

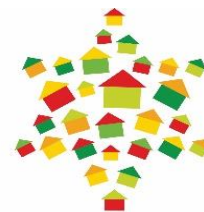


ועדת ההיגוי הבין-משרדית
להיערכות לרעידות אדמה

i



משרד
הבנייה
והשיכון



יחידת החדשנות המחקר והפיתוח
Buildnnovation

עמידות סיסמית של מבני מגורים רבי קומות בעלי מעטפת קירות הקשחה מבטון מזוין הכוללים פתחים ואי-רציפות בקומת הקרקע

ד"ר ליבוביץ' אדוארד ד"ר ליבוביץ' אורית
המכללה האקדמית להנדסה סמי שמעון



ועדת ההיגוי הבין-משרדית
להיערכות לרעידות אדמה

ii



**עמידות סיסמית של מבני מגורים רבי קומות בעלי מעטפת
קירות הקשחה מבטון מזוין הכוללים פתחים ואי רציפות
בקומת הקרקע**

**Seismic Resistance of Multi-Story Residential
Buildings with Reinforced Concrete Walls
Including Openings and Discontinues**

**ד"ר ליבוביץ' אדוארד ד"ר ליבוביץ' אורית
המכללה האקדמית להנדסה ע"ש סמי שמעון**

מלווי מחקר:

אינג' גנאדי אוסטרובסקי, אינג' יונתן אופק, ד"ר דורון שלו

בהזמנת משרד הבינוי והשיכון (קול קורא 3/2019).

Copyright ©2021 by O. Leibovich, E. Leibovich,
Ministry of Construction and Housing.

ספטמבר 2021

הבעות תודה

מחקר זה בוצע בהובלת משרד הבינוי והשיכון ומומן על ידי ועדת ההיגוי הבין משרדית להיערכות לרעידות אדמה.

המחברים מודים למשרד הבינוי והשיכון ולוועדה ההיגוי הבין משרדית להיערכות לרעידות אדמה על תמיכתם במימון עבודה זו.

המחברים מודים למלווי המחקר בראשות אינג' גנאדי אוסטרובסקי, לאינג' יונתן אופק ולד"ר דורון שלו על הליווי הצמוד והערותיהם המועילות במהלך העבודה.

המחברים מודים למכללה האקדמית להנדסה סמי שמעון על התמיכה והמימון בהתנעת המחקר בשנת 2019.

תקציר

מחקר זה עוסק בהשפעת קירות מעטפת עם פתחים מבטון מזוין על התגובה הדינמית והתכן של מבנה מגורים ישראלי טיפוסי ברעידת אדמה שבו מערכת ההקשחה כוללת גרעיני הקשחה של מרחבים מוגנים, חדרי מדרגות ומעליות, עמודים וקירות עם פתחים שאינם נמשכים בקומת הכניסה.

פרקים 1 ו-2 מציגים את המבוא, מקורות המידע והסקר הספרותי שנערך. סקר זה כלל בחינה של התגובה והנזקים שהובחנו לאחר רעידות אדמה בבנייני מגורים שבהם מערכת ההקשחה כללה קירות הקשחה עם פתחים.

פרק 3 מציג את תגובת מבנה מגורים בן 18 קומות שנבדק באמצעות אנליזה מודלית של מודל תלת מימדי מרחבי לפי דרישות ת"י 413. תגובת המבנה נבדקה עבור שתי תצורות: מודל 1- מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העלי. מודל 2 – מבנה הכולל קירות יצוקים עם פתחים במעטפת המבנה העלי. תוצאות האנליזות המודליות מציגות את השפעת קירות המעטפת בהקשר לתגובה הגלובלית (זמן מחזור, מקדם התכן הסיסמי, כוח הגזירה בבסיס המבנה, מהלך המומנטים, ומהלכי כוחות הגזירה). בנוסף נבדקה השפעת הקירות במעטפת החלק העלי על ההטרחות בעמודים שבקומת הכניסה.

פרק 4 מציג תוצאות של התגובה הלא לינארית של קירות הקשחה מישוריים לא סדירים בתצורות שונות. ניתוח תגובת המבנה בוצע תוך שימוש בתוכנת אנליזה לא לינארית ייחודית עבור מבנים מבטון מזוין ATENA. תוכנה זו מתבססת על התכונות הלא לינאריות של החומר (בטון, פלדה), תוך התחשבות בסדקים המתפתחים בבטון, מנגנוני העברת הכוחות בין הבטון למוטות הפלדה, ומנגנוני העיגון בבסיס. חקירה זו אפשרה זיהוי אזורי הנזק/כשל בבטון, השפעת סידור הזיון האורכי והרוחבי בקירות והשפעת אי סדירויות.

פרק 5 מציג תוצאות של התגובה הלא לינארית של המבנה שהוצג בפרק 3, זאת באמצעות אנליזות דחיפה לא לינאריות. מפרק זה ניתן לבחון את השפעת קירות המעטפת עם הפתחים בחלק העלי של הבניין, על הנזקים, סדקים, מאמצים ברכיבי המבנה השונים. ואת ההבדלים בתגובה הגלובלית.

פרק 6 מציג סיכום, מסקנות והמלצות להמשך לימוד ומחקר עתידי. המסקנה ההנדסית העיקרית הינה שעבור תכן המבנה, יש להתחשב ולמדל את המבנה כולל קירות המעטפת עם הפתחים בחלק העלי של המבנה. במסגרת התכן יש לבחון בצורה יסודית את ההטרחות של הרכיבים הנושאים בקומת הקרקע (עמודים, קירות). ולהבטיח פרטי זיון מתאימים עם זיון אנכי ואופקי המבטיח את מנגנוני הכליאה בפינות ובקצוות הקיר ובעמודים.

תוכן עניינים

1	1. מבוא
1	1.1 רקע כללי
2	1.2 מבנה הדו"ח שלבי המחקר ושיטות המחקר
2	1.3 מטרת המחקר ותרומו
4	2. רקע הנדסי וסקר ספרות
4	2.1 מבוא
4	2.2 מאפייני הבנייה במבני מגורים בעלי שלד קירות מבטון מזוין בציילי
9	2.3 תיאור הנזקים והכשלים שהובחנו במבני המגורים בעלי בציילי
15	2.4 מאפייני הבנייה למגורים בישראל
18	2.5 סקירה ספרותית של מחקר ניסויי על קירות בטון מישוריים
26	3. ניתוח תגובת מבנה תלת ממדי – אנליזת מודלית
26	3.1 תיאור המודלים החישוביים
31	3.2 תוצאות המודלים החישוביים
47	4. אנליזות לא לינאריות - מודלים דו ממדיים של קירות הקשחה
47	4.1 מבוא
47	4.1.1 כללי
52	4.1.2 סוגי הקירות
54	4.2 מודלים של קיר מלא
54	4.2.1 כללי
54	4.2.2 מודל קיר מלא
65	4.2.3 מודל קיר מלא עם פתחים
71	4.3 מודלים של קיר על 2 עמודים
71	4.3.1 מבוא
74	4.3.2 מודל קיר על 2 עמודים
81	4.3.3 מודל קיר על 2 עמודי תמך עם פתחים
85	4.4 מודלים קיר דגל

85	4.4.1 מבוא
85	4.4.2 מודל קיר דגל
89	4.4.3 מודל קיר דגל עם פתחים
93	5. אנליזות לא לינארית - מבנה תלת ממדי מרחבי
93	5.1 מבוא
98	5.2 תיאור המודלים החשובים
98	5.2.1 כללי
101	5.2.2 תכונות חומרים וכמויות פלדה
104	5.2.3 תנאי קצה ומצבי העמסה
105	5.2.4 חקירת רגישות התוצאות עקב שינוי בגודל האלמנטים במודל ..
106	5.3 תוצאות האנליזה
106	5.3.1 כללי
107	5.3.2 ניתוח תוצאות עקב רעידת אדמה בכיוון X
114	5.3.3 ניתוח תוצאות עקב רעידת אדמה בכיוון Y
123	6. סיכום, מסקנות והמלצות להמשך מחקר
126	ביבליוגרפיה

רשימת איורים

- 5..... איור מספר 1 - טופולוגיה אופיינית של מבני מגורים צ'ילה בעלי קירות מבטון מזוין.
- איור מספר 2 - תכנית קומה טיפוסית של מבנה מגורים רב קומתי עם קירות נושאים וקירות הקשחה מבטון מזוין (Bonelli, et al., 2011) .
- 5..... איור מספר 3 - תכנית קומה טיפוסית של מבנה מגורים רב קומתי עם קירות נושאים וקירות הקשחה מבטון מזוין (Bonelli, et al., 2011) .
- 6..... איור מספר 4 - אחוז שטח קירות הבטון ביחס לשטח הקומה כתלות בשנת ההקמה של במבני מגורים בצ'ילה (Naeim, et al., 2010).
- 6..... איור מספר 5 - תכניות שלד המתארות מבט צד על קירות הבטון ופריסת הזיון, כולל חיזוקים מעל ובצדי הפתחים (Bonelli, 2010), (Bonelli, et al., 2011) .
- 8..... איור מספר 6 - תרשים של מבנה מגורים הכולל חניות ואי סדירות אנכית בקירות הבטון.
- 10 איור מספר 7 - נזק חמור בקירות קומת הקרקע הכולל מערכת הבטון, קריסה וקריעה של מוטות הזיון, וערעור מנגנון הכליאה בקצה הקיר (Bonelli, 2010), (Bonelli, et al., 2011) .
- 11 איור מספר 8 - כשל גזירה ונזק חמור בקירות מבנה מגורים חדש בן 25 קומות.
- 11 איור מספר 9 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב אחוז זיון אנכי ופרטי כליאה לא מספקים, (Bonelli, et al., 2011), (Wallace, et al., 2010) .
- 12 איור מספר 10 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב מאמצי לחיצה גדולים.
- 12 איור מספר 11 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה אי סדירות אנכית ואופן העברת כוחות הגזירה והמומנטים בקומת הקרקע (Moehle, 2010), (Bonelli, et al., 2011) .
- 13 איור מספר 12 - כשל ונזק חמור בקירות ועמודי בטון, חשיפת החישוקים, מעיכה ונפילה של הבטון, חשיפת וקריסה של מוטות הזיון (Bonelli, 2010), (Bonelli, et al., 2011) .
- 13 איור מספר 13 - נזק חמור של סדיקה אלכסונית וכשל בתחתית קיר עם פתח גדול הנשען על שני נקודות השענה בקומת החניה (Hooper, et al., 2010).
- 14 איור מספר 14 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב אחוז זיון אנכי ופרטי כליאה לא מספקים (Bonelli, 2010).
- 14 איור מספר 15 - דוגמאות של מבני מגורים רבי קומות (מעל 15 קומות) בעל מעטפת של קירות עם פתחים ...
- 16 איור מספר 16 - דוגמא של מבנה מגורים רב קומות (מעל 15 קומות) בעל מעטפת של קירות עם פתחים.
- 16 איור מספר 17 - דוגמאות של מבני מגורים רב קומתיים, בעל מעטפת של קירות עם פתחים ואי רציפות בקומת הקרקע.
- 17 איור מספר 18 - דוגמאות של פרטי זיון בחלק עליון של המבנה.
- 17 איור מספר 19 - דוגמאות של פרטי זיון במבנה מגורים בשלבי בנייה.
- 18 איור מספר 20 - תרשימים של חתך הקירות ופרטי הזיון בדגמים השונים שנבדקו במסגרת המחקר (Dazio, et al., 2009).
- 20 איור מספר 21 - תמונות הסדקים והנזקים שהובחנו בקירות השונים, בשלבי העמסה מוקדמים ומתקדמים, עבור דגמי הקירות השונים (Dazio, et al., 2009).
- 21

איור מספר 22 - תרשימים של דגמי קירות לא סדירים (קירות מישוריים, קירות "דגל") עם פרטי זיון שונים	22
..... (Massone, et al., 2019)	
איור מספר 23 - תמונת הנזקים בדגמי הניסוי (Massone, et al., 2019)	23
..... (Massone, et al., 2019)	
איור מספר 24 - השתנות העיבורים לגובה הקיר בדגמים שונים	24
..... (Massone, et al., 2019)	
איור מספר 25 - תמונת נזקים בקיר עם פתחים (Mosoarca, 2014)	25
.....	
איור מספר 26 - מודל 1 - מבנה בן 18 קומות ללא שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות	27
.....	
איור מספר 27 - מודל 1 - מבט ומודל שלמבנה בן 18 קומות ללא שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות	28
.....	
איור מספר 28 - מודל 2 - מבנה בן 18 קומות הכולל של שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות	29
.....	
איור מספר 29 - מודל 2 - מבט ומודל של מבנה בן 18 קומות הכולל של שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות	29
.....	
איור מספר 30 - ספקטרום התגובה לתכן בהתחשב במקדמי האתר עבור $Z=0.2$ וקרקע בסיווג D	31
.....	
איור מספר 31 - השוואה של ההזזות הקומתיות	32
.....	
איור מספר 32 - השוואה של ההזזות הבין קומתיות ביחס לגובה הקומה	33
.....	
איור מספר 33 - השוואה של השתנות כוחות הגזירה לגובה המבנה	34
.....	
איור מספר 34 - השוואה של השתנות מומנט הכפיפה לגובה המבנה	35
.....	
איור מספר 35 - תרשים קומת קרקע וסימון העמודים עבורם בוצעה השוואה	36
.....	
איור מספר 36 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב עומסי גרביטציוניים (קבועים ושימושיים)	37
.....	
איור מספר 37 - השוואת כוחות צירים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון X	40
.....	
איור מספר 38 - השוואת כוחות צירים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון Y	41
.....	
איור מספר 39 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 1 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון X	44
.....	
איור מספר 40 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 1 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון Y	44
.....	
איור מספר 41 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 15 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון X	45
.....	
איור מספר 42 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 15 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון Y	45
.....	
איור מספר 43 - חתך מבנה	48
.....	
איור מספר 44 - מודל הקירות השונים שנבחנו במחקר בתוכנת ATENA	50
.....	
איור מספר 45 - תכונות החומרים (בטון, פלדה) במודלים	51
.....	
איור מספר 46 - סימון סידור הברזל עבור סוגי הקירות השונים	53
.....	
איור מספר 47 - עקום כוח-הזזה (לכל התחום עד לכשל)	55
.....	
איור מספר 48 - התפתחות הנזק בקיר מלא	59
.....	
איור מספר 49 - השוואת עקום כוח-הזזה עד לכשל עבור כמויות שונות של ברזל מרוכז בקצה הקיר	60
.....	
איור מספר 50 - השוואת עקום כוח-הזזה עבור כמויות שונות של פלדה מרוכזת בפינות הקיר	61
.....	
איור מספר 51 - התפתחות הנזק המקומי בקיר מלא עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ	63
.....	
איור מספר 52 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור כמויות שונות של ברזל אורכי מפוזר	64

65	איור מספר 53 - נתוני מוטות הברזל עבור קיר מלא עם פתחים לחלונות.
67	איור מספר 54 - השפעת פתיחת חלונות על עקום כוח-הזזה.
69	איור מספר 55 - שלבי התפתחות הנזק בקיר עם פתחים.
70	איור מספר 56 - השפעת כמויות הברזל המרוכז על עקום כוח-הזזה של קיר עם חלונות.
	איור מספר 57 - עקום כוח-הזזה לקיר על שני עמודים עם כמויות ברזל מרוכז שונות רוחב קיר 20 ס"מ כקיר המלא.
72	
73	איור מספר 58 - התפתחות נזק בקיר על שני עמודים ברוחב 20 ס"מ.
	איור מספר 59 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור קיר מלא, קיר על שני עמודים ברוחב 20 ס"מ וקיר על 2 עמודים ברוחב 30 ס"מ.
75	
76	איור מספר 60 - השוואת עקומי כוח-הזזה של קיר מלא וקיר על שני עמודים.
77	איור מספר 61 - התפתחות הנזק בקיר על שני עמודים.
78	איור מספר 62 - נתוני המודלים של קיר על שני עמודים.
79	איור מספר 63 - השפעת כמויות הברזל האורכי המרוכז בעמודים על עקום כוח-הזזה.
80	איור מספר 64 - עקומי כוח-הזזה לקיר על שני עמודים עם זיון רוחבי שונה בעמודי התמך.
81	איור מספר 65 - נתוני המודלים שנבחנו בחקירת קיר נשען על שני עמודי תמך עם פתחים עבור חלונות.
82	איור מספר 66 - השוואת עקומי כוח-הזזה.
83	איור מספר 67 - התפתחות נזק גזירה הגורם לכשל גלובלי של הקיר.
84	איור מספר 68 - השוואת עקום כוח-הזזה לכמויות פלדה אורכית שונה בעמדי קיר עם פתחים.
85	איור מספר 69 - מודלים של קירות "דגל" מלא.
86	איור מספר 70 - השוואת עקום כוח-הזזה של קיר מלא, קיר על שני עמודי תמך וקיר דגל.
88	איור מספר 71 - שלבי התפתחות הנזק בקיר דגל מלא.
88	איור מספר 72 - השפעת כמות הברזל המרוכז בקצות קיר דגל על עקום כוח-הזזה.
89	איור מספר 73 - מודלים של קירות "דגל" עם פתחים.
90	איור מספר 74 - השוואת עקומי כוח-הזזה מודלים של קיר דגל מלא וקיר דגל עם פתחים.
92	איור מספר 75 - שלבי התפתחות נזק בקיר דגל עם פתחים לחלונות.
95	איור מספר 76 - מודל מספר 1.
97	איור מספר 77 - מודל מספר 2.
98	איור מספר 78 - תיאור המודל של המבנה עבור הפתרונות השונים.
99	איור מספר 79 - אלמנטים נושאים מודל מספר 1.
100	איור מספר 80 - אלמנטים נושאים מודל מספר 2.
105	איור מספר 81 - מיקום מוניטורים לצורך חישוב ההזזה האופקית במבנה.
106	איור מספר 82 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור גודל אלמנטים שונה.
107	איור מספר 83 - השוואת עקום כוח-הזזה של מודל 1 ומודל 2.

- איור מספר 84 - השוואה של תמונת הסדיקה עבור שני המודלים בהזזה מרבית בראש המבנה. 108
- איור מספר 85 - השוואה של רוחב הסדקים - בהזזה מרבית בראש המבנה. 109
- איור מספר 86 - העיבור הפלסטי בבטון בהזזה מרבית בראש המבנה. 110
- איור מספר 87 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע. 112
- איור מספר 88 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע. 113
- איור מספר 89 - השוואת עקום כוח-הזזה של מודל 1 ומודל 2 עבור רעידת אדמה בכיוון Y. 114
- איור מספר 90 - השוואה של התפתחות הסדיקה בהזזה מרבית בראש המבנה. 115
- איור מספר 91 - השוואה של התפתחות הסדיקה בהזזה מרבית בראש המבנה. 116
- איור מספר 92 - העיבור הפלסטי בבטון בהזזה מרבית בראש המבנה. 118
- איור מספר 93 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע. 120
- איור מספר 94 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע. 122

רשימת טבלאות

טבלה מספר 1 - ריכוז תוצאות האנליזה המודלית עבור מודל מס' 1 ומודל מס' 2	31
טבלה מספר 2 - כוחות ציריים עקב עומסים גרביטציוניים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע עבור מודל 1 ומודל 2	38
טבלה מספר 3 - כוחות ציריים עקב רעידת אדמה בכיוון X באלמנטים בקומת הקרקע עבור	38
טבלה מספר 4 - כוחות ציריים עקב רעידת אדמה בכיוון Y באלמנטים של קומת הקרקע עבור מודל 1 ומודל 2	39
טבלה מספר 5 - השוואה בין כוחות ציריים גרביטציוניים ביחס לכוחות הציריים עקב רעידת אדמה עבור מודל 2	42
טבלה מספר 6 - השוואה בין כוחות ציריים גרביטציוניים ביחס לכוחות הציריים רק עקב רעידת אדמה מודל 1	42
טבלה מספר 7 - השוואת כוחות ציריים בקומת הקרקע לעומת כוחות ציריים בקומה ראשונה עקב רעידות אדמה במודל 2 בציר 1 וציר 15	43
טבלה מספר 8 - השוואת כוחות ציריים בקומת הקרקע לעומת כוחות ציריים בקומה ראשונה עקב רעידות אדמה במודל 1 בציר 1 וציר 15	46
טבלה מספר 9- תוצאות הכוחות הציריים באלמנטים בקומת קרקע עקב רעידות אדמה – השוואה בין מודל 2 למודל 1	46
טבלה מספר 10 - כמויות הפלדה במודלים השונים	52
טבלה מספר 11 – תכונות אלמנט הבטון במודלים	101
טבלה מספר 12 - תכונות הפלדה לזיון	101
טבלה מספר 13 - כמויות הפלדה באלמנטים הנושאים	102

1. מבוא

1.1 רקע כללי

במדינת ישראל נבנים בשנים האחרונות בנייני מגורים רבי קומות המשלבים מרחבים מוגנים וקירות מעטפת חיצונית מבטון מזוין. צורת בנייה זו ייחודית למדינת ישראל בה קיים שילוב מרחבים מוגנים, וקירות מעטפת עם פתחים מבטון מזוין, שונה משיטות הבניה הישנות הכוללות עמודים, קורות וקירות בלוקים במעטפת החיצונית. צורת בנייה זו העלתה מספר סוגיות הנדסיות הקשורות לתגובת המבנה ברעידות אדמה בתכן הקירות, וגרעיני הקשחה. ההיסטוריה של רעידות האדמה בישראל מלמדת שסטטיסטית רעידת אדמה חזקה פוקדת את אזורנו אחת ל-100 שנה. הרעידה החזקה האחרונה התרחשה בשנת 1927 וגבתה חייהם של מאות בני אדם. רעידות אדמה חזקות אחרות בעולם גבו בעשורים האחרונים חייהם של עשרות אלפי בני אדם, מאות אלפי פצועים ונזקים כלכליים חמורים במיליארדי דולרים. רוב הכשלים נגרמו עקב מחסור בידע הנדסי או תקינה מתאימה.

חלק מרעידות האדמה החזקות ביותר התרחשו בצ'ילה, וכתוצאה מכך תכן מבני מגורים במדינה זו מבוצע עם קירות יצוקים מבטון מזוין כמערכת העברת כוחות אנכיים וכמערכת ההקשחה לכוחות אופקיים. רעידת האדמה שפקדה את צ'ילה ב-2010 במגניטודה 8.8 גבתה חייהם של מאות בני אדם וגרמה לנזקים חמורים בבניינים עם קירות מבטון מזוין. חומרת הנזקים, ההשבתה הארוכה של מבנים והצורך לבצע תיקונים מבניים משמעותיים במספר גדול של מבני מגורים רב קומתיים רבים, העלתה את הצורך בשיפור הידע ההנדסי והתייחסות התקינה לצורך תכנון מתאים של בניינים מסוג זה. כתוצאה מכך החלה פעילות מחקרית להבנה וזיהוי התגובה של בניינים מסוג זה באירועים חמורים של רעידות אדמה. בדו"ח הביקורת האחרון של מבקר המדינה הודגש הצורך בשיפור הידע ההנדסי והתקינה ובמיוחד בהקשר לסוגי הבנייה הייחודיים למדינת ישראל. לאור האמור לעיל, מחקר זה מתמקד בלימוד התגובה וזיהוי נקודות התורפה והאזורים הרגישים ושלבי התפתחות הנזק והכשל במבנים רבי קומות בעלי מרחבים מוגנים ומעטפת קירות עם פתחים מבטון מזוין.

מידות קירות מעטפת יצוקים וגרעיני הקשחה מאפשרים התפתחות תסבולת גדולה כנגד כוחות אופקיים. האפשרות הכמעט יחידה לנתח את תגובתם של קירות אלה לכוחות אופקיים הינה באמצעות סימולציות ממוחשבות זאת באמצעות תוכנות מתאימות המאפשרות התחשבות בתכונות הלא ליניאריות של החומר (בטון, פלדה). סימולציות אלה מאפשרים מעקב רציף אחרי תגובת המבנה בטווח רחב של הזזות ומעקב אחרי התפתחות הנזק ברמה מקומית וברמה כוללת של מבנה רב קומות בעל קירות בטון מזוין עם פתחים.

בביצוע המחקר נעשה שימוש בתוכנה ייחודית המשלבת את ההתנהגות הלא ליניארית של מבנה המורכב משני החומרים בטון ומוטות פלדה (תוכנת ATENA). תוכנה זו שהינה ייחודית לבטון משולב עם פלדה מאפשרת להגדיר את תכונות החומר בצורה ראלית על ידי הגדרת התכונות של כל חומר בנפרד. התפתחות הנזק ברמת החתך והרכיבים השונים משפיעים בסופו של דבר על ההתנהגות הכוללת של המבנה, ואופן העברת הכוחות בין האלמנטים השונים משתנה עם ההתקדמות בהתפתחות הנזק. מעקב אחרי התפתחות זו מתאפשרת רק בתוכנות מתקדמות הלוקחות בחשבון את ההתנהגות הלא ליניארית

גם ברמת החתך וגם ברמת המבנה. בסימולציות ממוחשבות נהוג לייצג את העומסים בעת רעידת אדמה על ידי אנליזת דחיפה לא לינארית המאפשרת לעקוב בכל רמת עומס אחר ההזזות והתפתחות הנזק, וכתוצאה מכך ניתן למפות את האזורים הרגישים וחומרת הנזק הן ברמת הרכיב והן ברמת המבנה.

1.2 מבנה הדו"ח שלבי המחקר ושיטות המחקר

המחקר שבוצע כולל את השלבים הבאים :

- סקירת נזקים שהובחנו במבני מגורים רב קומתיים עם קירות מבטון מזוין לאחר רעידות אדמה חזקות שאירעו ודווחו בספרות.
- סקירה של תצורות מבני מגורים רבי קומות בישראל, ואפיון גיאומטריית הקירות בקומות טיפוסיות וקומת הקרקע.
- סקירה של עבודות מחקר ניסוייות המדווחים בספרות והצגת סיכום תמציתי של תוצאות ניסויים שנערכו על קירות מישוריים מבטון מזוין.
- ביצוע סימולציות מודליות חישוביות של מבנה מגורים ישראלי אופייני בן 18 קומות, המבנה נבחן בשני תצורות גאומטריות. מודל ללא קירות יצוקים במעטפת החיצונית של הקומות עליונות, ומודל הכולל את הקירות היצוקים במעטפת החיצונית של הקומות העליונות. תוצאות הסימולציה מאפשרות ביצוע השוואה של התגובה, הכוחות, המומנטים, הזזות עבור שתי תצורות של המבנה.
- ביצוע סימולציות חישוביות באמצעות אנליזה של דחיפה לא לינארית של מודלים המייצגים קירות מישוריים מבטון מזוין עם פתחים בקומות העליונות וללא המשכיות גאומטרית רציפה בקומת הקרקע. חקירה זו מאפשרת בחינה של רגישות הפרמטרים השונים והגיאומטריה על ההתנהגות הכוללת ועל שלבי התפתחות הנזק. על בסיס ההבחנות גובשו הקריטריונים לביצוע הסימולציה של מבנה שלם.
- ביצוע סימולציות של אנליזת דחיפה לא לינארית עבור מבנה מגורים ישראלי אופייני בן 18 קומות שעבורו בוצעו סימולציות מודליות. לימוד התגובה של המבנה בעת רעידת אדמה עבור שני תצורות גאומטריות הכוללים מודל 1 ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העלי ומודל 2 הכולל קירות יצוקים עם פתחים במעטפת המבנה העלי.

1.3 מטרת המחקר ותרומתו

מטרת העל של המחקר הינה להרחיב את הידע על התנהגות מבנים רבי קומות להם מערכות הקשחה עם פתחים מקירות בטון מזוין בקומות העליונות וללא המשכיות גאומטרית רציפה בקומת הקרקע. על בסיס ידע זה, לגבש הנחיות תכן מתאימות לצורת בנייה אופיינית במדינת ישראל. להשגת מטרה זו הוגדרו מטרות המשנה הבאות :

- לספק למהנדס המתכנן תובנות הנדסיות, דגשים חשובים, וכלים לזהות את האזורים הרגישים במבנה, זאת בהסתמך של הסקירה מהספרות של אופי וסוג הנזקים שהובחנו בבנייני מגורים רב קומתיים שלהם מערכת הקשחה המבוססת על קירות וגרעיני הקשחה מבטון מזוין.
- חקירת השפעת אי הרציפות בקומת הקרקע והימצאות הפתחים בקומות העליונות על ההתנהגות הכוללת של המבנה ברעידות אדמה.
- חקירת שלביות התפתחות הנזק במבנה. אבחון נקודות תורפה במבנה שהתפתחות הנזק בהן יכולה להביא להתנהגות לא משיכה ו/או לכשל כולל.

חשיבות המחקר במיוחד במדינת ישראל שבה רוב הבנייה החדשה מבוססת של שיטת בניה של מבנים רבי קומות עם מערכות הקשחה עם קירות מבטון מזוין בהן פתחים רבים (קירות ברנוביץ), הינה לשפר את הידע ולנחילו לציבור המתכננים (מהנדסים, אדריכלים) ולציבור המבצעים (קבלנים), כך שיעשה תכנון אדריכלי והנדסי טובים ויעילים, תוך הקטנת חומרת הנזק והגדלת הבטיחות.

2. רקע הנדסי וסקר ספרות

2.1 מבוא

במדינת ישראל נבנים בשנים האחרונות בנייני מגורים רבי קומות המשלבים מרחבים מוגנים וקירות מעטפת חיצונית מבטון מזוין הכוללים פתחים ואי רציפות בקומת הקרקע. צורת בנייה זו ייחודית למדינת ישראל ושונה משיטות הבניה הישנות בה שלד המבנה מבוסס על עמודים קורות וקירות מילוי הכוללים בלוקים במעטפת החיצונית. שילוב קירות בטון מזוין עם פתחים במעטפת החיצונית ושינויים גאומטריים בקומת הקרקע מחייב התייחסות הנדסית מתאימה לגבי התכן הסיסמי הנדרש לצורך תכנון מתאים של המבנה. עקב דרישות אדריכליות נוצרות אי סידוריות בקומת הקרקע, מצב המעלה שאלה לגבי תגובת המבנה ואופן התפתחות הפרקים הפלסטיים, באזורים הרגישים והנזקים החזויים. אי הסדרות בקומת הקרקע דורשת התייחסות מתאימה ובמיוחד לפרטי הזיון הנדרשים לצמצום הנזק בעת רעידת אדמה חזקה.

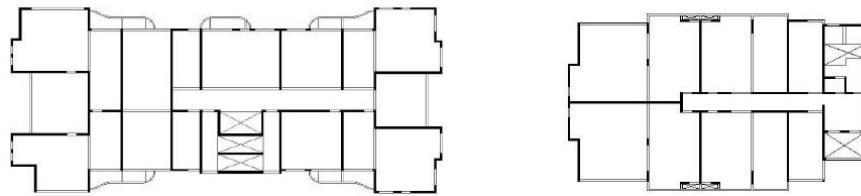
רעידת האדמה שפקדה את צ'ילה ב-2010 במגניטודה 8.8 גבתה חייהם של מאות בני אדם וגרמה לנזקים חמורים בבנייני מגורים עם קירות הקשחה מבטון מזוין. חומרת הנזקים, ההשבתה הארוכה באכלוס משפחות רבות במבנים שניזוקו, והצורך לבצע תיקונים מבניים משמעותיים במספר גדול של מבני מגורים רב קומתיים, העלתה את הצורך בשיפור הידע ההנדסי והתייחסות התקינה לסוג מבנים זה. כתוצאה מכך, החלה פעילות הנדסית ומחקרית ללימוד התגובה של בניינים מסוג זה ושיפור דרישות התכן והתקינה הסיסמית. במסגרת פרק זה יוצגו נזקים חמורים שהובחנו בבניינים עם קירות הקשחה מבטון מזוין לאחר רעידות אדמה חזקות שאירעו בצ'ילה, המאפיינים הגיאומטריים הייחודיים של בנייני מגורים שנבנים בישראל, וסקירה קצרה על עבודות מחקר ניסוייות שעסקו בחקר הנזק בקירות הקשחה מבטון מזוין.

2.2 מאפייני הבנייה במבני מגורים בעלי שלד קירות מבטון מזוין בצ'ילה.

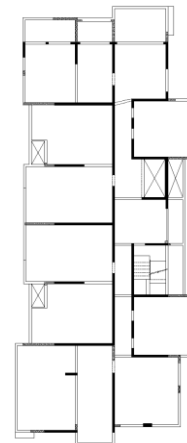
רעידות האדמה החזקות המתרחשות בצ'ילה הינן מהעוצמתיים בעולם. מדי כ-15 שנה בערך מתרחשת רעידת אדמה חזקה מאוד במגניטודה ממוצעת של 8.5 וכל כ-5 שנים מתרחשת רעידת אדמה חזקה במגניטודה ממוצעת של כ-6.5. תכיפות רעידות האדמה, עוצמתן והנזקים שגרמו למבנים בעבר הביאו להחלטה של ציבור המהנדסים ואנשי האקדמיה בצ'ילה, ששלד בניין המתאים ביותר עבור מבני מגורים רב קומתיים הינו קירות נושאים מבטון מזוין לקבלת עומסי הכבידה האנכיים והקשחה אופקית בזמן רעידת אדמה. רעידת האדמה החזקה שהתרחשה בצ'ילה בשנת 2010 מעניינת במיוחד ומהווה בסיס חשוב ללימוד והפקת לקחים לגבי נזקים וכשל קירות הקשחה מבטון מזוין. הנזקים החמורים שהובחנו במספר גדול של מבני מגורים רב קומתיים שלהם שלד של קירות מבטון מזוין סיפק מידע רב ערך על ההתנהגות של המבנה.

באיור מספר 1 עד איור מספר 3 במוצגים תרשימים של טופולוגיה אופיינית של מבני מגורים עם קירות הקשחה מבטון מזוין בצ'ילה, מתרשימים אלה ניתן להבחין כי הבנייה מאופיינת בעיקר ביציקת קירות פנימיים בין חדרים/דירות, קירות של חדרי מדרגות וקירות פירי מעליות, אולם עקב דרישות אדריכליות

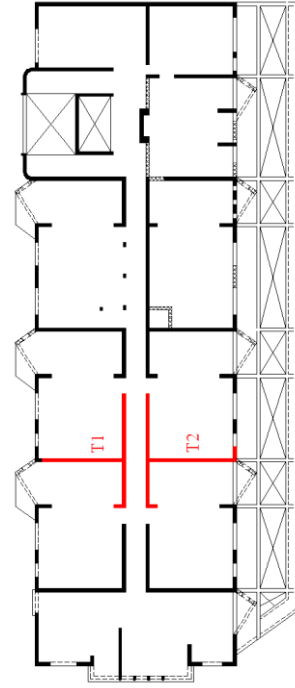
לפתחים בחזיתות החיצוניות ולבניית מרפסות, קיימות חזיתות פתוחות ובהן תקרות המבנה נשענות על קורות, ועמודים רחבים. ניתוח יחס שטח קירות ההקשחה לשטח קומה טיפוסי של המבנה, מוצג באיור מספר 4 (Naeim, et al., 2010). מאיור זה ניתן לראות כי ממוצע יחס זה עומד על כ-3%-5% בכל כיוון. כלומר במבנה מגורים בשטח של כ-500 מ"ר לקומה, שטח קירות ההקשחה (בחתך האופקי) בכל כיוון עומד על כ-20 מ"ר. בהנחה שעובי הקיר הינו 20 ס"מ מדובר על 100 מ' אורך קירות בכל כיוון ראשי של המבנה. בקומת הקרקע ובמרתפי החנייה נוצרות במבנים אלה אי סדירויות אופקיות ואנכיות, בעיקר עקב הצורך לספק חניות וגישה לכלי רכב. כתוצאה מאילוצים אלה בחלק מהמקרים עובי הקירות שבוצע הוקטן ל-15 עד 20 ס"מ בלבד. הקטנת עובי ואורך הקירות בקומות התחתונות הביא להגדלה משמעותית במאמצי הלחיצה בחלק התחתון של הקירות, וכתוצאה מכך הגדלת רגישותם לכשל.



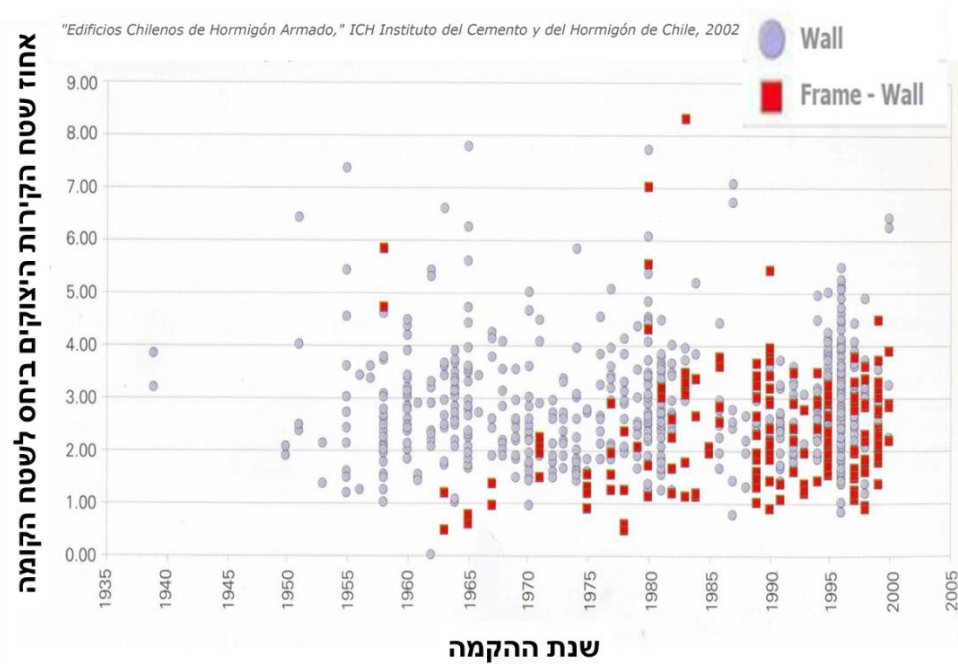
איור מספר 1 - טופולוגיה אופיינית של מבני מגורים צ'ילה בעלי קירות מבטון מזוין (Bonelli, et al., 2011)



איור מספר 2 - תכנית קומה טיפוסי של מבנה מגורים רב קומתי עם קירות נושאים וקירות הקשחה מבטון מזוין (Bonelli, et al., 2011).

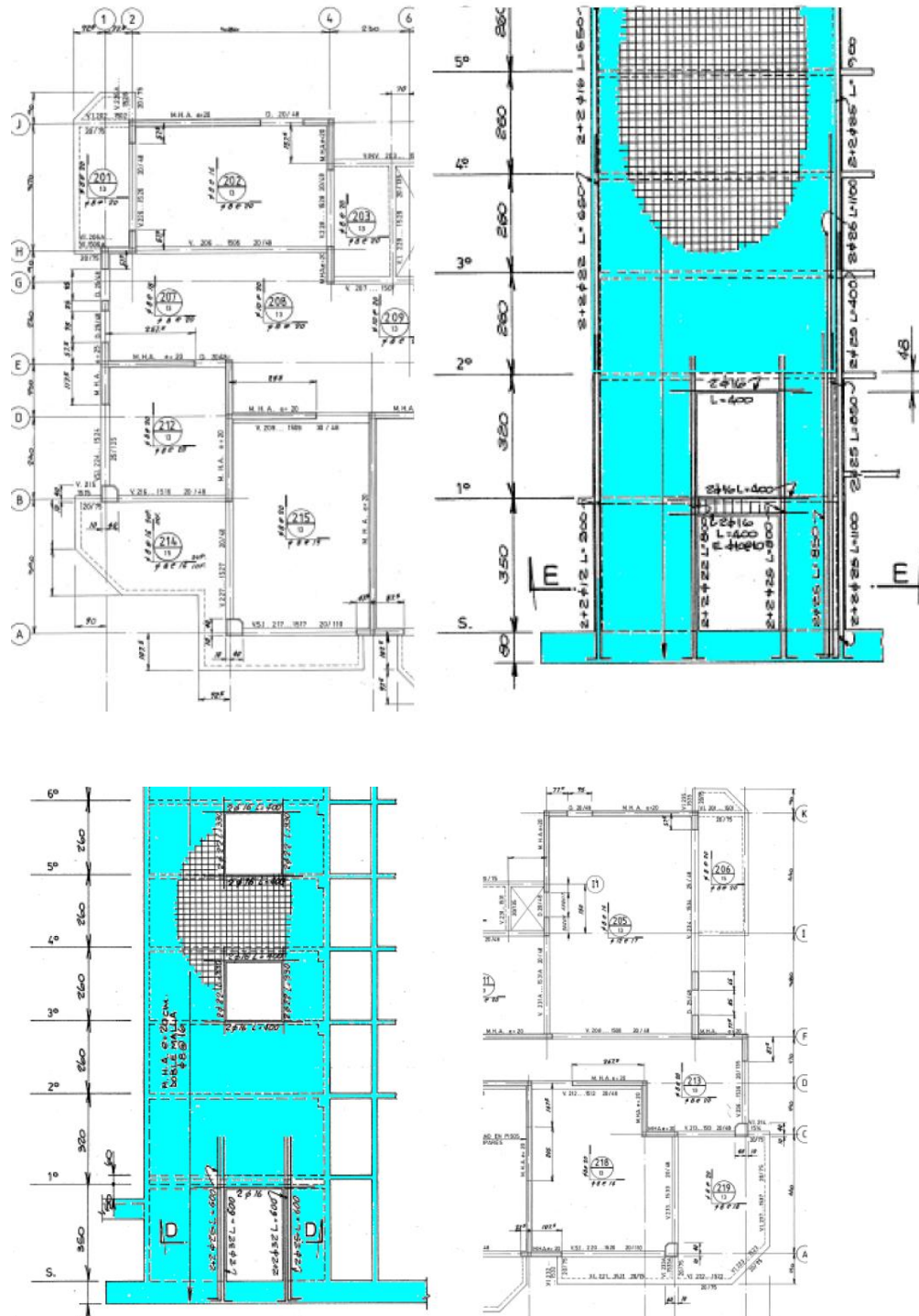


איור מספר 3 - תכנית קומה טיפוסית של מבנה מגורים רב קומתי עם קירות נושאים וקירות הקשחה מבטון מזוין (Bonelli, et al., 2011)



איור מספר 4 - אחוז שטח קירות הבטון ביחס לשטח הקומה כתלות בשנת ההקמה של במבני מגורים בצ'ילה (Naeim, et al., 2010)

בחינה של צורות נזק והכשל שהתפתחו במבנים רבים אחרי רעידות האדמה בצ'ילה הצביעה על התפתחות צורות כשל אופייניות החוזרות על עצמן: סדיקה לאורך קירות ההקשחה בקומות התחתונות, סדיקה נרחבת וכשלים בקצוות הקירות היצוקים שלוותה לרוב במעיכה של הבטון, חשיפת מוטות זיון אופקיים ופתיחתם, קריסה מקומית של מוטות הזיון האנכי וקריעה של הזיון האנכי. כתוצאה מכך נפגם מאוד מנגנון הכליאה בקצוות הקיר. באיור מספר 5 מוצגות מספר דוגמאות של תכניות ופרוט זיון אופייניות בקירות בטון מזוין כולל פרטי זיון סביב פתחים המקובלות בצ'ילה. פרטי זיון אלה מאופיינים ברשתות זיון משני צדי הקיר זיון מרוכז (אנכי ואופקי) סביב הפתחים.



איור מספר 5 - תכניות שלד המתארות מבט צד על קירות הבטון ופריסת הזיון, כולל חיזוקים מעל ובצדי הפתחים (Bonelli, 2010), (Bonelli, et al., 2011)

2.3 תיאור הנזקים והכשלים שהובחנו במבני המגורים בצ'ילה.

רעידת האדמה שפקדה את צ'ילה בשנת 2010 הייתה חזקה מאוד בעוצמתה במגניטודה של 8.8 ומשך זמן הרעידה היה עשרות שניות. כך שלמעשה המבנים סבלו ממספר גדול של מחזורי תנודה באמפליטודה גדולה, ובכל מחזור העמסה מחזורית מתחלף אזור הנזק (האזור המתוח) וכתוצאה מכך הנזק בהם התגבר והצטבר. סקר הנזקים הראה שבמבני מגורים רבים הובחנו נזקים, כשלים חמורים, ומספר קטן התמוטט חלקית או כללית. חשוב לציין כי למרות העוצמה הגדולה של הרעידה, רוב הבניינים שרדו את הרעידה, ועמדו במטרה העיקרית של התכן הסיסמי שהיא הצלת חיים. מנגד, הנזקים החמורים והכשלים שהובחנו בהם גרמו להשבתה של מבני מגורים ועקב כך צורך במתן מענה מגורים ומחסה למספר גדול של משפחות שהתגוררו בהם למשך תקופה ארוכה. בנוסף נדרש היה לבצע תיקונים וחיזוקים במספר גדול של בניינים לאורך תקופה ארוכה של שנים. לאור זאת החל לימוד יסודי ומקיף של ניתוח הנזקים החמורים והכשלים, תוך ניסיון לספק מענה מתאים בדרישות התקינה על מנת לצמצום ולהקטין את חומרת הנזק. חלק קטן מפעילות מחקרית והנדסית זו מדווח בסדרה של מאמרים ודוחות (Wallace, 2012), (Wallace, et al., 2012), (Mosoarca, 2013). דוגמאות של הנזקים והכשלים החמורים שהובחנו מוצגים באיורים הבאים.

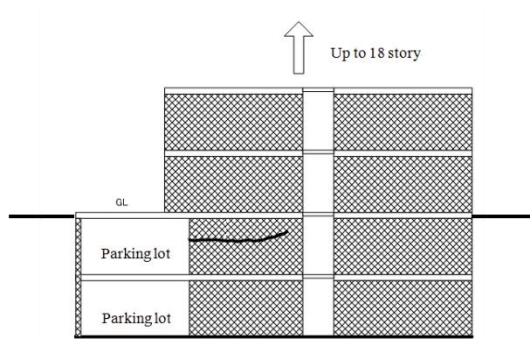
איור מספר 6, איור מספר 7 ואיור מספר 8 מוצגות מספר דוגמאות אופייניות של נזקים שהובחנו במבני מגורים שונים. באיור מספר 6 מוצג מבנה מגורים טיפוסי הכולל שתי קומות מרתפי חניה ומבנה מגורים עילי בין 18 קומות (איור מספר 6א). באיור מוצג חתך סכמתי של המבנה (איור מספר 6ב) ותוכנית מרתף חניה. במבנה זה עיקר הנזק התפתח בקומת מרתף החניה, שבא לידי ביטוי בסדיקה משמעותית לאורך קירות ההקשחה כמוצג באיור מספר 6ד ובאיור מספר 6ה. באיורים ניתן לזהות התפתחות סדיקה אופקית לכל רוחב חתך הקיר שלושה בהתפוררות הבטון וחשיפת מוטות הזיון.

באיור מספר 7 מוצגים קירות הקשחה מבטון מזוין המקבילים אחד לשני (מיקום הקירות בתוכנית המבנה מודגשת על ידי אליפסה בצבע כחול). מאיור זה ניתן לזהות התפתחות הכשלים והסדקים לאורך הקירות ולכל רוחב החתך האופקי לרוב בחלק התחתון של הקיר. סדיקה זו לוותה במעיכה והתפוררות הבטון בקצוות הקיר שלוותה בחשיפת הזיון האופקי והאנכי, פתיחה של קצוות המוטות האופקיים. שילוב נזקים זה גרם לקריסה של מוטות הזיון האנכי ופגיעה חמורה במנגנון הכליאה. בנוסף בחלק מהקירות הובחנו גם סדיקה אלכסונית המאפיינת סדקי גזירה.

באיור מספר 8 מוצגת תמונה של סדק אלכסוני שהתפתח בין שני פתחים בקיר הקשחה של מבנה עילי (Bonelli, et al., 2011). גם במקרה זה התפתחות הסדיקה הייתה לכל רוחב החתך האופקי של הקיר וחשיפה של הברזל האנכי, בעיקר בפיתת הקיר שלוותה בקריסה מקומית של הברזל האנכי.

התפתחות סדיקה משמעותית בקצוות הקיר מאפיינת כשל חמור בתפקוד הקיר. הסדיקה מלווה בנפילת הבטון העוטף את הברזל האופקי והאנכי, כתוצאה מכך נחשף הברזל האנכי ומנגנון הכליאה בקצוות הקיר מתערער. כאשר אזור החשיפה נרחב מתפתחת קריסה מקומית של מוטות הברזל האנכי, כתוצאה מפועלה מחזורית כוחות מתיחה ולחיצה, דוגמא לנזק מסוג זה מוצג באיור מספר 9. התפתחות

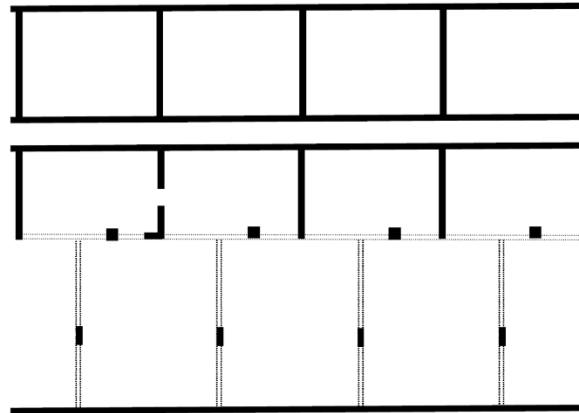
סדיקה לכל רוחב ואורך הקיר מלווה בחלק מהמקרים במעיכה הבטון בנוסף לקריסת מוטות הברזל האורכי כפי שניתן לראות באיור מספר 10.



ב. חתך סכמתי של המבנה



א. צילום המבנה העילי



ג. תוכנית סידור עמודים וקירות בקומת המרתף



ה. סדיקה בקיר הקשחה במרתף חניה



ד. צילום קומת המרתף

ז. סדיקה בקיר הקשחה במרתף חניה
איור מספר 6 - תרשים של מבנה מגורים הכולל חניות ואי סדירות אנכית בקירות הבטון
(Saito, et al., 2010).



איור מספר 7 - נזק חמור בקירות קומת הקרקע הכולל מערכת הבטון, קריסה וקריעה של מוטות הזיון, וערעור מנגנון הכליאה בקצה הקיר (Bonelli, 2010), (Bonelli, et al., 2011).



איור מספר 8 - כשל גזירה ונזק חמור בקירות מבנה מגורים חדש בן 25 קומות (Bonelli, et al., 2011).



איור מספר 9 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב אחוז זיון אנכי ופרטי כליאה לא מספקים
(Wallace, et al., 2010), (Bonelli, et al., 2011).



איור מספר 10 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב מאמצי לחיצה גדולים
(Moehle, 2010), (Bonelli, et al., 2011).

בחלק מקירות הגזירה מבטון מזוין אובחנה סדיקה לכל רוחב חתך הקיר גם בחלק העליון (איור מספר 11). במקרים בהם היו בנוסף לקירות ההקשחה, עמודים בדדים (או קירות קצרים), התפתחה סדיקה בקצוות העליונים ו/או בקצוות התחתונים של עמודים. סדיקה זו לוותה בהתפוררות נרחבת של הבטון וקריסה מקומית של הברזל האנכי (איור מספר 11 ואיור מספר 12).



איור מספר 11 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה אי סדירות אנכית ואופן העברת כוחות הגזירה והמומנטים בקומת הקרקע (Moehle, 2010), (Bonelli, et al., 2011).



איור מספר 12 - כשל ונזק חמור בקירות ועמודי בטון, חשיפת החישוקים, מעיכה ונפילה של הבטון, חשיפת וקריסה של מוטות הזיון (Bonelli, et al., 2011), (Bonelli, 2010).

סדיקה אופיינית המלווה בכשל מקומי הובחנה גם בחלקי הקירות היצוקים מעל פתחים רחבים. סדיקה זו התפתחה מפינת הפתח ומאופיינת בסדיקה אלכסונית כמתואר באיור מספר 13.



איור מספר 13- נזק חמור של סדיקה אלכסונית וכשל בתחתית קיר עם פתח גדול הנשען על שני נקודות השענה בקומת החניה (Hooper , et al., 2010).

חשוב לציין שבחלק די נרחב של המקרים התפתחות הסדיקה הנרחבת מלווה גם בקריעת מוטות הברזל האנכי כמוצג באיור מספר 14.



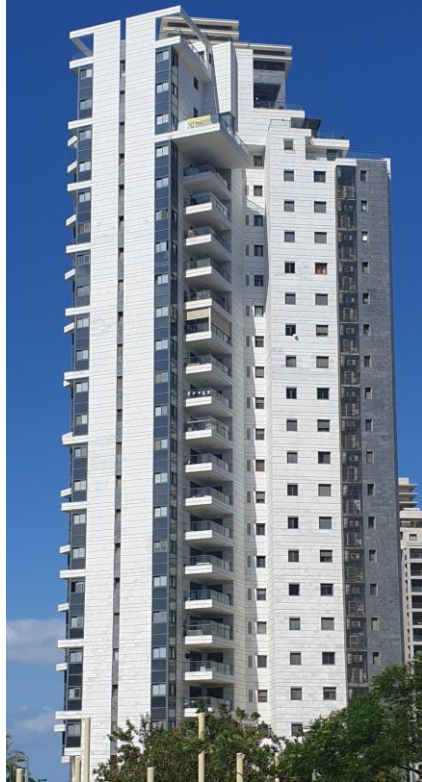
איור מספר 14 - נזק חמור וכשל בקירות מבנה עקב אחוז זיון אנכי ופרטי כליאה לא מספקים (Bonelli, 2010).

מניתוח מקרי הכשל במבנים שניזוקו בצורה חמורה עולה כי עיקר הסיבות לנזק החמור ולכשל הינן כמפורט :

1. אי סדירות אנכית ואופקית, שגרמה לריכוזי מאמצים על האלמנטים הנושאים בחלק התחתון של קירות ועמודי המבנה.
2. אי רציפות, פתיחת פתחים בקירות המבנה, והקטנת אורך ו/או שינויי גאומטריה בעיקר בחלק התחתון של קירות המבנה.
3. המגבלות אדריכליות על מנת לאפשר גישה וחניה בקומות הקרקע והמרתפים, הגבילו את עובי הקירות (20-15 ס"מ). עובי קירות מוגבל בקומות התחתונות גורם להתפתחות מאמצי לחיצה גבוהים הגורמים מעיכה מקומית של הבטון, ולקריסה של הקיר בניצב למישור הקיר. שילוב מאמצים לחיצה גבוהים עם מאמצי מתיחה עקב העמסה מחזורית מתחלפת גורמים לסדיקה נרחבת להתפוררות הבטון המלווה בקריסה מקומית של הברזל האנכי לאחר וחשיפת מוטות הזיון המלווה.
4. מאמצי לחיצה גדולים ברכיבי השלד בקומות התחתונות, יחד עם נשירה של כיסוי הזיון, וחשיפת מוטות הזיון האופקי והחישוקים, גורמת לנזק חמור במנגנון הכליאה.
5. כמויות זיון אופקי וזיון אנכי לא מספקות, גרמו לקריעה של מוטות הזיון האנכי בהעמסות מחזוריות מתחלפות.
6. כיפוף של מוטות הזיון האופקי בקצוות הקיר ב- 90° במקום 135° , הביאה חפתיחת החישוקים האופקי להחמרה בנזק ובכשלים שהובחנו.

2.4 מאפייני הבנייה למגורים בישראל

בנייני מגורים רב קומתיים בישראל הנבנים בשנים האחרונות מאופיינים בשלד המבוסס ברובו על קירות נושאים מבטון מזוין המשמשים גם כקירות הקשחה. בכל דירה קיים ממ"ד שקירותיו מבטון מזוין יצוק, במרחב הקומה קיימים גרעיני ההקשחה של חדרי המדרגות והמעליות ובנוסף קירות המעטפת החיצונית מבטון מזוין יצוק באתר. חלוקה פנימית של החדרים נעשית בדרך כלל מקירות בני, המשתלבים עם עמודים פנימיים. דוגמאות של בנייני מגורים אלה מוצגות באיור מספר 15 עד איור מספר 17. מניתוח צילומי חזיתות של מבנים שונים שנסקרו ניתן לאפיין מספר תצורות אנכיות של קירות מישוריים, לא סדירים עבורם בוצעה חקירה אנליטית חישובית נרחבת, המוצגת בפרק 4. במבנים השונים ניתן לזהות קירות מעטפת היצוקים במבנה העילי בהם קיימים פתחים. בנוסף עקב דרישות אדריכליות של אזורי שימוש שונים בקומת הקרקע, חלק מקירות המעטפת מופסקים ונשענים על מספר נקודות תמיכה או אורכם מתקצר בקומת הקרקע.



איור מספר 15 - דוגמאות של מבני מגורים רבי קומות (מעל 15 קומות) בעל מעטפת של קירות עם פתחים



קיר יצוק עם פתחים על עמודי תמך



קיר יצוק עם פתחים על עמודי תמך
איור מספר 16 - דוגמא של מבנה מגורים רב קומות (מעל 15 קומות) בעל מעטפת של קירות עם פתחים.



קיר יצוק עם פתחים על עמודי תמך



מבט על קיר דגל
איור מספר 17 - דוגמאות של מבני מגורים רב קומתיים, בעל מעטפת של קירות עם פתחים ואי רציפות בקומת הקרקע.

באיור מספר 18 ואיור מספר 19 מוצגות תמונות של מבני מגורים עם קירות יצוקים במעטפת החיצונית של המבנה העילי בשלבי בנייה שונים. באיורים אלה ניתן לראות הוצאת קוצים לאורך הקיר. בחלק של המקרים ניתן לזהות ריכוז ברזל או שינוי קטרי ברזלים ובפינות באזורי הפתחים.



איור מספר 18 - דוגמאות של פרטי זיון בחלק עליון של המבנה.



איור מספר 19 - דוגמאות של פרטי זיון במבנה מגורים בשלבי בנייה.

2.5 סקירה ספרותית של מחקר ניסויי על קירות בטון מישוריים

פילוסופיית התכנון הסיסמית של התנהגות מבנים רבי קומות מבטון מזוין ברעידות אדמה מחייבת הבנה עמוקה של המנגנונים המתפתחים, וצורות הכשל באלמנטים ורכיבים מבניים המהווים את מערכת ההקשחה של הבניין. בטון הוא חומר בעל התנהגות שונה בלחיצה ומתיחה, לבטון חוזק גבוה בלחיצה, אך במאמצי מתיחה קטנים יחסית הוא נסדק ומתפרק. לצורך התמודדות עם מגבלה זו משולבים בבטון מוטות פלדה אורכיים ורוחביים שתפקידם לרסן את התפתחות הסדקה ושמירה על שלמות הרכיבים השונים והקשר ביניהם במבנה. שילוב מוטות הפלדה בבטון בצורה נאותה משפר את ההתנהגות ואת יכולת הרכיבים לעמוד בעומסים חריגים, זאת על ידי הגדלת המשיכות וספיגת האנרגיה ברמת החתך והמבנה. חשוב לציין כי התנהגות זו של הבטון בשילוב מוטות פלדה מורכבת יותר בהעמסה מחזורית המאפיינת העמסה בזמן רעידת אדמה.

החקירה הניסויית והאנליטית של התנהגות קירות יצוקים בעשוריים האחרונים התמקדה בעיקר בשני כיווני חקירה:

- חקירה ברמת החתך/הרכיב וההתנהגות שלו בהעמסה מחזורית ודרכים לשיפור המשיכות.

- חקירה של תגובת המבנה השלם לו מערכות הקשחה פשוטות (מישוריות או מרחביות) המבוססות על מערכת קירות רציפים ובדרך כלל בסידור סימטרי.

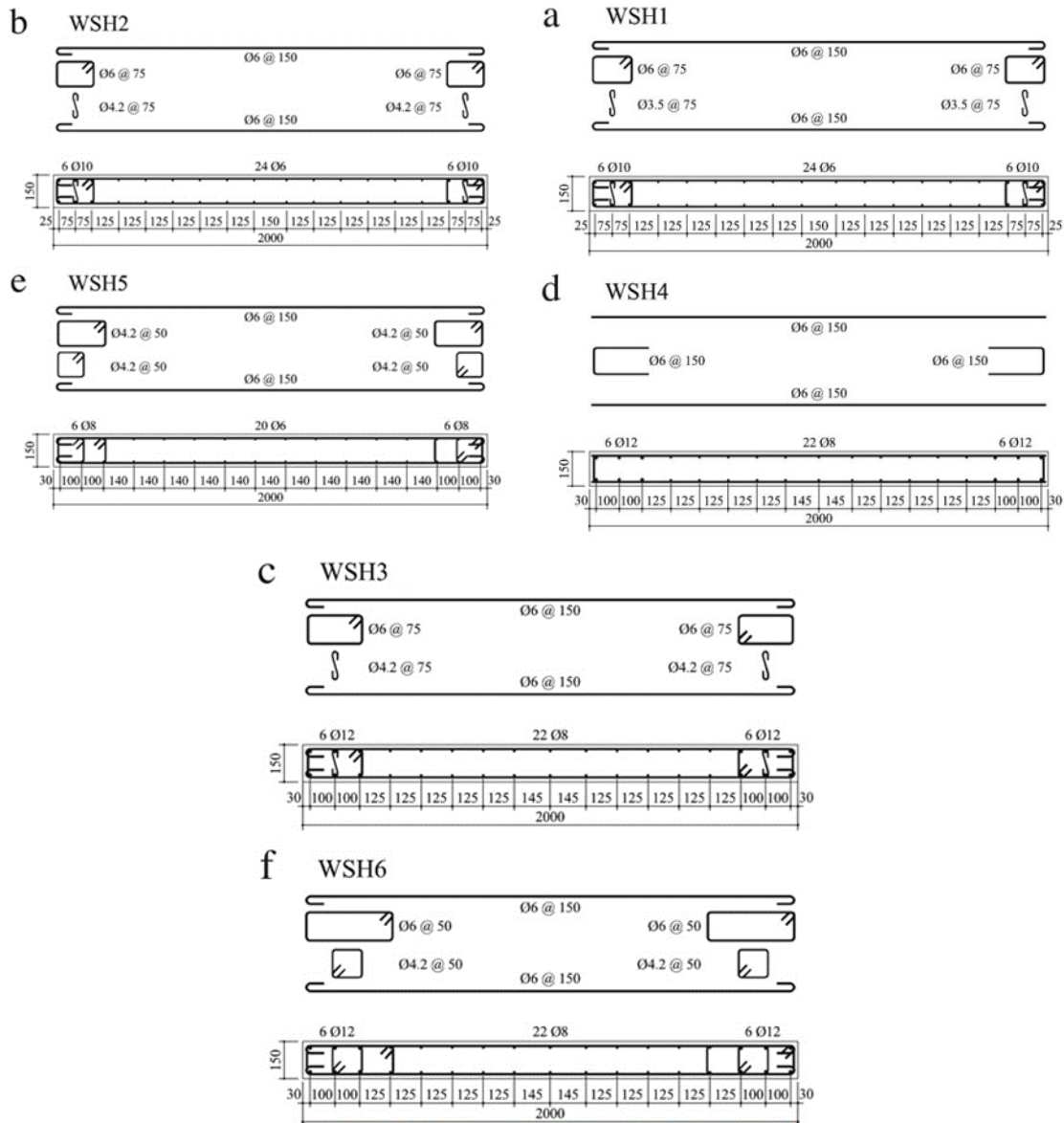
ההתפתחות הטכנולוגית של המחשבים ששיפרו את היכולת החישובית ומאפשרים להטמיע את הידע בהתנהגות הלא ליניארית של הבטון והפלדה ברמת החומר בתוכנות מתקדמות המאפשרת מידול כולל של המבנה ובחינת התנהגותו ברעידת אדמה.

הנזקים החמורים שהובחנו בקירות מבטון מזוין לאחר רעידות האדמה צ'ילה וניו זילנד שכללו מעיכה של הבטון באזורים הרגישים, חשיפה של מוטות זיון אורכיים ורוחביים, קריסה וקריעה של מוטות הזיון, הביאו למחקר ולימוד של השפעת פרטי הזיון בקירות מישוריים לא סדירים מבטון מזוין בהעמסות אופקיות מתחלפות. חשוב לציין שבמדינות אלה קיימת מודעות גדולה לתכן סיסמי עקב רעידות אדמה חזקות הפוקדות אותן באופן תדיר כל מספר שנים. במדינות אלה התכן לרעידות אדמה מתבסס על תקני בנייה מודרניים כגון דרישות התקינה לתכן של קירות מבטון מזוין כגון התקן האמריקאי ACI-318 (ACI 318-08 Committee, 2008) והתקן האירופאי EN-1998 (CEN - 1998) והיישום בפועל מתבצע עם הקפדה טובה על רמת ביצוע. הנזקים והכשלים החמורים שהובחנו העלו את הצורך לבחון מחדש את דרישות התכן ולפתח הבנה יותר טובה לגבי התנהגות קירות מבנה מבטון מזוין לא סדירים. לכן, בשנים האחרונות התפתח גם מחקר ניסויי נרחב שבחן תוצאות ניסויי מעבדה בקירות מישוריים לא סדירים מיוחדים. ייחודיות הקירות כלל לדוגמא פתיחת פתחים לגובה הקיר או הקטנת אורך חתך הקיר בקומת הקרקע.

מרבית הניסויים בוצעו על דגמים של קירות מישוריים, ובחלקן על דגמים מוקטנים הן מבחינת גובה, אורך ורוחב הקיר. מרבית המחקרים שבוצעו בתחילת שנות ה-2000, בוצעו על קירות מישוריים מלאים (Dazio, et al., 2009). תוצאות ניסויים אלה, מהווים היום חלק מהבסיס לדרישות התכן של מהדורה חדשה של התקן האירופאי EN-1998. בניסויים אלה נבחנה השפעת נתוני חוזק החומרים (בטון, פלדה), השפעת פרטי הזיון האנכי, פרטי הזיון הרוחבי ופרטי הזיון בקצה הקיר (תנאי הכליאה), על ההתנהגות המחזורית של הקיר בהיבט כוח/הזזה. דוגמא של מערך ניסויים שנערך במכון הטכנולוגי ETH, ציריך שויץ מובא באיור מספר 20 (Dazio, et al., 2009). כפי שניתן לראות במסגרת המחקר בוצעו ניסויי העמסה אופקית מחזורית על מגוון של קירות מישוריים באורך 2000 מ"מ ועובי 150 מ"מ, עם כמויות ופרטי זיון שונים בקצוות.

במחקר נבחנו דגמי קיר מלאים השונים ביניהם בעיקר בברזל המרוכז בקצוות הקיר ובצורת הכליאה של קצוות הקיר. תמונות של צורת הסדיקה והנזק בעומס המרבי בדגמי הקירות השונים מוצגת באיור מספר 21. הקיר שפיתח את כוח הגזירה ומומנט התסבולת הגדול ביותר היה קיר מספר WSH6 שמאופיין בכמות ברזל מרוכז גבוה (ביחס לקירות WSH1, WSH2) ובפרטי כליאה הטובים ביותר. קיר WSH6 פיתח תסבולת לגזירה ולכפיפה הגבוהה בכ-78% מהתסבולת של קיר WSH1 (הקיר החלש ביותר). בדגמים להם פרטי ברזל פחות טובים לכליאה בקצוות (לדוגמא WSH4) אובחן בנוסף להתפוררות הבטון בקצוות הקיר פגיעה ונזק בברזל האנכי הכוללת גם קריסה מקומית של מוטות הברזל האורכי. לעומת דגם קיר WSH6 שפיתח כוח גזירה ומומנט כפיפה הגבוהה בכ-34% ביחס לקיר

WSH4, בקיר זה ניתן לזהות אזור של התפוררות הבטון של כיסוי זיון אך מנגנון הכליאה התקיים ולא אובחנה פגיעה בברזל האורכי ובברזל האופקי. שני הדגמים שפיתחו את תסבולת הגזירה והכפיפה הנמוכים (WSH1, WSH2) ביותר התפתח סדק אופקי לכל החתך האופקי של הקיר כפי שניתן לראות בברור בדגם WSH2.



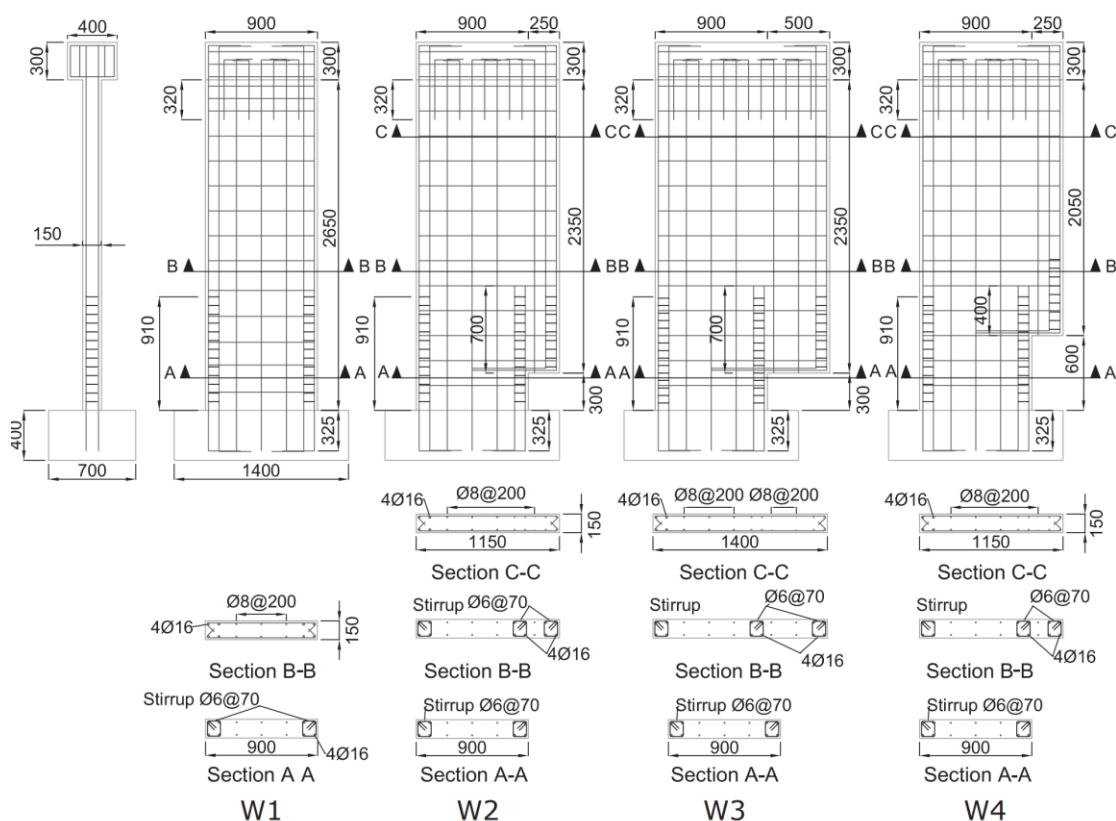
איור מספר 20 - תרשימים של חתך הקירות ופרטי הזיון בדגמים השונים שנבדקו במסגרת המחקר (Dazio, et al., 2009).



הגדלה מקומית כשל בקיר WSH4
 הגדלה מקומית כשל בקיר WSH6
 איור מספר 21 - תמונות הסדקים והנזקים שהובחנו בקירות השונים, בשלבי העמסה מוקדמים ומתקדמים, עבור דגמי הקירות השונים (Dazio, et al., 2009).

לאחר רעידות האדמה החזקה שהתרחשה בצ'ילה החקירה הניסויית התחילה להתמקד בדגמי קירות מיוחדים, לדוגמה "קיר דגל" (בו אורך הקיר בקומה התחתונה קצר יותר) צורת בנייה נפוצה צ'ילה שלטענת החוקרים לא קיים לגביו מידע ניסויי מספק. ניסויים נוספים שבוצעו בשנים האחרונות, כללו

דגמים של קירות מישוריים להם סידור פתחים לא סדיר (Massone, et al., 2019) כמוצג באיור מספר 22, החקירה כללה טכניקה של מעקב תמונה, טכניקה המאפשרת לעקוב אחרי השתנות מיקומן של נקודות המפוזרות הצורה אקראית על גבי הקיר. הטכניקה מאפשרת לחשב את שדות ההזזות ושדות העיבורים ולבחון את התפתחות הפרקים הפלסטיים לרוחב וגובה הקיר ללא צורך בהתקנת אמצעי מדידה/מדי עיבורים ישירות על משטח הקיר. במחקר נבחנו תמונת הנזקים המתפתחים במהלך העמסה מחזורית מתחלפת עבור הדגמים השונים. אי הסימטריה של הקיר באה לידי ביטוי בצורת "ההפרעה" בגאומטריה הקיר בחלק התחתון. אחת המסקנות החשובות שהדגיש המחקר דנה בהבדל בהתפתחות הנזק בהתאם לכיוון הפעלת הכוח. כאשר כיוון הכוח מתח את הצד בו הקיר רצוף לכל גובהו (קיימת רציפות במיקום הברזל האורכי בקצוות הקיר) התפתחות הסדקה תואמת את התפתחות הסדקה של קיר מלא. אך כאשר הכוח מותח את הצד בו קיימת אי רציפות במיקום הברזל האורכי בקצה הקיר עקב שינוי אורך החתך, התפתחות הנזק שונה, ומתרכזת בעיקר בתחום הקומה התחתונה בה קיים השינוי הגאומטרי. בניגוד לקיר מלא (הזהה בגובהו) בו הסדקה מתרחבת גם לגובה הקיר. דוגמאות לתמונות הנזק בדגמים השונים מוצגות באיור מספר 23. באיור מספר 24 מוצגת התפלגות העיבורים לגובה הקיר בדגמים השונים.



איור מספר 22 - תרשימים של דגמי קירות לא סדירים (קירות מישוריים, קירות "דגלי") עם פרטי זיון שונים (Massone, et al., 2019).



ב. דגם קיר W3



א. דגם קיר W2

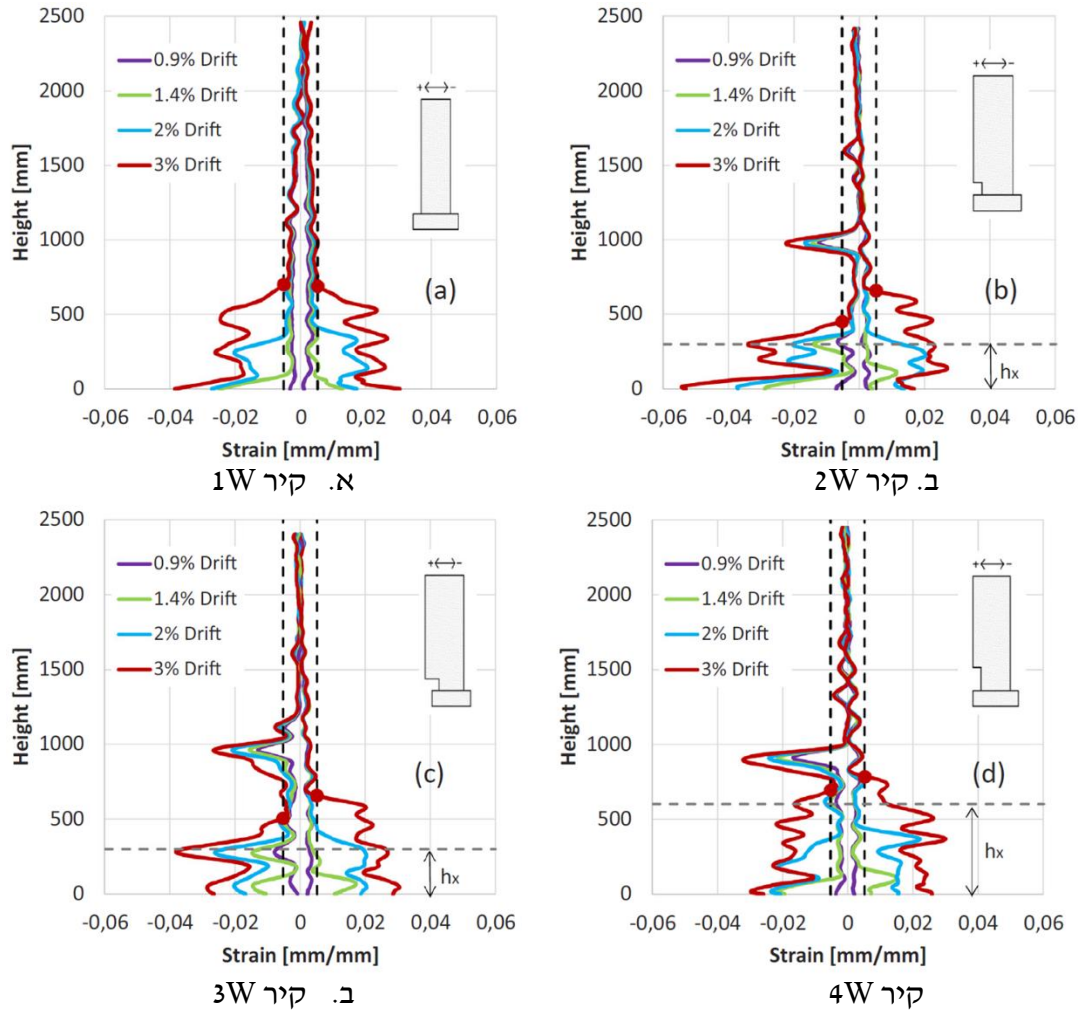


ד. דגם קיר W5



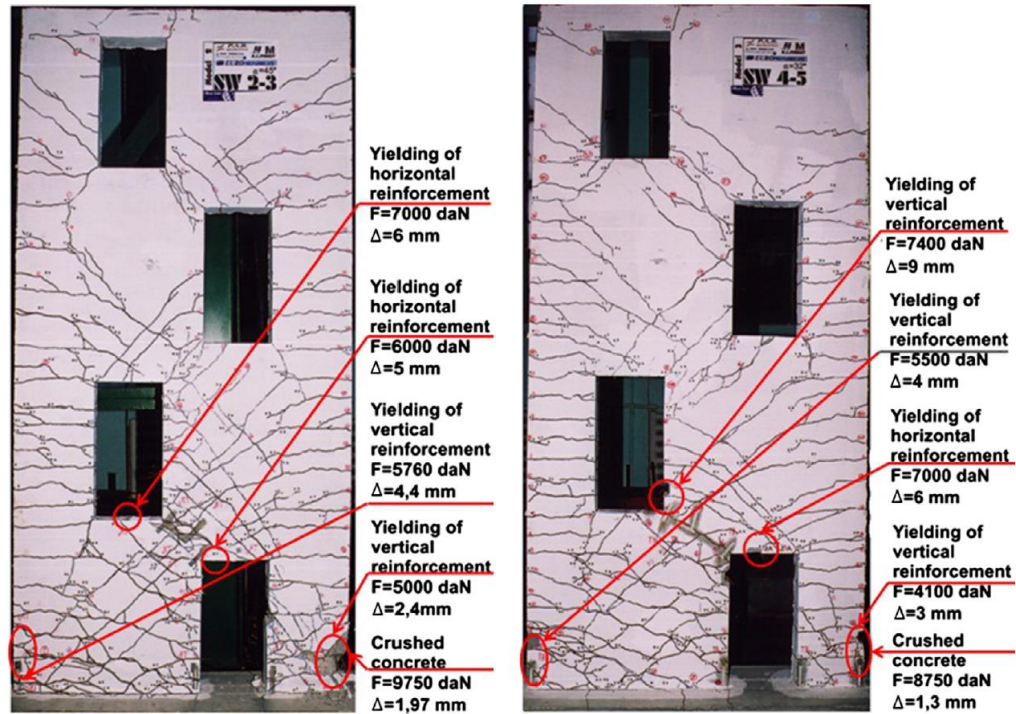
ג. דגם קיר W4

איור מספר 23 - תמונות הנזקים בדגמי הניסוי (Massone, et al., 2019).

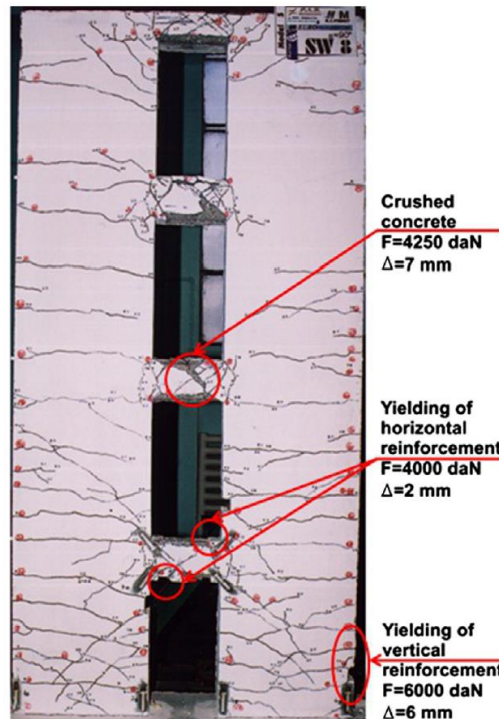


איור מספר 24 - השתנות העיבורים לגובה הקיר בדגמים שונים (Massone, et al., 2019).

מחקר ניסויי שחקר את התפתחות הנזק בדגמי קירות עם סידור שונה של פתחים בוצע בשנת 2014 (Mosoarca, 2014). במחקר נבחנו דגמי קיר לו פתיחת פתחים לסירוגין ודגמי קיר עם פתחים הממוקמים אחר מעל השני, תמונת הנזק בקירות אלה מוצגת באיור מספר 25. כאשר בוחנים בשני סוגי הקירות את צורת הסדיקה, ניתן לזהות התפתחות סדקי כפיפה בקצוות הקיר לגובה הקיר. בנוסף ניתן לזהות התפתחות סדקי גזירה אלכסוניים בין הפתחים בקיר בו מיקום הפתחים לסירוגין (איור מספר 25א). לעומת זאת בקיר בו הפתחים ממוקמים אחד מעל השני מתפתחים וסדקי גזירה בקצוות "הקורה" בין הפתחים (איור מספר 25ב).



א. תמונת נזק בדגמים עם פתחים לסירוגין



ב. תמונת נזק לקיר עם פתחים לגובה
איור מספר 25 - תמונת נזקים בקיר עם פתחים (Mosoarca, 2014)

3. ניתוח תגובת מבנה תלת ממדי – אנליזת מודלית

3.1 תיאור המודלים החישוביים

במסגרת המחקר נבחר לבדיקה חישובית מבנה מגורים טיפוסי בן 18 קומות המייצג מבנה מגורים אופייני בישראל. במבנה 4 דירות בקומה הטיפוסית של המבנה העילי, הכולל ממ"ד בכל דירה, גרעין מעליות וגרעין חדרי מדרגות. חלקם הגדול של קירות המעטפת של הקומות הטיפוסיות של המבנה העילי אינם ממשיכים בקומת הקרקע המשמשת לובי, אלא נשענים על עמודי תמיכה בקומת הקרקע. לצורך החקירה וההשוואה נבחנו שני מודלים חישוביים כמפורט:

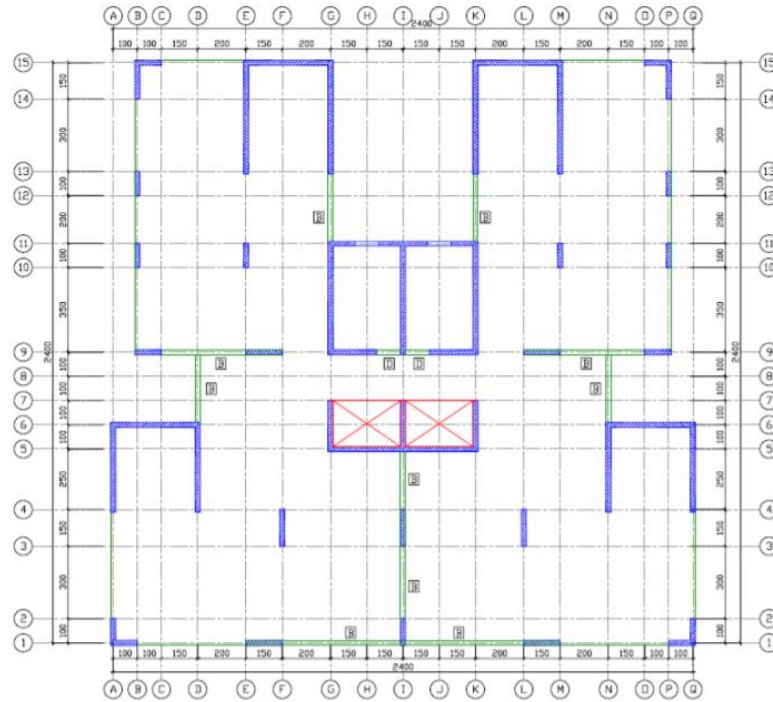
- מודל 1 - ללא קירות יצוקים במעטפת של המבנה העילי - המודל כולל את גרעיני ההקשחה, ממ"דים, עמודים וקורות, ללא שילוב קירות הבטון עם הפתחים במעטפת החיצונית של הקומות הטיפוסיות.
- מודל 2 - עם קירות יצוקים במעטפת של המבנה העילי – המודל כולל את כל גרעיני ההקשחה, ממ"דים, פירי מעליות, חדרי מדרגות, עמודים וקורות בחלל הפנימי, וקירות בטון יצוקים עם פתחים במעטפת החיצונית של המבנה העילי.

תרשימים של תכנית קומה טיפוסית, קומת קרקע ומבט על חזית, עבור מודל 1 ומודל 2 מוצגים באיור מספר 26, איור מספר 27, איור מספר 28, ואיור מספר 29 בהתאמה. שני מודלים אלה שימשו כבסיס להשוואה של השפעת הקירות היצוקים במעטפת החיצונית של המבנה העילי על התגובה הדינמית של המבנים בהיבטים הבאים:

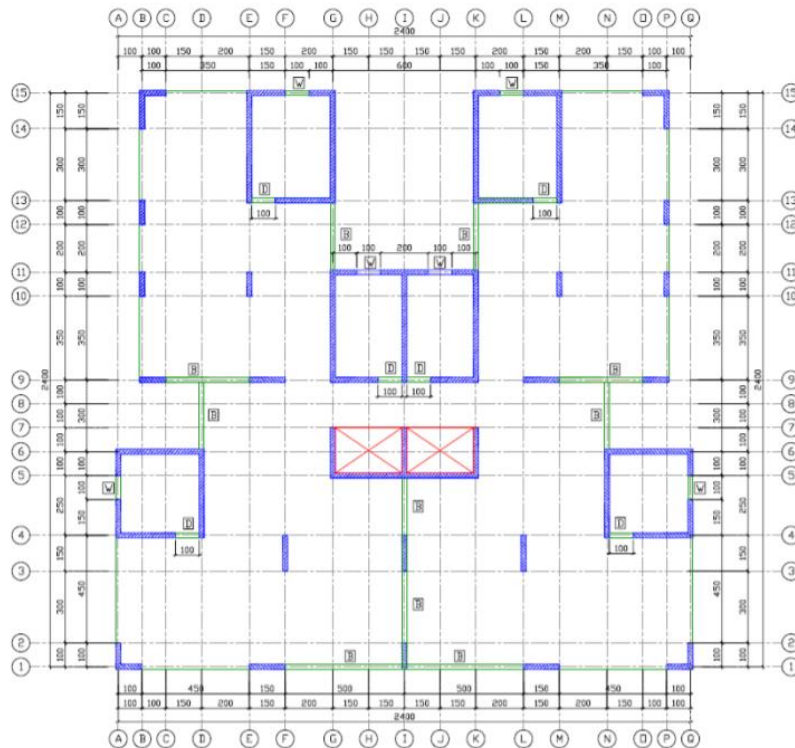
1. אנליזת המבנה לתנודות חופשיות לצורך חישוב התגובה המודאלית של המבנה – זמני מחזור, צורות תנודה.
2. חישוב תגובת המבנה לרעידה בכיוון X ולרעידה בכיוון Y על בסיס החישוב המודלי בשילוב ספקטרום התגובה לתכן ומקדמי האתר. תגובת המבנה כללה חישוב של הפרמטרים המפורטים להלן:

- הזזות לגובה המבנה עקב רעידה בכיוון X ובכיוון Y .
- השתנות הזזות הבין קומתיות ביחס לגובה הקומה עקב רעידה בכיוון X ובכיוון Y .
- השתנות כוחות הגזירה והמומנטים הקומתיים עקב רעידה בכיוון X ובכיוון Y .
- השתנות חישוב הכוחות הציריים בעמודי המבנה עקב רעידה בכיוון X ובכיוון Y .

העומסים שנלקחו בחשבון לצורך ניתוח המבנה כללו את העומסים כמפורט: משקל עצמי, עומסים קבועים נוספים עקב: ריצוף, מילוי חול טיח ומחיצות בשיעור 4.5 ק"נ/מ"ר. עומס שימושי בשיעור 1.5 ק"נ/מ"ר. ניתוח תגובת המבנה לרעידת אדמה התבסס על ספקטרום התגובה לתכן בהתאם לפרמטרים הבאים: קרקע מסוג D, תאוצת קרקע $Z=0.2$, תכן לרמת משיכות בינונית בהתחשב במקדם הקטנת כוח $K=2.4$ ומקדם חשיבות $I=1.0$. תרשים המתאר את ספקטרום התגובה לתכן כתלות בזמן המחזור T, מובא באיור מספר 30.

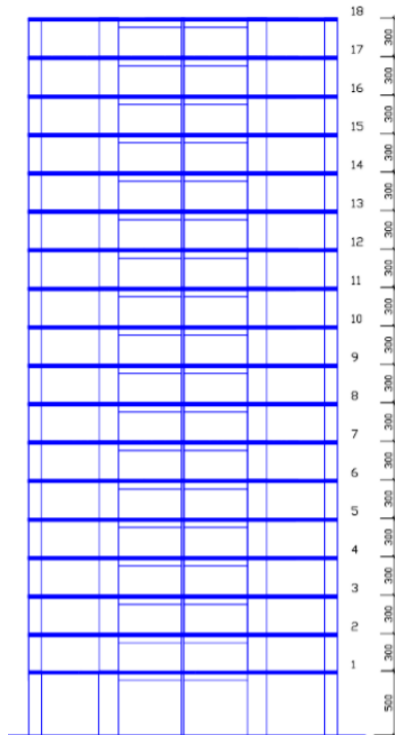


א. מודל 1 – תכנית קומת קרקע

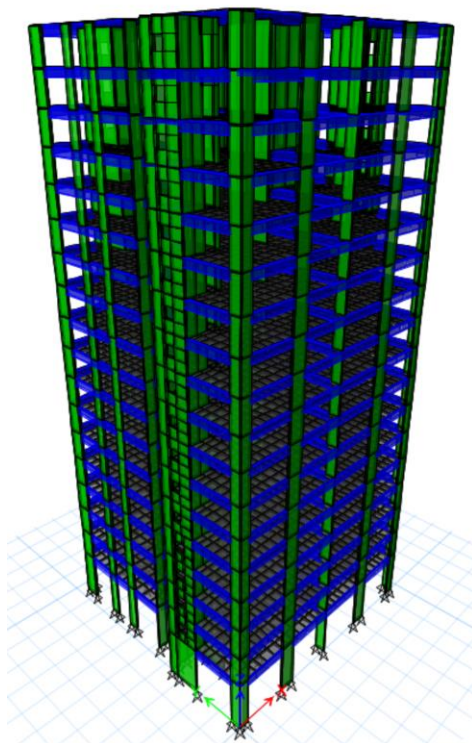


ב. מודל 1 – תכנית קומה טיפוסית

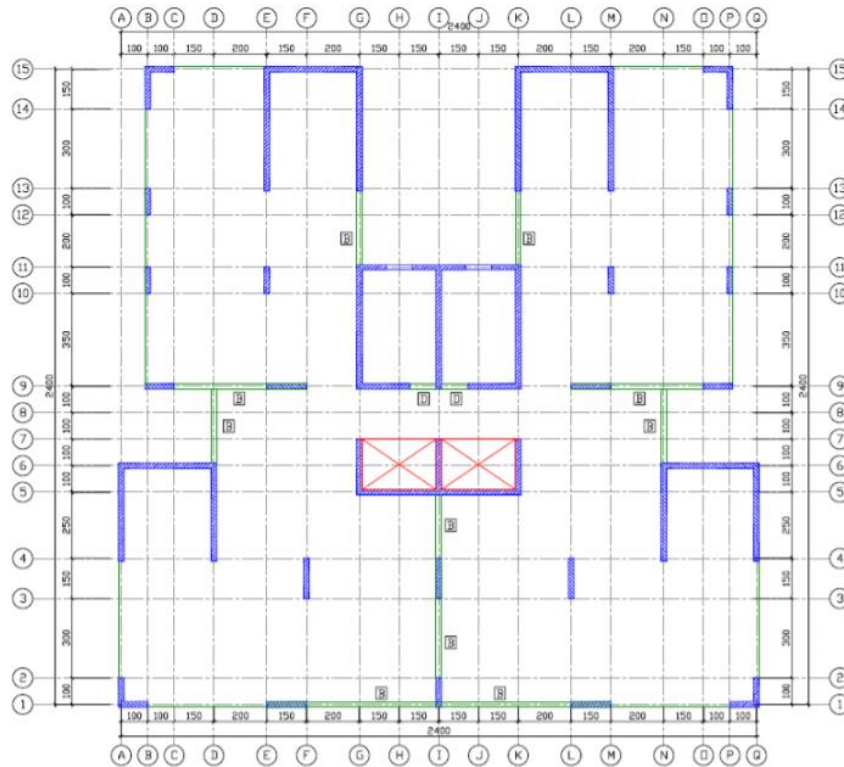
איור מספר 26 - מודל 1 - מבנה בן 18 קומות ללא שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות.



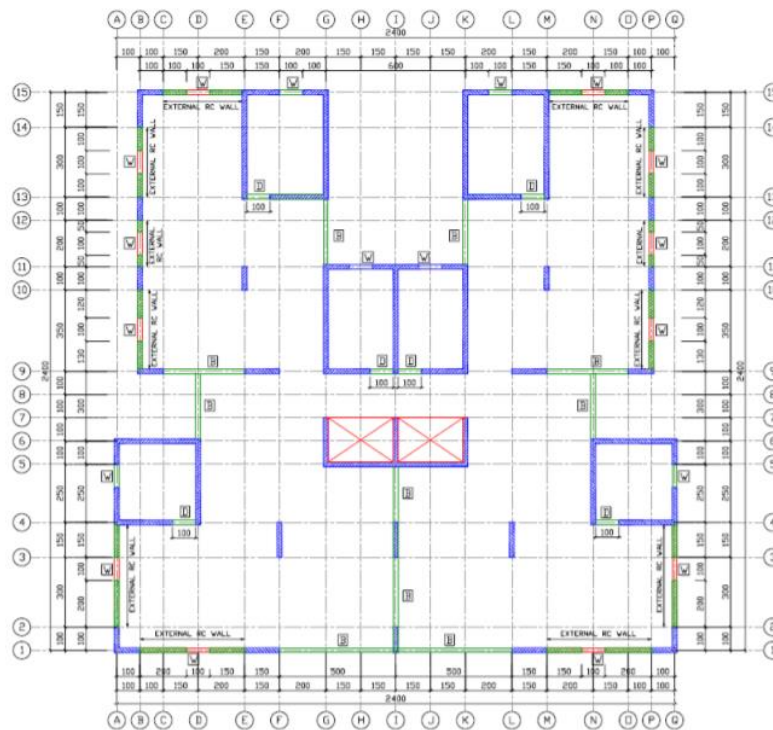
א. מודל 1 – מבט חזית בציר 1



ב. מודל 1 - תיאור המודל החישובי
איור מספר 27- מודל 1 - מבט ומודל שלמבנה בן 18 קומות ללא שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות.



א. מודל 2 - תוכנית קומת קרקע

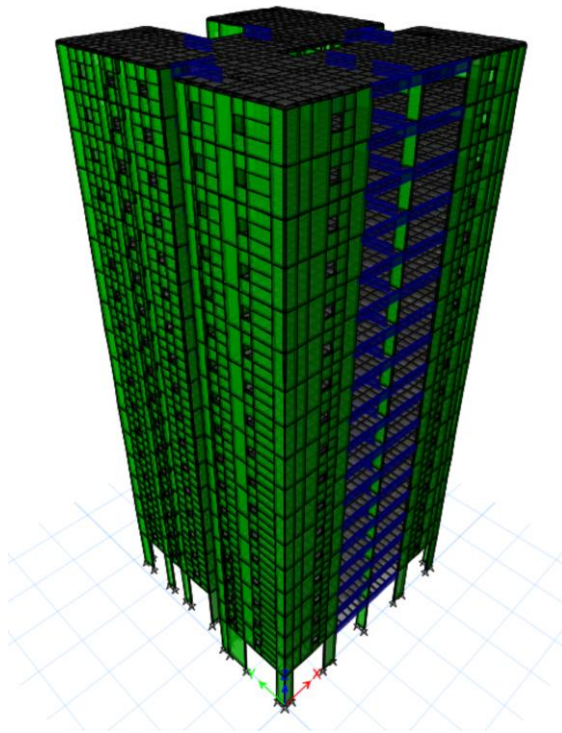


ב. מודל 2 – תכנית קומה טיפוסית

איור מספר 28- מודל 2 - מבנה בן 18 קומות הכולל של שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות.



א. מודל 2 – חזית בציר 1

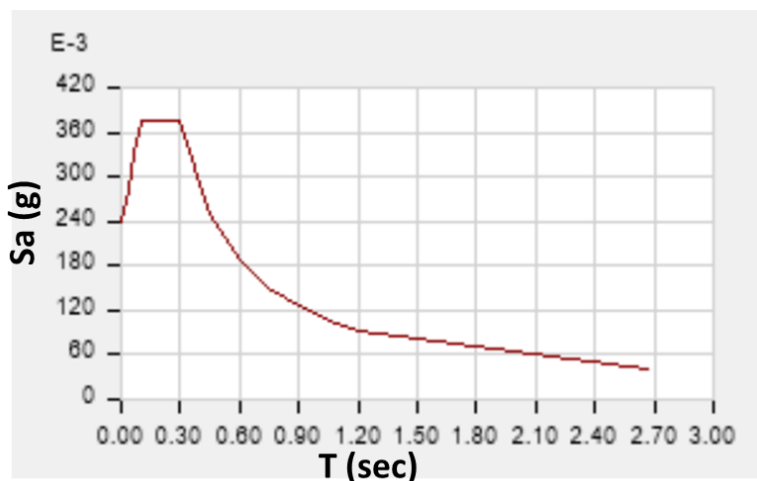


ב. תיאור המודל החישובי.
איור מספר 29- מודל 2 - מבט ומודל של מבנה בן 18 קומות הכולל של שילוב קירות מעטפת בקומות טיפוסיות.

3.2 תוצאות המודלים החישוביים

אנליזה מודלית לינארית של המודלים הנומריים השונים בוצעה תוך שימוש בתוכנת מחשב של אלמנטים סופיים ETABS (version 18). מטרת האנליזה לבחון השפעת קירות המעטפת החיצונית על מאפיינים הדינמיים (זמן מחזור, צורת תנודה). באיור מספר 30 מוצג גרף השתנות מקדם התאוצה הספקטרי עבור המודלים השונים. תוצאות חלקיות של האנליזה המודלית הכוללים: זמני המחזור וכוחות הגזירה בבסיס המבנה מוצגים בטבלה מספר 1.

מניתוח התוצאות המובאות בטבלה ניתן לראות כצפוי שמודל מספר 2 (עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי) קשיח יותר ולכן זמני המחזור קצרים יותר וכתוצאה מכך ומקדמי התכן הסיסמי C_d גבוהים יותר בשיעור ממוצע של כ-15%. יציקת הקירות במעטפת המבנה העילי מגדילה את כוחות גזירה בכ-20% (בממוצע) ביחס למודל 1 (ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי). ששיעור ההגדלה בכוחות הגזירה הינו כ-18% עבור רעידה בכיוון X וכ-24% עבור רעידה בכיוון Y. הגדלה נובעת מהגדלת מסת המבנה והקטנה זמן המחזור הגורמת להגדלת ערכו של מקדם התכן הססמי.

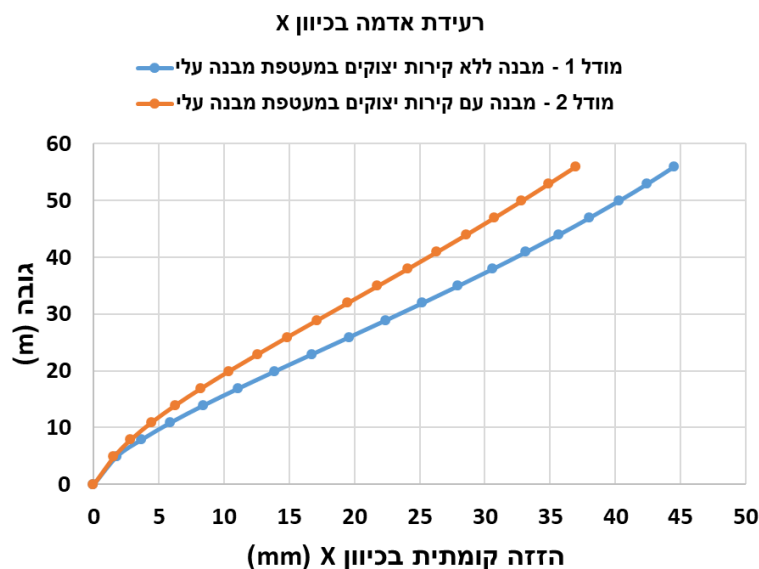


איור מספר 30 - ספקטרום התגובה לתכן בהתחשב במקדמי האתר עבור $Z=0.2$ וקרקע בסיווג D.

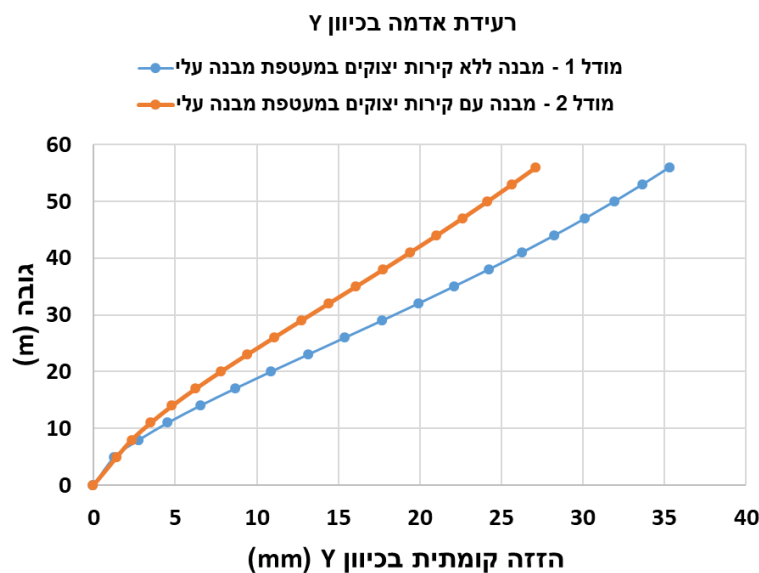
טבלה מספר 1 - ריכוז תוצאות האנליזה המודלית עבור מודל מס' 1 ומודל מס' 2

מודל מס'	זמן מחזור ראשון [שניות]	זמן מחזור שני [שניות]	כוח גזירה בבסיס המבנה רעידה בכיוון X [ק"נ]	כוח גזירה בבסיס המבנה רעידה בכיוון Y [ק"נ]	מקדם תכן סיסמי C_d רעידה בכיוון Y	מקדם תכן סיסמי C_d רעידה בכיוון X
1	0.946	0.875	8709	9692	0.056	0.050
2	0.788	0.652	10229	11995	0.072	0.062

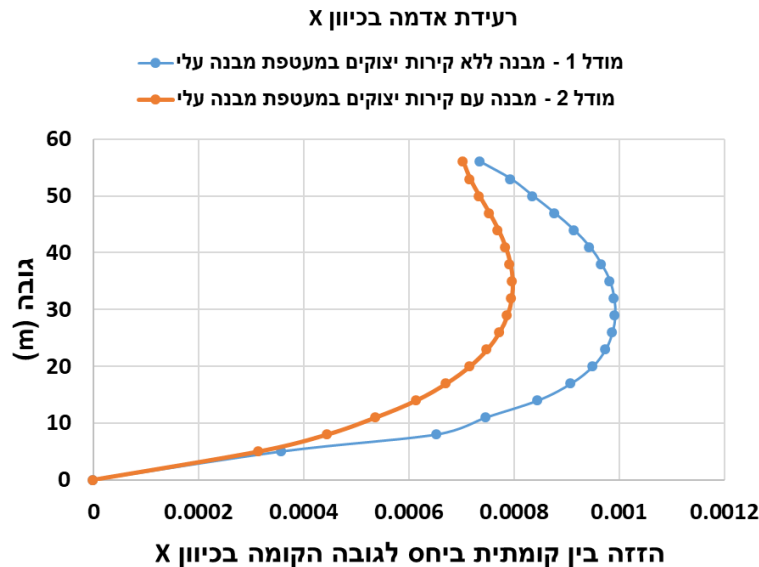
במסגרת בדיקת תגובת המבנה עבור המודלים השונים נערכה השוואה של פרמטרים נוספים של התגובה. בחינה של השתנות ערכי ההזזות הקומתיות לגובה המבנה מצביעה על כך שלמרות העובדה שהתקבלו כוחות אופקיים גדולים יותר עבור המבנה הקשיח (מודל מספר 2), התפתחו במבנה ההזזות האופקיות לגובה המבנה (איור מספר 31) והפרש ההזזות הבין קומתיות יחסית לגובה הקומה (איור מספר 32) קטנות יותר. מידת ההקטנה בהזזות האופקיות הקומתיות עבור המבנה הקשיח הינה בשיעור של כ- 17% ברעידת אדמה בכיוון X ו-23% ברעידת אדמה בכיוון Y. חשוב לציין כי עבור שני המודלים שחושבו, ההסטות הבין קומתית עומדות בדרישות המותר כמפורט בת"י 413.



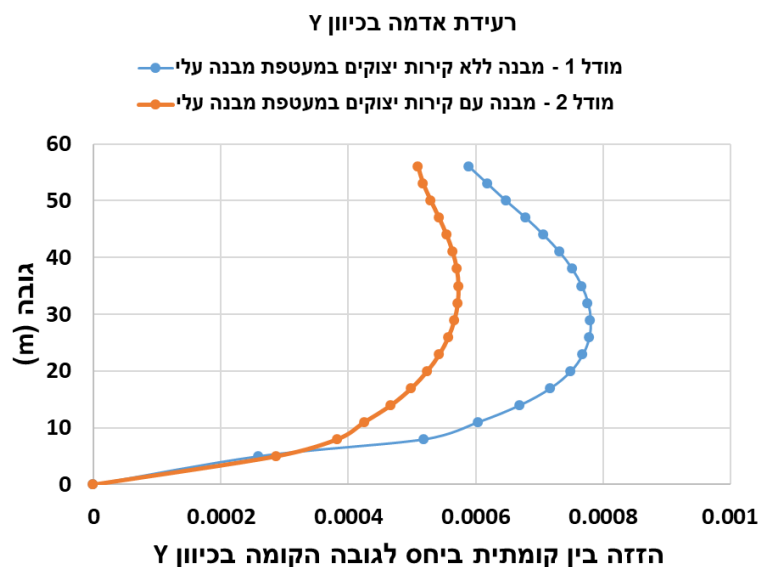
א. השוואה של ההזזות הקומתיות רעידת אדמה בכיוון X



ב. השוואה של ההזזות הקומתיות רעידת אדמה בכיוון Y
איור מספר 31 - השוואה של ההזזות הקומתיות



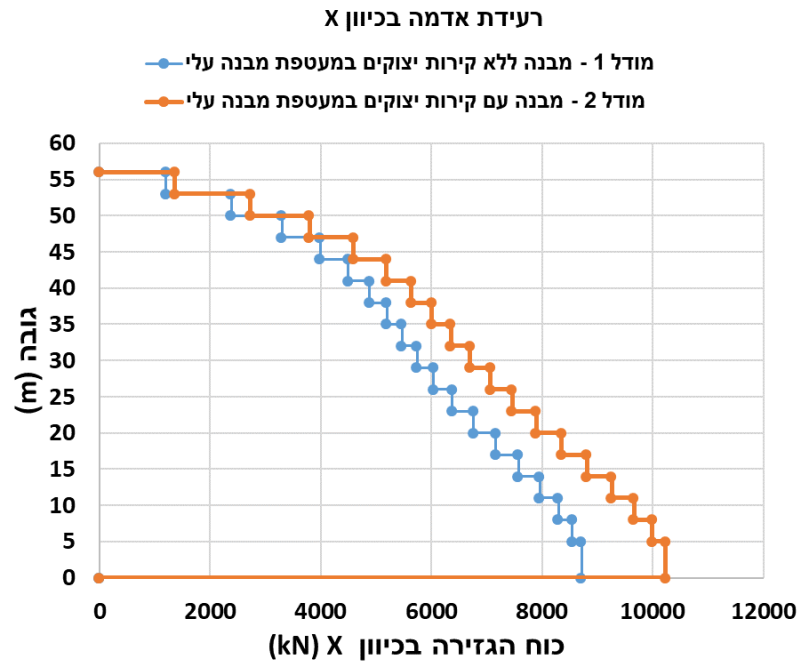
א. השוואה של ההזזות הבין קומתיות ביחס לגובה הקומה ברעידת אדמה בכיוון X



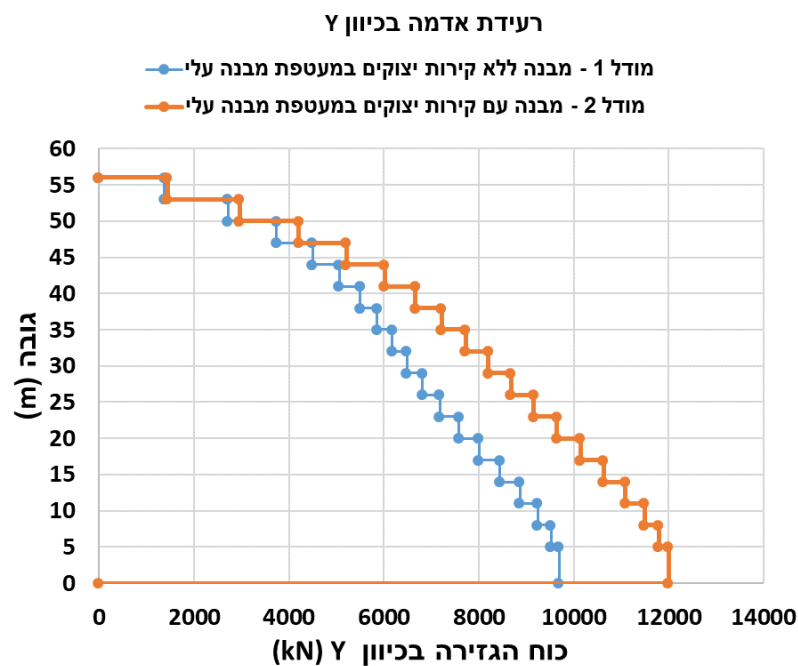
ב. השוואה של ההזזות הקומתיות ביחס לגובה הקומה ברעידת אדמה בכיוון Y
איור מספר 32 - השוואה של ההזזות הבין קומתיות ביחס לגובה הקומה

כאשר בוחנים השתנות ערכי הפרש ההזזה הבין קומתית (Δ) ביחס לגובה הקומה (h) (הציר האופקי של איור מספר 32) לגובה במבנה ניתן לראות שההשתנות אינה אחידה וערכי המקסימום מתקבלים בין קומה התשיעית (29 מ') לקומה אחת עשרה (35 מ'). ערכי המקסימום במודל מספר 1 מתקבלים בקומה התשיעית ובמודל מספר 2 מתקבלים בקומה האחת עשרה. ההפרש בין ערכי המקסימום מראה הגדלה של התוצאות במודל הגמיש יותר - מודל 1 בכ- 24% ברעידה בכיוון X ו-36% ברעידה בכיוון Y. תוצאה מסוג זה אופיינית למבנה שלו מערכת הקשחה של קירות עם פתחים, בדומה למערכת דואלית (קירות ומסגרות או קירות עם פתחים).

תרשימים ובהם השוואה של השתנות מהלכי כוחות הגזירה לגובה המבנה מוצגים באיור מספר 33. כוח הגזירה הקומתי גדול יותר במודל מספר 2 (הקשיח יותר) וכפי שניתן לראות באיור מספר 33 כוחות הגזירה במודל זה גדולים בכ- 20% עבור רעידה בכיוון X וכ- 30% עבור רעידה בכיוון Y.

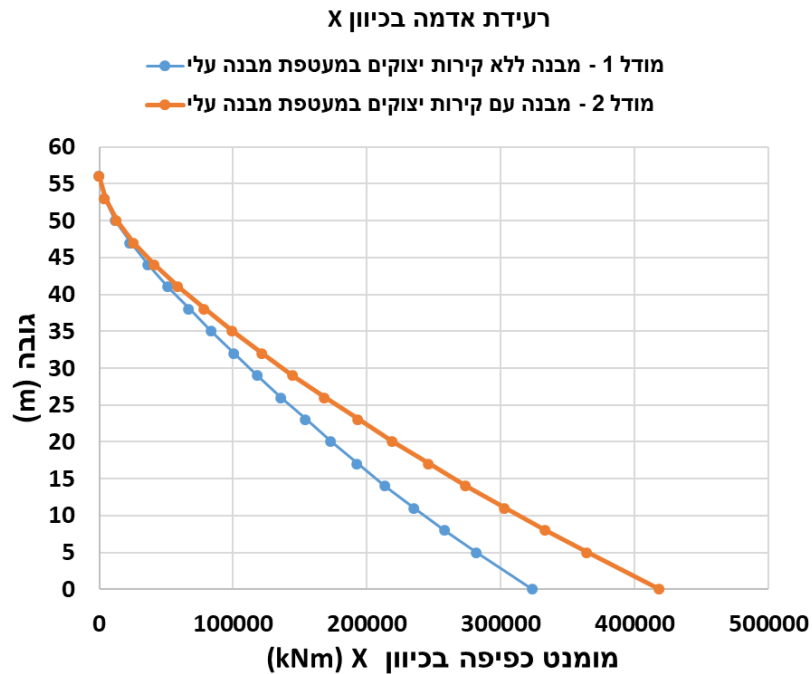


א. השתנות כוח הגזירה לגובה המבנה רעידת אדמה בכיוון X

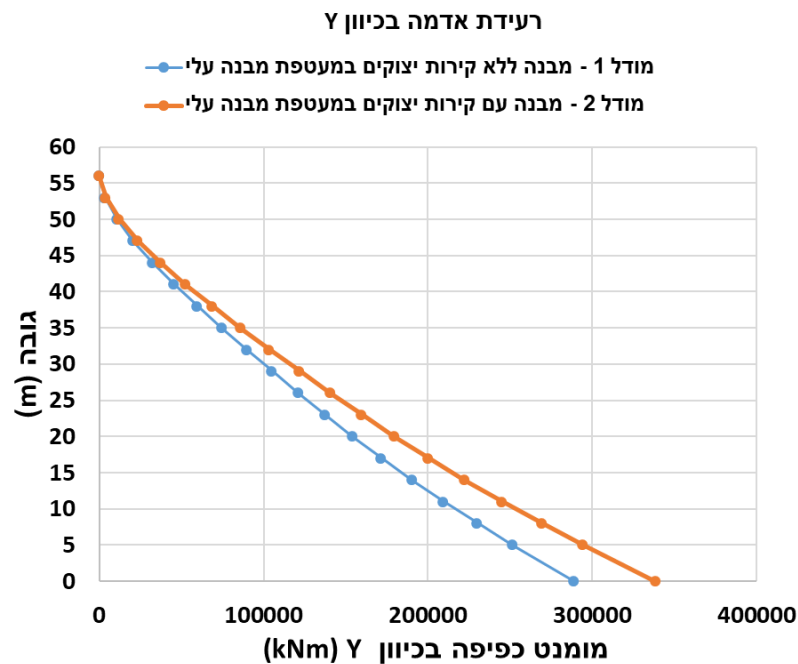


ב. השתנות כוח הגזירה לגובה המבנה רעידת אדמה בכיוון Y
איור מספר 33 - השוואה של השתנות כוחות הגזירה לגובה המבנה

השתנות מומנטי הכפיפה הקומתיים מתקבלים לגובה המבנה מוצגים באיור מספר 34. מהאיור ניתן לראות שמומנט הכפיפה בבסיס המבנה במודל מספר 2 (הקשיח יותר) גדל בכ-20% עבור רעידה בכיוון X וב-30% עבור רעידה בכיוון Y.

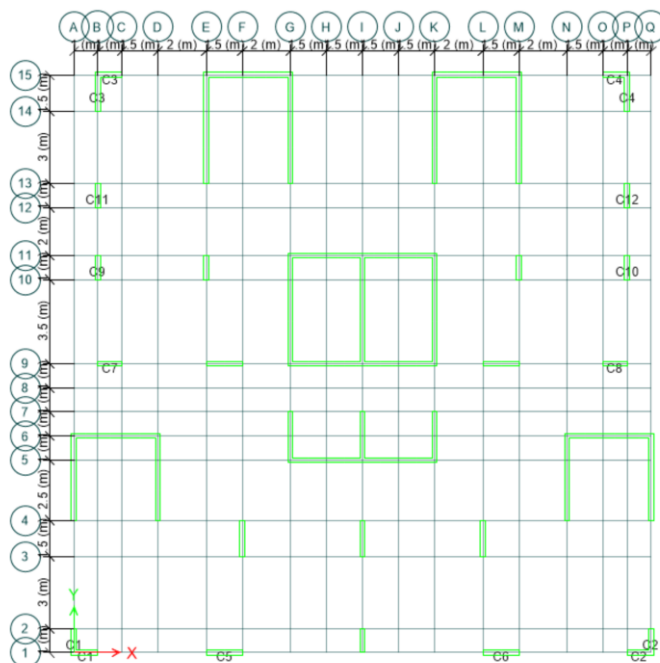


א. השתנות מומנט הכפיפה לגובה המבנה עקב רעידת אדמה בכיוון X



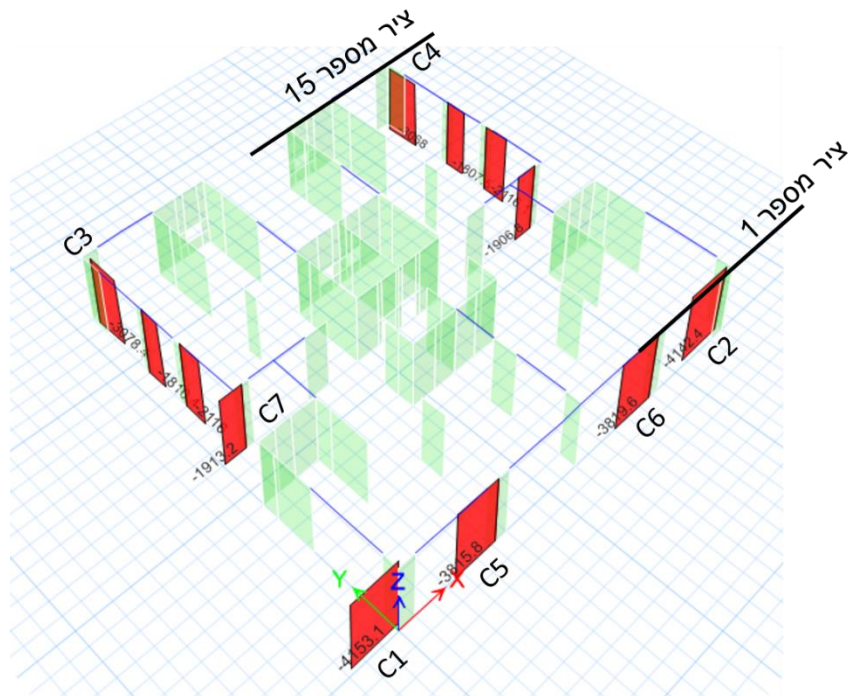
ב. השתנות מומנט הכפיפה לגובה המבנה עקב רעידת אדמה בכיוון Y
איור מספר 34 - השוואה של השתנות מומנט הכפיפה לגובה המבנה

בחינת השתנות הכוחות הציריים בעמודי קומת הקרקע מצביעים על תוצאות חשובות ומעניינות ביותר ברכיבים הנושאים את קירות המעטפת במבנה העילי. באיור מספר 35 מוצג תרשים וסימון העמודים בקומת הקרקע, זאת לצורך השוואת הכוחות המתפתחים בעמודים אלה כתוצאה מרעידה בכיוון X ורעידה בכיוון Y.

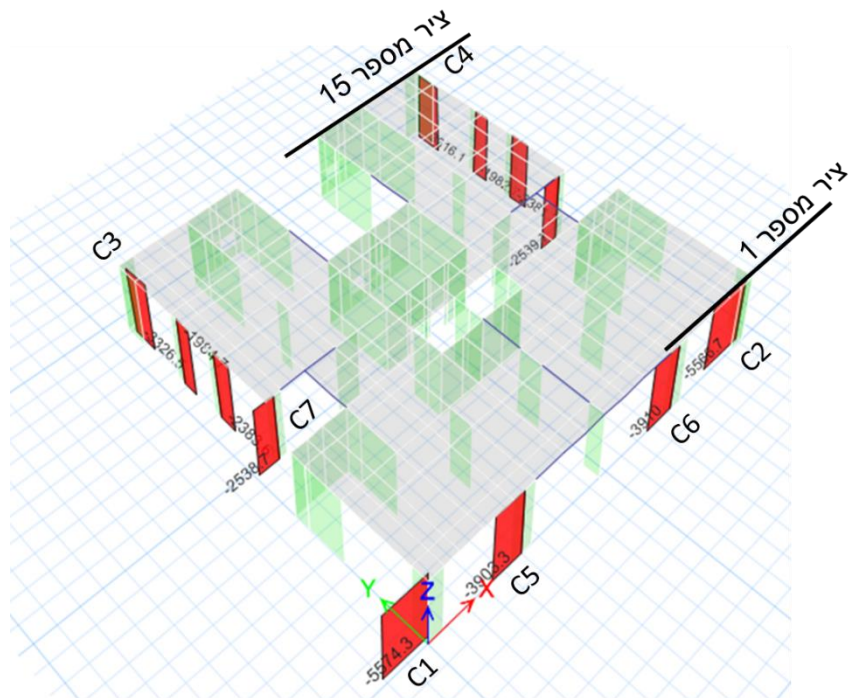


איור מספר 35 - תרשים קומת קרקע וסימון העמודים עבורם בוצעה השוואה

בשלב הראשון של החקירה נבחנו הכוחות הציריים בהתמקדות באלמנטים המשמשים כנקודות תמיכה לקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי (לדוגמא עמודים C1, C5 המהווים נקודות תמיכה לקיר יצוק במעטפת במבנה העילי בין צירים F-A. עמודים C2, C6 המהווים נקודות תמיכה לקיר יצוק במעטפת יצוק במבנה העילי בין צירים Q-L. באיור מספר 36 מוצגים תרשימים של ערכי הכוחות הציריים המתפתחים בעמודי קומת הקרקע עקב עומסים גרביטציוניים עבור מודל מספר 1 ומודל מספר 2. בטבלה מספר 2 מפורטים ערכי הכוחות הצירים עקב העומסים הגרביטציוניים בחלק מהאלמנטים הנושאים בקומת הקרקע עבור שני המודלים. ניתן לראות שבאלמנטים בפינות המבנה הכוח הצירי במודל 2 גדל ב- 34% (אלמנט C1, C2), באלמנטים הנמצאים בחלק הפנימי של החזית הגידול בכוח הצירי מתון יותר כ- 2.4% (אלמנט C5, C6).



א. מודל 1 - עומסים אנכיים - כוחות ציריים בעמודים קומת קרקע (kN)



ב. מודל 2 - עומסים אנכיים - כוחות ציריים בעמודים קומת קרקע (kN)

איור מספר 36 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב עומסי גרביטציוניים (קבועים ושימושיים).

טבלה מספר 2 - כוחות ציריים עקב עומסים גרביטציוניים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע עבור
במודל 1 ומודל 2.

שם האלמנט	מודל 1 כוח לחיצה (kN)	מודל 2 כוח לחיצה (kN)	אחוז השינוי (אחוז)	קיר נתמך כיוון X	קיר נתמך כיוון Y
C1	4153.1	5574.3	34	A1-F1	A1-A4
C5	3815.8	3903.3	2.4		
C2	4142.4	5586.7	34	L1-Q1	Q1-Q4
C6	3819.6	3910.0	2.4		
C7	1913.2	2538.7	33	אין	B9-F9
C3	3078.4	3326.5	8	B15-E15	A13-A15
C4	3068.0	3616.1	18	M15-P15	Q13-Q15

הכוחות הציריים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע רק עקב רעידת אדמה בכיוון X מוצגים באיור מספר 37. על מנת לבחון את התופעה של הגדלת הכוחות הציריים בקומת הקרקע במודל 2 ביחס למודל 1 בפעולת רעידת אדמה, רוכזו בטבלה מספר 3 מספר דוגמאות של הכוחות הצירים עקב רעידת אדמה בכיוון X. בטבלה רוכזו התוצאות עבור מספר אלמנטים התומכים את הקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי במודל מספר 2. חשוב לציין כי ערכי הכוחות הציריים המתקבלים באנליזה מודלית הינם בערך מוחלט ללא סימן, כלומר לחיצה או מתיחה בהתאם לכיוון פעולת הרעידה (תוצאה שמתקבלת משילוב התוצאות המודליות לפי שורש סכום הריבועיים). כאשר בוחנים אלמנטים המשמשים כנקודות השענה לקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי לדוגמא C1, C5, ניתן לזהות הגדלה משמעותית של הכוחות הציריים בעמודים אלה. השינוי הינו בתחום שבין 68%-622%, זאת בניגוד לאלמנט שאינו תומך קיר יצוק במעטפת המבנה העילי, לדוגמא עבור עמוד C7 שההבדל בכוח הצירי בין המודלים השונים הינו רק 8%. הסיבה להגדלה משמעותית בכוח הצירי בעמודי מודל מספר 2 נובע מכך שמומנט הכפיפה בקיר היצוק במבנה העילי מתקבל בקומת הקרקע על ידי צמד כוחות (מתיחה/לחיצה) בנקודות ההשענה של הקיר בקומת הקרקע. כוחות אלה לא מתפתחים במודל מספר 1 בו האלמנטים האנכיים רציפים לכל גובה המבנה.

טבלה מספר 3 - כוחות ציריים עקב רעידת אדמה בכיוון X באלמנטים בקומת הקרקע עבור
מודל 1 ומודל 2.

שם האלמנט	מודל 1 כוח צירי (kN)	מודל 2 כוח צירי (kN)	אחוז השינוי (אחוז)	קיר נתמך כיוון X
C1	948.7	1593.1	68	A1-F1
C5	378.9	2356.6	622	
C2	934.2	1584.5	70	L1-Q1
C6	384	2363.1	614	
C7	709.4	764.8	8	אין
C3	1659.3	3648.0	220	B15-E15
C4	1666.9	3636.9	218	M15-P15

הכוחות הציריים רק עקב רעידת אדמה בכיוון Y מוצגים באיור מספר 38, ובטבלה מספר 4 מרוכזות מספר דוגמאות של ערכי כוחות הצירים עבור מספר אלמנטים בקומת הקרקע עקב רעידת אדמה בכיוון Y, בדגש על אלמנטים התומכים קירות מעטפת יצוקים במבנה העילי של מודל מספר 2. הכוחות הציריים יכולים לפעול בלחיצה או במתיחה תלוי בכיוון הרעידה.

התוצאות מצביעות על הגדלה משמעותית של ערכי הכוחות הציריים בכל האלמנטים התומכים קירות יצוקים המעטפת המבנה העילי, לדוגמא C1, C2. השינויים הינם בתחום שבין 184%-836%. הסיבה להגדלה משמעותית בכוח הצירי במודל מספר 2 נובע מכך שבחלק התחתון של הקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי מתפתח מומנט כפיפה הופך לצמד כוחות המתקבל בשתי נקודות השענה בקומת הקרקע. כוחות אלה לא מתפתחים במודל מספר 1.

טבלה מספר 4 - כוחות ציריים עקב רעידת אדמה בכיוון Y באלמנטים של קומת הקרקע עבור מודל 1 ומודל 2.

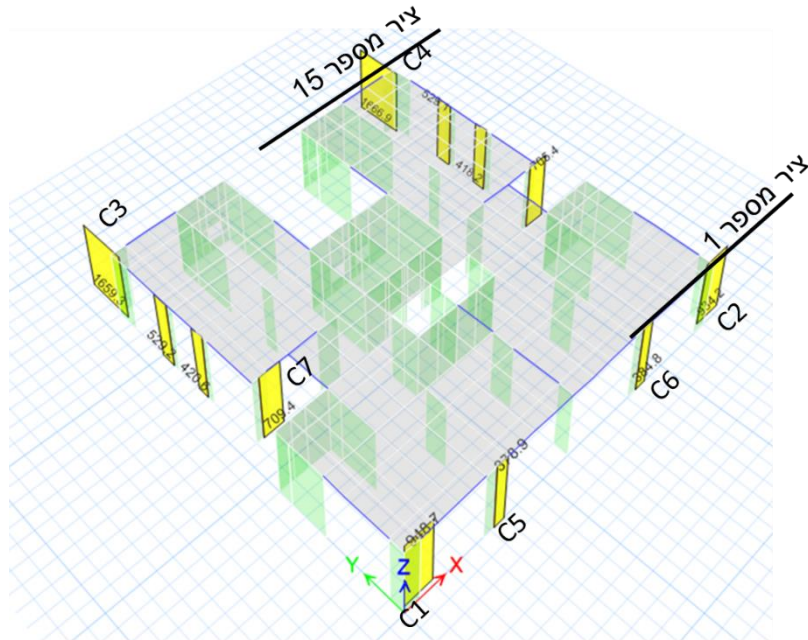
שם האלמנט	מודל 1 כוח צירי (kN)	מודל 2 כוח צירי (kN)	אחוז השינוי (אחוז)	קיר נתמך כיוון Y
C1	1200.5	3551.4	296	A1-A4
C5	932.6	2293.3	246	
C2	1205.4	3552.1	295	Q1-Q4
C6	930.5	2295.9	247	
C7	215.2	1798.7	836	B9-F9
C3	1680.2	3087.6	184	A13-A15
C4	1673.1	3096.9	185	Q13-Q15

לסיכום ניתן לראות כי תוצאות החקירה מצביעה על השפעה משמעותית של הקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי במודל 2 על הכוחות הציריים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע. ההבדלים בכוחות הלחיצה הציריים המתפתחים במודל 1 ביחס לכוחות המתפתחים במודל 2 יכולים להגיע למאות אחוזים. תופעה זו מתקבלת עבור שני כיווני הרעידה ומחייבת כמובן התייחסות מתאימה בתכנון של רכיבים אלה.

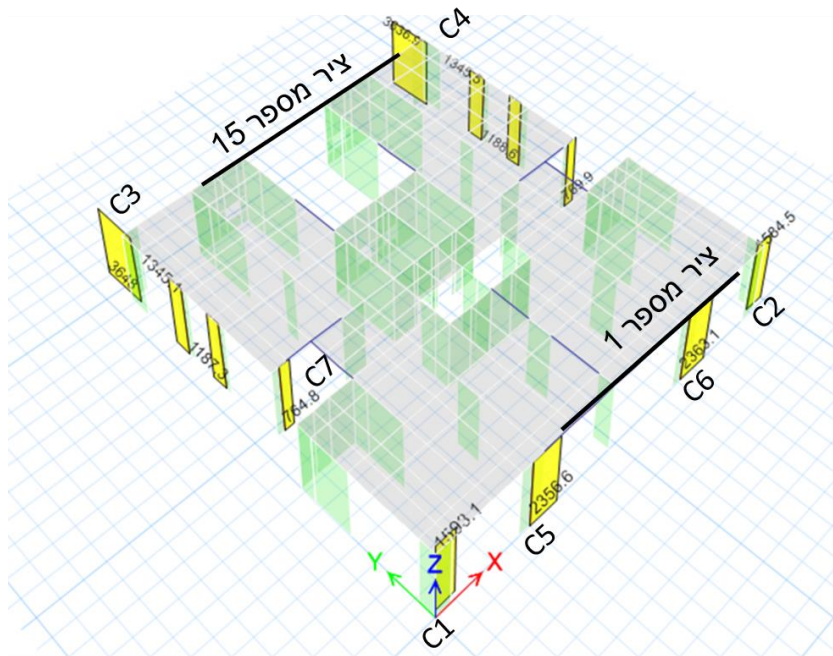
ההגדלה בכוחות הציריים באלמנטים התומכים בקומת הקרקע במודל מספר 2 נבחנה גם יחסית לכוחות הציריים עקב עומסים גרביטציוניים בלבד. בטבלה מספר 5 מוצגים מספר דוגמאות של ערכי הכוחות הציריים עקב כוחות גרביטציוניים וכוחות עקב הרעידה במודל מספר 2 עבור שני כיווני הרעידות האדמה, ובטבלה מספר 6 מרוכזים ערכי הכוחות הציריים עקב כוחות גרביטציוניים וערכי הכוחות עבור שני כיווני רעידות האדמה במודל מספר 1.

בחינת התוצאות בטבלאות מראה שאחוז ההגדלה של הכוחות הציריים עקב רעידת האדמה בשני הכיוונים יותר משמעותית במודל 2 וזאת עקב קבלת מומנט הכפיפה המתפתח בתחתית הקיר היצוק של המבנה העילי על ידי צמד כוחות בנקודות ההשענה שלו בקומת הקרקע. הגדלה זו במודל 2 הינו בממוצע בין 50%-100% לאומת הגדלה ממוצעת של 20%-54% במודל מספר 1. הגדלה משמעותית

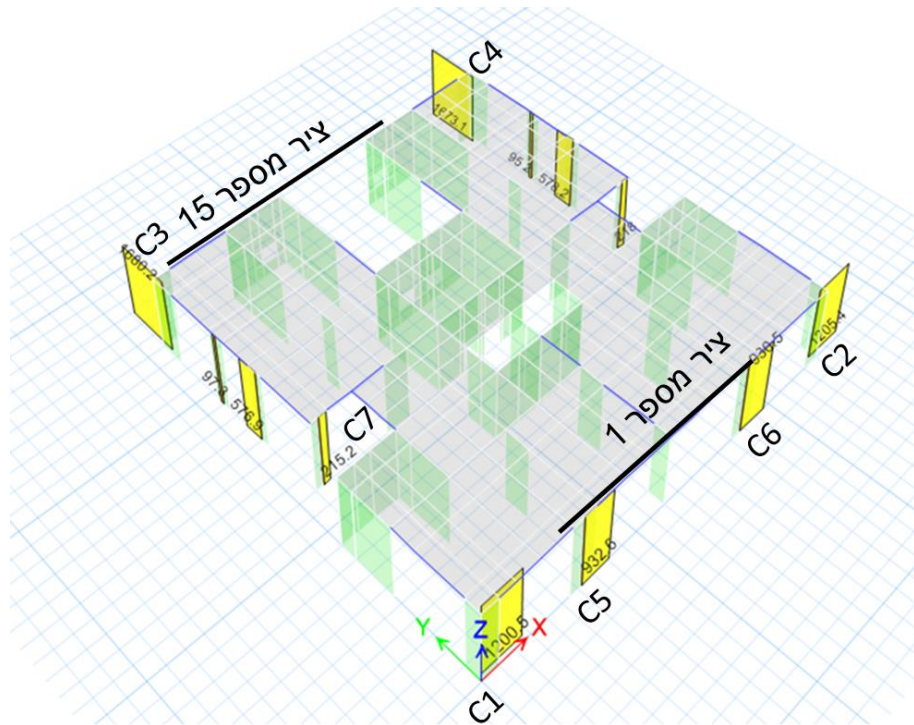
זו מחייבת הקפדה על מידול מרחבי הכולל קירות יצוקים במעטפת המבנה, ולהתחשב בהם בתכנ האלמנטים הנושאים בקומת הקרקע, זאת כדי להבטיח תכן הנדסי מתאים.



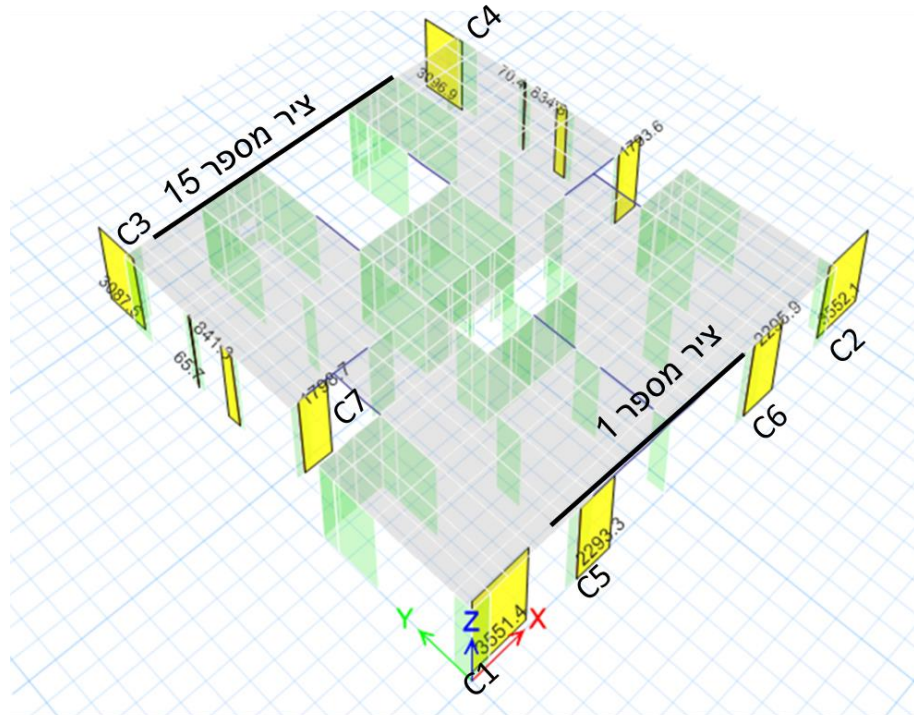
א. מודל 1 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב רעידות אדמה בכיוון X (kN)



ב. מודל 2 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון X (kN)
איור מספר 37 - השוואת כוחות צירים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון X



א. מודל 1 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון Y (kN)



ב. מודל 2 - כוחות ציריים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון Y (kN)
 איור מספר 38 - השוואת כוחות צירים בעמודי קומת קרקע עקב רעידת אדמה בכיוון Y

טבלה מספר 5 - השוואה בין כוחות ציריים גרביטציוניים ביחס לכוחות הציריים רק עקב רעידת אדמה עבור מודל 2.

שם האלמנט	כוחות גרביטציוניים (kN)	מודל 2 כוח עקב רעידת אדמה בלבד (kN)	אחוז השינוי (אחוז)	קיר נתמך
		רעידה בכיוון X		X כיוון
C1	5574.3	1593.1	29	A1-F1
C5	3903.3	2356.6	60	
C2	5586.7	1584.5	28	L1-Q1
C6	3910.0	2363.1	60	
C7	2538.7	764.8	30	אין
C3	3326.5	3648.0	110	B15-E15
C4	3616.1	3636.9	100.5	M15-P15
		רעידה בכיוון Y		Y כיוון
C1	5574.3	3551.4	64	A1-A4
C5	3903.3	2293.3	59	
C2	5586.7	3552.1	64	Q1-Q4
C6	3910.0	2295.9	59	
C7	2538.7	1798.7	70	B9-F9
C3	3326.5	3087.6	93	A13-A15
C4	3616.1	3096.9	86	Q13-Q15

טבלה מספר 6 - השוואה בין כוחות ציריים גרביטציוניים ביחס לכוחות הציריים רק עקב רעידת אדמה מודל 1.

שם האלמנט	כוחות גרביטציוניים (kN)	מודל 1 כוח עקב רעידת אדמה בלבד (kN)	אחוז השינוי (אחוז)	קיר נתמך
		רעידה בכיוון X		X כיוון
C1	4153.1	948.7	23	A1-F1
C5	3815.8	378.9	10	
C2	4142.4	934.2	23	L1-Q1
C6	3819.6	384	10	
C7	1913.2	709.4	37	אין
C3	3078.4	1659.3	54	B15-E15
C4	3068.0	1666.9	54	M15-P15
		רעידה בכיוון Y		Y כיוון
C1	4153.1	1200.5	29	A1-A4
C5	3815.8	932.6	24	
C2	4142.4	1205.4	29	Q1-Q4
C6	3819.6	930.5	24	
C7	1913.2	215.2	11	B9-F9
C3	3078.4	1680.2	55	A13-A15
C4	3068.0	1673.1	55	Q13-Q15

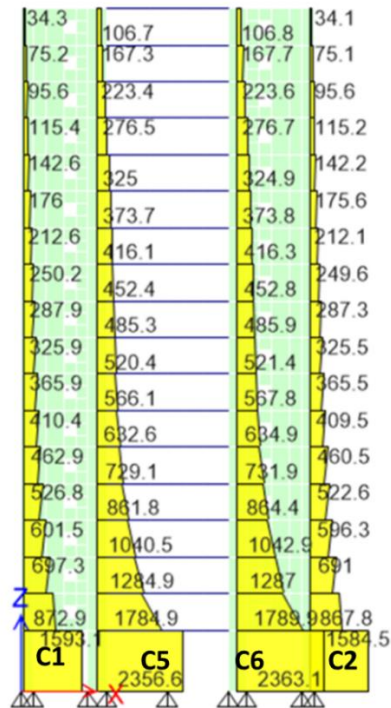
באיור מספר 39 עד איור מספר 42 מוצגת השתנות מהלכי הכוחות הצירים לגובה המבנה עקב רעידה בכיוון X ורעידה בכיוון Y עבור מודל 1 ומודל 2, באלמנטים של המבנה בציר 1 וציר 15 בהתאמה. כאשר בוחנים את השתנות הכוחות ניתן לזהות השתנות הדרגתית הכוח במודל 1, בעוד שבמודל 2 ניתן לזהות קפיצה חדה בכוח הצירי בקומת הקרקע (איור מספר 39ב, איור מספר 40ב, איור מספר 41ב ואיור מספר 42ב). השוואה של ערכי הכוחות בקומת הקרקע ביחס לקומה הראשונה עבור מודל 2 מוצגת בטבלה מספר 7 ועבור מודל 1 בטבלה מספר 8. ההשוואה מצביעה על הגדלה בשיעור שבין 32% עד 80% עבור מודל 2 לעומת הגדלה של 3% עד 14% עבור מודל 1. השינוי הגדול בכוחות הציריים במודל 2 מחייב התייחסות מתאימה למאמצים המקומיים המתפתחים בעמודי קומת הקרקע ותכנון מתאים של העברת הכוחות במעבר בין הקיר היצוק במעטפת המבנה העילי ועמודי התמיכה בקומת הקרקע.

טבלה מספר 7 - השוואת כוחות ציריים בקומת הקרקע לעומת כוחות ציריים בקומה ראשונה עקב רעדות אדמה במודל 2 בציר 1 וציר 15.

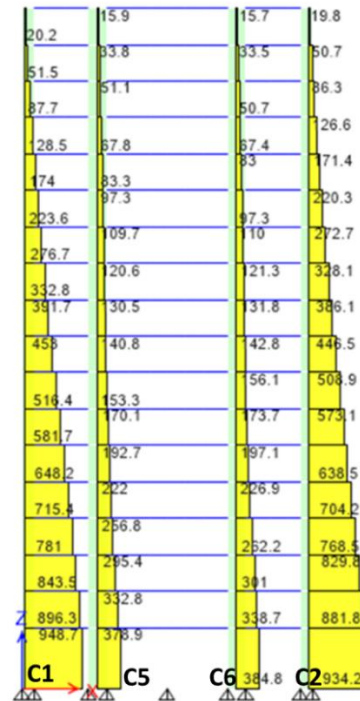
ציר 15		ציר 1				
C3	C4	C2	C6	C5	C1	
רעידה בכיוון X						
3648.0	3636.9	1584.5	2363.1	2356.6	1593.1	קומת קרקע
2235.0	2227.1	967.8	1789.9	1784.9	872.9	קומה ראשונה
63%	63%	83%	32%	32%	83%	אחוז השינוי
רעידה בכיוון Y						
3087.6	3096.9	3552.1	2295.9	2293.3	3551.4	קומת קרקע
2121.7	2125.8	1972.4	1709.4	1708.7	1971.1	קומה ראשונה
46%	46%	80%	34%	34%	80%	אחוז השינוי

על מנת לבחון את כלליות התופעה של הגדלת הכוחות הציריים בקומת הקרקע במודל 2 ביחס למודל 1 בפעול רעידת אדמה רוכזו בטבלה מספר 9 ערכי הכוחות הציריים בכל האלמנטים בקומת הקרקע (לא כולל גרעיני ההקשחה). מהטבלה ניתן לראות שההגדלה משמעותית קיימת בכל האלמנטים התומכים את מעטפת הקירות היצוקים הקיימים במבנה העילי.

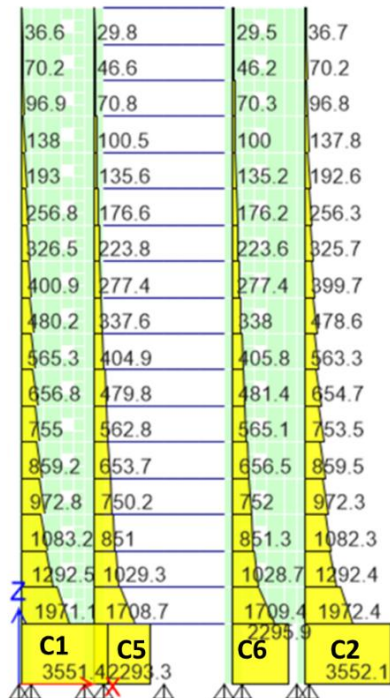
בכדי להבין את המשמעויות של ההבחנות שעולות מפרק זה המחקר התמקד בבחינת התפתחות הסדיקה, הנזק והכשל בקירות יצוקים הכוללים פתחים ואי רציפות בקומת הקרקע.



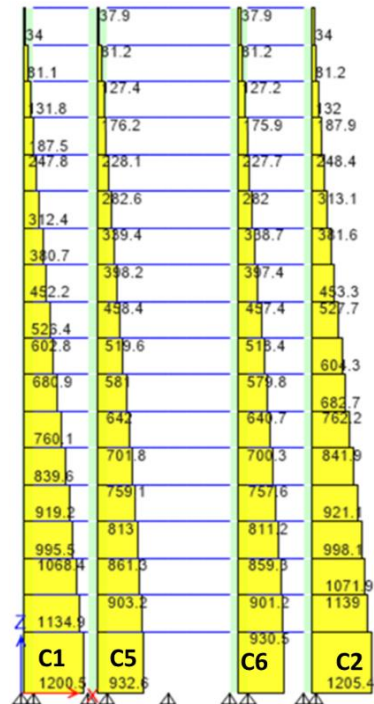
ב. מודל 2 – רעידה בכיוון X – כוחות ציריים בעמודים ציר 1 (kN)
 איור מספר 39 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 1 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון X.



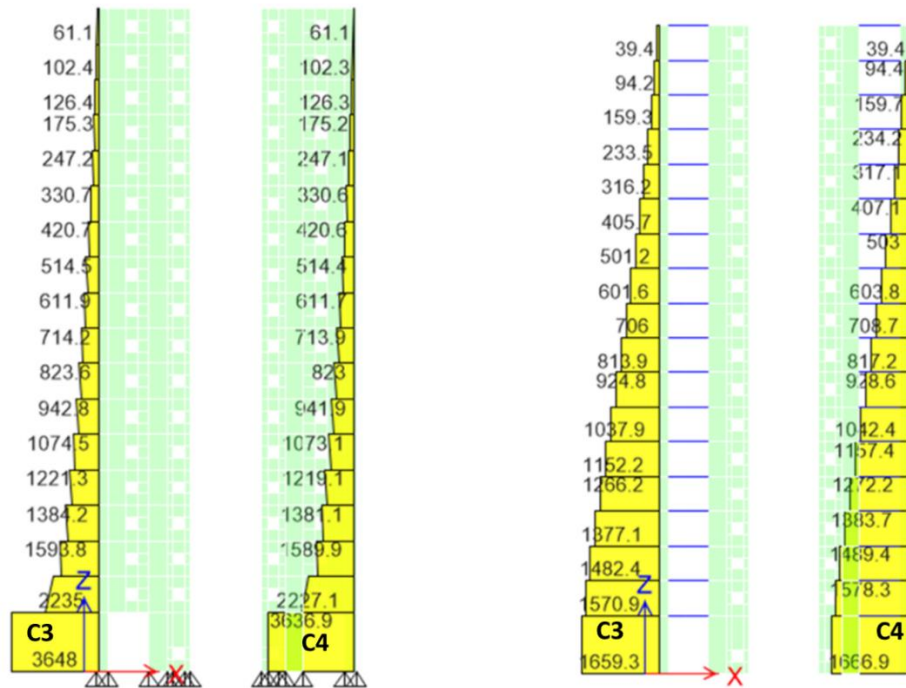
א. מודל 1 – רעידה בכיוון X – כוחות ציריים בעמודים ציר 1 (kN)



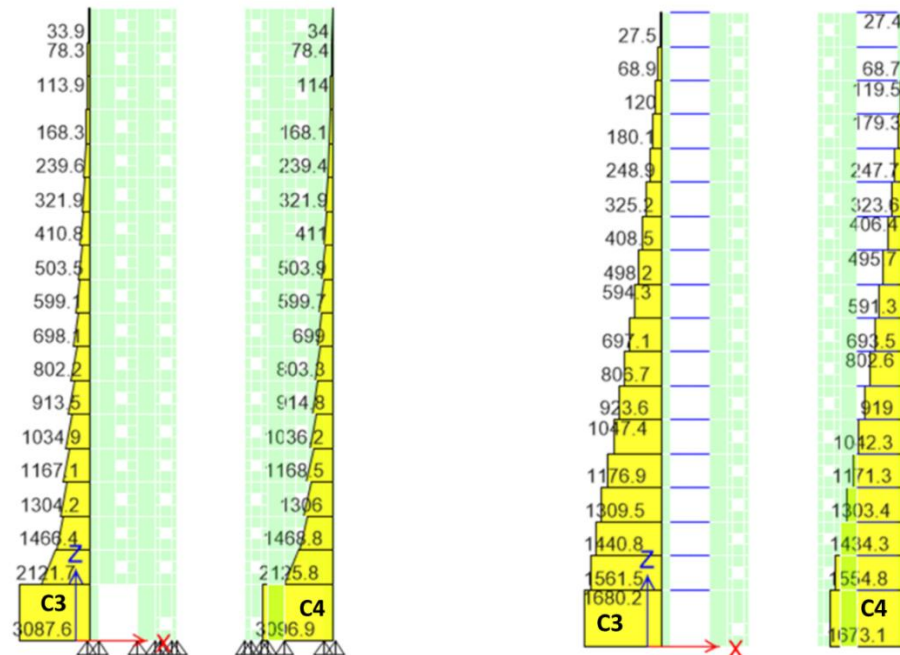
ב. מודל 2 – רעידה בכיוון Y – כוחות ציריים בעמודים ציר 1 (kN)
 איור מספר 40 - השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 1 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון Y.



א. מודל 1 – רעידה בכיוון Y – כוחות ציריים בעמודים ציר 1 (kN)



א. מודל 1 – רעידה בכיוון X – כוחות ציריים בעמודים ציר 15 (kN)
 ב. מודל 2 – רעידה בכיוון X – כוחות ציריים בעמודים ציר 15 (kN)
 איור מספר 41 – השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 15 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון X.



א. מודל 1 – רעידה בכיוון Y – כוחות ציריים בעמודים ציר 15 (kN)
 ב. מודל 2 – רעידה בכיוון Y – כוחות ציריים בעמודים ציר 15 (kN)
 איור מספר 42 – השוואת ערכי כוח צירי בעמודים בציר 15 בשני המודלים עבור רעידת אדמה בכיוון Y.

טבלה מספר 8 - השוואת כוחות ציריים בקומת הקרקע לעומת כוחות ציריים בקומה ראשונה עקב רעדות אדמה במודל 1 בציר 1 וציר 15.

ציר 15		ציר 1				
C3	C4	C2	C6	C5	C1	
רעידה בכיוון X						
1659.3	1666.9	934.2	384.8	378.9	948.7	קומת קרקע
1570.9	1578.3	881.8	338.7	332.8	896.3	קומה ראשונה
6%	6%	6%	14%	14%	6%	אחוז השינוי
רעידה בכיוון Y						
1680.2	1673.1	1205.4	930.6	932.6	1200.5	קומת קרקע
1561.5	1554.8	1139.0	901.2	903.2	1134.9	קומה ראשונה
8%	8%	6%	3%	3%	6%	אחוז השינוי

טבלה מספר 9- תוצאות הכוחות הציריים באלמנטים בקומת קרקע עקב רעידות אדמה – השוואה בין מודל 2 למודל 1

אלמנט מספר	מצב העמסה	כוח צירי מודל 1 (kN)	כוח צירי מודל 2 (kN)	יחס P2/P1
C1	רעידה בכיוון X	948.7	1593.1	1.68
C1	רעידה בכיוון Y	1200.5	3551.4	2.96
C2	רעידה בכיוון X	934.2	1584.5	1.70
C2	רעידה בכיוון Y	1205.4	3552.1	2.95
C3	רעידה בכיוון X	1659.3	3648.0	2.20
C3	רעידה בכיוון Y	1680.2	3087.6	1.84
C4	רעידה בכיוון X	1666.9	3636.9	2.18
C4	רעידה בכיוון Y	1673.1	3096.9	1.85
C5	רעידה בכיוון X	378.9	2356.6	6.22
C5	רעידה בכיוון Y	932.6	2293.3	2.46
C6	רעידה בכיוון X	384.8	2363.1	6.14
C6	רעידה בכיוון Y	930.5	2295.9	2.47
C7	רעידה בכיוון X	709.4	764.8	1.08
C7	רעידה בכיוון Y	215.2	1798.7	8.36
C8	רעידה בכיוון X	705.4	769.9	1.09
C8	רעידה בכיוון Y	218.0	1793.6	8.23
C9	רעידה בכיוון X	420.6	1187.3	2.82
C9	רעידה בכיוון Y	576.9	841.3	1.46
C10	רעידה בכיוון X	418.2	1188.6	2.84
C10	רעידה בכיוון Y	578.2	834.8	1.44
C11	רעידה בכיוון X	529.2	1345.1	2.54
C11	רעידה בכיוון Y	97.3	65.7	0.68
C12	רעידה בכיוון X	529.1	1345.5	2.54
C12	רעידה בכיוון Y	95.2	70.4	0.74

4. אנליזות לא לינאריות - מודלים דו ממדיים של קירות הקשחה

4.1 מבוא

4.1.1 כללי

שלב ראשון באנליזות הלא לינאריות בוצע על מודלים דו ממדיים של קירות הקשחה מישוריים. שלב זה בוצע לצורך לימוד ואימות המודל תוך השוואה לתוצאות וממצאי ניסויי מעבדה ומחקרים אנליטיים. בנוסף, ניתן באמצעות מודלים דו ממדיים מישוריים לנתח וללמוד השפעות אי סדירות שונות בגיאומטריה הקיר בקומת הקרקע ובקומות העליונות על ההתנהגות הלא לינארית. השוואה זו בוצעה באמצעות עקומי כוח הזזה, ותמונת הסדקים והנזקים לגובה הקיר. בספרות המקצועית מקובל להניח שבמבנה המוטררר ברעידת אדמה תנועת התקרה מייצגת תנועה של גוף קשיח במישור התקרה המקשרת בין ההזזות המתפתחות באלמנטי ההקשחה השונים. תנועת התקרה כמשטח אופקי קשיח במישור מאפשרת רדיסטריבוציה של הכוחות המועברים בין אלמנטי ההקשחה השונים כתלות בהזזות ובקשיחות המשתנה עקב התגובה הלא לינארית של רכיבי ההקשחה השונים. למרות ההבנה שמודלים דו מימדיים נפרדים של מבנה מרחבי אינם כוללים את הרדיסטריבוציה בכוחות, הם עדיין מאפשרים לבצע חקירה יסודית בסיסית להבנה של שלבי התפתחות הנזק כתלות בהזזה ולזהות את נקודות התורפה וערכי ההזזה בהן הקשיחות משתנה. בנוסף באמצעות תוצאות אלה ניתן לשלב את עקומי כוח ההזזה הנפרדים ולבנות את עקום כוח ההזזה הכולל של המבנה השלם על כלל רכיביו השונים.

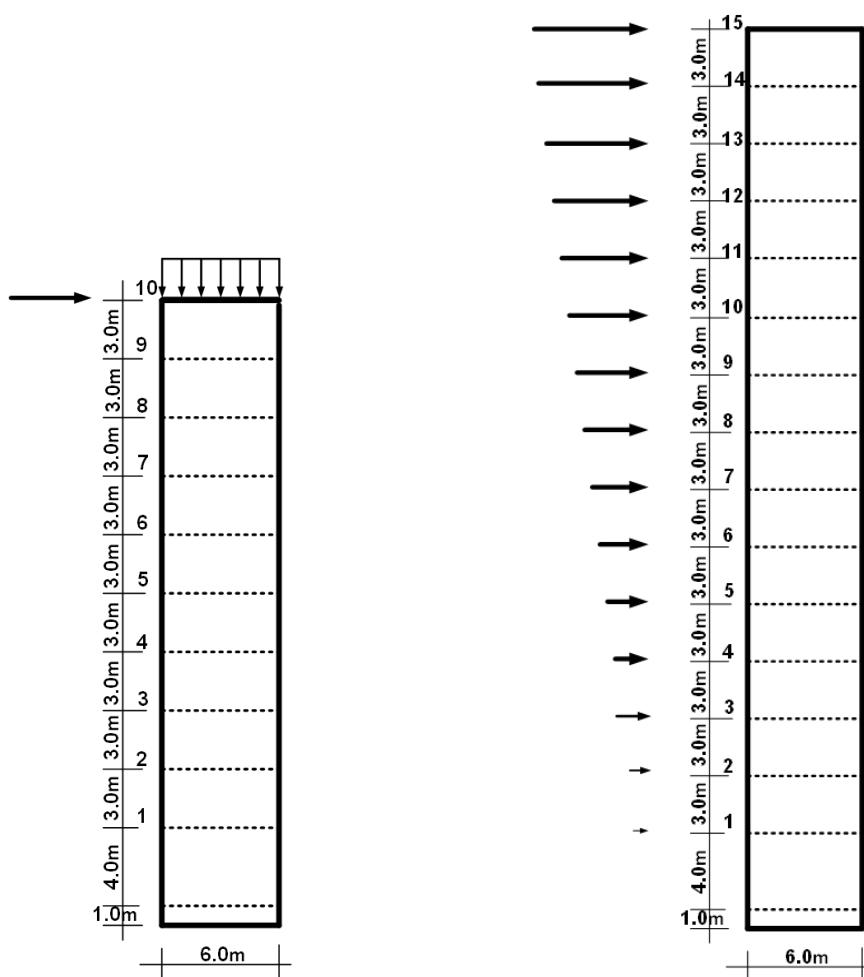
ניתוח תגובת מבנה תלת ממדי – אנליזת מודלית שבפרק 3 הדגיש את ההבדלים בהטרחות של האלמנטים בקומת הקרקע במודלים השונים, ובמיוחד באלמנטים התומכים קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי (מודל מספר 2). על מנת להבין את נקודות התורפה והנזק בקירות אלה בוצע המחקר הלא לינארי המוצג בפרק זה. במקביל בוצעה גם חקירה של מודלים מרחבים לא לינאריים כמפורט בפרק 5.

החקירה של סוגי הקירות במודלים הדו ממדיים מבוססת על קיר מישורי של מבנה מגורים טיפוסי. במסגרת המחקר נבחנו הקירות של מבנה מגורים עם קומת קרקע בגובה 4.0 מ' ו-15 קומות מגורים בגובה 3 מ' כמתואר באיור מספר 43.

הדמיית ההטרחה עקב רעידת אדמה בוצעה באמצעות אנליזת דחיפה לא לינארית (Push-over), תוך חישוב באמצעות תוכנת אלמנטים סופיים ATENA (תוכנה המתחשבת בתכונות הלא לינאריות של הבטון ומוטות הפלדה כתלות בעיבורים המתפתחים במהלך האנליזה). התוכנה מאפשרת לעקוב בצורה רציפה והדרגתית אחרי התנהגות של הקיר ולבחון את התפתחות העיבורים, הסדקה וחומרת הנזק.

השפעת הרעידה בפרק זה יוצגה על ידי עומס קומתי אופקי בפירוס משולשי שבו שקול הכוח האופקי ממוקם ב-2/3 גובה המבנה. בכדי לפשט את האנליזה ולקצר את זמני החישוב באנליזת הדחיפה הכוח המייצג את שקול הכוח האופקי הופעל ב-2/3 גובה המבנה. מודל הקיר הוגדר עד מפלס הכוח השקול (כאשר משקל הקומות העליונות הוגדר כעומס אנכי במפלס העליון) כמוצג באיור מספר 43.

האנליזה בוצעה בבקרת הזזה עד לרמת הזזה בה לא הובחן שינוי משמעותי בערך הכוח או נוצר כשל גלובלי במודל הבא לידי ביטוי בהקטנה של התסבולת. בבסיס הקיר הוגדר אלמנט רציף לכל רוחב הקיר בגובה של 1 מ' (גובה שמאפשר אורך עיגון מספק למגוון קטרים של ברזל אורכי (אורך עיגון שנדרש לקוטר 12 מ"מ 43 ס"מ ואורך עיגון נדרש לקוטר 18 מ"מ 65 ס"מ)). באיור מספר 44 מוצגת הגאומטריה של הקירות השונים שנבחנו במסגרת הניתוח הלא ליניארי שמפורט בפרק זה: קיר מלא, קיר על 2 עמודי תמך (פתח בקומת הקרקע), קיר דגל (אורך הקיר בקומת הקרקע קצר ביחס לאורכו במבנה העילי). כל אחד מסוגי הקירות נבחן למצב של קיר מלא (ללא פתחים בחלקו העליון מעל קומת הקרקע) וקיר בו קיימים 2 פתחים בכל קומה המייצגים פתחי חלונות בקומות העליונות מעל קומת הקרקע. במסגרת החקירה נבחנו השפעת פרמטרים שונים על התנהגות הגלובלית של הקירות והתפתחות הנזק עם הגדלת ההזזה והכוח.

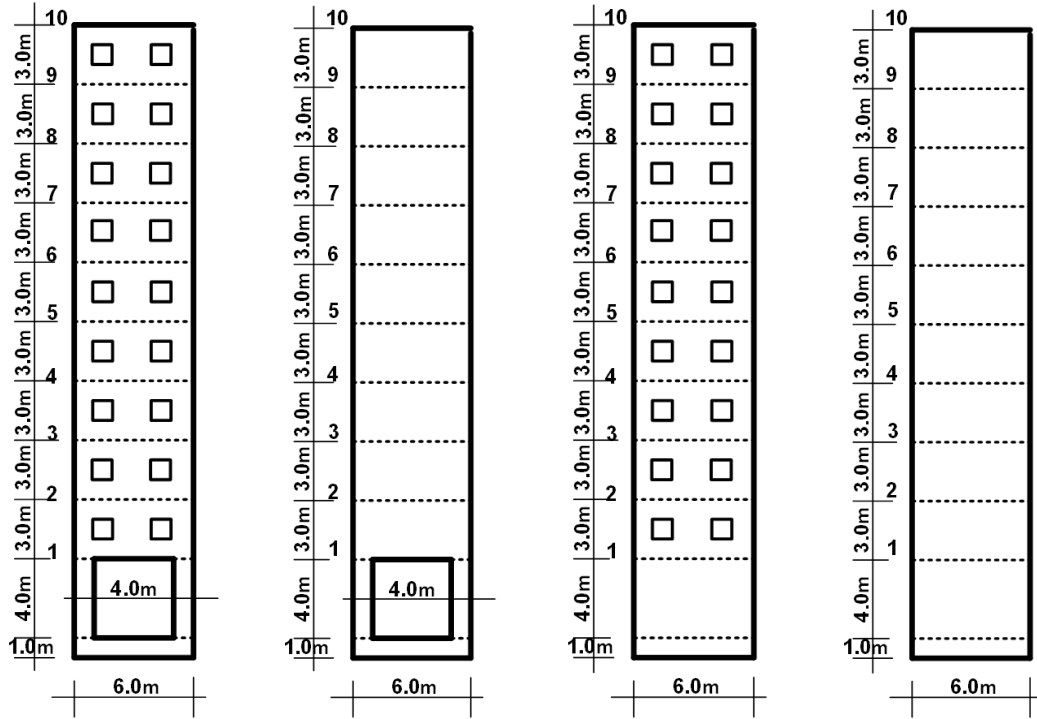


א. חתך לגובה הקיר לצורך תכן. איור מספר 43 - חתך מבנה.
 ב. מודל הקיר לצורך אנליזה.

ההתנהגות הגלובלית והתפתחות הנזק נבחנו בתלות בפרמטרים הבאים :

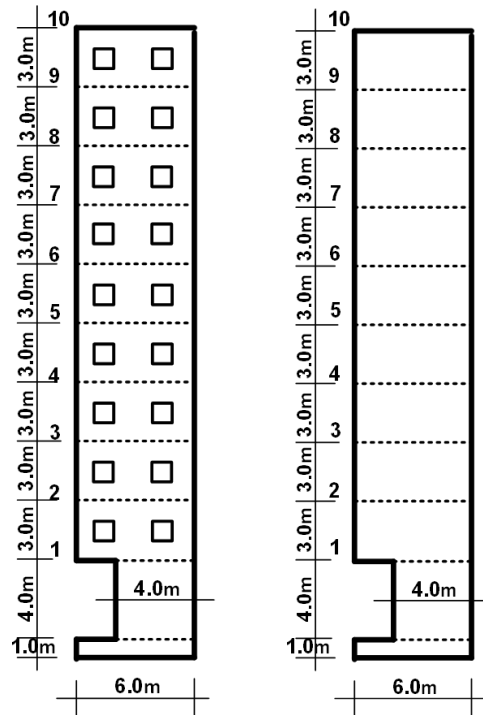
- שינוי בכמות הברזל האורכי המרוכז בקצוות הקיר.
- שינוי בכמות הברזל האורכי המפוזר אחיד לאורך הקיר.
- במודלים בהם הקיר אינו מלא ורציף בקומת הקרקע נבחנה גם השפעת עובי הקיר.
- שינויים בסידור הברזל במטרה לרסן את התפתחות הסדקים.

חוזק הבטון האופייני בלחיצה $f_{cu} = 30Mpa$ (התואם חוזק תכן לפי התקן האירופאי של $f_{cd} = 25.5Mpa$). חוזק זה תואם חוזק תכן בלחיצה של בטון בתחום בין בטון בחוזק ב-30 לבטון בחוזק ב-40 לפי התקן הישראלי. תכונות הבטון הלא לינאריות מוצגות באיור מספר 45 עד איור מספר 45. גודל האלמנטים הסופיים במודל הקיר הוגבל ל- 10-20 ס"מ כאשר באזורים הרגישים בוצע ציפוף נוסף. מוטות הפלדה האורכיים והרוחביים הוגדרו בצורה של מוטות בודדים נפרדים, תוך שימוש בעקום מאמץ עיבור כמתואר באיור מספר 45. במסגרת המחקר הוגדר עבור הפלדה עקום מאמץ עיבור בי לינארי כפי שקיים בתקן הישראלי. חוזק הנזילה הוגדר $\sigma_y = 400MPa$ ומודול אלסטיות $E = 200,00MPa$ תכונות התואמות ברזל מצולע הקיים בשימוש בבניה בארץ.



ב. תרשים מודל קיר על שני עמודים

א. תרשים מודל קיר מלא



ג. תרשים מודל קיר דגל

איור מספר 44 - מודל הקירות השונים שנבחנו במחקר בתוכנת ATENA

Name: Concrete

Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

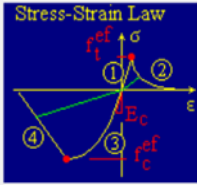
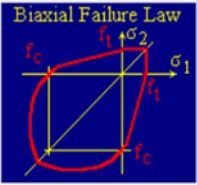
Elastic modulus E : [MPa]

Poisson's ratio μ : [-]

Tensile strength f_t : [MPa]

Compressive strength f_c : [MPa]

Material #: $f_{cu} = 3.000E+01$ [MPa]

א. נתונים ועקומי מאמץ-עיבור של הבטון

Name: Concrete

Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test ϵ_{C_c} : [-]

Reduction of compressive strength due to cracks: [-]

Type of compression softening:

Critical compressive displacement w_d : [m]

ב. פרמטרים של הבטון בלחיצה.

Name: Concrete

Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

Type of tension softening:

Specific fracture energy G_f : [MN/m]

Crack model:

ג. פרמטרים של חוזק במתיחה של הבטון ומידול הסדק.

Name: Reinforcement

Basic | Miscellaneous

Type:

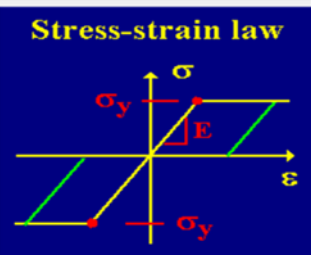
Elastic modulus E : [MPa]

σ_y : [MPa]

☒ Active In Compression

Specific material weight ρ : [MN/m³]

Coefficient of thermal expansion α : [1/K]



ד. נתונים ועקום מאמץ-עיבור של הפלדה
איור מספר 45 - תכונות החומרים (בטון, פלדה) במודלים.

4.1.2 סוגי הקירות

הנחיות התכן הקיימות בתקינה מתבססות בעיקר על מחקר ניסויי נרחב שבוצע על קירות מישוריים מלאים ללא פתחים, ולכן הוגדר במחקר זה הקיר המלא כקיר הבקרה (רפרנט), התנהגות והתפתחות הנזק נבחנה ביחס להתנהגות והתפתחות הנזק של הקיר המלא. המחקר כלל בחינה של ההתנהגות הגלובלית עבור קיר הנשען על שני עמודים וקיר קצר בקומת הקרקע (קיר דגל), זאת באמצעות השוואה של השתנות עקום כוח הזזה הלא ליניארי ותמונת הסדקים והנזק בסוגי הקירות השונים.

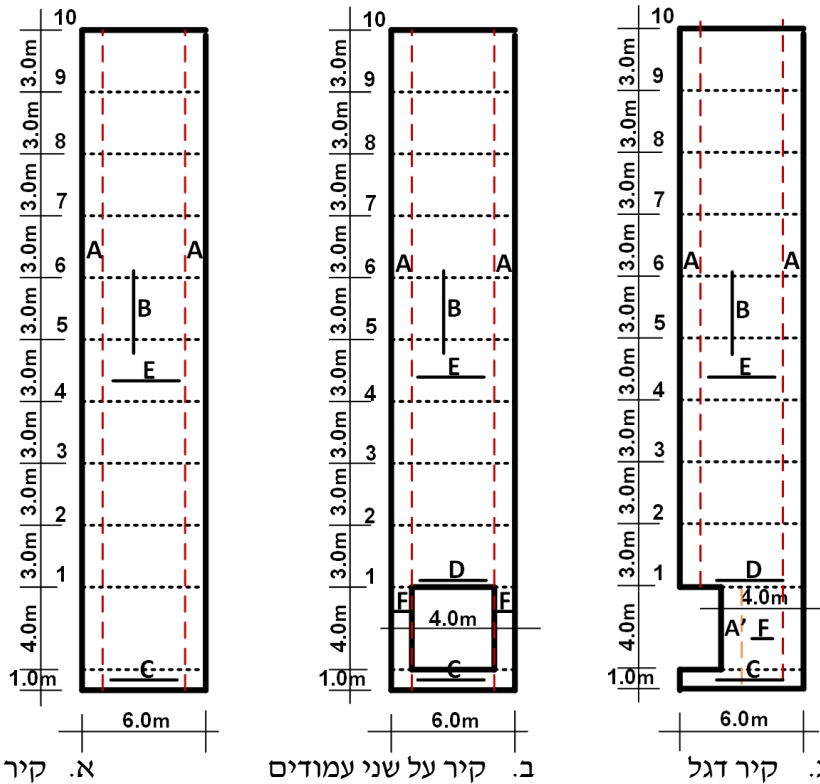
בכל תצורות הקיר השונות נבחנה גם השפעת שינויים בכמויות הפלדה וסידור מוטות הברזל. בנוסף ניתן דגש לשינויים בכמויות וסידור הברזל הנדרשים לצורך מניעת כשל פריך והבטחת המשיכות. באיור מספר 46 מוצגים סידורי הברזל שהוגדרו בסוגי הקירות השונים לפי האזורים והכיוונים שהם פרוסים (סימון באמצעות אותיות A-F). בטבלה מספר 10 מוגדר לכל אות (A-F) סידור הברזל. בכל הקירות הוגדרו סוגי הברזל הבאים :

- ברזל אנכי מרוכז בקצוות הקירות (מסומן על ידי האות A, A' באיור מספר 46).
- ברזל אנכי מפוזר לרוחב הקיר (מסומן על ידי האות B באיור מספר 46).
- ברזל רוחבי בחלק התחתון בתחום בסיס הקיר (מסומן על ידי האות C באיור מספר 46).
- ברזל רוחבי מרוכז מעל פתח בתחתית הקיר עילי (מסומן על ידי האות D באיור מספר 46).
- ברזל רוחבי מחולק לגובה הקיר (מסומן על ידי האות E באיור מספר 46).
- ברזל רוחבי מחולק בתחום קומת קרקע, בעמודי התמך או קיר הדגל (מסומן על ידי האות F באיור מספר 46).

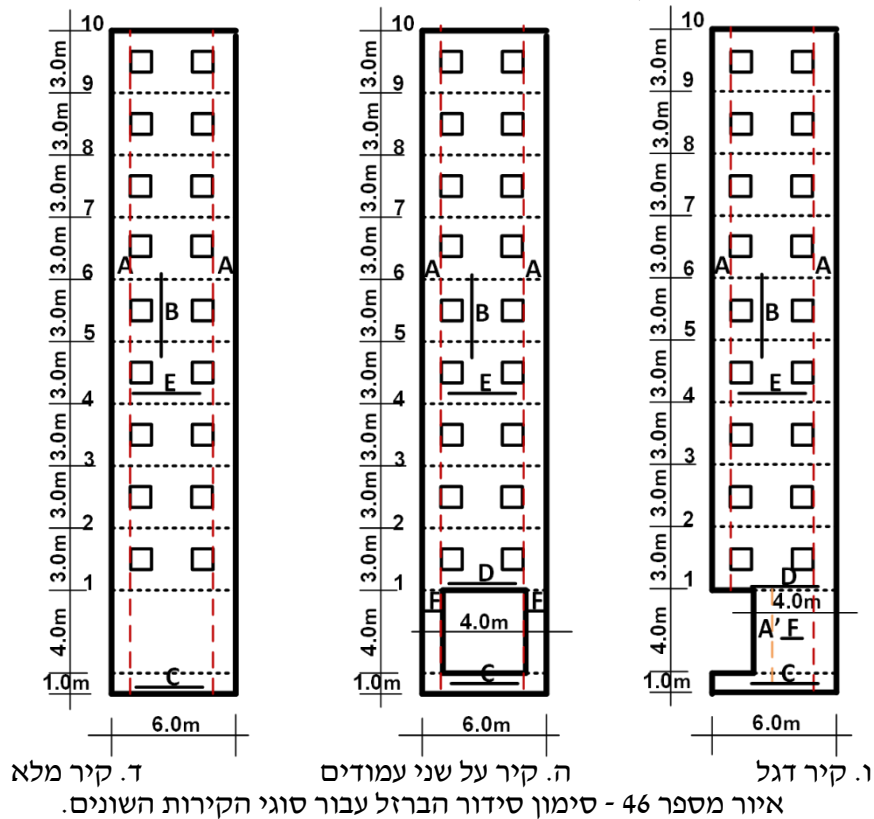
טבלה מספר 10 - כמויות הפלדה במודלים השונים.

שם הפלדה	קיר מלא	קיר על שני עמודי תמך	קיר דגל
סידור הברזל, ϕ - הסימן מגדיר קוטר במ"מ (לא את סוג הפלדה)			
A (A')	$2*5*\phi12$	$2*5*\phi12$	$2*5*\phi12$
B	$2\phi8@200$	$2\phi8@200$	$2\phi8@200$
C	$2*10*\phi10$	$2*10*\phi10$	$2*10*\phi10$
D	$2\phi8@200$	$2\phi8@200$	$2\phi8@200$
F	-	$2\phi8@200$	$2\phi8@200$

קירות ללא פתחים במבנה העילי



קירות עם פתחים במבנה העילי



4.2 מודלים של קיר מלא

4.2.1 כללי

רוב החקירה הניסויית והאנליטית הקיימת בספרות טיפלה בקירות מלאים ללא פתחים או מגרעות בתחתית הקיר. על בסיס מחקרים אלה נכתבו הנחיות ודרישות התכן בתקנים השונים. בשלב הראשון של המחקר בוצעה חקירה של מודל קיר מלא לבחינת השפעת שינויים בסידור/כמויות הברזל על ההתנהגות הגלובלית (עקום כוח - הזזה) ועל התפתחות הנזק (רוחב ופריסת סדקים). תוצאות אלה מהווים בסיס להשוואה לצורך חקירת ההתנהגות והתפתחות הנזק בסוגי הקירות השונים.

ההתנהגות של הקיר המלא (המהווה מקרה יחוס לשאר סוגי הקירות) נבחנה עד לכשל גלובלי תוך הבחנה ברמת הנזק והתפקוד כתלות בהזזה האופקית. החקירה בוצעה תחת בקרת הזזה בקצה העליון של הקיר (דחיפת הקיר הייתה משמאל לימין באופן אחיד בכל המודלים) והתמקדה בבחינת הנושאים הבאים:

- בחינת ההתנהגות הגלובלית באמצעות עקום כוח-הזזה ובחינה של השתנות שיפוע העקום (מייצג הקטנה בקשיחות הקיר) וזיהוי תחומי התנהגות ותפקוד שונים.
- בכל תחום התנהגות נבחנה התפתחות הנזק המקומי (רוחב ופריסת הסדקים), זאת על מנת לנתח את הגורם הפיזי המלווה את השינוי בקשיחות הקיר.

בנוסף התמקדה החקירה בבחינת השפעת שינויים בכמויות/סידור הברזל על ההתנהגות הגלובלית והתפתחות הנזק.

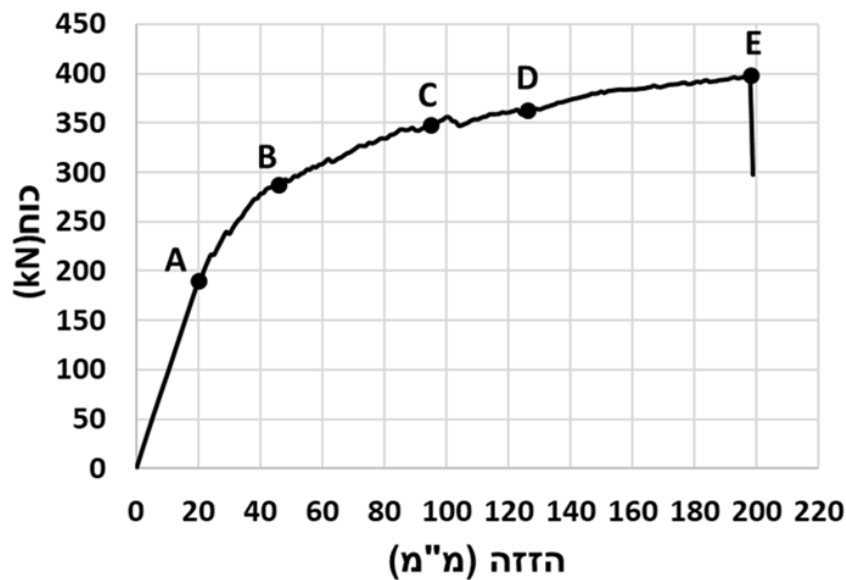
4.2.2 מודל קיר מלא

מודל הקיר המלא עליו בוצעה החקירה מתואר באיור מספר 46א, כאשר סידור הברזל כלל 10 מוטות ברזל אורכי מרוכז בקוטר 12 מ"מ בפינות הקיר (מסומן על ידי האות A). ברזל אורכי מפוזר לרוחב הקיר בקוטר 8 מ"מ בפסיעות של 20 ס"מ (מסומן על ידי האות B) וברזל רוחבי מפוזר לגובה הקיר בקוטר 8 מ"מ בפסיעות של 20 ס"מ (מסומן על ידי האות E). בכל מפלס תקרה הופעל עומס אנכי מפורס המייצג את הראקציה האנכית של התקרה הנשען על הקיר בשיעור של 30kN/m ובמפלס העליון הופעל עומס אנכי מפורס המתקבל מעומס של 5 תקרות הקומות של המבנה שבפועל אינן מוגדרות במודל, בשיעור של 150kN/m.

באיור מספר 47 מוצג עקום כוח- הזזה לכל תחום ההזזה עד לכשל גלובלי של הקיר. על העקום מסומנות הנקודות A,B,C,D,E המגדירות אזור מעבר בין תחומים להם התנהגות שונה של העקום.

המסקנות המתקבלות מאיור מספר 47 הינן :

- נקודה A מוגדרת כנקודת מעבר בין התחום בו שיפוע העקום לינארי לתחום בו שיפוע העקום מתחיל להשתנות בצורה לא לינארית. הנקודה A מוגדרת בהזזה של 20 מ"מ ובכוח של 190kN.
- בנקודה B שיפוע העקום מתמתן. נקודה B מוגדרת בהזזה של 46 מ"מ וכוח של 287kN.
- בתחום שבין נקודה B לנקודה E ניתן לזהות התנהגות דומה של העקום, לאחר בחינת רוחב הסדיקה והמאמצים בקיר הוגדרו שתי נקודות ביניים C ו-D.
- מעבר לנקודה C הגידול בכוח האופקי קטן מאוד עם התפתחות ההזזה וניתן לזהות שיפוע מאוד מתון של העקום. נקודה C מוגדרת בהזזה של 95 מ"מ ובכוח של 384kN
- בנקודה D ניתן לזהות הגדלה של שיפוע העקום עד נקודת כשל. הנקודה D מוגדרת בהזזה של 126 מ"מ וכוח של 363kN.
- בנקודה E המבנה כשל, עקב מעיכת הבטון בצד הלחוף של הקיר.



איור מספר 47 - עקום כוח-הזזה (לכל התחום עד לכשל)

עבור כל אחת מהנקודות שהוגדרו באיור מספר 47 נבחנו ערכי המאמץ ורמת הסדיקה בקיר. בחינה זו נועדה להבנת שלבי התפתחות הנזק בקיר. תמונת הסדיקה והמאמצים בשלבים השונים מוצגים באיור מספר 48.

נקודה A - בנקודה זו מאמץ המתיחה בבטון מקומית עולה על חוזק במתיחה של הבטון ומתחיל להתפתח סדק כפיפה בצד המתוח של בסיס הקיר. התפתחות סדק זה גורמת להשתנות שיפוע עקום כוח-הזזה. בהזזה זו מתפתח סדק אופקי בתחתית הקיר (איור מספר 48א ו- איור מספר 48ב). ראוי לציין שרוחב הסדק קטן ובתחום הסדיקה המותרת לפי התקינה.

נקודה B - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-75% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה ומאמץ הלחיצה המרבי הינו 61% מחוזק הבטון בלחיצה (איור מספר 48ג ו-איור מספר 48ה). האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב ומגיע למחצית מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה בהגדלה של האזור הסדוק לגובה הקיר (איור מספר 48ד ו-איור מספר 48ו). בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה שכמחצית מתחום הסדיקה רוחב הסדק גדול מהרוחב התקני.

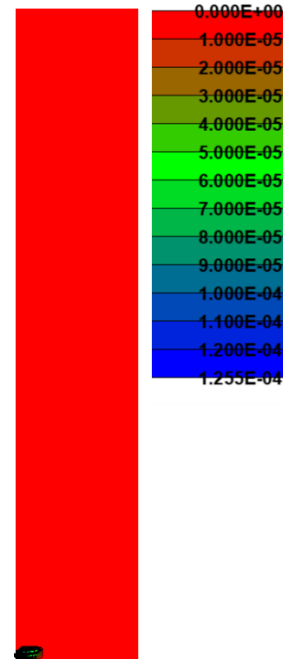
נקודה C - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-29% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה ומאמץ הלחיצה המרבי הינו 90% מחוזק הבטון בלחיצה (איור מספר 48ז ו-איור מספר 48ט). תחום האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב לכ-60% מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה בהגדלה של האזור הסדוק לגובה הקיר (איור מספר 48ח ו-איור מספר 48י). בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה על התרחבות משמעותית של רוחב הסדיקה.

נקודה D - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-24% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה ומאמץ הלחיצה המרבי בסיב הלחץ ביותר מקומית עולה על חוזק הבטון בלחיצה (איור מספר 48יא). האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב לכ-77% מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה בהגדלה של האזור הסדוק הרציף לכ-30% מגובה הקיר (איור מספר 48יב). בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה על התרחבות משמעותית של רוחב הסדיקה.

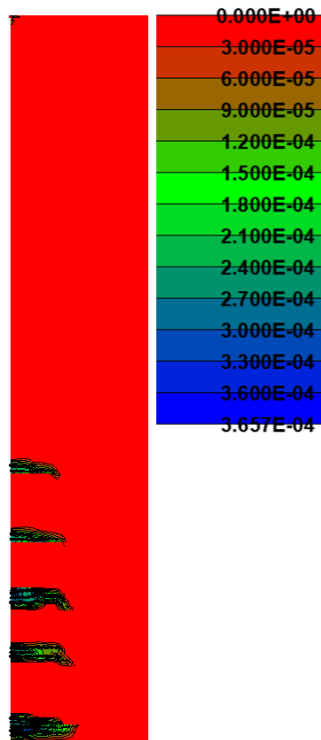
נקודה E - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-24% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה, אך ברוחב של כ-15% מרוחב הקיר מאמץ הלחיצה המרבי גדול מחוזק הבטון בלחיצה ומתפתחת מעיכה של הבטון (איור מספר 48יג). מעיכה זו עם הגדלה נוספת של הכוח לאיבוד היציבות וכשל הקיר. האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב לכ-82% מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה באזור סדוק רציף של כ-40% מגובה הקיר (איור מספר 48יד). בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה על התרחבות משמעותית של רוחב הסדיקה.



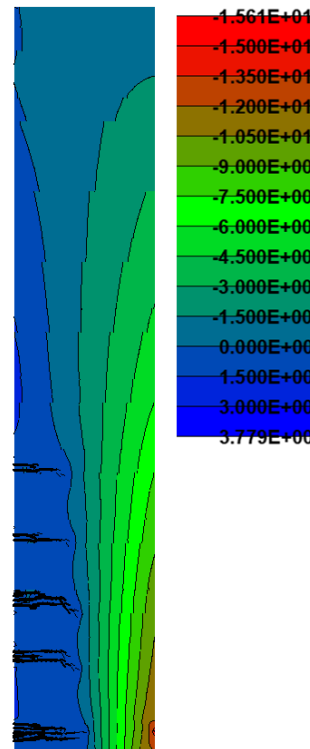
ב. תמונת תקריב של הסדיקה ורוחבה
בבסיס הקיר בנקודה A (m)



א. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A
(m)

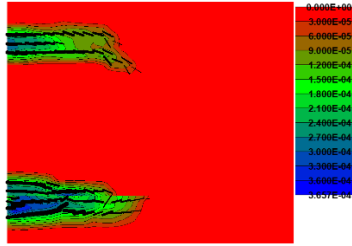


ד. תמונת הסדיקה נקודה B (MPa)

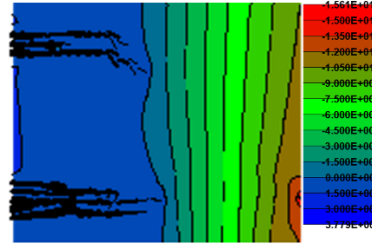


ג. תמונת המאמצים בבטון נקודה B
(MPa)

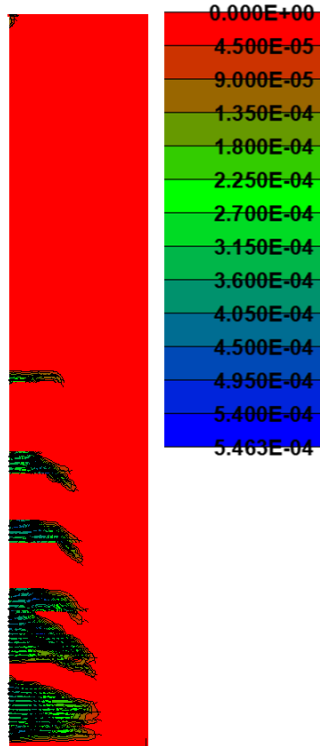
איור מספר 48 - התפתחות הנזק בקיר



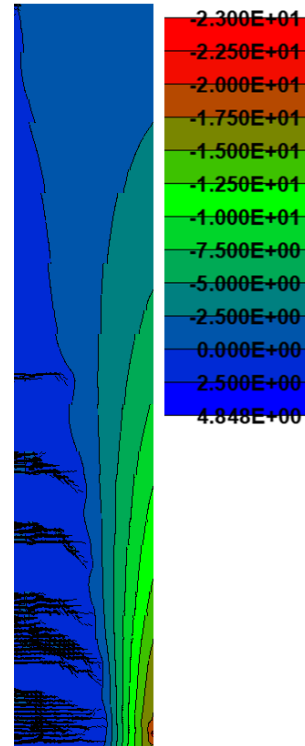
ו. תמונת תקריב של הסדיקה בבסיס הקיר נקודה B (MPa)



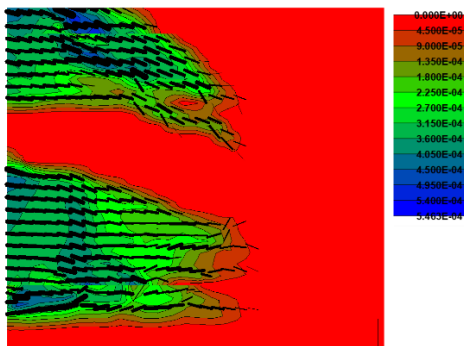
ה. תמונת תקריב של המאמצים בבסיס הקיר נקודה B (MPa)



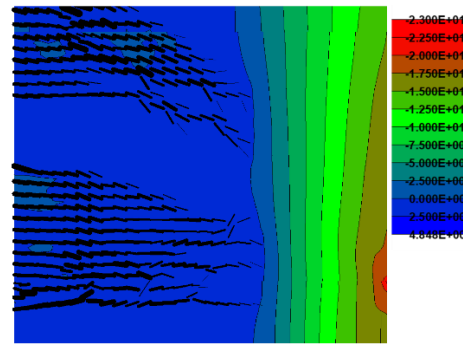
ח. תמונת הסדיקה ורוחבה נקודה C (m)



ז. תמונת המאמצים בבטון נקודה C (MPa)

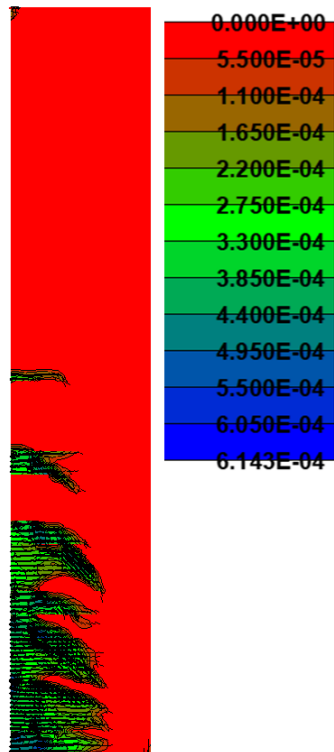


י. תמונת תקריב של הסדיקה ורוחבה בבסיס הקיר נקודה C (m)

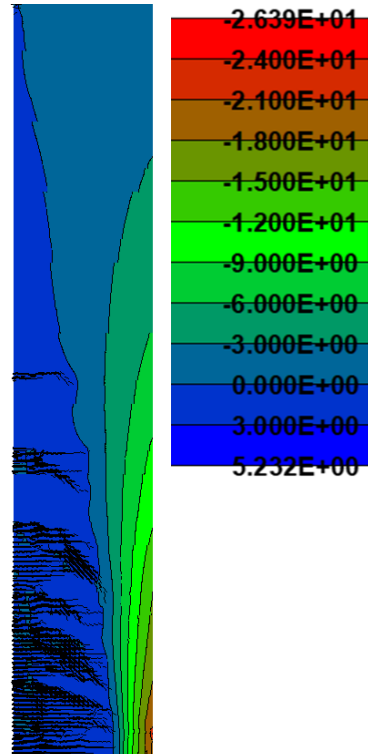


ט. תמונת תקריב של המאמצים בבסיס הקיר נקודה C (MPa)

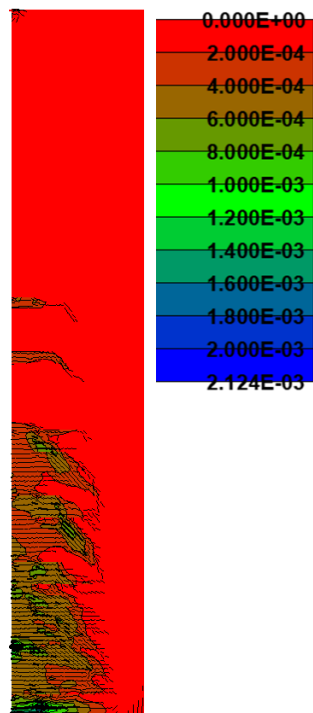
איור מספר 48 - התפתחות הנזק בקיר מלא -המשך.



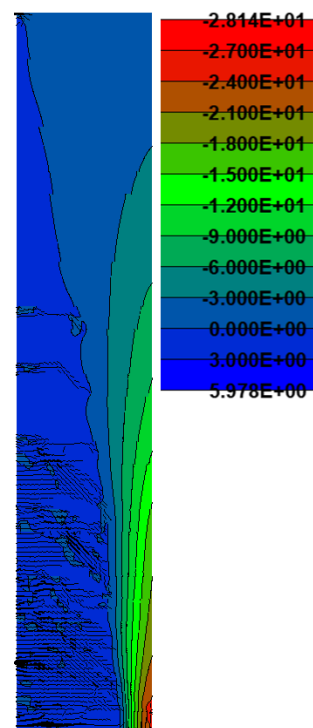
יב. תמונת הסדיקה ורוחבה נקודה D (m)



יא. תמונת המאמצים בבטון נקודה D (MPa)



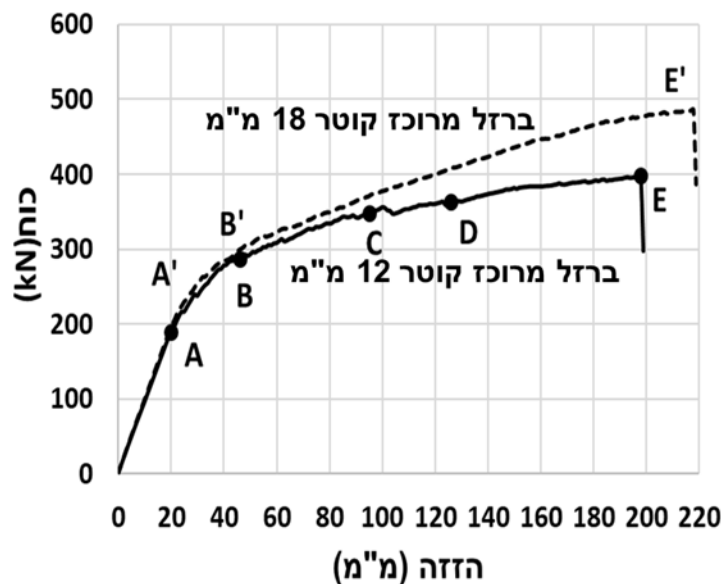
יד. תמונת ההסדיקה ורוחבה נקודה E (m)



יג. תמונת המאמצים בבטון נקודה E (MPa)

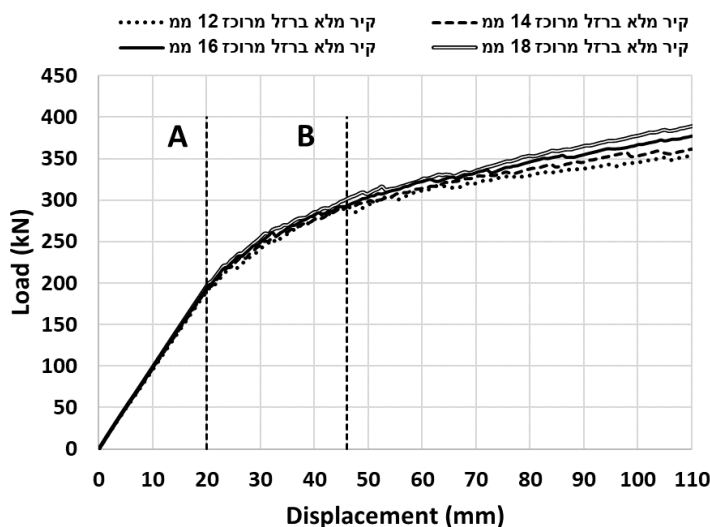
איור מספר 48 - התפתחות הנזק בקיר מלא-המשך

השלב השני של החקירה בחן את השפעת כמויות/סידור הברזל על ההתנהגות הגלובלית והתפתחות הנזק. באיור מספר 49 מוצגת השוואה של עקום כוח-הזזה לכל טווח ההזזות עד לכשל עבור כמויות שונות של ברזל אורכי מרוכז בקצוות הקיר (קוטר 12 מ"מ קו מלא קוטר 18 מ"מ קו מקוקו). על העקומים מוצגות נקודות המפתח שהוגדרו מעל (נקודות A-E עבור ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ ונקודות A'-E' עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ). ניתן לראות שנקודה בה שיפוע העקום מפסיק להיות לינארי (נקודות A, A') הינן זהות בשני העקומים וזאת מאחר ונקודה זו תלויה בחוזק הבטון במתיחה. נקודות B, B' זהה אף היא אך לא ניתן לזהות בעקום של קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ את נקודות C' ו-D'. כצפוי נקודה E' בה מתפתח הכשל הגלובלי מתקבלת בקיר בו ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ בערכי כוח גבוהים יותר (22%) ובערך הזזה גדולה יותר (10%). בעקום של הקיר עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ שיפוע העקום מעבר לנקודה B' הינה בשיפוע די אחיד זאת עקב העובדה שההגדלה בכוח תלויה במאמצים המתפתחים בפלדה באזור המתון והסדוק של הבטון, ומאחר והמאמצים במוטות בתחום זה הינם בתחום הלינארי שיפוע העקום קרוב מאוד ללינארי. ככל שכמויות הפלדה המרוכזות בקצוות הקיר גדולות יותר, הקיר יכול לפתח משיכות גדולה יותר תחת כוח גבוה יותר ולכן ההשפעה העיקרית הינה בערך הכוח המרבי בכשל.



איור מספר 49 - השוואת עקום כוח-הזזה עד לכשל עבור כמויות שונות של ברזל מרוכז בקצה הקיר באיור מספר 50 מוצגים עקומי כוח - הזזה עבור קוטר שונה של מוטות ברזל אורכי המרוכז בקצוות הקירות, הקטרים שנבחנו היו קוטר 12, 14, 16, ו-18 מ"מ חקירה זו תוצג בתחום עד הזזה של 110 מ"מ. שינויים אלה בקטרי המוטות מאפשר בחינה של הגדלת שטח הברזל המרוכז ב-225% (שטח קוטר 18 מ"מ ביחס לשטח של קוטר 12 מ"מ). על העקומים מסומנים בקו אנכי מקוקו נקודות A, B ו-B' שהתקבלו עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ. מההשוואה המוצגת באיור זה ניתן להגיע למסקנות הבאות:

- עד הנקודה A שיפוע עקומי כוח-הזזה הינו לינארי וכל העקומים מתלכדים ללא תלות בכמויות הברזל המרוכז. זאת מאחר ועד לנקודה A לא מתפתחת סדיקה בקיר (פרמטר התלוי רק בתכונות הבטון שאינו שונה בין המודלים שונים) ולשטח הפלדה אין השפעה על התנהגות עקום כוח-הזזה.
- בין נקודה A ל B קיימים הבדלים קלים אך ההתנהגות הכוללת דומה כאשר ככל שכמות הפלדה גדלה העלייה של העקום מתונה יותר.
- מנקודה B ניתן לזהות שינויים בעקומים כאשר ערכי הכוח גדלים עם הגדלה בכמויות הפלדה המרוכזת. עד תחום זה ערכי המאמץ במוטות הפלדה הינם בתחם האלסטי. הגדלת שטח הפלדה במתיחה מאפשרת התפתחות תסבולת גדולה יותר של הקיר. בחינה של הגדלה בערכי הכוחות בהזזה של 100 מ"מ מצביעה על הגדלה של 10% בערכי הכוח בעוד ששטח הפלדה גדל 225%.



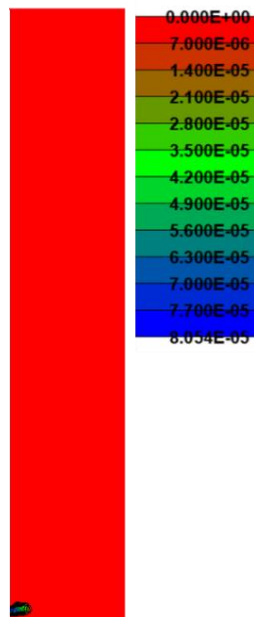
איור מספר 50 - השוואת עקום כוח-הזזה עבור כמויות שונות של פלדה מרוכזת בפינות הקיר

בכדי להבין את הסיבות להשפעות אלה נבחנו התפתחות הנזק המקומי כפי שמוצג באיור מספר 51. באיור זה מוצגת התפתחות הנזק המקומי/מאמצים בבטון עבור מודל בו קוטר הברזל המרוכז בקצה הקיר 18 מ"מ זאת בהשוואה להתפתחות הנזק עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ המתואר באיור מספר 48. ההשוואה בוצעה עבור אותן הזזות המוצגות באיור מספר 48. המסקנות המתקבלות מבחינת התפתחות הנזק הינן:

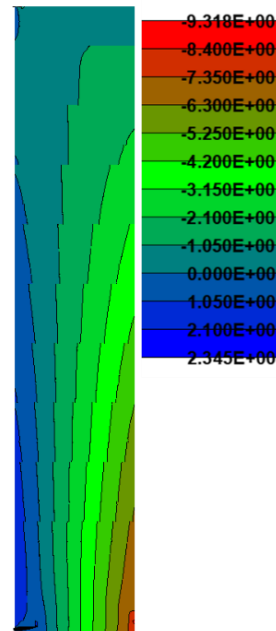
נקודה A - בנקודה זו מאמץ המתיחה בבטון מקומית עולה על החוזק במתיחה של הבטון ומתחיל להתפתח סדק כפיפה בצד המתוח של בסיס הקיר (איור מספר 51א, איור מספר 51ג, איור מספר 48א ואיור מספר 48ב בהתאמה). התפתחות סדק זה גורמת להשתנות שיפוע העקום מנקודה זו לשיפוע לא לינארי של עקום הזזה כוח. בהזזה זו מתפתח סדק אופקי בתחתית הקיר (איור מספר 51ב ו- איור מספר 51ד ואיור מספר 48ב). ראוי לציין שרוחב הסדק קטן ובתחום הסדיקה המותרת לפי התקינה.

נקודה B - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-71% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה ומאמץ הלחיצה המרבי הינו 61% מחוזק הבטון בלחיצה (איור מספר 51, איור מספר 51 ואיור מספר 48). האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב אך קטן ממחצית מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה בהגדלה של האזור הסדוק לגובה הקיר (איור מספר 51, איור מספר 51 ואיור מספר 48 בהתאמה). בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה שחלק קטן מתחום הסדיקה רוחב הסדק רחב מהרוחב התקני.

בהזזה של 100 מ"מ - בחינה של השתנות המאמצים בקיר בנקודה זו מצביעה על כך שכ-29% מרוחב הקיר נמצא בלחיצה ומאמץ הלחיצה המרבי הינו 87% מתסבולת הבטון בלחיצה (איור מספר 51 ו-איור מספר 51). האזור הסדוק בבסיס הקיר מתרחב לכ-60% מרוחב הקיר, התרחבות זו מלווה בהגדלה של האזור הסדוק לגובה הקיר. בחינה של ערכי רוחב הסדק מראה על התרחבות משמעותית של רוחב הסדיקה.



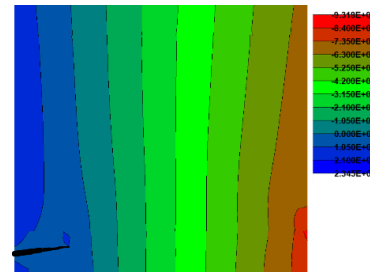
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה בבטון נקודה A (m)



א. תמונת המאמצים בבטון נקודה A (MPa)

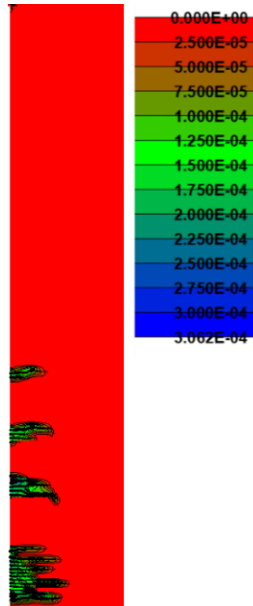


ד. תמונת תקריב של הסדיקה ורוחבה בבסיס הקיר נקודה A (m)

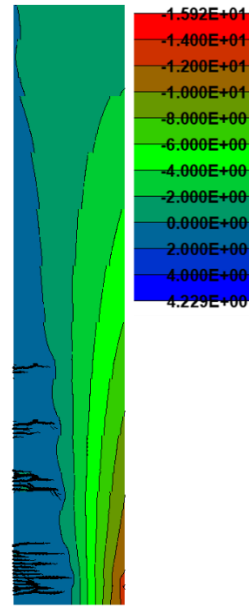


ג. תמונת תקריב של המאמצים בבסיס הקיר נקודה A (MPa)

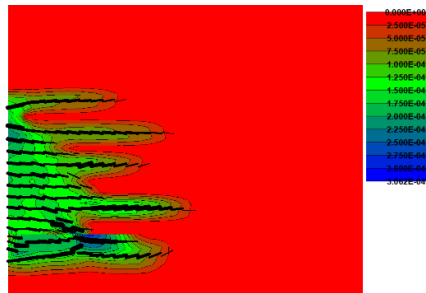
איור מספר 51 - התפתחות הנזק המקומי בקיר מלא עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ



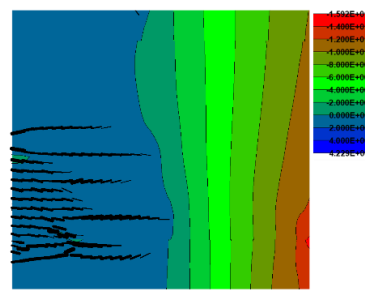
ו. תמונת הסדיקה ורוחבה בבטון נקודה B (m)



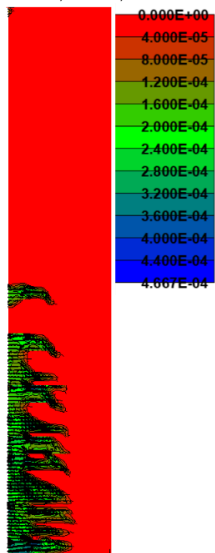
ה. תמונת המאמצים בבטון נקודה B (MPa)



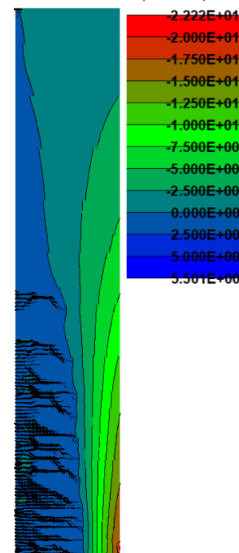
ח. תמונת תקריב של הסדיקה ורוחבה בבסיס הקיר נקודה B (m)



ז. תמונת תקריב של המאמצים בבסיס הקיר נקודה B (MPa)



י. תמונת הסדיקה בבטון במבנה בהזזה של 100 מ"מ (m)

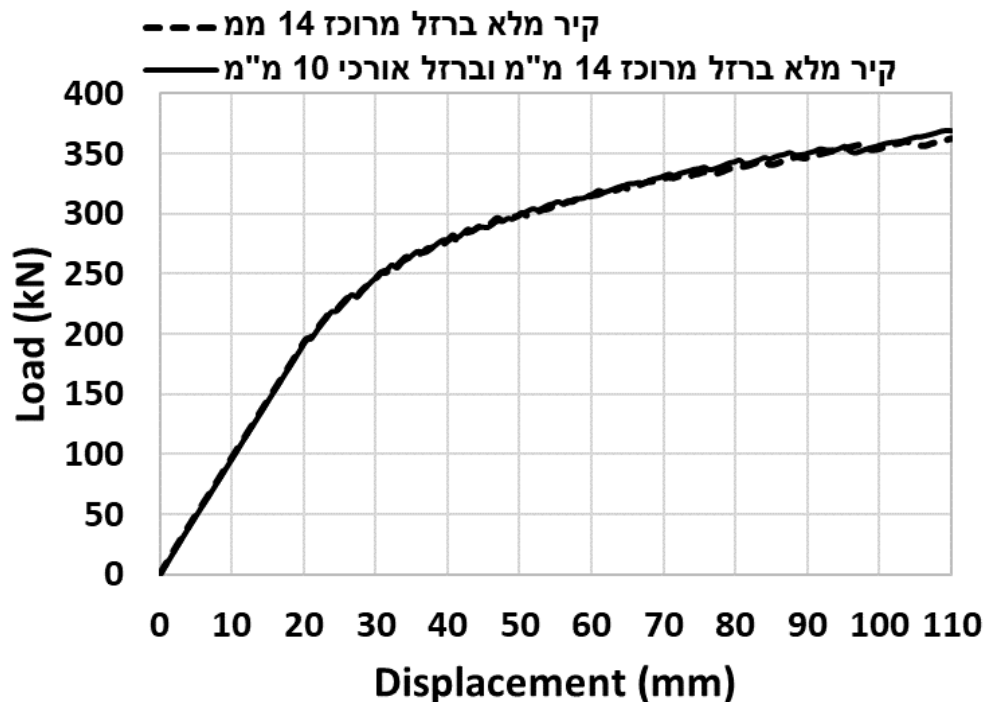


ט. תמונת המאמצים בבטון בהזזה של 100 מ"מ (MPa)

איור מספר 51 - התפתחות הנזק המקומי בקיר מלא עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ

השוואה של שלבי התפתחות הסדיקה והנזק מצביעה על כך שהגדלת שטח הברזל הלחץ ב-225% מקטינה את רוחב הסדקים בבטון, ומלווה גם בהגדלה של קשיחות הקיר, ולכן שיפוע העקום כוח-הזזה תלול יותר. ההגדלה בשטח הפלדה מאפשרת מומנט תסבולת גדול יותר והגדלת הכוח האופקי החיצוני.

באיור מספר 52 מתוארים עקומי כוח-הזזה עבור קירות עם ברזל אורכי מרוכז בקצוות הקיר בקוטר 14 מ"מ וברזל אורכי מפוזר בשתי רשתות לאורך הקיר. ההבדל בין המודלים הינו בקוטר הברזל האורכי המחולק לכל רוחב הקיר. בקיר אחד הברזל האורכי המפוזר בקוטר 8 מ"מ ובקיר השני בקוטר 10 מ"מ. מההשוואה ניתן לראות שכמויות שונות של פלדה אורכית (תוספת של כ-58%) כמעט ואינן משפיעות על ההתנהגות הגלובלית, והעקומים עוקבים אחד אחרי השני (בתחום ההזזות עד 110 מ"מ) שינוי הברזל האורכי משנה את ערך הכוח בהזזה של 110 מ"מ בכ-2%.



איור מספר 52 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור כמויות שונות של ברזל אורכי מפוזר.

4.2.3 מודל קיר מלא עם פתחים

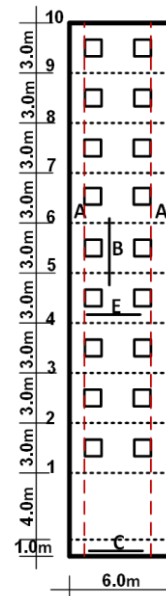
בחלק נכבד מקירות מבני מגורים קיימים פתחים עבור חלונות בקומות המגורים העליונות. נשאלת השאלה כיצד משפיעים פתחים בקומות אלה על ההתנהגות הגלובלית של הקיר (הבא לידי ביטוי בעקום כוח-הזזה) והתפתחות הנזק והסדקים. במסגרת המחקר נבחנו המודלים המתוארים באיור מספר 53. החקירה כללה השוואת התנהגות הגלובלית של קיר זה ביחס להתנהגות הגלובלית של קיר מלא, בחינה של שינויים בכמויות הברזל האורכי המרוכז ובחינה של השפעת שינויים בכמויות הברזל האורכי המפוזר לכל אורך הקיר.

בחינת השפעת פתיחת החלונות המוצגת בפרק זה מתמקדת בהשוואת שני מקרים שונים של כמויות ברזל אורכי מרוכז בקצוות הקיר, קוטר 12 מ"מ וקוטר 18 מ"מ. השוואה של עקומי כוח-הזזה עבור קיר מלא וקיר עם פתחים מתוארים באיור מספר 54. באיור מספר 54 מתוארת ההשוואה עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ ובאיור מספר 55 מתוארת ההשוואה עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ. על העקום של הקיר המלא (מסומן באיור על ידי קו מלא) סומנו נקודות הגבול A ו-B. הנקודות התואמות A', B' מסומנות על עקום כוח-הזזה של קיר מלא עם פתחים (המסומן על ידי קו מקוקו). ההשוואה מראה שרמות הכוח של הגבולות בין אזורי העקום השונים זהים, אך ערך ההזזה בה מתפתח הכוח בקיר עם הפתחים הינה גבוהה יותר. ההגדלה של ההזזה ניתן לשייך לעובדה שקשיחות הקיר קטנה עקב פתיחת פתחים לחלונות.

פרטי הברזלים נבחנו במודלים השונים :

C	B	A
2*10* ϕ 10	2 ϕ 8@200	2*5* ϕ 12
	D	2*5* ϕ 14
	2 ϕ 8@200	2*5* ϕ 16
		2*5* ϕ 18

*סימון הפלדה הינה לקוטר לא לסוג הפלדה



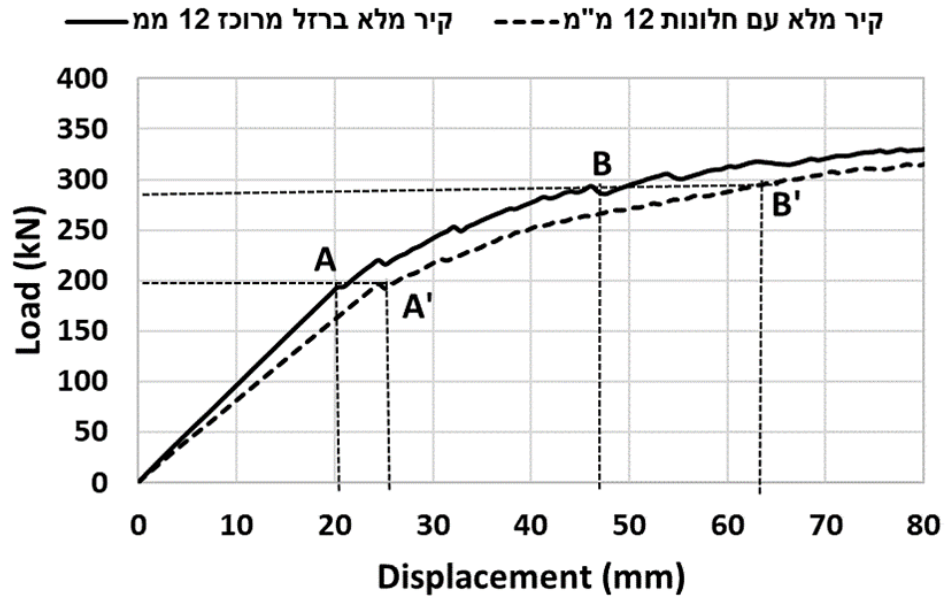
ב. פרטי הברזל במודלים השונים

א. מודל קיר מלא עם פתחים עבור חלונות בקומות העליונות.

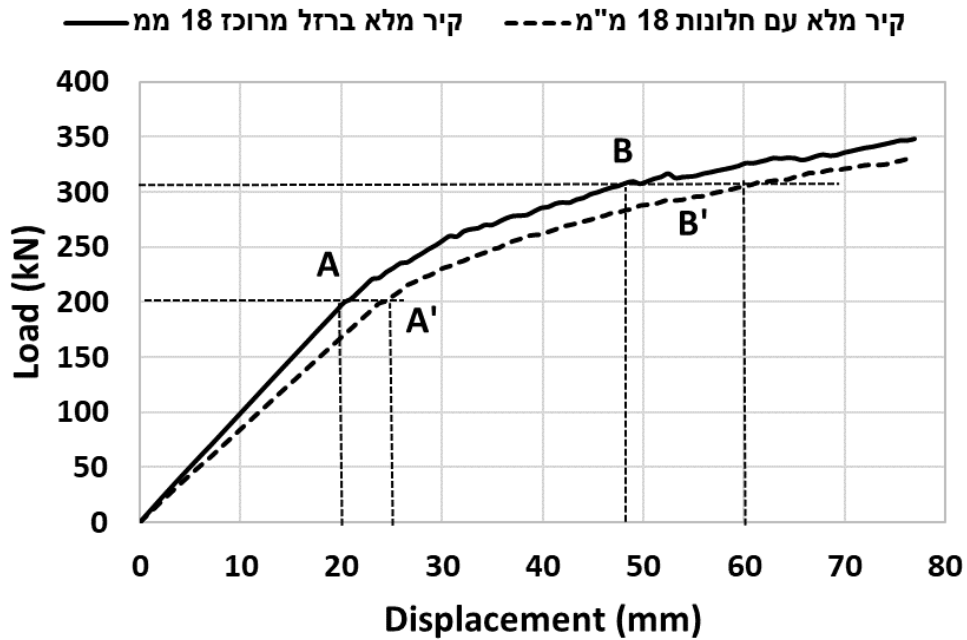
איור מספר 53 - נתוני מוטות הברזל עבור קיר מלא עם פתחים לחלונות.

שלבי התפתחות הנזק בקירות מוצגים באיור מספר 55. באיור מתוארים השלבים עבור קיר בו הברזל האורכי המרוכז הינו בקוטר 12 מ"מ (הטור הימני באיור) וקיר בו הברזל האורכי המרוכז בקוטר 18 מ"מ (הטור השמאלי של האיור) מבחינת שלבי הנזק ניתן להגיע למסקנות הבאות:

- בשלב הראשון מתפתחים סדקי גזירה ליד הפתחים בקומות הראשונות בצד הלחוץ של הקיר בשונה מהתפתחות הסדיקה בקיר מלא (איור מספר 55א ו-איור מספר 55ב). חשוב לציין שרוחב הסדקים הינו קטן ובתחום המותר לפי התקינה, לכן התפתחות סדיקה זו אינה משפיעה על שיפוע עקום כוח-הזזה. בשלב השני בנקודה A, מתפתחים סדקי כפיפה בבסיס הקיר בצד המתוח, התפתחות סדיקה זו מסיימת את התחום בו לעקום יש שיפוע לינארי זו בדומה להתנהגות של עקום כוח-הזזה של קיר מלא.
- מנקודה B, רוחב הסדקים גדל (מעבר לרוחב המותר לפי התקינה) כאשר הסדיקה מתרחבת בבסיס הקיר (הגדלת התחום הסדוק הן לרוחב החתך האופקי והן לגובה) במקביל מתפתחת סדיקה בצמוד לפתחים (איור מספר 55ג ו-איור מספר 55ד). סדיקה זו מתפתחת לגובה של כ-4 קומות. כצפוי תוספת שטח הפלדה מאפשר התפתחות רוחב סדקים קטן יותר אך תחום הסדיקה נרחב יותר.
- באיור מספר 55ה ואיור מספר 55ו מוצגת השתנות המאמצים בבטון בנקודה A ובנקודה B באיור מספר 55ז ואיור מספר 55ח. ניתן לראות שבנקודה A מאמצי המתיחה בבטון עולים על חוזק במתיחה של הבטון ותחום האזור הלחוץ כ-70% מרוחב הקיר. בנקודה B האזור הלחוץ קטן לכ-50% מרוחב הקיר.

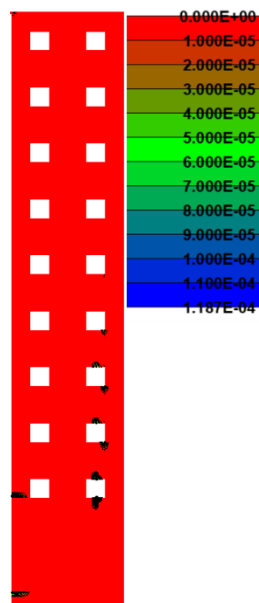


א. השפעת פתיחת החלונות על עקום כוח-הזזה ברזל מרוכז קוטר 12 מ"מ

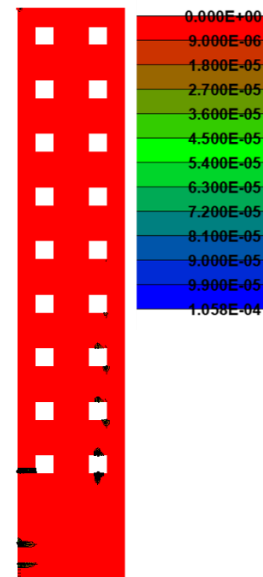


ב. השפעת פתיחת החלונות על עקום כוח-הזזה ברזל מרוכז קוטר 18 מ"מ
איור מספר 54 - השפעת פתיחת חלונות על עקום כוח-הזזה

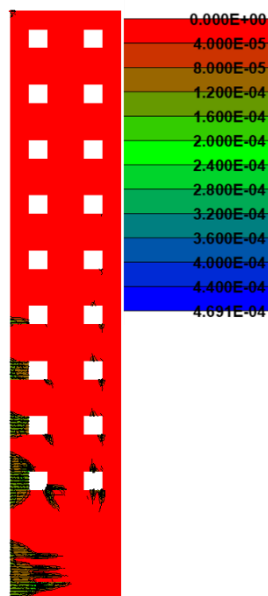
תוצאות עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ תוצאות עבור קיר עם ברזל מרוכז בקוטר 18 מ"מ



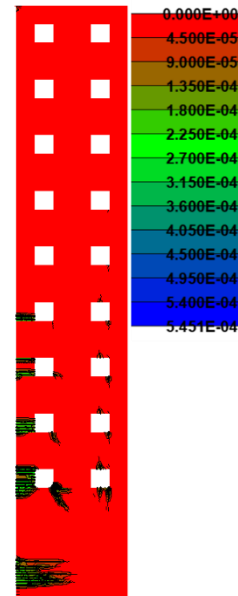
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A (m)



א. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A (m)

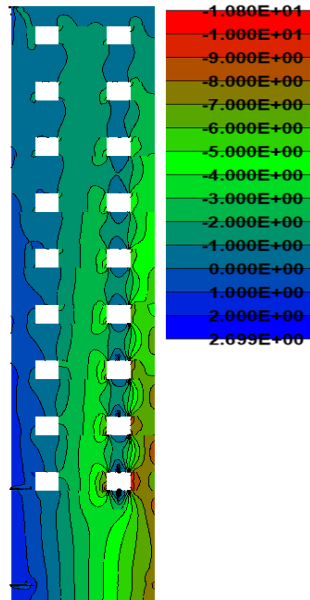


ד. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה B (m)

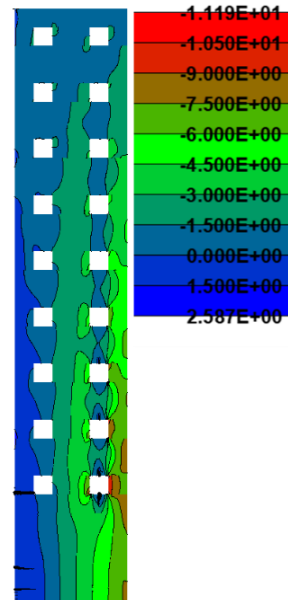


ג. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה B (m)

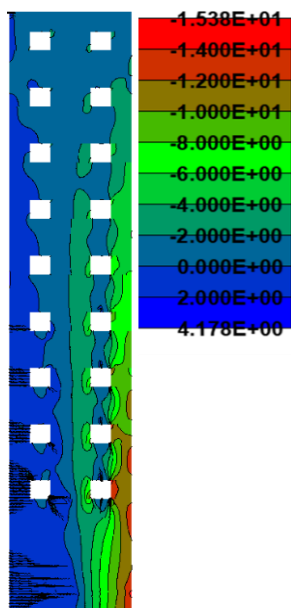
איור מספר 55 - שלבי התפתחות הנזק בקיר עם פתחים



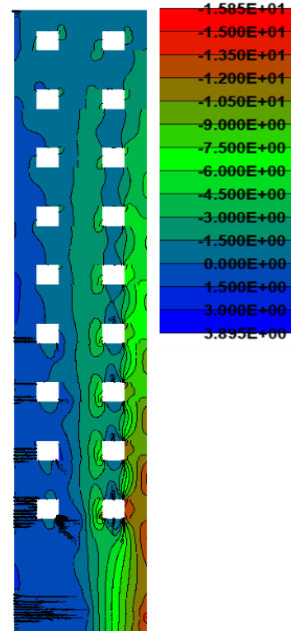
ו. תמונת המאמצים בנקודה A (MPa)



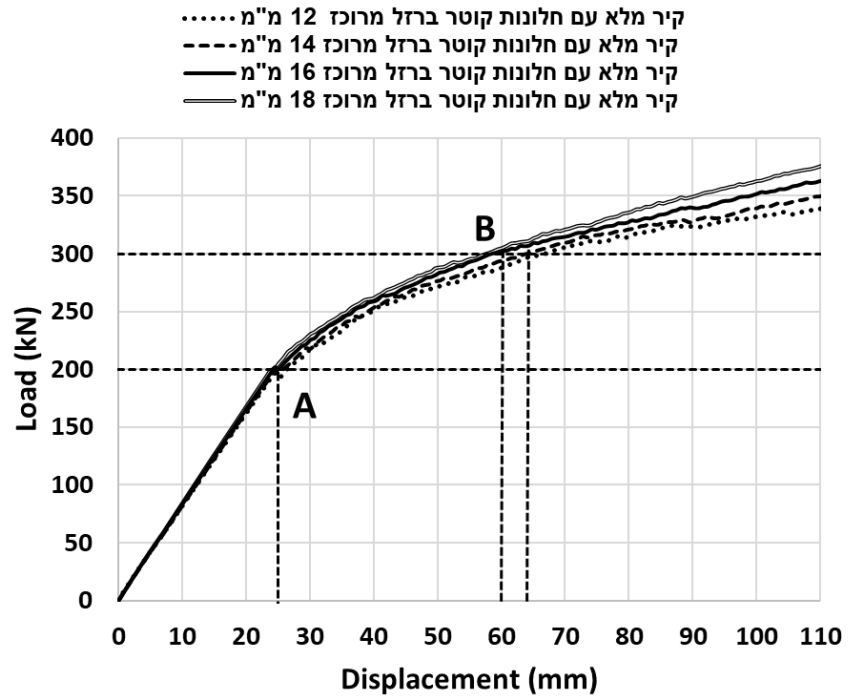
ה. תמונת המאמצים בנקודה A (MPa)



ז. תמונת המאמצים בנקודה B (MPa) ח. תמונת המאמצים בנקודה B (MPa)
איור מספר 55 - שלבי התפתחות הנזק בקיר עם פתחים.
- המשך



באיור מספר 56 מוצגת השוואה בין עקומי כוח - הזזה עבור קיר עם פתחים בהם יש כמות פלדה מרוכזת שונה בקצוות הקיר. ניתן לראות כי העקומים מתפצלים לאחר נקודה A (מעבר לתחום הלינארי של העקומים) התפצלות דומה לזו המתפתחת בקיר ללא פתחים (הגדלה של כ-10% בערך הכוח בהזזה של 110 מ"מ).



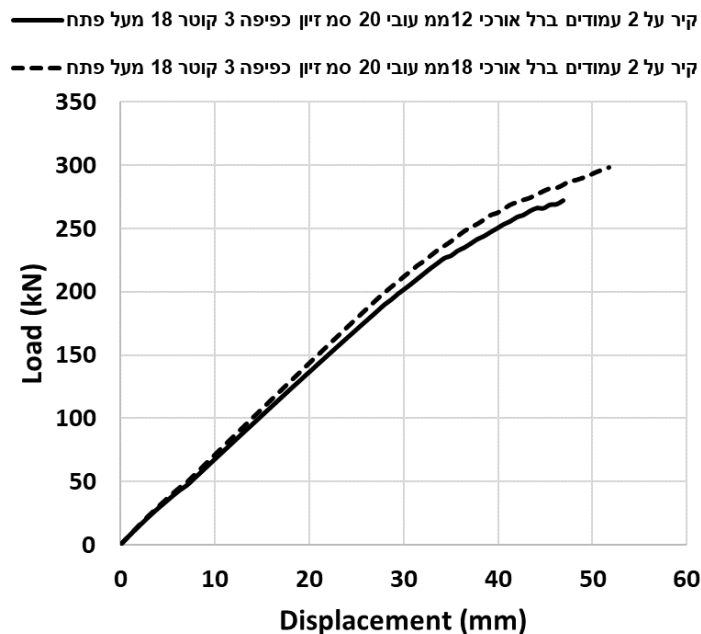
איור מספר 56 - השפעת כמויות הברזל המרוכז על עקום כוח-הזזה של קיר עם חלונות

4.3 מודלים של קיר על 2 עמודים

4.3.1 מבוא

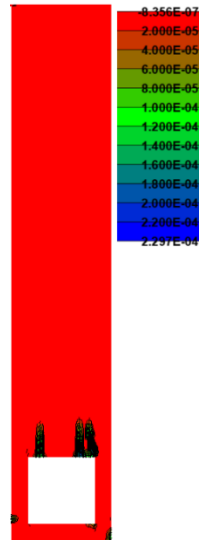
במבני מגורים מחייבות העיריות לספק לדירים מקומות חנייה לפי מפתח של מספר חניות בהתאם לכמות החדרים/שטח הדירה. בכדי לעמוד בדרישות אלה היזמיים והמתכננים מייעדים את קומת הקרקע ומרתפי המבנים להיות אזורי חנייה. בכדי לאפשר את פתיחת קומת הקרקע לאזור חנייה חלק מקירות המבנה אינם יורדים כקיר רציף לקומת הקרקע אלה נשענים בקומת הקרקע על חלקי קיר שנגדיר בפרק זה כעמודי השענה. במסגרת המחקר נבחן קיר עם פתח אמצעי ברוחב 4 מ' הנשען על שני עמודי תמך באורך 1 מ' כל אחד.

בקיר מלא מלוא אורך הקיר מתמודד עם כוח הלחיצה הנובע מהכוחות הגרביטציוניים ומומנט הרתום המתפתח בתחתית הקיר מתקבל על ידי מלא החתך האופקי של הקיר, בעוד בקיר על שני עמודי תמך הכוח הצירי הנובע מהכוחות הגרביטציוניים מתחלק בין שני עמודי התמך ומומנט הכפיפה שתקבל על ידי צמד כוחות (על עמוד תמך אחד מופעל כוח לחיצה ועל עמוד תמך שני כוח מתיחה). למעשה העמוד הרחוק מנקודת הפעלת הכוח מתמודד עם כוח לחיצה הנובע מכוחות הגרביטציוניים ומכוח הלחיצה של צמד הכוחות של המומנט. על כן יש להתייחס בתהליך התכן לתוספת כוח עקב המומנט כך שחתך עמוד התמך יוכל להתמודד עם הכוח הנוסף. חשוב לציין שהראקציה מהמומנט גדלה ככל שהמבנה בעל מספר גדול יותר של קומות ובמקרים ממסוימים ראקציה זו יכולה אף לגדול מערך הראקציה עקב הכוח מעומס הגרביטציה. במחקר נבחן מודל בו במפלס קומת הקרקע נפתח פתח ברוחב 4 מ'. מעל הפתח ניתן ברזל תחתון 3 ברזלים קוטר 18 מ"מ. בשלב הראשון נבחנה ההתנהגות הגלובלית של מודל בו רוחב עמודי התמך והביסוס נקבעו 20 ס"מ כבמודל של קיר מלא. באיור מספר 57 מוצגים עקומי כוח - הזזה לקיר זה עבור שתי כמויות שונות של ברזל אורכי בעמודי התמך, קוטר 12 מ"מ (קו מלא) וקוטר 18 מ"מ (קו מקווקו). מהאיור ניתן לראות כי בשני המקרים מתפתח בקיר כשל גלובלי פריך. הכשל מתפתח בהזזה של כ-47 מ"מ בקיר עם ברזל אורכי בקוטר 12 מ"מ בתחום עמודי התמך וכ-52 מ"מ בקיר עם ברזל אורכי של 18 מ"מ בתחום עמודי התמך. הכשל התפתח עקב שילוב של מעיכת הבטון, התפתחות סדקי גזירה רחבים בחתך עמוד התמך הרחוק קו הפעלת הכוח.

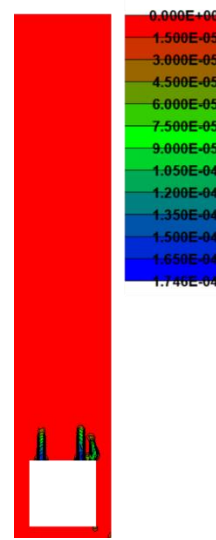


איור מספר 57 - עקום כוח-הזזה לקיר על שני עמודים עם כמויות ברזל מרוכז שונות רוחב קיר 20 ס"מ כקיר המלא

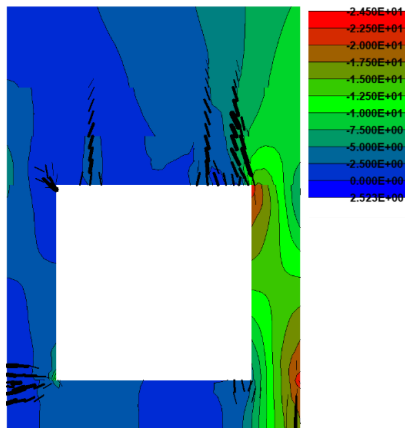
באיור מספר 58 מתוארים שלבי התפתחות הנזק וניתן לראות כי בסוג קיר זה, מתפתחים תחילה סדקי גזירה בחלק העליון של הפתח ליד העמוד המרוחק מפעולת הכוח ולאחר מכן בקצה שני של הפתח, כאשר התפתחות סדקה זו מלווה בהתפתחות סדקי כפיפה במרכז הפתח איור מספר 58א. רק בשלב השני מתפתחים סדקי כפיפה בבסיס הקיר איור מספר 58ב. כאשר בוחנים את השתנות הסדיקה בשלב לפני כשל המבנה ניתן לראות שתי תופעות מעניינות. בחינת השתנות הסדיקה המוצגת באיור מספר 58ג מראה על כך שהסדיקה בתחתית העמוד התומך בצד המתוח חוצה את כל רוחבו ובנוסף הסדיקה בקצה העליון של הפתח ליד עמוד התמיכה הלחץ מאוד נרחבת. כאשר בוחנים את המאמצים בבטון המוצגים באיור מספר 58ד, ניתן לראות שרוב תחום הקיר נמצא במתיחה ובעמוד התומך הלחץ קיימים ערכי לחיצה מקומית בקצוות העמוד, הקרובים למאמץ המעיכה של הבטון. כאשר בשלב הכשל מאמצים אלה עולים על מאמץ המעיכה ומתפתחת אי יציבות של העמוד התומך הלחץ. על בסיס הבחנות אלה ניתן להסיק שמנגנון הכשל בקיר זה שונה ממנגנון הכשל בקיר מלא בו הכשל מתבסס על כשל בכפיפה בבסיס הקיר. בקיר על שני עמודי תמך נקודות התורפה הינן: הגזירה קצוות החלק העליון של הפתח, כשל עקב מעיכה של הבטון בעמוד התומך הלחץ (המביא לאי יציבות פתאומית של העמוד התומך). שני מנגנוני כשל אלה הינם מנגנונים פריכים ומצטרפים לסדקי כפיפה הנרחבים בתחתית העמוד התומך במתוח. סיבות אלה מסבירות מדוע בעקום כוח-הזזה מתפתח כשל פריך ופתאומי.



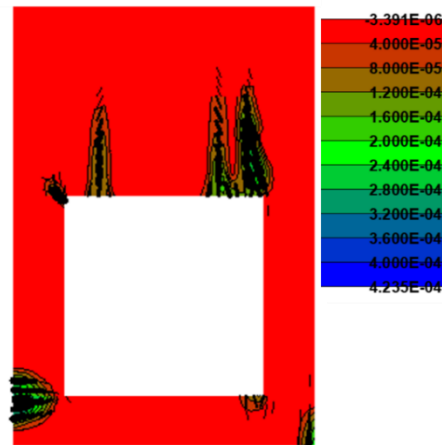
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה - בשלב שני
התפתחות סדק כפיפה בבסיס הקיר
(m)



א. תמונת הסדיקה ורוחבה - בשלב ראשון
מתפתח סדקי גזירה ליד העמוד הלחוצי
(m)



ד. תמונת המאמצים בבסיס הקיר לפני
כשל (MPa)



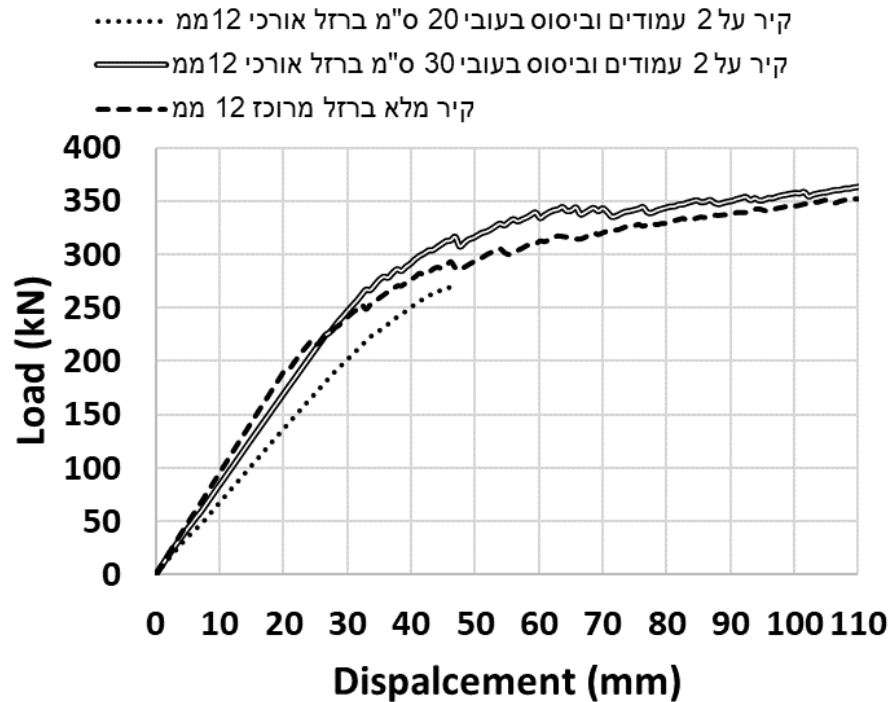
ג. תמונת הסדיקה ורוחבה בבסיס הקיר
לפני כשל (m)

איור מספר 58 - התפתחות נזק בקיר על שני עמודים ברוחב 20 ס"מ.

4.3.2 מודל קיר על 2 עמודים

על מנת למנוע כשל גלובלי פריך של הקיר ולקבל התנהגות יותר משיכה בדומה להתנהגות של הקיר המלא נבחנו מספר אפשרויות פתרון. נמצא שהפתרון המתאים ביותר הינו הגדלת רוחב עמודי התמך כך שיוכלו להתמודד עם הכוח הצירי המוגדל עקב המומנט במפתחת בחתך המעבר מחתך קיר מלא לחתך עמודי התמך ובהתאמה הרחבת הביסוס. שינוי רוחב העמודים והביסוס לרוחב 30 ס"מ (רוחב הקיר עצמו לכל גובהו לא שונה) מאפשר התנהגות משיכה בדומה להתנהגות הקיר המלא כפי שניתן לראות בהשוואה המוצגת באיור מספר 59. באיור מוצגת התנהגות הגלובלית של קיר ברוחב 20 ס"מ עם ברזל מרוכז בקוטר 12 מ"מ ורוחב עמודי תמך של 20 ס"מ או 30 ס"מ בהשוואה להתנהגות הגלובלית של לקיר מלא עם ברזל מרוכז קוטר 12 בקצוות הקיר. ההשוואה מצביעה על המסקנות הבאות:

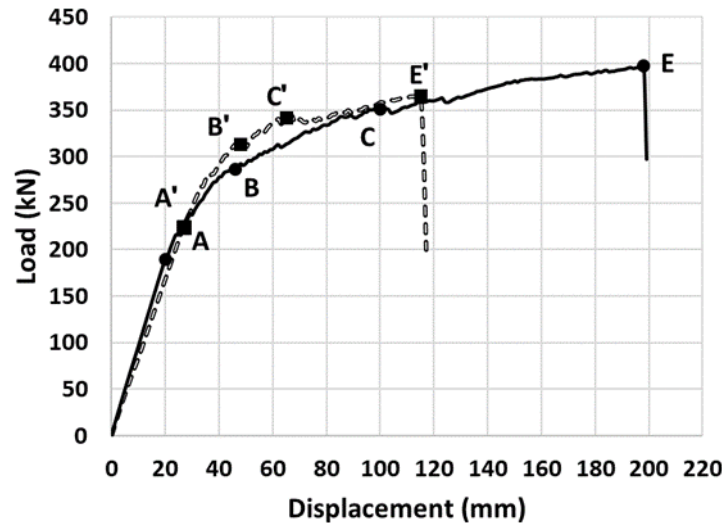
- קיר ברוחב 20 ס"מ הנשען על עמודי תמך ברוחב 20 ס"מ מתפתח כשל גלובלי פריך בהזזה של 47 מ"מ בעוד שקיר על שני עמודי תמך ברוחב 30 ס"מ התפתח עקום כוח-הזזה למלוא התחום, ומתפתח כשל משייך.
- בחינה של העקום כוח-הזזה של קיר מלא ברוחב 20 ס"מ (מוצג בקו מקוקו) וקיר עילי ברוחב 20 ס"מ הנתמך על עמודי תמך ברוחב 30 ס"מ (מוצג בקו מלא אפור) מצביעה כי בתחום הלינארי התנהגות הקירות דומה ועוקבת. אך התחום הלינארי של הקיר המלא מסתיים בהזזה של 20 מ"מ בעוד שבקיר הנתמך על שני עמודים ברוחב 30 ס"מ תחום זה ארוך יותר מסתיים בהזזה של כ-27 ס"מ ובערך כוח גבוהה יותר. הסיבה להבדל זה נובע משטח הבטון הגדול יותר המאפשר התפתחות תסבולת גבוהה יותר לפני התפתחות סדק הכפיפה הראשון (ראה איור מספר 59 ואיור מספר 60).
- מהזזה של 30 מ"מ הקיר על 2 עמודי תמך ברוחב 30 ס"מ מפתח בהזזה נתונה כוח גדול במעט מהכוח המפתח קיר מלא, אך מהזזה של 100 מ"מ קיימת כמעט התלכדות של העקומים עד לכשל הקיר על שני עמודי תמך בהזזה של 116 מ"מ (ראה גם איור מספר 60).
- בתחום בו בוצעה החקירה בפרק של הקיר מלא ההתנהגות הגלובלית של קיר מלא וקיר עם שני עמודי תמך ברוחב 30 ס"מ הדומה ולכן המשך החקירה המתוארת בסעיפים הבאים בוצעה במודלים בהם רוחב עמודי התמך הינו 30 ס"מ בעוד רוחב הקיר בקומות העליונות נשאר 20 ס"מ.



איור מספר 59 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור קיר מלא, קיר על שני עמודים ברוחב 20 ס"מ וקיר על 2 עמודים ברוחב 30 ס"מ

באיור מספר 60 מוצג עקום כוח-הזזה של קיר מלא ברוחב 20 ס"מ (קו שחור מקוקו) עליו מסומנות נקודות A-E ולידו עקום כוח-הזזה עבור קיר עילי ברוחב 20 ס"מ הנשען על שני עמודי תמך וביסוס ברוחב 30 ס"מ (קו רציף אפור) ועל העקום מסומנות הנקודות A'-E'. ההשוואה בין העקומים בוצעה לכל הטווח עד לכשל הקירות.

בסעיף קודם (כמוצג באיור מספר 47) הוגדרו על עקום כוח-הזזה מספר תחומים עד כשל (גבולות התחומים סומנו בעזרת אותיות A-E). כאשר נקודה A מייצגת את סיום התחום בו שיפוע העקום הוא לינארי והתחלת התפתחות סדקי כפיפה בבסיס הקיר המלא ונקודה E מייצגת את נקודת הכשל גלובלי. כאשר בוחנים השוואה של עקומי כוח - הזזה של קיר מלא (קו שחור מקוקו) וקיר על שני עמודי תמך (קו אפור) המוצגת באיור מספר 60 ניתן לזהות שהתנהגות קיר על שני עמודים פחות משיכה והכשל הגלובלי מתפתח בערך הזזה הנמוך בכ-42% ובערך כוח הנמוך בכ-8%.

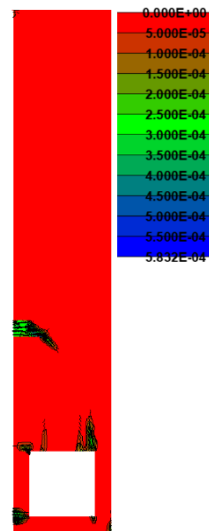


איור מספר 60 - השוואת עקומי כוח-הזזה של קיר מלא וקיר על שני עמודים

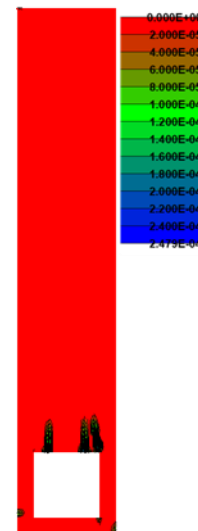
לאורך עקום כוח-הזזה של קיר על שני עמודי תמך ניתן לזהות את כל התחומים הקיימים לאורך העקום כוח-הזזה של קיר מלא. ההשוואה בין נקודות הגבול של התחומים לאורך העקום של קיר מלא (המסומנות על ידי נקודות שחורות A-E) ונקודות לאורך העקום של קיר על שני עמודי תמך (המסומנות על ידי מלבנים שחורים A'-E') מאפשרת לזהות את התחומים הבאים:

- תחום העקום עם שיפוע עקום לינארי מסתיים בהזזה של 27 מ"מ בנקודה A' (ראה איור מספר 60), עם התפתחות סדק בבסיס עמוד התמך בצד המתוח (ראה איור מספר 61). מהאיור ניתן לראות שקיימת הגדלה של 35% בערך ההזזה בה מוגדרת נקודה A' ביחס להזזה של נקודה A אך רק גידול של 17% בכוח.
- שיפוע העקום בין נקודות A' ל-B' הינו לא לינארי תואם את התנהגות העקום בין נקודות A ל-B בעקום כוח-הזזה של קיר מלא. נקודה B' מתקבלת בהזזה דומה לזו של נקודה B בקיר המלא. בנקודה זו מתפתחת סדיקה נרחבת לרוחב החתך בבסיס עמוד התמך וסדיקה בראש העמוד. (איור מספר 61). מהאיור ניתן לראות שקיימת הגדלה של 9% בערך ההזזה אך רק גידול של 4% בכוח.
- התחום השלישי מאופיין בהתמתנות שיפוע העקום (בתחום בין B' ל-C') ובנקודה C' ניתן לזהות התפתחות מפרקים פלסטי ברורים בקצוות עמוד התמך כמוצג באיור מספר 61. מהאיור ניתן לראות שקיימת הקטנה של 31% בערך ההזזה אך רק הקטנה של 1.7% בכוח.
- התחום רביעי מאופיין בעליה לא לינארית אך מתונה מאוד של העקום מנקודה C' עד כשל גלובלי בנקודה E' (תואם את התחום הרביעי בעקום כוח-הזזה של קיר מלא התחום C-E). הכשל המתפתח בנקודה E' מתרחש כאשר מאמץ הלחיצה בקצוות העמוד הלחץ מגיעים למאמץ המעיקה של הבטון כפי שניתן לראות באיור מספר 61. מהאיור ניתן לראות שקיימת הקטנה של 42% בערך ההזזה אך רק הקטנה של 8% בכוח.

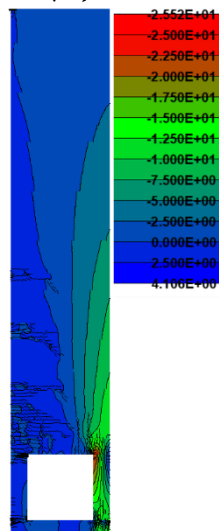
ההשוואה מצביעה על כך שההבדלים העיקריים בהתנהגות עקום כוח-הזזה של קיר הנתמך על שני עמודי תמך מתרכזות בתחומים לאחר נקודה B' ובעיקר בהגדלה של ערכי ההזזה שהינם נמוכים יותר ומצביעים על התנהגות פחות משיכה.



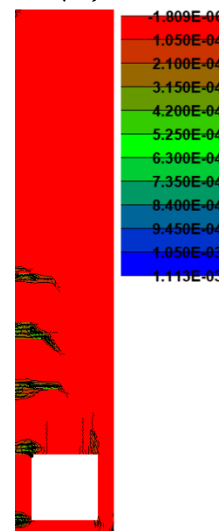
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה B' (m)



א. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A' (m)



ד. תמונת המאמצים בבטון בנקודת הכשל E' (MPa)



ג. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה C' (m)

איור מספר 61 - התפתחות הנזק בקיר על שני עמודים

השלב השני של חקירת קיר על שני עמודי תמך התמקדה במספר תחומים:

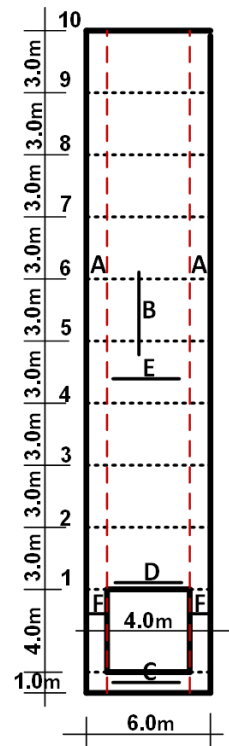
- השפעת שינוי כמות הברזל האורכי בעמודי התמך של הקיר על ההתנהגות הגלובלית.
- השפעת ציפוף הברזל הרוחבי (חישוקים) בחלק העליון והתחתון של עמודי התמך של הקיר.

באיור מספר 62 מתוארים המודלים השונים שנכללו בחקירה, כאשר משתני החקירה היו, ברזל מרוכז בתחום עמודי התמך וציפוף הברזל הרוחבי (חישוקים) בעמודי התמך.

פרטי הברזלים נבחנו במודלים השונים :

C	B	A
$2*10*\phi 10$	$2\phi 8@200$	$2*5*\phi 12$
F	D	$2*5*\phi 14$
$\phi 8@200$	$3*\phi 18$	$2*5*\phi 16$
$\phi 8@100$		$2*5*\phi 18$
$\phi 12@100$		

*סימון הפלדה הינה לקוטר לא לסוג הפלדה

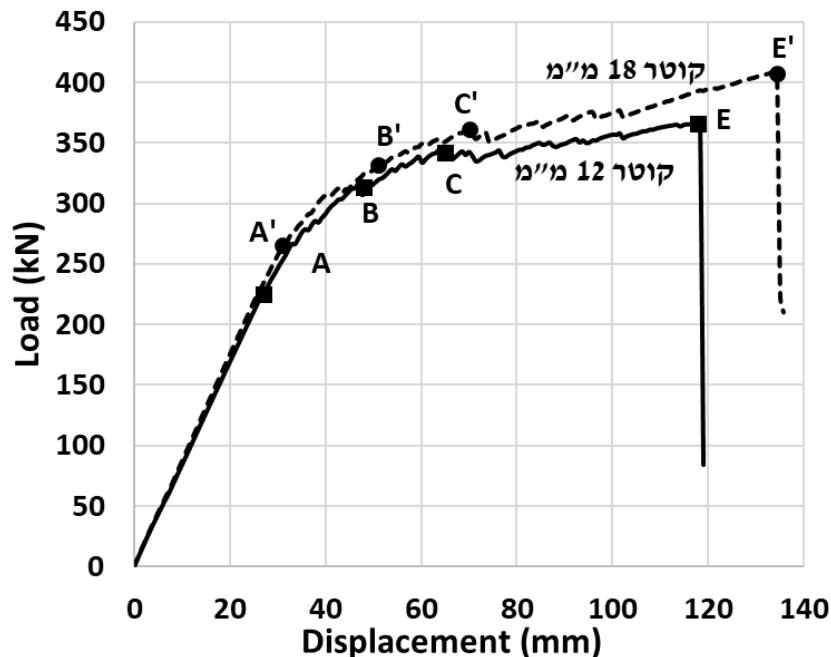


א. מודל קיר על שני עמודים עם פתחים עבור חלונות

ב. פרטי הברזל במודלים השונים

איור מספר 62 - נתוני המודלים של קיר על שני עמודים.

באיור מספר 63 מתוארת השוואה בין עקומי כוח - הזזה של מודלים שונים להם כמויות שונות של ברזל אורכי בעמודי התמיכה. באיור מספר 64 מתוארת השוואה למלוא טווח ההזזות עד לכשל גלובלי של הקיר עבור מודל לו ברזל מרוכז בעמודי התמך בקוטר 12 מ"מ (קו מלא) ועבור ברזל בקוטר 18 מ"מ (קו מקוקו). ההשוואה מראה כצפוי שהגדלת כמויות הפלדה האורכית בעמודים מעלה את הכוח המרבי בכשל בכ-11% המתקבל בהזזה הגדולה בכ-17%. כאשר משווים את נקודות המפתח בהתפתחות שלבי הניק (נקודות A, B, C במודל עם קוטר 12 מ"מ ונקודות A', B', C' במודל עם קוטר 18 מ"מ) ניתן לראות שערכי הכוח וההזזה בנקודות אלה גדלים בהתאמה במודל עם קוטר 18 מ"מ עובדה זו תומכת את ההנחה שהגדלת כמות הפלדה בעמודי התמך מגדילה את המשיכות.



איור מספר 63 - השפעת כמויות הברזל האורכי המרוכז בעמודים על עקום כוח-הזזה

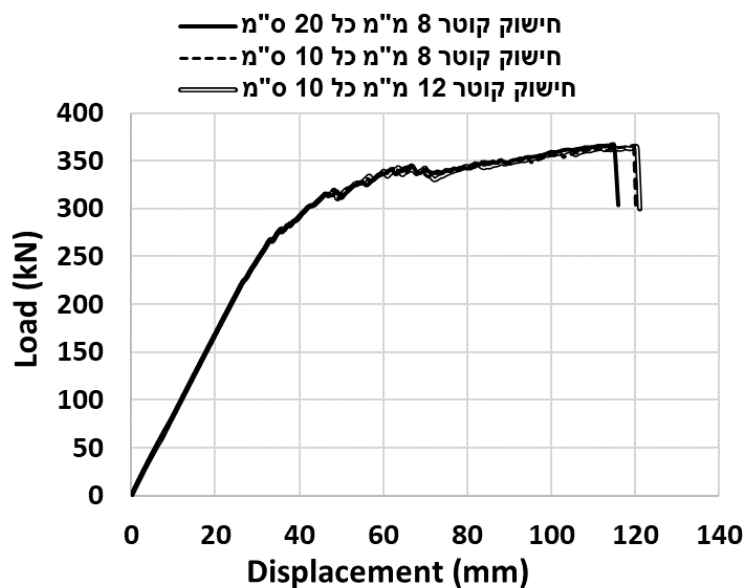
בחינה של שלבי התפתחות הנזק המקומי מצביעה כי עיקר הנזק מתמקד בחלק העליון והתחתון של עמודי התכן. והכשל מתפתח כאשר אזורים אלה קיימת סדיקה נרחבת בעמוד בו מתפתחת מתיחה ובעמוד בו מתפתחת לחיצה, הבטון נמעך. ידוע שבטון הינו חומר שחוזקו עולה ככול שרמת הכליאה בו גדלה ולכן הגדלה בכמות הברזל הרוחבי וציפופו גורמת להגדלת חוזק הבטון ללחיצה. מאחר והכשל מתקבל בשלב בו הבטון מגיע למעיכה בקצוות הקיר הגדלת החוזק עקב הגדלת הכליאה תשפיע בעיקר על ערך הכוח המרבי. חשוב להדגיש שפעולת הכליאה הינה פעולה מרחבית ולכן במודל דו ממדי לא ניתן לקבל את מלוא השפעת פעולת הכליאה על התוצאות. במסגרת החקירה נבחנו מודלים של קירות על עמודים בהם שונה הציפוף ו/או קוטר הברזל הרוחבי (חישוקים) בעמודים. המודלים שנבחנו שכללו:

- ברזל רוחבי בקוטר 8 מ"מ כל 20 ס"מ לכל גובה העמוד (לא עומד בדרישות התקינה).
- ברזל רוחבי קוטר 8 מ"מ כל 10 ס"מ במטר התחתון והעליון של העמוד (פסיעה תואמת לדרישות תקן 466 לאזור חפיה של זיון עמודים).
- ברזל רוחבי קוטר 12 מ"מ כל 10 ס"מ.

תוצאות החקירה מוצגות באיור מספר 64 מהחקירה עולות המסקנות הבאות:

- מלוא ההשפעה של פעולת הכליאה עקב ציפוף הברזל הרוחבי בעמודי התמך של הקיר לא יכולה לבוא לידי ביטוי במודל דו ממדי ולכן לא ניתן לראות את השפעתה על ערך הכוח המרבי. בחינה של עקמי כוח-הזזה מצביע על כך ששינוי בכמות וציפוף הברזל הרוחבי (חישוק) משפיע על ערך ההזזה בה מתקבל הכוח המרבי בכשל. הכשל בקיר מתפתח כאשר חוזק הבטון מגיע

- לחוזק המעיכה כפי שהוצג בסעיפים הקודמים, הגדלת כמות הברזל הרוחבי וצפיפותו גורמת להגדלת הכליאה ולשיפור תפקודו של הבטון ולכן הכשל מתפתח בהזזה יותר גדולה.
- עיקר ההשפעה תלוי בציפוף הברזל הרוחבי כפי שניתן לראות כאשר משווים עקום כוח-הזזה של קיר עם ברזל קוטר 8 מ"מ בציפוף של 20 ס"מ ביחס לציפוף של 10 ס"מ.



א. עקומי כוח-הזזה לכמויות ברזל רוחבי שונות

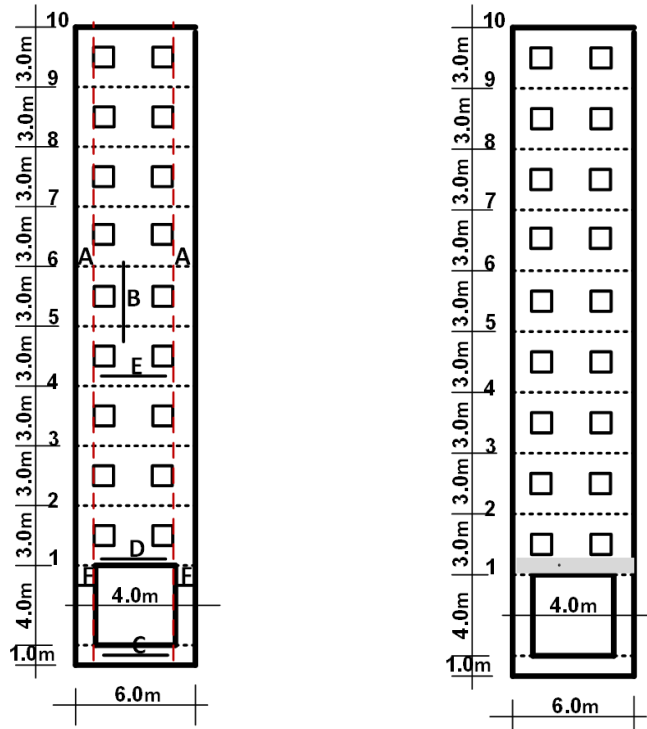
הזזה בה מתפתח הכוח המרבי (mm)	כוח מרבי (kN)	ברזל רוחבי
115	366	$\phi 8 @ 200$
119.5	366	$\phi 8 @ 100$
120.5	365	$\phi 12 @ 100$

ב. סיכום ערכי הכוח וההזזה המרביים

איור מספר 64 - עקומי כוח-הזזה לקיר על שני עמודים עם זיון רוחבי שונה בעמודי התמך

4.3.3 מודל קיר על 2 עמודי תמך עם פתחים

במבנה מגורים חלק נכבד של הקירות כוללים פתיחת פתחים לחלונות ולכן בדומה לקיר המלא, נבחנה השפעת פתיחת החלונות על ההתנהגות הגלובלית (עקום כוח-הזזה) ועל שלבי התפתחות הנזק המקומי. המודלים השונים ששימשו את החקירה מוצגים באיור מספר 65.



א. גאומטריה הקיר ב. הגדרת סוגי הברזלים בקיר
פרטי הברזלים נבחנו במודלים השונים:

C	B	A
2*10* ϕ 10	2 ϕ 8@200	2*5* ϕ 12
E	D	2*5* ϕ 14
2 ϕ 8@200	6* ϕ 18	2*5* ϕ 16
	F	2*5* ϕ 18
	2 ϕ 8@200	

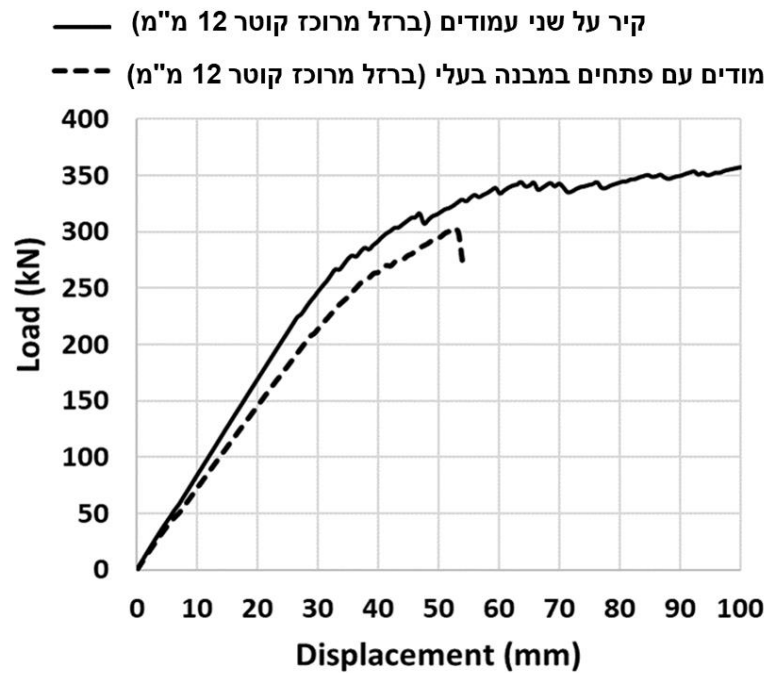
*סימון הפלדה הינה לקוטר לא לסוג הפלדה

ג. כמויות הפלדה שנבחנו במודלים השונים

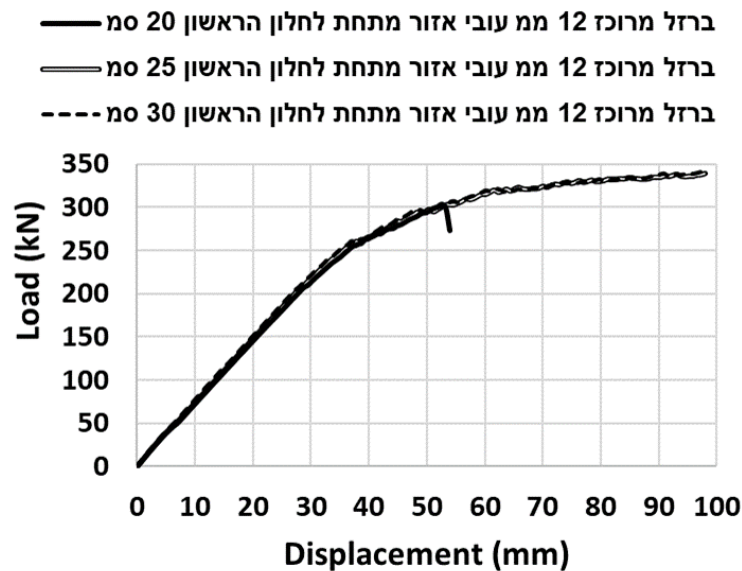
איור מספר 65 - נתוני המודלים שנבחנו בחקירת קיר נשען על שני עמודי תמך עם פתחים עבור חלונות

בחינת ההתנהגות הגלובלית של הקיר עם שני פתחי חלונות (רוחב הקיר 20 ס"מ) על 2 עמודי תמך (רוחב העמודים 30 ס"מ) מצביעה על כך שהתנהגות הקיר אינה משיכה כמתואר איור מספר 66א (קו מקוקו) לאומת קיר על שני עמודי תמך ללא פתחים (קו מלא). הכשל הגלובלי בקיר על שני עמודי תמך עם פתחים עבור חלונות נוצר עקב התפתחות כשל גזירה המתחיל בקצה הפתח ליד העמוד הרחוק

מנקודת הפעלת הכוח ומסתיים בפתח הקרוב כמתואר באיור מספר 67 (זאת בהתאמה למתקבל בניסויים המפורטים בפרק 2).



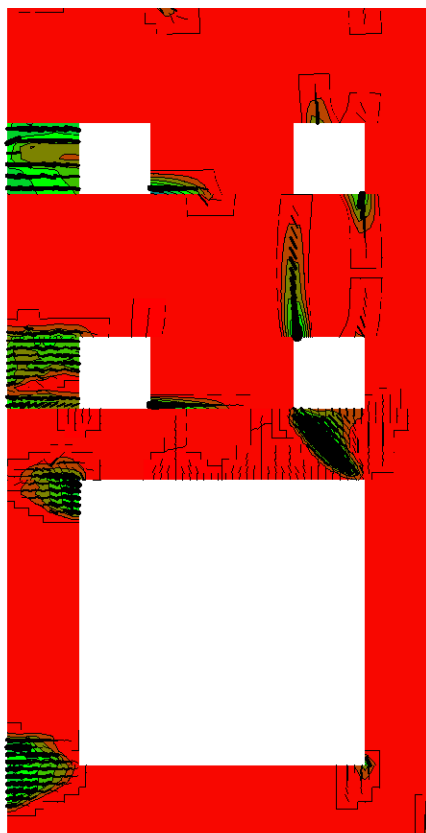
א. השוואת עקום כוח-הזזה של קיר מלא עם חלונות, קיר על עמודים וקיר על עמודים עם חלונות



ב. עקומי כוח-הזזה לעובי קיר שונה מתחום בין פתח קומת הקרקע לפתחי החלונות איור מספר 66 - השוואת עקומי כוח-הזזה

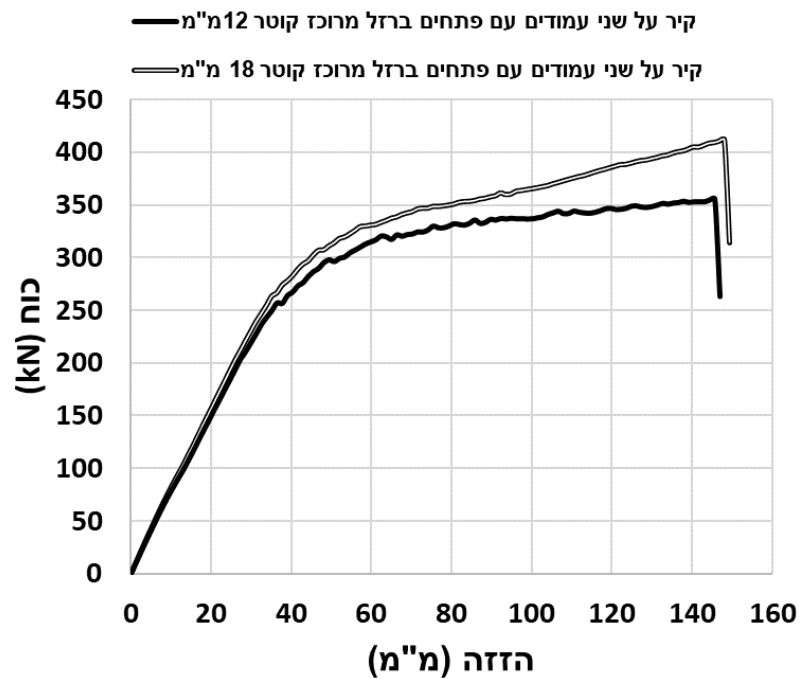
על מנת למנוע התפתחות כשל פריך זה, נבחנו מודלים בהם רוחב האזור בין הפתח של קומת הקרקע לשורת הפתחים של הקומה הראשונה (מסומן על ידי מלבן אפור באיור מספר 65א) הינו 25 ס"מ ו30

ס"מ והברזל המרוכז בעמודי התמך הינו 12 מ"מ. השוואה של ההתנהגות הגלובלית של שלושת המודלים מוצגת באיור מספר 66. ההשוואה מצביע על כך שהגדלת הרוחב לא משנה את סדר התפתחות הנזק והעקומים עוקבים אחד אחרי השני, אך הגדלת הרוחב באזור התפתחות הנזק מאפשרת הגדלת התסבולת והתפתחות של התנהגות משיכה לקיר. על בסיס הבנות אלה נבחנו בהמשך החקירה קירות בהם רוחב עמודי התמך ורוחב התחום מעל פתחת קומת הקרקע וחלונות קומה ראשונה ברוחב 30 ס"מ.

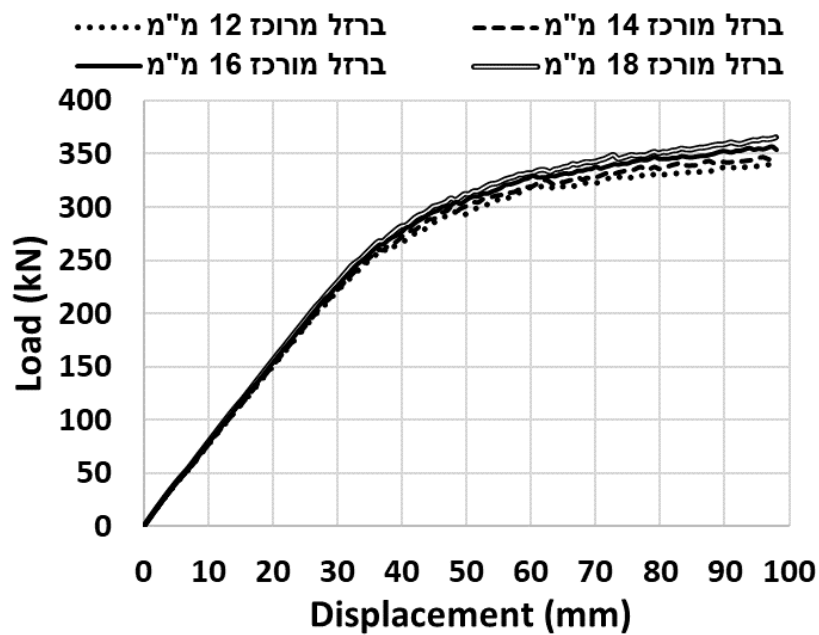


איור מספר 67 - התפתחות נזק גזירה הגורם לכשל גלובלי של הקיר

בדומה לחקירות של סוגי הקירות הקודמים, גם בקיר זה נבחנה השפעת כמות הפלדה האורכית בקצוות הקיר ובעמודי התמך על ההתנהגות הגלובלית (עקום כוח-הזזה) והתפתחות הנזק המקומי. ההשוואה של עקומי כוח - הזזה עבור כמויות פלדה שונות מוצגת באיור מספר 68. כאשר בוחנים את העקומים ניתן לראות כצפוי שערך הכוח המרבי גדל. הגדלת הכוח הינה בשיעור של בכ-16% בעוד שערך ההזזה בה מתקבל הערך המרבי מאוד דומה (הבדל של 1.7%). בחינה של התחום העקום עד הזזה של 100 מ"מ (איור מספר 68) מצביע על כל שבתחום הלינארי של העקום עד לנקודה A כל עקומי כוח-הזזה מתלכדים (מודלים ברזל מרוכז בקוטר 12, 16, 18 מ"מ), וההתבדרות העקומים מתחילה רק משלב של התפתחות סדיקה נרחבת בדומה להתנהגות שאובחנה בקיר מלא. זאת מאחר שלאחר שמתפתחת סדיקה מספיק נרחבת בבסיס העמוד בצד המתוח, ההגדלה בכוח תלויה מאוד בכמות הפלדה המרוכזת (איור מספר 68 מהזזה של כ-96 מ"מ נקודה C).



א. השוואת עקומי כוח - הזזה למלא הטווח עבור כמות ברזל מרוכז שונה



ב. הגדלה של עקום כוח-הזזה לטווח של 100 מ"מ ראשונים לכמויות פלדה מרוכזת שונה

איור מספר 68 - השוואת עקום כוח-הזזה לכמויות פלדה אורכית שונה בעמדי קיר עם פתחים

4.4 מודלים קיר דגל

4.4.1 מבוא

במבנים בהם קומת הקרקע/קומת מרתף משמשת לחניית חלק מהקירות היצוקים במבנה העילי יכולים לרדת כקיר יצוק בחדר מלא עד לביסוס אך נדרש לקצר את אורכם על מנת לאפשר שימוש מותאם בקומת החניה. שינוי באורך הקיר גורם לאי המשכיות של הברזל המרוכז בקצוות הקיר וגורם להטרדות המתפתחות במבנה העילי להתקבל על ידי חתך בטון מוקטן בקומת הקרקע, שינוי זה עלול לשנות את שלבי התפתחות הנזק והסדיקה בקירות אלה. החקירה בפרק זה התמקדה בבחינת שלבי הנזק והתנהגות הגלובלית עקב הקטנת חתך הקיר בקומת הקרקע.

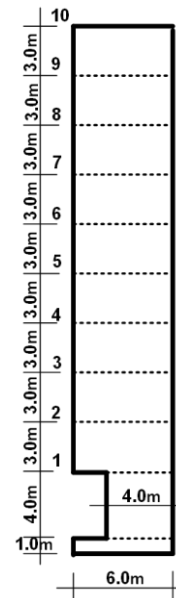
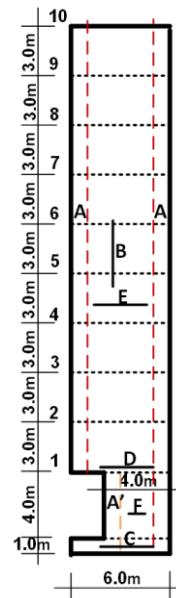
4.4.2 מודל קיר דגל

במסגרת החקירה נבחר קיר בחדר אופקי באורך 6 מטר במבנה העילי וחדר אופקי באורך 4 מ' בקומת הקרקע. החקירה בחנה התנהגות של קיר מלא וקיר עם פתחים לחלונות, תיאור גאומטרית הקירות ופרוט כמויות הפלדה עבור שני סוגי המודלים מוצגים באיור מספר 69. העומס הופעל כך שהצד בו אין המשכיות לברזל האורכי יהיה במתיחה (בניסויים המתוארים בפרק 2 נמצא שזה המצב הבעייתי יותר בהתפתחות הנזק).

פרטי הברזלים נבחנו במודלים השונים:

C	B	A,A'
2*10* ϕ 10	2 ϕ 8@200	2*5* ϕ 12
F	D	2*5* ϕ 14
ϕ 8@200	3* ϕ 18	2*5* ϕ 16
ϕ 8@100	E	2*5* ϕ 18
ϕ 12@100	ϕ 8@200	

*סימון הפלדה הינה לקוטר לא לסוג הפלדה



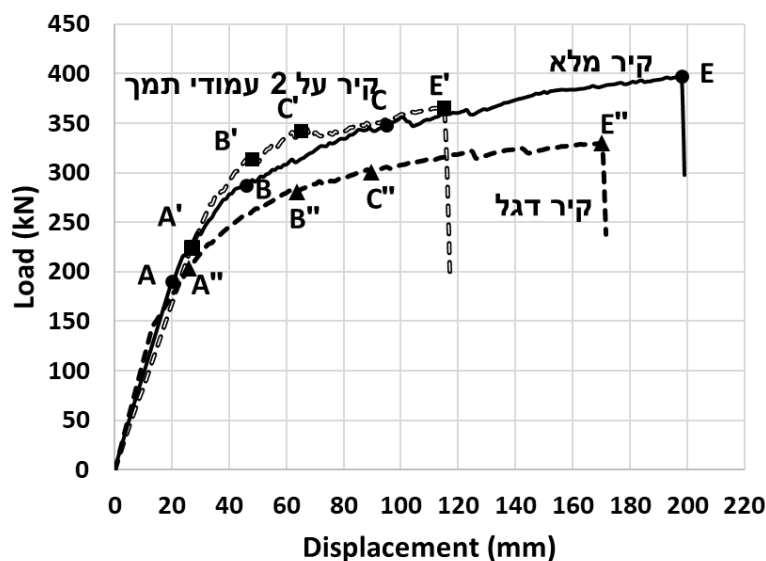
א. גאומטרית קיר דגל מלא
ב. הגדרת סוגי הברזלים בקיר דגל מלא

איור מספר 69 - מודלים של קירות "דגל" מלא

שלב הראשון של החקירה בחן השוואה של ההתנהגות הגלובלית של קיר הדגל (קו מקווקו שחור) בהשוואה להתנהגות הגלובלית של קיר מלא (קו שחור מלא), וקיר נתמך על שני עמודי תמך (קו מקווקו אפור) ההשוואה מוצגת באיור מספר 70. על כל אחד מהעקומים סומנו נקודות הגבול בין התחומים

השוניים, A-E על עקום קיר מלא, A'-E' על עקום קיר עם שני עמודי תמך ו-E''-A'' על עקום קיר דגל. ההשוואה מצביעה על המסקנות הבאות:

- התנהגות הגלובלית הבאה לידי ביטוי בעזרת עקום כוח-הזזה מראה שההתנהגות הגלובלית של קיר דגל (קו מקווקו שחור) משיכה יותר ביחס לקיר הנשען על שני עמודי תמך (קו מקווקו אפור) אך עם התנהגות פחות משיכה מהתנהגות הגלובלית של מקיר מלא (קו שחור מלא).
- התחום הלינארי של עקום כוח-הזזה של קיר דגל תואם לתחום של קיר מלא וקיר על שני עמודי תמך ההבדל בין העקומים מתחיל אחרי הנקודה A. מנקודה זו שיפוע העקום מתמתן מאוד.
- ערך הכוח המרבי של קיר דגל נמוך ב- 20% מערך הכוח המרבי של קיר מלא וערך ההזזה בה מתקבל כוח זה נמוך ב- 17% מההזזה של קיר מלא.



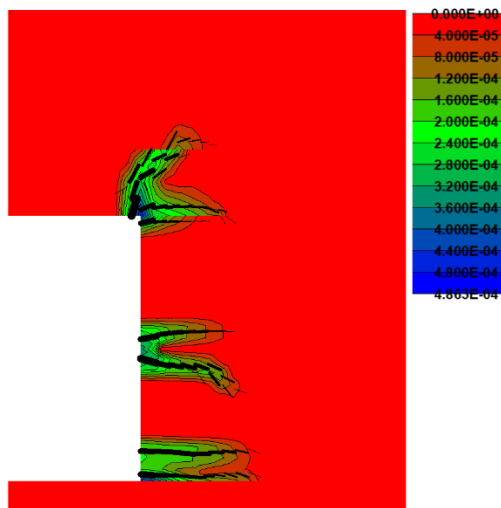
איור מספר 70 - השוואת עקום כוח-הזזה של קיר מלא, קיר על שני עמודי תמך וקיר דגל.

השלב השני של החקירה בחן את שלבי התפתחות הסדיקה והנזק על מנת להבין מה גורם להבדלים בהתנהגות הגלובלית. שלבי התפתחות הנזק מוצגים באיור מספר 71. מבחינת שלבי התפתחות הנזק ניתן להגיע למסקנות הבאות:

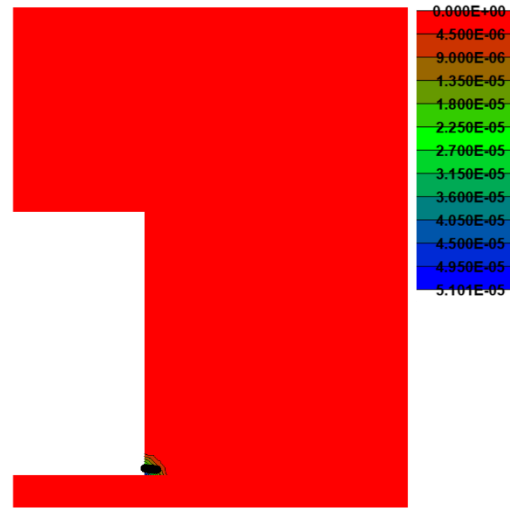
- בנקודה A מתחיל להתפתח סדק כפיפה בבסיס הקיר בצד המתוח ולכן עקום כוח-הזזה מפסיק להיות לינארי (איור מספר 71).
- בשלב השני בצמוד להתפתחות הסדק בתחתית הקיר מתחילה להתפתח סדיקה בחלק העליון של הקיר בקומת הקרקע (באזור המעבר לחדר גדול יותר בקיר העילי). השלב השלישי אשר מתפתח במקביל להגדלת רוחב הסדיקה בקצוות הקיר ומאופיין בהתפתחות סדקי כפיפה במרכז גובה הקיר (בדומה לשלבי התפתחות הסדיקה בקיר על שני עמודי תמך). עקב התפתחות

סדיקה זו שיפוע עקום כוח-הזזה הינו לא לינארי עם קצה השתנות מתון ביחס לקצב ההשתנות בתחום הלינארי (איור מספר 71ב).

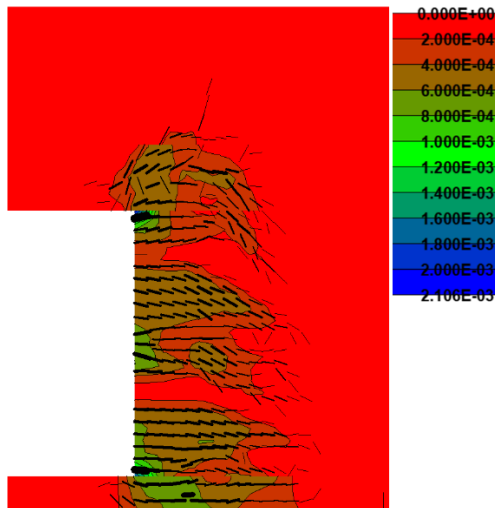
- מנקודה C שיפוע עקום כוח-הזזה מתמתן וזאת עקב התפתחות רוחב סדקים גדול יותר ותחום הסדיקה מתרחב והינו יותר ממחצית רוחב הקיר (איור מספר 71ג).
- נקודת הכשל E מאופיינת בסדיקה נרחבת לכל גובה הקיר של קומת הקרקע ולחלק נכבד של אורך חתך הקיר (יותר ממחצית אורך הקיר, איור מספר 71ד). במקביל ניתן לזהות התפתחות של מעיכה מקומית בבטון בבסיס הקיר (איור מספר 71ה).
- עיקר ריכוז הנזק מתרכז בתחום קומת הקרקע בהתאמה למדווח במחקר הניסויי בפרק 2.



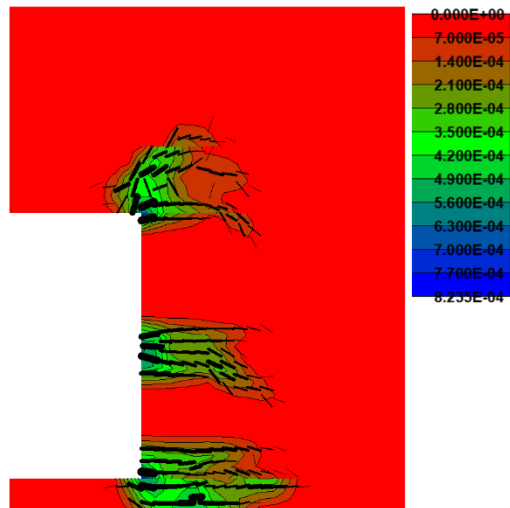
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה B (m)



א. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A (m)

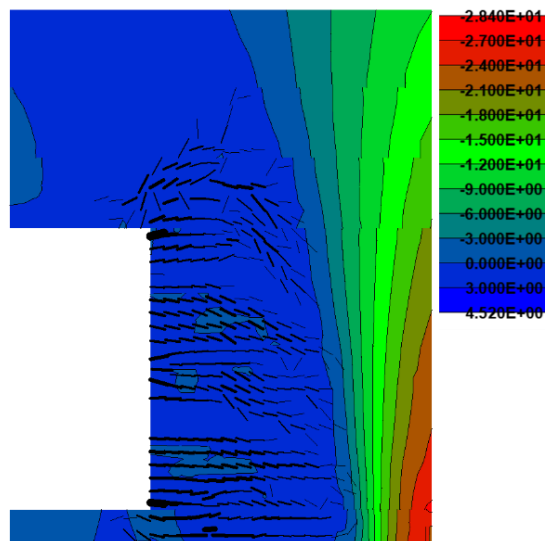


ד. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה E (m)



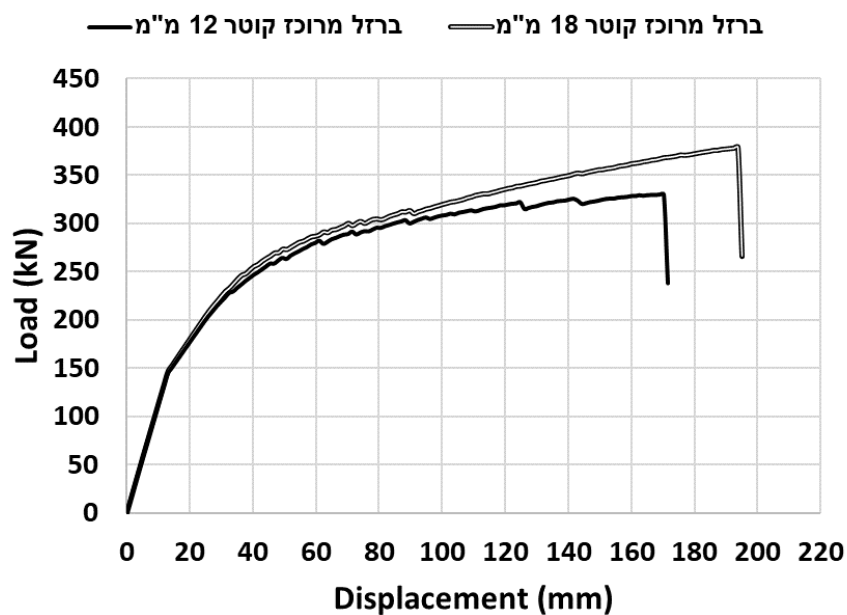
ג. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה C (m)

איור מספר 71 - שלבי התפתחות הנזק בקיר דגל מלא.



תמונת המאמצים בבטון בנקודה E (MPa)
איור מספר 71 - שלבי התפתחות הנזק בקיר דגל מלא.
המשך

באיור מספר 72 מוצגת השוואת עקומי כוח-הזזה של קירות דגל להם כמויות ברזל אורכי מרוכז שונות בקצוות הקיר (קוטר 12 מ"מ וקוטר 18 מ"מ). ההשוואה מצביעה על כך שהגדלה של כמות הפלדה המרוכזת בקצוות הקיר מגדילה את ערך הכוח המרבי ב-15% וערך ההזזה בה מתפתח כוח מרבי זה גדלה ב-9.5%.



איור מספר 72 - השפעת כמות הברזל המרוכז בקצוות קיר דגל על עקום כוח-הזזה

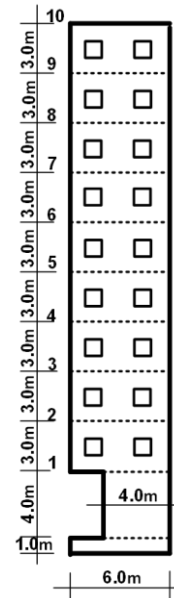
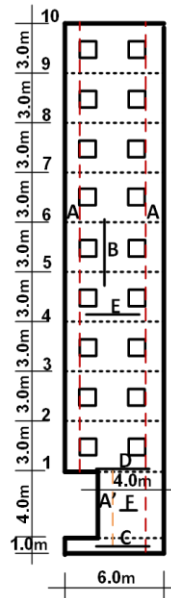
4.4.3 מודל קיר דגל עם פתחים

בדומה לחקירה של קיר מלא וקיר על שני עמודי תמך גם בקיר דגל נבחנה השפעת פתיחת פתחים לחלונות במבנה העילי. גאומטרית המודל ופרוט הברזל מוצגים באיור מספר 73.

פרטי הברזלים נבחנו במודלים השונים:

C	B	A, A'
2*10* ϕ 10	2 ϕ 8@200	2*5* ϕ 12
F	D	2*5* ϕ 14
ϕ 8@200	3* ϕ 18	2*5* ϕ 16
ϕ 8@100	E	2*5* ϕ 18
ϕ 12@100	ϕ 8@200	

*סימון הפלדה הינה לקוטר לא לסוג הפלדה



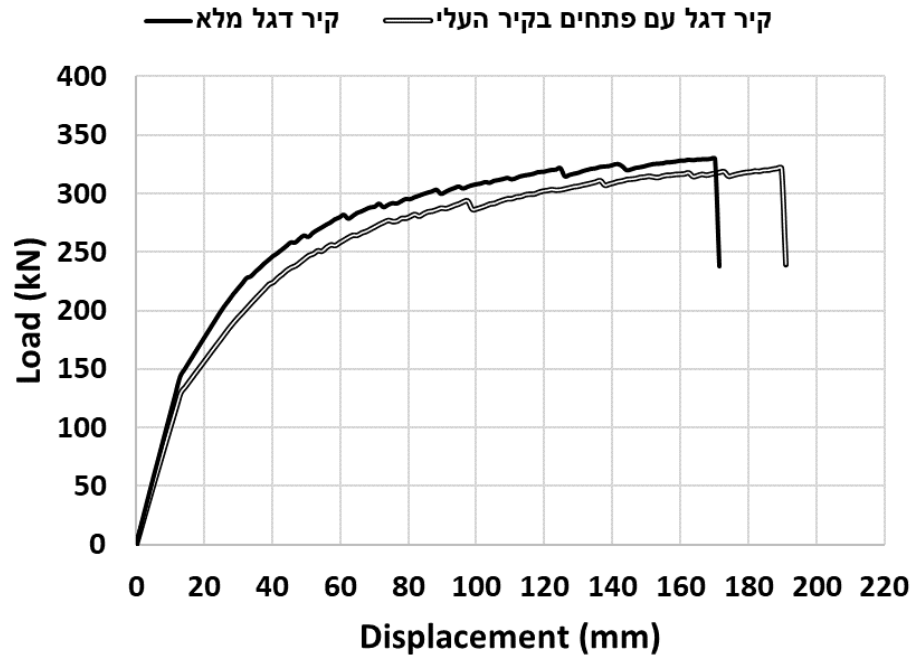
ב. הגדרת סוגי הברזלים בקיר דגל עם פתחים

א. גאומטרית קיר דגל מלא עם פתחים

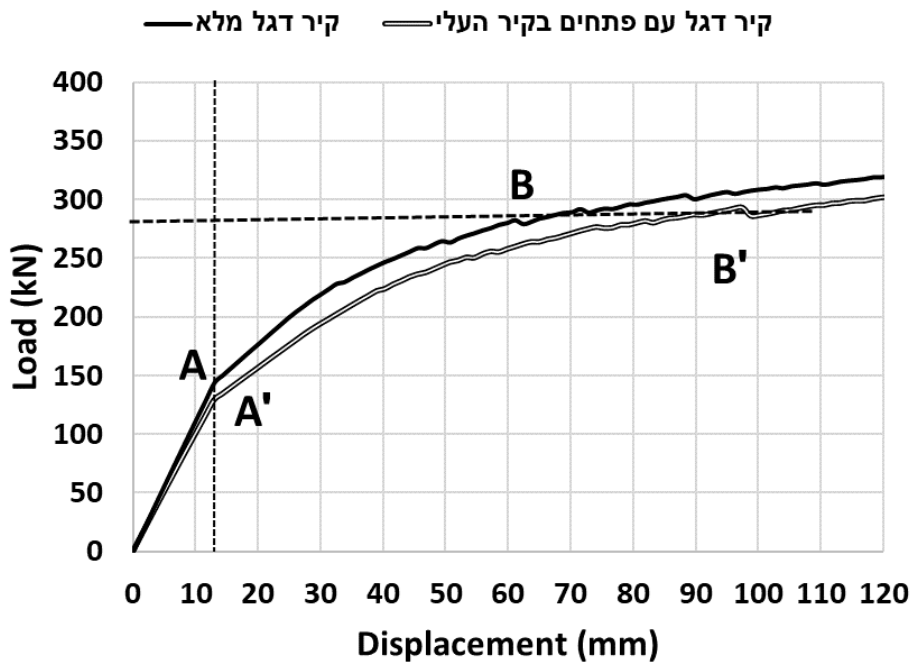
איור מספר 73 - מודלים של קירות "דגל" עם פתחים.

באיור מספר 74 מוצגת השוואה של עקומי כוח-הזזה עבור מודל של קיר דגל מלא וקיר דגל עם פתחים. באיור, עקום כוח-הזזה של קיר דגל מלא מסומן בקו שחור והעקום של קיר דגל עם פתחים מסומן בקו אפור. נקודות A ו-B הינן נקודות על עקום כוח-הזזה של קיר דגל מלא ונקודות A' ו-B' על העקום של קיר דגל עם פתחים. מההשוואה מתקבלות המסקנות הבאות:

- בחינה של ההתנהגות הגלובלית בעזרת עקום כוח-הזזה מצביעה על כך שפתיחת הפתחים לחלונות מקטינה את קשיחות הקיר. הפחתה זו גורמת לכך שהכוח המרבי בכשל הינו נמוך ב-2.5% וכוח זה מתפתח בהזזה הגדולה ב-11% (איור מספר 74).
- בתחום בו שיפוע עקום כוח-הזזה ליניארי קיימת התלכדות בין העקומים של קיר דגל מלא וקיר דגל עם פתחים לחלונות אך חשוב לציין שהתחום הליניארי מסתיים בערך כוח נמוך יותר בעקום קיר דגל עם פתחים אך בהזזה זהה (איור מספר 74), זאת בניגוד להתנהגות של קיר מלא בו פתיחת המתפתחים לא השפיעה על ערך הכוח המרבי אלא רק על ההזזה בה התקבל.
- כאשר מתמקדים בתחום ההזזה עד 120 מ"מ ניתן לראות שנקודות B ו-B' מתפתחות באותה רמת כוח אך ערך ההזזה בה מתפתח כוח זה בעקום של קיר דגל עם פתחים גבוהה ב-5%. התנהגות זו דומה למה שאובחן בקיר מלא בשלב זה של התפתחות הנזק.



א. עקום כוח-הזזה טווח מלא עד 220 מ"מ.

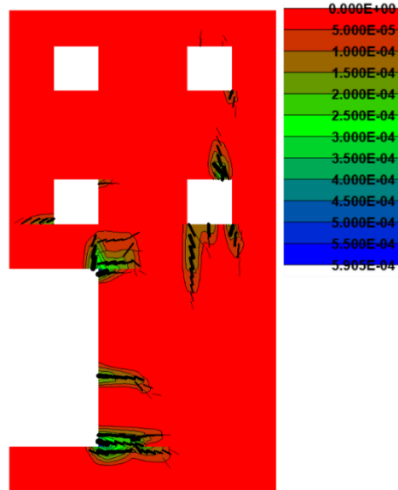


ב. עקום כוח-הזזה עד 120 מ"מ

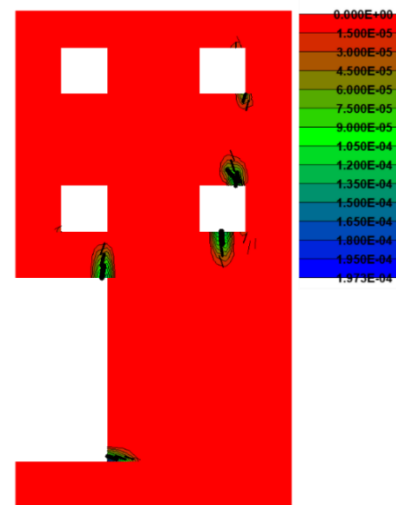
איור מספר 74- השוואת עקומי כוח-הזזה מודלים של קיר דגל מלא וקיר דגל עם פתחים

באיור מספר 75 מוצגים שלבי התפתחות הנזק בקיר דגל עם פתחים לחלונות. כאשר עוקבים אחרי התפתחות הנזק ניתן להגיע למסקנות הבאות:

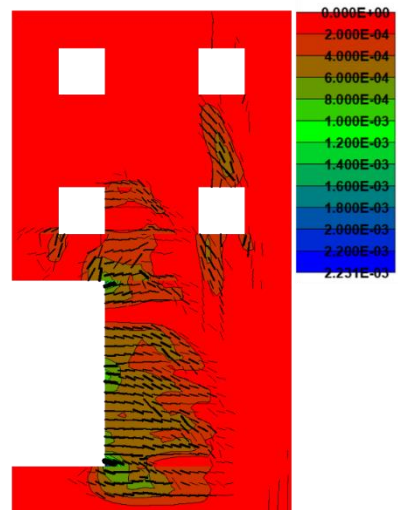
- הסדיקה הראשונה מתפתחת תחילה כסדקי גזירה ליד הפתח בשורה הראשונה בהתאמה לשלבי התפתחות הסדיקה בשני המודלים האחרים של קירות עם פתחים (קיר מלא וקיר על 2 עמודי תמך) ורוחב הסדקים בתחום המותר על ידי התקינה. סדיקה זו לא משנה את שיפוע העקום שנשאר לינארי גם אחרי התפתחותה.
- בנקודה A המאפיינת במעבר לשיפוע לא לינארי של עקום כוח-הזזה מתפתחים סדקי כפיפה בתחתית הקיר ומיד לאחר מיכן בהתפתחות סדקים בחלק העליון של הקיר בקומת הקרקע באזור המעבר מאורך קצר של חתך הקיר בקומת הקרקע לאורך חתך קיר ארוך יותר של המבנה העילי (איור מספר 75א).
- בנקודה B מאופיינת בהקטנת השיפוע הלא לינארי של עקום כוח-הזזה. הקטנה זו נובעת בהתפתחות סדקי כפיפה במרכז הקיר של קומת הקרקע והגדלה במקביל של אזורי הסדיקה בקצוות הקיר (בחלקו התחתון אזור הנזק כולל כ-45% מרוחב הקיר) כמוצג באיור מספר 75ב.
- באיור מספר 75ג מוצגת רמת הנזק המתפתח בנקודה C בה קיימת שוב התמתנות ברורה של שיפוע עקום כוח-הזזה. במצב זה רוב הקיר קומת הקרקע סדוק עד למחצית רוחב הקיר ולרוב גובהו. בחלק העליון של הקיר בנקודת המעבר בין אורך חתך קיר הקצר בקומת הקרקע לאורך חתך גדול יותר במבנה העילי קיים אזור סדיקה נרחב ביותר הכולל גם התפתחות פרק פלסטי המלווה בהתפתחות סדק גזירה עד הפתח בשורה הראשונה. במקביל מתפתח סדק גזירה משמעותי בין שתי שורות הפתחים. סדיקה דומה אובחנה בניסויים המתוארים בפרק 2.
- הכשל מתפתח (איור מספר 75ד) כאשר למלא גובה הקיר בקומת הקרקע קיימת סדיקה משמעותית. בתחתית ובראש הקיר בקומת הקרקע מתפתח פרק פלסטי והמאמץ בתחום הלחוץ של הבטון מגיע לכניעה כפי ניתן לראות באיור מספר 75ה.



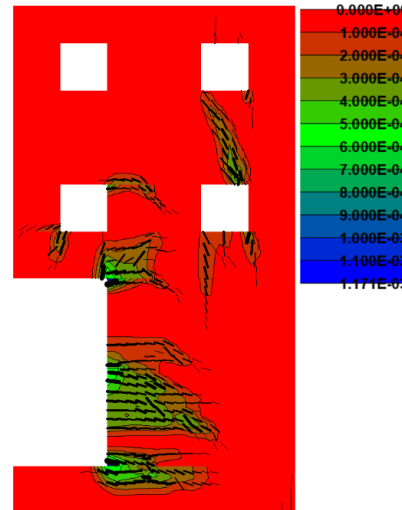
ב. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A' (m)



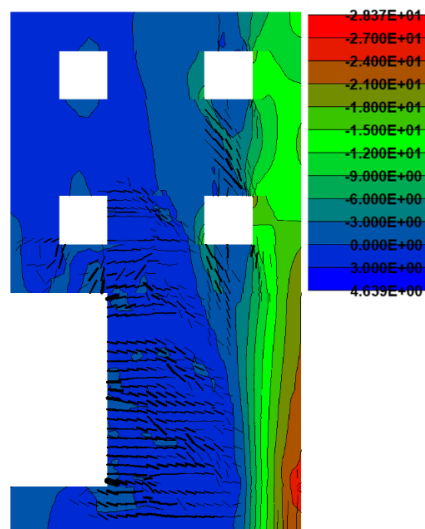
א. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה A (m)



ד. תמונת הסדיקה ורוחבה לפני כשל (m)



ג. תמונת הסדיקה ורוחבה בנקודה C (m)



ה. תמונת המאמצים הציריים בבטון לפני כשל (MPa)
איור מספר 75 - שלבי התפתחות נזק בקיר דגל עם פתחים לחלונות.

5. אנליזות לא לינארית - מבנה תלת ממדי מרחבי

5.1 מבוא

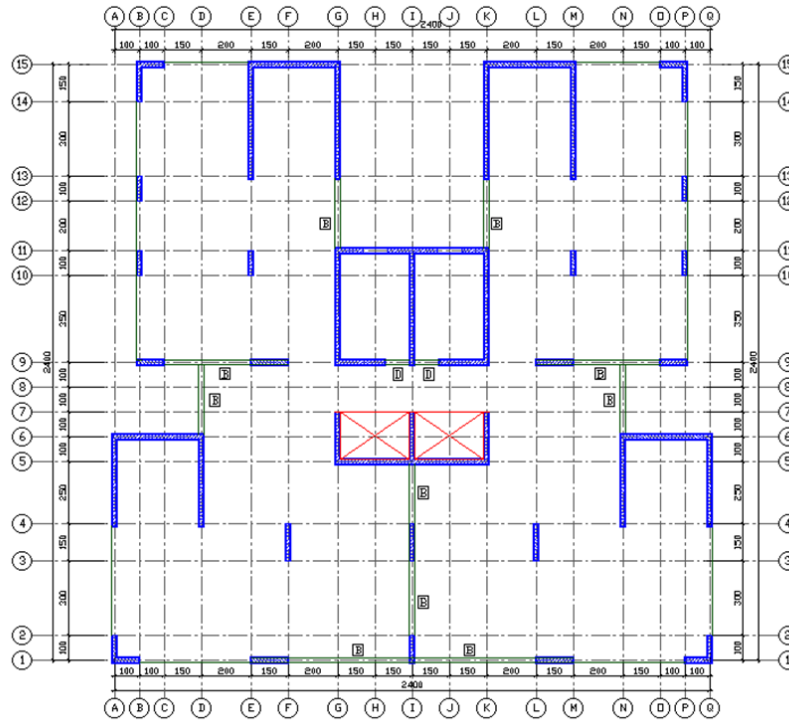
במסגרת המחקר נבחר לבדיקה מייצגת מבנה מגורים טיפוסי שנבחן באנליזה מודלית בפרק 3. במבנה 4 דירות בקומה, בכל דירה ממ"ד לו קירות יצוקים, חדר מדרגות ופירי מעליות הכללים קירות יצוקים מבטון. המבנה בין 18 קומות. למבנה קומת קרקע המשמשת לובי כניסה ו-17 קומות מגורים. מבנה זה מייצג צורת בניה טיפוסית בארץ.

תקרות המבנה הינן תקרות מקשיות ללא קורות בעובי של 22 ס"מ (סוג תקרה נפוץ ביותר בבניית מבנה מגורים בישראל בשנים האחרונות). עבור מעטפת המבנה נבחנו שני פתרונות קונסטרוקטיביים לאותה האדריכלות כמפורט:

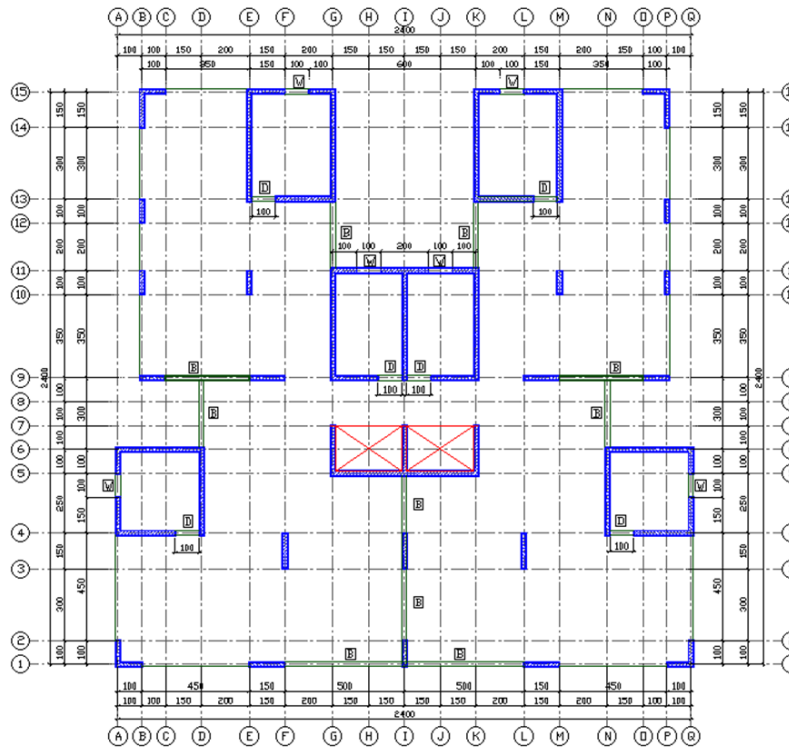
- בפתרון הראשון - מודל מספר 1 בו בנוסף לקירות היצוקים של חדרי הממ"ד, חדרי המדרגות ופירי המעלית מוקמו עמודים במעטפת המבנה ועמוד אחד פנימי בכל אחת מהדירות. כאשר בקומות הטיפוסיות המעטפת החיצונית של המבנה אינה כוללת קירות יצוקים. המודל מוצג באיור מספר 76.

- בפתרון השני - מודל מספר 2 בו בנוסף לקירות היצוקים של חדרי הממ"ד, חדרי המדרגות ופירי המעלית כל קירות מעטפת חיצונית של המבנה בקומה הטיפוסית הוגדרו כקירות בטון מזוין יצוקים ובכל דירה מוקם עמוד פנימי. בקומת הקרקע קירות המעטפת החיצונית היצוקים של המבנה העילי נתמכים על אותם העמודים שהוגדרו במודל מספר 1. הפיתרון מוצג באיור מספר 77.

באיור מספר 76 מוצגות התוכניות של מבנה מודל מספר 1. בתוכניות המבנה הקירות היצוקים מסומנים בצבע כחול. חלל חדר המדרגות מסומן באיקס אדום. באיור מספר 77 מוצגות התוכניות של מבנה מודל מספר 2. בתוכניות האלמנטים היצוקים מסומנים בצבע כחול, האלמנטים היצוקים במעטפת מסומנים על ידי שני קווים ירוקים. חלל חדר המדרגות מסומן באיקס אדום.



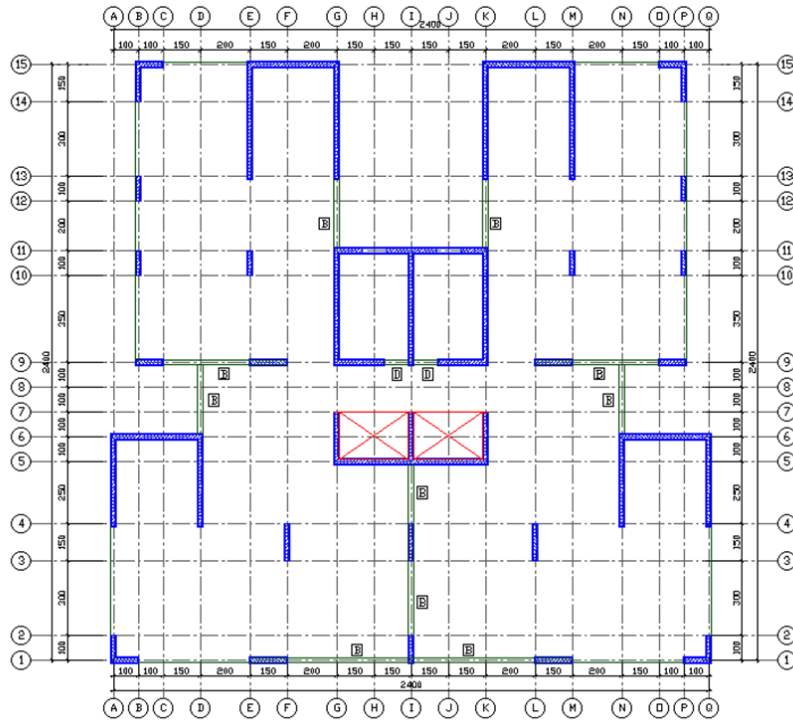
ג. תוכנית קומת קרקע



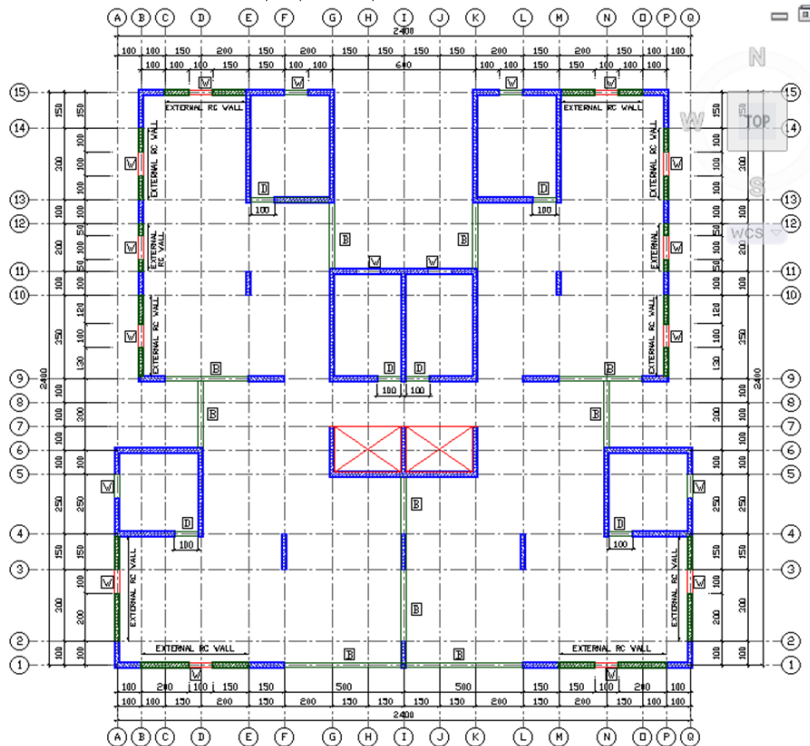
ד. תוכנית קומה טיפוסית
איור מספר 76 - מודל מספר 1

					18
					17
					16
					15
					14
					13
					12
					11
					10
					9
					8
					7
					6
					5
					4
					3
					2
					1
					500

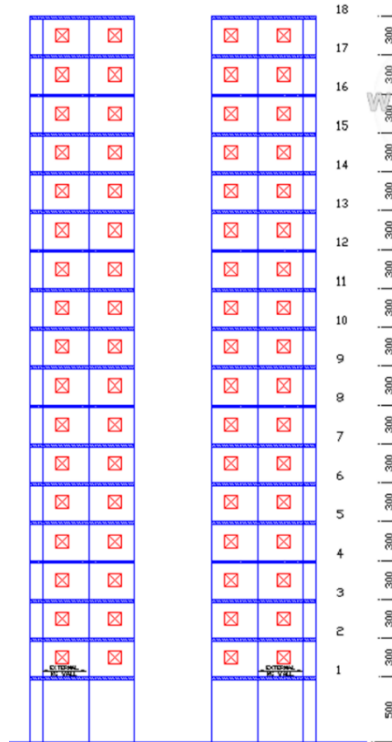
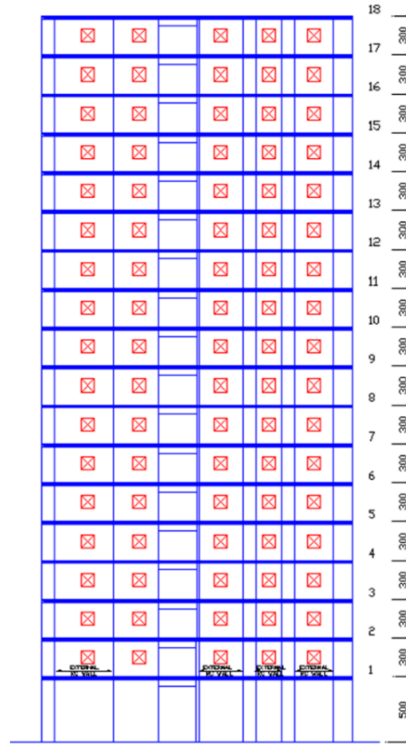
ה. מבט על חזית בציר 1
 איור מספר 76 - מודל מספר 1
 המשך



א. תוכנית קומת קרקע



ב. קומה טיפוסית
איור מספר 77- מודל מספר 2



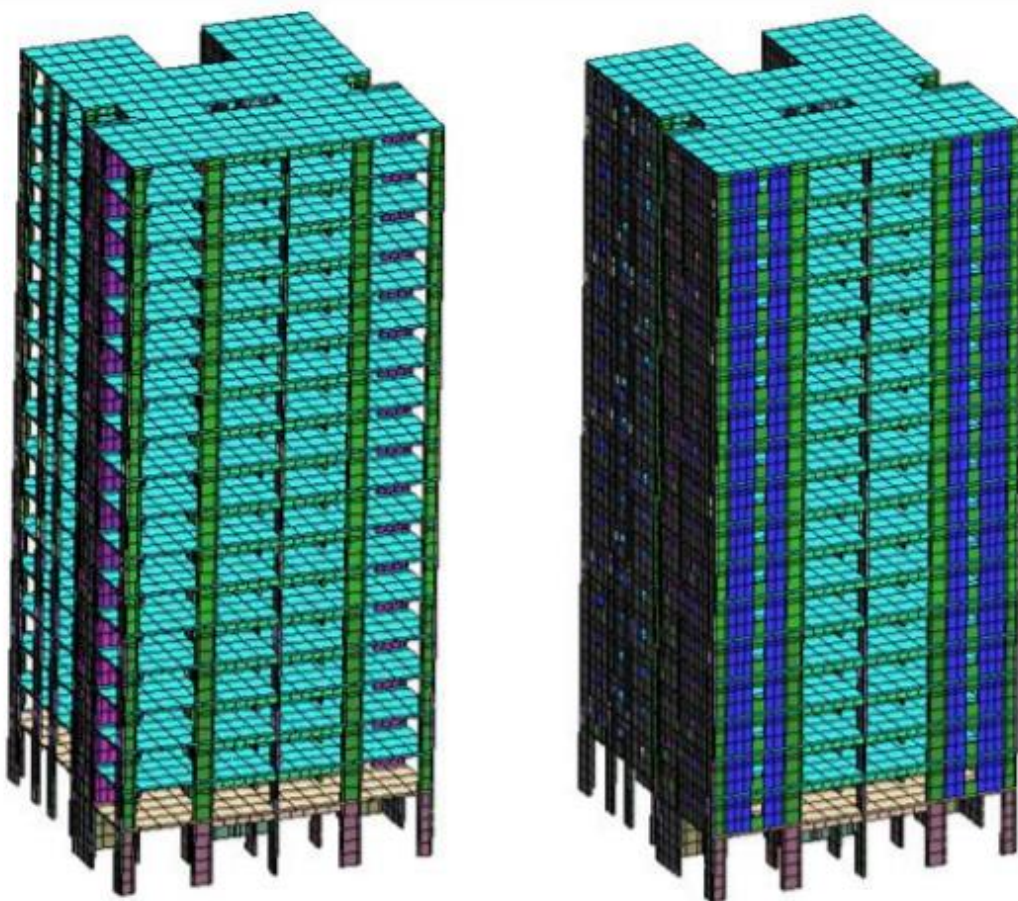
איור מספר 77- מודל מספר 2.

5.2 תיאור המודלים החישוביים

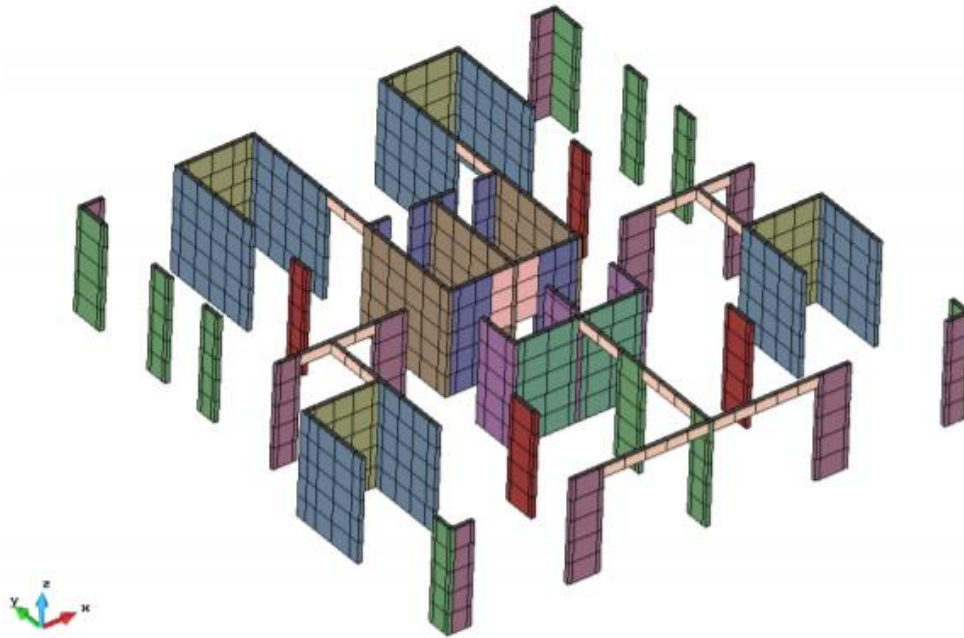
5.2.1 כללי

המודלים הנומריים פותחו במערכת ATENA Science simulation. במערכת זו המודל הנומרי נבנה בתוכנת GiD (version 14.0.1) ולאחר מכן בוצעה אנליזת דחיפה לא לינארית, בתוכנת מחשב של אלמנטים סופיים ATENA (version 5.6.1). המודלים עבור שני הפתרונות מוצגים באיור מספר 78 (איור מספר 78 א מוצג מבנה ללא קירות יצוקים במבנה העילי (מודל מספר 1) ואיור מספר 78 ב מוצג מבנה עם מעטפת קירות יצוקים עם פתחים במעטפת המבנה העילי (מודל מספר 2)).

באיור מספר 79 ואיור מספר 80 מוצגים בהגדלה האלמנטים בקומת הקרקע ובקומה הטיפוסית במודלים השונים, איור מספר 79 עבור מודל מספר 1 ואיור מספר 80 עבור מודל מספר 2.

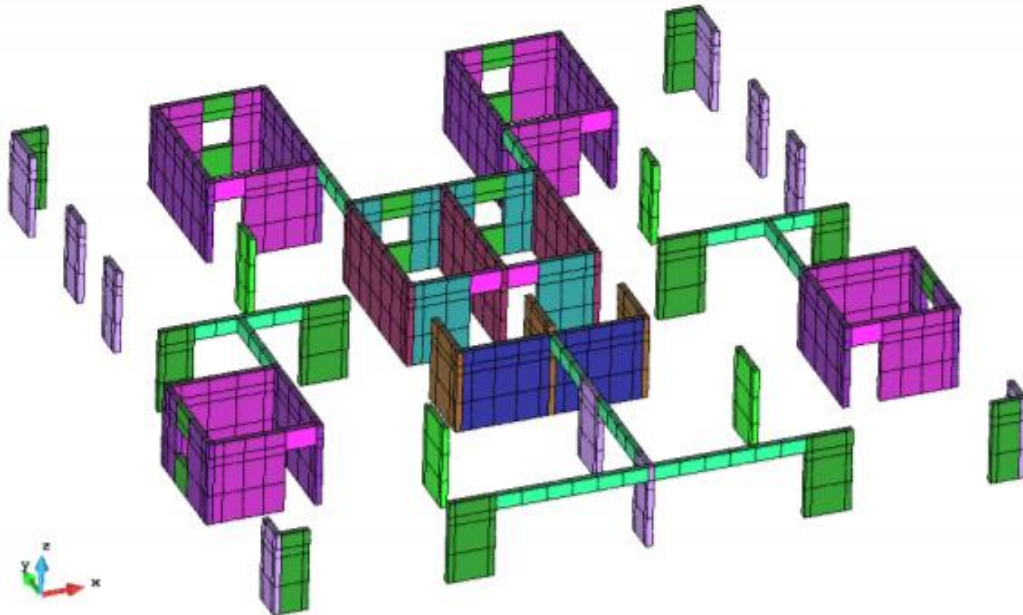


א. מודל 1
 ב. מודל 2
 איור מספר 78 - תיאור המודל של המבנה עבור הפתרונות השונים



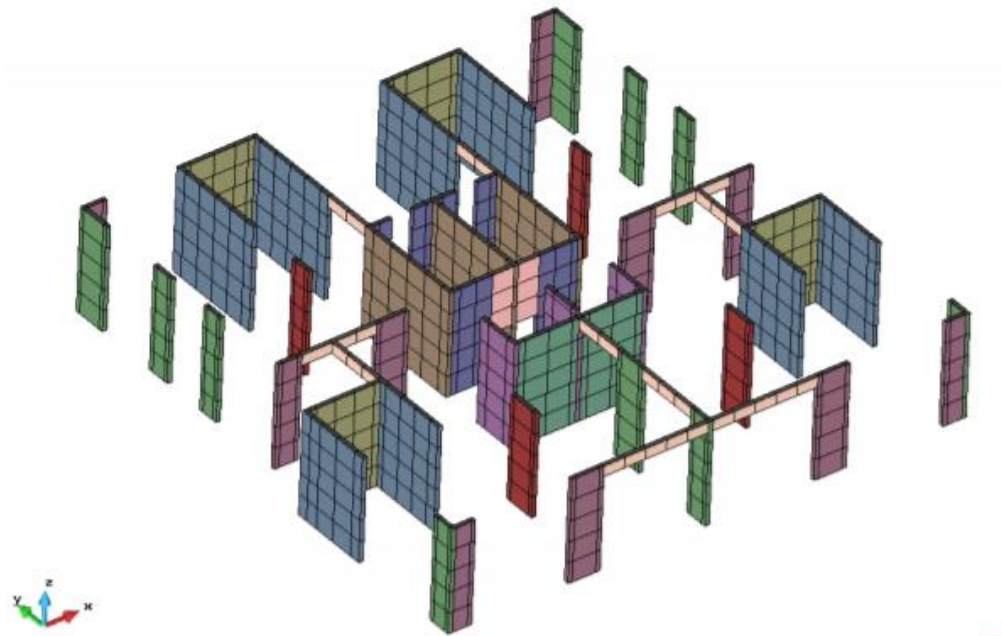
GID

א. תיאור האלמנטים הנושאים בקומת הקרקע



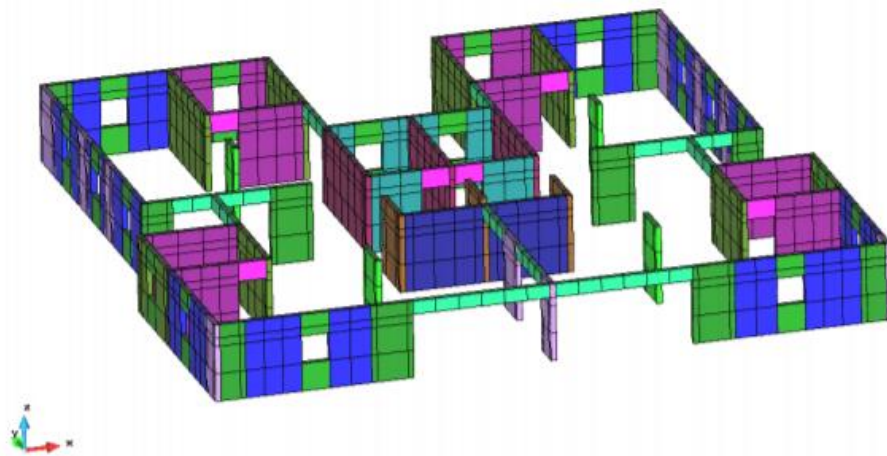
GID

ב. תיאור האלמנטים הנושאים בקומה הטיפוסית
איור מספר 79 - אלמנטים נושאים מודל מספר 1



GID

א. תיאור האלמנטים הנושאים בקומת הקרקע



GID

ב. תיאור האלמנטים הנושאים הקומה הטיפוסית
איור מספר 80 - אלמנטים נושאים מודל מספר 2.

5.2.2 תכונות חומרים וכמויות פלדה

חוזק הבטון המקובל למבני מגורים שנבנים בשנים האחרונות במדינת ישראל הינו בטון מסוג ב-30 או ב-40 להם חוזק בטון אופייני בלחיצה של 30MPa ו-40MPa בהתאמה. מאחר ותוכנת ATENA הינה תוכנה בין לאומית תכונות החומרים בה מוגדרים לפי התקן הארופאי EC2. לפי תקן ישראלי 466 מקדם המעבר בין חוזק הבטון לתכן המוגדר על ידי גליל לפי התקן הארופאי (המספר הראשון בהגדרת חוזק הבטון בטבלה מספר 11 בתקן EC2) לבין חוזק הבטון המוגדר על ידי התקן הישראלי תקן 466 חלק 1 (חוזק הבטון מוגדר על ידי קוביה בגודל 100 מ"מ) הינו 0.7. לכן חוזק הבטון לפי התקן הארופאי המייצג טווח חוזקי הבטון בארץ נקבע לבטון C25/30 (בטון ב-30 תואם לחוזק תכן לפי התקן ארופאי של 21MPa וחוזק בטון ב-40 תואם לחוזק בטון לתכן לפי התקן הארופאי של 28MPa). תכונות הבטון באנליזה מרוכזות בטבלה מספר 11.

טבלה מספר 11 - תכונות האלמנט הסופי מבטון במודלים

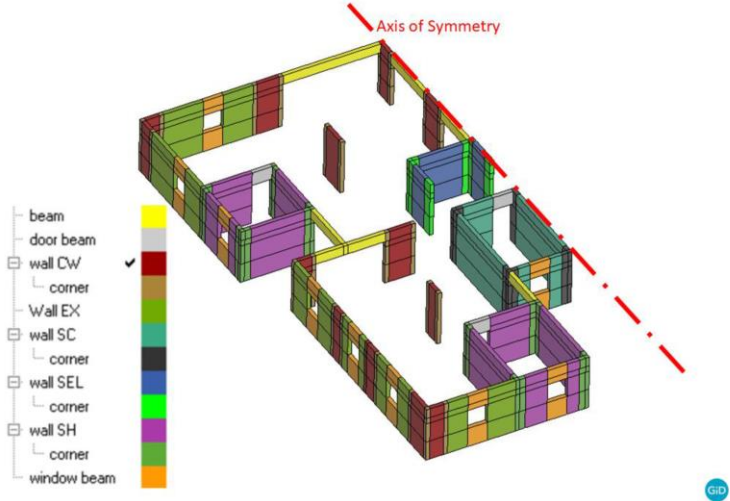
ערך	בטון C25/30
CC3DonLinCementitious2	אלמנט
31,000	מודול יאנג E (MPa)
33	חוזק לחיצה אופייני f_c (MPa)
2.5	חוזק מתיחה לסדיקה f_t (MPa)
$G_f = 73 * f_c^{0.18}$	אנרגיית השבר
0.2	מקדם פואסון
-0.0010049	עיבור פלסטי ϵ_{cp} כאשר קיים f_c
200 מ"מ	גודל אגרגט מירבי

תכונות פלדת הזיון באלמנטים הנושאים שהוגדרו באנליזה מוצגים בטבלה מספר 12 וכמויות הפלדה באלמנטים הנושאים מרוכזות בטבלה מספר 13.

טבלה מספר 12 - תכונות הפלדה לזיון

ערך	תכונות הפלדה
210000	מודול יאנג E (MPa)
550	חוזק הנזילה f_y (MPa)
578	חוזק המתיחה f_t (MPa)

טבלה מספר 13 - כמויות הפלדה באלמנטים הנושאים.

		
הגדרת שמות האלמנטים השונים עלתוכנית חצי קומה		
ברזל אורכי		מיקום
פסיעה (מ"מ)/קוטר (מ"מ)	למטר/שטח ברזל (mm^2/m)	
20/150	0.000754	קיר CW – קומות 1-6
20/150	0.000754	קיר CW – קומות 7-12
20/150	0.000754	קיר CW – קומות 13-18
16/100	0.002011	פינת קיר CW קומות 1-6
14/100	0.001539	פינת קיר CW קומות 7-12
12/100	0.00113	פינת קיר CW קומות 13-18
12/150	0.000754	קיר SH קומות 1-6
10/150	0.000518	קיר SH קומות 7-12
8/150	0.000332	קיר SH קומות 13-18
18/150	0.00167	פינת קיר SH קומות 1-6
16/150	0.00132	פינת קיר SH קומות 7-12
14/150	0.00101	פינת קיר SH קומות 13-18
12/200	0.00565	קיר SC קומות 1-6
10/200	0.00392	קיר SC קומות 7-12
8/200	0.00251	קיר SC קומות 13-18
18/150	0.00169	פינת קיר SC קומות 1-6
16/150	0.00134	פינת קיר SC קומות 7-12
14/150	0.00103	פינת קיר SC קומות 13-18

0.000565	12/200	קיר SEL קומות 1-6
0.000392	10/200	קיר SEL קומות 7-12
0.000251	8/200	קיר SEL קומות 13-18
0.00134	16/150	פינת קיר SEL קומות 1-6
0.00103	14/150	פינת קיר SEL קומות 7-12
0.000754	12/150	פינת קיר SEL קומות 13-18
0.000793	10/200 16/50	קיר EX קומות 1-6
0.000687	10/200 14/50	קיר EX קומות 7-12
0.000477	10/200 12/50	קיר EX קומות 13-18
0.000332	8/150	קורה מעל חלון
0.000332	8/150	קורה מעל דלת
0.000201	8/250	קורה
ברזל רוחבי		מיקום
למטר/שטח ברזל (mm^2/m)	פסיעה (מ"מ)/קוטר (מ"מ)	
0.000565	12/200	קיר CW ופינות בקומות 1-6
0.000565	12/200	קיר CW ופינות בקומות 7-12
0.000251	8/200	קיר CW ופינות בקומות 13-18
0.000754	12/150	קיר SH ופינות בקומות 1-6
0.000518	10/200	קיר SH ופינות בקומות 7-12
0.000332	8/200	קיר SH ופינות בקומות 13-18
0.000565	12/200	קיר SC ופינות בקומות 1-6
0.000392	10/200	קיר SC ופינות בקומות 7-12
0.000251	8/200	קיר SC ופינות בקומות 13-18
0.000565	12/200	קיר SEL ופינות בקומות 1-6
0.000565	10/200	קיר SEL ופינות בקומות 7-12
0.000251	8/200	קיר SEL ופינות בקומות 13-18
0.000793	12/200	קיר EX בקומות 1-6
0.000697	10/200	קיר EX בקומות 1-6
0.000251	8/200	קיר EX בקומות 1-6
0.000904	12/125	קורה מעל חלון
0.000904	12/125	קורה מעל דלת
0.000308	14/500	קורה

5.2.3 תנאי קצה ומצבי העמסה

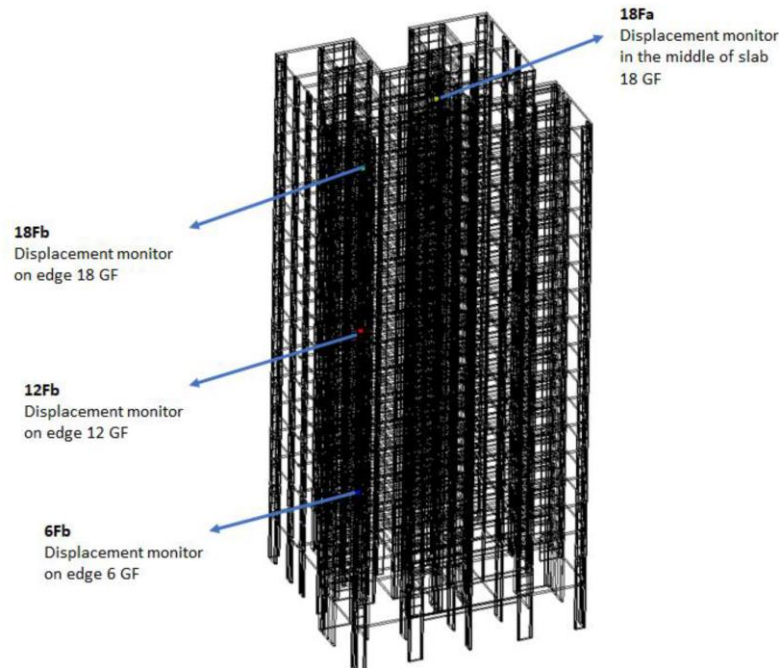
במודלים שנבחנו במסגרת החקירה תנאי הקצה בכל האלמנטים הקיימים בקומת הקרקע הוגדרו כסמכים קבועים.

העומסים שהופעלו על המבנה כללו :

- משקל עצמי של כלל האלמנטים האנכיים והאופקיים. במודל ללא קירות יצוקים במעטפת נלקח בחשבון עומס קיר במעטפת החיצונים כעומס נוסף.
- עומס קבוע נוסף על התקרות $\Delta g = 4 \text{ kN/m}^2$, עומס זה כולל עומס ריצוף, חול, מחיצות, טיח וכד'.
- עומס שימושי $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$, התואם את ערך העומס השימושי במבנה מגורים לפי תקן ישראלי 412.
- עומס הדחיפה הוגדר כעומס אופקי במפלסי התקרות. במסגרת החקירה הוגדר עומס אופקי זה כמשתנה לינארית לגובה ההמבנה בשני הכיוונים (linear distribution). בפועל נעשתה גם סדרה של אנליזות לעומס אופקי קבוע (uniform distribution). שתי צורות העומסה זו באנליזות דחיפה נדרשים לביצוע לפי התקינה האירופאית. בסגרת הדו"ח הוצגו התוצאות עבור בשתנות לינארית.

בכדי לאפשר לקבוע את הערכים עבור עקום כוח גזירה בבסיס המבנה-להזזה (יכונה בהמשך הפרק עקום כוח-הזזה) נדרש להגדיר מוניטורים למדידת כוח והזזות. המוניטורים שהוגדרו היו :

- מוניטורים של מדידת כוח הוגדרו בבסיס כל האלמנטים של קומת הקרקע, סכום הכוחות היו הכוח הגזירה בבסיס המבנה.
- הוגדרו 3 מוניטורים למדידת ההזזה האופקית : במרכז התקרה של הגג העליון (תקרת קומה 18), בפינת תקרה 18, בפינת תקרה 12, ובפינת תקרה 6 כמתואר באיור מספר 81. בכל האיורים בדו"ח ההזזה הוגדרה כהזזת מרכז תקרה 18.

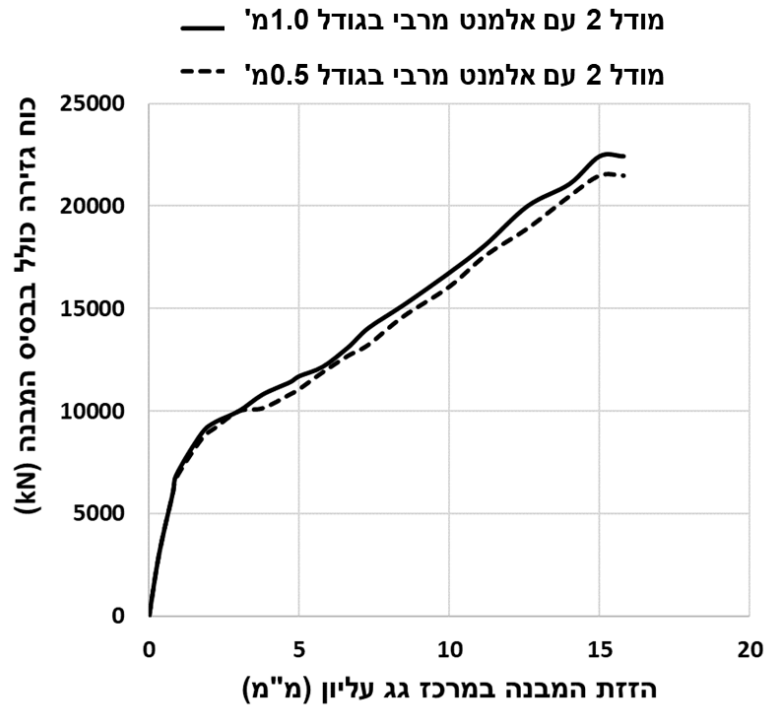


איור מספר 81 - מיקום מוניטורים לצורך חישוב ההזזה האופקית במבנה.

5.2.4 חקירת רגישות התוצאות עקב שינוי בגודל האלמנטים במודל

השלב הראשון של החקירה התמקד בבחינת רגישות התוצאות כתלות בגודל האלמנטים הסופיים שהוגדרו בפתרון המודל. מאחר ומדובר במודל תלת מימדי בו מספר רב של אלמנטים סופיים הדורש משאבי מחשב רבים בכל הרצה, לקביעת גודל האלמנטים במודל יש חשיבות רבה. בחינת רגישות התוצאות התמקדה בהשתנות עקום המייצג את שקול כוחות הגזירה כתלות בהזזה במרכז גג המבנה.

באיור מספר 82 מוצגת השוואה של עקום כוח-הזזה של 2 הרצות מחשב עבור מבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. בהרצה ראשונה גודל האלמנט הסופי הגדול ביותר במודל הוגדר עד 1 מ' (אלמנטים בגודל זה היו בעיקר בתקרות) בעוד שבמודל השני גודל האלמנט המקסימלי הוגדר 0.5 מ' (אלמנטים בגודל זה היו בעיקר בתקרות). מההשוואה ניתן לראות שהקטנה של עד פי 2 בגודל האלמנט המקסימלי אינה משנה את ההתנהגות הכוללת של המבנה.



איור מספר 82 - השוואת עקומי כוח-הזזה עבור גודל אלמנטים שונה.

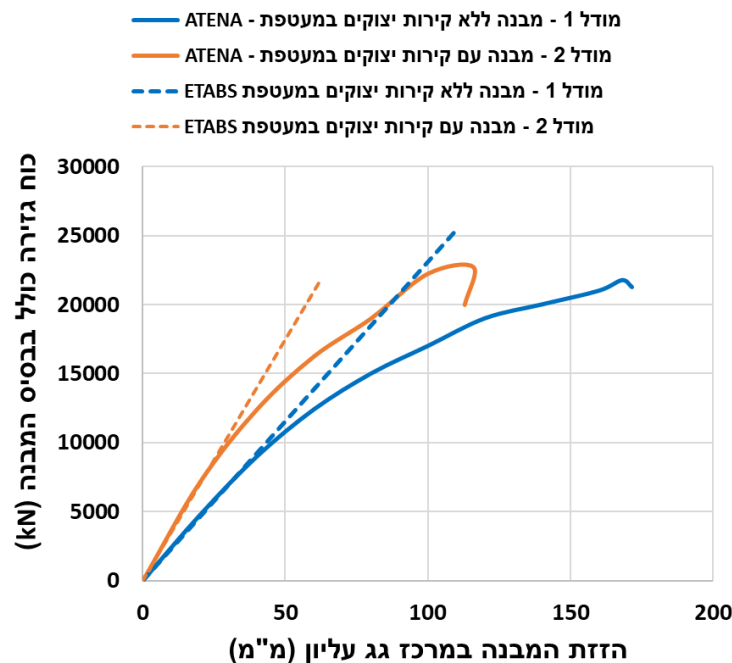
5.3 תוצאות האנליזה

5.3.1 כללי

סידור אלמנטי ההקשחה במבנה שנבחן במסגרת המחקר הינו סידור סימטרי בהתנהגות המבנה לרעידת אדמה בכיוון Y, לעומת סידור לא סימטרי של אלמנטי הקשחה בהתנהגות המבנה לרעידת אדמה בכיוון X. סידור זה של אלמנטי ההקשחה מצביע על כך שלמומנט הפיתול השפעה משמעותית יותר עבור רעידה בכיוון X ולכן ההשוואה בין שני המודלים (מודל מספר 1 ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי ומודל מספר 2 עם קירות במעטפת המבנה העילי) תתמקד תחילה בהתנהגות של המבנה ואלמנטים מסוימים בכיוון X ולאחר מכן תינתן התייחסות להתנהגות המבנים עקב רעידת אדמה בכיוון Y.

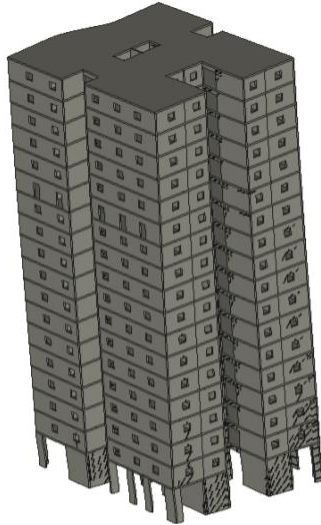
5.3.2 ניתוח תוצאות עקב רעידת אדמה בכיוון X

השוואה של עקום כוח גזירה הכולל בבסיס המבנה להזזת בקצה המבנה מוצגת באיור מספר 83. כאשר בוחנים את התנהגות עקום כוח גזירה כולל בבסיס המבנה להזזת קצה המבנה ניתן לראות שבערך הכוח המירבי יש הבדלים של כ-5.5% אבל בערך ההזזה בה מתקבל ערך מירבי זה ההבדל הינו של כ-30%, זאת אומרת שבמודל מספר 1 (ללא קירות יצוקים בהקף המבנה העילי) מתפתח הכוח המירבי בהזזה הגדולה ב-30% ביחס ללהזזה של מודל מספר 2 בו מעטפת המבנה העילי הינו מקירות יצוקים. התפתחות הזזה יותר גדולה תחת אותו כוח מצביעה התפתחות סדיקה יותר נרחבת ועל התנהגות יותר גמישה.

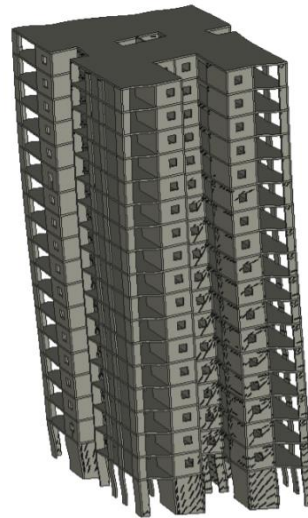


איור מספר 83 - השוואת עקום כוח-הזזה של מודל 1 ומודל 2

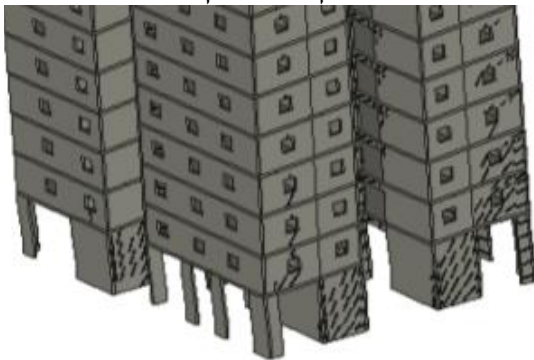
התפתחות הזזות יותר גדולות, מלווה כמובן בהתפתחות סדיקה נרחבת יותר במבנה, כפי במוצג באיור מספר 84. באיור מספר 84 א ובאיור מספר 84 ג מוצגת תמונת הסדיקה בפעול הכוח המרבי עבור מודל מספר 1 (ללא קירות יצוקים במעטפת החיצונית של המבנה העילי) ובאיור מספר 84 ב ואיור מספר 84 ד מוצגת הסדיקה בפעול הכוח המרבי במודל מספר 2 (במבנה לו מעטפת מקירות יצוקים במבנה העילי). ניתן לזהות שהמבנה הגמיש, פיתח הזזות גדולות יותר בעיקר עקב התפתחות סדיקה בקירות ההקשחה לגובה של כמחצית גובה המבנה בעוד שבמבנה הקשיח לו קירות יצוקים בכל מעטפת המבנה העילי התפתחות הסדיקה מצומצמת לגובה של 20% מגובה המבנה והסדיקה קיימת בכל הקירות היצוקים.



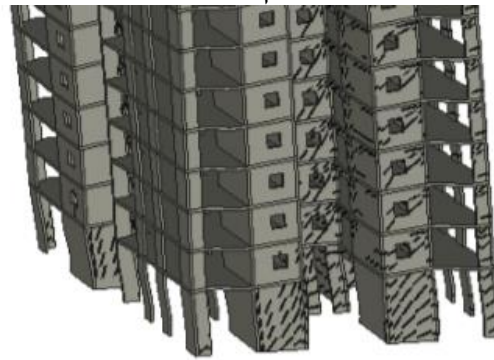
ב. תמונת הסדיקה במבנה עם מעטפת של קירות יצוקים



א. תמונת הסדיקה במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת



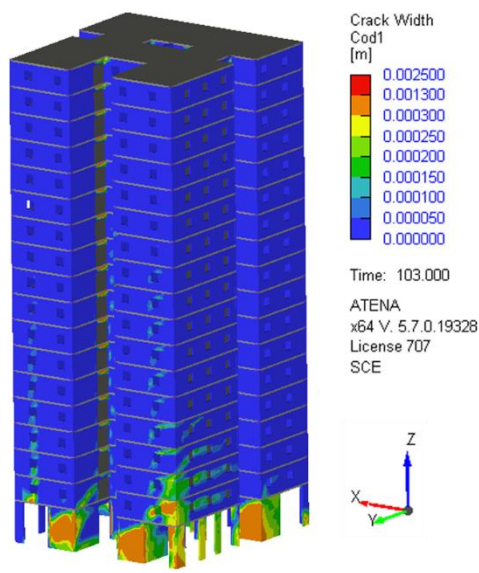
ד. תקריב של תמונת הסדיקה בקומת הקרקע מודל 2



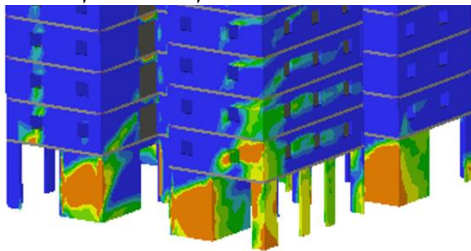
ג. תקריב של תמונת הסדיקה בקומת הקרקע מודל 1

איור מספר 84 - השוואה של תמונת הסדיקה עבור שני המודלים בהזזה מרבית בראש המבנה.

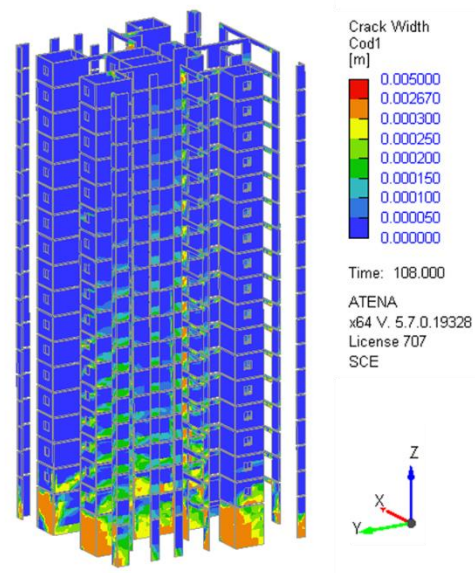
בשלב השני של בחינת תמונת הסדיקה כלל השוואה של רוחב הסדק. באיור מספר 85 מוצגת השוואה של רוחב הסדקים המתפתחים בצעד זמן של ההזזה המרבית בראש המבנה. באיור כל גוון של צבע מייצג רוחב סדק שונה. יש לשם לב שכל הגוונים עד צבע גוון כתום מייצגים רוחב סדק זהה בשני המודלים, אבל ערך רוחב הסדק המתאים לצבע הכתום והאדום גבוה עד פי שניים במודל מספר 2 (במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי איור מספר 85 א ואיור מספר 85 ג). ניתן לזהות התפתחות סדיקה נרחבת וברוחב סדק גדול יותר במבנה הגמיש יותר. התפתחות סדק זו מלווה בהתפתחות ההזזה אופקית גדולה יותר בראש המבנה. חשוב לציין שרוחב סדק בגווני הכחול ירוק הינה בתחום המותר בתקינה.



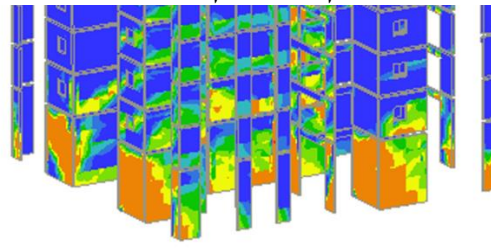
ב. תמונת רוחב הסדקים במבנה עם מעטפת של קירות יצוקים



ד. תקריב של תמונת רוחב הסדקים בקומת הקרקע מודל מספר 2



א. תמונת רוחב הסדקים במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת



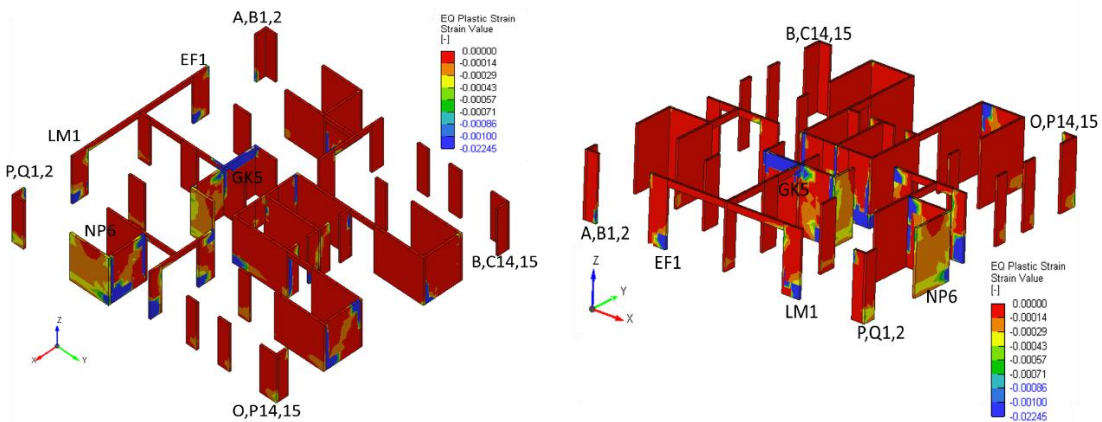
ג. תקריב של תמונת רוחב הסדקים בקומת הקרקע מודל מספר 1

איור מספר 85 - השוואה של רוחב הסדקים - בהזזה מרבית בראש המבנה.

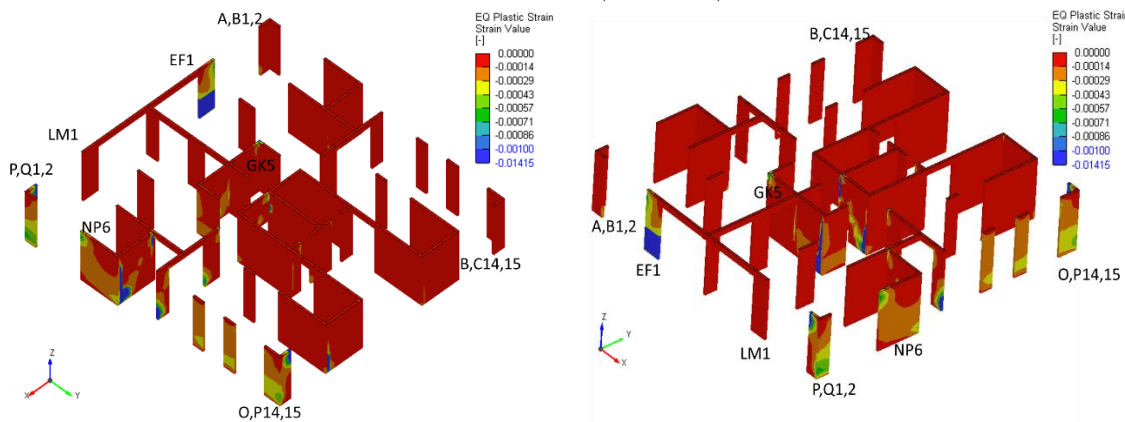
רמת הסדיקה הינה קריטריון לבחינת רמת הנזק בבטון באזור המתוח ולכן ערכי העיבור הפלסטי נבחר כקריטריון לבחינת אזור הנזק באזור הלחוף. באיור מספר 86 מוצגת השוואה של ערכי העיבור הפלסטי בבטון במודלים השונים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע. כפי שמצוין בטבלה מספר 11 ערכו של העיבור הפלסטי בלחיצה בבטון בפעול מאמץ הלחיצה האופייני f_c שווה -0.0010049 . לכן כל גווני הכחול באיור מספר 86 מצינים איזורי מעיכה בבטון. גווני הצבעים בשני המודלים מייצגים את אותו ערך מספרי למעט הערך המרבי. כאשר ערכו של העיבור הפלסטי המרבי המתפתח במודל מספר 1 גבוהים יותר בכ-50% ביחס לעיבור הפלסטי שמודל מספר 2. האלמנטים שערכי העיבורים הפלסטיים בהם בשני סוגי המודלים שונה סומנו על ידי שם הצירים החוצים אותם לפי התוכניות המוצגות באיור מספר 76 ואיור מספר 77 בהתאמה. באיור מוצגת תמונת העיבור הפלסטי משני כיווני התבוננות על המבנה על מנת לאפשר הצגה בהירה של התוצאות.

התפתחות עיבורים הפלסטיים נרחבים בקירות חדרי המדרגות, ממ"דים ופירי המעליות בקומת הקרקע במודל מספר 1 (במבנה ללא קירות יצוקים המבנה העילי) מצביעה על כך שהקירות היצוקים מקבלים את עיקר ההטרדות ולכן מהווים את עיקר מערכת ההקשחה במודל זה. כאשר בוחנים את תמונת

העיבורים הפלסטיים באותם הקירות במודל מספר 2 (במבנה עם קירות יצוקים במבנה העילי), ניתן לזהות שבקירות אלה מתפתחים ערכי עיבור פלסטי נמוכים יותר. לדוגמא כאשר בוחנים את רמת העיבורים בקירות הפנימיים NP6 ו-GK5 ניתן לראות ירידה ברמת העיבור המתפתח בהם במודל מספר 2. ערכים אלה המצביעים על כך שקירות אלה מוטרחים פחות וזאת עקב קבלת חלק יחסי נמוך יותר של הכוח האופקי. הסיבה העיקרית לשינוי בחלוקת הכוחות בין האלמנטי ההקשחה נובע מכך שהקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי משתתפים במערכת ההקשחה.



א. תמונת העיבור הפלסטי בבטון באלמנטים של קומת הקרקע במודל מספר 1 (במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת במבנה העילי)



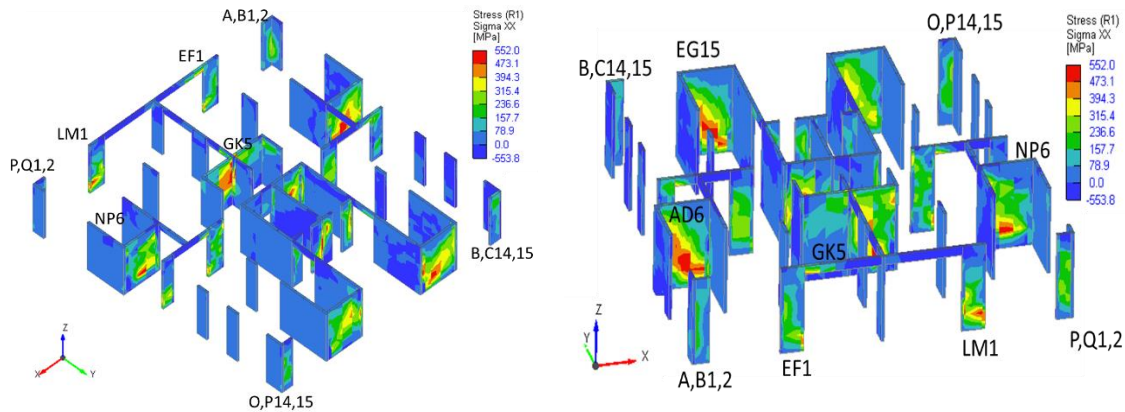
ב. תמונת העיבור הפלסטי בבטון באלמנטים של קומת הקרקע במודל מספר 2 (במבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי)
איור מספר 86- העיבור הפלסטי בבטון בהזזה מרבית בראש המבנה.

קבלת כוחות אופקיים על ידי קירות הבטון במעטפת המבנה העילי הנתמכים על ידי עמודי תמך, יוצרת מומנטי כפיפה בתחתית הקירות (בחלק העליון של קומת הקרקע) כאשר מומנטים אלה מועברים בקומת הקרקע על ידי צמד כוחות הפועלים על עמודי התמך, לכן עמודים אלה מוטרחים בכוחות לחיצה עקב הכוחות האנכיים וכוחות לחיצה/מתיחה עקב המומנטים. עקב כך העמודים מוטרחים פעמים בכוחות לחיצה. במסגרת החקירה נבחנו רמות העיבורים בעמודי תמך A,B1,2, EF1, LM1 ו-P,Q1,2 התומכים את פניות המבנה במודל מספר 1 או תומכים קיר יצוק מעליהם במעטפת המבנה העילי במודל מספר 2. בחינת העיבורים הפלסטיים בעמודים אלה במודל בו אין קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי מצביעה על התפתחות של עיבורים פלסטיים מקומיים מאוד בחלק התחתון של עמודים EF1

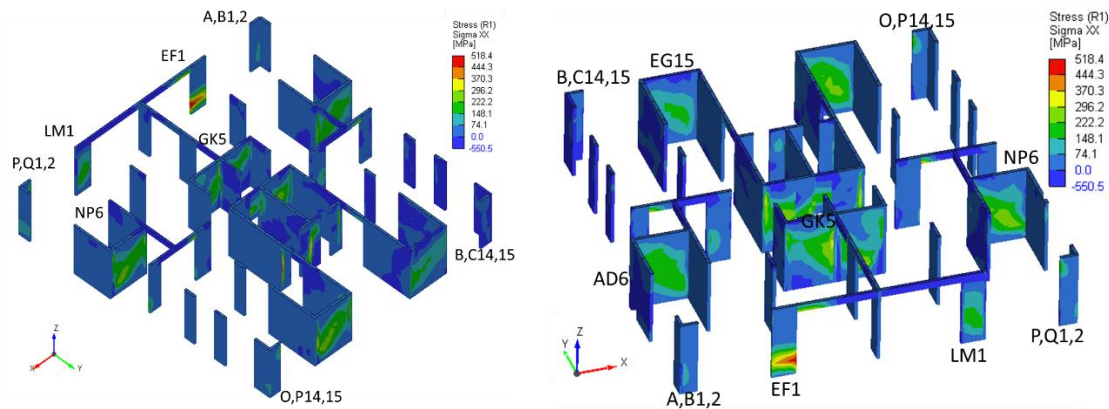
LM1-ו (ראה איור מספר 86א). לאומת זאת כאשר בוחנים שני צמדי עמודי תמך אלה במודל בו הם תומכים קיר יצוק במבנה העילי, ניתן לזהות בכל צמד בעמוד בו מתקבל כוח לחיצה עקב פעולת המומנט המתפתח בקיר העילי היצוק, רמות עיבורים גבוהה מאוד לדוגמא עמוד EF1 (איור מספר 86ב). תופעה זו חוזרת על עצמה בכל פעם שקיר יצוק נתמך על ידי שני עמודים לדוגמא גם עמוד O,P14,15. התנהגות זו נמצאת בהתאמה לממצאים שהתקבלו בחקירה המישורית של קיר על שני עמודים בפרק 4 ופרק 3.

בשלב השני של החקירה נבחנו ערכי המאמצים במוטות הפלדה האופקיים (איור מספר 87) ובמוטות פלדה האנכיים (איור מספר 88) כאשר פועל הכוח המרבי. באיור מספר 87א מוצגת השתנות המאמצים במוטות האופקיים בקומת הקרקע במודל מספר 1 (מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי) ואיור מספר 87ב מוצגת השתנות המאמצים במוטות האופקיים בקומת הקרקע במודל מספר 2 (עבור מבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי). בכל אחד מהמודלים נתנו שני כיווני מבט על האלמנטים לבהירות הצגת התוצאות. בשני המודלים הצבעים השונים מייצגים ערכי מאמץ דומים.

בחינה של התפלגות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים בוצעה לרעידת אדמה בכיוון X בקירות פירי ההקשחה המקבילים לכיוון X (לדוגמא לקירות AD6 ו-EG15). בקירות ניתן לזהות התפתחות מאמצי מתיחה לאורך קו אלכסוני, התפלגות מאמצים המתאימה להתפתחות סדיקה אלכסונית עקב כוחות גזירה. כאשר בקירות אלה המאמצים עוברים את גבול הנזילה של הפלדה ומתקרבים לגבול הכניעה (צבע אדום באיור מספר 87ב). בחינה של המאמצים המתפתחים בקירות הקשחה אלה באיור מספר 87ב מצביע על התנהגות דומה אך רמת המאמצים נמוכה ובחינת שאר האלמנטים מצביעה על רמה דומה של מאמצים ברוב הקירות. ההבדל הגדול הינו בהשתנות המאמצים בעמודי התמך של קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. לדוגמא בחינה של עמוד EF1 מצביעה על התפתחות מאמצי מתיחה נרחבים בבסיס הקיר מאמצים אלה מתקרבים לגבול הנזילה (צבע אדום בבאיור מספר 87ב). השתנות מאמצים זו שונה מאוד מהשתנות מאמצי לחיצה הקיימים במודל בו עמוד זה אינו תומך קיר יצוק במעטפת המבנה העילי. הבדלים אלה נובעים מכך שבמודל בו קיים קיר היצוק במבנה העילי, הקיר משתתף במערכת ההקשחה לקבלת הכוח האופקי המועבר ככוח גזירה בעמודי התמך בקומת הקרקע. התפלגות שונה של הכוח האופקי מקטינה את החלק היחסי שכל קיר פנימי יצוק מקבל ולכן רמת המאמצים הקירות אלה קטנה. אך מנגד קיימת הגדלת המאמצים במוטות הפלדה האופקיים בעמודים הנושאים קיר יצוק במבנה העילי, תופעה זו נמצאת בהתאמה למתקבל בחקירה המישורית של קיר יצוק על שני עמודים (ראה פרק 4).



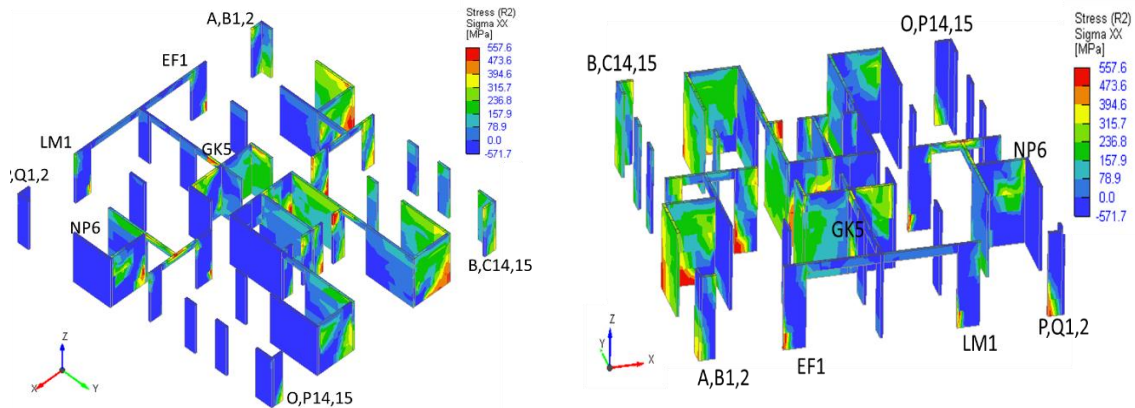
א. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים במודל מספר 1 (במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי)



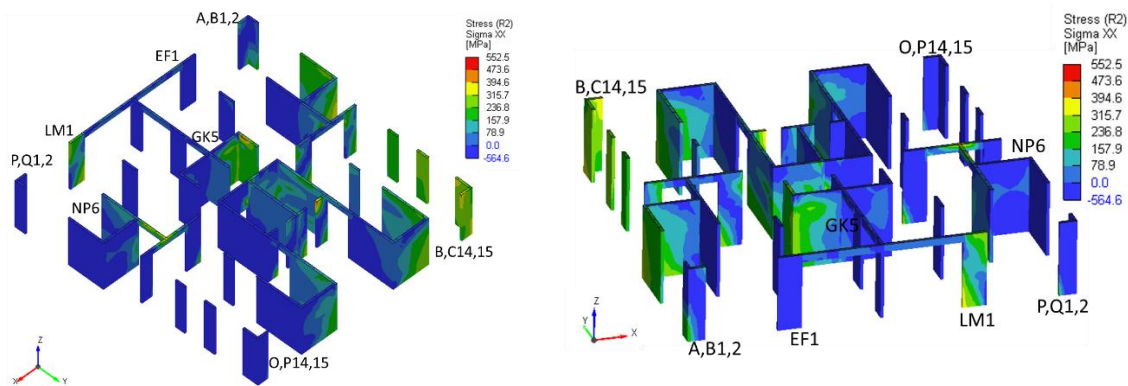
ב. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים במודל מספר 2 (במבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי)
איור מספר 87- השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע

באיור מספר 88 מוצגת השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים. באיור מספר 88 מוצגת ההשתנות המאמצים במוטות האנכיים של אלמנטים בקומת הקרקע של מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי ובאיור מספר 88 מוצגת ההשתנות עבור אלמנטים בקומת הקרקע של מבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. ההשוואה של השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים תתבצע בשני שלבים:

- בשלב הראשון יבחנו המאמצים בקירות היצוקים המשמשים מערכת הקשחה וקיימים בשני המודלים.
 - בשלב השני יבחנו המאמצים בעמודים התמך של הקירות היצוקים במעטפת של המבנה העילי. ההשוואה תבחן את השתנות המאמצים בעמודי התמך אלה בשני המודלים.
- מתמונת השתנות המאמצים במוטות האנכיים בקיר AD4,6 במודל ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי (איור מספר 88) ניתן לזהות מאמצי מתיחה הקרובים מאוד למאמץ הנוזלה (צבע כתום). התנהגות דומה אך ברמת מאמצים מעט נמוכה יותר ניתן לזהות בקירות EG13,15, GK11 ו-GK5.



א. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי



ב. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים במבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי

איור מספר 88- השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע

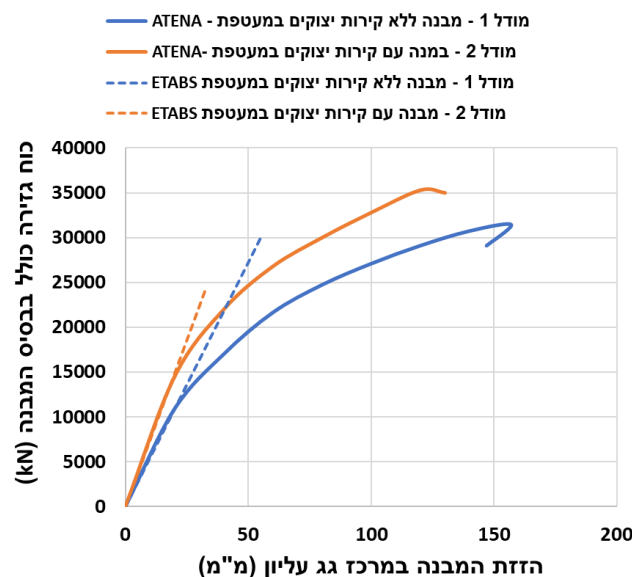
התנהגות זו תואמת את המצופה להתפתחות מאמצי מתיחה מקומיים בבסיס הקיר הנובעים מהתפתחות מומנט כפיפה בבסיס הקירות. כאשר בוחנים מבנה בו קיימים במעטפת המבנה העילי קירות יצוקים לדוגמה קירות EG13,15 ו-GK5 באיור מספר 88, ניתן לראות מאמצי מתיחה אך ברמה מאמצים נמוכה יותר עקב כך שהכוחות האופקיים הפועלים על קירות אלה קטנים ואיתם מומנטי הכפיפה בבסיס הקירות. כאשר בוחנים עמודי תמך B,C,14,15 ו-LM1 ניתן לזהות במבנה בו עמודים אלה תומכים קירות יצוקים מאמצי מתיחה גדולים יותר לכל תחום גובה העמוד (בניגוד למאמצי לחיצה באיור מספר 88). הסיבה להתפתחות מאמצים אלה נובעת מההטרחה השונה הפועלת על עמודים אלה במודלים השונים. במבנה בו אין קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי עמודים אלה מקבלים בעיקר כוח אנכי גרביטציוני ומעט מאוד כוח אופקי היוצר מומנט כפיפה בבסיס העמוד שבעטיו נוצרת מתיחה מקומית בבסיסו ורק מצד אחד. לעומת זאת כאשר עמודים אלה הינם חלק מצמד עמודי תמך לקיר יצוק במבנה העילי המשתתף במערכת ההקשחה במבנה העילי ולכן נושא כוחות אופקיים גדולים יותר, הקיר מפתח בבסיסו מומנט כפיפה. מומנט זה הופך בבסיס הקיר (בחלק העליון של העמוד) לצמד כוחות כאשר בכל צמד עמודים תומכים אחד העמודים מוטרח בכוח המתיחה. כאשר כוח המתיחה גדול מהכוח הלחיצה הצירי עקב הגרביטציה נשאר בעמד כוח מתיחה משתייר היוצר מאמצי

מתיחה אחידים בעמוד. תוצאות אלה נמצאות בהתאמה למתקבל בחקירה המישורית של קיר על שני עמודים (ראה 4 פרק 4). אותה תופעה ניתן לזהות גם בעמודים B12,13 ו-B10,11 בהם ניתן לזהות רק מאמצי מתיחה (באיור מספר 88).

בחינה של מאמצים בעמוד EF1 באיור מספר 88 מצביעה על התפתחות מאמצי לחיצה ברוב גובה העמוד למעט מתיחה מקומית בבסיס הקיר הנובעת מהתפתחות מומנט כפיפה. כאשר בוחנים עמוד זה באיור מספר 88 ניתן לזהות התפתחות מאמצי לחיצה משמעותיים הגדולים ממאמצי הנזילה ומתקרבים למאמצי הכניעה וזאת עקב הטרחת העמוד בכוח לחיצה נוסף הפועל בעמוד זה עקב המומנט המתפתח בבסיס הקיר היצוק העילי אותו תומך עמוד זה. התנהגות הינה בהתאמה למאמצים הפלסטיים שהתפתחו בבטון בעמוד (איור מספר 86).

5.3.3 ניתוח תוצאות עקב רעידת אדמה בכיוון Y

באיור מספר 89 מוצגת השוואה של עקום כוח גזירה כולל בבסיס המבנה להזזת קצה המבנה של המודלים השונים. כאשר בוחנים את איור מספר 89 ניתן לראות שבערך הכוח המירבי יש הבדלים של כ-13% (הפרש גבוהה מהמתקבל בכיוון X), אבל ההבדל בערך ההזזה בה מתקבל ערך מירבי זה הינו של כ-17% (הפרש נמוך מהמתקבל בכיוון X), זאת אומרת המודל ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי מפתח הכוח המירבי בהזזה הגדולה ב-17% ביחס לפיתרון בו מעטפת המבנה העילי מקירות יצוקים. התפתחות ערכי הזזה גבוהה יותר מצביעה על התנהגות גמישה יותר של המבנה אך הכוח המרבי עצמו נמוך יותר.



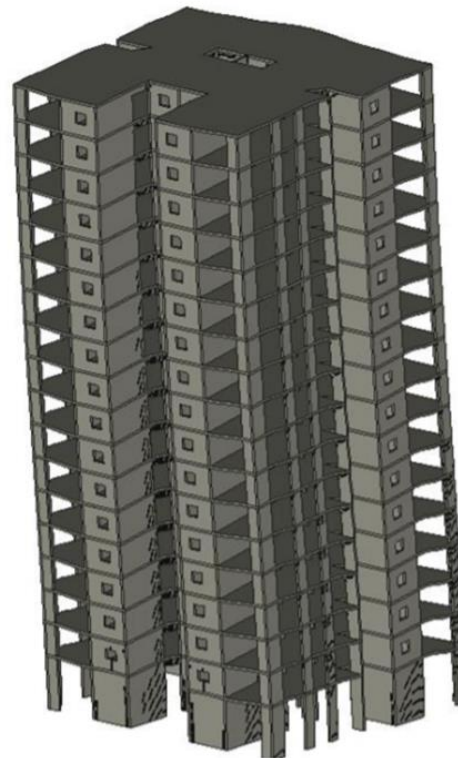
איור מספר 89 - השוואת עקום כוח-הזזה של מודל 1 ומודל 2 עבור רעידת אדמה בכיוון Y

התפתחות הזזות יותר גדולות מלווה כמובן בהתפתחות סדיקה נרחבת יותר במבנה כפי במוצג באיור מספר 90. איור מספר 90 ואיור מספר 90 מוצגת הסדיקה בפעולת הכוח המרבי עבור מבנה ללא קירות

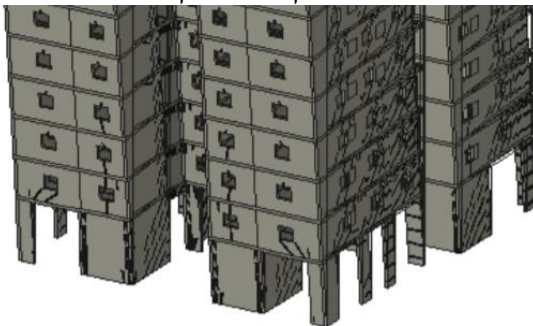
יצוקים במעטפת החיצונית (מודל 1) ובאיור מספר 90 ואיור מספר 90 מוצגת הסדיקה בפעול הכוח המרבי במבנה לו מטפת מקירות יצוקים (מודל 2). במבנה הגמיש יותר, עיקר הסדיקה מתפתחת בקירות קומת הקרקע אך ניתן לזהות סדיקה נרחבת גם בעמודים עד לגובה של כ-6 קומות. במבנה לו מעטפת חיצונית של קירות יצוקים (באיור מספר 90 ואיור מספר 90) הכוח המרבי גבוה בכ-13% ועקב כך קיימת סדיקה יותר נרחבת הקיימת גם בקירות קומת הקרקע וגם במבנה העילי. אך בשני המודלים רוחב הסדקים קטן משמעותית מרוחב הסדקים המתפתחים כאשר הכוח פועל בכיוון X.



ב. תמונת הסדיקה במבנה עם מעטפת של קירות יצוקים

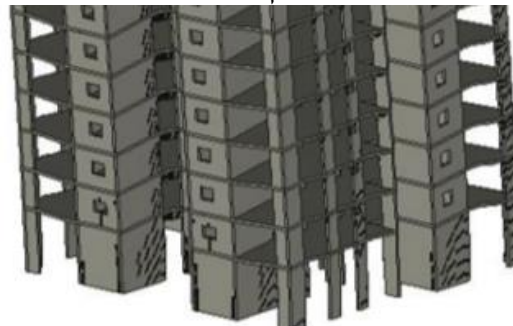


א. תמונת הסדיקה במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת

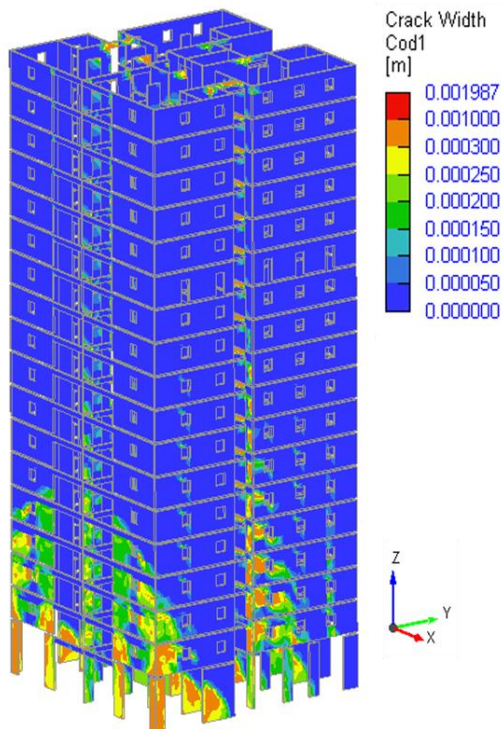


ד. תקריב של תמונת הסדיקה בקומת הקרקע מודל 2

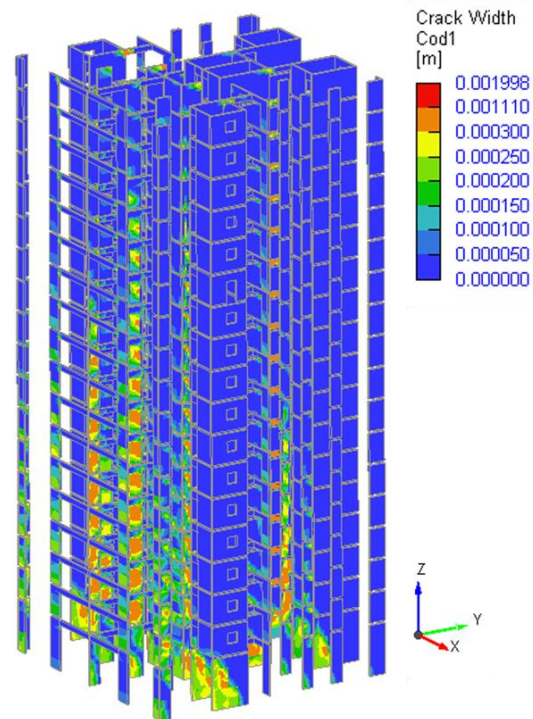
איור מספר 90 - השוואה של התפתחות הסדיקה בהזזה מרבית בראש המבנה.



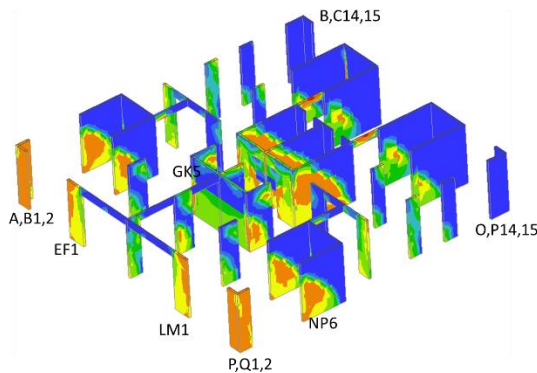
ג. תקריב של תמונת הסדיקה בקומת הקרקע מודל 1



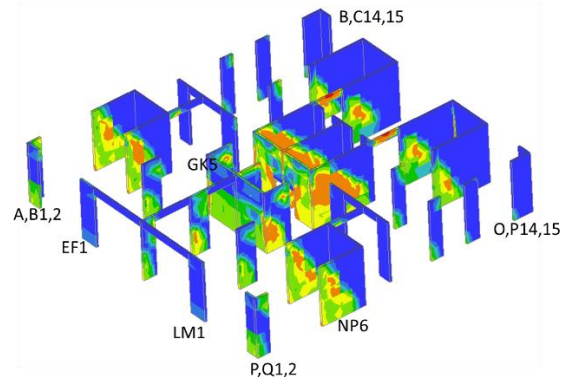
ב. רוחב הסדק במבנה עם מעטפת של קירות יצוקים



א. רוחב הסדק במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת



ד. תקריב של רוחב הסדק בקומת הקרקע מודל 2



ג. תקריב של רוחב הסדק בקומת הקרקע מודל 1

איור מספר 91 - השוואה של התפתחות הסדקה בהזזה מרבית בראש המבנה.

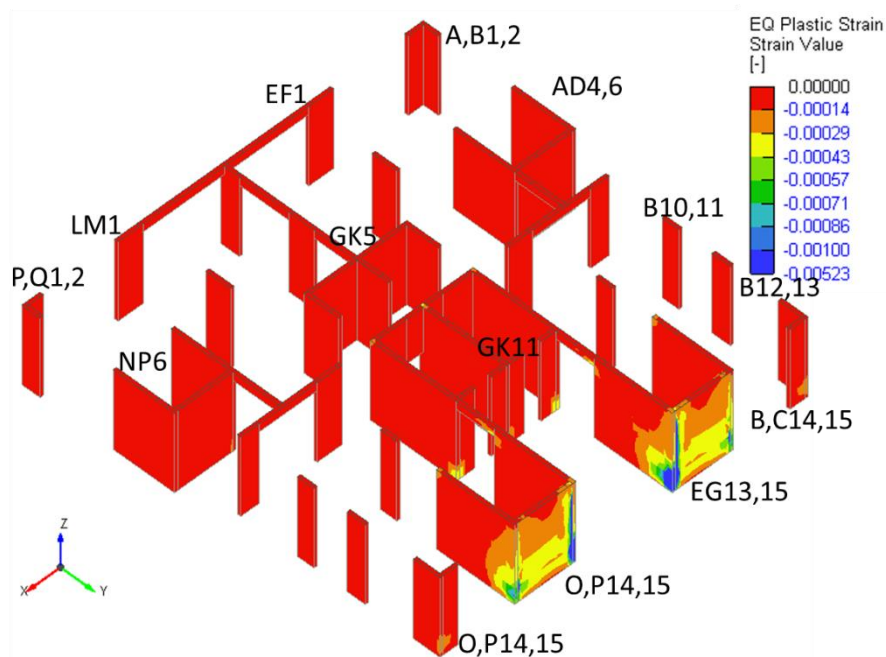
בשלב השני של בחינת הסדיקה נערכה השוואת לרוחב הסדיקה המתפתחת, כאשר כל גוון צבע מייצג רוחב סדיקה שונה, אך בשני המודלים כל צבע מייצג את אותו רוחב. באיור מספר 91 מוצגת השוואה של רוחב הסדקים המתפתחים בפעול הכוח המרבי. בשני המודלים כל גוון צבע מייצג רוחב סדק זהה למעט מערכי הרוחב הסדיקה של גווני כתום ואדום. במבנה לו קירות יצוקים במבנה העילי ניתן לזהות התפתחות סדיקה בשלוש הקומות התחתונות, כאשר רמת הסדיקה באלמנטים של קומת הקרקע נרחבת יותר. ההבדל העקרוני הגדול ניתן להבחנה כאשר בוחנים את העמודים בהיקף המבנה. במבנה בו אין קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי הסדיקה בעמודים אלה ברוחב קטן ולרוב בתחום התקני. אך כאשר בוחנים עמודים אלה (במיוחד הקיצונים בחזית השמאלית המקבילה לכיוון X) במבנה בו

עמודים אלה תומכים קירות יציקים במעטפת המבנה העילי, ניתן לזהות צבע כתום המאפיין סדיקה מאוד רחבה. סדיקה זו נובעת מכוח מתיחה נוסף בו מוטרחים עמודים אלה עקב המומנט המתפתח בקיר היצוק העילי אותו הם תומכים.

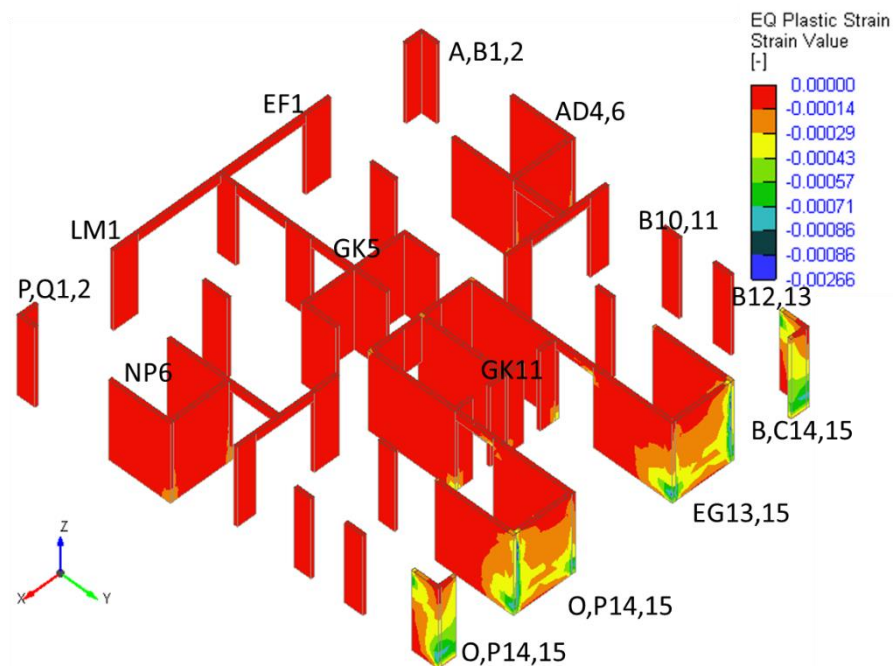
באיור מספר 92 מוצגת השוואה של ערכי העיבור הפלסטי בבטון במודלים השונים באלמנטים הנושאים בקומת הקרקע. כפי שמצוין בטבלה מספר 11, ערכו של העיבור הפלסטי בלחיצה בבטון בפעול מאמץ הלחיצה האופייני f_c שווה 0.0010049-. כל גווני הצבעים מייצגים את אותו ערך עיבור בשני המודלים למעט הערך המירבי (הצבע הכחול). כל גווני הכחול באיור מספר 92 מייצגים איזורי מעיכה בבטון. כאשר הצבע הכחול המייצג את ערכו של העיבור הפלסטי המרבי אשר גובה בכ-90% יותר במודל של מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. ערכי העיבור הגבוהים במודל 1 ביחס למודל 2 מצביעים על חלוקת כוחות שונה בין המודלים ובהקטנה של הכוח היחסי אותו נשאים גרעיני ההקטנה במודל 2.

האלמנטים שהתנהגותם בשני סוגי המודלים שונה סומנו על ידי שם הצירים החוצים אותם לפי התוכנית המוצגת באיור מספר 76 באיור מספר 77 בהתאמה. בחינה של השתנות העיבור הפלסטי בקירות O,P14,15 ו-EG13,15 מצביע על הקטנה משמעותית של רמות העיבור במבנה בו המעטפת המבנה העילי הינה קירות יצוקים אף שהכוח המירבי בו מתפתחים עיבורים אלה גדול בכ-13% (איור מספר 92). הסיבה להקטנה בעיבורים נובעת מהקטנה של ההטרדות בקיר עקב הקטנת הכוח היחסי המועבר לקיר זה. לאומת זאת כאשר בוחנים את עמודים P,Q14,15 ו- B,C14,15 ניתן לזהות שינוי משמעותי ביותר. בניגוד למבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי בו ערכי העיבורים מאוד נמוכים לכל גובה העמוד, במבנה בו מעטפת החיצונית הינה קירות יציקים (הנתמכים על עמודים אלה) המתפתח בהם עיבורים מאוד גבוהים ולכל גובה העמוד. הסיבה להתפתחות עיבורים אלה נובעת מכוח הלחיצה הנוסף בו מוטרחים עמודים אלה עקב התפתחות צמד כוחות להעברת המומנט שנוצר בקיר היצוק העילי המשתתף בקבלת הכוח האופקי. התנהגות זו הנמצאת בהתאמה מלאה לחקירה בדו מימית שבוצע בקיר על שני עמודים (ראה פרק 4).

התפתחות העיבור הפלסטי מצביעה על כך שהקירות היצוקים במודל 1 מהווים את עיקר מערכת ההקשחה במודל ללא קירות יצוקים במעטפת של המבנה העילי ולכן בהם התפתחו עיקר העיבורים ולא בעמודים במעטפת המבנה. כאשר בוחנים את תמונת העיבורים הפלסטים באותם הקירות במודל של המבנה עם קירות יצוקים במבנה העילי ניתן לזהות רמות עיבורים נמוכות יותר וזאת עקב קבלת הטרחה נמוכה הנובעת מחלוקה שונה של הכוח האופקי והשתתפות הקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי במערכת ההקשחה של המבנה. מנגד קבלת כוחות במבנה העילי על ידי קירות הבטון במעטפת, יוצרת מומנט בתחתית כל קיר יצוק (בחלק העליון של קומת הקרקע) כאשר מומנטים אלה מועברים בקומת הקרקע על ידי צמד כוחות לעמודים התומכים אותם. לכן עמודים אלה מוטרחים בכוחות לחיצה עקב המשקל האנכי וכוחות לחיצה/מתיחה עקב המומנט המתפתח בקיר היצוק העילי אותו הם תומכים. בעמודים המקבלים כוחות לחיצה עקב הכוח הגרויטציוני וגם כוח לחיצה עקב המומנט מתפתחים עיבורים פלסטים מאוד נרחבים המצביעים בחלק מהמקרים על הכשל של הבטון במעיכה (לדוגמא עמוד B,C14,15 איור מספר 92).



א. העיבור הפלסטי בבטון באלמנטים של קומת הקרקע במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי.

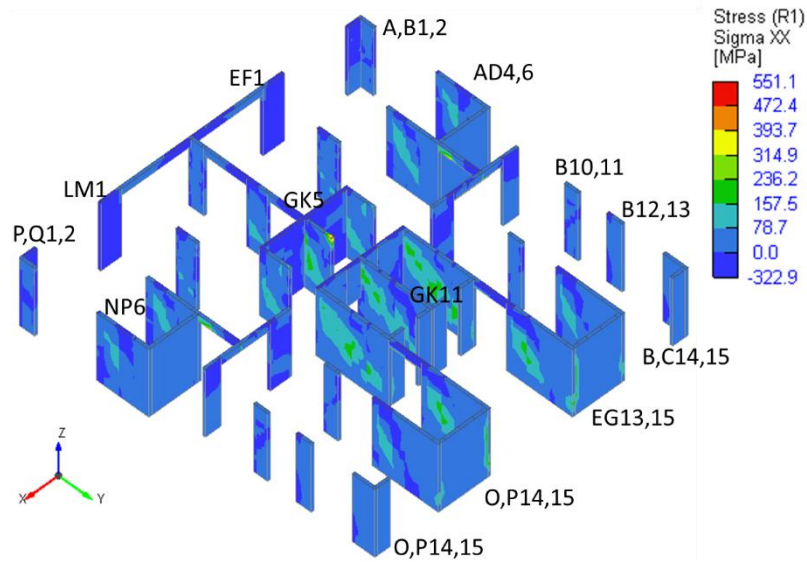


ב. העיבור הפלסטי בבטון באלמנטים של קומת הקרקע במבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי
איור מספר 92 - העיבור הפלסטי בבטון בהזזה מרבית בראש המבנה.

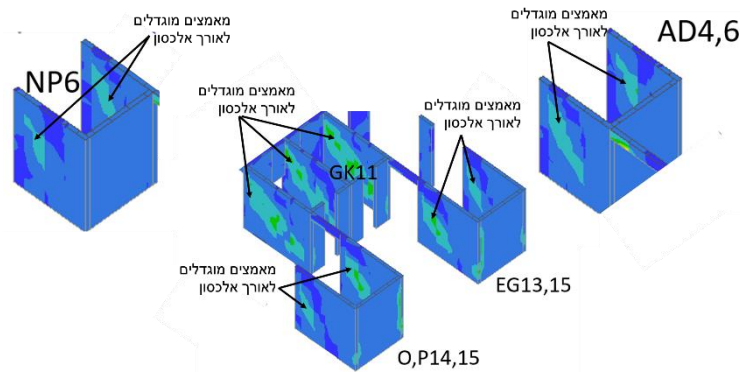
בשלב השני של החקירה נבחנו ערכי המאמצים במוטות הפלדה האופקיים (איור מספר 93) ובמוטות פלדה האנכיים (איור מספר 94) בפועל הכוח המרבי. באיור מספר 93 מוצגת השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים באלמנטים השונים בקומת הקרקע. באיור 18 א מוצגת ההשתנות בקומת הקרקע של מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי ובאיור מספר 93 מוצגת ההשתנות עבור מבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. חקירה של התפלגות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים בכל קירות ההקשחה היצוקים המהווים מערכת ההקשחה כאשר פועלת רעידת האדמה בכיוון Y (כיוון הקיר מקביל לכיוון Y), ניתן לזהות התפתחות מאמצי מתיחה לאורך אלכסוניים, התפתחות מאמצים המתאימה להתפתחות סדיקה אלכסונית עקב הטרחה של כוחות גזירה. איור מספר 93 ניתן לראות הגדלה לדוגמה של המאמצים בחלק מהקירות להם אזור של המאמצים מוגדלים לאורך אלכסון, לדוגמה בקיר AD4,6 לאורך הקיר בצירים A ו-D. אך מאמצים אלה אינם עוברים את גבול הנזילה. בחינה של המאמצים המתפתחים בקירות הקשחה אלה באיור מספר 93 מצביע על התנהגות דומה. ההבדל הגדול הינו בהשתנות המאמצים בעמודים התומכים קירות יצוקים במבנה העילי. לדוגמה בחינה של עמוד A,B1,2 ו-P,Q14,15. בעמודים אלה המאמצים המתפתחים הינם נמוכים במבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי אך ניתן לזהות הגדלה של המאמצים במחצית התחתונה של העמודים עקב הטרחות גבוהות של כוח אופקי כאשר עמודים אלה תומכים קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. זאת עקב הגדלה בכוח התקבל בהם מהקירות היצוקים של המבנה העילי המשתתפים במערכת ההקשחה לכוח האופקי הכולל אותם הם תומכים.

באיור מספר 94 מוצגת השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים בקומת הקרקע בפעול הכוח המרבי. באיור מספר 94 מוצגת ההשתנות בקומת הקרקע של מבנה ללא קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי ובאיור מספר 94 מוצגת ההשתנות עבור מבנה עם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי. ההשוואה של השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים תתבצע בשני שלבים:

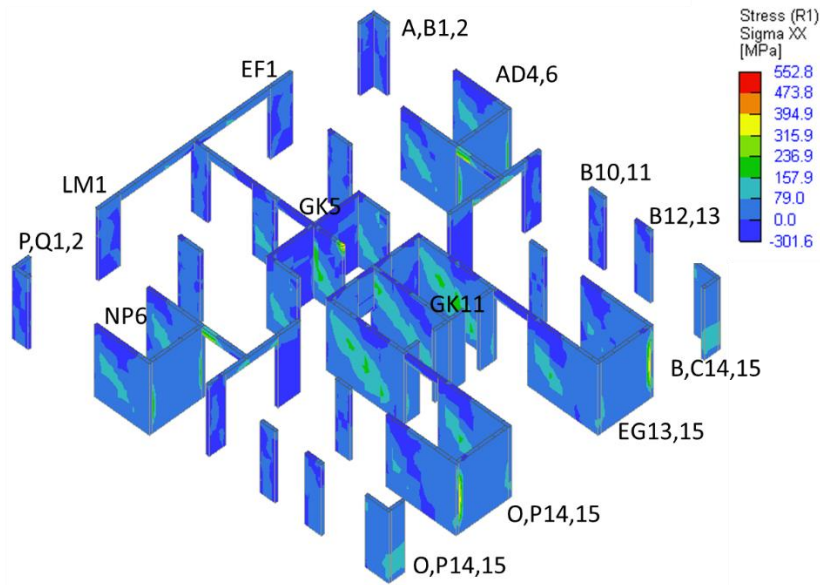
- בשלב הראשון יבחנו המאמצים בקירות היצוקים המשמשים מערכת הקשחה של המבנה במבנה בשני המדלים.
- בשלב השני יבחנו המאמצים בעמודי התמך של הקירות היצוקים בהמעטפת של המבנה העילי. ההשוואה תבחן את השתנות המאמצים בשני המדלים.



א. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים במבנה מודל 1



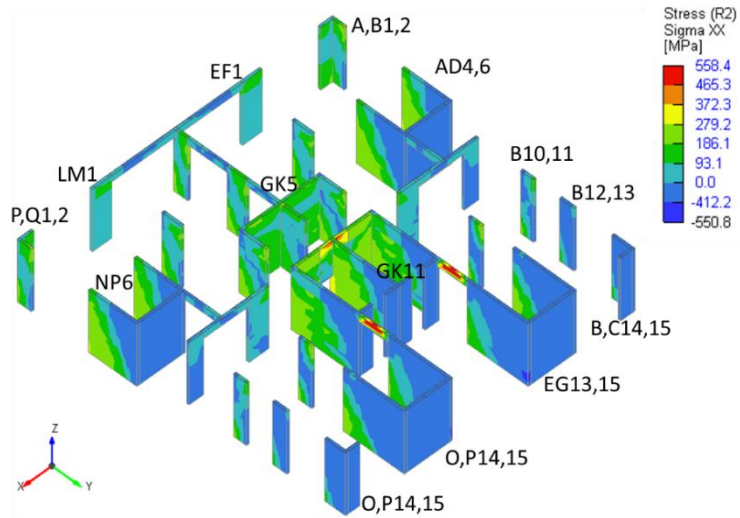
ב. הגדלה של חלק מהאלמנטים להם מאמצים מוגדלים לאורך אלכסון



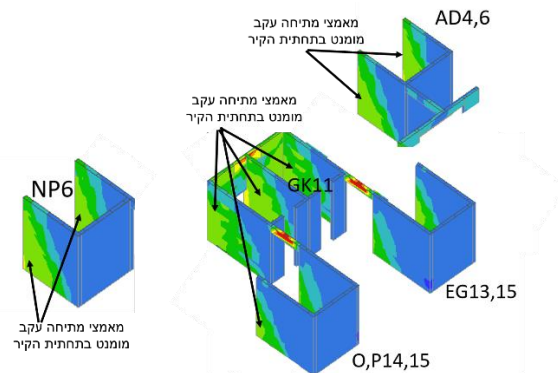
ג. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים במבנה מודל 2

איור מספר 93 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האופקיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע.

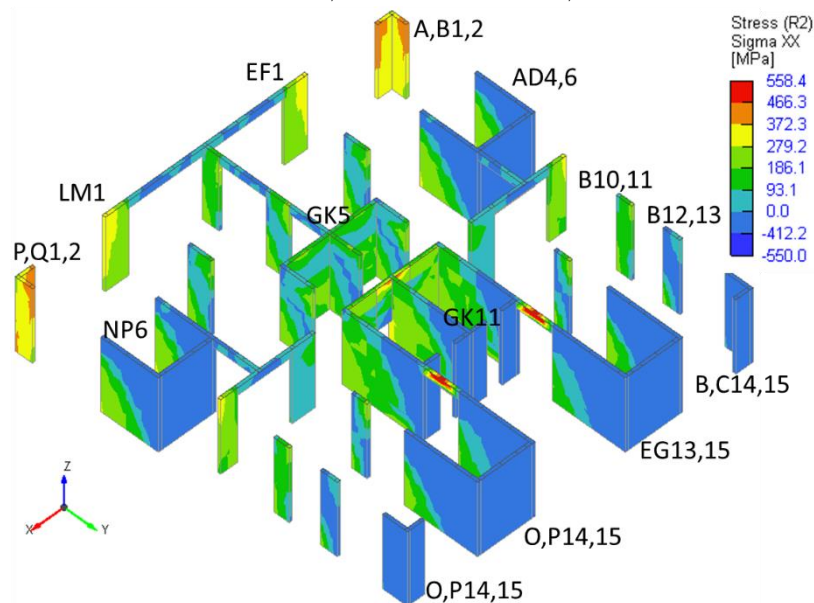
בחינה של השתנות המאמצים באיור מספר 94א מצביעה על התפתחות מאמצי מתיחה בברזל האורכי בקירות GK5 ו-GK9 וכן בקירות היצוקים הפנימיים המקבילים לציר Y כפי שניתן לראות באיור מספר 94ב בהגדלה. מאמצים אלה לא מגיעים למאמצי הניזולה. מאמצים אלה מתפתחים בצד אחד של הקיר עקב הווצרות מומנט כפיפה מוגדל בבסיס הקירות. לאומת זאת בעמודים A,B1,2 ו-P,Q1,2 מתפתחים מאמצי מתיחה בבסיסי העמודים לכל רוחב חתך העמוד. כאשר בוחנים את תמונת השתנות המאמצים באיור מספר 94ג ניתן לראות שהמאמצים המתפתחים בקירות GK5 ו-GK9 הינם בהתפלגות דומה ובערכי מאמץ דומים אך ההבדל העיקרי הינו ברמת המאמצים המתפתחים בעמודים התומכים קירות יצוקים במבנה העילי. בעמודים A,B1,2 ו-P,Q1,2 מתפתחים מאמצי מתיחה מוגדלים הקרובים למאמץ הנזילה לכל גובה העמוד, בעמודים EF1 ו-LM1 בהם ניתן לזהות באיור מספר 94א מאמצי מתיחה נמוכים רק בבסיס העמוד באיור מספר 94ג מאמצי המתיחה הינם גוברים ולכל גובה העמוד. הסיבה להתפתחות מאמצים מוגדלים אלה נובע מכוח מתיחה הנוסף בהם מוטרחים עמודים עלה עקב המומנט הנוצר בקירות היצוקים במבנה עילי אותם הם תמוכים, המהווים חלק ממערכת ההקשחה בחלק העילי של המבנה. תופעה זו תואמת את הממצאים המוצגים החקירה הדו ממימדית של קיר על שני עמודים (ראה פרק 4).



א. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים במבנה מודל 1



ב. הגדלה של חלק מהאלמנטים בהם קיימים מאמצים מוגדלים



ג. השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים במבנה מודל 2

איור מספר 94 - השתנות המאמצים במוטות הפלדה האנכיים באלמנטים השונים במפלס קומת הקרקע.

6. סיכום, מסקנות והמלצות להמשך מחקר

מערכת ההקשחה בבנייני מגורים רבי קומות בישראל כוללת את חדרי הממ"דים, גרעיני חדרי המדרגות והמעליות. בנוסף קיימים בבניינים קירות מעטפת מבטון מזוין עם פתחים בקומות המגורים העליונות, הנשענים על "עמודים", וקירות חלקיים בקומת הקרקע. מחקר זה מתייחס להשפעת קירות המעטפת על התגובה הדינמית, והנזקים עקב רעידת אדמה.

שלב ראשון של המחקר הנוכחי כלל סקירה של נזקים שהובחנו בבניינים עם שלד של קירות מבטון מזוין לאחר רעידות אדמה חזקות. מסקירת הנזקים והתנהגות המבנים ניתן היה לאפיין את הגורמים העיקריים לכשלים ולנזקים:

1. אי סדירות אנכית ואופקית גרמה לריכוזי מאמצים צריים בעמודי המבנה ובקירות הנושאים בחלק התחתון של הקירות.
2. אי רציפות, פתחים ושינויים גיאומטריים בקירות המבנה בקומת הקרקע, גרמה לנזקים וכשלים חמורים בקירות ובעמודים בקומת הקרקע.
3. עובי קירות לא מספק (בין 15 ל – 20 ס"מ) בקומות הקרקע ובמרתפים, גרם לכשלים, קריסה בניצב למישור הקירות, כאשר הנזק לוהה בקריעה וקריסה של מוטות הפלדה האורכיים.
4. עובי קירות לא מספק, בשילוב עם פרטי זיון לא מספקים בקצוות הקיר, הביאה לנשירת הכיסוי, חשיפת מוטות הפלדה הרוחביים והאורכיים, פגיעה במנגנון הכליאה עקב פתיחתם קצוות המוטות הרוחביים, וכתוצאה מכך הרס וכשל של הבטון.
5. פרטי זיון אנכיים ורוחביים לא מספקים, ובעיקר היעדר מנגנון כליאה בקצוות הקיר, עקב שימוש במוטות פלדה רוחביים עם כיפוף של 90 במקום 135 הביאו לפתיחה של מוטות אלה וחשיפה של המוטות האורכיים לכשל בקריסה וקריעה.
6. כמויות זיון אורכי ורוחבי לא מספקים, שפגעו ביכולת המשיכות של הקירות באזורים הרגישים.

למרות זאת חשוב לציין כי רוב הבניינים מסוג זה שרדו רעידות אדמה חזקות ועמדו במטרה העיקרית של התכן לרעידות אדמה והיא הצלת חיים תוך מניעת התמוטטות. מנגד, הנזקים והכשלים החמורים שהובחנו גרמו להשבתה ארוכה, צורך בתיקונים מורכבים ומתן מענה מגורים למספר גדול של משפחות שהתגוררו בהם לתקופה ארוכה.

שלב שני של המחקר כלל סדרה של אנליזות לינאריות של מבנה מגורים ישראלי טיפוסי וסדרה של אנליזות לא לינאריות של רכיבי מבנה מישוריים ושל המבנה המרחבי.

חשוב לציין כי באנליזות של המבנה המרחבי נבדקו שתי תצורות של גיאומטריות שונות של המערכת הנושאת ומערכת ההקשחה:

מודל 1 - מודל מרחבי הכולל את האלמנטים הנושאים: עמודים, קורות, גרעיני ממ"דים, מדרגות מעליות. ללא מידול של קירות יצוקים עם פתחים במעטפת בקומות העליונות מעל קומת הקרקע.

מודל 2 - מודל מרחבי הכולל את האלמנטים הנושאים: עמודים, קורות, גרעיני ממ"דים, מדרגות מעליות. המודל כולל מידול של קירות יצוקים עם הפתחים המעטפת בקומות העליונות מעל קומת הקרקע.

תוצאות האנליזות הלינאריות המודליות שבוצעו בהתאם לספקטרום התאוצה ודרישות ת"י 413-1 ומוצגים בהרחבה בפרק 3, התוצאות הראו כי שילוב קירות יצוקים במעטפת הקומות העליונות מעל קומת הקרקע במודל החישובי הגדילה את קשיחות המבנה, דבר הבא לידי ביטוי גם בהקטנה של זמני המחזור של צורות התנודה השונות, וגם בהזזות. מנגד כוחות האינרציה האופקיים, כוחות הגזירה ומומנטי הכפיפה גדלו, דבר המחייב תכן מתאים של כמויות הפלדה ברכיבי ההקשחה ומערכת הביסוס.

ממצאים חשובים שהתקבלו בפרק זה, מתייחסים לכוחות ולמומנטים המתפתחים באלמנטים הנושאים עליהם קירות יצוקים במעטפת של הקומות העליונות (עמודים). תוצאות האנליזה הראו כי ישנה הגדלה משמעותית בכוחות והמומנטים ברכיבים אלה, במיוחד בעמודים הממוקמים בפינות המבנה.

אנליזות לא לינאריות על מודלים דו ממדיים של קירות מישוריים בדקו שלוש תצורות עיקריות של קיר.

1. קיר מלא רציף עד מפלס הבסיס, ללא פתחים ועם פתחים בקומות העליונות מעל קומת הקרקע.
2. קיר הנשען על שני "עמודים" בקומת הקרקע, כאשר חלקו העליון מלא או עם פתחים בקומות העליונות.
3. קיר "דגל" קצר יותר בקומת הקרקע, כאשר חלקו העליון מלא, או עם פתחים בקומות העליונות.

ממצאי החקירה מוצגים בהרחבה בפרק 4, ומהם עולה כי:

1. תוצאות החקירה של התנהגות קיר מלא הינם בהתאמה למדווח בספרות.
2. ההתנהגות הגלובלית של שלושת סוגי הקירות אינה זהה, כאשר הקיר המלא התנהג בצורה המשיכה ביותר וקיר על שני עמודים התפתח כוח מיריבי הנמוך ביותר בהזזה הנמוכה ביותר.
3. פתיחת הפתחים בקירות המבנה העילי בכל אחד מסוגי הקירות הביא להתפתחות כוח מרבי קטן יותר בהזזה מרבית גדולה יותר.
4. בקיר דגל רוכז מרבית הנזק בקומת הקרקע בהתאמה למתקבל במחקר הניסויי.
5. ממצאי החקירה החשובים ביותר התקבלו בהתנהגות קיר על שני עמודים. בקיר זה פתיחת הפתח בקומת הקרקע ללא שינוי בגאומטריית הקיר מלווה בהתפתחות כשל פריך, ועל כן יש לבצע התאמות גאומטריות על מנת לוודא התפתחות כשל משייך.

6. תכן עמודי התמך של קיר על שני עמודים חייב לכלול התייחסות לכוח הצירי הכולל המתפתח בהם, הכולל ראקציה עקב כוחות אנכיים וראקציה עקב התפתחות צמד הכוחות לקבלת מומנט הכפיפה בקומת הקרקע. ובנוסף יש לתת דגש לכוחות הגזירה המוגדלים הנובע מהכוח האופקי.
7. בחינת תמונת הנזק בקיר על שני עמודים עם פתחים במבנה העילי מצביעה על התפתחות נזקי גזירה מתחת לשורת הפתחים הראשונה (בהתאמה למדווח במחקר הניסויי), ועל כן יש לקחת תמונת נזק זו בתכנן אזור זה.

תוצאות האנליזה הלא לינארית של המבנה המרחבי שנבחן והוצג בפרק 3, עבור שני המודלים השונים מוצג בפרק 5. המסקנות ממצאי החקירה הם :

1. חלוקת הכוח האופקי הקומתי מתקבל במודל 1 על ידי הקירות היצוקים של הממ"דים, פרי חדרי המדרגות והמעליות. לעומת זאת, במודל 2 ההטרדות בקירות אלה קטנה יחסית למודל 1, זאת מאחר שבנוסף לקירות אלה גם הקירות במעטפת המבנה העילי משתתפים בקבלת הכוח האופקי הקומתי.
2. יש לתת התייחסות מיוחדת לעמודי התמך של הקירות היצוקים במעטפת המבנה העילי, מאחר שמתפתח בהם נזק נרחב והטרדות מוגדלות בקומת הקרקע עקב כוחות רעידות האדמה.
3. הכוחות הציריים הכוללים בעמודי התמך של קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי הינם שילוב של ראקציה עקב כוחות אנכיים וראקציות עקב התפתחות צמד כוחות לקבלת מומנט הכפיפה בקומת הקרקע.

לסיכום ההמלצה העיקרית של מחקר זה הינה החובה למידול מרחבי של מבנים להם קירות יצוקים במעטפת המבנה העילי ושינויים גאומטריים בקומת הקרקע. המידול חייב לשלב את הקירות היצוקים במבנה העילי ואת השינויים הגאומטריים שלהם בקומת הקרקע על מנת שניתן יהיה לקבל את ההטרדות המוגדלות המתפתחות בקומת הקרקע. בביצוע התכנן יש לתת דגש לנקודות התורפה של התפתחות הנזק בקירות אלה בגזירה ובמערכה וזאת על מנת להבטיח התפתחות התנהגות משיכה של המבנה, בישראל בה רוב הבנייה של המבנים הינה אם קירות בטון במעטפת.

המלצות להמשך מחקר עתידי בנושא זה :

ניתוח עמידות המבנה וסיווג רמות התפקוד והנזק של המבנה לרישומים של רעידות אדמה מכוילות ומותאמות לספקטרום התקן הישראלי ת"י 413-1, עבור רמות שונות של תאוצת קרקע (אזורים שונים בישראל).

הרחבה של האנליזות הלא לינאריות על מודלים נוספים של מבני מגורים רבי קומות הכוללים מגוון גדול יותר של אי סדירויות בקומת הקרקע כגון : קירות דגל, שינויים בקירות הממ"דים, או שינויים בחדרי המדרגות בקומות אלה (שינויי פתחים וגאומטריה).

ביבליוגרפיה

ACI 318-08 Committee Building Code Requirements for Structural Concrete American Concrete. - 2008. - p. 473.

Bonelli P // El terremoto en Chile Central-2010 Edificos danados en Concepcion y Vina del Mar. - 2010.

Bonelli P ו Restrepo J I Changes to ACI318-08 to be applied to R/C Wall design in Chile // Eurocode 8 Background and Applications - Dissemination of information for training - . Lisbon ,[ללא מחבר], February 2011.

CEN - (1998) European Committee for Standardization, Eurocode 8 (EU8-SIST EN 1998-1: 2005) Design provisions for earthquake resistance of structures.

Dazio A, Beyer K and Bachmann H Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC Structural walls [Journal] // Engineering Structures. - [s.l.] : Elsevier, 2009. - Vol. 31. - pp. 1556-1571.

Deger Z T and Wallace J W Collapse Assessment of the Alto Rio Building in the 2010 Chile Earthquake [Journal] // Earthquake Spectra. - 2015. - 3 : Vol. 31. - pp. 1397-1425.

Hooper J and Leader T The 27 February 2010 Central South Chile Earthquake: Implications for U.S. Building Codes and Standards // February 2010 Chilean Earthquake Preliminary Observations from the SEI/ASCE Chilean Earthquake Assessment Team. - 2010.

Massone L [et al.] Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings [Journal] // Earthquake Spectra. - 2012. - S1 : Vol. 28. - pp. S245-S256.

Massone L M [et al.] Experimental cyclic response of RC walls with setback discontinuities [Journal] // Engineering Structures. - 2019. - Vol. 178. - pp. 410-422.

Massone M, Rojas F and Ahumada M G Analytical study of the response of reinforced concrete walls with discontinuities of flag wall type [Journal] // Structural Concrete. - [s.l.] : Wiley Online Library, 2017. - Vol. 18. - pp. 962-973.

Moehle J 27 March 2010 Offshore Maule, Chile Earthquake, EERI.2010 - .

Moehle J The 27 February 2010 South Central Chile Earthquake.2010 - .

Mosoarca M Failure analysis of shear walls with staggered openings under seismic loads [Journal] // Engineering Failure Analysis. - [s.l.] : Elsevier, 2014. - Vol. 41. - pp. 48-64.

Mosoarca M Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011 [Journal] // Engineering Failure Analysis. - [s.l.] : Elsevier, 2013. - Vol. 34. - pp. 537-565.

Naeim F [et al.] Performance of Tall Buildings During the 2/27/2010 Chile Magnitude 8.8 Earthquake - A Preliminary Briefing- // Los Angeles Tall Buildings Design Council. - 2010.

Naeim F [et al.] Performans of tall building in Santiago, Chile during the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake [Journal] // Structural Design of Tall and Special Building. - [s.l.] : Wiley Online Library, 2011. - Vol. 20. - pp. 1-6.

Rojas F [et al.] Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake [Journal] // Structural Design of Tall and Soechial Buildings. - [s.l.] : Wiley Online Library, 2011. - Vol. 20. - pp. 37-64.

Rosso A, Almeida J P and Beyer K Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings [Journal] // Bulletin of Earthquake Engineering. - [s.l.] : Springer, 2016. - Vol. 14. - pp. 455-484.

Saito T [et al.] Building damage investigation of the 2010 Chile Earthquake and Tsunami disaster [Report]. - [s.l.] : Chile Earthquake and Tsunami Technical Report Japan Science and Technology Agency, 2010. - pp. 27-31.

Sritharan S [et al.] Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Wall and Design Implications [Journal] // Earthquake Spectra. - [s.l.] : Earthquake Engineering Research Institute, 2014. - 1 : Vol. 30. - pp. 307-334.

Wallace J [et al.] Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings [Journal] // Earthquake Spectra. - [s.l.] : Earthquake Engineering Research Institute, June 2012. - S1 : Vol. 28. - pp. S281-S299.

Wallace J W Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams - Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes // [יומן] International Journal of Concrete Structures and Materials : [ללא מקום] - Springer, 2012 2012.3-18 עמ' 6. - 1 : כרך 6.

Wallace J W Reassessing ACI 318 Shear Wall Provisions Based on Recent Earthquake and Test Observations [Book Section] // Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society / book auth. Fischimer M. - [s.l.] : Springer Science, 2014.

Wallace J ו Hooper J Chile Earthquake-2/27/2010 Implications for U. S. Building Codes and Standards - June 2010.

Westenenk B [et al.] Response of reinforced Concrete Building in Concepcion during the Maule Earthquake [Journal] // Earthquake Spectra. - June 2012. - S1 : Vol. 28. - pp. S257-S280.

Yoysef N [et al.] Performance of the Torre Bosquemar and Olas buildings in San Pedro de la Paz and the Pedro de Valdivia building in Concepcion in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake [Journal] // Structural Design of Tall and Special Buildings. - [s.l.] : Wiley Online Library, 2011. - Vol. 20. - pp. 65-82.

Abstract

This study deals with the effect of RC Shear walls with openings on the dynamic and seismic response and design requirements of a typical Israeli residential building, where the resistance system includes shear walls cores, stairwells and elevators, and columns including external walls with openings at the upper part of the building.

Chapters 1 and 2 present the introduction and the literature study conducted. This literature survey included the examination of the response and damage observed after earthquakes in residential buildings where the resistance system included shear walls with openings, laboratory experiments. The international standard requirements for earthquake design of shear walls.

Chapter 3 presents the response of an 18-story residential building using linear modal analysis of a spatial three-dimensional model according to the requirements of SI. 413. The response of the building was studied for two configurations: Model 1. The results of the modal analysis show the effect of the external upper part shear walls on the global response (Time period, seismic design coefficient, base shear forces, Moments, and shear forces). In addition, the effect of the external upper part shear walls on the internal actions in the columns on the ground floor was examined.

Chapter 4 presents the results of the nonlinear response of irregular planer shear walls with different configurations under lateral loads. The Structural response analysis was performed using unique nonlinear analysis software for reinforced concrete structures ATENA. This software is based on the non-linear properties of the materials (concrete, steel), taking into account cracks developed in the concrete, the mechanisms of force transfer between the concrete and the steel bars, the anchoring mechanisms at the base, and the conditions of confinement. This chapter allows the identification of the zones of damage/failure in the concrete, the effect of the longitudinal and transverse arrangement of the steel bars, and the effect of shear irregularities.

Chapter 5 presents the results of the nonlinear response of the structure presented in Chapter 3, using nonlinear Analysis software ATENA. From this study, it is possible to examine the effect of the external shear walls with the openings in the upper part of the building, on the damages, cracks, stresses in the various components of the structure, and the differences in the global response.

Chapter 6 - presents a summary, conclusions, and recommendations for further study. The main engineering conclusions and recommendation are that to design the structure, the structure must be modeled including the external shear walls with the openings in the upper part of the structure. As part of the design, all the structural members at the ground floor (columns, walls, cores) must be examined and must ensure appropriate steel details with vertical and horizontal reinforcement that ensures the confinement mechanisms at the corners and edges of the wall and cores and columns.



ועדת ההיגוי הבין-משרדית
להיערכות לרעידות אדמה



יחידת החדשנות המחקר והפיתוח
Buildnnovation

Seismic Resistance of Multi-Story Residential Buildings with Reinforced Concrete Walls Including Openings and Discontinues.

Dr. Orit Leibovich, Dr. Edward Leibovich
SCE – Academic College of Engineering

Copyright ©2021 by O. Leibovich, E. Leibovich,
Ministry of Construction and Housing.

The Ministry of Construction and Housing contract 3/2019

September 2021