

נושא: מכרז פומבי מס' 482/2025

לתכנון, הקמה, תחזוקה, והכנסה לתפעול של תחנת השנאה (תחנת משנה) בדיפו מסובים

עבור קו M3 של רשת המטרו בגוש דן

הודעת הבהרה מס' 3- מענה לשאלות הבהרה, דחיית מועדי המכרז

1. בהמשך לפרסום מסמכי מכרז 482/2025 לתכנון, הקמה, תחזוקה, והכנסה לתפעול של תחנת השנאה (תחנת משנה) בדיפו מסובים עבור קו M3 של רשת המטרו בגוש דן של חברת נת"ע (להלן: "המכרז"), מתכבדת נת"ע – נתיבי תחבורה עירוניים להסעת המונים בע"מ (להלן: "נת"ע" וגם "החברה") להודיע כדלקמן:

1.1. במסגרת הודעת ההבהרה שבנדון מתפרסמות בזאת למציעים תשובות ועדת המכרזים לשאלות הבהרה, כמפורט בטבלה המצ"ב **בנספח א'**.

1.2. בכוונת החברה להפיץ במהלך חודש דצמבר הודעת הבהרה נוספת הכוללת הבהרות יזומות שלאחריהן ובסמוך למועד הגשת ההצעות המעודכן כאמור להלן יפורסם קובץ מסמכי מכרז מעודכנים בהתאם להבהרות שפורסמו ויפורסמו בהמשך במסגרת הודעות הבהרה.

1.3. בהמשך לאמור בהודעת הבהרה מס' 1 ובהתאם לסעיף 3 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה, תשומת לב המציעים כי כחלק מההבהרות בנספח א', **החליטה ועדת המכרזים לדחות את המועדים הבאים -**

1.3.1. **המועד האחרון להגשת הצעות – יידחה מיום 29.12.2025 ליום 21.01.2026 עד השעה 13:00.**

1.3.2. **המועד האחרון לשאלות הבהרה והגשת בקשה לבחינה מוקדמת (פרה רולינג של ערבות ההצעה) – יידחה מיום 24.11.2025 ליום 02.12.2025.**

1.3.3. **תוקף ההצעה ותום תוקף ערבות ההצעה – במקום תוקף הצעה עד ליום 29.12.2026, ההצעה תהיה תקפה עד ליום 21.01.2027.**

אין באמור כדי לגרוע מזכותה של נת"ע לעדכון מועדים אלו וכל מועד אחר.

2. אלא אם נאמר אחרת, לכל המונחים והמושגים האמורים במכתב הבהרה זה תהיה הפרשנות כאמור במסמכי המכרז.

3. כל ההבהרות, השינויים והתיקונים האמורים בהודעת הבהרה זו, ייחשבו כחלק ממסמכי המכרז, והם גוברים על האמור במסמכי המכרז ו/או בהבהרה מוקדמת יותר.

4. המציע יחתום על הודעת הבהרה זו ויצרפה להצעתו.

בברכה,

נת"ע - נתיבי תחבורה עירוניים להסעת המונים בע"מ

חתימת מורשה/י חתימה במציע (ר"ת): _____ ; _____

חותמת המציע: _____



נספח א'

נספח א' – מענה לשאלות הבהרה

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
1.	כללי	מבוקש לדחות את מועד הגשת ההצעות.	הבקשה מאושרת. - המועד האחרון לשאלות הבהרה – יידחה מיום 24.11.2025 ליום 02.12.2025. - המועד האחרון להגשת בקשה לבחינה מוקדמת (פרה-רולינג של ערבות ההצעה) - יידחה מיום 24.11.2025 ליום 02.12.2025. - המועד האחרון להגשת הצעות – יידחה מיום 29.12.2025 ליום 21.01.2026 עד השעה 13:00. - תוקף ההצעה – במקום תוקף הצעה עד ליום 29.12.2026, ההצעה תהיה תקפה עד ליום 21.01.2027. תוקף ערבות ההצעה – במקום תוקף ערבות הצעה עד ליום 29.12.2026, הערבות תהיה תקפה עד ליום 21.01.2027.
2.	כללי	מבוקש לקבל את אישור המזמינה שכלל התוכניות שפורסמו ע"י המזמינה כחלק ממסמכי המכרז הינן בהתאם למיקום המוצע של התחמ"ש	כמפורט במסמך התנאים המיוחדים - נספח א' להסכם מיקום התחמ"ש הינו בהתאם למיקום המוצע של התחמ"ש ובהתאם לתוכנית הסטטוטורית המוצעת המצויה בשלבי אישור סטטוטוריים. כלל התוכניות שפורסמו הינן בהתאם למיקום הנ"ל.
3.	כללי	מבוקש להבהיר מהי מעורבות נגה במסגרת הפרויקט?	- מעורבות נגה הינה בהתאם לסמכותה לפי דין ובהתאם להוראות ההסכם. - תשומת לב המציעים לאותם הנושאים במסמכי המכרז בהם נדרשת מעורבותה של נגה. יובהר במפורש כי אין מדובר ברשימת נושאים ממצה, ובאחריות הקבלן יהיה לוודא כי כל הליכי תיאום הנדרש מול

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
			נגה בין שעפ"י מסמכי המכרז, בין שעפ"י דין ובין שעפ"י דרישתה מקוימים. - תשומת לב המציעים להסכם התיאום הטכני, בין נת"ע לבין נגה אשר נחתם בהתאם לאמת מידה 35 כז(א) וצורף למסמכי המכרז. כמו כן, תשומת לב המציעים לסעיף 6 להסכם ולסעיף סעיף 8 למסמך התנאים המיוחדים העוסקים בתכנון ובתיאומים הנדרשים בגדרו, בין היתר, עם נגה. - במקביל להליך המכרזי מקדמת נת"ע תיאום טכני עם נגה. שימת ליבת המציעים לאמור בתנאים המיוחדים להסכם, לפיו על הקבלן לתכנן ולבצע את עבודותיו בהתאם למסמכים וההנחיות הרלבנטיות לעבודות שיתוכננו ויבוצעו בנוסחם המחייב כפי שיתעדכנו מעת לעת.
4.	כללי	עבור עבודות שאינן כלולות בכתב הכמויות מבוקש לקבל כתב כמויות מבוסס על התוכניות שצורפו למסמכי המכרז שישמש לצרכי ייחוס בלתי מחייב.	הבקשה נדחית. על הקבלן לתמחר את הצעתו בהתאם למסמכי המכרז, לרבות התוכניות שצורפו להם.
5.	כללי	מבוקש להבהיר את אופן תמחור השינויים.	הוראות לעניין שינויים מפורטות בסעיף 52 להסכם, לרבות סעיף 52.14 הקובע הוראות לעניין תמחור השינויים.
6.	כללי	מבוקש להבהיר האם חח"י החלו בתכנון עבודות תוכנית מתח עליון (מיקום עבודות וכו').	יובהר כי חח"י החלה בתכנון עקרוני.
7.	כללי	מבוקש להבהיר האם קיים היתר עבור הקמת התחמ"ש.	כמפורט במסמכי המכרז : במקביל לפרסום המכרז מקדמת נת"ע הליך סטטוטורי הכולל שינוי מיקומו המיועד של התחמ"ש. הרשאה לביצוע העבודות תוצא ע"י נת"ע

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
			לאחר אישורה (ראו גם הוראות סעיף 8 להסכם וכן ההתייחסות בסעיף 8 להסכם בתנאים המיוחדים). הקבלן יישא באחריות לתכנון התחמ"ש – במתכונת תכנון – ביצוע – בהתאם להוראות ההסכם ובכללו סעיף 6. במסגרת זו נושא הקבלן באחריות המלאה, המוחלטת והבלעדית, בין היתר, לקבלת כלל האישורים הדרושים מאת כלל הגורמים המוסמכים.
8.	כללי	מבוקש לקבל את תשובת מנהל המערכת לתחמ"ש.	תשובת מנהל המערכת לתחמ"ש הרלוונטי מצורפת כנספת ב' להודעה זו.
9.	כללי	מבוקש להבהיר מה היקף העבודה ומיקום נקודות החיבור (Tie-points) עבור קווי מים וביוב הכלולים במסגרת המכרז.	העבודה כוללת קווי מים וביוב עד להתחברות למערכת עירונית לפי תכנית M3-MLE-DEA-M3202-RS01-WAS-AAA-PL111.
10.	כללי	מבוקש להבהיר את משמעות המונח הרשאה לביצוע עבודות.	המונח "הרשאה" מתייחס להליך הרישוי הנדרש בהתאם לסעיף 261 ה לחוק התכנון והבניה, התשכ"ה - 1965 לביצוע עבודות תשתית. ההרשאה שקולה, בהקשר זה, להיתר בניה.
11.	כללי	מבוקש להבהיר מהי חובת הקבלן בכל הנוגע לתחילת עבודות בנייה, היתר לבצע שינויים בתחמ"ש וקבלת אישורי אכלוס ותעודת גמר?	- בכל הנוגע לתחילת עבודות הבניה- ראו, בין היתר, סעיפים 8.1 ו- 8.2 להסכם. - בכל הנוגע לבצע שינויים שיצריכו עדכון הרשאה או היתר כלשהו- ראו, בין היתר, סעיף 8.3 להסכם. - בכל נוגע להשגת אישורי אכלוס ותעודת גמר – תכולת העבודה של הקבלן כוללת, בין היתר, קבלת אישורי אכלוס, בהתאם למפורט בתנאים המיוחדים להסכם בסעיף 26 למפרט הדרישות המיוחדות.

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
			בנוסף, על הקבלן חלות כל החובות בהתאם לדרישות בחוק התכנון והבניה התשכ"ה-1965.
12.	סעיף 4.2.1 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה	מבוקש לאשר סיווג קבלני של 160(א)(4) במקום 160(א)(5) ככל וההליך שבו החל הפונה אל מול רשם הקבלנים לעדכן את הסיווג מ – (4) ל – (5) לא יושלם עד מועד הגשת ההצעות.	הבקשה נדחת. על המציע (והתאגיד הקשור המקצועי, לפי העניין) לצרף להצעה רישום קבלני כנדרש התקף למועד הגשת ההצעה.
13.	סעיפים 4.2.1.3 ו 4.3 – למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה	מבוקש כי בנסיבות בהן המציע מסתמך על תאגיד קשור מקצועי – ניתן יהיה להסתמך על הסיווג הקבלני של אותו התאגיד ולוותר על דרישת הסף של החזקת הסיווג הקבלני בידי המציע. כמו-כן, מבוקש לאפשר למציע להוכיח את תנאי הסף הפיננסיים באמצעות הסתמכות על נתונים כספיים של תאגיד קשור.	הבקשות נדחות. במידה ויזכה הסכם ההתקשרות ייחתם עם המציע והוא יהיה זה שיישא באחריות לכלל העבודות הקבלניות שייעשו בפרויקט בין שמדובר בעבודות שיבוצעו בידי התאגיד הקשור המקצועי ובין הנוותרות הכלולות בתכולת הפרויקט וייעשו בידי או בידי מטעמו אחרים. בהתאם, נדרש המציע להיות בעצמו בעל הסיווג הקבלני הנדרש בתנאי הסף (כשזה תקף למועד הגשת ההצעות) וכן לעמוד בעצמו בתנאי הסף הפיננסיים.
14.	סעיפים 4.1.1, 4.2.3.3.2 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה	מבוקש לשנות את תנאי המכרז, כדלקמן: (א) אישור הגשת הצעה למכרז באמצעות מיזם משותף הכולל חברות בארץ או בחו"ל; או (ב) אישור הגשת הצעה למכרז באמצעות ניסיון של קבלן משנה, שאינו תאגיד קשור כהגדרתו	הבקשה נידחת.

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
		בהזמנה להציע הצעות, לרבות ביצוע העבודות המצוינות בהזמנה כקבלן משנה.	
15.	סעיף 4.4 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה	מבוקש לשנות את תוכן הסעיף כך שהקבלן המציע יתחייב לספק לפרויקט ציוד של יצרן מאושר בהתאם לטבלה העדכנית של חברת נגה שתהא תקפה במועד אבן הדרך לרכש ציוד עיקרי, וזאת חלף הגשת ההתחייבות במועד הגשת ההצעות.	המציעים יידרשו לאשר בשלב הגשת ההצעות התחייבותם כי פריטים שנדרש שיהיו מתוצרת "קבלן מאושר" של נגה – יהיו מתוצרת זו וכי דבר נלקח בחשבון לצורך הכנת ההצעה ותמחורה. את ההתחייבות הנדרשת מאת היצרן המאושר – יידרש להגיש המציע הזוכה כתנאי מוקדם לחתימת הסכם ההתקשרות וזאת תוך 21 ימים ממועד קבלת ההודעה על זכייה. ההוראות העוסקות בנושא יעדכנו במסגרת מסמכי המכרז המעודכנים שיופצו בגדר הבהרה נפרדת.
16.	טופס מספר 10 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה מסמכי הזמנה סעיף 5.28 , סעיף 8.5+8.6, סעיף 57 להסכם.	מבוקש להבהיר באחריות מי לשלם לחברת חשמל את כלל האגרות הכרוכות בהקמת התחמ"ש.	עפ"י סעיף 8.7 להסכם עלויות חיבור התחמ"ש לרשת ההולכה הארצית יחולו על נת"ע.
17.	טופס מספר 10 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה מסמכי הזמנה	מבוקש להבהיר באחריות מי לשלם לרשות המוניציפלית את כלל האגרות הכרוכות בהיתר בניה של התחמ"ש.	עפ"י סעיף 8.6 להסכם - הקבלן לא יישא בעלויות בעבור מתן אפשרות להשתמש בשטח העבודות.

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
	סעיף 5.28 , סעיף 8.5+8.6 , סעיף 57 להסכם.		
18.	טופס מספר 10 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה מסמכי הזמנה סעיף 5.28 , סעיף 8.5+8.6 , סעיף 57 להסכם.	מבוקש להבהיר באחריות מי לשלם לחברת המים / לחברת הניקוז את כלל האגרות הכרוכות בחיבור לרשת המים העירונית/ לרשת הניקוז העירונית לתחמ"ש.	ככל שהקבלן יבחר לעשות שימוש בחיבור שבוצע על ידי קבלן העבודות המוקדמות לתשתיות העירוניות הוא לא יישא בתשלום אגרות החיבור. שימת ליבת הקבלן בהקשר זה להוראות סעיף 1.6.2.3 למפרט הדרישות הכלליות לעניין התיאומים שיידרשו בין הצדדים לעניין השימוש בתשתיות הזמניות ותשלום לצדדי ג' בגין צריכה. ככל שהקבלן יבחר שלא לעשות שימוש בחיבור שיבוצע על ידי קבלן העבודות המוקדמות לתשתיות העירוניות הוא יישא בתשלום אגרות החיבור ויחולו הוראות סעיף 10.17 למפרט הדרישות הכלליות.
19.	טופס מספר 10 למסמך התנאים המיוחדים של ההזמנה מסמכי הזמנה סעיף 5.28 , סעיף 8.5+8.6 , סעיף 57 להסכם.	מבוקש להבהיר באחריות מי לשלם לרשויות המוניציפליות את כלל האגרות הכרוכות בקבלת היתר אכלוס.	ראו תשובה לשאלה 11 לעיל.
20.	סטטוריקה	מבוקש להבהיר האם היתר הבניה לתחמ"ש כולל בתוכו גם את שטח ההתארגנות.	ההרשאה לביצוע העבודות כוללת בתוכה, בין היתר, גם את שטח ההתארגנות.

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
21.	סטטוריקה	מבוקש להבהיר האם יותר לקבלן לחרוג משטח ההתארגנות המוקצה בתוכנית (2.3 דונם).	מיקום שטח ההתארגנות, גודלו ותכולתו ייקבעו במסגרת ההרשאה. כל שינוי יחייב, בין היתר, הליך רישוי ועמידה בהוראות חוק התכנון והבניה, התכניות הסטטוטוריות החלות ובהן תת"ל 103, הנחיות המזמין ודרישות רשות הרישוי הארצית.
22.	סטטוריקה	מבוקש להבהיר מהי רמת הפיתוח של שטח ההתארגנות כשיימסר לתחילת עבודות.	בתחום שטח ההתארגנות, קבלן קידום הזמינות יבצע עבודות עפר – מילוי מהודק. ראו לעניין זה האמור בסעיף 1.6.2 למפרט הדרישות הכלליות.
23.	דוח חישובים סטטיסטיים, סעיף 2	מבוקש לקבל את דוח הקרקע שבוצע מסמך: M3-MLE-NTA-GTI-RPT-000013.	הדו"ח מצורף כנספח ג' להודעה זו.
24.	M3-MLE-DEA-M3202-RS01-HVD-AAA-PL104	מבוקש לקבל את תכנון חח"י לעבודות רשת מתח עליון (מיקום עמודי רשת וכו').	המידע המבוקש אינו מצוי ברשות נת"ע.
25.	M3-MLE-DEA-M3202-RS01-HVD-AAA-PL110	מבוקש להציע פתרון אחר עבור תעלות תת קרקע בתחמ"ש ועד חדרי בקרה חח"י ונת"ע.	בשלב הגשת ההצעה למכרז - הבקשה נדחתה. עם זאת, במהלך התכנון ככל והקבלן יקבל את אישור הגופים המוסמכים לחלופה מוצעת, ללא שהדבר כרוך בתוספת תמורה ומבלי שיהיה בה כדי להשליך על יתר העבודות, יישקל אישורה.
26.	M3-MLE-DEA-M3202-RS01-HVD-AAA-PL11	מבוקש להבהיר ביחס לשוחת כבלים עבור כבלי מתח גבוה נת"ע – מהם החתכים והאם באחריות קבלן התחמ"ש?	האמור – כולל החתכים - הינו באחריות הקבלן.

מס'	אזכור רלוונטי במסמכי המכרז	השאלה/הבקשה	תשובה/הבהרה
.27	M3-MLE-DE1- M3202-RS01- PUM-L00-PL101	מבוקש לאשר שחדרי הפיקוד והתקשורת במבנה נת"ע נמסרים ריקים – ללא התקנת ציוד וללא ציוד פיקוד ותקשורת.	ציוד החשמל והפיקוד של ציוד זה מופיעים בתוכנית העמדת הציוד M3- MLE-DEA-M3202-RS01-HVD-AAA-PL102. בחדר תקשורת אשר נמצא במבנה של נת"ע קיימות תשתיות תיעול בלבד, ללא ציוד תקשורת.



נספח ב'



לכבוד: חברת נת"ע – נתיבי תחבורה עירוניים

הנדון: תשובת מנהל המערכת לחיבור תחנות משנה פרטיות של צרכן מ"ע
"פרויקט המטרו"

1. מצ"ב לבקשתכם, תשובת מנהל המערכת לחיבור תחנות משנה שאתם מבקשים להקים לצורך "פרויקט המטרו".
2. הבקשה הינה לקליטת מתקן צריכה בהספק של 320MVA החל משנת 2030.
3. תשובת מנהל המערכת כוללת סכמות חיבור, רשימת הפרויקטים הנדרשים לקליטת תחנות המשנה והנחייה לקידום סטטוטורי בהתאם.
4. במידת הצורך תתואם עמכם פגישה להצגת דו"ח.

העתיקים:

רשות החשמל
תפוצה פנימית – חברת ניהול המערכת
חברת החשמל

בברכה,

ג. יהודה

מ"מ מנהל מגזר פיתוח מערכת
המסירה, ציוד ואמינות המערכת

RE-1825

חברת ניהול המערכת
מגזר פיתוח מערכת המסירה ואמינות הציוד
מח' פיתוח מערכת המסירה וההשנאה



תשובת מנהל המערכת
לחיבור תחנות משנה פרטיות של צרכן מ"ע
"פרויקט המטרו"

הכינו: ו. גולדמן
ג. גריצמן
ב. צדוק

בדקו: גב' י. סקליארסקי
א. רבינוביץ
פ. קולבקוב

אישר: ג. יהודה

ינואר 2021

תקציר

1. מטרו היא רכבת להסעת המונים הנוסעת בתת הקרקע, בהפרדה מלאה ממערכות תחבורה אחרות, אך נפגשת איתן בתחנות לאורך המסלול.
2. חברת נת"ע מבקשת להזין את פרויקט המטרו במתח עליון וזאת באמצעות תחנות משנה פרטיות שבכוונתה להקים על תוואי קווי המטרו.
3. פרויקט המטרו מתוכנן לקום בין השנים 2027-2035.
4. הנחות היסוד לעבודה מתבססות על תכנית הפיתוח של מערכת ההולכה וההשנאה, תחזית ביקוש לחשמל ובהתחשב בקליטת יצרני חשמל בהתאם להתחייבות ומדיניות הממשלה בדיקות במערכת ההולכה בוצעו בהתאם לקריטריוני התכנון, ובהתבסס על נתונים שהתקבלו מהלקוח, ראה/י נספחים.
5. המסמך הוכן בהתאם לאמת מידה 35כג.
6. על היזם להזמין ממנהל המערכת איתור רצועות לקו החשמל המחברות את המתקן במסגרת עבודות תכנון המקדימות, ולשלב את רצועות החיבור בתכנית המתאר של המתקן.
7. איתור רצועות לקו מ"ע, ישימות ול"ז לביצוע כפופים לקבלת כל האישורים הדרושים ע"פ כל דין.
8. יש להתאים בתכנית המתאר את מתכונת תחנות המשנה הרלוונטיות אשר בהן נדרשה שמירת מקום לשדות במסדר 161 ק"ו, תוספת שנאים, ומסדרי מ"ג, עבור צרכים מערכתיים.
9. תשתיות ההולכה ומשאבי הרשת הנדרשים יתכן ויהיו מושפעים מקליטת מתקני צריכה או תחנות כח שאינם ידועים בשלב הכנת עבודה זו.

מאחלים הצלחה בקידום הפרויקט

תוכן עניינים

5	תיאור כללי של תכולת הפרויקט
---------	-----------------------------



24	7. סכמת חיבור תחמ"ש מטרו באזור פארק אריאל שרון – DSS07
24	תיאור האזור
24	תיאור תחמ"ש בהתאם לנתוני היזם
24	סכמת חיבור
25	פרויקטים הנדרשים לחיבור תחנת המשנה
26	8. דרישות מערכתיות מהיבט המשק הלאומי



תיאור כללי של תכולת הפרויקט

פרויקט המטרו מקודם במסגרת הועדה לתשתיות לאומיות בתת"ל 101, 102 ו-103.

תחנות המשנה הפרטיות של פרויקט המטרו שהוצעו ע"י הלקוח מתוכננות בפריסה אזורית רחבה. תחנות משנה אלו מוצגות במפה, ראה/י איור 1.

בד"ח זה תוצג הבדיקה עבור חיבור פרויקט המטרו במתח עליון.

יש לציין כי, נבחנה ע"י מנהל המערכת בשיתוף חח"י חלופה שכללה חיבור של פרויקט המטרו במתח גבוה ותוצאות הבדיקה הוצגו לנציגי פרויקט המטרו.

תיאור מתקני הצרכן על פי נתוני היזם

חיבור פרויקט המטרו במ"ע יכלול תחנות משנה פרטיות של המטרו, שימוקמו באזורים עירוניים.

גודל החיבור המצרפי המבוקש הינו 320 מגו"א, והוא משקף את שיא הצריכה הצפוי בכל תחנות המשנה בהתאם למשטר עבודה רגיל (שגרה).

במשטר תקלה (כשל בתחנה אחת) העמסה המצרפית הצפויה לא תעלה על 330 מגו"א.

מקדם ההספק הצפוי הינו 0.9. ראה/י אופיין צריכה שעתי עקרוני **בנספח א'**.

היזם העביר את תוצאות ניתוח תרחישי התקלה שבוצעו מטעמו, הכוללים הערכה של רמת העמסה בכל אחת מתחנות המשנה. ניתוח תרחישי התקלה כללו בדיקות של כשל (יציאה מניצול) באחת מתחנות המשנה הפרטיות של מטרו ורמת העמסה הצפויה על פני שש התחנות האחרות (בהנחה שלא יהיה כשל בשתי תחמ"ש מטרו בו-זמנית).

לכל אחת מתחנות המשנה של מטרו רמת העמסה ייחודית, הלקוח העביר טבלה המרכזת את נתוני הביקוש עבור כל תחמ"ש ותחמ"ש במשטר רגיל ובמשטר תקלה. ראה/י העמסות צפויות **בנספח א'.**

במשטר רגיל תחום ביקוש בתחנות המשנה בהספקים 35-60 מגו"א.

במשטר תקלה הביקוש צפוי להיות גבוה בהשוואה למשטר רגיל, תוספת הביקוש ייחודית לכל תחמ"ש ומוערכת בהספקים 25-80 מגו"א.

המזמין בוחן אפשרות הקמה של תחמ"ש בשתי טכנולוגיות GIS/AIS ראה/י **נספח ב'.**

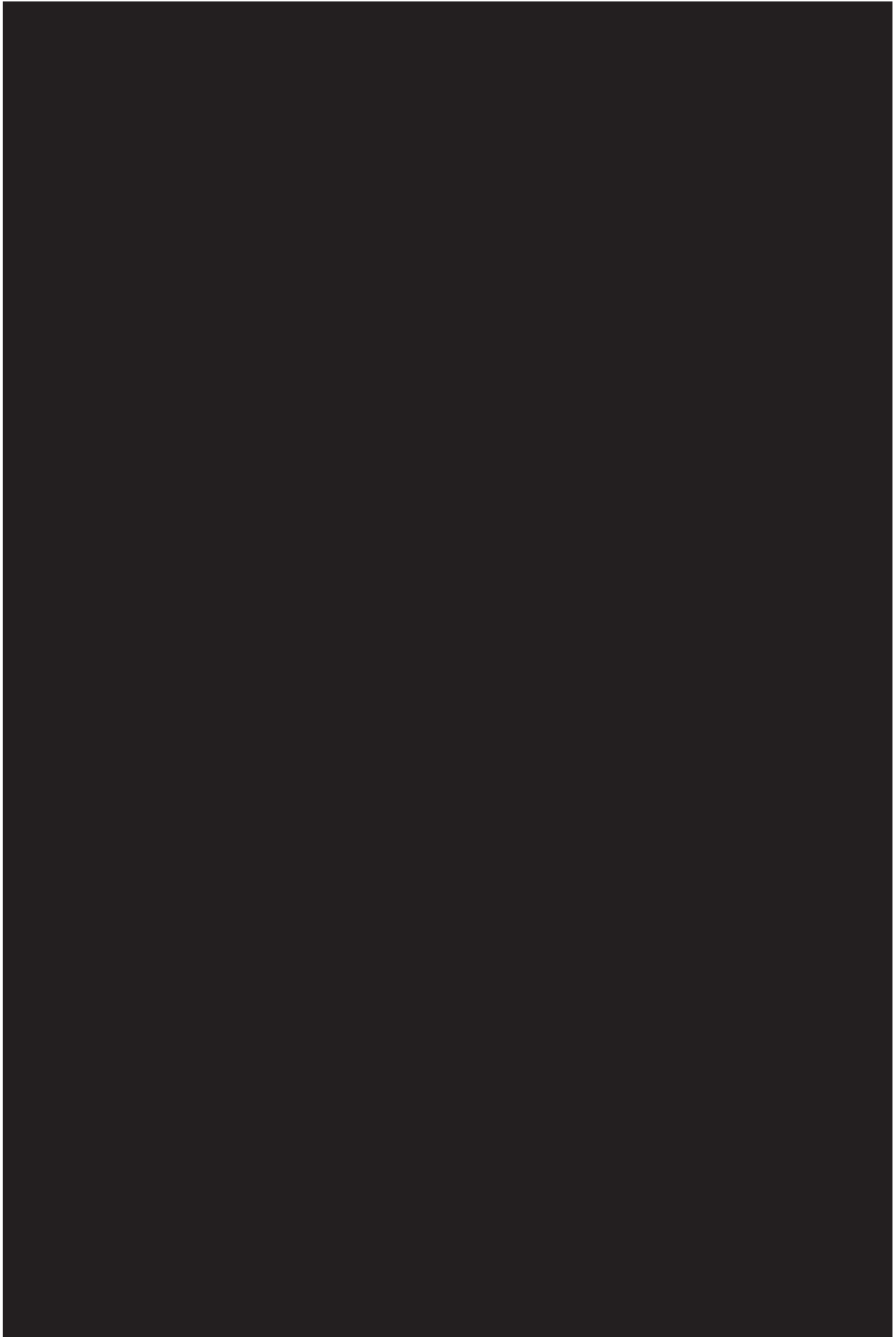
בשלב זה גיבוי מקומי על ידי גנרטור בלבד, גיבוי מרשת מתח גבוה יידון במסגרת תיאום הטכני.

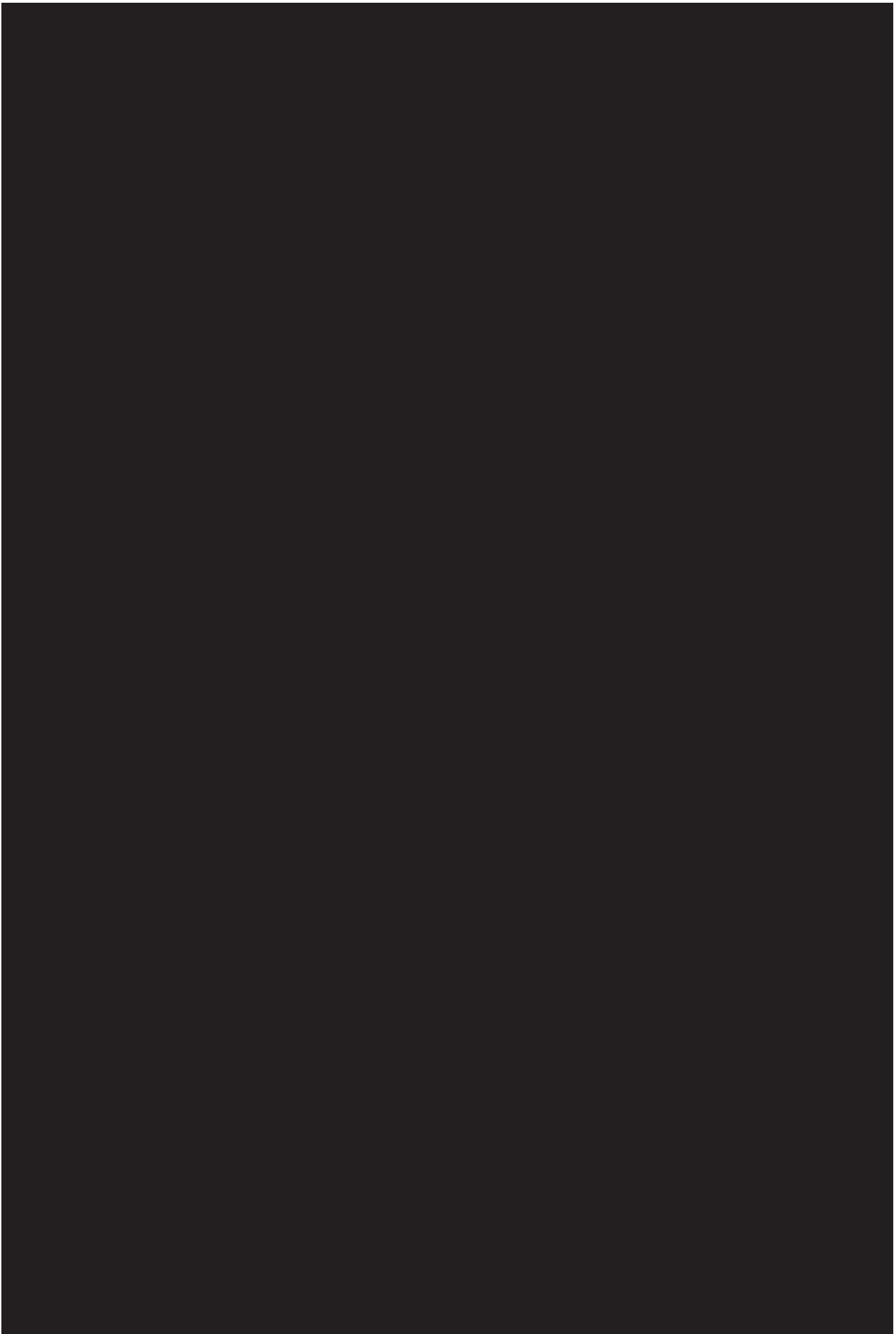
שיטת התנעה של מנועים: מערכי מטרו מוזנים ב-DC, ללא זרמי התנעה גבוהים.

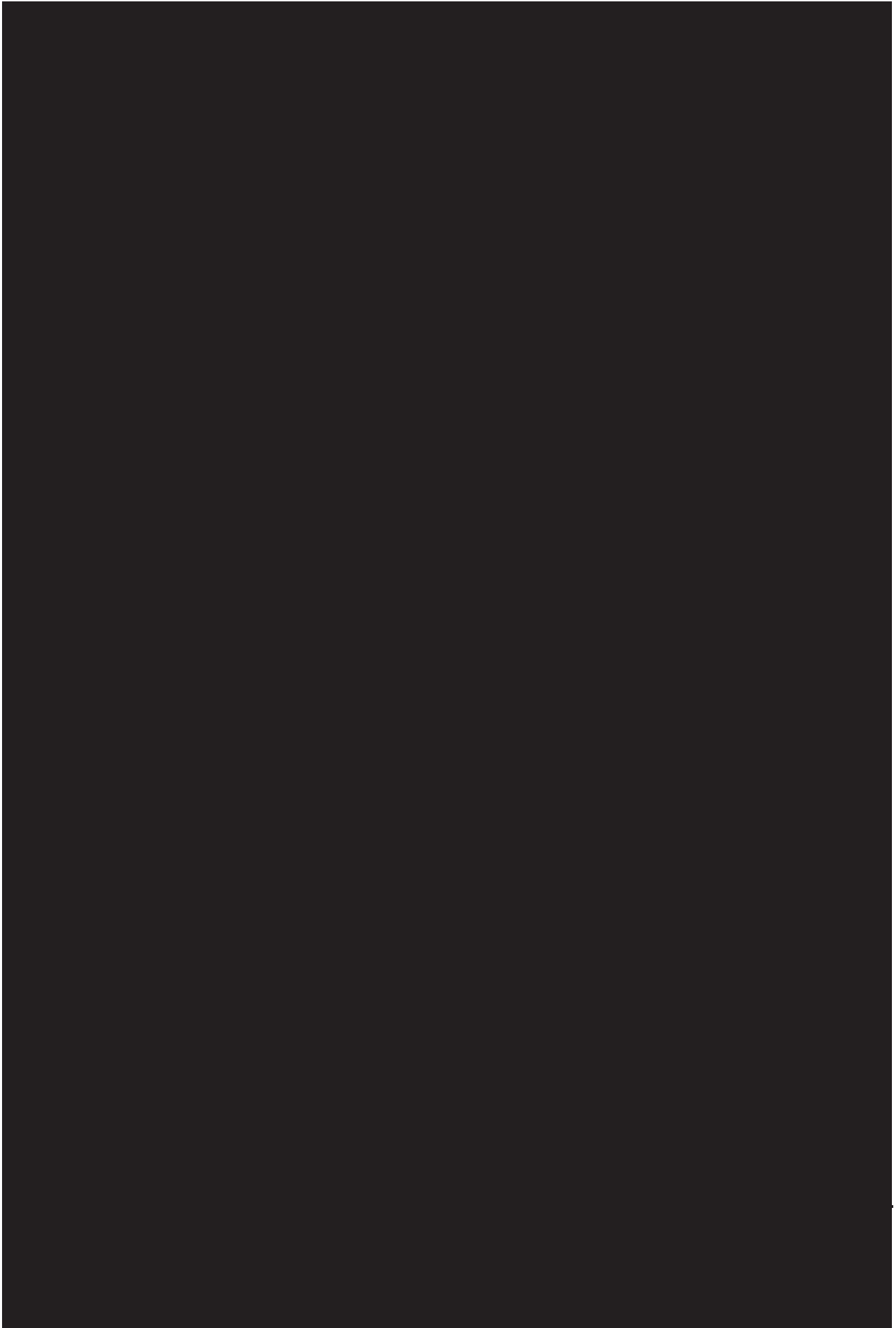
לוח הזמנים:

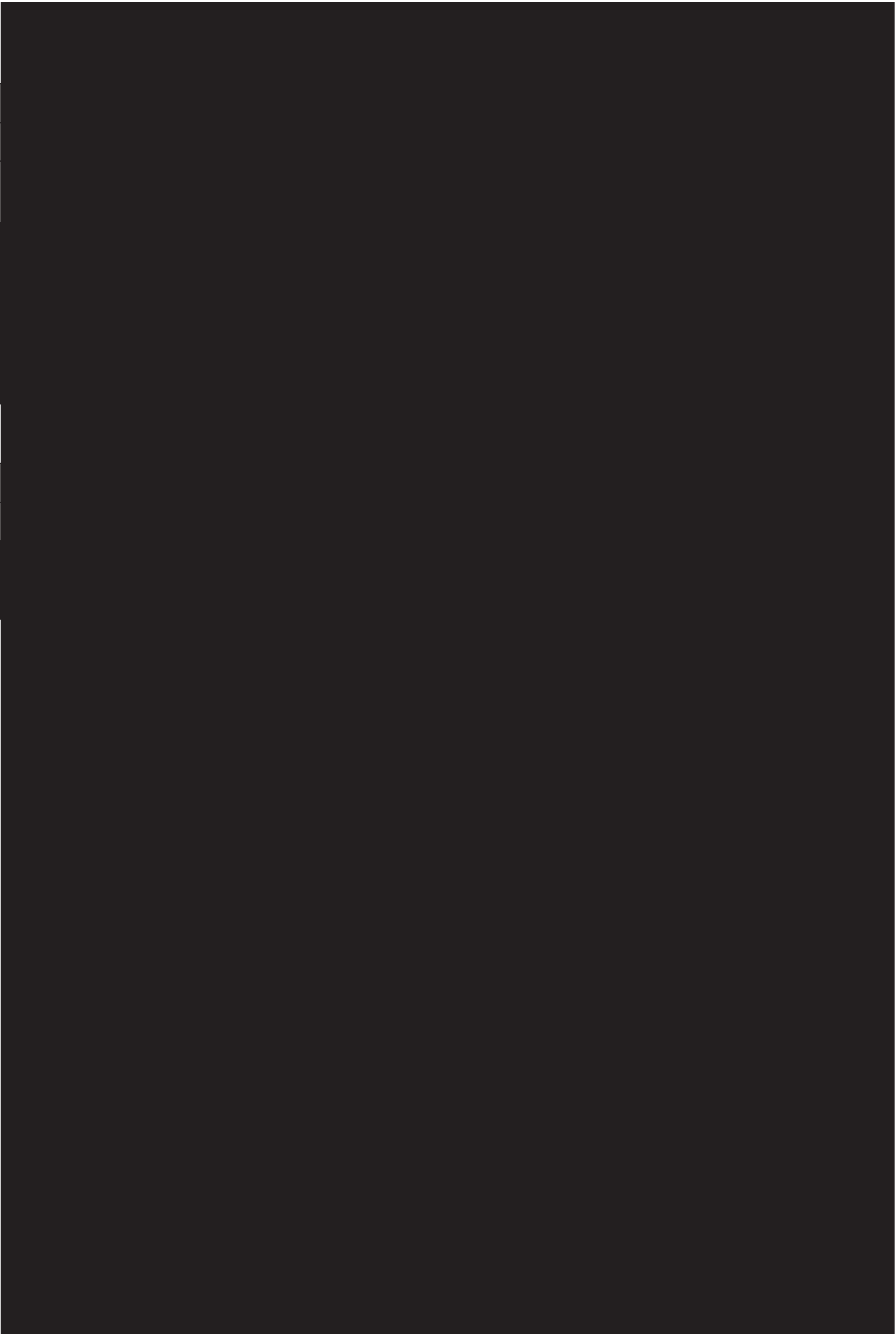
- התקדמות בניית מתקני הצריכה צפויים במהלך 2027-2030.
- מועד חיבור נדרש 2030-2035.

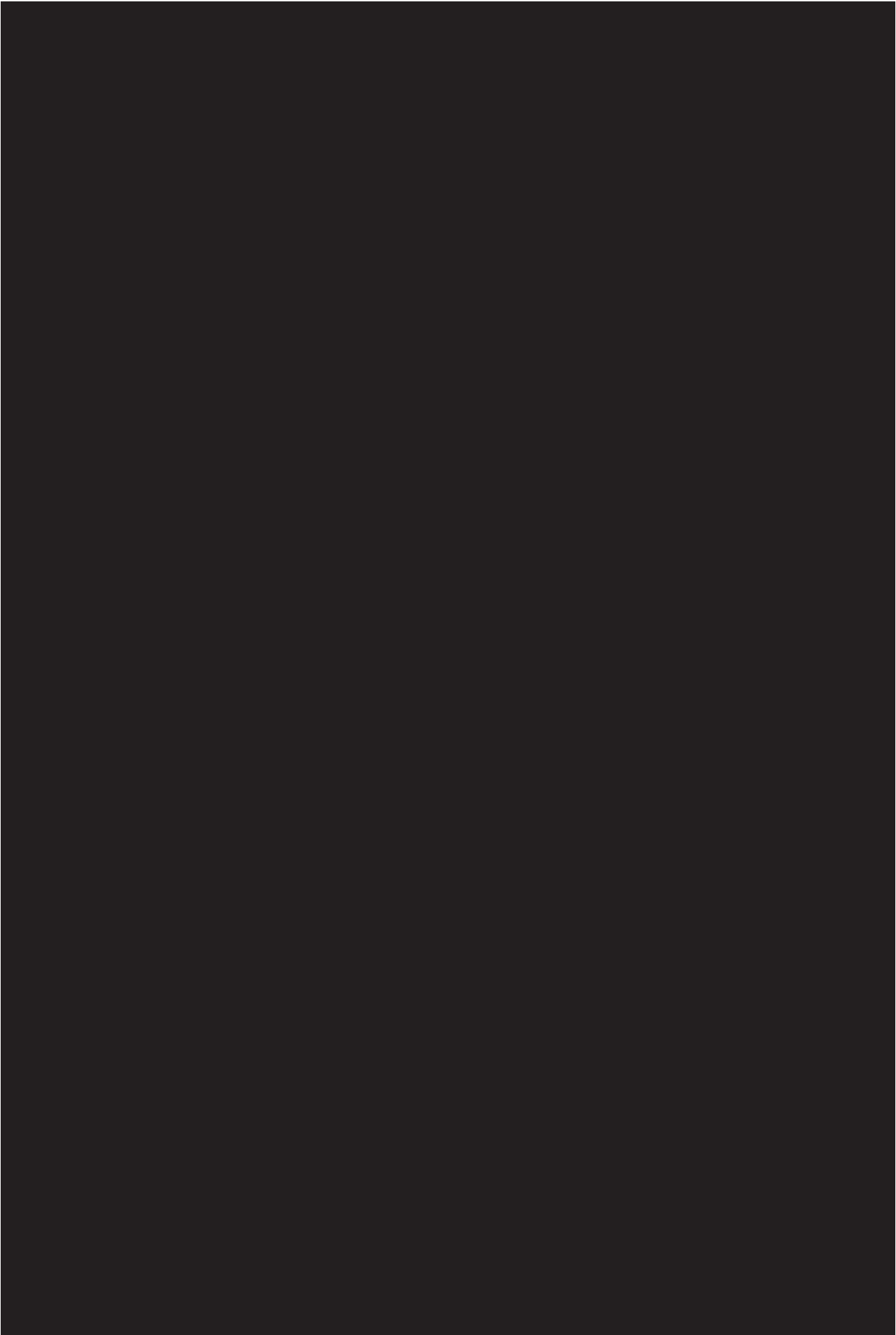
נתונים טכניים שהתקבלו מהיזם מצורפים **בנספח א'.**

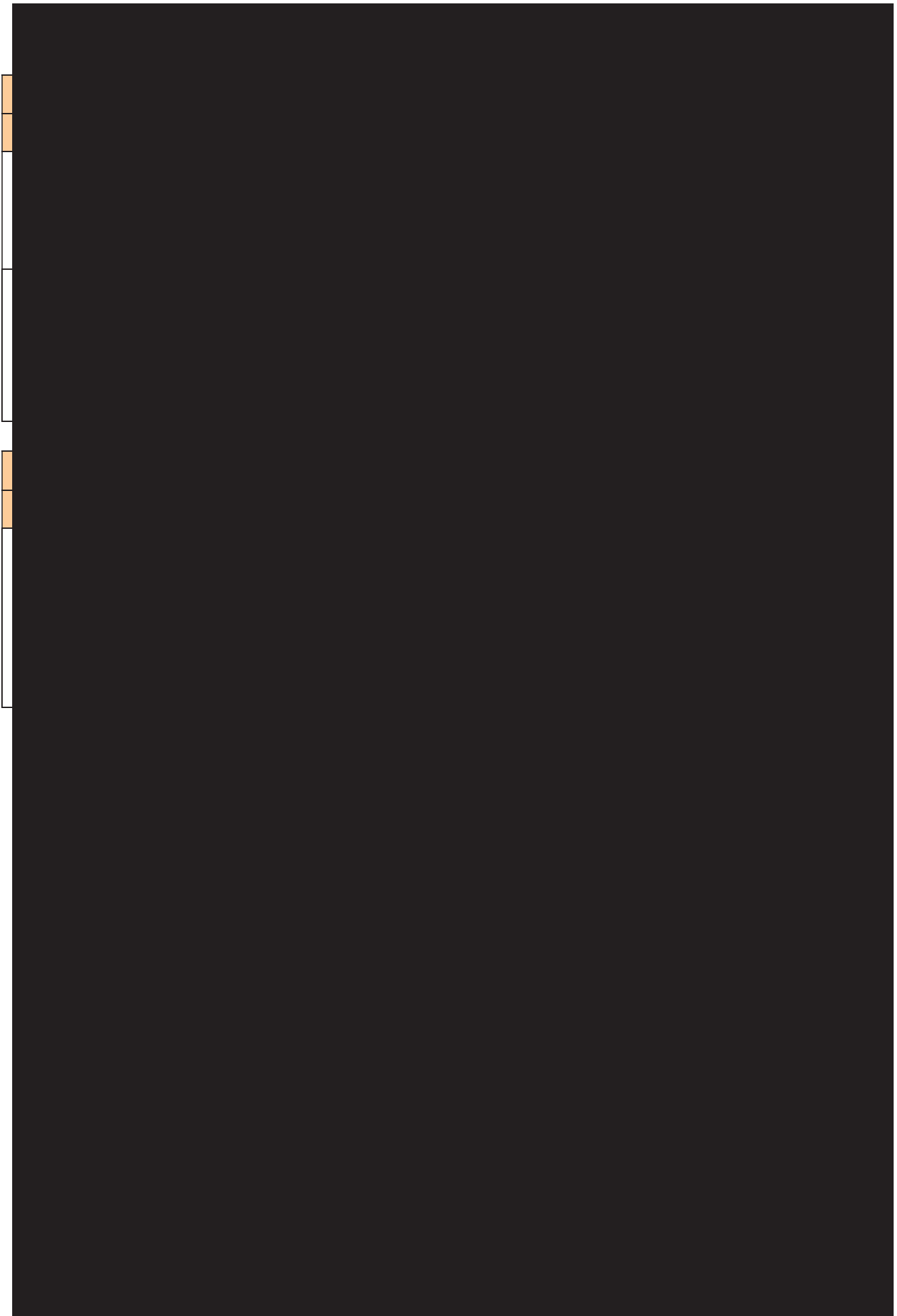








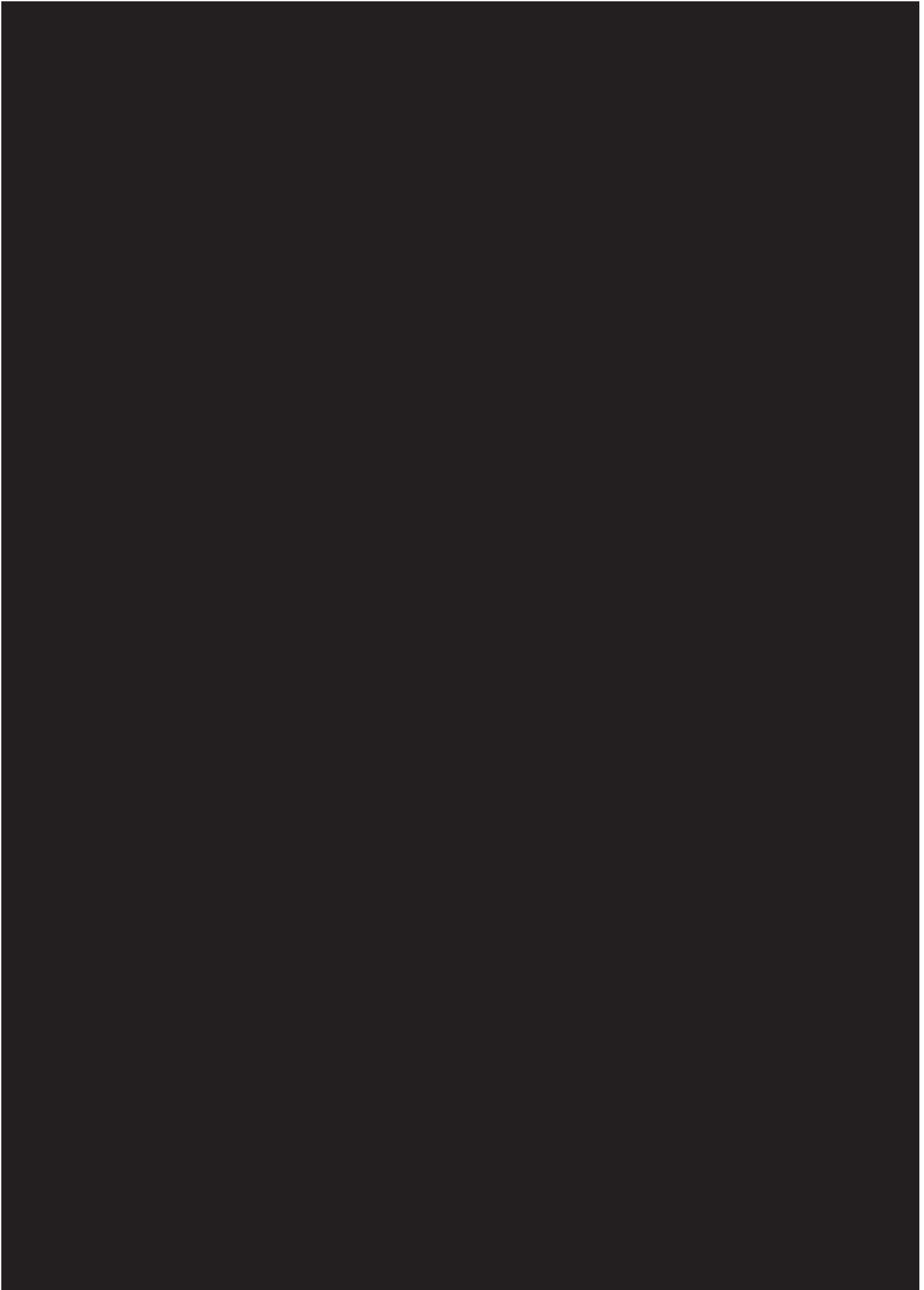




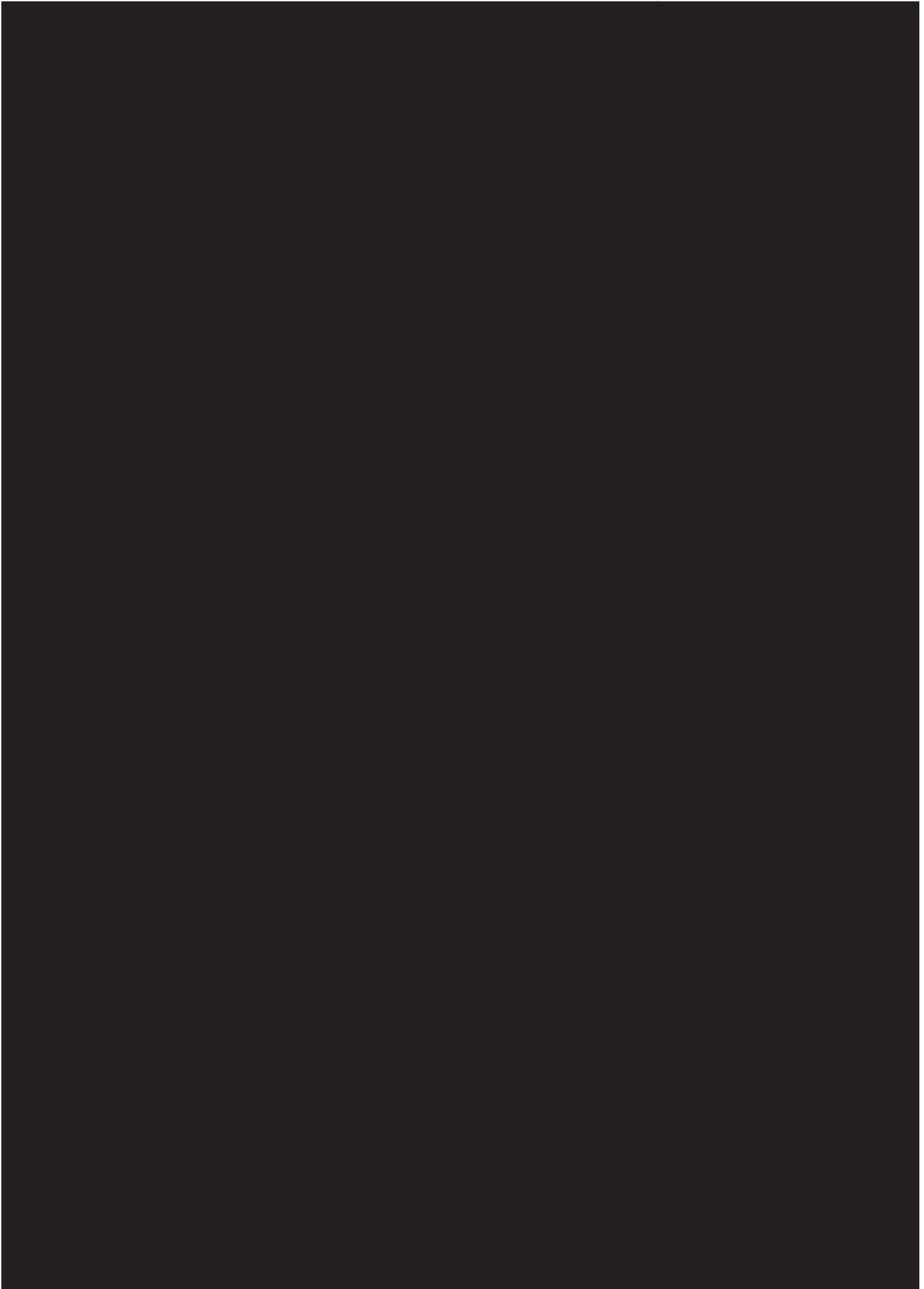






















7. סכמת חיבור תחמ"ש מטרו באזור פארק אריאל שרון – DSS07

תיאור האזור

תחמ"ש מטרו מתוכננת לקום צפונית לתחמ"ג איילון, ומזרחית לקו דו-מעגלי 400 ק"ו קיים, הכולל את המעגלים: איילון-עתידיים, ואיילון-פתח תקווה.

באזור מספר תכניות עתידיות (ראה/י פרק 8) להלן:

- הקמת תחמ"ש חדשה תל השומר.
- החברה הלאומית לתשתיות תחבורה מקדמת באזור תוכנית להקמת מנהרת תשתיות שבמסגרתה יונחו קווי חשמל באזור הנדון.
- באזור הנדון נמצאת אחת החלופות להקמת תחמ"ג 400/161 ק"ו חדשה. אתר החלופה נמצא ממזרח לתחמ"ש המטרו. נדרש תיאום של מניעת עירוב תשתיות עתידיות.

תיאור תחמ"ש בהתאם לנתוני היזם

דרישת היזם לתחמ"ש פתוחה AIS שתכלול 2 שנאים בהספק של 90 מגו"א כ"א.

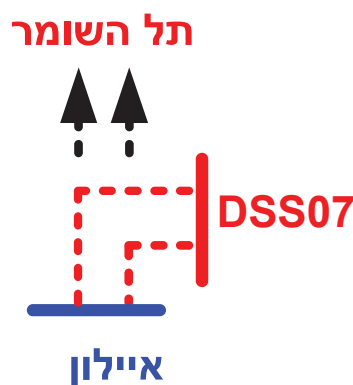
במשטר רגיל העמסה הצפויה בתחמ"ש הינה בהספק 43 מגו"א.

במשטר תקלה העמסה הצפויה בתחמ"ש הינה בהספק 67 מגו"א.

סכמת חיבור

תחמ"ש מטרו תחובר באמצעות קו דו-מעגלי 161 ק"ו באורך כ-2 ק"מ מתחמ"ג איילון. במידה ויוקם קו הולכה בין תחמ"ש איילון לתל השומר (תחמ"ש מתוכננת), אז תחמ"ש המטרו תחובר על ידי מסעף דו-מעגלי קצר למעגל איילון-תל השומר אשר מתכונתו תקבע בהמשך (קו עילי / תת-קרקעי).

להלן סכמת החיבור ומפת האזור



מקרא:

--- מעגל תת"ק 161 ק"ו עתידי
 --- קו 161 ק"ו עתידי לכיוון תל השומר

איור 14. סכמת חיבור תחמ"ש מטרו באזור פארק אריאל שרון DSS07



איור 15. מפת תחמ"ש מטרו באזור פארק אריאל שרון DSS07

פרויקטים הנדרשים לחיבור תחנת המשנה

להלן הפרויקטים הישירים ומערכתיים הנדרשים לצורך חיבור תחמ"ש המטרו:

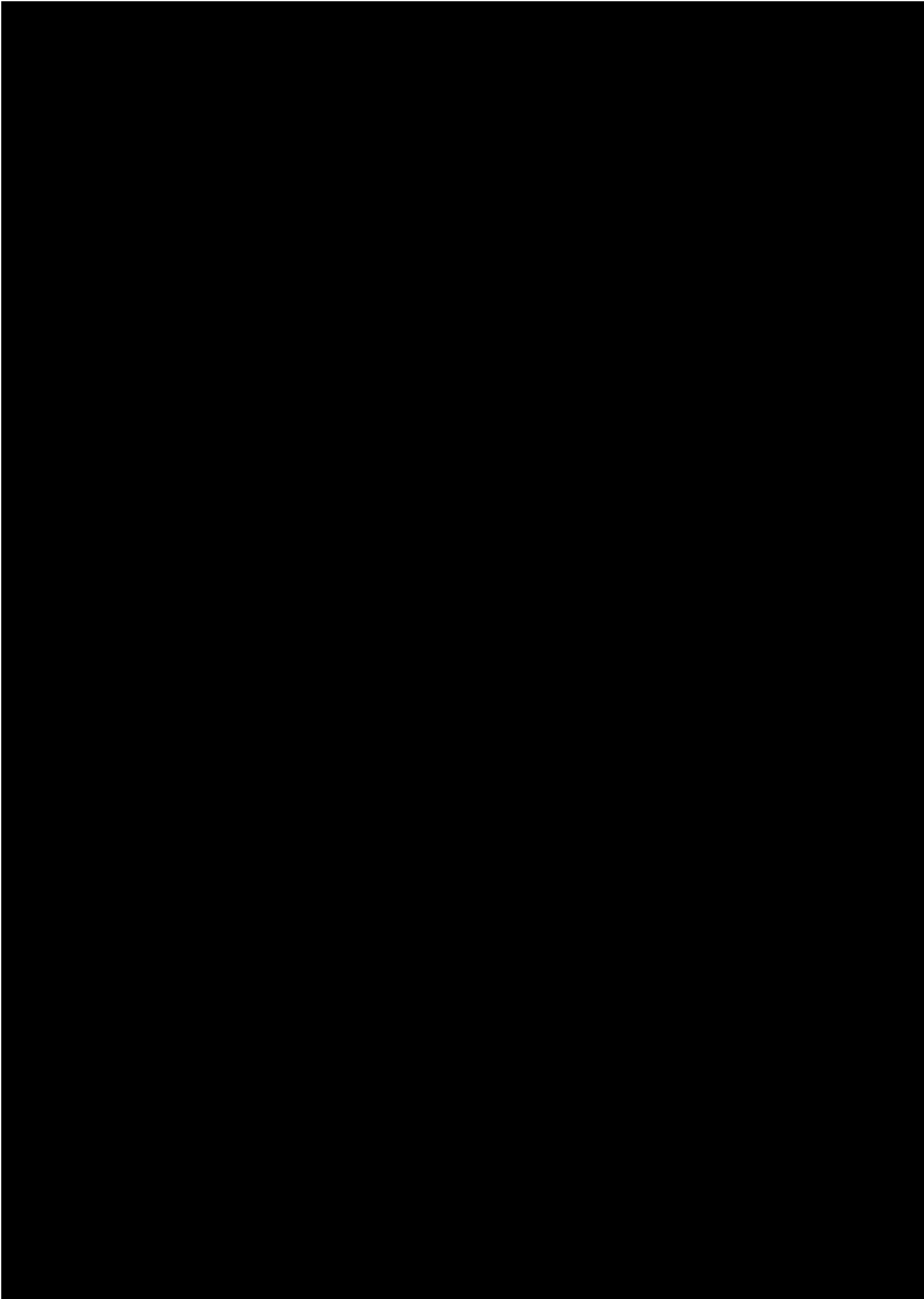
טבלה 11. פרויקטים ישירים, הנדרשים לחיבור תחמ"ש מטרו באזור פארק אריאל שרון – DSS07

#	שם פרויקט	תיאור פרויקט	הערות
1.	קו החיבור	הקמת קו דו-מעגלי 161 ק"ו מתחמ"ג איילון באורך כ-2 ק"מ. במידה ויוקם קו הולכה בין תחמ"ש איילון לתל השומר (המתוכננת), אז תחמ"ש המטרו תחובר על ידי מסעף דו-מעגלי קצר למעגל איילון-תל השומר.	מתכונת תקבע בהמשך (קו עילי / תת-קרקעי)
2.	תחמ"ש מטרו	הקמת תחמ"ש. דרישה מערכתית עבור פיתוח עתידי: במסדר 161 ק"ו ישמר מקום: ל-2 שדות קווים 161 ק"ו נוספים (מתכונת תחמ"ש תתואם לאחר פתיחת תיק).	באחריות הלקוח

להלן הערות ראשוניות לתוכנית היזם:

- על היזם להזמין ממנהל המערכת איתור רצועה לקו החשמל המחבר את המתקן במסגרת עבודות תכנון המקדימות, ולשלב את רצועת החיבור בתכנית המתאר של המתקן. ישימות ול"ז החיבור כפופים לקבלת כל האישורים הדרושים ע"פ כל דין ומהגופים הרלוונטיים.
- לאחר פתיחת תיק עבודה במשרדי חברת ניהול המערכת בע"מ, יתואמו במסגרת הסכם התיאום הטכני הפרטים הדרושים לצורך ביצוע מלא של החיבור. ראה/י אמות המידה 35כז(א) – דצמבר 2020.

8. דרישות מערכתיות מהיבט המשק הלאומי



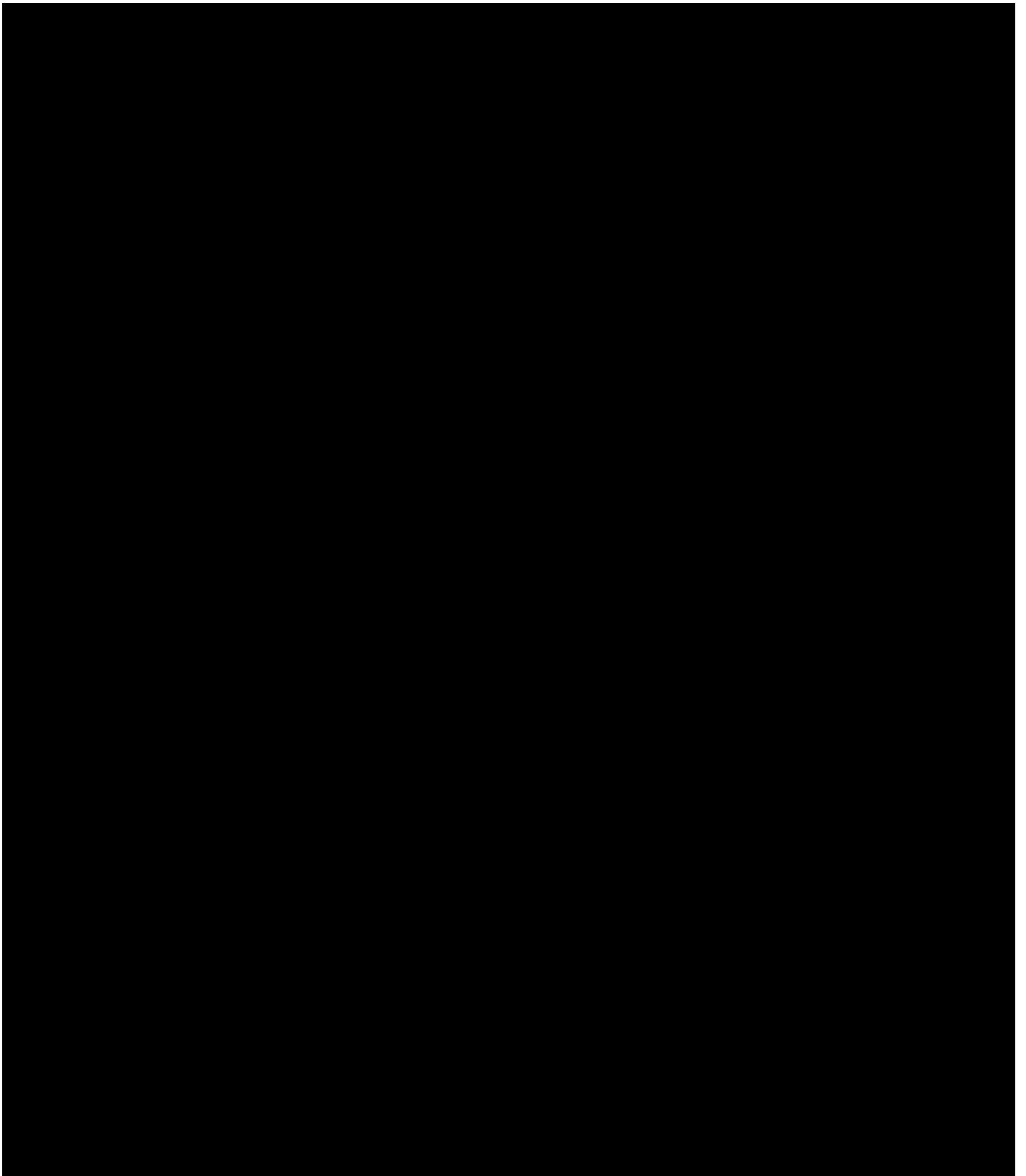
פרויקטים נדרשים במערכת ההולכה וההשנאה

באזור קיים צורך בהקמת תשתיות נוספות במערכת ההולכה וההשנאה לשם חיבור פרויקט המטרו במתח 161 ק"ו.

להלן תשתיות ההולכה וההשנאה הנדרשות:

טבלה 12. תשתיות ההולכה הנוספות לצורך חיבור פרויקט המטרו במתח 161 ק"ו

של כ-8 ק"מ (הערכה ראשונית).		
קו החיבור מאזור תחמ"ג 400/161 ק"ו איילון-DSS07 באורך כ-2 ק"מ מתחמ"ג איילון. היבט מערכתי עבור פיתוח עתידי: תכנון מערכת ההולכה עתידי באזור כולל ציר הולכה איילון-אונו.	קו החיבור איילון-DSS07	DSS07
באזור הנדון נמצאת אחת החלופות להקמת תחמ"ג 400/161 ק"ו חדשה.	הקמת תחמ"ג 400/161 ק"ו חדשה	



9. סיכום

1. מטרו היא רכבת להסעת המונים הנוסעת בתת הקרקע, בהפרדה מלאה ממערכות תחבורה אחרות, אך נפגשת איתן בתחנות לאורך המסלול.
2. חברת נת"ע מבקשת להזין את פרויקט המטרו במתח עליון וזאת באמצעות תחנות משנה פרטיות שבכוונתה להקים על תוואי קווי המטרו.
3. פרויקט המטרו מתוכנן לקום בין השנים 2027-2035.
4. הנחות היסוד לעבודה מתבססות על תכנית הפיתוח של מערכת ההולכה וההשנאה, תחזית ביקוש לחשמל ובהתחשב בקליטת יצרני חשמל בהתאם להתחייבות ומדיניות הממשלה בדיקות במערכת ההולכה בוצעו בהתאם לקריטריוני התכנון, ובהתבסס על נתונים שהתקבלו מהלקוח, ראה/י נספחים.
5. המסמך הוכן בהתאם לאמת מידה 35כג.
6. על היזם להזמין ממנהל המערכת איתור רצועות לקו החשמל המחברות את המתקן במסגרת עבודות תכנון המקדימות, ולשלב את רצועות החיבור בתכנית המתאר של המתקן.
7. איתור רצועות לקו מ"ע, ישימות ול"ז לביצוע כפופים לקבלת כל האישורים הדרושים ע"פ כל דין.
8. יש להתאים בתכנית המתאר את מתכונת תחנות המשנה הרלוונטיות אשר בהן נדרשה שמירת מקום לשדות במסדר 161 ק"ו, תוספת שנאים, ומסדרי מ"ג, עבור צרכים מערכתיים.
9. תשתיות ההולכה ומשאבי הרשת הנדרשים יתכן ויהיו מושפעים מקליטת מתקני צריכה או תחנות כח שאינם ידועים בשלב הכנת עבודה זו.

מאחלים הצלחה בקידום הפרויקט



נספח ג'



Mesubbim Depot

Detailed geotechnical report

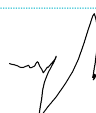
Agasi-Rimon Engineers Ltd.

14 July 2025

Reference No. M3-MLE-NTA-GTI-RPT-000013

M3

Revision Table

Revision ID	Revision Code	Date	Description or Reason for Change	Preparer/Author (Name, Role)	Reviewer/Checker (Name, Role)	Approval/Release (Name, Role)
01	AGS-GE-0M3-0M3DP001-S1-1001-00	07.07.2024	GW1 Submission	Feras Nassr	Noam Lloyd	Noam Lloyd
						
02	M3-MLE-NTA-GTI-RPT-000013	31.12.2024	GW2 Submission	Feras Nassar	Noam Lloyd	Noam Lloyd
						
03	M3-MLE-NTA-GTI-RPT-000013	14.07.2025	GW3 Submission	Feras Nassar	Noam Lloyd	Noam Lloyd
						

The current report was submitted in GW1 with the old revision code AGS-GE-0M3-0M3DP001-S1-1001-00; and now it's submitted with new revision code M3-MLE-NTA-GTI-RPT-000013 at GW3.

Contents

1.	Introduction	7
1.1	General	7
1.2	Scope	8
1.3	Report purpose	8
1.4	Source of information	8
2.	Site and project data	9
3.	General site conditions	11
3.1	Geological conditions	11
3.2	Hydro-geological conditions	12
3.3	Seismic conditions.....	13
4.	SITE INVESTIGATION.....	14
4.1	General	14
4.2	Field tests.....	16
4.2.1	Standard Penetration Test (SPT)	16
4.2.1.1	Evaluation of the relative density of granular soils	16
4.2.1.2	<u>Evaluation of Elasticity Modulus (Es).....</u>	16
4.2.1.3	<u>Evaluation of Total Unit Weight for saturated non-cohesive soils</u>	16
4.2.1.4	<u>Evaluation of Internal friction angle.....</u>	16
4.2.2	Vane Shear Test.....	17
4.2.2.1	<u>Evaluation of Undrained Shear strength</u>	17
4.2.3	Pressuremeter Test.....	18
4.2.3.1	<u>Evaluation of undrained shear test (Su)</u>	18
4.3	Laboratory tests.....	19
4.3.1	Water Content.....	19
4.3.2	Atterberg Limits.....	19
4.3.3	Fine content (#200).....	19
4.3.4	CU-Triaxial Test.....	19
4.4	Groundwater	20
5.	Existing geotechnical conditions	21

5.1	Geotechnical Units	21
5.1.1	Definition of the geotechnical units:	21
5.1.1.1	Unit I– Clay	21
5.1.1.2	Unit III– Sand	21
5.1.1.3	Unit IV– Calcareous Sand to Kurkar	21
5.2	Presentation Field and laboratory tests	22
5.2.1	Clay (unit I)	22
5.2.1.1	Fines content	22
5.2.1.2	Atterberg Limits	23
5.2.1.3	Water content	23
5.2.1.4	Unit Weight	24
5.2.1.5	Permeability.....	24
5.2.1.6	SPT.....	25
5.2.1.7	Vane Shear Test.....	26
5.2.1.8	Pressuremeter result	27
5.2.1.9	Effective Strength Parameters	28
5.2.1.10	Undrained Shear Strength	30
5.2.1.11	Modulus of Elasticity (Es)	30
5.2.1.12	Poisson Ratio (ν).....	31
5.2.1.13	Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K_0)	31
5.2.2	Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay (unit II).....	32
5.2.2.1	SPT.....	32
5.2.2.2	Relative density	33
5.2.2.3	Water content	33
5.2.2.4	Unit Weight	34
5.2.2.5	Fines content	35
5.2.2.6	Permeability.....	35
5.2.2.7	Pressuremeter	36
5.2.2.8	Effective Strength Parameters	37

5.2.2.9	Modulus of Elasticity (Es)	38
5.2.2.10	Poisson Ratio (v).....	39
5.2.2.11	Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K0)	39
5.2.3	Sand (unit III).....	40
5.2.3.1	SPT.....	40
5.2.3.2	Relative density.....	41
5.2.3.3	Unit Weight	42
5.2.3.4	Permeability.....	42
5.2.3.5	Pressuremeter	43
5.2.3.6	Effective Strength Parameters	44
5.2.3.7	Modulus of Elasticity (Es)	45
5.2.3.8	Poisson Ratio (v).....	45
5.2.3.9	Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K0)	45
6.	Determination of Design Parameters	46
6.1	Statistical Analysis Methodology	46
6.2	Geotechnical Parameters for current stage design.....	47
6.2.1	General	47
7.	Recommendations for foundations design	48
7.1	Buildings at the Depot area	48
7.1.1	General	48
7.1.2	Deep foundation	49
7.1.3	General guidelines for foundation design	49
7.1.4	Floors	50
7.2	Shallow foundation	52
7.3	Retaining walls Foundations Guidelines	53
7.3.1	General	53
7.3.2	Deep foundations.....	54
7.3.3	Guidelines for foundation design	54
7.3.4	Foundation near embankment slope	56
7.3.5	Shallow foundations	57

7.4	Determination of bearing capacity of piles	59
7.4.1	Vertical capacity.....	59
7.4.2	Lateral capacity.....	59
8.	Temporary open excavations	60
9.	Drainage and waterproofing	61
10.	General Notes	62

TABLE OF FIGURES

Figure 1-1: Metro Network Lines	7
Figure 2-1: Deport Mesubbim location.....	9
Figure 2-2: Deport Mesubbim general layout.....	10
Figure 3-1: Geological map, Rishon LeZion 2004.	11
Figure 3-2: Coastal aquifer water levels, Israeli water authority, 2022 (AMSL).	12
Figure 3-3: Ground Condition Amplification, update April 2009, of GSI.	13
Figure 4-1: Bjerrum's correction factor for vane-shear test (Bjerrum (1972) and Lass et al. (1977)).	17
Figure 5-1: FC (%) - Unit I.	22
Figure 5-3: Water content (%) - Unit I.	24
Figure 5-4: Total saturated unit weight- Unit I.	24
Figure 5-5: SPT results - Unit I.	25
Figure 5-6: Vane Shear test results- Unit I.	26
Figure 5-7: - Em results from Pressuremeter test- Unit I.	27
Figure 5-8: - Er results from Pressuremeter test- Unit I.	27
Figure 5-9: - Plm results from Pressuremeter test- Unit I.	28
Figure 5-10: Effective Internal friction angle, CU triaxial shear test and direct shear test- Unit I.	28
Figure 45- Effective cohesion as obtained from the CU triaxial shear test- Unit I.	29
Figure 5-11: Undrained Shear Strength as obtained from the correlation of Menard, 1957 - Unit I.	30
Figure 5-12: Modulus of elasticity- Unit I.	31

Figure 5-13: - SPT results-Unit II.	32
Figure 5-14: DR (%) results-Unit II.....	33
Figure 5-15: Water content results-Unit I I.	33
Figure 5-16: Total saturated unit weight-Unit II.....	34
Figure 5-17: - FC (%) - Unit II.	35
Figure 5-18: - Em results from Pressuremeter Test-Unit II.	36
Figure 5-19: - Er results from Pressuremeter test- Unit II.	36
Figure 5-20: - Plm results from Pressuremeter test- Unit II.....	37
Figure 5-21: Internal friction angle- Unit II.	38
Figure 5-22: Modulus of elasticity- Unit II.....	39
Figure 5-23: SPT results-Unit III.	40
Figure 5-24: DR (%) results-Unit III.....	41
Figure 5-25: - Total saturated unit weight-Unit III.....	42
Figure 5-26: - Em results from Pressuremeter test- Unit III.	43
Figure 5-28: - Plm results from Pressuremeter test- Unit III.....	44
Figure 5-29: - Internal friction angle-Unit III.....	44
Figure 5-30: Modulus of elasticity- Unit III.....	45
Reference Tool.....	63
Figure 10-1: Figure Cross Reference	63

LIST OF TABLES

Table 4-1: location of boreholes	15
Table 4-2: Relationship between the type and state of soil vs. Em/PL ratio and coefficient α (Menard, 1975).	18
Table 6-1: Geotechnical parameters.....	47
Table 7-1: characteristic values for design	49
Table 7-2: characteristic values for design	49
Table 7-3: Reduction of capacity values	50
Table 7-4: Soil parameters.....	54

1. Introduction

1.1 General

M3 metro line project, prompted by NTA (Metropolitan Mass Transit System) in the "Gush Dan" Metropolis, is planned to traverse from south to north, between "Bat-Yam" and "Herzeliya" with an eastern encirclement, via major cities of "Dush Dan" area, including "Holon", "Azor", "Or-Yehuda", "Kiryat Ono", "Ramat Gan", "Giv'at Shmuel", "Petch Tikva" "Tel-Aviv" and "Ramat Hasharon".

According to the current design, M3 line consists of about 39 Km tunnelling and 25 stations with a separate branch, to east-south direction, leading to Ben-Gurion Airport. Track junction and Depot are planned near Ariel Sharon area.

M3 metro line tunnels are planned as a twin tunnel, with 2 parallel tunnels, 7.5m in diameter, each, using TBM.

The following figure presents M3 route, on background of Metro lines (Figure1).

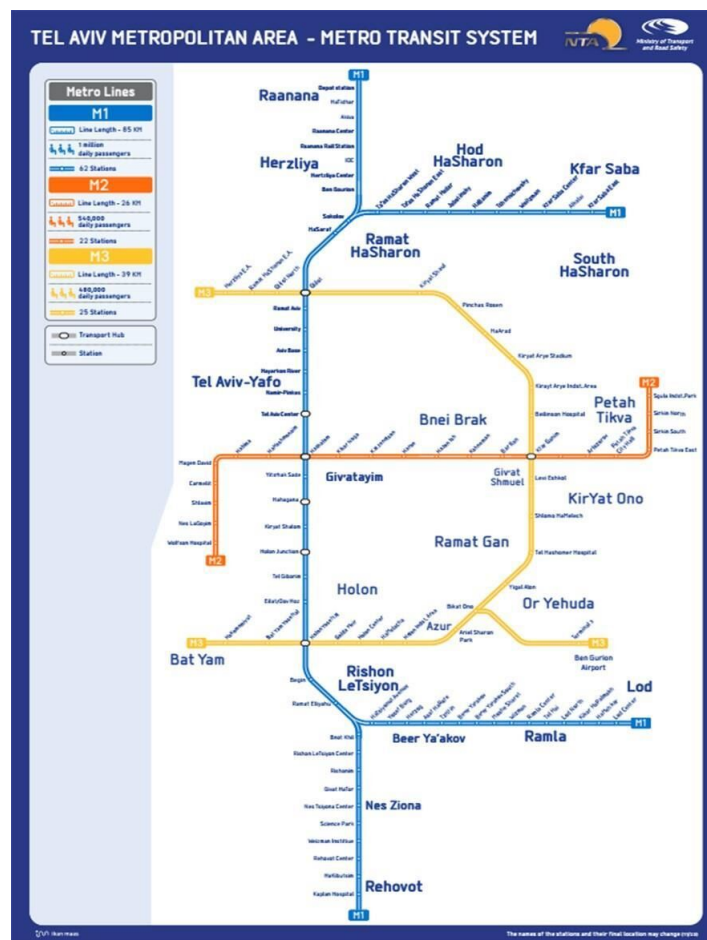


Figure 1-1: Metro Network Lines

1.2 Scope

The current report includes interpretative geotechnical information, based upon the current geological, geotechnical, and hydro-geological surveys that have been pursued and completed, in the M3 - Depot area. This report includes geotechnical design parameters and recommendations regarding geotechnical aspects for the designed buildings and retaining walls within the Depot area. The current report is intermediate, and it shall be updated according to the updated surveys information along the future design stages.

1.3 Report purpose

According to the early planning of the Depot area, construction stages include a first stage of about 3.5 m` fill to -1.5 m` below final construction level. A second stage, following by a period of pause, shall be done by another contractor, for final fill and rail subbase design.

The current document shows a detailed guidelines for designing retaining walls and buildings at the Depot area.

1.4 Source of information

The report is based on the following resources:

- a) General geometric plans prepared by Mahod.
- b) General and principal plans of the planned structures/retaining walls at the site.
- c) Field and laboratory ongoing surveys, that present the expected geological conditions along the M3 line and at the Depot area.

2. Site and project data

- a) The Depot Mesubbim complex is located between road #461 from the north, road #4 from the west and Ayalon River from the south. See figure 2-1 below.

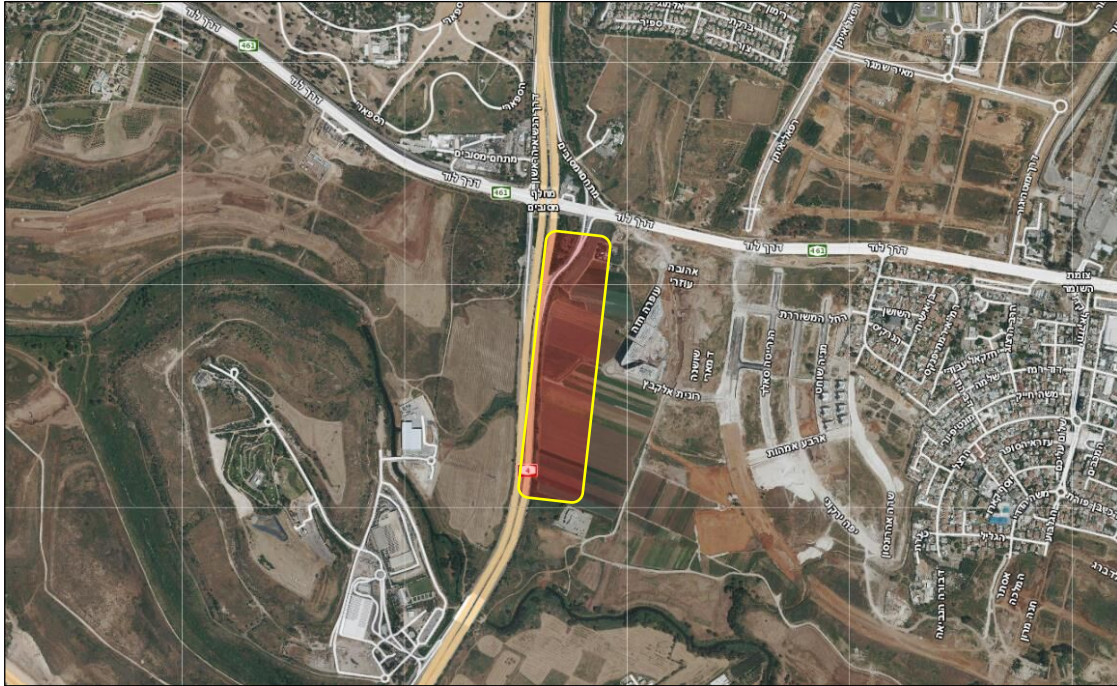


Figure 2-1: Depot Mesubbim location

- b) The ground level at the depot area is nearly flat. Existing elevations of the ground surface at the site ranges from +23m to +25 AMSL.
- c) Based on the received plans and data, the Depot area will include the following elements/buildings:
- Electrical substation RS01.
 - Stabling area 1 BU01.
 - Stabling area 2 BU02.
 - Heavy & light maintenance building BU03.
 - Under floor wheel lath BU04.
 - Automatic train washing machine BU05.
 - Administration building BU06.
 - Guard house BU07.
 - Technical centre BU08.
 - Tracks maintenance building BU09.
 - Water elements BU10.
 - Recycling centre BU11.
 - Security building BU12.
 - HV substation BU13.

- d) According to the early planning of the Depot area, construction stages include a first stage of about 3.5 m` fill to -1.5 m` below final construction level. A second stage, following by a period of pause, shall be done by another contractor, for final fill and rail subbase design.
- e) Figure 2-2 shows general layout for designed building at the Depot area.

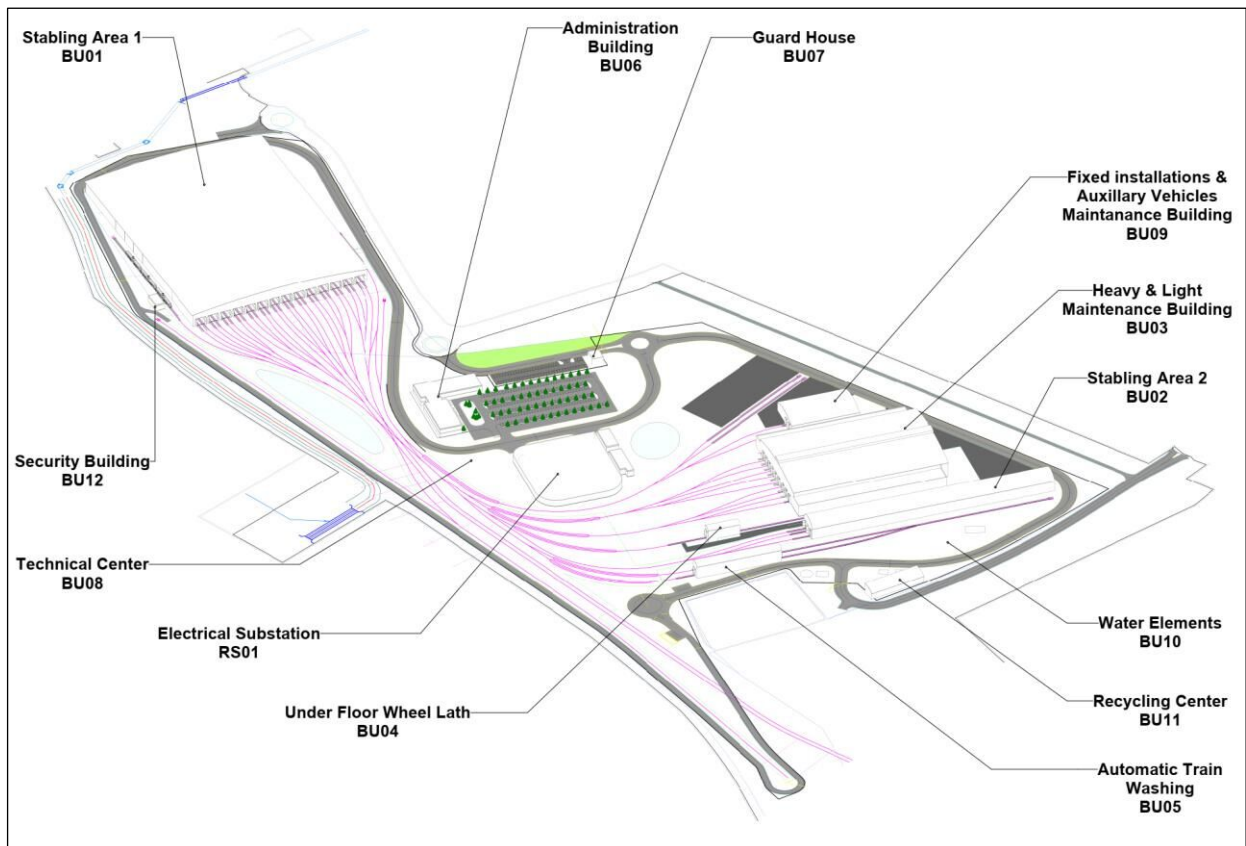


Figure 2-2: Deport Mesubbim general layout

3. General site conditions

3.1 Geological conditions

Israel Central Coastal plain, sometimes known as Judean Coastal Plain, is stretching from the Yarkon River, in Northern Tel-Aviv, from the north, southwards to Shikma River. On the east-west direction, the Central Coastal Plain is bound by the Judean Mountain ridge from east, and by the mediterranean sea from west.

Israel Central Coastal Plain is a sedimentary area, and the most prominent geomorphic features on the coastal plain are linear ridges, parallel to the coastline. The ridges are composed of alternating un-consolidated sands, cemented carbonate-rich aeolianites, known locally as "Kurkar". The most common soil on the geological area is a non-calcareous reddish mediterranean soil, consisting mostly of sandy clay loam, known locally as "Hamra". The cyclic distribution of Kurkar ridges and Hamra soil units tend to correlate with major geological cycles, regarding, for example, cyclic sea level changes and climatic changes.

The areas in between the Kurkar ridges consists of Hamra soil unit and alluvial soils. Topography and hydrological watersheds, along with major River crossings along the ridges, and river floodplains, have contributed to local sedimentary areas. Main river flood plains, such as the Ayalon River and Yarkon River areas contains alluvial deposits with sustainable thickness.

According to the geological map of Rishon LeZion (2004), the project area is situated on alluvial soil, which was deposited by the nearby streams (Ayalon River, Shapirim River).

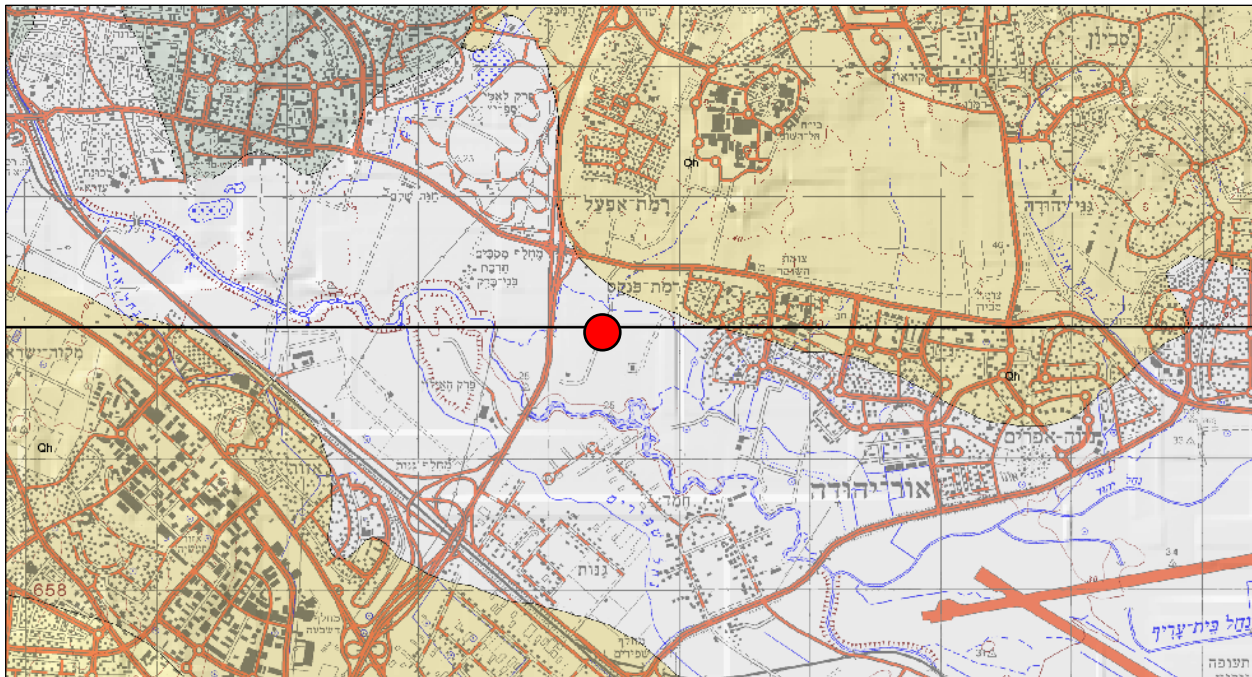


Figure 3-1: Geological map, Rishon LeZion 2004.

3.2 Hydro-geological conditions

The coastal aquifer of Israel is the primary hydro-geological body in the project area. The underground water level in the coastal aquifer is influenced by numerous elements, such as it's recharge by rain or recharge basins, direct rain and watersheds, the density and intensity of pumping wells etc. combined with the aquifer storativity and permeability.

The coastal aquifer flow field is generally east to west, when the eastern part of the aquifer presents water levels at about +10 AMSL. and the western part of the aquifer is controlled by the sea level, at +0.0 AMSL. with a hydro-geological depression, known as "Gush-Dan depression", at +0.0 AMSL, encircling Depot area. Levels can be seen in water level map for 2022, presented in figure 4 below.

Specific Information shall be provided, upon demand from the hydro-geological consultant of the project.

The depressions in the project area are relatively dynamic and normally change according to intense pumping and reduction of recharge flow due to metropolitan development.



Figure 3-2: Coastal aquifer water levels, Israeli water authority, 2022 (AMSL).

3.3 Seismic conditions

According to active and potentially active faults for Israeli Standard 413, update 29/11/2022, of GSI, no faults are present in the site area.

The soil liquefaction potential is negligible.

According to Tsunami exposure map, update 2021 of GSI, the site is beyond the zone of potential tsunami inundation area.

According to Tsunami exposure map, of GSI, the site is beyond the zone of exposure to landslide area.

According to Exposure to landslide map, update April 2009, of GSI, there are no potentially high ground condition amplification in the site area. See figure 5 below.

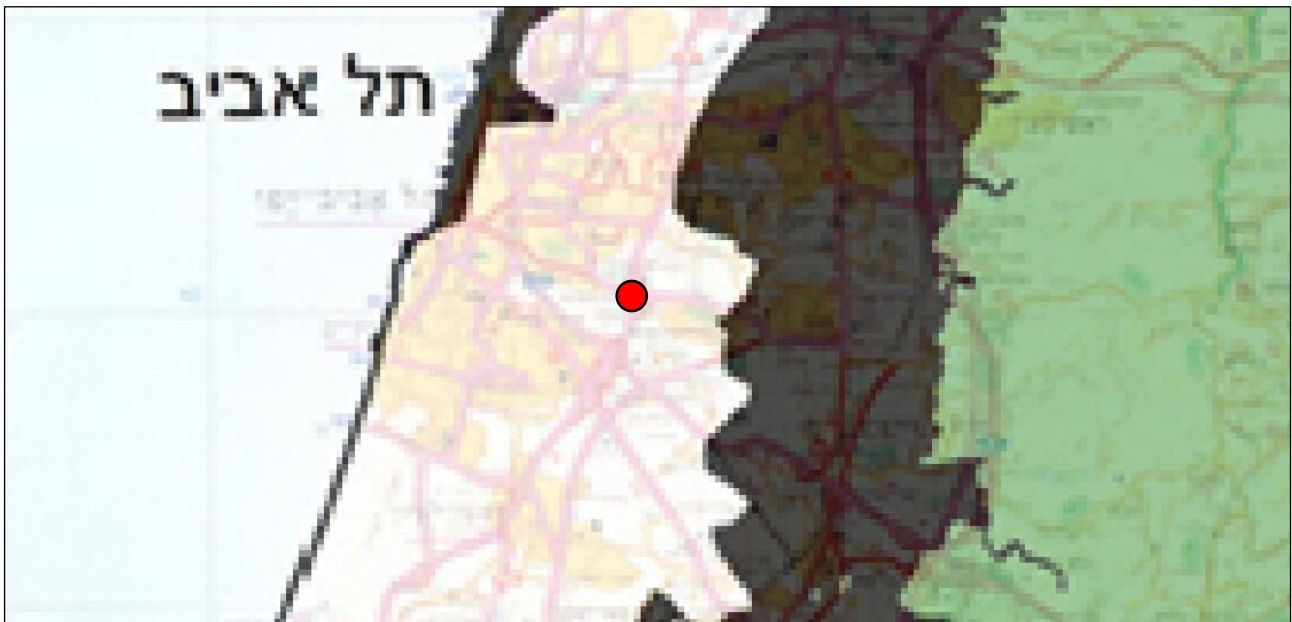


Figure 3-3: Ground Condition Amplification, update April 2009, of GSI.

For seismic design purposes, the soil type on site is classified, according to SI 413, as Type "D".

Seismic acceleration for design purposes shall be determined according to the most updated version of SI 413.

4. SITE INVESTIGATION

4.1 General

Characterization of the in-situ conditions at the site is based on soil investigation that includes 14 deep boreholes drilled in the vicinity of Depot area. The boreholes were conducted to depths of 10-30m. Table 1 outlines the boreholes data that were executed. Boreholes logs, field tests and laboratory results are attached in the appendixes.

Due to the fact the boreholes were performed at a very limited area and the nature of geological formation site, it must be considered that deviations from expected soil conditions may occur.

Borehole name	depth	X coordinate	Y coordinate
M3-DPB-FD1-DD	30.29	659585.0	184448.0
M3-DPB-FD2	30.17	659563.0	184327.0
M3-DPB-FD3	30.4	659624.0	184374.0
M3-DPB-FD4-DD	30.18	659660.0	184190.0
M3-DPB-FD5	30.36	659665.0	184100.0
M3-DPB-FD6	30.20	659708.0	184116.0
M3-DPB-FD7-DD	30.45	659705.0	184196.0
M3-DPB-FD8-DD	30.28	659646.0	184330.0
M3-DPB-FD9	30.38	659713.0	184433.0
M3-DPB-FD10	30.25	659781.0	184365.0
M3-DPB-FD11-DD	30.45	659784.0	184189.0
M3-DPB-FD12-DD	30.23	659843.0	184288.0
M3-DPB-FD13-DD	32.28	659840.9	184422.8
M3-DPB-FD14	30.21	659862.0	184190.0
M3-DPB-FD15	30.45	659854.0	184116.0
M3-DPB-FD16-DD	30.20	660116.0	184217.6
M3-DPB-FD17	30.36	660175.5	184189.2
M3-DPB-FD18-DD	30.27	660209.4	184247.2
M3-DPB-FD19	30.44	660289.0	184254.0
M3-DPB-FD20	30.45	660348.0	184194.0
M3-DPB-FD21-DD	30.45	660348.4	184322.6
M3-DPB-FD22	30.39	660402.1	184249.6
M3-DPB-1	30.10	660379.0	184327.0
M3-DPB-2	30.35	659840.0	184422.0
M3-DPB-3	4.00	659460.7	184669.9
M3-DPB8-KM1	10.45	659986.3	184285.3
M3-DPB9-KM2	10.45	659584.9	184112.6

Borehole name	depth	X coordinate	Y coordinate
M3-DPB-10	30.10	659787.7	184129.6
M3-DPB-11	30.45	660161.9	184262.3
M3-DPB-12	30.05	660426.0	184310.6

Table 4-1: location of boreholes

4.2 Field tests

The tests performed in boreholes are:

- Standard Penetration Test (SPT)-ASTM D-1586.
- Vane Shear Test-ASTM D-2573.
- Pressuremeter Test-ASTM S-4719.

4.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

The SPT test is a commonly used field test for estimating the relative density of granular soils. It can also be used to estimate the friction angle of granular soils and undrained shear strength of clayey soils. Some of the main correlations are presented below.

4.2.1.1 Evaluation of the relative density of granular soils

The relative density of granular soils can be estimated using an empirical relation of Gibbs & Holtz, 1957, relating between the relative density (D_r) and the SPT blow count (N) by:

$$D_r = \left[\frac{1000N}{\frac{7.16}{1000} \sigma_v' + 0.66} \right]^{\frac{1}{2.24}}$$

Where, σ_v' is the effective overburden pressure (in kPa).

4.2.1.2 Evaluation of Elasticity Modulus (E_s)

Stroud, 1989 presented a correlation between SPT and E_s :

$$E_s [Mpa] = 1.75 * SPT$$

4.2.1.3 Evaluation of Total Unit Weight for saturated non-cohesive soils

Terzaghi & Peck presented a correlation between SPT and Total Unit Weight for saturated non-cohesive soils:

$$\gamma_{T,sat} \left[\frac{KN}{m^3} \right] = \begin{cases} N < 50 \Rightarrow 9.81 * (1.8559 + 0.0062 * N) \\ N > 50 \Rightarrow 9.81 * (2.0414 + 0.0021 * N) \end{cases}$$

4.2.1.4 Evaluation of Internal friction angle

Kulhawy & Mayne (1990) presented a correlation between SPT and Internal friction angle:

$$\Phi' [degrees] = \tan^{-1} \left(\frac{N}{12.2 + 20 * \left(\frac{\sigma_{eff}}{100} \right)} \right)^{0.34}$$

4.2.2 Vane Shear Test

The Vane Shear Test is an in-situ geotechnical test used to determine the shear strength of cohesive soils, particularly soft clays. It involves inserting a four-bladed vane into the soil and rotating it at a constant specific rate. The torque required to shear the soil around the vane is measured, which is then used to calculate the soil's undrained shear strength.

4.2.2.1 Evaluation of Undrained Shear strength

The undrained shear strength parameter can be obtained directly from VT undisturbed shear strength results with reduction factor as Bjerrum (1972) suggested:

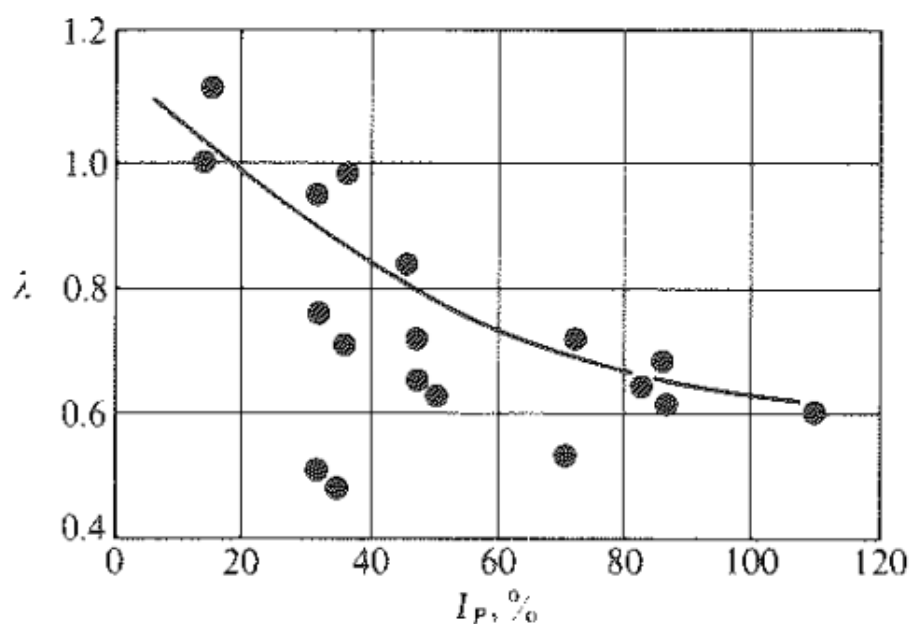


Figure 4-1: Bjerrum's correction factor for vane-shear test (Bjerrum (1972) and Lass et al. (1977).

4.2.3 Pressuremeter Test

The Pressuremeter test (PMT) is an in-situ test aimed to examine the properties of clays and dense sands. In the test, a probe, made of a flexible membrane, is inserted into the borehole. Once the probe is located at the desired location, it is inflated by gas or water and pressure is applied on the borehole walls. The volume of the probe required to maintain the same pressure is monitored and then increased until the limit pressure is obtained in which an increase of the probe's volume is achieved with a minor increase in pressure.

Menard modulus is correct to young modulus by $E_s = E_m / \alpha$, where α is a correction factor depending on the soil type and the value of E_m / P_L as shown in table 2.

Type of Soil / State of soil	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand & gravel	
	E_m / P_L	α	E_m / P_L	α	E_m / P_L	α	E_m / P_L	α	E_m / P_L	α
Over - consolidated			>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normally consolidated	6-11	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered or altered			7-9	1/2	6-8	1/2	5-7	1/3	4-6	1/4

Table 4-2: Relationship between the type and state of soil vs. E_m / P_L ratio and coefficient α (Menard, 1975).

4.2.3.1 Evaluation of undrained shear test (S_u)

Menard, 1957 presented a correlation between P_L and S_u :

$$S_u [kPa] = \frac{(1000 * P_L [Mpa] - P_h)}{5.5}$$

4.3 Laboratory tests

Laboratory tests were performed on undisturbed (clay) and disturbed (clay) samples.

4.3.1 Water Content

Water content of disturbed and undisturbed samples was measured mostly for providing an estimation of the total unit weight.

$$\gamma_{d,sat} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] = \frac{G_s}{1 + G_s * \frac{w}{100}}$$
$$\gamma_{T,sat} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right] = \gamma_{d,sat} * \left(\frac{1 + w}{100} \right)$$
$$C_r = 0.000463 * L_l * G_s$$

4.3.2 Atterberg Limits

Atterberg limits tests of the clay and were conducted on a remoulded material taken from disturbed samples.

4.3.3 Fine content (#200)

Used to determine the fine-grained fraction of soil samples.

4.3.4 CU-Triaxial Test

CU-Triaxial tests were performed on undisturbed samples and used to determine the effective strength parameters mostly of unit III.

4.4 Groundwater

The groundwater level data relies on the water level as obtained in the boreholes drilled (see detailed in the table below, and according to the water level as show on the map (see figure 4)

In any case, it is recommended to incorporate specific hydro-geological aspects and recommendations according to hydro-geologist consultants.

Borehole name	Drilling execution date	Water level depth [m]	Absolute water level [AMSL]	Notes
M3-DPB1	17/07/2020	3.20	22.42	Perched water
M3-DPB2	03/03/2021	19.20	5.35	
M3-DPB8	10/09/2022	9.40	15.07	
M3-DPB9	06/03/2022	-	-	
M3-DPB10	09/12/2022	7.80	3.08	
M3-DPB11	15/09/2022	19.95	3.54	
M3-DPB12	09/08/2022	22.0	4.26	
M3-DPB-FD1-DD	26/11/2023	17.83	6.61	
M3-DPB-FD2	23/11/2023	20.50	3.84	
M3-DPB-FD3	22/11/2023	18.78	5.76	
M3-DPB-FD4-DD	27/11/2023	18.0	5.26	
M3-DPB-FD5	14/11/2023	18.0	6.01	
M3-DPB-FD6	29/11/2023	17.50	6.17	
M3-DPB-FD8	22/11/2023	19.0	5.68	
M3-DPB-FD9	12/05/2024	18	6.66	
M3-DPB-FD10	22/11/2023	19.40	5.34	
M3-DPB-FD11-DD	27/11/2023	17.90	6.34	
M3-DPB-FD14	05/05/2024	19	5.25	
M3-DPB-FD15	03/12/2023	17.86	6.38	

Table 4-3: Water levels as recorded in the boreholes.

5. Existing geotechnical conditions

5.1 Geotechnical Units

5.1.1 Definition of the geotechnical units:

5.1.1.1 *Unit I– Clay*

The "Clay " unit includes clays with plasticity index normally in range of 16-54% and liquid limit normally in range of 21-69%.

Unit II - Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay

The " Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay " unit includes sands with fine content normally in range of 13-43%. Most of SPT results are ranging between 9 to up to 50 blows. The results indicate a layer with medium relative density to large relative density.

5.1.1.2 *Unit III– Sand*

The "Sand" unit includes sands with fine content normally under 12%.

5.1.1.3 *Unit IV– Calcareous Sand to Kurkar*

The Calcareous Sand to Kurkar" unit includes sand with significant cemented sand concentrations. It can be estimated that the layer appeared only in 2 boreholes, starting from depth of 20-25m

5.2 Presentation Field and laboratory tests

5.2.1 Clay (unit I)

5.2.1.1 Fines content

The fine content results of Unit I are given below. The FC values vary in a great scatter between 24 to 98 %.

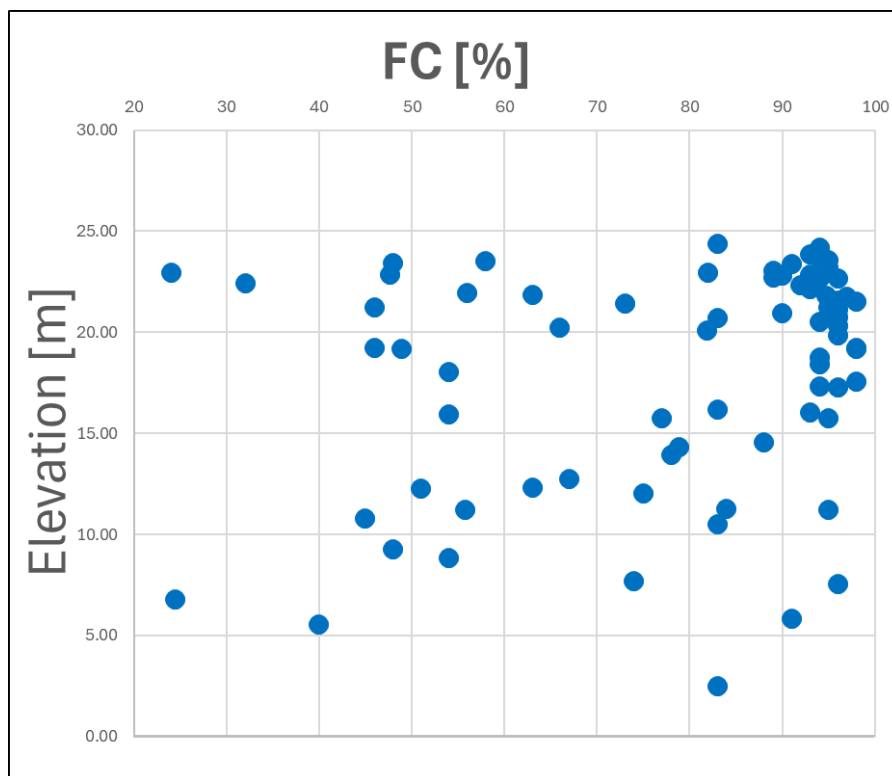


Figure 5-1: FC (%) - Unit I.

5.2.1.2 Atterberg Limits

As can be seen from the plasticity diagram, according to USCS, the unit consists of lean clay to fat clay

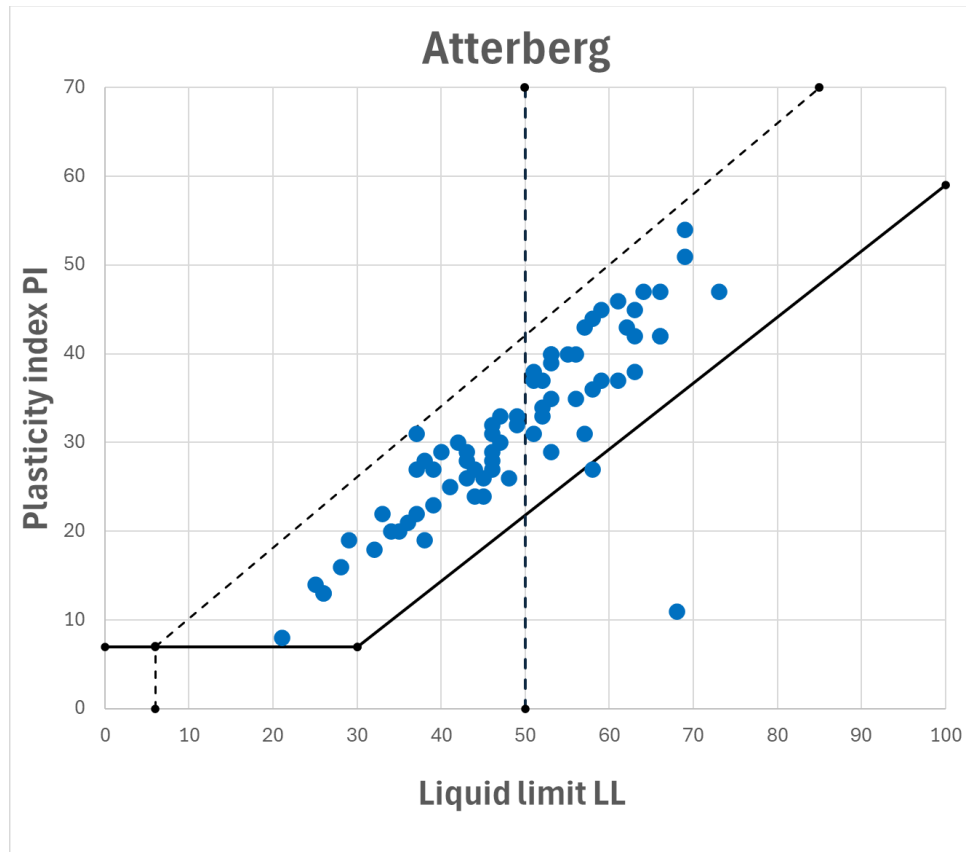


Figure 5-2: Plasticity diagram of the clay layer.

5.2.1.3 Water content

The water content results of Unit I are given below. The WC varies from 9 to 39 %, with most of the results between 11-30%.

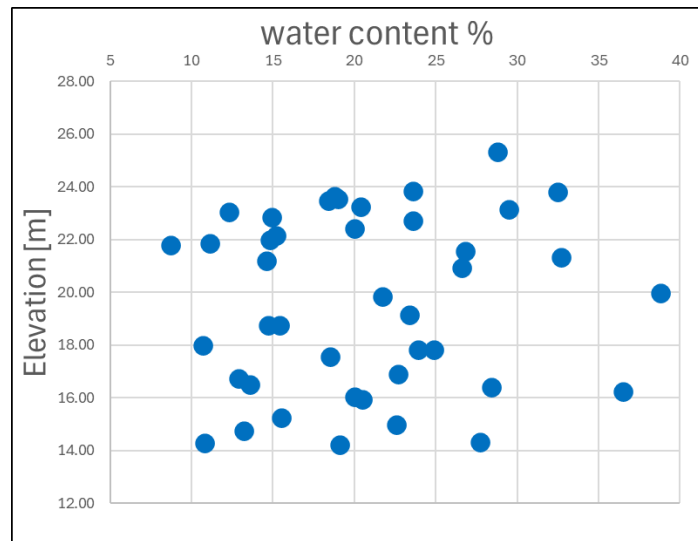


Figure 5-3: Water content (%) - Unit I.

5.2.1.4 Unit Weight

The total saturated unit weight as obtained from Terzaghi-Peck model are given below.

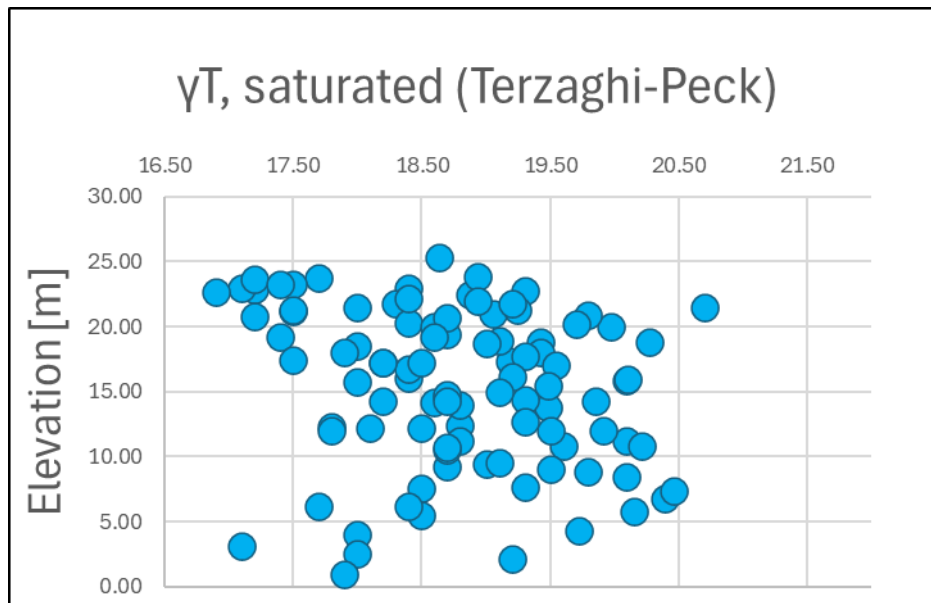


Figure 5-4: Total saturated unit weight- Unit I.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for total saturated unit weight of 19.60 [kN/m³].

5.2.1.5 Permeability

For the current design phase, we recommend taking a value of $k \text{ [m/s]} = 5 * E^{-5} \div 2.8 * E^{-11}$.

5.2.1.6 SPT

There is a wide distribution of results ranging from 10 to over 100 blows, with most of the results between 10 to 44 blows.

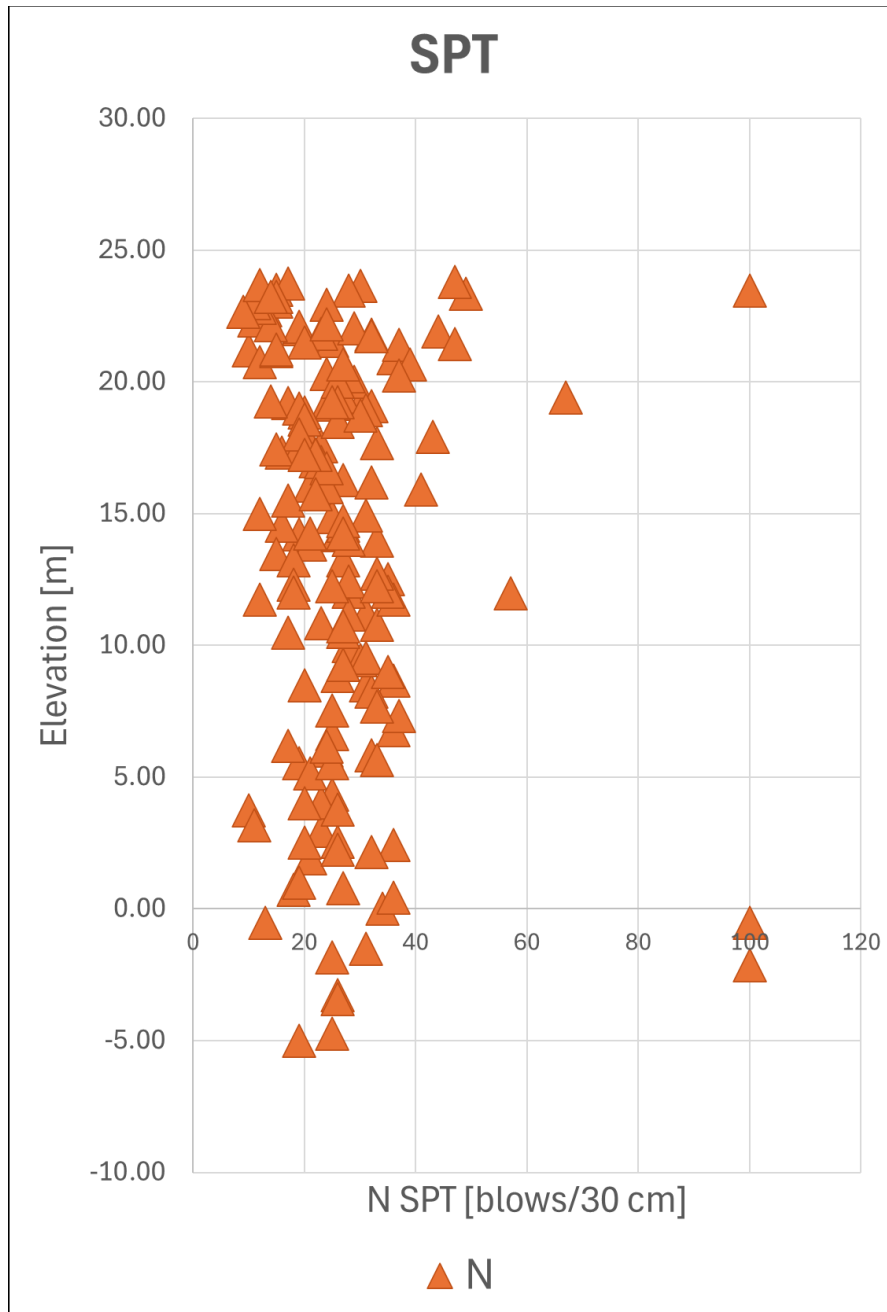


Figure 5-5: SPT results - Unit I.

5.2.1.8 Pressuremeter result

The pressuremeter results, E_m , E_r and Pl_m , of Unit I are given below. The E_m values vary from 10 to 165 Mpa.

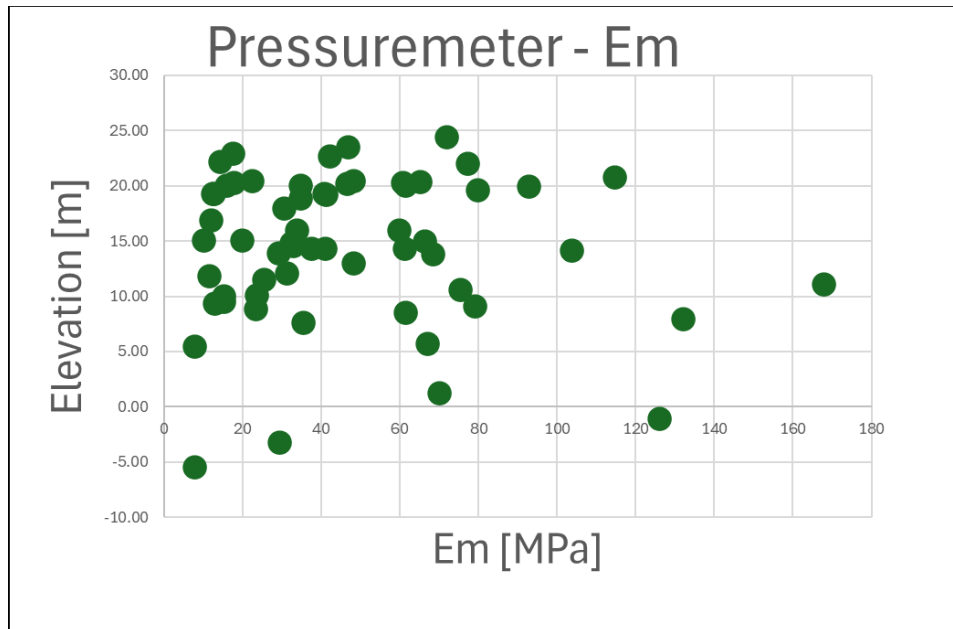


Figure 5-7: - E_m results from Pressuremeter test- Unit I.

The E_r values vary from 10 to 400 Mpa.

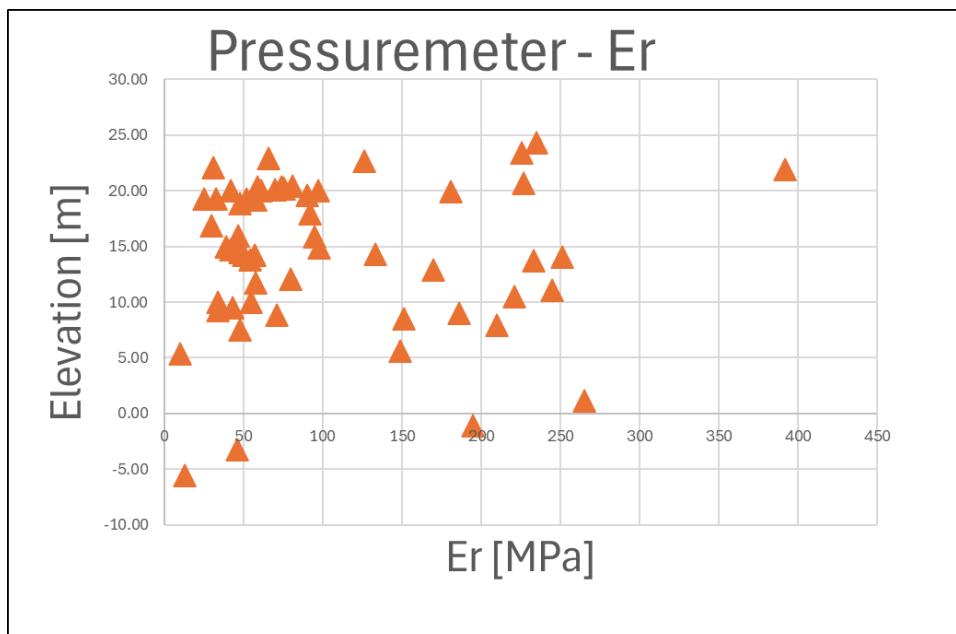


Figure 5-8: - E_r results from Pressuremeter test- Unit I.

The Plm values vary from 0.86 to 2.50 Mpa, with most of the results between 0.50 to 2.5 Mpa.

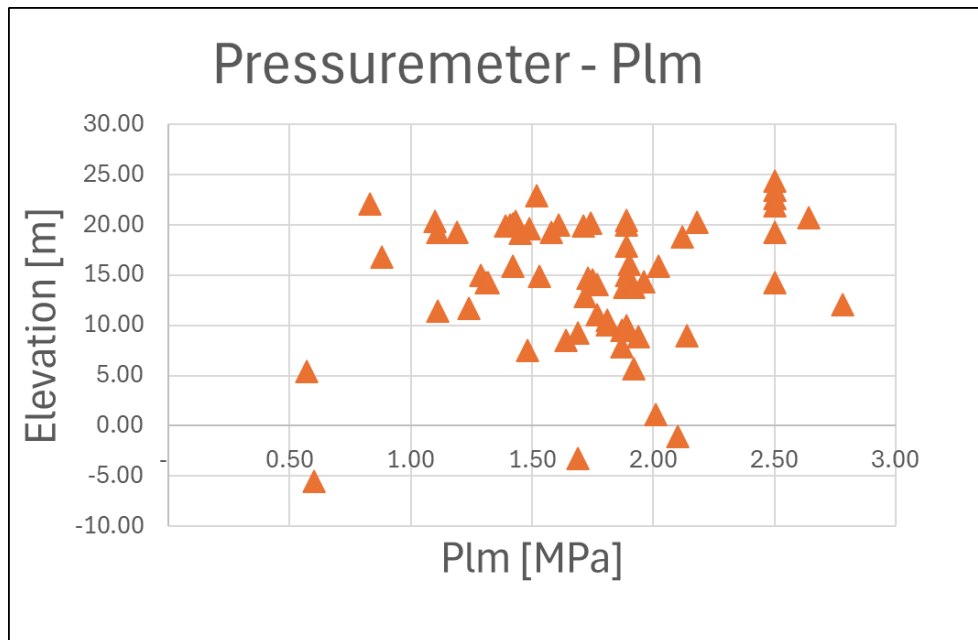


Figure 5-9: - Plm results from Pressuremeter test- Unit I

5.2.1.9 Effective Strength Parameters

The effective internal friction angle and cohesion, as obtained from consolidate undrained triaxial shear test and direct shear test are given below.

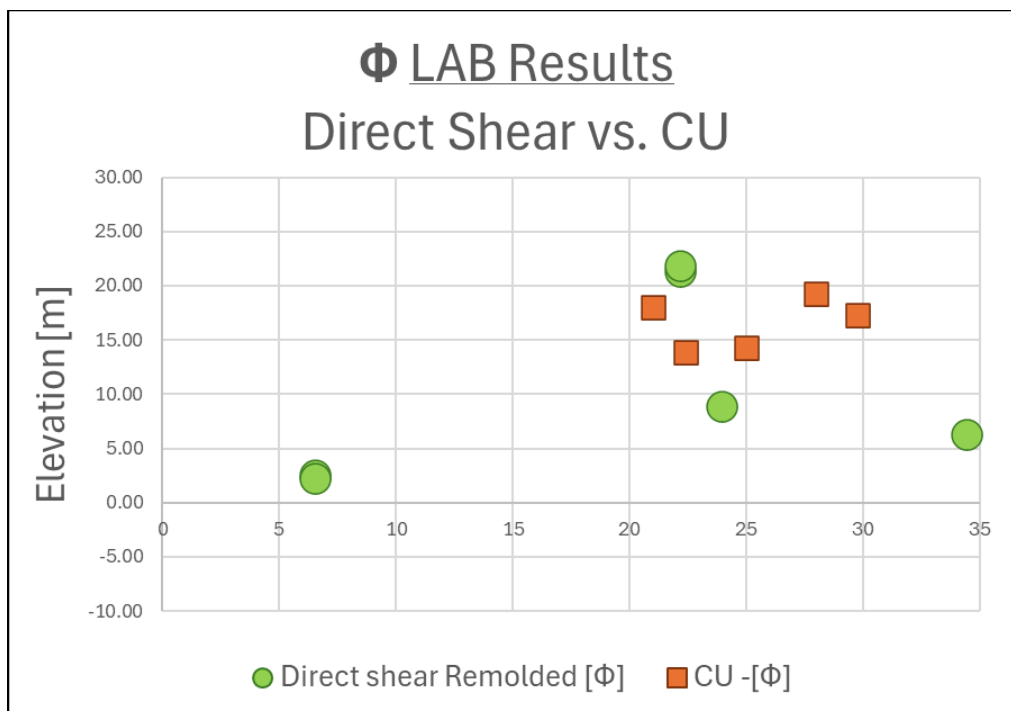


Figure 5-10: Effective Internal friction angle, CU triaxial shear test and direct shear test- Unit I.

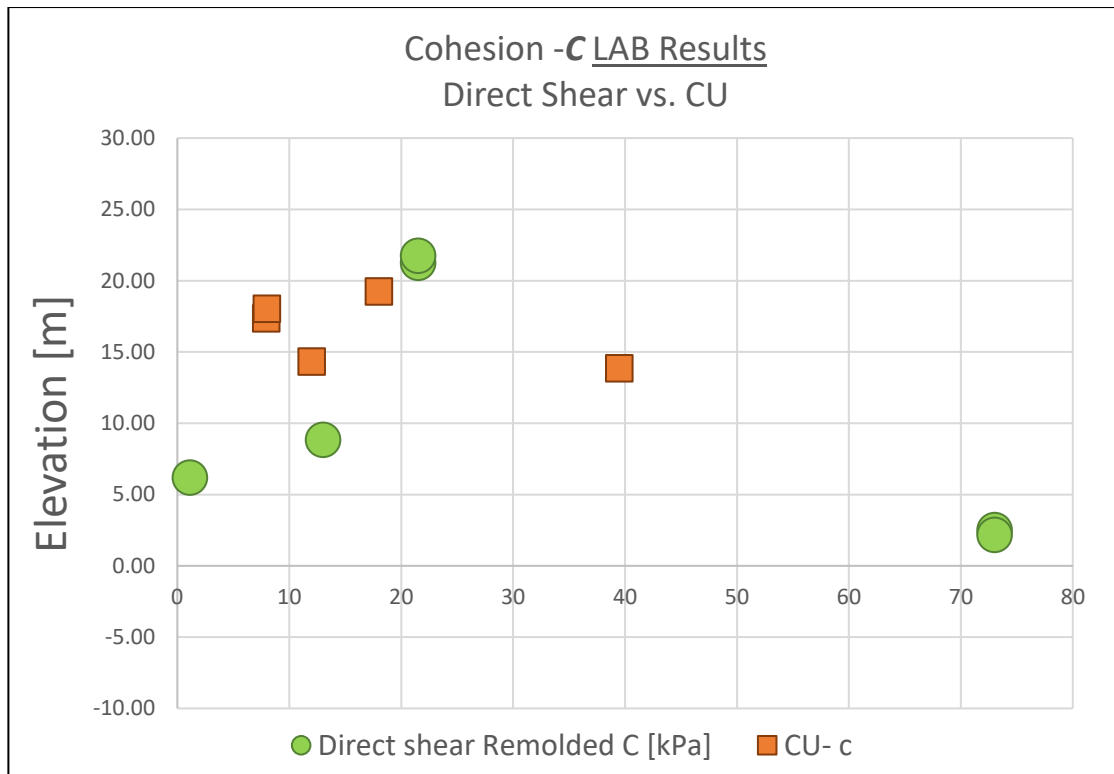


Figure 45- Effective cohesion as obtained from the CU triaxial shear test- Unit I.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for strength envelope of internal friction angle of 25 degrees and cohesion value of $c' = 10$ [kPa].

5.2.1.10 Undrained Shear Strength

The undrained shear strength parameter can be obtained directly from VT undisturbed shear strength results with reduction factor as Menard (1957) suggested.

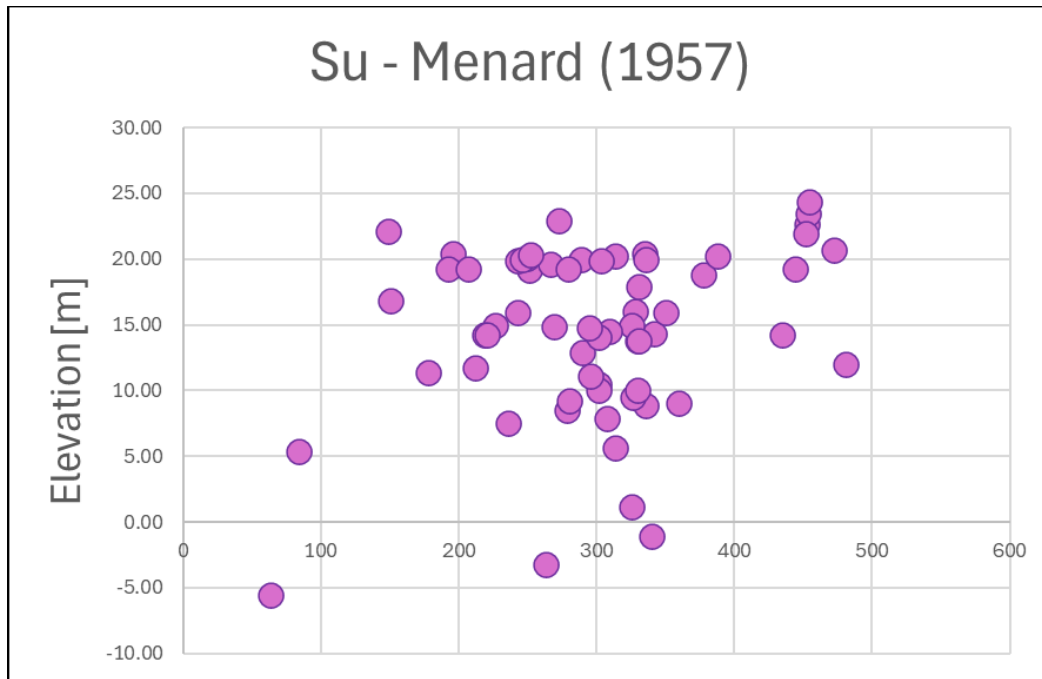


Figure 5-11: Undrained Shear Strength as obtained from the correlation of Menard,1957 - Unit I.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for Undrained Shear Strength of 235 kPa.

5.2.1.11 Modulus of Elasticity (E_s)

The modulus of Elasticity can be obtained directly from pressuremeter test, $E_s = E_m / \alpha$. According to the table in section 4.2.3 for clay with $E_m / P_l > 16$ α is equal to 1.0, for $16 > E_m / P_l > 9$ α is equal to 2/3 otherwise α is equal to 0.5.

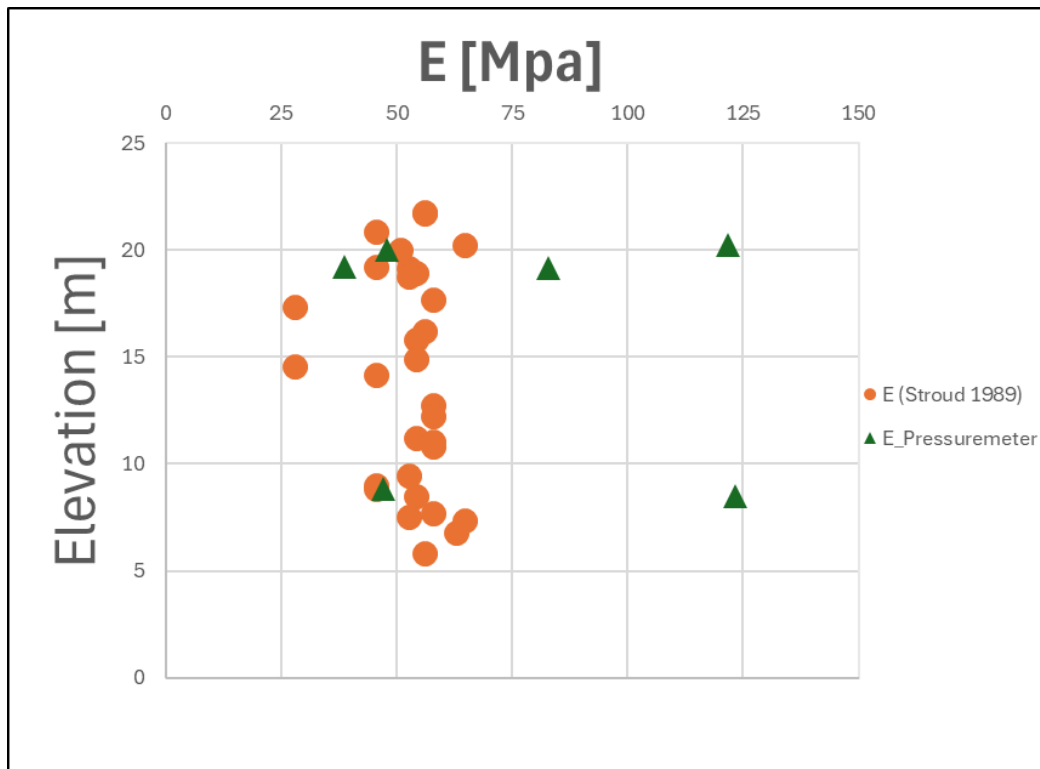


Figure 5-12: Modulus of elasticity- Unit I.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for E_s of 47 MPa.

5.2.1.12 Poisson Ratio (ν)

The Poisson ratio usually taken for unsaturated clays is in the ranges of 0.1-0.3 and for saturated clays is in the ranges of 0.4-0.5. A value of 0.35 should be adopted for design use.

5.2.1.13 Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K_0)

The K_0 parameter can be calculated by the formula:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Based on the recommended of internal friction angle= 25 degrees, the corresponding value of K_0 is 0.58.

5.2.2 Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay (unit II)

5.2.2.1 SPT

The SPT results of Unit II are given below. There is a wide distribution of results, ranging from 5 to over 50 blows, with most of the results between 20-40 blows. In many cases, it was not possible to penetrate 30 cm during the test, these results are marked on the graph with the value 100.



Figure 5-13: - SPT results-Unit II.

5.2.2.2 Relative density

The Relative density values of Unit II as obtained from the correlation of Gibbz & Holtz, 1957 are given below. In this correlation, only SPT results up to 80 blows were considered. The DR varies from 47 to 83 percent, with most of the results between 50-80%.

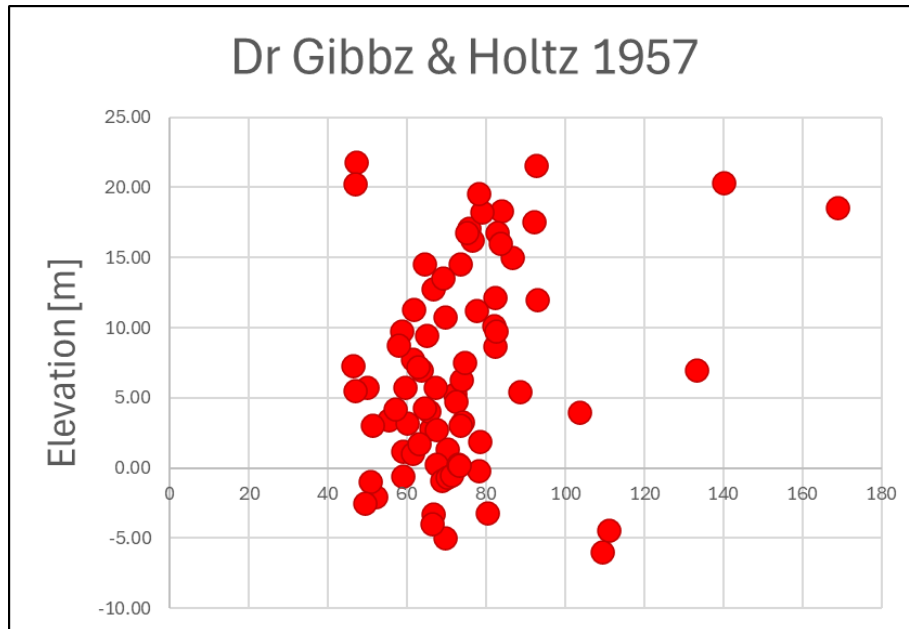


Figure 5-14: DR (%) results-Unit II.

5.2.2.3 Water content

The water content results of Unit II are given below. The WC varies from 2.5 to 25%.

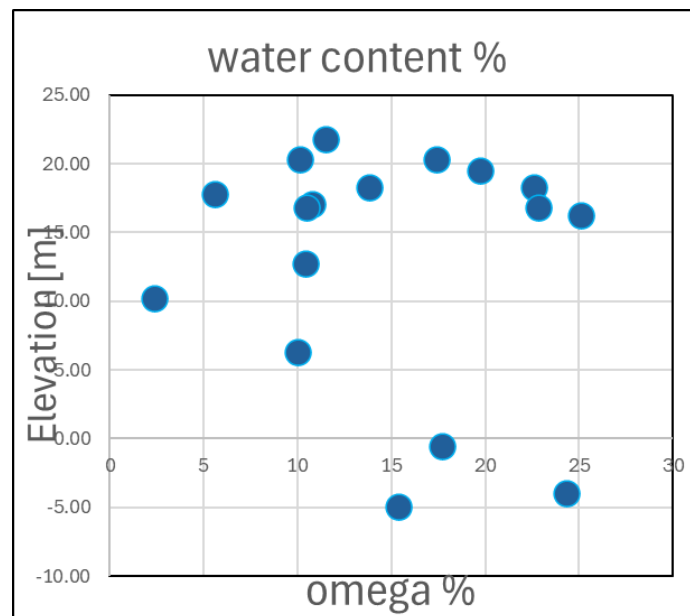


Figure 5-15: Water content results-Unit II.

5.2.2.4 Unit Weight

The total saturated unit weight as obtained from the relationship between saturated dry unit weight and water content are given below.

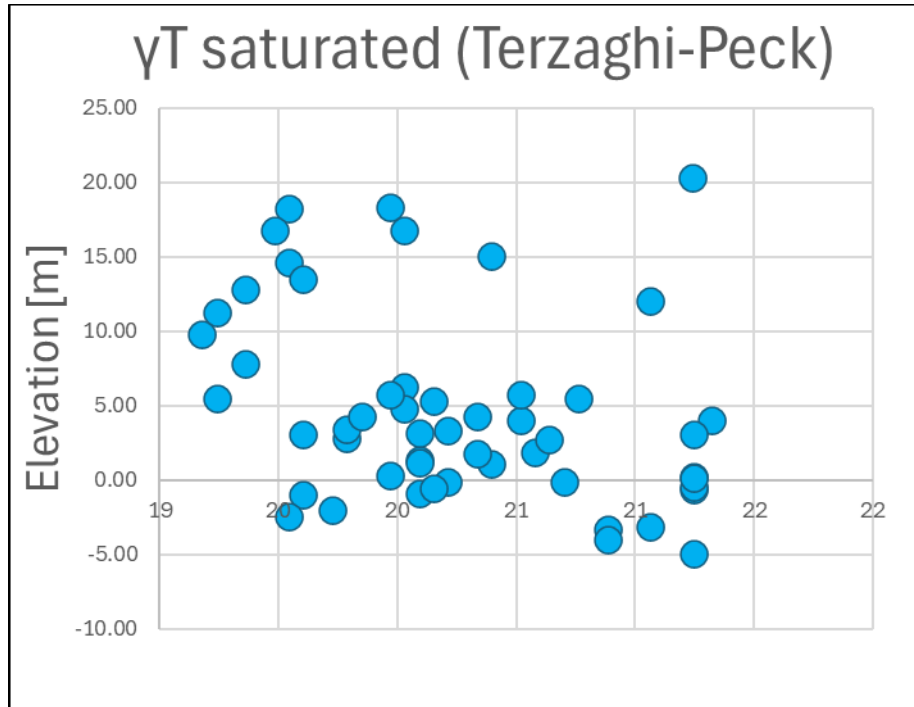


Figure 5-16: Total saturated unit weight-Unit II.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for saturated total unit weight of 20 (kN/m³).

5.2.2.5 Fines content

The fine content results of Unit I are given below. The FC results vary in a great scatter between 13 to 50 %.

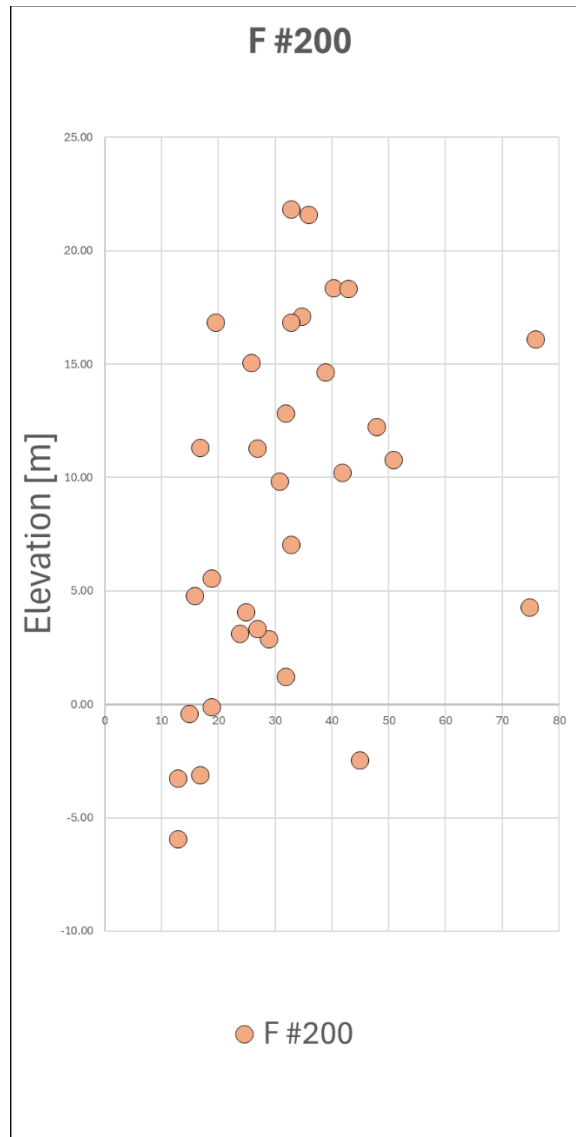


Figure 5-17: - FC (%) - Unit II.

5.2.2.6 Permeability

For the current design phase, we recommend taking a value of $k \text{ [m/s]} = 5 * E^{-6} \div 8.8 * E^{-9}$.

5.2.2.7 Pressuremeter

The pressuremeter results, E_m , E_r and Pl_m , of Unit II are given below. The E_m values vary from 11 to 179 MPa, with most of the results between 10 to 50 MPa.

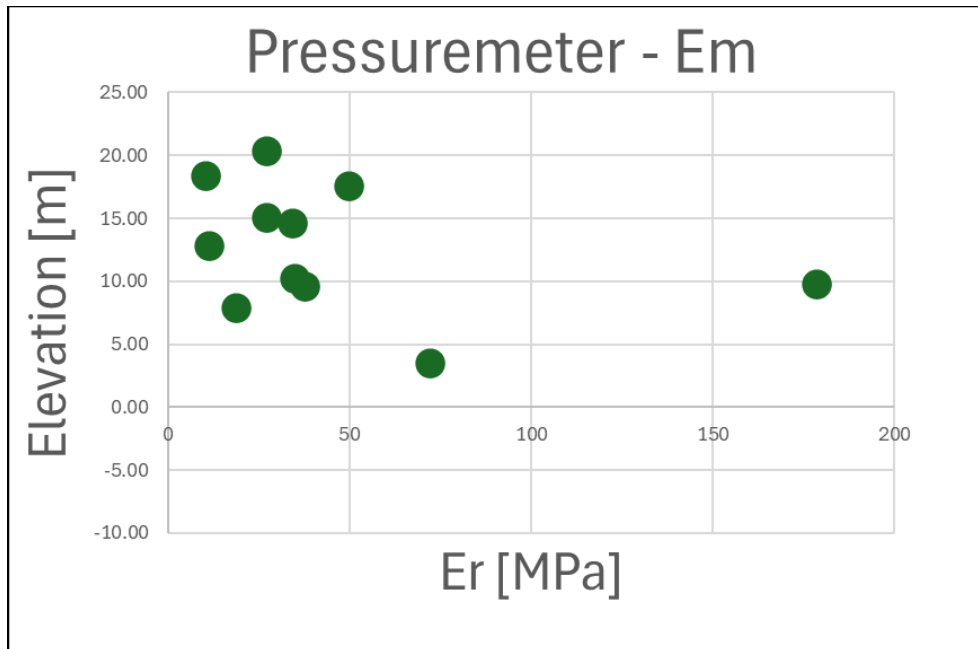


Figure 5-18: - E_m results from Pressuremeter Test-Unit II.

The E_r values vary from 33 to 221 MPa, with most of the results between 46 to 76 MPa.

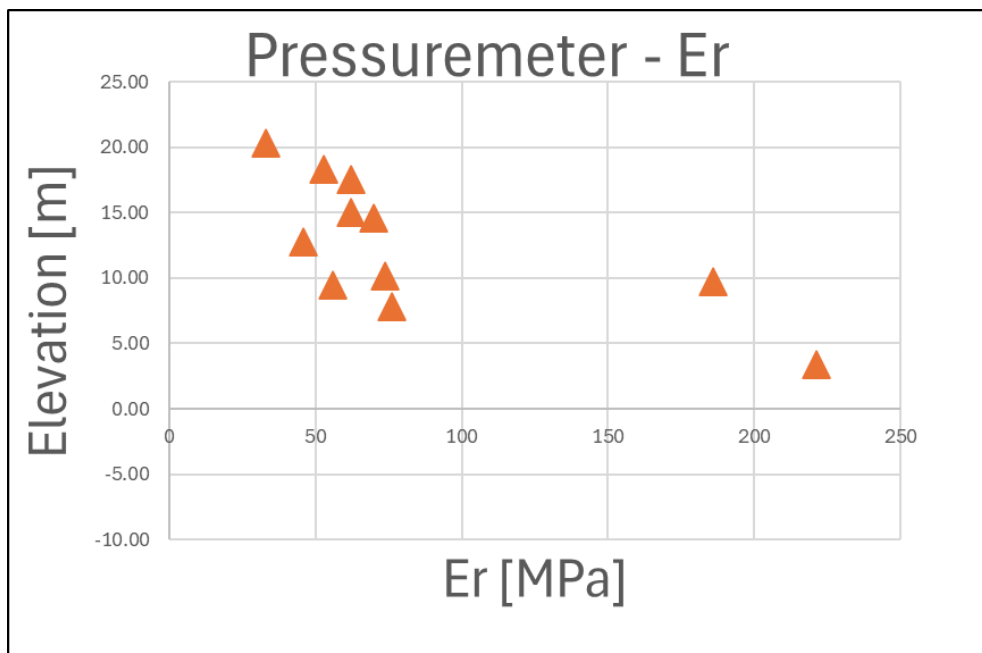


Figure 5-19: - E_r results from Pressuremeter test- Unit II.

The Plm values vary from 1.7 to 4.3 Mpa, with most of the results between 1.7 to 3.2 MPa.

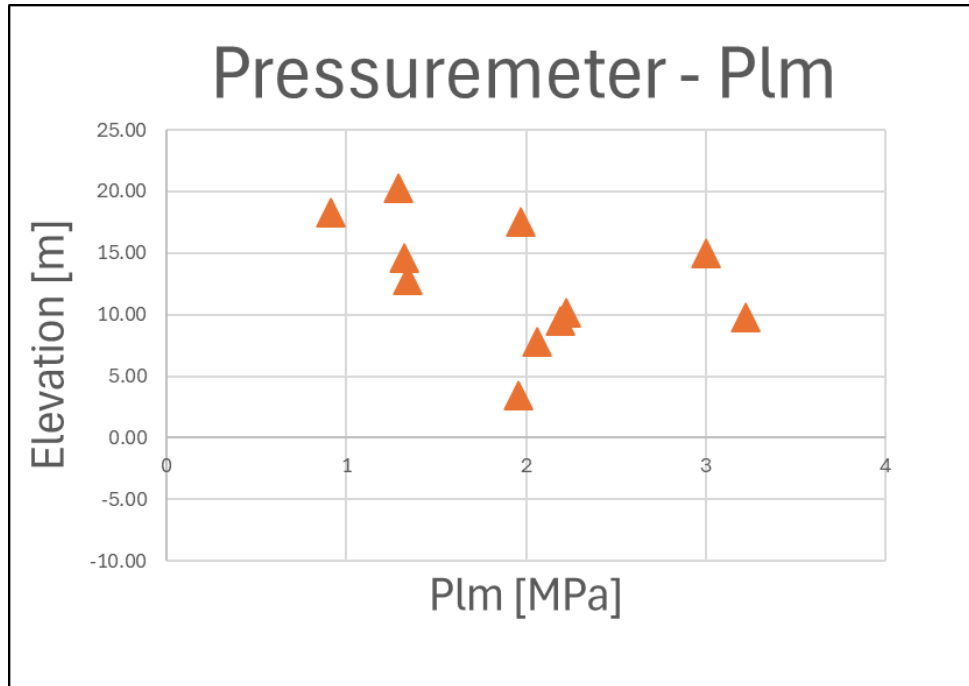


Figure 5-20: - Plm results from Pressuremeter test- Unit II.

5.2.2.8 Effective Strength Parameters

The internal friction angle values as obtained from the direct shear test and from the correlation of Kullhawy & Mayne, 1990 are shown in the figure below.

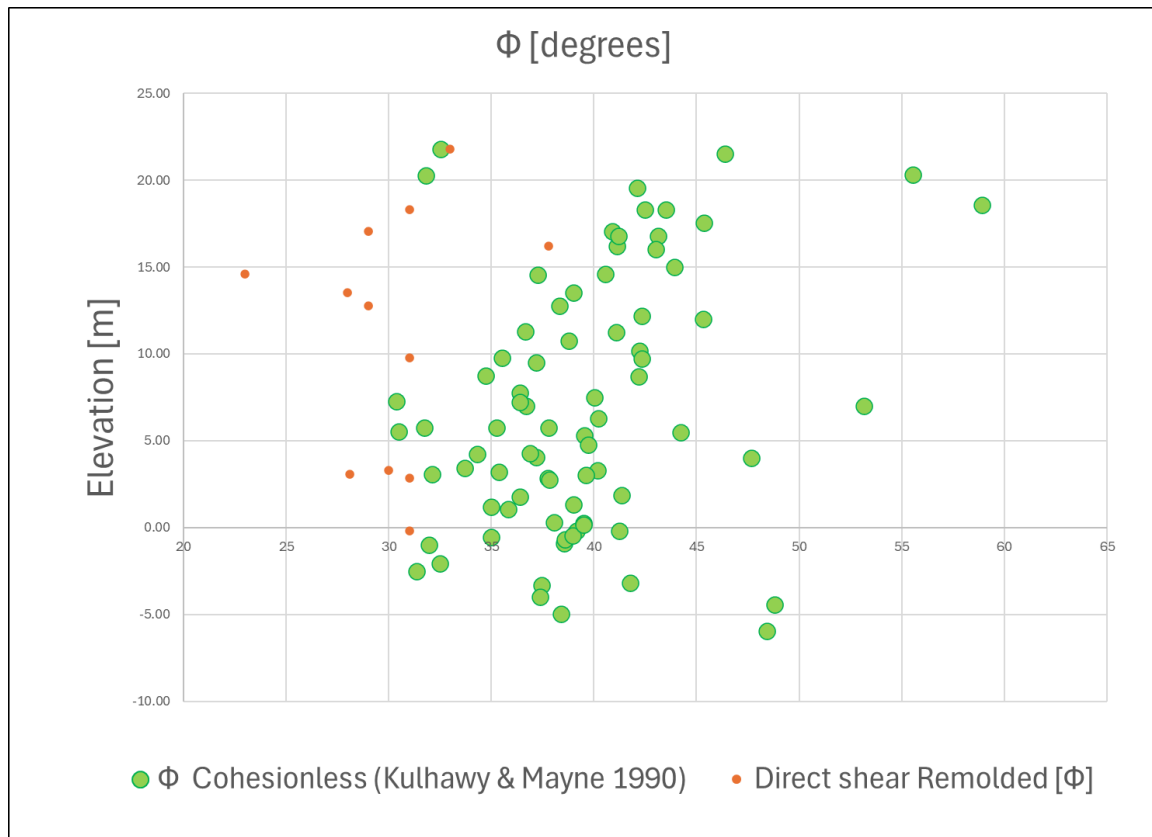


Figure 5-21: Internal friction angle- Unit II.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for internal friction angle of 37 degree. For granular soil, the effective cohesion is equals to zero. Nevertheless, the recommended friction angle for design is 33.

5.2.2.9 Modulus of Elasticity (E_s)

The modulus of Elasticity can be obtained directly from pressuremeter test, $E_s = E_m / \alpha$. According to the table in section 4.2.3 for sand with $E_m / P_l > 12$ α is equal to 0.5, otherwise α is equal to 0.33. For a better evaluation of E_s we also used the correlation of Stroud, 1989 between E_s to SPT. In the figure bellow, it can be seen that there is a relatively good correlation between the E_s obtained from Stroud, 1989 correlation and the Pressuremeter results up to a value of 50 Mpa.

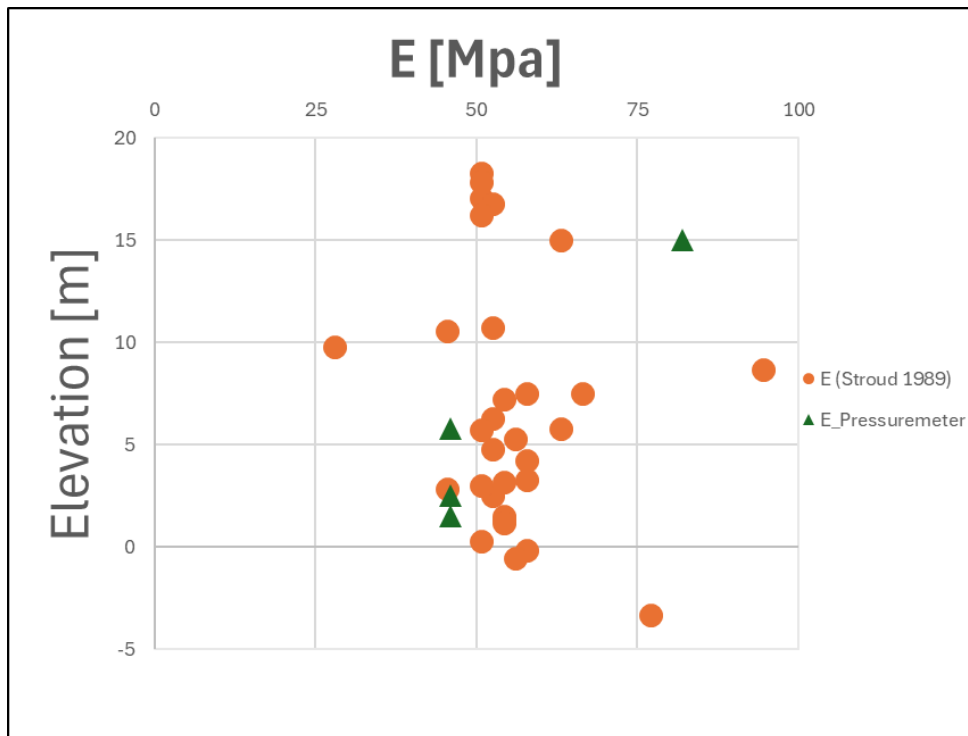


Figure 5-22: Modulus of elasticity- Unit II.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for E_s of 51 Mpa.

5.2.2.10 Poisson Ratio (ν)

The Poisson ratio of the Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay layer is in the range of 0.2 to 0.35. A value of 0.3 should be taken for design use.

5.2.2.11 Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K_0)

The K_0 parameter can be calculated by the formula:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Based on the recommended of internal friction angle= 33 degrees, the corresponding value of K_0 is 0.37.

5.2.3 Sand (unit III)

5.2.3.1 SPT

The SPT values of Unit I are given below. Most of the results exceed 50 blows. In many cases, it was not possible to penetrate 30 cm during the test, these results are marked on the graph with the value 100 blows. The results indicate a layer with high to very high density.



Figure 5-23: SPT results-Unit III.

5.2.3.2 Relative density

The Relative density values of Unit III as obtained from the correlation of Gibbz & Holtz, 1957 are given below. In this correlation, only SPT results up to 80 blows were considered. The DR varies from 40 to 193 percent, with most of the results between 80-100 %.

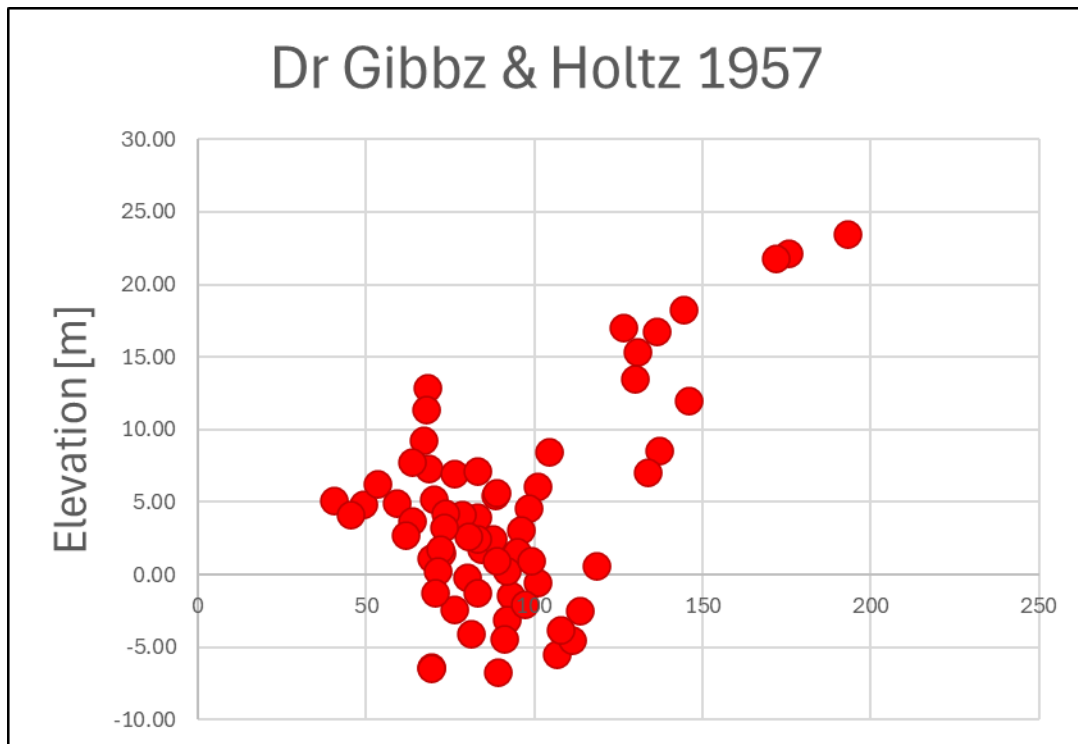


Figure 5-24: DR (%) results-Unit III.

5.2.3.3 Unit Weight

The total saturated unit weight values of Unit III as obtained from the correlation of Terzaghi and Peck are given below. In this correlation, only SPT results up to 80 blows were taken into account. The total unit weight varies from 19 to 21.5 [ton/m³].

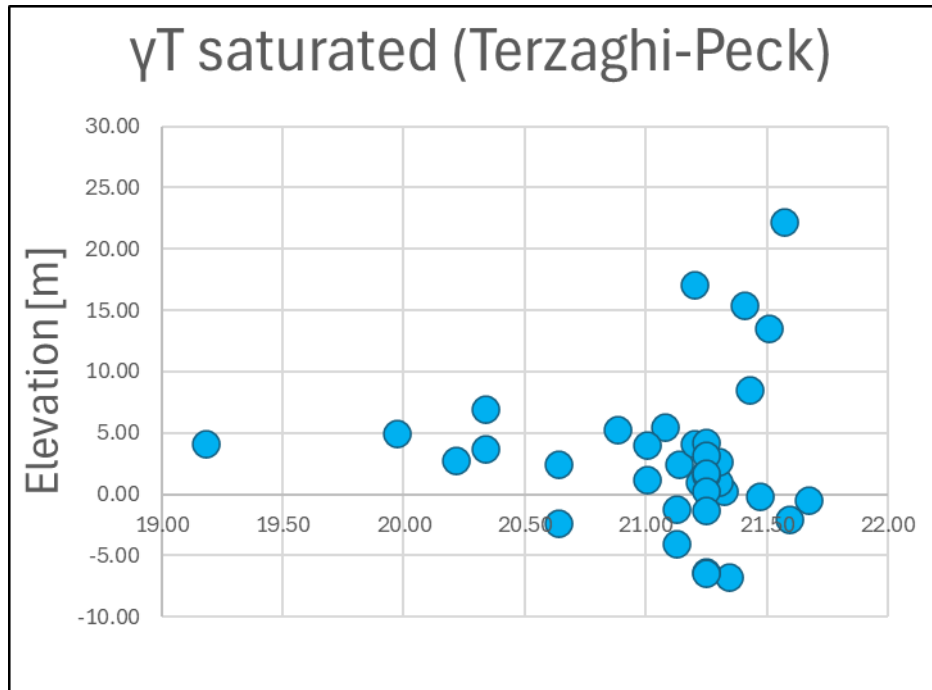


Figure 5-25: - Total saturated unit weight-Unit III.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for total saturated unit weight of 21 (N/m³).

5.2.3.4 Permeability

For the current design phase, we recommend taking a value of $k [m/s] = 6.9 * E^{-4} \div 9 * E^{-7}$.

5.2.3.5 Pressuremeter

The pressuremeter results, E_m , E_r and Pl_m , of Unit III are given below.

The E_m values range from 20 to 27 [MPa].

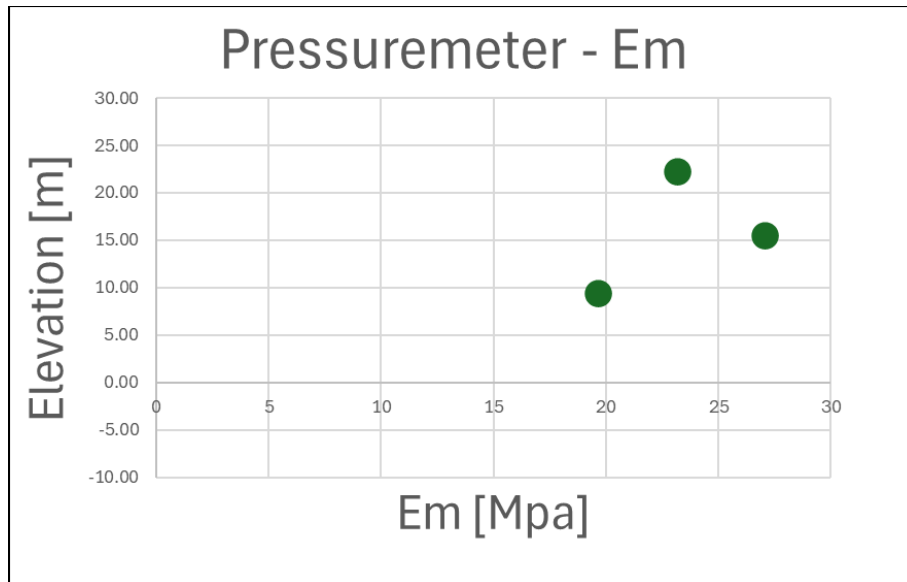


Figure 5-26: - E_m results from Pressuremeter test- Unit III.

The E_r values range from 48 to 61 [MPa].

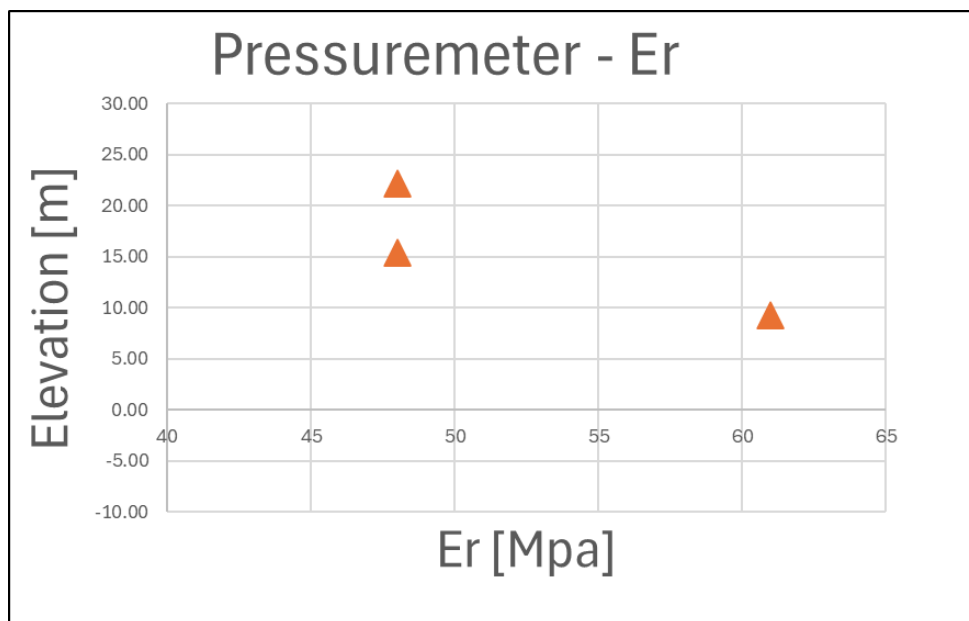


Figure 5-27: - E_r results from Pressuremeter test- Unit III.

The Pl_m values range from 1.64 to 1.80 [MPa].

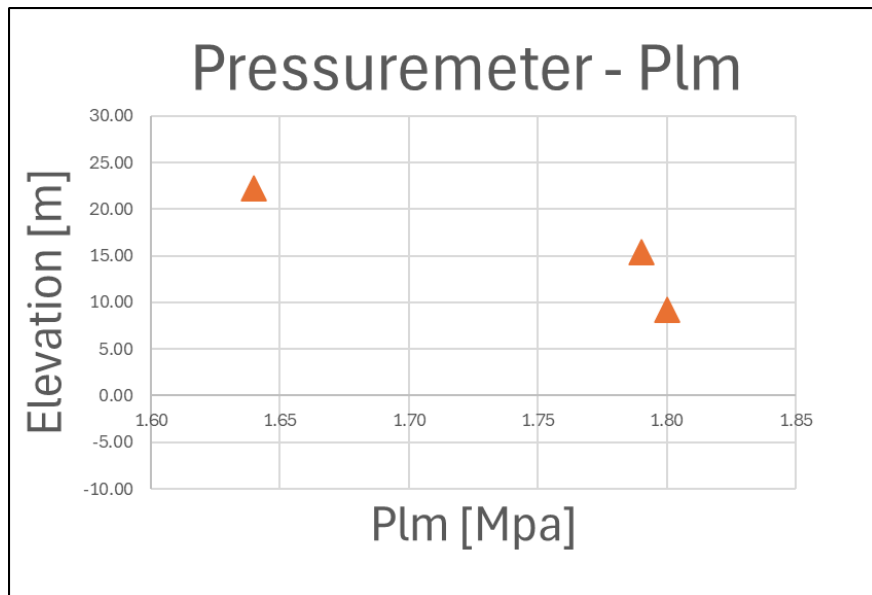


Figure 5-28: - Plm results from Pressuremeter test- Unit III.

5.2.3.6 Effective Strength Parameters

Up to the point of writing this report, only two direct shear test has been conducted to determine the strength parameters of this unit. The internal friction angle can be estimated by the correlation of Kullhawy & Mayne, 1990. The friction angle values as obtained from the direct shear test and from the correlation of Kullhawy & Mayne, 1990 are shown in the figure below.

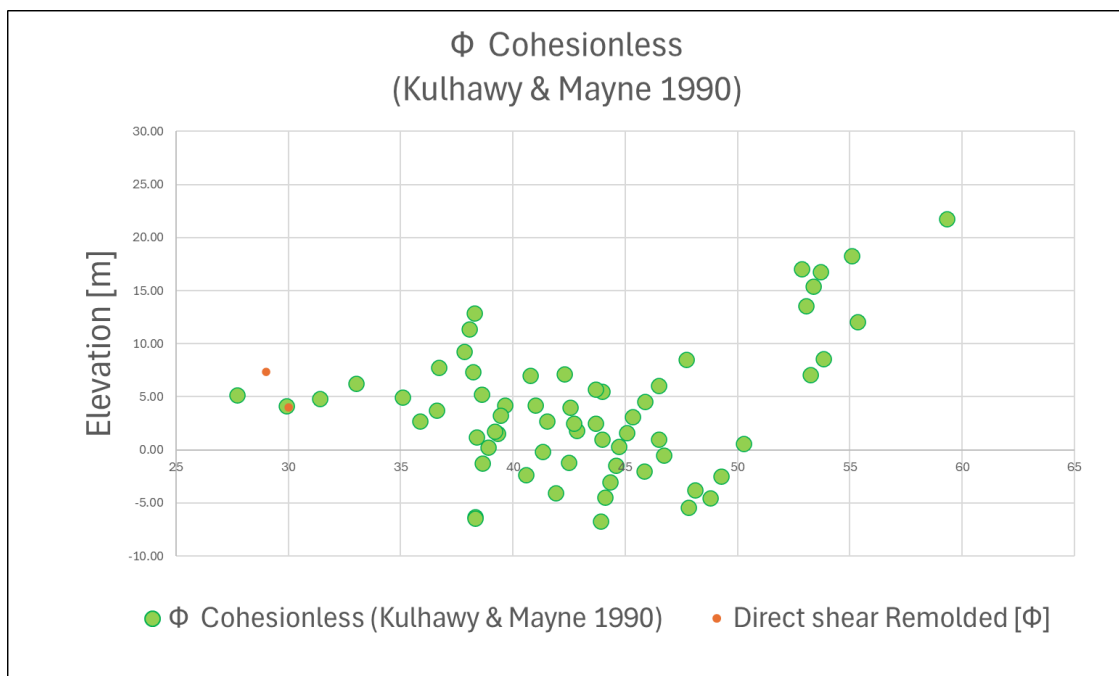


Figure 5-29: - Internal friction angle-Unit III.

From statistical approach and based on the fact that many SPT tests did not penetrate 30 cm we recommended to take a value for the internal friction angle of 35 degree. For granular soil, the effective cohesion is equals to zero.

5.2.3.7 Modulus of Elasticity (E_s)

The modulus of Elasticity can be obtained directly from pressuremeter test, $E_s = E_m / \alpha$. According to the table in section 4.2.3 for sand with $E_m / P_l > 12$ α is equal to 0.5, and for $7 < E_m / P_l < 12$ α is equal to 0.33. The Modulus of elasticity as obtained from the relationship between E_m and α (Stroud, 1989) is given below.

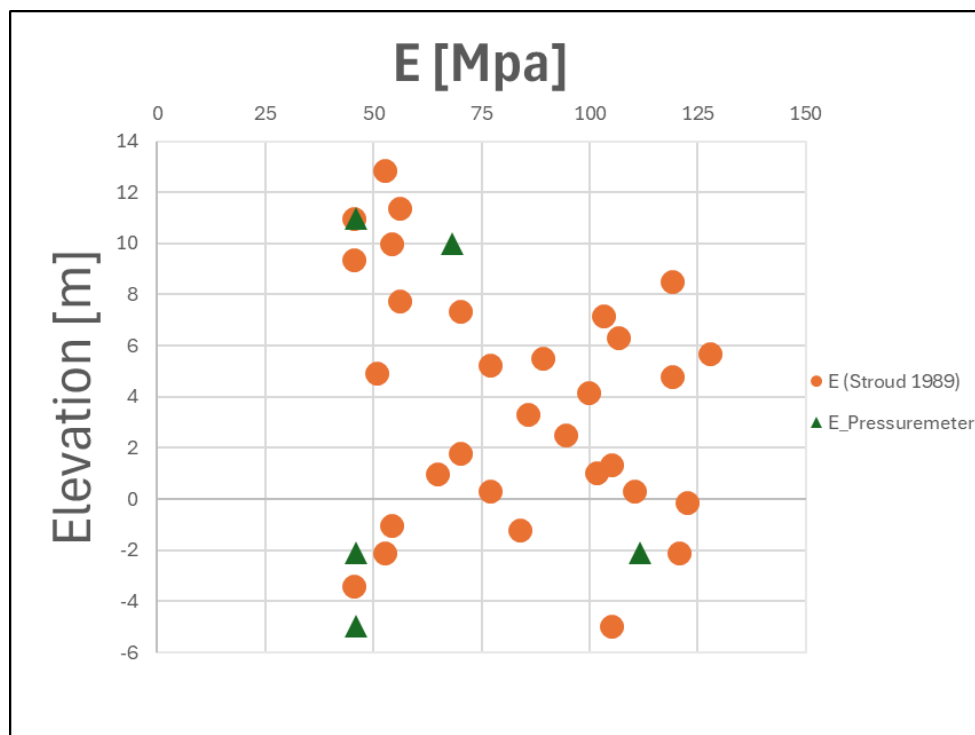


Figure 5-30: Modulus of elasticity- Unit III.

A statistical analysis yielded a characteristic design value for E_s of 72 MPa.

5.2.3.8 Poisson Ratio (ν)

The Poisson ratio usually taken for cohesionless soils is in the ranges of 0.3-0.4. A value of 0.35 should be adopted for design use.

5.2.3.9 Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest (K_0)

The K_0 parameter can be calculated by the formula:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Based on the recommended of internal friction angle= 35 degrees, the corresponding value of K_0 is 0.43.

6. Determination of Design Parameters

6.1 Statistical Analysis Methodology

In order to evaluate a soil parameter for design, from a number of results obtained from field tests, laboratory tests, and correlations, we used a statistical approach as specified in Eurocode 7, Section 2.4.5.2 (11).

“If statistical methods are used, the characteristic value should be derived such that the calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration is not greater than 5%.”

This means that the characteristic value (X_k) can be calculated using the following formula:

$$X_k = \bar{X} - t_{n-1, 1-\frac{\alpha}{2}} * \frac{s}{\sqrt{n}}$$

$\bar{X}$ - The mean value of the sample.

$t_{n-1, 1-\frac{\alpha}{2}}$ - The Student's t-distribution with significance level α and sample size n .

s - Sample standard deviation.

Wherever relevant, we compared the results of field tests such as the Pressuremeter test and Vane Shear test with correlations based on SPT, which are performed more frequently, in order to choose the most suitable correlation. This approach allowed us to increase the sample size for parameter evaluation.

In order to calculate the characteristic value of a geotechnical parameter, based on the formula presented above, we used functions for calculating the mean, standard deviation and confidence level.

6.2 Geotechnical Parameters for current stage design

6.2.1 General

The following table presents current recommended parameters for structural design purposes. Sensitivity analyses for design parameter values are advised to be conducted.

Parameter		Clay	Silty Sand, Clayey Sand to Sandy Clay	Sand
Unit symbol		I	II	III
γ_t [T/m ³]	unsaturated	1.8	1.7	-
	Saturated	1.95	2.0	2.1
Φ' [Deg]		25	33	35
C' [kPa]		10	-	-
Su [kPa]		200	-	-
E [MPa]		45	40	70
ν		0.35	0.3	0.35
ν_{ur}		0.2	0.2	0.2
K₀		0.58	0.45	0.43
K [m/sec]		$5E^{-5} \div 2.8E^{-11}$	$5E^{-6} \div 8.8E^{-9}$	$6.9E^{-4} \div 9E^{-7}$
Hardening soil parameters				
<i>E</i>₅₀^{ref} [MPa]		-	23	60
<i>E</i>_{oed}^{ref} [MPa]		-	23	60
<i>E</i>_{ur}^{ref} [MPa]		-	70	180
Cc		0.34	-	-
Cr		0.06	-	-
m		0.7	0.65	0.65

Table 6-1: Geotechnical parameters

7. Recommendations for foundations design

7.1 Buildings at the Depot area

7.1.1 General

- a) Given the soil and site conditions, particularly the presence of the upper clay layers, a deep foundation method is recommended for buildings in the depot area.
- b) Nevertheless, stiff structures that are not sensitive to differential settlements, may be founded above shallow foundations on soil replacement.
- c) Piles which design below the water table should be preform using bentonite slurry.
- d) For stable soil (clay) above water table the piles can be drilled using the dry method. In case of instability of the shaft the bentonite method should be used.
- e) In case of hard Kurkar strong drilling machine such as M-350 (or equivalent), equipped with “Vidia” drill should be considered. Drill in hard gravels should also be considered.

7.1.2 Deep foundation

- Tables 7-1 provides preliminary soil parameters for the deep foundations design for buildings: **B02/B03/B04/B05/B06/B07/B08/B09/B10/BU11/RS01**.
- Tables 7-2 provides preliminary soil parameters for the deep foundations design for buildings: **B01/B12**.

Elevation [m] Approx.	Unit [m]	Allowable skin friction f_s [kPa]	Allowable tip resistance q_t [kPa]	Coefficient of subgrade reaction f [kN/m ³]
+27.0 : +24.0	Engineering Fill ¹	10	-	2,500
+24.0 : +5.0	I	25	300	2,000
+5.0 : +0.0	II	30	500	2,500
< 0.0	III	35	700	3,000

Table 7-1: characteristic values for design: **B02/B03/B04/B05/B06/B07/B08/B09/B10/BU11/RS01**

Elevation [m]	Unit [m]	Allowable skin friction f_s [kPa]	Allowable tip resistance q_t [kPa]	Coefficient of subgrade reaction f [kN/m ³]
+27.0 : +24.0	Engineering Fill ¹	10	-	2,500
+24.0 : +12.0	I	25	300	2,000
+12.0 : +5.0	II	30	500	2,500
< +5.0	III	35	700	3,000

Table 7-2: characteristic values for design: **B01/B12**.

7.1.3 General guidelines for foundation design

- Methodology for deep foundations design (vertical and horizontal capacities) is provided in chapters 7.3.1+7.3.2.
- Minimum pile length shall be 12m. Piles diameter shall not be less than 50cm.
- The skin friction in the upper 2m of the foundation shall be avoided, when calculating the vertical capacity (compression/tension) of the foundations.
- The springs in the upper 2.0m of the ground shall be avoided, when calculating the foundation displacement.
- The level difference between the lower portions of adjacent piles will be according to 1 vertical to 2 horizontal.
- To obtain the full bearing capacity of the piles, the distance between adjacent piles' axes will be at least 3 times the diameter of the large pile. If the distance between

adjacent piles is less than 3 times the diameter, the load capacity of each pile shall be reduced depending on the distance between piles' axes according to the following values mentioned in table 7-3.

Distance between piles' axes	Percentage of allowable values
1.1d	70%
2d	85%
3d	100%

Table 7-3: Reduction of capacity values

- Quality control and execution of the piles shall be conducted in accordance with Chapter 23 of the Blue Book and all applicable provisions of the Agreement. All foundation piles shall be checked by ultrasonic tests.
- Structural elements shall be designed to resist earthquake loads according to the latest edition of SI 413.
- The Foundation Engineer shall be commissioned to visit the site at least two days prior to the beginning of excavation of the foundations.
- Pumping of groundwater, in case needed, shall be planned and executed to ensure that the pumping process does not damage the surrounding infrastructure, buildings and retaining walls. All pumped water shall be safely disposed of in accordance with the applicable standards.
- The foundation engineer shall check and authorize the equipment and the method of construction, in accordance with the requirements of this report.

7.1.4 Floors

- Floors with large suspensions may designed as "placed" and disconnected from beams and poles.
- The floors will be placed on 80-100 cm of soil replacement.
- Soil replacement will be done using selected fill (class C, with 18-25% fines, according to the Israeli Inter-Ministry Specification, Chapter 51) compacted in layers of 20 cm to relative density of at least 98% according to Modified AASHTO.
- The floors will be designed according to vertical subgrade modulus of $7,500 \frac{kN}{m^3}$.
- It should be considered that it is difficult to ensure complete sealing in "placed" floors. In addition, vertical settlement in the magnitude of 1cm needs to be considered.

- f) Floors and connecting beams for the office building and storage/machines buildings that are sensitive to displacements, shall be designed as separated off the ground floors, by polybid slabs.

7.2 Shallow foundation

- a) Foundation of stiff reinforced concrete structures, that are not sensitive to differential settlements to may be designed as a raft foundation on top of soil replacement.
- b) In case of clay soil at foundation base, a soil replacement of 80-100cm thickness is required. Final thickness will be determined according to the soil condition and the structure sensitivity to displacements.
- c) Soil replacement will be done using selected fill (class A, according to the Israeli Inter-Ministry Specification, Chapter 51) compacted in layers of 20 cm to relative density of at least 100% according to Modified AASHTO.
- d) If compacted fill is expected at the bottom of the foundation level due to **initial fill works**, at least 40 cm of soil must be replaced with selected fill class A. However, a total soil replacement depth of 100 cm is required beneath the foundation level.
- e) In any case, the natural subgrade must be examined and approved by a geotechnical engineer before casting of the foundations.
- f) Horizontal dimensions of the soil replacement shall be determined according to inclination of 1:1.
- g) The subgrade (bottom of the excavation) shall be compacted in accordance with the General Specification, using proper compactor.
- h) Foundation design shall be according to the following parameters:
 - The embedded depth for raft foundation and isolated footings shall be at least 60cm and 100cm correspondingly.
 - Max allowable contact stress above the soil replacement is $250 \frac{kN}{m^2}$
 - Subgrade modulus shall be evaluated as follows:

$$K_f = K_{30} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2 \cdot B} \right)^2 \cdot \frac{L/B + 0.5}{1.5 \cdot L/B}$$
 - Where B and L are the small and large dimensions of the foundation, respectively.
And - $k_{30} = 50,000 \frac{kN}{m^3}$
 - Friction between concrete and soil – 0.45.

7.3 Retaining walls Foundations Guidelines

7.3.1 General

- a) The Depot compound current design is planned as a flat area, using up to about 3 m' fill. Construction stages include a first stage of about 1.5 m' fill to -1.5m below final construction level, followed by a period of pause, and a second stage, that shall be done by another contractor, for final fill and rail subbase design.
- b) Considering the rail sensitivity to deflections, combined with the change between construction stages and contractors, leads to likelihood of "tension" between the two stages contractors. This "tension" may be emphasized, in light of rail requirements and sensitivity to deflections.
- c) According to the above topic, which may become more sensitive, based on the soil conditions at the Depo area, which consists of clay soils, and the proximity to the Ayalon River (southern side of the depo), and since the depo complex is surrounded by infrastructures and future roads, future infrastructures and other utilities to be constructed, the walls are recommended to be founded on deep foundation done by cast-in-place piles – see section 7.2.2.
- d) Nevertheless, in open areas where no infrastructures are designed and no sensitivity to deflection is anticipated, retaining wall can founded on shallow foundations – see section 7.2.5.

7.3.2 Deep foundations

- For stable soil (clay) above water table the piles can be drilled using the dry method. In case of instability of the shaft the bentonite method should be used.
- Piles which design below the water table should be preform using bentonite slurry.
- Minimum pile length shall be 10m. Piles diameter shall not be less than 60cm.
- Table 7-4 presents the soil parameters for typical soils for the preliminary design of the foundations.

Parameter	Soil type	
	Clay	Compacted Fill/gravels
Undrained shear strength – s_u [kPa]	200	-
Internal friction angle ϕ°	25	34
Effective unit weight - γ [$\frac{kN}{m^3}$]	20	21
Horizontal subgrade modulus - f [$\frac{kN}{m^3}$]	3000	3500
Allowable skin friction - q_s [kPa]	25	10
Allowable tension skin friction - $q_{s,t}$ [kPa]	12	5
Allowable tip resistance - q_t [kPa]	300	-

Table 7-4: Soil parameters

7.3.3 Guidelines for foundation design

- Methodology for deep foundations design (vertical and horizontal capacities) is provided in chapters 7.3.1+7.3.2.
- The skin friction in the upper 2m of the foundation shall be avoided, when calculating the vertical capacity (compression/tension) of the foundations.
- The springs in the upper 1.0m of the ground shall be avoided, when calculating the foundation displacement.
- Wall foundation (beam cap) shall be embedded at least 80 cm from the final ground level at the wall face. For wall higher than 3 meters, embedded depth shall be increased in 10% with respect to the wall height enlargement (for example, for a 4 meters high wall an embedded depth of 90 cm is required). In cases where future excavations are planned to be executed for infrastructures installations, road constructions etc. depth of the wall shall be deepened accordingly.
- In case of seismic loading, the bearing capacity values can be increased by 50%.
- It is recommended to design a separation every 5-6 m length of wall, according to the designer consideration.

- d) Minimum distance between piles centres is $3 \cdot d$, where d is the pile diameter. In cases where $3 \cdot d$ distance cannot be achieved, reduction of piles capacity shall be taken into consideration, as shown in table 7-5.

Distance between piles' axes	Percentage of allowable values
1.1d	70%
2d	85%
3d	100%

Table 7-5: Reduction of capacity values

- e) Capping beam shall be designed separated from the natural ground level using 20cm thick cardboard separation boxes, in accordance with IS. 940.
- f) Drainage layer shall be installed along the back of the wall and drains with a diameter of 4 inches should be designed every 3 m².
- g) Global stability of the wall shall be satisfied according to acceptable safety factors. Stability calculation shall take into consideration any additional surcharges at the top of the walls. In case sensitive structures or elements are planned above or near the wall, the wall shall be designed according to K_0 .

7.3.4 Foundation near embankment slope

For foundations that are designed near an embankment slope, a reduction factor (RF) needs to be used. If the distance between the foundation head and the beginning of the slope is more than 4d (d-foundation diameter), then the slope has no effect on the foundation. If the distance between the foundation head and the beginning of the slope (l), is between 0 and 4d then RF should be calculated using the following equation:

$$RF = \frac{K_{p,slope}}{K_p} + \frac{K_p - K_{p,slope}}{4dK_p} l$$

$$0 < l < 4d$$

Where $K_{p,slope}$ is the coefficient of passive resistance at the slope. Note that for foundation in the slope (l=0), then $RF = \frac{K_{p,slope}}{K_p}$ the values for the lateral capacity, Horizontal subgrade modulus, and P_u near slope should be reduced as follows:

$$H_{max,slope} = RF * H_{max}$$

$$k_{h,slope} = RF * k_h$$

$$p_{u,slope} = RF * p_u$$

The parameter $K_{p,slope}$ is dependent on the soil friction angle, and the embankment slope, and should be calculated according to the formula in I.S.940. For example, if the embankment slope is 2H:1V, and the soil friction angle is 34 degrees, then $K_{p,slope}$ is equal to 1.38.

7.3.5 Shallow foundations

- a) The walls shall be founded on 100cm of soil replacement.
- b) In cases where the walls are planned above engineering fill (>1m embankment height), soil replacement is not needed.
- c) In case of fill or waste are found beneath the walls level, the excavations shall be deepened until penetrating the natural ground (30cm at least).
- d) Soil replacement shall be done using selected fill (class C with 18-25% fines, according to the General Specification guidelines) compacted in layers of 20 cm thick to relative density of 100% according to Modified proctor.
- e) The subgrade (after excavation) shall be compacted based on the General Specification guidelines. In case of unstable clayey subgrade, soil treatment using crushed stone ("Bakalsh") shall be required.
- f) The effects of vibrating compactors on surrounding buildings and infrastructure, as well as that of any other heavy vehicles/machines, shall be tested according to DIN 4150-3, Effects of Vibrations on structures and in accordance and compliance with all applicable Permits, Laws and Authorities requirements.
- g) Wall foundation shall be embedded at least 80 cm from the final ground level at the wall face. For wall higher than 3 meters, embedded depth shall be increased in 10% with respect to the wall height enlargement (for example, for a 4 meters high wall an embedded depth of 90 cm is required).
- h) In cases in which the walls are planned along slopes, critical cross section shall be submitted to the geotechnical engineer for stability analysis. For preliminary design, the following criteria may be considered (according to the critical one):
 - Embedded depth shall be at least 1.2 meters.
 - The horizontal distance between the foundation faces the slope shall be at least 2.0 meters.
- i) Backfill against retaining walls will be done using selected fill (class C, according to the General Specification guidelines). Compacted in layers of 20 cm thick to a relative density of 98% according to Modified proctor.
- j) Global stability of the wall shall be satisfied according to acceptable safety factors. Stability calculation shall take into consideration any additional surcharges at the top of the walls. In case sensitive structures or elements are planned above or near the wall, the wall shall be designed according to K_0 .
- k) It is recommended to design a separation every 5-6 m length of wall. according to the designer consideration.

- l) Drainage layer shall be installed along the back of the wall and drains with a diameter of 4 inches should be designed every 3 m².
- m) The walls shall be designed according to the following parameters:
 - Max allowable contact – 180 kN/m²
 - Subgrade modulus – 10,000 kN/m³
 - Friction between concrete and soil – 0.45
 - Unit weight of the fill – 21 kN/m³
 - Friction angle of the engineering fill – 34°

7.4 Determination of bearing capacity of piles

7.4.1 Vertical capacity

- n) Vertical capacity of the piles shall be evaluated as defined below:

$$Q_a = q_s * A_s + q_t * A_t$$

- Q_a - **allowable bearing capacity**
 - q_s - **allowable skin friction**
 - q_t - **allowable tip resistance**
 - A_s - **area of shaft surface**
 - A_t - **area of foundation tip**
- o) The skin friction in the upper 2m of the foundation shall be avoided, when calculating the vertical capacity (compression/tension) of the foundations.

7.4.2 Lateral capacity

- a) The horizontal pressure (p) and the corresponding deflection at a point (y) is related by a horizontal modulus of subgrade reaction k_h :

Where:

- **P** - **soil reaction per unit length of pile**
 - **Y** - **pile deflection**
- b) It is assumed that the horizontal modulus of subgrade reaction k_h varies with depth as follow:

$$k_h = f * \left(\frac{z}{d}\right)$$

Where:

- **f** - **coefficient of subgrade reaction**
 - **z** - **depth from surface level**
 - **d** - **pile diameter**
- c) The maximum force at each spring, P_u , should be limited as follow:
- **For granular soils (Engineering fill/SP-SC/SP): $3dyzk_p$**
 - **For cohesive soils (Natural clay): $3ds_u(1 + 0.13z)$**
- d) The springs in the upper 1.0m of the ground shall be avoided, when calculating the foundation displacement.

8. Temporary open excavations

Temporary open excavations should be designed and performed according to IS-940 requirements as follows:

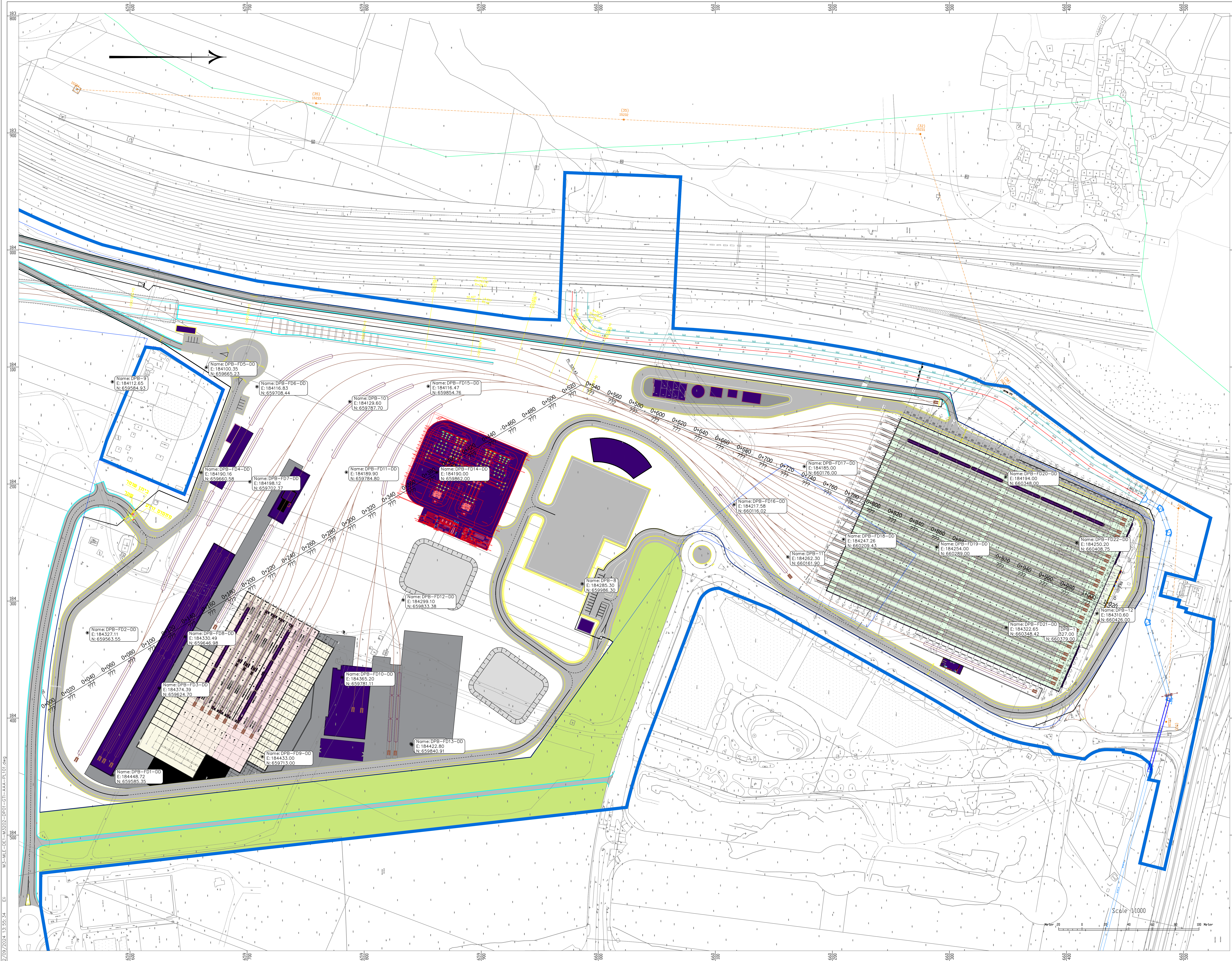
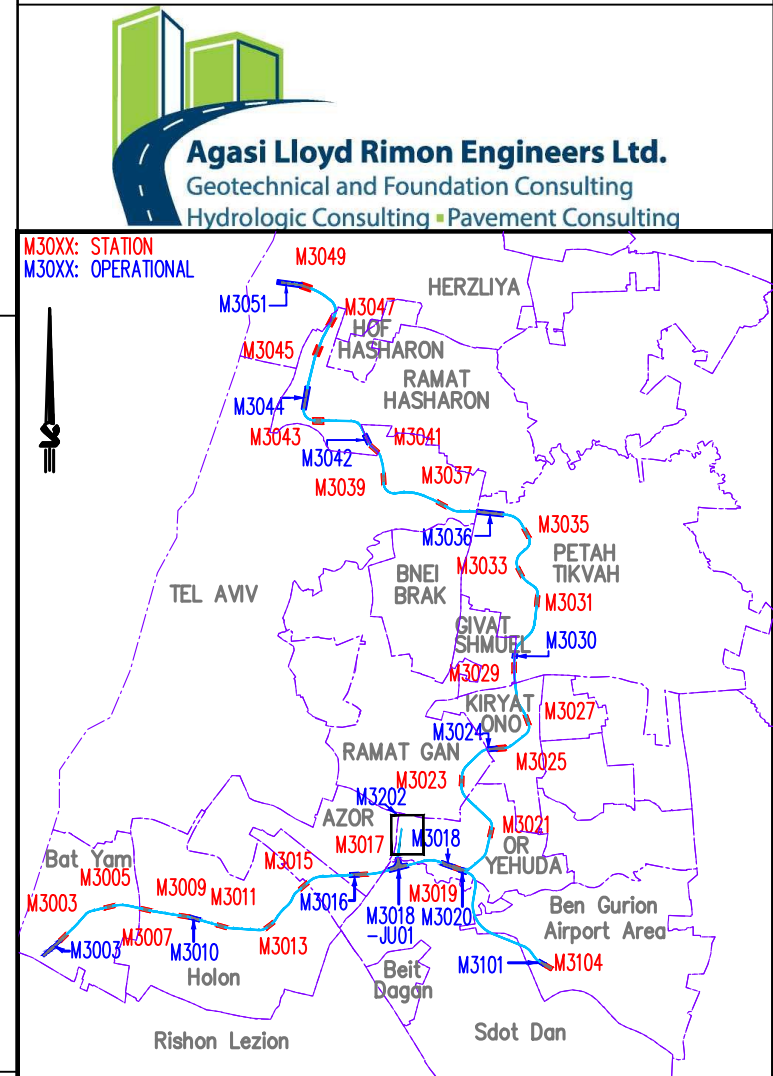
- a) The allowable temporary slopes of the excavation shall not exceed 1V:1.5H. Any in-situ change of the slope should be approved by the soil engineer.
- b) Berms of 2m width every 4-5m height should be designed.
- c) The above slopes are relevant for open excavations in green field, to depth of up to 4m, without presence of ground water. for submerged soil the slope should be moderate to a stable slope.
- d) Near exiting building and roads, the slope between the bottom of the foundation and the bottom of the excavation should be steep than 3H:1V

9. Drainage and waterproofing

- a. Care must be taken to design and construct proper surface drainage around the structure. Covered areas, such as paved or vegetated areas, surrounding the structure shall be graded to drain away from the structure at an inclination of at least 1.5%. Exposed surface areas shall be designed with an inclination of at least 3%.
- b. Sources of water within the structure must be waterproofed in accordance with the instructions of the waterproofing consultant and the Installation Engineer.
- c. Surface water runoff and discharge from adjacent area/structures must be prevented from ponding in the vicinity of the planned structure.
- d. The design shall be in accordance with hydrological consultants, including flood mitigation.

10. General Notes

- a. The foundation layout plan, including design loads, shall be sent for review and coordination with our office.
- b. Our firm shall be informed immediately of any change or deviation from the design described in this report.
- c. All the work described in this report shall be performed in conjunction with continuous inspection and full supervision of a licensed geotechnical laboratory, according to all safety precautions and regulations, and according to all local standards and regulations.
- d. If deviations from the soil profile discussed herein are observed, the Foundation Engineer must be informed immediately. Revised recommendations must be obtained from the Foundation Engineer, based on the nature of the deviations.

[illegible]

SHEET NAME שם הגריון
Borehole Location Plan—Metro M3
OR YEHUDA DEPOT

SHEET NUMBER מספר הגליון

PL101

DESIGN PHASE		מצב תכנון	
INITIAL ☐	INTERMEDIATE ☒	REFERENCE ☐	DETAILED ☐
ראשוני	מוקדם	יחסי	מפורט

REVISION NUMBER מספר מהדורה	REVISION DATE תאריך מהדורה	SCALE קנה מידה
0	08/09/2024	HORIZONTAL אופקי 1:1000 VERTICAL אנכי 1:1000

M3-MLE-DE1-M3202-DP01-GTI-AAA-PL101



DESIGNED BY	מתכנן
Guy D.	

APPROVED BY **Guy S.** מאשר

BIM MODELER	FIL M	ממדרל BIM
-------------	-------	-----------

INTERNAL CODE	קידוד פנימי
---------------	-------------

M3-MLE-DE1-M3202-DP01-G11-AAA-PL101



© NTA Metropolitan Mass Transit System Ltd

Customer Service: *4575 | www.nta.co.il

 NTAlsrail |  nta_israel |  ntalines