6$ | ΜΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΑ |
| 2 οργανικά | | | |
| 3 άργιλοι | | | |
| 4 ιλυώδη μίγματα | } | $n \approx 0.70$ & $I_c \approx 2.6 - 3.0$ | ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΑ |
| 5 άμμοι | | | |
| 6 άμμοι χονδρόκοκκοι | } | $n = 0.5$ & $I_c < 2.6$ | ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΑ |
| 7 χαλίκια | | | |

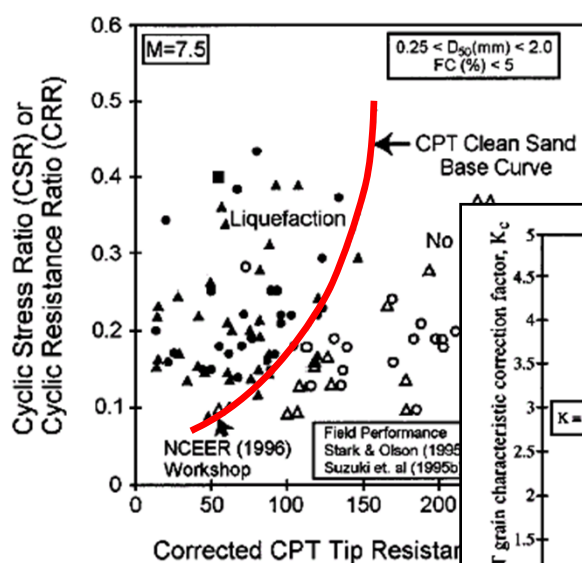
2ο ΒΗΜΑ: Εκτίμηση της ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ σε ρευστοποίηση



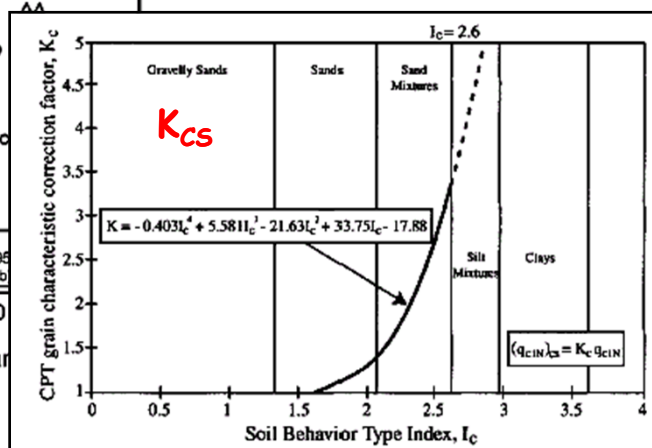
$$q_{c1N} = C_Q \cdot K_{CS} \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \leq 1.70$$

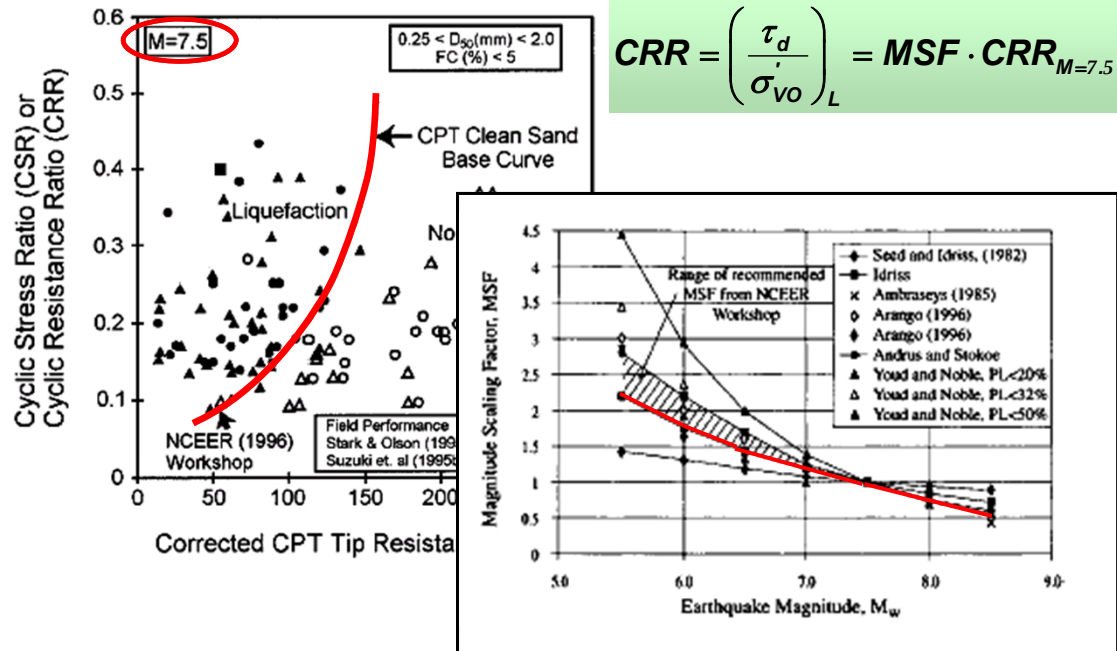
2ο ΒΗΜΑ: Εκτίμηση της ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ σε ρευστοποίηση



$$q_{c1N} = C_Q \cdot K_{CS} \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$



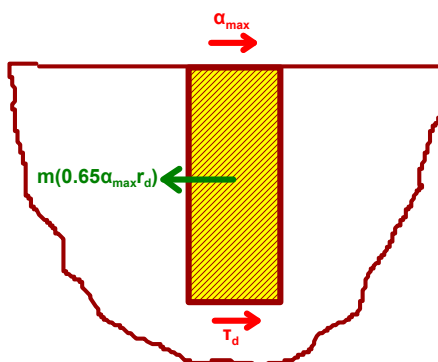
2ο ΒΗΜΑ: Εκτίμηση της ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ σε ρευστοποίηση



3ο ΒΗΜΑ:

Υπολογισμός
σεισμικών
δράσεων

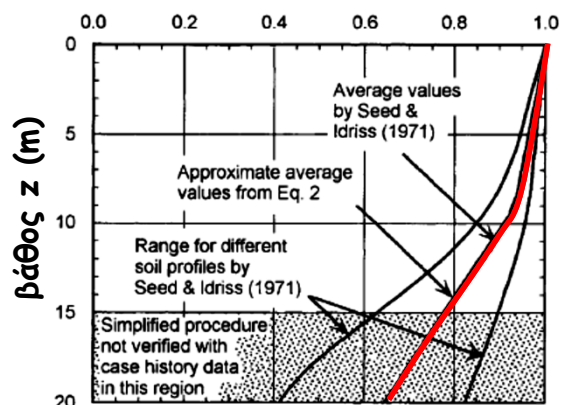
$$\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$



4ο ΒΗΜΑ: Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας

$$FS_L = \frac{(\tau_d / \sigma'_{vo})_L}{(\tau_d / \sigma'_{vo})} \geq 1.00 \div 1.20$$

συντελεστής απομείωσης τάσεων r_d



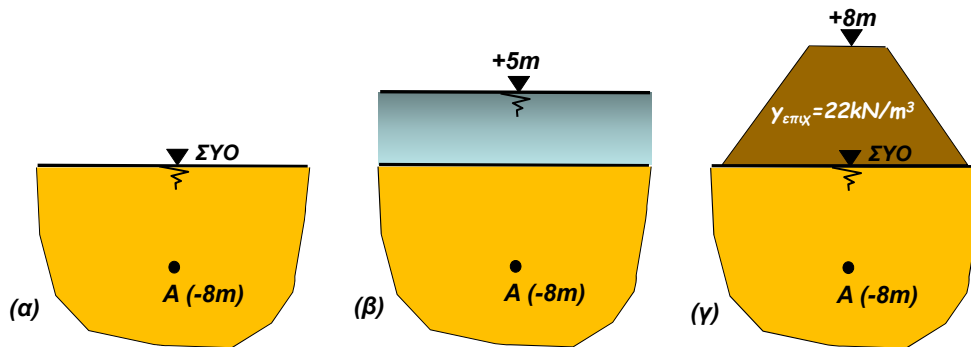
ΑΣΚΗΣΗ 6.2

Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης στο σημείο Α, για τις 3 παρακάτω περιπτώσεις, στην περίπτωση του κύριου σεισμού της Κεφαλονιάς ($M_w=5.7$, $a_{max}=0.55g$).

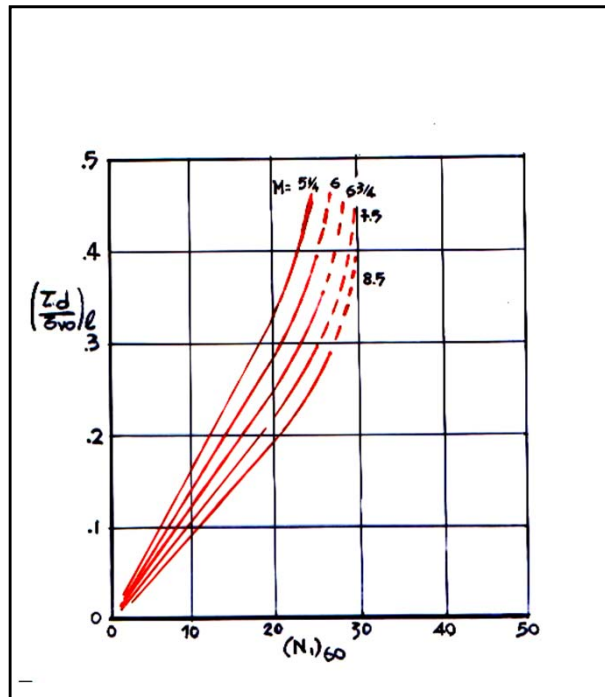
Από δοκιμές CPT που πραγματοποιήθηκαν στο ελεύθερο πεδίο, πριν την ανύψωση του Υ.Ο. (περίπτωση α), η αντίσταση αιχμής και η πλευρική τριβή του κώνου στο σημείο Α μετρήθηκαν ως $q_c=3.35\text{MPa}$ και $f_s=67\text{ kPa}$.

Για το έδαφος να θεωρηθεί ότι $\gamma_{κορ.}=20\text{kN/m}^3$

Υπόδειξη: Στην περίπτωση (γ) να θεωρηθεί ότι η σεισμική επιτάχυνση είναι $1.25a_{max}$ στην στέγη του επιχώματος, και $0.50a_{max}$ στην βάση του επιχώματος και στο υπέδαφος.



**επίδραση
μεγέθους (M)
σεισμού**



$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E$$

6. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Πρόβλεψη, Συνέπειες & Μέτρα Αντιμετώπισης

Γιώργος Δ. Μπουκοβαλας
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(ΜΕΡΟΣ Β)

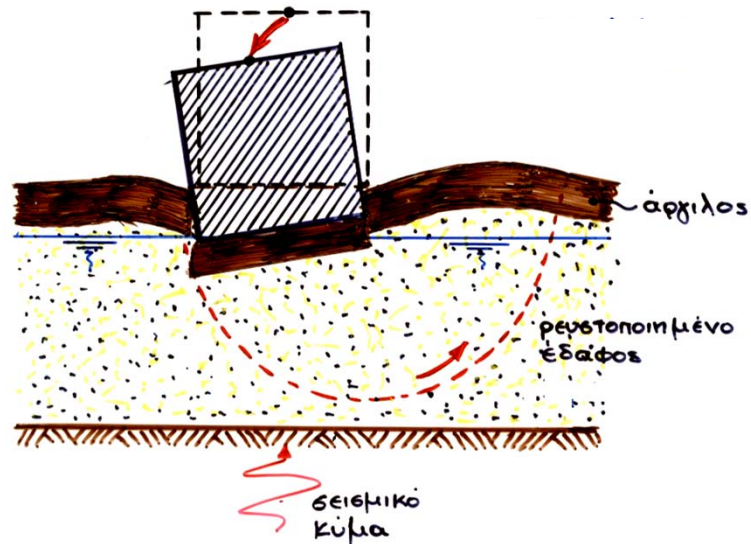
Μάρτιος 2014

Ρευστοποίηση ! Και τώρα τι κάνουμε;

- ✚ Οι συνέπειες μπορεί να είναι απλώς ενοχλητικές (καθίζηση εδάφους) έως καταστροφικές (lateral spreading, αστοχία πρανών, μείωση της Φ .Ι. Θεμελιώσεων, αστοχία τοίχων αντιστήριξης, ..).
- ✚ Αφού βεβαιωθούμε για τον κίνδυνο ρευστοποίησης, θα πρέπει να εκτιμήσουμε ποσοτικά τις συνέπειες της ρευστοποίησης στα τεχνικά έργα, και συγκεκριμένα να προβούμε (κατά περίπτωση) σε εκτίμηση
 - των καθιζήσεων & των οριζόντιων μετακινήσεων,
 - της παραμένουσας διατμητικής αντοχής του ρευστοποιημένου εδάφους,
 - της μειωμένης Φ .Ι. Θεμελιώσεων,
 - της ευστάθειας πρανών.
- ✚ Στην περίπτωση (και **μόνον**) που οι ανωτέρω έλεγχοι αποβούν αρνητικοί, θα πρέπει επιπλέον να λάβουμε μέτρα αποτροπής της ρευστοποίησης (π.χ. συμπύκνωση εδάφους ή επιτάχυνση της στράγγισης) ή αποτροπής των συνεπειών της ρευστοποίησης (π.χ. Θεμελίωση με πασσάλους, αντιστήριξη πρανών).

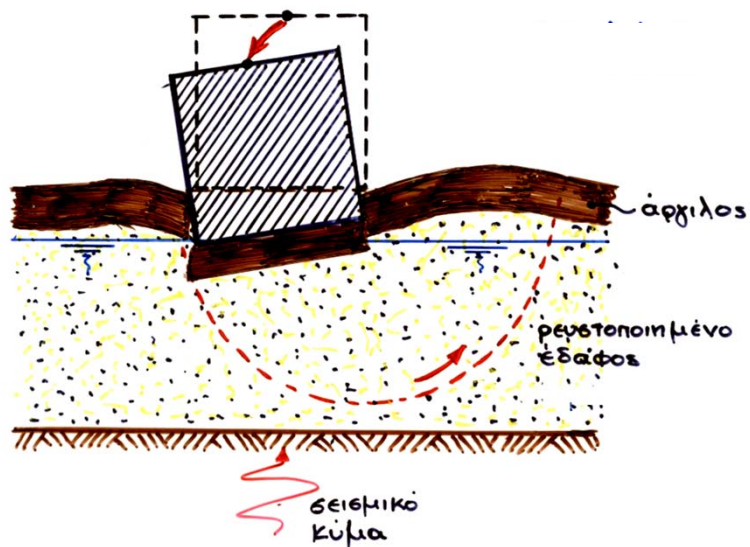
6.4 ΣΥΝΕΠΤΕΙΕΣ Ρευστοποίησης σε Τεχνικά Έργα

✚ Αστοχία Θεμελιώσεων

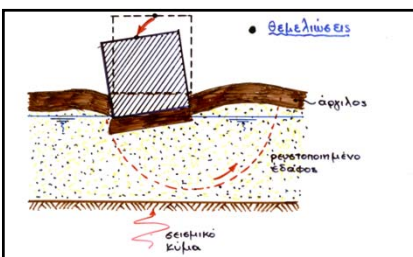
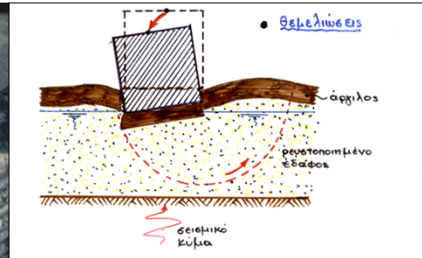


✚ ΕΠΙΔΡΑΣΗ Ρευστοποίησης σε Τεχνικά Έργα

✚ Αστοχία Θεμελιώσεων

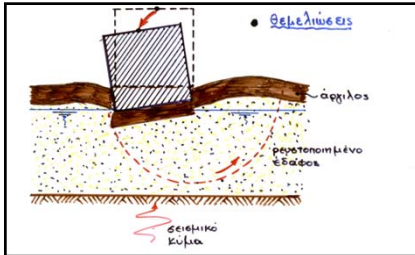


Niigata, Japan (1964)



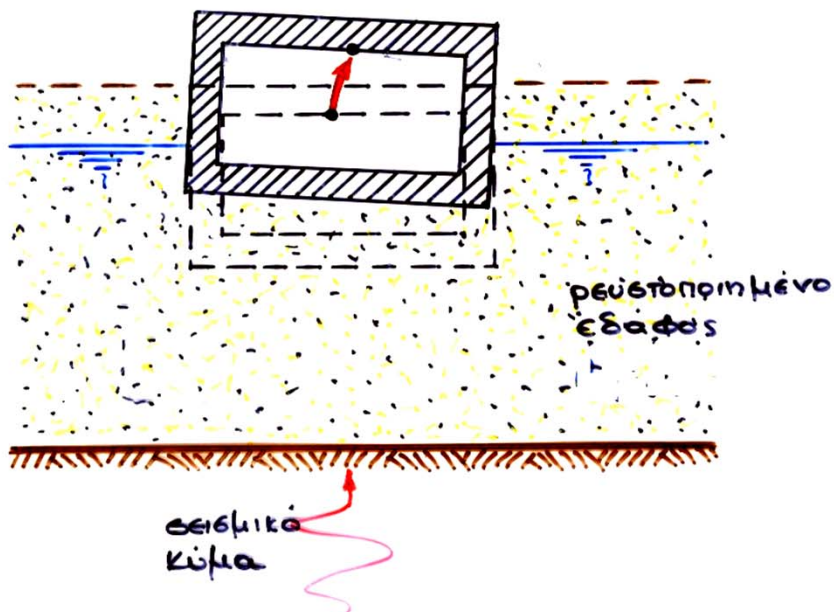
Kocaeli (Izmit), Τουρκία (1999)

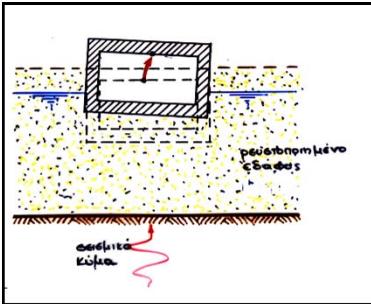




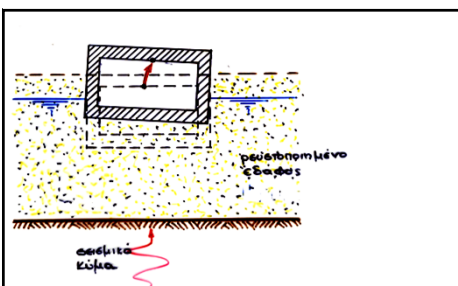
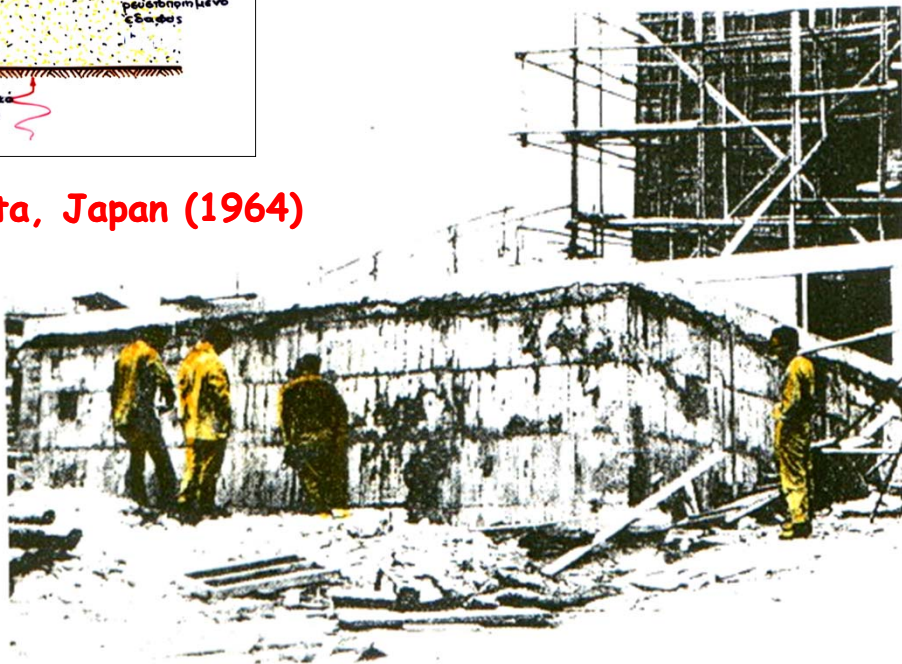
Kocaeli (Izmit), Turkey (1999)

✚ **Ανάδυση υπογείων κατασκευών**



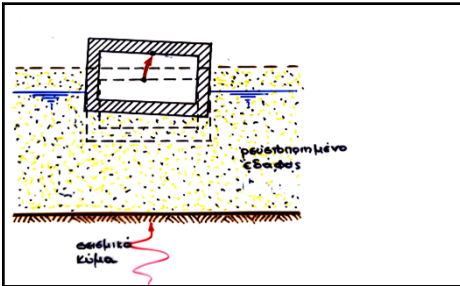


Niigata, Japan (1964)

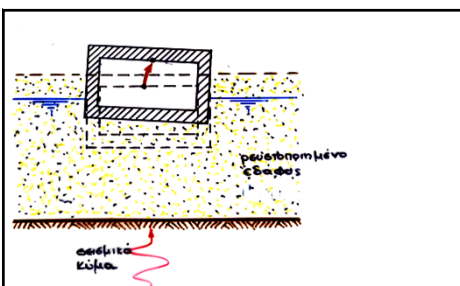


Hokkaido, JAPAN 2003





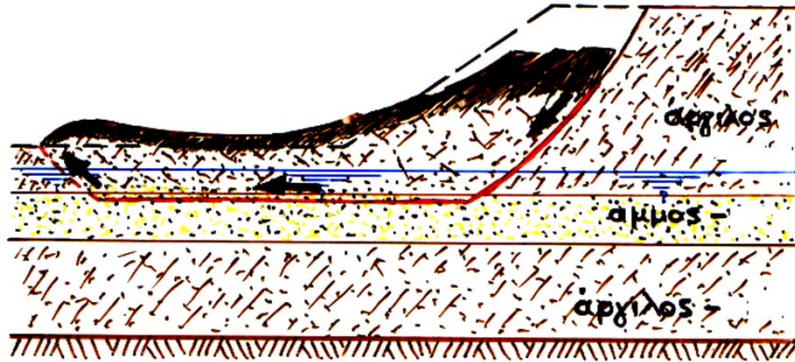
Hokkaido, JAPAN 2003



Hokkaido, JAPAN 2003



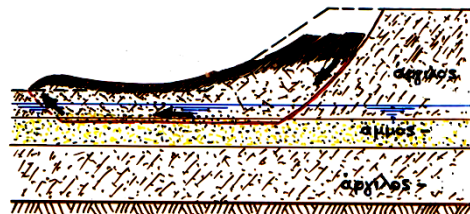
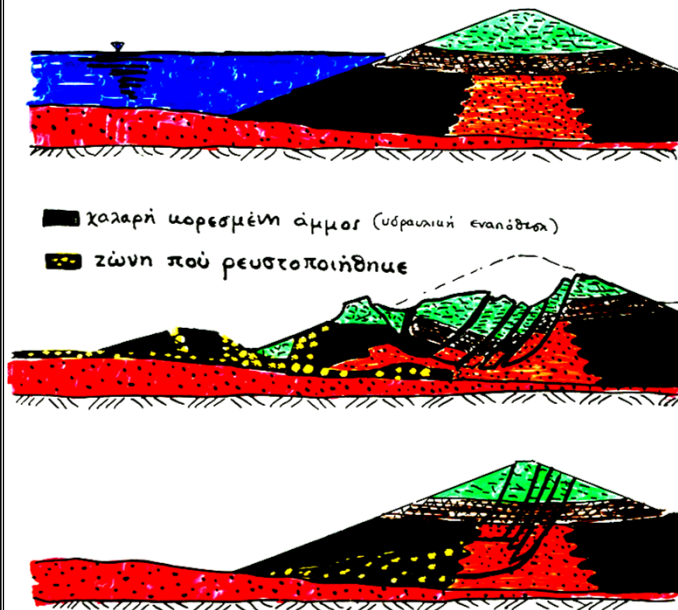
✚ Αστοχία φυσικών ή τεχνητών πρανών



Puget Sound Earthq, $M=7.1$
Tacoma, Washington 1949



Ρευστοποίηση φράγματος
Lower San Fernando
 κατά τον σεισμό του
 1971 ($M=6.6$, $R \approx 10\text{km}$)

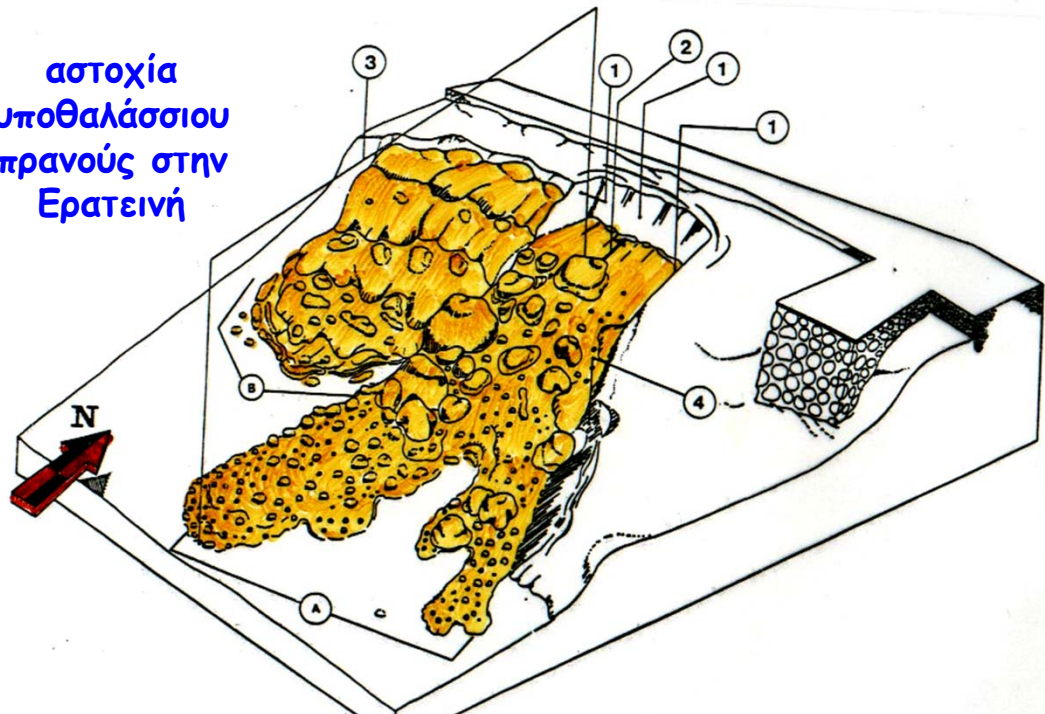


Hokkaido, JAPAN 2003

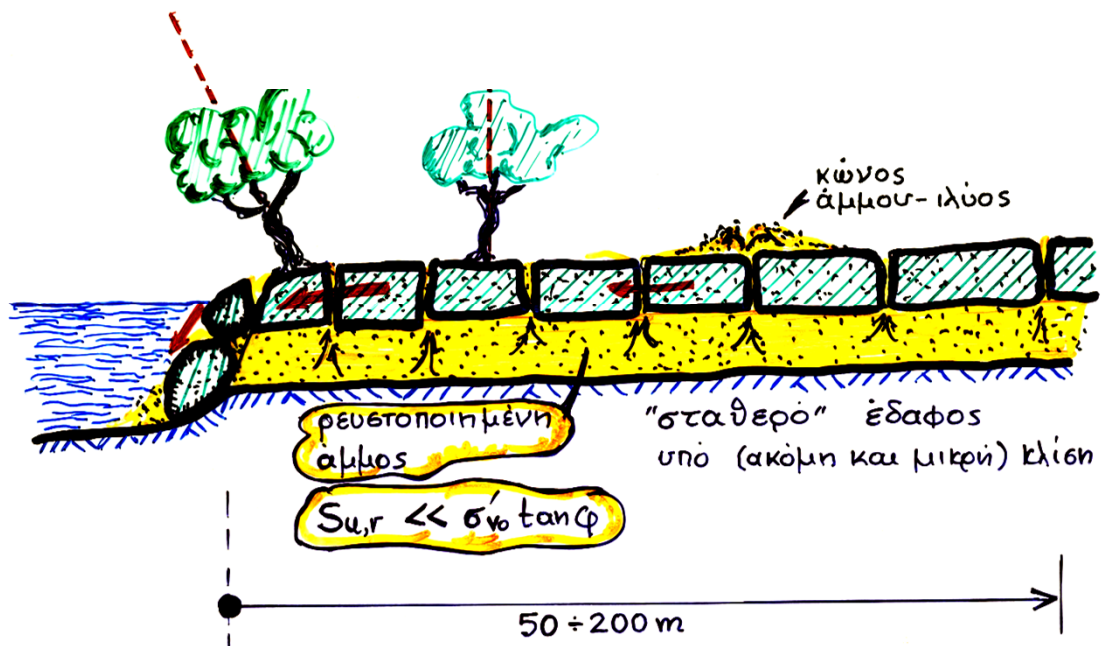


σεισμός Αιγίου (1995)

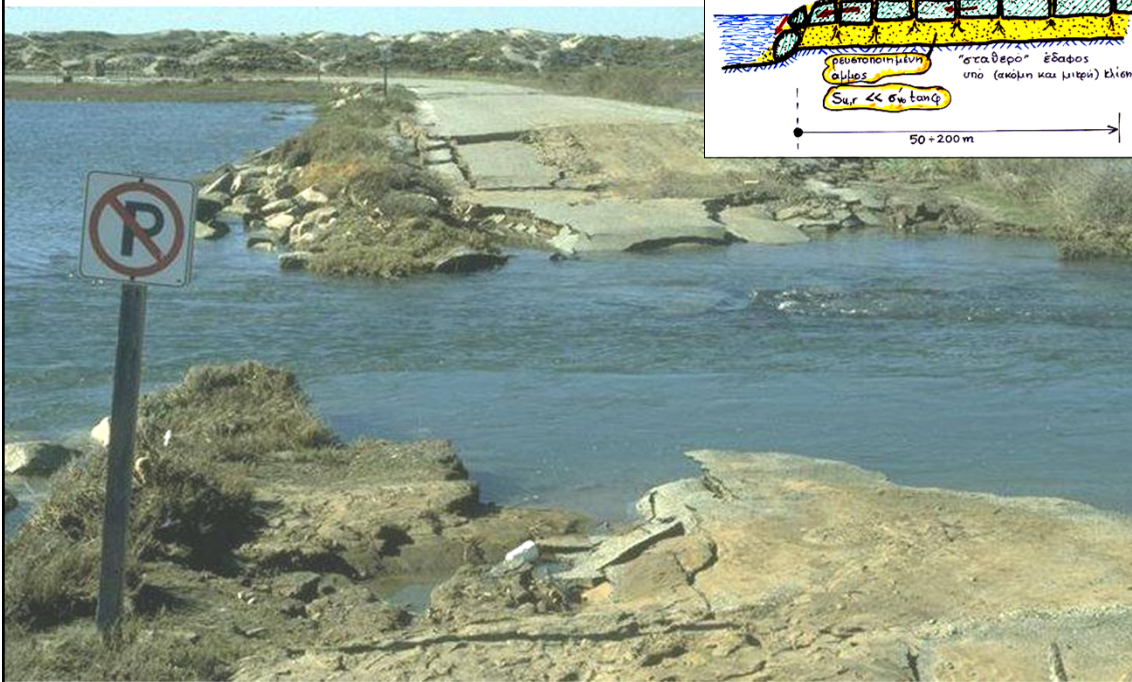
αστοχία
υποθαλάσσιου
πρανούς στην
Ερατεινή



✚ Πλευρική - οριζόντια εξάπλωση (από το lateral spreading)



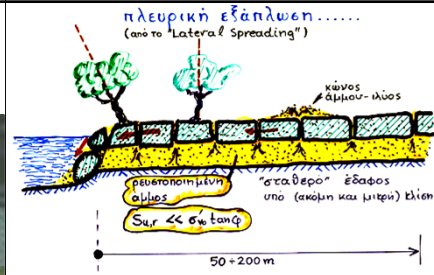
Loma Prieta, 1989, $M=6.9$



Chi-Chi, Taiwan, 1999, $M=7.6$



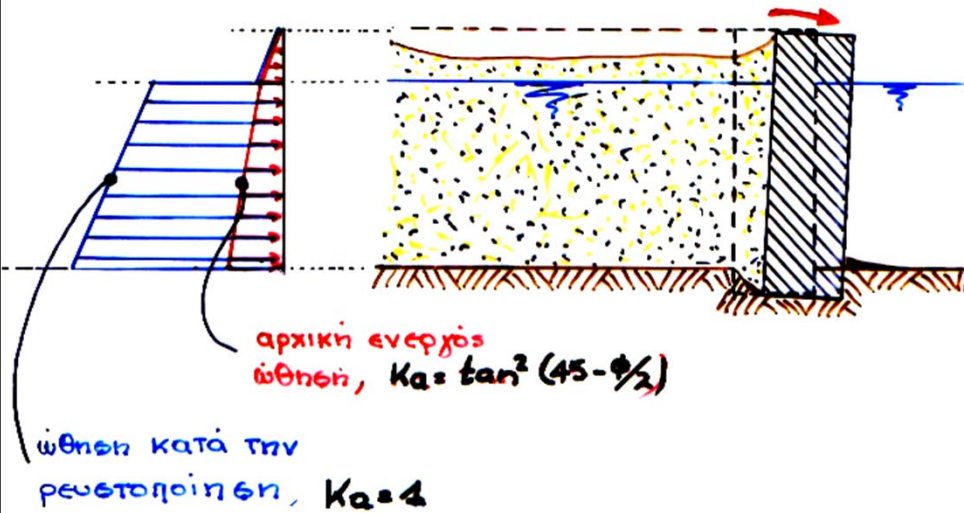
Kocaeli, Turkey, 1999, $M=7.4$



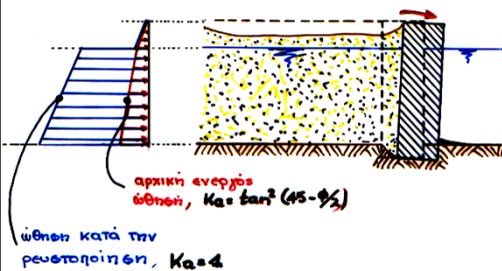
Nisqually, U.S.A., 2001, $M=6.8$

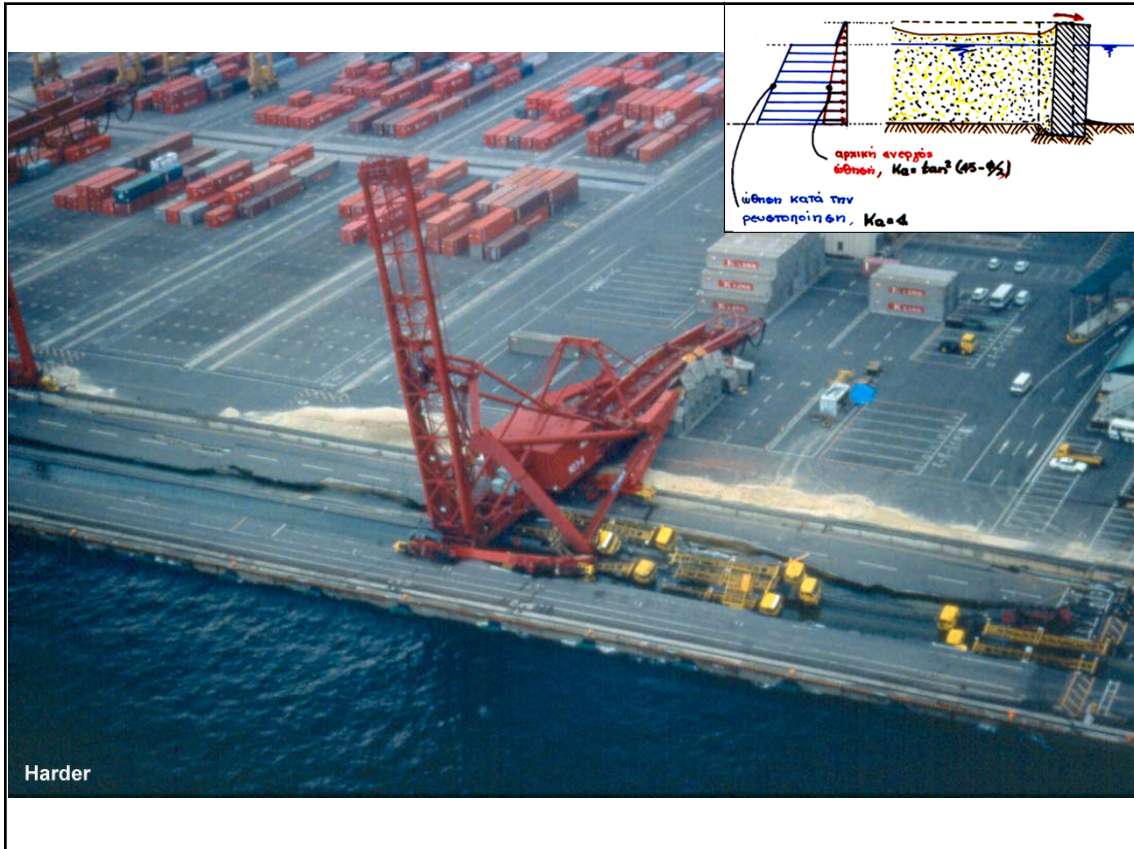


✚ Αστοχία λιμενικών κρηπιδοτοίχων



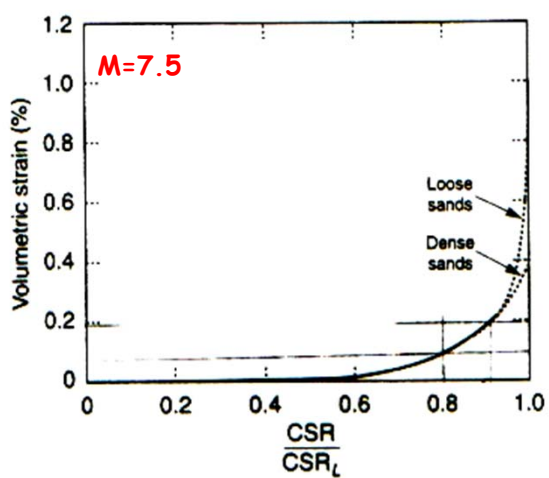
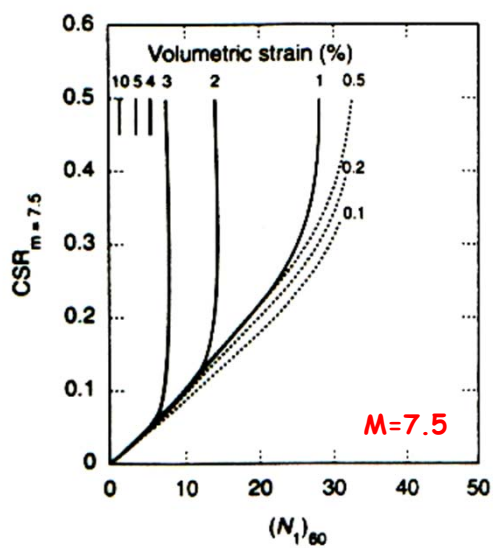
Kobe (1995)

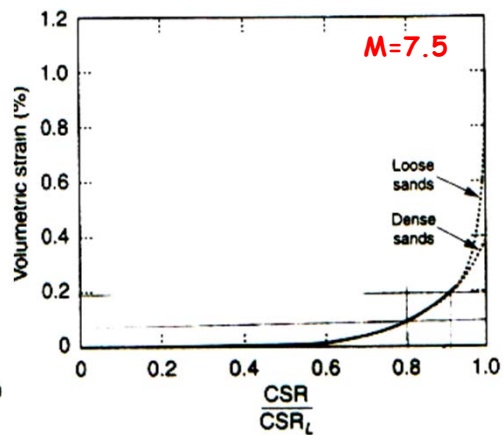
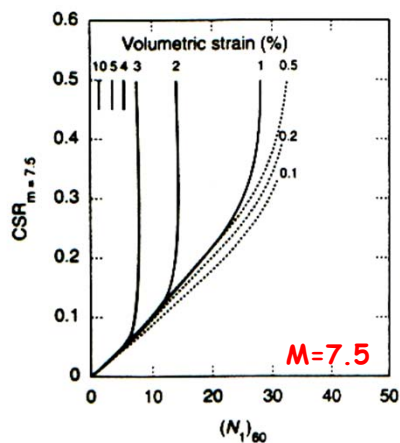




6.5 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ Τεχνικών έργων έναντι Ρευστοποίησης

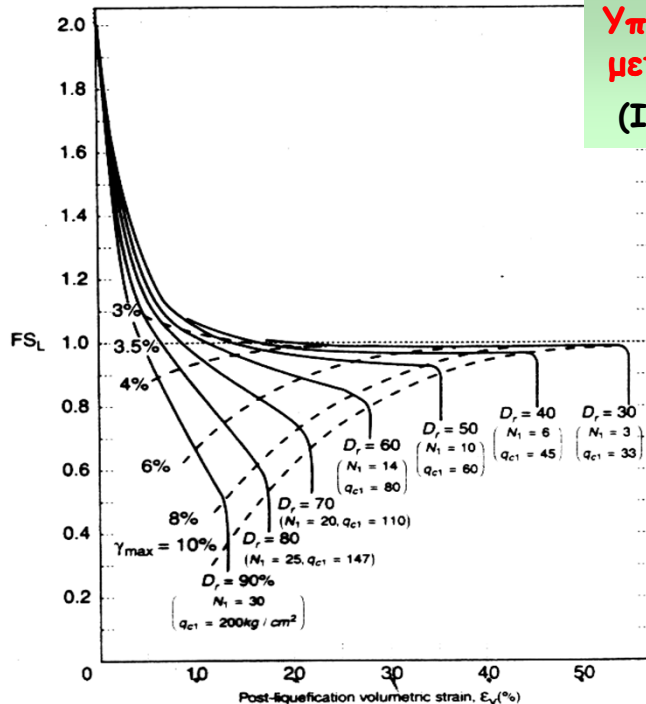
Υπολογισμός ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ μετά από την ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ (Tokimatsu & Seed, 1987)





Διόρθωση για
μέγεθος σεισμού
 $M \neq 7 \frac{1}{2}$

M	Αριθμός κύκλων	$CSR_M / CSR_{M=7.5}$
$5 \frac{1}{4}$	2~3	1.50
6	5~6	1.32
$6 \frac{3}{4}$	10	1.13
$7 \frac{1}{2}$	15	1.00
$8 \frac{1}{2}$	26	0.89



$$N_1 = (N_1)_{60} / (ER_m/60)$$

Υπολογισμός οριζόντιων μετακινήσεων λόγω ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΕΞΑΠΛΩΣΗΣ ...

Youd et al. (2002)

✚ Επικλινές έδαφος

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M_W - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.338 \log S \\ + 0.54 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 [(D_{50})_{15} + 0.10 \text{mm}]$$

✚ Οριζόντιο έδαφος με αναβαθμό

$$\log D_H = -16.713 + 1.532M_W - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W \\ + 0.54 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 [(D_{50})_{15} + 0.10 \text{mm}]$$

Υπολογισμός οριζόντιων μετακινήσεων λόγω ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΕΞΑΠΛΩΣΗΣ ...

Youd et al. (2002)

	Μονάδες	Ορισμός
D_H	m	Πλευρική μετατόπιση του εδάφους
M_W	-	Μέγεθος του σεισμού (κλίμακα Richter)
R	km	(Οριζόντια) επικεντρική απόσταση
T_{15}	m	Συνολικό πάχος μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων με $(N_1)_{60} < 15$
F_{15}	%	Μέση τιμή του ποσοστού ιλύος στις ανωτέρω εδαφικές στρώσεις
$(D_{50})_{15}$	mm	Μέση τιμή της κοκκομετρικής διαμέτρου D_{50} στις ανωτέρω εδαφικές στρώσεις
S	%	Μέση κλίση της επιφάνειας του εδάφους
W	%	$(H/L) \times 100$, όπου H το ύψος του αναβαθμού και L είναι η απόσταση του σημείου ελέγχου από τον αναβαθμό

και

$$R^* = R + 10^{[0.89M - 5.64]}$$

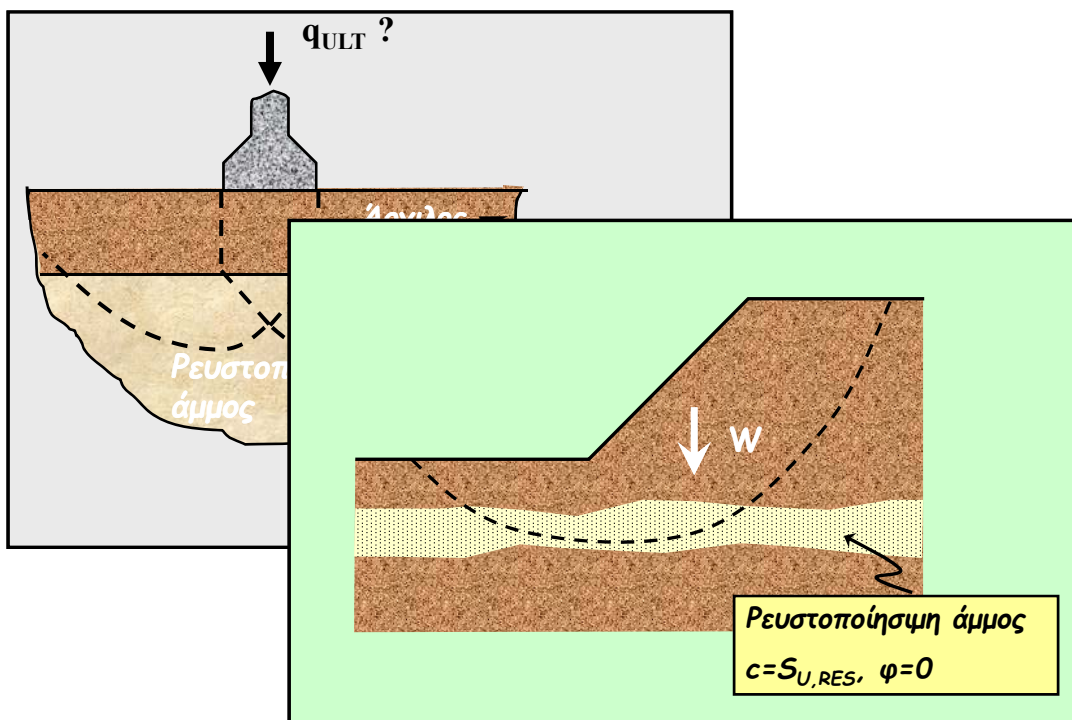
Hamada (1999)

✦ Επικλινές έδαφος

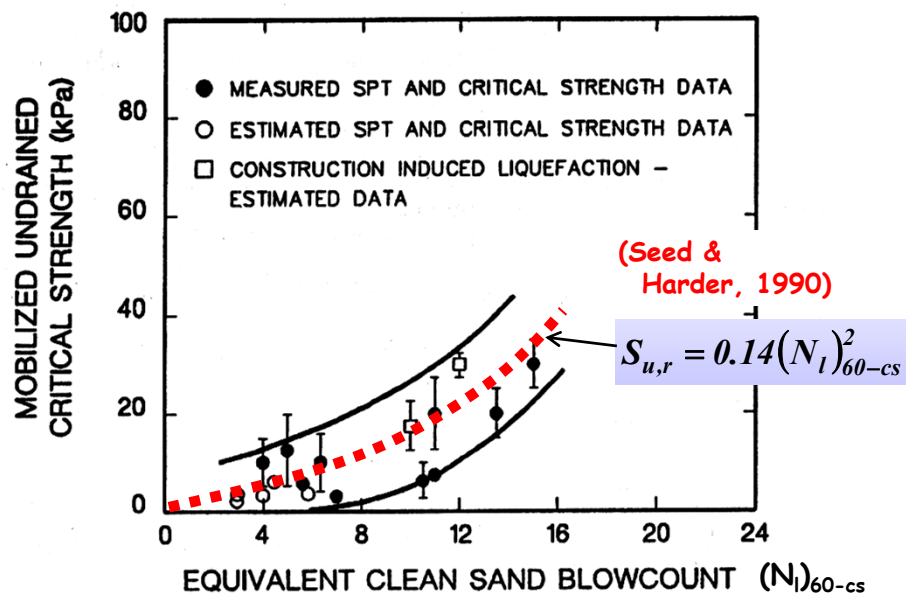
$$\log D_H = \frac{0.0125 \cdot H^{0.5} \cdot \theta}{N^{0.88}} \cdot \sum \alpha_i^{0.48} t_i$$

D_H (m)	Οριζόντια εδαφική μετατόπιση
H (m)	Πάχος ρευστοποιημένου στρώματος
θ (%)	Κλίση της εδαφικής επιφάνειας
N	Μέση τιμή διορθωμένου αριθμού κρούσεων $(N_1)_{60}$
α_i (m/s ²)	Μέση επιτάχυνση στο i τμήμα της χρονο-ιστορίας των επιταχύνσεων
t_i (s)	Διάρκεια του i τμήματος της χρονο-ιστορίας των επιταχύνσεων

Υπολογισμός ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ



Υπολογισμός ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ



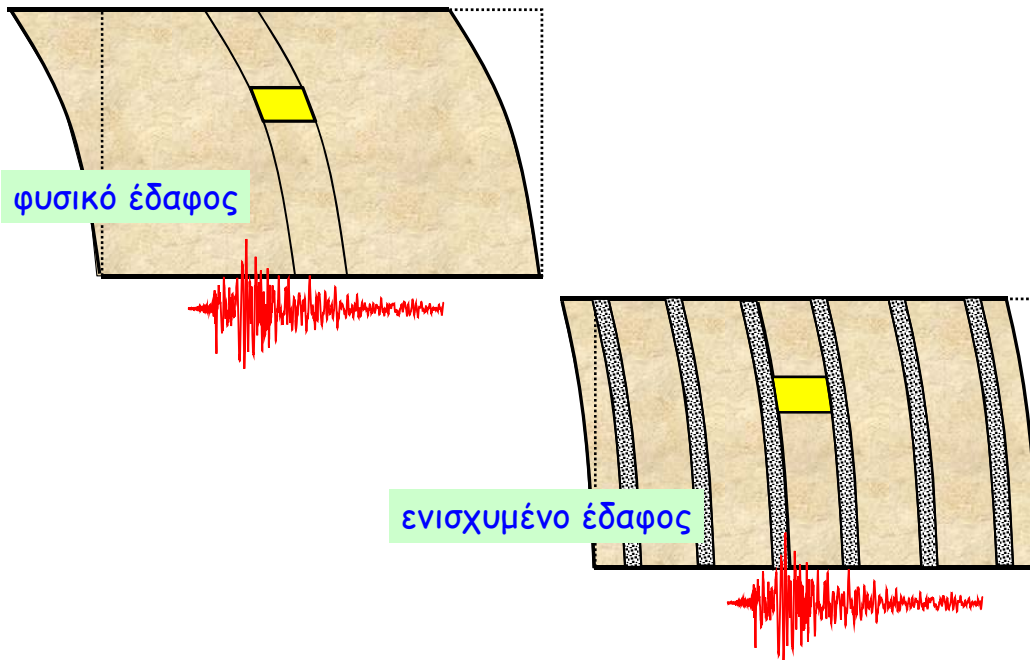
αλλά και $S_{u,r} > 0.0055 \sigma'_{vo} (N_l)_{60-cs}$ (Stark & Mesri, 1992)

6.6 Συνήθειες Μέθοδοι ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

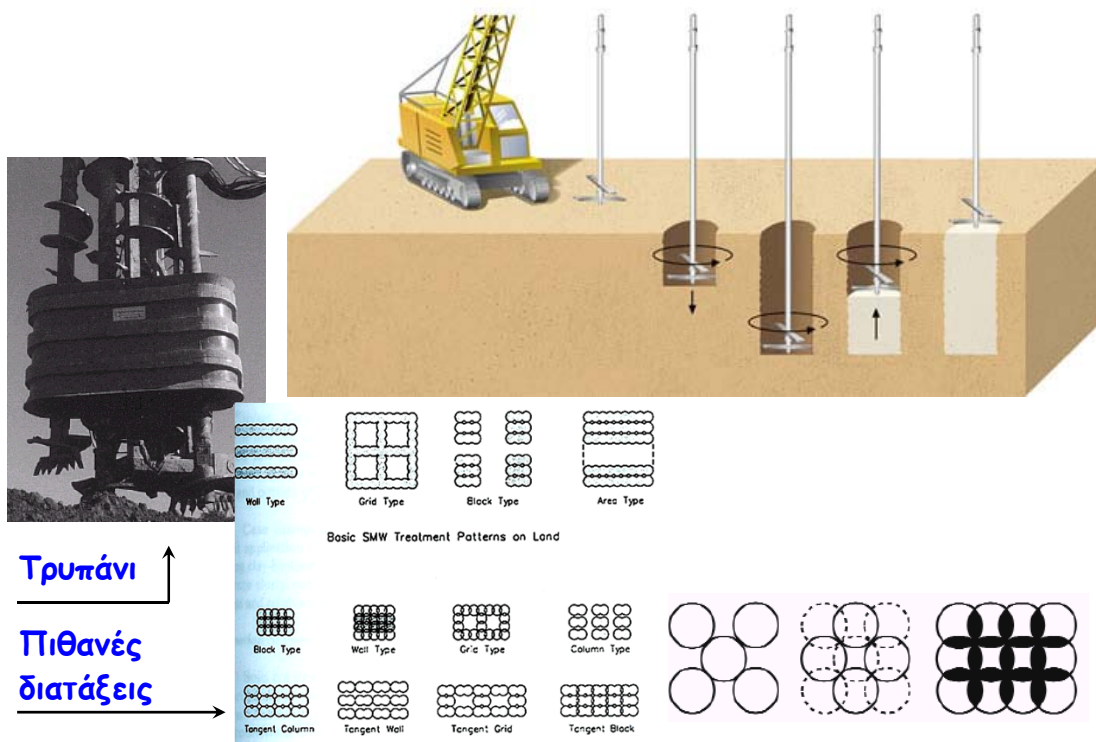
ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ
Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει ο σεισμός	✚ Διαφραγματικοί τοίχοι ✚ Βαθεία Εδαφική Ανάμιξη
Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους	✚ Επιφανειακή συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική αντικατάσταση
Διευκόλυνση της ταχείας αποτόνωσης των υδατικών υπερ-πιέσεων ...	✚ Χαλικοπάσσαλοι - σταργγιστήρια

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ
Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει ο σεισμός	✚ Διαφραγματικοί τοίχοι ✚ Βαθεία Εδαφική Ανάμιξη 
Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους	✚ Επιφανειακή συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική αντικατάσταση
Διευκόλυνση της ταχείας αποτόνωσης των υδατικών υπερ-πιέσεων ...	✚ Χαλικοπάσσαλοι - σταργγιστήρια

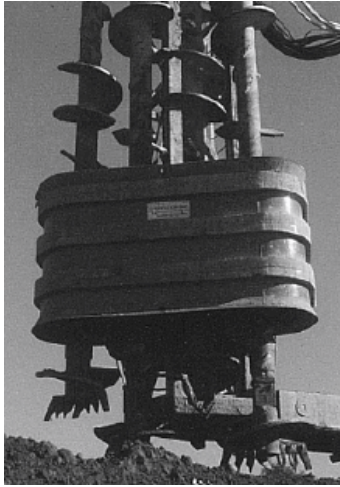
**Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης
που επιβάλλει ο σεισμός**



**Ανάμιξη του εδάφους με κάποιο υλικό «σταθεροποίησης»
(π.χ. τσιμέντο ή μπεντονίτη)**



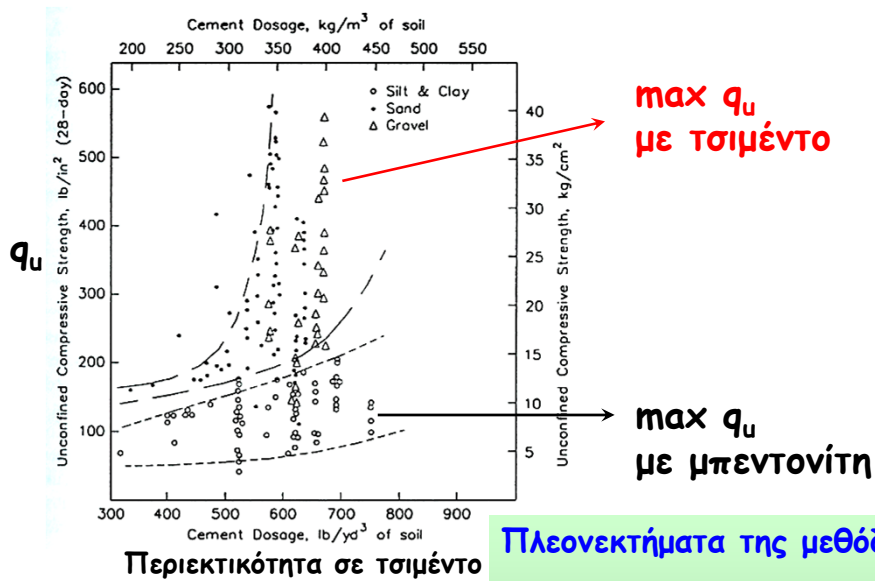
Τύποι διατρητικών στηλών



Παραδείγματα από εδαφο-πασσάλους



Εμπειρικά Διαγράμματα Σχεδιασμού

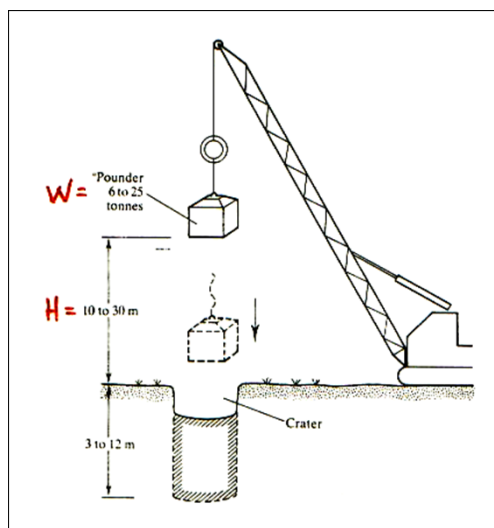


Πλεονεκτήματα της μεθόδου

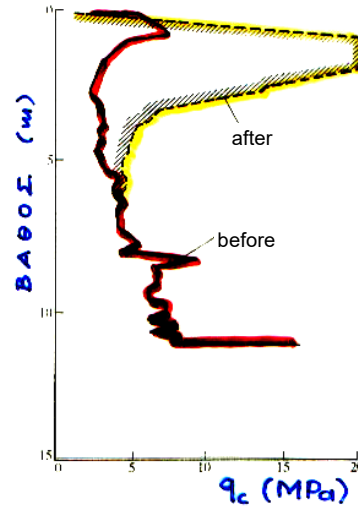
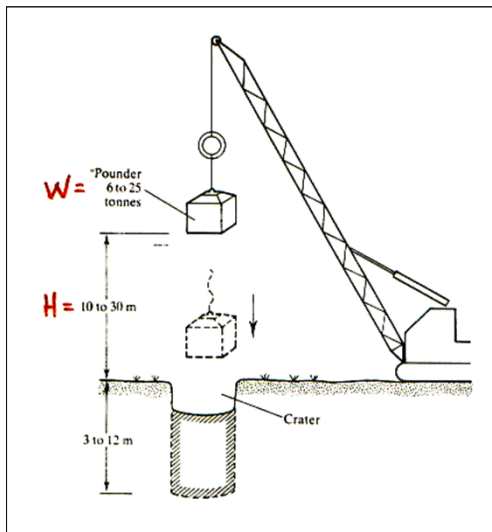
- Εφαρμόζεται ευρέως (στο εξωτερικό)
- Ταχεία και μικρού σχετικά κόστους
- Δεν προκαλεί θόρυβο & δονήσεις

ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ
Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει ο σεισμός	✚ Διαφραγματικοί τοίχοι ✚ Βαθεία Εδαφική Ανάμιξη
Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους	✚ Επιφανειακή συμπίκνωση ← ✚ Βαθεία δονητική συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική αντικατάσταση
Διευκόλυνση της ταχείας αποτόνωσης των υδατικών υπερ-πίεσεων ...	✚ Χαλικοπάσσαλοι - σταργγιστήρια

Επιφανειακή συμπίκνωση



Επιφανειακή συμπίκνωση

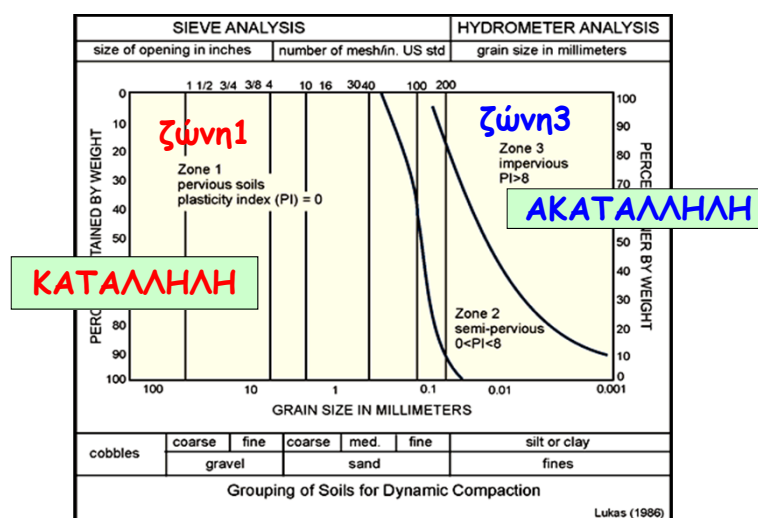


Βάθος επιρροής: $D_{βελτ.} (m) \approx 0.5 \sqrt{W \cdot H}$

Όπου W : πίπτον βάρος (t)

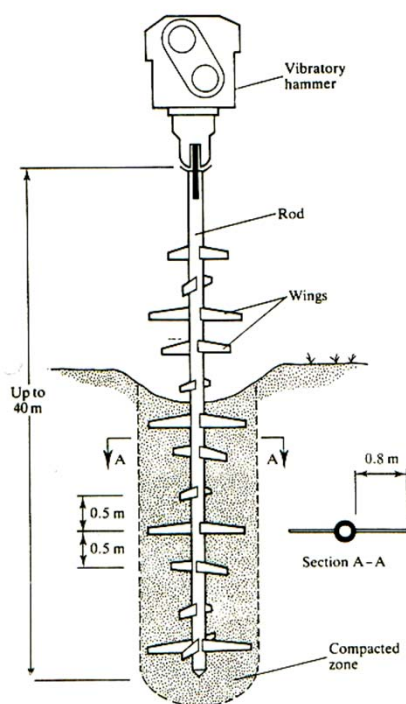
H : ύψος πτώσεως (m)

περιοχή εφαρμογής . . .

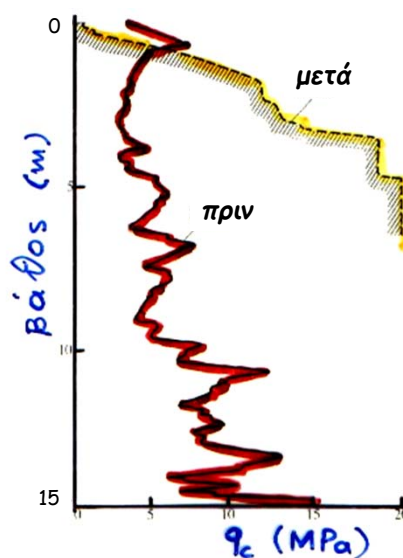


ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ
Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει ο σεισμός	✚ Διαφραγματικοί τοίχοι ✚ Βαθεία Εδαφική Ανάμιξη
Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους	✚ Επιφανειακή συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική αντικατάσταση
Διευκόλυνση της ταχείας αποτόνωσης των υδατικών υπερ-πιέσεων ...	✚ Χαλικοπάσσαλοι - σταργγιστήρια

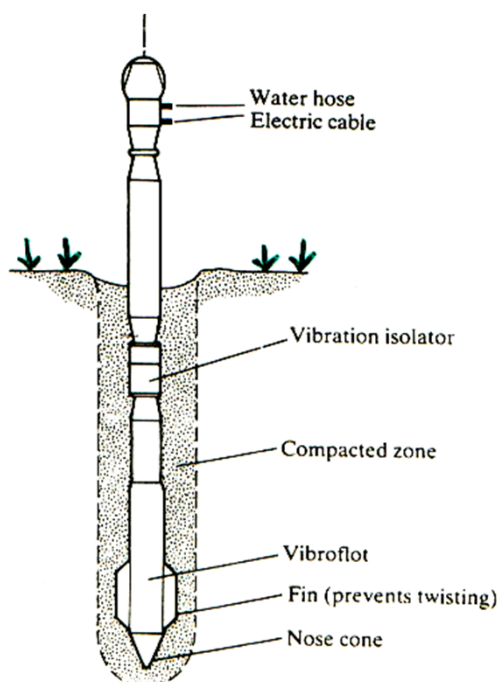
Βαθεία Δονητική Συμπύκνωση με VIBRO ROD



Επιβολή κατακόρυφης ταλάντωσης
με εύρος $\pm 10 \sim 25 \text{ mm}$
και συχνότητα $\sim 20 \text{ Hz}$



Βαθιά Δονητική Συμπύκνωση με VIBRO FLOTATION



Βαθιά Δονητική Συμπύκνωση με VIBRO FLOTATION

Οριζόντια ταλάντωση στο έδαφος λόγω
έκκεντρης περιστροφής της τορπίλης.

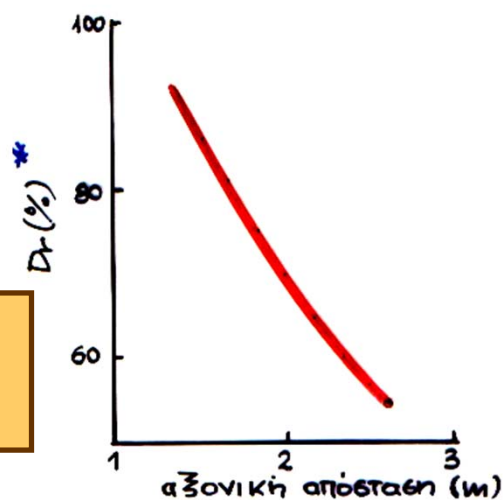
$f=30\sim50\text{Hz}$ $\delta=\pm 5\sim 23\text{mm}$

μήκος τορπίλης: 2~4,5m

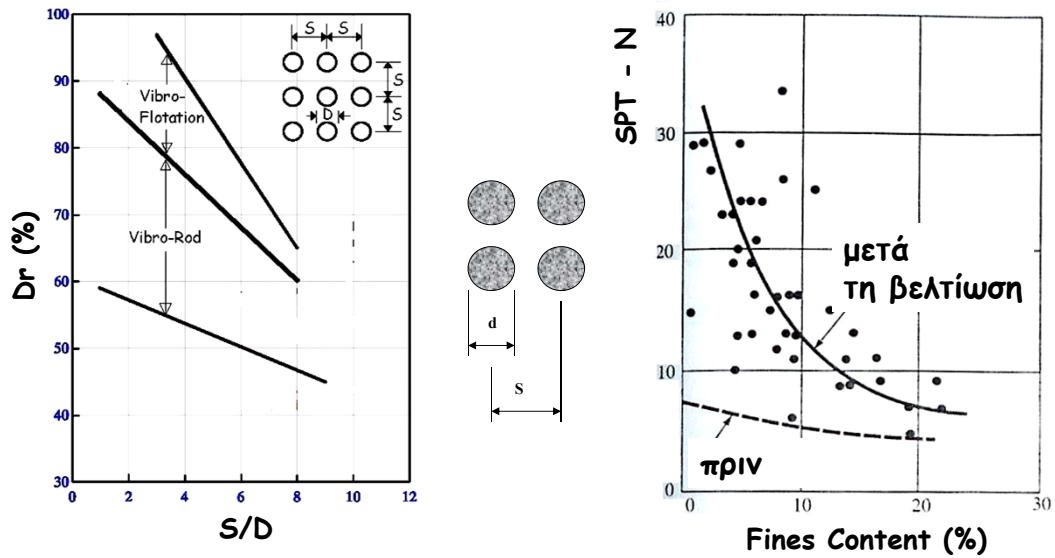
βάρος τορπίλης: 4~8t

διάμετρος: 30~45cm

**Dr: σχετική πυκνότητα
στο μέσον μεταξύ
δύο δονήσεων
(καθαρή άμμος)*



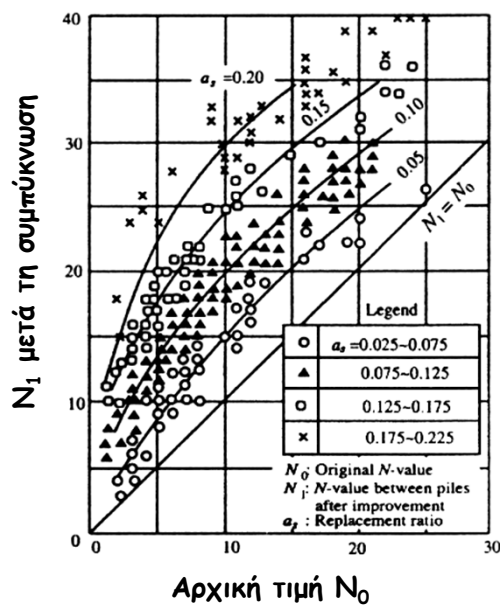
Περιοχή εφαρμογής



(α) Και οι δύο μέθοδοι είναι αποτελεσματικές για (καθαρές) άμμους με ποσοστό ιλύος <10-15%

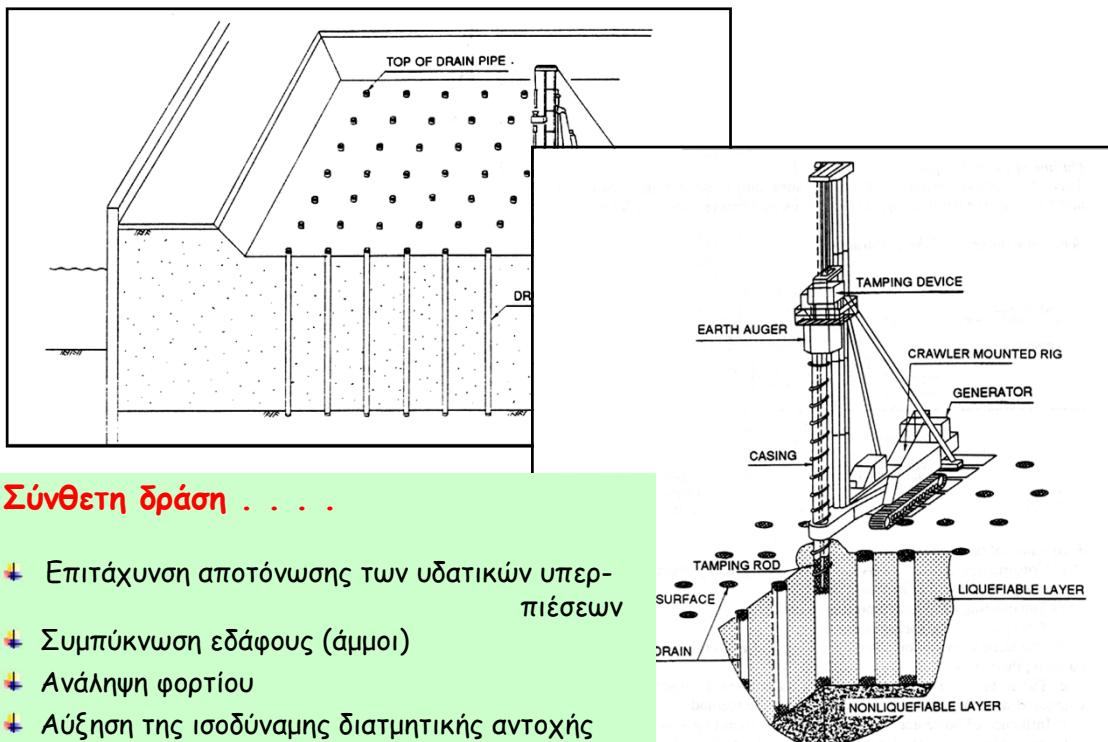
(β) Περισσότερο αποτελεσματική είναι η Vibro-Flotation (αλλά και πλέον δαπανηρή)

Βαθιά Δονητική Συμπύκνωση με VIBRO FLOTATION



ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ
Μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει ο σεισμός	✚ Διαφραγματικοί τοίχοι ✚ Βαθεία Εδαφική Ανάμιξη
Αύξηση της πυκνότητας του εδάφους	✚ Επιφανειακή συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική συμπίκνωση ✚ Βαθεία δονητική αντικατάσταση
Διευκόλυνση της ταχείας αποτόνωσης των υδατικών υπερ-πιέσεων ...	✚ Χαλικοπάσσαλοι - σταργγιστήρια

ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ - ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ



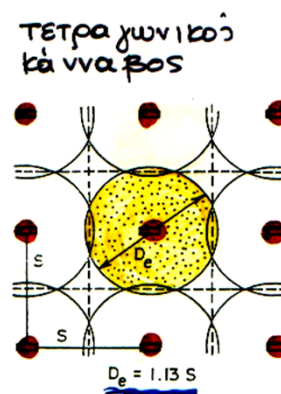
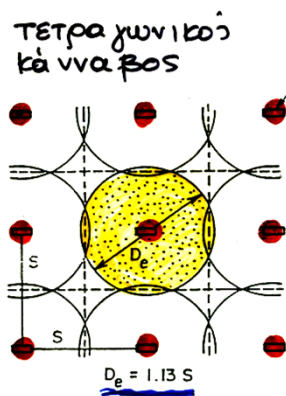
Video of Drain-improved Test Site



Κατασκευή με VIBRO - FLOTATION . . .



Κατασκευή με VIBRO - FLOTATION . . .



$$2R_e = D_e = \begin{cases} 1.05 * S & 3 - \text{γωνικός καννάβος} \\ 1.13 * S & 4 - \text{γωνικός καννάβος} \end{cases}$$

S: πλευρά καννάβου

και η διαδικασία διαστασιολόγησης του καννάβου έχει ως εξής:

Βήμα 1: Εκτιμάς τον ισοδύναμο αριθμό αρμονικών κύκλων φόρτισης του σεισμού N_s , με βάση δεδομένο επιταχυνσιογράφημα ή την εμπειρική συσχέτιση με το μέγεθος του σεισμού (βλ. Σημειώσεις για εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης με βάση εργαστηριακά αποτελέσματα). Με ανάλογο τρόπο εκτιμάς και την διάρκεια της ισχυρής φάσης της σεισμικής δόνησης t_d .

Βήμα 3: Υποθέτεις διάμετρο χαλικο-στραγγιστηρίου ($2R_d=0.60-1.00\text{m}$) και τύπο καννάβου (3-γωνικό ή 4-γωνικό). Επίσης επιλέγεις την επιθυμητή τιμή του λόγου υδατικών υπερπίεσεων $r_g=\Delta U/\sigma'_{vo}$ ($=0.20-0.50$).

Βήμα 4: Εκτιμάς την διαπερατότητα k_h και τον συντελεστή συμπίεστότητας m_{v3} της ρευστοποίησης άμμου.

Για ομοιόμορφες σχετικά άμμους με $C_u=D_{60}/D_{10} < 5$ και $D_{10}=0.1-0.3\text{ mm}$, ισχύει προσεγγιστικά ότι:

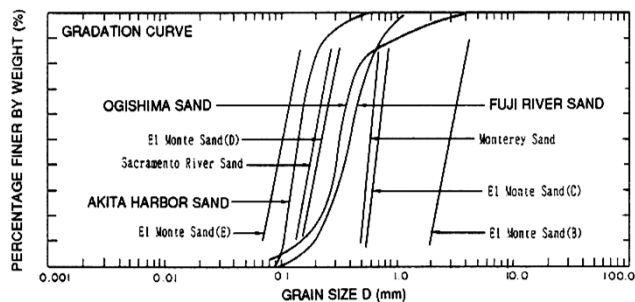
$$k_h = 100 \times D_{10}^2$$

όπου k_h σε cm/s και D_{10} σε cm

Τυπικές τιμές του συντελεστή m_{v3}

Type of sand	Coefficient of volume compressibility (cm^2/kgf)*	References (year)
Sacramento River Sand	2×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
El Monte Sand (D)	2×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
El Monte Sand (E)	2×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
Akita Port Sand	$3 \sim 4 \times 10^{-3}$	Zen et al. (1984) [44]
El Monte Sand (C)	4×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
Monterey Sand	4×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
Fuji River Sand	6×10^{-3}	Ishihara et al. (1978) [51]
El Monte Sand (B)	8×10^{-3}	Lee et al. (1974) [50]
Ogishima Sand	10×10^{-3}	Ono et al. (1983) [52]

*Measured at $u/\sigma'_c < 0.5$, $\sigma'_c = 1\text{ kgf/cm}^2$.



$$m_{v3} = \frac{1}{K} \approx \frac{1.5}{E_s}$$

και η διαδικασία διαστασιολόγησης του καννάβου έχει ως εξής:

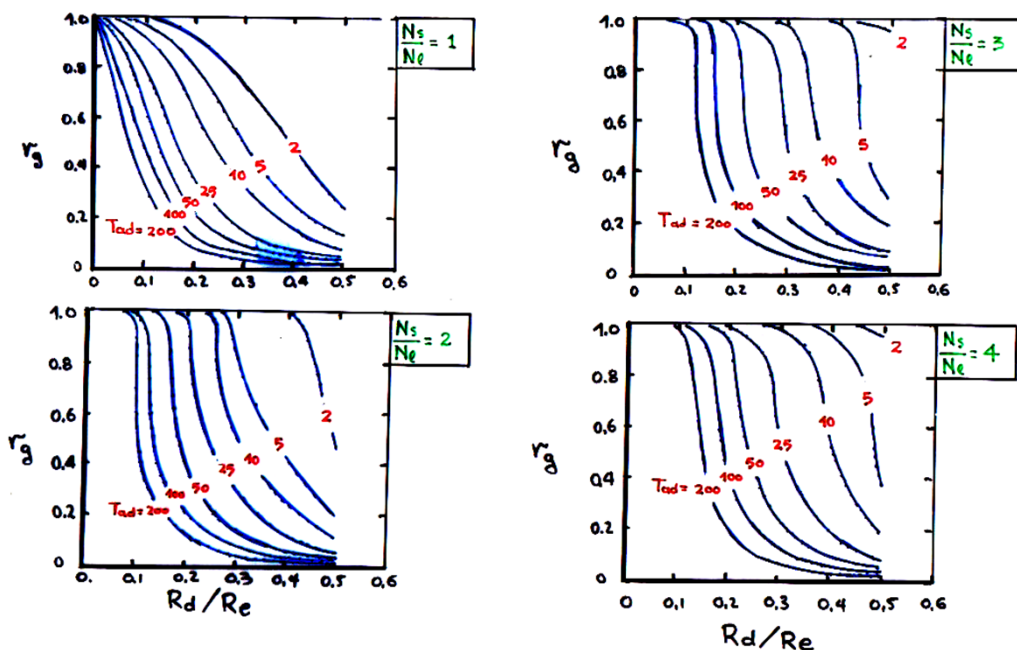
Βήμα 1: Εκτιμάς τον ισοδύναμο αριθμό αρμονικών κύκλων φόρτισης του σεισμού N_S , με βάση δεδομένο επιταχυνσιογράφημα ή την εμπειρική συσχέτιση με το μέγεθος του σεισμού (βλ. Σημειώσεις για εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης με βάση εργαστηριακά αποτελέσματα). Με ανάλογο τρόπο εκτιμάς και την διάρκεια της ισχυρής φάσης της σεισμικής δόνησης t_d .

Βήμα 2: Εκτιμάς τον αριθμό αρμονικών κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για να ρευστοποιηθεί η δεδομένη στρώση άμμου, N_l ($< N_S$).

Βήμα 3: Υποθέτεις διάμετρο χαλικο-στραγγιστηρίου ($2R_d=0.60-1.00\text{m}$) και τύπο καννάβου (3-γωνικό ή 4-γωνικό). Επίσης επιλέγεις την επιθυμητή τιμή του λόγου υδατικών υπερπίεσεων $r_g=\Delta U/\sigma'_{vo}$ ($=0.20-0.50$).

Βήμα 4: Εκτιμάς την διαπερατότητα k_h και τον συντελεστή συμπίεστικότητας m_{v3} της ρευστοποιήσιμης άμμου.

Διαγράμματα σχεδιασμού χαλικο-στραγγιστηρίων



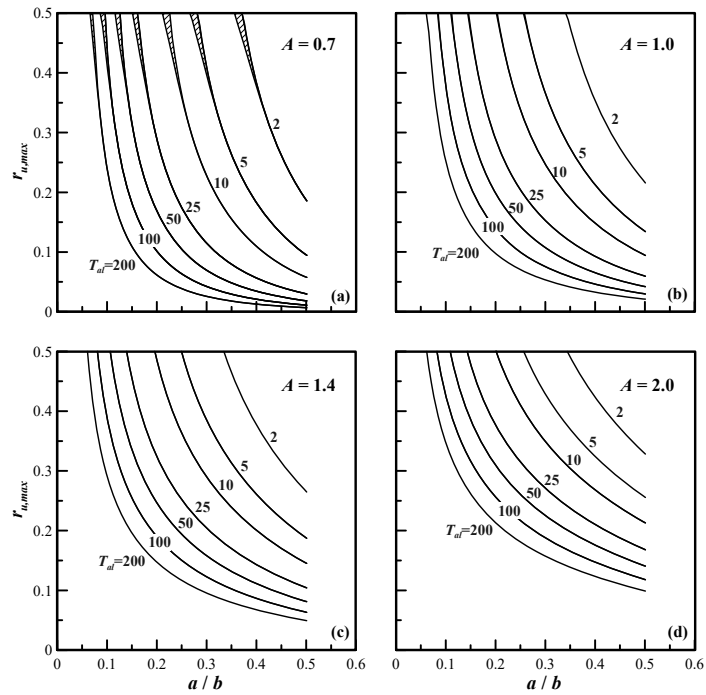
$$r_g = \frac{u_{\max}}{\sigma'_{vo}}$$

$$T_{ad} = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t_d}{m_{v3} R_d^2}$$

Εναλλακτικά (Bouckonas et al., 2011)

$$r_g = \frac{u_{\max}}{\bar{\sigma}_{vo}}$$

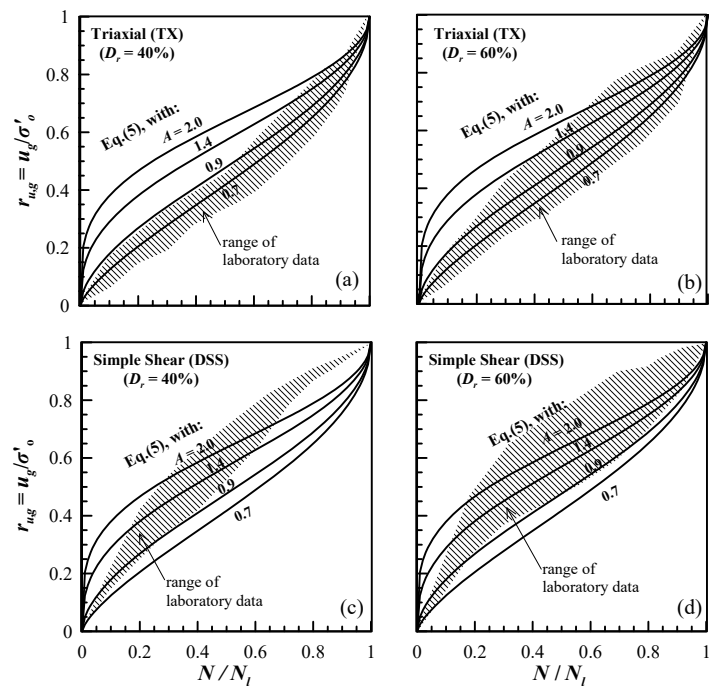
$$T_{al} = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t_l}{m_{v3} R_d^2}$$



Εναλλακτικά (Bouckonas et al., 2011)

$$r_g = \frac{u_{\max}}{\bar{\sigma}_{vo}}$$

$$T_{al} = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t_l}{m_{v3} R_d^2}$$



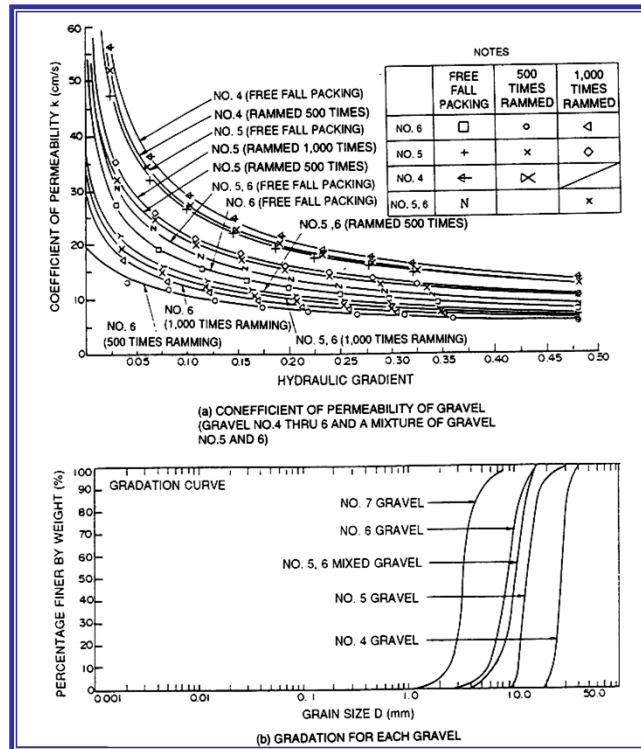
Δεν τελειώσαμε

Βήμα 6: Επιλέγεις το υλικό του χαλικοπασσάλου έτσι ώστε αν μην ρευστοποιείται, και επιπλέον να έχει διαπερατότητα 50-100 φορές μεγαλύτερη από την διαπερατότητα της ρευστοποιήσιμης άμμου.

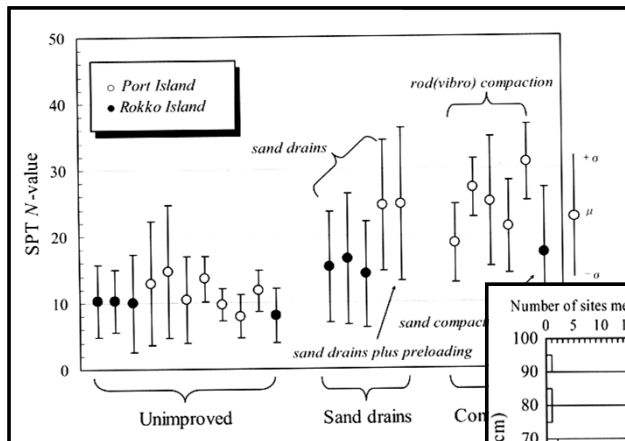
Πέραν των ανωτέρω, έχουν προταθεί διάφορα κριτήρια για να αποτραπεί η μακροχρόνια διείσδυση της λεπτόκοκκης άμμου στα κενά του χαλικο-στραγγιστηρίου, όπως

$$d_{15}/D_{85} < 5/9$$

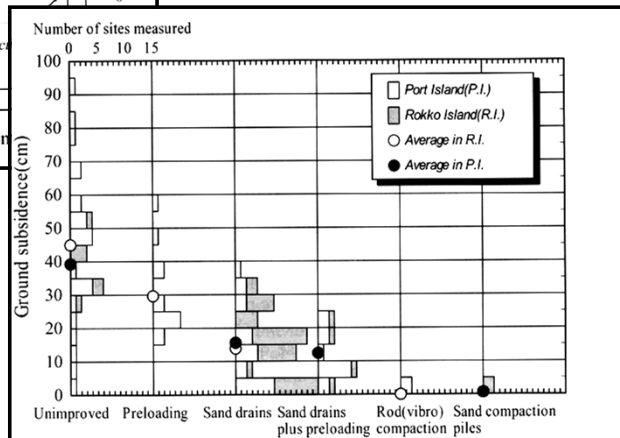
(το "d" αναφέρεται στο υλικό του στραγγιστηρίου και το "D" στην ρευστοποιήσιμη άμμο)



Συγκριτική αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας διαφόρων μεθόδων βελτίωσης-ενίσχυσης



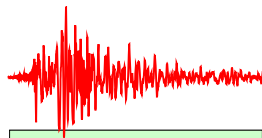
από τον σεισμό του Kobe (1995)



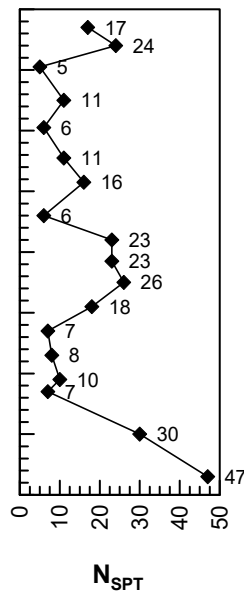
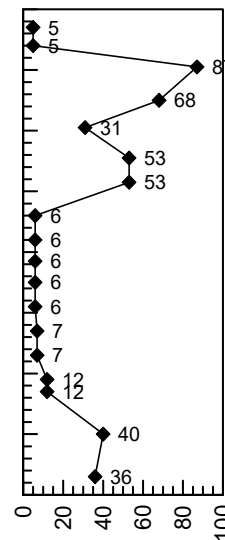
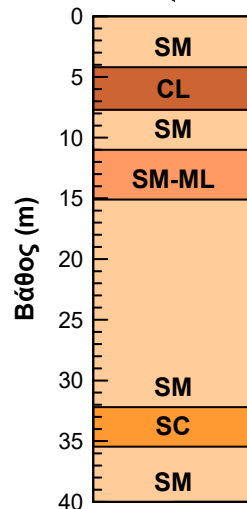
☀ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ:

Βελτίωση του εδάφους με
χαλικοπασσάλους - στραγγιστήρια

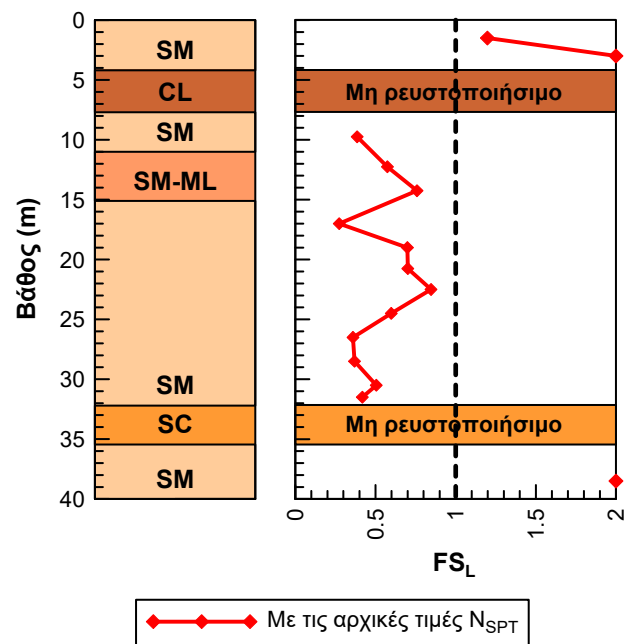
Δεδομένα Υπολογισμού:



$M = 6.25$
 $a_{max} = 0.36g$

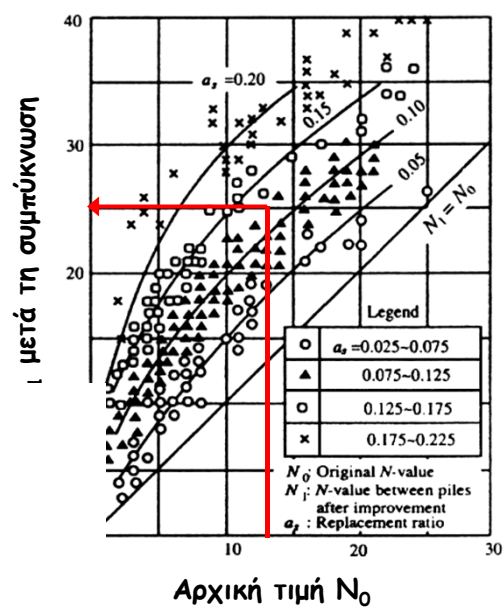
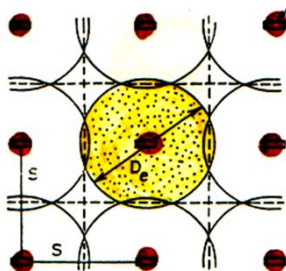


Αποτελέσματα



Βαθιά Δονητική Συμπύκνωση

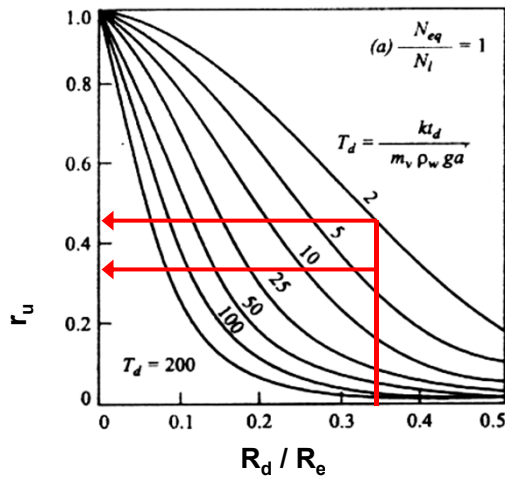
4-γωνικός κάρναβος
ΧΑΛΙΚΟΤΙΑΣΣΑΛΩΝ



Αποτόνωση Υπερπιέσεων

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec} \\ N_{eq} &= 10 \\ T_e &= 0.50 \text{ sec} \\ m_v &= 1/(4000 + 600 N_{SPT}) = \\ &= 4.5 \times 10^{-3} \div 8.1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{kgf} \\ R_d &= 40 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

$$T_d = \frac{k_s N_{eq} T_e}{m_v \gamma_w R_d^2} = 2.0 \div 3.5$$

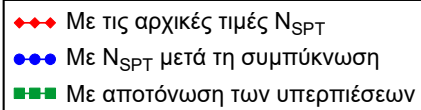
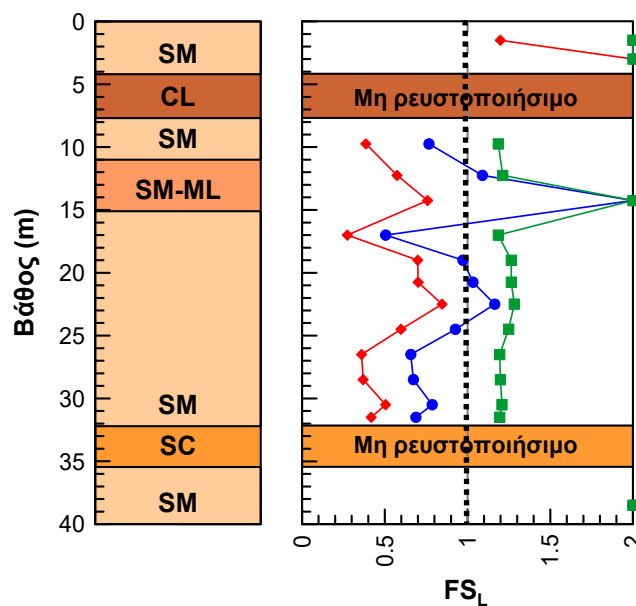


$$r_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{0.70} \right]$$

$$\Rightarrow \frac{N}{N_L} = \left[\sin \left(\frac{\pi}{2} r_u \right) \right]^{1.43}$$

$$FS_L \approx \left(\frac{N}{N_L} \right)^{-0.27} \approx \left[\sin \left(\frac{\pi}{2} r_u \right) \right]^{-0.39}$$

Αποτελέσματα



ΑΣΚΗΣΗ 6.3

Για την περίπτωση (α) της Άσκησης 6.1 να υπολογισθούν (με όλους τους δυνατούς τρόπους):

1. Η καθίζηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους εάν το συνολικό πάχος της άμμου είναι 16m
2. Η οριζόντια μετατόπιση του ανωτέρω στρώματος, εάν η κλίση της επιφάνειας του εδάφους είναι $i=2\%$ (δίδονται επιπλέον $R=5\text{ km}$, $D_{50,15}=0.5\text{mm}$, $t_{eq} = 5 \text{ \& } 10\text{ sec}$)
3. Η φέρουσα ικανότητα κυκλικού θεμελίου ακτίνας 5m που εδράζεται σε βάθος 2μ από την επιφάνεια του εδάφους

ΑΣΚΗΣΗ 6.4

Να επαναληφθεί το ανωτέρω παράδειγμα βελτίωσης του εδάφους με χαλικοπασσάλους - στραγγιστήρια με χρήση της μεθόδου **Bouckovalas et al. (2011)**

☀️ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Τεχνικών Έργων έναντι Ρευστοποίησης

* Συνήθειες μέθοδοι

ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ του εδάφους