

## 2. עקרונות התכן, עומסי וחוזקי תכן ומצבים גבוליים \*

### 2.1 כללי

עקרונות התכן של אלמנטים מבטון מזוין עברו גלגולים רבים במשך השנים . השנויים וההתפתחות משקפים את ההתפתחות בהבנה של מנגנון הפעולה הפנימי של הבטון המזוין (וגם הדרוך, כמקרה פרטי של בטון מזוין) ובהערכה מציאותית של יכולת האלמנטים לשאת עומסים.

ספר זה משמש בין השאר ספר לימוד , אי לכך נעשה מאמץ , עד כמה שניתן , להבהיר כי יש קפיצת מדרגה בין תורת החוזק עבור חומר אלסטי הומוגני איזוטרופי (זו התורה הנלמדת בדרך כלל במסגרת התואר הראשון במסגרת האקדמית ) ובין "תורת החוזק" המתאימה לאלמנטים מבטון מזוין . זה מצריך מאמץ הסברתי לא קטן, אשר לגבי אחדים עשוי להראות מיותר , אולם, עבור העושים את צעדיהם הראשונים בהנדסה זה חשוב.

המשתמע מסקירת תכונות החומרים המרכיבים את ה"חומר" בטון מזוין הוא שאין הם והשילוב ביניהם, מתאימים לניסוחים אשר ב תורת החוזק של הגופים העשויים מחומר אלסטי הומוגני איזוטרופי. מכאן נובעת מסקנה נוספת – אין אפשרות להגדיר תורה שלמה , רצופה, לגבי התנהגות האלמנטים אלא יש להסתייע במודלים לגבי כל תופעה בנפרד . עניין זה מהווה קושי מהותי בתפיסת ההתנהגות הכוללת של המבנה כמורכבת מפעולה במסגרת מודלים שונים (אשר לעתים קשה לראות את הקשר ביניהם) אולם מי שרוצה להבין בטון מזוין חייב לעבור את המשוכה הקשה הזאת.

אומדני החוזק של אלמנטים מבטון מזוין תלויים בפרמטרים רבים . תרומת חלק מהם לא ידועה מספיק. לפעמים הבנת תכונות החומר מקדימה את היכולת לשלב אותן בחישובים ובאומדנים של חוזק . יש חישוב ברמה מחקרית ויש חישוב ברמת "תקן". החומר הניתן בתקנים (ביניהם חוקת הבטון הישראלית [1]) מתאים לקשת רחבה של אלמנטים ומבנים, יחד עם זאת צריך לראות אותו בפרופורציה המתאימה – הוא אינו מהווה תשובה ל 100% המקרים ושום תקן לא מיועד לכך . ברמה מחקרית ניתן ליישם מודלים חישוביים אשר יישומם מורכב וכן לשלב תוצאות ניסויים. מרבית החומר המוצע בספר זה הוא תכן ברמת ה"תקן". יש להתייחס בזהירות רבה (ובדרך כלל זה עיסוק ברמת מומחים) לשיטות חישוב מתקדמות שמחוץ למסגרת התקן. המושגים "תכן" ו"תכנון" שגורים בערבוביה בשפה המקצועית וכאן ייעשה שימוש בשניהם בכוונה . ההכרעה לגבי חוק וסדר בשפה המקצועית אינה מטלה של ספר זה.

\* פרק זה בספר מעודכן לאוגוסט 2010

### 2.1.1 התפיסה האלסטית מול התפיסה הפלסטית

סעיף זה בא להדגים את אחד משלבי הגישור בין התורה הישנה בבטון מזוין (אשר נלמדה עד ראשית שנות הששים) ובין שלב הביניים ששלט עד ראשית שנות השבעים. שלב הביניים לא פותח בשנות הששים אלא עשרות שנים לפני כן אולם התפיסה של שימוש בלעדי בו (החישוב הפלסטי) השתרשה רק החל בסוף שנות הששים.

החשיבות בהבנת התפתחות המחשבה האיטית הזו אינה רק היסטורית אלא בעיקר דידיקטית. חישובי החוזק עבור הבטון המזוין אינם מבוססים על תורת החוזק עבור חומרים אלסטיים ליניאריים ואיזוטרופיים אלא על מודלים הסתברותיים. החישוב הסטטי של המבנה כולו עדיין אלסטי ליניארי ברובו, אי לכך אי אפשר להתעלם מהכרה באיזה שהוא קיום מורכב של התנהגות אלסטית או חצי אלסטית או בעיקרה פלסטית בשלבים שונים של חיי המבנה והיסטורית ההעמסה שלו. חשיבות נוספת, לא פחותה, היא בכך שבמצב שרות מרבית איזורי האלמנטים מבטון מזוין הם במצב אלסטי – סדוק במידה לא חמורה (אובדן חוזק המתיחה) אבל אלסטי.

ברמות עמיסה נמוכות התנהגות האלמנט היא אלסטית. על מנת לא להיכנס לפרוט רב מדי והסבר מורכב מדי ניגע בחישוב לכפיפה בלבד בחתך בעל צורה פשוטה (מרובע למשל).

בחישוב האלסטי אשר היה מקובל במשך שנים רבות כבסיס לחישוב חוזק של אלמנטים מבטון מזוין בכפיפה) היו בתוקף כמה הנחות ששלוש מהן בתוקף עד היום: א. פרוס העיבורים בחתך הינו ליניארי (הנחת ברנולי – חתך אשר היה מישורי וניצב לציר האלמנט לפני ההטרחה יישאר מישורי וניצב לאותו ציר גם בעקבות ההטרחה) – נכון עבור אלמנטים קוויים.

ב. הקשר בין עיבורים ומאמצים בבטון ( $\sigma_c/\varepsilon_c$ ) הינו ליניארי. זו הנחה נכונה בתחום המאמצים הנמוכים בבטון – ראה פרק 1. ג. בהיות חוזק המתיחה של הבטון נמוך מאד ניתן להזניחו (ברוב המקרים). עד כאן שלושת ההנחות הללו תקפות גם היום לגבי חישובים במצב גבולי של שרות.

ד. המאמץ המקסימלי המותר בבטון יהיה חוזק הבטון  $\sigma_{c, גבולי}$  מחולק במקדם בטחון כולל  $\nu$ :

$$\sigma_{c, מותר} = I/\nu \sigma_{c, גבולי} \quad (2.1.1)$$

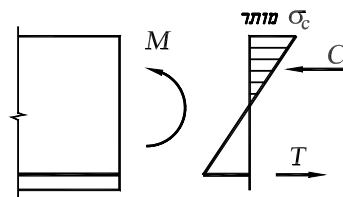
ה. גם פלדת הזיון נמצאת בתחום אלסטי ליניארי וגם בה המאמץ המותר

$$\sigma_{s, מותר} \text{ נקבע כמאמץ הגבולי מחולק במקדם בטחון.}$$

ו. תסבולת החתך בכפיפה ניתנת לב יטוי כמתואר בצירור 2.1 בו רואים שהמומנט החיצוני מתקבל באמצעות זוג כוחות פנימיים: כוח לחיצה המורכב ממאמצי הבטון (בפרוס משולשי) בהם המאמץ המירבי הוא המאמץ המותר, וכן כוח

מתיחה  $T$  המבטא את הכוח בפלדה המתוחה. שני הכחות  $T$  ו  $C$  נתונים במושגים של מאמצים מותרים.

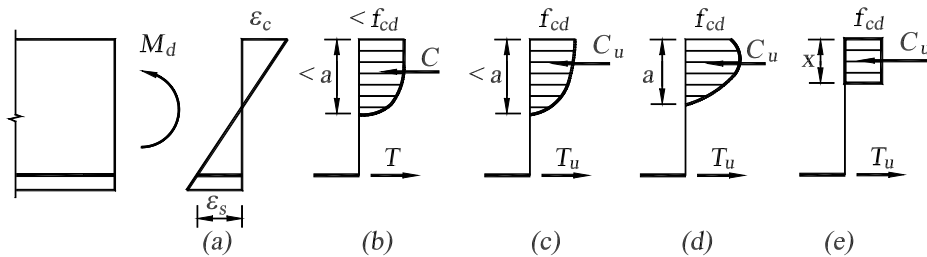
כמובן שעל פי נתוני החתך, מאחר וההתנהגות היא אלסטית, או שהבטון יגיע ראשון למאמץ מותר או שהפלדה תגיע היא למאמץ מותר וכך ייקבע גבול תסבולת החתך, ובמקרה מיוחד (תכנון נכון ומאוזן) שני החומרים יגיעו בו זמנית למאמץ מותר. בכל מקרה – הכל במסגרת התאמה וקיום מתמידים אחר יחס ליניארי בין מאמצים ועיבורים – תמצית ההתנהגות האלסטית ליניארית.



**ציור 2.1**

תמצית התורה הפלסטית (לגבי חישוב חתך) היא: תסבולת החתך (ראה ציור 2.2) בכפיפה מבוטאת באמצעות זוג כוחות  $C$  בלחיצה ו  $T$  במתיחה כאשר כל אחד מהם הינו מיצוי התסבולת המקסימלית  $C_u$  של האיזור הלחוף בבטון ו  $T_u$  של הזיון המתוח. עקרונית, פירוס העיבורים הוא ליניארי אך זה הדבר היחיד המשותף עם החישוב האלסטי.

פרוס המאמצים בבטון באיזור הלחוף יכול לעלות עד הגיע העיבור המירבי שם לערך גבולי ( $\epsilon_{cu}$  מוסכם כגבולי) ובהתאם לזה יתפתח בו פירוס מאמצים, אשר בגלל העובדה שפרוס העיבורים בחתך ליניארי יהיה דומה לחלוטין לעקום  $\sigma/\epsilon$  של הבטון



**ציור 2.2**

המתקבל בניסוי בלחיצה חד צירית. את פרוס העקום בעל גובה  $a$  של האיזור הלחוף אפשר לייצג באמצעות פרוס מלבני בעל גובה  $x$  (וכאו ניפרדים מהמחויבות ליחס חד ערכי בין מאמץ לעיבור).

הכוח  $T_u$  בפלדה מייצג את הכוח בפלדה כאשר המאמץ בה הוא גבול הכניעה אולם לאו דווקא בעיבור המתאים לחוזק הכניעה. התקנים השונים התירו עיבור גבוה בצורה משמעותית מהעיבור בחוזק הכניעה ( 5% בעבר אצל הגרמנים , 10% ב CEB וכו'), כך שגם כאן יש פרידה מהקשר הליניארי בין עיבור למאמץ.

באופן כזה המומנט הגבולי הוא כוח הלחיצה הגבולי  $C_u$  ( או כוח המתיחה הגבולי  $T_u$  ) כפול בזרוע הפנימית -  $z$ . בשלב הזה בו מתקיים שווי משקל בין  $C_u$  ל  $T_u$  אין יותר משמעות לשמירה על פירוס עיבורים ליניארי.

אין מחויבות למקדמי בטיחות זהים. מקדם הבטיחות עבור הבטון יכול להיות  $v_c$  ועבור הפלדה  $v_s$ . המומנט הפנימי לעומת החיצוני במונחים של פלדת הזיון יהיה:

$$M_{\text{חיצוני}} = z T_u = z A_s f_{sk} / v_s \quad (2.1.2)$$

המומנט הפנימי (בחתך מלבני בעל רוחב  $b$  וגובה לחוף  $x$ ) במונחים של הבטון לעומת המומנט החיצוני יהיה:

$$M_{\text{חיצוני}} = z C_u = z x b f_{ck} / v_c \quad (2.1.3)$$

גישה זו (הפלסטית) לגבי חישוב תסבולת החתך איפשרה לחשוב במושגים של מקדמי בטחון נפרדים, כל אחד מותאם לחומר. לקיום המודל של שווי משקל פנימי ושווי משקל בין מומנט פנימי לבין מומנט חיצוני אין שום צורך שמקדמי הבטיחות  $v_c$  ו  $v_s$  יהיו שווים. הם יכולים לקבל ערכים לפי שיקולי בטיחות או תואמים צרכים כל שהם של התכנון.

### 2.1.2 הגישה ההסתברותית

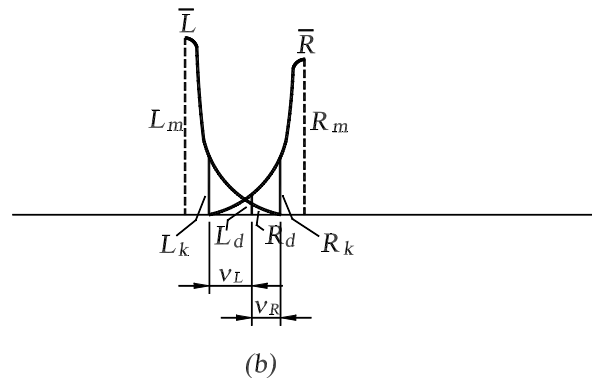
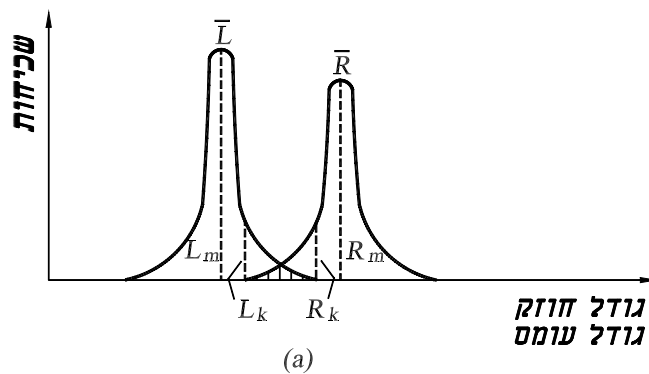
הגישה המודרנית לאומדן הבטיחות בחתכים (ובמבנים בכלל) התפתחה בשנות הששים ועקבותיה מצויות כבר ב CEB M.C. 1964 אולם כניסתה לשימוש היתה איטית עקב עומס החישובים אשר כרוך ביישומה. הגישה מבוססת על העיקרים הבאים:

1. אין בטיחות מוחלטת. אבטחת בטיחות המבנה או חלקים ממנו פירושה תכן המבנה או חלקים ממנו, באופן שההסתברות לכשל לא תעלה על ערך מסוים כפי שייקבע מתוך מ כלול שיקולים, ביניהם – צימצום ההסתברות לסיכון לחיי אדם או לפגיעת אדם וכן שיקולים כלכליים.

2. בשיקולים כנייל לקביעת הקריטריונים לאומדן ההסתברות לכשל מובאת בחשבון השפעת גורמים מעורבים רבים ככל האפשר, כגון אופי העומסים השונים, תכונות החומרים בהם משתמשים, השפעות סביבה, הגיאומטריה של המבנה ושל האלמנטים.

3. באנליזה ההסתברותית מובאים בחשבון, בין היתר, הפיזור הסטטיסטי של חוזקי החומרים, ועוצמות העומסים. פיזור סטטיסטי אפשר להניח גם בהתייחס לרמות אי דיוק בביצוע עבודות שונות במבנים (יציקת בטון, דיוק בתבניות, אי דיוק במידות הגיאומטריות של האלמנטים, וכו').

יש קושי ממשי בעיצוב הידע עבור חוזקי החומרים ועבור עוצמות העו מסים. הפירוס הסטטיסטי של מרכיבים אלה (לדוגמה בלבד) באנליזה צריך להיות מבוסס על מידע שלעתיים דל ולעתיים כמעט ולא קיים. אחד מקיצורי הדרך הוא להניח פירוס בדרך כלל מניחים פירוס לפי עקום פעמון גאוס. הנחה לפי עקום כזה נחשבת פשרה סבירה עם נוחיות רבה בצידה – הפעולות המתמטיות עם עקומים כאלה נוחות יחסית. ביטוי לתפיסה העקרונית באנליזה הסתברותית מסוג זה ניתן לראות בדוגמה אשר מוצגת בציור 2.3a. פרוס החוזקים עבור אוכלוסיות חתכים העשויים מחומר אחד הוא  $\bar{R}$ . פרוס העומסים אשר יופעלו על אוכלוסיות חתכים זו נתונה על ידי  $\bar{L}$ . בציור נתונים החוזק הממוצע  $R_m$  והעומס הממוצע  $L_m$ . אבל זה כשלעצמו אינו מספיק על מנת לקבע מה יהיה העומס המותר על החתך. קיימים עוד שני ערכים – החוזק האופיני  $R_k$  והעומס האופיני  $L_k$  אשר משמעותם כדלקמן (בדוגמה זו):  $R_k$  - רמת החוזק בה 95% או יותר מהחתכים יהיו בעלי חוזק זהה או גבוה ממנו ורק ב 5% מהחתכים החוזק עשוי להיות נמוך ממנו.  $L_k$  - רמת העומס בה רק ב 5% מהאוכלוסיה אפשר שהעומס יהיה גדול יותר אך ב 95% מהמקרים העומס יהיה נמוך



### ציור 2.3

ממנו או שווה לו. המרחק בין  $R_k$  ו  $L_k$  משמעותו מקדם הבטיחות. המרחק הזה ניקבע מתוך חישוב ההסתברות לכשל והיא האינטגרל של השטח בו שני העקומים  $\underline{L}$  ו  $\underline{R}$  חופפים. שטח חפ ייה מצומצם משמעו הסתברות נמוכה שהעומס יעלה על החוזק, ולהיפך.

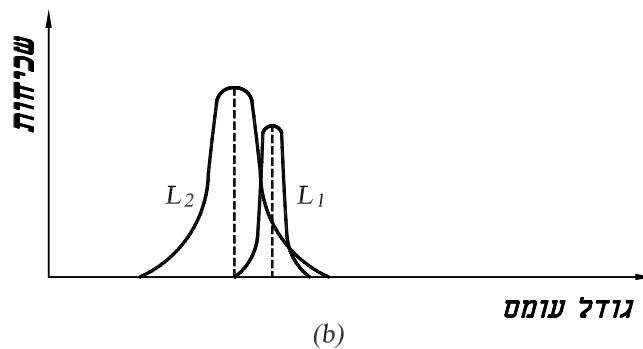
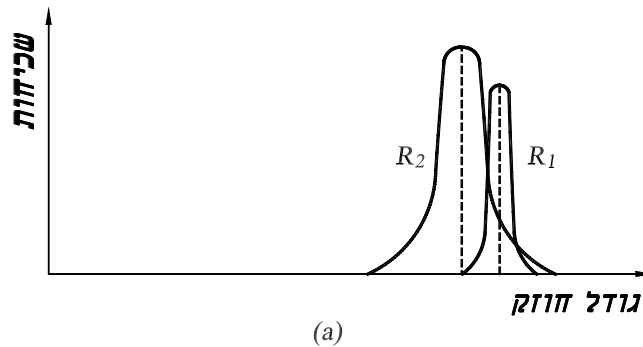
לכאורה אפשר לטעון כי לצורך התכן מספיק היחס  $R_k$  ו  $L_k$  אשר יש בו מעין מקדם בטחון. אולי בתפיסה החד מימדית זה יספיק אולם אין בעיה אחת בבטון מזוין שהיא חד מימדית. יתירה מזאת – האפשרות ששני המרכיבים  $R_k$  ו  $L_k$  אינם בעלי אותו האופי, כלומר תכונות החומר, לדוגמה, ידועות בוודאות הרבה יותר גדולה מאשר פיזור העומס – בעיה זו תיוותר ללא התייחסות.

היבט נוסף בפן האנליזה ההסתברותית בא כעת כאשר הטענה היא : את המרחק בין  $R_k$  ו  $L_k$  ניתן לחלק לשניים (ציור 2.3b) כך ש  $v_R$  ישמש הגורם המקטין את  $R_k$  ו  $v_L$  הגורם המגדיל את  $L_k$  כך שנוכל לקבל  $R_d$  ו  $L_d$  בהם נרצה, כך ש  $R_d \geq L_d$ . שני מקדמי הבטיחות  $v_R$  ו  $v_L$  יהיו מקדמי בטיחות חלקיים כאשר כל אחד מהם מותאם לחומר או לעומס המתאים. מובן מכל הנאמר לעיל כי את ההסתברות לכשל ניתן להקטין או להגדיל. עבור עמוס ידוע באמצעות הפרוס  $\underline{L}$  הגדלת מקדם הבטון משמעו הזזת העקום  $\underline{R}$  ימינה, כלומר – הגדלת החוזק. עבור חוזק נתון  $\underline{R}$  הצורך להגדיל את מקדם הבטיחות משמעו הזזת העומס  $\underline{L}$  שמאלה, כלומר – הקטנת העומס.

דרך חליפית להשפיע על מקדם הבטיחות היא באמצעות פרוס העומסים והחוזקים. הצטמקות העקום סביב הערך הממוצע ( $R_m$  או  $L_m$ ) משמעה פיזור עומסים או חוזקים קטן יותר, כלומר סטיית תקן קטנה יותר. לגבי החומר זו מעלה כי עובדה זו מציינת אמינות חומר גבוהה. דוגמה ניתן לראות בציור 2.4a. נתונים שני חומרים: ערכי העקום  $R_1$  סמוכים לערך הממוצע בו בזמן שערכי העקום  $R_2$  רחוקים ממנו בהשוואה. דומה לתאור הפירוס של פלדת הזיון המיוצרת בתהליך חרשתי מבוקר מאד.  $R_2$  לעומתו מתאים לבטון. בציור 2.4b ניתן לראות שני עומסים. עקום העומס  $L_1$  צמוד מאד, כלומר סטיית התקן קטנה מאד והדבר מאד מתאים לעומס העצמי אשר ידוע בדרך כלל בוודאות טובה. לעומתו  $L_2$  אשר סטית התקן שלו גדולה נוטה לתאר עומס שימושי.

ברור כי להשגת מקדם בטחון שווה בין שני המקרים – חוזק  $R_1$  עבור עומס  $L_1$  לעומת חוזק  $R_2$  עבור עומס  $L_2$ , הרי שבמקרה הראשון המרחק בין  $R_1$  ו  $L_1$  יהיה קטן יותר. המשמעות: דרוש חוזק  $R_1$  נמוך יותר לקבלת  $L_1$  לעומת חוזק  $R_2$  גבוה יותר לקבלת  $L_2$ .

הבעיה אינה דו מימדית אלא רב מימדית. בכל מקרה משתתפים לכל הפחות שני חומרים (בטון ופלדת הזיון) ולפחות שני עומסים (עצמי ועוד אחד, למשל שימושי). פתרון הסתברותי לבעיה רב מימדית הינו עדיין בעיה ברמה מחקרית. על מנת לא להטיל מעמסה חישובית בלתי סבירה על התכנון ברמת עבודת היום יום קיימת השיטה הקרויה semiprobabilistic method. על פי שיטה זו מובא בחשבון הידע על פירוס עומסים ועל חוזק החומרים בצורה הסתברותית וכן מובאת



#### ציור 2.4

בחשבון סטיית התקן שלהם. זו, בין השאר, משמשת כאבן יסוד לאומדן מקדם הבטחון החלקי עבור החומרים או עבור העומסים (כדוגמת  $v_L$  ו  $v_R$  אשר צוינו לעיל). אולם מכאן החישוב חוזר להיות החישוב המסורתי, דהיינו העמדת השויון בין הטרחה חיצונית וחוזק פנימי על מנת להבטיח את חוזק האלמנטים והחתכים שלהם. דרך תכנון זאת מבוססת כבלעדית במרבית תקני העולם, כדוגמת התקן האמריקאי ACI 318 [5], התקן האנגלי BS 8110 [6], כמובן ב CEB M.C. [4] כולל בגירסאותיו הקודמות, וכן ב EC2 [8] [40]. בתקן הישראלי היא הוכנסה החל בשנת 1975 וזהו הפורמט בו מתכננים בשנים האחרונות. למעשה התקנים היום אינם מתמודדים עם הכנסת השיטה ההסתברותית המלאה לשימוש אלא עם בעיית שיקלול

ושיפור מקדמי הביטחון החלקיים ונסיון להקטינם לצורך החסכון (מתוך שיפור טיב החומרים וידע טוב יותר עבור העומסים).

## **2.2 מטרת התכן**

מטרת התכן היא להבטיח תכנון של המבנה ברמת הבטיחות המינימלית הדרושה, בעלות אופטימלית, תוך מענה לדרישות תיפקוד לזמן קצר ולזמן ארוך ולדרישות הקיים המינימליות כמשתמע ממצבו הפיזי המתוכנן (מידת חשיפה כלפי אויר העולם) ומתנאי הסביבה.

בדרך כלל, לגבי מבנים שאינם לצרכים מיוחדים או במיקום מיוחד או שלא לצרכים מונומנטליים, התקנים יעזרו למתכנן למצוא מענה לשאלותיו. כאשר יוגדרו החומר והעומסים המינימליים עבורם יש לתכנן את המבנה, כאשר תיקבע מידת ההגנה של המעטפת החיצונית של המבנה ומצד שני יהיה מידע מדויק לגבי תנאי הסביבה, כל אלה ישמשו תשומות ותתהליך חישוב וקבלת החלטות עבורם התקנים (חוקות הבטון) אמורות לספק את מרבית התשובות. שיטת החישוב הסטטי היא בחירה של המתכנן. כאן מידת השיקול שלו רחבה ובדרך כלל יהיה זה נדיר לחלוטין ששיטת חישוב סטטי לא תהיה מענה נאות למטרת התכן.

שלושה גורמים חשובים מעורבים ביחד: בטיחות, קיים ואורך חיי המבנה. בין השניים האחרונים יש קשר אבל יש גם שוני.

בטיחות, כפי שהוסבר היא הגבלת מידת הסיכון (לא מניעת סיכון). מקדמי הבטיחות מכוילים לספק בטיחות. לפחות ברמה הצהרתית, ה CEB וגם ה ACI, בשנים האחרונות טוענים כי מקדמי הבטיחות עבור מבני בטון מכוילים להסתברות של  $10^{-5}$  שמשמעה: הסתברות לפגיעה פיזית באדם (לאו דווקא מוות) שהיא תוצאה של: לא יותר מ 1/100 חוזק נמוך מהדרוש ולא יותר מ 1/1000 עומס גבוה מן המצופה לשנה לאדם.

אורך חיי המבנה הוא פונקציה של מערכת שיקולים, ביניהם חוזק, טיב החומרים, מידת ההגנה על הזיון בבטון, מידת ההגנה של האלמנטים הקונסטרוקטיביים להשפעות סביבה ולחות וכן עמידה בדרישות מצב שרות ברמת חומרה בהתאם לציפיות לאורך חיי מבנה (למשל הגבלת הסדיקה).

קיים הוא פונקציה של כל מה שנאמר לעיל ביחס לאורך חיי המבנה, בתוספת חשובה – תחזוקה. מבנה בטון מזוין לא יכול לעמוד לאורך זמן ללא תחזוקה כל שהיא. זו צריכה תכנון וביצוע תקופתיים כפונקציה מהציפיות לאורך חיי המבנה ובמידה רבה פונקציה של הביצוע בעליל. ביצוע טוב יפחית את הדרישות לתחזוקה ואילו ביצוע ירוד יעלה את רף הדרישות לתחזוקה.

לגבי מבנה רגיל ניתן להסתכן ולומר כי מטרת התכן תושג עם מלוי כל דרישות התכן (חוקת הבטון ותקנים משלימים אחרים).



אורך מתוכנן של חיי מבנה (ללא הוכחה בעליל, אלא הצהרתית בלבד) הינו לפי המפורט להלן: מבנה ארעי – עד כ 5 שנים, מבנה רגיל (להוציא גשרים) – כ 50 שנה, מבנה מונומנטלי – 100 - 500 שנה. אין זאת אומרת כי בתום פרקי זמן כנ"ל מבנה צפוי להתמוטט. הכוונה היא שבהתקרב (במשוער) פרקי זמן כאלה אל קיצם יהיה צורך לבצע שיקום קונסטרוקטיבי כל שהוא (תלוי ברמת התחזוקה שסופקה) על מנת לאפשר למבנה לתפקד מחדש ולשאת את הגימור ולמלא את הפונקציות עבורן תוכנן.

### **2.3 מצבים גבוליים**

מצבים גבוליים הם מסגרת להצבת דרישות בהן אלמנט או מבנה אשר מתוכנן חייב לעמוד על מנת לענות לדרישות התכן (שהן כאמור מטרת התכן). עמידה בדרישות כנ"ל, כפי שנקבעו בתקן (הישראלי לדוגמה), היא הוכחה לכאורה שהמבנה תוכנן כהלכה, אליבא תקן זה.

המצבים הגבוליים, כל אחד מהם, מצביים מסגרת של דרישות, כאשר המערכת של מצב גבולי אחד בלתי תלויה במערכת של מצב גבולי אחר (אין זאת אומרת כי אין הרבה מאד משותף ביניהם, אולם כל אחד מצבי לעצמו השגת מטרה אחרת עבור אותו מבנה). תכן אלמנט או מבנה כך שיעמוד באחד או מקצת המצבים הגבוליים, אך לא בכולם, לא יהיה מושלם. אין פרוש הדבר כי עבור כל מצב גבולי יש לבצע חישוב בעליל. לעתים יספיק לוודא כי הדרישה מתמלאת באופן עקיף.

#### **2.3.1 מצב גבולי של הרס - (Ultimate Limit State)**

- תכן לעמידה במצב גבולי של הרס פירושו אבטחה נגד:
- א. כשל בחתכי המבנה בהשפעות הטרורות כגון כפיפה, גזירה, כוח צירי וכו'.
  - ב. הפיכת המבנה למכניזם (היווצרות עודף פרקים פלסטיים).
  - ג. אובדן שווי משקל של המבנה כולו.
  - ד. אובדן שווי המשקל עקב דפורמציה יתירה.
  - ה. כשל בחתכים או בחלקי אלמנטים עקב התעייפות החומר.

באופן כללי תכן לעמידת המבנה במצב גבולי של הרס כוונתו להנחות את המתכנן להבטיח כי בשום חתך הכוחות החיצוניים לא יגרמו להטרחה העולה על תסבולת החתך, המבוטאת באמצעות קריטריונים לחוזק החתך (בהם – צורתו, חוזק החומרים המרכיבים אותו ושיקולי סביבת החתך).

#### **2.3.2 מצב גבולי של שרות (Serviceability Limit State)**

תכן לעמידה במצב גבולי של שרות פירושו להבטיח את המבנה נגד:

א. תזוזה (אנכית, אופקית וכו') יתירה העשויה לסכן את המבנה, האלמנט או אלמנטים אחרים, קונסטרוקטיביים או בלתי קונסטרוקטיביים (מחיצות לדוגמה) הקשורים בו.

ב. סדיקה יתירה אשר עשויה להוביל לנזק למבנה, או לאלמנטים שונים, עם הזמן (קורוזיה של פלדת הזיון למשל), ייקור אחזקתו ונזק לצורה החיצונית.  
ג. תנודות יתירות אשר יכולות לגרום לאי נוחות פיזיולוגית למשתמשים במבנה, הפחתה בחוזק האלמנטים עקב עמיסה מחזורית, נזק מצטבר לכושר השרות שלהם ובמקרים קיצוניים קירבה מסוכנת למצבי תהודה.  
ד. נזקים מקומיים שונים.

### **2.3.3 מצב גבולי של אבדן היציבות**

זהו למעשה מצב גבולי של הרס. הוא מצוין בנפרד על מנת להדגיש את הצורך להתייחס למצבים מעבר להרס חתכים או הרס מקומי. הנושאים שיש להתייחס אליהם הם הנטייה לקריסה, השפעת הדפורמציה על קריסה וכו'.

### **2.3.4 מצב גבולי בהשפעת עומסים חריגים**

גם זה חלק ממצב גבולי של הרס אשר מוצג בנפרד במיוחד על מנת להדגיש את הצורך בהתמקדות בנושאים מסוימים אשר אינם השגרה של התכנון.

העומסים הינם חריגים:

בעוצמתם (עוצמה הגדולה בסדר גודל מעוצמת העומסים הקבועים והשימושיים בהם עוסקים בדרך כלל) אשר עבורם קיים מידע טוב יחסית בקשר לגודלם ושכיחותם).

בשכיחותם (שכיחות עומסים כאלה אינה שכיחות רגילה אלא אקראית

לחלוטין, כלומר – אפשר שלא יופיעו כלל או שיופיעו פעם או פעמיים בכל חיי המבנה, ועצם קיומם הינו אירוע חריג ובלתי חזוי). אפילו עומס רעידת אדמה לא נחשב לאירוע חריג מפני שהוא נתון כאירוע בעל שכיחות סטטיסטית כל שהיא.

בקטגוריה של עומסים חריגים ניתן למנות פיצוץ בלון גז ביתי, פגיעת מכונית

בעמוד או בקיר מבנה, שקיעה חריגה של יסוד עקב אירוע חריג בתשתית הבנין כו'.

כל פורמט התכנון שיוסבר בהמשך בפרק זה אינו מתאים לעומסים חריגים. יש

לבנות עבורם פורמט מיוחד אשר מכיל מקדמי בטיחות חלקיים מיוחדים, לפי נסיבות הענין, שכן אין שום משמעות סטטיסטית להתרחשותם.

## **2.4 עומסים אופייניים ועומסי תכן**

בתכן מבנים מבחינים בין עומסים אופייניים ועומסי תכן והמקשרים ביניהם

הם מקדמי הבטיחות החלקיים לעומסים.

#### 2.4.1 עומסים אופייניים

העומסים האופייניים הם העומסים הנומינליים (בעליל) אשר עשויים לפעול על המבנה ואשר את השפעתם יש להביא בחשבון בתכן המבנה. תכן כל מבנה הוא יצירה בפני עצמה אולם הסדר הציבורי מחייב לסווג את המבנים לפי שימושיהם ובהתאם לשימושים הוא גם מכתוב לתכנן אותם לעמידה בעומסים מינימליים מסוימים (בתום תהליך התכנון והביצוע יהיה צריך להיות ברור כי המבנה תוכנן לעמוד בפעולת עומסים מסוימים וזה מה שניתן לצפות ממנו).

העומסים האופייניים (מסומנים ב  $F_k$ ) כוללים בין השאר:

עומסים קבועים  $G_k$  – (permanent, dead loads) המשקל העצמי של אלמנטי המבנה, ריצוף, מחיצות קבועות, גימור אחר, כל עומס אחר המצוי על המבנה דרך קבע, הן מבחינת עוצמתו והן מבחינת מיקומו, כולל עומסי לחץ קרקע (אם כי יש ל הביא בחשבון כי ניתן להסיר עומסי לחץ קרקע באופן זמני או קבוע).

עומסים משתנים  $Q_k$  – (variable, live, imposed loads) משפחה גדולה של עומסים אשר יימצאו על המבנה פרקי זמן שונים ולכן מתחלקים לכמה קבוצות:

עומסים משתנים שכיחים  $\Psi Q_k$  – אינם קבועים אך מצויים על המבנה זמן ארוך, כגון: משקל מחיצות זמניות, ציוד ומכונות, לחץ מים נזלים או חומרים שפכים המהווים מלוי וחומר לאחסון, שנויי טמפרטורה לזמן ארוך, הצטמקות וזחילת הבטון ושקיעת יסודות. מקדם השכיחות  $\Psi$  נתון בתקנים ונקבע מתוך שיקולים שונים.

עומסים משתנים הפועלים לזמן קצר – עומסים שימושיים כגון אנשים וציוד המצויים על המבנה לזמן קצר, שלג והשפעות טמפרטורה לזמן קצר.

עומסים משתנים הפועלים לזמן קצר מאד - כגון עומסי הפעלת ציוד מנופים וכלי רכב, עומסים על מעקים, עומסים הנוצרים בשלבי יצור ועומסי רוח בשיעור מלא. עומסי רעידת אדמה שייכים גם כן לסוג זה מבחינת אופיים אך לאו דווקא מבחינת מקדמי הבטחון שיוצמדו להם.

עומסים אקראיים  $A_k$  – (accidental loads) שווה ערך של עומסים הנוצרים עקב הרס רכיב נושא של מבנה ועומסים הנוצרים עקב פיצוץ (מיכלי גז לדוגמה) או הולם של רכב.

על אף ההגדרות הנ"ל כאשר באים לתכנן, הסיווג של העומסים לצורך תכן לא תמיד יבוא לביטוי לפי סווג לעיל.

העומסים הקבועים  $G_k$  הם משקלי האלמנטים והחומרים שנמצאים דרך קבע על המבנה ועל המתכנן להתמודד עם בעיית קביעת גודלם בדרך היעילה ביותר.

רוב העומסים המשתנים  $Q_k$ , למעט מקרים מיוחדים, הם קודם כל חובה הנקובה בחוק. העומסים המינימליים עבורם יש לתכנן בית מגורים או בית ספר או ספרייה ציבורית וכו' אינם שיקולו של המתכנן אלא חובה שהטיל עליו המחוקק. הוא

יכול להניח בעקבות שיקול עומסים גבוהים מכך אך לא נמוכים מהם . עומסים שימושיים נומינליים ניתן לקבל מהתקנים , כדוגמת ת"י 412 – עומסים אופייניים בבנינים : עומסים קבועים ועומסים שימושיים.

עומס הרוח הוא עומס משתנה ועומס רעידת אדמה הוא עומס אקראי , אך הם קודם כל דרישות מורכבות אשר מבוססות על מחקר ומידע רב שניצבר במשך השנים. למעט מקרים חריגים ביותר אין כמעט מקום לשיקול דעת אלא לקבל את דרישות התקנים המתאימים וליישם אותן , בשים לב לאיזור הגיאוגרפי, קרקע (לענין רעידת אדמה) וכו'. בתקן ת"י 413 – תכן עמידות מבנים ברעידת אדמה, מרוכזות כל הדרישות לתכן מבנים לרעידות אדמה . בתקן ת"י 414 עומסים אופייניים בבנינים : עומסי רוח, מרוכזות הדרישות לעומסים עקב רוח . הדרישה לעמידה בעומסים עקב רוח ועקב רעידת אדמה היא חלק מדרישות החוק ביחס לתכן מבנים.

העומסים הנקראים אקראיים הם למעשה עומסים המובאים בחשבון בתכנון במסגרת צימצום הסכנה להתמוטטות בשרשרת.

יש קריטריוני אבחנה נוספים בין העומסים המשתנים והיא השכיחות . זהו ענין הנתון לשיקול ובדרך כלל תוצאה של תצפיות יותר מאשר שיקול מדידה או מדעי אחר. התקן הישראלי ת"י 466 חוקת הבטון 1 [1] נתונים ערכים שונים הנעים בין 0 ל 1.0 עבור  $\Psi$  אולם דרישות אלו יכולות להתפרסם גם בתקנים אחרים.

#### 2.4.2 עומסי תכן ומקדמי בטיחות חלקיים לעומסים

עומסי התכן הם  $F_d$  - עומסים האופייניים מוכפלים במקדמי בטיחות חלקיים לעומסים  $\gamma_f$  .

$$F_d = F_k \gamma_f \quad (2.4.1)$$

מקדם הבטיחות החלקי לעומס נועד להביא בחשבון מספר גורמים כגון : חריגה אפשרית של העומס לכיוון גידול , הערכה לא נכונה של השפעת העומס על המבנה, הצטברות בלתי חזויה של עומסים וכו'.

מקדמי הבטיחות  $\gamma_f$  נקבעים בין השאר לפי שיקול הסתברותי כאשר המטרה היא להביא בחשבון סיכון הנובע מן האפשרות של עליה בגודלו של העומס מעל ערכו האופייני.

בדרך כלל , עבור מצב גבולי של שרות ערכו של  $\gamma_f$  יהיה 0 או 1.0 אשר משמעותם – מצוי על המבנה (1.0) או אינו מצוי כלל על המבנה (0) .

במצב גבולי של הרס יהיה ערכו של  $\gamma_f$  1.4 עבור עומסים קבועים (עם הקטנה של 1.2 עבור מקרים מסוימים) וכן 1.6 – 1.2 עבור עומסים משתנים (שימושיים) . מקדם השכיחות  $\Psi$  מופעל בכל מקרה לפי המוכתב לפי התקן (ולא כל ערך שבתקן ניתן

לנמק בקלות). מקדם הבטיחות החלקי עבור עומס לחץ קרקע וכן עבור עומס אופקי של נזלים הינו 1.4 לפי [1] (נכון למועד הנוכחי).

### 2.4.3 שילובי עומסים

שילובי עומסים במצב גבולי של שרות באים לתאר מצב קיים ונדרשים בחשובי שקיעות או סדיקה, למשל, עבור מצבים נתונים. שילובי עומסים במצב גבולי של הרס באים לתאר מצבי עמיסה אשר יגרמו להיווצרות הכוחות הפנימיים הגדולים ביותר (או הקטנים ביותר) בחתך אלמנט או בסביבה ידועה בו.

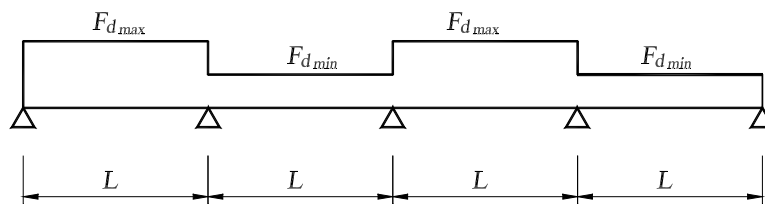
$$F_{d \max, \min} = G_k \gamma_{f g} + \sum_{m=1}^i Q_{k m} \gamma_{f q m} \quad (2.4.2)$$

הנוסחה (2.4.2) אינה קובעת אילו שילובי עומסים יש להביא בחשבון. זהו שיקולו של המתכנן, כאשר המטרה הוגדרה, להביא לביטוי את הערכים הסטטיים הגבוליים המתפתחים בכל חתך במבנה. נקבע בה עקרונית כי בא וסף העומסים אשר יש להביא בחשבון, כל אחד מהם יוגדל במקדם הבטיחות החלקי המתאים לו. בתקן [1] נתונות שתי טבלאות המבחינות בין (2.1) שילובי חובה אשר על המתכנן להביא בחשבון ובין (2.2) שילובי עומסים מומלצים. בכל תקן כגון [5], [6] ו [7] יש מינימום שילובי עומסים שהם חובה, ביניהם הכללת עומסים קבועים ומשתנים עיקריים (שכיחים ואחרים) וכן רוח ורעידת אדמה. יתרת שילובי העומסים (מתי עגורן גורם למצב קריטי, למשל) הם לשיקול המתכנן.

דוגמת שילוב עומסים ניתן לראות בציר מס' 2.5. נתונה שם קורה (או טבלה מתוחה בכיוון אחד) בת 4 שדות. ארבעת השדות השווים (מיפתח L) עמוסים לסרוגין ב  $F_{d, \max}$  ו  $F_{d, \min}$  כאשר, עבור מצב גבולי של הרס משמעותם היא:

$$F_{d \max} = 1.4 g_k + 1.6 q_k \quad (2.4.3)$$

$$F_{d \min} = 1.2 g_k \quad (4.4.2)$$



### 2.5 ציור

משמעות מקדמי הבטיחות החלקיים המופיעים במשוואות (2.4.3) ו (2.4.4) היא:

$$\gamma_{f g \max} = 1.4 \quad \gamma_{f g \min} = 1.2 \quad \text{עבור עומס קבוע:}$$

עבור עומס שימושי :  $\gamma_{q \max} = 1.6$   $\gamma_{q \min} = 0$   
 אותה מתכונת של עמיסה עבור מצב גבולי של שרות תכלול :

$$F_{dmax} = 1.0 g_k + 1.0 q_k \quad (2.4.5)$$

$$F_{dmin} = 1.0 g_k \quad (2.4.6)$$

מקדמי הבטיחות החלקיים עבור מצב גבולי של שרות הם :

$$\gamma_{g \max} = 1.0 \quad \gamma_{g \min} = 1.0$$

$$\gamma_{q \max} = 1.0 \quad \gamma_{q \min} = 0$$

עבור עומס קבוע :  
 עבור עומס שימושי :  
 לא הובאו במערכת השיקולים לעיל מקדמי שכיחות אפשריים  $\Psi$  עבור העומס השימושי או עבור חלקים ממנו.

#### סיכום :

א. עומסי התכן הם העומסים האופייניים מוכפלים במקדמי בטיחות חלקיים לעומס. לכל עומס משייכים מקדם בטיחות בהתאם לשיקולים שונים. ככל שהמידע על גודלו וודאות שכיחותו טוב יותר מקדם הבטיחות החלקי יכול להיות נמוך יותר.  
 ב. יש לעשות את האבחנה בין מצב גבולי של הרס ומצב גבולי של שרות. עקרונית, במצב גבולי של שרות לא מדובר בסיכון אלא בנוכחות העומס או לאו, על כן המקדם יהיה 1.0 או 0.

## 2.5 חוזקים אופייניים וחוזקי תכן

### 2.5.1 חוזקים אופייניים

החוזק האופייני של הבטון מסומן כ  $f_{ck}$  והוא כאמור בפרק 1, מייצג ערך אשר משמעותו הסטטיסטית היא כי "מכלל הבטון המצוי במבנה או באלמנט הנדון לפחות 95% מכלל הדגימות אשר ניתן ליטול ממנו חו זקן יהיה שווה או גבוה ממנו".  
 החוזק האופייני במתיחה מסומן כ  $f_{ctk}$ .  
 חוזק הבטון ניבדק לפי המתואר בסדרת התקנים ת"י 26: שיטות לבדיקת בטון, המתארת את צורת נטי לת הדגימות לבדיקה, הכנתן ועצם מהלך הבדיקה. ת"י 118 - בטון: דרישות, תיפקוד וייצור, מתאר את סיווג הבטון לסוגים (20, 30 וכו') בהתאם לתוצאות הבדיקות, לפי מיבחנים סטטיסטיים הניקבעים לפי תורת הדגימות וכן דרישות נוספות בהתאם לתנאי התיפקוד של מבני הבטון ודרישות הקיים לגביהם.  
 חוזק הבטון בלחיצה ניקבע בבדיקה תקנית של קובייה בעלת צלע של 150 מ"מ. מאחר ובארץ במשך שנים רבות בדקו בטונים בקוביות שונות מהן "ל (בעלות צלע של 100 מ"מ או 120 מ"מ) ניקבע בת"י 466 חלק [1] ובת"י 118 ובת"י 26 כי הבדיקות תימשכנה בקוביות בעלות צלע 100 מ"מ, אולם תידרשנה מהן דרישות גבוהות יותר על

מנת להתאים ולהשוות את תוצאות הבדיקות לדרישות [8] ו [4] אליהן מכוילת חוקת הבטון [1] (ראה גם סעיפים 1.2.1 ו 1.2.2).

אם חוזק הבטון האופייני במתיחה לא נקבע בניסוי, מספק ת"י 466 [1] נוסחה כלהלן לאומדן חוזק המתיחה מתוך חוזק הלחיצה האופייני (הנתון בקוביות 100 מ"מ):

$$f_{ctk} = 0.168 f_{ck}^{2/3} \quad (2.5.1)$$

החוזק האופייני של הפלדה  $f_{sk}$  הינו גבול הכניעה של הפלדה כפי שהובהר בפרק 1. חלה עליו אותה ההגדרה, כמו לגבי הבטון) על פיה לא יותר מ 5% מהדגימות חוזקו יהיה נמוך מהערך האופייני. סוגי הפלדה המותרים בארץ מוגדרים לפי התקנים: מוטות פלדה חלקים – ת"י 4466 חלק 2 (או ת"י 893 ישן), מוטות פלדה מצולעים – ת"י 4466 חלק 3 (או ת"י 739 ישן) ורשתות פלדה מרותכות לזיון בטון – ת"י 4466 חלק 4 (או ת"י 580 ישן).

חשוב לו כור את הדבר הבא כאשר עוסקים בחוזקים אופייניים של בטון ופלדה. מוטות פלדה משווקים לפי קטרים וייצורים תעשייתיים. מוט פלדה, לפי אחד התקנים, יעמוד או לא יעמוד בדרישות התקן ואם לא יעמוד – ייפסל לשימוש. לא ניתן לבדוק כל מוט, לקבוע את חוזקו ואת קוטרו (למקרה שהוא חורג מן המידה התקנית) ולהתאים את שימושו בהתאם לכך. סיווג הבטון לפי הסוגים הנתונים בתקן חשוב, אבל הבטון, אשר מיוצר בתהליך שונה, כפוף לתנאי האשפורה והשפעות אחרות, חוזקו יכול לא להתאים בדיוק לסוג מסוים בתקן. זה אינו פוסל אותו, אלא עושה אותו בעל חוזק שונה. ניתן להשתמש בו לאחר אימות חוזקו. אפשר כי חוזקו גבוה מן הנדרש והוא כשיר לשימוש. יכול להיות שיימצא כי הבטון בעל חוזק נחות, דבר שיגרור אל אחת משלושת המסקנות הבאות: א. להרוס את הקטע בו הבטון נחות ולצקת אותו מחדש, ב. לשדרג את המבנה (יותאם לשאת עומסים נמוכים יותר), ג. יידרש חיזוק המבנה.

הברזל חייב לעמוד בדיוק בדרישות התקן ואם לאו הוא פסול. הבטון, לעתים קרובות יקרה כי לא יעמוד בדיוק בדרישות התקן ואז יש לשקול את השימוש בו. עצם החוזק השונה לגבי הבטון אינו פוסל אותו אוטומטית.

## 2.5.2 חוזקי תכן ומקדמי בטיחות חלקיים לחומרים

חוזקי התכן הם החוזקים האופייניים מחולקים במקדמי בטיחות חלקיים. החילוק במקדם בטיחות חלקי משקף את ההתחשבות בסיכון שיכול להתפתח עקב גריעה בחוזק החומר מסיבה כל שהיא או אי יכולת מסיבה כל שהיא להנות ממלוא חוזק החומר. מקדם בטיחות חלקי לחומר מסמנים ב  $\gamma_m$ . חוזק אופייני מסמנים כללית ב  $R_k$  וחוזק תכן ב  $R_d$ . אי לכך:

$$R_d = R_k / \gamma_m \quad (2.5.2)$$

צריך להבחין בין מצב גבולי של הרס ומצב גבולי של שרות.

מקדם הבטיחות החלקי במצב גבולי של הרס עבור הפלדה הוא  $\gamma_s = 1.15$ .  
 מקדם בטיחות זה תקף עבור כל הפלדות לזיון בטון והוא זהה בגודלו בכמעט כל התקנים בעולם (גם עבור הפלדה לבטון דרוך). אם החוזק האופייני של הפלדה הינו  $f_{sk}$  חוזק התכן שלה  $f_{sd}$  נתון על ידי:

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s \quad (2.5.3)$$

מקדם הבטיחות החלקי במצב גבולי של הרס עבור הבטון מסומן  $\gamma_c$ . בתקן הישראלי [1] נקבע הערך  $\gamma_c = 2.0$  עבור לחיצה, והוא מתייחס לחוזק התכן המתואם. בשים לב לכך חוזק התכן בלחיצה של הבטון,  $f_{cd}$  לעומת החוזק האופייני  $f_{ck}$  הוא כמפורט בטבלה 2.1.

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.5.4)$$

ברם, אם נשוב לפרק 1, סעיף 1.2.2 ושוב נביא בחשבון כי יש מקדמי התאמה בין הבטון בישראל אשר חוזקו נמדד בקוביות 100 מ"מ לבין הקוביות 150 מ"מ ונעביר מטבלה א' את סוג הבטון המתואם ( $f_{ck}$ ) המתואם הוא הערך האמור להופיע בנוסחה (2.5.4):

**טבלה 2.1 – חוזקי התכן בלחיצה ( $\gamma_c = 2$ ) בשים לב לחוזק האופייני המתואם בגין גודל הקוביות**

סוג הבטון	ב20	ב25	ב30	ב40	ב50	ב60
חוזק אופייני מתואם (ראה פרק 1 ס' 1.2.2)	17.2	21.7	26.1	35.1	44.3	53.6
חוזק תכן $f_{cd}$	8.6	10.8	13.0	17.5	22.1	26.9

בתקנים זרים הערכים של  $\gamma_c$  שונים. הערך בתקן האנגלי [6] הוא 2.22 עבור כל הבטונים. ב EC2 [8] [40] וב [4] הערך הוא 1.5 אולם הוא מתייחס לחוזק הנמדד בגליל תקני. אם יובא בחשבון היחס בין גליל לקוביה תקנית המקדם המתואם יהיה 1.875 (בקוביה בעלת צלע 150 מ"מ). בנוסף מותר [40] מקום לשיקול להגדיל את מקדם הבטחון הזה על ידי חלוקתו ב מקדם בין 1.0 ל 0.85 ו [8] ו [4] קובעים כי יש לחלק ב 0.85, דבר שיביא את מקדם הבטחון ל 2.21 (קרוב לגמרי לערך ב BS 8110). לאור כל אלה מקדם הבטחון החלקי  $\gamma_c = 2.0$  הינו בהחלט מנומק היטב.

כל מקדמי הבטיחות החלקיים לחומר  $\gamma_m$  במצב גבולי של שרות הם 1.0. משמעות הדבר אינה בטחון נחות לעומת מצב גבולי של הרס. הדבר נעשה לצורך



שמירה על פורמט (ניסוח) זהה בתקינה. בפועל, במצב גבולי של שרות בודקים כפף וסדיקה (לפחות). אין כאן תכן אלא בדיקת ערכים והש וואתם עם "ערכים מותרים". עבור תכן במצב גבולי של שרות דרוש חוזק התכן במתיחה :

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (2.5.6)$$

כאן יש לקחת  $\gamma_c = 1.5$  (ערך זה מקובל ב [40] ו ב [8])

## 2.6 עמידה במצב גבולי של הרס

עמידה במצב גבולי של הרס משמעה הוכחה חישובית (או ניסויית במקרים מסוימים, נדירים מאד) שמאמץ התכן  $\sigma_d$  המתפתח במקום מסוים במבנה אינו עולה על חוזק התכן של החומר באותו המקום  $R_d$  (ניסוח מוכלל) :

$$\sigma_d \leq R_d \quad (2.6.1)$$

בפורמט של כוחות פועלים על חתך ניתן יהיה להגדיר עמידה במצב גבולי של הרס כהוכחה חישובית שכות התכן  $S_d$  המתפתח בחתך בפעולת מכלול העומסים (למשל  $G_k Q_k$  על מקדמי הבטיחות שלהם  $\gamma_g \gamma_q$ ) לא יעלה על תסבולת התכן של החתך שהיא פונקציה של החוזקים  $f_{ck} f_{sk}$  על מקדמי הבטיחות שלהם  $\gamma_c \gamma_s$  :

$$S_d \leq R_d \quad (2.6.2)$$

המשמעות המעשית של (2.6.2) ניתנת לתרגום על ידי הדוגמה הקטנה הבאה : אם מומנט התכן החיצוני בחתך מחושב באמצעות העומסים האופייניים מוכפלים במקדמי בטיחות לעומסים  $\gamma_f$  ומומנט התכן של הכוחות הפנימיים מחושב באמצעות החוזקים האופייניים מחולקים במקדמי הבטחון לחומר  $\gamma_m$  הרי שצריך להתקיים היחס :

$$M_d^{פנימי} \leq M_d^{חיצוני} \quad (2.6.3)$$

$$או: M_d^{חוזקים אופייניים} / \gamma_m \leq M_d^{עומסים אופייניים} / \gamma_f$$

כלומר, סה"כ מקדם הבטחון ניתן לראות בצורה פשטנית לצורך המחשה כ :

$$M_d^{חוזקים אופייניים} / \gamma_m \leq M_d^{עומסים אופייניים}$$

חלק נוסף באבטחת עמידה במצב גבולי של הרס היא הוכחת היציבות הכללית של המבנה וכן סכימות סטטיות יציבות, וכו'.

## 2.7 עמידה במצב גבולי של שרות

עמידה במצב גבולי של שרות (ראה גם פרק 19) הינה הוכחת עמידת המבנה בכמה קריטריונים המבטיחים לכאורה את תפקודו התקין לאורך כל תקופת קיומו . מינימום הקריטריונים הם :

- א. אבטחת הגבלת הכפף (או התזוזה) שלא יעלה על גבול מומלץ (על ידי התקן בדרך כלל).
- ב. אבטחת הגבלת רוחב הסדקים שלא יעלה על רוחב מומלץ (על ידי התקן בדרך כלל).
- ג. הגבלת מאמצים באיזורים מסוימים באלמנט (מאמצי לחיצה או מתיחה בבטון דרוך למשל).
- ד. אבטחה בפני תנודות יתירות.

עמידה במצב גבולי של שרות היא בדיקה . ראשית האלמנט מ תוכנן, על מידותיו, סוגי החומרים והכמויות שלהם וכן פרטי התכנן (פרטי זיון בדרך כלל ). על בסיס זה בודקים את רוחב הסדק, גודל הכפף, שיעור המאמצים המירביים וכו'. יש נטייה בתקנים מסוימים וכן ב [4] ו [8] להציג את התכנן בפורמט אחיד ולכן עומסי התכנן במצב גבולי של שרות הם העומסים האופייניים כפולים במקדמי בטיחות  $\gamma_{f,max} = 1.0$  אם העומס קיים ו  $\gamma_{f,min} = 0$  אם העומס אינו מצוי על המבנה ). ביחס לחומרים:  $\gamma_c = \gamma_s = 1.0$  אף כי אין לזה משמעות מעשית.

בתקן הישראלי [1] מופיע המונח  $F_{ser}$  עבור עומס תכנן במצב גבולי של שרות ושילובי העומסים מסומנים (ללא היזקקות למקדמי בטיחות חלקיים במצב גבולי זה) כך:

$$F_{ser,max} = G_k + \Sigma Q_{km} \qquad F_{ser,min} = G_k$$

### 2.7.1 הגבלת הכפף

בכל התקנים קיימות דרישות להגבלת הכפף . הסיבות להגבלת הכפף הן אסטטיות ותפקודיות וכן מניעת נזק לאלמנטים קשורים (למשל - מניעת סדיקת מחיצות הנשענות על תקרה אשר שקיעתה עשויה להיות גדולה מדי). כפף הינו הזזה שמקורה בהיות האלמנט מוטרח בכפיפה. לרוב רגילים לחשוב במונחים של שקיעה אנכית אולם גם תזוזה אופקית של כל המבנה או אלמנט בו , עקב כוחות אופקיים, היא כפף (אופקי) לכל דבר.

בת"י 466 [1] נתונות ההגבלות הבאות:

כפף אנכי מקסימלי כולל של אלמנט ( תקרה, קורה וכו' ) :  $l/250$  כאשר  $l$  הינו המיפתח. כפף אנכי מקסימלי של אלמנט עליו מתוכנן אלמנט אחר אשר עשוי להינזק עקב שקיעת האלמנט הנושא :  $l/500$  . דוגמה לכך – אותו החלק בכפף הכולל אשר עשוי להשפיע על המחיצה הנשענת על טבלה, הוא האמור להיות מוגבל ל  $l/500$ .

כפף אופקי של מבנה בפעולת כוחות רוח עליו :  $H/500$  (H - גובה המבנה).

### 2.7.2 סדיקה

סדיקה יתירה גורמת לנזק אסטטי ולחשיפת הזיון לקורוזיה ועל ידי כך פגיעה באורך חיי המבנה (או העמסה כבדה על תקציב תחזוקתו).  
מעבר לבעיה האסטטית המבחן לצורך בהגבלת הסדיקה הינו מידת הסיכון שבחשיפת המבנה לפגעי מזג האוויר או הסביבה (מדובר בעיקר בקורוזיה של הזיון, אף כי גם חומרי בניה אחרים עוברים תהליכים של בלייה).  
בת"י 466 [1], כמו בכל התקנים בעולם היום, הסדק המירבי המותר במבנים מבטון מזוין, הוא כ 0.3 מ"מ (ו 0.2 מ"מ המבנים מבטון דרוך) וזה בחלקי מבנה הנמצאים באיזור מוגן ובסביבה לא תוקפנית (אלמנט חשוף בתוך המבנה למשל). רוחב הסדק המותר הולך וקטן ככל שמידת החשיפה גדלה. בסביבה אגרסיבית או בקרקע אגרסיבית רוחב הסדק לא יעלה על 0.1 מ"מ (כנ"ל לגבי בניה בסביבה ימית). פרוט מלא נתון ב [1].  
מניעת סדיקה בכלל אפשרית בדרך כלל תוך דריכת הבטון, כאשר מובטח כי באיזור במבנה בו חוששים מסדיקה המאמץ לא עולה על חוזק המתיחה האיפייני. בכל מקרה אחר יש להביא בחשבון סדיקה. בחישוב רוחב הסדק מקובל להניח אי דיוק של עד 20% בין המחושב לבין הנצפה במבנה כסביר.

### 2.7.3 תנודות יתירות

במובן הבטיחותי ומתוך התפיסה של אבטחת מצב גבולי של הרס, הבדיקה צריכה להוכיח כי תדירות התנודות בהשפעת העמיסה רחוקה מהתדירות העצמית של המבנה על מנת להרחיקו מסכנת כניסה לתהודה (רזוננס). במובן הפיזיולוגי שליטה על התנודות צריכה למנוע אי נוחות ממשתמשי המבנה. זו אינה משימה פשוטה וכאשר עוסקים במבנה מיוחד או מבנה אשר עשוי לפתח רגישות לתנודות – יש להיוועץ מאחר ואין תשובות פשוטות. שילוב זמן מחזור שניראה סביר וקביל לפי התקן ביחד עם כפף אופקי הנע בגבולות H/ 500-1000 שאף הוא סביר לפי התקן, יכולים להוות מטרד פיזיולוגי קשה.  
בדרך כלל זמן המחזור של המבנה מחושב בלי להביא בחשבון את המחיצות אשר אפשר כי לא תהיינה בזמן ידוע. מסת חומרי הגימור האחרים יש להביא בחשבון.

### 2.8 אובדן היציבות ועומסים חריגים

אבטחה נגד אובדן היציבות היא חלק בלתי ניפרד מאבטחת עמידה במצב גבולי של הרס. בכל התקנים, כולל [1], יש הערות על כך אם כי בדרך כלל עקיף ות. בפועל:  
א. מניעת אובדן היציבות גלומה בחישוב הסטטי.  
ב. ניתנות הגבלות שונות לתמירות האלמנטים כאשר זה מבטיח באופן עקיף מניעת התקרבות לאובדן היציבות.  
ג. הגבלת התזוזות בדרך כלל גורמת למניעת קירבה לחוסר יציבות.

ד. קיימות התראות וחובות התחשבות בהשפעות מסדר שני. ואחר הכול אין לשכוח כי בעיית היציבות במבני בטון מזוין הרבה פחות מובנת מעצמה ומו רכבת יותר מזו שבאלמנטים ומבנים עשויים מחומר אלסטי הומוגני איזוטרופי מסיבת מורכבות התנהגות החומר והיות חלקים ניכרים ממנו סדוקים. עומסים חריגים הם עומסים מקריים, לחלוטין לא שכיחים ובלתי רגילים בעצם קיומם, ובעלי עוצמה חריגה. דוגמאות הן התנגשות רכב במבנה, פיצוץ חומר נפץ או בלון גז, אירוע חבלני כל שהוא וכו'.

תכנון מבנים לעמידה בפעולת עומסים כאלה בהתחשב במקדמי הבטיחות הרגילים היה גורם לייקורם בצורה שלא ניתן לעמוד בה (למעט אולי מבנים בעלי חשיבות ב יטחונית חריגה) או גידול במידותיהם הג' יאומטרית, שוב בצורה בלתי מקובלת לחלוטין.

קיימת תפיסה אשר מבקשת לתכנן כך שיימנע כשל מוחלט אולם ניתן יהיה לספוג הרס מקומי – "מניעת התמוטטות בשרשרת" ( minimizing the risk of progressive collapse). יש התייחסות לנושא זה גם בתקן הישראלי [1]. הכוונה והמטרה הן לתכנן את המבנה כך שאם יתרחש א ירוע מן הסוג שתואר (עומס חריג) תיבלם התפשטות ההרס ותישאר מקומית (בדרך כלל לא יותר מאשר אל הקומה מעל ואל הקומה מתחת במבנה קומות, ובדרך כלל לא תתפזר יותר מאשר על שטח מצומצם – למשל על פני שטח דירה אחת קטנה).

לצורך קיום רעיון זה מוסכם כי תחת פעולת עומס חריג, באיזור הכשל המקומי תהיה יציאה ממצב גבולי של שרות, הקיום של האלמנטים בסביבה הקרובה יהיה מבוסס על מערכת מקדמי בטיחות קטנים יותר: לעומסים  $\gamma_f = 1.0$  לדוגמה, (לעומת 1.4 - 1.6 בתכנון רגיל), ולחומרים:  $\gamma_c = 1.3$  עבור הבטון (לעומת 2.0) ו  $\gamma_s = 1.0$  עבור הפלדה (לעומת 1.15).

## **2.9 מקדמי בטיחות חלקיים נוספים**

צרכים מיוחדים של מבנה יכולים לבוא לב יטוי באמצעות מקדמי בטיחות מיוחדים או נוספים. אי ודאות ביחס להתנהגות של מבנה או אלמנט מתוך המבנה יכולה לקרוא להפעלת מקדם בטיחות מיוחד כולל מן הסוג הידוע כמקדם התנהגות  $\gamma_n$  (בשיעור של 10% או 20% נוספים, לדוגמה), נוסף על מקדמי הבטיחות הרגילים, או על מקדמי הבטיחות של העומסים על ידי הגדלתם או על מקדמי הבטיחות של החוזקים על ידי הגדלתם. כאן שיקול מתכנן המבנה הוא הקובע בהתאם לנסיבות.

מקדם עומס דינמי  $\gamma_{f,dyn}$  (בעקבות עבודת מכוונת, מנועים, עגורנים וכו') הינו סוג של מקדם בטחון אשר אי אפשר לקבוע ככלל אלא יש לשקול לפי אופי העומס וסוג המבנה וכו'. בגשרים יש צורך בהפעלת מקדמי בטחון מסוג זה ואמנם בתקן הישראלי ת"י 1227 "עומסים ודרישות ג יאומטריות בגשרים" יש הצעות לגבי מקדמים כאלה בגשרים. מקדם בטחון דינמי תמיד מגביר את תוצאת הפעלת העומס. גם בתכן מבנים

לעומסי רעידת אדמה (ראה ת"י 413) יש במספר מקרים מקדמי הגדלת העומס כתוצאה מהשפעות דינמיות.