

פרויקט גמר בתכנון מבנים

מבנה מגורים בעל 15 קומות



שם המנחה: מהנדס וינד דניאל

שם הסטודנטית: ניצן הרשקוביץ

תעודת זהות: 203921218

תאריך הגשה: 16.8.2023

מבוא

נושא הפרויקט:

תכן סטטי של מבנה מגורים רב קומות

מטרות הפרויקט:

- גיבוש פתרון הנדסי לתכנון המבנה ע"י יישום עקרונות תכן מבנים
- טכניקות של אנליזה כוחות ומאמצים במבנה
- בדיקת התכנות של חלופות תכן
- גיבוש פתרון תכנוני כולל והכנת מסמכי התכן של הפרויקט
- התאמת התכנון לתקנים הישראליים הרלוונטים למבנה

תיאור המבנה ויעודו:

כללי: פרויקט מגורים בן 15 קומות הנבנה בקרית גת

יעוד הבניין: מגורים

קומת קרקע- בעלת 3 דירות הכוללת חלל כניסה

קומה א'- בעלת 3 דירות

קומות ב'-י"ב קומות טיפוסיות בעלות 4 דירות

קומות י"ג-י"ד קומות פנטהאוס בעלות 2 דירות בכל קומה

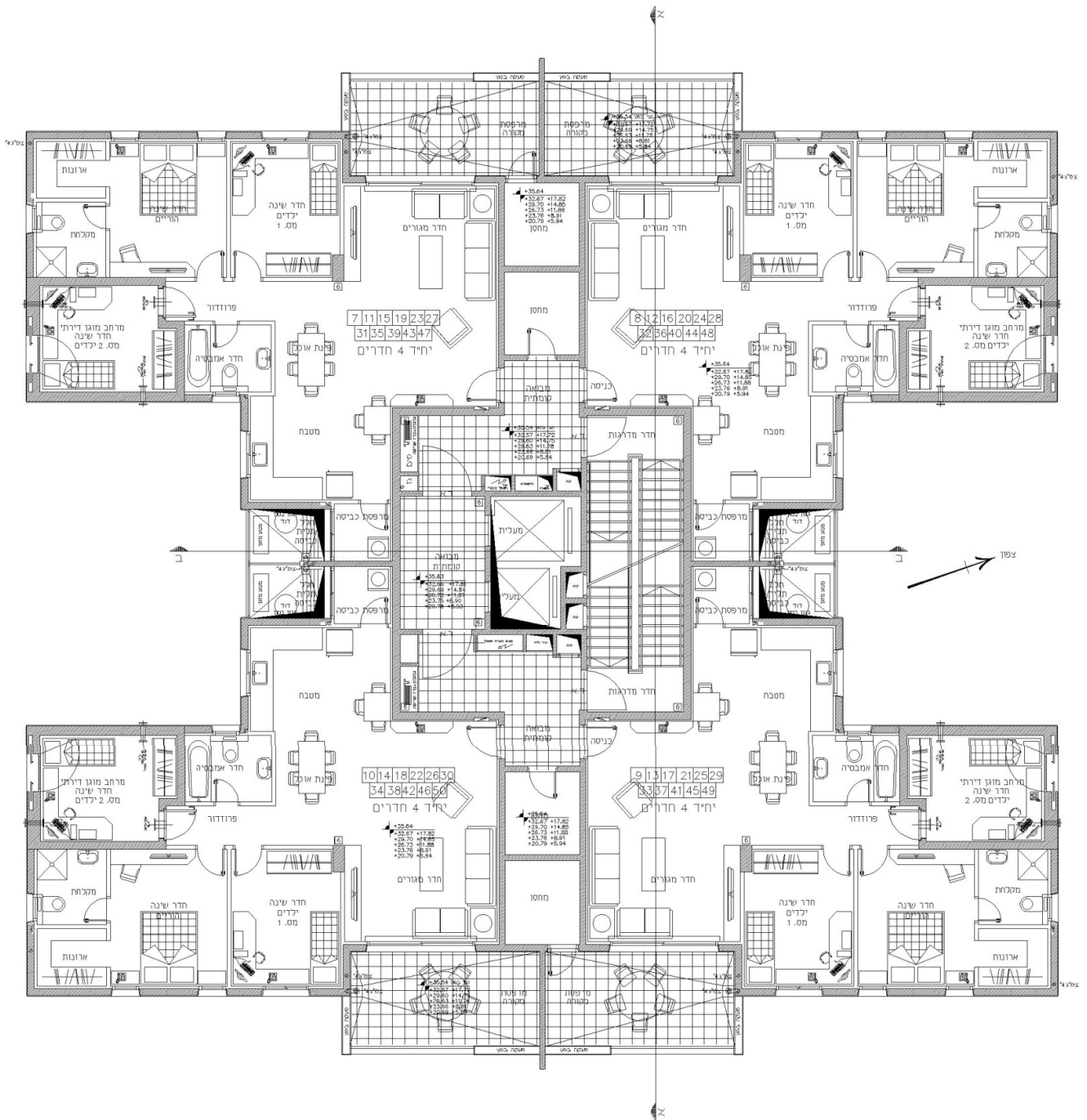
סה"כ 54 יחידות דיור

גובה מבנה מפני הקרקע 52 מטר

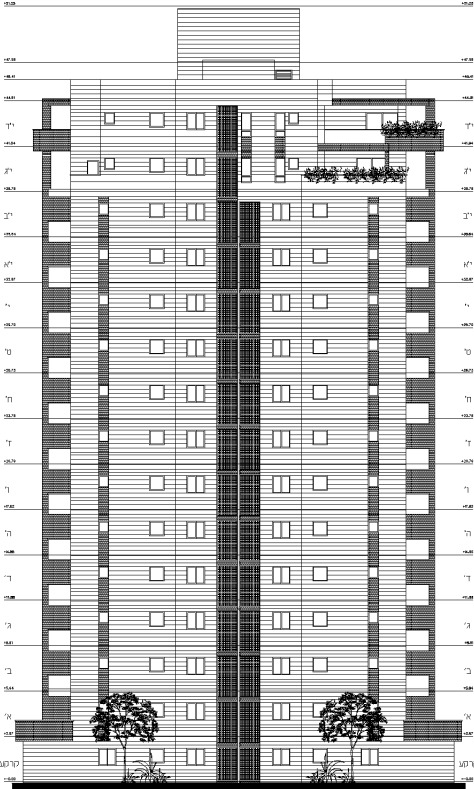
למבנה גרעיני הקשחה לכל גובהו הכוללים פיר מעליות, חדר ומדרגות ו-4 ממ"דים
(מרחב מוגן דירתי)

תכניות אדריכליות

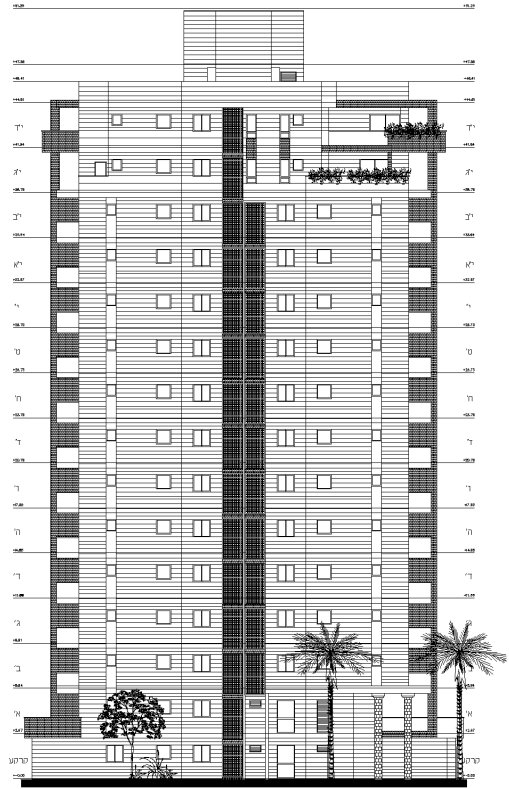
קומה טיפוסית – קומות ב'-ו"ב



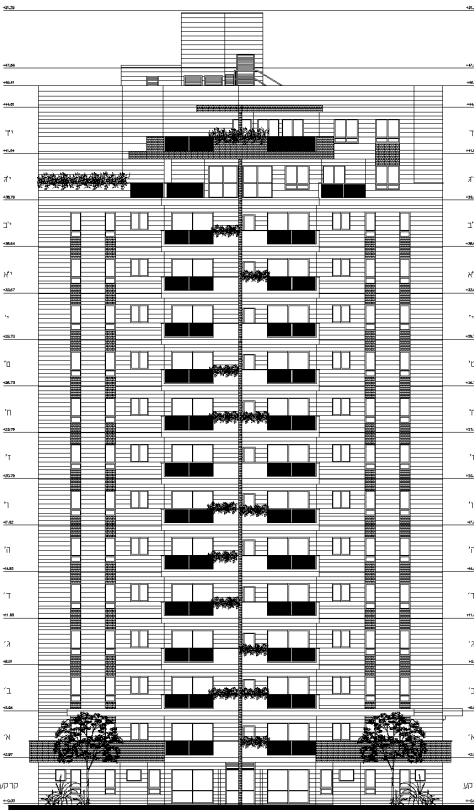
חזיתות



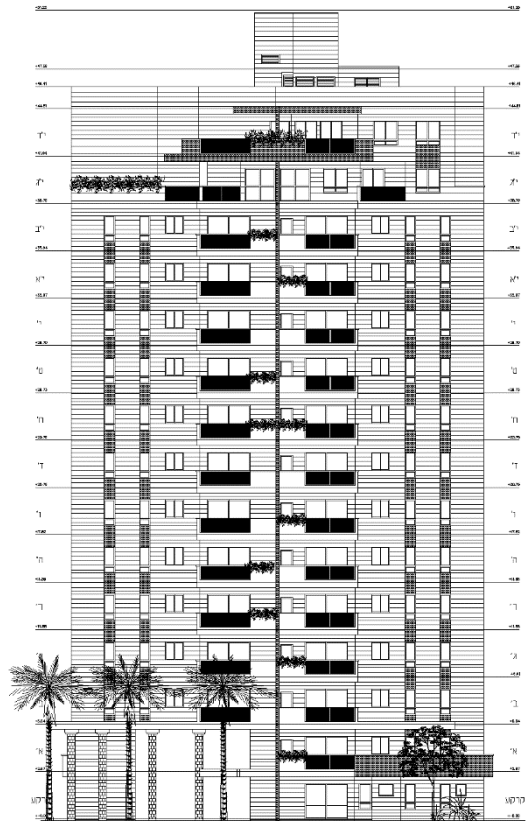
חזית צפונית



חזית דרוגית

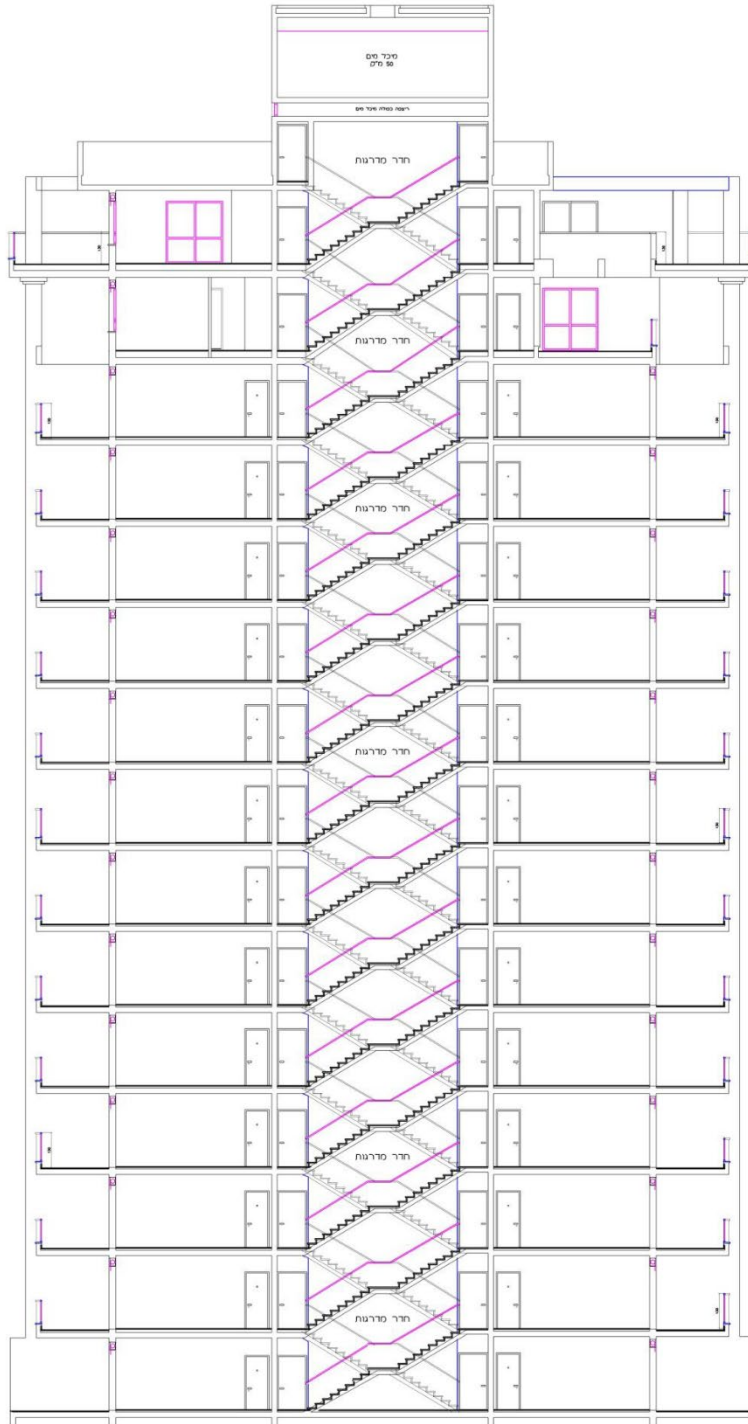


חזית מערבית



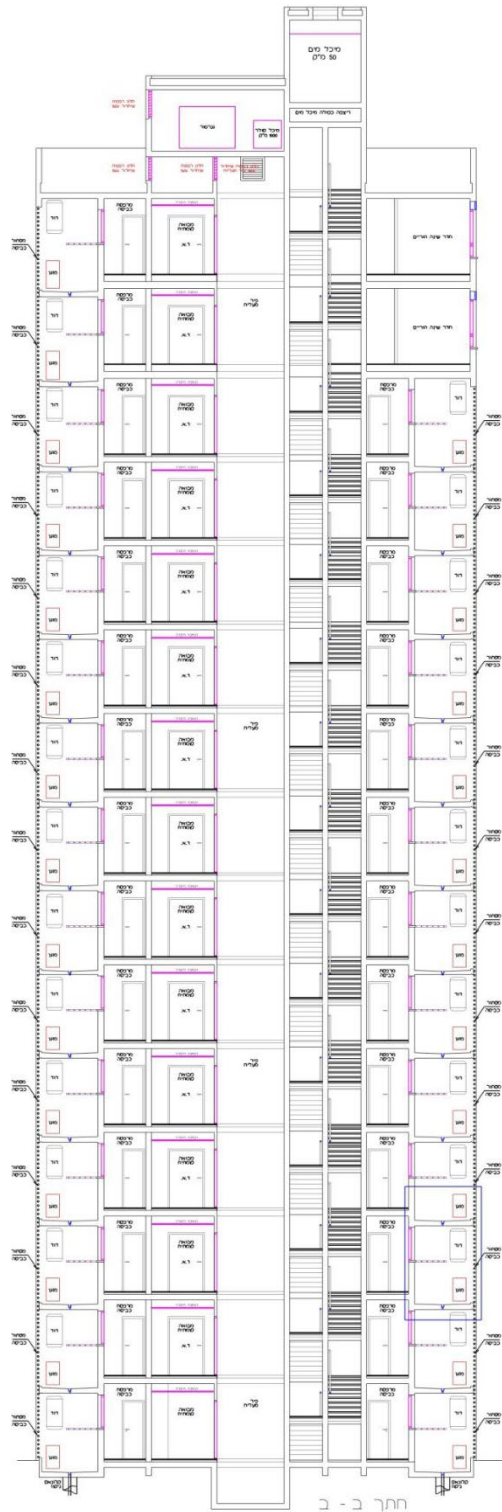
חזית מזרחית

חתכים



חתך א'-א' לאורך המבנה

חתכים



חתך ב'-ב' לרוחב המבנה

תהליך עבודה של חלק א':

בחלק א' ביצעתי הערכות ראשוניות לכל אלמנט בבניין ע"מ למצוא כיוון, התחלה ורעיון כללי איך לתכנן את הפרויקט כולו בצורה הטובה והמשתלמת ביותר, כאשר שלבי העבודה הם:

- למידת גיאומטריית המבנה ובחירת סכמה סטטית ראשונית על סמך התוכניות האדריכליות.
- בחירת סוג מחיצות פנים ושיטת חיפוי אבן בקירות חוץ על סמך בחירת היזם.
- קביעת עומסים.
- חישוב חלופות תקרה של קומה טיפוסית ובחירת חלופה-תקרה מקשית שטוחה ללא קורות.
- הערכת מידות עמודים.
- הערכת עומסים על כלונסאות ובחירת מיקום כלונסאות.
- בחירת סכמה סטטית למדרגות.

כאשר בכל שלב ניסיתי לבחון כמה אפשרויות פתרון (אם קיימות) ולבחור את הפתרון הטוב והמשתלם ביותר לדעתי וכמובן לנמק. כמו כן בכל נושא שנגעתי קראתי ולמדתי את הדרישות וההגבלות בתקנים.

תהליך עבודה של חלק ב':

לאחר שבחרתי את המאפיינים של כל אלמנט בבניין ע"פ הערכות וחישובים ראשוניים ניגשתי לחישוב מדויק ומפורט של כל נושא לתכנון שכולל למידה של הנושא בתקן הדרוש, חישוב מדויק בתוכנה המתאימה, בדיקה ידנית של התוצאות וכמובן שרטוט תוכנית לביצוע.

לצורך תכנון מדויק של התקרה נעזרתי בתוכנה לחישוב אלמנטים סופיים: STRAP, כאשר בניתי בהתחלה קובץ dxf של קונטור התקרה בתוכנת AutoCAD שכלל מיקום סמכים של התקרה שבעצם מדמים את הקירות והעמודים של הקומה. לאחר שהכנסתי את קובץ ה-dxf ל-STRAP התחלתי למקם את הסמכים והקורות של התקרה כאשר לכל קורה או אלמנט התקרה ניתן הגודל שלו ע"פ נתונים שהוצאתי בחלק א'. לאחר בניית גיאומטריית התקרה המדויקת נתתי עומסים לכל אלמנט ע"פ מיקומו והעומס הצפוי שלו.

לאחר שהתוכנה חישבה והכנסתי קומבינציות לפי מצב שרות ותכן התחלתי לבחון את תוצאות השקיעות והכוחות שקיבלתי ולראות האם יש צורך לשנות את הנתונים הראשוניים שהכנסתי ע"פ הערכה או שהם נכונים ואפשר להתקדם לשלב התכן. בשלב הבא בעצם הוצאתי את שטחי הזיון לפי כיוון ומיקומם המדויק וע"פ שטחי הזיון הנ"ל נתתי זיון בתוכנית הביצוע כמובן עם התחשבות בביצוע וללא בזבוז מיותר של חומר. כמו כן בתקרה שחישבתי בדקתי אם יש בעיית חדירה בעמוד ע"פ העומס שהוא מקבל.

לאחר תכנון התקרה עברתי לשלב רעידות אדמה אשר דרש ממני לבנות מודל מרחבי של כל הבניין שלי ע"מ לבדוק אותו ולהוציא ממנו את התוצאות אשר מתחשבות ברעידת אדמה, את המודל המרחבי בניתי בתוכנת STRAP כאשר דאגתי לבנות את המודל לפי הגיאומטריה המדויקת והנכונה ביותר של הבניין ע"מ שהעומסים של המבנה יזרמו בצורה נכונה לכלונסאות וייתנו לי תוצאות תכן מדויקות לכל האלמנטים.

לאחר שבניתי את המודל המרחבי התחלתי את העבודה על פרק היסודות של המבנה:
בשלב הראשון הוצאתי את העומסים במצב שירות הפועלים על הכלונסאות ע"פ המיקום שהערכתי בחלק א'. כמובן שהעומסים המדויקים היו שונים קצת מהערכה ולכן אם נדרש שינוי נקודתי של מיקום כלונס אז שיניתי בשלב הזה, לאחר שבחרתי מיקום נכון בחרתי גדלים ועומקים לכל כלונס ע"פ העומס שפועל עליו בשירות ע"פ הגבלות ודרישות התקן ודו"ח הקרקע.

בשלב השני של עבודת היסודות חישבתי את המודל לרעידות אדמה והוצאתי עומסים ע"פ מעטפת רעידות אדמה שכוללת בתוכה את העומסים במצב שירות ואת העומסים עקב רעידת אדמה. לאחר הוצאת העומסים האנכיים והאופקיים הערכתי שוב גודל ועומק לכל כלונס ע"פ טבלת תסבולת מוגדלת ב- 50% (ע"פ התקן).
לאחר קבלת 2 הטבלאות של גודל ועומק כלונס לפי כל מצב, בחרתי את המצב המחמיר ביותר ועל פיו ביצעתי תכן כלונסאות למבנה וכמובן שרטוט תוכנית מתווה לביצוע.
את תכן זיון הכלונסאות ביצעתי בתוכנת columns ואת תכן הזיון של קורות הקשר ביצעתי בתוכנת BEAMD

בשלב הבא ביצעתי תכן עמודים והוצאת זיון ע"פ חישוב של תוכנת STRAP, כאשר את תוצאות הזיון הוצאתי מהמודל המרחבי וביצעתי השוואה ידנית לדוגמא לצורך בדיקה.

לאחר מכן ביצעתי את אותם שלבים לתכן זיון קורות כאשר הם חושבו בתוכנת BEAMD

את זיון קירות המבנה הוצאתי גם מהמודל המרחבי בתוכנת STRAP.
בפרויקט שלי כל קירות המבנה הם מבטון ונבנים בשיטת ברנוביץ', דבר זה עוזר מאוד למבנה ברעידות אדמה מפני שכוח הרעידה מתקבל גם על פיר מעלית/חדר מדרגות, ממ"דים ובנוסף כל קירות המבנה ולכן היה חשוב מאוד לבנות את המודל המרחבי ובכך לקבל את תוצאות הזיון של הקירות לפי חישוב רעידת אדמה.

הזיון שניתן באזור הממ"דים נבדק שהוא מתאים ע"פ הגבלות ודרישות הג"א.

סקירה קצרה:

הפרויקט נועד לתכנון מפורט של שלד המבנה מבחינה קונסטרוקטיבית כאשר תקרות המבנה יהיו תקרות מקשיות שטוחות ללא קורות, קירות חוץ יהיו מבטון כאשר שיטת חיפוי האבן תהיה בשיטת ברנוביץ' ומחיצות פנים יהיו מבלוקי איטונג.

חישוב המבנה יבוצע ע"פ חישוב סטטי אשר מושפע מהעומסים האנכיים ע"פ משקלים ועומסים מהתקנים וגם ע"פ חישוב כוחות דינמיים אופקיים כמו רעידות אדמה.

כל תקרות המבנה יהיו בעובי של 20 ס"מ
גודל העמודים של המבנה יישארו לפי הדרישה האדריכלית.

ע"פ דו"ח הקרקע (נספח), סוג הקרקע של הבניין מורכבת מ- 3 סוגים עקריים:

1. מילוי- חרסית שמנה
2. שכבה ראשונה מתחת למילוי - חרסית בינונית.
3. שכבה אמצעית - חול חרסתי.
4. שכבה תחתונה - חוואר קרטוני עד קרטון.

ולכן שיטת הביצוע של הכלונסאות שנבחרה היא: מכונת קידוח חזקה אך ייתכן צורך בשימוש בבנטוניט עקב הופעת מים או אי יציבות בזמן ביצוע.
קוטר הכלונסאות הוא: 60-120 ס"מ, ועומקם 18-24 מטר.

קביעת עומסים

עומסי המבנה נחלקים לשניים

עומסים קבועים - עומסים הקיימים במבנה באופן קבוע כמו משקל עצמי של התקרה, מחיצות פנים, טיח, ריצוף.

עומסים שימושיים - עומסים נידים במבנה כמו בני אדם או כלים דינמיים בתוך המבנה

מחיצות פנים:

בחירה בין 3 חלופות מקובלות

בלוק איטונג:

בלוק שעשוי מחול, מים צמנט וסיד
משקל נמוך יחסית (משקל מרחבי 5 ק"נ למ"ק)
איכות בידוד תרמי ואקוסטי ברמה גבוהה
מחירו יקר יחסית

בלוק שחור:

בלוק שעשוי מחול, צמנט, מים ואגרטים קלים
משקלו גבוה יחסית משקל מרחבי 12.8 ק"נ למ"ק)
בידוד תרמי ברמה נמוכה
מחירו זול יחסית

מחיצות גבס:

בנויות מלוחות גבס וחומר מבודד ביניהם (צמר סלעים)
משקל קל מאוד
אפשרות שינוי במחיצות בקלות
מחיר זול
חוזק נמוך
רמה אקוסטית נמוכה

בחרתי בסוג מחיצה מבלוק איטונג בעובי 10 ס"מ.

למרות שמחירו יחסית גבוה לשאר, היתרון הגדול שלו הוא במשקלו הנמוך שחוסך בסופו של דבר
ברזל ובטון עקב עומסים קטנים יותר בכל המבנה, חוזקו גבוה והוא טוב בבידוד התרמי והאקוסטי.

חישוב צדדי מחיצות פנים:

טיח 20 מ"מ - 0.4 (ק"נ למ"ר) לפי ת"י 109 טבלה 15
בלוק איטונג 10 ס"מ - 0.5 (ק"נ למ"ר)
סה"כ 0.9 (ק"נ למ"ר)

לפי ת"י 412 סעיף 2.1.2

$$0.9 \cdot 3 \text{ m} = 2.7 \frac{kN}{m} < 4 \frac{kN}{m}$$

ניתן להמיר לעומס מפורס 1.5 (ק"נ למ"ר)

קביעת עומסים

עומס לתקרה [ק"נ למ"ר]	משקל מרחבי [ק"נ למ"ק]	שם תקן ישראלי וסעיף בתקן	פירוט	סוג העומס
	25	ת"י 109 סעיף 3.3.1	בטון	משקל עצמי (s.w)
	5		גופי מילוי	
2	-	ת"י 109 טבלה 8	ריצוף בעובי 10 ס"מ+ מילוי חול	
1.5	-	ת"י 412 סעיף 2.1.2	מחיצות (כולל טיח)	
3.5			סה"כ	
1.5	-	ת"י 412 טבלה 1 סעיף 1.1	לרצפה בבית מגורים q1	עומס שימושי (q)
3.5	-	ת"י 412 טבלה 1 סעיף 13.2	למרפסות בבית מגורים q2	
3.5	-	ת"י 412 טבלה 1 סעיף 13.4	מדרגות בבית מגורים q3	

תוספת חישוב עומסים:

קירות חוץ:

קירות החוץ של המבנה יהיו מבטון מזוין ויבוצעו בשיטת ברנוביץ ע"פ דרישת היזם ע"מ לקצר כמה שיותר את משך הפרויקט וגם לתת את הפתרון הטוב ביותר לחיזוק אבן החוץ על קיר הבטון, חתך הקיר יהיה 2 ס"מ אבן, 18 ס"מ בטון מזוין, 7 ס"מ בלוק איטונג לבידוד תרמי טוב.

הסבר מפורט על שיטת ברנוביץ: שיטת ברנוביץ היא גרסה מודרנית לבניית קירות מורכבים. משתמשים בה ליציקת קירות בתבניות פלדה משני הצדדים של הקיר. בתבנית החיצונית מניחים את האבן בתוך פסי פלדה מיוחדים המיועדים לכך ובתבנית הפנימית מניחים בלוקים בדרך כלל בלוקים מסוג איטונג. בין שתי התבניות מכניסים רשת פלדה וקודחים בכל אבן שלושה או ארבעה קדחים אליהם מכניסים ווי פלדה הנקשרים אל הרשת במרכז. את התבניות סוגרים ויוצקים בטון במרווח בו נמצאת הרשת, בין האבן לבלוקים.

עומסים על תקרת קומה טיפוסית לחלופה הנבחרת

עומסים קבועים:

$$s.w = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{משקל עצמי (חוץ ממרפסות שירות)} -$$

$$s.w = 0.18 \cdot 25 = 4.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{משקל עצמי מרפסת שרות} -$$

$$g_1 = 2 + 1.5 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור חדרי מגורים (ריצוף ומחיצות)} -$$

$$g_2 = 2 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור חדרי מדרגות} -$$

$$g_3 = 2 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור מרפסות} -$$

$$g_4 = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור מרפסות שרות} -$$

עומסים שימושיים:

$$q_1 = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור חדרי מגורים} -$$

$$q_2 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור חדרי מדרגות} -$$

$$q_3 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{אזור מרפסות} -$$

$$F_{ser} = s.w + \Delta g + q$$

$$F_d = 1.4(s.w + \Delta g) + 1.6 \cdot q$$

בדיקת עובי תקרה טיפוסית לפי שקיעה מקסימלית

תנאים לכפף לפי סעיף 6.4.1:

1. $\frac{l}{250}$ - "הכפף הכולל" (הכפף המייד ו הכפף לזמן ארוך) של הרכיב הנבדק כאשר השקיעות נובעות מעומסי השירות לטווח ארוך

6.4.1 הגבלת הכפף האנכי

הכפף האנכי נמדד ביחס לרום סמכי הרכיב. שני הערכים הגבוליים של הכפף נקובים להלן:
 $\ell / 250$ - הכפף הכולל a (הכפף המייד ו הכפף לזמן ארוך) של הרכיב הנבדק;

2. $\frac{l}{500}$ - "חלק הכפף המחושב לאחר הבניה או ההרכבה של הרכיבים הפגיעים לכפף כאשר רכיבים כאלה מחוברים לרכיב הנבדק כולל הכפף המייד ו כולל הכפף לזמן ארוך"

$\ell / 500$ - חלק הכפף המחושב לאחר הבנייה או ההרכבה של הרכיבים הפגיעים לכפף, כאשר רכיבים כאלה מחוברים לרכיב הנבדק (כגון: מחיצות מבלוקים הקשורות לרצפה או לתקרה), כולל חלק הכפף המייד ו כל הכפף לזמן ארוך.

טבלה 2.3 - מקדם שכיחות $\psi^{(2.3)}$ מינימלי לעומס השימושי המשתנה

מס'	העומס ויעוד המבנה	המקדם $\psi^{(2.3)}$	סיווג המבנה והעומס בטבלה 1 של התקן הישראלי ת"י 412
1	עומס שימושי על : גגות ללא גישה לאנשים	0.0	מספר סידורי 12.2
2	מבני מגורים, מלונות, משרדים	0.3	מספר סידורי 1, 5, 11
3	מבני ציבור, אולמות, מבני תעשייה, חניונים ומוסכים, גגות מסיביים	0.5	מספר סידורי 2, 3, 8, 9, 10.1, 12.3, 13.1, 13.2, 13.4
4	חניונים לכלי רכב כבדים, מרפסות	0.6	מספר סידורי 10.2, 13.6, 13.3
5	מוסדות חינוך, חנויות, חדרי מדרגות	0.6	מספר סידורי 4, 6, 13.4, 13.5
6	ארכיונים, מחסנים, שטחי החסנה	0.8	מספר סידורי 7
7	קכלי נוזלים וגזים, ממגורות	1.0	-
8	רוח, שלג, טמפרטורה	0.0	-
9	עומס משני אחר, פרט לעומס שימושי	0.5	-

2.6.3.3 עומס שקיל לזמן ארוך F_{sus}

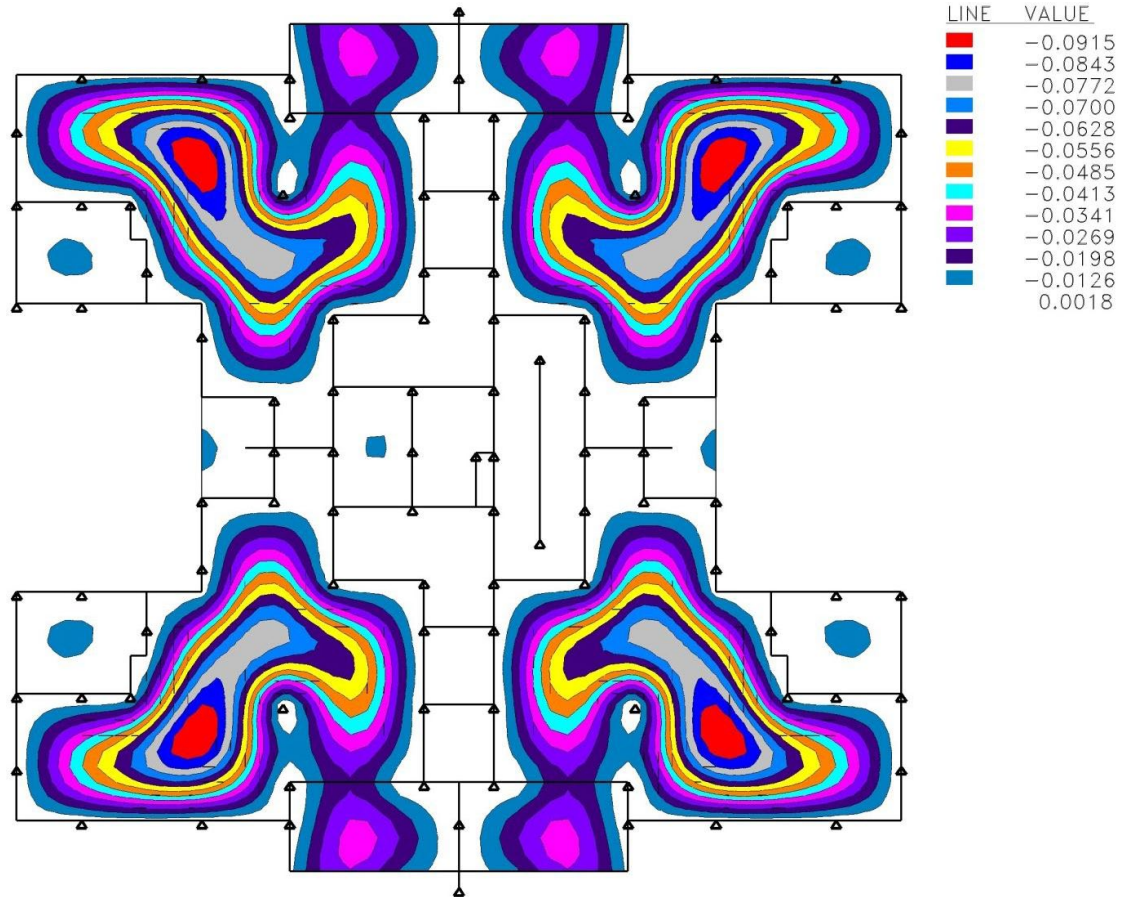
כאשר נדרש חישוב הכפף לזמן ארוך או בדיקת רוחב הסדק במצב גבולי של שירות, יחושב העומס F_{sus} לפי הנוסחה:

$$F_{sus} = G_k + \sum_{m=1}^i \psi_m Q_{km} \quad (2.7)$$

אני אחשב לפי המחמיר ביותר לחישוב השקיעה הכוללת ואכפיל את השקיעה המיידית ב-3

בדיקת עובי תקרה לפי שקיעה מקסימלית

על מנת לבדוק שקיעות בתקרה בניתי מודל דו ממדי של התקרה בתוכנת STRAP, העמסתי כל אזור בעומס שלו (מרפסות, מרפסות שירות, מגורים, מדרגות) והגדרתי קומבינציה במצב שרות F_s שמכפילה את כל העומסים ב-1 (התוצאות [cm]):



השקיעה המקסימלית המיידית היא $\delta i = 0.0915$ ס"מ, המפתח הקריטי באזור השקיעה הוא 440 ס"מ

נבדוק את שני התנאים:

עפ"י תנאי 1:

$$\delta_{max,allow} = \frac{L}{250} = \frac{440}{250} = 1.76 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ כולל} = \delta i \cdot 3 = 0.0915 \cdot 3 = 0.2745 \text{ cm}$$

$$\delta_{max,allow} > \delta \text{ כולל} \rightarrow \text{o.k}$$

עפ"י תנאי 2:

$$\delta_{max,allow} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

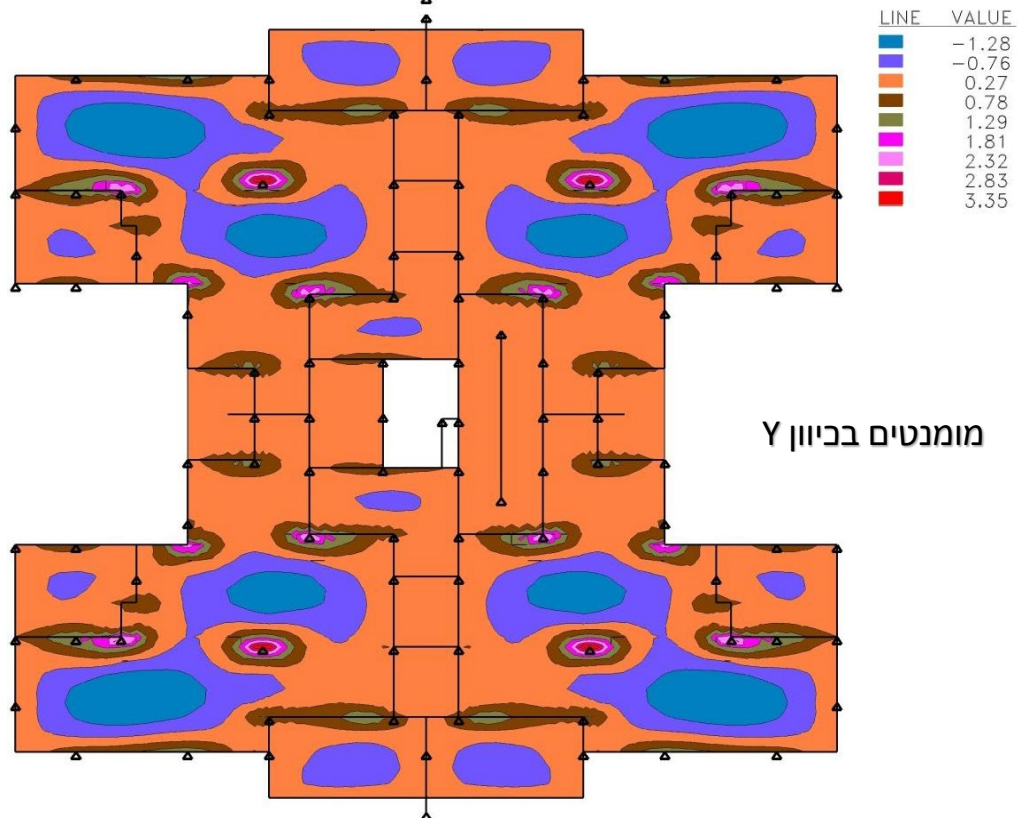
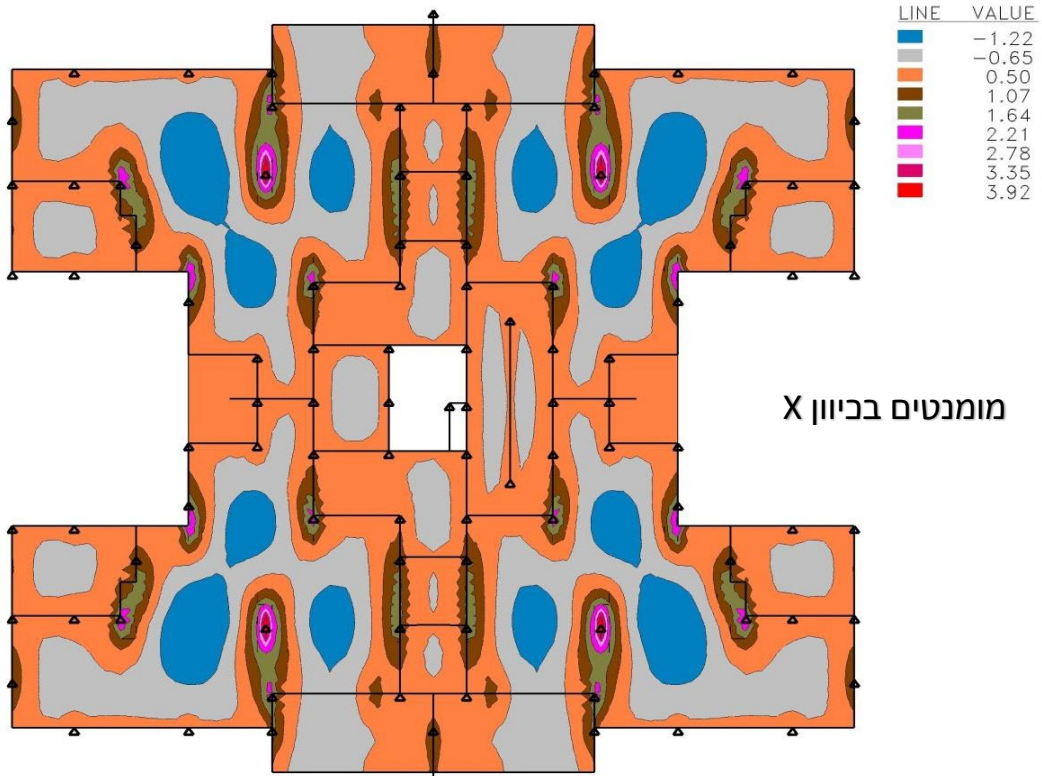
$$\delta t \text{ ארוך} = \delta \text{ כולל} - \delta i = 0.2745 - 0.0915 = 0.183 \text{ cm}$$

$$\delta_{max,allow} > \delta t \text{ ארוך} \rightarrow \text{o.k}$$

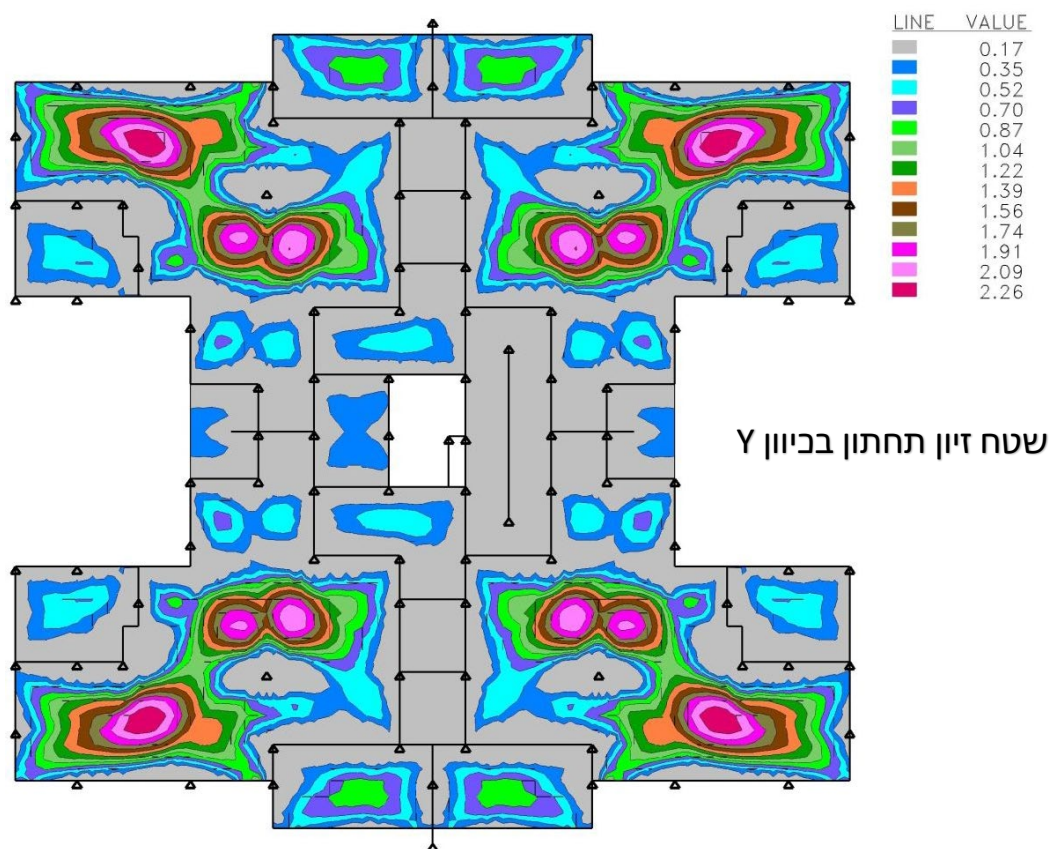
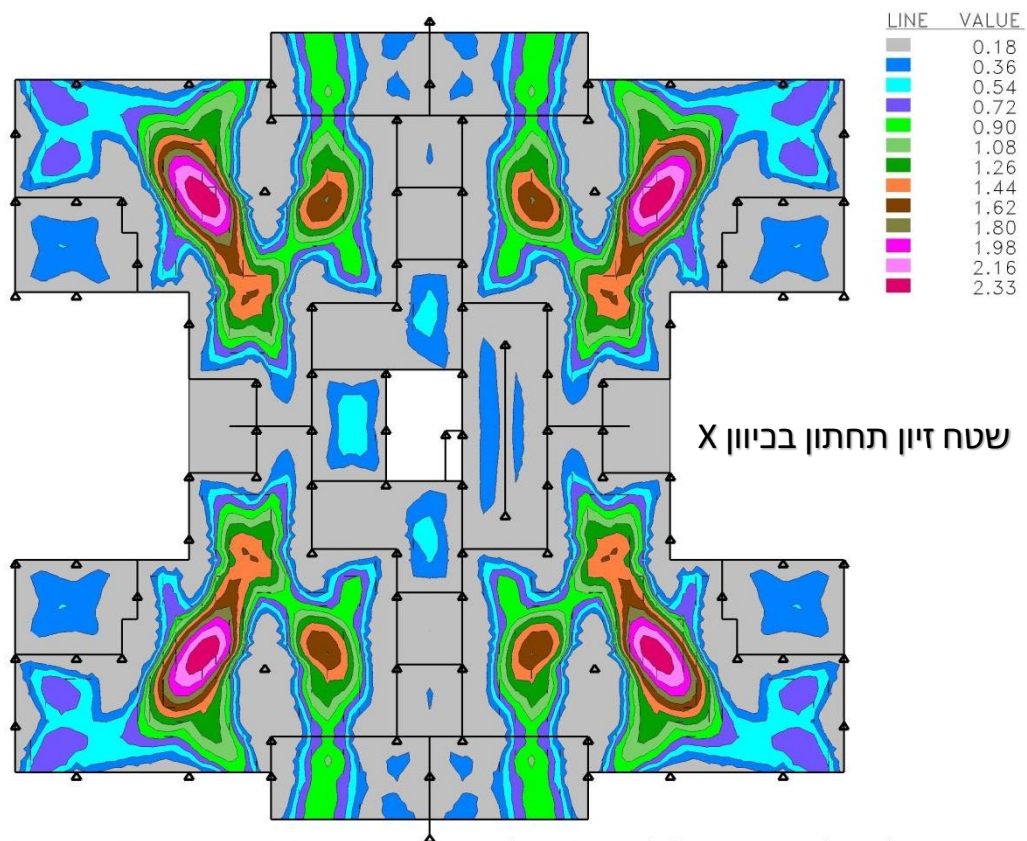
חישוב זיון ממוחשב

מהלכי מומנטים : מומנטים במצב תכן Fd (t.m)

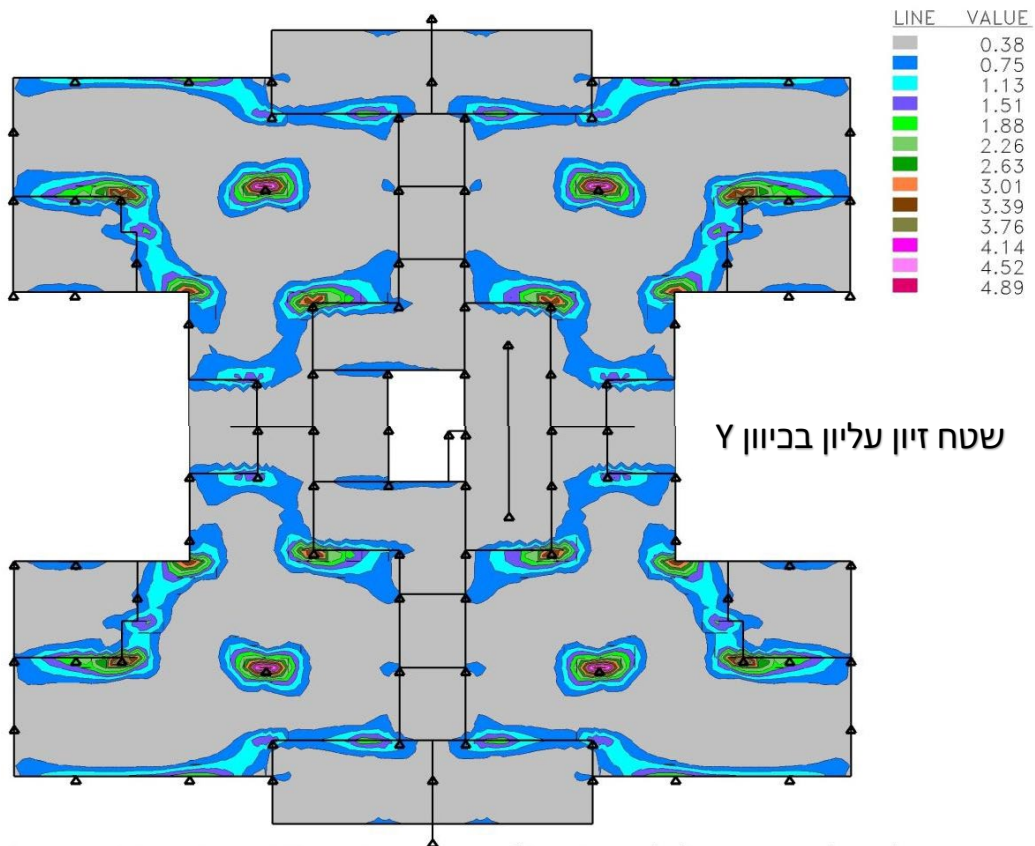
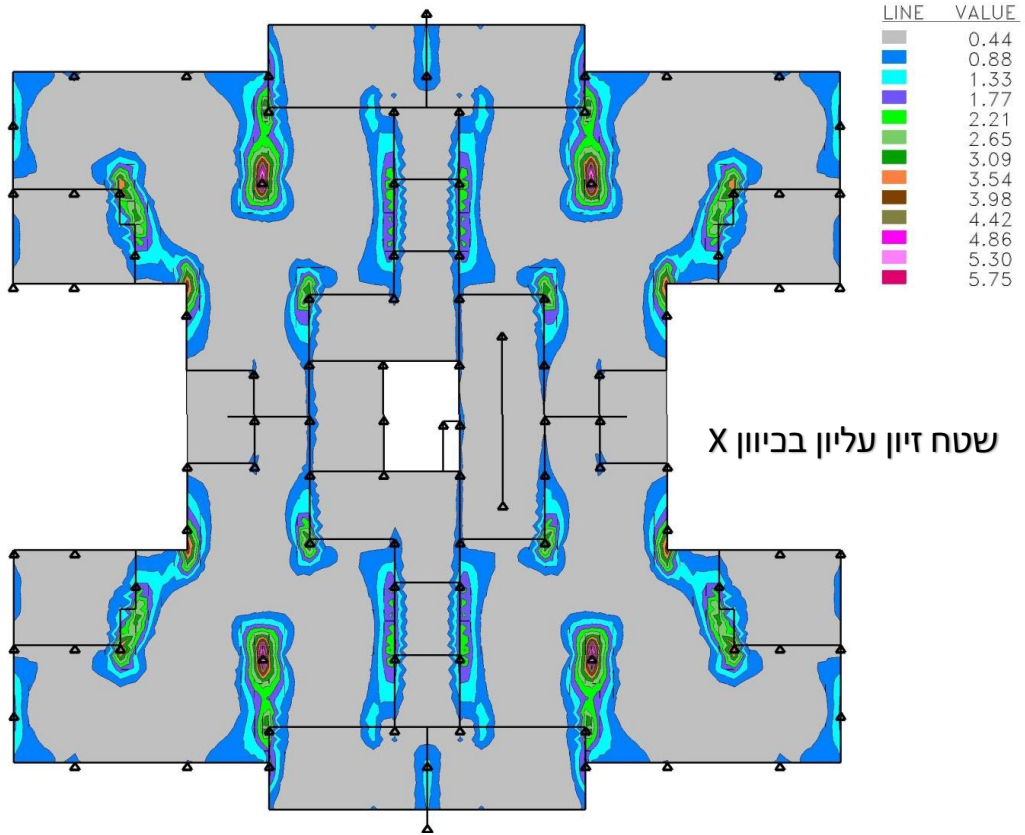
הגדרתי לפי קומבינציה של עומסי תכן הכופלת את העומסים הקבועים ב-1.4 ואת העומסים השימושיים ב-1.6 כל אזור לפי העומסים שלו (מרפסות, מרפסות שירות, מגורים ומדרגות)



שטחי זיון תחתון (מומנט חיובי) במצב תכ F_d (cm^2)



שטחי זיון עליון (מומנט שלילי) במצב תכן Fd (cm^2)



חישוב זיון ידני

חישוב עובי כיסוי C של רכיבים לפי תנאי סביבה, עמידות באש וגודל האגרגט (הגדול מבניהם):

תנאי סביבה- בטון ב-30, מרחק מהים גדול מ-2 ק"מ, מעל 2 מ' מהקרקע

ת"י 466 חלק 1 טבלה 6.14 סוגי מבנה 1,2

רכיב פנים- הקטנה עקב שכבה של טיח בעובי 15 מ"מ לפחות $c=25-5=20 \text{ mm}$

רכיב חוץ- הקטנה עקב שכבה של טיח בעובי 15 מ"מ לפחות $c=30-5=25 \text{ mm}$

עמידות באש-

ת"י 466 חלק 1 טבלה 6.17 תקרות מקשיות מבטון מזוין $c=30 \text{ mm}$

גודל אגרגט-

ת"י 466 חלק 1 סעיף 6.5 הערה ד' $c=4/3 \cdot h=4/3 \cdot 20 \cong 3$

גודל אגרגט מירבי בבטון $h=$

לכן נבחר עובי כיסוי $c=30 \text{ mm}$

חישוב שטח זיון מינימלי ברשתות מרותכות ומוטות מצולעים:

ע"פ ת"י 466 חלק 1 סעיף 5.3.6

הבטון הינו בטון ב-30 אגרגט גירי

b- רוחב חתך תקרה אופייני, 1 מטר

h- גובה חתך הבטון (עובי תקרה)

ds- המרחק מפני בטון אל מרכז כובד פלדה מתוחה

d- גובה חתך פעיל

p_{min}- מנת זיון מתוחה מינימלית

As,min- שטח חתך הזיון המתוח המינימלי

As,max- שטח חתך הזיון המתוח המקסימלי

f_{ctm}=2.3 Mpa- החוזק הממוצע של בטון ב-30 במתיחה צרית

חישוב גובה פעיל:

$$h=20 \text{ cm}; \quad ds= 3 \text{ cm}$$

$$d=h-ds=20-3=17 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = \max \{0.0015 \quad \text{or} \quad 0.28 \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} = 0.28 \frac{2.3}{400} = 0.0016\} = 0.0016$$

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0016 * 100 * 17 = 2.72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \max} = 0.04 * b * d = 0.04 * 100 * 17 = 68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

חישוב הזיון הראשי הדרוש להשוואה אל מול הזיון שהתקבל בתוכנת STRAP

נחשב בצורה ידנית זיון דרוש עבור המומנט החיובי המקסימלי בשדה בכיוון y:

$$M_{d,y} = 1.28 \left[\frac{\text{ton} * \text{m}}{\text{m}} \right] * 10 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 1.3 = 16.64 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$d=h-ds=20-3=17 \text{ cm}$$

$$M_{cd, \max} = 0.32 * b * d^2 * f_{cd} = 0.32 * 1 * 0.17^2 * 13 * 10^3 = 120.22 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$M_{d,y} / M_{d,x} < M_{cd, \max}$$

$$\text{אין צורך בזיון לחיצה} \quad A_{s'} = 0$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{d,y}}{bd^2 f_{cd}}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.64 * 10^6}{1000 * 170^2 * 13}} = 0.045 < 0.1 \quad \omega = 0.1$$

$$X = \omega * d = 0.1 * 17 = 1.7 \text{ cm}$$

$$z_{\max} = 0.95 * d = 0.95 * 17 = 16.15 \text{ cm}$$

$$z_{\min} = 0.8 * d = 0.8 * 17 = 13.6 \text{ cm}$$

$$z = d * \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 17 * \left(1 - \frac{0.1}{2}\right) = 16.15 \text{ cm}$$

$$z_{\max} = z$$

$$A_{s,y} = \frac{M_{d,y}}{z f_{sd}} = \frac{16.64 * 10^3}{0.1615 * 350 * 10^6} = 2.37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cong 240 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s \min} < A_{s,y} < A_{s \max}$$

$$@_{\max} = \min(2d \quad \text{or} \quad 250\text{mm}) = 2 * 170 = 340 \text{ mm} / \mathbf{250\text{mm}}$$

שטח הזיון בחישוב הידני תואם את שטח הזיון מתכנת ה STRAP !

נבחר זיון תחתון של רשתות מרותכות $\emptyset 8 @ 20/20$ לכל התקרה (מכסה את המומנטים בשני הכיוונים)

ברוב התקרה אין צורך בזיון עליון לחוץ ולכן נבחר רשת מרותכת מינימלית לזיון עליון $\emptyset 6 @ 15/15$ בכל התקרה עם תוספות של מוטות זיון בודדים בקצוות התקרה, קרבת עמודים ופתחים לפי חישובי שטח זיון של ה STRAP.

חישוב עיגון וחפייה:

חפייה ברשתות מרותכות לפי סעיף 7.8.3.2 בכיוון הראשי

חפייה רב שכבתית-

אורך החפייה l_v של מוטות הרשת בכיוון הראשי, בחפייה רב-שכבתית (צויר 7.14 ב), ייקבע לפי הנוסחה:

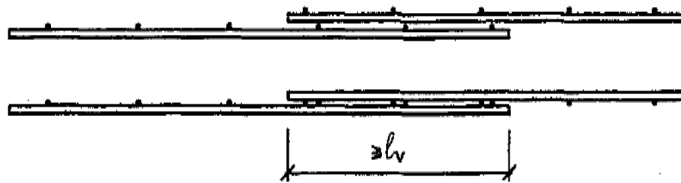
$$l_v = \alpha_3 l_{a0} \geq l_{v,min} \quad (7.11)$$

כאשר $l_{v,min}$ לא יפחת מהגדול מבין השלושה:

$$200 \text{ mm}; 0.3 \alpha_3 l_b; \text{ פסיעת הזיון הניצב ברשת.}$$

הערך של α_3 ייקבע לפי הנוסחה:

$$\alpha_3 = 0.4 + \frac{A_s/s}{800 \text{ mm}^2/\text{m}} \quad \begin{matrix} \geq 1.0 \\ \leq 2.0 \end{matrix} \quad (7.12)$$



ב. חפייה רב-שכבתית (שתי צורות)

חפייה במוטות זיון בודדים לפי סעיף 7.8.2.1

אורך החפייה הדרוש l_v של מוטות זיון בודדים ייקבע לפי הנוסחות:

$$l_v = \alpha_2 l_{a0} \geq l_{v,min} \quad \text{במתיחה} \quad (7.8)$$

$$l_v = l_b \quad \text{בלחיצה} \quad (7.9)$$

שבהן:

α_2 - מקדם התלוי באחוז המוטות בחפייה (טבלה 7.4). למוטות בלחיצה יהיה $\alpha_2 = 1.0$;

l_{a0} - אורך עיגון בסיסי מתואם, לפי נוסחה (7.2);

$l_{v,min}$ - אורך החפייה המינימלי למוטות בודדים במתיחה יהיה הגדול מבין:

$$15 \phi; 200 \text{ mm}; 0.3 \alpha_2 l_b$$

l_b - אורך העיגון הבסיסי, לפי נוסחה (7.1).

חפיית רשת $\emptyset 8 @ 20/20$

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{8 \cdot 435}{4 \cdot 2.45} = 355 \text{ mm}$$

f_{bd} תנאי הדבקות טובים, פלדה מצולעת, $f_{bd} = 2.45 \text{ MPa}$.

$$l_{v,min} = \max \left\{ \begin{matrix} 200 \text{ mm} \\ @ = 200 \text{ mm} \\ 0.3 \cdot l_b \cdot \alpha_3 = 0.3 \cdot 355 \cdot 1 = 106.5 \text{ mm} \end{matrix} \right\} = 200 \text{ mm}$$

$$a_3 = 0.4 + \frac{AS}{S} = \frac{\pi \cdot \frac{8^2}{4}}{800} / 0.2 = 0.7 < 1 \quad a_3 = 1$$

$$l_{a0} = l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,act}} = 355 \cdot 1 = 355 \text{ mm}$$

$$l_v = \alpha_3 \cdot l_{a0} = 1 \cdot 355 = 355 \text{ mm} \cong 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

בדיקת תוספת זיון לחדירת עמוד: (מידות הערכת עמוד 70/30)

תסבולת לחדירה לפי התקן:

$$F_{dmax} = 1.4(s \cdot w + \Delta g) + 1.6 \cdot q = 1.4(5 + 3.5) + 1.6 \cdot 1.5 = 14.3 \text{ KN/m}^2$$

$$A \cong 14.25 \text{ m}^2 \text{ (שטח השפעה)}$$

$$V_{d,eq} = \beta \cdot F_{d,max} \cdot A = 1.15 \cdot 14.3 \cdot 14.25 \approx 234.3 \text{ kN}$$

$$d_m = 17 \text{ cm} , a = 70 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$a_1 = \min[a , 2 \cdot b , 3d_m] = \min[0.7 , 0.6 , 0.51] = 0.51 \text{ m}$$

$$b_1 = \min[b , 3d_m] = \min[0.3 , 0.51] = 0.3 \text{ m}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_m}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.07 > 2$$

$$K = 2$$

$$\text{(לפי המקס')} \quad \rho_x = \rho_y = \frac{AS}{bd} = \frac{11.05}{100 \cdot 17} = 0.0065$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.0065$$

$$u_0 = 2a_1 + 2b_1 = 162 \text{ cm}$$

$$u_1 = u_0 + 4\pi d_m = 162 + 4\pi \cdot 17 \approx 375 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,c} = [0.12K(100\rho 0.70f_{ck})^{1/3} + 0.1\sigma_{cp}]u_t d_m$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.0065 \cdot 0.70 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 3750 \cdot 170 = 365.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq [0.035 \cdot K^{3/2} (0.70 f_{ck})^{1/2} + 0.1 \sigma_{cp}] u_i d_m$$

$$V_{Rd,c} \geq [0.035 \cdot 2^{3/2} (0.70 \cdot 30)^{1/2}] \cdot 3750 \cdot 170 = 289.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 365.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0.30 \left[1 - 0.70 \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} u_0 d_m = 0.30 \left[1 - 0.70 \cdot \frac{30}{250} \right] 13 \cdot 1620 \cdot 170 = 984 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \leq 1.5 \cdot V_{Rd,c} = 1.5 \cdot 365.6 = 548.4 \text{ kN}$$

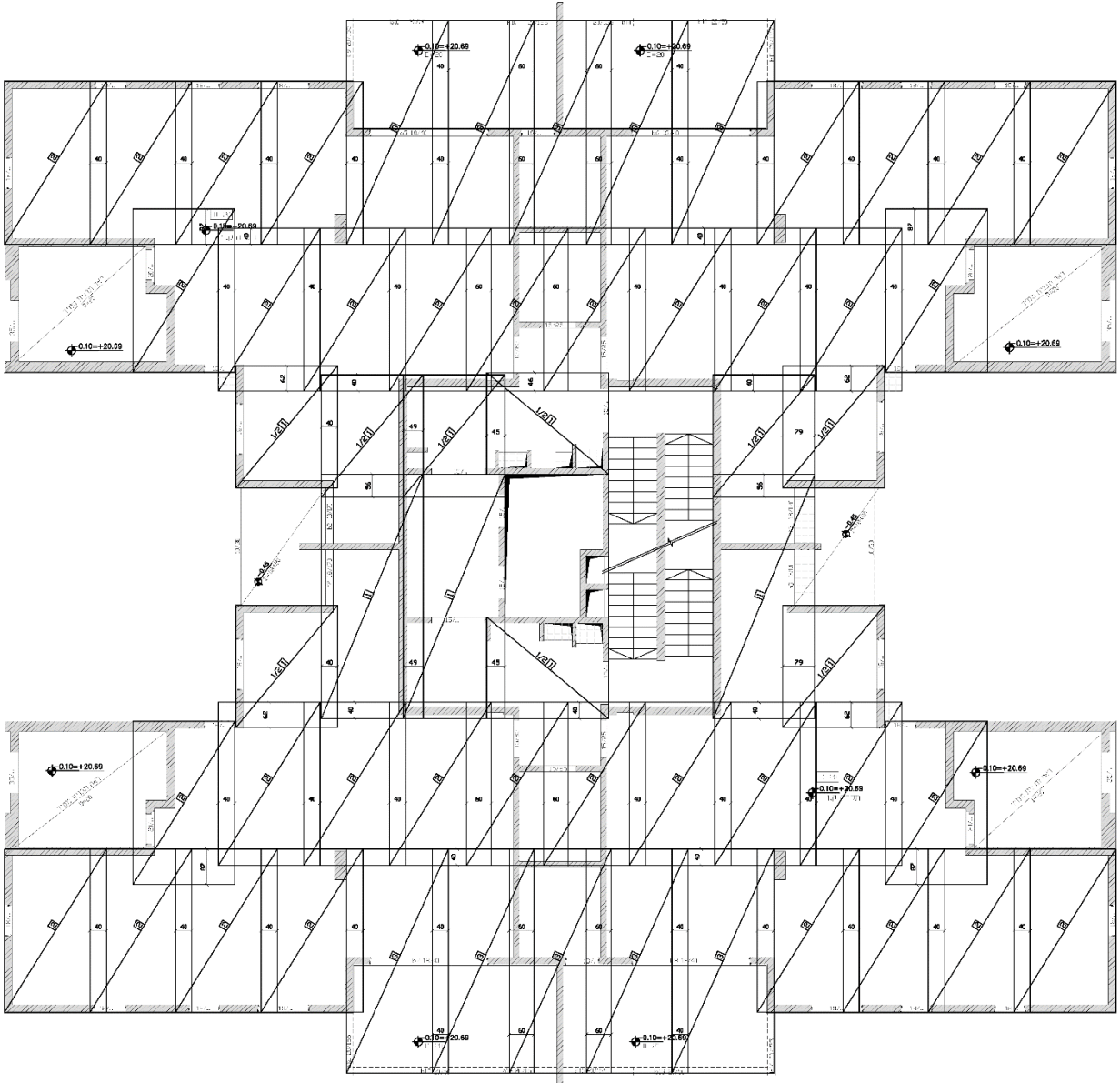
$$V_{Rd,max} = 548.4 \text{ kN}$$

$$V_{d,eq} < V_{Rd,c} < V_{Rd,max}$$

מסקנה: הבטון מתמודד עם כוחות הגזירה ולא קיימת בעיית חדירה בתקרה (זיון מינימלי לא נדרש)

זיון תחתון רשתות:

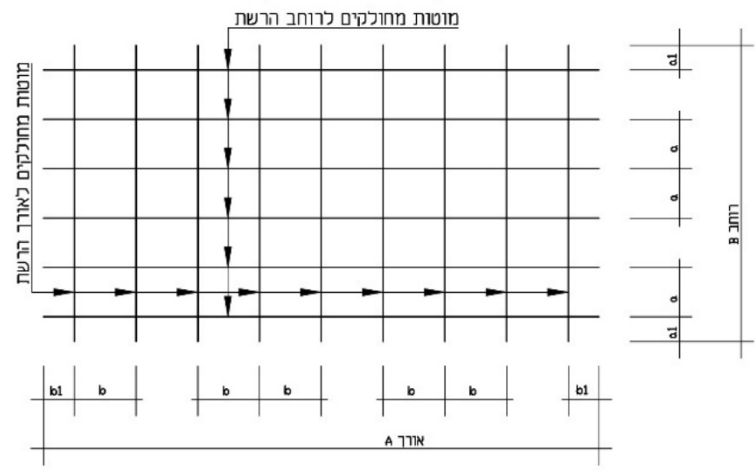
תוכנית תקרת קומה שיפוסית
קני 1:60



טבלת רשתות

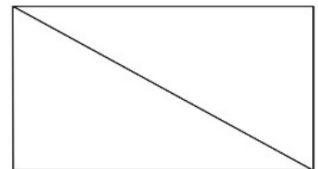
רשת מס'	מידות	כמות	מוטות לאורך					מוטות לרוחב				
			פ'	A _{cm}	a _{cm}	a _{1cm}	'יח'	פ'	B _{cm}	b _{cm}	b _{1cm}	'יח'
1	250/600	7.5	8	600	20	5	13	8	250	20	20	29
2	250/400	36	8	400	20	5	13	8	250	20	20	19
3	250/550	10	8	550	20	5	13	8	250	20	5	28

פרט רשת טיפוסית

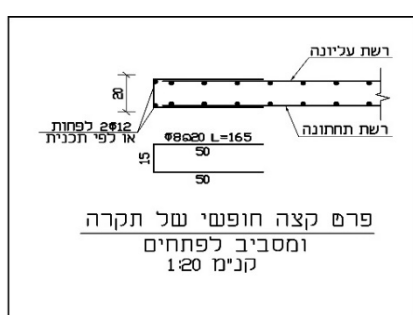
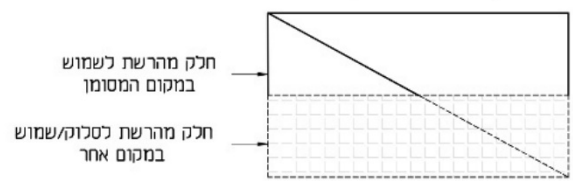


סימון רשתות

רשת מלאה

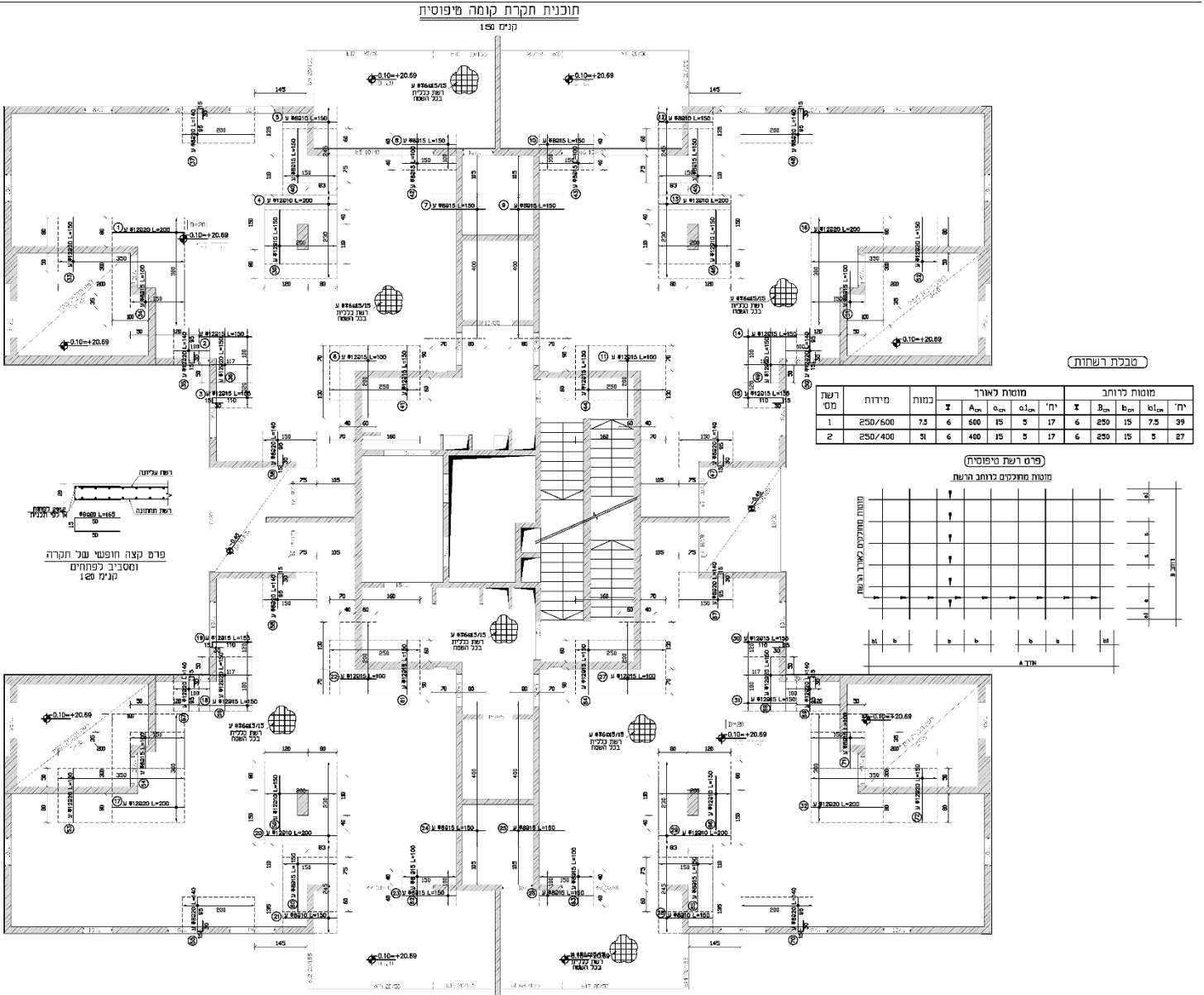


רשת לחתוך באתר



זיון עליון רשתות ומוטות בודדים :

ברוב התקרה לא נדרש זיון עליון ולכן רשת זיון מרותכת מינימלית+ תוספת מוטות זיון בודדים במקומות שנדרש



הערכת עומסים על כלונסאות ובחירת מיקום:

עומסים של קומה טיפוסית במצב שירות:

קירות:

$(0.15 \cdot 3 \cdot 25) = 11.25 \text{ KN/m}$	קיר בטון פנימי 15 ס"מ
$(0.18 \cdot 3 \cdot 25) = 13.5 \text{ KN/m}$	קיר בטון פנימי 18 ס"מ
$(0.20 \cdot 3 \cdot 25) = 15 \text{ KN/m}$	קיר בטון פנימי 20 ס"מ
$(0.18 \cdot 3 \cdot 25) + 1.5 = 15 \text{ KN/m}$	קיר חוץ רגיל 18 ס"מ (כולל חיפוי)
$(0.25 \cdot 3 \cdot 25) + 1.5 = 20.25 \text{ KN/m}$	קיר חוץ ממ"ד 25 ס"מ (כולל חיפוי)
$(0.35 \cdot 3 \cdot 25) + 1.5 = 27.75 \text{ KN/m}$	קיר חוץ ממ"ד 35 ס"מ (כולל חיפוי)

תקרה: (משקל עצמי, מחיצות, ריצוף ושימושי)

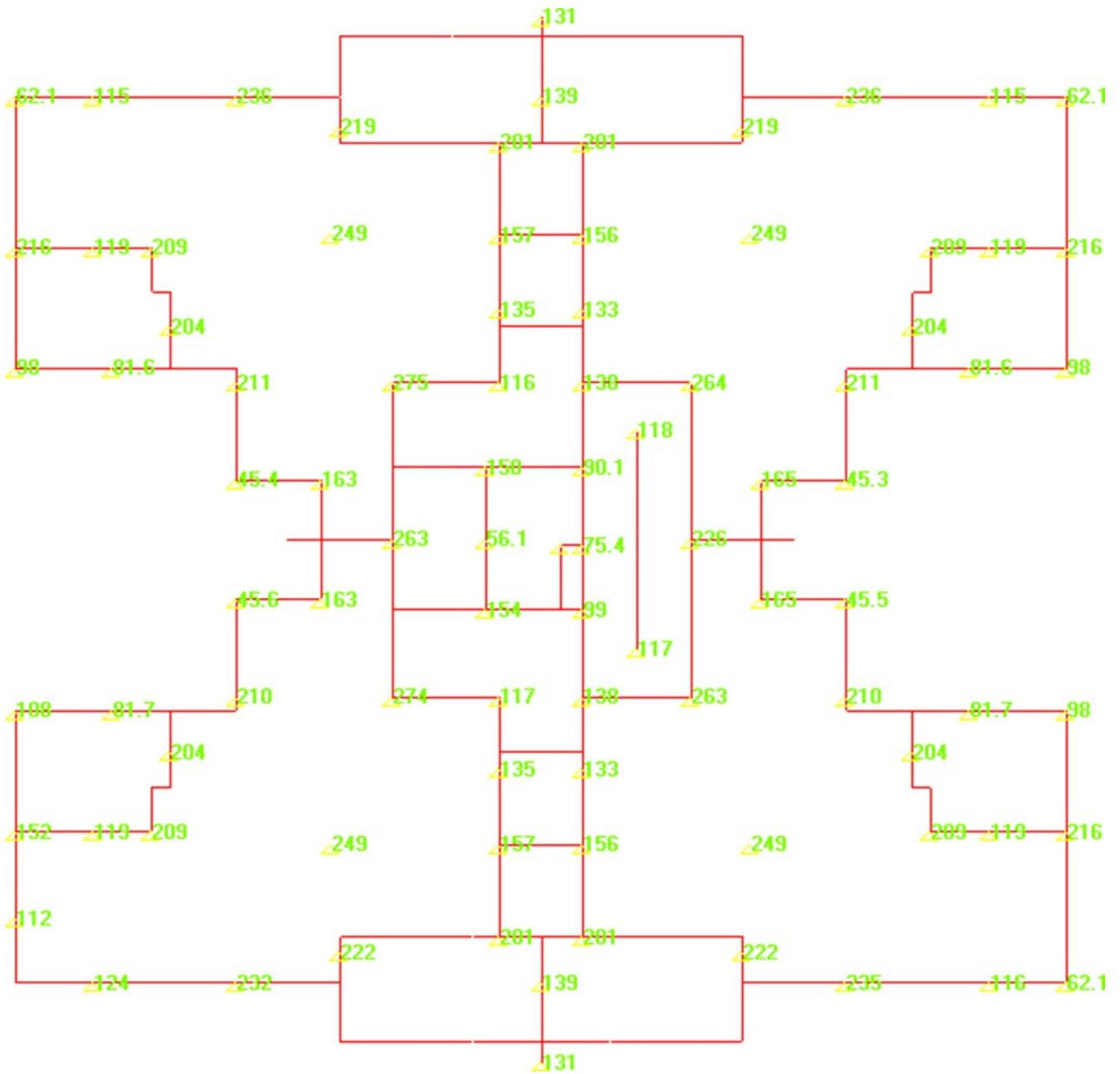
$F_s = 10 \text{ KN/m}$	אזור חדרי מגורים עובי 20 ס"מ -
$F_s = 10.5 \text{ KN/m}^2$	אזור חדרי מדרגות עובי 20 ס"מ -
$F_s = 10.5 \text{ KN/m}^2$	אזור מרפסות עובי 20 ס"מ -
$F_s = 6 \text{ KN/m}^2$	אזור מרפסות שרות עובי 18 ס"מ -

עמוד:

$F_s = 0.3 \cdot 0.7 \cdot 3 \cdot 25 = 15.75 \text{ KN/m}^2$	עמוד 30X70
---	------------

את הערכת העומסים על הכלונסאות ביצעתי בעזרת תוכנת STRAP כאשר בניתי מודל של תקרה טיפוסית והעמסתי אותה בעומסים הנ"ל ואת הכוחות שקיבלתי הכפלתי ל-15 קומות + רצפת קומת קרקע, במצב שירות. את מיקום הכלונסאות מיקמתי בהתאם למגבלת העומס שנתונה בדו"ח קרקע תוך התחשבות במרחק בניהם.

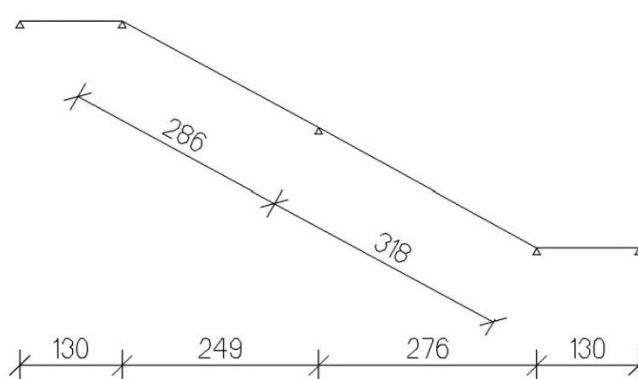
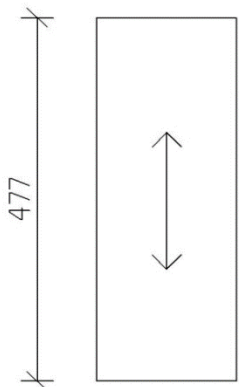
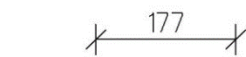
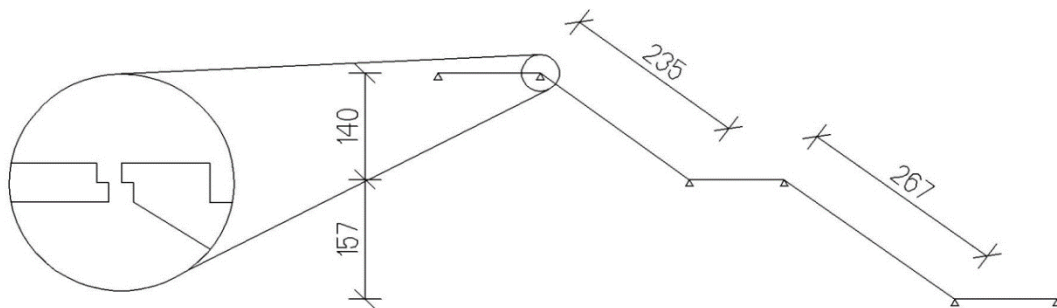
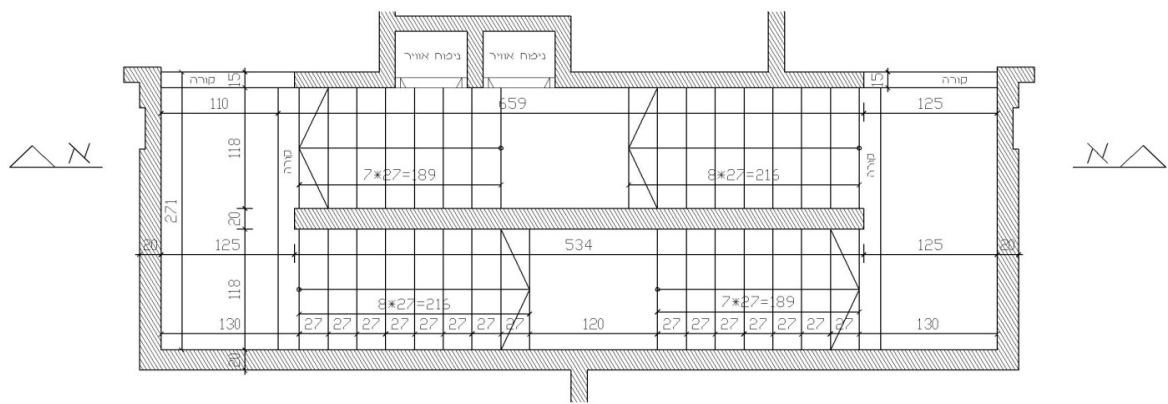
הערכת עומסים על בלונסאות (t):



בחירת סכמה סטטית למדרגות:

בחירת הסכמה הסטטית נבעה משיקולי ביצוע בעיקר מפני שמבחינה סטטית יש גמישות כי המפתחים קטנים.

למדרגות קיימים 3 סמכים עיקריים: רצפה, תקרה ופודסט אמצע. תקרה/רצפה הם המשך של תקרה/רצפה של אותה קומה ובנוסף נשענות המדרגות על קירות ההיקף של חדר המדרגות והפודסט האמצעי נשען על הקיר המרכזי ועל הקיר ההיקפי באופן הבא: מבצעים סיתות של 5 ס"מ בקירות הנ"ל ומעגנים אותו עם זיון לקירות. המדרגות עצמן יבוצעו אחרי יציקת תקרה/רצפה וחיבורם יהיה בעזרת זיון קוצים שיצאו מתקרה/רצפה שיעבירו את הכוחות הציריים והמומנטים, ושן מבטון שתהיה בקצה תקרה/רצפה שתקבל את כוח הגזירה מהמדרגות.



הערכת עובי תקרה של מדרגות- תקרה מקשית חד כיוונית:

להערכת עובי התקרה נמצא מפתח מקסימלי בסכמה הסטטית:

$$L_{max} = 1 \cdot 3.18 = 3.18 \text{ m}$$

$$H = \frac{L_{max}}{24} = \frac{3.18}{24} \cong 0.1325 \text{ m} \quad \text{חישוב גובה משוער:}$$

יצא גובה נמוך מהאדריכלי ולכן אקח עובי 17 ס"מ כמו בתכנית האדריכלית

משקל עצמי:

$$s.w = 17 \cdot 0.25 = 4.25 \frac{kN}{m^2}$$

חישוב עומס על התקרה במצב שרות:

עומסים קבועים-

$$g_{(משולש)} = \frac{A \cdot n \cdot \gamma}{l} = \frac{0.23 \cdot 8 \cdot 2.5}{3.18} = 1.45 \frac{kN}{m^2} \quad \text{עומס משולשי בטון}$$

$$g_{(אבן)} = 2 \frac{kN}{m^2} \quad \text{עומס אבן בעובי 4 ס"מ כולל טיט (טבלה 8)}$$

$$g_{(אבן)} = 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad \text{עומס טיח 2 ס"מ (טבלה 15)}$$

$$F_{ser,(תקרה)} = s.w + \Sigma g + q = 4.25 + 3.85 + 3.5 \approx 11.6 \frac{kN}{m^2}$$

H מחושב:

- מקדם תמירות החתך k_{11} לפי טבלה 6.11

$$k_{11} = 1$$

- מקדם עומס התקרה k_{12} לפי טבלה 6.12 או לפי נוסחא

$$k_{12} = 24.4 \cdot \sqrt[3]{\frac{10}{F_{ser,max}}} = 24.4 \cdot \sqrt[3]{\frac{10}{11.6}} = 23.3$$

- מקדם סוג הבטון k_{13} לפי טבלה 6.13

$$k_{13} = 1$$

נציב את הערכים:

$$H \geq \frac{l_0}{k_{11} \cdot k_{12} \cdot k_{13}} = \frac{318}{1 \cdot 23.3 \cdot 1} \cong 13.6 \text{ cm} < 17 \text{ cm } O.K$$

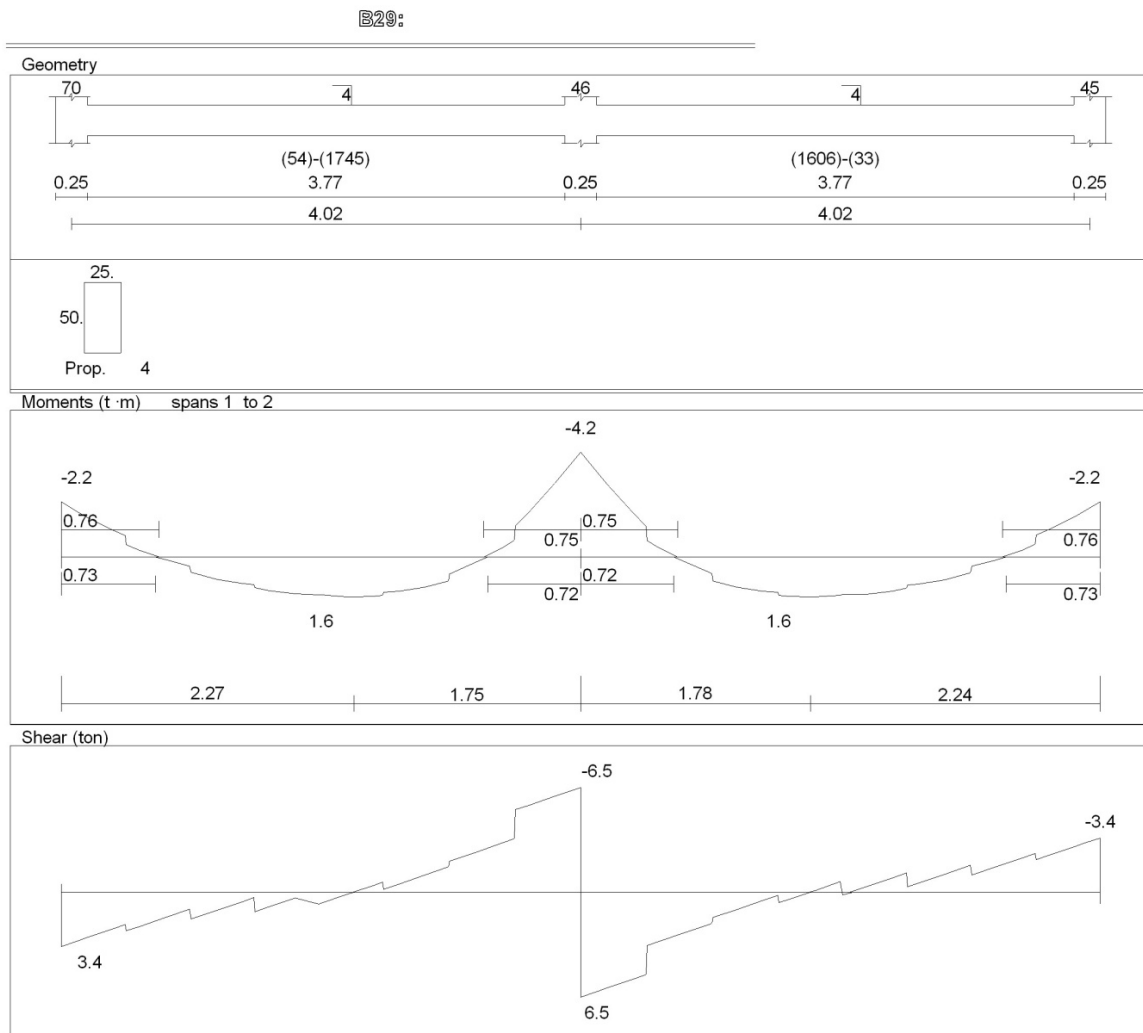
הגובה שהערכתי עומד בכפף ולכן אקח H=17 cm לפי התכנון האדריכלי תקרה מקשית חד כיוונית.

תכנן קורות:

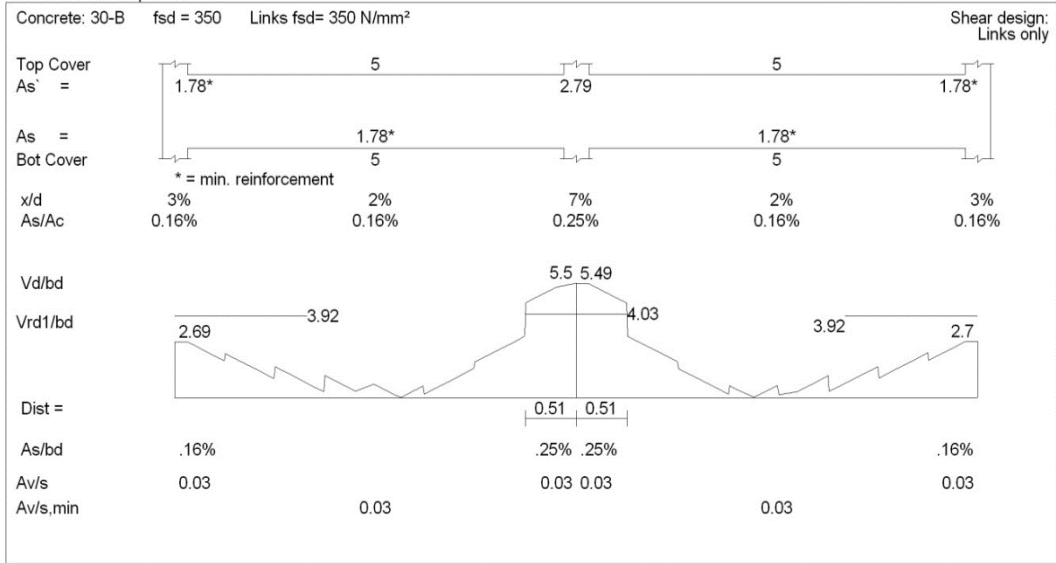
קורת קשר:

לצורך הדוגמא אבחר קורת קשר מתחת לקיר של חדר מדרגות B29 הקורה נלקחה בעובי של 5 ס"מ יותר מעובי הקיר שצומח מעליה (25 ס"מ) והגובה שלה נלקח באופן אחיד כמו כל הקורות (50 ס"מ) את הקורה העמסתי במשקל הקיר שצומח מעליה בגובה קומה אחת, משקל עצמי, וכוחות מהרצפה שנשענת עליה.

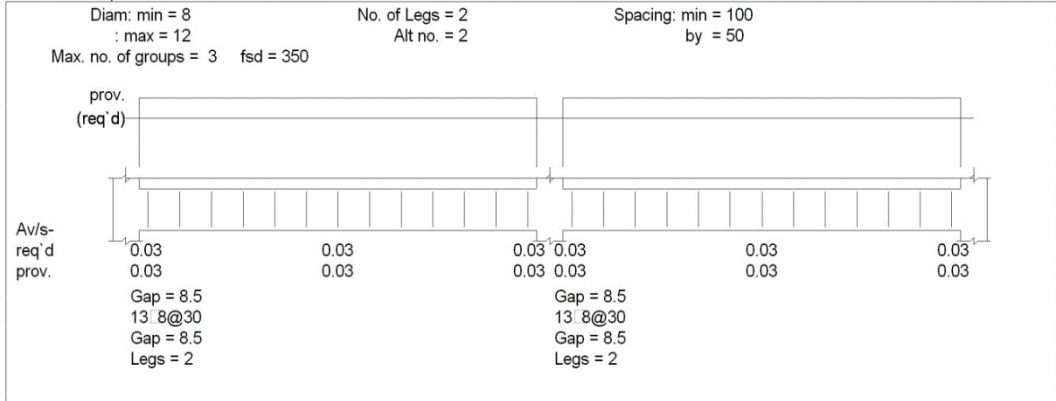
פלט מהלכים סטטיים וזיון מתכנת strap:



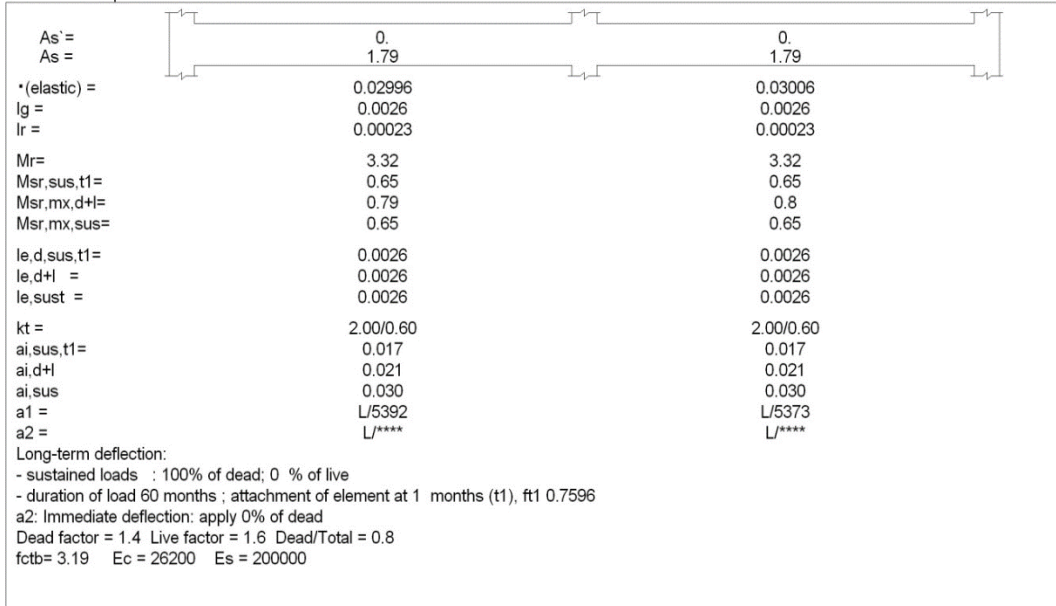
Reinforcement: spans 1 - 2



Links for spans: 1 to 2



Deflections: spans 1 to 2



סיכום לפי פלט התוכנה:

זיון אורכי:

ברזל עליון בסמכים קיצוניים: $A_s = 1.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12$
 ברזל עליון בסמך אמצעי: $A_s = 2.79 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 14$
 ברזל תחתון בשדות: $A_s = 1.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12$

לכן אתן זיון של $2\phi 14$ בכל הקורה גם בזיון עליון וגם בתחתון.

שטח זיון סופי $A_s = 4\phi 14 + 2\phi 8 = 7.17 \text{ cm}^2$

זיון לגזירה:

לפי פלט התוכנה יש צורך לתת זיון לגזירה (חישוקים) לכל אורך הקורה $A_{sv} = \phi 8@30$

לפי תקן לר"א חישוב אזור רגיש (ת"י 413 סעיף 1.6.3.403) -

$l_c = 1.5 \cdot h_b = 1.5 \cdot 50 = 75 \text{ cm}$

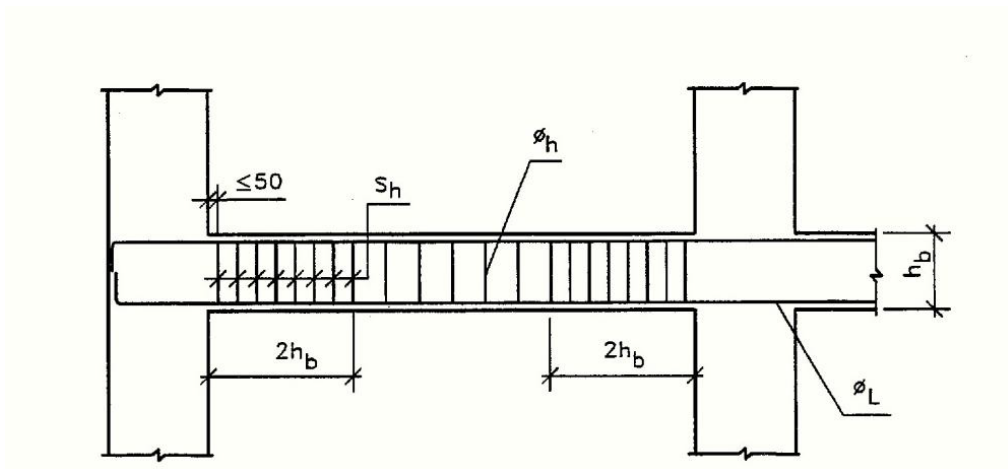
דרישות לחישוקים (ת"י 413 טבלה 14) -

קוטר מינימלי לחישוק $\phi_h = 8 \text{ mm}$ לכן נשאיר את קוטר 8 מ"מ

חישוב מרחק בין חישוקים באזור רגיש (ת"י 413 טבלה 14) -

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 7 \cdot \phi_l = 7 \cdot 14 = 98 \text{ mm} \\ \frac{h_b}{4} = \frac{50}{4} = 125 \text{ mm} \\ 24 \cdot \phi_h = 24 \cdot 8 = 192 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_h = 98 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

לכן אתן חישוקים בקוטר 8 מ"מ בפסיעות של 10 ס"מ באזור הרגיש ופסיעות של 30 ס"מ בין האזורים הרגישים



שטח זיון מינימלי במוטות מצולעים:

$$\rho_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.28 \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} = 0.28 \frac{2.3}{400} = 0.0016 \\ 0.0015 \end{array} \right\}$$

$$A_{s, min} = \rho_{min} * b * d = 0.0016 * 25 * 47 = 1.88 \text{ cm}^2$$

עיגון מוטות מצולעים:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{14 \cdot 350}{4 \cdot 2.45} = 500 \text{ mm}$$

$f_{bd} = 2.45 \text{ MPa}$ תנאי הדבקות טובים, פלדה מצולעת,

$$l_{a0} = l_b \cdot \frac{A_{s, calc}}{A_{s, act}} = 500 \cdot \frac{1.78}{3.08} \cong 300 \text{ mm}$$

$$l_{a, min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1.4 = 140 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \\ 0.3 \cdot l_b = 0.3 \cdot 500 = 150 \text{ mm} \end{array} \right\} = 150 \text{ mm} \quad \text{במתיחה}$$

$$l_{a, min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \cdot \phi = 10 \cdot 1.4 = 140 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ 0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 500 = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = 300 \text{ mm} \quad \text{בלחיצה}$$

$$l_{a, min} \leq l_{a0} \leq l_b$$

$$l_a = \alpha_1 \cdot l_{a0} = 1.0 \cdot 300 = 300 \text{ mm}$$

$$l_a \geq l_{a, min}$$

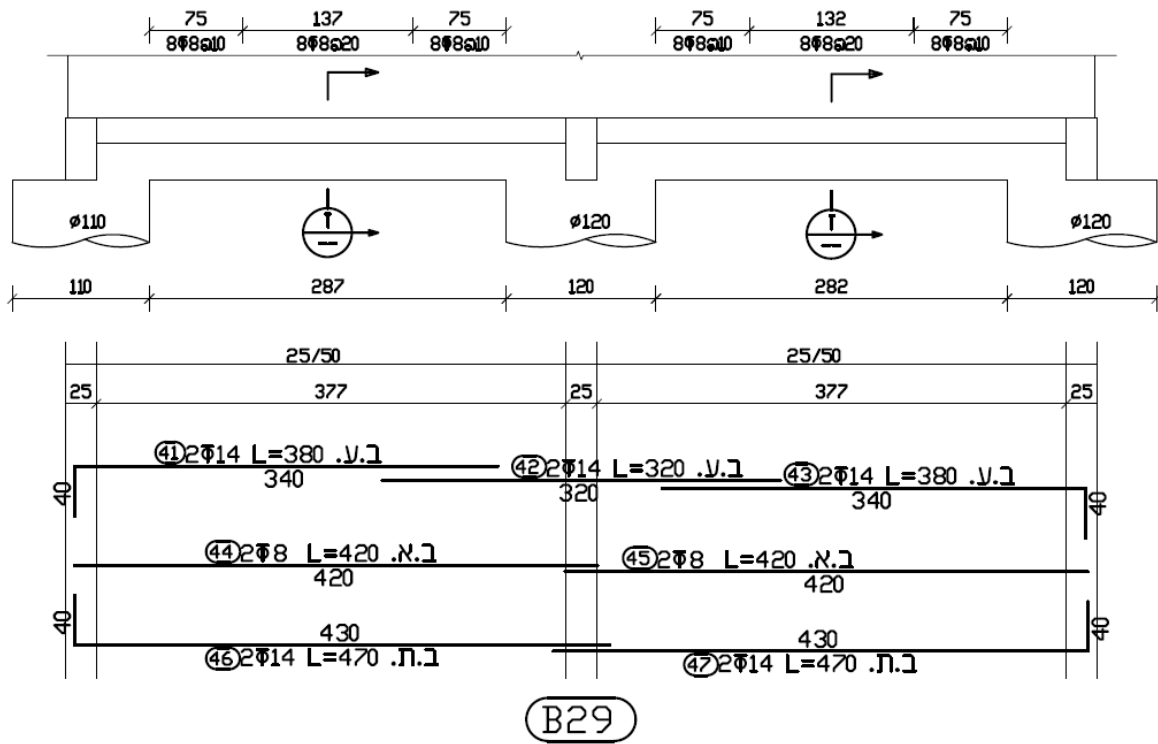
$\alpha_1 = 1$ – במוטות זיון עליונים בדרך כלל קצה המוט יהיה ישר ללא כיפוף, לכן $\alpha_1 = 1$

חפייה מוטות מצולעים:

$$l_v = \alpha_2 \cdot l_{a0} = 1.4 \cdot 300 = 420 \text{ mm} > l_{v, min} \quad \text{במתיחה - } \alpha_2 \text{ מטבלה 7.4}$$

$$l_v = l_b = 500 \text{ mm} \quad \text{בלחיצה -}$$

$$l_{v, min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ mm} \\ 15 \cdot \phi = 15 \cdot 1.4 = 210 \text{ mm} \\ 0.3 \cdot l_b \cdot \alpha_2 = 0.3 \cdot 500 \cdot 1.4 = 210 \text{ mm} \end{array} \right\} = 210 \text{ mm}$$

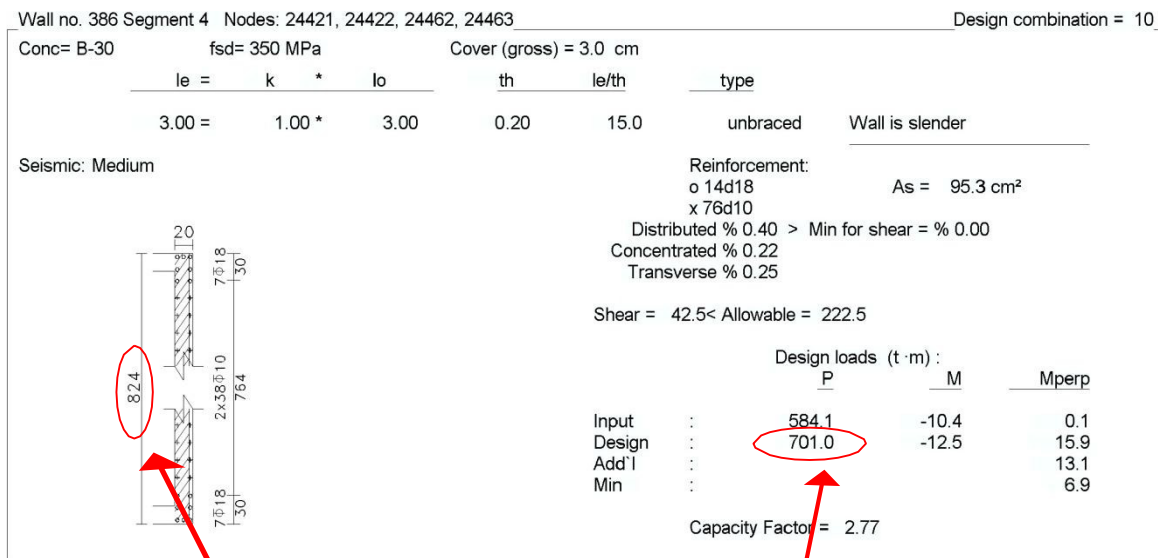


קורה גבוהה:

קורה גבוהה מתקבלת במצב שיש לנו במבנה קירות הקשחה לכל אורכו, דבר זה יוצר כוחות לחיצה על הקיר התחתון וגורם לו לפזר את כל העומס על הכלונסאות. ע"מ שהפיזור יבוצע בצורה טובה ונכונה אבצע חישוב של קורה גבוהה לקיר התחתון ביותר במבנה ואתן לו זיון נספ על הזיון הדרוש לפי התכן עקב הכוחות שמתרכזים ומתפזרים באזור הנ"ל. לצורך הדוגמא אבצע תכן לקורה גבוהה לקיר חדר המדרגות שצומח מעל קורת הקשר שחישבתי בחלק העליון.

בשלב הראשון אוציא מהמודל תלת מימד שבניתי ב STRAP את העומס הפועל על הקיר התחתון:

פלט זיון של קורה/קיר הצומחת מעל קורה B29:



הכוח המרוכז הפועל על הקיר הוא 701 טון, אחלק אותו על הקיר שבאורך 8.24 מטר ואקבל את הכוח המפורס-

$$F_d = \frac{p}{l} = \frac{701}{8.24} = 85 \frac{t}{m}$$

$$l = 4.02 \text{ m}$$

מפתח בין סמכים של שדה אחד -

$$h = 3 \text{ m}$$

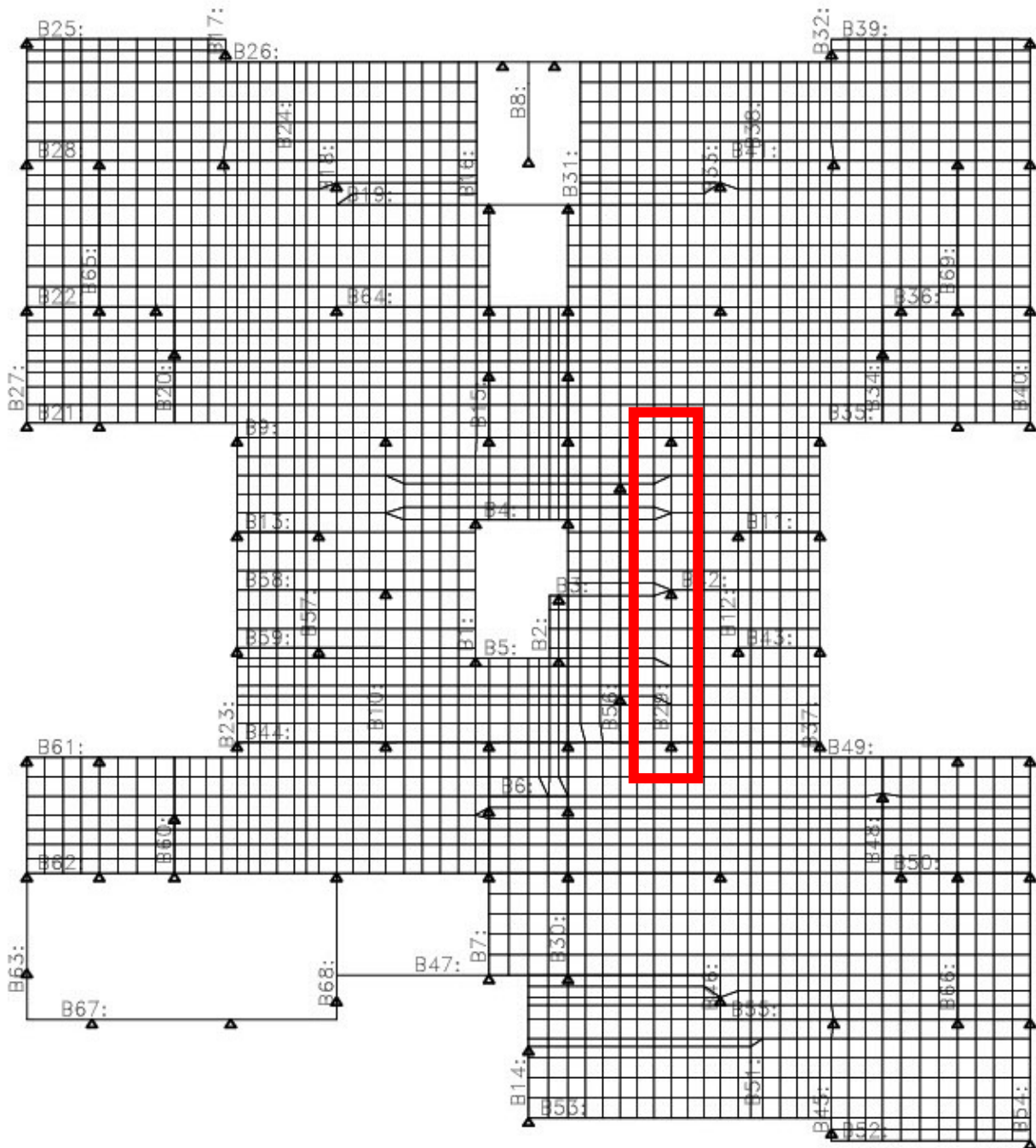
גובה קורה-

$$h_e = h = 3 \text{ m} \leftarrow h < l$$

תנאי-

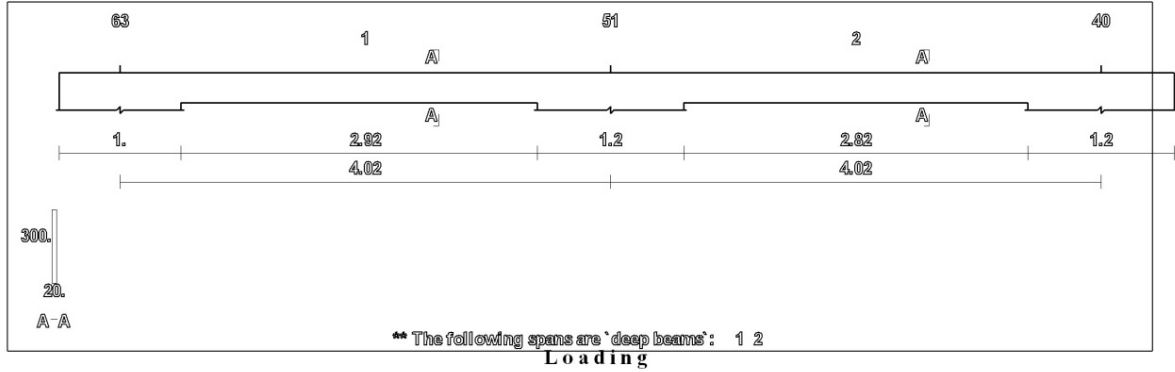
בשלב השני אבנה בתוכנת BEAMD את הקורה בחתך של 20/300 ס"מ ואעמיס אותה בכוח המפורס שקיבלתי ע"מ לקבל את כוחות הגזירה והמומנטים.

פלט רצפת קומת קרקע עם קורות וסימון קורה B29 מעליה צומח הקיר:



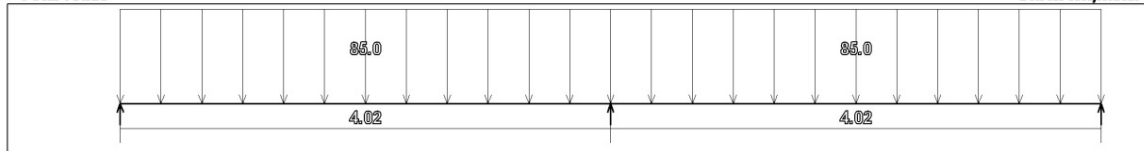
פלט מהלכי גזירה ומומנטים של קורה גבוהה מתוך BEAMD

Geometry Units: meter, cm



load group no. 1
Total loads

Units: ton, meter

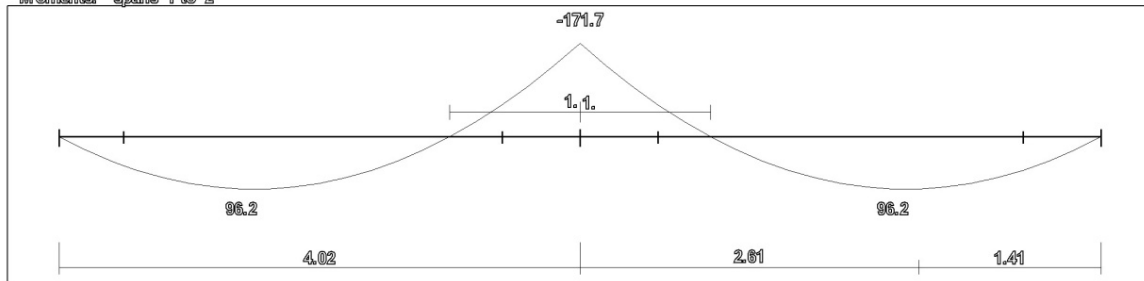


Loads (ton, meter)

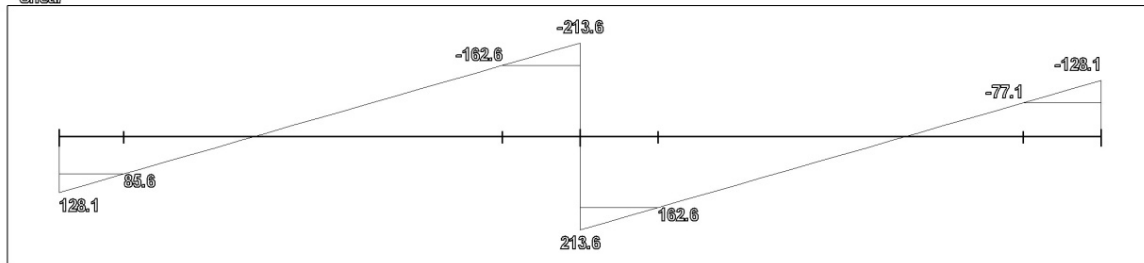
	1	2
Uni	85.00	Uni 85.00

Moment/Shear Envelope (Factored) Units: ton, meter

Moments: spans 1 to 2



Shear



Reactions

Factored			
MaxR	128.14	427.12	128.14
MinR	128.14	427.12	128.14

חישוב זיון לקורה:

(פרטי הזיון לקורות גבוהות לפי ת"י 466 חלק 2 משנת 1979-מצגת יבגניה)

$$b \geq \frac{4 \cdot V_{d,max}}{h_e \cdot f_{cd}} = \frac{4 \cdot 213}{3 \cdot 13 \cdot 10^2} = 0.2 \text{ m}$$

חישוב עובי מינימלי לפי תנאים:

$$b \geq \frac{1.25 \cdot R_d}{(l' + s) \cdot f_{cd}} = \frac{1.25 \cdot 128}{\left(\frac{4}{5} + 0.2\right) \cdot 13 \cdot 10^2} = 0.2 \text{ m}$$

(מערכת הבטון עקב מאמצי לחיצה, סמך קיצוני וסמך פנימי)

$$b \geq \frac{0.8 \cdot R_d}{(l' + 2 \cdot s) \cdot f_{cd}} = \frac{0.8 \cdot 427}{\left(\frac{4}{5} + 0.2\right) \cdot 13 \cdot 10^2} = 0.2 \text{ m}$$

חישוב שטחי זיון:

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{sd}}$$

$$z = 0.2 \cdot (l + 1.5 \cdot h) = 0.2 \cdot (4 + 1.5 \cdot 3) = 1.7 \text{ m} \quad (\text{מצגת}) \quad \text{רצוע כוחות קורה נמשכת}$$

$$A_s^{(-)} = \frac{M_d}{z f_{sd}} = \frac{171}{1.7 \cdot 350 \cdot 10^2} \cdot 10^4 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{(+)} = \frac{M_d}{z f_{sd}} = \frac{96}{1.7 \cdot 350 \cdot 10^2} \cdot 10^4 = 16.1 \text{ cm}^2$$

חלוקת זיון לרצועות (מצגת):

$$A_{st} = 0.5 \cdot A_s^{(-)} \cdot \left(\frac{l}{h_e} - 1\right) = 0.5 \cdot 28.8 \cdot \left(\frac{4}{3} - 1\right) = 4.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\emptyset 10 \quad \text{זיון רצועה עליונה-}$$

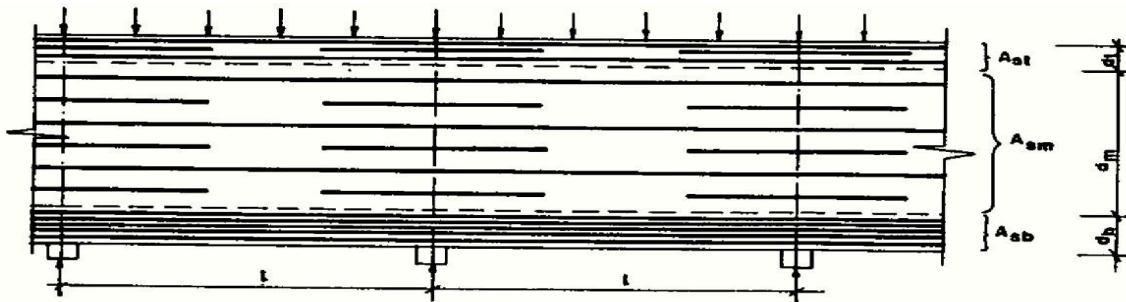
$$d_t = 0.15 \cdot h_e + 0.05 \cdot l = 0.15 \cdot 3 + 0.05 \cdot 4 = 0.65 \text{ m} \quad \text{גובה רצועה עליונה-}$$

$$A_{sm} = A_s^{(-)} - A_{st} = 28.8 - 4.8 = 24 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\#\emptyset 12@15 \quad \text{זיון רצועה תיכונה-}$$

$$d_m = 0.6 \cdot h_e = 0.6 \cdot 3 = 1.8 \text{ m} \quad \text{גובה רצועה תיכונה-}$$

$$A_{sb} = A_s^{(+)} = 16.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 12\emptyset 14 \quad \text{זיון רצועה תחתונה-}$$

$$d_b = 0.25 \cdot h_e - 0.05 \cdot l = 0.25 \cdot 3 - 0.05 \cdot 4 = 0.55 \text{ m} \quad \text{גובה רצועה תחתונה-}$$



ציור 57 - זיון אורכי של קורה גבוהה

תכנ עמודים:
טבלת סוגי עמודים במבנה

מספר העמודים בקומה	מיקום עמוד	חתך עמוד	מספר עמוד
3	קומת קרקע	30/85	1
2	קומת קרקע- קומה א'	45/45	2
1	קומת קרקע- קומה א'	50/70	3
3	קומת קרקע- קומה א'	50/50	4
1	קומת קרקע- קומה א'	50/167	5
4	קומת קרקע- קומה י"ב	30/70	6
2	קומה י"ג	20/60	7
2	קומה י"ג - קומה י"ד	20/60	8
2	קומה י"ד	20/70	9

לצורך הוצאת תכנ הזיון של העמודים השתמשתי במודל המרחבי שבניתי כך שאקבל את העומסים המצטברים על כל עמוד בהתאם למיקומו במבנה, לצורך הדוגמא אראה כאן חישוב ידני ומחושב על זיון לעמוד עם העומסים הכי גדולים, עמוד מס' 6 בחתך 30/70 שממוקם מקומת קרקע עד קומה י"ב.

חישוב זיון ידני לעמוד 30/70 :

בדיקת תסבולת הבטון ללחיצה :

$$N_d = 2050 \text{ KN}$$

עומס המתקבל על העמוד בתכנ (STRAP)

$$\sigma = \frac{N}{A} \rightarrow N_{\text{מתר}} = A \cdot \sigma = (0.3 \cdot 0.7) \cdot 130 \cdot 10^2 = 2730 \text{ KN} > 2050 \text{ KN} \rightarrow \text{O.K}$$

$$A_g = 300 \times 700 = 210000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

העמוד הינו עמוד מוחזק כיוון שכל הכוחות האופקיים מתקבלים באמצעות רכיבי ההקשחה במבנה שהם הממ"דים, מדרגות ופיר מעלית.

גובה הקומה הינו: $2.8[m]$

האורך הפעיל: $L_e = 0.85 * 2.8 = 2.38[m]$

תמירות לקריסה:

חישוב מומנט ורדיוס אינרציה+ תמירות :

ביון X (סביב ציר Y)

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.7 \times 0.3^3}{12} = 1.57 \times 10^{-3} [m^4]$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.7}} = 0.086 [m]$$

$$\lambda_{min} = 12.44 \leq \lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{2.38}{0.086} = 29.75$$

ביון Y (סביב ציר X)

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.7^3}{12} = 8.57 \times 10^{-3} [m^4]$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{8.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.7}} = 0.2 [m]$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{2.38}{0.2} = 11.9 \leq \lambda_{min} = 12.44$$

אין צורך להתחשב באקסצנטריות הנובעת מתמירות

כאשר $\lambda > \lambda_{max}$, נדרש חישוב לפי השיטה הכללית

ערך התמירות הגבולית λ_{max} הוא 100.

כאשר $\lambda \leq \lambda_{min}$, אפשר לא להתחשב באקסצנטריות הנובעת מתמירות

חישוב λ_{min} :

$$\lambda_{min} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_D}{A_g * f_{cd}}}}$$

$$A = 0.7 ; B = 1.1 ; C = 0.7$$

$$\frac{N_d}{A_g f_{cd}} = \frac{2050}{0.3 * 0.7 * 13 * 10^3} = 0.75$$

$$\lambda_{min} = \frac{20 * 0.7 * 1.1 * 0.7}{\sqrt{0.75}} = 12.44$$

אקסצנטריות תכנונית:

28.1.1.5 . אקסצנטריות תכנונית, e_d - אקסצנטריות הנובעת מפעולת הכוחות החיצוניים על הרכיב והמחושבת בחישוב הסטטי (מסדר ראשון) ביחס למרכזית של החתך הלא סדוק.

$$e_{od} = \max \left\{ 20 [mm], \frac{h}{30} \right\}$$

קריסה בכיוון X (סביב ציר Y)

$$e_{od} = \max \left\{ 20 [mm], \frac{300}{30} = 10 \right\} = 20 [mm]$$

קריסה בכיוון Y (סביב ציר X)

$$e_{od} = \max \left\{ 20 [mm], \frac{700}{30} = 23.33 \right\} = 23.33 [mm]$$

אקסצנטריות עקב אי דיוקים בביצוע:

$$e_i = 0.5\theta_i l_e$$

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$e_i = \alpha_h \times \frac{l_e}{400}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \leq 1$$

28.3 . אקסצנטריות עקב אי-דיוקים בביצוע, e_i

אי-דיוק בביצוע בנושא זה מתייחס לסטיית ציר הרכיב הלחוף המבוצע לעומת מצבו המתוכנן. הסטייה מבוטאת באמצעות אקסצנטריות נוספת, e_i , כמתואר בנוסחה:

$$e_i = 0.5 \theta_i l_e \quad (28.12)$$

שבה:

θ_i - השיפוע בפועל של הרכיב ביחס לצירו המתוכנן, הנתון על ידי הנוסחה:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \quad (28.13)$$

שבה:

θ_0 - ערך בסיסי שערכו 1/200

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \leq 1.0 \quad \alpha_h - \text{מקדם הפחתה עקב אורך הרכיב, שערכו}$$

l - אורך הרכיב (מידות ציריות), מבוטא במטרים

קריסה בכיוון X וכיוון Y:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{2.8}} = 1.19 \rightarrow \alpha_h = 1$$

$$e_i = 1 \times \frac{2380}{400} = 5.95 [mm]$$

אקסצנטריות עקב תמירות (סדר שני): **נצטרך לחשב רק בכיוון X**

במקרה של חתך סימטרי (בכיוון המחושב) ואחיד לגובה הרכיב, לרבות סימטריות ואחידות הזיון האורכי, ניתן לחשב באופן מקורב את האקסצנטריות הנובעת מתמירות כמפורט בנוסחה:

$$e_2 = K_r K_\phi \frac{1}{r_0} \frac{\ell_c^2}{c} \quad (28.15)$$

שבה:

K_r - מקדם הקטנה לעקמומיות, התלוי בכוח הצירי, כמפורט בנוסחה (28.16)

מותר גם להניח $K_r = 1$ (ערך שמרני)

$$K_r = \frac{N_0 - N_d}{N_0 - N_{bal}} \leq 1 \quad (28.16)$$

שבה:

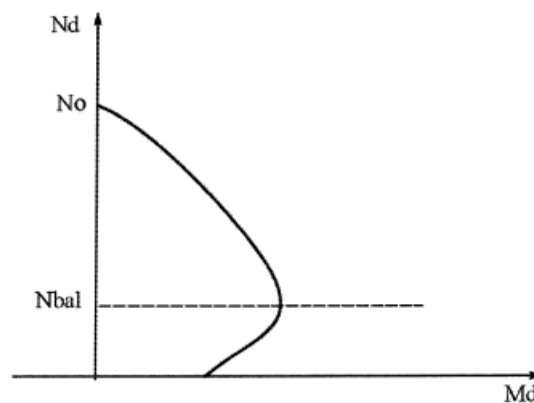
N_0 - כוח תכן תאורטי בלחיצה (ראו נוסחה 28.3)

N_d - כוח התכן בלחיצה הפועל על החתך

N_{bal} - כוח התכן שאפשר להפעיל על החתך בתסבולתו המקסימלית כמפורט בציור 28.5,

המתאר את תסבולת החתך הנובעת מהפעולה המשולבת של מומנט ושל כוח צירי;

בקירוב אפשר להשתמש בערך $0.4A_g f_{cd}$



ציור 28.5 – עקום אינטראקצייה מומנט-כוח צירי (תסבולת החתך הנובעת מהפעולה המשולבת של מומנט ושל כוח צירי)

c - מקדם אינטגרציה התלוי בפירוס העקמומיות לאורך הרכיב; במקרים של חתך קבוע ומומנט משתנה לאורך הרכיב, ניתן להשתמש בערך מקורב של c השווה ל-10. במקרים של חתך קבוע ומומנט קבוע לאורך הרכיב יהיה ערכו המקורב של c שווה ל-8.

$$e_2 = \frac{1}{r_0} \times k_r \times k_\phi \times \frac{l_c^2}{C}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{sd} / E_s}{0.45 \times d}$$

$$k_r = \frac{N_0 - N_d}{N_0 - N_{bal}}$$

קריסה בכיוון X (סביב ציר Y):

מותר להניח $K_\phi = 1$ כאשר מתקיימים כל שלושת התנאים האלה:

$$\varphi(t_\infty, t_0) \leq 2, \text{Mod}/N_d \geq h, \lambda \leq 75, \text{שבהם:}$$

h - גובה החתך בכיוון הנבדק

$\frac{1}{r_0}$ - העקמומיות בחתך ללא השפעות הזחילה והכוח הצירי. עבור נוסחה (28.15) ניתן להניח:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{sd}/E_s}{0.45d^*} \quad (28.20)$$

$$d_x = 300 - 30 = 270 [mm]$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\frac{350}{200} \times 10^{-3}}{0.45 * 270} = 1.44 \times 10^{-5}$$

נקבע ערכים מקורבים $K_r = 1$

$k_\phi = 1$ - אין נתונים על זחילת הבטון

$C = 10$ - מומנט משנה סימן לאורך הקורה

$$e_2 = 1.44 \times 10^{-5} * 1 * 1 * \frac{2380^2}{10} = 8.15 [mm]$$

לסיכום האקסצנטריות:

קריסה בכיוון X (סביב ציר Y):

$$e_d = e_{od} + e_i + e_2$$

$$e_d = 20 + 5.95 + 8.15 = 34 [mm]$$

$$\frac{h}{2} - ds = \frac{300}{2} - 30 = 120 \text{ mm}$$

$$e_d = 34 < \frac{h}{2} - ds = 120 \rightarrow \text{אקסצנטריות קטנה}$$

האקסצנטריות קטנה – הכוח אינו יוצא מגבולות הברזל בחתך.

קריסה בכיוון Y (סביב ציר X):

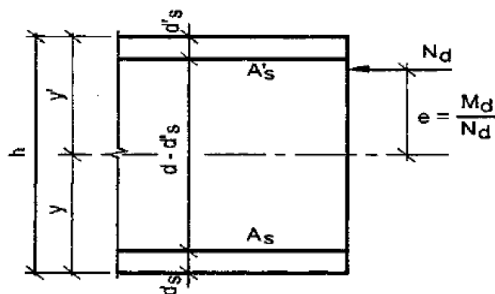
$$e_d = e_{od} + e_i + e_2$$

$$e_d = 23.33 + 5.95 = 29 [mm]$$

$$\frac{h}{2} - d_s = \frac{700}{2} - 30 = 320 \text{ mm}$$

$$e_d = 29 < \frac{h}{2} - d_s = 320 \rightarrow \text{אקסצנטריות קטנה}$$

האקסצנטריות קטנה – הכוח אינו יוצא מגבולות הברזל בחתך. (ת"י 466/1 סעיף 5.4).



ב. לחיצה באקסצנטריות קטנה

לחיצה באקסצנטריות קטנה - כאשר כוח התכן האורכי בלחיצה פועל במישור הסימטרייה של החתך וקו פעולתו נמצא בתוך המרווח שבין מרכזיות החתכים של הזיון A_s ושל הזיון הלחוף A'_s (ציור 5.9 ב). במקרה זה אפשר שחתך הזיון A_s , המרוחק יותר מקו פעולת הכוח, יימצא בעיבור מתיחה או בעיבור לחיצה במצב גבולי של הרס.

חישוב זיון בכיוון Y:

$$Msd = Nd \left(e_d + \frac{h}{2} - ds \right) = 2050 * (0.029 + 0.35 - 0.03) = 715.45 \text{ KN} * m$$

$$Msd' = Nd \left(\frac{h}{2} - ds - e_d \right) = 2050 * (0.35 - 0.03 - 0.029) = 596.55 \text{ KN} * m$$

$$Mcd_{max} = 0.32 * b * d^2 * f_{cd} = 0.32 * 0.3 * 0.670^2 * 13 * 10^3 = 560.22 \text{ KN} * m$$

$$Msd > Mcd_{max}$$

יש צורך בזיון לחוץ

$$A'_s = \frac{(Msd - Mcd_{max})}{(d - d_s') * f_{sd}'} = \frac{(715.45 - 560.22) * 10^6}{(670 - 30) * 350} = 693 \text{ mm}^2$$

$$A'_{smin} = 0.004 * b * h = 0.004 * 300 * 700 = 840 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = A_{s,min} = 840 \text{ [mm}^2] \rightarrow 3\emptyset 20 = 942 \text{ [mm}^2]$$

חישוב שטח הפלדה בהנחה שהיא מתוחה ע"י משוואת הכוחות:

$$A_s * f_{sd} = A'_s * f'_{sd} + 0.4 * b * d * f_{cd} - N_d$$

$$A_s * 350 = 840 * 350 + 0.4 * 300 * (700 - 30) * 13 - 2050 * 10^3$$

$$A_s = -2030 \text{ [mm}^2]$$

הפלדה אינה הגיעה למאמץ נדילה.

חישוב זיון בכיוון X:

$$Msd = Nd \left(e_d + \frac{h}{2} - ds \right) = 2050 * (0.034 + 0.15 - 0.03) = 315.7 \text{ KN} * m$$

$$Msd' = Nd \left(\frac{h}{2} - ds - e_d \right) = 2050 * (0.15 - 0.03 - 0.034) = 176.3 \text{ KN} * m$$

$$Mcd_{max} = 0.32 * b * d^2 * f_{cd} = 0.32 * 0.7 * 0.270^2 * 13 * 10^3 = 212.28 \text{ KN} * m$$

$$Msd > Mcd_{max}$$

יש צורך בזיון לחוץ

$$A'_s = \frac{(Msd - Mcd_{max})}{(d - d_s') * f_{sd}'} = \frac{(315.7 - 212.28) * 10^6}{(270 - 30) * 350} = 1231.2 \text{ mm}^2$$

$$A'_{smin} = 0.004 * b * h = 0.004 * 300 * 700 = 840 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 1231 \text{ [mm}^2] \rightarrow 8\emptyset 14 = 1232 \text{ [mm}^2]$$

חישוב שטח הפלדה בהנחה שהיא מתוחה ע"י משוואת הכוחות:

$$A_s * f_{sd} = A'_s * f'_{sd} + 0.4 * b * d * f_{cd} - N_d$$

$$A_s * 350 = 1231 * 350 + 0.4 * 700 * (300 - 30) * 13 - 2050 * 10^3$$

$$A_s = -1818 [mm^2]$$

הפלדה אינה הגיעה למאמץ נזילה.

שטח פלדה כולל בעמוד צריך להיות סימטרי ולכן נקח את הגבוה מבין 2 הכיוונים:

$$A_{s,min,tot} = 0.008 * b * h = 0.008 * 300 * 700 = 1680 mm^2$$

$$A_{s,tot,max} = 0.04 * b * h = 0.04 * 300 * 700 = 8400 mm^2$$

$$A_{s,min,tot} < A_{s,tot,act} = 2 * A'_s = 2 * 1232 = 2464 mm^2 < A_{s,max,tot}$$

דרישות התקן לזיון ע"פ ת"י 466 חלק

קוטר מוטות ברזל אורכי:

$$\Phi \geq 12mm$$

מרחק בין שני מוטות:

$$L \leq \begin{cases} 300 mm \\ 150 mm \end{cases} \rightarrow \begin{array}{l} \text{מוחזק} \\ \text{לא מוחזק} \end{array}$$

חישוב זיון לגזירה:

דרישות התקן לחישוקים:

קוטר:

$$\Phi = \max \begin{cases} 0.25\Phi_{max} = 0.25 * 20 = 5 mm \\ 8 mm \end{cases}$$

נבחר $\Phi 8$.

פסיעות:

$$S_v = \min \begin{cases} 16\Phi_{\text{אורכי}} \\ 250mm \\ b_c \end{cases}$$

כאשר $\Phi_{\text{אורכי}}$ הוא הקטן מבין כולם.

b_c המידה הקטנה של העמוד.

בנוסף, באזור חפייה של מוטות זיון אורכי $S_v \leq 100mm$

חישוב פסיעות מקסימליות לעמוד:

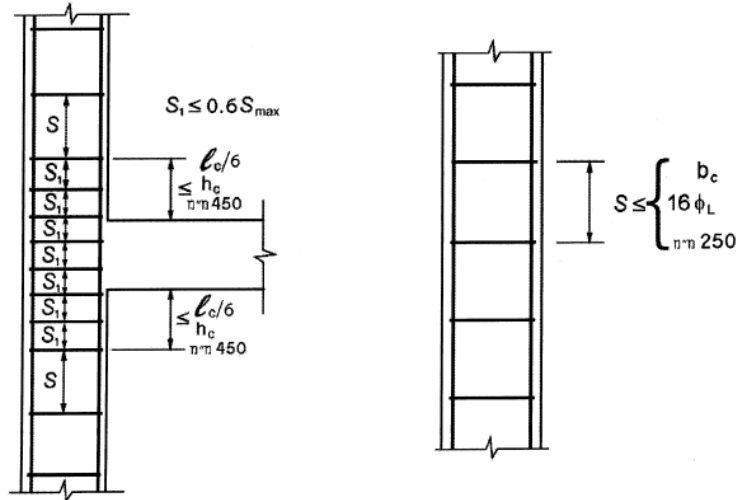
$$S_{max} = \min \begin{cases} 16 * 20 = 320 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

באזור מפגש העמוד עם קורה/תקרה מעל ומתחת הצומת, המרחק לפריסת S_1 יהיה:

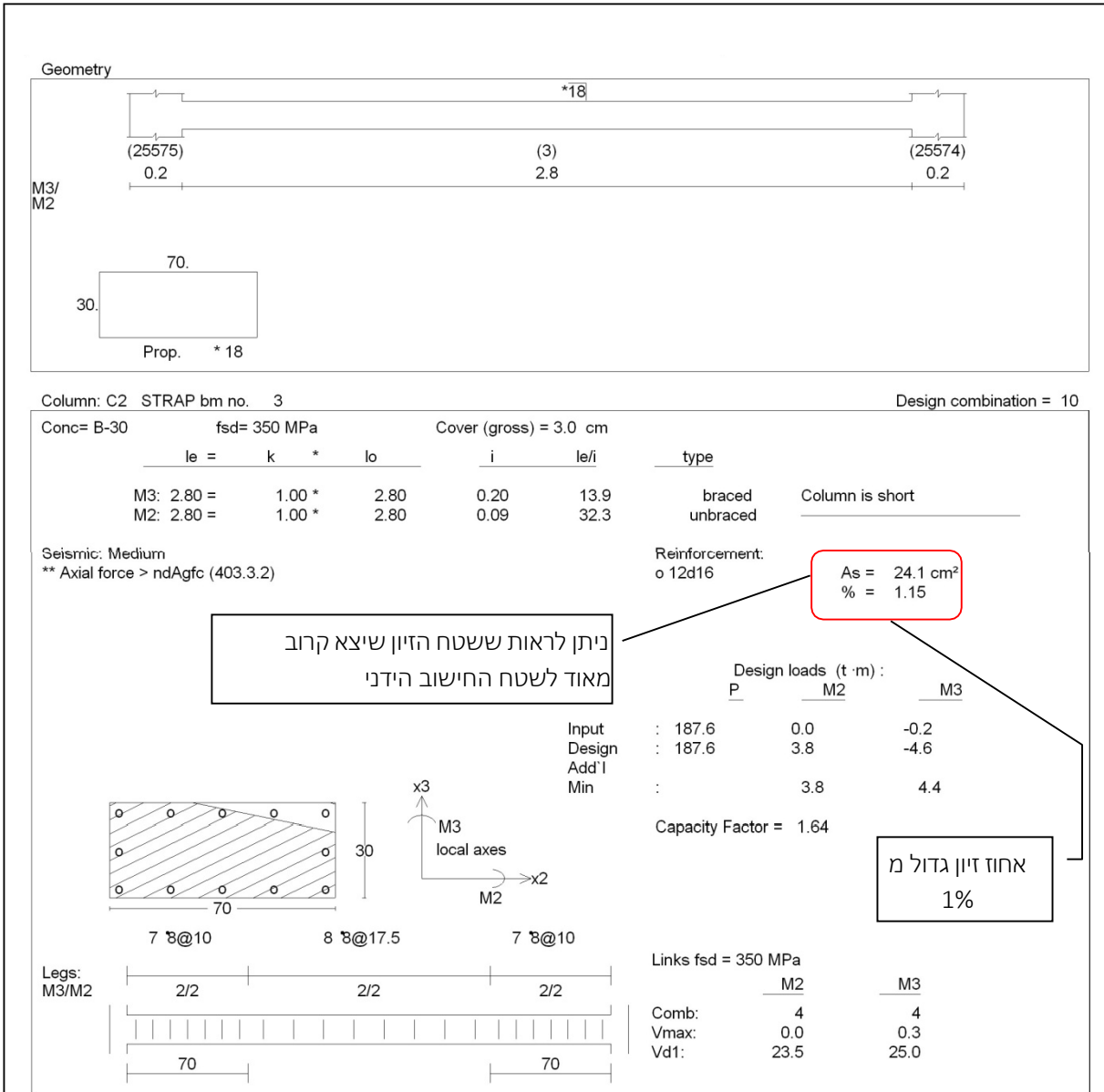
$$L_{S_1} = \max \begin{cases} h_c = 700 \text{ mm} \\ \frac{L}{6} = \frac{2800}{6} = 466.6 \text{ mm} \rightarrow 700 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_1 \leq 0.6S_{max} = 0.6 * 250 = 150 \text{ mm} \rightarrow S_1 = 150 \text{ mm}$$

לסיכום: נשתמש בחישוקים בקוטר 8 מ"מ בפסיעה של 10 ס"מ באזור רגיש ובמרחק 15 ס"מ באזור לא רגיש כאשר אורך אזור הציפוף הוא 70 ס"מ



פלט זיון העמוד ע"י תוכנת STRAP:



ניתן לראות שיצאו תוצאות קרובות מאוד לחישוב הידני גם בזיון האורכי, גם בחישובים וגם בפסיעות.

חישוב המבנה לרעידות אדמה:

עד לפרק זה חישבנו את הכוחות הגרביטציוניים (האנכיים) הפועלים על המבנה וכיצד יש לתכנן את המבנה כך שיקבל עומסים אלו.

בפרק זה, נעסוק בכוחות אופקיים הפועלים על המבנה כתוצאה מרעש סיסמי (רעידת אדמה). במבנה זה, תכן לרעידות אדמה חמור בהרבה מתכן לרוח ולכן נסתפק בתכן לרעידות אדמה.

כוחות אופקיים אלו פועלים בקירוב טוב במפלסי התקררות שם מרוכזת רוב המסה הקומתית, כוחות מועברים דרך התקררות אשר משמשות כדיאפרגמה (לוח) קשיחה במישורה אל אלמנטי ההקשחה השונים במבנה, אשר מקבלים את העומסים ומעבירים אותם אל מערכת הביסוס ולקרע.

יציבות המבנה ברעידות אדמה – מערכת הקשחה:

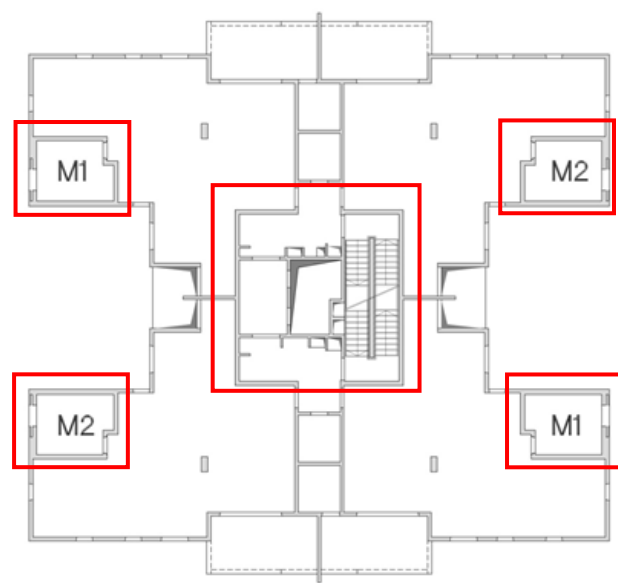
במבנה קיימים אלמנטי הקשחה עיקריים המהווים גרעיני הקשחה (עם זיון המשכי לכל אורך המבנה) - ממד"ים, פירי מעליות וחדרי מדרגות. בנוסף, המבנה כולו בנוי מקירות בטון מזויין הגורמים להקשחה נוספת במישורים.

בשלב הראשוני נבדוק את הכוחות האופקיים הפועלים על המבנה והאם מערכת ההקשחה המוצגת מספקת מענה נאות ליציבות תקינה של המבנה. בשלב השני, נתכנן את גרעין המבנה לכוחות אותם הוא יקבל בפעול מרעש אדמה.

קיימים שני סוגי אנליזה לרעידות אדמה עפ"י ת"י 413:

1. אנליזה סטטית שקילה: אנליזה המתאימה למבנים סדירים. בשל המגרעות הרבות הקיימות במבנה זה, לא ניתן להגדיר את המבנה סדיר. לכן לא ניתן להסתפק באנליזה סטטית שקילה בלבד.
2. אנליזה מודלית: אנליזה המתבצעת בעזרת תוכנות מחשב (STRAP) המתחשבת במבנה בעל דרגות חופש רבות (כנלמד בקורס התיאורטי דינמיקה של מבנים). אנליזה זו מתאימה לכל סוגי המבנים.

בפרויקט זה נבדוק את הכוחות הפועלים על המבנה בעזרת שתי הגישות, נערוך השוואה מספרית בין התוצאות ונתכנן את המבנה לפי הערכים המקסימליים.

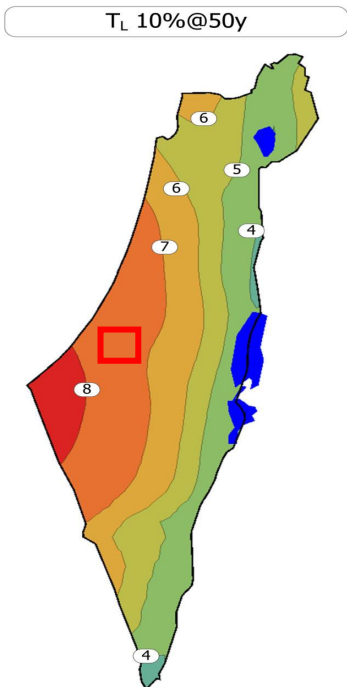


אנליזה סטטית שקילה

נוציא נתונים מנספח ג' בתקן 413 - ערכי S1, Ss, Z לעיר קריית גת

רמת משיכות בינונית, סוג קרקע E לפי דוח קרקע - חרסית שמנה, חרסית בינונית, חול חרסיתי

2%@50years			5%@50years			10%@50years			נקודת ציון מרכזית (במערכת קואורדינטות חדשות)		שם היישוב
S1	Ss	Z	S1	Ss	Z	S1	Ss	Z			
0.07	0.26	0.11	0.05	0.19	0.08	0.04	0.15	0.06	635800	173600	קבוצת יבנה
0.10	0.40	0.15	0.07	0.31	0.12	0.06	0.24	0.10	679700	215000	קדומים
0.08	0.27	0.11	0.06	0.21	0.08	0.05	0.17	0.07	687400	193200	קדימה-צורן
0.07	0.29	0.12	0.05	0.21	0.09	0.04	0.16	0.07	623200	178600	קדמה
0.22	1.06	0.41	0.15	0.78	0.31	0.11	0.59	0.24	770800	265800	קדמת צבי
0.12	0.54	0.20	0.09	0.40	0.16	0.07	0.31	0.12	628100	228300	קדר
0.07	0.25	0.10	0.05	0.19	0.08	0.04	0.15	0.06	636000	181000	קדרון
0.18	0.89	0.34	0.13	0.66	0.26	0.10	0.51	0.20	756000	244500	קדרים
0.10	0.42	0.16	0.07	0.31	0.12	0.05	0.24	0.10	578000	211000	קודייראת א-צאנע (שבט)
0.09	0.36	0.14	0.06	0.26	0.11	0.05	0.20	0.08	581000	202000	קוואעין (שבט)
0.07	0.30	0.12	0.05	0.22	0.09	0.04	0.16	0.07	619000	174200	קוממיות
0.12	0.58	0.22	0.09	0.44	0.17	0.07	0.34	0.14	750000	224000	קורנית
0.17	0.88	0.35	0.11	0.61	0.25	0.08	0.44	0.18	431300	205400	קטרה
0.09	0.34	0.13	0.06	0.25	0.10	0.05	0.19	0.08	712800	191100	קיסריה
0.07	0.26	0.11	0.05	0.19	0.08	0.04	0.14	0.06	595500	169500	קלחים
0.20	0.98	0.38	0.14	0.71	0.28	0.10	0.53	0.21	628600	244400	קליה
0.08	0.29	0.11	0.06	0.23	0.09	0.05	0.18	0.07	688000	198600	קלנסווה
0.23	1.08	0.42	0.16	0.79	0.31	0.11	0.59	0.24	782000	264800	קלע
0.11	0.49	0.19	0.08	0.35	0.14	0.06	0.26	0.11	710800	210300	קציר-חריש
0.08	0.30	0.12	0.06	0.23	0.09	0.04	0.18	0.07	554400	198600	קצר א-סר
0.24	1.12	0.44	0.16	0.82	0.33	0.12	0.62	0.25	766500	264700	קצרין
0.07	0.24	0.09	0.06	0.18	0.07	0.04	0.15	0.06	663000	186500	קריית אונם
0.09	0.38	0.15	0.07	0.28	0.11	0.05	0.22	0.09	604100	211200	קריית ארבע
0.14	0.71	0.28	0.09	0.48	0.20	0.07	0.34	0.14	745600	210200	קריית אתא
0.15	0.69	0.26	0.09	0.47	0.19	0.07	0.34	0.14	749500	208000	קריית ביצליק
0.07	0.31	0.13	0.05	0.22	0.09	0.04	0.17	0.07	613000	178400	קריית גת
0.06	0.18	0.07	0.05	0.14	0.06	0.03	0.11	0.05	580500	162000	קריית חינוך מרחבים
0.14	0.70	0.28	0.10	0.48	0.19	0.07	0.34	0.14	736000	212600	קריית טבעון
0.13	0.70	0.28	0.09	0.48	0.19	0.07	0.34	0.14	749900	206600	קריית ים
0.09	0.32	0.13	0.07	0.25	0.10	0.05	0.20	0.08	634500	209600	קריית יערים



$Z = 0.07$
 $S_s = 0.17$
 $S_1 = 0.04$
 $T_L = 7$

טבלה 2 - מקדם האתר בזמני מחזור קצרים, F_a

תאוצה ספקטרית אופקית על סלע (סוג קרקע B) עבור זמן מחזור קצר, S_s , (סעיף 202.1.1)					סוג הקרקע באתר
$S_x \geq 1.25$	$S_x = 1.0$	$S_x = 0.75$	$S_x = 0.5$	$S_x = 0.5$	
0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	A
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	B
1.0	1.0	1.1	1.2	1.2	C
1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	D
0.9	0.9	1.2	1.7	2.5	E
סעיף 202.2.3					F

טבלה 3 - מקדם האתר בזמני מחזור ארוכים, F_v

תאוצה ספקטרית אופקית על סלע (סוג קרקע B) עבור זמן מחזור של שנייה אחת, S_1 , (סעיף 202.1.1)					סוג הקרקע באתר
$S_1 \geq 0.5$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.2$	$S_1 \leq 0.1$	
0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	A
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	B
1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	C
1.5	1.6	1.8	2.0	2.4	D
2.4	2.4	2.8	3.2	3.5	E
סעיף 202.2.3					F

מקדם חשיבות: I

טבלה 4 - מקדמי החשיבות, I , של מבנים (עד שיוגדר אחרת בתקנות התכנון והבנייה)

מקדם החשיבות	סוג המבנה	קבוצה
1.4	מבנים בעלי חשיבות ציבורית גבוהה, האמורים לתפקד עם מערכותיהם בעת רעידת אדמה ולאחריה: מבני תחנות כוח, בתי חולים, תחנות מכבי אש, תחנות משטרה, מרכזות טלפון, תחנות עזרה ראשונה (לרבות כניסות ומעברים, וכן מבני השירות ומכלי המים המשרתים אותם)	א
1.2	מבנים בעלי חשיבות ציבורית, האמורים לאפשר מילוט אנשים ללא סכנת חיים, כגון: בתי ספר, מעונות יום, בתי קולנוע, בתי תפילה, אולמי שמחות וריקודים, בנייני ציבור, בתי סוהר ובניינים שצפויה בהם התקהלות, לרבות בניינים מרובי אוכלוסין, כפי שנקבע על ידי הרשות המוסמכת	ב
1.00	כל שאר המבנים, שלא נכללו בקבוצות א ו-ב	ג
הערה: ראו גם סעיף 202.1.1.		

מקדם הקטנת הכוח A:

טבלה 5 – ערכים מרביים^(א) של מקדם הקטנת הכוח K למבנה בטון מזוין

רמת משיכות			מערכת הקשחה	מס'
גבוהה	בינונית	נמוכה		
5.0	3.5	1.5	מסגרות מרחביות כפיפות מבטון מזוין	1
4.5	3.0	1.5	מסגרות מרחביות מוקשחות מבטון מזוין	2
4.0	3.0	1.5	קירות הקשחה או מערכות דואליות, מבטון מזוין	3

הערות לטבלה:
(א) במבנים לא סדירים, ברמת משיכות בינונית וגבוהה, יוקטן ערך מקדם ההקטנה K ב-20%.
(ב) מבנים קיימים יטופלו בכפוף להנחיות סעיף 108.

$$K = 3$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s = 2.5 \times 0.17 = 0.425$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 = 3.5 \times 0.04 = 0.14$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.14}{0.425} = 0.33 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \times \frac{0.14}{0.425} = 0.066 \text{ sec}$$

$$T_L = 7$$

$$T = 0.05 \cdot H^{0.75} = 0.05 \cdot (52)^{0.75} = 0.97 \text{ [sec]}$$

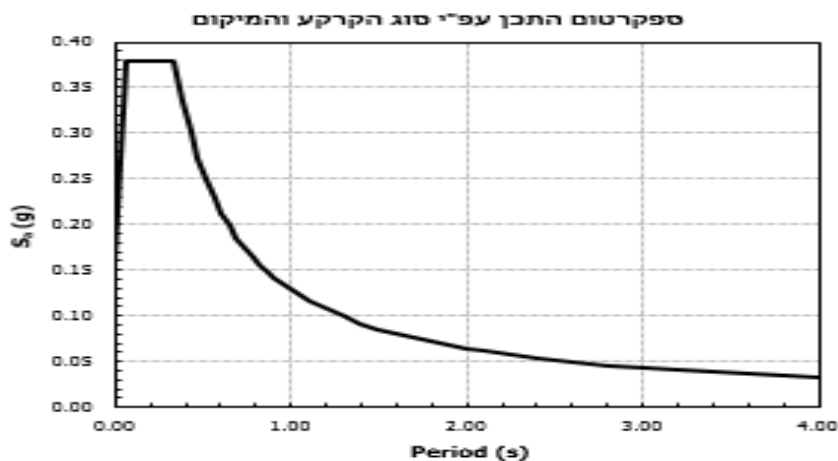
$$T_s < T < T_L$$

$$0.33 < 0.97 < 7$$

תאוצת התכן:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.14}{0.97} = 0.144$$

מקדם תאוצת התכן S_a	זמן מחזור
$S_a = S_{DS} (Z/S_s + (1-Z/S_s)T/T_0)$	$T < T_0$
$S_a = S_{DS}$	$T_0 < T < T_s$
$S_a = S_{D1} / T$	$T_s < T < T_L$
$S_a = S_{D1} (T_L / T^2)$	$T_L < T$



חישוב cd:

$$C_d = \frac{S_a I}{K} \quad (7)$$

C_d יהיה כפוף להגבלות אלה:

א. $C_d \geq 0.2ZI$

ב. $C_d \geq 0.015I$

ג. באנליזה סטטית שקילה בלבד כאשר $S_1 > 0.4$: $C_d \geq 0.75S_1 I/K$

$$c_d = s_a \times \frac{I}{K} = 0.14 \times \frac{1}{3} = 0.048$$

$$C_d \geq 0.2ZI = 0.2 \times 0.07 \times 1 = 0.014 \text{ ok}$$

$$C_d \geq 0.015I = 0.015 \times 1 = 0.015 \text{ ok}$$

משקל קומתי:

301.2. עומסים

בחישוב השפעות סיסמיות מתחשבים בכל המשקלים W_i הקיימים במבנה בעת אירוע סיסמי, כגורם ומקור לכוחות אינרצייה ברעידת אדמה, על פי מיקומם במבנה, לפי נוסחות (10) ו-(11) שלהלן:

$$W_i = G_i + k_q (Q_i + A_i q_i) \quad (10)$$

$$M = W_i / g \quad (11)$$

שבהן:

- W_i משקל כולל של קומה i (ביחידות כוח)
- G_i עומס קבוע אופייני בקומה i
- Q_i עומס שימושי אופייני, מרוכז או קווי, בקומה i
- q_i עומס שימושי אופייני, מפורס על פני שטח, בקומה i
- A_i שטח מבנה מועמס בעומס שימושי בקומה i
- k_q מקדם שכיחות לעומס שימושי (טבלה 8)
- M מסה משתתפת⁽¹⁾ בצורת התנועה, לפי מיקומה במבנה
- g תאוצת הכבידה (9.81 מ' לשני²)

תמיד תשולב השפעת W_i (כפול מקדם הבטיחות החלקי לעומס $\gamma_f = 1.0$) בחישוב השפעת רעידת האדמה.

טבלה 8 - ערכי מקדם השכיחות לעומס שימושי

מקדם השכיחות	סוג המבנה
$k_q = 0$	גגות בלא גישה
$k_q = 0.2$	מבני מגורים ומבני משרדים
$k_q = 0.3$	אולמות וחניונים
$k_q = 0.5$	מחסנים, ספריות, ארכיונים
$k_q = 1.0$	ממגורות

עומס תכן אופקי כולל (בבסיס המבנה):

$$F_H = C_d * \sum W_i$$

עומס תכן אופקי מרוכז בראש המבנה:

$$F_T = 0.07 * T * F_H$$

עומס תכן אופקי מחולק לגובה המבנה:

$$F_i = \frac{(F_H - F_T) * W_i * H_i}{\sum (W_i * H_i)}$$

n_i	H_i (m)	W_i (t)	$W_i \cdot H_i$	F_i (t)	S_i (t)	M_i (t*m)		
15	45	390	17550	55.24	0.0	0.0		
14	42	390	16380	32.57	55.2	165.7		
13	39	390	15210	30.24	87.8	429.1		
12	36	390	14040	27.92	118.1	783.3	C_d	0.048
11	33	390	12870	25.59	146.0	1221.2	F_H (t)	299.5
10	30	390	11700	23.27	171.6	1735.9	F_T (t)	20.3
9	27	390	10530	20.94	194.8	2320.4		
8	24	390	9360	18.61	215.8	2967.6		
7	21	390	8190	16.29	234.4	3670.8		
6	18	390	7020	13.96	250.7	4422.8		
5	15	390	5850	11.63	264.6	5216.6		
4	12	390	4680	9.31	276.3	6045.4		
3	9	390	3510	6.98	285.6	6902.1		
2	6	390	2340	4.65	292.5	7779.7		
1	3	390	1170	2.33	297.2	8671.3		
קרקע	0	390	0	0.00	299.5	9569.8		
		$\sum w_i$ (t)	$\sum (w_i \cdot H_i)$	$F_H = \sum F_i$				
		6240	140400	299.52				

המומנט וכוח הגזירה הקומתי מתחלק בין הקירות המשתתפים בכל כיוון לפי יחסי הקשיחות

אנליזה מודלית:

בשלב הראשון בניית הגאומטריה למודל תלת מימד של המבנה כולו והעמסת העומסים הפועלים עליו בצורה מדויקת. לאחר בניית הגאומטריה במפלס היסודות הגדרתי סמכים פרקיים בכלל האלמנטים היורדים אל הקרקע (עמודים וקירות). בריאקציות שהתקבלו במצב שרות ולפי העומסים האלו בחרתי בשלב הראשון את גודל, מיקום ועומק הכלונסאות שלי.

בשלב השני חישבתי את המודל לרעידות אדמה כאשר את העומסים שישפיעו על הכוחות בכיוון x וכיוון y חילקתי לקבועים ושימושיים, את הקבועים העמסתי במקדם 1 ואת העומסים השימושיים העמסתי במקדם 0.2 (מבני מגורים ומבני משרדים). לאחר העמסת הכוחות קיבלתי משקל סופי על המבנה.

בשלב השלישי חישבתי את האקסצנטריות לפי הנוסחה $e = \pm 0.05B$

$$e_x = \pm 0.05 * 22.84 = \pm 1.14 m$$

$$e_y = \pm 0.05 * 27.29 = \pm 1.36 m$$

כאשר B - מידת המבנה האופקית בניצב לכיוון הפעולה הסיסמית.

בשלב הרביעי יכולתי לראות את תזוזות המבנה לפי "מודים" (לפי התקן צריכים לפחות 4 מודים)

ה"מודים" מראים לנו את תזוזת המבנה בכל מני מצבים ולאחר שראיתי את המודים במבט אופקי ואנכי שהמבנה זז בצורה טובה ונכונה ואין בעיות במודל עברתי לשלב החמישי.

בשלב החמישי מכניסים את כל הנתונים שחישבנו בצורה ידנית שהם: Z,T,S,K,I ומקבלים את פלט התוכנה לבדיקת קומה חלשה, בדיקת תזוזות מותרות, כוחות גזירה ומומנטים על כל קומה, Cd בשלב האחרון לאחר שבדקתי והוצאתי את כל הנתונים שאני צריכה הכנסתי את הכוח שקיבלתי למודל עצמו.

את כל השלבים ביצעתי 4 פעמים מכוון שהכוח יכול להגיע בארבעה כוונים: x,-x,y,-y ולבסוף קיבלתי 4 כוחות ב-4 כיוונים שאותם הכנסתי למודל הראשי.

נעת יש לי מודל תלת מימד שיש בו את הכוחות האופקיים והאנכיים שיכולים לפעול על המבנה ואפשר להוציא ממנו את העומסים על הכלונסאות וקירות ממ"ד ע"פ מעטפת של ר"א ולתכנן זיון מתאים.

פרמטרים לאנליזה מודלית:

$$TL=7 \quad S1=0.04 \quad Ss=0.17 \quad Z=0.07 \quad K=3 \quad I=1 \quad E$$

סוג קרקע והגדרת קומבינציות:

No.	Title	1:SW	2:G	3:P	4:CQC_X1,...	5:CQC_X1,...	6:CQC_X2,...	7:CQC_X2,...
1	fser	1.	1.	1.				
2	FD	1.4	1.4	1.6				
3	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	1.		0.3	
4	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	1.		-0.3	
5	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	1.			0.3
6	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	1.			-0.3
7	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-1.		0.3	
8	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-1.		-0.3	
9	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-1.			0.3
10	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-1.			-0.3
11	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		1.	0.3	
12	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		1.	-0.3	
13	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		1.		0.3
14	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		1.		-0.3
15	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-1.	0.3	
16	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-1.	-0.3	
17	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-1.		0.3
18	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-1.		-0.3
19	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	0.3		1.	
20	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-0.3		1.	
21	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		0.3	1.	
22	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-0.3	1.	
23	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	0.3		-1.	
24	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-0.3		-1.	
25	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		0.3	-1.	
26	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-0.3	-1.	
27	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	0.3			1.
28	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-0.3			1.
29	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		0.3		1.
30	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-0.3		1.
31	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	0.3			-1.
32	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2	-0.3			-1.
33	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		0.3		-1.
34	1*1.00+2*1.00+3*0.20+...	1.	1.	0.2		-0.3		-1.

פלטת STRAP:

מרכז מסה וקשיחות

RIGIDITY AND MASS CENTERS (Units: ton, meter)							
No.	Level	Mass		Rigidity		Difference	
		X1	X2	X1	X2	DX1	DX2
0	0.00						
1	3.00	5.451	8.167	5.840	8.143	0.389	-0.024
2	6.00	5.451	8.167	5.798	8.161	0.346	-0.006
3	9.00	5.451	8.167	5.760	8.165	0.308	-0.002
4	12.00	5.451	8.167	5.737	8.162	0.286	-0.005
5	15.00	5.451	8.167	5.721	8.156	0.270	-0.011
6	18.00	5.451	8.167	5.707	8.148	0.256	-0.019
7	21.00	5.451	8.167	5.694	8.139	0.243	-0.028
8	24.00	5.451	8.167	5.681	8.130	0.230	-0.037
9	27.00	5.451	8.167	5.668	8.121	0.217	-0.046
10	30.00	5.451	8.167	5.655	8.112	0.204	-0.055
11	33.00	5.451	8.167	5.641	8.103	0.190	-0.064
12	36.00	5.451	8.167	5.628	8.094	0.177	-0.073
13	39.00	5.451	8.167	5.616	8.086	0.164	-0.081
14	42.00	5.451	8.167	5.605	8.078	0.153	-0.089
15	45.00	5.545	8.170	5.593	8.074	0.049	-0.096

קומה חלשה

WEAK STORIES (Units: ton, meter)							
Height direction=X3							
Allowa							
No.	Level m	Height m	X1-Shear ton	Ratio	X2-Shear ton	Ratio	
1	3.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
2	6.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
3	9.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
4	12.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
5	15.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
6	18.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
7	21.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
8	24.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
9	27.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
10	30.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
11	33.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
12	36.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
13	39.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	1.00	
14	42.00	3.00	1160.34	1.00	939.27	0.88	
15	45.00	3.00	1160.45		1067.71		

קומה גמישה בכיוון X1

SOFT STORIES (Units: ton, meter)							
X1,Ecc:DX2= 1.360							
Note : stiffness values in ton/mm							
K : story stiffness, Ku1 : upper story stiffness,Ku123 : average stiffness of 3 upper stories							
Ratio = K / max (0.7*Ku1,0.8*Ku123)							
Height							
No.	Level	Height	Stiffness(K)	0.7Ku1	0.8Ku123	Ratio	Remark
	0.00						
1	3.00	3.00	4099.25	1691.96	1637.05	2.42	
2	6.00	3.00	2417.09	1379.36	1424.90	1.70	
3	9.00	3.00	1970.52	1225.94	1308.66	1.51	
4	12.00	3.00	1751.34	1135.07	1233.65	1.42	
5	15.00	3.00	1621.53	1074.23	1179.16	1.38	
6	18.00	3.00	1534.61	1029.03	1135.02	1.35	
7	21.00	3.00	1470.04	992.05	1095.12	1.34	
8	24.00	3.00	1417.21	958.36	1055.30	1.34	
9	27.00	3.00	1369.09	924.28	1011.73	1.35	
10	30.00	3.00	1320.40	887.52	961.60	1.37	
11	33.00	3.00	1267.89	844.00	900.54	1.41	
12	36.00	3.00	1205.71	792.69	826.94	1.46	
13	39.00	3.00	1132.42	727.22		1.56	
14	42.00	3.00	1038.89	650.80		1.60	
15	45.00	3.00	929.71				

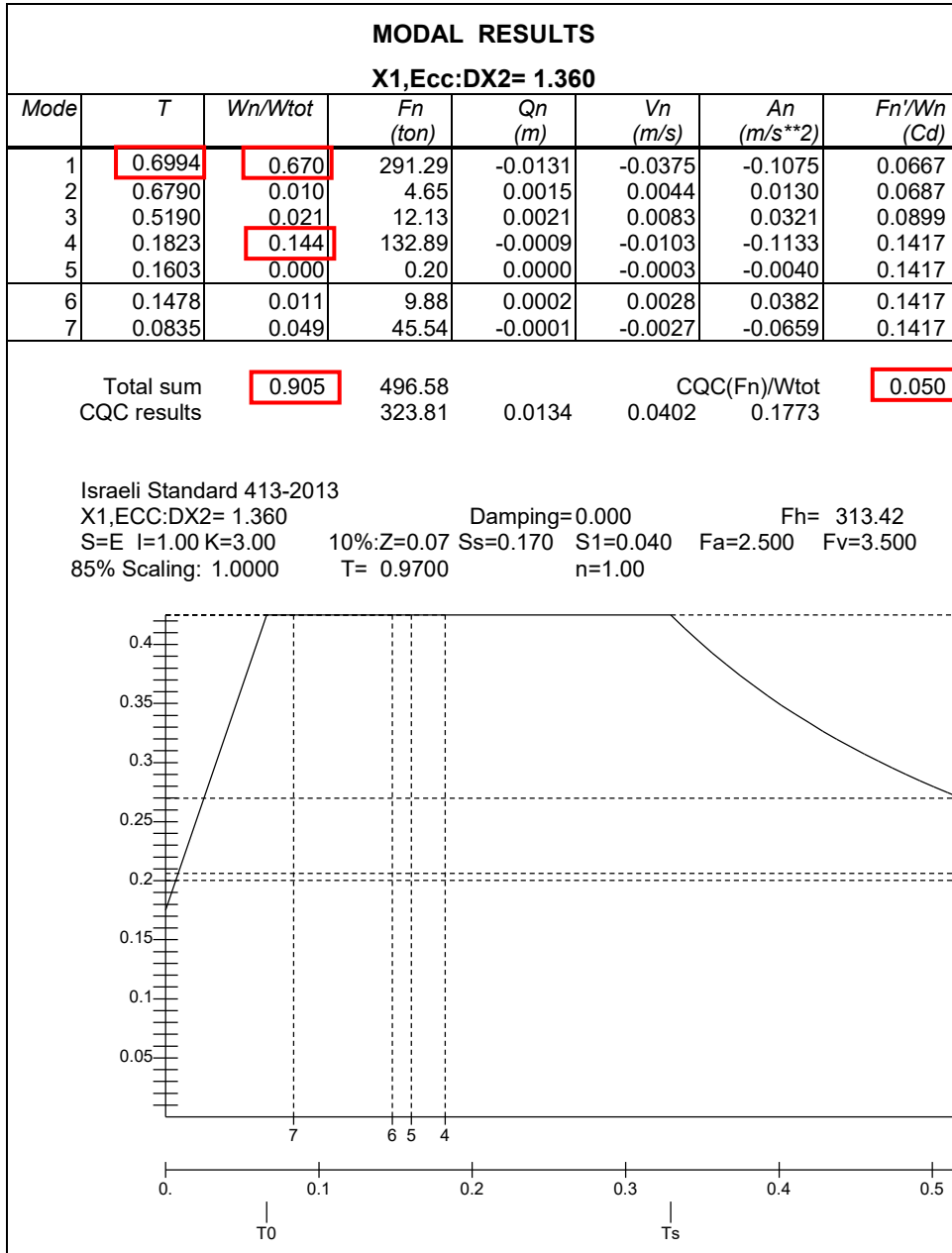
קומה גמישה בכיוון X2

SOFT STORIES (Units: ton, meter)							
X2,Ecc:DX1=-1.140							
Note : stiffness values in ton/mm							
K : story stiffness, Ku1 : upper story stiffness,Ku123 : average stiffness of 3 upper stories							
Ratio = K / max (0.7*Ku1,0.8*Ku123)							
Height							
No.	Level	Height	Stiffness(K)	0.7Ku1	0.8Ku123	Ratio	Remark
	0.00						
1	3.00	3.00	3783.28	1823.57	1808.37	2.07	
2	6.00	3.00	2605.10	1545.97	1593.36	1.63	
3	9.00	3.00	2208.52	1377.44	1449.90	1.52	
4	12.00	3.00	1967.77	1259.16	1342.91	1.47	
5	15.00	3.00	1798.80	1169.38	1257.39	1.43	
6	18.00	3.00	1670.54	1096.60	1185.16	1.41	
7	21.00	3.00	1566.58	1034.66	1121.35	1.40	
8	24.00	3.00	1478.09	979.77	1062.76	1.39	
9	27.00	3.00	1399.68	929.11	1006.67	1.39	
10	30.00	3.00	1327.30	880.86	951.70	1.39	
11	33.00	3.00	1258.38	832.52	894.56	1.41	
12	36.00	3.00	1189.32	784.84	839.30	1.42	
13	39.00	3.00	1121.19	730.85		1.53	
14	42.00	3.00	1044.07	687.47		1.52	
15	45.00	3.00	982.11				

ניתן לראות שאין קומה גמישה (גדול מ-1)

תוצאות מודליות:

פעולה סיסמית בכיוון X1 עם אקסצנטריות חיובית:



הסתה קומתית

STORY DRIFTS (Units: ton, meter)									
X1,Ecc:DX2= 1.360									
Height									
No.	Level m	Height m	Drift mm	Max. Defl. mm	Min. mm	X1-Drift mm	X2-Drift mm	Weight X1/X2 ton	
1	0.00								
2	3.00	3.00	0.3	0.3	0.2	0.3	0.1	435.	
3	6.00	3.00	0.6	0.8	0.5	0.5	0.2	435.	
4	9.00	3.00	0.8	1.6	1.0	0.7	0.3	435.	
5	12.00	3.00	0.9	2.5	1.6	0.9	0.3	435.	
6	15.00	3.00	1.0	3.5	2.2	1.0	0.3	435.	
7	18.00	3.00	1.1	4.6	2.9	1.0	0.4	435.	
8	21.00	3.00	1.1	5.7	3.7	1.1	0.4	435.	
9	24.00	3.00	1.1	6.8	4.4	1.1	0.4	435.	
10	27.00	3.00	1.1	7.9	5.2	1.1	0.4	435.	
11	30.00	3.00	1.1	9.0	5.9	1.0	0.4	435.	
12	33.00	3.00	1.1	10.0	6.6	1.0	0.4	435.	
13	36.00	3.00	1.0	11.0	7.3	1.0	0.3	435.	
14	39.00	3.00	1.0	11.9	8.0	0.9	0.3	435.	
15	42.00	3.00	0.9	12.8	8.6	0.9	0.3	435.	
16	45.00	3.00	0.9	13.7	9.2	0.8	0.3	418.	

הסתה קומתית אופקית

לא נמצאו סימני חריגה

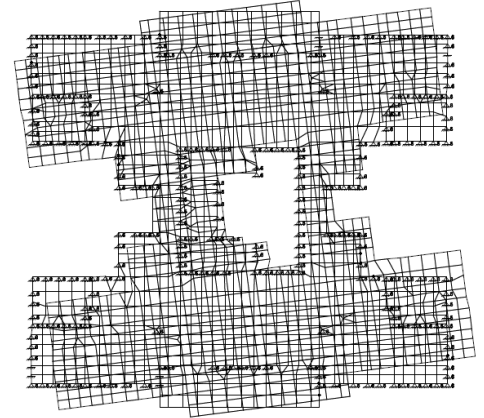
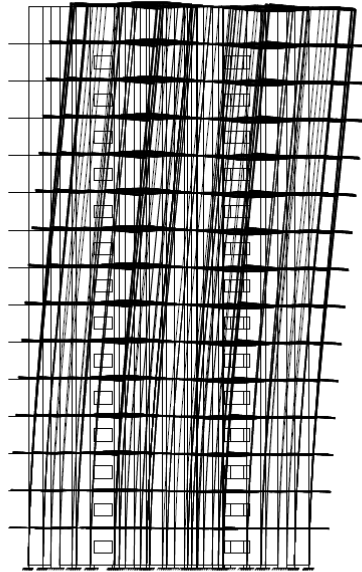
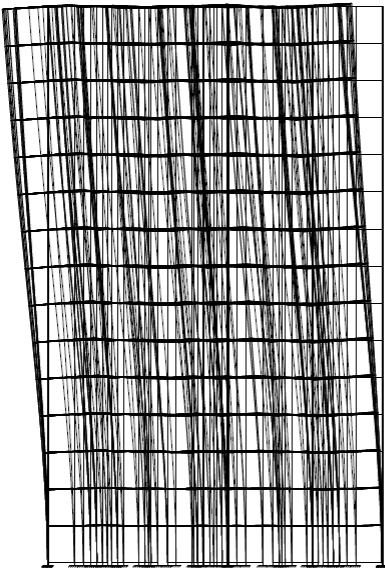
מומנטים וגזירה

SHEAR FORCES/MOMENTS (Units: ton, meter)							
X1,Ecc:DX2= 1.360							
No.	Level	Story forces		Base shear		Story moments	
		F1	F2	V1	V2	M2	M1
0	0.00			323.81	53.39	9460.08	1733.00
1	3.00	5.41	0.31	321.29	53.23	8565.33	1574.23
2	6.00	14.31	0.79	314.43	52.79	7691.03	1416.13
3	9.00	23.07	1.31	303.38	51.96	6844.70	1259.48
4	12.00	29.84	1.83	289.37	50.68	6031.79	1105.33
5	15.00	33.74	2.32	273.83	48.93	5254.87	954.90
6	18.00	35.20	2.80	257.66	46.68	4514.35	809.54
7	21.00	35.37	3.27	241.10	43.90	3809.85	670.69
8	24.00	35.29	3.75	224.03	40.58	3141.25	539.92
9	27.00	35.09	4.23	206.24	36.69	2509.31	418.86
10	30.00	34.31	4.73	187.09	32.21	1916.72	309.22
11	33.00	33.18	5.27	165.03	27.11	1369.88	212.82
12	36.00	33.57	5.86	137.50	21.34	881.20	131.60
13	39.00	38.02	6.51	101.68	14.87	470.78	67.62
14	42.00	46.75	7.21	55.38	7.67	166.13	23.02
15	45.00	55.38	7.67				

השפעות מסדר שני

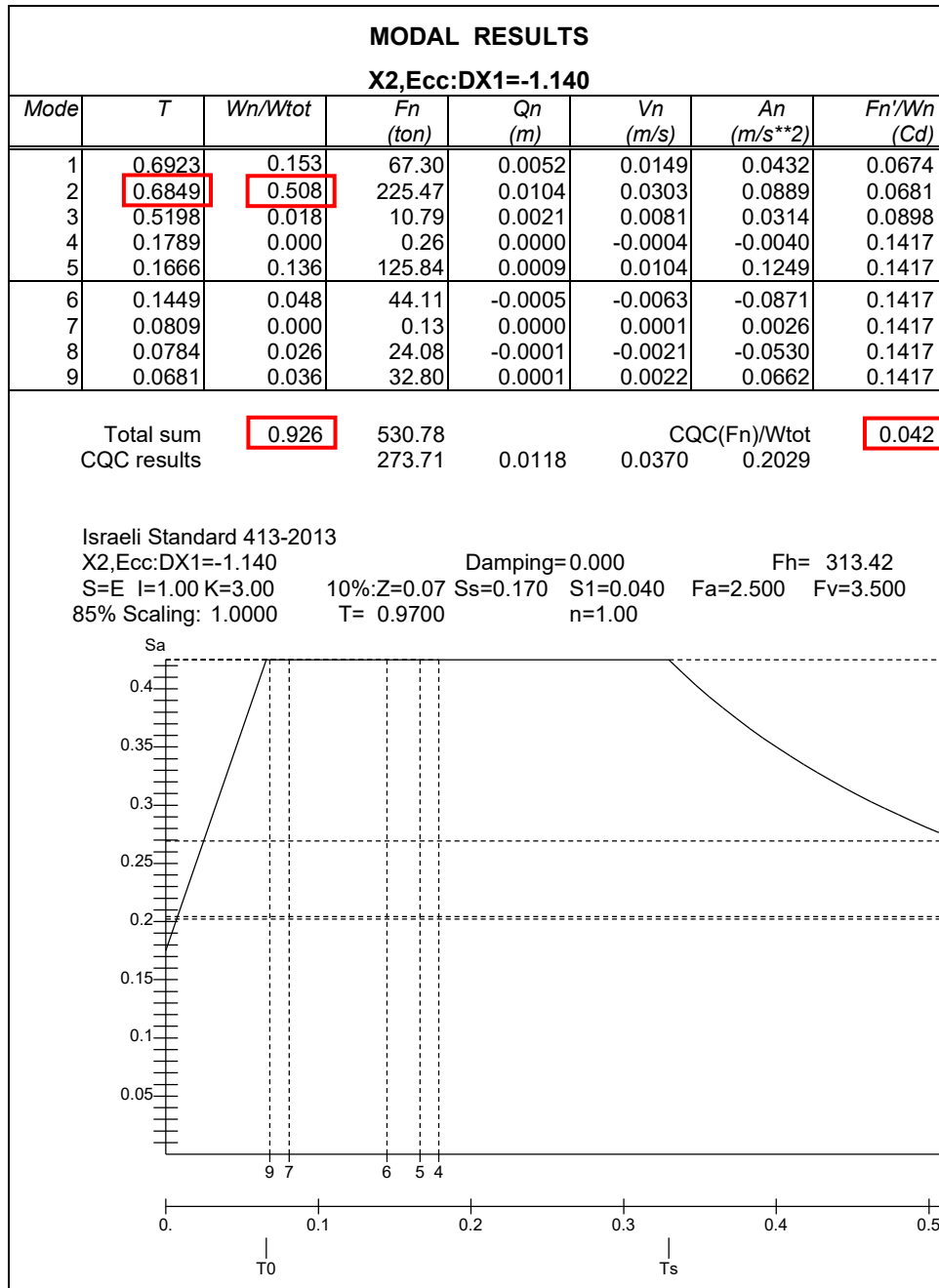
STABILITY COEFFICIENT (Units: ton, meter)						
X1,Ecc:DX2= 1.360						
Height						
No.	Level m	Height m	Drift mm	Weight ton	Total Shear ton	Theta
1	0.00					
2	3.00	3.00	0.270	6514.56	323.807	0.0054
3	6.00	3.00	0.572	6079.12	321.292	0.0108
4	9.00	3.00	0.773	5643.68	314.434	0.0139
5	12.00	3.00	0.918	5208.23	303.382	0.0158
6	15.00	3.00	1.017	4772.79	289.368	0.0168
7	18.00	3.00	1.081	4337.35	273.830	0.0171
8	21.00	3.00	1.117	3901.91	257.663	0.0169
9	24.00	3.00	1.130	3466.47	241.098	0.0162
10	27.00	3.00	1.124	3031.03	224.032	0.0152
11	30.00	3.00	1.103	2595.59	206.240	0.0139
12	33.00	3.00	1.070	2160.15	187.090	0.0123
13	36.00	3.00	1.026	1724.71	165.027	0.0107
14	39.00	3.00	0.974	1289.27	137.504	0.0091
15	42.00	3.00	0.921	853.83	101.680	0.0077
16	45.00	3.00	0.863	418.38	55.378	0.0065

קטן מ-0.1 ולכן אין צורך להתחשב בהשפעות מסדר שני



MODE SHAPE NO. 1 VALUES ARE * 10⁻² IN DIRECTION X3, T=0.6994 MODE SHAPE NO. 2 VALUES ARE * 10⁻² IN DIRECTION X3, T=0.679 MODE SHAPE NO. 3 VALUES ARE * 10⁻³ IN DIRECTION X3, T=0.519

פעולה סיסמית בביוון X2 עם אקסצנטריות שלילית :



הסתה קומתית

STORY DRIFTS (Units: ton, meter)									
X2,Ecc:DX1=-1.140									
Height									
No.	Level m	Height m	Drift mm	Max. Defl. mm	Min. mm	X1-Drift mm	X2-Drift mm	Weight X1/X2 ton	
1	0.00								
2	3.00	3.00	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	435.	
3	6.00	3.00	0.5	0.8	0.5	0.3	0.4	435.	
4	9.00	3.00	0.7	1.5	1.0	0.4	0.6	435.	
5	12.00	3.00	0.8	2.3	1.5	0.5	0.7	435.	
6	15.00	3.00	0.9	3.3	2.2	0.6	0.8	435.	
7	18.00	3.00	1.0	4.3	2.8	0.6	0.8	435.	
8	21.00	3.00	1.1	5.3	3.6	0.6	0.8	435.	
9	24.00	3.00	1.1	6.4	4.3	0.6	0.9	435.	
10	27.00	3.00	1.1	7.4	5.1	0.6	0.9	435.	
11	30.00	3.00	1.1	8.5	5.9	0.6	0.9	435.	
12	33.00	3.00	1.1	9.5	6.6	0.6	0.9	435.	
13	36.00	3.00	1.0	10.5	7.4	0.6	0.9	435.	
14	39.00	3.00	1.0	11.5	8.1	0.5	0.9	435.	
15	42.00	3.00	1.0	12.5	8.8	0.5	0.8	435.	
16	45.00	3.00	0.9	13.3	9.5	0.5	0.8	418.	

מומנטים וגזירה

SHEAR FORCES/MOMENTS (Units: ton, meter)								
X2,Ecc:DX1=-1.140								
No.	Level	Story forces		Base shear		Story moments		
		F1	F2	V1	V2	M2	M1	
0	0.00			179.41	273.71	5800.71	7768.27	
1	3.00	0.57	5.83	178.98	270.88	5262.97	7026.47	
2	6.00	1.68	14.17	177.59	263.82	4726.60	6306.03	
3	9.00	3.07	21.78	174.88	253.08	4194.44	5613.64	
4	12.00	4.65	27.41	170.60	239.96	3670.36	4953.29	
5	15.00	6.36	30.51	164.55	225.88	3159.09	4325.85	
6	18.00	8.17	31.57	156.61	211.73	2665.90	3729.96	
7	21.00	10.09	31.56	146.70	197.80	2196.50	3163.31	
8	24.00	12.06	31.25	134.78	184.10	1756.78	2623.73	
9	27.00	14.03	30.63	120.88	170.42	1352.75	2109.97	
10	30.00	15.96	29.29	105.03	156.03	990.36	1622.99	
11	33.00	17.81	27.58	87.31	139.18	675.43	1167.83	
12	36.00	19.58	27.52	67.78	117.24	413.59	755.82	
13	39.00	21.29	31.66	46.52	87.47	210.28	405.82	
14	42.00	22.94	39.92	23.58	47.90	70.74	143.71	
15	45.00	23.58	47.90					

השפעות מסדר שני

STABILITY COEFFICIENT (Units: ton, meter)							
X2,Ecc:DX1=-1.140							
Height							
No.	Level m	Height m	Drift mm	Weight ton	Total Shear ton	Theta	
1	0.00						
2	3.00	3.00	0.262	6514.56	273.714	0.0062	
3	6.00	3.00	0.533	6079.12	270.876	0.0120	
4	9.00	3.00	0.711	5643.68	263.824	0.0152	
5	12.00	3.00	0.847	5208.23	253.079	0.0174	
6	15.00	3.00	0.943	4772.79	239.963	0.0188	
7	18.00	3.00	1.012	4337.35	225.884	0.0194	
8	21.00	3.00	1.057	3901.91	211.727	0.0195	
9	24.00	3.00	1.084	3466.47	197.796	0.0190	
10	27.00	3.00	1.095	3031.03	184.096	0.0180	
11	30.00	3.00	1.092	2595.59	170.423	0.0166	
12	33.00	3.00	1.076	2160.15	156.029	0.0149	
13	36.00	3.00	1.048	1724.71	139.177	0.0130	
14	39.00	3.00	1.010	1289.27	117.242	0.0111	
15	42.00	3.00	0.968	853.83	87.473	0.0095	
16	45.00	3.00	0.922	418.38	47.903	0.0081	

השוואה בין אנליזה סטטית לאנליזה מודלית:

מזדלית	סטטית שקילה	
0.69	0.97	זמן מחזור T
0.05	0.048	מקדם ססמי Cd
313.42	299.5	FH

כוחות גזירה קומתיים:

כוחות אופקיים קומתיים:

תקרה/רצפה	מודלית	סטטית שקילה	סטייה
0	323.81	299.5	7.5%
1	321.29	297.2	7.5%
2	314.43	292.5	7.0%
3	303.38	285.6	5.9%
4	289.37	276.3	4.5%
5	273.83	264.6	3.4%
6	257.66	250.7	2.7%
7	241.10	234.4	2.8%
8	224.03	215.8	3.7%
9	206.24	194.8	5.5%
10	187.09	171.6	8.3%
11	165.03	146	11.5%
12	137.50	118.1	14.1%
13	101.68	87.8	13.7%
14	55.38	55.2	0.3%
15	0	0	-

תקרה/רצפה	מודלית	סטטית שקילה	סטייה
0	0	0	-
1	5.41	2.33	56.9%
2	14.31	4.65	67.5%
3	23.07	6.98	69.7%
4	29.84	9.31	68.8%
5	33.74	11.63	65.5%
6	35.20	13.96	60.3%
7	35.37	16.29	53.9%
8	35.29	18.61	47.3%
9	35.09	20.94	40.3%
10	34.31	23.27	32.2%
11	33.18	25.59	22.9%
12	33.57	27.92	16.8%
13	38.02	30.24	20.5%
14	46.75	32.57	30.3%
15	55.38	55.24	0.3%

ניתן לראות שזמן המחזור באנליזה סטטית שקילה יצא גדול יותר וגם הכוחות יצאו קטנים יותר (כמצופה) מהכוחות באנליזה מודלית.

הפערים נובעים מכמה סיבות:

- באנליזה סטטית שקילה השתמשתי בעומס אחיד קבוע לכל קומה בעוד שבאנליזה מודלית העומסים היו מדויקים בהרבה לפי אזורים (מרפסות/מגורים/מדרגות).
- אנליזה מודלית היא אנליזה מדויקת בעוד שאנליזה סטטית מקורבת
- בפועל יש אקסצנטריות בין מרכז המסה לקשיחות ובאנליזה סטטית הערכנו מבנה סימטרי

תכן ממ"דים:

ממ"ד הוא מרחב מוגן אשר נבנה מבטון מזויין כמבנה דמוי תיבה, עשוי מקשה אחת ורתום בכל חלקיו המשמש להגנה מפני תקיפות קונבנציונליות ובלתי קונבנציונליות.

קיימים כמה סוגים של מרחבים מוגנים:

- מרחב מוגן דירתי (ממ"ד) - מותקן בדירות מגורים: שטחו הפנימי (נטו) יהיה 9 מ"ר לפחות.
 - מרחב מוגן קומתי (ממ"ק) - מרחב קומתי משותף בבתי דירות בהם אין ממ"ד בכל דירה ובבניינים רבי קומות אחרים (משרדים ותעשייה בעיקר).
 - מרחב מוגן מוסדי (ממ"מ) - מותקן בכל מבנה ציבורי.
- במקרה שלי זהו מבנה מגורים ולכן זה ממ"ד.

לכן אתכנן לפי כל התנאים והחוקים החלים על מרחבים מוגנים ונמצאים בתקנות התגוננות אזרחית

לפי דרישות הג"א לתכנון-

זיון תקרות/רצפות:

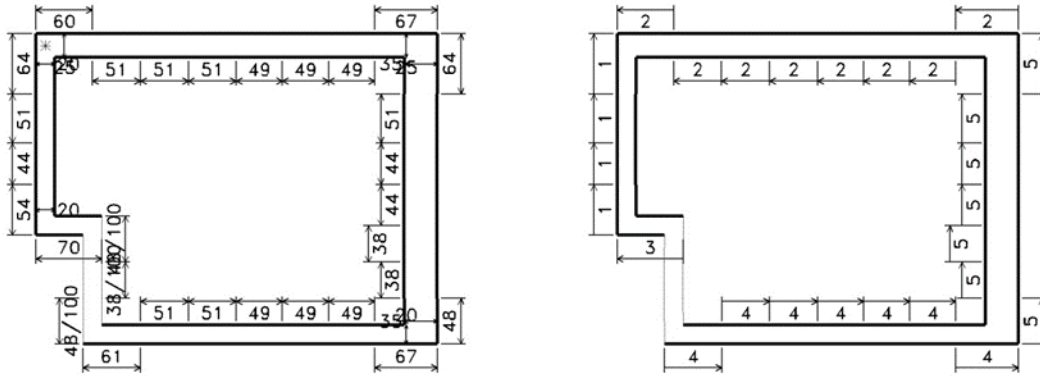
- | | |
|---------------------|---|
| $A_s = \#0w8@20/20$ | זיון עליון בתקרה עליונה ביותר של הממ"דים - |
| $A_s = \#0w8@10/10$ | זיון תחתון בתקרה עליונה ביותר של הממ"דים - |
| $A_s = \#0w8@10/10$ | זיון עליון ברצפה תחתונה ביותר של הממ"דים - |
| $A_s = \#0w8@20/20$ | זיון עליון ברצפה תחתונה ביותר של הממ"דים - |
| $A_s = \#0w8@20/20$ | זיון עליון ותחתון בכל תקרות הביניים של הממ"דים- |

זיון קירות:

- | | |
|---------------------|------------------------------------|
| $A_s = \#0w8@20/20$ | רשת זיון חיצונית בקיר של הממ"דים - |
| $A_s = \#0w8@10/10$ | רשת זיון פנימית בקיר של הממ"דים- |

בשלב הראשון אבדוק את תוצאות זיון הדרוש לתכן של קירות הממ"דים התחתונים ביותר של המבנה מתוך מודל תלת המימד שנבנה בתוכנת STRAP ואז אשווה אותם לדרישות הג"א ואתן זיון לפי המחמיר ביותר.

פלט תוצאות זיון של קירות ממ"ד בקומת קרקע - התחתון ביותר במבנה (M1):



Total As in wall = 129.9 cm²
18_12+138_8+20_16

Wall no. 396 Segment 1 Nodes: 24699, 24700, 24728, 24729

Design combination = 10

Conc= B-30 fsd= 350 MPa Cover (gross) = 3.0 cm

le =	k *	lo	th	le/th	type
0.95 =	0.32 *	3.00	0.20	4.8	unbraced

Seismic: Medium

Reinforcement:
o 8d12 As = 17.1 cm²
x 16d8

Distributed % 0.26 > Min for shear = % 0.00
Concentrated % 0.21
Transverse % 0.25

Shear = 26.3 < Allowable = 57.5

Design loads (t · m):

	P	M	Mperp
Input	: 233.6	-27.9	0.0
Design	: 233.6	-27.9	0.0
Add'l			
Min			2.3

Capacity Factor = 2.35

Wall no. 396 Segment 2 Nodes: 24701, 24702, 24730, 24731

Design combination = 10

Conc= B-30 fsd= 350 MPa Cover (gross) = 3.0 cm

le =	k *	lo	th	le/th	type
1.99 =	0.66 *	3.00	0.25	8.0	unbraced

Seismic: Medium

Reinforcement:
o 12d16 As = 47.2 cm²
x 46d8

Distributed % 0.26 > Min for shear = % 0.00
Concentrated % 0.23
Transverse % 0.25

Shear = 87.9 < Allowable = 143.9

Design loads (t · m):

	P	M	Mperp
Input	: 398.8	-221.9	0.1
Design	: 398.8	-221.9	4.1
Add'l			
Min			4.0

Capacity Factor = 2.92

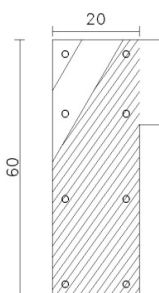
Wall no. 396 Segment 3 Nodes: 24703, 24699, 24732, 24728

Design combination = 10

Conc= B-30 fsd= 350 MPa Cover (gross) = 3.0 cm

le =	k *	lo	th	le/th	type
0.86 =	0.29 *	3.00	0.20	4.3	unbraced

Seismic: Medium



Reinforcement:
o 8d8 As = 4.0 cm²
Distributed % 0.17 > Min for shear = % 0.00
Transverse % 0.25

Shear = 2.7 < Allowable = 16.2

	Design loads (t · m) :		
	P	M	Mperp
Input	38.2	-2.1	-0.1
Design	38.2	-2.1	-0.5
Add'l			
Min			0.3

Capacity Factor = 3.53

Wall no. 396 Segment 4 Nodes: 24705, 24706, 24734, 24735

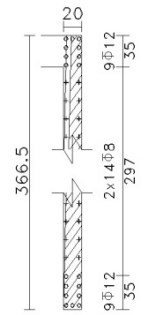
Design combination = 10

Conc= B-30 fsd= 350 MPa Cover (gross) = 3.0 cm

le =	k *	lo	th	le/th	type
3.00 =	1.00 *	3.00	0.20	15.0	unbraced

Wall is slender

Seismic: Medium



Reinforcement:
o 18d12 As = 34.4 cm²
x 28d8
Distributed % 0.25 > Min for shear = % 0.00
Concentrated % 0.28
Transverse % 0.25

Shear = 45.5 < Allowable = 99.0

	Design loads (t · m) :		
	P	M	Mperp
Input	410.2	-78.0	-0.2
Design	492.3	-93.6	-11.3
Add'l			9.2
Min			4.9

Capacity Factor = 1.65

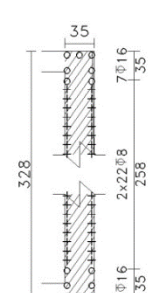
Wall no. 396 Segment 5 Nodes: 24707, 24708, 24736, 24737

Design combination = 10

Conc= B-30 fsd= 350 MPa Cover (gross) = 3.0 cm

le =	k *	lo	th	le/th	type
1.53 =	0.51 *	3.00	0.35	4.4	unbraced

Seismic: Medium



Reinforcement:
o 14d16 As = 50.2 cm²
x 44d8
Distributed % 0.26 > Min for shear = % 0.00
Concentrated % 0.25
Transverse % 0.25

Shear = 20.0 < Allowable = 155.0

	Design loads (t · m) :		
	P	M	Mperp
Input	377.4	-4.3	0.3
Design	377.4	-4.3	4.7
Add'l			
Min			4.0

Capacity Factor = 4.23

Reinforcement: Minimum diameter = 8 Maximum diameter = 25
Optimal spacing = 10.0 cm Diameters allowed = 2

לצורך הדוגמא אראה השוואת זיון של 2 סגמנטים של קירות:

קיר סגמנט 1-

אורך הקיר- $l = 2.13 \text{ m}$

זיון קיר דרוש לתכן ע"פ STRAP- $A_s = 17.1 \text{ cm}^2$

זיון דרוש לפי הג"א-

חיצוני $A_{s1} = \# \emptyset w8@20/20 \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2$

פנימי $A_{s2} = \# \emptyset w8@10/10 \rightarrow 5.03 \text{ cm}^2$

חיבור בין קירות $A_{s3} = 4 \emptyset 14 \rightarrow 6.16 \text{ cm}^2$

$$A_{s, \text{הג"א}} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot 2.13 + A_{s3} \cdot 2 = (2.51 + 5.03) \cdot 2.13 + 6.16 \cdot 2 = 28 \text{ cm}^2$$

נתכנן לפי דרישות הג"א $A_{s, \text{הג"א}} > A_s \rightarrow$

קיר סגמנט 2-

אורך הקיר- $l = 4.27 \text{ m}$

זיון קיר דרוש לתכן ע"פ STRAP- $A_s = 47.2 \text{ cm}^2$

זיון דרוש לפי הג"א-

חיצוני $A_{s1} = \# \emptyset w8@20/20 \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2$

פנימי $A_{s2} = \# \emptyset w8@10/10 \rightarrow 5.03 \text{ cm}^2$

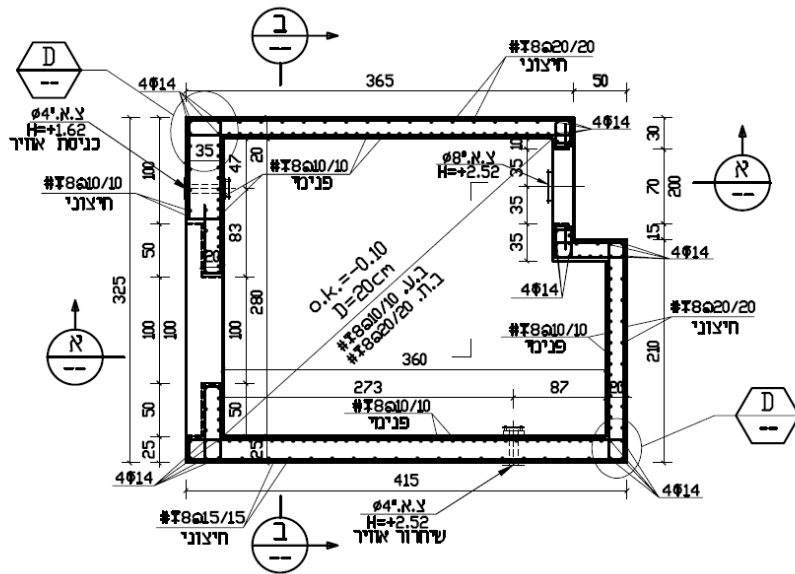
חיבור בין קירות $A_{s3} = 4 \emptyset 14 \rightarrow 6.16 \text{ cm}^2$

$$A_{s, \text{הג"א}} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot 2.13 + A_{s3} \cdot 2 = (2.51 + 5.03) \cdot 4.27 + 6.16 \cdot 2 = 44.5 \text{ cm}^2$$

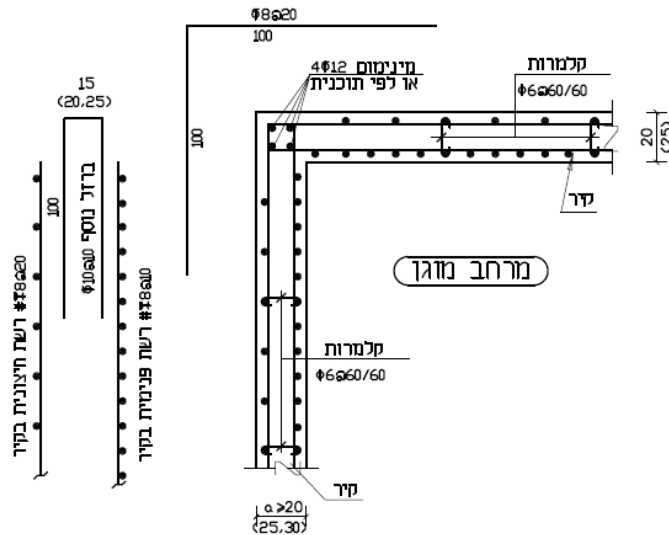
נתכנן לפי דרישות התכן $A_{s, \text{הג"א}} < A_s \rightarrow$

כפי שניתן לראות ישנם מקרים שזיון הג"א מחמיר מהתכן וישנם מקרים בהם זיון התכן מחמיר מהג"א ולכן אתן זיון לפי התכן כאשר הזיון המינימאלי הוא הדרישות של הג"א.

את זיון תקרות/רצפות הממ"ד אתכנן לפי דרישות המינימום של הג"א כיוון ששטחי הזיון מה STRAP יצאו קטנים יותר מהדרישה.



תכנית ממ"ד קומת קרקע
ק"מ 1:50



פרט ריתום אופקי בקירות
ק"מ 1:20

תכני יסודות:

ביסוס המבנה הוא בין השלבים החשובים ביותר בתכנון המבנה מפני שכל עומסי הבניין יורדים לביסוס ותכנון לא נכון שלו יכול יגרום לנזק חמור שישפיע על התנהגות המבנה. לצורך תכנון היסודות קראתי ולמדתי את דו"ח הקרקע (נספח) של הבניין ועל פיו התחלתי את שלבי העבודה בתכנון היסודות.

אראה כאן מסקנות עיקריות מדו"ח הקרקע:

חתך הקרקע שבקידוחי הניסיון אינו אחיד אך ניתן לזהות השכבות העיקריות דלהלן:

1. מילוי – שכבה עליונה המורכבת מחרסית שמנה בעובי 4-6 מ'. לעיתים המילוי כולל פסולת (אבנים, שקיות פלסטיק וכו')
2. חרסית בינונית - שכבה זו נמצאה מתחת למילוי ועד לעומק 7-10 מ'. בשכבה זו עולה אחוז הדקים עד למעלה מ 50% והשכבה נתונה לשינויי נפח במקרה של שינוי רטיבות.
3. חול חרסיתי עד חול עם דקים לעיתים עם סימני כורכר – מעומק 7-10 מ' ועד לעומק 12-17 מ'
4. חואר קרטוני עד קרטון- מעומק 12-17 מ' ועד לסוף הקידוחים.
5. מים- לא נמצאו בקידוחים אך תיתכן הופעת מים כלואים בשכבת המילוי מעל החרסית. כמו כן תיתכן הופעת מי תהום בסדקים מקומיים בתווך הקרטוני.

מסקנות והמלצות:

- א. חתך הקרקע באתר הינו בעל פוטנציאל גבוה לשינויי נפח כתוצאה משינויי רטיבות. בהתאם, ביסוס המבנים יעשה באמצעות כלונסאות קדוחים ויצוקים באתר ללא הרחבות.
- ב. ביצוע הכלונסאות יעשה תוך שימוש במכונת קידוח חזקה עקב הופעת שכבות קשות והיתכנות התקלות בגושי בטון. כמו כן יתכן הצורך בשימוש בבנטונייט עקב הופעת מים בקידוחים או אי יציבות הקידוחים.
- ג. העומסים הפועלים על הכלונסאות הינם שילוב בין עומסים אנכיים סטטיים לעומסים דינמיים עקב רעידות אדמה.
- ד. העומסים לקביעת מידות הכלונס – עומסי שירות (ריאקציות אנכיות), בהתאם להמלצת יועץ הקרקע לעומס ספציפי - כלונס עם מידות ועומק מסוים.
- ה. בסמכים בהם הריאקציה גדולה מהכוח שהכלונס המרבי יכול לקבל (ז"א לא ניתן להתאים כלונס לסמך זה), נבצע ביסוס בעזרת זוג כלונסאות (או יותר – כמה שצריך) שיחברו בעזרת ראש כלונס על מנת להעביר את הריאקציה אל הכלונסאות עם עומס סביר.
- ו. העומסים לקביעת הזיון בכלונס – עומסי תכן כולל רעידות אדמה, לקבלת כוח אופקי ומומנט על כל כלונס.

מתוך דו"ח הקרקע:

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

4. ביסוס בכלונסאות

א. להלן פרוט עומס מותר לפי הקוטר והעומק הנמדד ממפלס +112.

קוטר (ס"מ)	עומק כללי (קורות) (מ')	עומס אנכי מותר (טון)	עומס אופקי מותר (טון)
60	18	עד 65	4
70	18	66-75	6
80	18	76-90	8
80	20	91-105	8
80	22	106-138	8
90	22	139-165	11
100	22	166-185	14
100	24	186-225	14
110	24	226-275	17
120	24	276-340	20

ב. ביצוע הכלונסאות יעשה תוך שימוש במכונת קידוח חזקה עקב הופעת שכבות קשות והיתכנות התקלות בגושי בטון. כמו כן יתכן הצורך בשימוש בבנטוניט עקב הופעת מים בקידוחים או אי יציבות הקידוחים.

ג. יש להקפיד על תכנון פרט פשוט וברור של חיבור הכלונסאות למבנה עם חפיפה מרווחת של הזיון.

ד. המומנט הנובע מכוח אופקי יחושב בהנחה שהכלונס מתנהג "כזיף חופשי" הרתום בעומק 4 פעמים הקוטר. כוח שליפה מותר יחושב לפי 90% ממשקל הבטון בכלונס בתוספת חיכוך מותר בשיעור של 1 טון/מ"ר (בהזנחת 2 מ' עליונים).

ה. יש לזמן את מהנדס הביסוס לתחילת העבודה ויש להביא בחשבון התאמות עומק וקוטר נוספות לפי הממצאים בעת הביצוע.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 6 מתוך 13

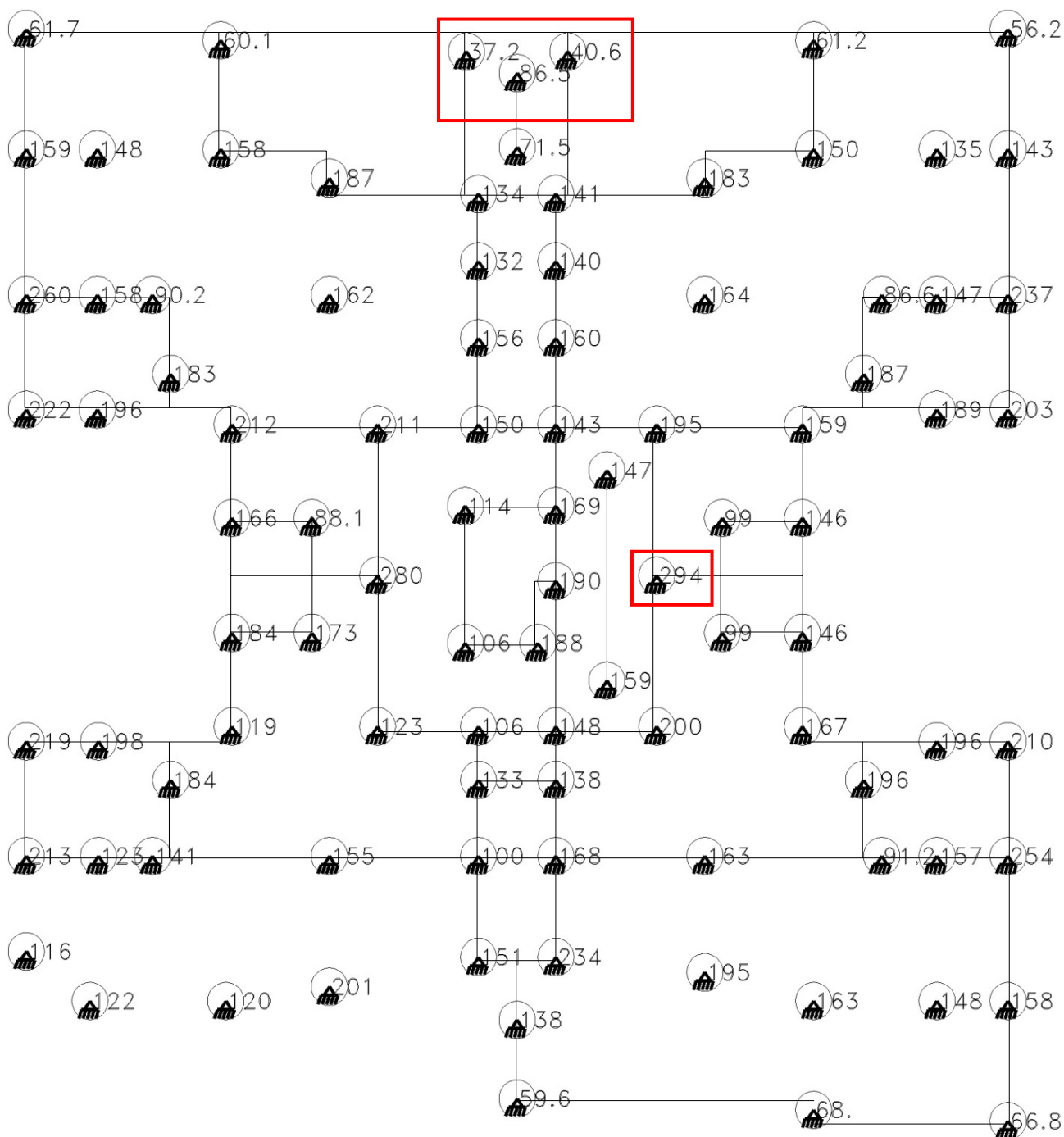
מתוך דו"ח הקרקע:

- בדיקות סונויות יבוצעו בכל הכלונסאות.
- הבטון יהיה ב-30- ובעל שקיעת קונוס של 6" (דרגת סומך זו הכרחית לעטיפה נאותה של הזיון בכלונס)
- המרחק בין הכלונסאות 3 – 2.5 פעמים קוטר הכלונס (מרחק צירי)
- כלוב הזיון יתלה בעת היציקה במרכז הקידוח. קוטר כלוב הזיון יהיה קטן ב-16-12 ס"מ מקוטר הקידוח (ביחס ישר לקוטר). אורך הזיון יהיה כאורך הקידוח פחות 2 מ'. הזיון יהיה מברזל מצולע ויחושב ע"פ הכוחות האופקיים והמומנטים אבל בשום מקרה לא יפחת מ-5 פרומיל שטח החתך ומדרישת התקן (הגבוה מבניהם) לכוח מתיחה Z של:
כאשר: $Z = 100D - 0.7P$
 D = קוטר הכלונס במ'
 P = העומס הקבוע בטון.
- בדיקות סונויות יבוצעו בכל הקידוחים. בשליש מהקידוחים בקוטר 80 ס"מ ומעלה יש להכניס שני צינורות לבדיקה.

שלבי חישוב:

ע"פ דו"ח הקרקע והערכה ראשונית של העומסים על היסודות ביצעתי הערכת מיקום כלונסאות במבנה. לאחר הערכה בנייתי מודל מרחבי מדויק בתוכנת *strap* ע"מ לקבל עומסים על כל כלונס בעומסי שרות. בשלב הבא בדקתי את המרחקים בין הכלונסאות ע"מ להוריד תסבולת (עומס מותר) לכלונסאות שהמרחק בניהם הוא פחות מ- $3d$. אחרי ששיניתי קטרים ועומקים עקב המרחק בדקתי את העומסים על המבנה עקב מעטפת רעידות אדמה. את הכוחות האופקיים שקיבלתי עבור מעטפת ר"א בדקתי עבור כל סוג כלונס לפי טבלת התסבולת שקיבלתי בדו"ח קרקע. לבסוף קיבלתי שתי טבלאות של קטרים ועומק: 1. לפי מצב שירות 2. לפי מעטפת כוחות ר"א כאשר בחרתי את הטבלה המחמירה ביותר (במקרה שלי זה יצא לפי מצב שירות)

עומסים על כלונסאות במצב שירות (t):



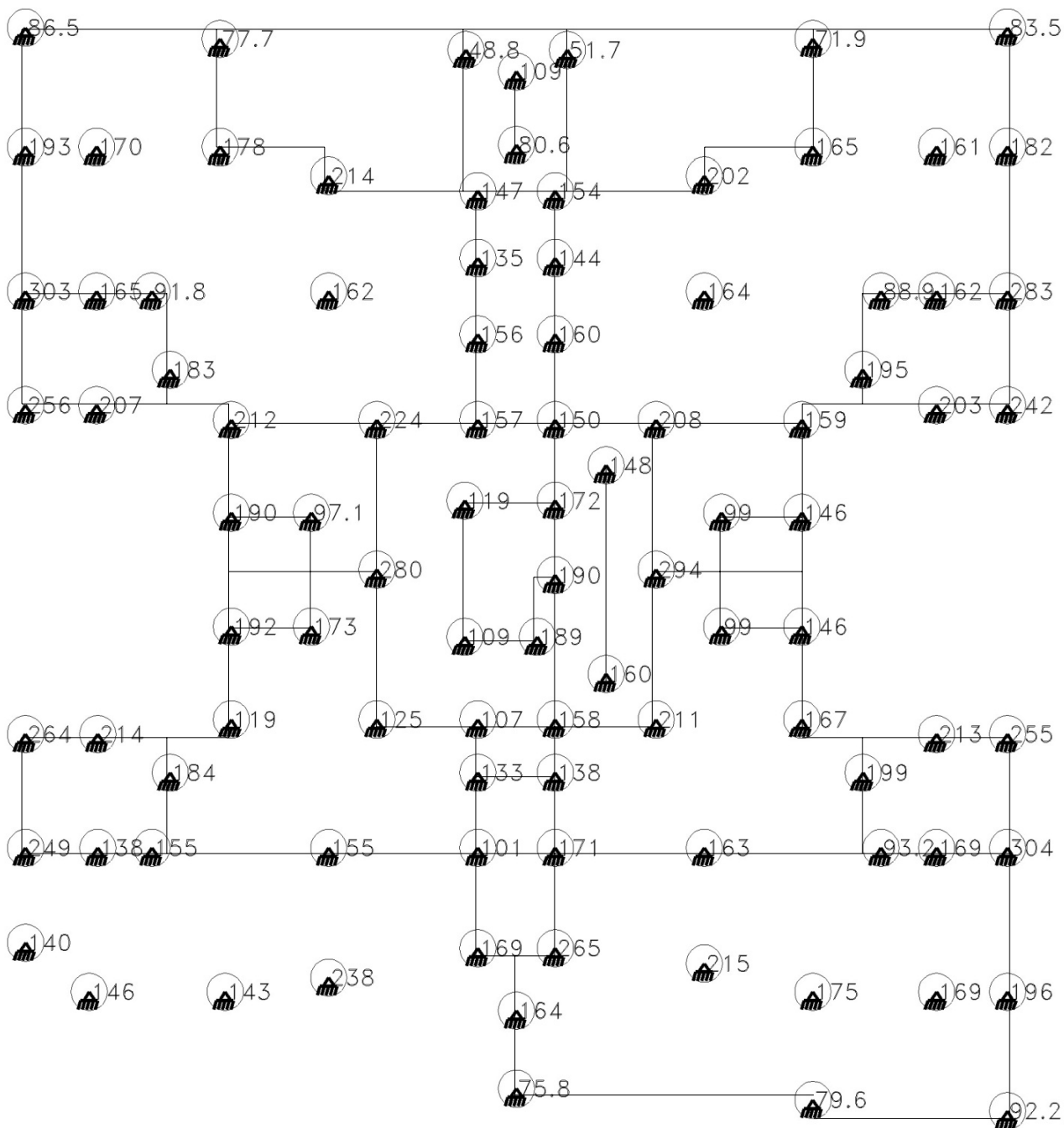
טבלת כלונסאות עם עומסי שירות בלבד:

עומק חדש (m)	קוטר חדש (cm)	עומס מותר לאחר הקטנה של 12% עקב מרחק של פחות מ-3d או 18% עקב מרחק של פחות מ-2d (t)	מרחק בין כלונסאות	עומק (m)	קוטר (cm)	עומס מותר שירות (t)	עומס בשירות (t)	מספר כלונס
18	60	אין צורך	>3d	18	60	65	62	1
18	60	אין צורך	>3d	18	60	65	56	2
18	60	אין צורך	>3d	18	60	65	60	3
18	60	אין צורך	>3d	18	60	65	61	4
18	80	אין צורך	>3d	18	80	90	82	5
18	80	אין צורך	>3d	18	80	90	82	6
18	80	66	>2d	18	70	75	71	7
22	100	145.2	>2d	22	90	165	159	8
22	100	145.2	>2d	22	90	165	158	9
22	100	145.2	>2d	22	90	165	150	10
22	90	145.2	>2d	22	90	165	143	11
22	100	145.2	>2d	22	90	165	148	12
22	90	121.44	>2d	22	80	138	135	13
24	100	198	>2d	24	100	225	187	14
24	100	162.8	>2d	22	100	185	183	15
22	90	121.44	>2d	22	80	138	134	16
22	100	135.3	>1.5d	22	90	165	141	17
22	90	אין צורך	>3d	22	90	165	162	18
22	90	121.44	>2d	22	80	138	132	19
22	90	145.2	>2d	22	90	165	140	20
22	90	אין צורך	>3d	22	90	165	164	21
24	120	225.5	>1.5d	24	110	275	260	22
24	100	145.2	>2d	22	90	165	158	23
20	80	79.2	>2d	18	80	90	90	24
20	80	79.2	>2d	18	80	90	86	25
22	100	145.2	>2d	22	90	165	147	26
24	120	225.5	>1.5d	24	110	275	237	27
22	100	145.2	>2d	22	90	165	156	28
22	100	145.2	>2d	22	90	165	160	29
24	100	162.8	>2d	22	100	185	183	30
24	100	198	>2d	24	100	225	187	31
24	110	198	>2d	24	100	225	222	32
24	100	198	>2d	24	100	225	196	33
24	100	198	>2d	24	100	225	189	34

24	110	198	>2d	24	100	225	203	35
24	110	198	>2d	24	100	225	212	36
24	110	198	>2d	24	100	225	211	37
22	100	145.2	>2d	22	90	165	150	38
22	90	145.2	>2d	22	90	165	143	39
24	110	184.5	>1.5d	24	100	225	195	40
22	100	145.2	>2d	22	90	165	159	41
22	100	135.3	>1.5d	22	90	165	147	42
22	80	121.44	>2d	22	80	138	114	43
24	100	151.7	>1.5d	22	100	185	169	44
24	100	162.8	>2d	22	100	185	166	45
20	80	79.2	>2d	18	80	90	88	46
22	80	92.4	>2d	20	80	105	99	47
22	100	145.2	>2d	22	90	165	146	48
24	120	290.4	>2d	24	120	330	280	49
24	110	184.5	>1.5d	24	100	225	190	50
24	120	290.4	>2d	24	120	330	294	51
24	100	162.8	>2d	22	100	185	184	52
24	100	162.8	>2d	22	100	185	173	53
22	80	92.4	>2d	20	80	105	99	54
22	100	145.2	>2d	22	90	165	146	55
22	80	121.44	>2d	22	80	138	106	56
24	110	184.5	>1.5d	24	100	225	188	57
22	100	145.2	>2d	22	90	165	159	58
22	80	121.44	>2d	22	80	138	119	59
22	80	אין צורך	>3d	22	80	138	123	60
22	80	121.44	>2d	22	80	138	106	61
22	100	145.2	>2d	22	90	165	148	62
24	110	184.5	>1.5d	24	100	225	200	63
24	100	162.8	>2d	22	100	185	167	64
24	110	198	>2d	24	100	225	219	65
24	100	198	>2d	24	100	225	198	66
24	100	198	>2d	24	100	225	196	67
24	110	198	>2d	24	100	225	210	68
24	100	162.8	>2d	22	100	185	184	69
24	100	198	>2d	24	100	225	196	70
22	90	121.44	>2d	22	80	138	133	71
22	90	121.44	>2d	22	80	138	138	72
24	110	198	>2d	24	100	225	213	73
22	90	121.44	>2d	22	80	138	123	74
22	90	145.2	>2d	22	90	165	141	75
20	80	92.4	>2d	20	80	105	91	76
22	100	145.2	>2d	22	90	165	157	77
24	120	225.5	>1.5d	24	110	275	254	78

22	90	אין צורך	>3d	22	90	165	155	79
22	80	92.4	>2d	20	80	105	100	80
24	100	151.7	>1.5d	22	100	185	168	81
22	90	אין צורך	>3d	22	90	165	163	82
22	80	121.44	>2d	22	80	138	116	83
22	100	145.2	>2d	22	90	165	151	84
24	120	225.5	>1.5d	24	110	275	234	85
24	110	198	>2d	24	100	225	201	86
24	100	198	>2d	24	100	225	195	87
22	100	145.2	>2d	22	90	165	148	88
22	90	121.44	>2d	22	80	138	122	89
22	90	אין צורך	>3d	22	80	138	120	90
22	90	אין צורך	>3d	22	90	165	163	91
22	100	145.2	>2d	22	90	165	158	92
22	90	121.44	>2d	22	80	138	138	93
18	60	אין צורך	>3d	18	60	65	60	94
18	80	אין צורך	>3d	18	70	75	68	95
18	80	אין צורך	>3d	18	70	75	67	96

עומסים על כלונסאות עבור רעידות אדמה:



זיון כלונסאות:

תנאים והגבלות מת"י 940 ומהדו"ח קרקע:

- קוטר מינימאלי של מוט זיון לא יהיה קטן מ- 12 מ"מ
- מרחק המרבי של פסיעת הזיון הלולייני במטר העליון של הכלונס לא יהיה גדול מ- 120 מ"מ וביתרת הכלונס מרחק הפסיעה לא יהיה גדול מ- 250 מ"מ.
- המרחק המרבי בין מוטות זיון אורכיים לא יהיה קטן מ- 100 מ"מ ולא גדול מ- 250 מ"מ.
- חוזק בטון מינימאלי: ב-30
- אורך כלונס מינימאלי: 10 מטר.
- שטח זיון מינימאלי יהיה הגדול מבין השתיים:
- 1. 0.5% משטח חתך הכלונס
- 2. $A_s = \frac{Z}{f_{sd}}$ כאשר: $Z = (100 \cdot d - 0.7 \cdot p)1.4$ - p עומס קבוע בלבד בשרות הפועל על הכלונס
- אורך הכלונס המחושב לזיון הוא: $4d$
- קוטר כלוב הזיון יהיה קטן ב- 16-12 ס"מ מקוטר הקידוח (ביחס ישר לקוטר)
- אורך הזיון יהיה כאורך הקידוח פחות 2 מ'.

חישוב זיון מינימלי לכל קבוצת כלונסאות:

ע"פ חישובי הקטרים מהטבלאות קיבלתי בסה"כ 6 קבוצות כלונסאות: (60,80,90,100,110,120)
אחשב לכל קבוצה זיון מינימאלי:

$D=60 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 30^2 \cdot 0.005 = 14.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 7\emptyset 16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$D=80 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 40^2 \cdot 0.005 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 13\emptyset 16 = 26.14 \text{ cm}^2$$

$D=90 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 45^2 \cdot 0.005 = 31.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 16\emptyset 16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

$D=100 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 50^2 \cdot 0.005 = 39.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 16\emptyset 18 = 40.71 \text{ cm}^2$$

$D=110 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 55^2 \cdot 0.005 = 47.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 19\emptyset 18 = 48.35 \text{ cm}^2$$

$$D=120 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = \pi \cdot r^2 \cdot 0.005 = \pi \cdot 60^2 \cdot 0.005 = 56.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,act} = 19\emptyset 20 = 59.69 \text{ cm}^2$$

סיכום:

$$D=60 \quad A_{s,act} = 7\emptyset 16$$

$$D=80 \quad A_{s,act} = 13\emptyset 16$$

$$D=90 \quad A_{s,act} = 16\emptyset 16$$

$$D=100 \quad A_{s,act} = 16\emptyset 18$$

$$D=110 \quad A_{s,act} = 19\emptyset 18$$

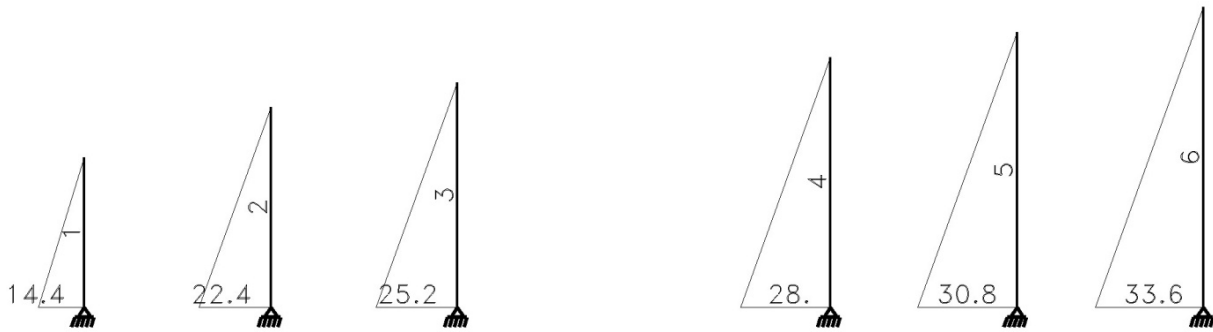
$$D=120 \quad A_{s,act} = 19\emptyset 20$$

חישוב זיון לכל קבוצת כלונסאות :

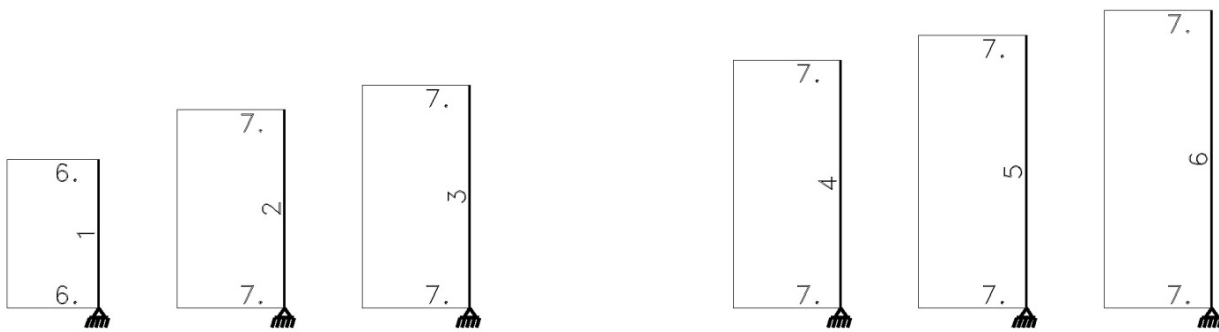
ע"מ להוציא זיון אורכי וחישובים לכלונס נעזרתי בתוכנת *strap* ובניתי סכמה של עמוד באורך $4d$.
רתום בבסיסו (כמתבקש בדו"ח הקרקע), העומסים עליו הם כוח אנכי ואופקי מקסימלי על הכלונס.
לאחר החישוב קיבלתי לכל קבוצת כלונסאות את מהלך המומנטים, גזירה וציריים ומשם עברתי
להוצאת הזיון.

להלן פלט מהלכים לכל קבוצת כלונסאות:

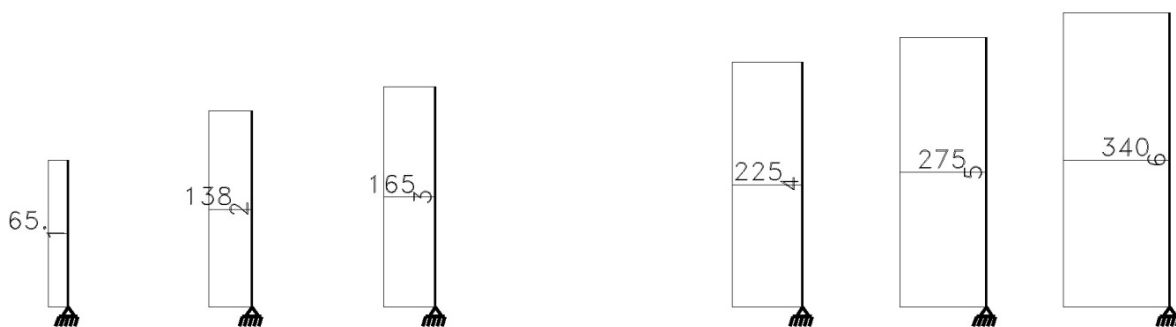
מומנטיים-



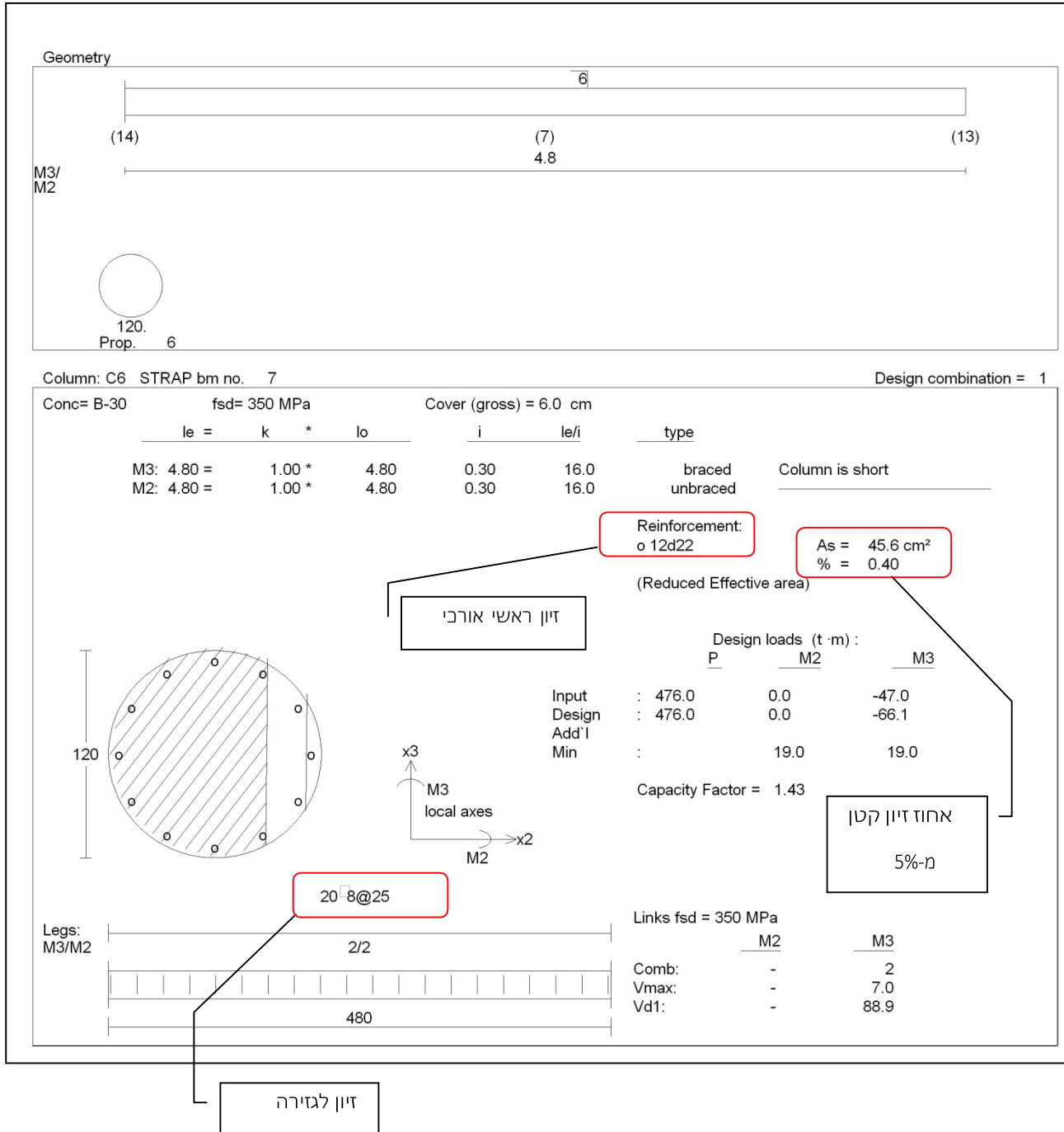
גזירה-



אזורים-

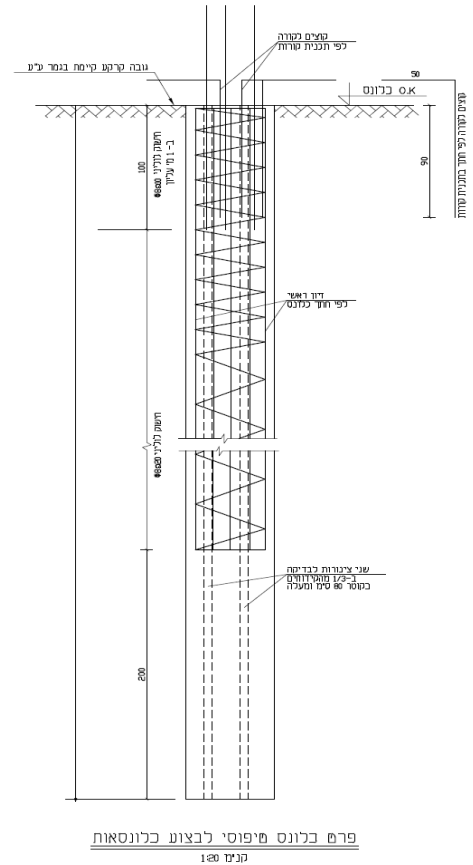
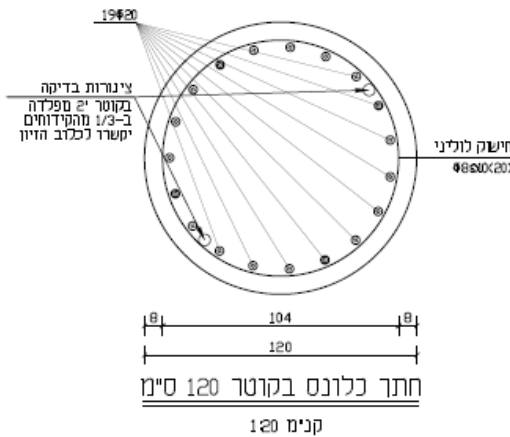
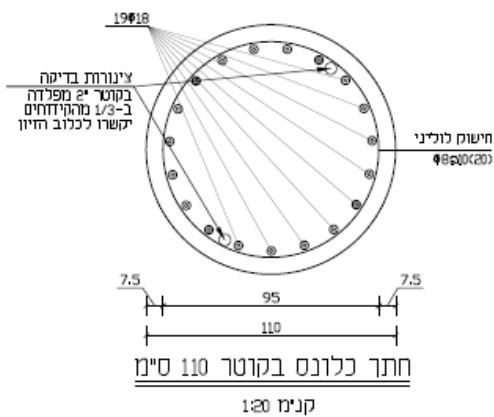
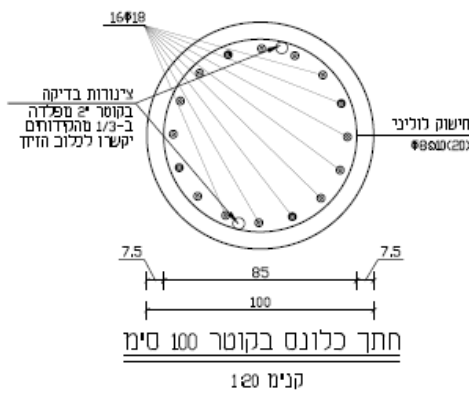
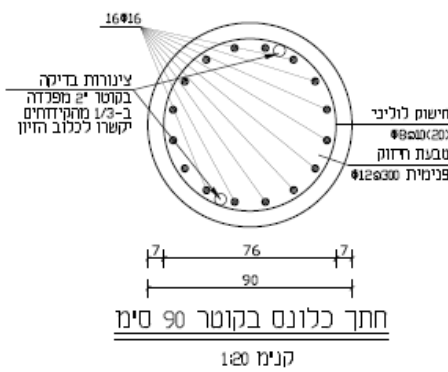
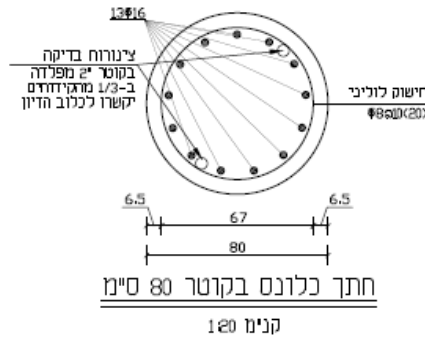
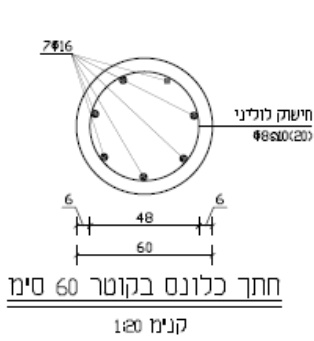


פלט זיון דוגמא של כלונס קוטר 120 ס"מ (עמוד באורך 4d):



- כפי שניתן לראות, אחוז הזיון האורכי קטן מהמינימום וכך יצא בפלט של כל קבוצות הכלונסאות ולכן אתן זיון לפי חישוב של זיון מינימאלי.
- גם זיון רוחבי לגזירה (חישוקים) גדולים מהדרישה של יועץ הקרקע ולכן אני אבחר בדרישת יועץ הקרקע.

זיון לכל קבוצת כלונסאות:

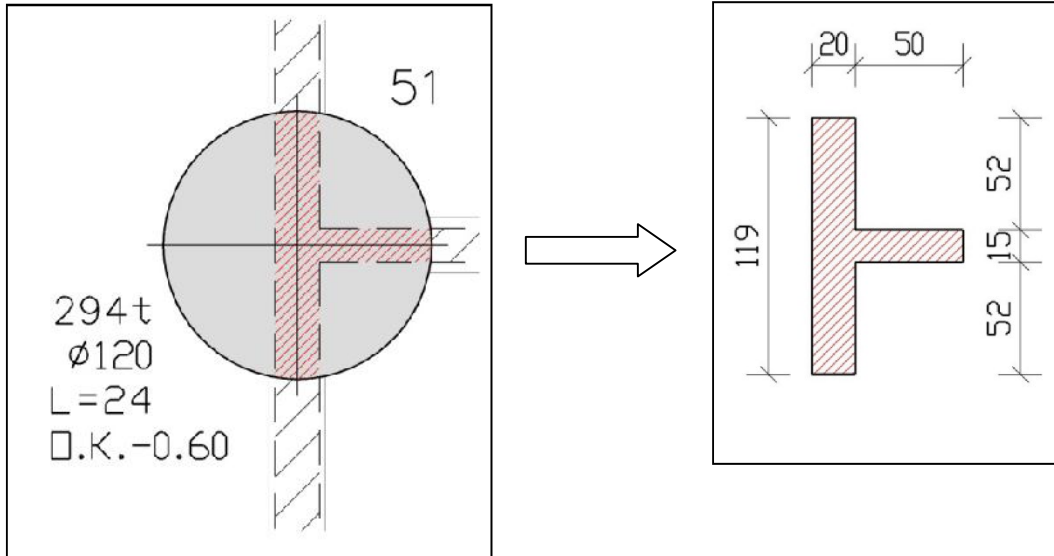


חישוב זיון קוצים מכלונסאות:

כיוון שבפרויקט שלי הסכמה הכללית של הבניין היא קירות מבטון ולא עמודים וקורות - אין לי עמודי יסוד (צומחים מהיסוד) ולכן אקח בכל כלונס את השטח של הקיר הנמצא עליו בתור עמוד יסוד ואבדוק אותו ללחיצה- מזה אוציא לו זיון לקוצים לפי העומס הנופל עליו.

אקח את כלונס 51 לדוגמא:

קוטרו 120 ס"מ והעומס עליו בשורת הוא: 294 טון.
לפי תוכנית ה- STRAP העומס עליו בתכן הוא: 419 טון



שטח המגע של "עמוד יסוד" עם כלונס

בשלב הראשון אבדוק את הכלונס ללחיצה מקומית:

ת"י 466 חלק 2 סעיף 31.2.3.3 : "בתחתית העמוד הנשען על ראש כלונס, בחלק העליון של ראש כלונס יינתנו כמויות זיון כנדרש בת"י 466 חלק 1 סעיף 5.10 -לחיצה מקומית"

$$N_d \leq f_{cd} \sqrt{A_{c0} A_{c1}}$$

A_{c0} - שטח המגע (שטח עמוד יסוד)- צבוע באדום $(0.15 \cdot 0.5 + 1.19 \cdot 0.2) = 0.313$

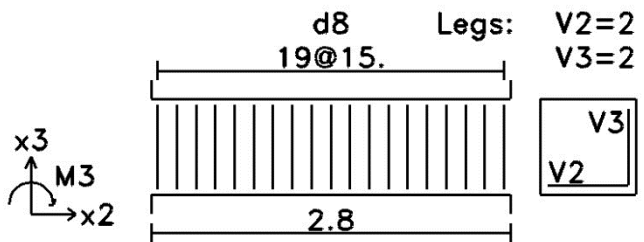
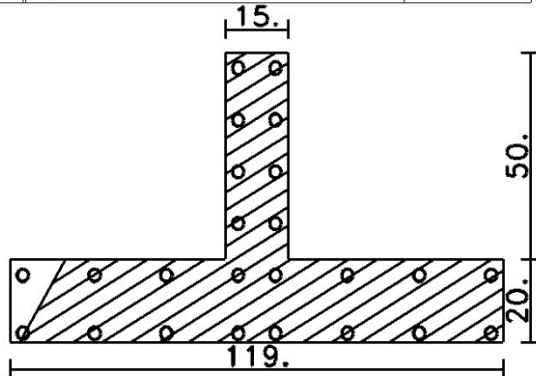
A_{c1} - שטח הבטון במישור המגע (שטח הכלונס)- צבוע באפור $\pi r^2 = 1.13$

$$N_d \leq 13 \cdot 10^2 \cdot \sqrt{0.313 \cdot 1.13} = 773 t \geq 419 t \rightarrow O.K$$

פלט זיון ל"עמוד יסוד" על כלונס 51 לדוגמא:

Concrete = B30 $f_{sd}(\text{main}) = 350$ $f_{sd}(\text{links}) = 350$
 Cover(gross) = 3.cm
 Reinforcement: diameters - min=12max=20 no.=1
 Spacing - min=10. max=30. cm
 Links: Min. diameter =8 Spacing - min=10. incr.=5.

	Le=	k *	Lu	Braced	klu/r	
M2:	2.8	1.	2.8	Yes	16.2	Short
M3:	2.8	1.	2.8	Yes	9.3	



Reinforcement	Grp.	Diam	No.	Spac.
24:12	1	12	10	Corner
$A_s = 27.1 \text{ cm}^2$	2	12	8	17.3
$\% = 0.87$	4	12	6	12.5

Load No.	Axial	M2			M3			Shear		Load Type (ton, meter)
		Top	Mid.	Bot.	Top	Mid.	Bot.	V2	V3	
1	419.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.		

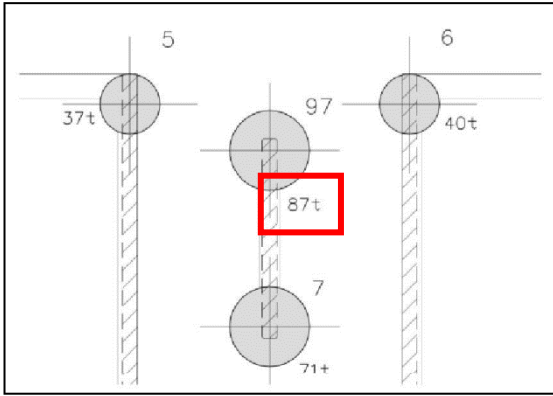
	Case	Vd	Vrd1	Vrd2	Av/sreqd	Av/sprov	Code
V2	1	-	55.64	13.03	-	0.0667	minmax space
V3	1	-	24.1	5.64	-	0.0667	6 15.

Load case 1							
Loads:	Input			Design			cap.
	P	M2	M3	P	M2	M3	
Top	419.	0.	0.	419.	0.	16.62	1.1 *
Middle	419.	0.	0.	419.	0.	16.62	1.1
Bottom	419.	0.	0.	419.	0.	16.62	1.1
				419.	0.	-16.62	1.1
				419.	9.78	0.	1.13
				419.	-9.78	0.	1.13

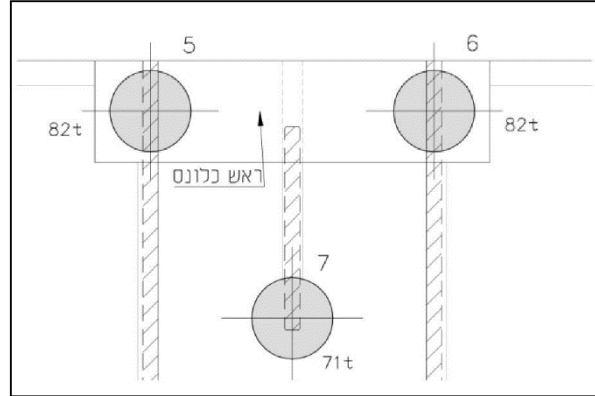
חישוב ראש כלונס:

בתוכנית יסודות שלי יצא לי לתכנן ראש כלונס אחד מפני שהיו 3 כלונסאות קרובים ובנוסף היה עומס קטן בשני כלונסאות מתוך השלושה ולכן קיבצתי את 3 הכלונסאות לראש כלונס בעל 2 כלונסאות בלבד.

לפני ראש כלונס-



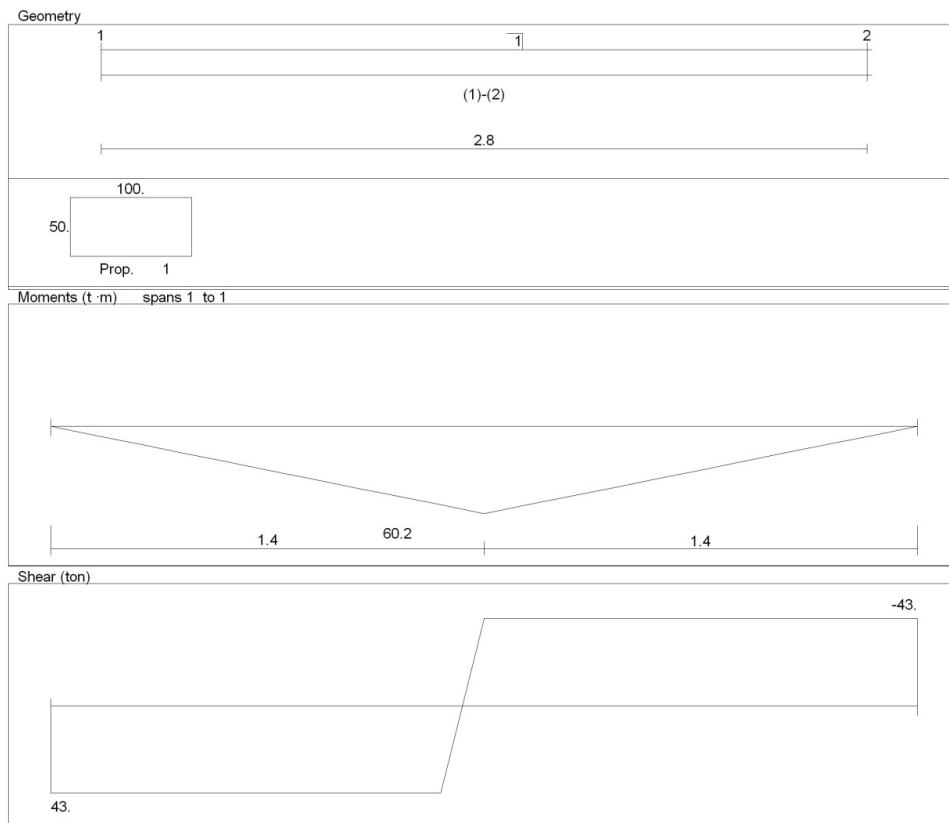
אחרי ראש כלונס-

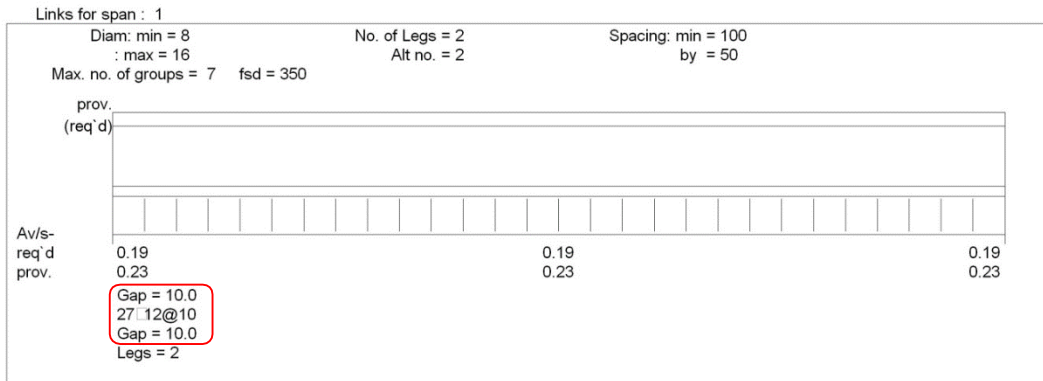
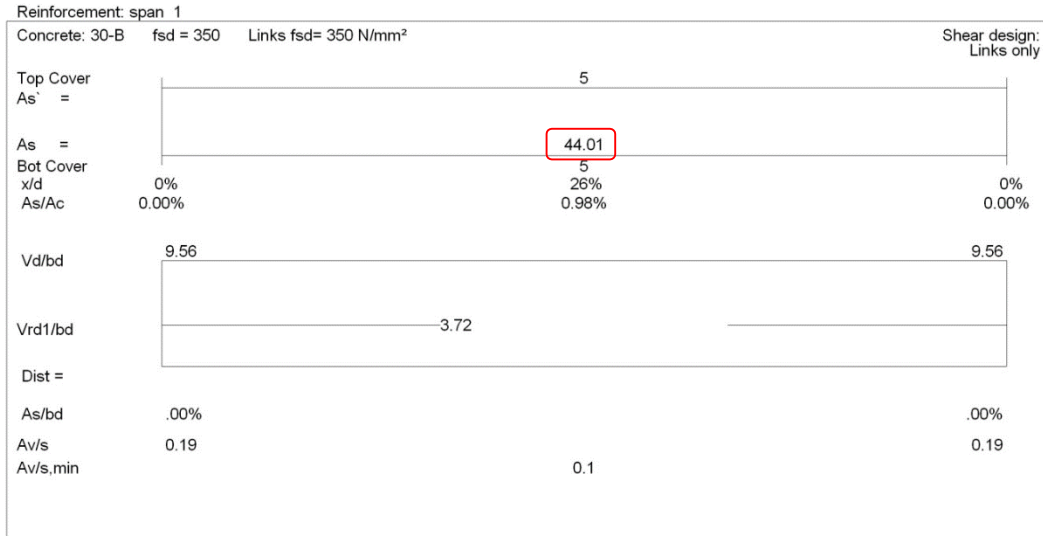


את גובה ראש הכלונס בחרתי כמו גובה כל הקורות קשר 50 ס"מ, מה שאומר שהחתך של הראש כלונס הוא 100/50 ס"מ.

הבנסתי לתוכנת BEAMD את החתך עם העומס המרוכז של 87 טון בסכמה סטטית של קורה על שני סמכים.

פלט מתכנת BEAMD:





Deflections: spans 1

As' =	0.
As =	44.02
□(elastic) =	0.15655
lg =	0.01042
lr =	0.00414
Mr =	13.29
Msr,sus,t1 =	34.4
Msr,mx,d+t1 =	41.81
Msr,mx,sus =	34.4
le,d,sus,t1 =	0.0045
le,d+t1 =	0.00434
le,sust =	0.0045
kt =	2.00/0.60
ai,sus,t1 =	0.207
ai,d+t1 =	0.261
ai,sus =	0.362
a1 =	L/ 307
a2 =	L/ 673

Long-term deflection:
- sustained loads : 100% of dead; 0 % of live
- duration of load 60 months ; attachment of element at 1 months (t1), ft1 0.7596
a2: Immediate deflection: apply 0% of dead
Dead factor = 1.4 Live factor = 1.6 Dead/Total = 0.8
fctb= 3.19 Ec = 26200 Es = 200000

ע"פ פלט התוצאות ניתן לראות ששטח הזיון הראשי הוא $44 \text{ cm}^2 \leftarrow 9\emptyset 25$ והזיון לגדירה $\emptyset 12@10$ כמו כן השקיעה המיידית והשקיעה לטווח ארוך עומדות בתנאי התקן.

חישוב זיון ידני לראש כלונס:

$$M_d^{(+)} = 602 \text{ kNm}$$

$$c = 3 \text{ cm} \text{ (עובי כיסוי מינמלי)}$$

$$d_s = 5 \text{ cm} \text{ (מונח)}$$

$$d = h - d_s = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

חישוב $M_{cd,max}$:

$$M_{cd,max} = 0.32 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.32 \cdot 1 \cdot 0.45^2 \cdot 13 \cdot 10^6 = 842.4 \text{ kNm}$$

$M_{cd,max} > M_d$ ולכן אין צורך בזיון לחיצה!

חישוב גובה האזור הלחוך x :

$$x = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 602 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.45^2 \cdot 13 \cdot 10^6}} \right) \cdot 45 = 11.85 \text{ cm}$$

חישוב זרוע כוחות פנימיים z :

$$z = d - \frac{x}{2} = 45 - \frac{11.85}{2} = 39.1 \text{ cm}$$

$$z_{max} = 0.95d = 0.95 \cdot 45 = 42.75 \text{ cm}$$

$$z_{min} = 0.8d = 0.8 \cdot 45 = 36 \text{ cm}$$

$$z = 0.391 \text{ m}$$

חישוב שטח זיון במתיחה A_s :

$$A_s = \frac{M_d}{f_{sd} \cdot z} = \frac{602 \cdot 10^3}{350 \cdot 10^6 \cdot 0.391} \cdot 10^6 = 4399 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,act} = 9\emptyset 25 \rightarrow 4418 \text{ mm}^2$$

בדיקת הגבלות מינימום ומקסימום:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 1000 \cdot 450 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot d = 0.04 \cdot 1000 \cdot 450 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} < A_{s,act} < A_{s,max}$$

(ברזל אמצע וברזל עליון כמתואר בשרטוט)

בדיקת גזירה בקורה:

$$V_d = 430 \text{ kN}$$

$$d = h - d_s = 50 - 5 = 45 \text{ cm} \quad , \quad d_s = 5 \text{ cm}$$

חישוב תסבולת הבטון בלחיצה משופעת (ע"פ מודל המסבר): $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = 0.6 \left[1 - 0.70 \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \theta$$

$$V_{Rd,max} = 0.6 \left[1 - 0.70 \frac{30}{250} \right] 13 \cdot 1000 \cdot 0.9 \cdot 450 \cdot (\cot(26.5) + \cot(90)) \sin^2(26.5)$$

$$V_{Rd,max} = 1155.5 \text{ kN}$$

חישוב תסבולת הבטון ללא זיון לגזירה $V_{Rd,c}$:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.66 < 2$$

$$\rho = \frac{A_{s,act}}{b \cdot d} = \frac{4418}{1000 \cdot 450} = 0.0098 < 0.02$$

$$V_{Rd,c} = [0.12K(100\rho 0.70f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 1.66 \cdot (100 \cdot 0.0098 \cdot 0.70 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 1000 \cdot 450 = 245.65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq [0.035 \cdot K^{3/2} (0.70f_{ck})^{1/2} + 0.15\sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} \geq [0.035 \cdot 1.66^{3/2} (0.70 \cdot 30)^{1/2}] \cdot 1000 \cdot 450 = 154.36 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 245.65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} < V_d < V_{Rd,max}$$

תסבולת הקורה לגזירה אינה מספיקה ללא זיון מחושב לגזירה.

חישוב תסבולת הקורה לגזירה עם זיון לגזירה $V_{Rd,s}$:

בניח שיש חישוב קוטר 12 כל 15 ס"מ לרוחב הקורה.

$$A_{sv} = 754 \text{ mm}^2 \text{ מחישוב}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1}{s_v} A_{sv} z f_{sd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1}{250} \cdot 754 \cdot 0.9 \cdot 450 \cdot 350 \cdot (\cot 26.5 + \cot 90) \cdot \sin 90$$

$$V_{Rd,s} = 847 \text{ kN}$$

$$\rho_{v,min} = 0.001$$

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v \cdot \sin \alpha} = \frac{754}{1000 \cdot 250 \cdot \sin(90)} = 0.003$$

$$\rho_{v,min} < \rho_v$$

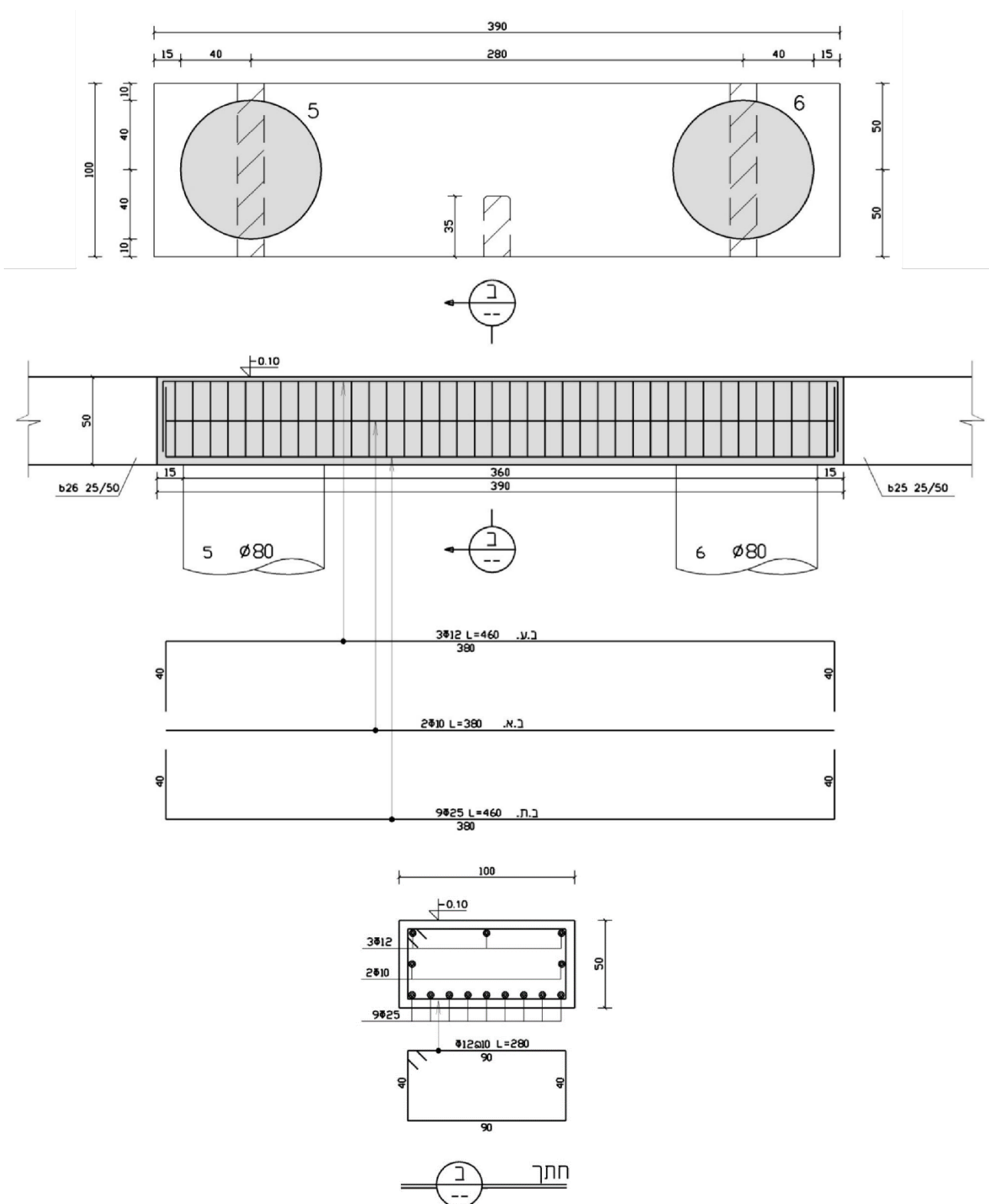
$$A_{s,act} = \emptyset 12 @ 15 \rightarrow 754 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,c} < V_d < V_{Rd,s} < V_{Rd,max}$$

זיון הגזירה שנבחר תקין.

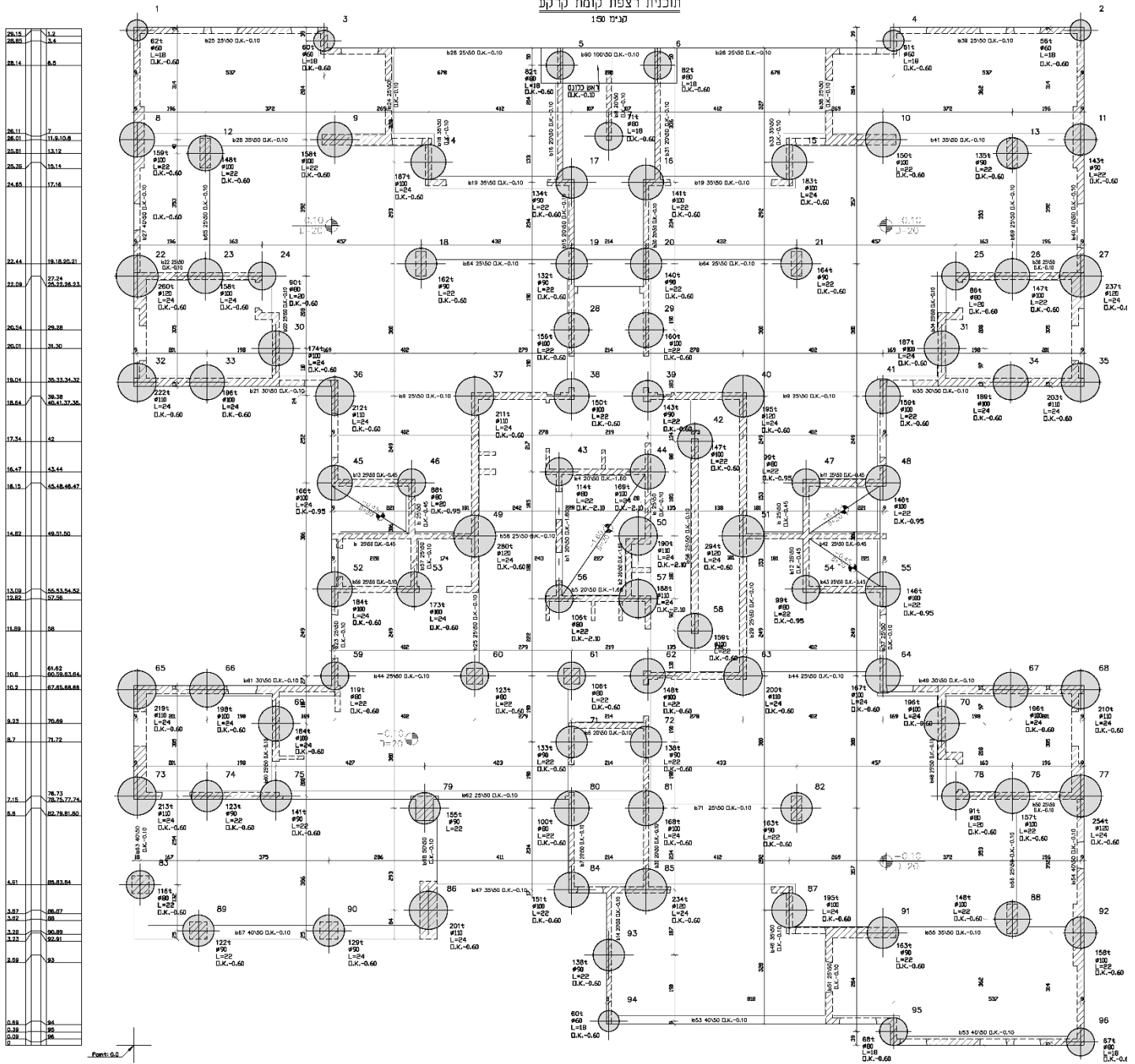
ניתן להבחין שהזיון המחושב קרוב מאוד לפלט הזיון מהתוכנה.

שרטוט זיון ראש כלונס:



תכנית יסודות- מתווה בלונסאות:

תוכנית רצפת קומת קרקע
קניין 150



28.12	1.2
28.22	3.4
28.14	8.2
28.11	11.6,10.8
25.81	13.12
25.35	15.14
24.85	17.16
22.44	19.18,20.21
22.02	22.24, 22.22,24.23
20.54	23.28
20.01	31.20
19.04	33.33,34.32
18.54	36.28, 36.31,37.36
17.34	42
16.47	43.44
16.12	45.48,46.47
14.62	49.51,50
13.02	55.53,54.52, 52.52
11.88	58
10.8	61.62, 60.59,63.64
10.2	67.65,68.68
9.22	70.68
8.7	71.72
7.15	76.73, 76.75,77.74
6.6	82.79,81,80
5.61	85.83,84
3.87	88.87
3.82	88
1.32	90.89
1.32	92.91
2.92	93
0.88	94
0.38	95
0.09	96

0	17.45,18.74, 18.18
1.65	17.46,18.74, 18.18
2.60	17.46,18.74, 18.18
4.08	17.46,18.74, 18.18
5.46	17.46,18.74, 18.18
6.84	17.46,18.74, 18.18
8.22	17.46,18.74, 18.18
9.60	17.46,18.74, 18.18
10.98	17.46,18.74, 18.18
12.36	17.46,18.74, 18.18
13.74	17.46,18.74, 18.18
15.12	17.46,18.74, 18.18
16.50	17.46,18.74, 18.18
17.88	17.46,18.74, 18.18
19.26	17.46,18.74, 18.18
20.64	17.46,18.74, 18.18
22.02	17.46,18.74, 18.18
23.40	17.46,18.74, 18.18
24.78	17.46,18.74, 18.18
26.16	17.46,18.74, 18.18
27.54	17.46,18.74, 18.18

סיכום:

לאחר סיום פרויקט הגמר אני יכולה להגיד בפה מלא שכל הלימודים התיאורטיים בתואר התחברו לי עם העבודה המעשית. למדתי המון דברים חדשים וחשובים הן מבחינת דרך עבודה נכונה והן מבחינת פתרון בעיות הנדסיות. הנושא של קריאה והבנה של תוכניות אדריכלות וקונסטרוקטיביות הוא נושא חשוב מאוד לדעתי ואני שמחה שיצא לי להעמיק בו במהלך הפרויקט.

למדתי רבות בנושא התכנון תוך התחשבות בתנאי הביצוע של הפרויקט, דבר שחשוב מבחינה הנדסית ומבחינה מעשית במציאות.

בכל מהלך הפרויקט יצא לי ללמוד את התקנים הישראלים ולחקור לעומק כל נושא שנגעתי בו ובכך להבין בהרבה דרישות שמחייב כל תקן.

העבודה על הפרוייקט נותנת את התחושה של האחריות והמורכבות העומדים בפני הקונסטרוקטור בתהליך התכנון והבניה. מקווה שההשקעה בפרויקט זה 'תפתח את הדלת' לבצע פרויקטים גדולים ונכבדים בהמשך החיים המקצועיים.

מקורות:

- ת"י 466.1 466.2 חוקת הבטון לרבות כל ג"ת
- ת"י 413 על כל חלקיו – תכן לרעידת אדמה
- ת"י 109 משקלי חומרי בניה
- ת"י 412 עומסים אופייניים
- מצגות ד"ר יבגניה גנין בטון 1, בטון 2
- תרגולים אוניברסיטת אריאל בקורסי בטון 1, בטון 2, עיקרי תכן מבנים, בניית המהנדס, עמידות מבנים לרעידת אדמה.

נספח דו"ח קרקע:

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בסייד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

21/12/2009

תיק: 5083

מגדל מגורים – חב' בוסקילה – קרית גת
בדיקות קרקע ויעוץ לביסוס

<u>עמוד</u>	<u>תיאור</u>	
10 עמ'	דו"ח ביסוס	1.
1 עמ'	תיאור קידוחי ניסיון	2.
1 עמ'	תוצאות בדיקות החדרה תקנית	3.
1 עמ'	תרשים מיקום קידוחים	4.

תפוצה:

1. שם המזמין – חב' בוסקילה
2. קונסטרוקטור – עשת הנדסה – מהנדס ישראל

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 1 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

סימוכין: 21-12-09
תיק: 5083

מגדל מגורים – חב' בוסקילה – קרית גת
בדיקות קרקע ויעוץ לביסוס

1. נתונים כלליים

א. איתור

האתר נמצא צפונית לרח' שד' מלכי ישראל בקרית גת. מרכז האתר נמצא בקור. מרכזית – 614300/177450. (תביע 37/101/02/09 מגרש 205).

ב. טופוגרפיה

פני הקרקע באתר נמצאים ברום של כ-110+ נדרש מילוי של 2-3 מ' למפלס הרצפה המתוכנן.

ג. תיאור המבנה

מתוכנן מבנה בן 15 קומות מעל קומת חניה (ללא מרתף). מפלס ה-0.0± מתוכנן ל-113.0+ ובהתאם ידרש מילוי של 2-3 מ' בשטח. שיטת הבניה תהיה קונבציונלית. העומסים הצפויים ביסודות יהיו בתחום 100-500 טון. תכנון המבנה נעשה ע"י עשת הנדסה.

ד. תוכנית בדיקות הקרקע

1. דו"ח זה מתבסס על 2 קידוחי ניסיון לעומק של עד 25 מ' שבוצעו באתר בחודש נובמבר 2009 ע"י הקבלן משה בר. בקידוחים בוצעו בדיקות החדרה תקנית, לקביעה אינדיקטיבית של צפיפות וחוזק השכבות. מתוך הקידוחים נלקחו מדגמים מופרים לצורך מיון הסתכלותי.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 2 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

2. קידוחי הנסיון מהווים בדיקה של מדגם מזערי לעומת נפח הקרקע הכללי. אי לכך יתכנו שינויים בחתך הקרקע המתואר להלן לעומת חתך הקרקע בפועל. בכל מקרה של אי התאמה על המפקח לדווח למהנדס הביסוס כולל אפשרות של תוספת עלויות לביצוע הביסוס.
3. תיאור קידוחי הנסיון נועדים לתכנון הנדסי של היסודות בלבד אין בתיאור זה בכדי לאפשר לקבלן בחירת כלים ושיטות ביצוע. אם ברצונו לקבל מידע לצורך הנ"ל עליו לבצע קידוחים ובדיקות נוספות.
4. קידוחי היסודות הראשונים ישלימו המידע הדרוש. כן יש להמתין לקבלת תוצאות בדיקת מעבדה.

ה. מהות שירות ייעוץ לביסוס

1. הייעוץ לביסוס נועד לספק נתונים למתכנן לתכנון הנדסי של היסודות ולאפשר למפקח באתר זיהוי שכבת הביסוס אליה היסודות יחדרו.
2. שירותינו ההנדסיים לא נועדו :
 - א. לאפשר לקבלנים בחירה של ציוד ושיטות לביצוע היסודות.
 - ב. להיות תחליף לתכנון מפורט של ניקוז עילי של האתר ומערכת ניקוז תת קרקעית של מרתפים ע"י מתכנני ניקוז ואינסטלציה.
 - ג. להיות תחליף לתכנון מפורט של מערכת איטום ע"י יועץ איטום.
3. ההנחיות לתכנון לביסוס (כמפורט בדו"ח) תקפות למבנה שתואר לעיל. שינויים כגון תוספת מרתף ו/או ביטול, שינויים של מעל 0.5 מ' במפלס חפירה/רצפה מתוכננת, תוספת משמעותית של קומות עליונות - מחייבים התייחסות מחודשת של יועץ הקרקע.
4. מטבען של הנחיות המבוססות על בדיקה כללית של האתר שייכנו שינויים בחתך הקרקע המתגלים בזמן הביצוע. אי לכך, **ביצוע היסודות מחייב הנדסי צמוד** המבין ההמלצות והדרישות המקצועיות והמזמין עדכון לנתוני הביסוס במקרה של שינויים בחתך הקרקע בפועל.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax מלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 3 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

5. יסודות ראשונים יבוצעו בנוכחות מהנדס הביסוס באתר וזאת לצורך קביעת העומק הסופי של הביסוס והדרכת המפקח הצמוד. יש לידע על תחילת ביצוע בכתב ובהתראה של 48 שעות לפחות (יש לרשום על תוכנית הביסוס).
6. קיום פיקוח צמוד באתר וקבלת דו"ח בכתב של המפקח הצמוד באתר הם תנאי לאישור היסודות (מבחינת נתוני הקרקע) ולאחריותנו המקצועית בפרויקט. על המפקח הצמוד לוודא התאמת חתך הקרקע בפועל למתואר בדו"ח ולאשר יציאת כל יסוד בנפרד.
7. דו"ח הביסוס הינו בתוקף עד 3 שנים מיום הפקתו.

2. חתך הקרקע

- חתך הקרקע שבקידוחי הנסיון אינו אחיד אך ניתן לזהות השכבות העיקריות דלהלן:
- א. מילוי – שכבה עליונה המורכבת מחרסית שמנה בעובי 4-6 מ'. לעיתים המילוי כולל פסולת (אבנים, שקיות פלסטיק וכו').
- ב. חרסית בינונית - שכבה זו נמצאה מתחת למילוי ועד לעומק 7-10 מ'. בשכבה זו עולה אחוז הדקים עד למעלה מ-50% והשכבה נתונה לשינויי נפח במקרה של שינוי רטיבות.
- ג. חול חרסיתי עד חול עם דקים לעיתים עם סימני כורכר - מעומק 7-10 מ' ועד לעומק 12-17 מ'.
- ד. חואר קרטוני עד קרטון - מעומק 12-17 מ' ועד לסוף הקידוחים.
- ה. מים - לא נמצאו בקידוחים אך תיתכן הופעת מים כלואים בשכבת המילוי מעל החרסית. כמו כן תיתכן הופעת מי תהום בסדקים מקומיים בתוך הקרטוני.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 4 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

3. מסקנות והמלצות

- א. חתך הקרקע שבאתר הינו בעל פוטנציאל גבוה לשינויי נפח כתוצאה משינויי רטיבות. בהתאם, ביסוס המבנים יעשה באמצעות כלונסאות קדוחים ויצוקים באתר ללא הרחבות.
- ב. עומק הכלונסאות יהיה כמפורט בטבלה ובתנאי שעובי המילוי אינו עולה על 8 מ'. במקרה של מילוי בעובי העולה על הנ"ל יש להאריך הכלונס בהתאם. המפקח והקבלן יצטיידו במפה טופוגרפית מקורית (הערה זו תירשם בהבלטה בתכנית הביסוס).
- ג. יש להבהיר ליזם ולבעל הנכס (וזאת בהתאם להצעת התקן לביסוס החדש) שבתנאי הקרקע שבאתר לא ניתן למנוע כליל תזוזות והופעת סדקים בעלי משמעות אסטטית (ללא סכנה ליציבות) זאת על אף כל האמצעים המפורטים בדו"ח והמיועדים ככל שניתן תופעה זו.
- ד. מבחינת הפיתוח המתוכנן עובי המילוי הקיים בשטח (4-6 מ') והמילוי הנוסף הנדרש מחייב חפירת כל המילוי, הגעה לקרקע טבעית וביצוע החלפת קרקע ממפלס זה. אי ביצוע הנ"ל יביא לשקיעות בפיתוח. כחלופה לנייל ניתן לנקוט בגישה של סיכון מחושב (כמפורט בהמשך) בכפוף למוכנות היזם להופעת שקיעות ולצורך בתיקונים בעתיד.
- ה. ביצוע הכלונסאות יעשה תוך שימוש במכונת קידוח חזקה עקב הופעת שכבות קשות והיתכנות התקלות בגושי בטון. כמו כן יתכן הצורך בשימוש בבנטוניט עקב הופעת מים בקידוחים או אי יציבות הקידוחים.
- ו. רצוי שביצוע הקידוחים יעשה ממפלס תחתית קורות (לאחר עבודות עפר במגרש).

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03- 5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 5 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

4. ביסוס בכלונסאות

א. להלן פרוט עומס מותר לפי הקוטר והעומק הנמדד ממפלס +112.

קוטר (ס"מ)	מיני מתחתית קורות (מ')	עומס אנכי מותר (טון)	עומס אופקי מותר (טון)
60	18	עד 65	4
70	18	66-75	6
80	18	76-90	8
80	20	91-105	8
80	22	106-138	8
90	22	139-165	11
100	22	166-185	14
100	24	186-225	14
110	24	226-275	17
120	24	276-340	20

ב. ביצוע הכלונסאות יעשה תוך שימוש במכונת קידוח חזקה עקב הופעת שכבות קשות והיתכנות התקלות בגושי בטון. כמו כן יתכן הצורך בשימוש בבנטוניט עקב הופעת מים בקידוחים או אי יציבות הקידוחים.

ג. יש להקפיד על תכנון פרט פשוט וברור של חיבור הכלונסאות למבנה עם חפיפה מרווחת של הזיון.

ד. המומנט הנובע מכוח אופקי יחושב בהנחה שהכלונס מתנהג כזיון חופשי" הרתום בעומק 4 פעמים הקוטר. כוח שליפה מותר יחושב לפי 90% ממשקל הבטון בכלונס בתוספת חיכוך מותר בשיעור של 1 טון/מ"ר (בהזנחת 2 מ' עליונים).

ה. יש לזמן את מהנדס הביסוס לתחילת העבודה ויש להביא בחשבון התאמות עומק וקוטר נוספות לפי הממצאים בעת הביצוע.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 6 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

- ו. עמודי יסוד יהיו בקוטר הכלונס.
- ז. ביצוע הכלונסאות יעשה בהשגחת מפקח צמוד באתר בעל הכשרה מקצועית נאותה אשר יהיה נוכח במהלך העבודה, יוודא חדירה לחול נקי, יאשר יציקת כל יסוד וידווח למהנדס הביסוס.
- ח. בדיקות סוניות יבוצעו בכל הכלונסאות.

5. הנחיות לביצוע הכלונסאות (לכתוב על תכנית היסודות)

- א. המפקח באתר יוודא שמרכזי הכלונסאות המבוצעים לא יסטה מהמרכז המתוכנן יותר מ- 5% מקוטר הכלונס. סטייה גדולה מהני"ל תחייב תוספת זיון ויש לדווח עליה למהנדס הביסוס.
- ב. הבטון יהיה ב-30 ובעל שקיעת קונוס של 6" (דרגת סומך זו הכרחית לעטיפה נאותה של הזיון בכלונס).
- ג. כל הקידוחים יבוצעו תוך התקנת שרוול עליון באורך 1.5 מ'.
- ד. עם התחלת התקשות הבטון יש לחפור בטוריה את עודף הבטון כדי למנוע הוצרות "בצל" עליון.
- ה. יציקת הבטון תעשה באמצעות מנוף וצינור קשיח באורך 14 מ' לפחות. יציקת הכלונס תהיה רצופה ותבוצע ביום הקדיחה.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax מלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 7 מתוך 13

בס"ד

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

- ו. **כלוב הזיון יתלה בעת היציקה במרכז הקידוח. קוטר כלוב הזיון יהיה קטן ב-16-12 ס"מ מקוטר הקידוח (ביחס ישר לקוטר). אורך הזיון יהיה כאורך הקידוח פחות 2 מ'. הזיון יהיה מברזל מצולע ויחושב ע"פ הכוחות האופקיים והמומנטים אבל בשום מקרה לא יפחת מ-5 פרומיל שטח החתך ומדרישת התקן (הגבוה מבניהם) לכוח מתיחה Z של:**
 $Z = 100D - 0.7P$ כאשר,
D = קוטר הכלונס במ'
P = העומס הקבוע בטון.
- ז. כלובי הזיון יכללו טבעות חיזוק ומוטות הקשחה. הצבת כלוב הזיון בתוך הקידוח תעשה באמצעות מנוף. יש להתקין שומרי מרווח כנדרש.
- ח. מהנדס הביסוס יאשר את תכנית היסודות (מבחינת עקרונית התכנון) ויאשר את הכלונסאות הראשונים טרם יציקתם.
- ט. בדיקות סוניות יבוצעו בכל הקידוחים. בשליש מהקידוחים בקוטר 80 ס"מ ומעלה יש להכניס שני צינורות לבדיקה.

6. תכנון רצפות (רצפה, הפרדת קורות וכו')

- א. **הבטחת יציבות מוחלטת לרצפות בתנאי הקרקע שבאתר (מילוי חרסית) מחייב תכנון רצפה "תלויה", דהיינו ללא מגע עם הקרקע. יש להפריד תחתית הרצפות והקורות ממגע עם הקרקע באמצעות קרטון כוורת בגובה 25 ס"מ (עם הגנת לוחות פוליגל בצדדים). במקרה של ביצוע בתקופת חורף יש צורך בהנחת שכבת ארגזי פוליויד מתחת לארגזי הקרטון.**
- ב. אלמנטים בולטים מהמבנה, כגון מדרגות יתוכננו כ"זיז" היוצא מהמבנה או כ"קורה על שני סמכים". התכנון יעשה באופן שתזוזות הקרקע בשיעור 5 ס"מ לא תעביר כוחות למבנים.
- ג. חיבורי צנרת יהיו גמישים ומאפשרים תזוזות של 2-4 ס"מ.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 8 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

ד. יש לתכנן (ע"י מהנדס מנוסה) מערכת ניקוז של החלל שמתחת
לרצפות המבנה (במקרה של רצפה "תלוייה") כדי למנוע הצטברות
מים באזור המבנה.

7. מילוי באתר

א. המילוי הקיים בשטח (4-6 מ"י) מחייב חפירת כל המילוי, הגעה
לקרקע טבעית וביצוע החלפת קרקע ממפלס זה עד למפלס הפיתוח
המתוכנן, **כלומר החלפת קרקע בעובי כולל של כ-9 מ'.**
אי ביצוע המילוי יביא לשקיעות בפיתוח.
כחלופה למילוי ניתן לנקוט בגישה של סיכון מחושב בכפוף למוכנות
היום להופעת שקיעות ולצורך בתיקונים בעתיד.

ב. במסגרת סיכון מחושב המביא בחשבון תזוזות אפשריות והצורך
בתיקונים בעתיד ניתן לבצע המילוי מפני קרקע נוכחיים לאחר
חישוף 30 ס"מ והידוק לצפיפות 92% ממודיפייד.

ג. כל מילוי שיבוצע באתר ממפלס זה ועד ל- 50 ס"מ ממפלס הרצפה
יהיה מחרסית מקומית נקיה מפסולת תוך הידוק בשכבות בעובי
25 ס"מ לצפיפות 92% ממודיפייד (לפי סוג החומר על פי המפרט
הבינמשרדי).

ד. 50 ס"מ עליונים יבוצעו ממצע סוג א' תוך הידוק בשכבות בעובי
25 ס"מ לצפיפות 98% ממודיפייד.

ה. **ריצוף יעשה רק באמצעות אבנים משתלבות בהם תיקונים ואחזקה
פשוטים וזולים יותר.**

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03- 5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 9 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

8. ייעוץ בזמן ביצוע (יש לכתוב על תוכנית הביסוס)

- א. יסודות ראשונים יבוצעו בנוכחות מהנדס הביסוס באתר וזאת כדי לבחון האם נדרשים שינויים בהמלצות הביסוס, לקבוע העומק הסופי של היסודות ולהדריך המפקח הצמוד באתר.
- ב. הזמנת משרדנו לייעוץ בזמן ביצוע (ביקור באתר) יעשה בכתב ובהתראה של 48 שעות לפחות.
- ג. קיום פיקוח הנדסי צמוד במהלך ביצוע כל היסודות וקבלת דיווח בכתב של המפקח הצמוד באתר הינם תנאי לאישור תקינות היסודות (מבחינת נתוני הקרקע) ולאחריותנו המקצועית בפרוייקט.

9. פיתוח גיבון וניקוז (עקרונות למתכנן וליזם/משתמש בנכס)

- א. תכנון הפיתוח ומערכות המים והביוב בקרבה למבנה יעשה בצורה שתמנע הרטבה של הקרקע הסמוכה למבנה ותאפשר ניקוז מהיר של המים ע"י יצירת שיפועים מתאימים המכוונים אל מחוץ למבנה והנועדים להבטיח הרחקה מהירה של המים. הנ"ל נועד למנוע סיכון לתקינות היסודות. (ראה תקן ישראלי לאחזקת מבנים ת"י 1525).
- ב. ההוראות דלעיל מתייחסות גם למערכת המים והביוב (אשר יש להרחיקם 3 מ' לפחות או לתת פתרון הנדסי אשר מבטיח העדר נזילות גם בעתיד הרחוק) וכך הימנעות מנטיעת עצים בסמוך למבנה (עד למרחק 5 מ' לפחות מהמבנה).
- ג. תכנון הניקוז ומערכת המים והביוב (כולל תכנון מפורט של ניקוז היקף החלפת הקרקע) יעשו ע"י מתכננים מנוסים וההנחיות דלעיל יובאו לידיעתם. על מתכנן הניקוז לבדוק ניקוז הכללי של האתר ביחס לסביבה.

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 10 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

- ד. על הקבלן לנקוט בכל האמצעים להבטחת ניקוז האתר במהלך ביצוע העבודות (במידת הצורך עליו להתייעץ עם יועץ ניקוז מטעמו).
- ה. אין לבצע חפירה לעומק הגדול מ-2 מ' בסמוך לכלונסאות. בכל מקרה של ספק יש להתייעץ עם המהנדס המתכנן.

בכבוד רב,

אינג' זליו דיאמנדי

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 11 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

מגדל – קרית גת
תיאור קידוחי ניסיון

קידוח	עומק במ'	תיאור השכבה	% דקים	צבע
ק-1	0.0-4.8	מילוי חרסית פסולת		שחור
	4.8-6.9	חרסית בינונית	50<	שחור
	6.9-9.2	חול חרסיתי	30-40	חום כהה
	9.2-12.0	חול עם דקים	10-15	חום
	12.0-25.4	חואר עד חואר קרטוני רך		לבן
ק-2	0.0-6.5	מילוי חרסית ואבנים		חום
	6.5-10.0	חרסית בינונית	50<	חום כהה-שחור
	10.0-14.0	חול חרסיתי עם סימני כורכר	40-50	חום
	14.0-14.8	חול עם דקים	10-15	חום
	14.8-17.4	חול עם דקים	5-10	חום
	17.4-25.5	חואר עד חואר קרטוני רך		לבן

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax פלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 12 מתוך 13

Eng. ZELIO DIAMANDI
SOIL & FOUNDATION ENGINEER

בס"ד
אינג' זליו דיאמנדי
יעוץ לביסוס מבנים וקרקע

תוצאות בדיקות החדרה תקנית

מס' חבטות	עומק במ'	קידוח	
(10,12,11)23	2	1-ק	
(9,10,9)49	4		
(5,7,9)16	6		
(9,10,11)21	8		
(5,7,8)15	10		
(7,7,10)17	12		
(9,11,21)32	14		
(6,8,14)22	16		
(7,11,15)26	18		
(18,30,47)50<	20		
(16,28,42)50<	22		
(24,38,50)50<	25		
(7,8,11)19	2		2-ק
(5,5,5)10	4		
(7,8,10)18	6		
(7,9,9)18	8		
(7,12,16)28	10		
(9,13,15)28	12		
(11,15,23)38	14		
(9,12,17)29	16		
(9,16,21)37	18		
(10,19,31)50	20		
(16,29,36)50<	22		
(23,37,48)50<	25		

רח' כנרת 15, בני ברק 51201 טל' 03-5756517 kineret st.#15 bnei-brak 51201
פקס 03-5757694 fax מלאפון 050-5234518 Cellular

עמוד 13 מתוך 13