

Ben-Gurion University of the Negev
Faculty of Natural Science
Department of Geological and Environmental Sciences

Liquefaction potential of the Southern Coastal Plain, Israel.

Research Thesis
Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for Degree of M.Sc. in
the Faculty of Natural Sciences

by
Ilia Wainshtein

This thesis was prepared under instruction of
Prof. Yossef Hodara Hatzor

Liquefaction potential of the Southern Coastal Plain, Israel.

Research Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for
Degree of M.Sc. in the Faculty of Natural Sciences

By: Ilia Wainshtein.

Name of supervisor: Prof. Yossef Hodara Hatzor.

Department of Geological and Environmental Sciences.

Faculty of Natural Sciences.

Ben-Gurion University of the Negev.

Signature of the author : _____ Date : _____

Signature of the supervisor : _____ Date : _____

Signature of the department
committee chairman : _____ Date : _____

Liquefaction potential of the Southern Coastal Plain, Israel.

Prepared by Wainshtein Ilia.

Research Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for Degree of M.Sc.

Ben-Gurion University of the Negev.

2004.

Abstract

In this research the liquefaction potential of the Southern Coastal Plain, Israel was studied.

A thorough review of both classic and novel methods for estimating liquefaction potential is presented and discussed. Most of these methods are based on correlations with various field tests, mainly with the Standard Penetration Test (SPT). Alternative methods correlate liquefaction potential with various laboratory techniques, triaxial cyclic shear tests being the most popular. Most of the predictions are based on the ratio between the shear stress developed during seismic loading (τ) and the vertical effective stress (σ'): the Seed and Idriss (1971) simplified procedure is widely used for this purpose.

In this research, a thorough site investigation was performed at the Kerem Shalom site. The investigation included: SPT, pressuremeter tests, and borehole seismic investigation. The borings were logged and index properties were determined. For the Kerem Shalom site a two and three-dimensional model of the sub-surface was constructed. A similar model, based on previous investigations was constructed for the Rafah site.

Using the laboratory results and field investigation a series of useful correlation between the index properties and mechanical properties was developed. In addition, the nonlinear shear mass participation factor r_d (Seed and Idriss, 1971) for the research area was determined using the numerical SHAKE code.

Assessment of liquefaction potential of the research area was based on different prediction methods, site properties, two different attenuation models (Boore et al., 1997

and Idriss, 1991) and a design earthquake of magnitude 7.5 with epicentral distance of 100 km for Kerem Shalom and 105 km for Rafah. According to Boore et al., (1997) under the specified conditions, the research area is not prone to liquefaction. However, according to Idriss, (1991) liquefaction at different depths of the subsurface is expected.

The Boore et al., (1997) attenuation model was found to fit well with the geological setting of Israel (Leonov, 2002), and is used in the Israeli Building Code (IC 413, update 08/2002). Furthermore, it was found that most of the empirical methods correlate well with the Frydman et al., (1980) and the Seed and Idriss, (1971) laboratory based methods for assessment of liquefaction potential.

Finally, a series of correlation charts was developed. In these charts, the liquefaction potential of the research area is determined, using SPT values or relative density and the epicentral distance. The charts are developed for different prediction methods, using the Boore et al., (1997) attenuation model. These charts can also be used for other areas of similar sub-surface structure with shorter epicentral distances.

Table of Contents:

Abstract	i-ii
Acknowledgments.....	iii
Table of contents.....	iv-vi
List of figures and tables.....	vii-xii
Chapter 1. INTRODUCTION.....	1
Chapter 2. SCIENTIFIC BACKGROUND	2
2.1 Liquefaction and seismic hazard.....	2
2.2 Geotechnical considerations	2
2.3 Prediction of liquefaction potential.....	5
2.3.1 Generalities	5
2.3.2 Cyclic stress ratio determination	7
2.3.3 Cyclic resistance ratio determination by shear test based procedures	10
2.3.4 Cyclic resistance ratio determination by SPT-based procedures	15
2.3.5 Cyclic resistance ratio determination by shear wave based procedures.....	22
2.3.6 Earthquake characteristics required for determination of liquefaction potential	24
2.3.7 Equivalent number of significant uniform stress cycles for earthquakes	26
2.3.8 Energy based procedures	28
Chapter 3. ONE-DIMENSIONAL GROUND RESPONSE ANALYSIS	31
3.1 Introduction	31
3.2 Theoretical background	31
3.2.1 One-dimensional stress-strain relationship.	31
3.2.2 Equivalent linear approximation of nonlinear stress-strain response	34
3.2.3 One-dimensional ground response analysis.....	35
3.3 Linear equivalent analysis - SHAKE	40
3.4 Mechanical models of the research area.....	41
Chater 4. INVESTIGATION METHODS.....	46
4.1 In-situ tests	46
4.1.1 Standard penetration test (SPT)	46

4.1.2	Pressuremeter Mennard	50
4.1.3	Borehole seismic investigation	54
4.2	Laboratory tests	57
4.2.1	Soil classification	57
4.2.2	Water content and density determination	60
Chapter 5. GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SOIL IN RESEARCH		
AREA		62
5.1	Geology and stratigraphy	62
5.1.1	The Saqiye group	63
5.1.2	Microconglomerate sandstone unit	63
5.1.3	Clays and Microconglomerate sandstone unit	63
5.1.4	Calcerous sand unit	64
5.1.5	Silty clay unit	64
5.1.6	Dune sand unit	64
5.1.7	Loess unit	64
5.2	Geotechnical characterization of soil	65
5.2.1	Kerem Shalom boreholes location	65
5.2.2	Geotechnical classification of soil	65
5.2.3	In-Situ tests	65
5.3	Results	67
5.3.1	Kerem Shalom site	67
5.3.2	Rafah site	75
5.4	Discussion	79
5.4.1	Kerem Shalom site	79
5.4.2	Rafah site	81
5.4.3	In-Situ tests	82
Chapter 6. RESULTS		86
6.1	Empirical correlation of soil properties	86
6.1.1	Correlation between fines and plastic limits	86
6.1.2	$G_{\max}$ – SPT correlation	86
6.2	Shear mass participation factor r_d of the research area soils	87

6.2.1	Derivation of the participation factor equation	88
6.3	Summary of soil properties	90
6.3.1	Kerem Shalom site	90
6.3.2	Rafah site	96
6.4	Liquefaction potential	100
6.4.1	Partical size distribution as a liquefaction potential predictor	100
6.4.2	Results	101
Chapter 7. DISCUSSION		120
7.1	Research area soil types	120
7.1.1	Correlations	120
7.1.2	SPT, V_s and G_{max} value	120
7.1.3	Comparison between the Kerem Shalom and the Rafah soil types	121
7.2	Nonlinear shear mass participation factor r_d	122
7.3	Liquefaction potential	123
7.3.1	Attenuation relationships	123
7.3.2	Methods for prediction of liquefaction potential	123
7.4	Prediction of liquefaction potential	126
7.4.1	Depth range 1.7 – 2.0m	127
7.4.2	Depth range 6.0 – 6.2m	128
7.4.3	Depth range 9.2 – 10.0m	130
Chapter 8. SUMMARY		132
REFERENCES		133

אוניברסיטת בן - גוריון בנגב
הפקולטה למדעי הטבע
המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

פוטנציאל ההתנזלות בדרום שפלת החוף - חבל עזה.

חיבור לשם קבלת התואר "מגיסטר" בפקולטה למדעי הטבע

מאת : ויינשטיין איליה

פוטנציאל ההתנזלות בדרום שפלת החוף - חבל עזה.

חיבור לשם קבלת התואר "מגיסטר" בפקולטה למדעי הטבע

מאת : ויינשטיין איליה

מנחה : ד"ר יוסף חודרה חצור

מעבדת הנגב למכניקת סלע - המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

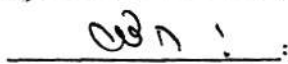
הפקולטה למדעי הטבע, אוניברסיטת בן גוריון

תאריך: 31.8.04

תאריך: 31.8.04

תאריך: 1.9.04

חתימת המחבר: 

אישור המנחה: 

אישור יו"ר הועדה המחלקתית: 

חתימת המחבר

אישור המנחה

אישור יו"ר הועדה המחלקתית

פוטנציאל ההתנזלות בדרום שפלת החוף - חבל עזה.

מאת : ויינשטיין איליה.

העבודה היא עבודת הגמר לתואר "מגיסטר".

אוניברסיטת בן - גוריון בנגב.

2004.

תקציר

המחקר הנוכחי בדק את פוטנציאל ההתנזלות של אזור דרום שפלת החוף כתוצאה מרעידת אדמה חזקה בחלקו הצפוני של סגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח .

במהלך המחקר בוצע סקר מקיף וניתוח של שיטות קלאסיות וחדשניות להערכת פוטנציאל ההתנזלות של הקרקע. חלק ניכר מן השיטות האלו הן שיטות אמפיריות המקשרות בין פוטנציאל ההתנזלות לבדיקות שדה שונות, בעיקר בדיקות החדרה תקנית SPT. שיטות אחרות מקשרות בין פוטנציאל ההתנזלות לתוצאות של בדיקות גזירה מעבדתיות שונות, בעיקר בדיקות גזירה מרחבית מחזורית. רוב שיטות החיזוי מבוססות על היחס בין מאמץ גזירה (τ) המתפתח בקרקע בזמן רעידת האדמה ללחץ אפקטיבי אנכי של השכבות (σ'). מקובל לחשב יחס זה באמצעות השיטה המפושטת של Seed and Idriss (1971).

במסגרת המחקר בוצעה חקירת קרקע מקיפה באתר כרם שלום שכללה 6 קידוחים ובדיקות שדה שונות : בדיקות SPT, פרסיומטר ומדידת מהירות גלים סיסמיים. החומר שהגיעה מקידוחים עבר בדיקות מעבדה שונות לצורך זיהוי סוגי הקרקע ותכונות האינדקס. עבור אתר זה נבנה מודל גיאומטרי דו ותלת מימדי של תת הקרקע. בנוסף נבנה מודל דומה עבור אתר רפיח על סמך נתוני קרקע מחקירות קודמות.

על בסיס בדיקות מעבדה ובדיקות שדה פותחו מספר קורלציות שימושיות, המקשרות בין תכונות אינדקס ואלסטיות של הקרקע באזור המחקר. כמו כן, הותאם לתנאי אזור המחקר מקדם

הפחתה r_d , אשר נדרש לקביעת יחס המאמצים לפי השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971.

ניתוח פוטנציאל ההתנזלות של אזור המחקר התבסס על שיטות חיזוי שונות, נתוני חקירות הקרקע, משוואת ניחות והנחת רעידת אדמה בעלת מגניטודה של 7.5 במרחק אפיצנטרלי של 100 ק"מ עבור אתר כרם שלום ו-105 ק"מ עבור אתר רפיח. בהסתמך על משוואות הניחות של Boore et al., 1997 אזור המחקר וסביבתו אינם נתונים לסכנת ההתנזלות. מאידך לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991 כן צפויה תופעת ההתנזלות בעומקים שונים של החתך החולי.

משוואת הניחות של Boore et al., 1997 נבדקה ונמצאה כמתאימה לתנאי הארץ ועל בסיסה גם בנוי עדכון מ-08/2002 למפת האזורים של המקדם הסייסמי לתקן ישראלי 413 "תכן עמידות מבנים ברעידות אדמה". בנוסף התגלתה התאמה בין רוב שיטות החיזוי האמפיריות לשיטות החיזוי של Frydman et al., 1980 ושל Seed and Idriss, 1971 המבוססות על בדיקות גזירה מעבדתיות.

כשלב אחרון במחקר זה פותחו תרשימי מתאם, עבור אזור המחקר, אשר מקשרים בין ערכי SPT או צפיפות יחסית של קרקע חולית למרחק המכסימלי עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בעומקים שונים. זאת על בסיס שיטות החיזוי השונות, מגניטודה ומשוואת הניחות של Boore et al., 1997. תרשימים אלו יכולים להיות שימושיים גם עבור אזורים אחרים בעלי חתך קרקע דומה ובמרחקים אפיצנטרלים קצרים יותר מאזור המחקר.

הבעת תודה

ברצוני להביע תודה למנחה שלי פרופ' יוסף חודרה חצור על עזרתו הרבה בחיבור של עבודה זו ובתמיכתו הרבה בי לאורך לימודיי באוניברסיטה.

כמו כן ברצוני להביע תודה לפרופ' חיים גבירצמן ולד"ר אלון זיו על שיפוט העבודה.

העבודה חוברה בעזרתו של ד"ר מיכאל צסרסקי.

ברצוני להביע תודה לאשתי אולגה לבני ליאור ולכל המשפחתי שתמכו בי לאורך כל הדרך.

תודה מיוחדת לכל אנשי הסגל של המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה שעזרו לי ותמכו בי במשך כל לימודיי באוניברסיטה.

תוכן עניינים:

i-ii.....	תקציר
iii.....	הבעת תודה
iv-vi.....	תוכן עניינים
vii-xii.....	רשימת טבלאות ותרשימים
1	פרק 1 - מבוא
2	פרק 2 - רקע מדעי
2	2.1 הגדרת בעיית ההתנזלות כסיכון סייסמי
2	2.2 שיקולים גיאוטכניים
5	2.3 שיטות לחיזוי פוטנציאל התנזלות
5	2.3.1 כללי
7	2.3.2 הגדרת יחס מאמצים מחזורי C.S.R.
10	2.3.3 הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R. על בסיס בדיקות גזירה מחזוריות
15	2.3.4 הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R. על בסיס בדיקת החדרה תקנית (SPT)
22	2.3.5 הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R. על בסיס מהירות מנורמלת של גלי גזירה
24	2.3.6 מאפיינים של רעידת אדמה הדרושים לניתוח פוטנציאל התנזלות
26	2.3.7 המרת רקורד של רעידת אדמה להעמסות מחזוריות אחידות
28	2.3.8 הערכת פוטנציאל ההתנזלות על סמך שיטות אנרגיה אמפריות
31	פרק 3 - הערכת התגובה של חתך קרקע בזמן רעידת אדמה
31	3.1 מבוא
31	3.2 רקע תיאורטי
31	3.2.1 יחס מאמץ-מעוות: ניתוח חד מימדי
34	3.2.2 קירוב אקוויוולנטי ליניארי לקשר מאמץ-מעוות לא ליניארי
35	3.2.3 אנליזה של התפשטות אנכית של גלי גזירה בשכבות קרקע ברעידת אדמה
40	3.3 פתרון ליניארי אקוויוולנטי כבסיס לתוכנת SHAKE
41	3.4 בחירת מודל להתנהגות הקרקע והסלע באזור המחקר
46	פרק 4 - שיטות מחקר
46	4.1 בדיקות בשדה - In-situ
46	4.1.1 בדיקת החדרה סטנדרטית (SPT)
50	4.1.2 ניסוי פראסיומטר מסוג Mennard
54	4.1.3 מדידת מהירות גלים סיסמיים
57	4.2 בדיקות מעבדה
57	4.2.1 מיון קרקע

60	קביעת תכולת הרטיבות ומשקל מרחבי של הקרקע	4.2.2
62	פרק 5 - אפיון גיאומכני של חתך הקרקע באזור המחקר	
62	5.1 גיאולוגיה וסטרטיגרפיה	
63	5.1.1 תצורת סקיה	
63	5.1.2 אבן חול גירית מיקרוקונגלומרטית	
63	5.1.3 חרסית ואבן חול גירית מיקרוקונגלומרטית	
64	5.1.4 יחידת חול גירית	
64	5.1.5 חרסית טינית	
64	5.1.6 חול דיונות	
64	5.1.7 יחידת הלס	
65	5.2 אפיון גיאומכני של חתך הקרקע	
65	5.2.1 מיקום קידוחים באתר ניסוי כרם שלום	
65	5.2.2 מיון גיאומכני של קרקעות	
66	5.2.3 בדיקות In-Situ	
66	5.3 תוצאות	
66	5.3.1 כרם שלום	
75	5.3.2 רפיח	
79	5.4 דיון	
79	5.4.1 כרם שלום	
81	5.4.2 רפיח	
82	5.4.3 בדיקות In-Situ	
86	פרק 6 - תוצאות	
86	6.1 קורלציות אמפריות בין מאפייני הקרקע	
86	6.1.1 קורלציה בין אחוז הדקים לגבולות הסומך	
86	6.1.2 קורלציה בין מספר הקשות SPT למודול גזירה מכסימלי G_{max}	
87	6.2 הערכת מקדם הפחתה r_d עבור קרקעות באזור המחקר	
88	6.2.1 הפיתוח של משוואת מקדם הפחתה r_d	
90	6.3 סיכום מאפייני הקרקע לצורך הערכת פוטנציאל ההתנזלות	
90	6.3.1 כרם שלום	
96	6.3.2 רפיח	
100	6.4 הערכת פוטנציאל ההתנזלות	
100	6.4.1 פילוג גודל הגרגר כמדד לפוטנציאל ההתנזלות	
101	6.4.2 תוצאות	
120	פרק 7 - דיון	

120		7.1 חתך הקרקע ומאפייניו
120		7.1.1 קורלציות
120		7.1.2 ערכי SPT מנורמלים, V_s מנורמלים ו- G_{max}
121		7.1.3 השוואה בין חתכי הקרקע בין אתר כרם שלום לאתר רפיח
122		7.2 מקדם הפחתה r_d
123		7.3 פוטנציאל ההתנזלות
123		7.3.1 משוואות הניחות
123		7.3.2 השיטות להערכת פוטנציאל ההתנזלות
126		7.4 חיזוי תופעת ההתנזלות
127		7.4.1 טווח העומקים 1.70-2.00 מטר
128		7.4.2 טווח עומקים 6.00-6.20 מטר
130		7.4.3 טווח עומקים 9.20-10.00 מטר
132		פרק 8 - סיכום
133		מקורות ספרותיים

רשימת טבלאות:

פרק 2:

טבלה 2.1 מקדמים β, α לנרמול מספר ההקשות לאחוז הדקים בקרקע (Youd and Idriss, 1997) 16

פרק 4:

טבלה 4.1 מקדם η_2 לפי Skempton, 1986 48

רשימת תרשימים:

פרק 2:

תרשים 2.1 שינוי מנת החללים תחת עומס גזירה מחזורי בתנאי ניקוז חופשי (Youd, 1972) 3

תרשים 2.2 מנגנון לעלייה בלחץ מי הנקבים תוך העמסה מחזורית בתנאי חוסר ניקוז (Das, 1993) 4

תרשים 2.3 גבולות דירוג המפרידים בין קרקעות הניתנות והלא להתנזלות (Tsuchida, 1970) 5

תרשים 2.4 שינוי במנת החללים מול עיבור עבור קרקע בעלת צפיפות גבוהה ונמוכה תחת מאמץ כליאה קבוע

והגדרת מנת החללים הקריטית (Sowers, 1979) 5

תרשים 2.5 מאמצים המתפתחים בקוביית קרקע בזמן רעידת אדמה (Seed and Idriss, 1985) 6

תרשים 2.6 (a) תגובת פלח בחתך אופקי לתאוצת קרקע a, (b) מאמצי גזירה בתחתית הפלח הקשיח $(\tau_{\max})_r$

ובתחתית הפלח שאינו קשיח $(\tau_{\max})_d$, (c) השתנות סכמאטית של מקדם הפחתה r_d עם העומק

(Seed and Idriss, 1982) 7

תרשים 2.7 השתנות של מקדם r_d עם העומק: ערך ממוצע וסטיית תקן ± 1 (Seed and Idriss, 1971) 8

תרשים 2.8 הדמיית גזירה מחזורית על מישורי המדגם בבדיקת גזירה מרחבית 11

תרשים 2.9 הדמיית גזירה מחזורית במדגם בבדיקת גזירה פשוטה מחזורית 11

תרשים 2.10 עקומת מקדם התאמה β מול לצפיפות יחסית (Das, 1993) 12

תרשים 2.11 עקומת מקדם התאמה C_r מול צפיפות יחסית (Das, 1993) 13

תרשים 2.12 דוגמה לעקומה סטנדרטית של $C.R.R_{\text{Triaxial}}$ מול גודל גרגר ממוצע D_{50}

(Seed and Idriss, 1971) 14

תרשים 2.13 מעטפות תחתונות לחוזק המחזורי של חול כורכרי (Frydman et al., 1980) 14

תרשים 2.14 קשר בין יחס המאמצים הגורם להתנזלות ו- $(N_1)_{60}$ עבור חולות טיניים, ברעידות בעלות עוצמה

7.5 (Seed et al., 1984) 15

תרשים 2.15 מקדם התאמה K_σ מאתרים שונים (Seed and Harder, 1990) 18

תרשים 2.16 מקדם התאמה K_σ לפי Seed et al., 2002 מסומן בקו רציף (Seed et al., 2002) 18

תרשים 2.17 קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות לפי Liao et al., 1988 עבור רעידת אדמה

במגניטודה 7.5 20

תרשים 2.18 קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות לפי Seed et al., 2002 עבור רעידת אדמה

במגניטודה 7.5 21

תרשים 2.19 קשר בין CRR ל- V_{SI} ברעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5 עבור (a) חולות טיניים, (b) חולות עם 20% דקים, (c) חולות עם פחות מ-5% דקים (d) צרורות עם 20% דקים ופחות	23
תרשים 2.20 תפוצת מוקדי רעידות אדמה היסטוריות במגניטודה 6.0 ומעלה לאורך טרנספורם ים המלח ב- 2700 שנה אחרונות (Heidbach et al., 2003)	25
תרשים 2.21 המרת רקורד משתנה של מאמץ גזירה ברעידת אדמה (a) להעמסה מחזורית אקוויולנטית אחידה (b) (Das, 1993)	26
תרשים 2.22 עקומת τ/τ_{max} מול מחזורי העמסה אקוויולנטיים עם מאמץ גזירה τ_{eq} (Seed et al., 1975)	27
תרשים 2.23 עקומות מחזורי העמסה אקוויולנטיים (ערך ממוצע וסטיית תקן ± 1) מול מגניטודה של רעידת אדמה (Seed et al., 1975)	27
תרשים 2.24 קשר בין אקוויולנט אנרגיה המגדיל את לחץ מי הנקבים וגורם להתנזלות ו- N_1	29
תרשים 2.25 קשר בין פונקציית עוצמה של אנרגיה וגורמת להתנזלות ו- $N_{1,60}$	30
(Law, Cao, and He, 1990)	
פרק 3:	
תרשים 3.1 הצגת מודל התנהגות אקוויולנטי ליניארי של הקרקע (Bardet et al., 2000)	31
תרשים 3.2 הגדרה של מודול גזירה אקוויולנטי ומנת ריסון (פוזרין ושירן, 2001)	34
תרשים 3.3 דוגמת השתנות מודול גזירה אקוויולנטי G_{eq} מנורמל ב- G_{max} והשתנות של מנת ריסון γ כנגד עיבור γ (Bardet et al., 2000)	35
תרשים 3.4 התפשטות אנכית של גלי גזירה בחתך אלסטי-ליניארי משוכב (Bardet et al., 2000)	36
תרשים 3.5 תיאור סכמתי של תנודות פני השטח, סלע יסוד ומחשוף הסלע (Bardet et al., 2000)	38
תרשים 3.6 איטרציה של מודול גזירה ומנת ריסון כנגד עיבורי גזירה (Bardet et al., 2000)	41
תרשים 3.7 עקומות מודול גזירה מנורמל G/G_{max} ומנת ריסון γ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 0.25 אטמוספרות (Darendeli, 2001)	42
תרשים 3.8 עקומות מודול גזירה מנורמל G/G_{max} ומנת ריסון γ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 1.0 אטמוספרה (Darendeli, 2001)	43
תרשים 3.9 עקומות מודול גזירה מנורמל G/G_{max} ומנת ריסון γ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 4.0 אטמוספרות (Darendeli, 2001)	44
תרשים 3.10 עקומות מודול גזירה מנורמל G/G_{max} ומנת ריסון γ מול עיבור גזירה γ עבור סלע (לפי Schnabel, 1973)	45
פרק 4:	
תרשים 4.1 ציוד של בדיקת החדרה תקנית	46
תרשים 4.2 הערכת זווית חיכוך פנימית (ϕ) של קרקעות חול דיונות בארץ (Wiseman, 1962)	49

50	תרשים 4.3. סכמה כללית של מתקן פרסיומטר.
51	תרשים 4.4. מכשיר מדידה של פרסיומטר.
51	תרשים 4.5. צילינדר בעל דופן עבה בחומר אלסטי.
53	תרשים 4.6. עקום נפח מתוקן - לחץ מתוקן מניסוי פרסיומטר מסוג MENNARD (Das, 1997).
55	תרשים 4.7. סכמת ניסוי Cross-Hole לקביעת מהירות גלים בשדה (Bowles, 1996).
55	תרשים 4.8. מקור אנרגיה של גלי גזירה (יזרסקי מ., 2004).
56	תרשים 4.9. סכמת ניסוי Down-Hole לקביעת מהירות גלים בשדה (Bowles, 1996).
58	תרשים 4.10. ייבוש המדגם בתנור.
58	תרשים 4.11. שטיפת המדגם דרך נפה 200 #.
59	תרשים 4.12. מתקן לניפוי מדגמי הקרקע דרך נפות סטנדרטיות.
60	תרשים 4.13. מכשיר לקביעת גבול נזילות.
61	תרשים 4.14. חיתוך מדגמי SPT לצורות גיאומטריות פשוטות ושקילתם.

פרק 5:

62	תרשים 5.1. מיקום אתרי המחקר על מפה הידרוגיאולוגית של אגן החוף הדרומי - חבל עזה (מ. פינק, 1970).
63	תרשים 5.2. חתך גיאולוגי ברצועה A-81 אגן החוף הדרומי - חבל עזה (י.טולמץ', 1991).
65	תרשים 5.3. מיקום יחסי של קידוחי כרם שלום במרחב.
67	תרשים 5.4. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 1, אתר כרם שלום.
68	תרשים 5.5. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 2, אתר כרם שלום.
69	תרשים 5.6. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 3, אתר כרם שלום.
70	תרשים 5.7. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 4, אתר כרם שלום.
71	תרשים 5.8. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 5, אתר כרם שלום.
72	תרשים 5.9. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 6, אתר כרם שלום.
73	תרשים 5.10. מדידת מהירות גלים סייסמים לפני ואחרי ההרטבה בקידוח מס' 6 כרם שלום שיטת המדודה Cross-Hole. (יזרסקי, 2004).
	תרשים 5.11. מדידת מהירות גלים סייסמים לפני ואחרי ההרטבה בקידוח מס' 6 כרם שלום (a) מהירות גלי גזירה המדודה בשיטת Down-Hole, (b) מהירות גלי לחיצה המדידה בשיטת Down-Hole
74	תרשים 5.12. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 1, רפיח (לפי הרשלר, 1998).
75	תרשים 5.13. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 2, רפיח (לפי הרשלר, 1998).
76	תרשים 5.14. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 3, רפיח (לפי הרשלר, 1998).
77	תרשים 5.15. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 4, רפיח (לפי הרשלר, 1998).
80	תרשים 5.16. פריסה דו מימדית משוערת של סוגי הקרקע בין הקידוחים באתר מחקר כרם שלום.
81	תרשים 5.17. פריסה מרחבית של סוגי הקרקע באתר מחקר כרם שלום.
82	תרשים 5.18. פריסה מרחבית משוערת של שכבות קרקע באתר מחקר רפיח.

תרשים 5.19 ריכוז ערכי SPT לא מגורמלים בתלות בעומק באתרים כרם שלום ורפיח .	83
תרשים 5.20 ערכי מודול אלסטיות שהתקבלו בניסוי פרסיומטר בקרקעות חוליות בתלות בעומק, כולל גבולות של מודול אלסטיות לפי Bowles,1996.	84
תרשים 5.21 ערכי מודול אלסטיות שהתקבלו בניסוי פרסיומטר בקרקעות חרסיות בתלות בעומק, כולל גבולות של מודול אלסטיות לפי Bowles,1996.	84
פרק 6:	
תרשים 6.1 קורלציה בין אחוז הדקים בקרקע לגבולות הסומך.	86
תרשים 6.2 קורלציה בין מספר הקשות בבדיקת SPT למודול גזירה מכסימלי.	87
תרשים 6.3 רכיב צפון-דרום של תאוצת קרקע ברעידת אדמה נוייבה כפי שנקלט באילת.	88
תרשים 6.4 רכיב מזרח-מערב של תאוצת קרקע ברעידת אדמה נוייבה כפי שנקלט באילת.	88
תרשים 6.5 השתנות $(\tau_{max})_d$ ו- $(\tau_{max})_d$ עם העומק בקידוח מס' 3 (כרם שלום) בהרצת רקורד צפון דרום....	89
תרשים 6.6 השתנות מקדם הפחתה r_d עם העומק באזור המחקר.	90
תרשים 6.7 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 1 (כרם שלום).	91
תרשים 6.8 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 2 (כרם שלום).	92
תרשים 6.9 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 3 (כרם שלום).	93
תרשים 6.10 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 4 (כרם שלום).	94
תרשים 6.11 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 6 (כרם שלום).	95
תרשים 6.12 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 1 (רפיח).	96
תרשים 6.13 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 2 (רפיח).	97
תרשים 6.14 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 3 (רפיח).	98
תרשים 6.15 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 4 (רפיח).	99
תרשים 6.16 התפלגות גודל הגרגר בקידוחים מ-1 עד 6 (כרם שלום) ביחס לגבולות עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות לפי Tsuchiba, 1970.	100
תרשים 6.17 התפלגות גודל הגרגר בקידוחים מ-1 עד 6 (כרם שלום) ביחס לגבולות עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות לפי Das, 1993.	101
תרשים 6.18 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (כרם שלום). תאוצת קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss,1991.	102
תרשים 6.19 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (כרם שלום). תאוצת קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al.,1997.	103
תרשים 6.20 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (כרם שלום). תאוצת קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss,1991.	104
תרשים 6.21 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (כרם שלום). תאוצת קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al.,1997.	105

תרשים 6.22	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (כרם שלום). תאוצת	
106	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.23	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (כרם שלום). תאוצת	
107	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.24	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (כרם שלום). תאוצת	
108	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.25	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (כרם שלום). תאוצת	
109	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.26	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 6 (כרם שלום). תאוצת	
110	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.27	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 6 (כרם שלום). תאוצת	
111	קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.28	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (רפיח). תאוצת קרקע	
112	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.29	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (רפיח). תאוצת קרקע	
113	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.30	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (רפיח). תאוצת קרקע	
114	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.31	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (רפיח). תאוצת קרקע	
115	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.32	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (רפיח). תאוצת קרקע	
116	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.33	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (רפיח). תאוצת קרקע	
117	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	
תרשים 6.34	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (רפיח). תאוצת קרקע	
118	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.	
תרשים 6.35	הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (רפיח). תאוצת קרקע	
119	צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.	

פרק 7:

תרשים 7.1	השוואת ערכי $N_{1,60}$ בין כרם שלום לרפיח.	122
תרשים 7.2	השוואה בין מקדמי הפחתה r_d לפי חוקרים שונים, כולל המחקר הזה.	123
תרשים 7.3	מקדם הביטחון להתנזלות עבור קידוחי כרם שלום לפי שיטות חיזוי שונות ומשוואת הניחות של	
124	Idriss, 1991.	

- תרשים 7.4 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 1.70-2.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים. 127
- תרשים 7.5 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 1.70-2.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע. 128
- תרשים 7.6 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 6.00-6.20 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים. 129
- תרשים 7.7 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 6.00-6.20 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע. 129
- תרשים 7.8 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 9.20-10.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים. 130
- תרשים 7.9 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 9.20-10.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע. 131

פרק 1 - מבוא.

חלק גדול מאזור מישור החוף בארץ הוא אזור מאוכלס מאוד וגם כולל בתוכו מתקנים חיוניים של חברת החשמל, חברת מקורות, חברת תשתיות ונפט וכד'. סדימנט חולי צעיר, בלתי מלוכד ותחוח מהווה על פי רוב חלק מן החתך העליון של הקרקע באזור זה. מפלס מי התהום באזור מישור החוף בדרך כלל קרוב לפני השטח. ברעידת אדמה חזקה שילוב תנאים גיאולוגיים והידרולוגיים אלו יכול לגרום להתפתחות תופעה מסוכנת הנקראת התנזלות. התנזלות היא תופעה בה חוזק וקשיחות הקרקע פוחתים עקב העמסה דינמית מהירה. ההעמסה גורמת להגדלת לחץ מי נקבים ולחץ זה במקרה הקיצוני יכול לנתק מגע בין גרגרי החול ובכך לאפס את חוזקו לגזירה. במצב זה הקרקע איננה מסוגלת לשאת עומס וכל מבנה או מתקן שבנויים עליה עלולים לשקוע שקיעה מופרזת ואף לקרוס לחלוטין. גלישת מדרונות וקריסת קירות תמך תחת לחץ לטרלי גדול של קרקע מתנזלת הם חלק נוסף מהנזקים הנגרמים ע"י ההתנזלות. תופעת ההתנזלות גם איננה מוגבלת לאזורים אשר קרובים למוקד הרעידה וככל שגדלה המגניטודה כך גם גדל הסיכוי להתרחשות ההתנזלות במרחקים גדולים יותר מן המוקד.

לאחרונה המכון הגיאולוגי ערך סקר להערכת פוטנציאל ההתנזלות בעת רעידת אדמה חזקה בישראל. אזור זיקים היה הקצה הדרומי של סקר זה. המחקר הנוכחי יבדוק את פוטנציאל ההתנזלות של קרקעות באזור דרומי יותר והוא אגן החוף הדרומי חבל עזה. האזור הזה ייוצג על ידי שני אתרים: כרם שלום ורפיח.

על מנת להעריך את פוטנציאל ההתנזלות באזור זה בשלב הראשון של המחקר ייערך סקר וניתוח של הידע הקיים בתחום הזה, תוך ניסיון להקיף ככל שיותר שיטות על בסיס שונה לחיזוי פוטנציאל ההתנזלות. בשלב השני של המחקר תיערך חקירת קרקע מפורטת באתר מחקר כרם שלום, אשר תכלול 6 קידוחים ובדיקות שדה שונות (בדיקת החדרה תקנית SPT, פרסיומטר ומדידת מהירויות סייסמיות של הקרקע בשיטות Cross-Hole ו-Down-Hole). החומר שיגיע מהקידוחים יעבור בדיקות מעבדה לקביעת סוג הקרקע, צפיפותה ותכונות האינדקס שלה. חקירת קרקע באתר רפיח תתבסס על חקירות קרקע קודמות שבוצעו באזור זה. בשלב זה יפותחו גם קורלציות אמפיריות המקשרות בין תכונות האינדקס והאלסטיות של הקרקע, על מנת להעריך תכונות אלו בקידוחים בהם לא יבוצעו בדיקות מתאימות. בשלב השלישי של המחקר יבודדו פרמטרי קרקע הנדרשים עבור כל שיטת חיזוי. בשלב הרביעי של המחקר על בסיס שיטות החיזוי השונות תבוצע אנליזת פוטנציאל ההתנזלות באתרי המחקר, בהנחה כי כל חתך הקרקע רווי במים והמקור האפשרי של רעידת האדמה החזקה הוא החלק הצפוני של סגמנט הערבה בטרנספורם ים המלח. בשלב האחרון של המחקר יבוצע ניתוח של תוצאות שהתקבלו משלב הקודם, תוך כדי השוואה בין שיטות החיזוי השונות. בהתאם לתוצאות הניתוח יוצעו המלצות מתאימות בהקשר לסכנת ההתנזלות באזור המחקר.

פרק 2 - רקע מדעי.**2.1. הגדרת בעיית ההתנזלות כסיכון סייסמי.**

אחת מתופעות כשל התשתית ההרסניות ביותר בזמן רעידת אדמה היא התנזלות. התנזלות מתרחשת כאשר סדימנט (חול בדרך כלל) רווי במים מתנהג כנוזל בזמן זעזוע סייסמי חזק ומאבד את חוזקו ויכולתו לתמוך במבנים המצויים עליו. כאשר חול רווי נחשף לגלי גזירה מחזוריים הנוצרים כתוצאה מתנודות הקרקע, הוא נוטה להידחס ולאבד מנפחו, דבר המוביל להתמוטטות המבנה הגרגרי ולעלייה בלחץ מי נקבים. התנזלות מתרחש בדרך כלל במגניטודה גדולה מ- 5 ותאוצת קרקע אופקית מעל 0.10 g. ברעידת אדמה במגניטודה מעל 7.5 התנזלות עלולה להתרחש גם במרחק העולה על 100 ק"מ מהמוקד. בעקבות ההתנזלות עלולה התשתית להיכנע בכמה אופנים:

1. תנודות קרקע מוגברות מעל השכבה המתנזלת, לעיתים מלווה בשקיעת הקרקע והתפרצות החול לפני השטח (sand boils).
2. אובדן תסבולת לנשיאת מבנים ובעקבות זאת שקיעה או ציפה שלהם.
3. התפשטות לטרלית של בלוקים מעל השכבה המתנזלת.
4. הובלה מהירה למרחקים גדולים של מסות קרקע ובלוקים מעל לשכבה שמתנזלת, מלווה בזרמים של חומר שעבר התנזלות.

תופעות התנזלות בסדר גודל הרסני אירעו במספר גדול של רעידות (למשל ניו מדריד, 1812; אלסקה, 1964; קליפורניה, 1989; יפן, 1995; טורקיה, 1992, 1999) וגרמו לאבדות בנפש וברכוש. תופעות התנזלות מוגבלות בדרך כלל לאזורים בהם מתקיים שילוב מסוים של סוג התשתית ותנאים הידרולוגיים. הסלע הרגיש ביותר להתנזלות הנו חול בלתי מלוכד המכוסה בכיפה חרסיתית דקה בעלת מוליכות נמוכה המונעת ניקוז של המים. ככל שסדימנט צעיר יותר ופחות מלוכד הוא רגיש יותר להתנזלות. התנזלות מתרחשת רק במקום בו סדימנט רווי לחלוטין (מתחת למפלס מי תהום), ולכן עומק מפלס מי התהום מהווה גורם קריטי בהערכת הסיכוי להתנזלות. התנזלות מתרחשת לרוב בעומק של עד 10 מטר. ככל שגדל העומק למי התהום, הלחץ המקיף הנוצר ע"י עמודת הסלע שמעל גדול יותר, הסדימנט הרווי בדרך כלל צפוף יותר עקב קומפקציה מוגברת, והרגישות להתנזלות יורדת. רעידות אדמה היסטוריות מעידות שתופעות של התנזלות וכשל קרקע נלווה מתרחשות גם במרחק רב מהמוקד ולכן הערכה של פוטנציאל ההתנזלות מהווה גורם חשוב במיפוי הסיכונים הסייסמיים.

2.2. שיקולים גיאוטכניים.

התנזלות מתרחשת בקרקעות חוליות רוויות במהלך ויברציה חזקה. העמסה דינמית גורמת להגדלת לחץ מי נקבים במשך פרק זמן מוגבל ולחץ זה במקרה הקיצוני יכול לגרום לניתוק מוחלט בין הגרגרים. ניתן לראות את התופעה, בצורתה הכללית, דרך משוואת הלחצים בקרקע (Terzaghi, 1943):

$$\sigma' = \sigma - u \quad [2.1]$$

כאשר,

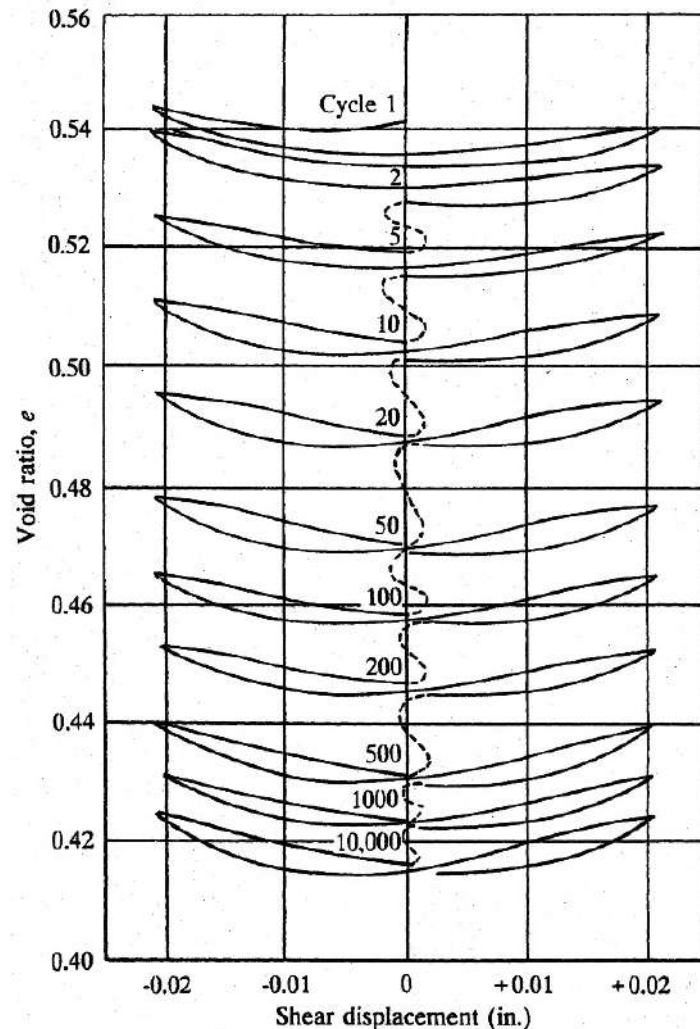
σ' - לחץ אפקטיבי (לחץ המועבר בין גרגרי הקרקע).

σ - לחץ טוטלי (משקל כולל של עמודת הקרקע)

u - לחץ מי נקבים.

ברגע שלחץ מי הנקבים עולה על הלחץ הטוטלי, הלחץ האפקטיבי מתאפס וגרגרים מתנתקים אחד מן השני. ברגע זה חוזק הקרקע לגזירה מתאפס והיא אינה מסוגלת לשאת כל עומס.

בתרשים 2.1 מוצגת דחיסה הדרגתית של חול בבדיקת גזירה פשוטה (simple shear test), תחת העמסה מחזורית בתנאי ניקוז חופשי.



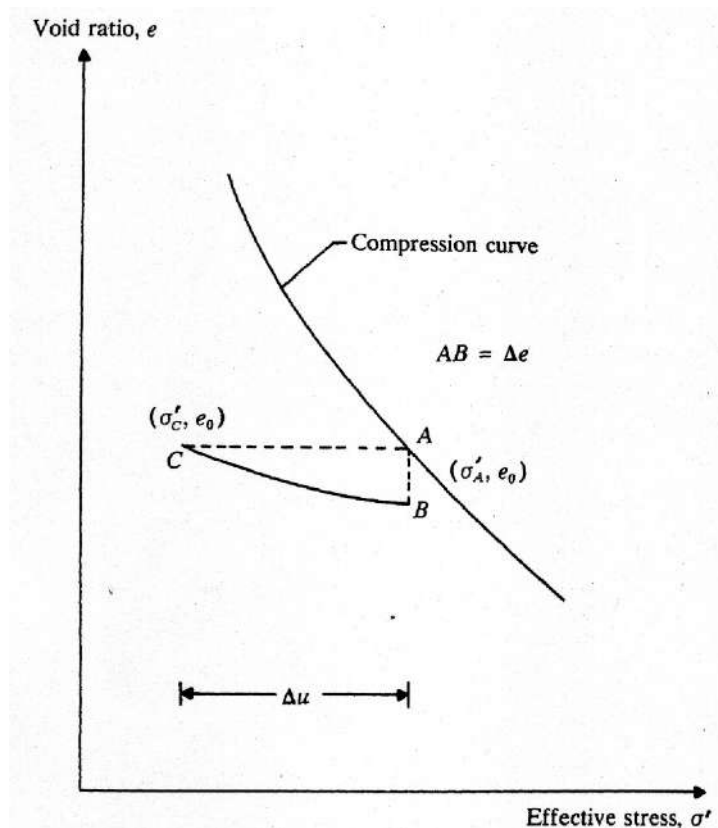
תרשים 2.1 שינוי מנת החללים תחת עומס גזירה מחזורי בתנאי ניקוז חופשי (Youd, 1972).

כל מחזור של העמסה מקטין את מנת החללים בערך מסוים, על אף שקצב הדחיסה הולך וקטן. חשוב להדגיש שקיים סף מסוים למעוות גזירה, שמתחתיו לא תתרחש שום דחיסה של קרקע, ללא קשר לכמות מחזורי ההעמסה.

תחת העמסה דינמית מחזורית מהירה, כאשר ניקוז לא מתאפשר בטווח הקצר, עומס אנכי עובר מגרגרי הקרקע למי הנקבים וכתוצאה מכך לחץ מי הנקבים גדל. דבר זה מודגם באופן סכימטי בתרשים 2.2.

נקודה A מייצגת, על עקומת הדחיסה, קרקע בעומק מסוים עם לחץ אפקטיבי σ'_A ומנת החללים e_0 . בתנאי ניקוז חופשי, תחת מספר מחזורי העמסה, מנת החללים קטנה בשיעור $AB = \Delta e$. אם הניקוז נמנע, מנת החללים נשארת e_0 , לחץ אפקטיבי יורד ל- σ'_C ולחץ מי הנקבים גדל בשיעור Δu . מצבה של הקרקע

אחרי מספר מחזורי העמסה מיוצג בגרף ע"י נקודה C. אם מספר מחזורי העמסה מספיק גדול ערך Δu עלול להשתוות ל- σ'_A ומצב זה מוגדר כהתנזלות הקרקע.

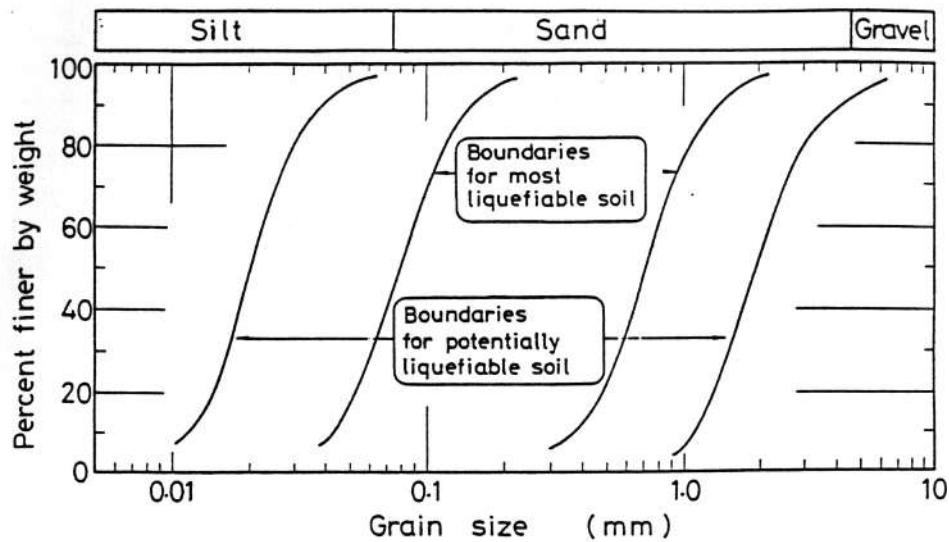


תרשים 2.2 מנגנון לעלייה בלחץ מי הנקבים תוך העמסה מחזורית בתנאי חוסר ניקוז (Das, 1993).

כללית, הסכנה להתנזלות בקרקעות הגרנולריות גדלה, כאשר:

- צפיפות יחסית D_r קטנה.
- אחוז הדקים הקוהזיביים בתוך הקרקע קטן.
- עוצמת הזעזועים ומספרם גדלים.
- הגודל האפקטיבי של הגרגרים קטן.
- לחץ השכבות האפקטיבי קטן.

ב – Tsuchiba 1970 בדק את דירוג הגרגרים של הקרקעות אשר התנזלו ושלא התנזלו במשך רעידות אדמה והציע את הגבולות המובאים בתרשים 2.3 כדי להפריד בין קרקעות בהן ישנה ואיננה סכנה להתנזלות. ההיגיון שמאחורי גבולות אלה הינו כדלקמן: עבור קרקע בעלת גרגרים גדולים מאוד, סביר שמקדם החדירות יהיה גבוה ולכן תהיה אפשרות לפיזור (לפחות חלקי) של הלחץ הנקבים במשך הרעידה. מצד שני, הניסיון מראה שקרקע אשר כוללת הרבה גרגרים דקים, חרסיתיים, אינה עוברת התנזלות, כנראה כתוצאה מהקוהזיה המונעת את נטיית הקרקע להצטופף. יש להדגיש ש – Ishihara, 1985 מצא שהוספת גרגרים דקים לא פלסטיים לקרקע חולית לא שיפרה את התנגדותה להתנזלות, ולכן יש להתייחס לגבול השמאלי בתרשים 2.3 בזהירות.



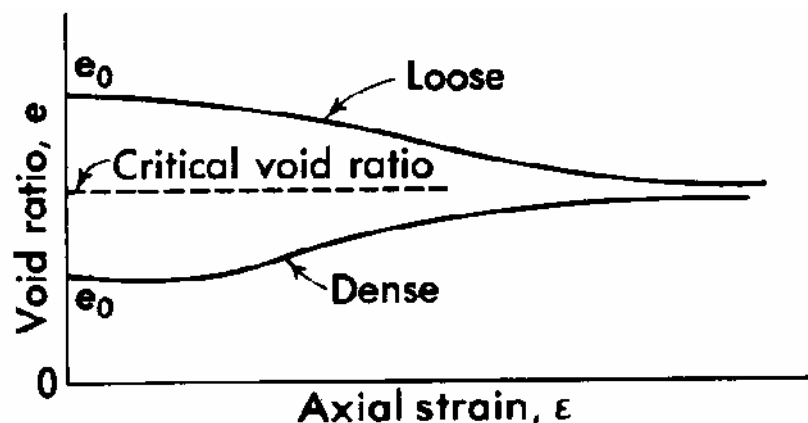
תרשים 2.3 גבולות דירוג המפרידים בין קרקעות הניתנות והלא להתנזלות (Tsuchida, 1970).

לגבי הגבול הימני Seed et al., 1975 הדגישו שקצב הפיזור של לחץ מי הנקבים משכבות חדירות מושפע ע"י הימצאותן של שכבות בעלי חדירות נמוכה מעליהן. הם הציעו שסביר להניח שלא תתרחש התנזלות בקרקעות בהן $D_{20}^* > 0.70 \text{ mm}$, בתנאי שהשכבה אינה כלואה ע"י שכבות בעלות חדירות נמוכה. לפי Das, 1993 קרקעות בעלות גודל גרגר ממוצע $D_{50}^* = 0.075 \div 0.20 \text{ mm}$ הינם בעלות פוטנציאל להתנזלות.

2.3. שיטות לחיזוי פוטנציאל התנזלות.

2.3.1 כללי

Casagrande, 1936 עשה ניסיון ראשון להסביר את תופעת ההתנזלות בקרקעות חוליות על בסיס עקרון של "מנת חללים קריטית". חולות צפופים תחת כוחות גזירה ולחץ אנכי נוטים להגדיל את נפחם, לעומת זאת, חולות תחוחים, תחת אותם תנאי העמסה, נוטים, להקטין את נפחם. מנת החללים שבה החול לא משנה את נפחו, תחת כוחות גזירה ולחץ אנכי, מוגדרת כמנת החללים הקריטית (תרשים 2.4).



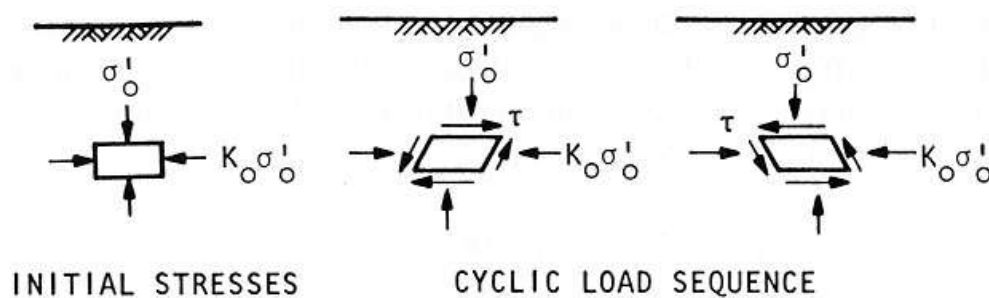
תרשים 2.4 שינוי במנת החללים מול עיבור עבור קרקע בעלת צפיפות גבוהה ונמוכה תחת מאמץ כליאה קבוע והגדרת מנת החללים הקריטית (Sowers, 1979)

D_{50}^*, D_{20}^* - גודל גרגר, אשר מתאים ל- 20% ו- 50% עובר בהתאמה בדיאגרמת התפלגות גודל הגרגר של מדגם הקרקע

Casagrande הסביר ששכבת חול אשר מנת החללים שלה גדולה ממנת החללים הקריטית נוטה להקטין את נפחה תחת תנודות של רעידת אדמה. אם חול כזה לא יכול להתנקז באותו רגע יש לו פוטנציאל גבוה להתנזלות. בדיעבד, התברר שעיקרון "מנת החללים הקריטית", כבסיס להערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות, לא היה מוצלח מכיוון ש:

- ערך מנת החללים הקריטית אינו ערך קבוע ומשתנה עם לחץ מקיף.
- שינוי הנפח תחת העמסה דינמית שונה מהשינוי המתקבל בניסויים סטטיים של גזירה ישירה וגזירה מרחבית.

בגלל בעיות של גישת "מנת החללים הקריטית" היה צורך להגדיר גישות חלופיות להערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות. הבסיס לאחת הגישות החלופיות הוא מצב המאמצים השוררים בקרקע בזמן רעידת אדמה. המאמצים הפועלים על קובית קרקע בעומק כלשהו, במקרה זה, הם מאמץ אפקטיבי אנכי σ_o' , מאמץ אפקטיבי אופקי, אשר שווה ל- $k_o \sigma_o'$ (מקדם לחץ העפר במנוחה) ומאמץ גזירה מחזורי τ_h , אשר מתפתח כתוצאה מהתקדמות גל הגזירה כלפי מעלה (תרשים 2.5).



תרשים 2.5 מאמצים המתפתחים בקוביית קרקע בזמן רעידת אדמה (Seed and Idriss, 1985).

הגדרת פוטנציאל ההתנזלות של הקרקע במקרה זה מתבססת על שני פרמטרים:

1. יחס מאמצים מחזורי (C.S.R - Cyclic Stress Ratio) - זהו היחס בין מאמץ גזירה τ_h למאמץ אפקטיבי אנכי σ_o' בקרקע בעומק כלשהו בזמן העמסה מחזורית.

$$C.S.R. = \frac{\tau_h}{\sigma_o'} \quad [2.2]$$

2. יחס התנגדות מחזורי (C.R.R - Cyclic Resistance Ratio) - זהו יחס מאמצים מכסימלי בו לא תתפתח התנזלות בקרקע בתנאי העמסה מחזורית.

$$C.R.R. = \frac{\tau}{\sigma_o'} \quad [2.3]$$

כאשר,

τ - מאמץ גזירה מכסימלי שבו לא תתפתח התנזלות בקרקע בתנאי העמסה מחזורית.

σ_o' - מאמץ אפקטיבי אנכי.

k_o^* - מקדם אשר הכפלתו בלחץ אפקטיבי אנכי של השכבות תיתן לחץ לטרלי, אשר בו קרקע לא עוברת שום עיבור לטרלי.

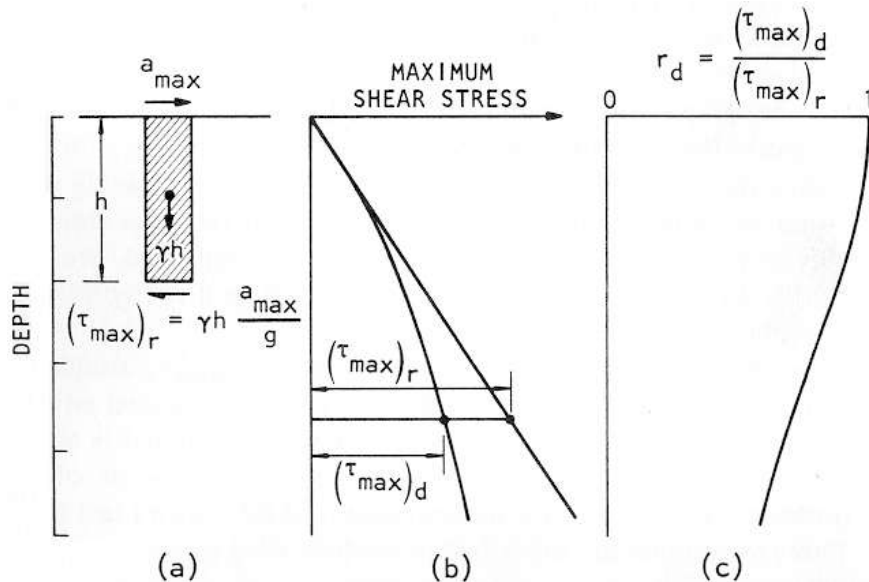
ההתנזלות בקרקע תתרחש כאשר יחס מאמצים מחזורי (C.S.R.) יהיה גדול יותר מיחס התנגדות מחזורי (C.R.R.). בשיטה זו מקדם הביטחון נגד התנזלות מוגדר ע"י:

$$F.S. = \frac{C.R.R.}{C.S.R.} \quad [2.4]$$

2.3.2 הגדרת יחס מאמצים מחזורי C.S.R.

ניתן להעריך יחס מאמצים מחזורי בעומק מסוים z בדרכים שונות. בחתך בעל פני קרקע אופקיים הדרך האמינה ביותר הנה להניח רעידת אדמה מסוימת בסלע ולבצע ניתוח מעבר של גל הגזירה כלפי מעלה דרך שכבות הקרקע. התוכנה הנפוצה ביותר לביצוע ניתוח כזה הנה SHAKE (פרק 3).

Seed and Idriss, 1971 פיתחו שיטה מפורטת במקרה והתאוצה האופקית המכסימלית הצפויה בפני הקרקע הנה a , ע"י התייחסות לתגובה של פלח בעל גובה z , שטח בסיס A ומשקל מרחבי כללי γ_t כפי שמתואר בתרשים 2.6:



תרשים 2.6 (a) תגובת פלח בחתך אופקי לתאוצת קרקע a , (b) מאמצי גזירה בתחתית הפלח הקשיח $(\tau_{\max})_r$ ובתחתית הפלח שאינו קשיח $(\tau_{\max})_d$ (c) השתנות סכמאטית של מקדם הפחתה r_d עם העומק (Seed and Idriss, 1982).

אם הקרקע הייתה קשיחה לגמרי, מאמץ הגזירה בתחתית הפלח היה נתון ע"י:

$$\tau = \frac{m \cdot a}{A} = \left(\frac{\gamma_t}{g} \cdot z \cdot A \right) \cdot \frac{a}{A} = \gamma_t \cdot z \cdot \frac{a}{g} = \sigma_o \cdot \frac{a}{g} \quad [2.5]$$

כאשר,

- τ - מאמץ גזירה בתחתית הפלח.
- m - מסה של פלח הקרקע.
- g - תאוצת הכובד.
- σ_o - לחץ טוטלי בתחתית הפלח.

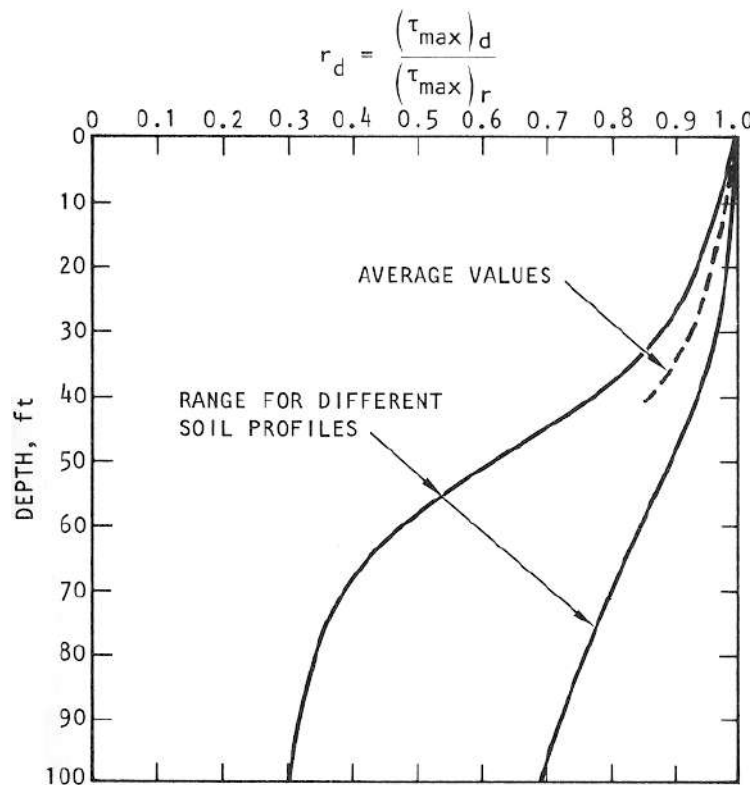
C.S.R מתקבל ע"י חלוקת שני הצדדים ב- σ'_o . בזמן רעידת אדמה התאוצה המתפתחת בפני השטח משתנה באופן אקראי, וניתן להגדיר תאוצה "ממוצעת" או "מייצגת" כ-65% מהערך המכסימלי הצפוי בפני השטח. לכן, C.S.R הממוצע בעומק z , בקרקע קשיחה, במשך רעידת אדמה נתון ע"י:

$$C.S.R = \frac{\tau_{av.}}{\sigma'_o} = \frac{0.65 a_{max} \sigma_o}{\sigma'_o g} \quad [2.6]$$

מאחר והקרקע אינה קשיחה, יהיו דפורמציות בתוך הפלח, ומאמץ הגזירה בתחתית הפלח יהיה קטן מהערך הנתון ע"י משוואה 2.6. ניתן להגדיר הפחתה זו ע"י "מקדם הפחתה" r_d , כך שמשוואה 2.6 תתאים עבור קרקע אמיתית:

$$C.S.R_{soil} = \frac{\tau_{av.}}{\sigma'_o} = \frac{0.65 a_{max} \sigma_o r_d}{\sigma'_o g} \quad [2.7]$$

ברור שהמקדם r_d יהיה תלוי בתכונות הקרקע. בתרשים 2.7 ניתן לראות גרף השתנות של r_d עם העומק לפי Seed and Idriss, 1971.



תרשים 2.7 השתנות של מקדם r_d עם העומק: ערך ממוצע וסטיית תקן ± 1 (Seed and Idriss, 1971)

Seed and Idriss, 1997 הציע את משוואה המתארת בדיוק רב את הערך הממוצע של r_d לפי Seed and Idriss, 1971:

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z & (z \leq 9.15m) \\ 1.174 - 0.0267z & (9.15m < z \leq 23m) \\ 0.744 - 0.008z & (23m < z \leq 30m) \\ 0.5 & (z > 30m) \end{cases} \quad [2.8]$$

כאשר,

 r_d - מקדם הפחתה. z - עומק (מטר).

משוואה 2.9 (Youd and Idriss, 1997) נותנת תוצאות מאוד קרובות ל- r_d ממשוואה 2.8 והיא נוחה יותר לשימוש:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad [2.9]$$

Idriss, 1999 שיפר את הקשר האמפירי של Golesorkhi, 1989 להערכת מקדם ההקטנה r_d , ובו יש ביטוי גם למגניטודה של רעידת האדמה:

$$z \leq 34m : \begin{cases} \ln r_d = \alpha(z) + \beta(z) \cdot M \\ \alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \\ \beta(z) = 0.106 - 1.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \end{cases} \quad [2.10]$$

$$z > 34m : r_d = 0.12 \cdot e^{0.22M}$$

כאשר,

 z - עומק (מטר). M - מגניטודה של רעידת אדמה.

לאחרונה פותחו קורלציות אימפריות הקושרות את מקדם ההפחתה r_d , בנוסף לעומק ומגניטודה, גם למשתנים נוספים. כך למשל Cetin and Seed 2000 הציעו את משוואה 2.11 עבור מקדם ההפחתה r_d , אשר תלוי בעומק, במגניטודה של הרעידה, בתאוצה המכסימלית המתפתחת על פני השטח, ובמהירות ממוצעת של גלי גזירה ב- 12 מטרים עליונים של הקרקע:

$$d < 20m$$

$$r_d = \left[\frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{\max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(-d+0.0785V_{s,12m}^*+7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{\max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(0.0785V_{s,12m}^*+7.586)}}} \right] \pm \sigma_{\varepsilon r_d} \quad [2.11]$$

$$d \geq 20m$$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{\max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(-20 + 0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{\max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}} \right]} - 0.0014 \cdot (d - 20) \pm \sigma_{\varepsilon_d}$$

$$d < 12m$$

$$\sigma_{\varepsilon_d} = d^{0.850} \cdot 0.0198$$

$$d \geq 20m$$

$$\sigma_{\varepsilon_d} = 12^{0.850} \cdot 0.0198$$

כאשר,

d - עומק (m).

a_{max} - תאוצה מכסימלית המתפתחת בפני הקרקע (g).

M_w - מגניטודה של רעידת אדמה.

V_{s,12m}* - מהירות ממוצעת של גלי גזירה ב- 12m עליונים של הקרקע (m/sec).

±σ_{ε_d} - סטיית תקן ± 1.

כאשר מהירות ממוצעת של גלי גזירה ב- 12 מטרים עליונים אינה ידועה או גבוהה מידי Cetin and Seed 2000 ממליצים לקחת ערך של 160 m/sec.

2.3.3 הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R על בסיס בדיקות גזירה מחזוריות.

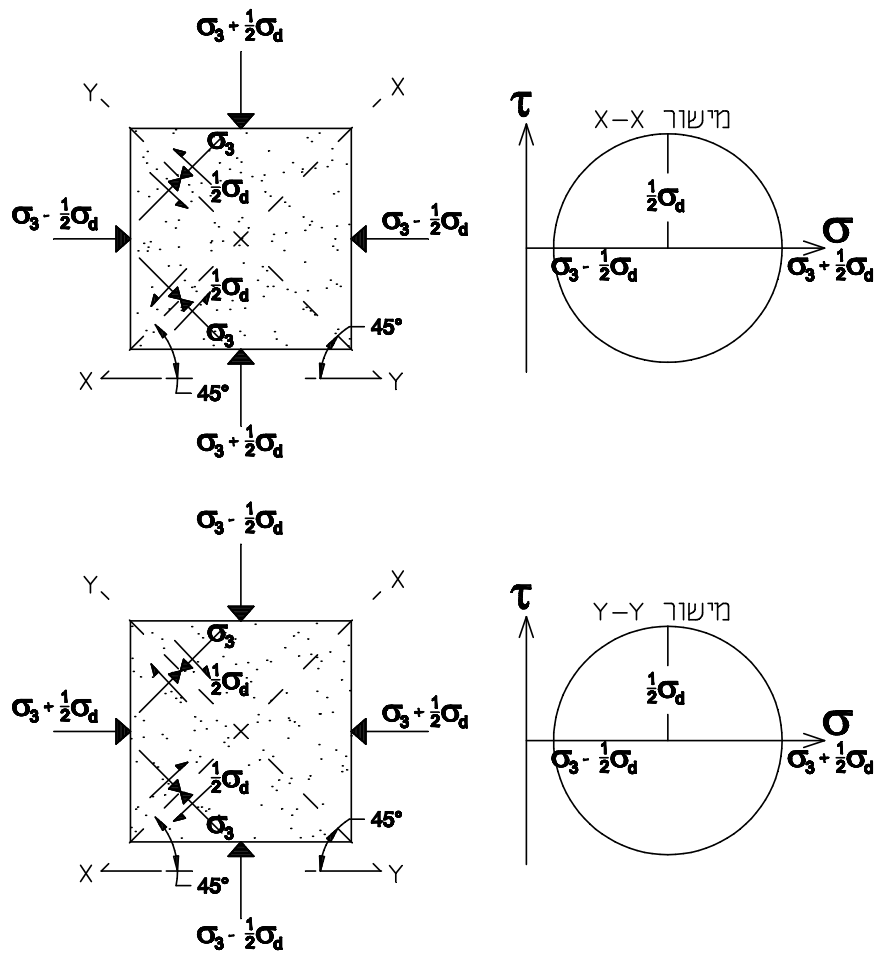
בבדיקת גזירה מרחבית מחזורית מפעילים על המדגם בשלב ראשון קונסולידציה איזוטרופית σ₃. בשלב שני של הבדיקה מפעילים על המדגם מאמץ מחזורי (אנכי ואופקי) נוסף והוא σ_d ± 1/2 (תרשים 2.8). מאמץ גזירה מכסימלי במקרה זה פועל על מישורים הנטויים 45° וגודלו σ_d ± 1/2. המאמץ הנורמלי על מישורים אלו שווה ל- σ₃. הניסוי נמשך עד אשר לחץ מי הנקבים משתווה ל- σ₃ והמדגם מתנזל. במצב זה יחס התנגדות מחזורי שווה ל:

$$C.R.R._{Triaxial} = \frac{\frac{1}{2} \sigma_d}{\sigma_3} \quad [2.12]$$

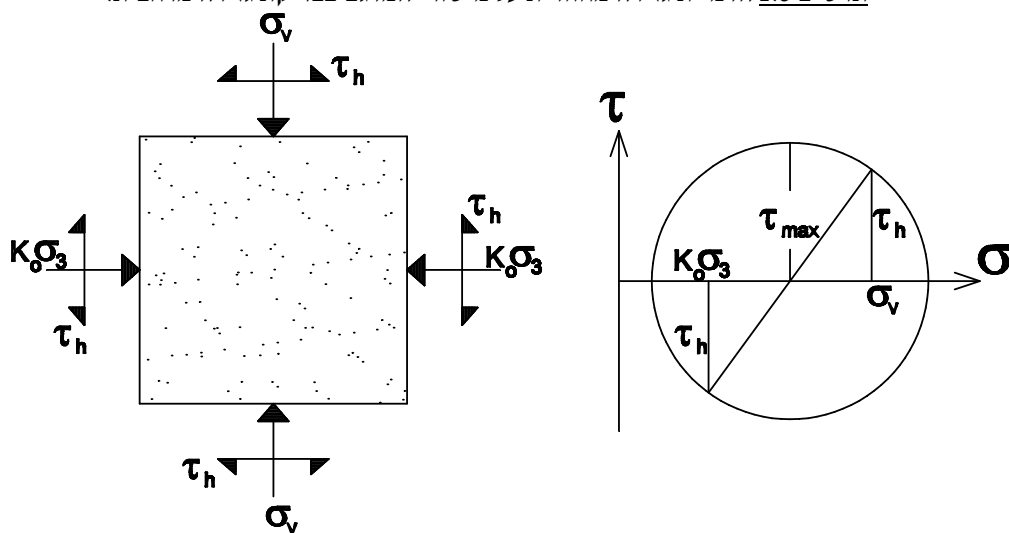
תוצאות הניסוי הם יחס התנגדות מחזורי (C.R.R_{Triaxial}) ומספר מחזורי העמסה בהם הגיע מדגם הקרקע, בעל צפיפות יחסית (D_r) להתנזלות.

בניסוי גזירה פשוטה מחזורית (תרשים 2.9) על המדגם מופעל מאמץ אנכי σ_v, כאשר המאמץ האופקי שווה ל- k₀σ_v. בשלב שני של הניסוי מפעילים על המדגם מאמץ גזירה מחזורי τ_h. ממעגל מוהר ניתן לראות שמאמץ הגזירה המכסימלי במדגם שווה ל:

$$\tau_{\max} = \sqrt{\tau_h^2 + \left[\frac{1}{2} \sigma_v (1 - K_o) \right]^2} \quad [2.13]$$



תרשים 2.8 הדמיית גזירה מחזורית על מישורי המדגם בבדיקת גזירה מרחבית.



תרשים 2.9 הדמיית גזירה מחזורית במדגם בבדיקת גזירה פשוטה מחזורית.

הניסוי נמשך עד אשר המדגם מתנזל ובמצב זה יחס ההתנגדות המחזורי שווה ל:

$$C.R.R._{Simple.Shear} = \frac{\tau_h}{\sigma_v} \quad [2.14]$$

תוצאות הניסוי הם $C.R.R._{Simple\ Shear}$ ומספר מחזורי העמסה בהם הגיע מדגם הקרקע, בעל צפיפות יחסית (D_r) להתנזלות.

תנאי העמסה של קרקע באתר דומים יותר לתנאי גזירה פשוטה מחזורית, לכן חוקרים שונים השוו את ההתנגדות של מדגמי חול להתנזלות בגזירה מרחבית ובגזירה פשוטה. התברר ש- $C.R.R.$ בגזירה מרחבית ובגזירה פשוטה, עבור אותו מספר מחזורי העמסה, שונה ויש לעשות התאמה ביניהם. לפי Seed and Peacock, 1971 ההתאמה מתקבלת על ידי:

$$C.R.R._{Simple\ Shear} = \alpha' \times C.R.R._{Triaxial} \quad [2.15]$$

כאשר,

α' - מקדם התאמה.

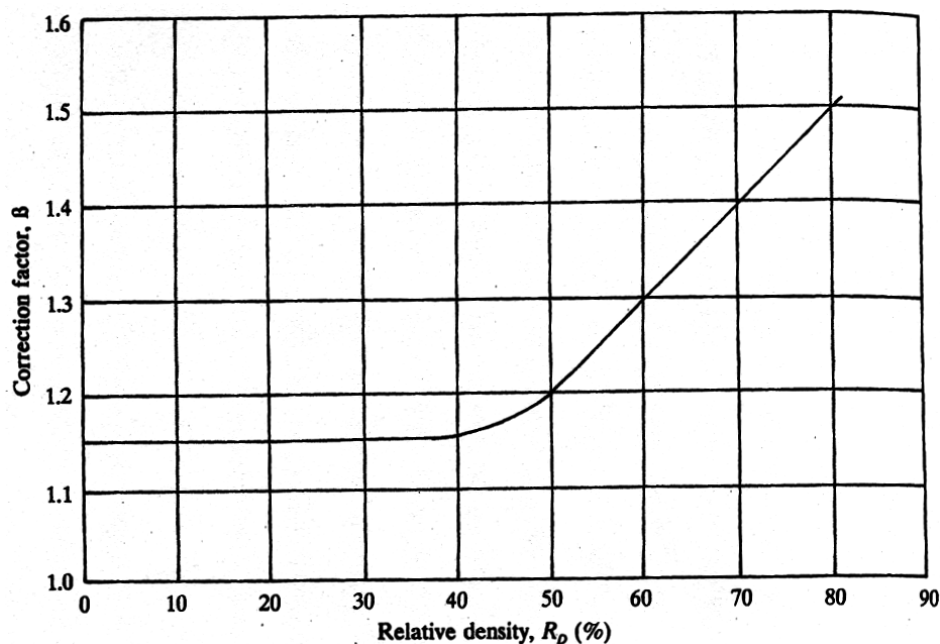
המקדם α' בחולות דחוסים נורמלית נע בתחום של 45%-50%, כאשר הערך הממוצע הוא 47% (Das, 1993).

יש להביא בחשבון כי במהלך ניסוי גזירה ישירה המאמצים אינם מתפזרים בצורה אחידה וזה גורם למדגם להתנזל תחת מאמצי גזירה נמוכים יותר בהשוואה לאלו שבשדה. Seed and Peacock, 1971 הראו ש- $C.R.R.$ עבור חול אחיד ($D_r=50\%$) בגזירה פשוטה היה נמוך בכ 20%, מ- $C.R.R.$ בשדה בזמן רעידת אדמה. לכן יש צורך לבצע התאמה ל- $C.R.R._{Simple\ Shear}$ עבור תנאי שדה:

$$C.R.R._{field} = \beta \times C.R.R._{Simple\ Shear} \quad [2.16]$$

כאשר,

β - מקדם התאמה (תרשים 2.10).



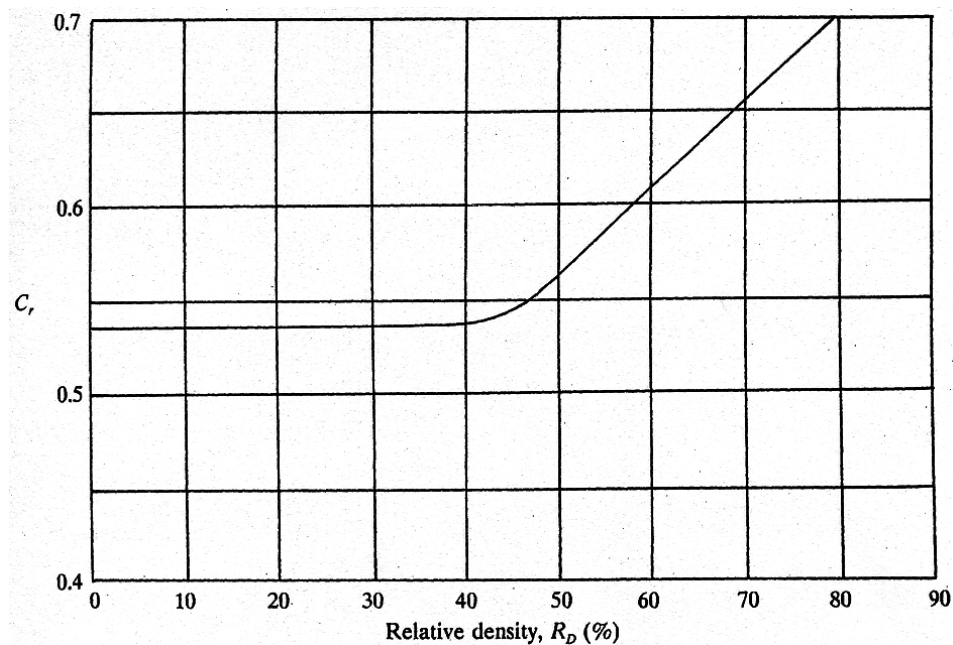
תרשים 2.10 עקומת מקדם התאמה β מול לצפיפות יחסית (Das, 1993).

ערך $C.R.R_{Triaxial}$ מבדיקת גזירה מרחבית צריך לעבור גם הוא את אותה ההתאמה:

$$C.R.R_{field} = \beta \times C.R.R_{Simple.Shear} = \alpha' \beta \times C.R.R_{Triaxial} = C_r \times C.R.R_{Triaxial} \quad [2.17]$$

כאשר,

C_r - מקדם התאמה ששווה ל- $C_r = \beta \alpha'$ (תרשים 2.11).



תרשים 2.11. עקומת מקדם התאמה C_r מול צפיפות יחסית (Das, 1993).

התאמה נוספת ל- $C.R.R_{Triaxial}$ יש לעשות עקב שוני בין צפיפות יחסית של מדגם הקרקע בניסוי לצפיפות היחסית של הקרקע בשטח:

$$C.R.R_{field} = C_r \times C.R.R_{triaxial[D_{r1}]} \times \frac{D_{r2}}{D_{r1}} \quad [2.18]$$

כאשר,

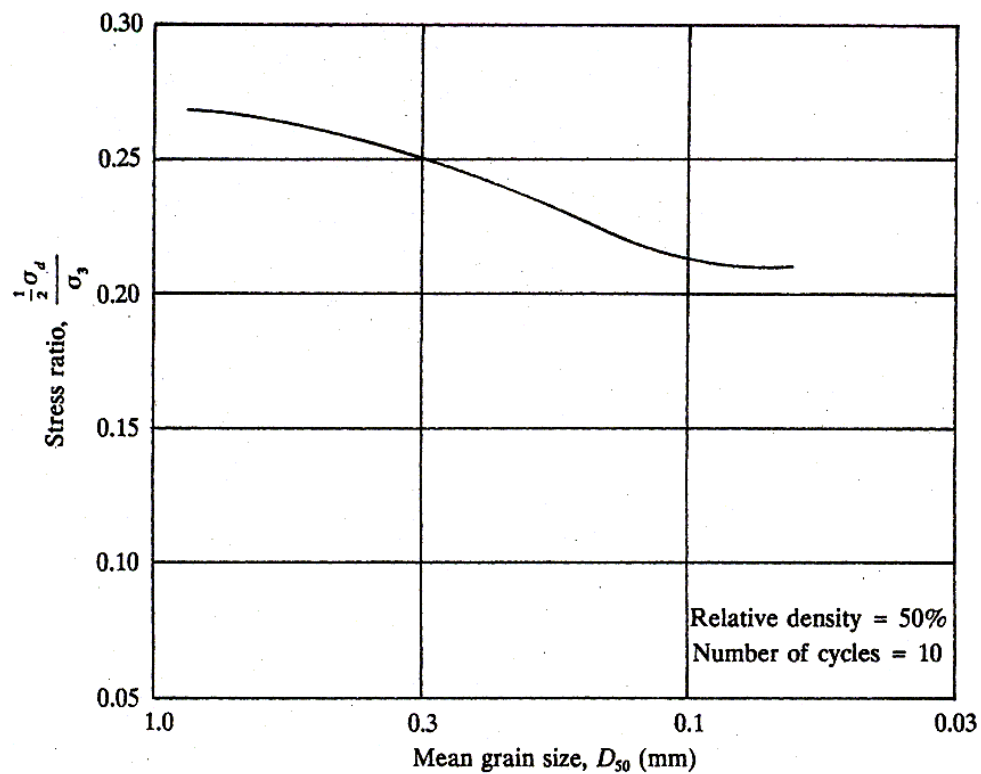
D_{r1} - צפיפות יחסית של הקרקע בניסוי.

D_{r2} - צפיפות יחסית של הקרקע בשטח.

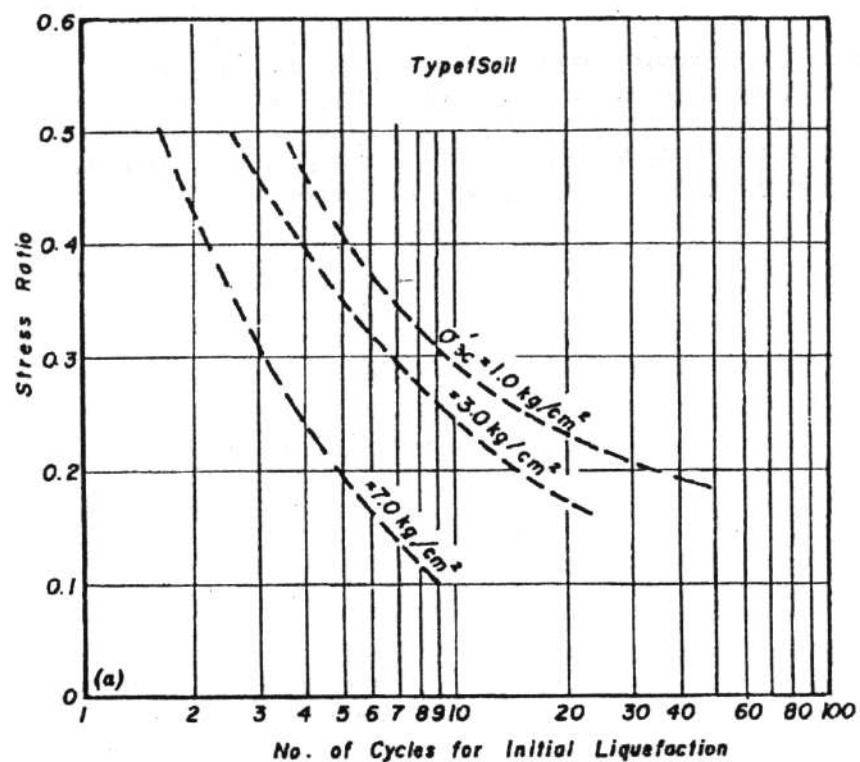
לצורך הערכת $C.R.R_{Triaxial}$ ניתן להיעזר בעקומים סטנדרטים של יחס התנגדות מחזורי בתלות בגודל גרגר

ממוצע D_{50} שפותחו ע"י Seed and Idriss, 1971 (תרשים 2.12) ותוצאות של בדיקות גזירה מרחבית

Frydman et al., 1980 עבור חול כורכרי מאזור שפלת החוף בארץ (תרשים 2.13).



תרשים 2.12. דוגמה לעקומה סטנדרטית של $C.R.R_{Triaxial}$ מול גודל גרגר ממוצע D_{50} (Seed and Idriss, 1971).

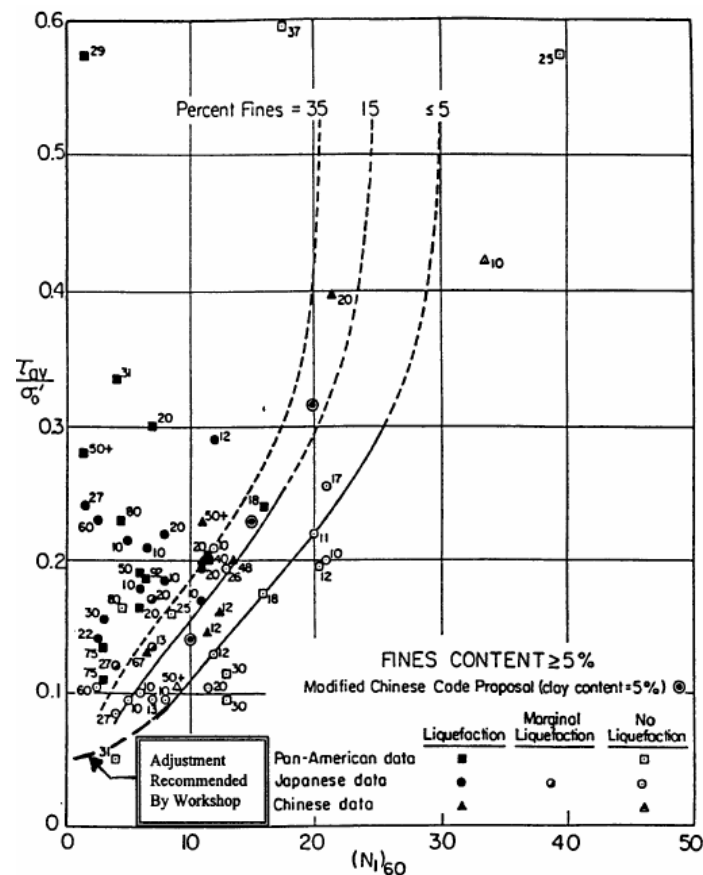


תרשים 2.13. מעטפות תחתונות לחזק המחזורי של חול כורכרי (Frydman et al., 1980).

2.3.4. הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R על בסיס בדיקת החדרה תקנית (SPT).

לפי (Idriss and Boulanger (2004) הערכת CRR באמצעות בדיקות מעבדה (גזירה פשוטה ומרחבית) הינה דבר מורכב, יקר ולא תמיד מדויק. שיטות לדיגום הקרקע לא שומרות לגמרי על המבנה הטבעי שלה בזמן הדגימה וגם גורמות לתהליכי רה-קונסולידציה של המדגם. בדיקות גזירה מחזורית לא תמיד מייצגות באופן מלא את מצב המאמצים השורר בקרקע בזמן רעידת אדמה. הבעיות האלו ניתנות לפתרון חלקי ע"י הוצאת מדגמי קרקע "מוקפאים" וע"י שימוש בציד משוכלל יותר לבדיקת גזירה מחזורית. המורכבות והמחיר הגבוה של הבדיקות מוציא אותם, בדרך כלל, מחוץ למסגרות התקציבית של רוב המחקרים ההנדסיים. גם הקפאת המדגמים לא תמיד שומרת על המבנה הטבעי של הקרקעות. כך למשל, התפשטות הקרח בין גרגרי הקרקע פוגעת במבנה הטבעי של קרקעות טיניות. לכן שימוש בבדיקות שדה יישומי ומעשי יותר. בדיקת השדה הוותיקה ביותר לצורך הערכת פוטנציאל ההתנזלות היא בדיקת החדרה תקנית (SPT), אשר אופן ביצועה מפורט בפרק 4.1.

ישנם מספר שיטות להערכת C.R.R של הקרקע באמצעות SPT. שיטה ראשונה היא שיטה דטרמיניסטית, אשר הוצעה ע"י Seed et al., 1984. הם העריכו את יחס המאמצים ב - 126 אתרי חול רווי בארה"ב, יפן וסין, בהם התרחשו רעידות אדמה בעלות עוצמה של כ 7.5 והשוו ערכים אלו לערכי החדרה תקנית מנורמלת $N_{1,60}$ (פרק 4.1). תרשים 2.14 מראה את הנתונים אשר התקבלו, כאשר כל נקודה מייצגת תוצאה של בדיקת החדרה תקנית בעומק מסוים באתר מסוים, ואת ההערכה של $C.S.R_{7.5}$ שהתפתח באותו העומק בזמן רעידה בעלת עוצמה 7.5 שהתרחשה באזור.



תרשים 2.14 קשר בין יחס המאמצים הגורם להתנזלות ו- $(N_1)_{60}$ עבור חולות טיניים, ברעידות בעלות עוצמה 7.5 (Seed et al., 1984).

נקודות מלאות מציינות אותם האתרים בהם הייתה התנזלות בזמן רעידת אדמה ואילו נקודות פתוחות מציינות אתרים בהם לא התרחשה התנזלות. שלושת העקומים מהווים קווי $C.R.R_{7.5}$ עבור חולות טיניים עם אחוז דקים שונה והם מחלקים בין מקרים בהם התרחשה התנזלות ומקרים שלא. ניתן להשתמש בעקומים אלו לצורך הערכת הסכנה להתנזלות, במקרה של התרחשות רעידת אדמה בעלת עוצמה 7.5 בסביבה. דבר זה נעשה ע"י העלאת נקודה המבוססת על ממוצע התוצאות מבדיקות ההחדרה תקנית בשכבה בעלת פוטנציאל להתנזלות וחישוב יחס המאמצים. אם הנקודה נופלת על או מעל העקום האתר נחשב כמסוכן ובעל פוטנציאל גבוהה להתנזלות; ואם נקודה נופלת מתחת לעקום, עם מרווח בטחון מספק, האתר נחשב כבטוח לגבי התנזלות. עבור מקרה כללי יחס התנגדות המחזורי ברעידת אדמה בעלת עוצמה כלשהי שווה ל:

$$C.R.R = C.R.R_{7.5} \times MSF \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \quad [2.19]$$

כאשר,

$C.R.R$ - יחס התנגדות מחזורי עבור רעידת אדמה בעוצמה כלשהי.

$C.R.R_{7.5}$ - יחס התנגדות מחזורי עבור רעידת אדמה במגניטודה 7.5.

MSF - מקדם התאמה למגניטודה 7.5.

K_{σ} - מקדם התאמה ללחץ גבוה של השכבות.

K_{α} - מקדם התאמה למאמצי גזירה סטטיים.

ערך של $C.R.R_{7.5}$ ניתן לקחת מתרשים 2.14. Youd and Idriss, 1997 הציעו נוסחה ל - $C.R.R_{7.5}$:

$$C.R.R_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad [2.20]$$

כאשר,

$(N_1)_{60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי (עד 5% דקים).

לפי Youd and Idriss, 1997 מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי שווה ל:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad [2.21]$$

כאשר,

$(N_1)_{60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ויעילות הפטיש 60% (פרק 4.1).

α, β - מקדמי תיקון, התלויים באחוז הדקים בקרקע (טבלה 2.1).

β	α	אחוז הדקים בקרקע
1.0	0	$FC \leq 5\%$
$0.99 + FC^{1.5}/1000$	$\exp(1.76 - 190/FC^2)$	$5 < FC < 35\%$
1.2	5.0	$FC \geq 35\%$

טבלה 2.1 מקדמים α, β לנרמול מספר ההקשות לאחוז הדקים בקרקע (Youd and Idriss, 1997).

יש לציין שמשוואה 2.21 נכונה עבור $(N_1)_{60}$ קטן מ- 30.

Idriss and Boulanger, 2004 הציעו משוואה חלופית ל- $C.R.R_{7.5}$:

$$C.R.R_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60,cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad [2.22]$$

כאשר $(N_1)_{60,cs}$ שווה ל:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right] \quad [2.23]$$

כאשר,

FC - אחוז דקים בקרקע (%)

מקדם MSF הינו מקדם התאמה לרעידות אדמה בעלות מגניטודה שונה מ- 7.5. לפי Idriss, 1999 מקדם

זה עבור רעידות אדמה בעלות מגניטודה גדולה מ- $5\frac{1}{4}$ שווה ל:

$$MSF = 6.9e^{\left(-\frac{M}{4} \right)} - 0.058 \quad [2.24]$$

כאשר,

M - מגניטודה של רעידת אדמה כלשהי.

לפי Youd and Idriss, 1997 מקדם זה עבור רעידות אדמה בעלות מגניטודה קטנה מ- 7.5 שווה ל:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad [2.25]$$

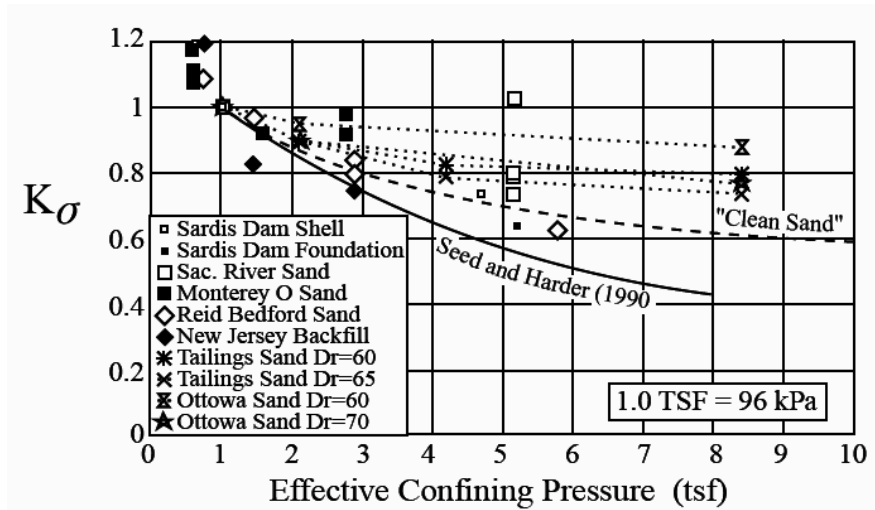
כאשר,

M_w - מגניטודה של רעידת אדמה כלשהי.

עבור רעידות אדמה בעלות מגניטודה גדולה מ- 7.5 מקדם זה לפי Youd and Idriss, 1997 שווה ל:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-3.3} \quad [2.26]$$

מקדם תיקון K_σ מבטא השפעת עומק (לחץ השכבות) על $C.R.R$. בדיקות גזירה מרחבית מראות שההתנגדות להתנזלות של הקרקע גדלה עם עליה בלחץ המקיף σ_3 . לעומת זאת, ההתנגדות עם העומק, כפי שהוערכה בשטח בזמן רעידת אדמה, היא פונקציה לא ליניארית שדווקא קטנה עם הגדלת הלחץ האנכי. כדי לכלול את האפקט הזה הציע Seed, 1983 מקדם תיקון ללחץ השכבות. ערכים של K_σ מאתרים שונים מוצגים בתרשים 2.15.



תרשים 2.15 מקדם התאמה K_{σ} מאתרים שונים (Seed and Harder, 1990).

Hynes and Olsen, 1999 הציעו משוואה לחישוב של K_{σ} :

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_o}{P_a} \right)^{f-1} \quad [2.27]$$

כאשר,

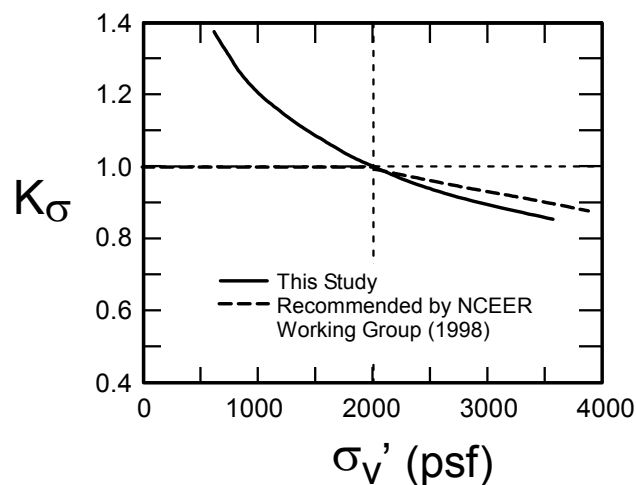
σ'_o - לחץ אפקטיבי אנכי בעומק.

P_a - לחץ אטמוספרי.

f - מקדם שתלוי בצפיפות יחסית של הקרקע (משוואה 2.28).

$$f = 1 - 0.5 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{23.2\sigma'_{vo} + 32.2}} \quad [2.28]$$

מקדם K_{σ} לפי Seed et al., 2002 מסומן בתרשים 2.16 בקו רציף:



תרשים 2.16 מקדם התאמה K_{σ} לפי Seed et al., 2002 מסומן בקו רציף (Seed et al, 2002).

לפי Idriss and Boulanger, 2004 מקדם K_{σ} שווה ל:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_o}{P_a}\right) \leq 1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3$$
[2.29]

כאשר,

C_σ - מקדם.

σ'_o - לחץ שכבות אנכי אפקטיבי.

P_a - לחץ אטמוספרי.

המקדם K_α מיועד למקרים בהם קיים בקרקע מאמץ גזירה התחלתי כלשהו לפני תחילת הרעידה, לדוגמא, קרקע במדרון. בעבודה הנוכחית ההתייחסות היא לפני שטח אופקיים ולכן $K_\alpha=1$.

אף על פי שהקורלציה של Seed et al., 1984 (תרשים 2.14) נמצאת בשימוש רחב יחסית, היא מיושנת במידה מסוימת, ולא נעשה בה עדכון עבור מקרי התנזלות שהתרחשו לאחר 1984. לפי Seed et al., 2002 בקורלציה זאת בולט חוסר בנתוני אתרים עם תאוצות קרקע גבוהות ($C.S.R \geq 0.25$) ואין לה בסיס הסתברותי להערכת מידת הסיכוי להתרחשות ההתנזלות.

ניסיון ראשוני להכניס בסיס הסתברותי לקורלציה זאת נעשה ע"י Liao et al., 1988 (תרשים 2.17), כאשר בתרשים זה הינו מידת הסבירות להתרחשות ההתנזלות. הקורלציה של Liao et al., 1988 התבססה על בסיס נתונים רחב יותר מאשר Seed et al., 1984, אך לא הייתה מוצלחת מכיוון שחלק מנתוני האתרים, בהם לא התרחשה והתרחשה ההתנזלות, היו לא מדויקים וגם הקורלציה עצמה פותחה עבור חולות נקיים בלבד (עד 5% דקים).

קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות שהוצעה ע"י Youd and Noble, 1997 כללה בסיס נתונים רחב עוד יותר מאתרים שונים וכללה גם נתונים מהקורלציות הקודמות. כמות הדקים נלקחת בחשבון ע"י שימוש במספר הקשות מנורמל לאחוז הדקים $(N_1)_{60,cs}$:

$$\ln \frac{P_L}{1 - P_L} = -7.633 + 2.256 \cdot M_w - 0.258 \cdot (N_1)_{60,cs} + 3.095 \cdot \ln CSR$$
[2.30]

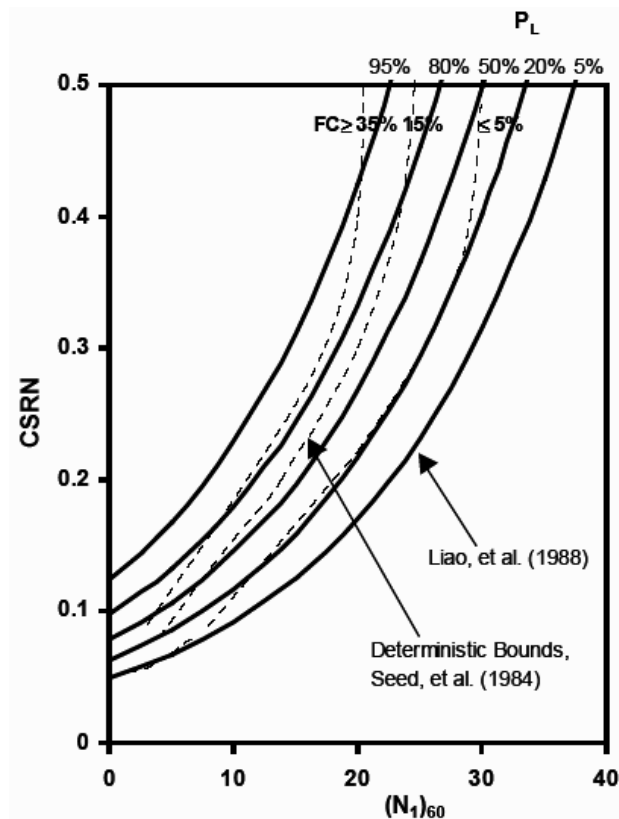
כאשר,

P_L - הסתברות להתרחשות ההתנזלות.

M_w - מגניטודה של רעידת אדמה.

$(N_1)_{60,cs}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות, יעילות פטיש 60%, ואחוז הדקים.

C.S.R - יחס מאמצים מחזורי המתפתח ברעידת אדמה.



תרשים 2.17 קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות לפי Liao et al., 1988 עבור רעידת אדמה במגניטודה 7.5 ,

מכאן ניתן להפוך את המשוואה 2.30 ולקבל את C.R.R עבור הסתברות להתרחשות רעידת אדמה P_L :

$$CRR_{(P_L)} = \exp \left(\frac{\ln \frac{P_L}{1-P_L} + 7.633 - 2.256 \cdot M_w + 0.258 \cdot (N_1)_{60,cs}}{3.095} \right) \quad [2.31]$$

Seed et.al, 2002 הציעו קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות, הכוללת בתוכה בנוסף למגניטודה ולמספר ההקשות המנומלל ללחץ שכבות, יעילות הפטיש 60% וכמות הדקים בקרקע, גם השפעה של לחץ השכבות. בתרשים 2.18 ניתן לראות קורלציה זאת עבור רעידת אדמה במגניטודה של 7.5, חולות נקיים ולחץ השכבות 0.65 אטמוספירה. הנוסחה לקורלציה הסתברותית זאת בצורתה הכללית נראית כך:

$$P_L = \phi \left[- \frac{(N_1)_{60,cs} - 13.32 \cdot \ln(CSR) - 29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln(\sigma'_o) + 44.97}{2.70} \right] \quad [2.32]$$

כאשר,

- P_L הסתברות להתרחשות ההתנזלות ברעידת אדמה.

- ϕ פונקציית ההתפלגות המצטברת הנורמלית הסטנדרטית. ממוצע ההתפלגות הוא 0

(אפס), וסטיית התקן היא 1.

- $(N_1)_{60,cs}$ מספר הקשות מנומלל ללחץ השכבות, יעילות פטיש 60%, ואחוז הדקים.

- C.S.R יחס מאמצים מחזורי המתפתח ברעידת אדמה.

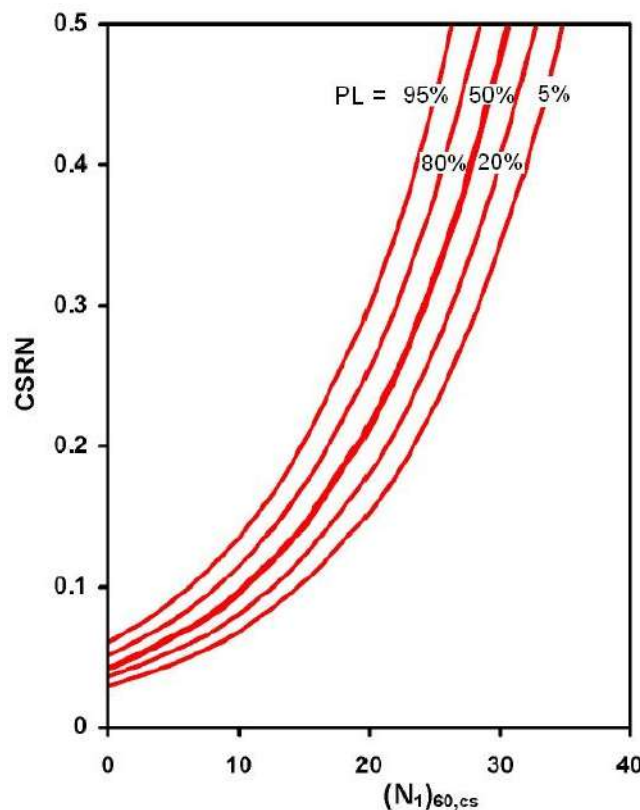
- M_w - מגניטודה של רעידת אדמה.
 σ'_o - לחץ אפקטיבי אנכי של שכבות בעומק הנתון.

לפי Seed et al., 2002 מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות, יעילות פטיש 60%, ואחוז הדקים $(N_1)_{60,cs}$ שווה ל:

$$(N_1)_{60,cs} = N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \cdot FC) + 0.05 \cdot FC \quad [2.33]$$

כאשר,

FC - אחוז דקים בקרקע (%), כאשר ההגבלה היא $5\% \leq FC \leq 35\%$.



תרשים 2.18 קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות לפי Seed et al., 2002 עבור רעידת אדמה במגניטודה 7.5 ,

מכאן ניתן להפוך את המשווה 2.32 ולקבל את C.R.R עבור הסתברות להתרחשות רעידת אדמה P_L :

$$CRR_{(P_L)} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60,cs} - 29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln(\sigma'_o) + 44.97 + 2.70 \cdot \phi^{-1}(P_L)}{13.32} \right] \quad [2.34]$$

כאשר,

$CRR_{(P_L)}$ - יחס התנגדות מחזורי עבור רעידת אדמה בהתאם להסתברות להתרחשות ההתנזלות P_L .

ϕ^{-1} - החזרה הופכית של התפלגות מצטברת נורמלית עבור ממוצע ההתפלגות 0 (אפס) וסטיית התקן 1.

Seed et al., 2002 הציעו גם גבולות דטרמיניסטיים חדשים על בסיס השיטה הסתברותית. הגבולות הדטרמיניסטיים החדשים מתקבלים על ידי הצבת $P_L=20\%$ לתוך משוואה 2.34.

2.3.5 הגדרת יחס התנגדות מחזורי C.R.R על בסיס מהירות מנורמלת של גלי גזירה.

- בעשור האחרון פותחו ע"י חוקרים שונים מספר קורלציות אמפיריות בין מהירות גלי גזירה V_{s1} מנורמלת ללחץ השכבות ליחס התנגדות מחזורי C.R.R. לפי Youd et al., 1997 הבחירה במהירות גלי גזירה כמאפיין של יחס התנגדות מחזורי היא לא מקרית, כיוון ששני הפרמטרים האלו מושפעים באותה מידה ממנת החללים, לחץ כליאה וגיל הקרקע. שימוש במהירות גזירה גם נותן מספר יתרונות:
- ניתן למדוד מהירות גלי הגזירה בשיטות שדה מקובלות, כגון crosshole ו-downhole (פרק 4.3).
 - מדידת V_s אפשרית בקרקעות בהם לא ניתן לבצע בדיקות SPT ו-CPT, כגון קרקע צרורות.
 - מהירות גל גזירה נותן אפשרות לחשב מודול גזירה למעוותים קטנים (G_{max}) הדרוש לאנליזת מעבר גל גזירה בתוכנות כגון SHAKE (פרק 3).

החיסרון הגדול של השיטה לפי Youd et al., 1997 הוא בכך שבאמצעות מדידת מהירות גלי גזירה בלבד לא ניתן להבחין בין סוגי קרקע הניתנים להתנזלות, כגון, קרקעות חוליות, לסוגי קרקע שלא ניתנים להתנזלות, כגון, חרסית קוהזיבית ולכן יש צורך בהוצאת מדגמי קרקע ומיונם. ניתן להעריך את המהירות המנורמלת ללחץ השכבות לפי:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_o} \right)^{0.25} \quad [2.34]$$

כאשר,

- V_{s1} - מהירות גלי גזירה מנורמלת ללחץ השכבות.
- V_s - מהירות גלי גזירה מדודה בשדה.
- P_a - לחץ אטמוספרי.
- σ'_o - לחץ אפקטיבי אנכי של השכבות.

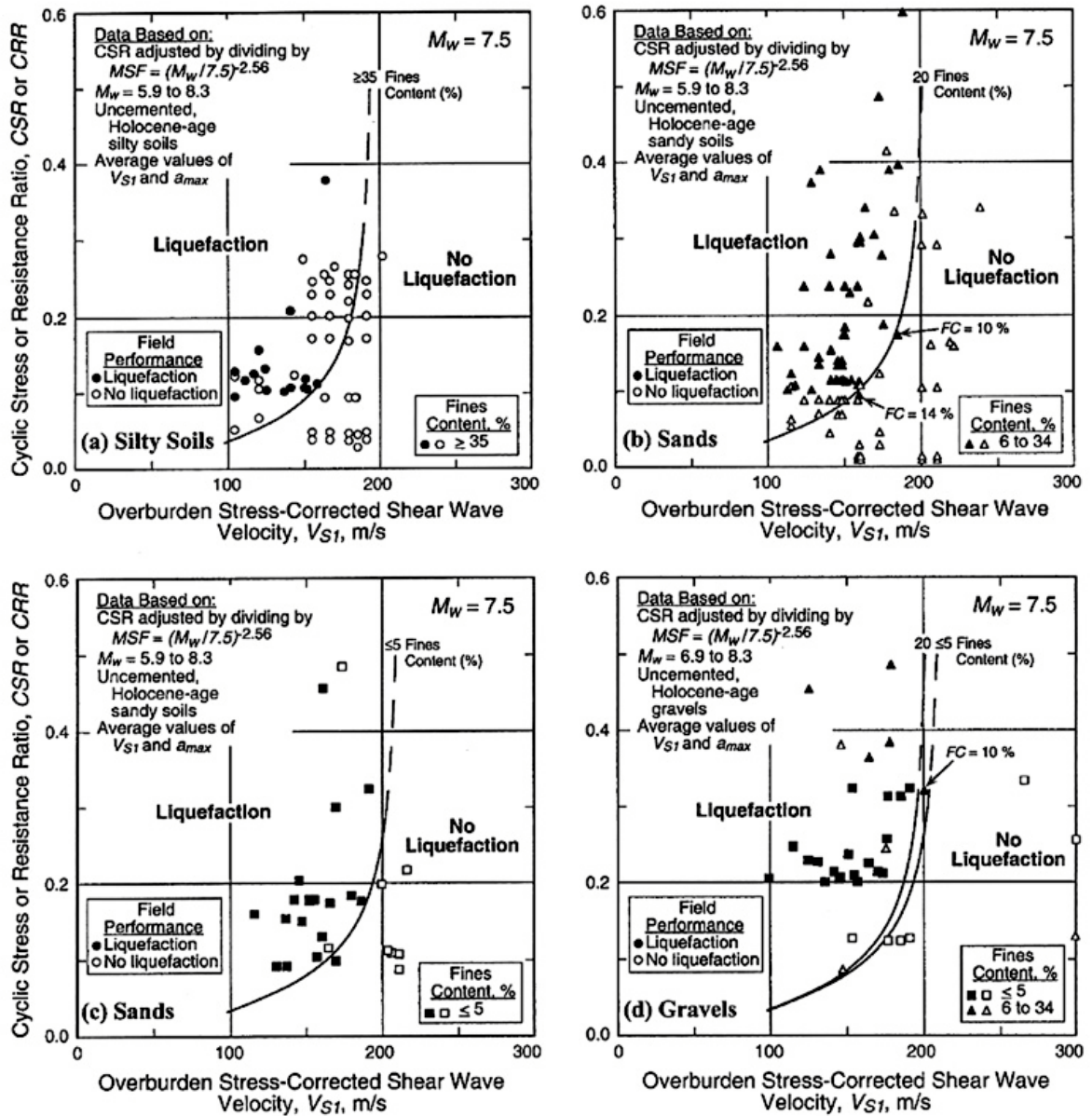
את יחס ההתנגדות המחזורי $C.R.R_{7.5}$ על בסיס V_{s1} ניתן להעריך על פי תרשים 2.19 (Andrus & Stokoe, 2000).

לפי Juang et al. 2001 קורלציה הסתברותית להתרחשות ההתנזלות על בסיס מהירות גלי גזירה שווה ל:

$$\ln \left[\frac{P_L}{1 - P_L} \right] = 14.8967 - 0.0611 \cdot V_{s1,cs} + 2.6418 \cdot \ln(CSR_{7.5}) \quad [2.35]$$

כאשר,

- P_L - הסתברות להתרחשות ההתנזלות ברעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5.
- $(V_1)_{60,cs}$ - מהירות גלי גזירה מנורמלת ללחץ השכבות ואחוז הדקים בקרקע.
- $C.S.R_{7.5}$ - יחס מאמצים מחזורי המתפתח ברעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5.



תרשים 2.19 קשר בין CRR ל- V_{s1} ברעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5 עבור (a) חולות טיניים, (b) חולות עם 20% דקים, (c) חולות עם פחות מ-5% דקים (d) צורות עם 20% דקים ופחות (Andrus & Stokoe, 2000).

נרמול של מהירות גלי הגזירה לאחוז הדקים בקרקע נעשה בצורה הבאה:

$$V_{s1cs} = K \cdot V_{s1}$$

$$K = 1$$

$$FC \leq 5\% \quad [2.36]$$

$$K = 1 + (FC - 5) \cdot \left[0.009 - 0.0109 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \right] \quad 5\% < FC < 35\%$$

$$K = 1 + 30 \cdot \left[0.009 - 0.0109 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \right] \quad FC \geq 35\%$$

מכאן ניתן להפוך את המשוואה 2.35 ולקבל את $C.R.R_{7.5}$, על בסיס $V_{s1,cs}$, עבור הסתברות להתרחשות רעידת אדמה P_L :

$$CSR_{7.5(P_L)} = \exp \left(\frac{\ln \left[\frac{P_L}{1 - P_L} \right] - 14.8967 + 0.0611 \cdot V_{s1,cs}}{2.6418} \right) \quad [2.37]$$

כאשר,

$CRR_{7.5(PL)}$ - יחס התנגדות מחזורי עבור רעידת אדמה במגניטודה 7.5 והסתברות להתרחשות ההתנזלות P_L .

2.3.6 מאפיינים של רעידת אדמה הדרושים לניתוח פוטנציאל התנזלות.

המקור העיקרי של רעידות אדמה בארץ הוא טרנספורם ים המלח, אשר מפריד בין שני לוחות יבשתיים ומהווה גבול בין הלוח הערבי שבמזרח, ללוח סיני (השייך ללוח האפריקאני) שבמערב ואורכו כ-1650 ק"מ. שני אתרי המחקר מרוחקים כ-105 - 100 ק"מ מסגמנט הערבה של טרנספורם זה.

Kuribayashi and Tatsuoka, 1975 ו-Koester and Franklin, 1985 העריכו שמרחק מכסימלי ממוקד הרעידה, בו התנזלות הקרקע עדיין אפשרית, שווה ל:

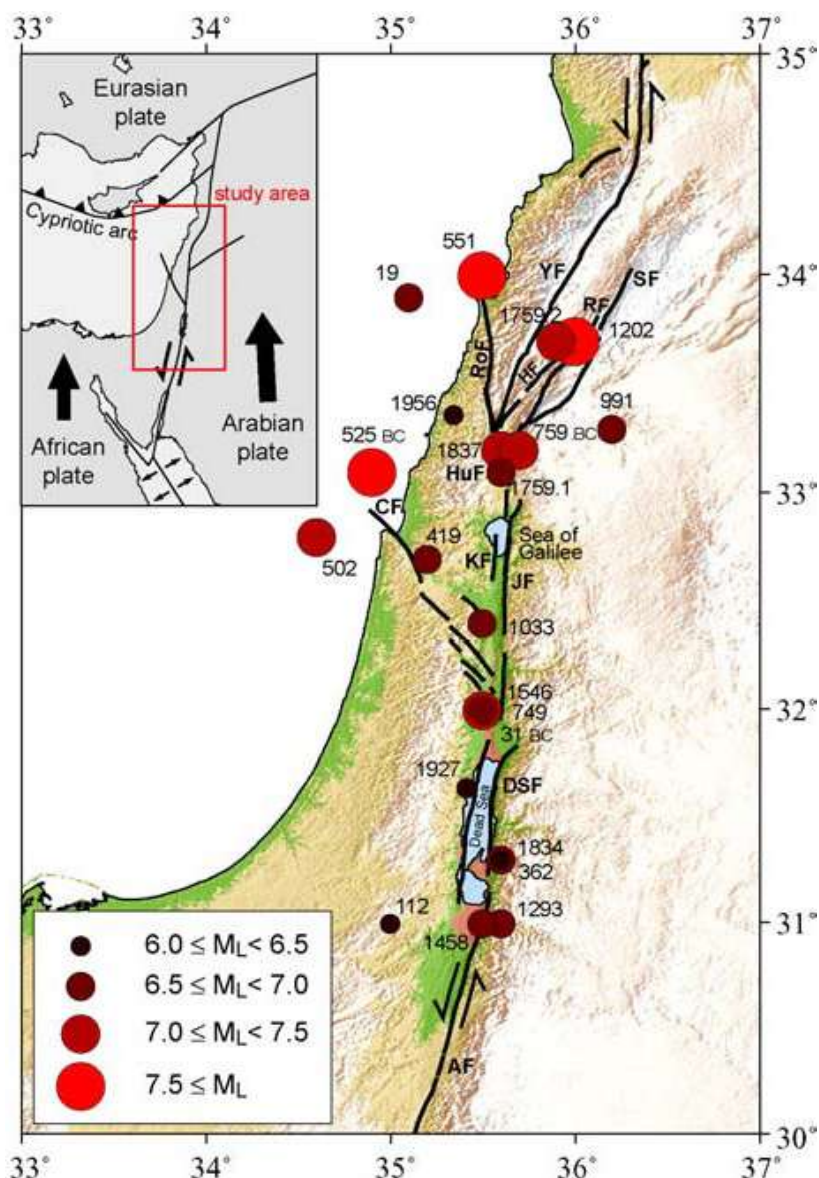
$$\log_{10} \bar{R}_{\max} = -0.6 + 0.77M \quad [2.38]$$

כאשר,

$R_{\max}$ - מרחק מכסימלי מהמוקד בו תיתכן התנזלות הקרקע (m).
 M - מגניטודה של רעידת אדמה לפי סולם ריכטר.

לפי משוואה 2.38 ניתן להעריך שמגניטודה מינימלית של רעידת האדמה בסגמנט הערבה, אשר דרושה להתפתחות התנזלות הקרקע באתרי המחקר, היא כ-7.3 בסולם ריכטר. מעדויות פליאואיסמוטולוגיות (Y.Klinger et al., 2000) ידועות ב-1000 שנים אחרונות בחלק הצפוני של סגמנט הערבה לפחות שתי רעידות אדמה בעלות מגניטודה בסדר גודל של 6.5-7.0: בשנת 1293 ובשנת 1458 (תרשים 2.20). לאורך סגמנטים אחרים של טרנספורם ים המלח ישנם עדויות לרעידות אדמה היסטוריות במגניטודה 7.5 ואף גבוהות מזה (תרשים 2.20), כך שדי סביר לבחון את פוטנציאל ההתנזלות של חתכי הקרקע באתרי המחקר לרעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5.

התאוצות המרביות המתפתחות בפני הקרקע הנחוצות להערכת C.S.R (משוואה 2.7) בשיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971. תאוצות אלו תלויות בעיקר במגניטודה, מרחק ממקור הרעידה, ובחתך הקרקע. אפילו עבור תנאי קרקע דומים, קשה להגדיר קשר חזק בין התאוצה המרבית, המגניטודה, והמרחק מן המקור, ויש להתחשב בפיזור משמעותי בנתונים הקיימים.



תרשים 2.20 תפוצת מוקדי רעידות אדמה היסטוריות במגניטודה 6.0 ומעלה לאורך טרנספורם ים המלח ב- 2700 שנה אחרונות (Heidbach et al., 2003).

Boore, Joner and Fumal, 1997 פיתחו משוואת ניחות של תאוצת הקרקע מרבית אופקית בפני השטח בהתאם למהירות ממוצעת של גלי גזירה ב - 30 מטרים העליונים :

$$M_w = 5.5 \div 7.5 :$$

$$\ln a_{\max} = -0.313 + 0.527 \cdot (M_w - 6) - 0.778 \cdot \ln \left[\sqrt{R^2 + 5.57^2} \right] - 0.371 \cdot \ln \frac{V_s}{1396} \quad [2.39]$$

כאשר,

$a_{\max}$ - תאוצה מרבית אופקית בפני השטח (g).

M_w - מגניטודה של רעידת אדמה.

R - מרחק מן המוקד (km).

V_s - מהירות ממוצעת של גלי גזירה ב - 30 מטר עליונים של החתך (m/sec).

Boore, 2002 Leonov, השווה בין משוואות הניחות של חוקרים שונים ומצא כי משוואות ניחות של Boore, 1997 Joner and Fumal, הכי מתאימה לתנאי הארץ.

בין המשוואות הניחות השונות בולטת במיוחד משוואת ניחות של Idriss, 1991, אשר חוזה תאוצות קרקע גבוהות יחסית במרחקים גדולים מן המוקד (40-100 ק"מ). לפי Idriss, 1991 תאוצה מרבית אופקית בפני השטח, כולל התחשבות בקרקע הרכה שמעל לחתך הסלע, שווה ל:

$$\begin{aligned} M_w \leq 6: \\ \ln a_{\max} &= e^{(1.673-0.137 \cdot M_w)} - e^{(1.285-0.206 \cdot M_w)} \cdot \ln(R+20) \\ M_w > 6: \\ \ln a_{\max} &= e^{(2.952-0.350 \cdot M_w)} - e^{(2.015-0.328 \cdot M_w)} \cdot \ln(R+20) \end{aligned} \quad [2.40]$$

כאשר,

$a_{\max}$ - תאוצה מרבית אופקית בפני השטח (g).

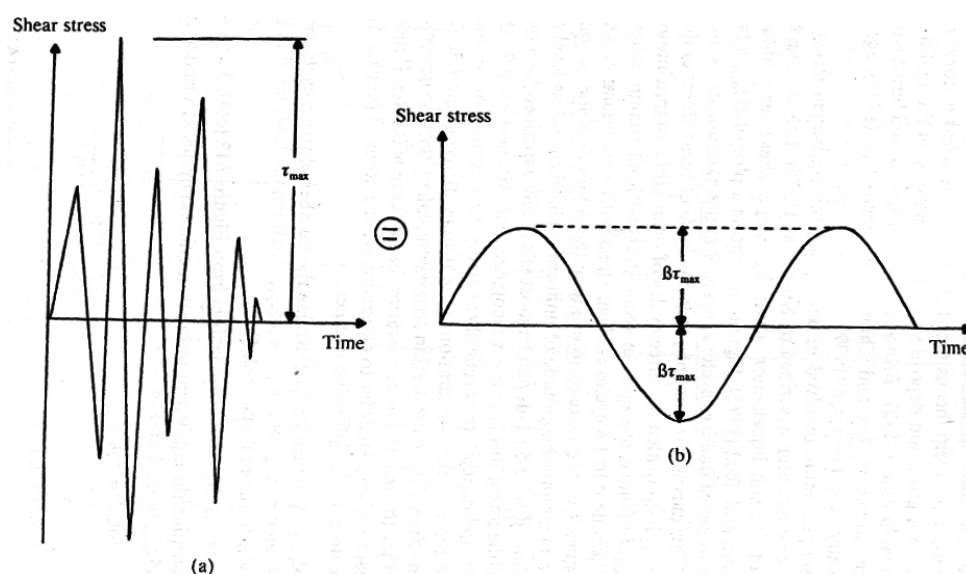
M_w - מגניטודה של רעידת אדמה.

R - מרחק מן המוקד (km).

2.3.7. המרת רקורד של רעידת אדמה להעמסות מחזוריות אחידות.

לצורך בדיקת פוטנציאל התנזלות של קרקע על בסיס בדיקות גזירה מחזוריות חשוב להמיר את הרקורד של תנודות הקרקע ומאמצי הגזירה שמתפתחים ומשתנים באופן אקראי בזמן רעידת אדמה, למספר העמסות מחזוריות אחידות עם מאמץ גזירה אקוויוולנטי τ_{eq} .

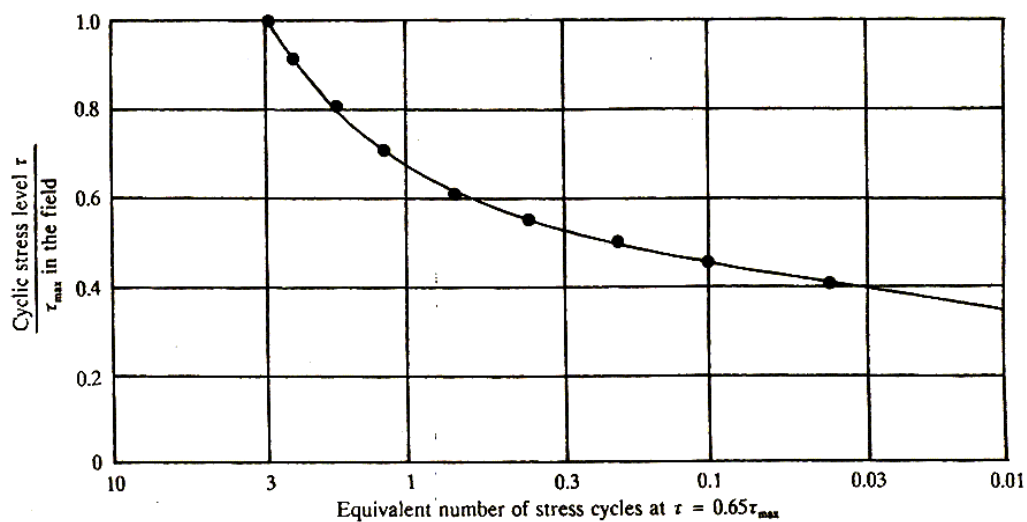
בתרשים 2.21a מודגם רקורד של מאמצי גזירה שמתפתחים בחתך הקרקע, כאשר מאמץ הגזירה המכסימלי הוא $\tau_{\max}$. את ההשתנות האקראית של מאמץ הגזירה בזמן ניתן להמיר למספר העמסות מחזוריות n עם מאמץ גזירה אקוויוולנטי "מוצע" או "מייצג" $\tau_{eq} = \beta \tau_{\max}$ (תרשים 2.21b).



תרשים 2.21 המרת רקורד משתנה של מאמץ גזירה ברעידת אדמה (a) להעמסה מחזורית אקוויוולנטית אחידה (b) (Das, 1993).

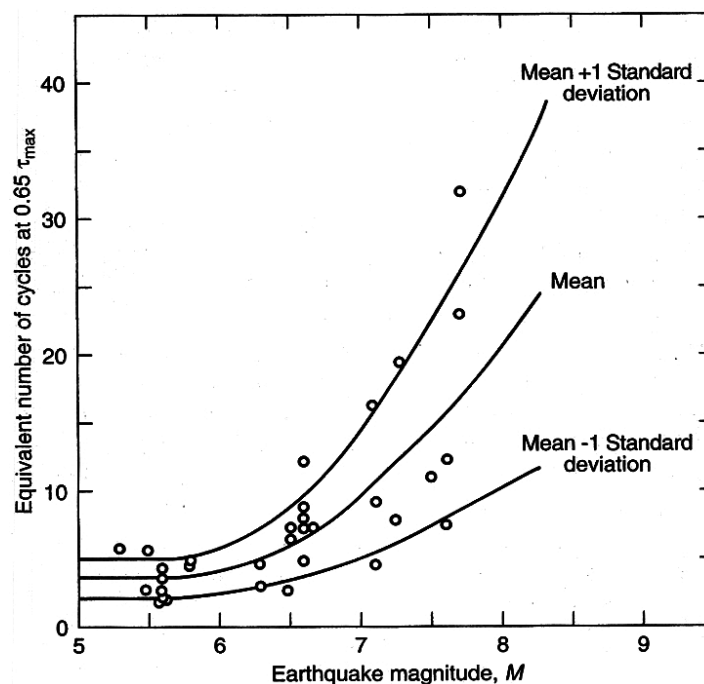
הערך המקובל עבור β הוא 0.65 (Seed et al., 1975). ההמרה עצמה נעשית כך שהשפעות על חתך הקרקע מהעמסה מחזורית אקראית ומהעמסה מחזורית אקוויוולנטית זהות.

בתרשים 2.22 ניתן לראות את ההמרה למספר העמסות מחזוריות עם מאמץ גזירה אחיד אקוויוולנטי $\tau_{eq} = 0.65 \tau_{max}$, אשר תלויה ביחס בין מאמץ גזירה כלשהו τ ברקורד למאמץ גזירה מכסימלי באותו רקורד τ_{max} .



תרשים 2.22. עקומת τ/τ_{max} מול מחזורי העמסה אקוויוולנטיים עם מאמץ גזירה τ_{eq} (Seed et al., 1975).

Seed et al., 1975 הציעו גרף (תרשים 2.23), אשר מקשר בין מגניטודה של רעידת אדמה למספר העמסות המחזוריות האקוויוולנטיות עבור ערך ממוצע וסטיית תקן ± 1 .



תרשים 2.23. עקומות מחזורי העמסה אקוויוולנטיים (ערך ממוצע וסטיית תקן ± 1) מול מגניטודה של רעידת אדמה (Seed et al., 1975).

2.3.8. הערכת פוטנציאל ההתנזלות על סמך שיטות אנרגיה אמפריות.

יש לציין שבנוסף לשיטות אמפריות להערכת פוטנציאל ההתנזלות המבוססות על יחסי מאמצים והתנגדות מחזוריים (CSR ו- CRR) קיימת גם קבוצת שיטות אמפריות המקשרות בין האנרגיה המשתחררת ברעידת אדמה, המרחק מן המוקד, ומספר הקשות מנורמל מבדיקת החדרה תקנית לפוטנציאל ההתנזלות. בשיטות אלו מקדם הביטחון להתנזלות מוגדר ע"י:

$$F.S. = \frac{Capacity}{Demand} \quad [2.41]$$

כאשר,

Demand - אקוויולנט אנרגיה, שמגדיל את לחץ מי הנקבים ויכול לגרום להתנזלות הקרקע.

Capacity - יכולת של קרקע להתנגד להתרחשות ההתנזלות.

הבסיס לכל השיטות הללו היא משוואת שחרור האנרגיה ברעידת אדמה של Gutenberg and Richter, 1956:

$$E_o = 10^{1.5 \cdot M + 1.8} \quad [2.42]$$

E_o - אנרגיה שמשתחררת ברעידת אדמה (kJ).

M - מגניטודה של הרעידה בסולם ריכטר.

Davis and Berrill, 1982 הרחיבו את הקשר של Gutenberg and Richter (1956) ועשו מספר הנחות. הנחה ראשונה היא שאנרגיית רעידה אדמה דועכת ביחס ישיר ל- $1/r^2$, כאשר r הינו המרחק מהאפיצנטר של הרעידה. הנחה שנייה היא שהגדלת לחץ מי הנקבים פרופורציונית לפיזור האנרגיה מרעידת האדמה בקרקע, ופיזור זה פרופורציוני ל- $1/\sigma'_o$, כאשר σ'_o הינו לחץ שכבות אפקטיבי אנכי התחלתי. אקוויולנט האנרגיה המגדיל את לחץ מי הנקבים במקרה זה שווה ל:

$$Demand = \left[\frac{r^2 \cdot \sigma_o'^{1.5}}{10^{1.5M}} \right]^{-1} \quad [2.43]$$

כאשר,

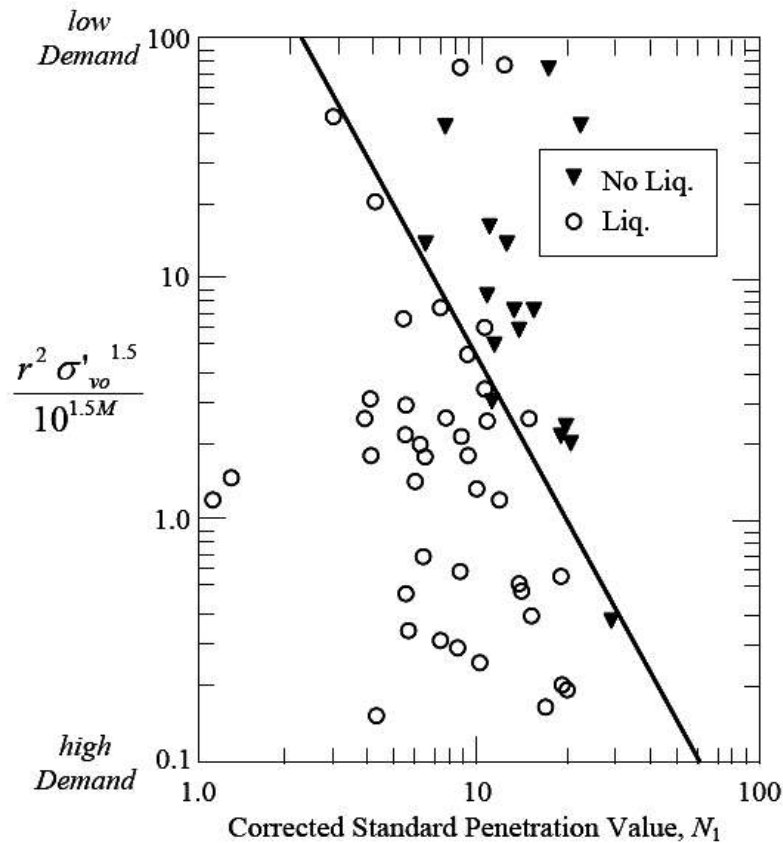
r - מרחק מן האפיצנטר של הרעידה (מ').

σ'_o - לחץ שכבות אפקטיבי אנכי התחלתי (kPa)

M - מגניטודה של הרעידה.

על סמך בסיס נתונים מאתרים שונים בהם לא התרחשה והתרחשה ההתנזלות ועל סמך מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות בלבד N_1 מאותם האתרים Davis and Berrill, 1982 בנו (תרשים 2.24) גרף של אקוויולנט אנרגיה המגדיל את לחץ מי הנקבים מול N_1 . באותם האתרים בהם הייתה התנזלות בזמן רעידת אדמה, הנקודות בתרשים פתוחות, ואילו כאשר לא התרחשה התנזלות הנקודות מלאות. הקו שמפריד בין מקרי ההתנזלות ולא התנזלות מגדיר את ה-Capacity של הקרקע:

$$Capacity = \left[\frac{450}{N_1^2} \right]^{-1} \quad [2.44]$$



תרשים 2.24 קשר בין אקוויולנט אנרגיה המגדיל את לחץ מי הנקבים וגורם להתנזלות ו- N_1 (Davis and Berrill, 1982).

השילוב בין משוואות 2.41, 2.43 ו-2.44 ייתן לנו מקדם ביטחון להתנזלות בשיטה זו:

$$FS = \frac{N_1^2 \cdot r^2 \cdot \sigma_{vo}'^{1.5}}{450 \cdot 10^{1.5 \cdot M}} \quad [2.45]$$

Law, Cao, and He, 1990 הציעו להשתמש בפרמטר שנקרא "פונקצית עוצמה של האנרגיה הסייסמית" בתור Demand:

$$T = \frac{10^{1.5 \cdot M}}{r^{4.3}} \quad [2.46]$$

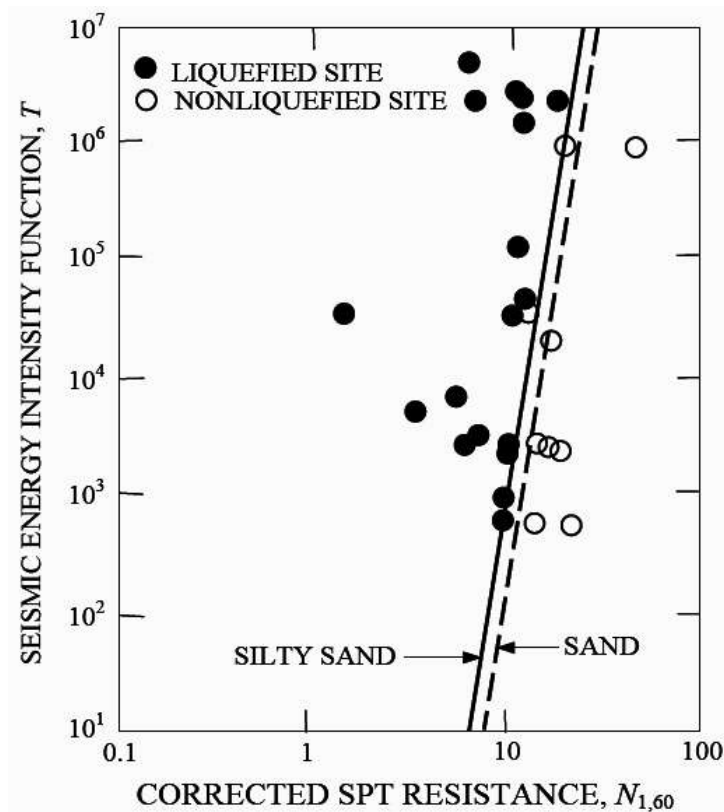
כאשר,

T - פונקצית עוצמה של אנרגיה סייסמית.

M - מגניטודה של רעידת אדמה בסולם ריכטר.

r - מרחק מהאפיצנטר (km).

Law, Cao, and He, 1990 עשו ניתוח דומה ל- Davis and Berrill, 1982 ובנו גרף (תרשים 2.25) של פונקצית עוצמה של אנרגיה הסייסמית מול $N_{1,60}$.



תרשים 2.25 קשר בין פונקצית עוצמה של אנרגיה וגורמת להתנזלות ו- $N_{1,60}$ (Law, Cao, and He, 1990).

שני קווים מפרידים בין מקרי ההתנזלות ולא התנזלות מגדיר את ה-Capacity של חולות נקיים וחולות טיניים. משוואות של קווים אלו הם:

עבור חול נקי :

$$Capacity_{sand} = 2.28 \cdot (N_{1,60})^{11.5} \cdot 10^{-10} \quad [2.47]$$

עבור חול טיני :

$$Capacity_{silt} = 1.14 \cdot (N_{1,60})^{11.5} \cdot 10^{-9} \quad [2.48]$$

השילוב בין משוואות 2.41, 2.46 ו-2.47 ייתן לנו מקדם הביטחון להתנזלות עבור חול נקי בשיטה זאת :

$$FS_{sand} = \frac{2.28 \cdot 10^{-10} \cdot (N_{1,60})^{11.5} \cdot r^{4.3}}{10^{1.5M}} \quad [2.49]$$

השילוב בין משוואות 2.41, 2.46 ו-2.48 ייתן לנו מקדם הביטחון להתנזלות עבור חול טיני בשיטה זאת :

$$FS_{silt} = \frac{1.14 \cdot 10^{-9} \cdot (N_{1,60})^{11.5} \cdot r^{4.3}}{10^{1.5M}} \quad [2.50]$$

פרק 3 - הערכת התגובה של חתך קרקע בזמן רעידת אדמה.

3.1. מבוא.

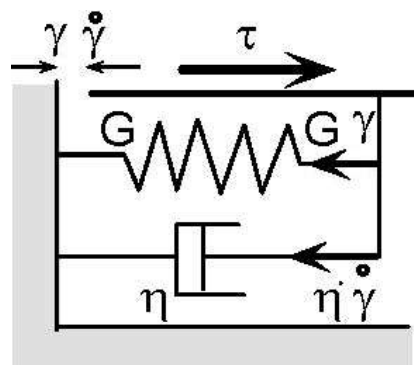
נתוני תאוצת קרקע שנרשמו ברשת הסיסמית של המכון הגיאופיזי לישראל במהלך רעידות אדמה אשר התרחשו בארץ בשנים האחרונות מעידות על תאוצות גבוהות מהצפוי, בהתבסס על קשרים שפותחו בחו"ל. ניתן להסביר ממצא זה ע"י השפעת חתך הקרקע המכסה את סלע האם, הגורם להגברת התנודה בזמן העברתה האנכית מהסלע ועד לפני הקרקע. ניתן להעריך את ההגברה בעזרת תוכנות מחשב שונות אשר פותרות את בעיית התפשטות גלי גזירה בחתך משוכב בפורמולציה חד מימדית. תוכנת SHAKE (Schnabel et al., 1972) היא אחת התוכנות הראשונות אשר פותחו למטרה זו. עד היום תוכנת SHAKE מובילה ומצוטטת ביותר בתחום הנדסה גיאוטכנית של רעידות אדמה (Bardet et al., 2000). יתרונה הגדול של SHAKE הוא בכך שהיא מבוססת על הפתרון האנליטי. לבעיית התפזרות הגלים הפתרון האנליטי מאפשר לבצע גם "חישוב הפוך" (deconvolution) - חישוב התנודות בסלע היסוד על פי תגובת הקרקע בפני השטח. חסרונה בכך שהיא מפרקת את תגובת הקרקע לאוסף של משרעות ותדירויות (אנליזת פוריה) ומבצעת סופרפוזיציה של פתרונות אי-ליניאריים עבור כל תדירות, פתרון שהוא קירוב בלבד לפתרון האי-ליניארי המלא. הגרסה המקורית של תוכנת SHAKE עברה שכלולים רבים והגרסאות האחרונות הן: SHAKE 91 ו-SHAKE 2000. במחקר זה חושבה תגובת חתך הקרקע באמצעות תוכנת SHAKE 2000.

3.2. רקע תיאורטי.

תת פרק זה מבוסס על Bardet et al., 2000.

3.2.1. יחס מאמץ-מעוות: ניתוח חד מימדי.

מודל התנהגות אקוויולנטי ליניארי של קרקע המייצג את תגובתה למאמצי גזירה, מבוסס על מודל ליניארי של Kelvin-Voigt, כפי שמוצג בתרשים 3.1.



תרשים 3.1 הצגת מודל התנהגות אקוויולנטי ליניארי של הקרקע (Bardet et al., 2000).

במודל של Kelvin-Voigt מאמץ הגזירה τ תלוי בעיבור הגזירה γ ובנגזרת של עיבור הגזירה $\dot{\gamma}$:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad [3.1]$$

כאשר,

τ - מאמץ גזירה.

G - מודול גזירה.

γ, γ' - עיבור גזירה ונגזרתו.

η - ויסקוזיות החומר.

ניתן להגדיר את γ ו- γ' באמצעות תזוזה אופקית $u(z,t)$, אשר תלויה בעומק z ובזמן t :

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \\ \gamma' &= \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t}\end{aligned}\quad [3.2]$$

התזוזה האופקית במקרה של תנודה הרמונית שווה ל:

$$u(z,t) = U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.3]$$

כאשר,

$u(z,t)$ - תזוזה אופקית.

$U(z)$ - משרעת של תזוזה אופקית.

ω - תדירות התנודה.

i - איבר היחידה המדומה, $i = \sqrt{-1}$.

t - זמן.

עיבור הגזירה במקרה של תנודה הרמונית שווה ל:

$$\gamma(z,t) = \frac{dU}{dz} \cdot e^{i\omega t} = \Gamma(U) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.4]$$

כאשר,

$\Gamma(z)$ - משרעת של עיבור גזירה.

נגזרת עיבור הגזירה במקרה של תנודה הרמונית שווה ל:

$$\gamma'(z,t) = i \cdot \omega \cdot \gamma(z,t) \quad [3.5]$$

אם נציב את משוואות 3.4 ו- 3.5 לתוך משוואה 3.1 נקבל שמאמץ הגזירה במקרה של תנודה הרמונית שווה ל:

$$\begin{aligned}\tau &= G \cdot \gamma + \eta \cdot \gamma' = G \cdot \left(\frac{dU}{dz} \cdot e^{i\omega t} \right) + \eta \cdot \left(i \cdot \omega \cdot \frac{dU}{dz} \cdot e^{i\omega t} \right) \\ \tau &= (G + \eta \cdot i \cdot \omega) \cdot \frac{dU}{dz} \cdot e^{i\omega t}\end{aligned}\quad [3.6]$$

נגדיר פרמטר שנקרא "מודול גזירה קומפלקסי":

$$G^* = G + \eta \cdot i \cdot \omega \quad [3.7]$$

ומכאן מאמץ הגזירה יהיה שווה ל:

$$\tau = G^* \cdot \frac{dU}{dz} \cdot e^{i\omega t} = G^* \cdot \gamma(z, t) \quad [3.8]$$

בהעמסה מחזורית של קרקע יתקבל ריסון המתבטא בכך שעקומי ההעמסה והפריקה אינם חזרתיים, אלא יוצרים לולאות היסטרוזיות. ריסון זה הוא ריסון החומר, המוגדר לפי Hardin and Drnevich, 1972 כהפיכת העבודה לחום במחזור אחד של העמסה ואינו תלוי בתדירות ההעמסה המחזורית. מנת הריסון הקריטית ξ נתונה על ידי:

$$\xi = \frac{\omega \cdot \eta}{2 \cdot G} \quad [3.9]$$

ומכאן ניתן לבטא את מודול הגזירה במונחים של מנת ריסון קריטית:

$$G^* = G + i \cdot \omega \cdot \eta = G \cdot (1 + 2 \cdot i \cdot \xi) \quad [3.10]$$

כמות העבודה ההופכת לחום (dissipated energy) במחזור העמסה אחד (תרשים 3.2), נתונה על ידי:

$$W_d = \oint_{\tau_c} \tau d\gamma \quad [3.11]$$

במקרה של העמסה הרמונית, בעלת עיבור גבולי γ_c ומאמץ גזירה גבולי τ_c , משוואה 3.11 מקבלת את הצורה הבאה:

$$W_d = \int_t^{t+2\pi/\omega} \text{Re}[\tau(t)] \text{Re}\left[\frac{d\gamma}{dt}\right] dt \quad [3.12]$$

כאשר,

$\text{Re}[\tau(t)]$ - חלק ממשי של מאמץ גזירה, אשר לפי Meirovitch, 1967 שווה ל:

$$\text{Re}[\tau(t)] = \gamma_c \cdot (G \cdot \cos \omega t - \omega \cdot \eta \cdot \sin \omega t) \quad [3.13]$$

$\text{Re}[d\gamma/dt]$ - חלק ממשי של שיעור עיבור הגזירה, אשר לפי Meirovitch, 1967 שווה ל:

$$\text{Re}\left[\frac{d\gamma}{dt}\right] = -\gamma_c \cdot \omega \cdot \sin \omega t \quad [3.14]$$

אם נציב משוואות 3.13 ו- 3.14 לתוך משוואה 3.11 נקבל:

$$W_d = \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \gamma_c^2 \cdot \int_t^{t+2\pi/\omega} [-G \cdot \sin 2\omega t + \omega \eta \cdot (1 - \cos 2\omega t)] dt = \pi \cdot \omega \cdot \eta \cdot \gamma_c^2 \quad [3.15]$$

אנרגיית העיבור המכסימלית המצטברת במערכת במחזור העמסה אחד (תרשים 3.2), שווה ל:

$$W_s = \frac{1}{2} \cdot \tau_c \cdot \gamma_c = \frac{1}{2} \cdot G \cdot \gamma_c^2 \quad [3.16]$$

ניתן לבטא מנת ריסון קריטית ξ באמצעות W_d ו- W_s בצורה הבאה:

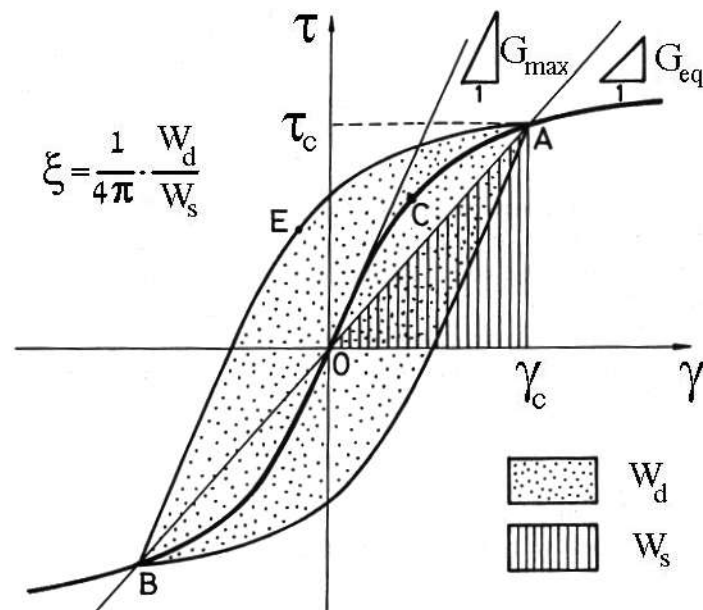
$$\xi = \frac{W_d}{4 \cdot \pi \cdot W_s} \quad [3.17]$$

3.2.2 קירוב אקוויוולנטי ליניארי לקשר מאמץ-מעוות לא ליניארי.

התנהגות הקרקע בזמן העמסה מחזורית מאופיינת על ידי התכונות הבאות:

- קשר מאמץ-עיבור אי ליניארי החל מעיבורים קטנים.
- התנהגות מחזורית.
- דגרדציה מחזורית (cyclic degradation) בהעמסה בלתי מנוקזת.
- הקשיית מעוותים (strain hardening) בהעמסה מנוקזת.

ההתנהגות הלא ליניארית או היסטורית של הקרקע תחת העמסה מחזורית מתוארת בתרשים 3.2.



תרשים 3.2 הגדרה של מודול גזירה אקוויוולנטי ומנת ריסון (פוזרין ושירן, 2001).

אי-הליניאריות של עקום ההעמסה הראשוני מתבטאת בכך שמודול הגזירה קטן עם התפתחות העיבורים. G_{max} הינו מודול גזירה מכסימלי או מודול גזירה בעיבורים קטנים. לקביעת G_{max} יש חשיבות רבה. ניתן לקבוע את הערך שלו ישירות מניסוי העמסה דינמי בעיבורים קטנים, מבדיקות גיאופיסיות באתר, או על ידי ערכים המופיעים בספרות. G_{eq} הינו מודול גזירה אקוויוולנטי המוגדר כ:

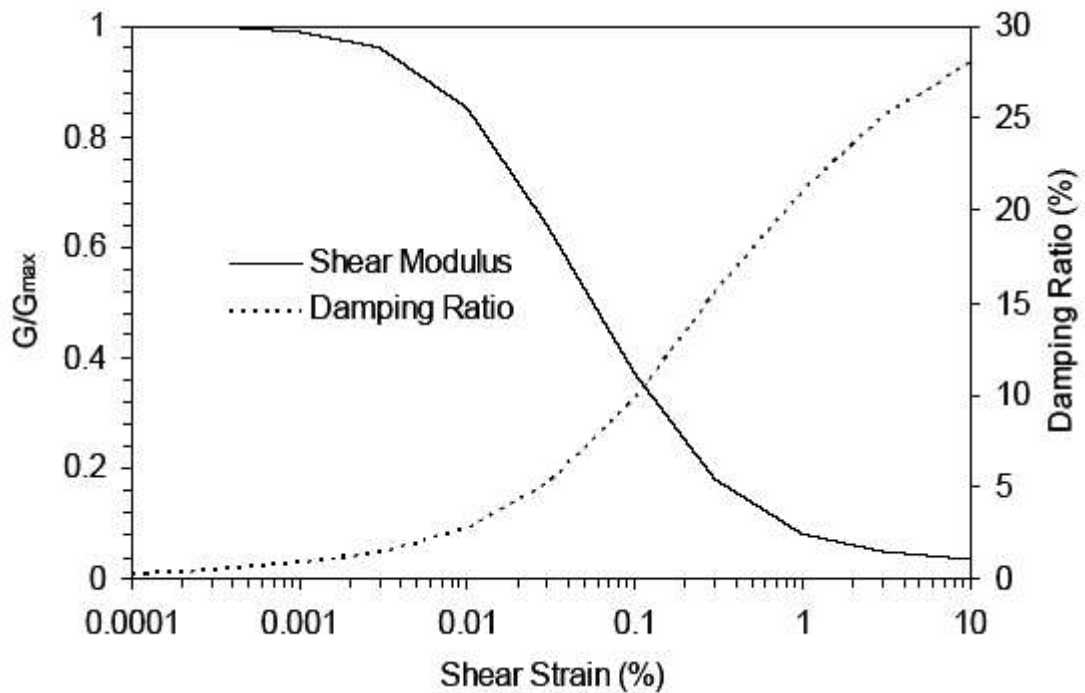
$$G_{eq} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad [3.18]$$

כאשר,

τ_c - מאמץ גזירה גבולי.

γ_c - מעוות גזירה גבולי.

כדי להתאים את המודל של Kelvin-Voigt להתנהגות אי-ליניארית של הקרקע ניתן להציג את השתנות מודול הגזירה האקוויוולנטי G_{eq} מנורמל ב- G_{max} ואת השתנות מנת הריסון ξ כנגד העיבורים בסקלה לוגריתמית (תרשים 3.3).



תרשים 3.3 דוגמת השתנות מודול גזירה אקוויולנטי G_{eq} מנורמל ב- G_{max} והשתנות של מנת ריסון ξ כנגד עיבור γ (Bardet et al., 2000).

3.2.3. אנליזה של התפשטות אנכית של גלי גזירה בשכבות קרקע ברעידת אדמה.

3.2.3.1. רקע תיאורי

מקובל להניח כי ברעידת אדמה מתפשטים גלי הגזירה אנכית מסלע היסוד לפני השטח ובחזרה כלפי מטה (תרשים 3.4). על מנת לפתח פתרון אנליטי של בעיית התפשטות הגלים מקובל להניח שהסלע ושכבות הקרקע הם איזוטרופיים ואלסטיים-ליניאריים. ההפרעה, בצורת גלי גזירה המתקדמים מסלע הבסיס כלפי מעלה, היא תנודה הרמונית בעל תדירות ומשרעת קבועים. ניתן לתאר מתמטית את התפשטות הגלים בעזרת משוואת הגלים:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad [3.19]$$

כאשר,

ρ - צפיפות של שכבות הקרקע.

u - תזוזה אופקית של שכבות הקרקע.

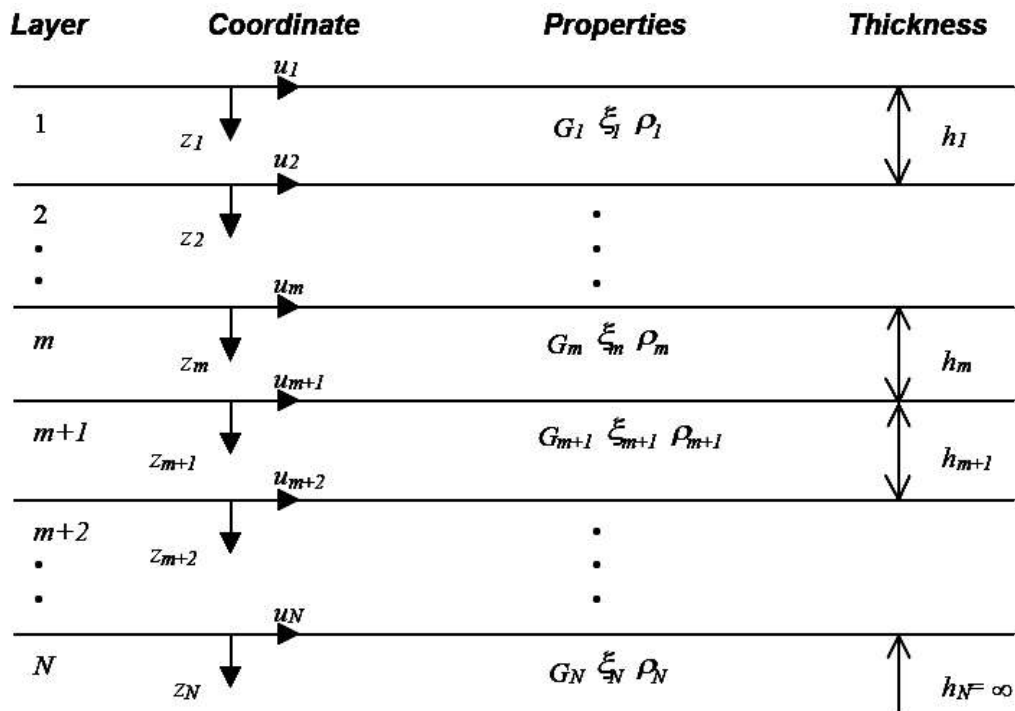
בהנחה ששכבות הקרקע מתנהגות לפי מודל Kelvin-Voigt (משוואה 3.1) משוואה 3.19 מקבלת את הצורה הבאה:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad [3.20]$$

כאשר,

G - מודול גזירה של הקרקע.

η - ויסקוזיות החומר לפי מודל Kelvin-Voigt.



תרשים 3.4. התפשטות אנכית של גלי גזירה בחתך אלסטי-ליניארי משוכב (Bardet et al., 2000).

עבור תנודה הרמונית התווזה האופקית של הקרקע שווה ל:

$$u(z, t) = U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.21]$$

אם נציב משוואה 3.21 לתוך משוואה 3.20 נקבל:

$$(G + i \cdot \omega \cdot \eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \cdot \omega^2 \cdot U \quad [3.22]$$

צורת הפתרון הכללית של משוואה 3.22 היא:

$$U(x) = E \cdot e^{ik^*z} + F \cdot e^{-ik^*z} \quad [3.23]$$

כאשר,

E, F - משרעות בהתאמה של גל גזירה המתקדם לפני השטח וחוזר בחזרה כלפי מטה.

k^* - מספר גל קומפלקסי השווה ל:

$$k^{*2} = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G^*} \quad [3.24]$$

באמצעות משוואות 3.21 ו- 3.23 מתקבל הפתרון עבור משוואת הגלים עבור תנודה הרמונית בעלת

תדירות ω :

$$u(z, t) = (E \cdot e^{ik^*z} + F \cdot e^{-ik^*z}) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.25]$$

ובהתאם לכך מאמץ הגזירה שווה ל:

$$\tau(z, t) = i \cdot k^* \cdot G^* \cdot (E \cdot e^{ik^*z} - F \cdot e^{-ik^*z}) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.26]$$

משוואה 3.25 מתאימה לכל שכבה בתרשים 3.4. נגדיר מערכת צירים מקומית Z עבור כל שכבה. התזוזה

האופקית בחלק העליון של שכבה m ($z=0$) שווה ל:

$$u_m(0, t) = u_m = (E_m + F_m) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.27]$$

והתזוזה האופקית בתחתית שכבה m ($z=h_m$) שווה ל:

$$u_m(h_m, t) = (E \cdot e^{ik_m^* h_m} + F \cdot e^{-ik_m^* h_m}) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.28]$$

מאמץ הגזירה בחלק העליון של שכבה m ($z=0$) שווה ל:

$$\tau_m(0, t) = i \cdot k_m^* \cdot G_m^* \cdot (E_m - F_m) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.29]$$

ומאמץ הגזירה בתחתית שכבה m ($z=h_m$) שווה ל:

$$\tau_m(h_m, t) = i \cdot k_m^* \cdot G_m^* \cdot (E_m \cdot e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.30]$$

מאמצי הגזירה והתזוזות האופקיות במגע בין שכבה m לשכבה $m+1$ שווים:

$$\begin{aligned} u_m(h_m, t) &= u_{m+1}(0, t) \\ \tau_m(h_m, t) &= \tau_{m+1}(0, t) \end{aligned} \quad [3.31]$$

ניתן לקשור בעזרת משוואות 3.29, 3.30 ו-3.31 בין המקדמים E_m ו- F_m למקדמים E_{m+1} ו- F_{m+1} בצורה הבאה:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m \cdot e^{ik_m^* h_m} + F_m \cdot e^{-ik_m^* h_m} \quad [3.32]$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* \cdot G_m^*}{k_{m+1}^* \cdot G_{m+1}^*} (E_m \cdot e^{ik_m^* h_m} - F_m \cdot e^{-ik_m^* h_m}) \quad [3.33]$$

בעזרת פתרון של משוואות 3.32 ו-3.33 ניתן לחשב את הערכים של E_{m+1} ו- F_{m+1} :

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} \cdot E_m \cdot (1 + \alpha_m^*) \cdot e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} \cdot F_m \cdot (1 - \alpha_m^*) \cdot e^{-ik_m^* h_m} \quad [3.34]$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} \cdot E_m \cdot (1 - \alpha_m^*) \cdot e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} \cdot F_m \cdot (1 + \alpha_m^*) \cdot e^{-ik_m^* h_m} \quad [3.35]$$

כאשר,

α_m^* - מקדם התנגדות קומפלקסי במגע בין שכבות m לשכבה $m+1$. מקדם זה שווה ל:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* \cdot G_m^*}{k_{m+1}^* \cdot G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m \cdot G_m^*}{\rho_{m+1} \cdot G_{m+1}^*}} \quad [3.36]$$

הפתרון מתחיל בפני השטח, בהם מאמץ גזירה הוא אפס:

$$\tau_1(0, t) = i \cdot k_1^* \cdot G_1^* \cdot (E_1 - F_1) \cdot e^{i\omega t} = 0 \quad [3.37]$$

במקרה זה מקדמים E_1 ו- F_1 שווים:

$$E_1 = F_1 \quad [3.38]$$

ניתן להפעיל משוואות 3.34 ו-3.35 בזה אחר זה עבור שכבות מ-2 ועד ל- m באמצעות פונקצית מעבר

A_{mn}

הקושרת בין תזוזות בחלק העליון של שכבות m ו-n בצורה הבאה :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad [3.39]$$

המהירות $\dot{u}(z, t)$ ותאוצת הקרקע $\ddot{u}(z, t)$ שווים ל :

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i \cdot \omega \cdot u(z, t) \quad [3.40]$$

$$\ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 \cdot u(z, t) \quad [3.41]$$

פונקצית המעבר A_{mn} קושרת גם בין המהירויות ותאוצות הקרקע בחלק העליון של שכבות m ו-n :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad [3.42]$$

עיבור הגזירה בעומק z ובזמן t נגזר ממשוואה 3.31 :

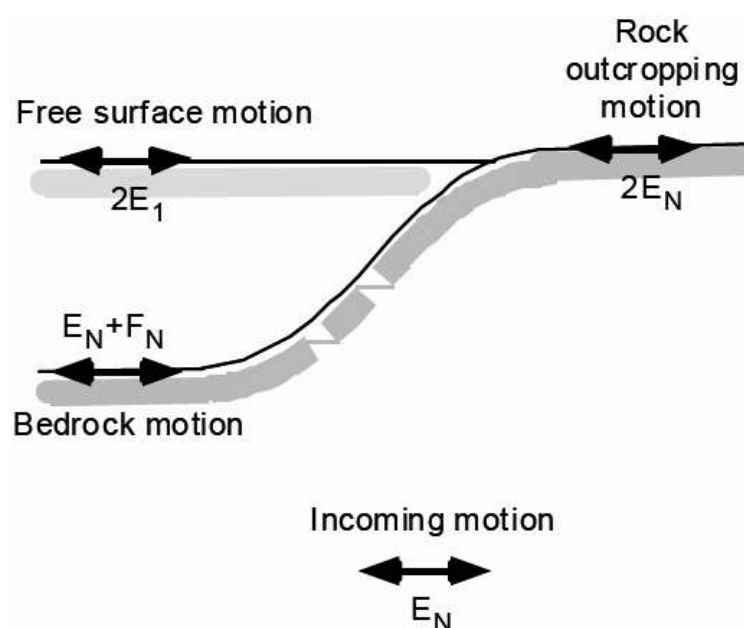
$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = i \cdot k^* \cdot \left(E \cdot e^{ik^*z} - F \cdot e^{-ik^*z} \right) \cdot e^{i\omega t} \quad [3.43]$$

בהתאם לכך מאמץ הגזירה בעומק z ובזמן t שווה ל :

$$\tau(z, t) = G^* \cdot \gamma(z, t) \quad [3.44]$$

3.2.3.2. השוואת התנודות בין סלע הבסיס לפני השטח.

בתרשים 3.5 ניתן לראות את שלושת המושגים הבאים : תנודות פני שטח (free surface motion), תנודות סלע הבסיס (bedrock motion) ותנודות מחשוף סלע (outcrop motion).



תרשים 3.5. תיאור סכמאטי של תנודות פני השטח, סלע יסוד ומחשוף הסלע (Bardet et al., 2000).

כפי שמוצג בתרשים 3.5 גל גזירה בעל משרעת E_N מתפשט אנכית כלפי מעלה. המשרעת בסלע הבסיס שווה ל- $E_N + F_N$. המשרעת במחשוף סלע שווה ל- $2E_N$, מכיוון שאין מאמצי גזירה על פני השטח ו- $E_N = F_N$. לכן פונקצית המעבר, המקשרת בין תנודות סלע הבסיס לתנודות מחשוף הסלע בפני השטח נראית כך:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{E_N + F_N}{2 \cdot E_N} \quad [3.45]$$

אם נניח ש- $E_1 = F_1 = 1$ בפני השטח, אזי פונקצית המעבר המקשרת בין תנודות פני השטח לתנודות מחשוף הסלע תתקבל על ידי:

$$A'_{1N}(\omega) = \frac{1}{E_N} \quad [3.46]$$

3.2.3.3 תנודות אקראיות (בלתי מחזוריות).

הפתרון האנליטי להתפשטות גלי גזירה בשכבות הקרקע פותח עבור תנודה הרמונית. ניתן להתאים פתרון זה גם עבור תנודה לא הרמונית, כפי שמתקבלת ברעידת אדמה. התאמה זו נעשית בעזרת טורי פוריה (Fourier series). אקסלוגרמה בעלת n תאוצות המתקבלות במרווחי זמן שווים Δt ,

ניתנת להצגה ע"י מספר סופי של תנודות הרמוניות:

$$\ddot{u}(\Delta t) = \sum_{s=0}^{n/2} (a_s \cdot e^{i\omega_s t} + b_s \cdot e^{-i\omega_s t}) \quad [3.47]$$

כאשר,

ω_s - תדירויות, המתקבלות במרווחי זמן שווים, כאשר $s = 0, \dots, n/2$.

$$\omega_s = \frac{2\pi}{n \cdot \Delta t} \cdot s \quad [3.48]$$

a_s, b_s - מקדמי פוריה מרוכבים:

$$a_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) \cdot e^{-i\omega_s t}, \quad b_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) \cdot e^{i\omega_s t} \quad [3.49]$$

נניח כי הסדרות במשוואה 3.47 מייצגות תנועה בשכבה m . בעזרת פונקצית מעבר (משוואה 3.39) ניתן להעריך את תאוצת הקרקע בכל שכבה אחרת n :

$$\ddot{u}_n(t) = \sum_{s=0}^{n/2} A_{mn}(\omega_s) \cdot (a_s \cdot e^{i\omega_s t} + b_s \cdot e^{-i\omega_s t}) \quad [3.50]$$

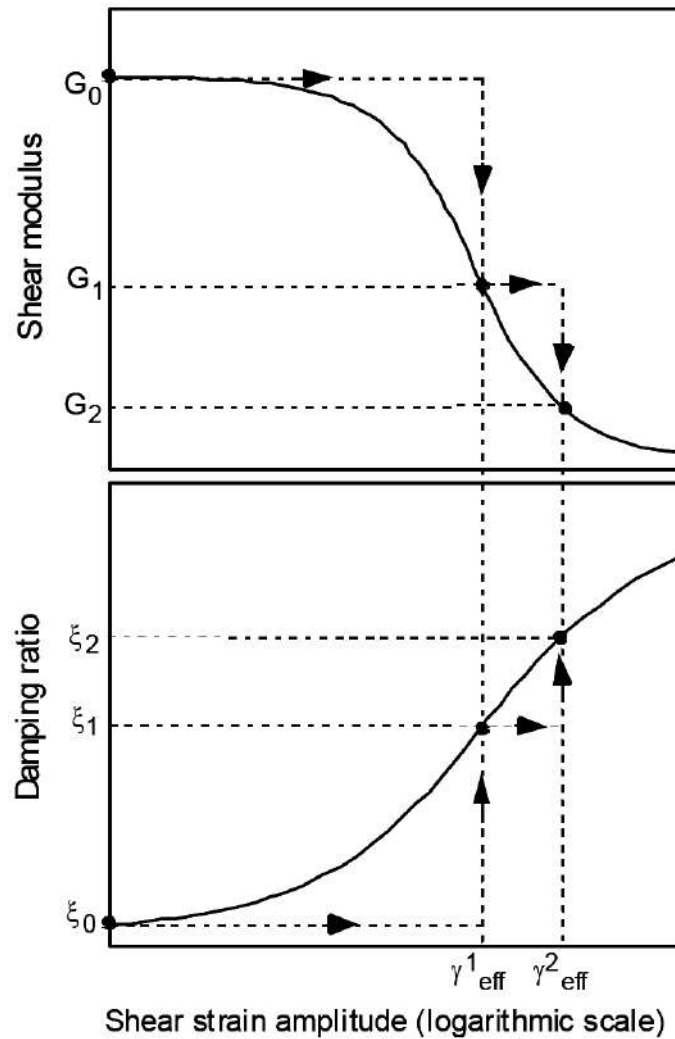
תוכנת SHAKE מנצלת אלגוריתם של טרנספורמצית פוריה מהירה (Fast Fourier Transform) שפותח ע"י Cooley and Tukey, 1965. אלגוריתם זה מהיר יותר פי $n / \log_2 n$, מאשר טרנספורמצית פוריה רגילה. טכניקה זאת מאפשרת לחשב את כל ערכי הסדרות בו זמנית. הגבלת השיטה היא שמספר הנקודות n צריך להיות שווה ל-2 בחזקה של מספר שלם כלשהו.

3.3. פתרון ליניארי אקוויולנט בסיס לתוכנת SHAKE.

הגישה הליניארית האקוויולנטית לפתרון בעיית מעבר גלי גזירה בקרקע ברעידת אדמה היא הבסיס לתוכנת המחשב לחישוב התנודות בקרקע - SHAKE.

התוכנה פועלת באופן הבא :

1. הפיכת האקסלוגרמה הנתונה בזמן (הפרעה כלשהי) לאוסף של תנודות הרמוניות. לכל תנודה הרמונית תדירות אחת ומשרעת אחת. התוכנה מעבירה את האקסלוגרמה ממרחב הזמן למרחב התדירויות על ידי טרנספורמציה פוריה.
2. עבור כל הפרעה הרמונית במרחב התדירויות, מחושבת תגובת הקרקע לפי הפתרון האנליטי המתואר בסעיף 3.2.3.
3. התוכנה מבצעת טרנספורמציה פוריה הפוכה על מנת לבצע סופרפוזיציה של כל הפתרונות במרחב התדירויות לפתרון אחד של תגובת הקרקע במרחב הזמן.
4. אי-הליניאריות של הקרקע (השתנות מודול הגזירה ומנת הריסון כתלות בעיבורים) מובאת בחשבון, כפי שניתן לראות בתרשים 3.6, על ידי חישוב איטרטיבי בכל שכבה :
 - א. הנחת מודול גזירה G_0 ומנת ריסון ξ_0 ראשוניים.
 - ב. ביצוע שלבים מ-1 עד 3.
 - ג. חישוב עיבור גזירה מכסימלי γ_{max} המתקבל בכל שכבה.
 - ד. קביעת עיבור אפקטיבי γ_{eff} , שהוא 50%-70% מהעיבור המכסימלי (פוזרין ושירן, 2001). לדוגמה, לאחר איטרציה ראשונה מתקבל γ_{eff}^1 , לאחר איטרציה שנייה מקבלים γ_{eff}^2 , כפי שמוראה בתרשים 3.6, וכד'.
 - ה. בהתאם לעיבור האפקטיבי שהתקבל בסעיף הקודם מחושבים ערכים חדשים של מודול גזירה ומנת ריסון עבור האיטרציה הבאה. לדוגמה, לאחר איטרציה ראשונה מתקבל מודול גזירה G_1 ומנת ריסון ξ_1 , אשר מתאימים ל- γ_{eff}^1 , לאחר איטרציה שנייה מתקבל מודול גזירה G_2 ומנת ריסון ξ_2 , אשר מתאימים ל- γ_{eff}^2 (תרשים 3.6) וכד'.
 - ו. חוזרים לשלב ב', עד שהשינוי הנדרש במודול הגזירה ומנת הריסון נמצא בתחום המוגדר כתחום ההתכנסות.



תרשים 3.6 איטרציה של מודול גזירה ומנת ריסון כנגד עיבורי גזירה (Bardet et al., 2000).

3.4. בחירת מודל להתנהגות הקרקע והסלע באזור המחקר.

המודל שנבחר לייצג את התנהגות הקרקע במחקר זה הוא אחד המודלים האחרונים בתחום שפותח ע"י Darendeli, 2001 בעבודת הדוקטורט שלו (תרשימים 3.7, 3.8, 3.9). סוגי הקרקע במודל זה מחולקים לפי מדד הפלסטיות שלהם והלחץ האפקטיבי הממוצע σ'_{mean} שפועל עליהם. הלחץ האפקטיבי הממוצע שווה ל:

$$\sigma'_{mean} = \frac{\sigma'_o}{3} (1 + 2 \cdot K_0) \quad [3.51]$$

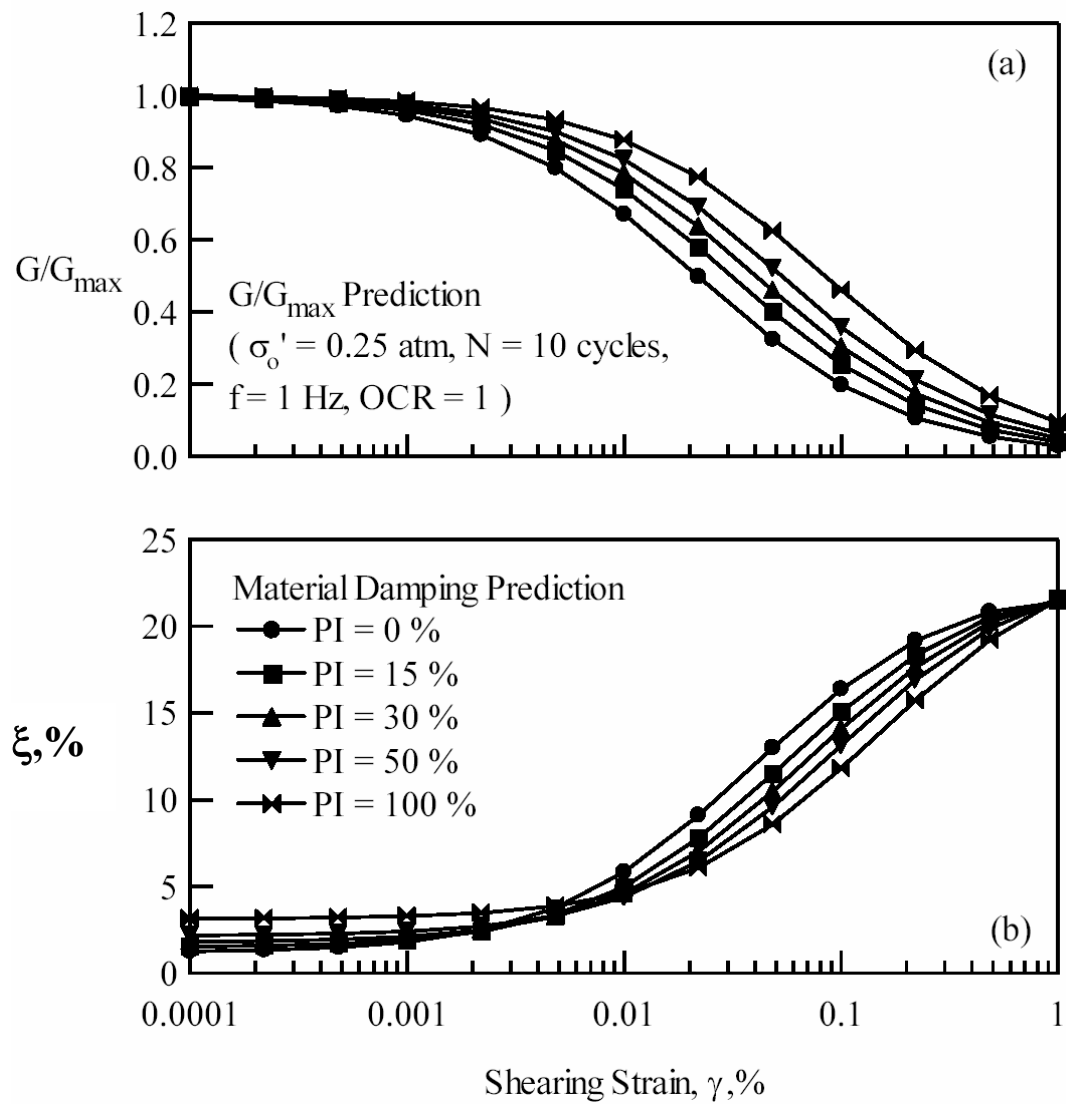
כאשר,

σ'_{mean} - לחץ אפקטיבי ממוצע, שפועל על הקרקע.

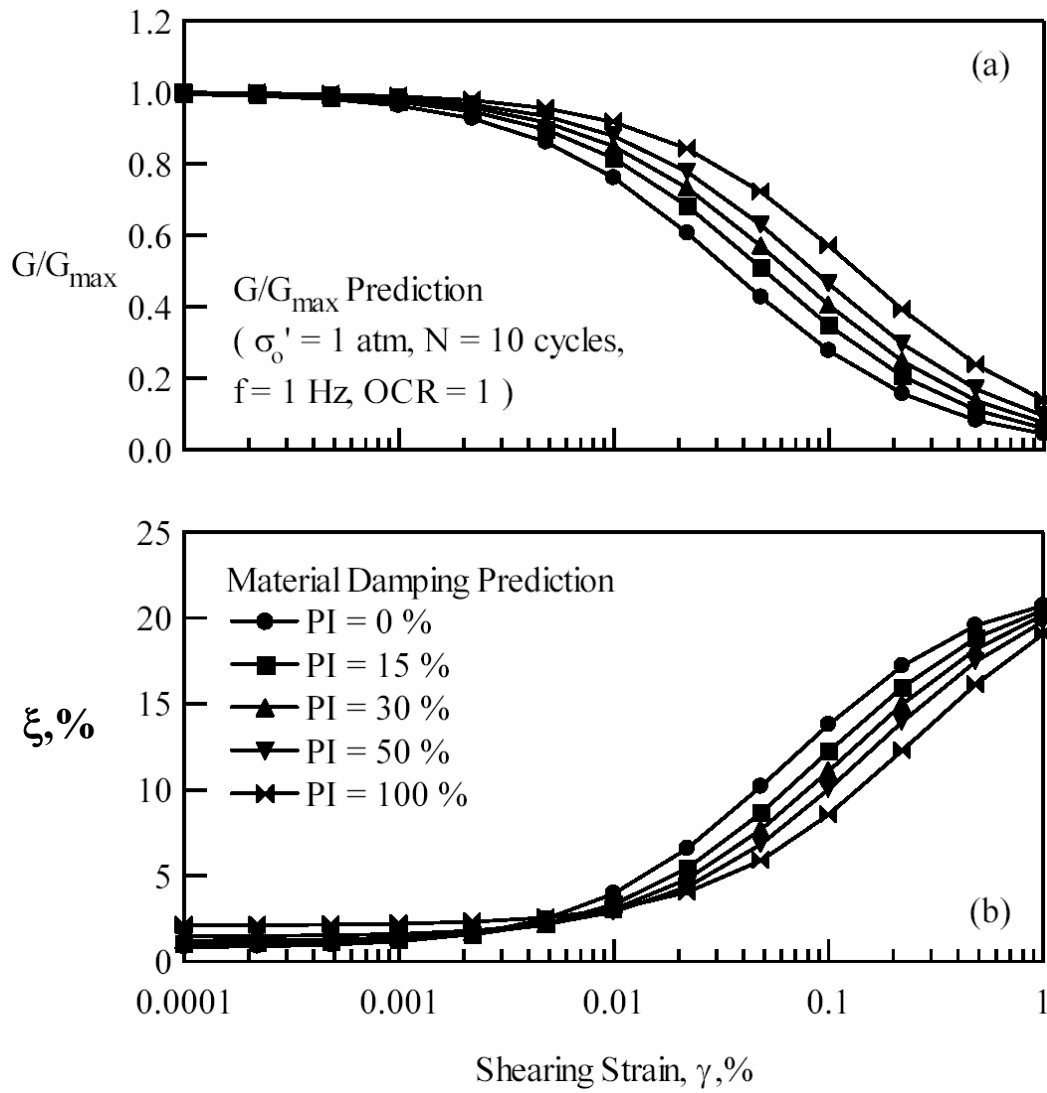
σ'_o - לחץ אפקטיבי אנכי, שפועל על הקרקע.

K_0 - מקדם לחץ עפר במנוחה.

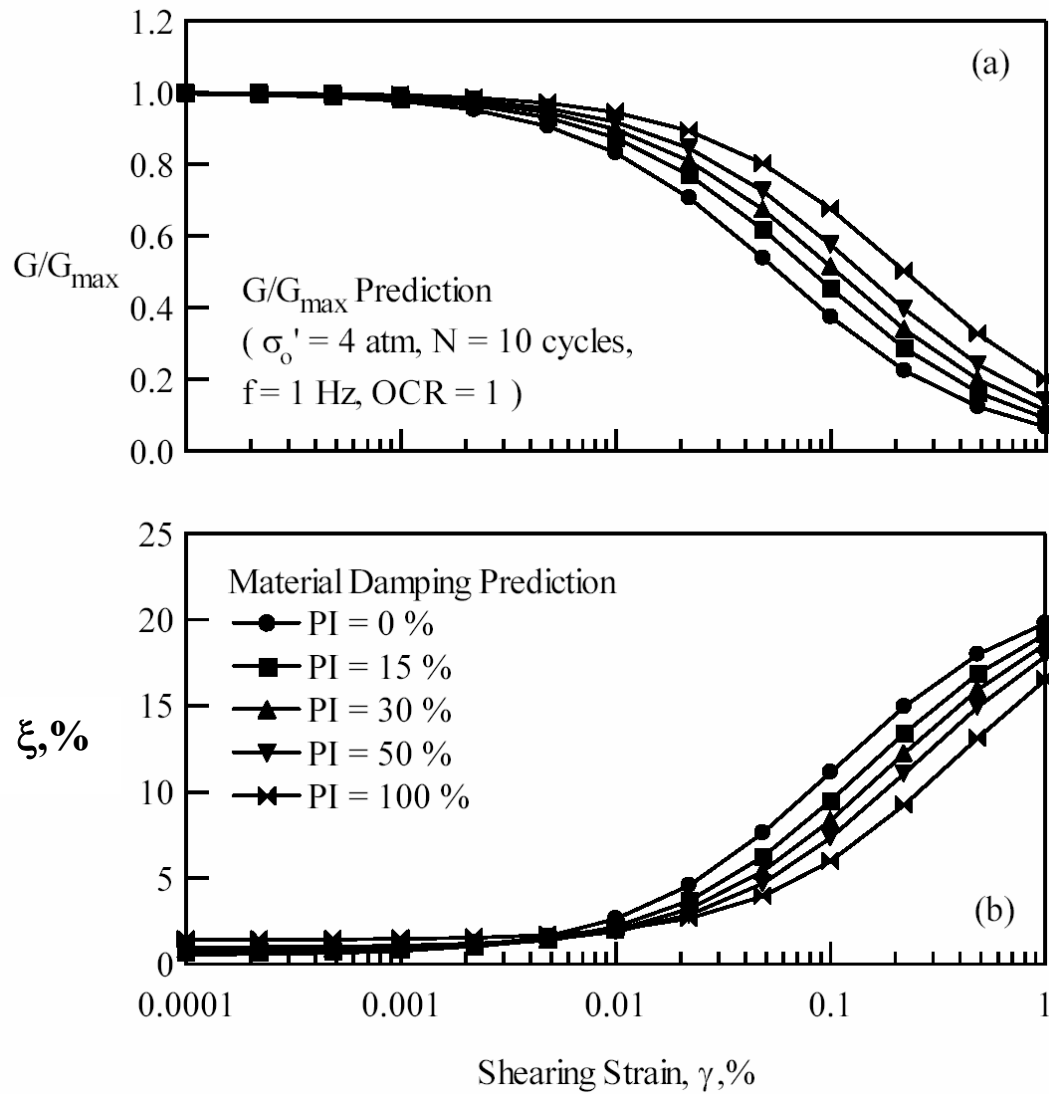
התנהגות הסלע בהעמסה מחזורית נלקחה לפי מודל של Schnabel, 1973 (תרשים 3.10).



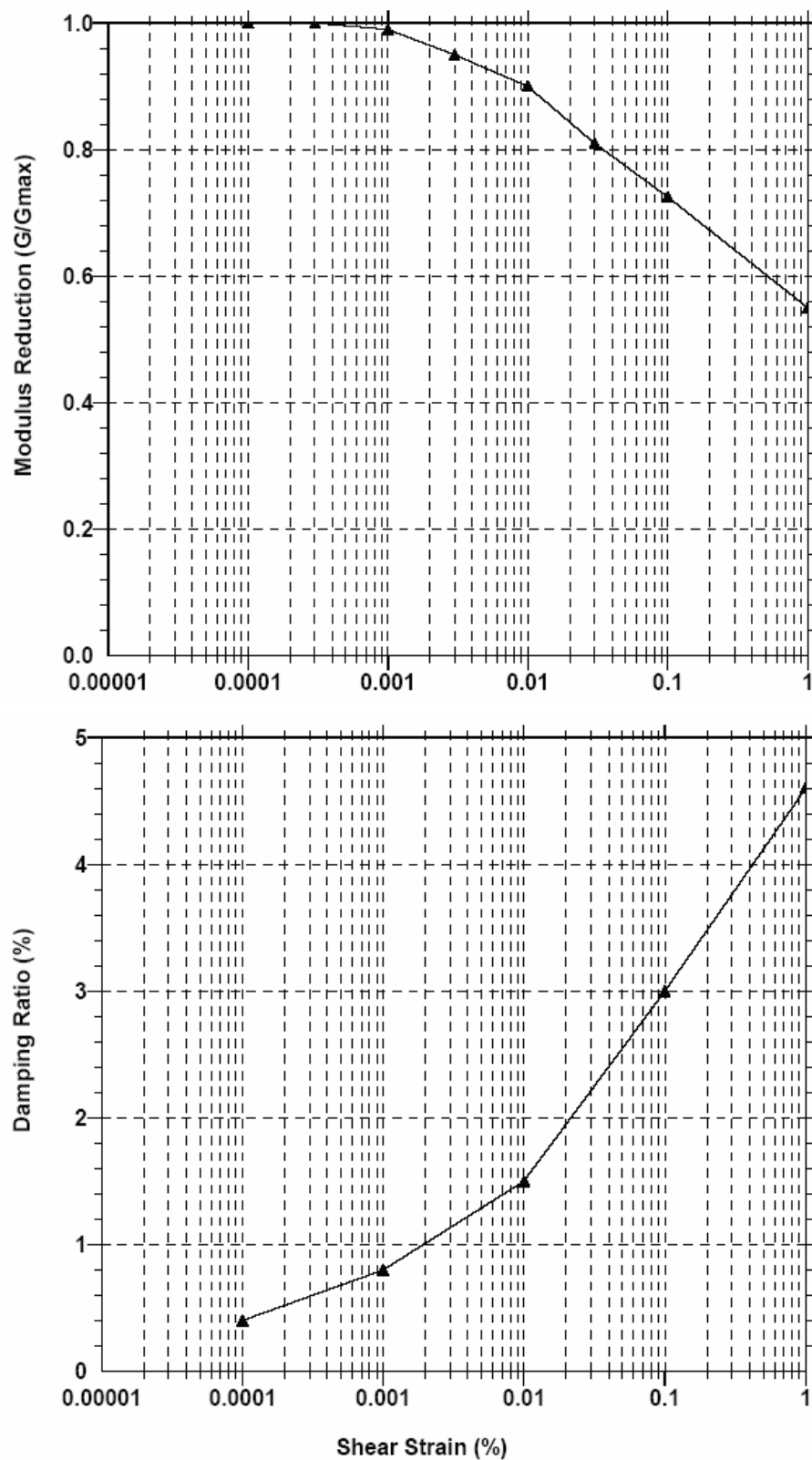
תרשים 3.7 עקומות מודול גזירה מנורמל $G/G_{\max}$ ומנת ריסון ξ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 0.25 אטמוספרות (Darendeli, 2001).



תרשים 3.8 עקומות מודול גזירה מנורמל $G/G_{\max}$ ומנת ריסון ξ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 1.0 אטמוספירה (Darendeli, 2001).



תרשים 3.9 עקומות מודול גזירה מנורמל $G/G_{\max}$ ומנת ריסון ξ מול עיבור גזירה γ עבור קרקעות בעלי מדד פלסטיות שונה ולחץ אפקטיבי ממוצע של 4.0 אטמוספרות (Darendeli, 2001).



תרשים 3.10 עקומות מודול גזירה מנורמל G/G_{max} ומנת ריסון ξ מול עיבור גזירה γ עבור סלע (לפי Schnabel, 1973).

פרק 4 - שיטות מחקר.4.1. בדיקות בשדה - In-situ.4.1.1. בדיקת החדרה סטנדרטית (SPT).

בדיקת החדרה סטנדרטית (Standard Penetration Test - SPT) הינה שיטה לחקירת קרקעות, בעיקר חוליות, בשדה. הבדיקה פותחה בארצות הברית בשנת 1925 ובשנת 1958 היא תוקנה לתקן ASTM 1586. קיים בסיס רחב של קורלציות בין תוצאות הבדיקה לתכונות הגיאומכניות של הקרקע. הבדיקה זולה יחסית ואינה מסובכת לביצוע. יתרון נוסף של הבדיקה בכך שניתן לקבל בתוך כף הדגימה מדגמי קרקע לצורך בדיקות מעבדה שונות. ציוד הבדיקה כולל כף דגימה סטנדרטית, פטיש במשקל 63.5 ק"ג עם סדן (תרשים 4.1) ומוטות הארכה.



תרשים 4.1 ציוד של בדיקת החדרה תקנית.

בשלב ראשון של הבדיקה קודחים קידוח עד לעומק הרצוי. קוטר הקידוח משתנה מ – 60 מ"מ ועד ל-200 מ"מ. מרכיבים מוטות הארכה על כף הדגימה ומורידים אותה לתחתית הקידוח, כאשר מוט הארכה העליון בולט מעט מעל פני הקרקע. על המוט העליון מרכיבים סדן. על הסדן מסמנים בגיר שלושה קווים, בגובה 15, 30 ו-45 ס"מ מעל פני הקרקע ומתחילים בהחדרת הכף לתוך הקרקע ע"י הרמת הפטיש והפלתו מגובה 76 ס"מ. רושמים את מספר ההקשות הדרוש עבור כל 15 ס"מ של החדרת כף הדגימה. מספר ההקשות הנדרש להחדרת הכף ב - 30 ס"מ האחרונים הינן תוצאת הבדיקה N. לאחר סיום הבדיקה מעלים את כף- הדגימה בחזרה, מפרקים אותה ושומרים על החומר למיון ולבדיקות תכונות אינדקס.

4.1.1.1. נרמול תוצאות הבדיקה.

באופן תיאורטי האנרגיה המועברת מהפטיש לסדן בנפילה חופשית היא :

$$E = W \times h = 63.5 \text{ kg} \times 9.807 \frac{\text{m}}{\text{sec}^2} \times 0.762 \text{ m} \cong 475 \text{ J} \quad [4.2]$$

בפועל אנרגיית ההחדרה המגיעה לכף הדגימה נמוכה יותר מאנרגיית החדרה התיאורטית, ונעה בין 30% ל-80% (Kovacs and Salomone, 1982). אבחן האנרגיה נובע ממספר סיבות, כגון: ציוד שמיוצר ע"י יצרנים שונים, קונפיגורציה של הפטיש, שיטת "שחרור" של הפטיש, מערכת בקרת גובה נפילת הפטיש, ועוד.

בנוסף לאבחן אנרגיה, על תוצאות הניסוי משפיעים גם לחץ השכבות בעומק הניסוי, קוטר בור הקידוח, ואורך מוטות הארכה. על מנת להתחשב בכל כל הגורמים האלו מקובל לבצע תיקונים לתוצאת הניסוי. התיקון המקובל הראשון הוא נרמול של N ללחץ השכבות:

$$N_1 = N \times C_N \quad [4.2]$$

כאשר,

N_1 - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות.

N - מספר הקשות בשדה.

C_N - מקדם תיקון ללחץ השכבות.

לפי Liao and Whitman, 1986 מקדם תיקון ללחץ השכבות C_N שווה ל:

$$C_N = \sqrt{\frac{95.76}{\sigma'_o}} \leq 1.7 \quad [4.3]$$

כאשר,

σ'_o - לחץ אפקטיבי של שכבות בעומק הניסוי (kPa).

לפי Skempton et al., 1986 מקדם זה שווה ל:

for

$$\sigma'_o < 1 \frac{kg}{cm^2} \quad C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_o} \leq 1.7 \quad [4.4]$$

for

$$\sigma'_o \geq 1 \frac{kg}{cm^2} \quad C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_o} \right)^{0.56} \leq 1.7$$

כאשר,

σ'_o - לחץ אפקטיבי של שכבות בעומק הניסוי (kg/cm^2).

לפי Boulanger and Idriss, 2003 מקדם זה שווה ל:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^\alpha \leq 1.7 \quad [4.5]$$

$$\alpha = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}$$

כאשר,

$(N_1)_{60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ויעילות הפטיש 60% (משוואה 4.6).

לפי קשר זה C_N תלוי ב- $(N_1)_{60}$, ומצד שני $(N_1)_{60}$ בעצמו תלוי ב- C_N . הפתרון למציאת $(N_1)_{60}$ ומקדם נרמול C_N הינו באמצעות איטרציות.

התיקון השני הוא נרמול של N ללחץ השכבות ולפטיש בעל יעילות 60% (האנרגיה שמגיעה לכף הדגימה מהווה כ- 60% מאנרגית נפילה חופשית של הפטיש):

$$(N_1)_{60} = C_N \times N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \quad [4.6]$$

כאשר,

$(N_1)_{60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות וליעילות של 60%.

C_N - מקדם תיקון ללחץ השכבות.

N - מספר הקשות בשדה.

η_1 - יחס בין יעילות של פטיש בשדה לפטיש בעל יעילות 60%.

$$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}} \quad [4.7]$$

כאשר,

E_r - יעילות הפטיש בו ביצעו הניסוי.

E_{rb} - יעילות הפטיש אליו רוצים לנרמל את התוצאות.

הפטיש ששימש במחקר הזה שייך לסוג Donut ולפי Bowles, 1996 יעילותו שווה ל- 45%.

η_2 - מקדם תיקון לאורך של מוטות הארכה (טבלה 4.1).

η_2	אורך כולל של מוטות הארכה
1.00	> 10 m
0.95	6-10m
0.85	4-6 m
0.75	0-4 m

טבלה 4.1 מקדם η_2 לפי Skempton, 1986.

η_3 - מקדם תיקון לסוג של כף הדגימה. מקדם זה עבור כף הדגימה במחקר הנוכחי, לפי

Bowles, 1996 שווה ל- 1.00.

η_4 - מקדם תיקון לקוטר של בור קידוח. קוטר של בור הקידוח במחקר הנוכחי נמצא בתחום של

120-60 מ"מ ומקדם זה לפי Bowles, 1996 שווה ל- 1.

4.1.1.2 הערכת חוזק הקרקע.

בספרות ידועות קורלציות רבות שבין תוצאות של בדיקת החדרה סטנדרטית למאפיינים גיאומכניים של

הקרקע. להלן במספר קורלציות נפוצות להערכת צפיפות יחסית (D_r) וזווית חיכוך פנימית (ϕ) של

קרקעות חוליות, וחוזק לגזירה (C_u) של קרקעות חרסיות רוויות.

קורלציה עבור צפיפות יחסית הוצעה ע"י Gibbs & Holtz, 1957:

$$D_r, \% = 100 \times \sqrt{\frac{N}{1.7(10 + \sigma'_{vo})}} \quad [4.8]$$

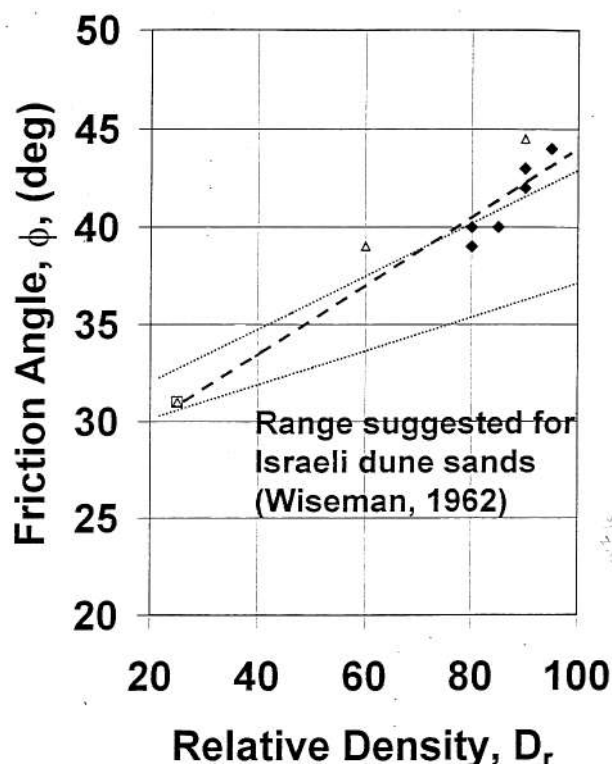
כאשר,

D_r - צפיפות יחסית (%).

N - מספר הקשות תקני.

σ'_{vo} - לחץ אנכי אפקטיבי של שכבות הקרקע (psi).

הערכה של זווית החיכוך הפנימית המרבית (ϕ), לקרקעות חול דיונות בארץ, הוצעה ע"י Wiseman, 1962 ומוצגת גרפית בתרשים 4.2.



תרשים 4.2. הערכת זווית חיכוך פנימית (ϕ) של קרקעות חול דיונות בארץ (Wiseman, 1962).

Stroud, 1974 הציע קורלציה עבור חוזק לגזירה של קרקעות חרסיות רוויות C_u :

$$C_u = K \times N \quad [4.9]$$

כאשר,

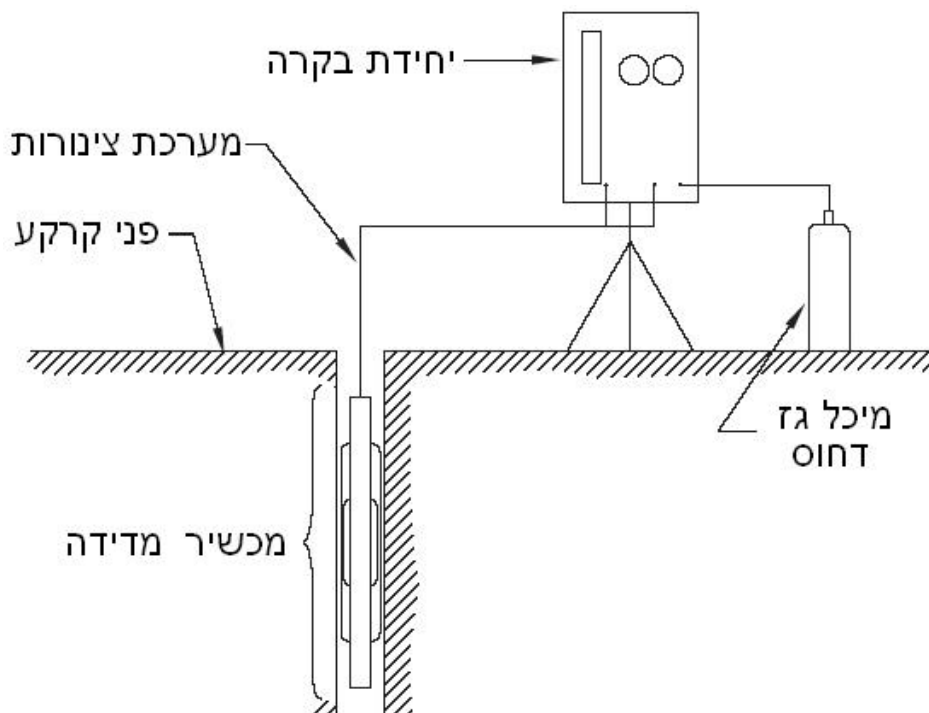
C_u - חוזק לגזירה של קרקע חרסית רוויה (kPa).

K - קבוע שנע בתחום של 4 - 6.5 kN/m² (מקובל לקחת 4.4 kN/m²).

N - מספר הקשות בניסוי החדרה תקני.

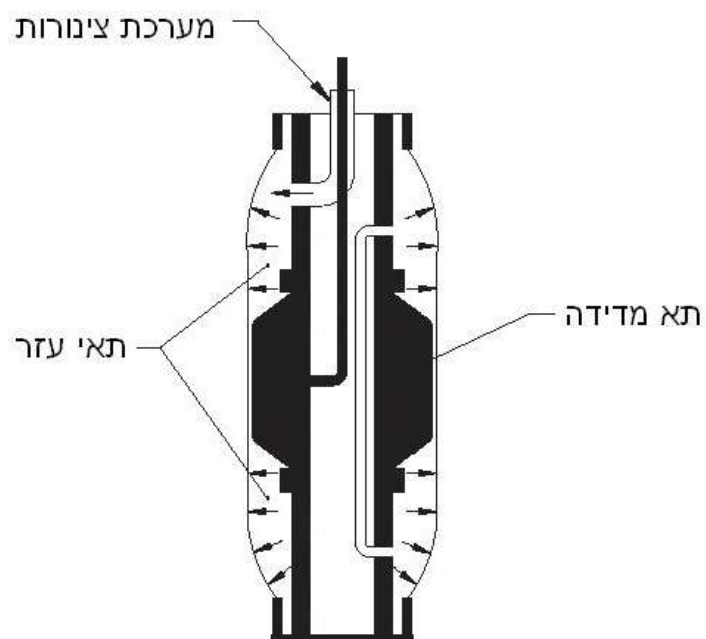
4.1.2. ניסוי פראסיומטר מסוג Mennard.

מכשיר פראסיומטר (תרשים 4.3) פותח ע"י Mennard בשנת 1956 בצרפת ונמצא בשימוש רחב במדינות רבות בעולם כולל ארצות הברית, בריטניה ויפן. בארץ בדיקה זאת מתבצעת על פי תקן אמריקאי ASTM D4719. רקורד של בדיקת פראסיומטר אינו רציף ולכן לא מקבלים פרופיל רציף של נתונים.



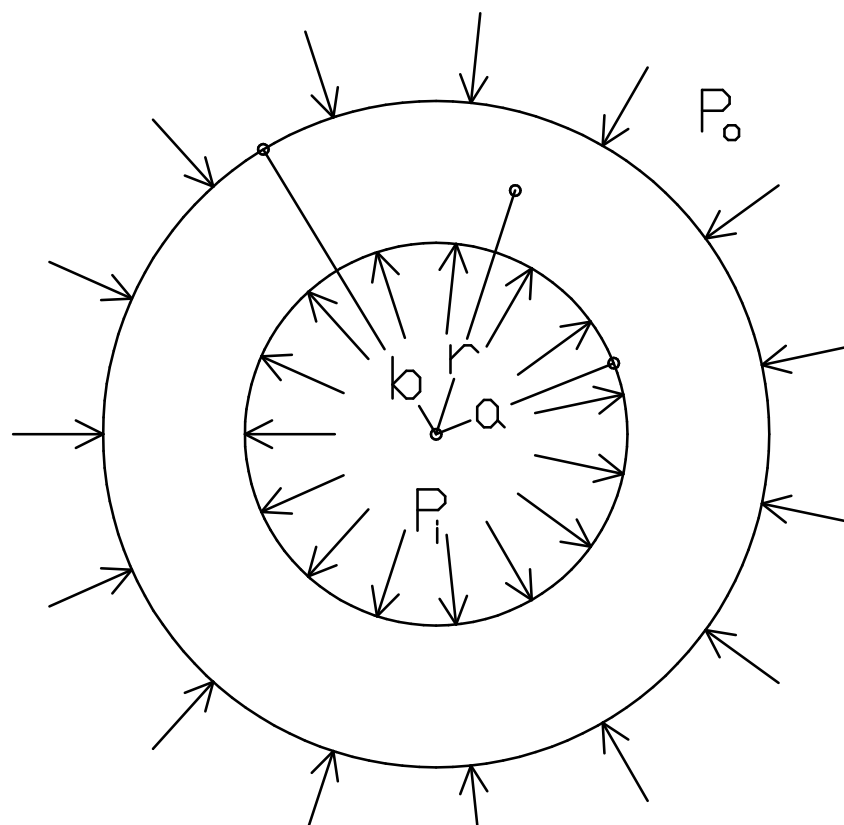
תרשים 4.3. סכמה כללית של מתקן פרסיומטר.

בדיקות בעזרת פראסיומטר מסוג "MENNARD" מתבצעות בבורות שנקדחו מראש. מכשיר המדידה הינו צינור מחורץ ובתוכו שלושה תאי גומי: עליון, אמצעי ותחתון (תרשים 4.4). מכשיר זה מוכנס לתוך הקידוח ומתפשט כנגד הקרקע. צינור מחורץ מגן על התאים. התא העליון והתא התחתון הינם תאי עזר והתפשטותם מונעת את השפעת תנאי קצה על דיוק המדידה של התא האמצעי. התפשטות של תאי העזר מתבצעת באמצעות לחץ גז והתפשטות של תא המדידה (תא אמצעי) מתבצעת באמצעות מים, שמוזרמים בלחץ גז. במהלך הניסוי מודדים גידול נפח של תא המדידה תחת לחץ. הגדלת הלחץ נמשכת עד אשר מתרחש כשל קרקע או עד להשגת הלחץ המכסימלי של המכשיר. הגדלת נפח תא המדידה פי שניים מנפחו המקורי נחשבת לכשל הקרקע. נפח תא המדידה והלחץ המופעל עוברים תיקון, שמטרתו לבטל את השפעת התכונות האלסטיות של החומרים מהם בנוי מכשיר המדידה. תוצאות ניסוי פרסיומטר מבוטאות גרפית באמצעות עקומת נפח מתוקן מול לחץ מתוקן (תרשים 4.6). אי דיוקים במדידות נובעים בעיקר כתוצאה מכך שהקרקע בקרבת חלל הקידוח נוטה להתרכך תחת לחץ השכבות.



תרשים 4.4. מכשיר מדידה של פרסיומטר.

התיאוריה של הניסוי פראסיומטר מתבססת על תיאורית פיזור מאמצים אקסי-סימטרי סביב צילינדר בעל דופן עבה מתורת האלסטיות (תרשים 4.5).



תרשים 4.5 צילינדר בעל דופן עבה בחומר אלסטי.

פתרון משוואות שיווי משקל והתאמה עבור מדיום איזוטרופי ואלסטי ניתן לביצוע באמצעות פונקצית Airy. אחת הדרכים (Timoshenko and Goodier, 1970) לפתרון בעיות במונחים של פונקצית מאמץ Airy מושגת על ידי טרנספורמציה לקואורדינטות צילינדריות - פולאריות. תזוזה רדיאלית של צילינדר במקרה זה שווה ל:

$$u_r = \frac{1-\nu}{E} \times \frac{a^2 P_i - b^2 P_o}{b^2 - a^2} \times r + \frac{1+\nu}{E} \times \frac{a^2 b^2 (P_i - P_o)}{b^2 - a^2} \times \frac{1}{r} \quad [4.10]$$

כאשר,

u_r - תזוזה רדיאלית.

ν - מקדם פואסון.

E - מודול אלסטיות.

a, b - רדיוס פנימי וחיצוני של הצילינדר.

P_i, P_o - לחץ הפועל בתוך הצילינדר ומחוץ לו.

r - מרחק ממרכז הצילינדר.

לאחר פישוט משוואה 4.10 מקבלים:

$$u_r = \frac{r}{2G} \left[P_i \frac{\left(\frac{b}{r}\right)^2 + \frac{1-\nu}{1+\nu}}{\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 1} - P_o \frac{\frac{1-\nu}{1+\nu} + \left(\frac{a}{r}\right)^2}{1 - \left(\frac{a}{b}\right)^2} \right] \quad [4.11]$$

כאשר,

G - מודול גזירה.

כאשר הרדיוס החיצוני גדול בהרבה מן הרדיוס הפנימי משוואה 4.11 מקבלת את הצורה הבאה:

$$u_r = \frac{r}{2G} \left[P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2 - P_o \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} + \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right) \right] \quad [4.12]$$

במקרה זה תזוזה על גבי הצד הפנימי של צילינדר ($r=a$), כאשר $P_o=0$ שווה ל:

$$u_r = \frac{a P_i}{2G} \quad [4.13]$$

ומכאן מעוות רדיאלי שווה ל:

$$\varepsilon_r = \frac{u_r}{a} = \frac{P_i}{2G} \quad [4.14]$$

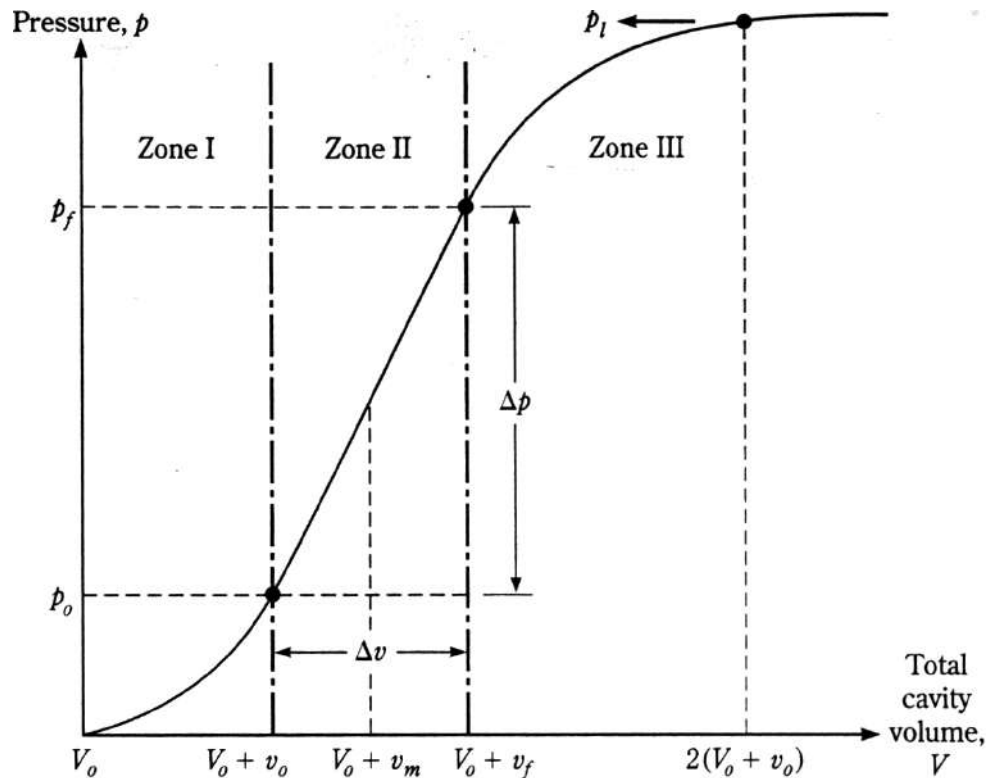
בפרסיומטר אנחנו מקבלים עקומת לחץ מתוקן (P_i) כנגד נפח מתוקן (V). מעוות נפחי במקרה זה שווה למעוות רדיאלי של תא המדידה:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{P_i}{2G} \quad [4.15]$$

מודול הגזירה של חומר הצילינדר (קרקע) ממשוואה 4.15 שווה ל:

$$G_{soil} = \frac{V}{2} \times \frac{\Delta P_i}{\Delta V} \quad [4.16]$$

יישום תיאורית פיזור מאמצים אקסי-סימטרי סביב צילינדר בעל דופן עבה מתבצע באופן הבא. משרטטים עקומת נפח מתוקן מול לחץ מתוקן (תרשים 4.6).



תרשים 4.6. עקום נפח מתוקן - לחץ מתוקן מניסוי פרסיומטר מסוג MENNARD (Das, 1997).

גרף זה מתחיל מלחץ אפס ונפח תא מדידה התחלתי V_0 ומחולק לשלושה אזורים. אזור ראשון (Zone I) מייצג שלב שבו התפשטות התאים מחזירה את הקרקע למצבה המקורי, לפני הקידוח. לחץ p_o מייצג את הלחץ האופקי של השכבות בעומק הנתון ונפח תא המדידה בנקודה זאת שווה ל- $V_o + v_o$. אזור שני (Zone II) מייצג מצב פסבדו-אלסטי של הקרקע, אשר בו היחס בין גידול נפח תא המדידה ללחץ הוא ליניארי. לחץ p_f מייצג לחץ הכניעה של הקרקע ונפח תא המדידה בנקודה זאת שווה ל- $V_o + v_f$. אזור שלישי (Zone III) נחשב לאזור פלסטי. לחץ p_l הנו לחץ גבולי ונפח תא המדידה בנקודה זאת שווה ל- $V_o + 2(v_o)$.

מודול גזירה של הקרקע מחושב על בסיס משוואה 4.16 ושווה ל:

$$G_p = (V_o + v_m) \times \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad [4.17]$$

כאשר,

G_p - מודול גזירה של הקרקע ע"פ הפרסיומטר.

V_o - נפח התחלתי של תא מדידה.

v_m - תוספת ממוצעת של הנפח בקטע הפסבדו-אלסטי ושווה ל- $v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$

$\Delta V, \Delta P$ - שינוי נפח תא המדידה ולחץ בקטע הפסבדו-אלסטי.

מקובל להציג את תוצאות הניסוי באמצעות מודול אלסטיות E , כאשר ידוע מתורת האלסטיות ש:

$$E_p = 2 \times (1 + \nu) \times G_p \quad [4.18]$$

כאשר,

E_p - מודול אלסטיות של קרקע ע"פ פרסיומטר.

ν - מקדם פואסון (מקובל לקחת 0.33).

יש לציין כי מודול גזירה ומודול אלסטיות שמתקבלים מניסוי פרסיומטר הינם לאטרליים ואינם בהכרח זהים למודול גזירה ומודול אלסטיות בכיוון הניצב לשכבות.

בנוסף ל- G_p ו- E_p ניתן להעריך באמצעות ניסוי פרסיומטר את מקדם לחץ עפר במנוחה k_o :

$$k_o = \frac{p_o}{\sigma'_o} \quad [4.19]$$

כאשר,

p_o - לחץ שכבות אופקי בעומק הנתון (תרשים 4.6).

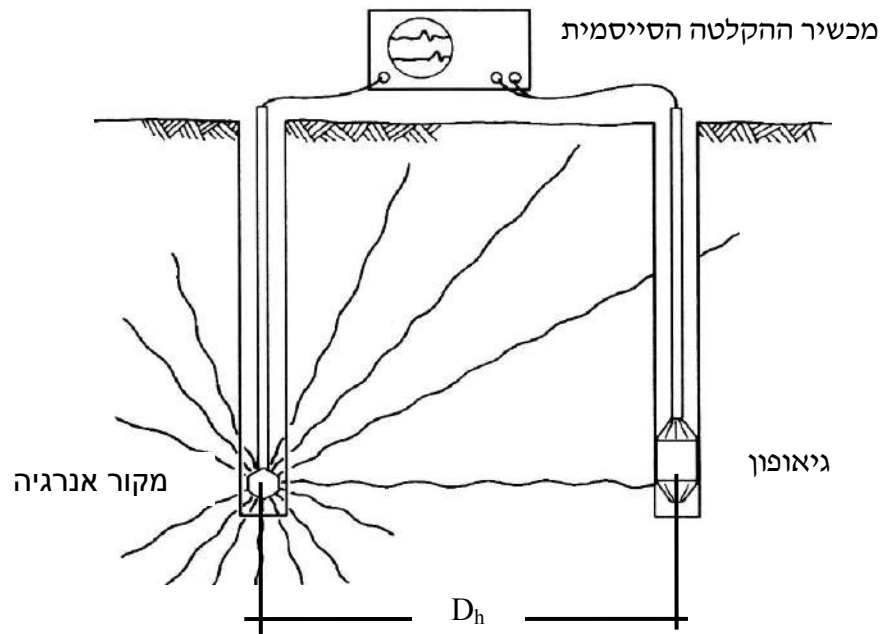
σ'_o - לחץ אנכי אפקטיבי של שכבות הקרקע באותו עומק.

כדאי לציין גם שבספרות ידועות קורלציות בין תוצאות ניסוי פראסיומטר לבין פרמטרים של חוזק הקרקע, כגון, ϕ ו- C_u , אך שימוש בהם לא נפוץ.

4.1.3. מדידת מהירות גלים סיסמיים.

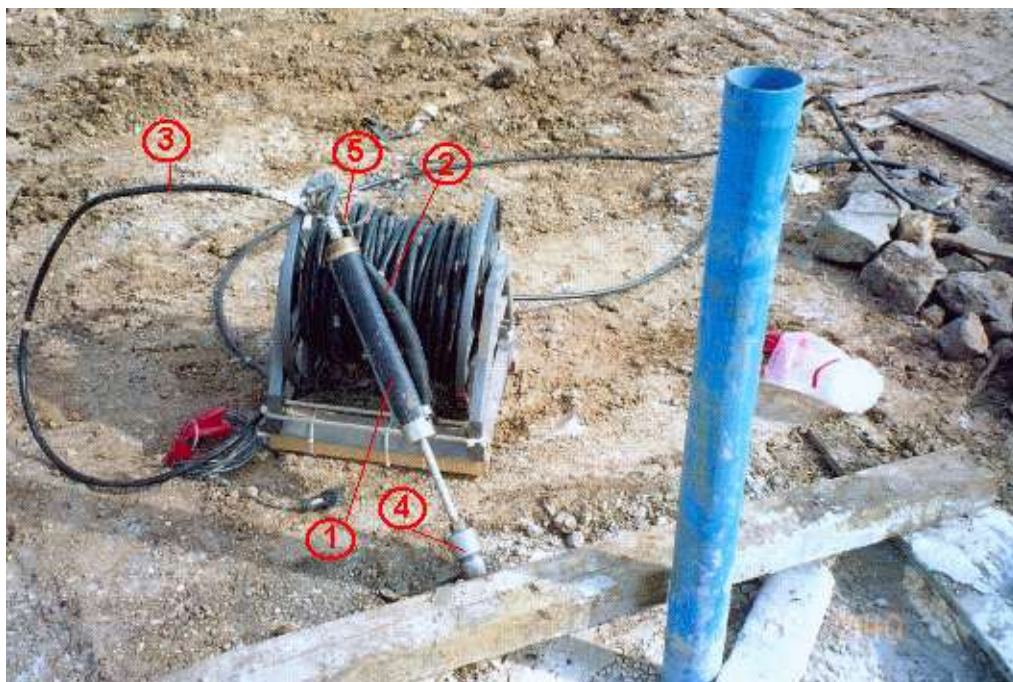
4.1.3.1. שיטת Cross-Hole.

שיטת Cross-Hole (תרשים 4.7) היא שיטה למדידת מהירות גלי גזירה של קרקעות וסלעים.



תרשים 4.7. סכמת ניסוי Cross-Hole לקביעת מהירות גלים בשדה (Bowles, 1996).

במחקר הנוכחי מדידת CROSS-HOLE בוצעה על פי תקן אמריקאי ASTM D4428. בשיטה זאת קודחים שני בורות קידוח במרחק ידוע אחד מן השני. גל גזירה נוצר באמצעות מקור אנרגיה - מכה על תחתית הבור או פיצוץ קטן. מקור האנרגיה במחקר הזה היה מקור המתוכנן לעירור של גלי גזירה (מסוג SV) מתוצרת Soil Engineering and Geophysics Inc. USA. מקור גלי גזירה (תרשים 4.8) הוא כלי מכני, אשר מורכב מגוף (1) המוצמד לקיר הקידוח על ידי flat jack גמיש (2) שניתן לנפחו באוויר. הכבל (3) משמש להפעלת הפטיש (4) על ידי קפיץ וכולל צינור אוויר המיועד להצמיד את גוף המקור לקיר של הקידוח. הפטיש מפעיל סנסור (5) (trigger), אשר מפעיל את מכשיר ההקלטה הסייסמית.



תרשים 4.8. מקור אנרגיה של גלי גזירה (יורסקי מ., 2004)

הגעה של גלי גזירה נקלטת בגיאופון, אשר ממוקם בעומק זהה בבור השני. מכשיר ההקלטה הסייסמית מודד זמן מרגע שחרור האנרגיה בבור הראשון ועד לרגע שבו הגל נקלט בגיאופון, שבבור השני. מכשיר ההקלטה הסייסמית במחקר זה היה מסוג ABEM TERRALOC מתוצרת ATLAS COPCO ABEM AB, שבדיה בעל 24 ערוצי הקלטה, מהם נעשה שימוש במחקר זה בשישה ערוצים בזמן ביצוע Cross-Hole ושלשה ערוצים ל-Down-Hole. אם ידוע זמן הגעת הגל ומרחק בין הקידוחים ניתן לחשב מהירות גל גזירה לפי:

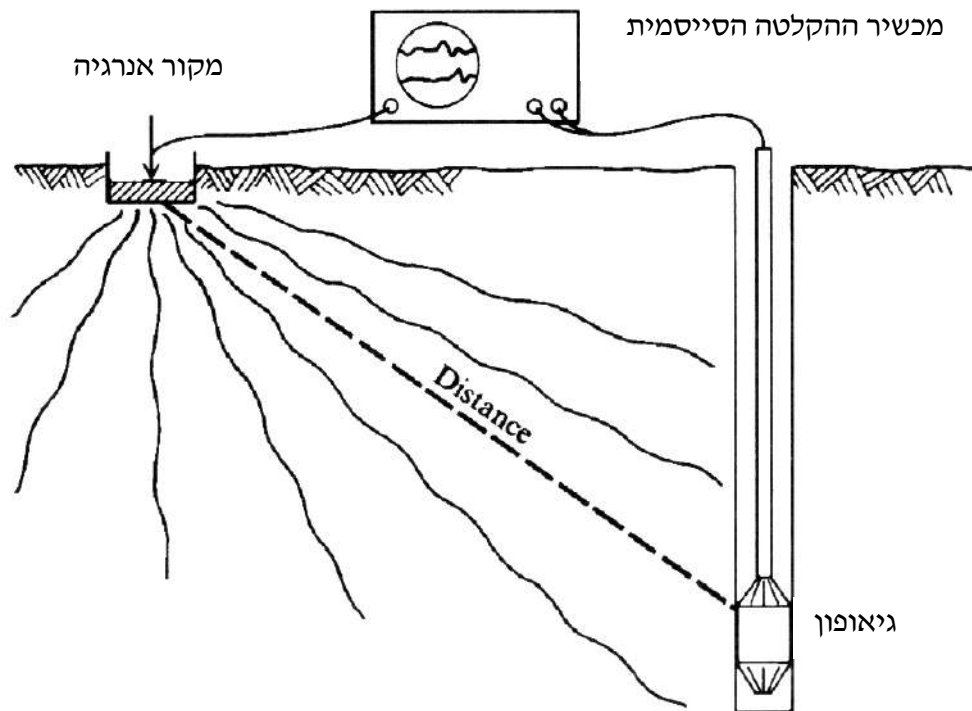
$$V_s = \frac{D_h}{T_h} \quad [4.20]$$

כאשר,

- V_s - מהירות גל גזירה.
- D_h - מרחק בין הקידוחים.
- T_h - זמן הגעת גל גזירה.

4.1.3.2. שיטת Down-Hole.

שיטת Down-Hole (תרשים 4.9) דומה לשיטת Cross-Hole, אך יש בה יתרון והוא בכך שלמידת מהירות גלי לחץ וגזירה מספיק בור קידוח אחד.



תרשים 4.9. סכמת ניסוי Down-Hole לקביעת מהירות גלים בשדה (Bowles, 1996)

בשיטה הזאת קודחים בור קידוח אחד ומקור האנרגיה ממוקם במרחק ידוע מבור הקידוח. ממקמים גיאופון בקידוח, מצמידים אותו לקיר על ידי קפיץ. במחקר הזה, מקור האנרגיה, הוא פטיש יד במשקל של 9 ק"ג. יצירת גלי לחיצה התבצעה ע"י מכות פטיש על פלטה מתכתית בכיוון אנכי וגלי גזירה ע"י מכות פטיש על פלטה מתכתית בכיוון אופקי. הפלטות ממוקמות ליד הקידוח בפני השטח. בניסוי עצמו מודדים זמן (T_h) מרגע שחרור אנרגיה ועד לרגע בו הגל נקלט בגיאופון. מרחק (D_h) בשיטה זאת נמדד באלכסון

ממקור האנרגיה ועד לגיאופון. אחרי מדידת מהירויות בעומק מסוים משחררים את הגיאופון ומורידים אותו לעומק הבא עם מרווח קבוע. מרווח זה בין תחנות הוא 1 מטר. לוג Down-Hole מאפיין את תכונות הקרקע בקרבת קיר הקידוח - בערך רבע מאורך גל. מהירות גלי גזירה בשיטה זאת מחשבים כמו בשיטת Cross-Hole, לפי משוואה 4.20.

אם ידועה מהירות של גלי גוף בתוך מדיום אלסטי ניתן לחשב מתורות האלסטיות את המאפיינים האלסטיים של החומר. מקדם פואסון במקרה זה שווה ל:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad [4.21]$$

כאשר,

ν - מקדם פואסון.

V_p - מהירות גלי לחץ.

V_s - מהירות גלי גזירה.

מודול גזירה מכסימלי או מודול גזירה לעיבורים קטנים במקרה זה שווה ל:

$$G_{\max} = \rho \times V_s^2 \quad [4.22]$$

כאשר,

$G_{\max}$ - מודול גזירה מכסימלי.

ρ - צפיפות של קרקע.

V_s - מהירות גלי גזירה.

רצוי לציין כי מודול גזירה מכסימלי בקרקעות גבוה יותר, מאשר מודול גזירה סטטי, המוגדרים, למשל, בעזרת ניסוי פרסיומטר. המודול הסטטי מהווה בקרקעות חול לפי Massarsch, 1983 כ 12%-18% ממודול גזירה מכסימלי.

4.2. בדיקות מעבדה.

4.2.1. מיון קרקע.

אפיון של חתך הקרקע באתרי המחקר נעשה לפי שיטת המיון האחידה, שהיא גם שיטת המיון של תקן ישראל 253. שיטת מיון זו מאפשרת מיון מהיר של הקרקע הן על סמך תוצאות של בדיקות מעבדה פשוטות, והן על סמך הסתכלות בשדה. כל סוג קרקע בשיטה זאת מיוצג ע"י שתי אותיות: ראשית ומשנית. האותיות הראשיות מתארות ששה טיפוסים קרקע עיקריים: צרורות (G), חול (S), טין (M), חרסית (C), קרקע אורגנית (O) וכבול (Pt). האותיות המשניות באות לתאר את התכונות של כל טיפוס. את הקרקעות הגסות ממיינים לפי עקומי הדירוג: W - דירוג מלא, P - דירוג חסר, ואילו המיון של קרקעות דקות נעשה על סמך תכונות הפלסטיות שלהן: H - פלסטיות גבוהה (קרקע שמנה), L - פלסטיות נמוכה (קרקע רזה).

4.2.1.1. דירוג.

גודל הגרגרים הוא אחת התכונות העיקריות לפיהן מבחינים בין סוגי קרקעות שונים. את גודל הגרגר קובעים על ידי העברת החומר דרך מערכת נפות תקנית, החל מהנפה הגדולה ביותר ועד הקטנה ביותר הנמצאת בשימוש מעבדתי: נפה # 200 (גודל נקב 0.075 מ"מ). אחוז המדגם העובר דרך נפה #200 נקרא אחוז הדקים בקרקע ($fines, \%$). על מנת להגדיר אחוז הדקים בקרקע מייבשים את המדגם בטמפרטורה 110°C במשך 24 שעות (תרשים 4.10) ושוקלים אותו. לאחר מכן שוטפים את המדגם דרך נפה # 200 (תרשים 4.11) ומייבשים שוב את חלק מהמדגם שנשאר על נפה # 200 לאחר השטיפה.



תרשים 4.10. ייבוש המדגם בתנור.



תרשים 4.11. שטיפת המדגם דרך נפה # 200.

אחוז הדקים במדגם הקרקע מוגדר כ:

$$fines, \% = \frac{W_s - W_{\#200}}{W_s} \quad [4.22]$$

כאשר,

W_s - משקל כולל של המדגם לאחר ייבוש.

$W_{\#200}$ - משקל של חלק מן המדגם הנשאר על נפה #200 לאחר שטיפה וייבוש.

אותו חלק מן המדגם שנשאר על נפה #200 לאחר השטיפה מעבירים דרך מערכת נפות סטנדרטית (תרשים 4.12) על מנת להשלים את עקומת התפלגות גודל הגרגר.



תרשים 4.12. מתקן לניפוי מדגמי הקרקע דרך נפות סטנדרטיות.

4.2.1.2. קביעת גבולות אטרברג.

הסומך של קרקעות פלסטיות (טין וחרסית) משתנה עם שינוי תכולת הרטיבות שלהם. על ידי ייבוש הדרגתי עובר בוץ דליל למצב פלסטי, ואחר כך למצב מוצק. תכולות הרטיבות בהן חלים השינויים הנ"ל נקראות גבולות אטרברג. כללית, תכולת הרטיבות מוגדרת כ:

$$\omega, \% = \frac{W_{water}}{W_s} \cdot 100\% \quad [4.23]$$

כאשר,

W_{water} - משקל של מים במדגם הקרקע.

W_s - משקל של מוצקים במדגם הקרקע (משקל המדגם לאחר ייבוש מלא).

הגבול הראשון הוא גבול פלסטיות (ω_L או LL) המוגדר כתכולת הרטיבות בה עוברת הקרקע, בזמן התייבשותה, ממצב נוזלי למצב פלסטי. בבדיקות מעבדה גבול זה נקבע כתכולת הרטיבות שבה חריץ טרפזואידי באורך 13 מ"מ הנחרץ בקרקע לחה המונחת בקערה תקנית נסגר לאחר 25 הקשות (תרשים 4.13).



תרשים 4.13. מכשיר לקביעת גבול נזילות.

הגבול השני הוא גבול הפלסטיות (ω_p או PL) המוגדר כתכולת הרטיבות בה עוברת הקרקע, בזמן התייבשותה, ממצב פלסטי למצב מוצק. בבדיקות מעבדה גבול זה נקבע כתכולת הרטיבות אשר בה הקרקע מתחילה להיסדק ולהתפרק כאשר מגולגלת לגליל בקוטר 3 מ"מ. רצוי לציין כי בבדיקות מעבדה לקביעת גבולות אטרברג מבצעים על חלק מן המדגם שעבר נפה # 40 (גודל נקב 0.425 מ"מ). ההפרש המספרי בין גבול הנזילות לגבול הפלסטיות נקרא מדד פלסטיות (PI או I_p):

$$PI = LL - PL \quad [4.24]$$

4.2.2 קביעת תכולת הרטיבות ומשקל מרחבי של הקרקע.

מדגמי קרקע שהתקבלו מבדיקת החדרה תקנית נחתכו לצורות גיאומטריות פשוטות (קובייה או גליל), נשקלו (תרשים 4.14), ולאחר מכן במדידה גיאומטרית פשוטה נקבע נפחם. משקל מרחבי במקרה זה שווה ל:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad [4.25]$$

כאשר,

- γ - משקל מרחבי של הקרקע.
- W - משקל של מדגם הקרקע החתוך.
- V - נפח של מדגם הקרקע החתוך.



תרשים 4.14: חיתוך מדגמי SPT לצורות גיאומטריות פשוטות ושקילתם.

ניסוי זה בוצע שלושה פעמים לפחות על מדגמי הקרקע מעומקים זהים על מנת להגיע לדיוק רב יותר בתוצאות. לאחר מכן המדגמים ייבשו בתנור בטמפרטורה 110°C במשך 24 שעות ונשקלו שוב. תכולת הרטיבות של הקרקע במקרה זה שווה ל:

$$\omega, \% = \frac{W_{\text{water}}}{W_s} \cdot 100\% = \frac{W - W_s}{W_s} \cdot 100\% \quad [4.26]$$

ω - תכולת הרטיבות.

W_{water} - משקל המים במדגם.

W_s - משקל המדגם לאחר הייבוש.

משקל מרחבי רווי של הקרקע γ_{sat} ניתן לחשב לפי:

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w \times \frac{\gamma}{1 + \omega} \left(1 - \frac{1}{G_s} \right) \quad [4.27]$$

כאשר,

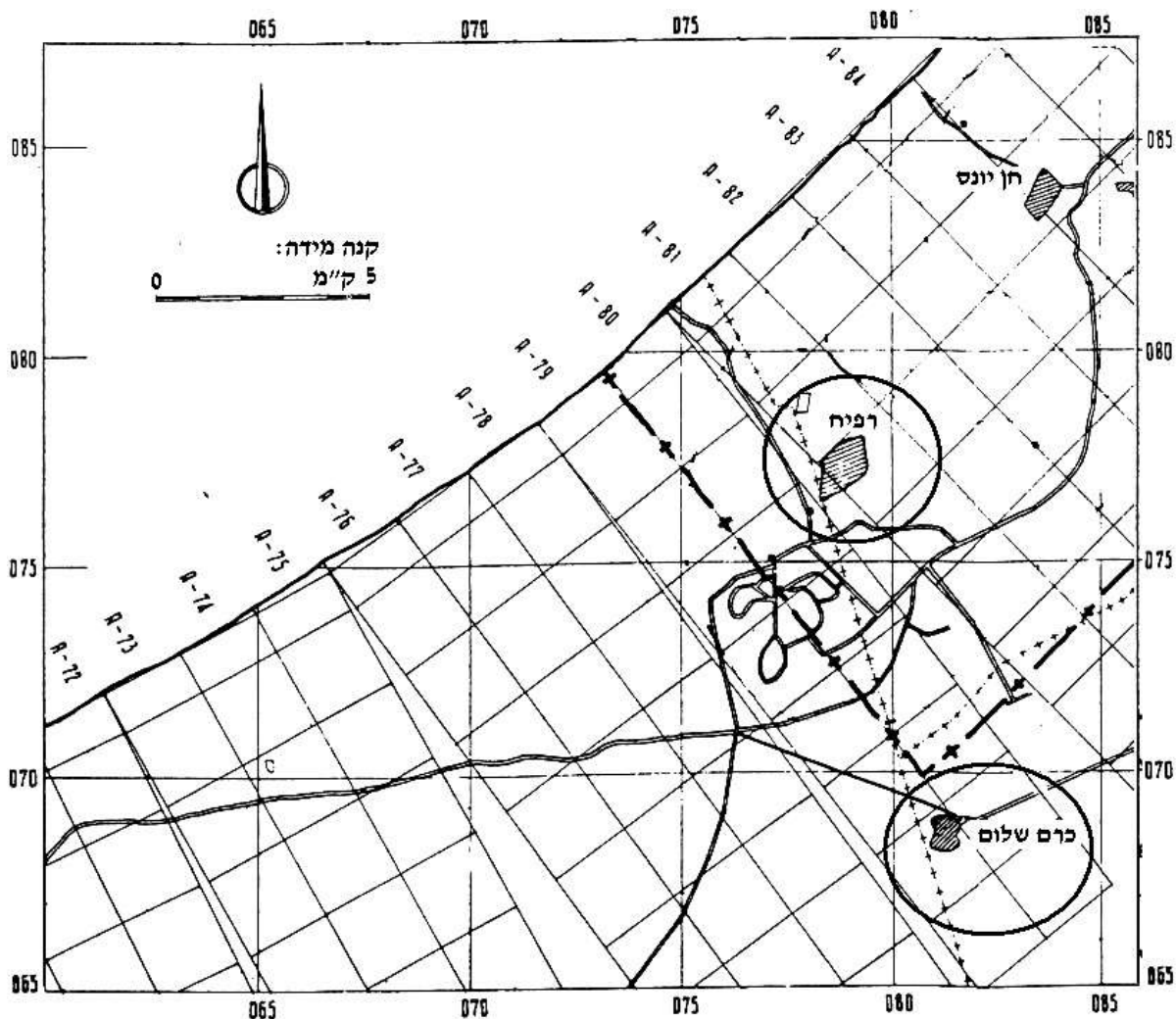
γ_w - משקל מרחבי של מים.

G_s - משקל יחסי. נלקח בדרך כלל כהנחה, לפי Bowles, 1996 עבור קרקעות חרסיות 2.7 ועבור קרקעות חוליות 2.67.

פרק 5 - אפיון גיאוטכני של חתך הקרקע באזור המחקר.

5.1. גיאולוגיה וסטריגרפיה.

במסגרת המחקר נעשו חקירות קרקע בשני אתרים הנמצאים באגן החוף הדרומי - חבל עזה. מפת מיקום האתרים מוצגת בתרשים 5.1.



תרשים 5.1 מיקום אתרי המחקר על מפה הידרוגיאולוגית של אגן החוף הדרומי - חבל עזה (מ. פינק, 1970).

אתר מחקר ראשון ממוקם סמוך למושב כרם שלום ואתר מחקר שני ממוקם סמוך לעיר רפיח. בתרשים 5.2 מוצגות חתך גיאולוגי של רצועה A-81 (תרשים 5.1) המאפיינת את אתרי המחקר. להלן תיאור גיאולוגי קצר של יחידות סלע ברצועה זו לפי פינק, 1970.



ההרכב הליטולוגי של יחידה זו הוא חרסית אפורת כהה כחולה, שעובייה מגיע כנראה לכמה מאות מטרים. גיל יחידה זו הוא קלברייין-סיציליין כלומר פליסטוקן תחתון, עם תנאי השקעה של ים עמוק. בחלק הדרום מערבי של רצועת עזה מתקבל גיל עתיק יותר של פליוקן. הבדל הגילים שבין האזורים שליד הים לבין האזורים הפנימיים מוסבר בכך שלקראת סוף פליוקן - תחילת פליסטוקן חלה הרמה של היבשה, כתוצאה מכך התרדד הים וגם החל לסגת. תוך כך המשיכו לשקוע חרסיות באזורי הים העמוקים יותר (אזורים המצויים כיום ליד החוף) ובאזורים הרדודים שקעו בו-זמנית אבני חול גיריות (אזורים המצויים כיום במרחק מהחוף). הבדל הגילים שבין החלק הצפון מזרחי והדרום מערבי ברצועת עזה, מקורו בוודאי גם כן באותה הרמה, אלא שכאן כנראה הורס האזור הדרום מערבי מעל לפני הים, כך חלק מהחרסיות הפליסטוקניות הוסרו בארוזיה.

יחידת אבן החול הגירית המיקרוקונגלומרטית מונחת באזור זה על גבי החרסיות מתצורת סקיה. ההרכב הליטולוגי של יחידה זו הוא בעיקר אבן חול גירית מיקרוקונגלומרטית אפרפרה לבנבנה, הבנויה מגרגרי אבן גיר וקוורץ כשביניהם חלוקים קטנים של אבן גיר וצור. בחלק הצפון מזרחי של רצועת עזה מצויה בין אבני החול שכבת ביניים של חרסית אפורה בעובי של כ- 5 מטר. גיל יחידה זו הוא טירניין עם תנאים מריניים מאוד רדודים ואף תנאים חופיים.

יחידת החרסית ואבן החול הגירית המיקרוקונגלומרטית מונחת על גבי יחידת אבן החול המיקרוקונגלומרטית.

ההרכב הליטולוגי של יחידה זו באזור החוף הצפון מזרחי של רצועת עזה מסובך במקצת. היחידה מורכבת כאן משלוש שכבות של חוואר וחרסית כשביניהם שני שכבות של אבן חול גירית

מיקרוקונגלומרטית הבנויה מגרגרי קוורץ וחלוקים קטנים של אבן גיר. העובי הכולל של אבני החול כאן הוא 15-20 מטר, והעובי הכולל של שכבות החרסית והחוואר הוא כ-15 מטר. באזור החוף של החלק המרכזי והדרום מערבי של רצועת עזה מורכבת יחידה זו משכבה אחת בלבד, שהרכבה הליטולוגי הוא חרסית חווארית אפורה המשתנה בצבעה לחום, עם מעט אינטרקלציות חוליות, עובי השכבה הוא כ-15-20 מטר. גיל יחידה זו הוא פוסט טירניין, פרט לחלק הדרום מערבי שם מתחיל גילה בסוף הטירניין. יחידה זו מציינת אינגרסיה נוספת שהייתה מלווה באוסצילציות בעיקר באזור הצפון מזרחי; בדרום מערב החלה האינגרסיה כנראה קצת מוקדם יותר מאשר בצפון מזרח.

5.1.4. יחידת חול גירית.

יחידת אבן החול הגירית מונחת על גבי חרסית ואבן חול גירית מיקרוקונגלומרטית. ההרכב הליטולוגי של יחידה זו הוא אבן חול גירית אפרפרה ומלוכדת, הבנויה מגרגרי קוורץ ומינרלים כהים. גיל יחידה זו הוא פוסט טירניין עם תנאים מריניים רדודים ביותר, כנראה שזהו שלב של הרדדת הים שהשקיע את חרסית ואבן חול גירית מיקרוקונגלומרטית. יחידה זו נמשכת כמעט לכל אורך חוף רצועת עזה. היחידה כוללת עדשת טין חרסיתי המשתרעת הרחק פנימה לפני הים. בצפון מזרח, יחידה זו די עבה ומגיעה לעוביים של 35-40 מטר. באזור הדרום מערבי, יחידה זו דקה יותר והעובי המקסימאלי הוא כ-15 מטר.

5.1.5. חרסית טינית.

יחידת החרסית הטינית מונחת על גבי אבן החול הגירית ברוב חלקי חבל עזה. גיל יחידה זו הוא פוסט טירניין. תנאי השקעה היו כנראה יבשתיים או אולי ימיים רדודים ובקרבת החוף. ייתכן שחלקה ממקור יבשתי אאולי לפחות בחלק הדרום מערבי והיא אקוויולנטית ללס, ואכן באזורים הדרום מערביים מתאחדת יחידה זו עם הלס הצעיר יותר. לאורך חוף חבל עזה משתנה עובי היחידה מכ-5 מטר בקצוות הצפון מזרחיים והדרום מערביים, ועד לכ-20 מטר בחלק המרכזי של חבל עזה. כלפי פנים היבשה מתמשכת יחידה זו עד למרחק של כ-8-10 קילומטר מהחוף.

5.1.6. חול דיונות.

גיל יחידת חול דיונות הוא כנראה רצנטי. היווצרות הדיונות קשורה לזרמי הים שהביאו את החול לחוף ולרוחות שהובילו את החול לפני הים. הדיונות משתרעות לכל אורך חוף חבל עזה והתפשטותן הפנים יבשתית היא מכמה מאות מטרים ועד למקסימום של כ-6 ק"מ בקצה הצפון מזרחי של חבל עזה. באזור הדרום מערבי - מדיר אל בלח עד רפיח, גדל עובי הדיונות ותשתיתן נמצאת מתחת לפני הים.

5.1.7. יחידת הלס.

יחידה הלס היא העליונה ביותר בחתך חבל עזה. יחידה זו מורכבת מקרקעות חרסיתיות השולטות בעיקר בצפון מזרח חבל עזה, מקרקעות לס במרכז ומזרח חבל עזה ומקרקעות חוליות בחלקה המערבי והדרומי של חבל עזה.

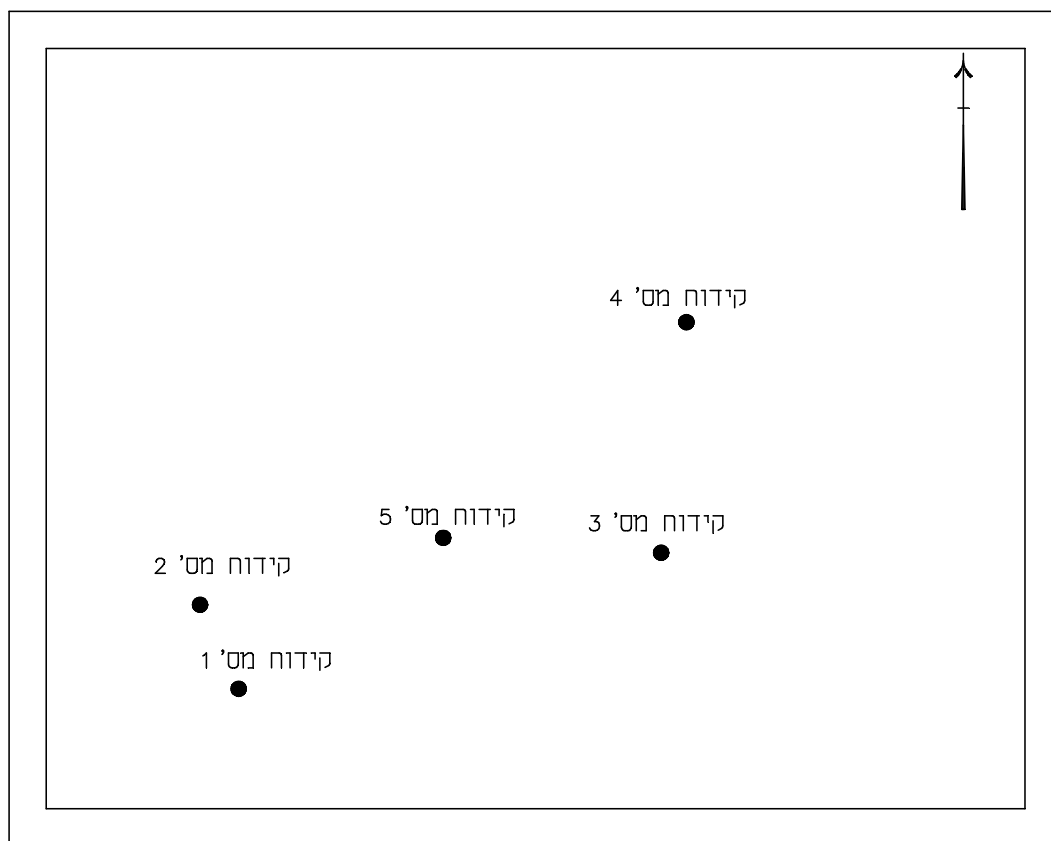
חקירת הקרקע בכרם שלום הגיעה עד לעומק מרבי 20 מטר, ובאתר רפיח עד לעומק מרבי של 11 מטר. יחידות הסלע אשר נדגמו בתחום עומקים זה מוגדרות כחול דיונות, חרסית טינית, ולס.

5.2. אפיון גיאומכני של חתך הקרקע.

במסגרת המחקר בוצעה חקירת קרקע באזור כרם שלום בשנים 2002-2003 והיא כללה 6 קידוחים. אפיון הקרקע באזור רפיח מבוסס על חקירת קרקע קיימת, אשר כללה 4 קידוחים ובוצעה באזור זה בשנת 1996 ע"י מוסד הטכניון למחקר ופיתוח בע"מ - המבדקה לקרקע ודרכים (ש. הרשלר, 1998).

5.2.1. מיקום קידוחים באתר ניסוי כרם שלום.

קידוחים מס' 1,2,3,4,5 באתר כרם שלום מופו ברשת קואורדינאטות ארצית באמצעות מקלט GPS. קידוח מס' 6 לא מופה מכיוון שנקדח מאוחר יותר. על סמך תצ"א של המקום ומיקום הקידוחים שורטטה מפת הקידוחים במערכת קואורדינאטות ארצית. בתרשים 5.3 מוצג המיקום היחסי של הקידוחים במרחב.



תרשים 5.3 מיקום יחסי של קידוחי כרם שלום במרחב.

5.2.2. מיון גיאומכני של קרקעות.

במעבדה למיון וסווג קרקעות באוניברסיטת בן-גוריון בוצעו הבדיקות הבאות על החומר שהגיע מקידוחי כרם שלום. הבדיקות כללו: ניפוי, יצירת התפלגות גודל גרגר, קביעת תכולת רטיבות (ω , %), קביעת גבולות אטרברג (LL, PL, PI), קביעת תכולת מרכיבים דקים (% Fines), מדידת משקל מרחבי טוטאלי (γ_t).

5.2.3. בדיקות In-Situ.

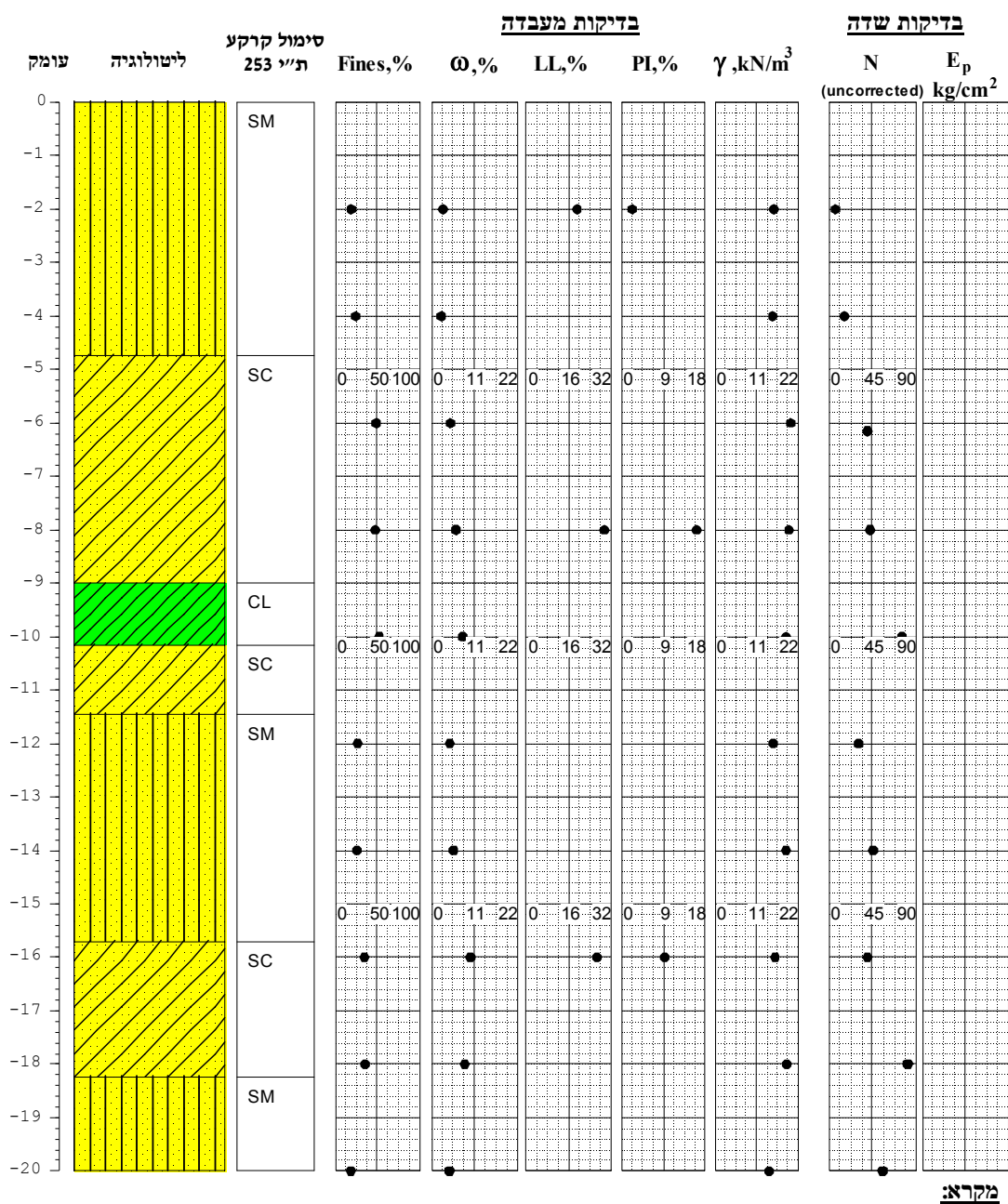
באתר המחקר סמוך לשוב כרם שלום בוצעו שישה קידוחים לעומק 20 מטר בשילוב עם בדיקות שדה: SPT, פרסיומטר, ומדידת מהירות גלים סיסמיים. שני קידוחים כללו בדיקות SPT בלבד, שני קידוחים כללו בדיקות SPT ופרסיומטר לסירוגין, קידוח אחד כלל בדיקות SPT ומדידת מהירות גלים סיסמיים בשיטות Cross-Hole ו-Down-Hole, וקידוח אחד כלל בדיקות פרסיומטר בלבד. מהירות גלים סיסמיים נמדדה פעמים: במצב הטבעי של הקרקע ולאחר הרוויה. באתר המחקר סמוך לעיר רפיח בוצעו ארבעה קידוחים לעומק 11 מטר בשילוב עם בדיקות SPT.

5.3. תוצאות.

5.3.1. כרם שלום.

5.3.1.1. תוצאות בדיקות מעבדה, SPT ופרסיומטר.

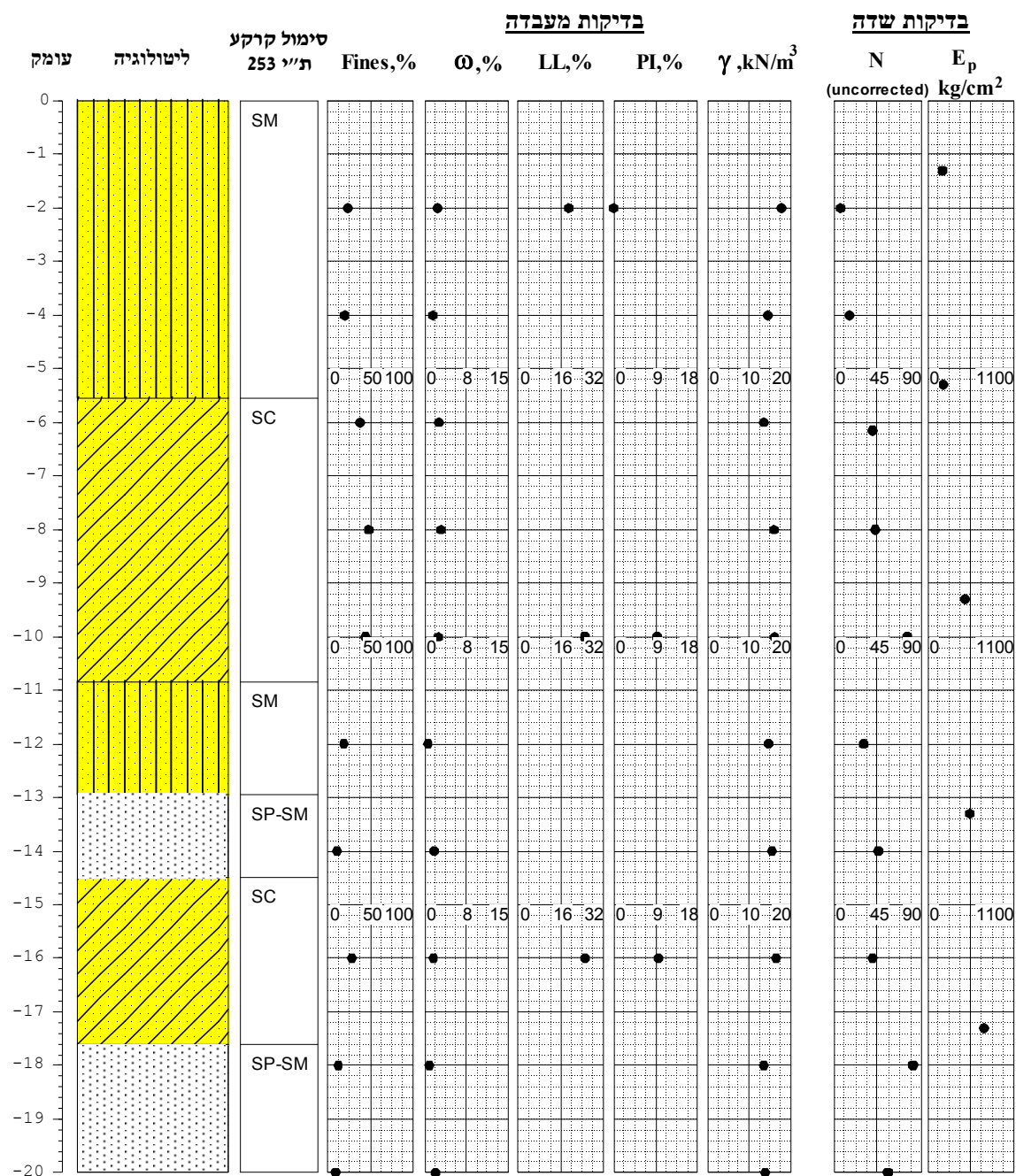
להלן סיכום תוצאות בדיקות מעבדה, SPT ופרסיומטר באתר כרם שלום:

קידוח מס' 1 - כרם שלום

מקרא:

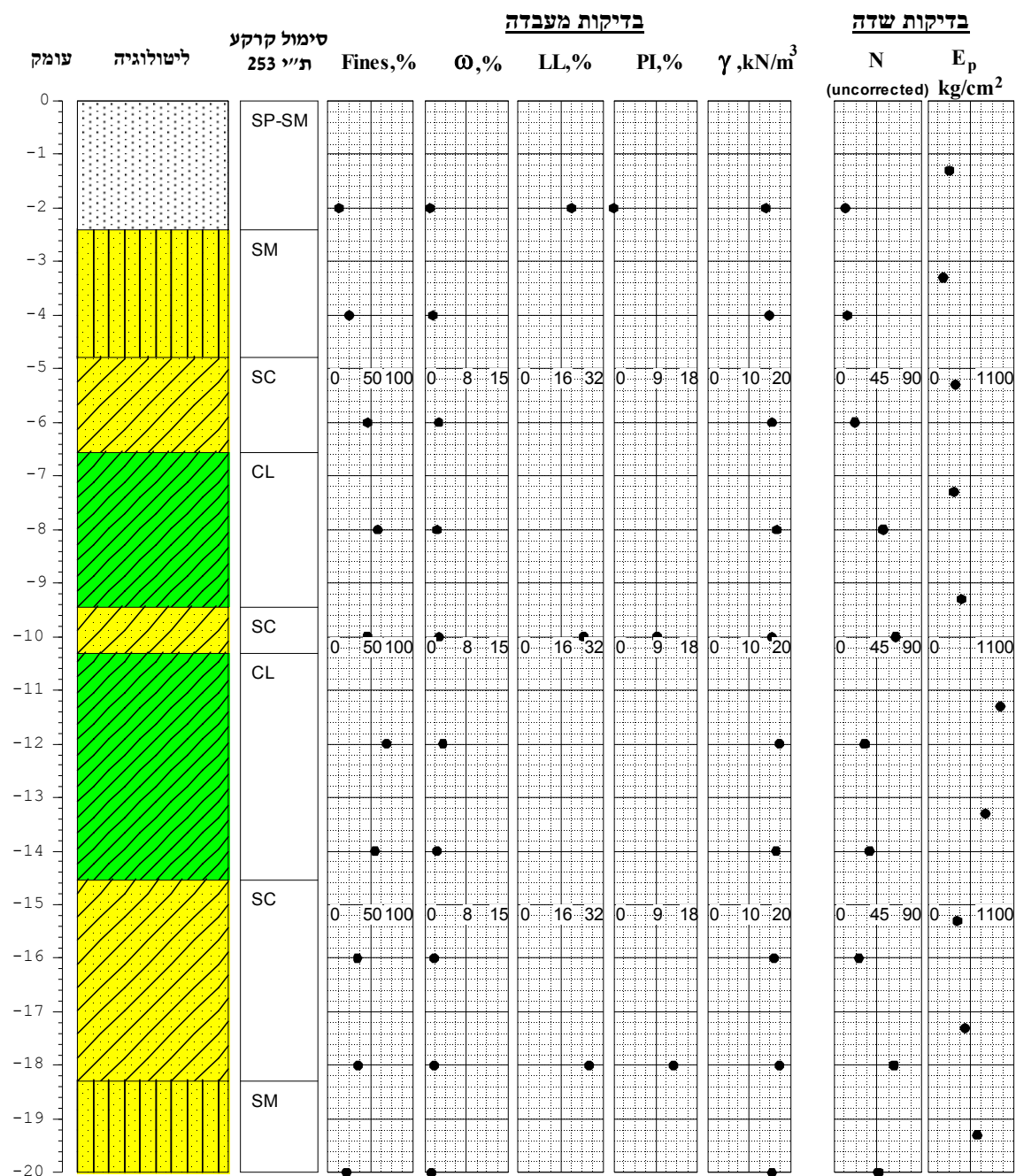
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 PI, % - מדד הפלסטיות
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנזילות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.4. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 1, אתר כרם שלום.

קידוח מס' 2 - כרם שלום**מקרא:**

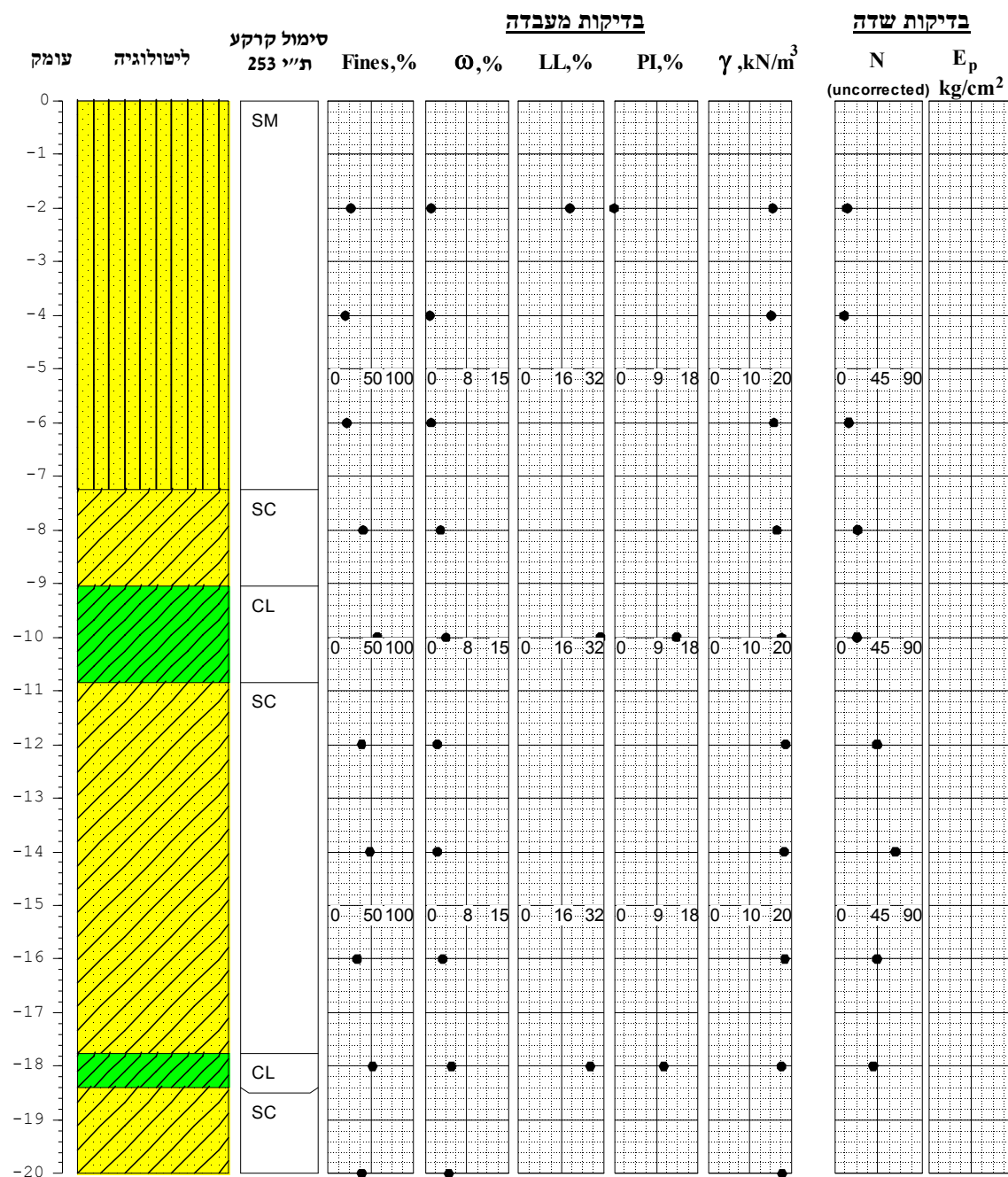
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 PI, % - מדד הפלסטיות
 $\omega, \%$ - תכולת הרטיבות
 $\gamma, \text{kN/m}^3$ - משקל מרחבי
 LL, % - גבול הנוזלות
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 $E_p, \text{kg/cm}^2$ - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.5. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 2, אתר כרם שלום.

קידוח מס' 3 - כרם שלום**מקרא:**

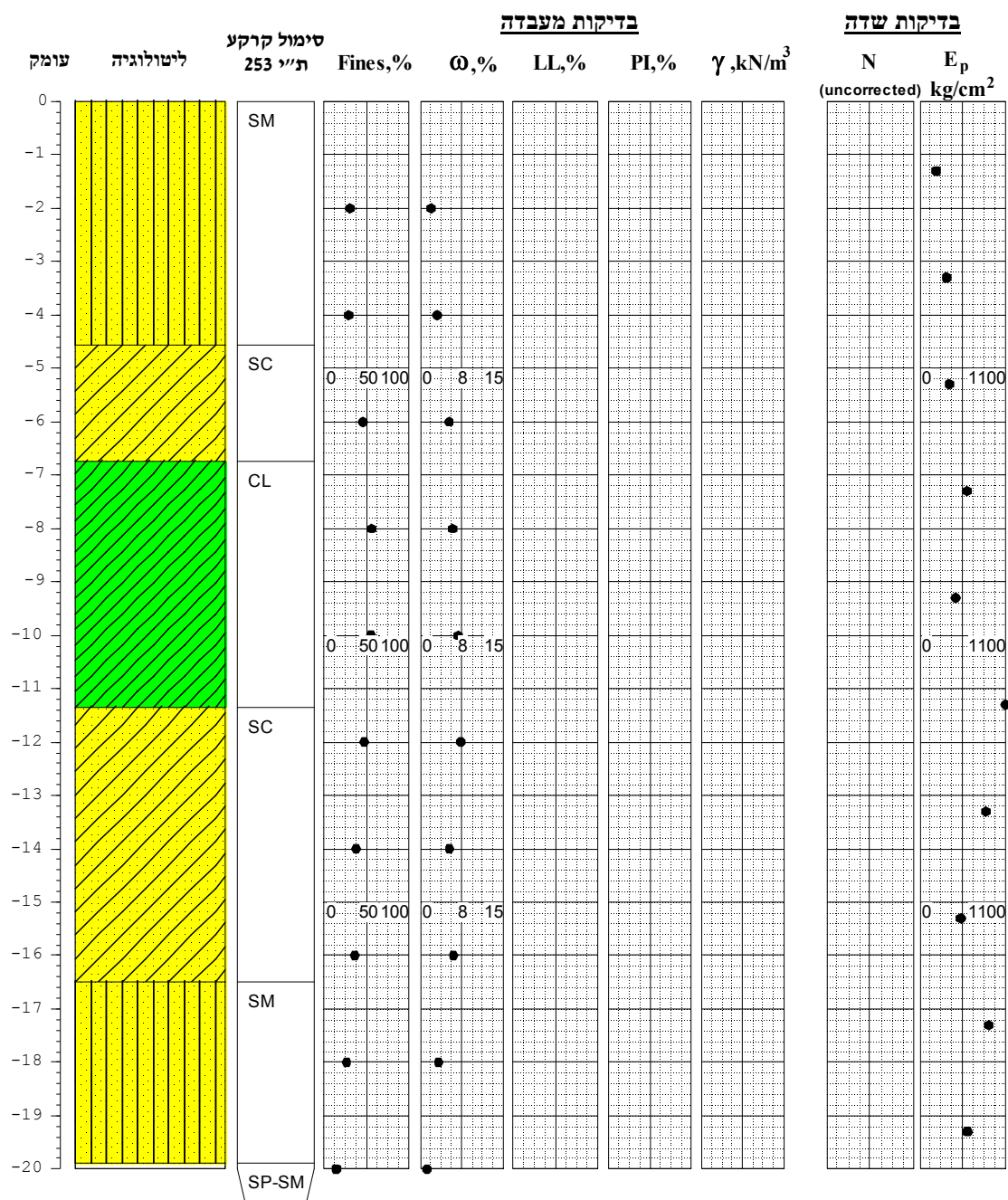
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 PI, % - מדד הפלסטיות
 $\omega, \%$ - תכולת הרטיבות
 $\gamma, \text{kN/m}^3$ - משקל מרחבי
 LL, % - גבול הנזילות
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 $E_p, \text{kg/cm}^2$ - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.6. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 3, אתר כרם שלום.

קידוח מס' 4 - כרם שלום**מקרא:**

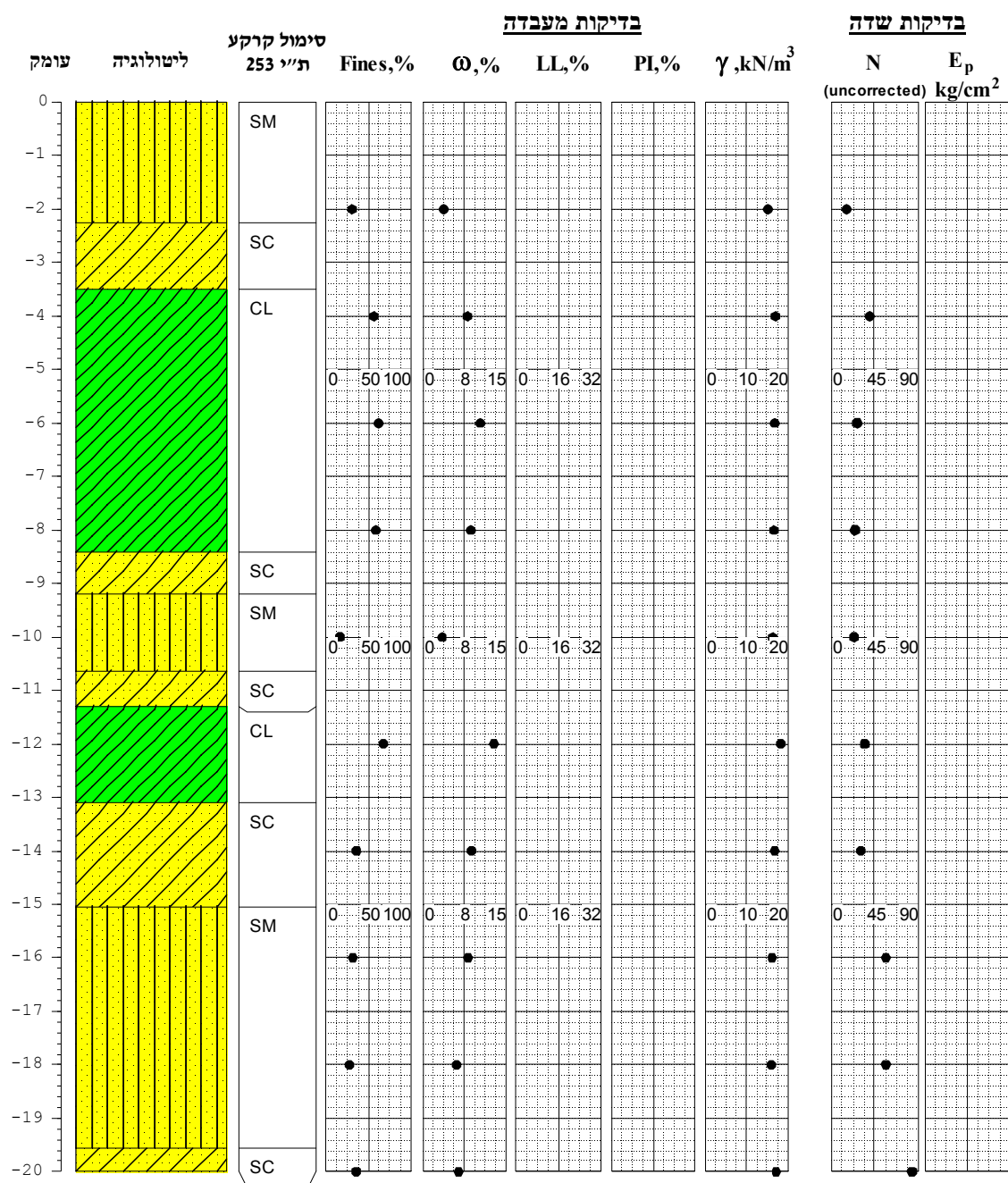
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנוזלות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.7. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 4, אתר כרם שלום.

קידוח מס' 5 - כרם שלוםמקרא:

Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 PI, % - מדד הפלסטיות
 $\omega, \%$ - תכולת הרטיבות
 $\gamma, \text{kN/m}^3$ - משקל מרחבי
 LL, % - גבול הנזילות
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 $E_p, \text{kg/cm}^2$ - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.8. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 5, אתר כרם שלום.

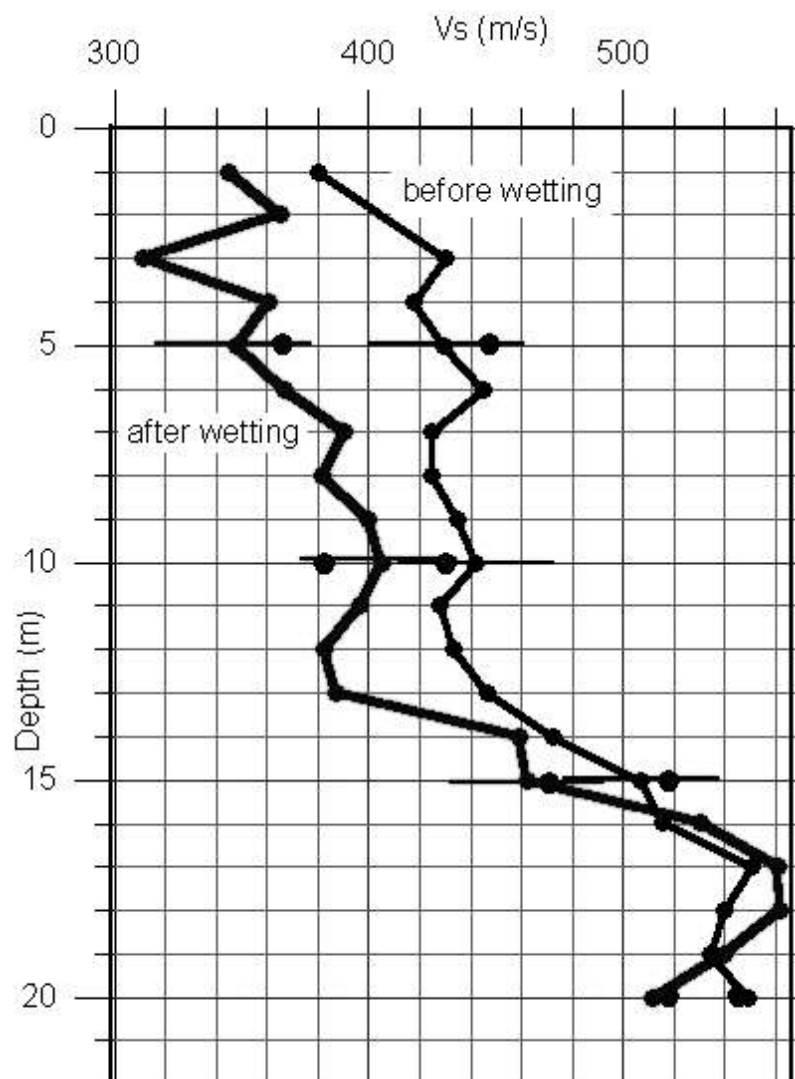
קידוח מס' 6 - כרם שלוםמקרא:

Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנזילות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

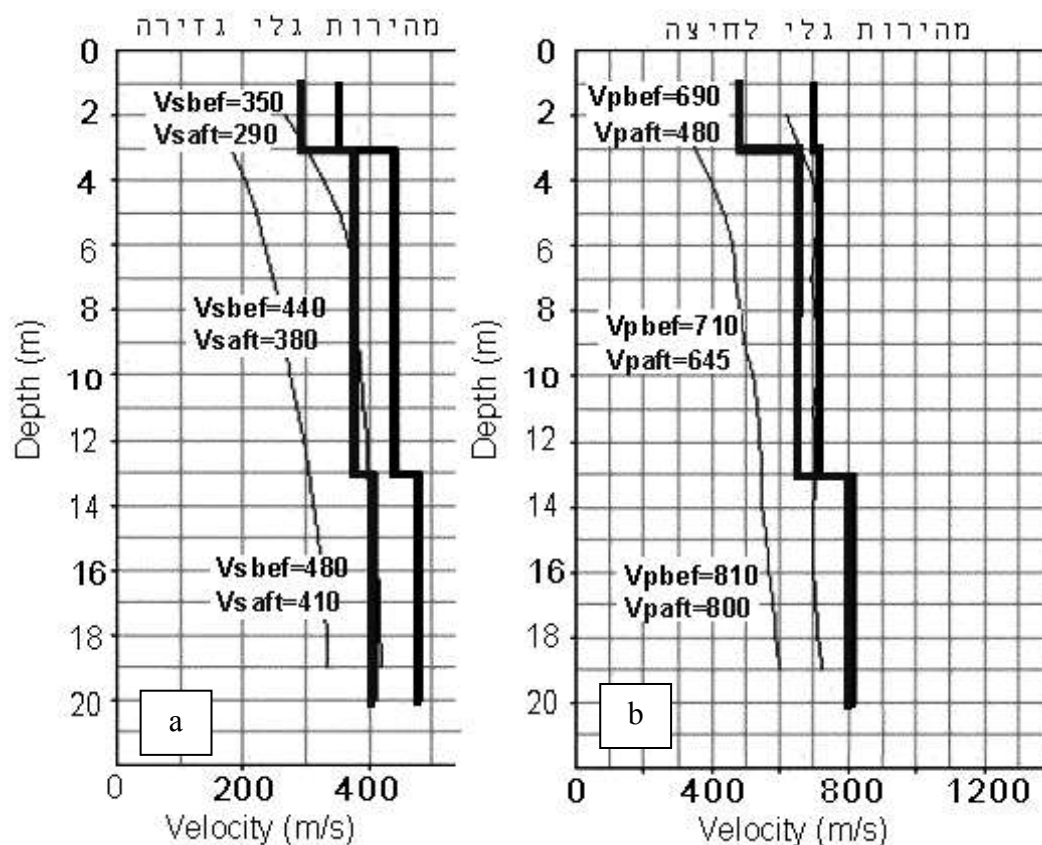
תרשים 5.9. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 6, אתר כרם שלום.

5.3.1.2. תוצאות מדידת מהירות גלים סיסמיים.

להלן סיכום תוצאות מדידה של מהירות גלים סיסמיים בקידוח מס' 6 באתר כרם שלום (מתוך דוח של יזרסקי, 2004). בתרשים 5.10 מוצגות תוצאות המדידה שהתקבלו בשיטת Cross-Hole ובתרשים 5.11 מוצגות תוצאות המדידה שהתקבלו בשיטת Down-Hole.



תרשים 5.10 מדידת מהירות גלים סייסמיים לפני ואחרי ההרטבה בקידוח מס' 6 כרם שלום שיטת המדודה Cross-Hole. (יזרסקי, 2004).



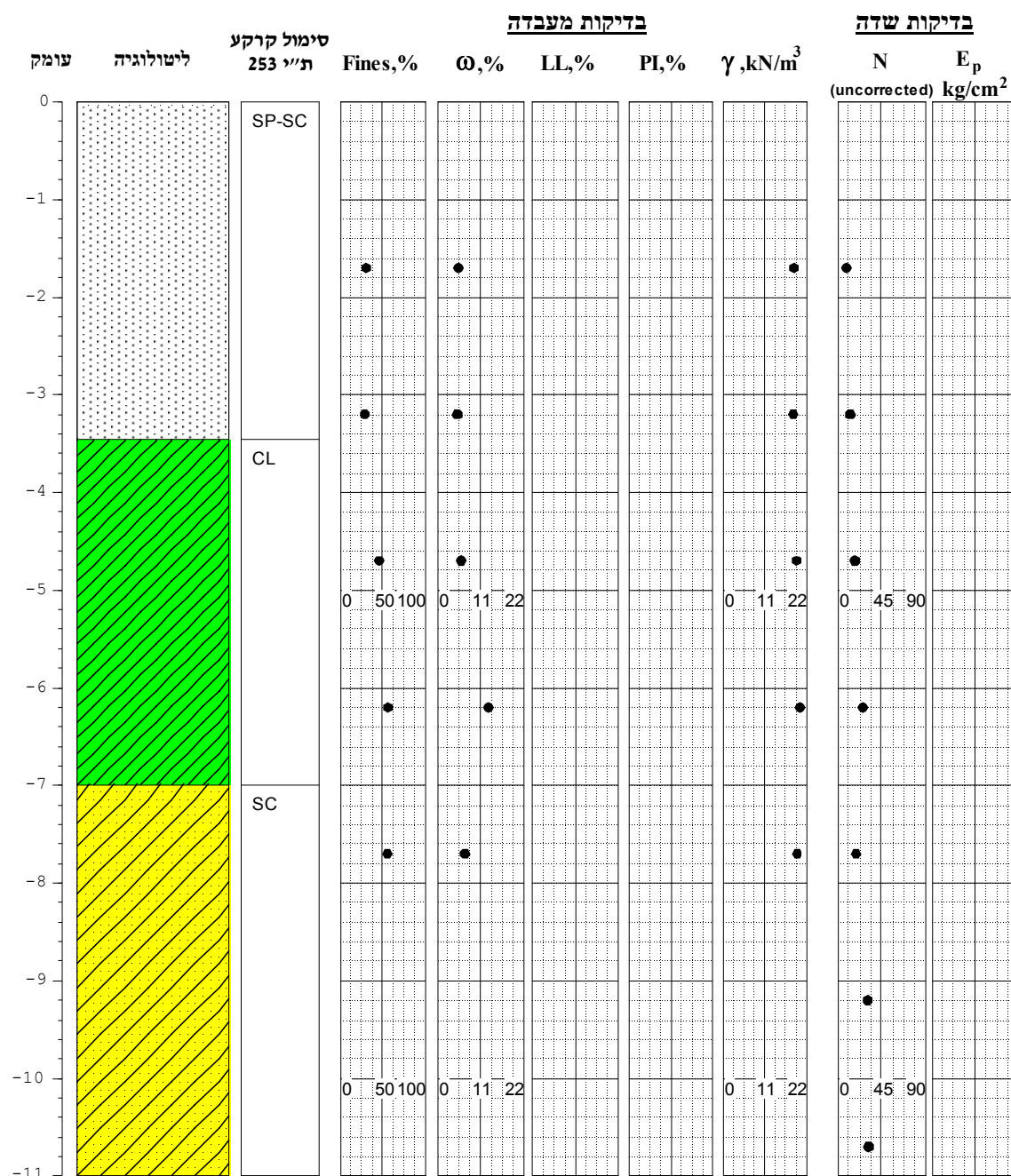
תרשים 5.11 מדידת מהירות גלים סייסמים לפני ואחרי ההרטבה בקידוח מס' 6 (כרם שלום a) מהירות גלי גזירה המדודה

בשיטת Down-Hole, (b) מהירות גלי לחיצה המדודה בשיטת Down-Hole

(יזרסקי, 2004).

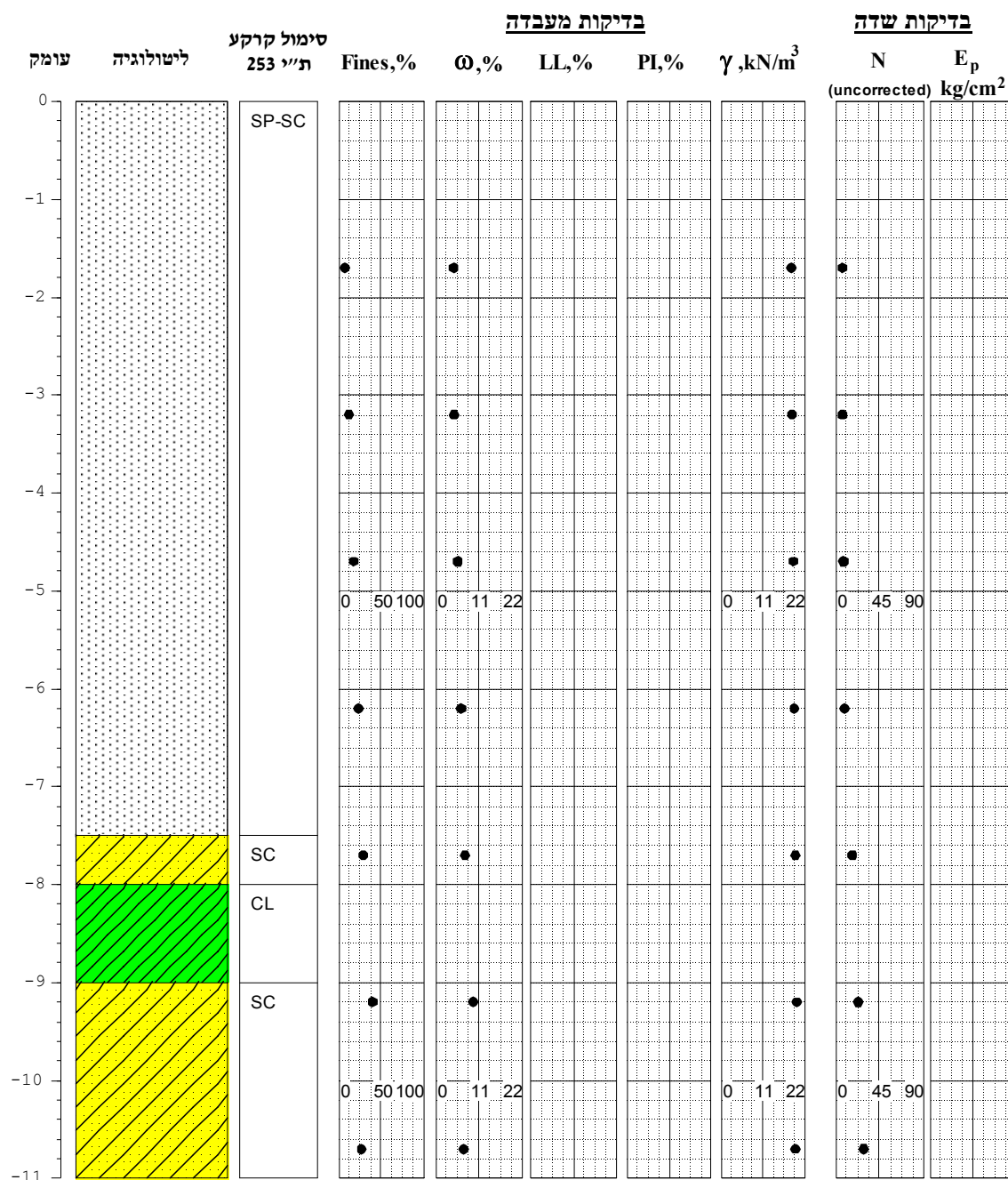
5.3.2. רפיח.

להלן סיכום תוצאות בדיקות מעבדה ו-SPT באתר רפיח.

קידוח מס' 1 - רפיח**מקרא:**

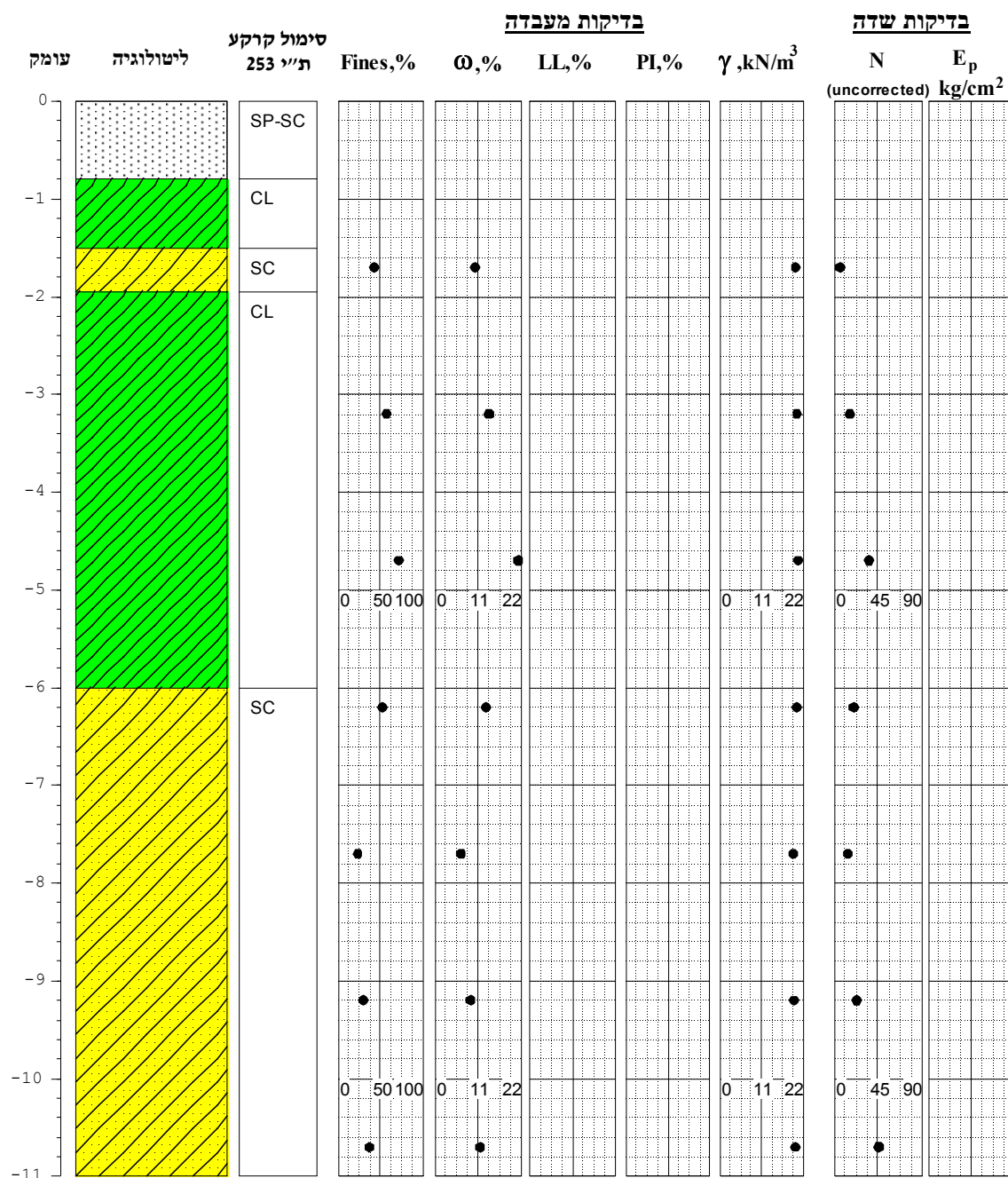
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנזילות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.12 מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 1, רפיח (לפי הרשלה, 1998).

קידוח מס' 2 - רפיהמקרא:

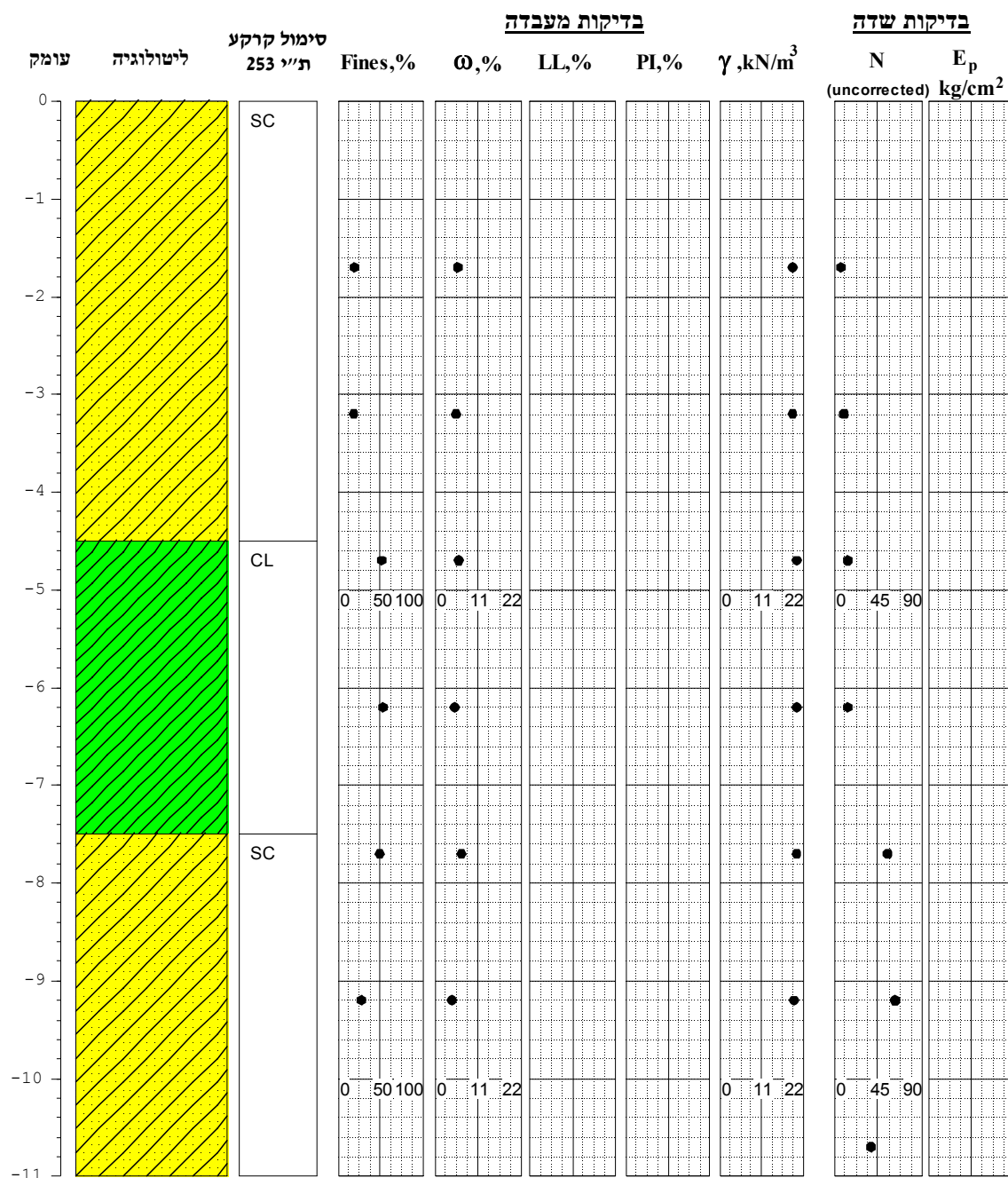
Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנוזלות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.13 מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 2, רפיה (לפי הרשלה, 1998).

קידוח מס' 3 - רפיהמקרא:

Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנוזלות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.14. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 3, רפיה (לפי הרשלה, 1998).

קידוח מס' 4 - רפיה**מקרא:**

Fines, % - אחוז הדקים בקרקע
 ω , % - תכולת הרטיבות
 LL, % - גבול הנוזלות
 PI, % - מדד הפלסטיות
 γ , kN/m³ - משקל מרחבי
 N - מספר הקשות בבדיקת החדרה תקנית
 E_p , kg/cm² - מודול אלסטיות לפי ניסוי פרסיומטר

תרשים 5.15. מיון גיאומכני של קרקעות ותוצאות בדיקות In-Situ - קידוח מס' 4, רפיה (לפי הרשלה, 1998).

5.4. דיון**5.4.1. כרם שלום.**

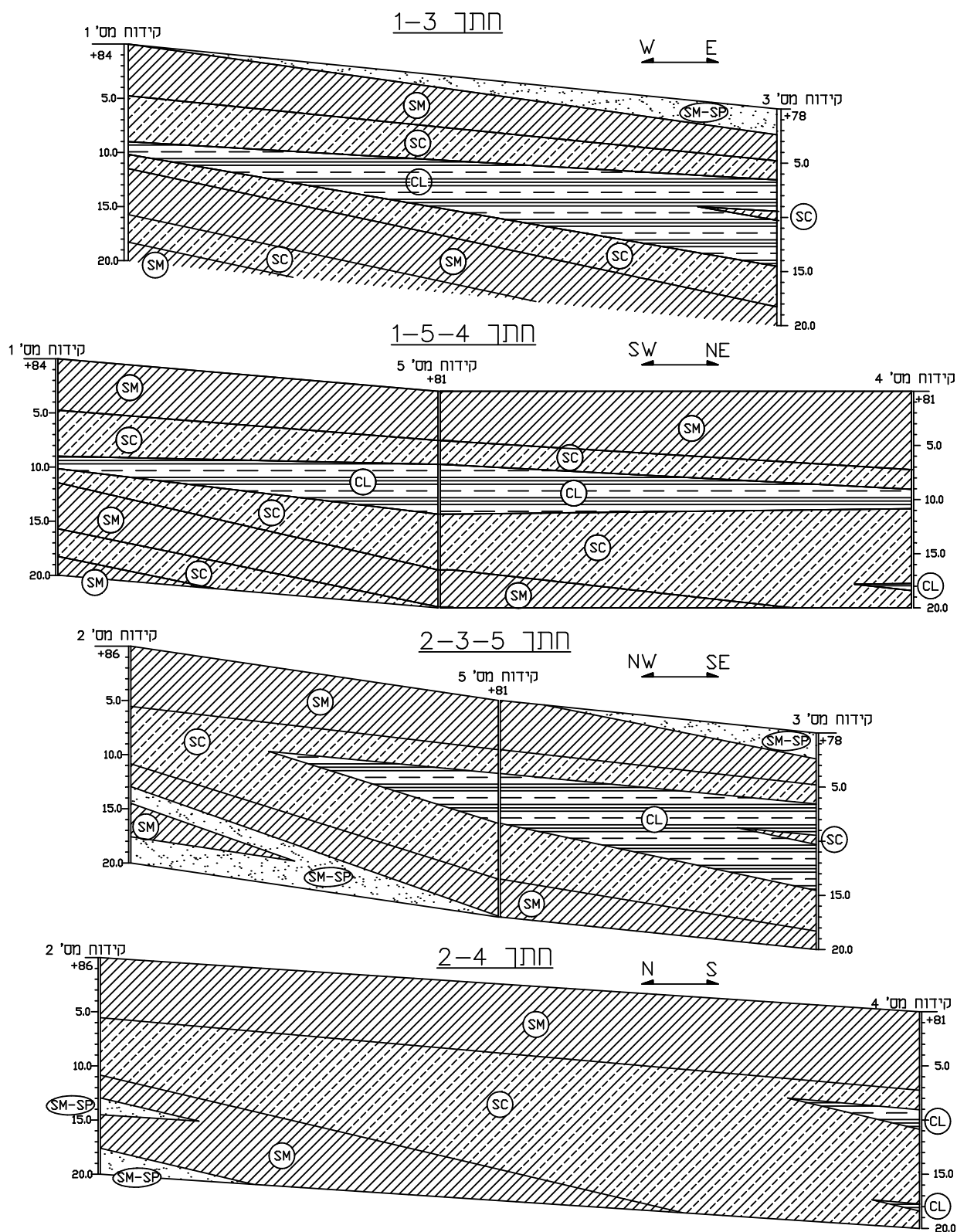
ניתן לראות מהחתכים הלוגיים (תרשים 5.4-5.9) שסוגי הקרקע העיקריים באתר כרם שלום, לפי שיטת המיון האחידה, הם:

SC	- חול חרסיתי.
SM	- חול טיני.
SP - SM	- חול טיני מדורג חסר.
CL	- חרסית בעלת פלסטיות נמוכה.

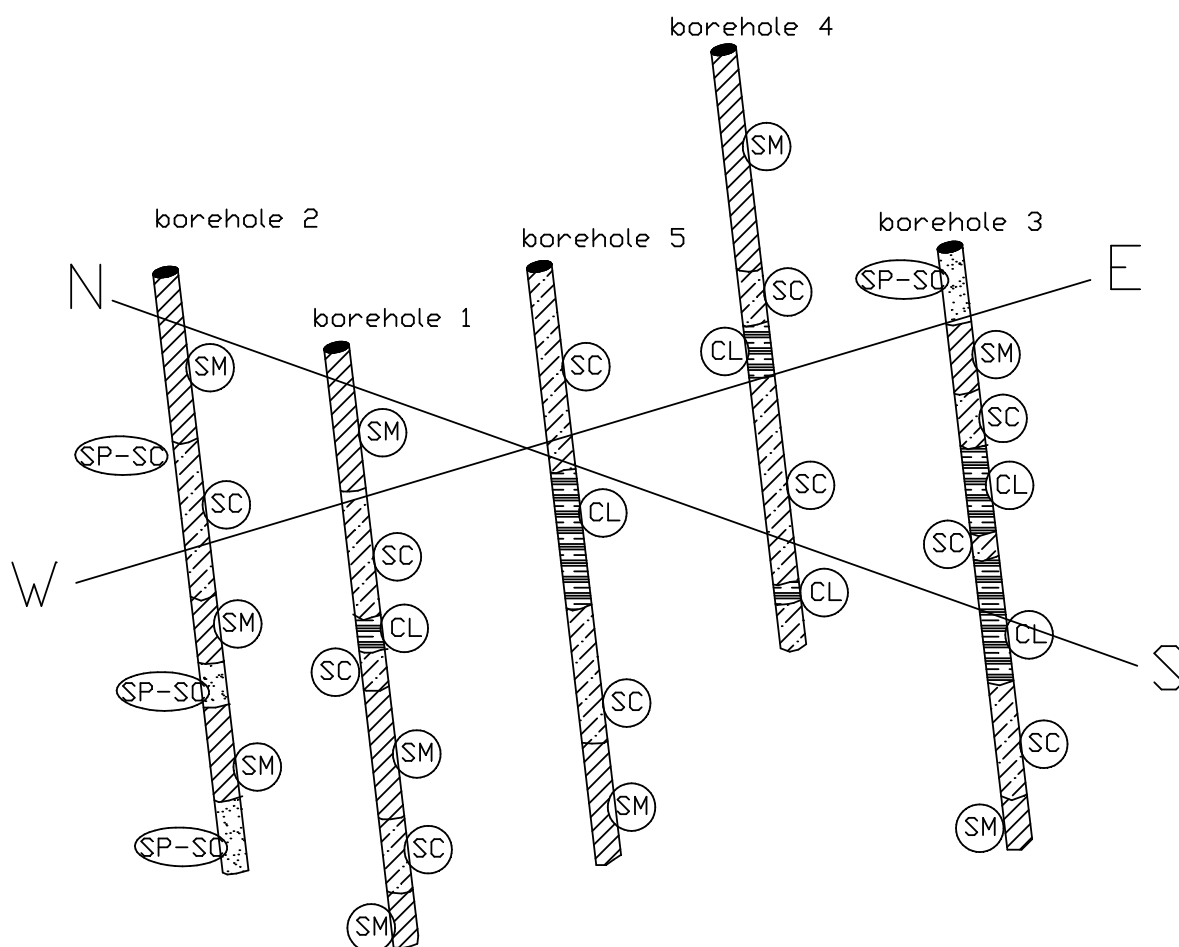
בתרשים 5.16 מוצגת פריסה דו מימדית משוערת של סוגי הקרקע בין הקידוחים בכרם שלום. פריסה מרחבית של סוגי הקרקע מוצגת בתרשים 5.17, היא משלימה את הפריסה הדו מימדית ונותנת תמונה כוללת של פריסת סוגי הקרקע במרחב האתר. ניתן לראות ששכבת החרסית CL מתחילה כעדשה בחלק הדרום מזרחי של האתר, ממשיכה צפון ודרום מזרחה, מתעבה ומתפצלת לשניים. שכבות חוליות SC, SM, SP-SM ממוקמות מעל ומתחת לשכבת חרסית.

אחוז הדקים בקרקעות נע בין 14% ל- 68%. תכולת הרטיבות נעה בין 1% ל- 13%. בחתכים הלוגיים ניתן לראות שככל שאחוז הדקים בקרקע עולה כך עולה גם תכולת הרטיבות, מכיוון שלגרגרים קטנים יותר ישנה נטייה להחזיק סביבם יותר מים.

המשקל המרחבי של הקרקעות נע בין 14kN/m^3 ל- 21kN/m^3 . לפי Bowles, 1996 תחום זה של משקל מרחבי מתאים לקרקעות חרסיתיות וחוליות. לא ניתן לראות תלות של שינוי משקל מרחבי עם העומק. בקרקעות חרסיתיות המשקל המרחבי לא נתון לשינוי רב ונע בתחום $18\text{--}20\text{kN/m}^3$, לעומת זאת בקרקעות חוליות המשקל המרחבי מאוד משתנה ונע בתחום 14kN/m^3 - 21kN/m^3 .



תרשים 5.16 פריסה דו מימדית משוערת של סוגי הקרקע בין הקידוחים באתר מחקר כרם שלום.



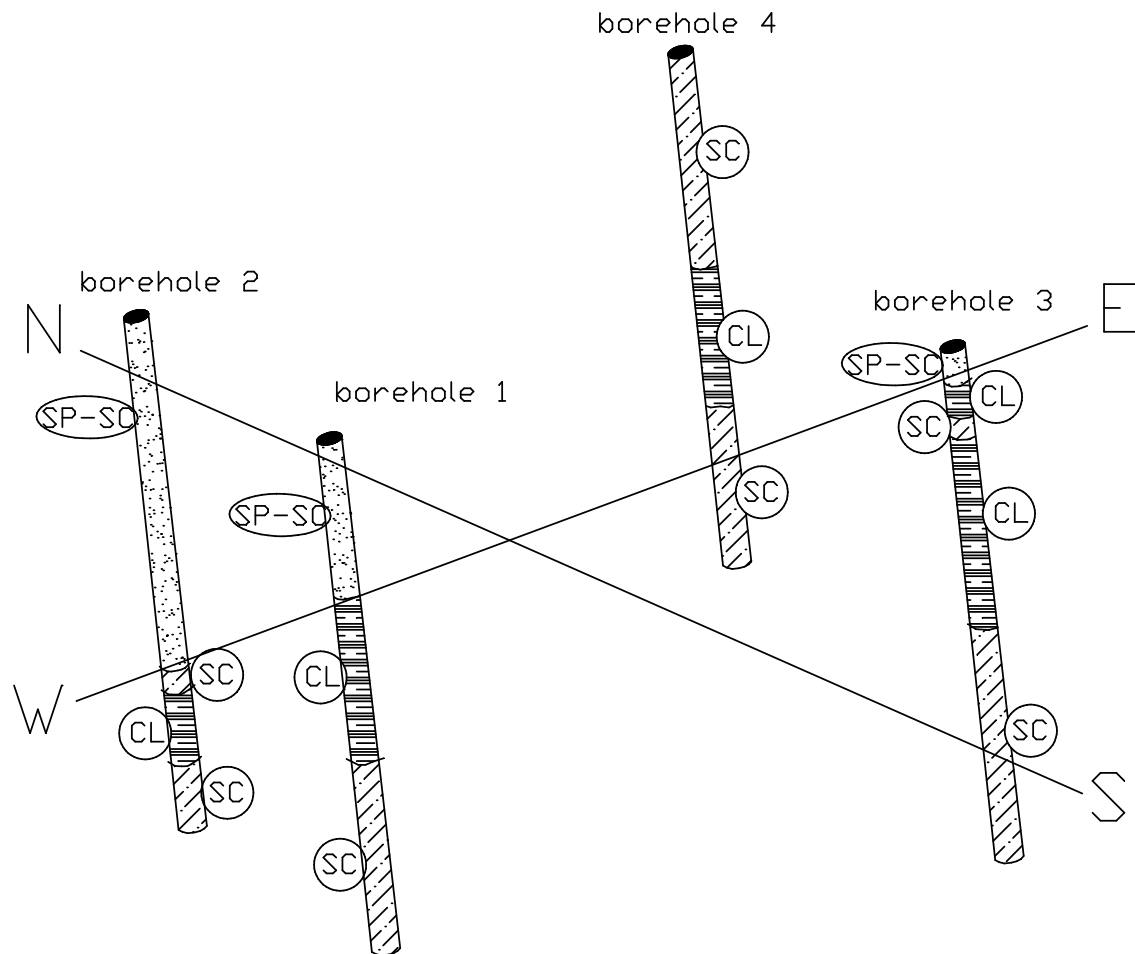
תרשים 5.17. פריסה מרחבית של סוגי הקרקע באתר מחקר כרם שלום.

5.4.2. רפיח.

ניתן לראות מהחתכים הלוגיים (תרשים 5.12-5.15) שסוגי הקרקע העיקריים באתר מחקר רפיח, לפי שיטת המיון האחדה, הם:

- SC - חול חרסיתי.
- SP-SC - חול חרסיתי מדורג חסר.
- CL - חרסית בעלת פלסטיות נמוכה.

קשה להעריך את הפריסה המרחבית של שכבות הקרקע באתר זה מכיוון שלא בוצעה מדידת קואורדינאטות בזמן הקידוחים. על מנת לנסות ולהעריך בכל זאת את הפריסה המרחבית באתר רפיח הונח כי הקואורדינאטות של קידוחים 1,2,3,4 באתר רפיח זהות לאלו שבאתר כרם שלום. את הפריסה המרחבית המשוערת ניתן לראות בתרשים 5.18.



תרשים 5.18. פריסה מרחבית משוערת של שכבות קרקע באתר מחקר רפיח.

שכבת החרסית CL מהווה עדשה שהולכת ומתעבה דרומה ומזרחה. השכבות חוליות SC, SP-SC ממוקמות מעל ומתחת לשכבת החרסית.

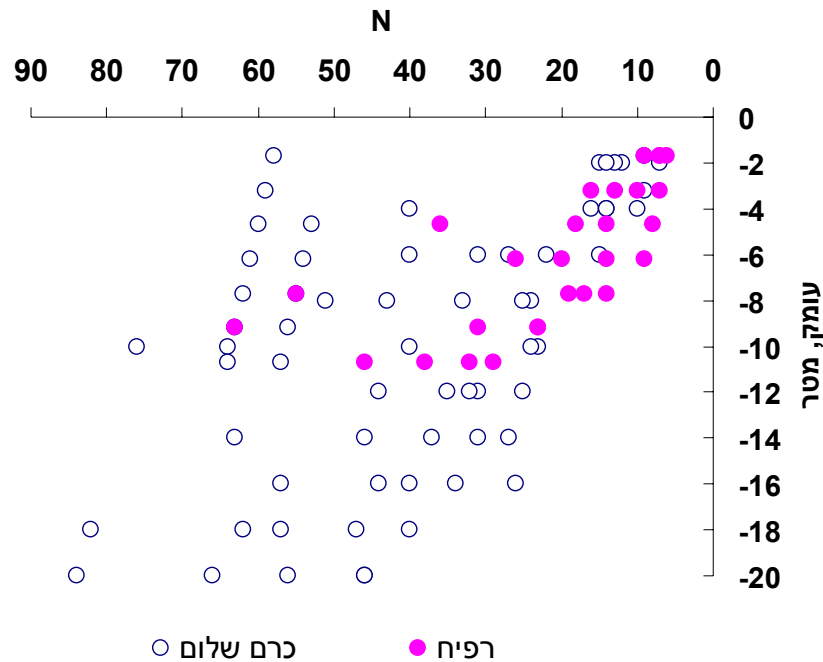
אחוז הדקים בקרקעות באתר רפיח נע בין 7% ל- 72%. תכולת הרטיבות נעה בין 4% ל- 21%. גם כאן, כמו באתר כרם שלום, ניתן לראות שככל שאחוז הדקים בקרקע עולה כך עולה גם תכולת הרטיבות.

המשקל המרחבי של הקרקעות באתר רפיח נע בין 18kN/m^3 ל- 21kN/m^3 . לפי Bowles, 1996 תחום זה של משקל מרחבי מתאים לקרקעות חרסיות וחוליות. גם כאן לא ניתן לראות תלות של שינוי משקל מרחבי עם העומק. בקרקעות חרסיות משקל מרחבי לא נתון לשינוי רב ונע בתחום 20kN/m^3 ו- 21kN/m^3 וכך גם בקרקעות חוליות בהם משקל מרחבי נע בתחום 18kN/m^3 - 20kN/m^3 .

5.4.3. בדיקות In-Situ.

5.4.3.1. בדיקת החדרה תקנית.

תרשים 5.19 מרכז ערכי SPT בתלות בעומק מקידוחי כרם שלום ומרפיח.



תרשים 5.19 ריכוז ערכי SPT לא מנורמלים בתלות בעומק באתרים כרם שלום ורפיח .

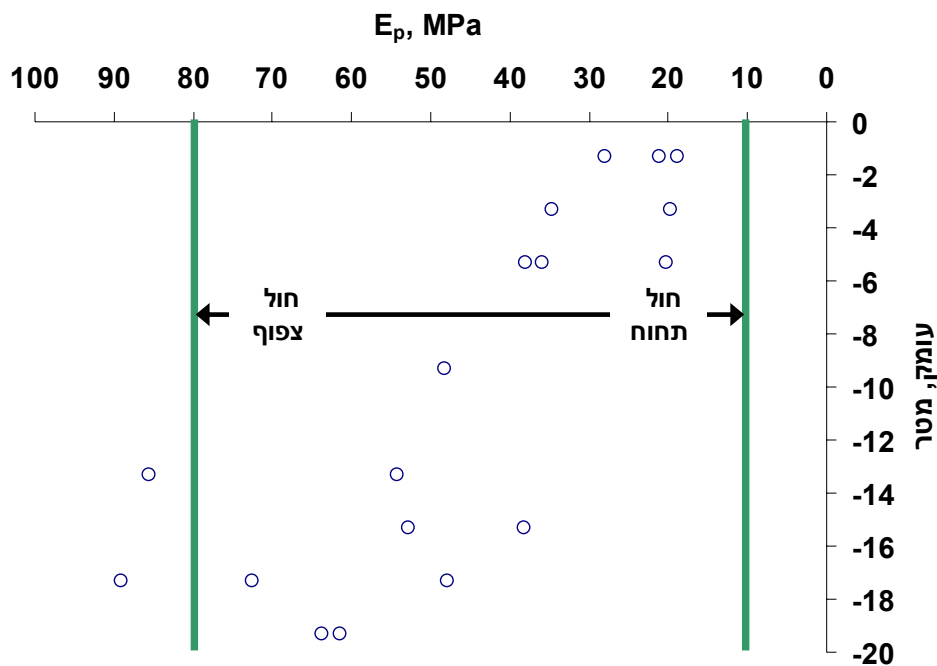
טווח ערכי SPT שהתקבל בכרם שלום נע בתחום מ-7 עד 84 הקשות, טווח הערכים שהתקבל ברפיח נע בתחום מ-6 עד 63 הקשות. ההבדל בערכי SPT מכסימליים בין שני האתרים נובע ככל הנראה מעומק מרבי שונה של חקירות הקרקע: בכרם שלום העומק המרבי היה 20 מטר ואילו ברפיח הוא היה 11 מטר. בתרשים 5.21 ניתן לראות מגמתיות חלשה של עליית ערכי SPT עם העומק, אך למרות זאת טווח הסטייה של ערכי SPT מקידוחים שונים בעומק זהה הוא די גבוה. כמו כן ניתן לראות בתרשים 5.21 שערכי SPT משני אתרי מחקר נמצאים פחות או יותר באותו תחום, דבר שיכול להצביע על דמיון מסוים בין האתרים.

5.4.3.2 בדיקת פרסיומטר.

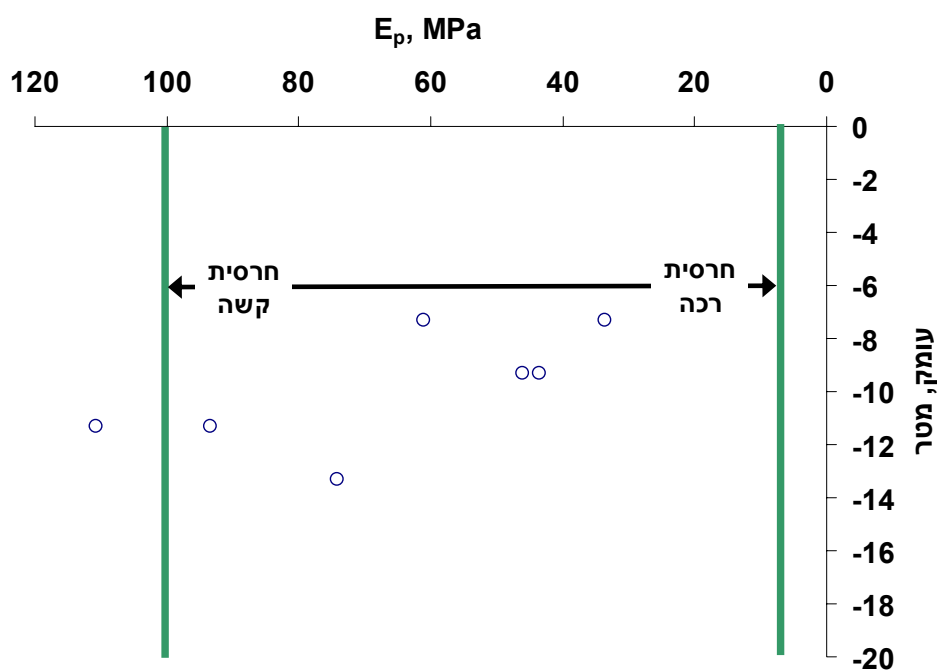
תרשים 5.20 מרכז תוצאות ניסוי פרסיומטר (מודול אלסטיות E_p) עבור קרקעות חוליות מעומקים שונים בקידוחים 2,3,5 (כרם שלום). טווח הערכים של מודול אלסטיות בקרקע חולית נמצא בתחום בין 19MPa ל-90MPa. כפי שניתן לראות בתרשים 5.20 ערכים אלו מתאימים לגבולות מודול אלסטיות מקובלים (Bowles,1996) עבור קרקעות חוליות.

תרשים 5.21 מרכז תוצאות ניסוי פרסיומטר (מודול אלסטיות E_p) עבור קרקעות חרסיתיות מעומקים שונים בקידוחים 2,3,5 (כרם שלום). טווח הערכים של מודול אלסטיות בקרקע חרסיתית נמצא בתחום בין 33MPa ל-110MPa. כפי שניתן לראות בתרשים 5.21 ערכים אלו מתאימים לגבולות מודול אלסטיות מקובלים (Bowles,1996) עבור קרקעות חרסיתיות.

בנוסף לכך בשני סוגי הקרקעות ניתן לראות מגמתיות חלשה של עליית ערכי מודול האלסטיות עם העומק.



תרשים 5.20 ערכי מודול אלסטיות שהתקבלו בניסוי פרסיומטר בקרקעות חוליות בתלות בעומק, כולל גבולות של מודול אלסטיות לפי Bowles, 1996.



תרשים 5.21 ערכי מודול אלסטיות שהתקבלו בניסוי פרסיומטר בקרקעות חרסיתיות בתלות בעומק, כולל גבולות של מודול אלסטיות לפי Bowles, 1996.

5.4.3.3. מהירויות סייסמיות.

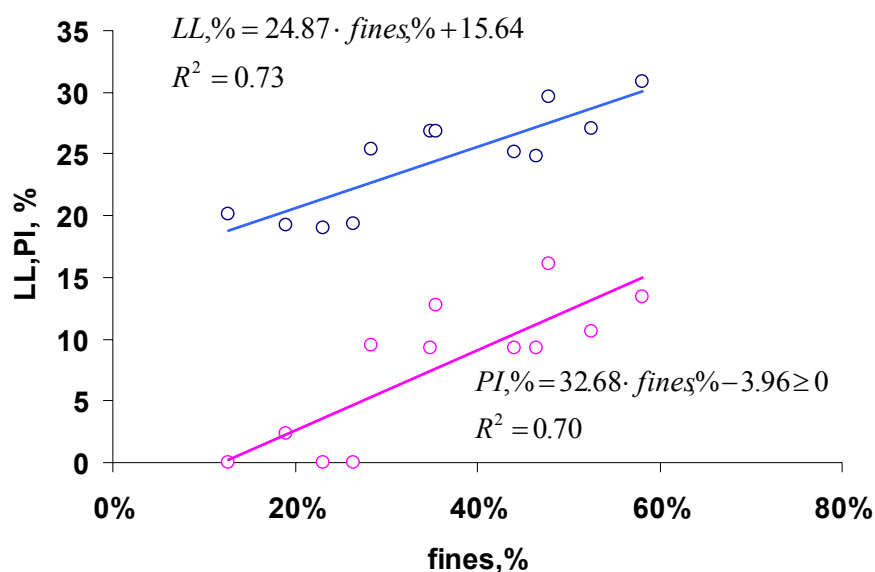
לפי יורסקי, 2004 מתוצאות הסקר נראה באופן ברור כי המהירויות שנמדדו בתווך רווי ירדו באופן משמעותי (עד כ-30%). ירידה של מהירויות גלי הגזירה היא תוצאה צפויה. ידוע שלם שייך לקרקע מסוג Eolian. קרקעות מסוג זה הם פורוזיות מאוד (יותר מ-40%), עם צפיפות נמוכה (סדר גודל של כ-1.0-1.4 גרם/סמ"ק). כתוצאה מהרטבה קרקעות אלה מאבדות את החוזק וחלה הפחתה בערכי הפרמטרים האלסטיים. גלי גזירה אינם רגישים לרווית מים. מאידך, הרוויה במים גורמת להפחתה בקשיחות הקרקע, ולפיכך לירידה במהירויות גלי הגזירה. לעומת גלי הגזירה גלי הלחיצה רגישים מאוד לנוכחות מים. סדימנטים יבשים מתאפיינים במהירות גלי הלחיצה כ-400-1000 מטר/שנייה. מהירות גלי הלחיצה בסדימנטים רוויים במים (אלוביום, דלוביום וכו') עולה בדרך כלל פי 2-3 עד כ-1500-2000 מטר/שנייה ויותר בהשוואה עם סדימנטים יבשים. לעומת זאת, מהירויות גלי הלחיצה כתוצאה מהרטבה ירדו באתר הניסוי. מכאן, וזאת ראוי להדגיש, אבדן החוזק והקשיחות, בגין ההרטבה, משמעותית יותר ופועלת במגמה הפוכה מהצפוי.

פרק 6 - תוצאות.6.1 קורלציות אמפריות בין מאפייני הקרקע.

במחקר זה, עקב כך שלא בכל קידוח בוצעו כל בדיקות המעבדה והשדה, היה צורך לפתח מספר קורלציות אימפריות על מנת להעריך תכונות הקרקע באותם קידוחים בהם לא בוצעו בדיקות אלו.

6.1.1 קורלציה בין אחוז הדקים לגבולות הסומך.

גבולות הסומך הינם בסיס למיון קרקעות ובנוסף לכך, באנליזת תגובת חתך הקרקע לרעידת אדמה ייעשה שימוש במודל להתנהגות הקרקע בהעמסה המחזורית של Darendeli, 2001, אשר תלוי בין השאר, במדד הפלסטיות. הבסיס לקורלציה הינו תוצאות של 12 בדיקות מעבדה מקידוחים 1,2,3,4 (כרם שלום). ניתן לראות את הקשרים שהתקבלו בתרשים 6.1 :



תרשים 6.1 קורלציה בין אחוז הדקים בקרקע לגבולות הסומך.

המשוואות של הקשרים האלו הן :

$$LL, \% = 24.87 \cdot fines, \% + 15.64 \quad [6.1]$$

כאשר,

LL, % - גבול הנזילות, %.

fines, % - אחוז הדקים בקרקע, %.

$$PI, \% = 32.68 \cdot fines, \% - 3.96 \geq 0 \quad [6.2]$$

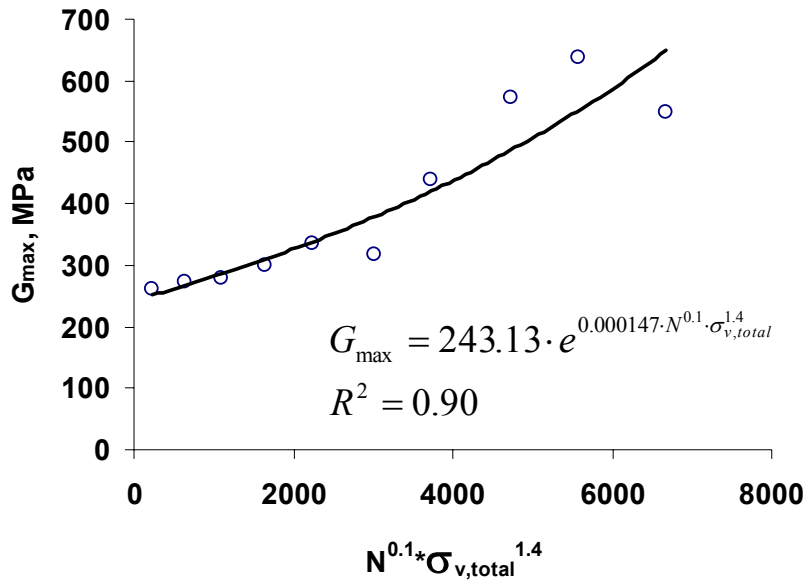
כאשר,

PI, % - מדד פלסטיות, %.

6.1.2 קורלציה בין מספר הקשות SPT למודול גזירה מכסימלי G_{max}.

מודול גזירה מכסימלי הינו פרמטר חשוב לאנליזת תגובת חתך הקרקע לרעידת אדמה ובנוסף לכך

בעזרת מודול גזירה מכסימלי ניתן לחשב באמצעות משוואה 3.18 מהירות גלי גזירה, אשר משמשת גם היא להערכת פוטנציאל ההתנזלות. הבסיס לקורלציה הינו 10 מדידות של SPT ו- V_s , אשר בוצעו בקידוח מס' 6 (כרם שלום). ניתן לראות את הקשר שהתקבל בתרשים 6.2.



תרשים 6.2. קורלציה בין מספר הקשות בבדיקת SPT למודול גזירה מכסימלי.

משוואת הקשר שהתקבלה היא:

$$G_{\max} = 243.13 \cdot e^{0.000147 \cdot N^{0.1} \cdot \sigma_{v,\text{total}}^{1.4}} \quad [6.3]$$

כאשר,

$G_{\max}$ - מודול גזירה מכסימלי בעומק נתון, MPa.

N - מספר הקשות בבדיקת SPT בעומק נתון.

$\sigma_{v,\text{total}}$ - לחץ שכבות טוטלי בעומק נתון, kPa.

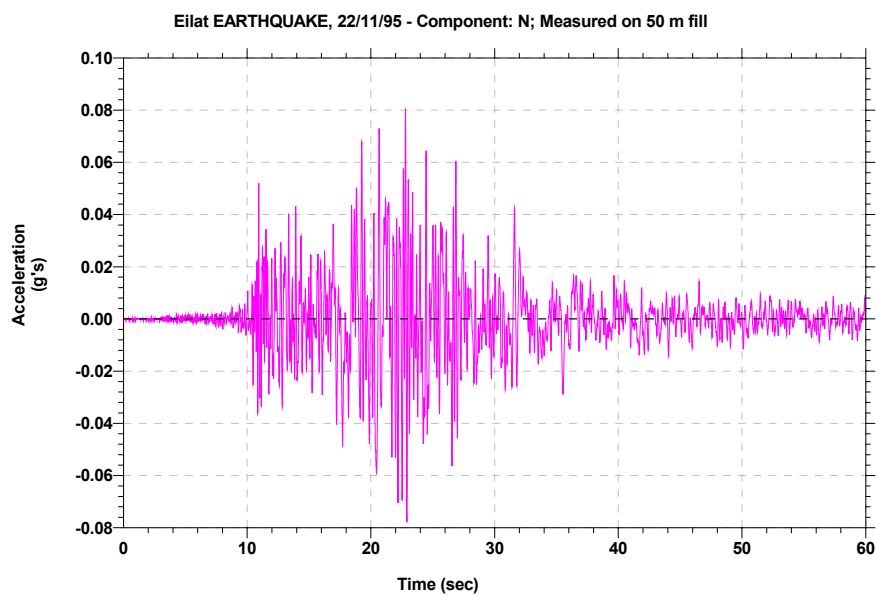
6.2. הערכת מקדם הפחתה r_d עבור קרקעות באזור המחקר.

אנליזת פוטנציאל ההתנזלות, כפי שהוזכר פרק 2.3.2, דורשת יחס מאמצים מחזורי CSR, אשר מתפתח בכל עומק ועומק בזמן רעידת אדמה. הדרך הראשונה להעריך את היחס הזה היא באמצעות הנחת רעידת אדמה מסוימת בבסיס הסלע וביצוע ניתוח מעבר של גל גזירה כלפי מעלה דרך שכבות הקרקע. הדרך השנייה הינה השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971 (משוואה 2.7). למרות שניתוח מעבר גלי הגזירה דרך שכבות הקרקע הינה דרך מדויקת יותר, במחקר הנוכחי היא די בעייתית, מכיוון שעומק סלע הבסיס ותכונות הקרקע מעבר לעומק 20 מטר (כרם שלום) ו- 11 מטר (רפיח) אינם ידועים. ללא נתונים אלו לא ניתן לבצע ניתוח זה. מצד שני, משוואות עבור מקדם הפחתה r_d , ההכרחי להערכת CSR בשיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971, פותחו עבור חתכי קרקע

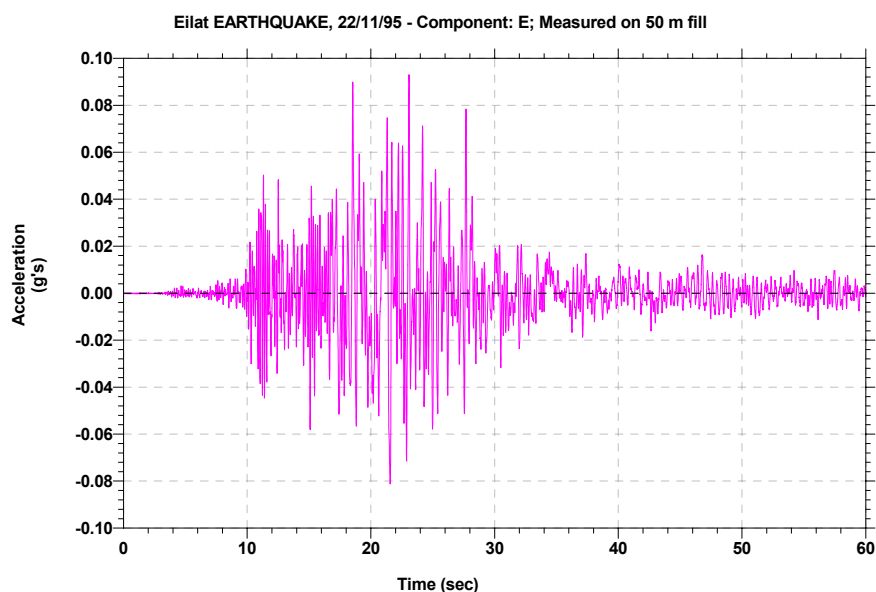
בחוו"ל ולא ידועה התאמתם לתנאי הארץ. במחקר זה ישולבו שיטות אלו ובכך ייתכן וניתן לפתור את בעייתיותן.

6.2.1 הפיתוח של משוואת מקדם הפחתה r_d

בשלב ראשון נניח רעידת אדמה בבסיס החתך הנחקר ונבצע ניתוח מעבר גל הגזירה, כולל חישוב מאמץ הגזירה המכסימלי $(\tau_{\max})_d$ בכל עומק ועומק בחתך באמצעות תוכנת SHAKE. ניתוח כזה נעשה עבור קידוחים מס' 1,2,3,4,6 באתר ניסוי כרם שלום, מכיוון שעומק חקירת הקרקע בו גדול יותר. רעידת האדמה שנבחרה לצורך ניתוח זה היא רעידת אדמה נוייבה במגניטודה 7.1, אשר התרחשה במפרץ אילת ב- 22.11.95. האפיצנטר של הרעידה אותר על ההעתק Aragonese הנמצא כ- 80 ק"מ דרומית מאילת. בתרשימים 6.3 ו-6.4 ניתן לראות את רקורד תאוצת הקרקע של הרעידה כפי שנקלט על חתך קרקעי בעובי כ- 50 מטר, באילת.



תרשים 6.3 רכיב צפון-דרום של תאוצת קרקע ברעידת אדמה נוייבה כפי שנקלט באילת.



תרשים 6.4 רכיב מזרח-מערב של תאוצת קרקע ברעידת אדמה נוייבה כפי שנקלט באילת.

בשלב שני של שילוב בין השיטות, נחשב את מקדם ההפחתה r_d עבור כל עומק באמצעות המשוואה הבאה:

$$r_d = \frac{(\tau_{\max})_d}{(\tau_{\max})_r} \quad [6.4]$$

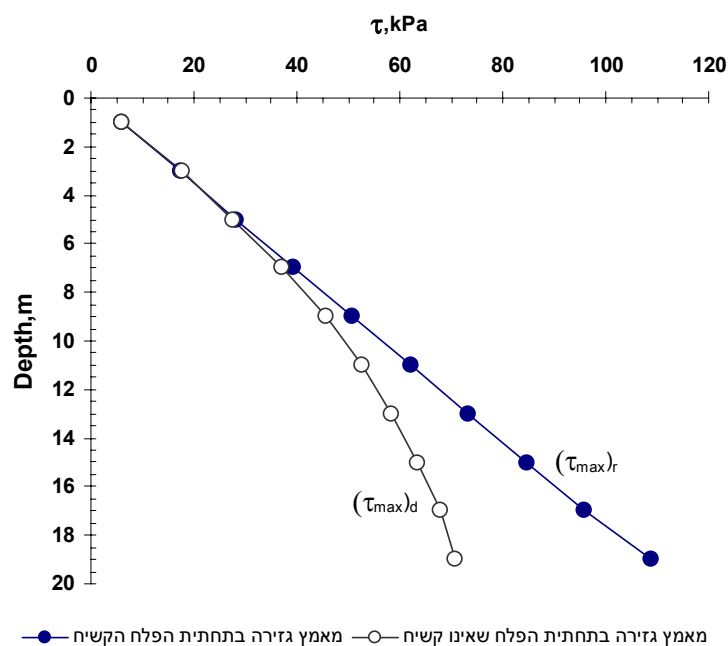
כאשר,

$(\tau_{\max})_d$ - מאמץ גזירה מכסימלי בעומק מסוים, כפי שהתקבל בניתוח מעבר גלי הגזירה דרך

שכבות הקרקע באמצעות תוכנת SHAKE.

$(\tau_{\max})_r$ - מאמץ גזירה מכסימלי בעומק מסוים בתחתית הפלח הקשיח (משוואה 2.5).

בתרשים 6.5 ניתן לראות את אחת הדוגמאות להשתנות של $(\tau_{\max})_d$ ו- $(\tau_{\max})_r$ עם העומק.



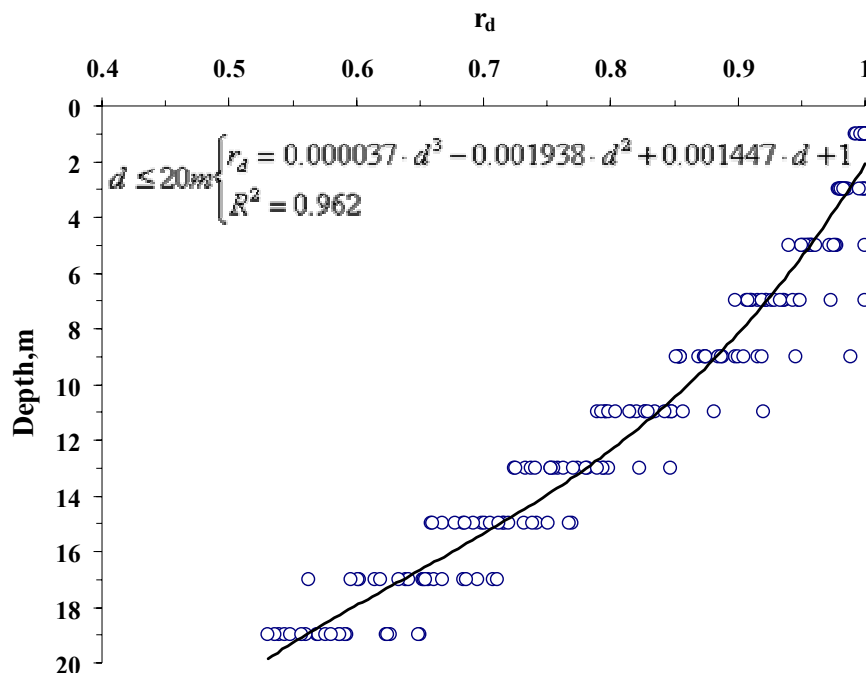
תרשים 6.5 השתנות $(\tau_{\max})_d$ ו- $(\tau_{\max})_r$ עם העומק בקידוח מס' 3 (כרם שלום) בהרצת רקורד צפון דרום.

שלב השלישי ואחרון בשילוב בין שני השיטות הוא מציאת קשר עבור מקדם הפחתה r_d שיתאים לאזור המחקר. הקשר שהתקבל ניתן לראות בתרשים 6.6. משוואת הקשר שהתקבלה היא:

$$r_d \leq 20m : \quad r_d = 0.000037 \cdot d^3 - 0.001938 \cdot d^2 + 0.001447 \cdot d + 1 \quad [6.5]$$

כאשר,

d - עומק בפני השטח (מטר).



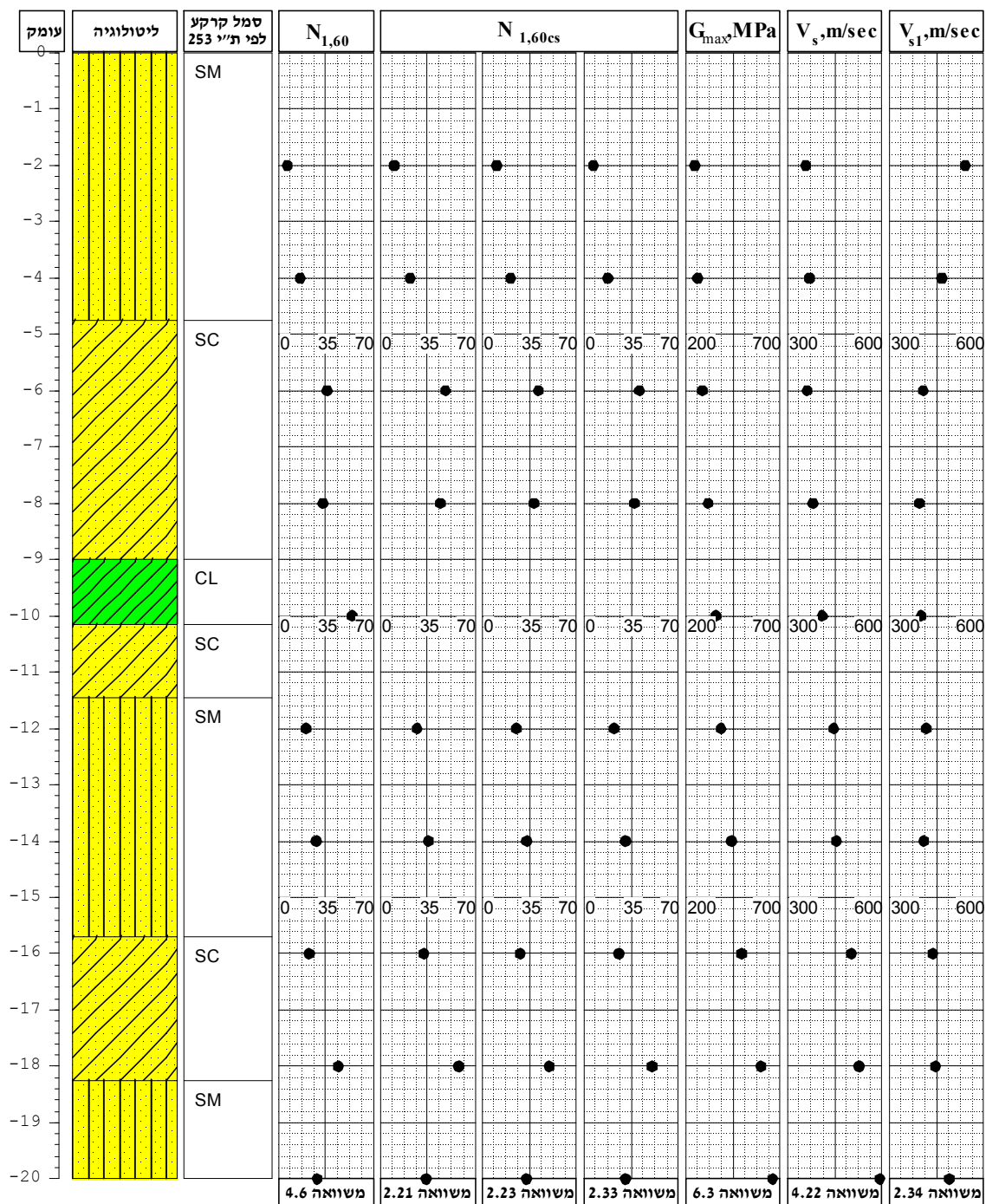
תרשים 6.6 השתנות מקדם הפחתה r_d עם העומק באזור המחקר.

6.3. סיכום מאפייני הקרקע לצורך הערכת פוטנציאל ההתנזלות.

בשיטות אמפיריות להערכת יחס התנגדות מחזורית CRR יש צורך בפרמטרים הבאים: מספר הקשות בבדיקת SPT המנורמל ללחץ השכבות וליעילות 60% ($N_{1,60}$), מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי ($N_{1,60cs}$) ומהירות גלי הגזירה מנורמלת ללחץ השכבות (V_{sl}). לצורך אנליזת מעבר גל הגזירה דרך שכבות הקרקע יש צורך במודול גזירה מכסימלי (G_{max}) של כל שכבה ושכבה.

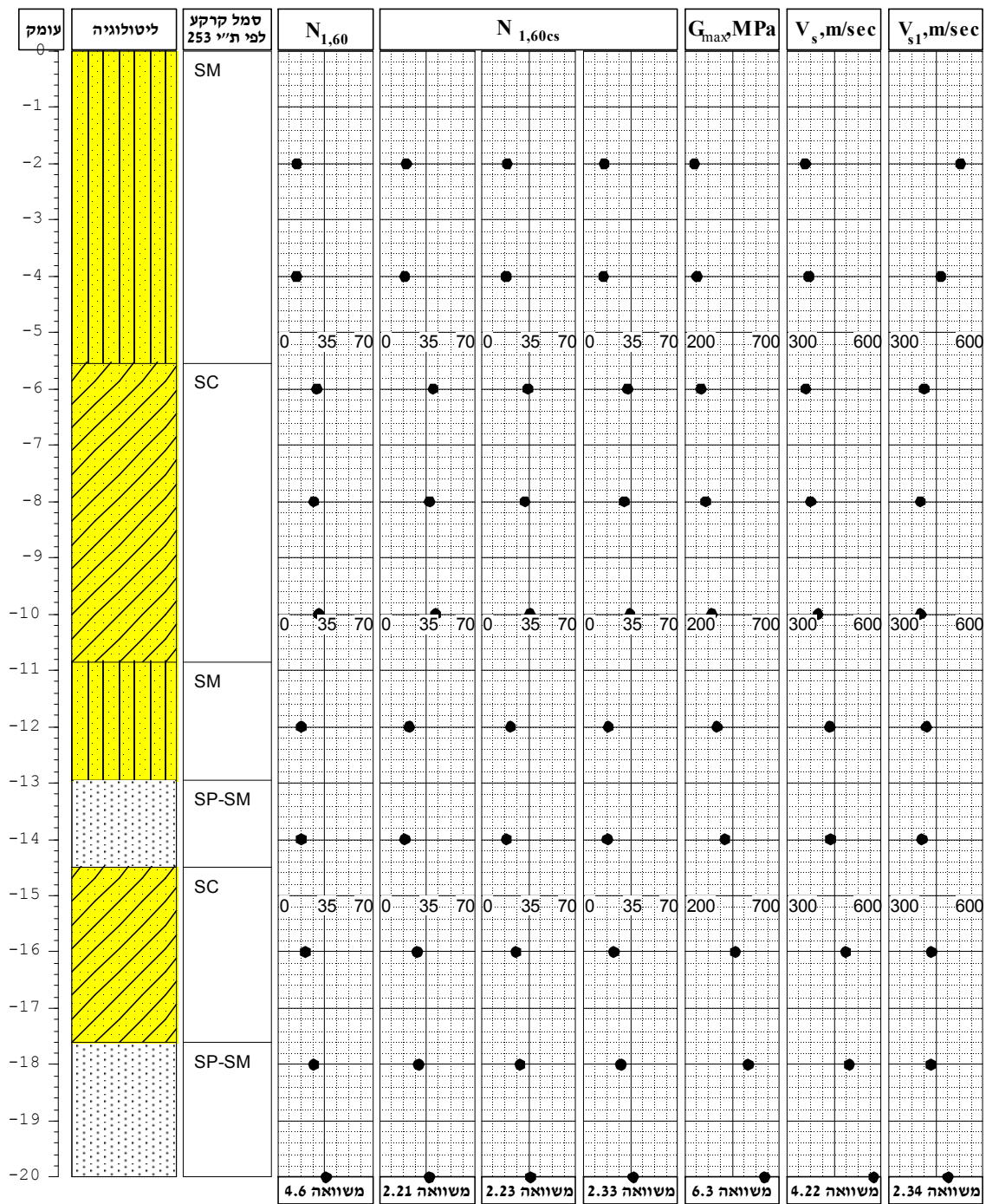
6.3.1. כרם שלום.

להלן סיכום של מאפייני הקרקע הנ"ל עבור אתר ניסוי כרם שלום.

קידוח מס' 1 - כרם שלום**מקרא:**

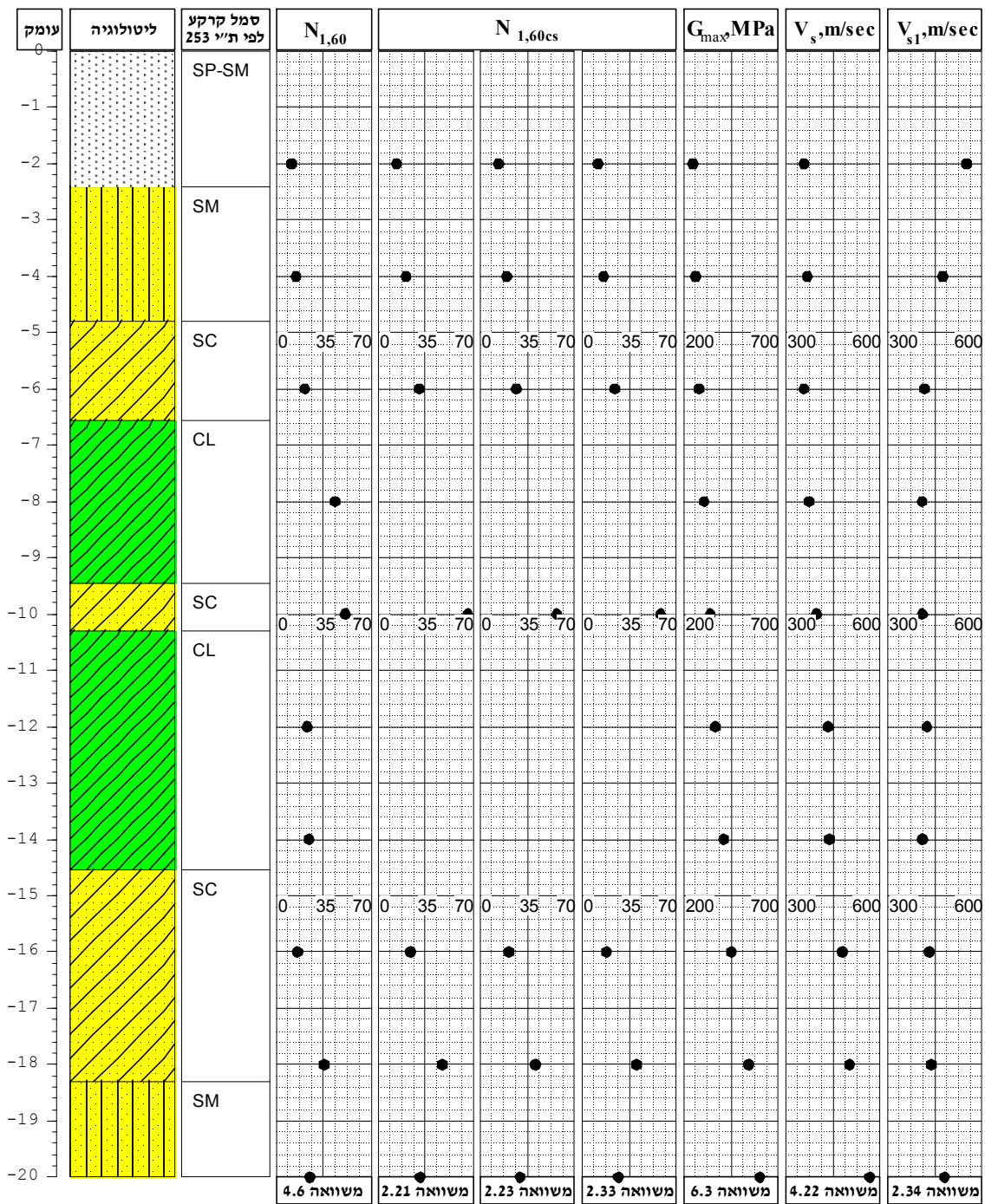
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max} MPa - מודול גזירה מכסימלי
 V_s , m/sec - מהירות גלי גזירה
 V_{s1} , m/sec - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.7 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 1 (כרם שלום).

קידוח מס' 2 - כרם שלום**מקרא:**

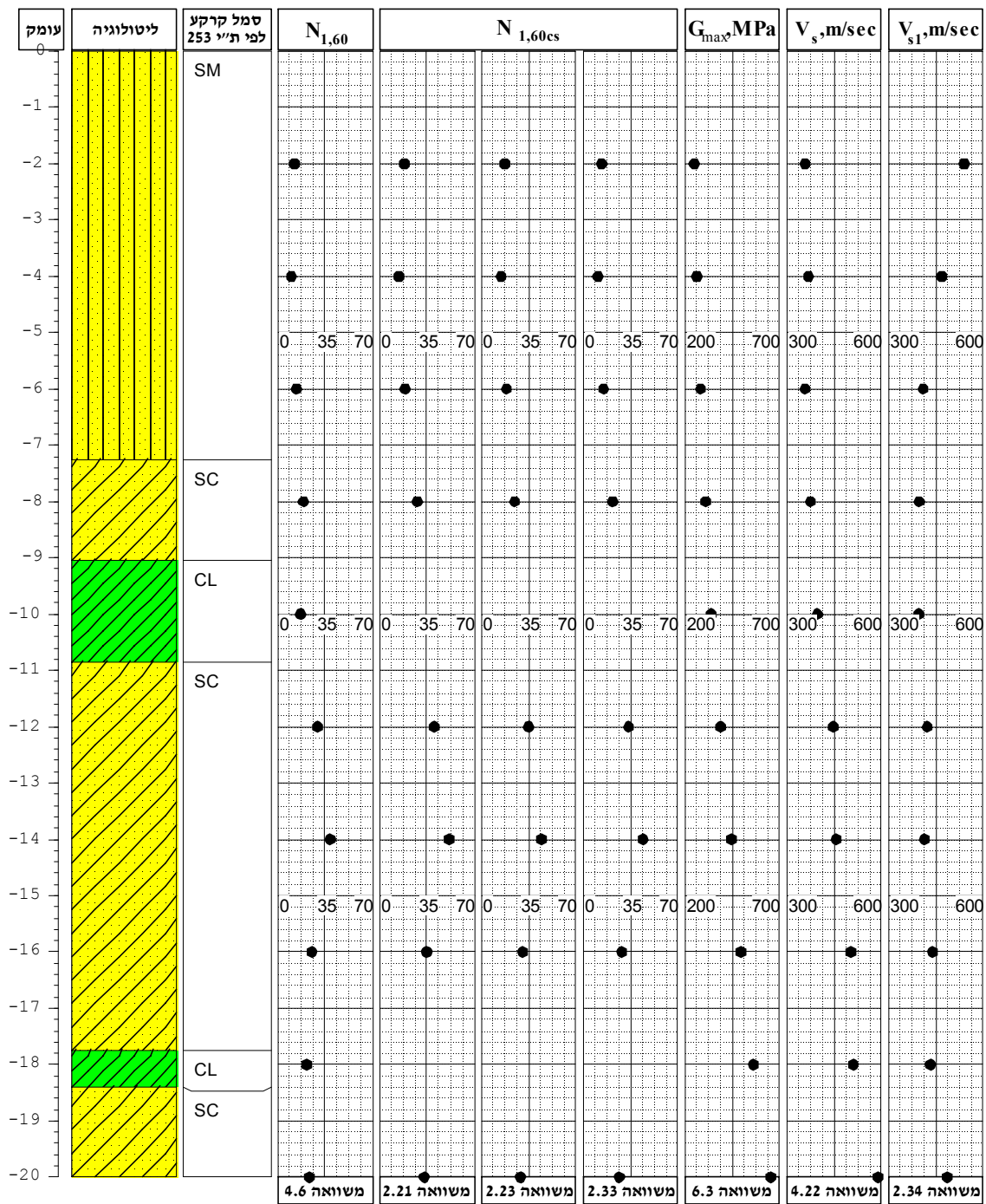
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max}, MPa - מודול גזירה מכסימלי
 $V_s, \text{m/sec}$ - מהירות גלי גזירה
 $V_{s1}, \text{m/sec}$ - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.8 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 2 (כרם שלום).

קידוח מס' 3 - כרם שלום**מקרא:**

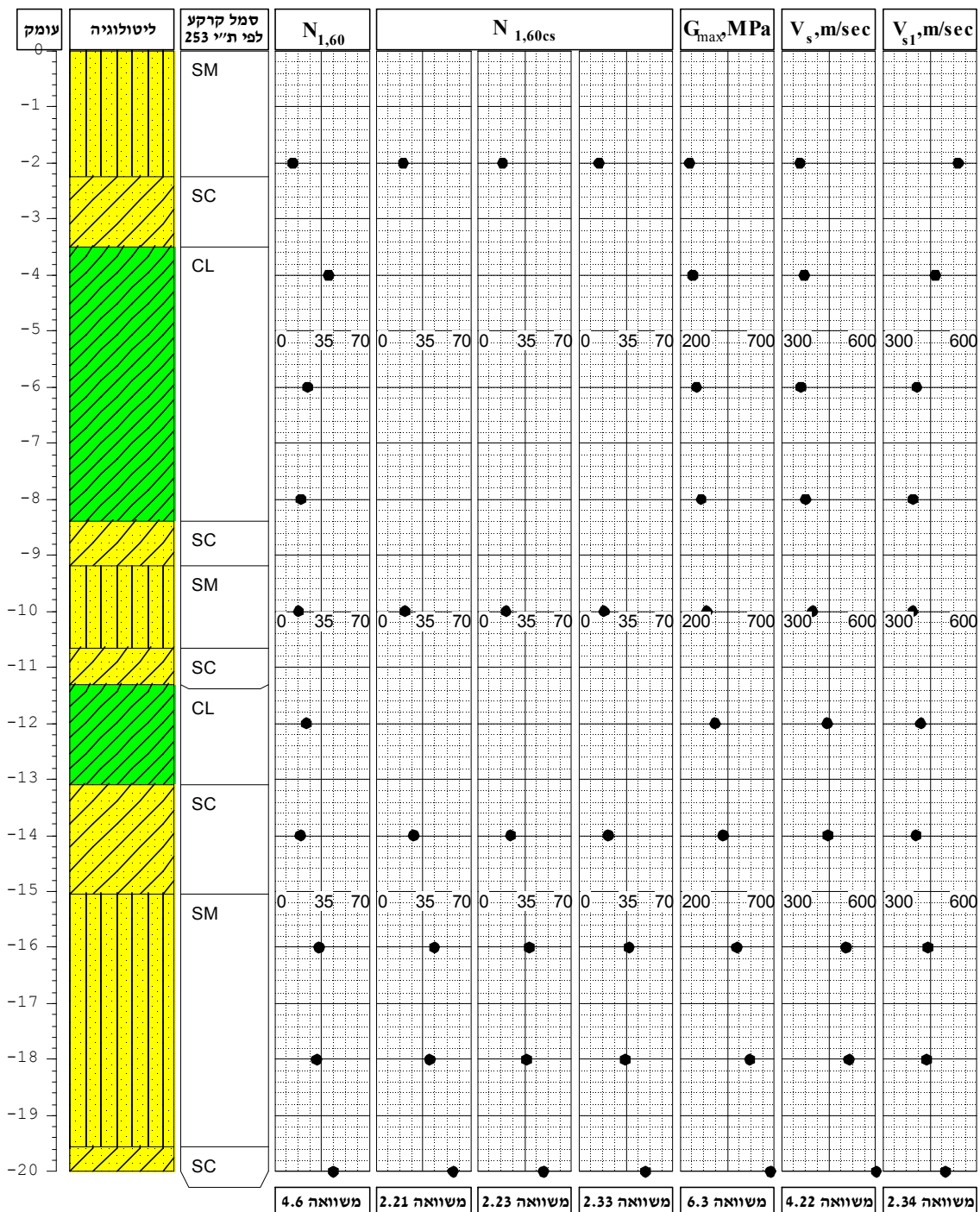
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max}, MPa - מודול גזירה מכסימלי
 $V_s, m/sec$ - מהירות גלי גזירה
 $V_{s1}, m/sec$ - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.9 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 3 (כרם שלום).

קידוח מס' 4 - כרם שלום**מקרא:**

- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max} , MPa - מודול גזירה מכסימלי
 V_s , m/sec - מהירות גלי גזירה
 V_{s1} , m/sec - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.10 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 4 (כרם שלום).

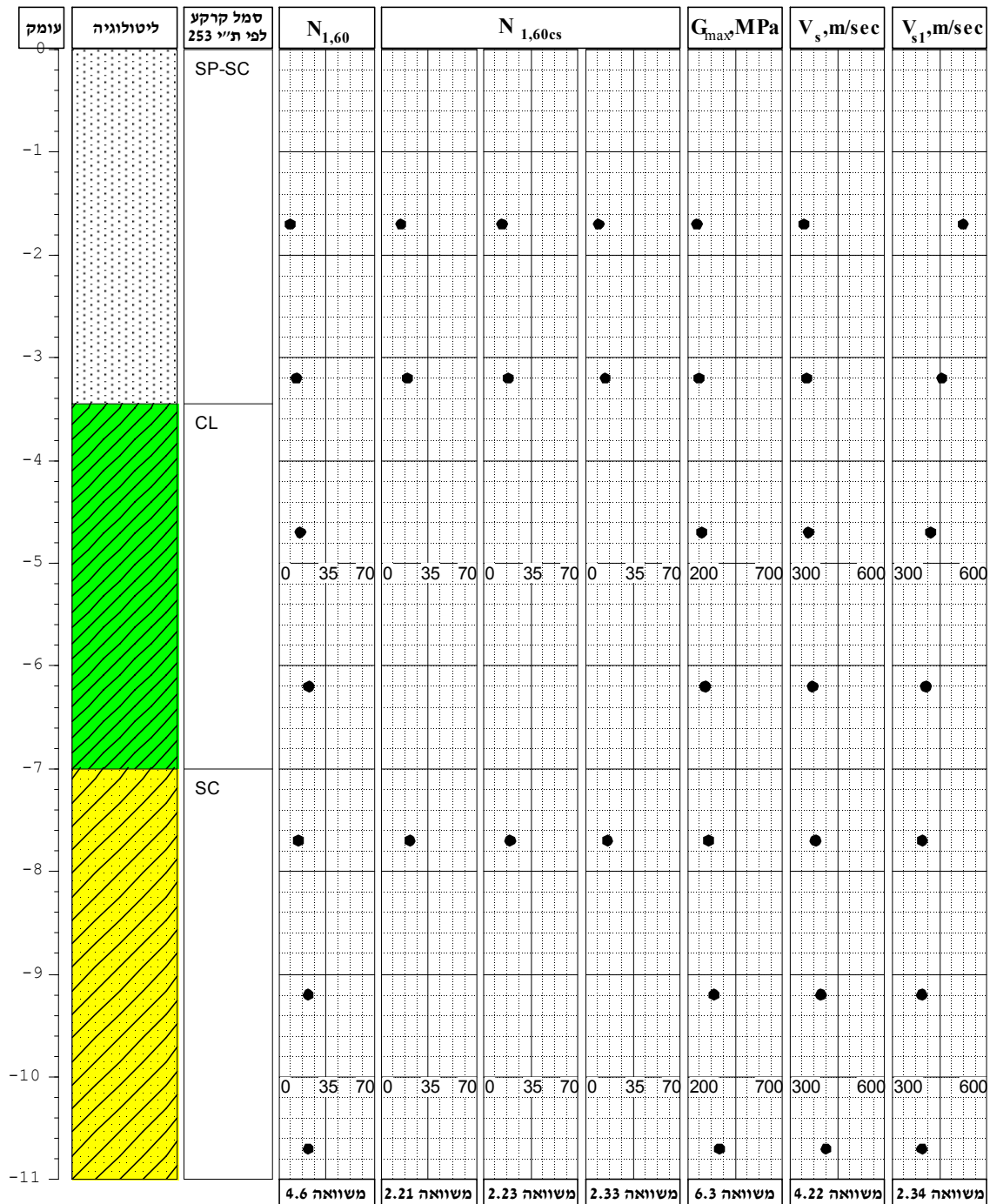
קידוח מס' 6 - כרם שלוםמקרא:

- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max}, MPa - מודול גזירה מכסימלי
 $V_s, \text{m/sec}$ - מהירות גלי גזירה
 $V_{s1}, \text{m/sec}$ - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.11 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 6 (כרם שלום).

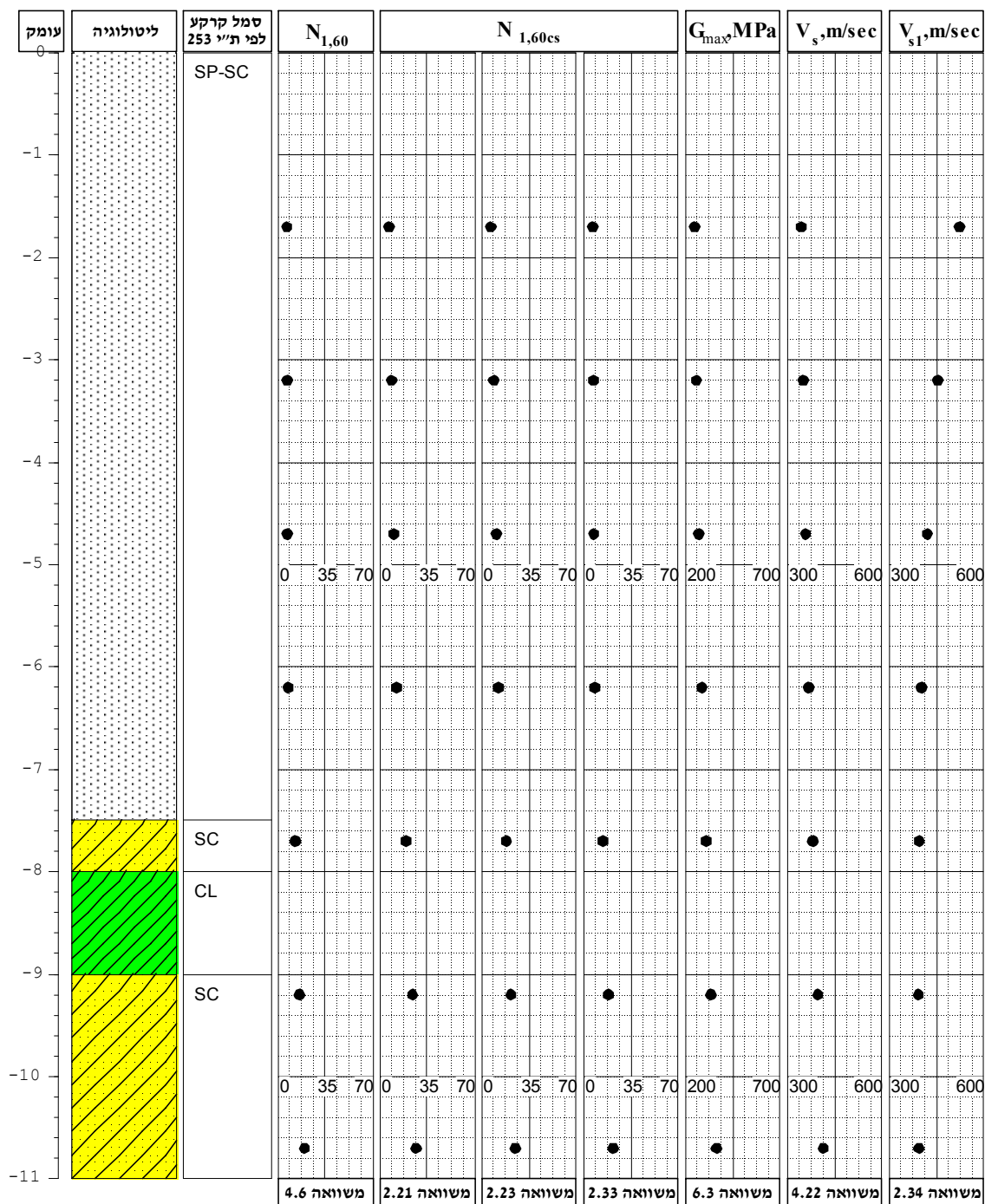
6.3.2. רפיח.

להלן סיכום של מאפייני הקרקע הנ"ל עבור אתר ניסוי רפיח.

קידוח מס' 1 - רפיחמקרא:

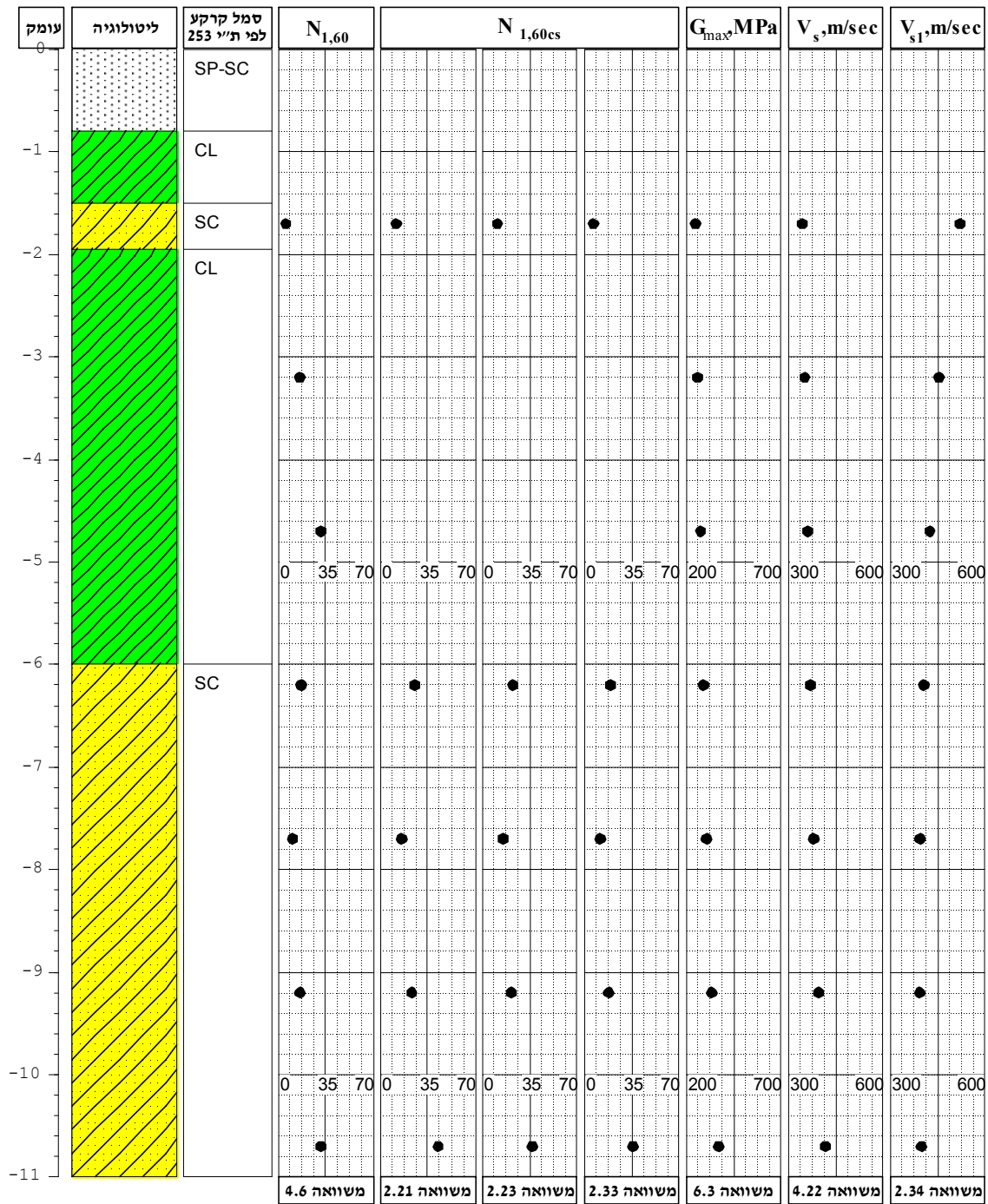
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max}, MPa - מודול גזירה מכסימלי
 $V_s, m/sec$ - מהירות גלי גזירה
 $V_{sl}, m/sec$ - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.12 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 1 (רפיח).

קידוח מס' 2 - רפיה**מקרא:**

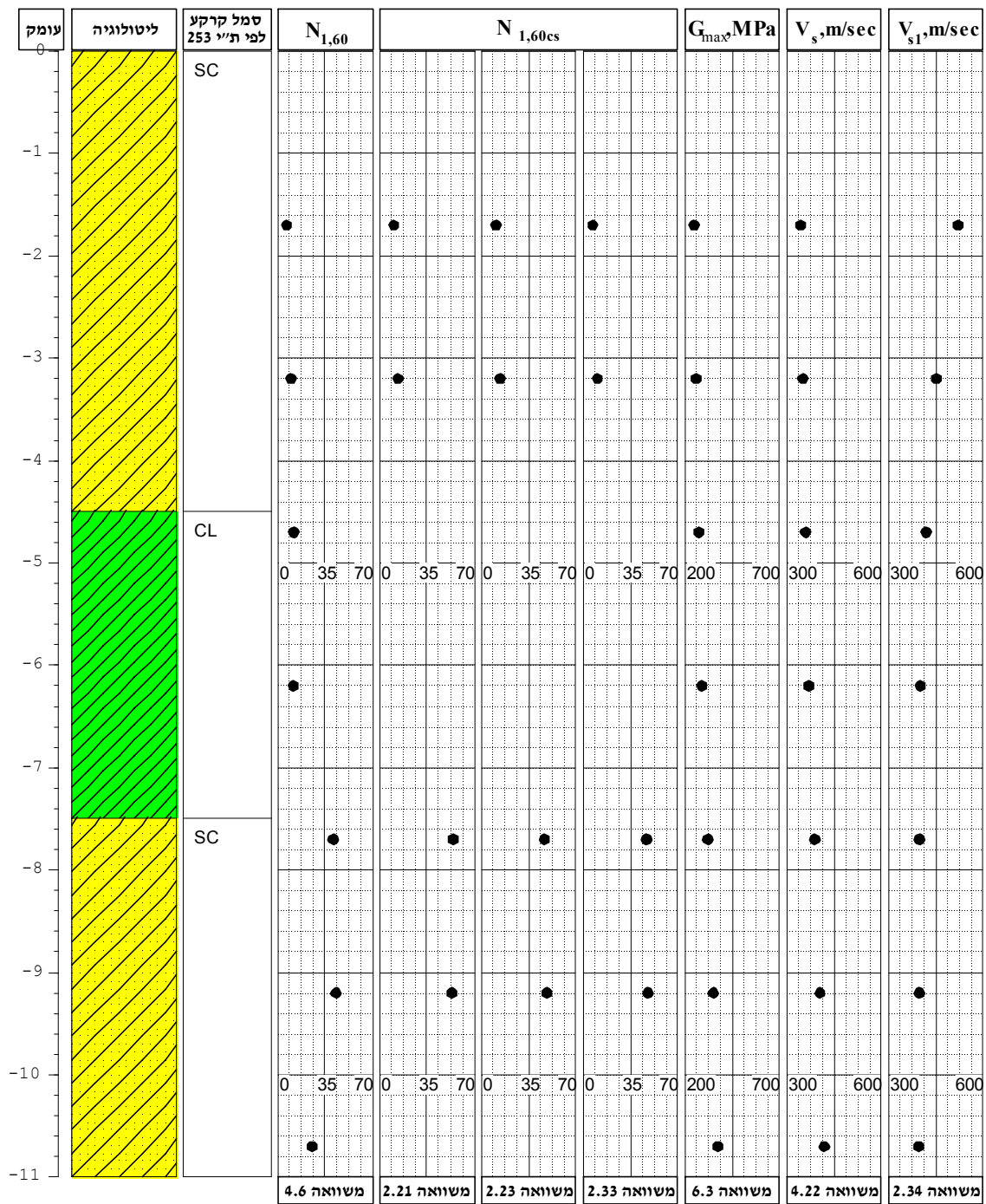
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max} MPa - מודול גזירה מכסימלי
 V_s , m/sec - מהירות גלי גזירה
 V_{s1} , m/sec - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.13 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 2 (רפיה).

קידוח מס' 3 - רפיה**מקרא:**

- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max} , MPa - מודול גזירה מכסימלי
 V_s , m/sec - מהירות גלי גזירה
 V_{s1} , m/sec - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.14 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 3 (רפיה).

קידוח מס' 4 - רפיה**מקרא:**

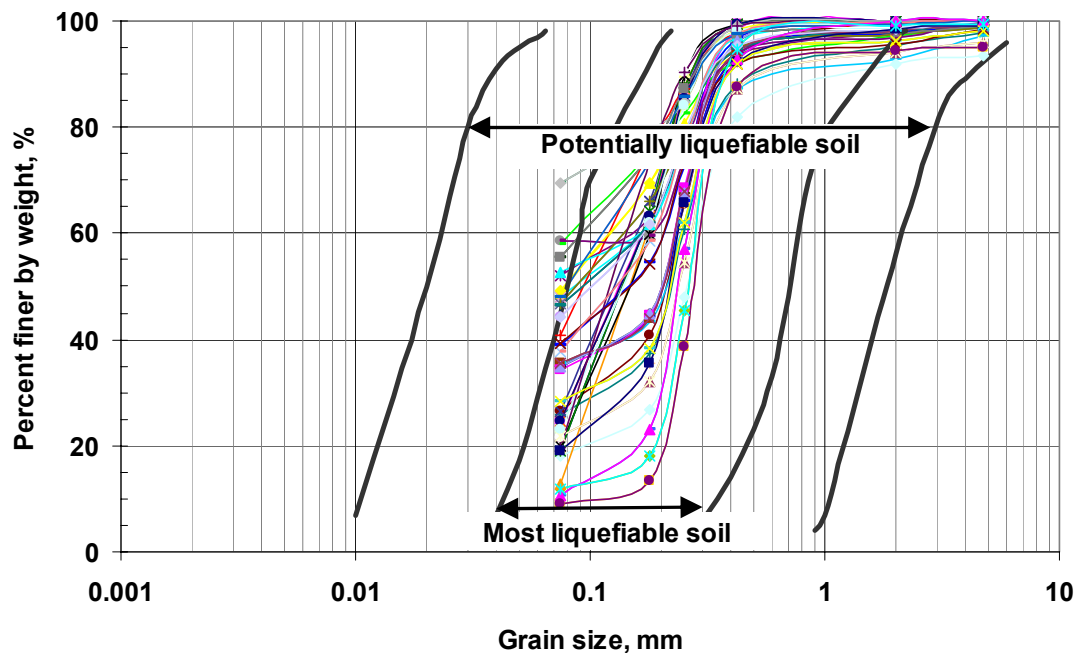
- $N_{1,60}$ - מספר הקשות מנורמל ללחץ השכבות ליעילות 60%
 $N_{1,60cs}$ - מספר הקשות מנורמל ואקוויולנטי לחול נקי
 G_{max} MPa - מודול גזירה מכסימלי
 V_s , m/sec - מהירות גלי גזירה
 V_{s1} , m/sec - מהירות גלי גזירה מנורמלים ללחץ השכבות

תרשים 6.15 מאפייני הקרקע הרלוונטיים להערכת פוטנציאל ההתנזלות בקידוח מס' 4 (רפיה).

6.4. הערכת פוטנציאל ההתנזלות

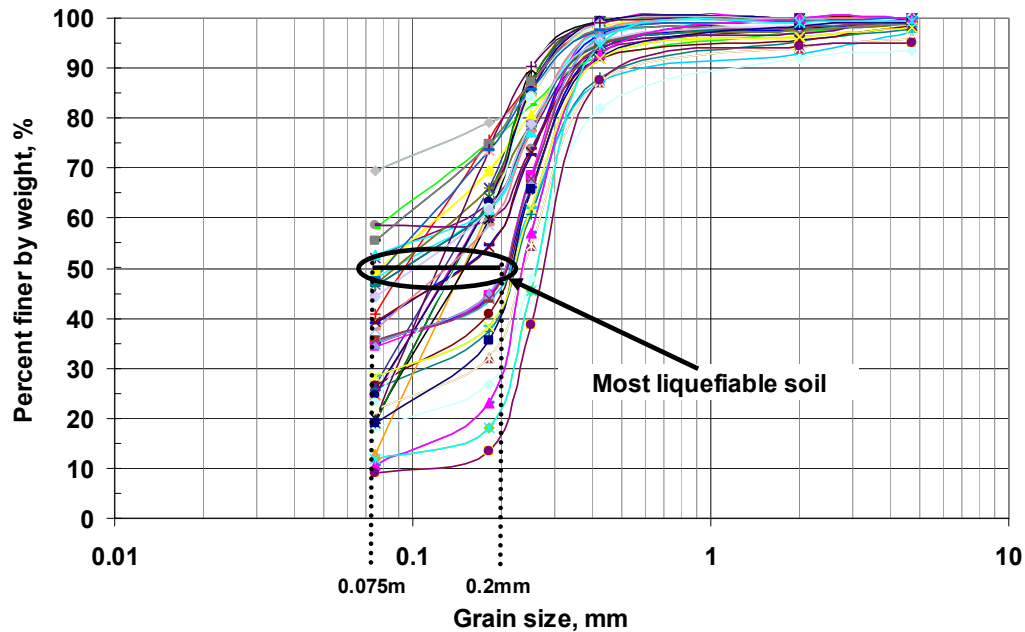
6.4.1. פילוג גודל הגרגר כמדד לפוטנציאל ההתנזלות.

הפרמטר הראשון שבעזרתו ניתן להעריך את פוטנציאל הכללי של קרקע ההתנזלות הוא פילוג גודל הגרגר (פרק 2.2). רצוי לציין כי נתונים לגבי פילוג גודל הגרגר קיימים רק לגבי אתר ניסוי כרם שלום. בתרשים 6.16 ניתן לראות את התפלגות גודל הגרגר בקידוחים מ-1 עד 6 באתר כרם שלום ביחס לגבולות עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות שהציע – Tsuchiba, 1970.



תרשים 6.16 התפלגות גודל הגרגר בקידוחים מ-1 עד 6 (כרם שלום) ביחס לגבולות עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות לפי Tsuchiba, 1970.

לפי תרשים 6.16 לרוב הקרקעות באזור כרם שלום ישנו פוטנציאל גבוה להתנזלות. כמובן שצריך להתייחס לנתון זה במידה מסוימת של זהירות גם בגלל ההסתברויות לשיטה עצמה כפי שהוזכרו בפרק 2.2 וגם בגלל שלא קיים המשך להתפלגות גודל הגרגר מעבר ל- 0.075 מ"מ (נפה # 200 - נפה הכי קטנה שמקובלת באנליזה גיאומכנית של התפלגות גודל הגרגר). לפי Das, 1993 קרקעות בעלות $D_{50}=0.075 \div 0.20$ mm. הן בעלות פוטנציאל להתנזלות ולפי כך כל קרקע שהתפלגות גודל גרגריה חותכת בתרשים 6.17 את הקו העבה (50% עובר) הינה בעלת פוטנציאל להתנזלות. אז לפי Das, 1993 רק חלק מן הקרקעות באזור כרם שלום הינן בעלות פוטנציאל להתנזלות.



תרשים 6.17 התפלגות גודל הגרגר בקידוחים מ-1 עד 6 (כרם שלום) ביחס לגבולות עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות לפי Das, 1993.

6.4.2. תוצאות.

הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות בוצע לפי רוב השיטות שהוזכרו בפרק 2.3. רעידת אדמה שנלקחה לצורך הערכת פוטנציאל ההתנזלות הינה בעלת מגניטודה 7.5 ותאוצת הקרקע הצפויה הנדרשת לחישוב CSR לפי השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971 חושבה פעמים: פעם אחת לפי משוואת ניחות של Idriss, 1991 ופעם שנייה לפי משוואת ניחות של Boore et al., 1997. מרחק מאפיצנטר האפשרי (סגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח) ועד לאתר ניסוי כרם שלום הוגדר כ-100 ק"מ ועד לאתר ניסוי רפיח הוגדר כ-105 ק"מ. החישובים בוצעו בהנחה שכל החתך רווי מים. ההערכה הכמותית של פוטנציאל ההתנזלות חולקה לשתי קבוצות עיקריות:

- שיטות המתבססות על ערכי SPT מנורמלים.

קבוצה זאת כוללת את השיטה הדטרמיניסטית להערכת פוטנציאל ההתנזלות על בסיס CSR, אשר חושב לפי השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971 ו-CRR לפי חוקרים שונים, אשר חושב על בסיס ערכי $N_{1,60cs}$. בנוסף לכך קבוצה זאת כוללת גם שיטה הסתברותית להערכת פוטנציאל ההתנזלות על בסיס ערכי $N_{1,60cs}$ לפי חוקרים שונים ושיטת האנרגיה על בסיס ערכי $N_{1,60}$.

- שיטות המתבססות על ניסיונות מעבדה.

קבוצה זאת כוללת הערכת פוטנציאל ההתנזלות על בסיס CRR, אשר חושב על פי בדיקות גזירה מרחבית מחזורית (Seed and Idriss, 1971 ו-Frydman et al., 1980), ו-CSR, אשר חושב לפי השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971.

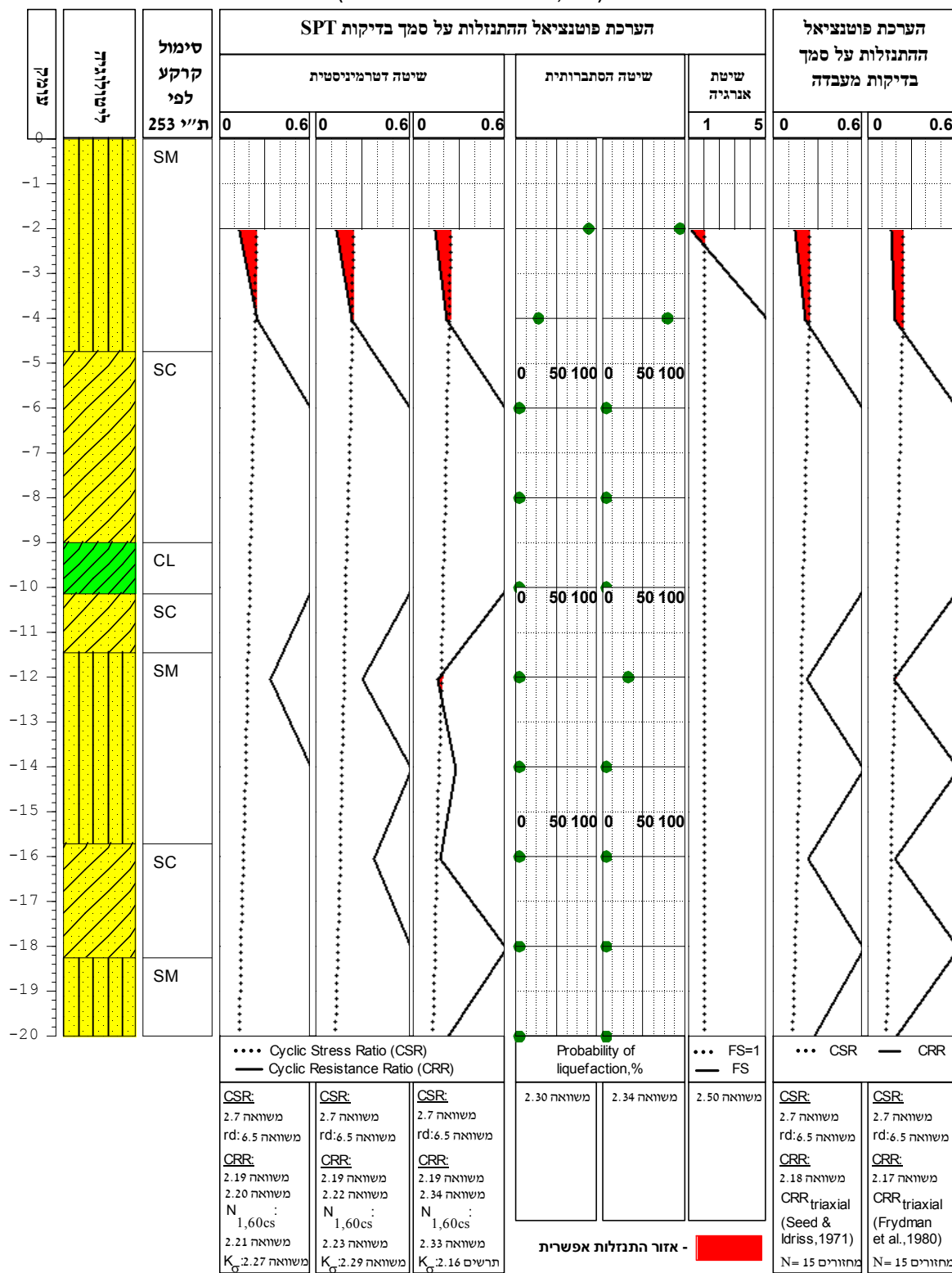
6.4.2.1. כרם שלום.

בתרשימים 6.19-6.28 מוצגות התוצאות של הערכת פוטנציאל ההתנזלות לקרקעות באתר ניסוי כרם שלום. רצוי לציין שמתחת לכל עמודה ישנה הפניה לנוסחאות לפיהם חושב כל פרמטר באנליזה.

קידוח מס' 1 כרם שלום

$M = 7.5 \quad R = 100 \text{ km} \quad a = 0.186 \text{ g}$

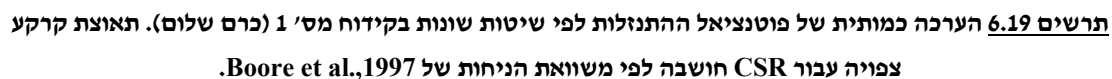
(Attenuation formula: Idriss, 1991)



תרשים 6.18 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

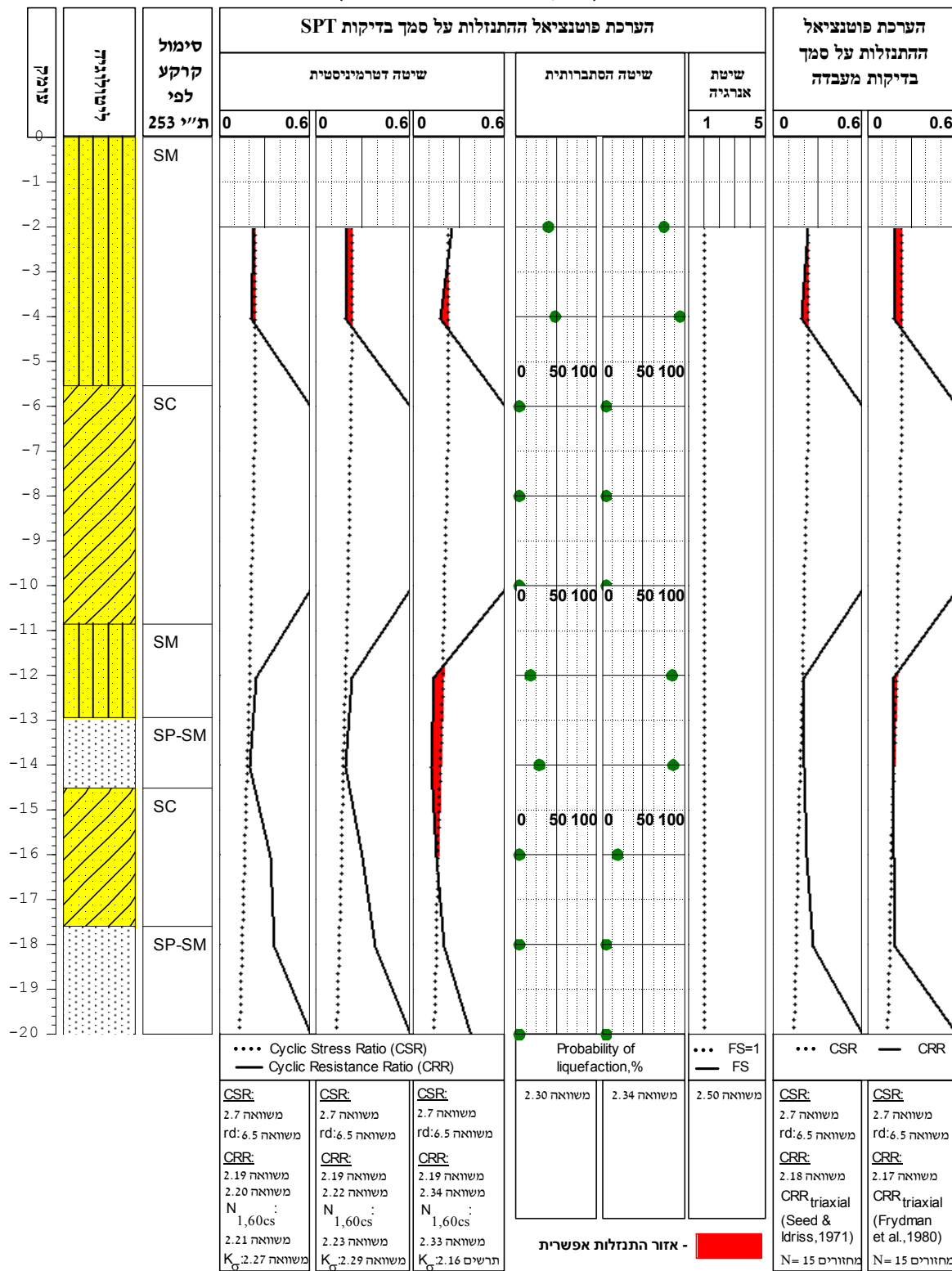
M = 7.5 R = 100 km a = 0.0690 g
(Attenuation formula:Boore et al.,1997)



קידוח מס' 2 כרם שלום

$M = 7.5 \quad R = 100 \text{ km} \quad a = 0.186 \text{ g}$

(Attenuation formula: Idriss, 1991)



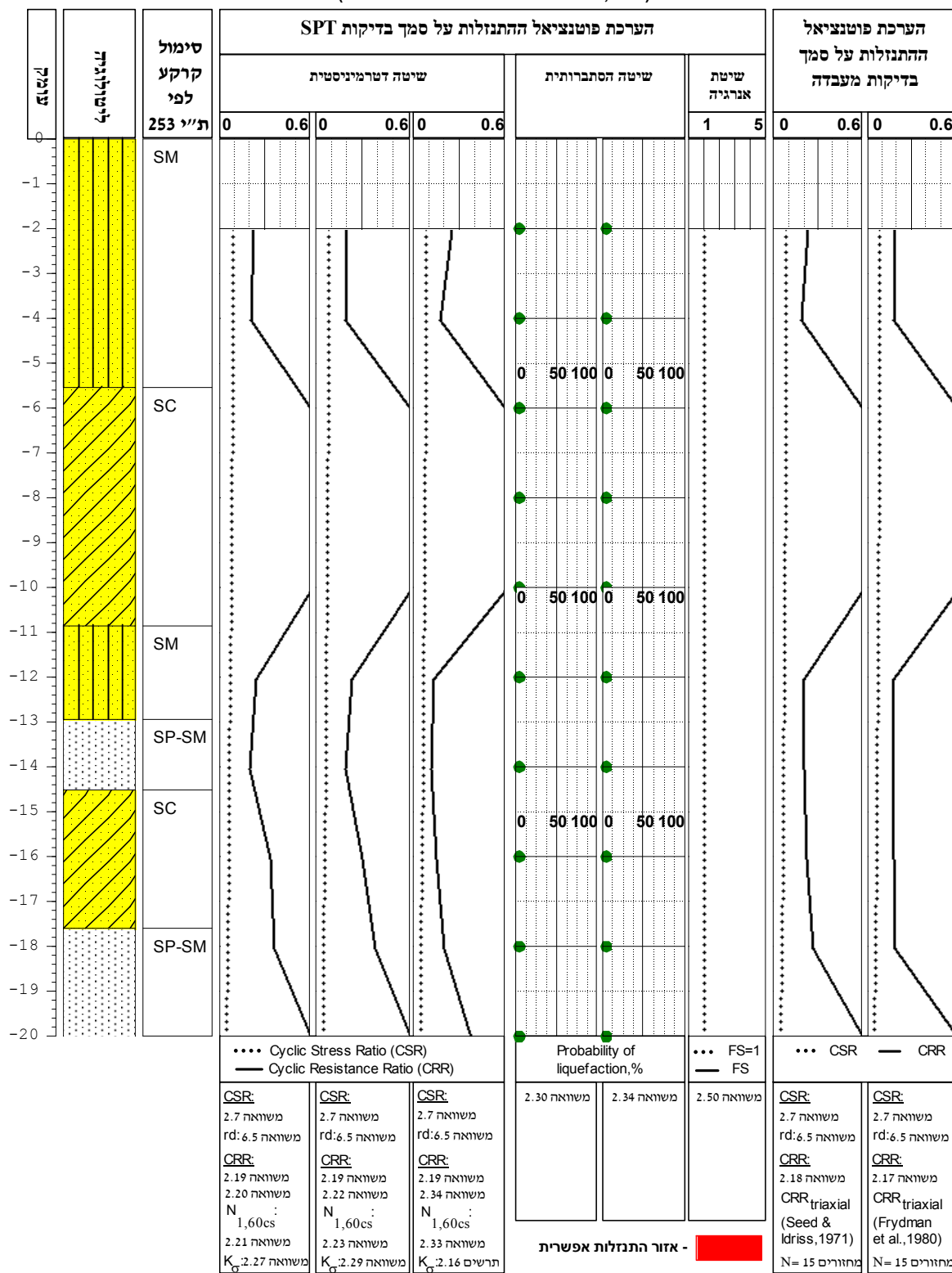
תרשים 6.20 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

קידוח מס' 2 כרם שלום

$M = 7.5 \quad R = 100 \text{ km} \quad a = 0.0690 \text{ g}$

(Attenuation formula: Boore et al., 1997)



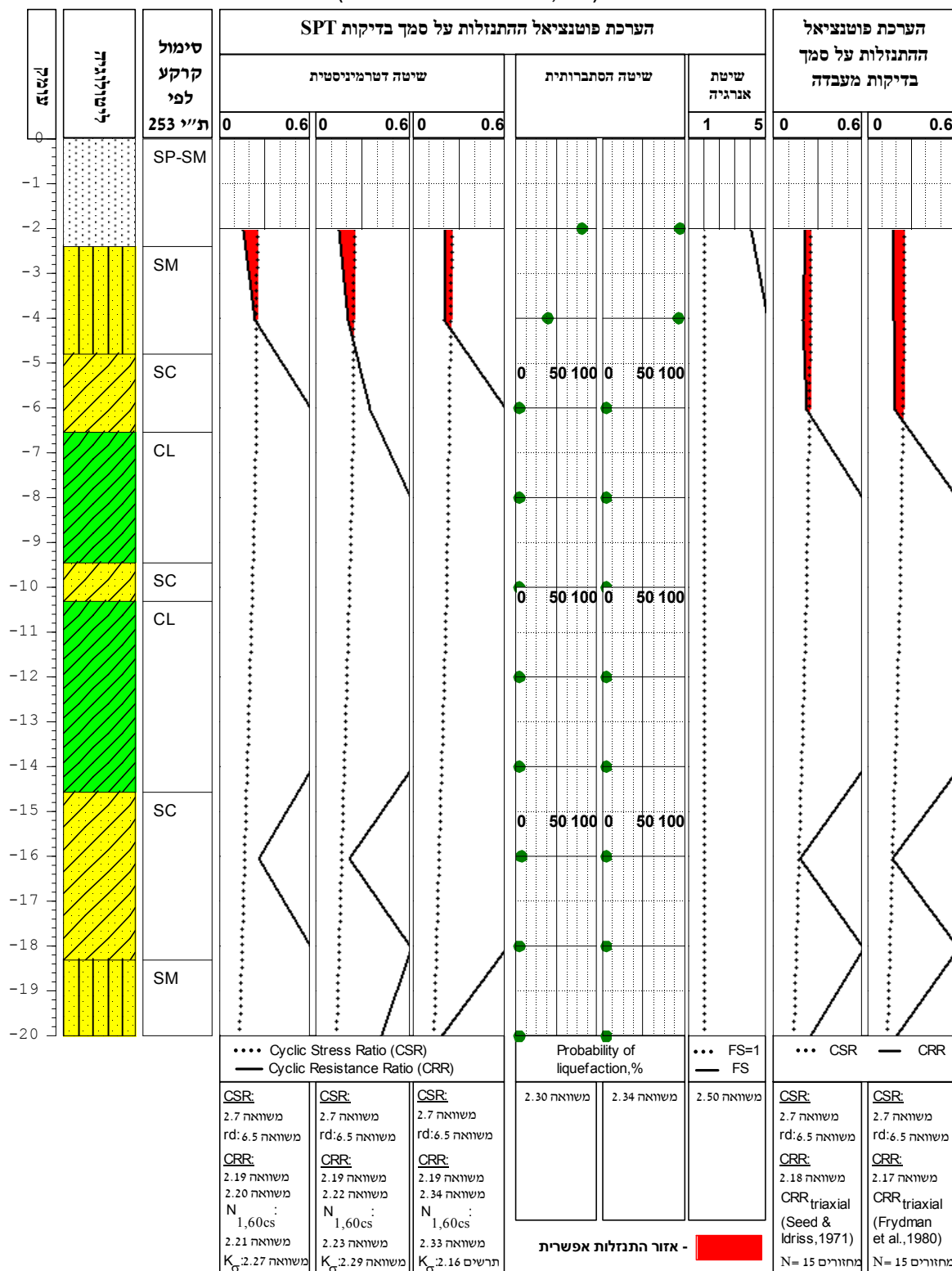
תרשים 6.21 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.

קידוח מס' 3 כרם שלום

M = 7.5 R = 100 km a = 0.186 g

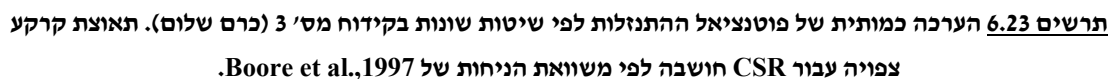
(Attenuation formula: Idriss, 1991)



תרשים 6.22 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

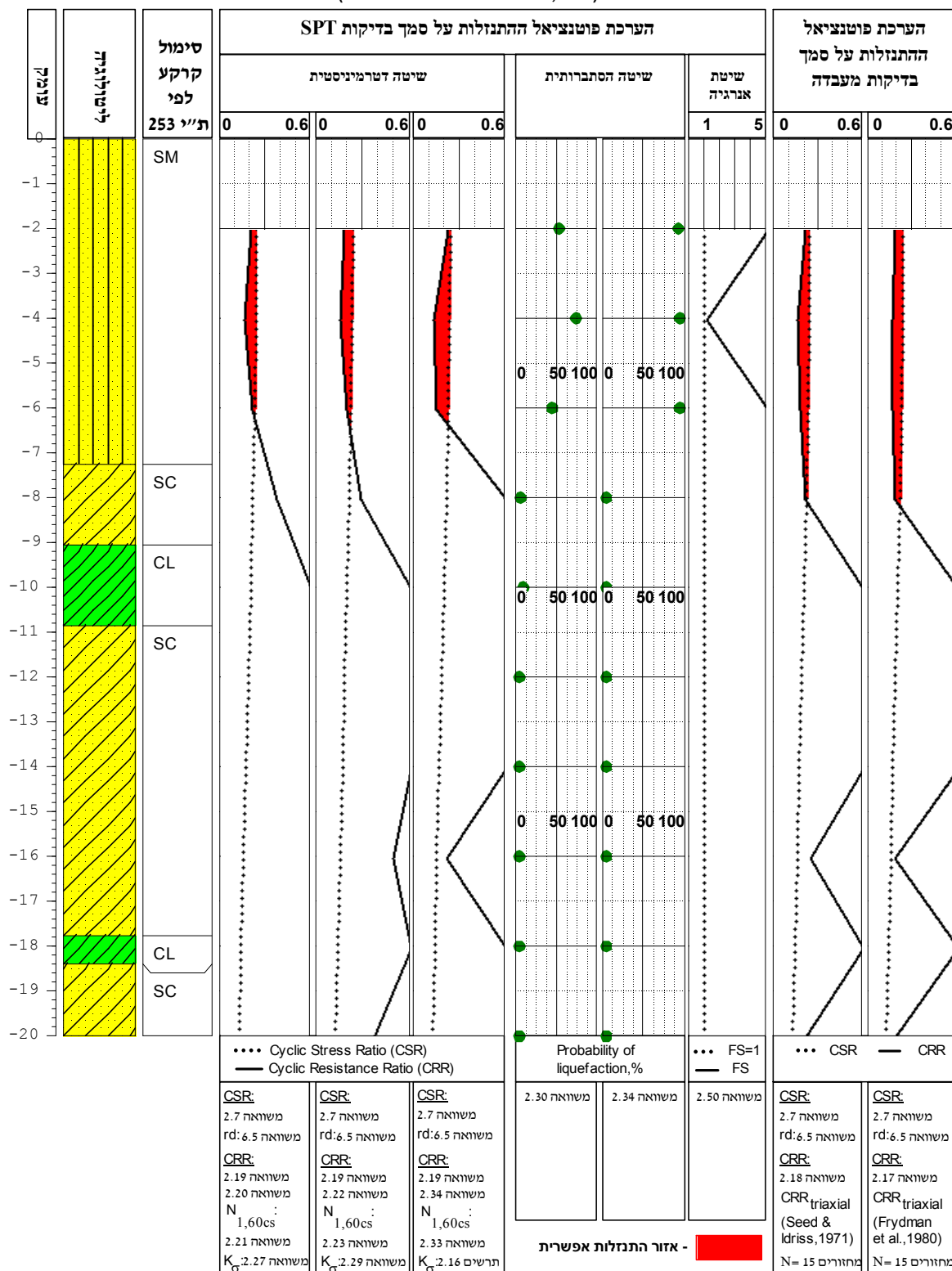
M = 7.5 R = 100 km a = 0.0690 g
(Attenuation formula:Boore et al.,1997)



קידוח מס' 4 כרם שלום

$$M = 7.5 \quad R = 100 \text{ km} \quad a = 0.186 \text{ g}$$

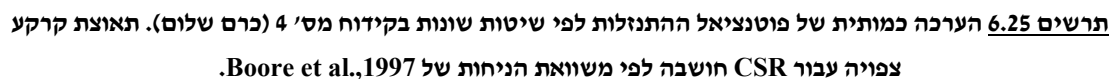
(Attenuation formula: Idriss, 1991)



תרשים 6.24 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

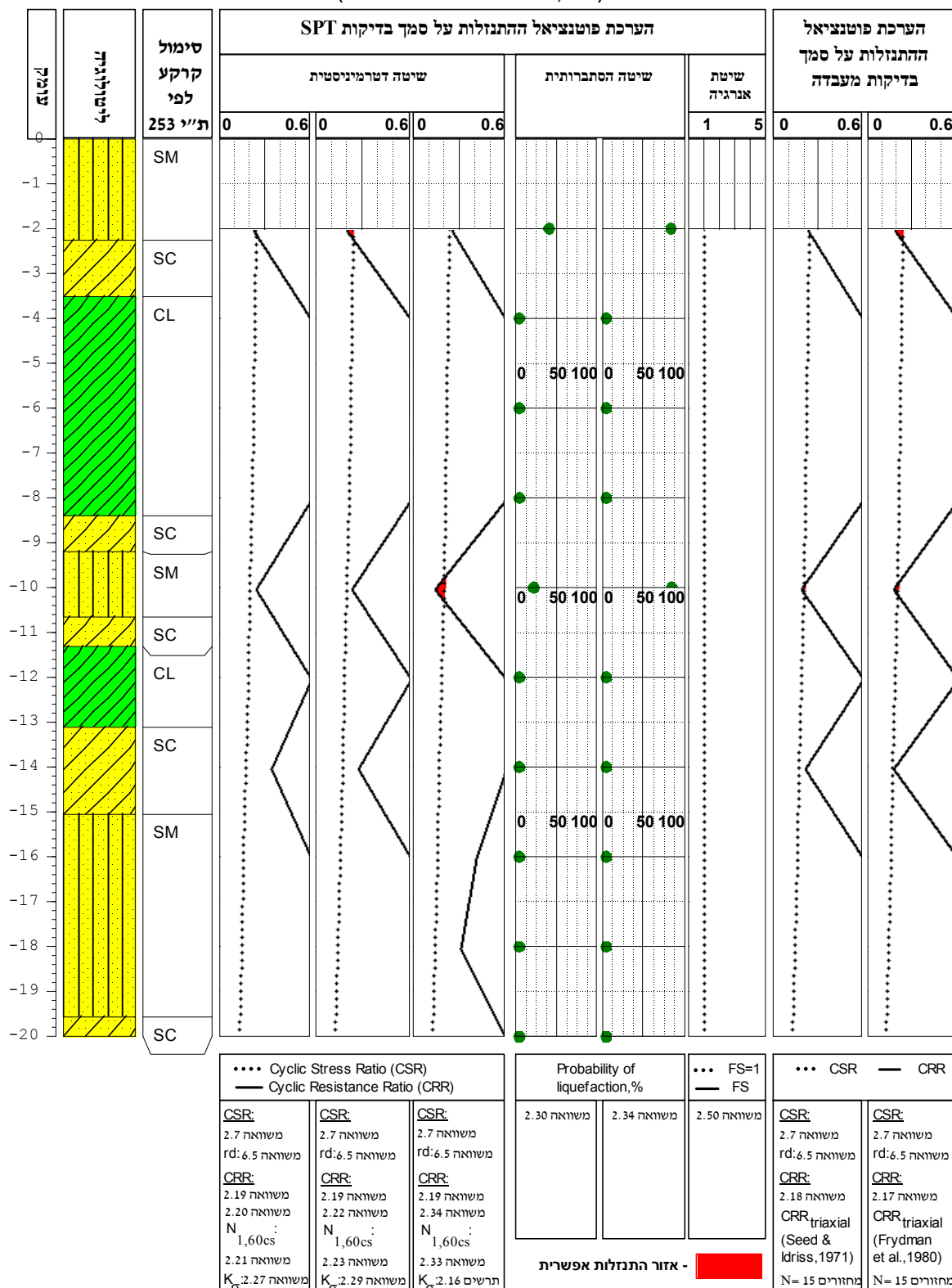
M = 7.5 R = 100 km a = 0.0690 g
(Attenuation formula:Boore et al.,1997)



קידוח מס' 6 כרם שלום

$M = 7.5 \quad R = 100\text{km} \quad a = 0.186 \text{ g}$

(Attenuation formula: Idriss, 1991)



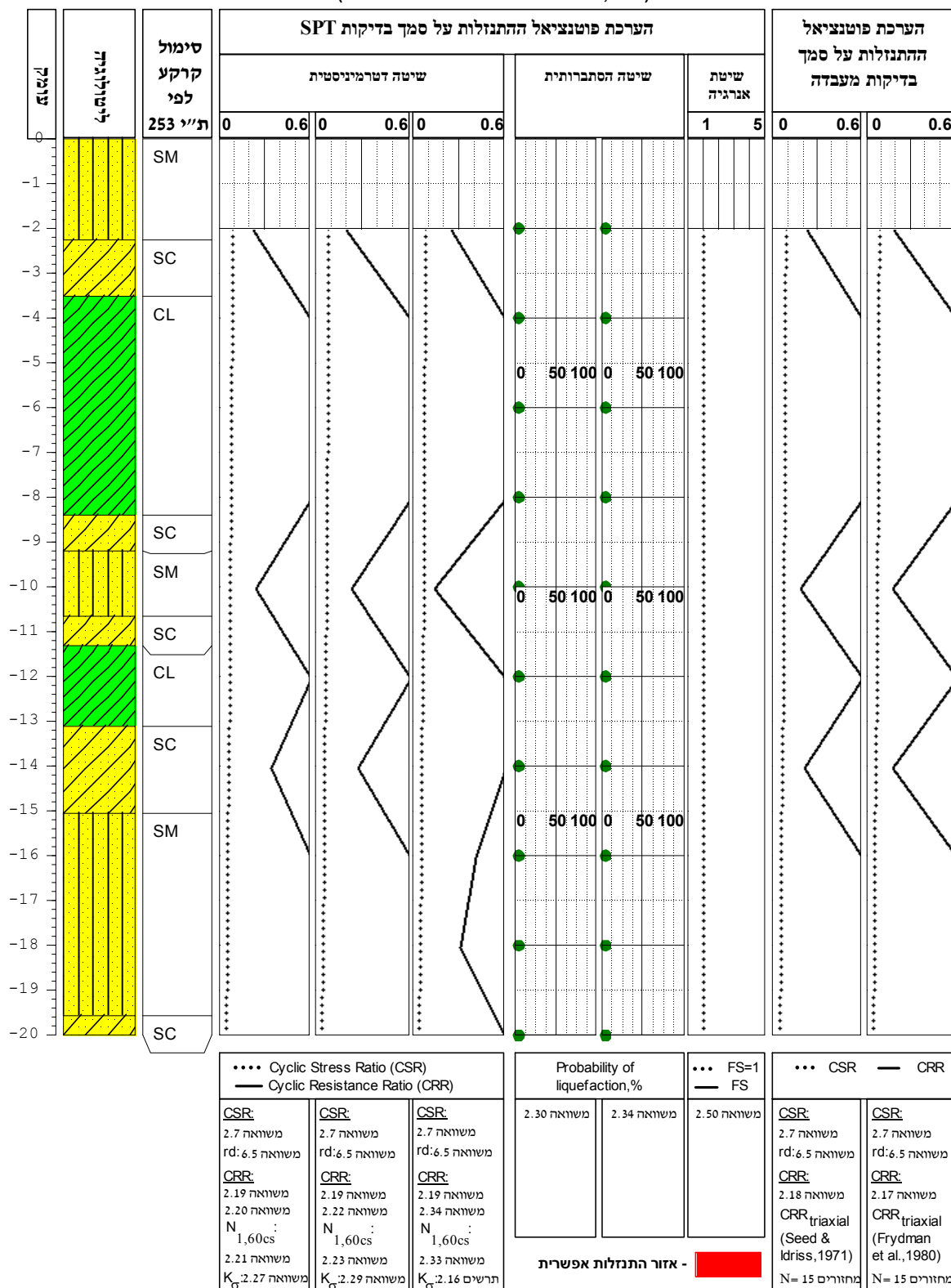
תרשים 6.26 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 6 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

קידוח מס' 6 כרם שלום

$M = 7.5 \quad R = 100 \text{ km} \quad a = 0.0690 \text{ g}$

(Attenuation formula: Boore et al., 1997)

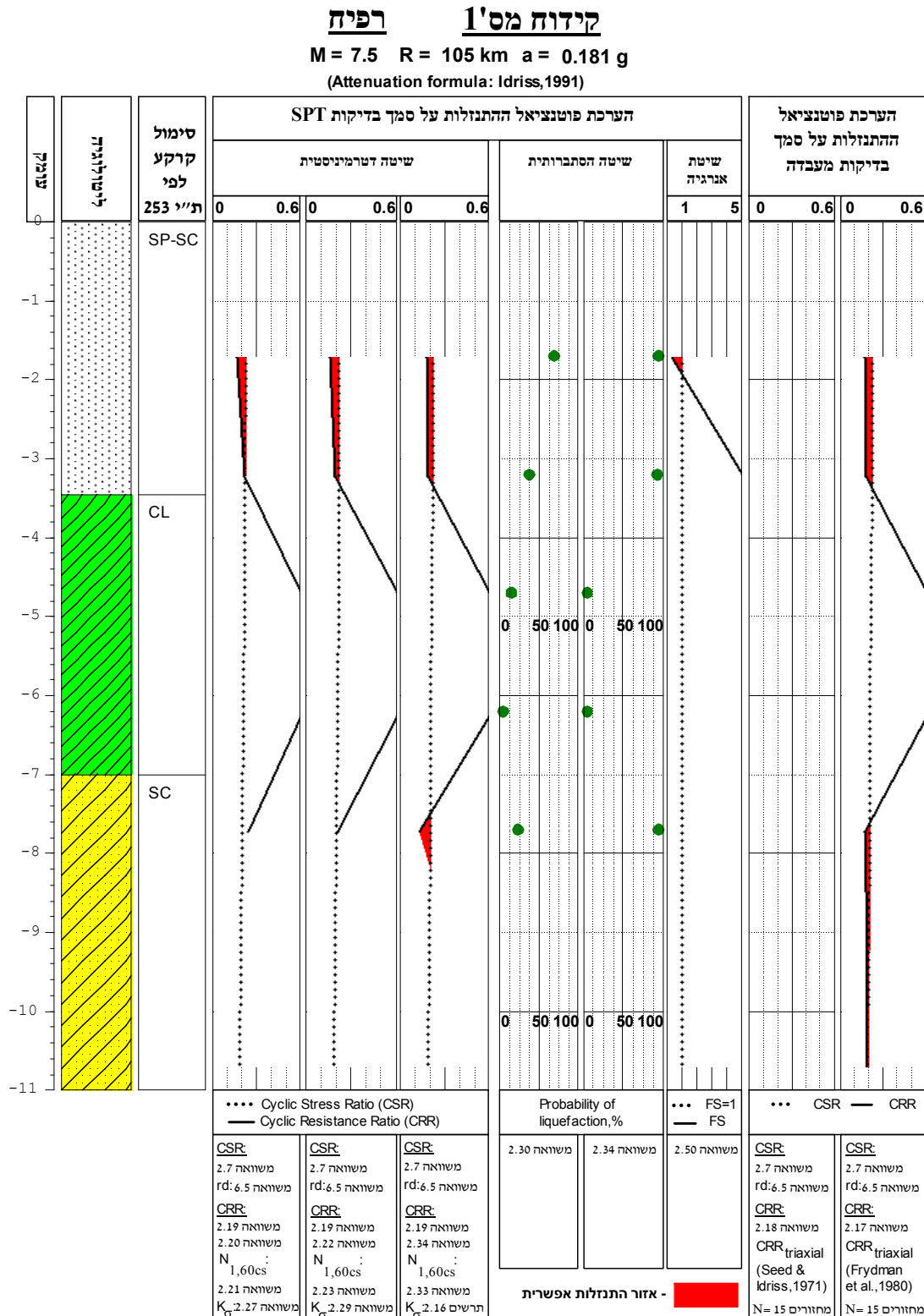


תרשים 6.27 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 6 (כרם שלום). תאוצת קרקע

צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.

6.4.2.2. רפיח.

בתרשימים 6.28-6.35 מוצגות התוצאות של הערכת פוטנציאל ההתנזלות לקרקעות באתר ניסוי רפיח. רצוי לציין שמתחת לכל עמודה ישנה הפניה נוסחאות לפיהם חושב כל פרמטר באנליזה.

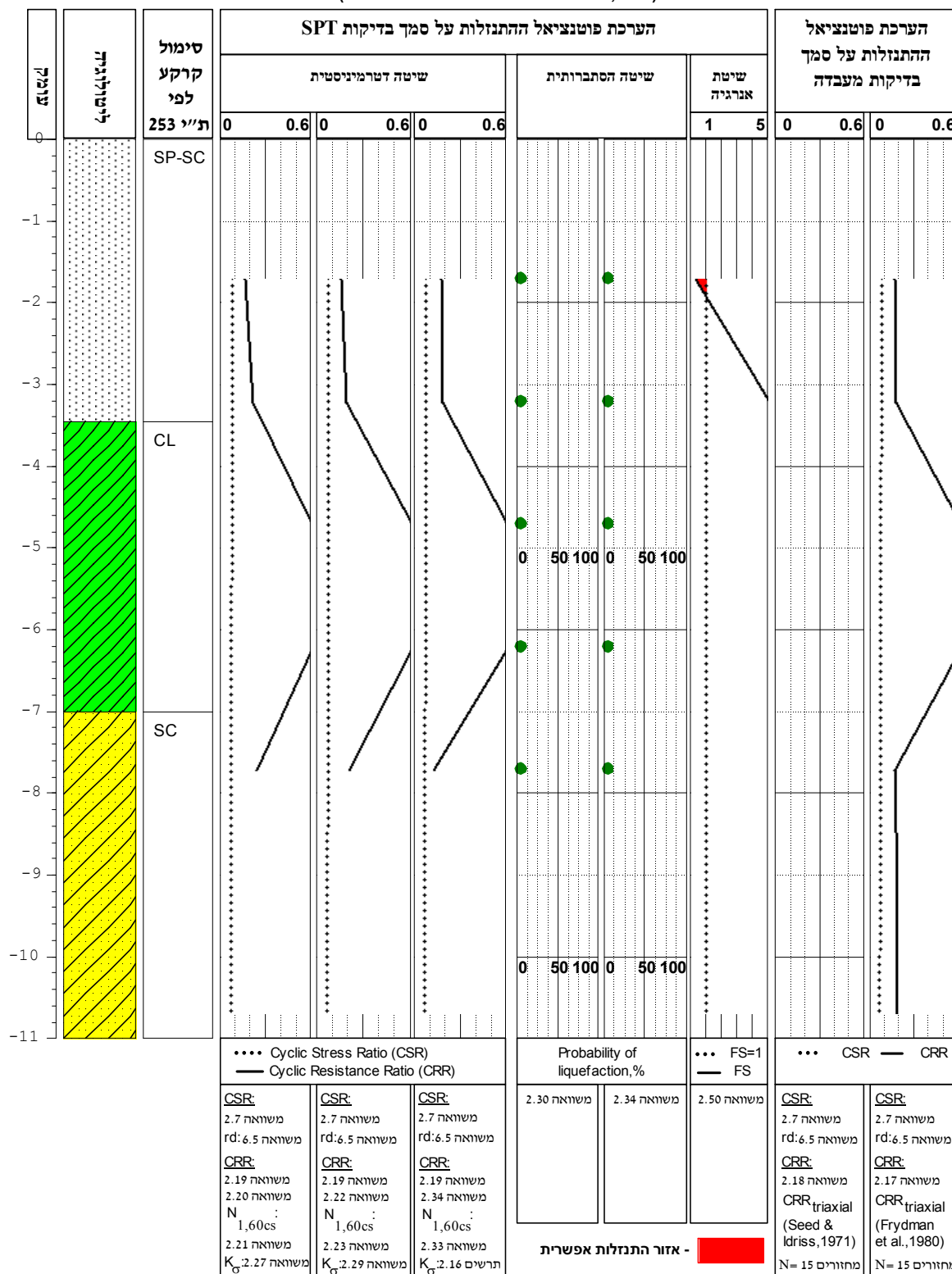


תרשים 6.28 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (רפיח). תאוצת קרקע צפויה עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

קידוח מס' 1 רפיה

$M = 7.5$ $R = 105 \text{ km}$ $a = 0.0664 \text{ g}$

(Attenuation formula: Boore et al., 1997)



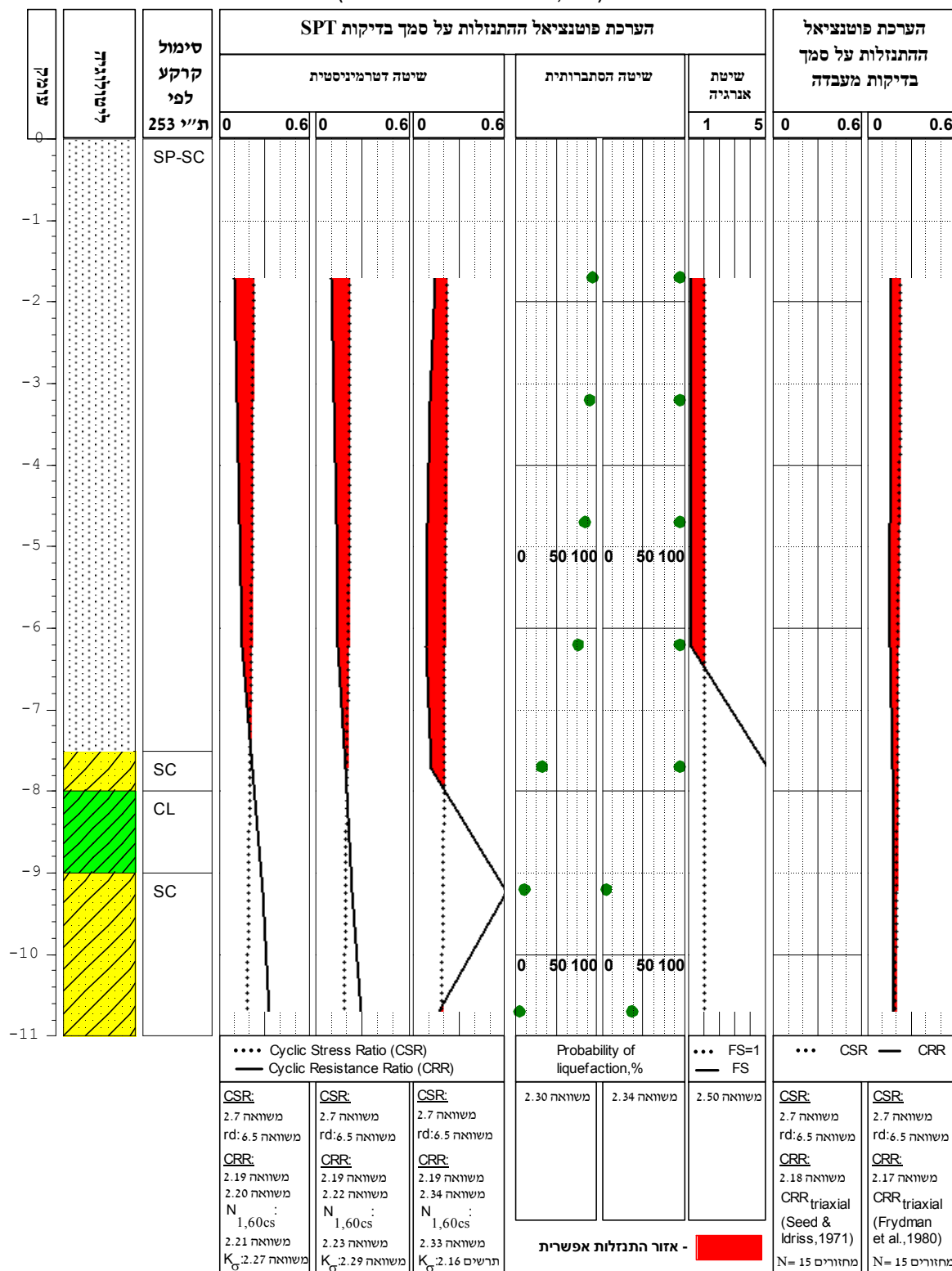
תרשים 6.29 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 1 (רפיה). תאוצת קרקע צפויה

עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.

קידוח מס' 2 רפיה

$M = 7.5 \quad R = 105 \text{ km} \quad a = 0.181 \text{ g}$

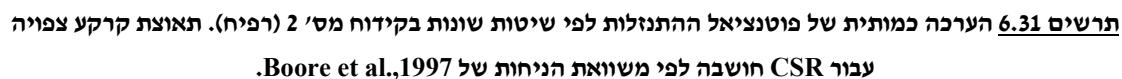
(Attenuation formula: Idriss, 1991)



תרשים 6.30 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 2 (רפיה). תאוצת קרקע צפויה

עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

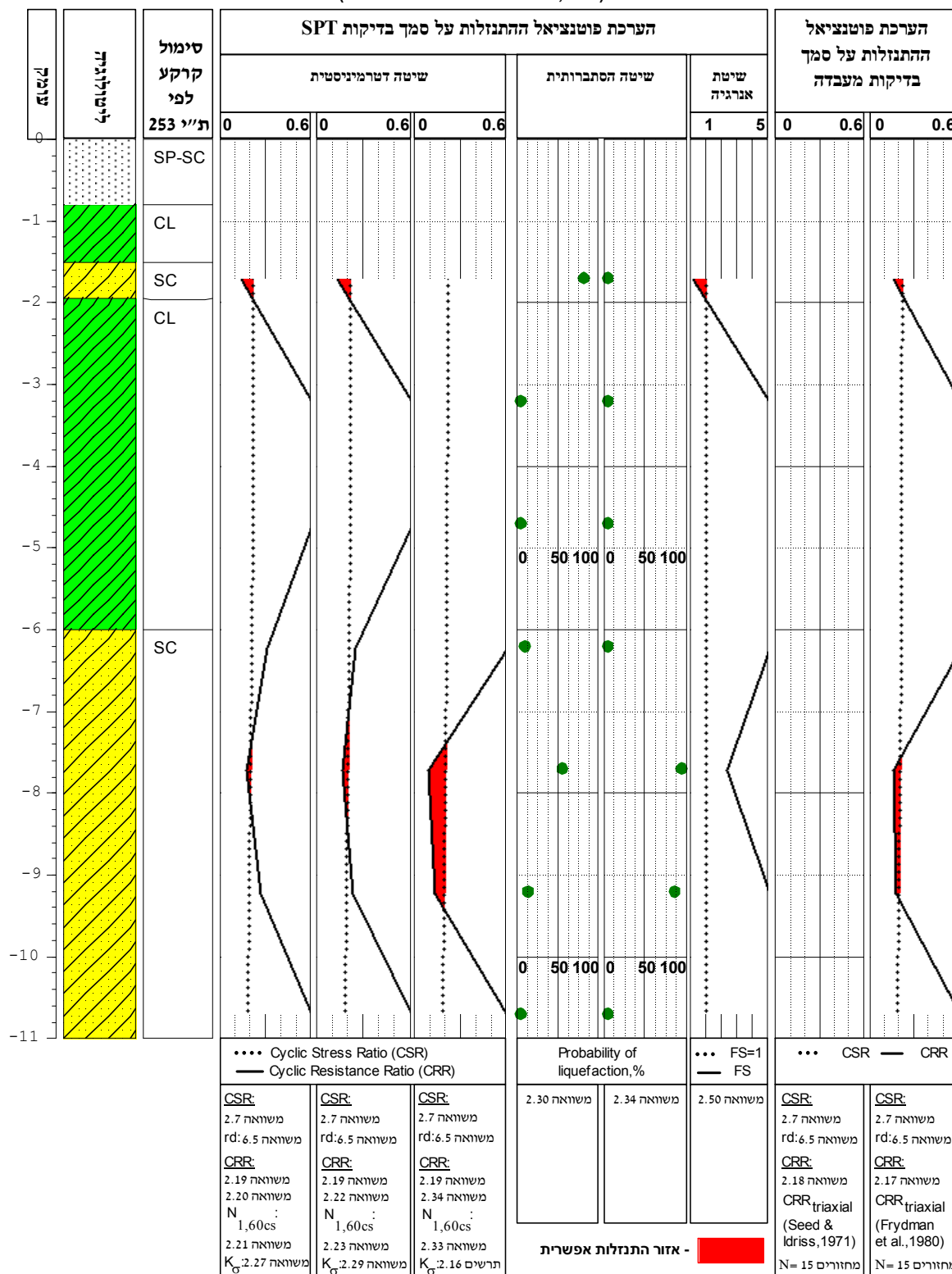
M = 7.5 R = 105 km a = 0.0664 g
(Attenuation formula: Boore et al.,1997)



קידוח מס' 3 רפיה

$M = 7.5 \quad R = 105 \text{ km} \quad a = 0.181 \text{ g}$

(Attenuation formula: Idriss, 1991)



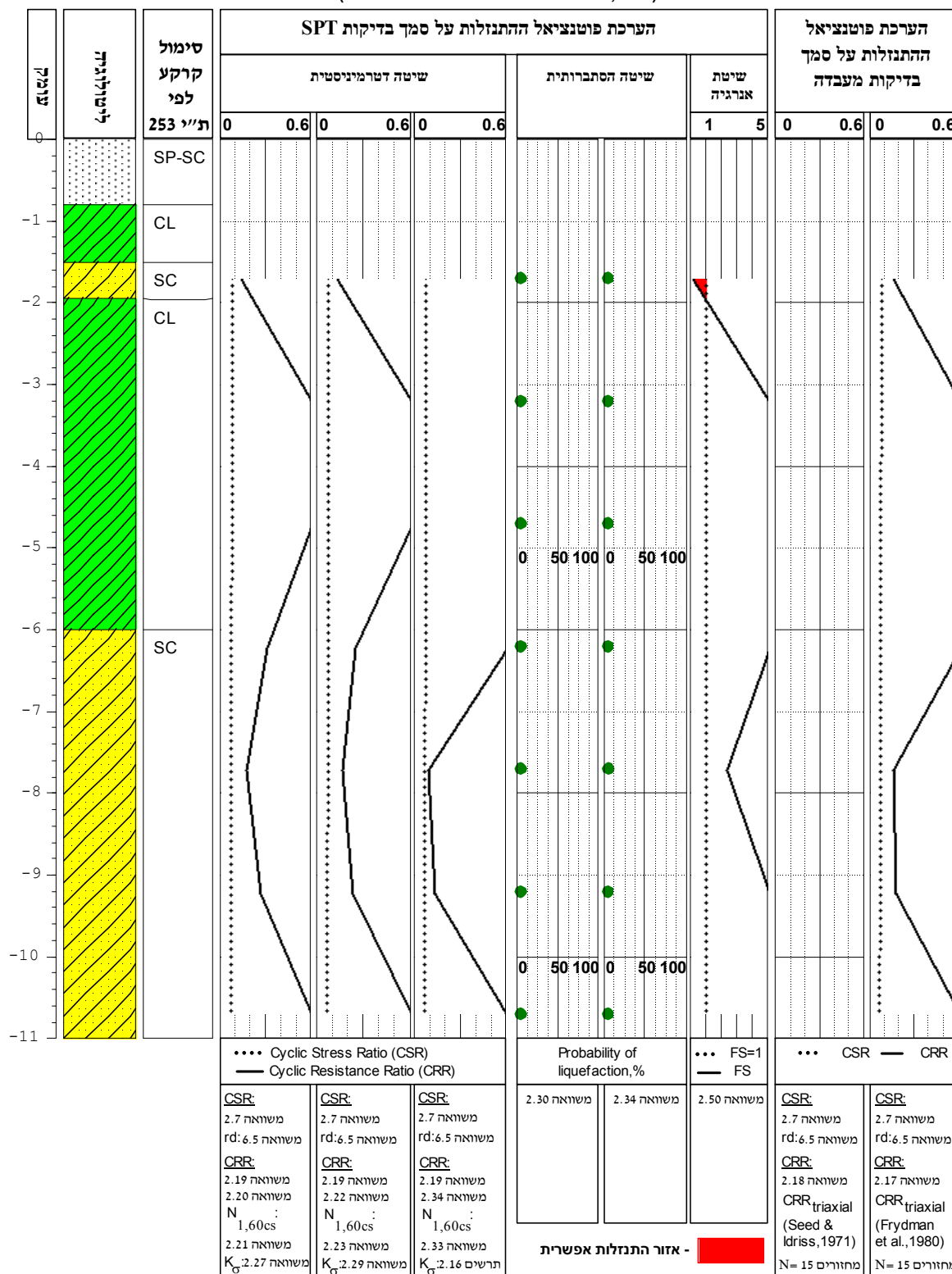
תרשים 6.32 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (רפיה). תאוצת קרקע צפויה

עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

קידוח מס' 3 רפית

$M = 7.5$ $R = 105 \text{ km}$ $a = 0.0664 \text{ g}$

(Attenuation formula: Boore et al., 1997)



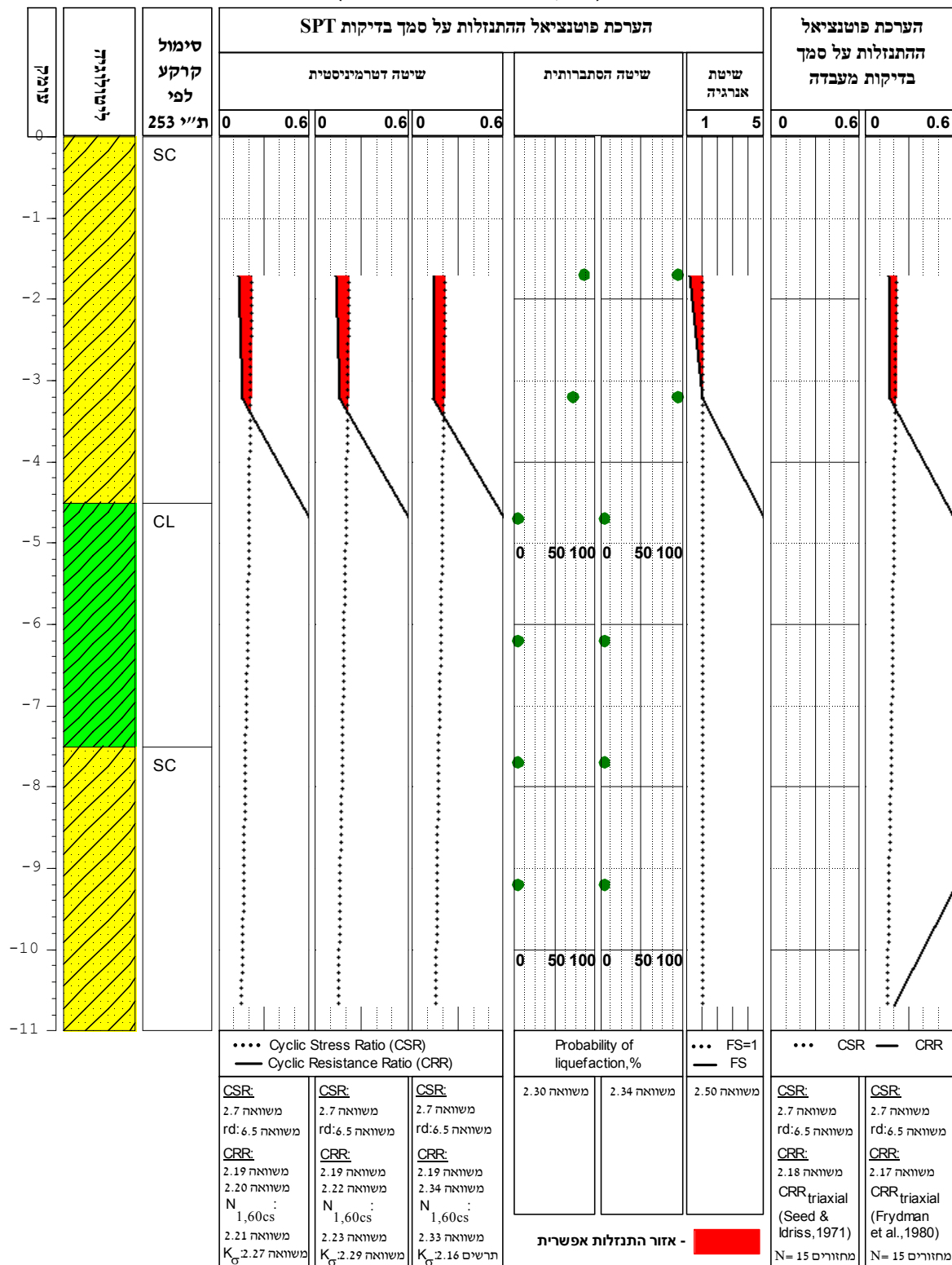
תרשים 6.33 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 3 (רפית). תאוצת קרקע צפויה

עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Boore et al., 1997.

קידוח מס' 4 רפית

$M = 7.5 \quad R = 105 \text{ km} \quad a = 0.181 \text{ g}$

(Attenuation formula: Idriss, 1991)



תרשים 6.34 הערכה כמותית של פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות שונות בקידוח מס' 4 (רפית). תאוצת קרקע צפויה

עבור CSR חושבה לפי משוואת הניחות של Idriss, 1991.

M = 7.5 R = 105 km a = 0.0664 g
(Attenuation formula: Boore et al.,1997)



פרק 7 - דיון.**7.1. חתך הקרקע ומאפייניו.**

חתך הקרקע העליון באתרי המחקר הוא בעיקר חולי עם עדשות חרסית בעובי משתנה מ ~ 0.50 מטר ועד ל ~ 5.00 מטר. החרסית באתרי המחקר בעלת פלסטיות נמוכה. רוב החתך החולי מוגדר כחול חרסיתי וחול טיני עם מעט חול טיני מדורג חסר. החלק החולי של החתך הוא בעל פוטנציאל ההתנזלות. אופקים חרסייתיים יכולים להגביר את תופעת ההתנזלות מכיוון שהם עלולים לעכב את ההתנזלות המהירה של החתך החולי הרווי בזמן רעידת האדמה. מאידך הם יכולים לשמש כחסם בפני עליית מפלס מי תהום אפשרית.

בהסתמך על התפלגות גודל הגרגר וגבולות שהוצעו ע"י Das, 1993 עבור קרקעות בעלות פוטנציאל ההתנזלות רוב שכבות הקרקע באתרי מחקר הן אכן בעלות פוטנציאל התנזלות.

7.1.1. קורלציות.

במסגרת המחקר פותחו שתי קורלציות, הראשונה מקשרת בין אחוז הדקים בקרקע לגבולות הסומך (משוואות 6.1 ו-6.2) והשנייה מקשרת בין ערכי SPT ולחץ טוטלי של השכבות למודול גזירה מכסימלי (משוואה 6.3). יש לציין כי קורלציות אלו מתאימות לאזור המחקר וסביבתו. בקורלציה הראשונה ניתן לראות שככל שאחוז הדקים עולה כך גם גבולות הסומך עולים. דבר זה די הגיוני, מכיוון שסביר להניח כי מדובר בחלקיקים חרסייתיים וטיניים מאותו סוג ובעלי הרכב מנירולוגי זהה, לכן רק כמותם משפיעה את גבולות הסומך של הקרקע באזור המחקר. בקורלציה השנייה ניתן לראות שלמרות שמודול גזירה מכסימלי מושפע משני פרמטרים: מספר הקשות בבדיקת SPT ולחץ השכבות, לגורם האחרון השפעה ניכרת יותר. גם דבר זה די הגיוני, מכיוון שלחץ השכבות הוא בסופו של דבר ביטוי לעומק, וידוע שעם עליית העומק עולים גם ערכי האלסטיות של הקרקע.

7.1.2. ערכי SPT מנורמלים, V_s מנורמלים ו- G_{max} .**7.1.2.1. כרם שלום**

באתר כרם שלום ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 6 ל-55, כאשר דווקא הערך המכסימלי והמינימלי מתקבלים ב-10 מטרים עליונים של החתך. בקרקעות החוליות ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 6 ל-51. הערך התחתון מתאים לפי Bowles, 1996 לקרקעות חוליות תחוחות והערך העליון מתאים לקרקעות חוליות מאוד צפופות. בקרקעות חרסיתיות ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 17 ל-55. הערך התחתון מתאים לפי Bowles, 1996 לחרסית קשה והערך העליון מתאים לחרסית קשה מאוד. ערכי $N_{1,60cs}$ בעומקים זהים שונים במקצת בהתאם לשיטת החישוב ונעים בתחום בין 7 ל-71. שיטת החישוב של Youd and Idriss, 1997 (משוואה 2.21) נותנת ערכי $N_{1,60cs}$ גבוהים במקצת ושיטת החישוב של Seed et al., 2002 (משוואה 2.33) נותנת ערכי $N_{1,60cs}$ נמוכים במקצת. ההפרש המכסימלי בין ערכי $N_{1,60cs}$ בעומק זהה מגיע ל-8.

ערך של מודול גזירה מכסימלי G_{max} התקבל מקורלציה שפותחה במחקר הזה (משוואה 6.3). G_{max} נמצא בתחום בין 250MPa ל-680MPa והולך ועולה עם העומק. אין כאן השפעה של סוגי קרקע שונים על ערך G_{max} מכיוון שבמשוואת הקורלציה 6.3 הגורם העיקרי שמשפיע על ערך זה הוא הלחץ הטוטלי של עמודת הקרקע.

ערכים של מהירות גלי הגזירה V_s התקבלו מערכי G_{max} בעזרת משוואה 4.22. תחום ערכי V_s נע בין 358 m/sec ל-602 m/sec. מהירות גלי הגזירה איננה תלויה בסוג הקרקע, היא הולכת וגדלה עם העומק מה שתואם את עלייתו של G_{max} עם העומק. ערכי מהירות גלי הגזירה מנורמלים ללחץ השכבות V_{sl} נמצאים בתחום בין 395 m/sec ל-595 m/sec. ערכים גבוהים מתקבלים בעומקים רדודים (עד 2 מטר), לקראת עומק של 8-9 מטר ערכי V_{sl} יורדים למינימום ולאחר מכן מטפסים בחזרה.

7.1.2.2 רפיח

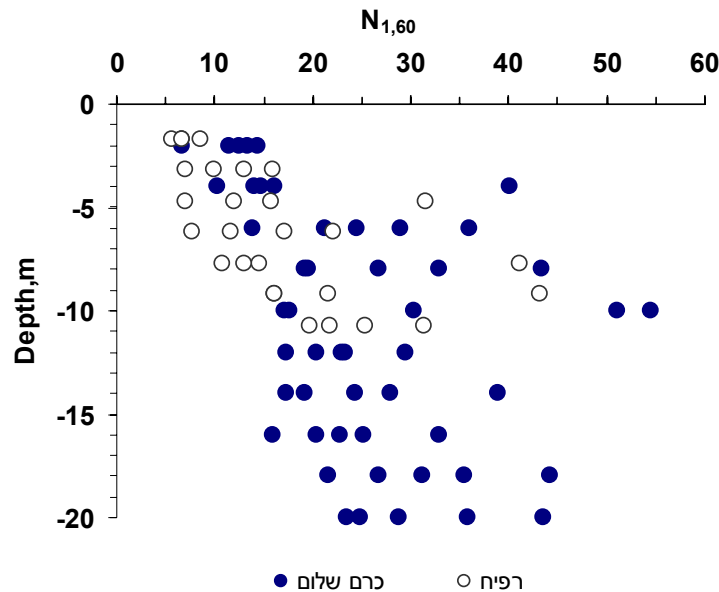
באתר רפיח ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 5 ל-44. בקרקעות חוליות ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 5 ל-44. הערך התחתון מתאים לפי Bowles, 1996 לקרקעות חוליות תחוחות והערך העליון מתאים לקרקעות חוליות צפופות. בקרקעות חרסיתיות ערכי $N_{1,60}$ נעים בתחום בין 12 ל-32. הערך התחתון מתאים לפי Bowles, 1996 לחרסית קשה והערך העליון מתאים לחרסית קשה מאוד. גם כאן ערכי $N_{1,60cs}$ בעומקים זהים שונים במקצת בהתאם לשיטת החישוב ונעים בתחום בין 7 ל-71. ההפרש המכסימלי בין ערכי $N_{1,60cs}$ לפי Youd and Idriss, 1997 ולפי Seed et al., 2002 בעומק זהה מגיע ל-7.

ערך מודול גזירה מכסימלי G_{max} התקבל מקורלציה שפותחה במחקר הזה (משוואה 6.3). G_{max} נמצא בתחום בין 249MPa ל-375MPa והולך ועולה עם העומק. גם כאן אין השפעה של סוגי קרקע שונים על ערך G_{max} .

ערכים של מהירות גלי הגזירה V_s התקבלו מערכי G_{max} בעזרת משוואה 4.22. תחום ערכי V_s נע בין 345 m/sec ל-420 m/sec. גם כאן מהירות גלי הגזירה איננה תלויה בסוג הקרקע, היא הולכת וגדלה עם העומק. ערכי מהירות גלי הגזירה מנורמלים ללחץ השכבות V_{sl} נמצאים בתחום בין 395 m/sec ל-550 m/sec. ערכים הגבוהים מתקבלים בעומקים הרדודים (עד 1.70 מטר), לקראת עומק של 9 מטר ערכי V_{sl} יורדים למינימום ולאחר מכן הם מתחילים לטפס בחזרה.

7.1.3 השוואה בין חתכי הקרקע בין אתר כרם שלום לאתר רפיח.

על סמך השוואה וויזואלית של חתכים לוגיים בין אתר כרם שלום (תרשימים 4.17 - 4.6) לאתר רפיח (תרשימים 4.19 ו-4.20), השוואת תכונות אינדקס, ערכי SPT ופריסות מרחביות של שכבות הקרקע ניתן להגיד כי קיים דמיון רב בין שני האתרים. בתרשים 7.1 מוצגת לדוגמה השוואה של ערכי $N_{1,60}$ משני האתרים.



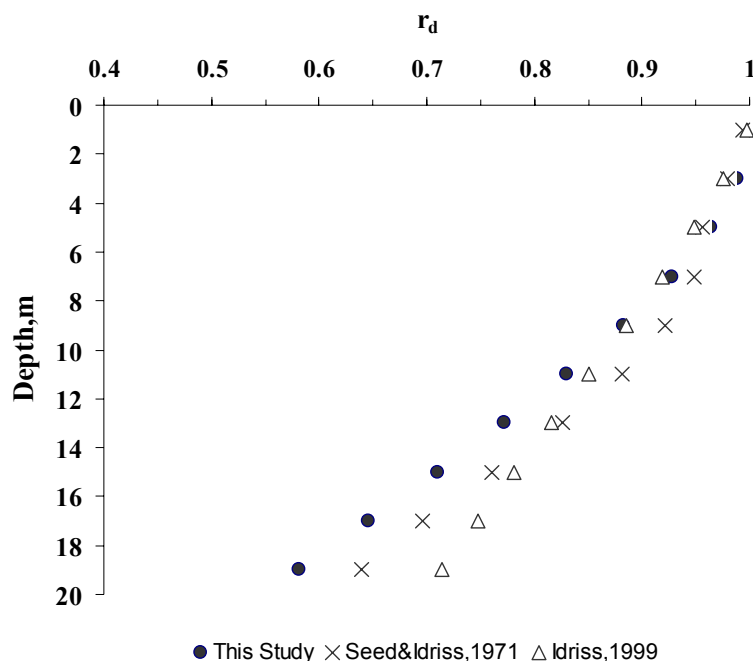
תרשים 7.1 השוואת ערכי $N_{1,60}$ בין כרם שלום לרפיח.

לפי תרשים 7.1 ניתן לראות שקיימת איזושהי מגמה המצביעה על כך שחתך הקרקע ברפיח הוא חלש במקצת מחתך הקרקע בכרם שלום, ומכאן ייתכן והקרקע באתר ניסוי רפיח נתונה קצת יותר לסכנת ההתנזלות.

ערכי V_s , G_{max} ו- V_{sl} בעומקים זהים בשני המקומות די דומים, מכיוון שכולם התקבלו על בסיס קורלציה אחת (משוואה 6.2) שכפי שהוזכר מקודם תלויה במידה רבה בעומק.

7.2. מקדם הפחתה r_d .

במחקר הנוכחי פותחה קורלציה אמפירית עבור מקדם הפחתה המתאים לאזור המחקר. בתרשים 7.2 מוצגת השוואה בין מקדמי הפחתה r_d לפי Idriss, 1971 (משוואה 2.9), Seed and Idriss, 1999 (משוואה 2.10) והמחקר הנוכחי (משוואה 6.5). מקדם הפחתה של Cetin and Seed, 2000 (משוואה 2.11) לא הוכנס לתוך ההשוואה הזאת, מכיוון שהוא תלוי במשתנים רבים ועקב כך הוא מאוד ספציפי לכל קידוח וקידוח. בתרשים 7.2 ניתן לראות בבירור שמקדם הפחתה r_d לפי המחקר הנוכחי תואם עד עומק 4 מטר את שני החוקרים, תואם עד עומק 8 מטר את מקדם ההפחתה של Idriss, 1999 ולאחר עומק זה הופך להיות פחות מחמיר משני החוקרים.



תרשים 7.2 השוואה בין מקדמי הפחתה r_d לפי חוקרים שונים, כולל המחקר הזה.

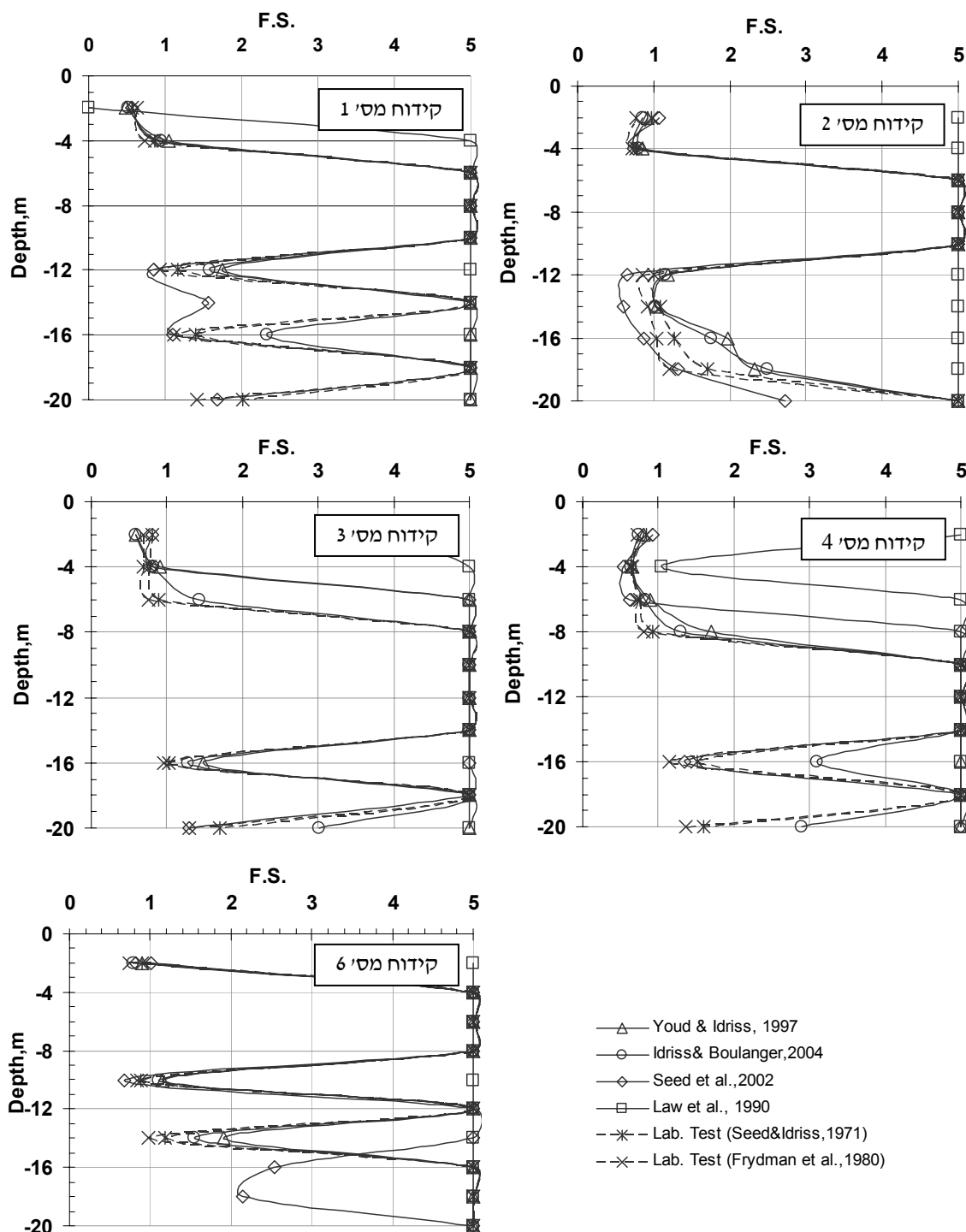
7.3. פוטנציאל ההתנזלות.

7.3.1. משוואות הניחות.

תופעת התנזלות הקרקע באתרי המחקר מתקבלת רק לפי משוואות הניחות של Idriss, 1991, אשר אכן נותנת ערכי תאוצת קרקע גבוהים יותר מאשר משוואות הניחות של Boore et al., 1997. במרחק של 100 ק"מ ממקור הרעידה משוואות הניחות של Idriss, 1991 צופה תאוצת קרקע פי 2.7 מאשר משוואות הניחות של Boore et al., 1997. מאידך, כפי שהוזכר בפרק 2.3.6 משוואות הניחות של Boore et al., 1997 מתאימה יותר לתנאי הארץ ועל בסיסה גם בנוי עדכון למפת האזורים של המקדמים הסייסמי לתקן ישראלי 413 "תכן עמידות מבנים ברעידות אדמה". מכאן סביר להניח כי לא צפויה תופעת ההתנזלות באזור המחקר מרעידת אדמה שמקורה בסגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח.

7.3.2. השיטות להערכת פוטנציאל ההתנזלות.

במחקר הנוכחי נעשתה הערכת פוטנציאל ההתנזלות לפי שיטות רבות, חלקן אמפיריות וחלקן מבוססות על בדיקות גזירה מרחבית מחזורית. בתרשים 7.3 מרוכזים מקדמי הביטחון להתנזלות (F.S.) על בסיס שיטות אלו. מקדמי הביטחון לפי כל השיטות, פרט לשיטת האנרגיה של Law et al., 1990 (משוואה 2.50), חושבו על בסיס CRR ומשוואה 2.4. תרשים 7.3 מתייחס לאתר מחקר כרם שלום ולמשוואות הניחות של Idriss, 1991.



תרשים 7.3 מקדם הביטחון להתנזלות עבור קידוחי כרם שלום לפי שיטות חיזוי שונות ומשוואת הניחות של Idriss, 1991.

7.3.2.1. שיטות חיזוי אמפיריות.

הערכת מקדם הביטחון להתנזלות לפי השיטות האמפיריות (תרשים 7.3) מבוססות על ערכי SPT מנורמלים. מתוכם בולטת שיטת Law et al., 1990, אשר תואמת לשיטות אמפיריות אחרות בחיזוי ההתנזלות רק בעומקים הרדודים, בדרך כלל עד 2 מטר. ייתכן וחוסר התאמה בחיזוי תופעת

ההתנזלות בעומקים גדולים יותר נובעת מכך שהשיטה הזאת איננה מבוססת על מקרי התנזלות ואי התנזלות רבים, כמו שאר השיטות. מצד שני שיטה זאת איננה מורכבת במיוחד ויכולה לתת הערכה ראשונית מהירה לחיזוי תופעת ההתנזלות בעומקים הרדודים. שאר השיטות האמפיריות די תואמות אחת את השנייה בדבר חיזוי תופעת ההתנזלות וניתן לראות את זה בבירור בתרשים 7.3. התאמה זאת איננה מקרית ונובעת ככל הנראה מכך שכל השיטות הללו מבוססות על העבודה של Seed and Idriss, 1984 (תרשים 2.14). למרות התאמתן הגדולה עדיין מתקבלות סטיות במקדמי הביטחון. ההערכה השמרנית יותר מתקבלת על פי רוב מהשיטה של Youd and Idriss, 1997 (משוואה 2.20), אשר בנויה על בסיס הגרף המקורי של Seed and Idriss, 1984, ההערכה השמרנית פחות מתקבלת על פי רוב בשיטה החדשנית יותר של Seed et al., 2002 (משוואה 2.34), אשר מבוססת על בסיס נתונים רחב יותר. השיטה של Idriss and Boulanger, 2004 (משוואה 2.22) נותנת על פי רוב ערכי ביניים בין שני השיטות הקודמות.

7.3.2.2 קבוצת השיטות המבוססות על בדיקות מעבדה.

קבוצה זאת התבססה על תוצאות בדיקות גזירה מרחבית מחזורית של Seed and Idriss, 1971 ושל CRR. Frydman et al., 1980 לפי Seed and Idriss, 1971 מתקבל בהתאם למספר המחזורי ההעמסה, D_{50} , והצפיפות היחסית של הקרקע. CRR לפי Frydman et al., 1980 מתקבל בהתאם למספר מחזורי ההעמסה, צפיפות היחסית של הקרקע והלחץ המקיף. ניתן לראות מתרשים 7.3 שתי השיטות נותנות הערכה די דומה להתרחשות ההתנזלות.

השיטה של Frydman et al., 1980 עדיפה יותר לחיזוי פוטנציאל ההתנזלות מכיוון שהיא מבוססת על תוצאות בדיקות גזירה מרחבית מחזורית של חול כורכרי מאזור שפלת החוף בארץ.

7.3.2.3 קבוצת השיטות הסתברותיות.

במחקר הנוכחי נעשה שימוש בשתי שיטות הסתברותיות להערכת פוטנציאל ההתנזלות. הראשונה של Youd and Noble, 1997 (משוואה 2.30) והשנייה של Seed et al., 2002 (משוואה 2.32). שיטות אלו תואמות על פי רוב זו את זו כאשר מדובר על סיכוי גבוה להתפתחות ההתנזלות (מעל ל- 95%) בעומקים רדודים. יחד עם זאת ישנן לעיתים קרובות סטיות בין שתי השיטות, אשר מגיעות במקרים קיצוניים עד ל- 70%, כאשר השיטה של Seed et al., 2002 על פי רוב נותנת ערכי הסתברות גבוהים יותר. הסטיות המכסימליות בין השיטות מתקבלות בעומקים גדולים (מעל ל- 8-9 מטר). ייתכן וניתן להסביר זאת על ידי כך שהקורלציה ההסתברותית של Youd and Noble, 1997 פשוטה ואינה תלויה במשתנים רבים. לעומת זאת הקורלציה ההסתברותית של Seed et al., 2002 מורכבת יותר, בנויה על בסיס נתונים רחב יותר, ותלויה בין השאר גם בלחץ האפקטיבי של שכבות הקרקע. לחץ השכבות הינו פונקציה ישירה של העומק. ייתכן ודבר זה יכול להסביר את העובדה שההפרשים המכסימליים בין השיטות מתקבלים דווקא בעומק. בנוסף לכך שיטה של Seed et al., 2002 מתבססת גם על ערכי $N_{1,60cs}$ נמוכים יותר בהשוואה לשיטות חישוב אחרות של $N_{1,60cs}$. יש לציין כי שיטה של Seed et al., 2002 לא מתאימה למקרים בהם אחוז הקדים בקרקע גדול מ- 35%.

7.3.2.4. השוואה בין השיטות

כאשר משווים את חיזוי פוטנציאל ההתנזלות לפי כל השיטות שהוזכרו מקודם, פרט אולי לשיטת האנרגיה של Law et al., 1990 והשיטה ההסתברותית של Youd and Noble, 1997, ניתן לראות שגם השיטות האמפיריות וגם השיטות המבוססות על בדיקות מעבדה, חוזות את תופעת ההתנזלות באותם עומקים ולעיתים קרובות אף חופפות אחת לשנייה, מה שמרמז על אמינותן של השיטות האמפיריות ועל כן ניתן להעריך די במדויק את סכנת ההתנזלות גם באמצעים הפשוטים וזולים יחסית, כגון בדיקות SPT.

7.3.2.5. שיטות שלא נכנסו לאנליזה של פוטנציאל ההתנזלות.

רצוי להזכיר שהיו גם שיטות להערכת פוטנציאל ההתנזלות שהוזכרו בפרק 2.3 ולא נעשה בהם שימוש במסגרת המחקר הזה. לא נעשה שימוש בקבוצה שלמה של שיטות להערכת פוטנציאל ההתנזלות על בסיס מהירות גלי גזירה מנורמלת V_{s1} . לפי שיטה זאת לקרקעות בעלות V_{s1} גבוהה מ-200m/sec אין פוטנציאל התנזלות (תרשים 2.19). ערכי V_{s1} באתרי מחקר מתחילים מ-350 m/sec, כך שכביכול לקרקעות באזור המחקר אין פוטנציאל ההתנזלות. דבר שהוא לא נכון והוכח כבר בסעיפים הקודמים. ייתכן והסיבה לכך ששיטות להערכת פוטנציאל ההתנזלות על בסיס V_{s1} לא עבדו כאן מכיוון ש- V_s נמדד בתנאי רוויה מלאכותית ולא רוויה טבעית, כאשר לא קיים עומד מים, ולכן ערכי V_s יצאו גבוהים יותר. שיטה השנייה שלא נעשה בה שימוש היא שיטת האנרגיה של Davis and Berrill, 1982 (משוואה 2.45) כי היא מתאימה לחול נקי בלבד ולא לחול חרסיתי או טיני.

7.4. חיזוי תופעת ההתנזלות.

המחקר הנוכחי התבסס על כך שהמקור לרעידות האדמה האפשרי הוא סגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח. מאידך יכולים להיות שברים פעילים קרובים יותר לאזור המחקר או ייתכן ואזור אחר, בעל חתך קרקע דומה, נמצא קרוב יותר לטרנספורם ים המלח. כדי לא להיות תלוי במיקום הגיאוגרפי של אזור כזה או אחר בעל חתך קרקע דומה או לא להיות תלוי במיקום הגיאוגרפי של השבר הוכנו במחקר זה, על בסיס השיטות הדטרמיניסטיות, גרפים המקשרים בין ערכי SPT מנורמלים למרחק מכסימלי עד השבר הפעיל שיגרום להתנזלות באזור בעל חתך קרקע דומה לאזור המחקר בהתאם למגניטודה של הרעידה. יחס התנגדות מחזורי בגרפים אלו הוערך לפי Youd and Idriss, 1997 (משוואות 2.19 ו-2.20) ולפי Seed et al., 2002 (משוואות 2.19 ו-2.34). כמו כן הוכנו גרפים דומים אך בתלות בצפיפות היחסית של הקרקע ועל בסיס תוצאות של בדיקות גזירה מרחבית מחזורית של Seed and Idriss, 1971 ו-Frydman et al., 1980.

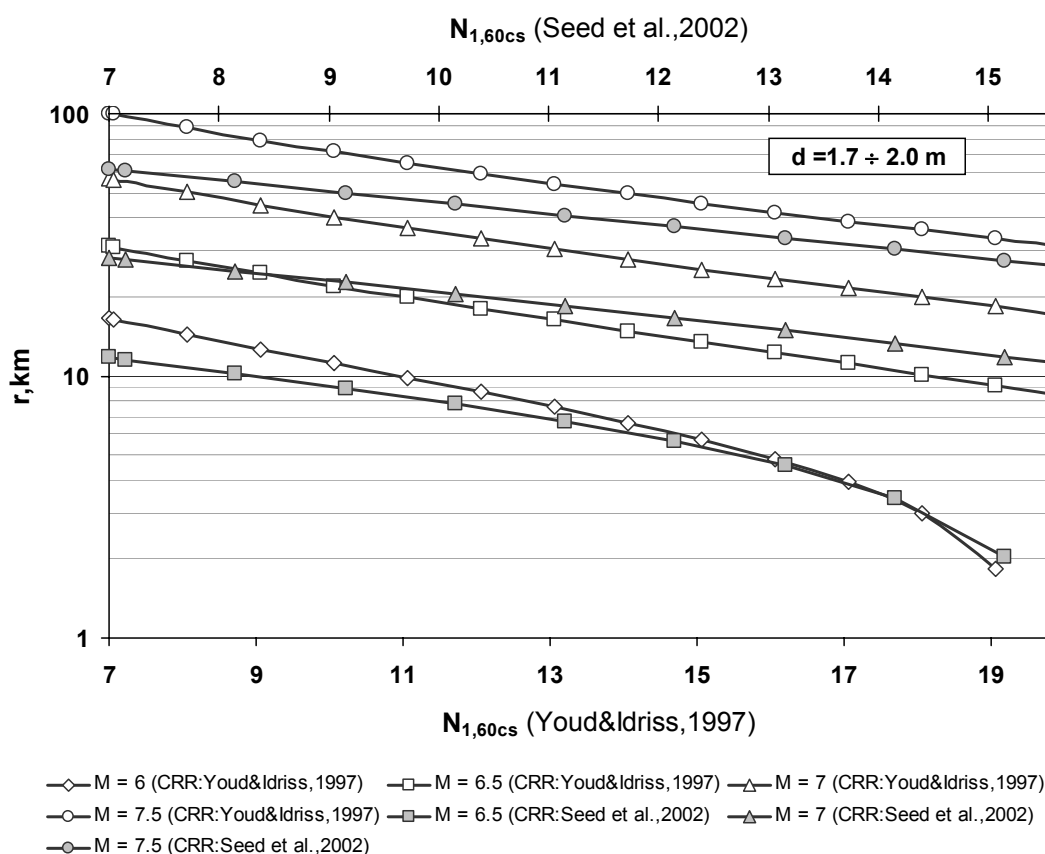
הכנת הגרפים נעשתה בצורה הבאה: בשלב הראשון חושבה התנגדות של קרקע להתנזלות CRR על פי השיטות הנ"ל. בשלב השני הושוו ערכי CRR ל-CSR ועל בסיס משוואה 2.7 נמצאה תאוצת הקרקע אשר תגרום להתנזלות. בשלב השלישי על בסיס תאוצת הקרקע שהתקבלה ומשוואת הניחות של Boore et al., 1997 נמצא מרחק עד האפיצנטר האפשרי של הרעידה בהתאם למגניטודה.

הגרפים הוכנו בהתבסס על חתך מוכלל של שני אתרי מחקר עבור טווח העומקים 1.70-2.00 מטר, 6.00-6.20 מטר ו- 9.20-10.00 מטר. טווח העומקים הראשון רלוונטי לביסוס רדוד, כגון פלטות יסוד, טווח העומקים השני והשלישי מתאימים לביסוס עמוק, כגון כלונסאות. תופעת ההתנזלות בעומקים אלו עלולה לגרום לשקיעת היסודות וכשל המבנה.

7.4.1 טווח העומקים 1.70-2.00 מטר.

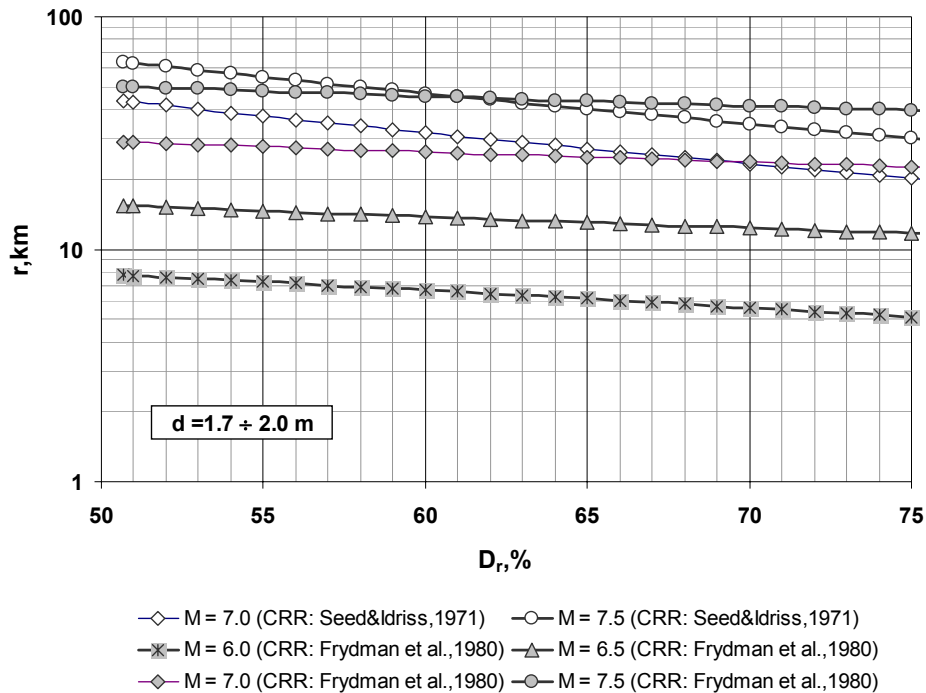
בתרשים 7.4 מוצג גרף המקשר בין ערכי SPT מנורמלים לפי Seed et al., 1997 ו- Youd and Idriss, 1997, למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 1.70-2.00 מטר, בהתאם למגניטודה של הרעידה.

בעומק זה טווח ערכי $N_{1,60cs}$ לפי Youd and Idriss, 1997 נע בין 6.93 ל- 20.24 ולפי Seed et al., 2002 נע בין 6.85 ל- 15.75. לחץ שכבות טוטלי ממוצע בעומק זה הוא 37.67kPa ולחץ שכבות אפקטיבי ממוצע הוא 19.35kPa. יש לציין כי קביעת המרחק עד האפיצנטר, המבוססת על CRR של Seed et al., 2002 תיעשה בהתאמה על בסיס ערכי $N_{1,60cs}$ של Seed and Idriss, 2002 וכך תיעשה גם לגבי השיטה השנייה של Youd and Idriss, 1997.



תרשים 7.4 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 1.70-2.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים.

בתרשים 7.5 מוצג גרף המקשר בין צפיפות יחסית D_r למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 1.70-2.00 מטר. בהתאם למגניטודה של הרעידה. טווח ערכי D_r בעומק זה נע בין 50.7% ל- 75.72% D_{50} ממוצע, אשר נדרש לחישוב CRR לפי תוצאות בדיקות מעבדה של Seed and Idriss, 1971, שווה ל- 0.137mm מספר מחזורי העמסה אקוויולנטיים בהתאם למגניטודה של הרעידה נלקחו לפי תרשים 2.23.



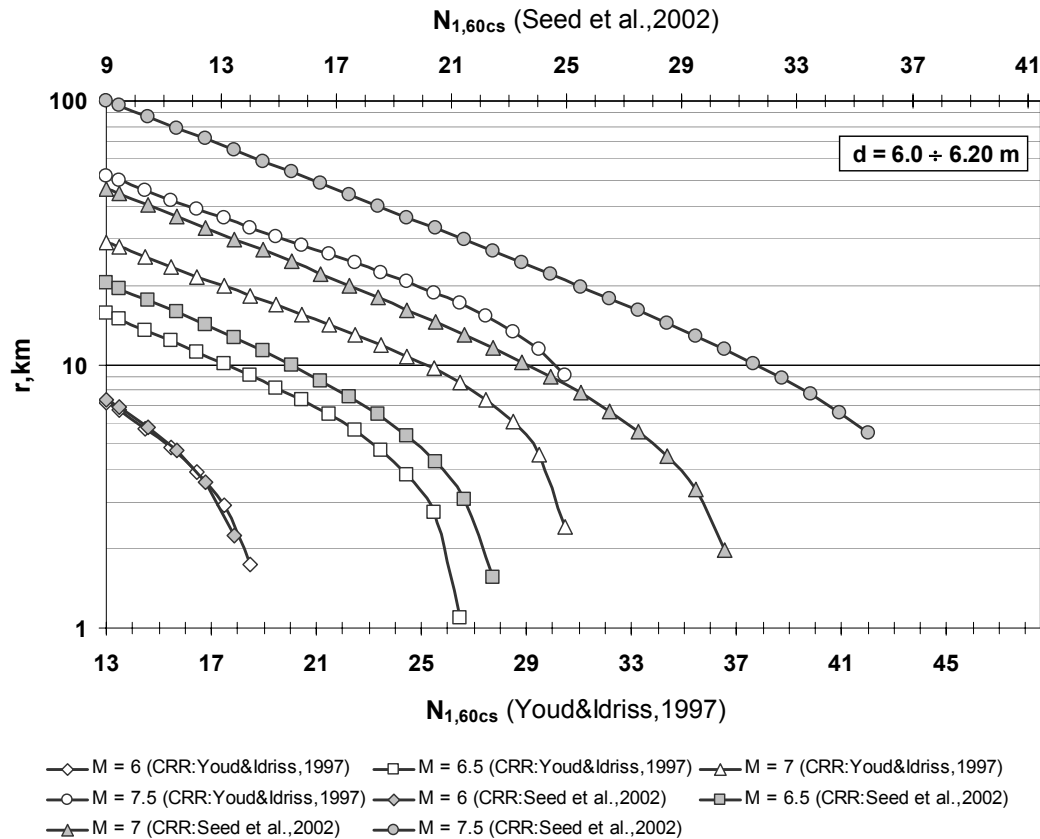
תרשים 7.5 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 1.70-2.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע.

7.4.2 טווח עומקים 6.00-6.20 מטר.

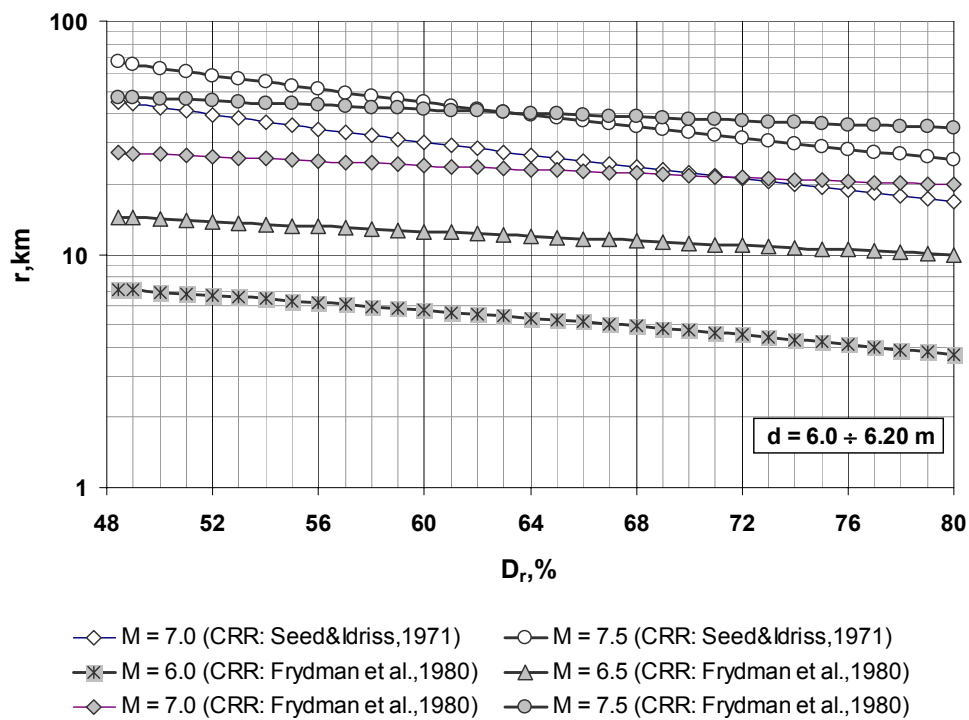
בתרשים 7.6 מוצג גרף המקשר בין ערכי SPT מנורמלים לפי Seed et al., 1997 ו- Youd and Idriss, 2002, למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 6.0-6.20 מטר, בהתאם למגניטודה של הרעידה.

בעומק זה טווח ערכי $N_{1,60cs}$ לפי Youd and Idriss, 1997 נע בין 12.53 ל- 48.23, ולפי Seed et al., 2002 נע בין 8.54 ל- 41.11. לחץ שכבות טוטלי ממוצע בעומק זה הוא 123.85kPa ולחץ אפקטיבי ממוצע הוא 64.12kPa.

בתרשים 7.7 מוצג גרף המקשר בין צפיפות יחסית למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 6.00-6.20 מטר. בהתאם למגניטודה של הרעידה. טווח ערכי D_r בעומק זה נע בין 48.42% ל- 98.03% D_{50} ממוצע, אשר נדרש לחישוב CRR לפי תוצאות בדיקות מעבדה של Seed and Idriss, 1971, שווה ל- 0.110mm מספר מחזורי העמסה אקוויולנטיים בהתאם למגניטודה של הרעידה נלקחו לפי תרשים 2.23.



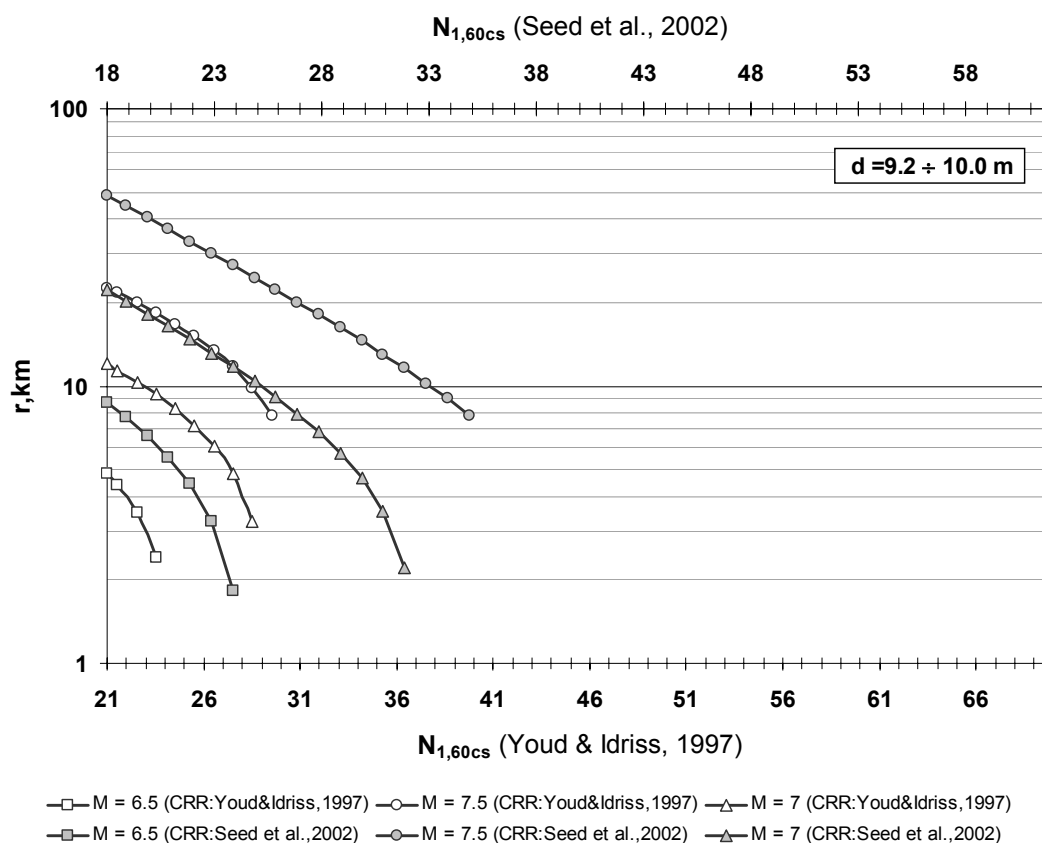
תרשים 7.6 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 6.00-6.20 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים.



תרשים 7.7 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 6.00-6.20 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע.

7.4.3. טווח עומקים 9.20-10.00 מטר.

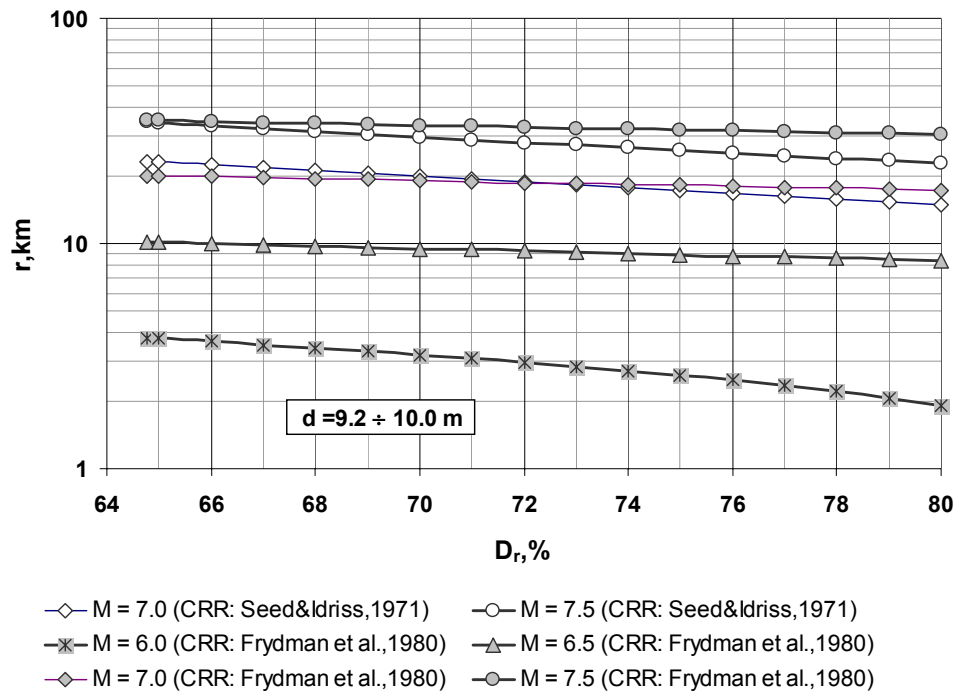
בתרשים 7.8 מוצג גרף המקשר בין ערכי SPT מנורמלים לפי Seed et al., 1997 ו- Youd and Idriss, 2002, למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 9.20-10.00 מטר, בהתאם למגניטודה של הרעידה.



תרשים 7.8 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 9.20-10.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על ערכי SPT מנורמלים.

בעומק זה טווח ערכי $N_{1,60cs}$ לפי Youd and Idriss, 1997 נע בין 21.46 ל- 70.50, ולפי Seed et al., 2002 נע בין 18.14 ל- 62.25. לחץ שכבות טוטלי ממוצע בעומק זה הוא 197.21kPa ולחץ אפקטיבי ממוצע הוא 102.06kPa.

בתרשים 7.9 מוצג גרף המקשר בין צפיפות יחסית D_r למרחק עד האפיצנטר של הרעידה שתגרום להתנזלות בחתך הנחקר או דומה לו בעומקים 9.20-10.00 מטר, בהתאם למגניטודה של הרעידה. טווח ערכי D_r בעומק זה נע בין 64.78% ל- 100.00%. D_{50} ממוצע, אשר נדרש לחישוב CRR לפי תוצאות בדיקות מעבדה של Seed and Idriss, 1971, שווה ל- 0.096mm. מספר מחזורי העמסה אקוויוולנטיים בהתאם למגניטודה של הרעידה נלקח לפי תרשים 2.23.



תרשים 7.9 מרחק עד האפיצנטר של רעידת אדמה, אשר תגרום להתנזלות בעומק 9.20-10.00 מטר באתרי המחקר או באתרים אחרים בעלי חתך קרקע דומה בהתבסס על צפיפות היחסית של קרקע.

פרק 8 - סיכום.

מטרת המחקר הנוכחי הייתה לבדוק פוטנציאל התנזלות באזור אגן החוף הדרומי חבל עזה. חתך הקרקע באזור המחקר נבדק בהנחה שהוא כולו רווי לרעידת אדמה בעלת מגניטודה 7.5 שמוקדה בחלק הצפוני של סגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח.

להלן המסקנות שהתקבלו בעבודה זו:

1. לפי רוב שיטות החיזוי שנבדקו ישנה חשיבות רבה להערכת יחס המאמצים שמתפתח בעומק בזמן רעידת אדמה. ניתן להעריך יחס זה באמצעות אנליזת מעבר גלי גזירה מסלע הבסיס דרך שכבות הקרקע או באמצעות השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971. הדרך הראשונה, למרות דיוקה הרב, הינה מסובכת ויקרה כיוון שנדרשת חקירת קרקע מפורטת ביותר עד סלע הבסיס, והנחת רקורד עבור הרעידה אשר לא תמיד קיים. השיטה המפושטת של Seed and Idriss, 1971 מעשית יותר ותלויה בעיקר בתאוצת קרקע מכסימלית שמתפתחת בפני השטח. כך שבסופו של דבר לתאוצת קרקע מכסימלית בפני השטח ישנה חשיבות בניתוח פוטנציאל ההתנזלות.
2. לפי רוב שיטות החיזוי לא צפויה ההתנזלות בחתך החולי של אזור המחקר כאשר מוקד הרעידה בסגמנט הערבה של טרנספורם ים המלח, בהתבסס על משוואת הניחות של Boore et al., 1997. לעומת זאת, בהתבסס על משוואת הניחות של Idriss, 1991 דווקא כן צפויה התנזלות. למרות הניגוד הזה סביר להניח שלא תתרחש התנזלות בחתך החולי של אזור המחקר, כיוון שמשוואת הניחות של Boore et al., 1997 נבדקה ע"י Leonov, 2002 ונמצאה כמתאימה לתנאי הארץ ועל בסיסה גם בנוי עדכון מ - 08/2002 למפת האזורים של המקדם הסייסמי לתקן ישראלי 413 "תכן עמידות מבנים ברעידות אדמה".
3. שיטות החיזוי האמפיריות, והמבוססות על בדיקות גזירה מעבדתיות של Seed and Idriss, 1971 ו-Frydman et al., 1980, נותנות מקדמי בטחון די קרובים בעומקים זהים ולעיתים קרובות אף ישנה חפיפה בין השיטות האלו מה שמרמז על אמינותן של השיטות האמפיריות אשר ברובן מתבססות על בדיקות שדה פשוטות, זולות ומהירות.
4. תופעת ההתנזלות הינה אחת התופעות המסוכנות שעלולות להתרחש בזמן רעידת האדמה ויש להקדיש לה התייחסות ראויה בתכנון המבנים והמתקנים.

מקורות ספרותיים :

1. Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE*, 126(11), 1015–1025.
2. Bardet, J.P., Ichii, K., and Lin, C.H. (2000). *EERA - A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. Department of Civil Engineering, University of Southern California.
3. Boore, D.M., Joyner, W.B. and Fumal, T.E. (1997). Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work. *Seismological Research Letters*, Volume 68, January/February.
4. Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2003). *State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance*. Submitted to 11th SDEE and 3rd ICEGE, University of California, Berkeley, 2004.
5. Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design* (5th Edition), McGraw Hill.
6. Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journ. of the Boston Society of Civil Engineers*, January, Vol.23, pp. 257-276.
7. Cetin, K. Onder and Seed, Raymond B. (2000). *Earthquake-induced nonlinear shear mass participation factor (r_d)*. Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT-2000/08, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley. June, 2000.
8. Cooley, J. W. and Tukey, J. W. (1965). An algorithm for the machine calculations of complex Fourier series. *Mathematics of Computation*, Vol. 19, No. 90, pp. 297-301.
9. Darendeli, Mehmet B. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. Ph.D. Dissertation. The University of Texas at Austin, August 2001.
10. Das, B.M. (1993). *Advanced Soil Mechanics* (2nd Edition), Taylor and Francis, Washington, DC.
11. Davis, R.O. and. Berrill, J.B (1982). Energy dissipation and seismic liquefaction in sands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 10, pp. 59-68.
12. Frydman, S., Hendron, D., Steinbach, J., Baker, R. and Shaal, B. (1980). Liquefaction study of cemented sand. *J. Geotech. Enng. Div., ASCE*, 16(GT3), 275-297.

13. Gibbs, H.J. and Holtz, W.G (1957). *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. 4th ICSMFE, vol. 1, pp.35-39
14. Gutenberg, B. and C.F. Richter (1956). Magnitude and energy of earthquakes, *Ann. Geofis.*, 9, pp 1-15.
15. Hara, A., T. Ohta, M., Niwa, S., Tanaka, and Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* 14.24-1: (3)
16. Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. 7, pp. 667-691.
17. Hatanaka, M., Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. *Soils & Foundations*, Vol. 36 (4), 1-9, Japanese Geotechnical Society.
18. Heidbach, O., Greve, S., Ben-Avraham, Z. (2003). Coulomb failure stress changes due to historical seismicity in the Dead Sea fault system. *Geophys. Res. Lett.* (submitted)
19. Hynes, M. E., and Olsen, R. S. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance. *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145–152.
20. Idriss, I.M. (1991). *Procedures for selecting earthquake ground motions at rock sites*. Report prepared for the Structures Division, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis.
21. Idriss, I.M. (1999). Presentation notes: An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis*, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
22. Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. The Joint 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, California, January 7-9, 2004.
23. Ishihara, K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes*. Proc. of the 11th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, San Francisco, Vol. 2, p.321-376.

24. Juang, C.H., Chen, C.J. and Jiang, T. (2001). Probabilistic framework for liquefaction potential by shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 8, August, pp. 670-678.
25. Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992). *Evaluation of SPT, CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data*. Proceedings, 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu, Hawaii, NCEER, Buffalo, NY, Technical Report NCEER-92-0019, Vol. 1, p. 177-204.
26. Klinger, Y., Avouak, J.P., Dorbath, L., Abou Karaki, N., Tisnerat, N. (2000). Seismic behaviour of the Dead Sea fault along Araba valley, Jordan. *Geophys. J. Int.* 142, 769-782.
27. Koester, J.P. and Franklin, A.G. (1985). *Current methodologies for assessing the potential for earthquake induced liquefaction in soils*. NRC F10NB8993, Geotechnical Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Prepared for U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington. DC, USA, 58 pp.
28. Kovacs, W.D., and Salomone, L.A (1982). SPT hammer energy measurement. *JGED, ASCE*, GT 4, April, pp. 599-620.
29. Kuribayashi, E. and Tatsouka, F. (1975). Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan. *Soils Foundations*, 15(4), December 81-92.
30. Law, K.T., Y.L. Cao, and He, G.N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential, *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), pp320-329.
31. Leonov, J. (2002). *Horizontal peak ground acceleration attenuation relationship way and argumentation of its choice*.
http://www.gii.co.il/heb/Teken/Leonov/Leon_doc.htm.
32. Liao, S. S. C., Veneziano, D., and Whitman, R.V. (1988). Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 389-409.
33. Liao, S.S.C., and Whitman, R.V. (1986). *A catalog of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes*. Res. Rep., Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology (MIT), Cambridge, Massachusetts.

34. Massarsch, K. R. (1983). *Dynamic and static shear modulus*. Discussion Session 10. Soil Dynamics, Proceedings, 10th Internal. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15-19 June, 1981, Proceedings, Vol. 4, pp. 880-881.
35. Meirovitch, L., (1967). *Analytical Methods in Vibrations*. The MacMillan Company, NY.
36. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972). *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 102p.
37. Schnabel, P.B. (1973). *Effects of local geology and distance from source on earthquake ground motions*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California.
38. Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mech. and Found Div., ASCE*, 97(SM9), p. 1249-1273.
39. Seed, H.B. and Peacock, W.H. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journ. of the Soil Mech. and Found Div., ASCE*, 97(SM8), p. 1081-1088.
40. Seed, H. B., Martin, P. P., and Lysmer, J. (1975). Pore-water pressure changes during soil liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT4), 323-346.
41. Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F., and Banerjee, N. (1975). *Representation of irregular stress time histories by uniform equivalent series in liquefaction analysis*. Report No. EERC-75-29, University of California, Berkeley.
42. Seed, H.B. (1976). *Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes*. Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE National Convention, pp 1-104.
43. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
44. Seed, H. B. (1983). *Earthquake-resistant design of earth dams*. Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, pp 41-64.
45. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1984). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Report UBC/EERC-84/15,

- Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
46. Seed, R. B., and Harder, L. F., Jr. (1990). *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., BiTech Publishers Ltd., Vancouver, pp 351–376.
 47. Seed, R. B., Cetin, K. O., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Jr., Kayen, R. E., and Moss, R. E. S. (2002). SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, accepted, in-press.
 48. Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering a unified and consistent framework*. 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30, 2003.
 49. Skempton, A.W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. *Geotechnique*, London, England, 36(3), pp. 425-447.
 50. Sowers, G. F. (1979). *Introductory soil mechanics and foundations: Geotechnical Engineering*. 4th ed. Macmillan Publishing Co. New York.
 51. Stroud, M.A. (1974). *The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks*. Proc. European seminar on penetration testing, Stockholm.
 52. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley.
 53. Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N. (1970). *Theory of Elasticity* (3rd edition), McGraw-Hill.
 54. Tsuchida, H. (1970). *Prediction and countermeasure against liquefaction in sand deposits*. Abstract of Seminar in Japanese Port and Harbour Institute, pp 3.1-3.33, (In Japanese).
 55. Wiseman, G. (1962). *Laboratory soil engineering studies on dune sand*. Technion-I.I.T., Faculty of Civil Engineering, Haifa.
 56. Youd, T.L. (1972). Compaction of sands by repeated shear straining. *Jour. of the Soil Mech. and Found Div., ASCE*, 98(SM7), p. 709-725.
 57. Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997). *Magnitude scaling factors*. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.

58. Youd, T. and Idriss, I. (1997). *Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils*. NCEER-97-0022, NCEER, Salt Lake City, Utah.
59. Youd, T.L.; Idriss, I.M.; Andrus, R.D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J.T.; Dobry, R.; Finn, W.D.; Harder, L.; Hynes, M.E.; Ishihara, K.; Koester, J.P.; Liao, S.S.C.; Marcuson, W.F.; Martin, G.R.; Mitchell, J.K.; Moriwaki, Y.; Power, M.S.; Robertson, P.K.; Seed, R.B. and Stokoe, K.H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 127, No. 10, October 2001, pp. 817-833.
60. הרשלר, ש. (1998). גילוי ואיתור מנהרות. דווח סיכום פעילות כרך א'. המעבדה למערכות שדה.
61. יורסקי, מ. (2004). סקר סייסמי בקידוחים למדידת מהירויות של גלי גזירה וגלי לחיצה באזור אמיתי, דו"ח מס' 04/024/298, המכון הגיאופיסי לישראל.
62. פוזרין, א. ושירן, ע. (2001). השפעת תכונות הקרקע על התנהגות הכלונסאות ברעידת אדמה, המכון הלאומי לחקר הבנייה, חיפה.
63. פינק, מ. (1970). הידרולוגיה של רצועת עזה, דוח התקדמות מס' 3, תה"ל, תכנון המים לישראל בע"מ, האגף להידרולוגיה, תל-אביב.
64. פרידמן, ס. (1995). מדריך לתכן מבנים לרעידות אדמה לפי ת"י 413. כרך ג', אספקטים גיאוטכניים של רעידות אדמה, המכון הלאומי לחקר הבנייה, חיפה.