18. אלמנטים לחוצים

18.1 כללי

אלמנטים לחוצים הם אלמנטים לאורכם פועל כוח לחיצה. אלה בדרך כלל עמודים אך לא תמיד. באלמנטים שונים, בכפוף לתנאי הסמיכה שלהם יכולים להתעורר כוחות לחיצה גדולים (למשל כוח לחיצה עקב עליית טמפרטורה בקורה או טבלה הנשענת על שני סמכים קבועים, או תוספת כוחות בטבלות או קורות עקב לחצי עפר אופקיים, וכו׳).

לא קיים מצב של לחיצה צירית טהורה. הביצוע של אלמנטים קונסטרוקטיביים מתבצע בגבולות סיבולות (tolerances) מותרות. הכוחות מופעלים גם הם בסטיות כל שהן מן המתוכנן. אי לכך כל המערכת של גיאומטריה ועמיסה מתנהלת בגבולות אי דיוקים אשר אינם פגם או ליקוי אלא פיזור הסתברותי מובן ומקובל, כל עוד הם בגבולות הנחשבים כקבילים. בשים לב לכך לא יהיה חתך שיהיה ניתן לתכנן לכוח צירי טהור - כל חתך יתוכנן לכוח אקסצנטרי.

תכן אלמנטים לחוצים קשור בתמירות. כל תכן של אלמנט לחוץ צריך להיות מאומת מול סכנת קריסה. זו היא פונקציה של תמירות. גם בקריסה הקלסית השפעת התמירות תורגמה לסטייה מסוימת מקו פעולת הכוח הצירי (ראה אוילר, שיטות אנרגיה). אי לכך אין לתכנן אלמנט לחוץ מבלי להתייחס לנושא התמירות שלו.

על התמירות משפיעים גורמים שונים הקשורים במערכת הסטטית של המבנה כולו ובסביבה הקרובה של האלמנט הלחוץ עצמו. כפי שיתברר בהמשך פרק זה יש לעבור כמה מבחנים ולבצע כמה חישובים עד לקביעת התמירות. לאחר מכן התמירות תהפוך להשפעה נוספת על האקסצנטריות.

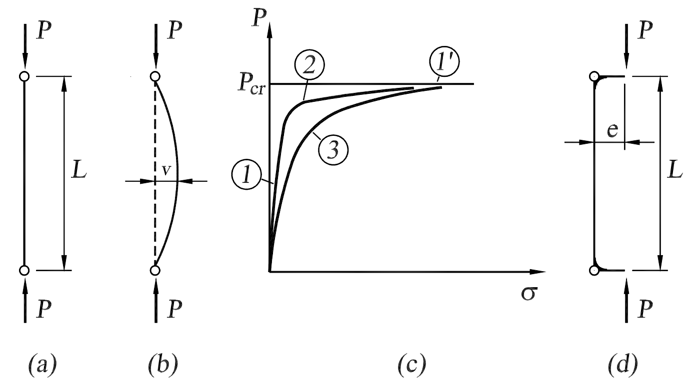
בסיכומו של דבר הבעיה של אלמנט לחוץ, לאחר בחינת מקומו במבנה, בחינת סביבתו הקרובה, קביעת התמירות, נשארת בעיה של חישוב חתכים לפעולת כוח אקסצנטרי. חישוב חתכים כאלה ניתן בפרק 5. פרק זה יתייחס למכלול הנושאים הכרוכים בתכן ובדיקת התסבולת של אלמנט לחוץ <u>עד</u> לחישוב חתך לפעולת כוח אקסצנטרי. יש לצאת מתוך הנחה כי ענין זה ברור וידוע לפני שניגשים לפרק זה.

התקן הישראלי [2] הקיים אימץ את הגישה אשר ניתנה בתקן האנגלי BS 8110 [6] בגירסתו משנת 1972. בתקן האנגלי [6] השתנה מעט עד שנת 1999. הקהיליה האירופית מנסה להתיישר עם קבוצת תקנים כלל אירופיים, ביניהם EC2 [8], מין טיוטא לחוקת בטון לכל מדינות אירופה. האימוץ של [8] מסיבות מובנות הינו תהליך

איטי. גם מדינות אירופה לא קלטו אותו במהירות. ל [8] יש כבר גירסה חדשה - [40]. המענין הוא כי בו בזמן ש [8] ניסה לאמץ גישה אמריקאית לחישוב תמירויות, [40] רומז על אפשרות של חזרה לגישה האנגלית, זו שנימצאת כבר ב [2]. חוקת הבטון חלק 2 [2] נכנסה לרביזיה בשנת 2006 . גם נושא האלמנטים הלחוצים אמור לידון. ממה שנימצא היום על מפת התקינה הבינלאומית (ויש רצון אמיתי להתיישר עמה בקווים די מקבילים) יש סיכוי והגיון לכך כי פרק זה בתקן הישראלי [2] יהיה מבוסס על [8] ועל [40] וגם על הקיים בו המתאים ל [6], עם כמה שנויים מתבקשים. סעיף 18.8 ינסה לשרטט קווים לכך.

18.2 קריסה קלסית מול קריסת אלמנטים מבטון מזוין

לפי תורת אוילר הקלסית העומס הקריטי עבור מוט עמוס בלחיצה צירית (עומס הקריסה) הינו $P_{cr} = \pi^2 EI / l^2$. ביטוי זה תקף עבור מוט לחוץ לחיצה צירית טהורה, בעל מידות גיאומטריות זהות ורציפות לכל גובהו ודו פרקי. גובהו l ומומנט האינרציה של חתכו I . ההנחה החשובה ביותר עבור תקפות ביטוי זה היא כי החומר אלסטי הומוגני ואיזוטרופי, ויהיו אשר יהיו המאמצים הקשר הלינארי $\sigma = E\varepsilon$ תקף תמיד. למעשה תורת אוילר מנוסחת עבור חומר אידיאלי.

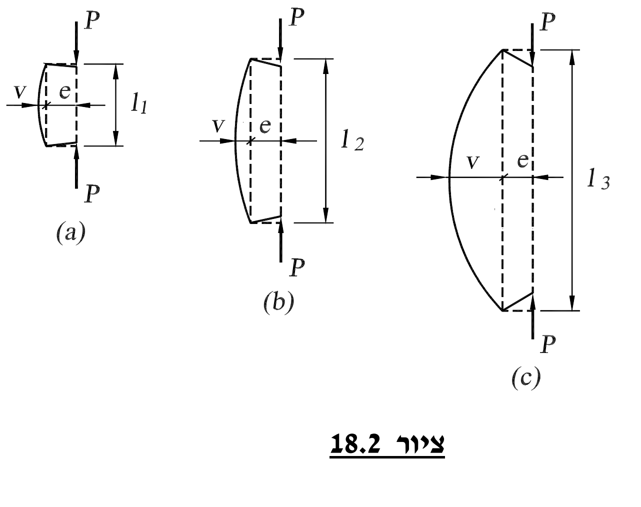


ציור 18.1

בציור 18.1a נתון מוט דו פרקי בעל אורך l עשוי מחומר אלסטי הומוגני איזוטרופי. לאורך ציר המוט פועל כוח צירי P. המערכת מושלמת, ללא סטיות כל שהן

בגיאומטריה, הכוח יוכל לעלות ללא כל דפורמציה צידית עד הגיעו לכוח הקריסה P_{cr} . בהגיעו לערך זה תתפתח סטייה אופקית v במרכז המוט (ציור 18.1b) בגודל בלתי מוגדר המסמלת את אבדן היציבות שלו - הקריסה שלו. תמונה זו נתונה בציור 18.1c. היא גם תואמת את אחת השיטות לחישוב עומס הקריסה, על פיה תחת פעולת עומס צירי P גורמים לסטייה של הקו האלסטי ממרכזו בגודל v , בלתי מוגדר, ומוכיחים כי האנרגיה הפוטנציאלית להחזרת המוט למצב יציב גדולה יותר מנטייתו לקרוס, כל עוד העומס החיצוני לא עלה על עומס הקריסה $P < P_{cr}$. הרגע בו התהליך מתבדר הוא כאשר $P = P_{cr}$. קימת הוכחה כי כאשר הכוח P מועמס באקסצנטריות e בשני הקצוות (ציור 18.1d) כבר בשלבי העמסה מוקדמים הקו האלסטי של מוט סוטה מהקו הישר ב δ כל שהיא ואינו מתקדם לאורך הקו המסומן ב (1) ב ציור 18.1c אלא לפי הקו (2) , אולם אין זה משפיע על עומס הקריסה שלו P_{cr}. גם כאשר e תגדל תעלה δ אך עדין יישמר עומס הקריסה. כל זה נכון עבור חומר אלסטי הומוגני איזוטרופי בו בכל שלב לאורך הקו (2) או (3) או דומה להם העיבורים והמאמצים לא גדולים ובכל אופן הם לחלוטין בתחום האלסטי לינארי והאקסצנטריות e היא קטנה בסיסית .

המיגבלה של הבטון המזוין, כחומר לא אלסטי, לא הומוגני, בעל חוזק ודפורמביליות סופיים, היא שהוא אינו מקיים את המתואר בציור 18.1 אלא בצורה מאד מוגבלת. e התחלתי בשביל הבטון המזוין הינה מומנט, כלומר עקמומיות, כלומר סטייה מן הקו האלסטי , כלומר אפשרות כניסה לתחום עיבורים ומאמצים אשר אם לא סמוכים או בתוך תחומי הדפורמביליות הסופיים של החומר, הם לפחות בתחום לא

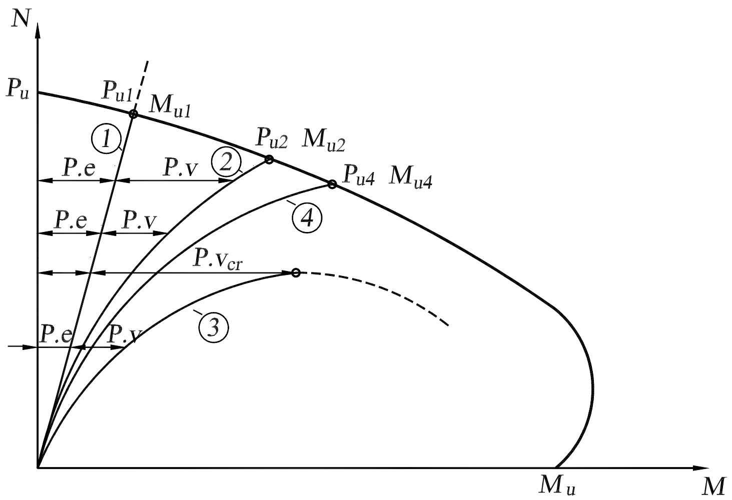


<u>ציור 18.2</u>

לינארי ואינם מאפשרים התנהגות כמנוסח לפי תורת אוילר.

תמונה אחרת להדגמת בעיית הבטון המזוין בנושא קריסה היא כנתון בציורים 18.2 ו 18.3 . בציור 18.2 נתונים שלושה מוטות מבטון מזוין עליהם פועלים כוחות ציריים P באקסצנטריות e בקצותיהם . המוט בציור 18.2a הינו בעל אורך l_1 אשר נניח, לצורך הדיון, כי הוא קצר. בהיות הכוחות P פועלים באקסצנטריות יתפתח לאורך המוט מומנט קבוע בשיעור Pe . המומנט גורם לעקמומיות אשר מביאה לסטייה אופקית v במרכז המוט. v תלויה באורך המוט. אם l_1 יהיה קצר תהיה הסטייה האופקית v קטנה, ובכל אופן נניח כי היא קטנה ביחס לאקסצנטריות e (או כי v זניחה לעומתה).

ציור 18.3 מתאר את ה Interaction Diagram עבור החתך הנתון (חתך המוטות בציור 18.2), על הגיאומטריה שלו, סוגי החומרים והכמויות שלהם ומיקום הזיון בחתך (ראה ציור 5.2) - האיזור המכיל את הכוח הצירי N כלחיצה בלבד. כזכור זהו אוסף המצבים בהם חתך נתון מגיע לגבול התסבולת שלו בצירופים שונים של כוח צירי ומומנט כפיפה, החל בכוח צירי טהור וכלה במומנט כפיפה טהור.



ציור 18.3

בהיות המקרה לפי ציור 18.2a מקרה של אורך עמוד l_1 קצר ועל כן v קטנה וזניחה, מתפתח לכל אורך המוט מצב הטרחה של כוח צירי קבוע עם מומנט כפיפה

קבוע. מצב זה מתואר בציור 18.3 לפי הקו (1). עם עליה בגודל הכוח יעלה המומנט פרופורציונלית לגודל הכוח בלבד ושיפוע הקו יישאר אחיד עד לפוגשו את העקום (Inter. Diag.) בנקי' P_{u1}/M_{u1} - התסבולת הסופית של חתך זה בכפיפה משולבת בכוח צירי, בצירוף הנתון (בהעדר השפעות מסדר שני).

כאשר אורך המוט גדול יותר (l_2 בציור 18.2b) תוספת המומנט Pe לאורך המוט תגרום לעקמומיות ותזוזות - בתוספת v במרכז המוט אשר לא ניתנת להזנחה.

המומנט במיפתח יהיה $P(e+v)$. החלק Pe יהיה בעל שיפוע קבוע (תלוי ב P בלבד) אך Pv יעלה עם העקמומיות בצורה לא לינארית. הגידול הבלתי פרופורציונלי במומנט הנוצר עקב תוספת העקמומיות Pv מתבטא בקו (2) בציור 18.3 . קו זה אינו לינארי. יש בו מרכיב הגדל לא לינארית (Pv). הוא פוגש את עקום (Inter. Diag.) בנקודה P_{u2}/M_{u2} . הגידול הלא לינארי במומנט עקב התוספת באקסצנטריות מוכיח מדוע אותו חתך, בעל תמירות גבוהה יותר מפסיד תסבולת לכוח צירי עם תוספת מומנט.

המקרה 18.2c בו אורך המוט l_3 מפתח מומנט עקב העקמומיות הנוספת Pv אשר גדול לעומת המומנט בקצוות Pe. אם היה זה חומר אלסטי הומוגני איזוטרופי ניתן היה לטעון כי בהגיע הסטייה הנוספת באמצע המיפתח $v \rightarrow v_{cr}$ ולכן המומנט יגיע ל $P(e+v_{cr})$ יגיע הכוח $P \rightarrow P_{cr}$ דוגמת הקו (3) בציור 18.1 ודוגמת הקו (3) בציור 18.3. כלומר - מה שאנחנו רואים בציור 18.3 לפי קו (3) הוא מוט אשר הגיע לקריסה מבלי שמוצה חוזק החתך.

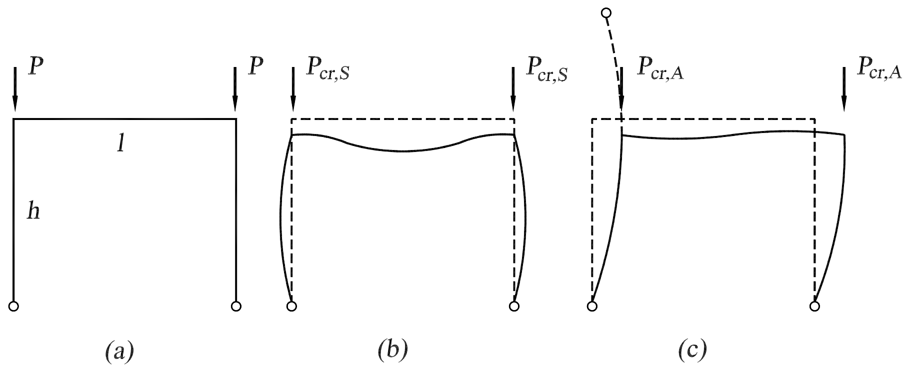
המצב (3) בציור 18.3 הוא בלתי אפשרי במבנים מבטון מזוין. יתירה מזאת - איננו יכולים להרשות לעצמנו את המצב הזה מפני שהפיזור הסטטיסטי של תכונות החומר ואי הדיוקים בביצוע לא יאפשרו לנו לבודד מקדם בטחון אמין.

אי לכך במבנים מבטון מזוין לא נרצה לעולם להתקרב למצב המתואר לפי קו (3) בציור מס' 18.3 . אנחנו נרצה לתכנן את האלמנטים עד לתמירות מירבית גבולית, אשר תוביל אותנו לסטייה אופקית מירבית גבולית, אשר תגרום לאקסצנטריות נוספת עקב תמירות (ראה להלן) אשר תשאיר אותנו עדיין בגבולות מיצוי חוזק החתך (ראה קו (4) בציור 18.3). מנסחי התקנים נוטלים על עצמם מטלה זו והיא באה לביטוי בהגבלת התמירות המקסימלית λ_{max} (כולל השפעות לטווח ארוך על העקמומיות הנוספת עקב תמירות).

18.3 אלמנטים מוחזקים ובלתי מוחזקים

האבחנה בין אלמנטים מוחזקים לבלתי מוחזקים נעשתה כבר בפרק 8 בהקשר דומה לזה שייעשה כאן. פרק 8 דן בחישוב הסטטי של מבנה . פרק זה דן בתכן אלמנטים לחוצים. מאחר ובאלמנטים לחוצים ההחלטה בענין קביעת האורך הפעיל (אורך הקריסה) תלויה לחלוטין בעובדה האם המבנה מוחזק או בלתי מוחזק - יש לבחון סוגיה זאת על הצד העקרוני בה. על מנת לעשות זאת נעזר בציור מס' 18.4 .

בציור 18.4a נתונה מסגרת בת שדה אחד וקומה אחת, בעלת גובה h ומפתח l, עמוסה בשני כוחות בודדים P אנכיים, הפועלים בשני הצמתים העליונים וקו הפעולה שלהם עובר לאורך צירי העמודים. בהתעלם מכל עומס אחר, למסגרת זו שתי צורות קריסה: הצורה (mode) הסימטרית - הנתונה בציור 18.4b, על פיה בעת הקריסה הצמתים העמוסים שוקעים במקביל לעצמם, ללא שום תזוזה אופקית במשקוף (ההנחה של התנהגות בתחום ההזזות הקטנות תקפה). העמוד קורס כאלמנט לחוץ בודד, פרקי בצומת התחתון ובעל ריתום אלסטי (חלקי) כל שהוא בצומת העליון. בשים לב לכך - אורך הקריסה קצר מאורך הקריסה של מוט דו פרקי, ובמקרה זה - קצר מגובה העמוד h .



ציור 18.4

צורת הקריסה השנייה נתונה בציור 18.4c והיא מבטאת את הצורה הבלתי סימטרית, המאופיינת על ידי תזוזה אופקית של המשקוף. לתזוזה אופקית זו מתלוה כמובן גם תזוזה אנכית של הצמתים בהן פועלים הכוחות P . הקו האלסטי של העמוד בקריסה הינו חלק בלבד מהקו האלסטי של עמוד דו פרקי. איזה חלק - יתברר בהמשך

כי זה תלוי ביחסי הקשיחויות בין העמודים והקורה. בשים לב לכך אורך הקריסה של העמוד גדול הרבה יותר מגובה העמוד h .

החישוב של עומסי הקריסה יצביע על כך כי עומס הקריסה לפי צורת הקריסה הסימטרית $P_{cr,S}$ גבוה בצורה משמעותית מעומס הקריסה לפי צורת הקריסה הבלתי סימטרית $P_{cr,A}$ והדבר כמובן תלוי ביחס ההפוך של אורכי הקריסה בריבוע. ככל שהתמירות קטנה יותר יעלה עומס הקריסה ולהיפך.

המסגרת בציור 18.4 הינה סימטרית והיא הועמסה בעומס סימטרי. תיאורטית היא צפויה להגיע לצורת הקריסה הסימטרית, כלומר לעומס קריסה גבוה. מעשית - כל אי דיוק קטן ביותר בביצוע או סטייה קלה של קו פעולת העומס מציר העמוד עשוי לגרום לאובדן הסימטריה. משמעות אובדן הסימטריה - גלישה לצורת הקריסה הבלתי סימטרית, כאשר התוצאה היא עומס קריסה נמוך יותר.

יש דרך למנוע מהמסגרת להגיע לצורת הקריסה הבלתי סימטרית והיא להחזיק אופקית את המשקוף. ברגע שתזוזה אופקית של המשקוף נמנעת המסגרת תהיה מוחזקת אף אם יש אי דיוקים בביצוע או בהפעלת העומסים. אי דיוקים אלה ישפיעו את השפעתם על העומסים המחושבים אולם לא על צורת הקריסה.

אם לא נמנעה מן המסגרת האפשרות לתזוזה אופקית חייבים להניח כי היא תהיה בלתי מוחזקת מפני שאין אפשרות מעשית למנוע אי דיוקים מסוג כל שהוא.

כדי להקל על המתכנן התקנים מנסים להגדיר את הבעיה באופן הבא:

מבנה שלם <u>לא</u> יכול להיות מוחזק. בחלק מן המבנה יכולים להיות אלמנטים אשר מקבלים כוחות אופקיים (למשל פירי מעליות וחדרי מדרגות, קירות קשיחים וכו'). כאשר אלה מקבלים למעלה מ 90% מהכוחות האופקיים יתרת האלמנטים (למשל שורת מסגרות) יהיו מוחזקים. הרבה יותר נוח לחשוב במונחים של 100% הכוחות האופקיים מתקבלים על ידי אלמנטים "מקשיחים", כפי שהוזכרו לעיל. כאשר אין אלמנטים "מקשיחים" כנ"ל בכיוון מסוים, באותו הכיוון האלמנטים יהיו בלתי מוחזקים.

האבחנה חייבת להיות חדה מאד: <u>מותר</u> להניח כי אלמנטים מוחזקים אם יש אלמנטים מקשיחים באותו כיוון. <u>חייבים</u> להניח כי האלמנטים בלתי מוחזקים אם אין אלמנטים אחרים מקשיחים בכיוון הנדון. המיון והאבחנות הללו לא תמיד נעשים בתקן כמו חוקת הבטון אולם חייבים לאזכר את האבחנה הזאת על מנת להבין חלק מתהליך קבלת ההחלטות כאשר באים לתכנן אלמנטים לחוצים.

עם ההחלטה באם האלמנט הלחוץ הוא חלק ממבנה מוחזק או בלתי מוחזק יהיה אפשר לפנות לנתיב הקביעה של אורך הקריסה.

18.4 הגבוי המחקרי לנושא האורך הפעיל

קביעת האורך הפעיל של אלמנט לחוץ הינה חלק חשוב ביותר באנליזה ותכן של אלמנטים לחוצים. בתקן הישראלי [2] אומצה הפרוצדורה לקביעת האורך הפעיל אשר מקובלת בתקן האנגלי BS 8110 [6]. הגישה האנגלית היא אחת מתוך שתיים (ראה סעיף 18.6 להלן) המקובלות ברוב התקנים בעולם. יש הגיון רב בכך שגישה זו תמשיך להיות מיושמת בתקן הישראלי [2] מאחר ו: היא נוחה לשימוש, היא כבר שימשה בארץ למעלה מ 20 שנה והציבור המקצועי התרגל אליה, וגם - מפני שקיימת אפשרות כי היא תשוב להיות אחת השיטות המומלצות ב EC2 [40] לאחר הרביזיה העתידית שלו.

בסעיף 18.3 הובהר ההבדל בין אלמנטים מוחזקים ובלתי מוחזקים. אלמנט יכול להיות חלק ממערכת (מסגרת או הוא בעצמו) מוחזקת או בלתי מוחזקת. הוא יכול להיות רגיש לתזוזה אופקית בין אם הוא חלק ממערכת מוחזקת ובין אם הוא חלק ממערכת בלתי מוחזקת. כמובן - הסיכוי לתזוזות גדולות יותר הוא במערכת בלתי מוחזקת אך אין זה משנה את העיקרון.

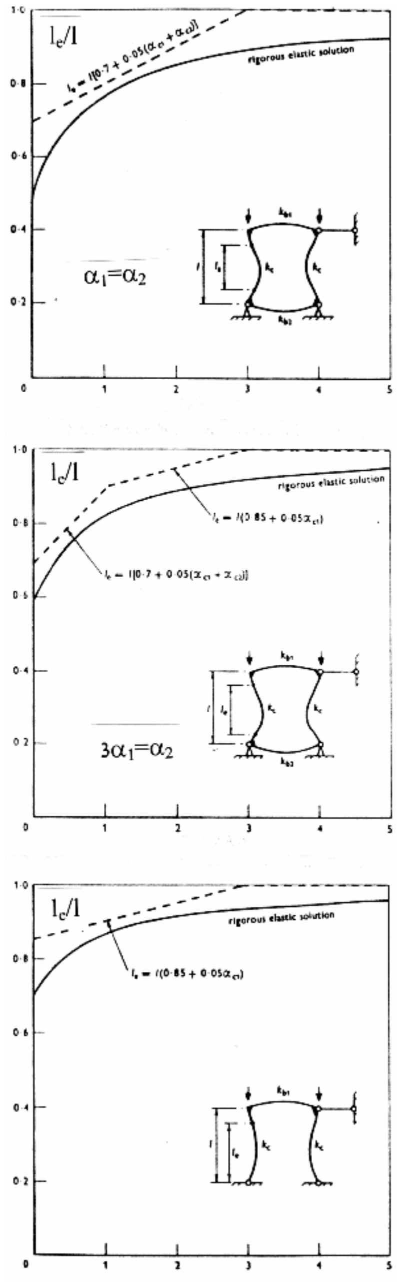
על יסוד תפיסה זאת נערך מחקר Cranston [21] . במסגרת המחקר בוצעו מעט ניסויים עצמיים אך נותחו גם ניסויים רבים אשר נערכו על ידי אחרים. כן נעשתה אנליזה נומרית כאנליזה לא לינארית (סטטית) של אלמנטים מבטון מזוין. באנליזה זו הובאו בחשבון כל המרכיבים הלא לינאריים של אנליזה מסוג זה - סדיקה, אי לינאריות של הבטון והפלדה וכן אנליזה לא לינארית גיאומטרית.

Cranston [21] הניח כי כל מה שהוא יוכל להתייחס אליו אלו אלמנטים בודדים (וכאן אין חשיבות אם הם עמודי קומה או בעלי אורך גדול מקומה) . נעשתה אבחנה בין אלמנטים כחלק ממערכת מוחזקת לבין אלמנטים כחלק ממערכת בלתי מוחזקת. כמו כן נבחנו תנאי קצה שונים עבור העמודים בכל אחת משתי הקבוצות הנ"ל. להלן תיאור קצר של המחקר.

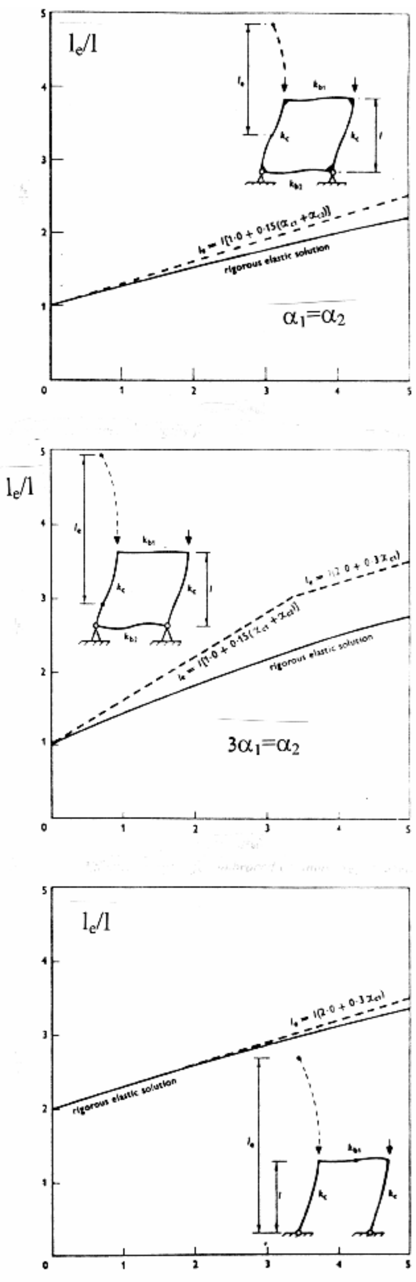
קשיחות עמוד מוגדרת כ $K_c = I_c/l_c$ וקשיחות קורה מוגדרת כ $K_b = I_b/l_b$.

סכום קשיחויות העמודים מחולק בסכום קשיחויות הקורות בצומת $(\Sigma K_c / \Sigma K_b)$ מוגדר כ α . לעמוד שני קצוות ולכן יש להגדיר α_1 ו α_2 .

בציור 18.5 נתונות שלוש סכימות בנות קומה אחת: בשני הציורים (a) ו (b) הסכימה היא בת קומה אחת - מסגרת בת שני עמודים ושתי קורות מחוברים ביניהם חיבור קשיח. שני החיבורים התחתונים נשענים פרקית. נק' החיבור העליון הימני מחוברת חיבור פרקי אופקי. באופן זה נוצרות שתי מסגרות מוחזקות בשעה שלאורך



ציור 18.5



ציור 18.6

העמודים שלהן (המוטות האנכיים) פועלים כוחות ציריים. ההבדל בין ציור (a) ל (b) הוא ב: עבור (a) $\alpha_1 = \alpha_2$ (הצומת העליונה 1 והצומת התחתונה 2) ואילו עבור (b) $\alpha_{max} = 3\alpha_{min}$ (כלומר - הבדל בקשיחות הקורות במשקוף העליון והתחתון). בציור (c) נתונה מסגרת ללא משקוף תחתון אך שוב מוחזקת בפינה הימנית העליונה כמו המסגרות (a) ו (b) .

בציור 18.6 נתונות שלוש מסגרת זהות לחלוטין לאלו אשר בציור 18.5 אולם ללא תמיכה אופקית במשקוף העליון.

באופן זה נתונות שלוש מסגרות מוחזקות (18.5) לעומת שלוש מסגרות בלתי מוחזקות (18.6) . במסגרות (c) בשני המקרים α התחתונה היא $\alpha_{max} = \infty$.

בכל המקרים נבדק בחישוב נומרי היחס בין l_e (המרחק בין נקי 0 המומנט - קטע האורך המתאים לאורך הקריסה הבסיסי עבור מקרה אוילר), לבין האורך l , האורך הנקי בין הצמתים 1 ו 2 . תוצאות החישוב האלסטי נתונות בקו מלא בגרפים.

לפי תוצאות החישוב הלא לינארי עבור אותן מסגרות מחושבות כאלמנטים מבטון מזוין , בהתחשב באי הלינאריות בחומרים ועקב הסדיקה, מסתכמים אורכי קריסה ב l_e גבוהים יותר. בכל אחד מן הציורים ניתן קו מרוסק אשר מסכם את תוצאות החישובים (בגבוי הניסויים) ומציג ייצוג <u>מקורב</u>, על צד הביטחון, את היחס l_e/l עבור בטון מזוין. במקרים בהם $\alpha_1 = \alpha_2$ קשיחות הקורה העליונה והתחתונה שוות. המקרה $\alpha_{max} = 3\alpha_{min}$ נבחר על מנת לייצג קיטוב בין הקשיחות של אחת הקורות מול השנייה. המקרה (c) מייצג את האפשרות של חיבור פרקי בקצה אחד של העמוד.

סיכום תוצאות המחקר עבור אלמנטים בודדים <u>מוחזקים</u> (ראה ציור 18.5):

הגבוה מבין (a) או (b) להלן נותן את אורך הקריסה עבור יחסי $\alpha_1\ \alpha_2$ שונים:

$$l_e = l\ [\ 0.7 + 0.05\ (\alpha_1 + \alpha_2)\ ] \qquad \text{(a)}$$

$$l_e = l\ [\ 0.85 + 0.05\ \alpha_{min}\ ] \qquad \text{(b)}$$

עבור המקרה בו צד אחד פרקי יקבע (c) :

$$l_e = l\ [\ 0.85 + 0.05\ \alpha_{min}\ ] \le l \qquad \text{(c)}$$

סיכום תוצאות המחקר עבור אלמנטים בודדים <u>בלתי מוחזקים</u> (ראה ציור 18.6):

הגבוה מבין (d) או (e) להלן נותן את אורך הקריסה עבור יחסי $\alpha_1\ \alpha_2$ שונים:

$$l_e = l\ [\ 1.0 + 0.15\ (\alpha_1 + \alpha_2)\ ] \qquad \text{(d)}$$

$$l_e = l\ [\,2.0 + 0.30\ \alpha_{min}\,] \qquad (e)$$

עבור המקרה בו צד אחד פרקי יקבע (f) :

$$l_e = l\ [\,2.0 + 0.30\ \alpha_{min}\,] \qquad (f)$$

יש לשים לב לכך שבמקרה של אלמנט בודד מוחזק l_e רושם קטע מתוך l אורך האלמנט נטו ואילו במקרה של אלמנט בודד בלתי מוחזק אורך האלמנט נטו l הינו חלק מאורך הקריסה l_e .

זהו כאמור הגבוי לתקן הבריטי [6] ובעקיפין לתקן הישראלי [2] .

18.5 השפעת יחסי הקשיחויות על האורך הפעיל

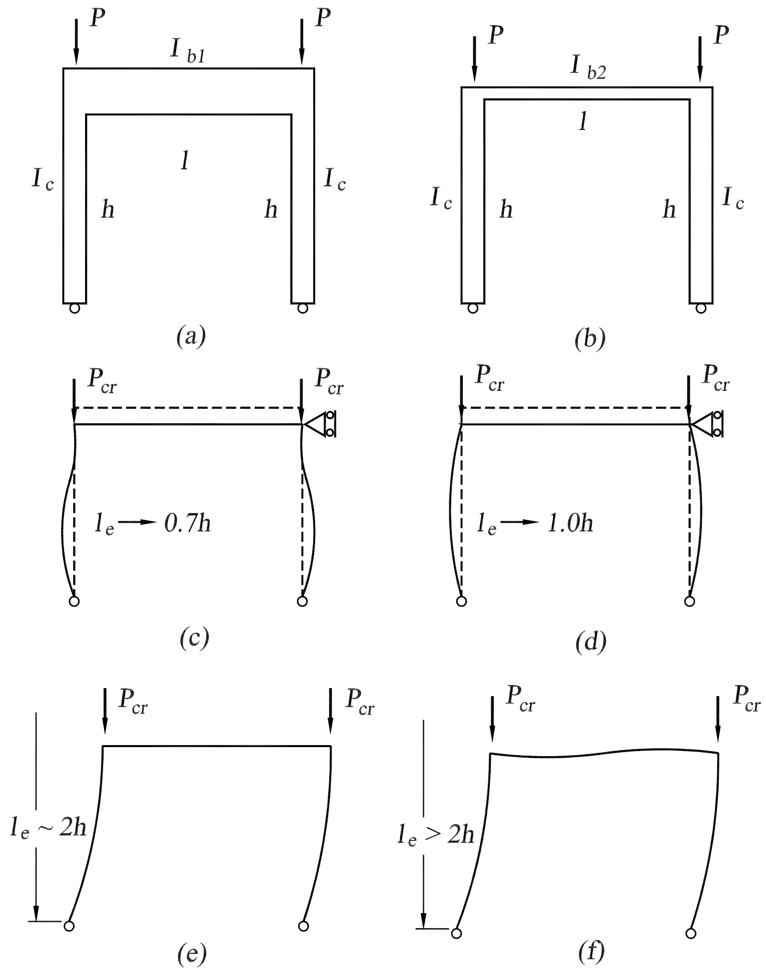
כפי שהובהר בסעיף 18.4, ליחסי הקשיחויות השפעה על האורך הפעיל (הוא אורך הקריסה). אורך פעיל מוגדר כ l_e . תמירות מוגדרת כ $\lambda = l_e / i$ בה i הינו רדיוס האינרציה בכיוון הנבדק. האורך הפעיל נקבע לפי אחת הדרכים המתוארות ב 18.6 כאשר אחת מהן היא זו המשמשת בתקן הישראלי [2] ובתקן האנגלי [6] והיא גם תוארה ב 18.4 .

בקביעת האורך הפעיל כמתואר ב 18.4 יש השפעה גדולה לקשיחויות האלמנטים השותפים לצומת בקצה כל עמוד. שם הוגדרה α_i כיחס בין סכום קשיחויות העמודים לבין סכום קשיחויות הקורות בצומת i .

ניתן להיעזר בציור 18.7 על מנת לבחון את השפעת יחסי הקשיחויות. בציור 18.7a נתונה מסגרת בת שדה אחד וקומה אחת, דו פרקית, עמוסה שני כוחות ציריים P אשר קווי הפעולה שלהם מתלכדים עם צירי העמודים. גובה העמוד נטו h ומפתח הקורה נטו l . מומנט האינרציה של העמוד I_c ושל המשקוף I_{b1} . נקבע כי - $K_{b1}>>K_c$ ($I_{b1} >> I_c$). בציור 18.7b נתונה אותה מסגרת, באותם תנאי השענה והעמסה, אולם המשקוף בעל קשיחות קטנה מזה של העמוד - $K_{b2}<<K_c$ ($I_{b2} << I_c$).

בציור 18.7 c נתון הקו האלסטי של המסגרת אשר ב 18.7a כמוחזקת, עמוסה בשני כוחות P בכל אחת מהצמתים העליונים. ההנחה היא כי קיימת שלמות גיאומטרית וכן כי קווי פעולת הכוחות P מתלכדים עם צירי העמודים. מאחר והמסגרת מוחזקת מותר להניח כי תתפתח צורת קריסה סימטרית. בציור 18.7d נתון הקו האלסטי של המסגרת אשר ב 18.7 b באותם תנאים וגם כן מוחזקת.

כאשר המשקוף של המסגרת קשיח מאד לעומת הקשיחות של העמוד, לא רק שתימנע ממנו תזוזה אופקית (בשל היותו מוחזק אופקית) אלא שלא תהיה לו כל



ציור 18.7

דפורמציה, אי לכך בשעת נטייה לקריסה , כאשר $I_{b1} \to \infty$ העמוד יהיה רתום מלא בצומת העליון והקו האלסטי שלו יהיה הקו האלסטי לפי המקרה של אוילר - רתום פרקי, כלומר $l_e = 0.7h$ (18.7c) . כאשר קשיחות המשקוף קטנה מאד לעומת קשיחות

העמוד, הוא ימשיך להיות מוחזק כי כך הוא אולץ (ציור 18.7d) , אולם כאשר $I_{b2} \rightarrow 0$ הוא ייהפך למוט - מעביר כוחות ציריים אך אין לו קשיחות לכפיפה. החיבור בין העמוד למשקוף ישאף לפרק עקב הקשיחות האפסית של המשקוף לכפיפה. העמוד בשעת קריסה ישאף לצורה היסודית של קריסת אוילר (פרק בשני הקצוות) - $l_e = 1.0h$ כל ההבדל בין אורכים הפעילים בין שני המקרים נובע מיחסי הקשיחויות בין משקוף לעמוד. כמובן שעבור מקרי ביניים של יחסי קשיחויות האורך הפעיל יהיה בין ***0.7-1.0h***.

בציורים 18.7e ו 18.7f נתונה אותה המסגרת בהתאמה ל 18.7a ו 18.7b אולם בלתי מוחזקת. המשקוף ב 18.7e קשיח מאד לעומת העמוד - $K_{b1} >> K_c$. התוצאה תהיה : תזוזה אופקית מאחר ואין מי שימנע אותה - ראה ציור 18.7e, אולם, מאחר ו $I_{b1} \rightarrow \infty$ למשקוף לא תיגרם שום דפורמציה בשעת התזוזה האופקית ולכן העמוד יישאר רתום בו. האורך הפעיל של העמוד יהיה $l_e = 2.0\ h$, כלומר אורך הקריסה הינו חלק מעמוד דו פרקי לפי אוילר בעל אורך ***2.0 h*** .

המקרה לפי 18.7f הינו הבעייתי ביותר. בהיות הקשיחות של המשקוף שואפת לאפס ($K_{b2} << K_c$) בשעת תזוזה אופקית (18.7f) לא תהיה למשקוף קשיחות לכפיפה וכך ישאף החיבור בין העמוד למשקוף להפוך לפרק. הסכימה הסטטית תשאף להפוך לסכימה בת 4 פרקים, כלומר בלתי יציבה. מקרה ביניים יהנה, אולי, מקשיחות מסוימת קטנה של המשקוף לכפיפה, אולם בסה״כ, האורך הפעיל של העמוד יהיה חלק קטן מאורכו של מוט דו פרקי לפי אוילר, אי לכך עומס הקריסה יהיה נמוך (והמערכת תשאף לאבדן היציבות גם מטעמים אחרים).

כל השיקולים הנ״ל תקפים לגבי כל חומר. האורכים הפעילים תקפים לגבי אלמנטים עשויים מחומר אלסטי הומוגני איזוטרופי. האורכים הפעילים עבור אלמנטים מבטון מזוין יהיו גדולים יותר עקב החלשת החתכים בגלל סדיקה וגם כניסת החומרים (בטון בעיקר) לתחום הלא לינארי. הגידול באורכים הפעילים בא לביטוי בצורה ברורה כמוסבר ב 18.4 לפי המחקר של Cranston [21] והביטויים המוצעים שם מביאים בחשבון גידול זה מן הטעמים שהוזכרו.

<u>18.6 סקירת הנחיות תקנים זרים ביחס לתכן אלמנטים לחוצים</u>

להלן נתונה סקירה תמציתית של הנחיות תקנים זרים בענין תכן אלמנטים לחוצים אשר משקפים את הידע העדכני, עד כמה שניתן, ועל פיה ניתן לקבל מסגרת

אפשרית עבור הדרישות הצפויות בתקן הישראלי חוקת הבטון 2 [2], בנושא אלמנטים לחוצים, כאשר תושלם הרביזיה שלו. מצד שני היא נותנת אפשרות למבט ביקורתי על הנחיות הקיימות לפי התקן הנוכחי. הפרוט המובא להלן הינו מוגבל, כדי לשרת את המטרות למענן הוא מובא כאן. כמה מהנושאים המוזכרים כאן יוסברו בפרוט בסעיף 18.7 .

18.6.1 ENV 1992 1-1,Eurocode 2 [8]

EC2 [8] אינו תקן כשלעצמו. הוא מהווה מסגרת כללית אשר על פיה אמורים להיות ערוכים תקנים למבני בטון מזוין של חלק לפחות מארצות אירופה. בהיותו בעל מבנה כזה, לא תמיד יש בו את הסעיפים הדרושים לצרכים אופרטיביים במלואם, אם כי יש בו עקרונות ובעיקר - פרטים וזה הדבר החשוב כאן.

18.6.1.1 מיון האלמנטים

[8] מסווג את האלמנטים לפי מוחזקים (braced) ובלתי מוחזקים (unbraced) וכן לפי: רגישים לפעולה מסדר שני עקב תזוזות אופקיות (sway), או בלתי רגישים (nonsway). האבחנה בין אלמנטים (או מבנים) מוחזקים ובלתי מוחזקים ניתנה בסעיף 18.3 ואין צורך לשוב אליה כאן.

האבחנה בין אלמנטים רגישים לפעולה מסדר שני לאלה שאינם רגישים היא מורכבת יותר (להזכיר - אין בתקן הישראלי הקיים [2] הכוונה למחשבה בכיוון זה). המבחן המוצע הוא: כאשר הכוחות הפנימיים המחושבים לפי תיאוריה מסדר ראשון (בחישוב האלסטי המקובל) יועמסו על ההזזות אשר הופקו לפי אותו החישוב והתוצאה לא תעלה על 10% מהכוחות הפנימיים (כמעט תמיד מדובר במומנטים) אשר חושבו בחישוב לפי סדר ראשון - האלמנט נחשב לבלתי רגיש לפעולה מסדר שני - nonsway . המורכבות היא בכך שעל מנת לעבור את המבחן הזה יש לבצע את החישוב בפועל, ואם כבר הוא מבוצע - מדוע לא לערוך ישר (אם מדובר בשימוש תכנית מחשב) חישוב המביא בחשבון P - Delta שהוא חישוב לא לינארי מוגבל?

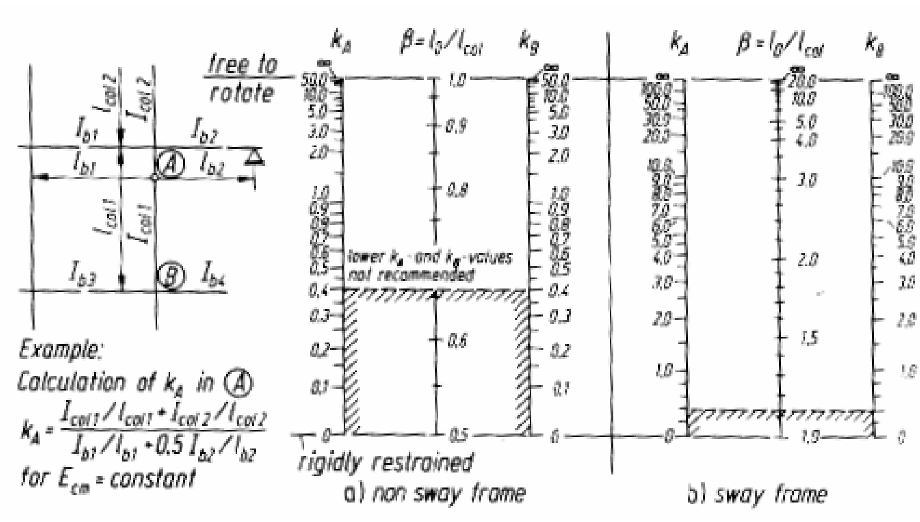
18.6.1.2 מסגרות לעומת אלמנטים לחוצים בודדים

כמו מרבית התקנים גם EC2 [8] אינו מציע דבר ממשי בענין מסגרות. כמו כל יתר התקנים, [8] נותן הנחיות מפורטות בענין אלמנטים לחוצים בודדים (isolated columns) או עמוד קומה במסגרת קומות. אין תשובה ישירה מקיפה לנושא מסגרות.

יש נסיון לשפר את התשומות לחישוב של אלמנט בודד הן מבחינת אי דיוקים בביצוע והן מבחינת התמירות , אולם, בסיסית, כמו לפי כל תקן אחר, יש להגיע לנתונים לחישוב אלמנט לחוץ בודד ולחשב אותו כעמוד בודד, באנלוגיה לעמוד אוילר (ראה סעיפים 18.1-18.2). עמוד בודד לא חייב להיות עמוד בגובה קומה. הוא חייב להיות כזה שניתן לייחס לו את אחת מצורות הקריסה הקלסיות של אוילר. הוא יכול להיות בגובה קומה או בגובה ארובה.

18.6.1.3 קביעת התמירות של אלמנט לחוץ בודד

קביעת התמירות נעשית לפי שיטה אשר פותחה על ידי Siess [32] ומאז עברה מספר גלגולים אך בסיסית נשארה זהה עד היום. היא מבוססת על שימוש בשתי נומוגרמות (ציור 18.8) עבור אלמנטים nonsway (a) ו sway (b) אליהן נכנסים עם שני פרמטרים, עבור הקצה העליון והתחתון של האלמנט, ומקבלים את מקדם התמירות. כל אחד מן הפרמטרים מהווה את היחס בין סכום קשיחויות העמודים לסכום קשיחויות הקורות בכל אחד מן הקצוות, בדיוק כמו בתקן הישראלי [2] הנוכחי. נומוגרמות אלו נמצאות בשימוש גם בשנת 2001 בתקן האמריקאי [5] ובתקן הגרמני [7] ומהוות אחד משני המכשירים המקובלים היום בתקינה העולמית לקביעת התמירות.



ציור 18.8

הדבר המענין הוא בילבול המושגים גם ב EC2 [8], כאשר הנומוגרמות בציור 8.18 ניתנות עבור מסגרות (frame) בו בזמן הן מתאימות לאלמנטים לחוצים בודדים - עמודים בלבד. דבר נוסף - בכל הספרות הנומוגרמות הללו משמשות לאבחנה בין מסגרות מוחזקות ובלתי מוחזקות וזה בדיוק השימוש שלהם גם לפי EC2 אף כי במקור הן מכוונות למסגרות sway & nonsway , דבר שהוא עניינית לא נכון. כאן המקום להעיר כי זו אחת הדוגמאות על הצורך בזהירות לפני שמאמצים כל מלה כלשונה מתוך EC2 [8].

הנסיון מצביע על כך כי אורכי הקריסה בשימוש בנומוגרמות הנ"ל כמעט זהים לאלה המתקבלים בשימוש בנוסחאות Cranston [21] - ראה סעיף 18.4 .

18.6.1.4 אי דיוקים בביצוע

לכל אורך [8] מובהר כי אי דיוקים בביצוע מבנה יש להביא בחשבון, אך הדרך המציאותית היחידה להביאם בחשבון היא בתור אי דיוקים גיאומטריים. אלה הן בעצם דרגות מסוימות של אקסצנטריות אשר מכתיבים כפונקציה של אי עמידה בניצבות [8].

18.6.1.5 אנליזה

[8] מבחין בין הצורך באנליזה לינארית לבין אנליזה לא לינארית. ביחס לראשונה, אפשר להסתפק בה כאשר האלמנט הוא חלק ממערכת מוחזקת ואין התמירות גדולה (פרטים - ראה ב [8]). לאקסצנטריות החישובית (מתוך הסטטיקה) יש להוסיף אקסצנטריות נוספת כביטוי עקיף לאי דיוקים בביצוע. ביחס לאנליזה לא לינארית (שוב - מדובר באלמנט לחוץ קווי אחד!) נפתחות שתי אפשרויות: אנליזה לא ליניארית כפי שמקובלת במחקר בבטון מזוין (זו מוזכרת ברמז ב [2] כאנליזה "מדויקת") או הסתמכות על שיטה הנקראת Model Column Method אשר פותחה על ידי ועדה של CEB ופורסמה ב [34]. יש גם הצעת חישוב מקורבת המביאה בחשבון את העקמומיות המוערכת והשפעתה על תסבולת האלמנט הלחוץ.

18.6.2 ENV 1992-1-1, Eurocode 2, 2001 [33]

זו היא טיוטא להערות אשר מופצת כרביזיה של [8]. הענין בה הוא בכך שהיא הבשילה והפכה לתקן **Eurocode 2** מאושר [40] ובשניהם בעצם אינפורמציה דומה מאד.

18.6.2.1 מיון האלמנטים

בסיסית המיון אשר ב [8] נשאר (ראה 18.6.1.1) אם כי יש שיפור של ממש בהגדרות אשר מקל על ההבנה.

18.6.2.2 מסגרות לעומת אלמנטים בודדים

גם כאן כמו ב [8] ברור כי בסיכום אין יותר מאשר טיפול באלמנט בודד אחד, שהוא בודד או חלק ממסגרת, אולם אין טיפול בבעיית היציבות של מסגרת כמות שהיא.

18.6.2.3 קביעת התמירות של אלמנט לחוץ בודד

לגבי קביעת התמירות [33] חוזר להשתמש בכלים אשר הוצעו על ידי Cranston [21] שהם אלה הנמצאים בשימוש בתקן הישראלי [2] ונלקחו אליו כחבילה מתוך התקן האנגלי [6]. עבור פרטים ראה סעיף 18.4 .

18.6.2.4 אי דיוקים בביצוע

יש שיכלול קטן בהערכה לעומת [8] אך בסיסית היא נשארת זהה.

18.6.2.5 אנליזה

בנושא האנליזה [33] מרחיב לעומת [8]. מוצעות שלוש שיטות:

א. שיטה לא לינארית כללית ביותר שהיא בעצם ברמת מחקר.

ב. שיטה הדומה למקובלת בתקן האמריקאי [5] - שימוש במקדם הגדלת העומס (או הקטנת התסבולת) המוערך לינארית באמצעות מקדם הגדלה מכוייל לפי אומדן אי הלינאריות החזויה.

ג. שיטה מקורבת המומלצת באופן עקיף גם ב [8] באמצעות אומדן העקמומיות והכללת השפעתה על תסבולת האלמנט הלחוץ - שיטת ה Model Column [34].

18.6.3 CEB FIP M.C. 90 [4] ו [17]

[4] בוחר בדרך מיוחדת לעסוק בנושא האלמנטים הלחוצים בה יש הרבה מן המשותף עם [8] אך גם שונה בחלקים גדולים. גם [17] אשר בדרך כלל מתאר את הנחיות [4] ברמה יישומית, אינו מקבל, לא מפרש ולא מסביר את חלקו הגדול של

הפרק על אלמנטים לחוצים ב [4] אלא את אותו החלק המתאים במידה רבה ל EC2 [8].

18.6.3.1 סיווג האלמנטים

מבחינים בין אלמנטים מוחזקים ובלתי מוחזקים, וכן בין אלמנטים רגישים לתזוזות אופקיות ובלתי רגישים, בדיוק לפי אותם מבחנים כמו ב [8] (ראה 18.6.1.1).

18.6.3.2 מסגרות לעומת עמודים

גם כאן אין טיפול במסגרות. יש טיפול באלמנטים בודדים. אלמנט בודד יכול להיות עמוד קומה, אלמנט גבוה, אולם עדיין בודד (ארובה, פיר של גשר וכו') או אלמנט גבוה, בן מספר קומות, רציף לגובה המבנה, ובעל ריסון חלקי מידי קומה על ידי אלמנטי מסגרת הקשורים בו.

18.6.3.3 קביעת התמירות

התמירות מוגדרת כמו ב [8] אולם לא מחושבת באותה צורה. לא קיים המנגנון להתחשבות בקשיחויות בקצה האלמנט לפי [21] כמו בתקן הבריטי [6] ו בישראלי [2] וגם לא הנומוגרמות לפי [32] הנמצאות בשימוש בתקן האמריקאי [5] וב [8]. זהו המקום בו [4] בסטייה מהותית מה EC2 [8].

18.6.3.4 אי דיוקים בביצוע

הגישה כאן היא כמו ב [8] . אי דיוקים בביצוע מתורגמים לאי דיוקים גיאומטריים, בין אם כתוספת כוח אופקי באלמנט ובין אם כתוספת אקסצנטריות.

18.6.3.5 אנליזה

שתי שיטות מוצעות: א. אנליזה לא לינארית אשר מבוססת על בנית העקמומיות, בה הובאה בחשבון סדיקה, ואי לינאריות של החומר וגם השפעת דפורמציות לזמן ארוך. ב. שיטה מקורבת, היא שיטת ה Model Column המיושמת גם כאלטרנטיבה המועדפת ב EC2 [8].

18.7 תכן אלמנטים לחוצים - ת"י 466 חלק 2 - מצב קיים (2001)

18.7.1 כללי

סעיף זה מסכם את כל הנוהל של תכן אלמנטים לחוצים על פי דרישות חוקת הבטון, ת"י 466 חלק 2 [2] נכון לסוף 2006 (כלומר טרם רביזיה מקבילה לזו של חוקת הבטון 466 חלק 1 [1]). צוינו סטיות קלות אפשריות אשר מקלות על התכן ותורמות לכלליות.

ביחס להצהרה הראשונה של התקן, דהינו - "אלמנט לחוץ יכול להגיע למצב גבולי של הרס על ידי הרס החתך המואמץ ביותר או על ידי אבדן היציבות עקב דפורמציות, דהיינו על ידי קריסה", צריך להעיר כי: התקן אינו יכול ואינו נותן שום כלים בידי המתכנן להתמודדות עם בעיית הקריסה. הוא מוביל את המתכנן להימנע מבעית הקריסה של אלמנט בודד על ידי התרחקות ממנה (ראה סעיף 18.2) וזה - באמצעות הגבלת התמירות המקסימלית. באופן זה התקן מוביל את המתכנן אל אחת האלטרנטיבות בלבד - עומס מקסימלי בלחיצה המוגבל על ידי תסבולת מקסימלית של החתך, כפוף לגודל המומנט הניכפה עליו (תכנוני, תמירות ואי דיוקים בביצוע).

18.7.2 דרישות התכן

א. מצבים גבוליים - אין חישוב מיוחד למצב גבולי של שרות לגבי אלמנטים לחוצים. כל החישוב הינו במצב גבולי של הרס. החישוב אמור להבטיח בפני כשל כל חתכי האלמנט הלחוץ בהשפעת ההטרחות (הסטטיות) עליו, כולל השפעת סיכון קירבה לקריסה.

ב. שיטות חישוב - התקן מאפשר שיטת חישוב מקורבת ושיטה כללית. השיטה הכללית היא למעשה שיטת מחקר (להביא בחשבון את כל ההשפעות לזמן קצר ולזמן ארוך באנליזה לא ליניארית). התקן אינו מציע שום דרך איך ליישם את השיטה הכללית. מה שפתוח בפני ה"משתמש הרגיל" היא השיטה המקורבת.

ג. מיגבלות יישום השיטה המקורבת:

חתך האלמנט והזיון בחתכיו אחידים לכל גובה (אורך) האלמנט.

ד. אלמנטים מוחזקים ובלתי מוחזקים

ציטוט: "מסגרת, עמוד או קיר ייחשבו מוחזקים בכיוון מסוים, אם נימצאים במבנה קירות הקשחה או גרעיני הקשחה,שמשמשים לקבלת כוחות אופקיים הפועלים על

המבנה/האלמנט בכיוון הנדון ואשר קשיחותם הסכומית , הן מבחינת העתקה והן מבחינת סיבוב סביב מרכז הקשיחות גדולה פי שש לפחות מקשיחותם הסכומית של האלמנטים המוחזקים".

הערה: המשמעות המעשית של פיסקה זו: כאשר יש בכיוון מסוים אלמנטים "מקשיחים" - המסוגלים לקבל את רוב (או כל) הכוחות האופקיים, האלמנט ייחשב כמוחזק על ידם באותו כיוון.

אלמנט יכול להיות מוחזק בכיוון אחד ובלתי מוחזק בכיוון השני.

ה. סיווג לאלמנטים קצרים ותמירים

אלמנט קצר - התמירות שלו בכיוון הנבדק: $\lambda \leq 40$.

אלמנט תמיר - בכיוון הנבדק: $40 < \lambda \leq 90$.

ההגבלה של $\lambda_{max} = 90$ חלה רק בשיטה המקורבת. אין הגבלה פורמלית בשיטה הכללית אך אין גם דרך ברורה להוצאת החישוב לפועל.

ו. קביעת התמירות λ

התמירות מוגדרת כ:

$$\lambda = l_e / i \qquad (18.7.1)$$

כאשר: l_e - אורך הקריסה (או האורך הפעיל) בכיוון הנבדק

i - רדיוס האינרציה בכיוון הנבדק

אורך הקריסה l_e נקבע על ידי:

$$l_e = l\ k \qquad (18.7.2)$$

כאשר: l - הינו האורך החופשי של האלמנט הלחוץ (מהפן העליון של הקורה תחתונה ועד הפן התחתון קורה עליונה, עבור עמוד קומה, או מלוא הגובה מפני היסוד עבור עמוד זיזי.

k - מקדם התלוי בהיות האלמנט חלק ממסגרת מוחזקת או בלתי מוחזקת.

הערכים k נקבעים לפי:

במערכת מוחזקת - הנמוך מבין:

$$k = 0.7 + 0.05\ (\alpha_1 + \alpha_2) \qquad (18.7.3a)$$

$$k = 0.85 + 0.05\ \alpha_{min} \qquad (18.7.3b)$$

$$k = 1.0 \qquad (18.7.3c)$$

(18.7.3d) במבנה קומות $k = 0.85$

במערכת בלתי מוחזקת הנמוך מבין :

(18.7.3e) $$k = 1.0 + 0.15\,(\alpha_1 + \alpha_2)$$

(18.7.3f) $$k = 2.0 + 0.30\,\alpha_{min}$$

הערכים α_i הינם סכום קשיחויות העמודים מחולק בסכום קשיחויות הקורות בצומת i של עמוד (i = 1,2)

(18.7.4) $$\alpha_i = \left\{\frac{\Sigma K_c}{\Sigma K_b}\right\}_i$$

קשיחות היא : $K_c = I_c/l_c$ עבור עמודים ו $K_b = I_b/l_b$ עבור קורות .

הערה : כאשר הקצה i פרק : $\alpha_i = 10$ (ולא אינסוף)

כאשר הקצה i הינו ריתום : $\alpha_i = 1.0$ (ולא אפס)

ערכים אלה באים בין השאר להדגיש שאין פרק מושלם ולא ריתום מושלם.

כל הפרוצדורה לקביעת אורך הקריסה l_e כמתואר לעיל מתאימה לגבוי המחקרי המתואר בסקירה בסעיף 18.4 וכמובן לתקן הבריטי [6] במדויק.

18.7.3 חישוב לפי "השיטה המקורבת"

בשיטה המקורבת מבחינים בין אלמנטים לחוצים קצרים לבין אלמנטים תמירים. האבחנה היא גם בהקשר להתייחסות לתמירות, גם לגודל האקסצנטריות וגם בענין החתכים אותם יש לבדוק.

18.7.3.1 אלמנטים לחוצים קצרים

אקסצנטריות עקב אי דיוקים בביצוע מוגדרת e_a .

e_a - היא הגדולה מבין : 20 mm או $h / 30$ (h גובה החתך בכיוון הנבדק).

e_d - האקסצנטריות התכנונית מוגדרת כ $e_d = M_d / N_d$ בה M_d ו N_d המומנט וכוח התכן הצירי כפי שהתקבלו בחישוב הסטטי (לינארי).

כל החתכים יחושבו לפעולת N_d באקסצנטריות Σe (לפי מיקום החתך) .

(18.7.5) $$\Sigma e = e_d + e_a$$

בשים לב למיגבלות השיטה המקורבת - כל החתכים יחושבו כלעיל אולם מידות החתך תישמרנה אחידות לכל גובה האלמנט וכן כמויות הזיון.

18.7.3.2 אלמנטים לחוצים תמירים

א. מותר להזניח את תרומת e_a - האקסצנטריות עקב אי דיוקים בביצוע.

ב. יש להביא בחשבון מקדם בטיחות נוסף $\gamma_{n1} = 1.2$.

ג. יש להביא בחשבון אקסצנטריות נוספת עקב תמירות - Δe_2 .

Δe_2 מוגדרת בתקן כך :

$$\Delta e_2 = 5\ 10^{-4}\ k_1\ l_e^2/h \qquad (18.7.6)$$

k_1 הינו מקדם הממתן את השפעת האקסצנטריות בהתאם למידה בה החתך לחוץ באופן הבא :

$$k_1 = \frac{A_c\ f_{cd}}{2\ N_d} \le 1.0 \qquad (18.7.7)$$

A_c - הינו שטח החתך ברוטו $b\ h$

f_{cd} - $0.75\ f_{cfd}$ (לפי ת"י 466 חלק 1 הישן) ו f_{cd} לפי [1] החדש.

ככל שהחתך לחוץ יותר ההשפעה של k_1 ממתנת יותר.

ניתן להגדיר את Δe_2 בצורה פשוטה יותר :

$$\Delta e_2 = (\ \lambda^2\ k_1 / 24000\ )\ h \qquad (18.7.8)$$

זו הגדרה ממנה מובן כי Δe_2 הינה חלקים מסוימים מגובה החתך h . אם נכניס לנוסחה הנ"ל את התמירות המקסימלית ($\lambda=90$) ואת $k_1 = 1.0$

נקבל : $\Delta e_{2,max} = 0.34\ h$

18.7.3.3 קביעת החתכים לחישוב אלמנטים תמירים

כאן יש לעשות <u>פעם נוספת</u> אבחנה בין אלמנטים מוחזקים לבלתי מוחזקים.

<u>אלמנטים מוחזקים</u> :

ההנחה היא כי משקופי האלמנט (אם הוא עמוד קומה) או קצותיו בכלל, אינם יכולים לזוז אופקית ולכן החתכים בכל אחד הקצוות האלמנט יש לחשב לכוח צירי γ_{n1} N_d הפועל באקסצנטריות e_{d1} או e_{d2} בהתאם לקצה 1 או 2.

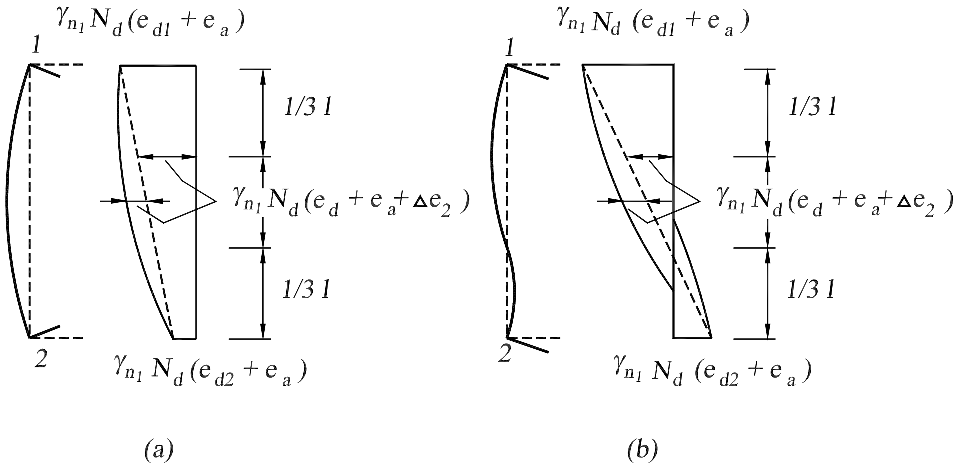
חתך בסביבות מרכז האלמנט יש לחשב לאותו כוח צירי $\gamma_{n1}\ N_d$ בפעולת

אקססצנטריות $\Sigma e = e_d + \Delta e_2$ כאשר e_d חושבה לפי המומנט הגדול בשליש המרכזי של אורך האלמנט.

החתכים בהם יש לערוך את הבדיקות של חתכים במקרה של אלמנטים מוחזקים מסוכמים בציור 18.9 .

<u>אלמנטים בלתי מוחזקים</u>:

ההנחה היא כי משקופי האלמנטים חופשיים לזוז אופקית ולכן יש להביא בחשבון אותה תזוזה שהיא תוצאה של האקססצנטריות הנוספת עקב תמירות.



<u>ציור 18.9</u>

אי לכך יש לבדוק את החתכים בקצה 1 ו 2 של האלמנט, בפעולת הכוח הצירי $\gamma_{n1} N_d$ באקססצנטריות $\Sigma e_i = e_{d,i} + \Delta e_2$ כאשר $i = 1,2$ ו $e_{d,i}$ הינה האקססצנטריות $M_{d,i} / N_d$ בעקבות החישוב הסטטי.

החתכים בהם יש לערוך את הבדיקות של חתכים באלמנטים בלתי מוחזקים מסוכמים בציור 18.10 .

בציורים 18.9 ו 18.10 הוספה e_a בשים לב להערות ב 18.7.4 להלן. הוספה זו <u>אינה</u> נדרשת לפי 466 [2] כעת.

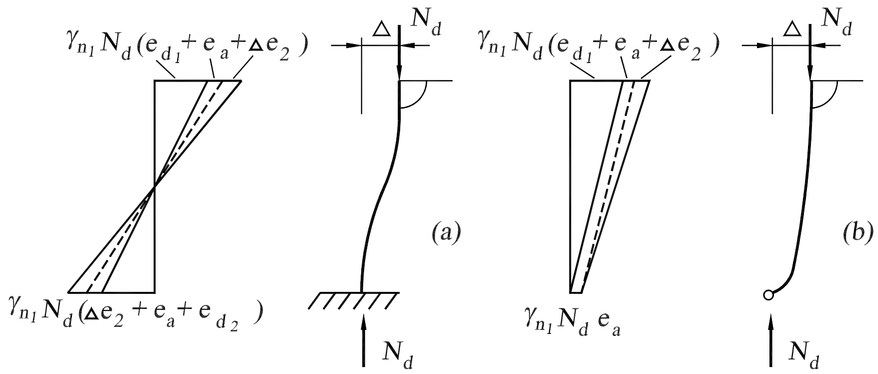
18.7.4 הערות לדרישות התכן ב [2]

יש בדרישות לפי [2] כפי שפורטו לעיל כמה השמטות אשר אינן לצד הביטחון ועל כן כדאי לציין אותן כאן ולהביא אותן בחשבון בתכנון.

א. אקסצנטריות עקב אי דיוקים בביצוע אינה קשורה או תלויה בשום צורה בענין התמירות אלא חלק אינטגרלי מכל תכנון וביצוע ועל כן יש להביא אותה בחשבון תמיד ובכל תמירות.

ב. מקדם הביטחון γ_{n1} הינו מלאכותי וצריך לבטלו. הוא יוצר אי רציפות לא טבעית סביב הערך $\lambda = 40$.

ג. באלמנטים תמירים מוחזקים אקסצנטריות עקב אי דיוק בביצוע יכולה להוות תורם לאקסצנטריות גם בקצוות האלמנט הלחוץ (ראה ציור 18.9) שם התקן במצבו הנוכחי אינו דורש להוסיף את השפעתה.



<u>ציור 18.10</u>

ד. בקצוות עמוד בלתי מוחזק תמיר בודאי יש מקום להוסיף את השפעת e_a .

ה. מקרה חריג מובהק שם מתבקש להוסיף את e_a הינו המקרה של עמוד בלתי מוחזק ופרקי בקצה התחתון, בחיבור ליסוד. שם אין אקסצנטריות תכנונית e_d

וכתוצאה מן הפרק אין צורך להוסיף Δe_2 על כן ההתחשבות ב e_a היא הכרחית וההגיונית ביותר.

ו. אם נשווה את הדרישות בתקנים הזרים כעת לעומת דרישות ת״י 466 [2] ניתן יהיה להיווכח כי לגבי אלמנטים תמירים הובא בחשבון כל סיכון אפשרי גם ללא תוספת γ_{n1} .

18.7.5 פרטי זיון ופרטים קונסטרוקטיביים

א. אלמנטים אשר חושבו בשיטה המקורבת יהיו בעלי חתך אחיד (או אחיד בקומה) וזיון אחיד לכל הגובה ואם אין סיבה מיוחדת מדוע לא - הזיון יהיה סימטרי. יש הגיון רב בזיון סימטרי כאשר המומנטים נובעים מפעולת כוחות אופקיים, ועל כן הם משנים כיוון.

ב. המידה המינימלית של עמוד מרובע תהיה 200 ממ׳. הקוטר המינימלי של עמוד עגול יהיה 250 ממ׳. המידה המינימלית של עמוד טרומי יצוק אופקית תהיה 150 ממ׳ (השנייה תהיה גדולה מ 150 ממ׳).

ג. מנת הזיון המינימלית תהיה 0.008 והמקסימלית 0.08 . מנת הזיון מיוחסת לחתך ברוטו - $b\ h$. מנת הזיון היא הכוללת עבוד כל הזיון האנכי בחתך. מנת הזיון מתייחסת לחתך ללא חפיות. אין לעשות את כל החפיות בחתך אחד - יש לפזרן ככל האפשר. אורך החפייה המינימלי יהיה l_b - אורך העיגון הבסיסי.

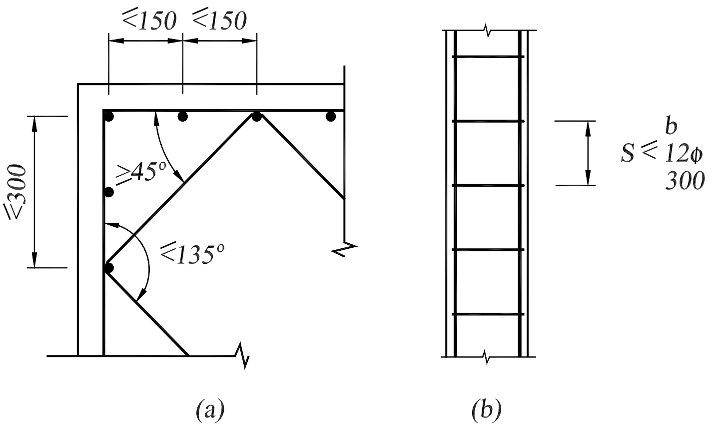
ד. מספר המוטות המינימלי בחתך מרובע יהיה 4 . מספר המוטות המינימלי בחתך עגול יהיה 6 . קוטר המוטות המינימלי יהיה 12 ממ׳.

ה. בכל פינה של העמוד יהיה מוט אנכי. בכל הצטלבות בין שתי פאות בחתך בעל צורת פוליגון יהיה מוט אנכי.

ו. המרחק האופקי בין המוטות האנכיים בחתך לא יעלה על 150 ממ׳. כל מוט פינתי, כל מוט ניצב בהצטלבות בין שתי פאות וכל מוט שני לאורך היקף ישר של החתך יהיו מוחזקים, בנוסף על ידי החישוק ההיקפי, גם על ידי חישוק אשר הזוית הפנימית בין ענפיו לא תעלה על 135^0 (ראה ציור 18.11a).

ז. קוטר החישוקים המינימלי יהיה 6 ממ׳ ולא פחות מ 1/4 הקוטר הגדול ביותר מתוך הזיון האנכי. אם הזיון מורכב מכלובים של רשתות זיון - קוטר החישוק המינימלי יהיה 5 ממ׳.

ח. בהתעלם מן הדרישות לגבי המרחקים בין החישוקים לפי התקן לתכן לכוחות רעידות אדמה, המרחקים בין החישוקים יהיו כדלקמן (ראה ציור 18.11 b) :



<u>**ציור 18.11**</u>

s - המרחק בין החישוקים לא יעלה על הנמוך מבין : ***b*** - המידה הקטנה של חתך העמוד, 250 ממ׳ ו 16 פעמים הקוטר הקטן של הזיון האורכי. באיזור החפייה של מוטות אורכיים בעמוד המרחק בין החישוקים לא יעלה על 100 ממ׳.

ט. לקיום הדרישות לגבי חישוקים במסגרת משיכה יש להכריז על קטע עמוד מעל פני המשקוף ומתחת לפני המשקוף כ״איזור רגיש״ (ראה ת״י 413 - תכן עמידות מבנים ברעידת אדמה) לפי המסומן בציור 18.12. אורך האיזור הרגיש l_c יהיה :

במסגרת ברמת משיכות נמוכה - הגבוה מבין : $l_n / 6$, 450 ממ׳ , $1.0\ h_c$

״ ״ ״ בינונית - ״ ״ : $l_n / 5$, 500 ממ׳ , $1.5\ h_c$

״ ״ ״ גבוהה - ״ ״ : $l_n / 5$, 600 ממ׳ , $1.5\ h_c$

h_c - גובה חתך העמוד l_n - אורך העמוד נטו בין פני הקורות

המרחק המקסימלי בין החישוקים באיזור רגיש יהיה :

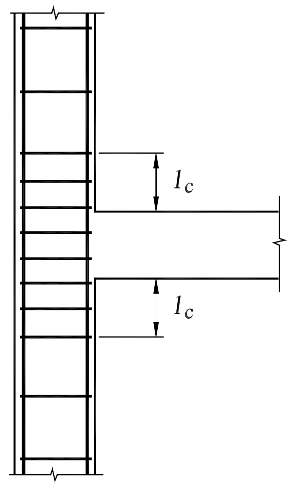
במסגרת ברמת משיכות נמוכה - הנמוך מבין : $9\ \phi_L$, $b_c / 2$, 200 ממ׳

״ ״ ״ בינונית - ״ ״ : $7\phi_L$, $b_c / 3$, 150 ממ׳

״ ״ ״ גבוהה - ״ ״ : $5\phi_L$, $b_c / 4$, 100 ממ׳

b_c - רוחב חתך העמוד

קוטר החישוקים המינימלי יהיה 8 ממ׳.



ציור 18.12

באיזור לא רגיש (בין איזורים רגישים) המרחקים הנתונים ב ח. לעיל מתאימים עבור עמודים ברמת משיכות נמוכה ובינונית.

18.8 הרקע לאומדן האקסצנטריות הנוספת Δe_2

האקסצנטריות הנוספת Δe_2 אשר מביאים בחשבון לצורך התחשבות בדפורמציה נוספת עקב תמירות הינה פיתוח נוסף במסגרת המחקר של Cranston [21]. בכל הסעיפים הקודמים לסעיף זה הובהר כי התכנון לאבטחה נגד קריסה אינו אלא ניסיון למנוע את ההתקרבות לקריסה על ידי הגבלת התמירות כך שלא תימנע התפתחות דפורמציה אשר האלמנט אינו יכול לעמוד בה.

הרעיון הזה פותח על ידי Cranston [21] באופן הבא. הוא לא חישב את Δe_2 אלא קבע אותה לפי המודל הבא. על מוט דו פרקי באורך l_e , פועל N_d , כוח לחיצה צירי וגם מומנט ΔM_d בכל קצה . בהיות המומנט קבוע לאורך המוט תתפתח עקמומיות קבועה $1 / r$ לאורכו. העקמומיות המקסימלית אשר ניתן לצפות תהיה זו בה יגיעו שני החומרים - הבטון והפלדה לעיבור המירבי שלהם, מבלי לגלוש לנזילה: לפי המודל

המקורב עבור הבטון - $\varepsilon_{c,max} = -0.0035$ ובהנחה של פלדה מצולעת יהיה $\varepsilon_y=0.002$.
העקמומיות המירבית תהיה אם כן :

$$\frac{1}{r_u} = \frac{|\varepsilon_c|+|\varepsilon_s|}{d} = \frac{0.0055}{d} \qquad (18.8.1)$$

בהנחת פירוס של העקמומיות המתאים לעומס סינוסואידלי (במקום פריסה לפי קשת מעגלית) התזוזה המקסימלית Δe_2 באמצע הגובה l_e תהיה :

$$\Delta e_2 = \frac{1}{\pi^2}\frac{1}{r_u}l_e^{\,2} = \frac{1}{1800}\left(\frac{l_e}{d}\right)^2 d \qquad (18.8.2)$$

בהנחה ממוצעת שגובה החתך הפעיל הינו $d \sim 0.9\ h$ (18.8.2) הופך ל:

$$\Delta e_2 = \frac{1}{2000}\left(\frac{l_e}{h}\right)^2 h = \frac{h}{24000}\lambda^2 \qquad (18.8.3)$$

השפעת הכוח הצירי מובאת בחשבון כתיקון לנ"ל באמצעות הביטוי המקורי :

$$k_1 = \frac{N_{uz} - N_d}{N_{uz} - 0.25\ f_{ck}\,bd} \le 1 \qquad (18.8.4)$$

בה : $N_{uz} = 0.45\ f_{ck}\,A_c + A_s\,f_{sd}$ בהנחה כי $N_d \sim 0.25\ f_{ck} + A_s\,f_{sd}$ וכי $0.45 f_{ck} \sim 1.0\ f_{cd}$ ניתן יהיה לקבל את מה שמשמש בת"י 466 חלק 2 [2] :

$$k_1 \sim \frac{0.45\ f_{ck}A_c + A_s\,f_{sd} - (0.25\ f_{ck}A_c + A_s\,f_{sd})}{0.45\ f_{ck}A_c + A_s\,f_{sd} - 0.25\ f_{ck}bd} \sim \frac{0.50\ f_{cd}A_c}{N_d}$$

באופן זה k_1 מתאים בדיוק לזה שבתקן הישראלי (18.7.7) ו Δe_2 - מתאיה להגדרה לפי נוסחה (18.7.8).

יש לשים לב כי Δe_2 אשר התקבלה בפיתוח זה היא התזוזה האופקית <u>המירבית</u> אשר יכולה להתפתח באלמנט עם הבאת העיבורים בו עד ערכיהם המקסימליים משיקולי חוזק החתך.

18.9 רביזיה אפשרית לפרק אלמנטים לחוצים בחוקת הבטון 2 [2]

הצעה לרביזיה של פרק אלמנטים לחוצים בחוקת הבטון 2 הוכנה והוגשה על ידי המחבר במסגרת מחקר אשר נערך במימון משרד הבנוי והשיכון – "נייר עבודה לרביזיה של חוקת הבטון 2" , ד"ר א. פיזנטי, אוקטובר 2006. ניתן לעיין בה באתר www.technion.ac.il/~pisa/ .

18.10 תכן אלמנטים לחוצים - דוגמאות חישוב

18.10.1 דוגמה א'

תאור המבנה והבעיה

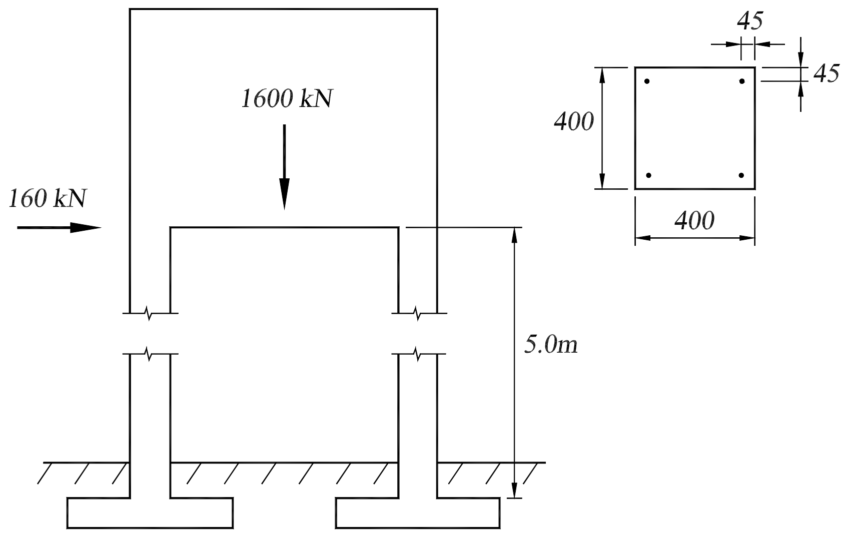
נתון מיכל מים עשוי קירות, רצפה ותקרה מבטון מזוין דמוי קופסה קשיחה. המיכל עומד על 4 עמודים (ציור 18.13). גובה העמודים 5.0 מ' מפני היסוד ועד לתחתית קירות המגדל והמרחקים האופקיים בין ציריהם 5 מ'. חתך העמודים 400/400 ממ'. עומס התכן הכולל של המיכל והמים בתוכו הוא 1600 ק"נ. עקב הסימטריה בשני כיוונים העומס מתחלק שווה בין ארבעת העמודים. העומס האופקי אשר יש להביא בחשבון הינו 160 ק"נ הפועל על ראשי העמודים ומתחלק ביניהם. כל המבנה עשוי מבטון ב30 ומוטות זיון מצולע Φ . יש לתכנן את העמודים.

פתרון

עקב הסימטריה בשני כיוונים כל העמודים זהים לכן מספיק לתכנן עמוד אחד. העמודים רתומים בקרקע אך גם בקירות מאחר וקופסת המיכל קשיחה מאד . סכימה הסטטית של העמוד היא , איפוא, עמוד לא מוחזק, דו רתום. העומס האנכי על עמוד אחד הוא 400 kN והעומס האופקי בראש העמוד - 40 kN.

חישוב סטטי של המיכל כמסגרת דו רתומה בעלת משקוף קשיח מאד, בפעולת כוחות אנכיים ואופקיים, נותן על העמוד $N_{d,max} = 480$ kN $M_{d,max} = 100$ kN .

התמירות - המסגרת בלתי מוחזקת. עקב הריתומים יש להניח כי $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$. מכאן ש: $k = 1.0 + 0.15\ (1 + 1) = 1.3$. אורך הקריסה l_e יהיה: $l_e = 5.0\ 1.3 = 6.5$ m . התמירות תהיה: $\lambda = 6500\ \sqrt{12}\ /400 = 56.3$, כלומר העמוד תמיר - יש להביא בחשבון אקסצנטריות נוספת עקב תמירות.



<u>ציור 18.13</u>

$$k_1 = \frac{f_{cd}\,A_c}{2\,N_d} = \frac{12.7\;400^2}{2\;480000} = 2.12 \geq 1 \qquad\qquad \Delta e_2 = k_1\,\frac{56.3^2}{24000}\,0.4 = 0.053 k_1$$

אם כן $\Delta e_2 = 0.053$ m האקסצנטריות הכוללת: $\Sigma e = 100/480 + 0.053 = 0.26$m

עבור חישוב החתך לכוח אקסצנטרי יש להביא בחשבון את $\gamma_{n1} = 1.2$:

$$M_{sd} = 1.2\;480\;[\,0.26 + 0.20 - 0.045] = 239.1\ \text{kNm}$$

בתור זיון קיים באיזור הלחוץ יובא בחשבון $2\;\Phi\;20$ או 628 ממ"ר.

זיון זה מקבל: $\Delta M_d = 628\;0.35\;(0.355 - 0.045) = 68.1$ kNm

יתרת המומנט יקבל הבטון - $M_{cd} = 239.1 - 68.1 = 178.0$ kNm $(< M_{cd,max})$

הזיון בצד המתוח יהיה:

$A_s = 628 + 178 / (0.35\;0.31) - 1.2\;480 / 0.35 = 622\ \text{mm}^2$ לכל האורך.

בשים לב כי המומנט מחליף כיוון, יש לתת בחתך בכל פינה $\Phi 20$ mm וזה מספיק.

ביניהם יש לתת עוד $4\Phi 12$ מאחר והמרחקים בין המוטות בפינות גדולים.

חישוקים: בשים לב לכך כי יש לתכנן את המיכל לרעידות אדמה, אם הוא תוכנן לרמת משיכות בינונית (וכך ראוי לתכנן מבנה מטוטלת) החישוקים יהיו ב 1.0 מ' העליון והתחתון $\Phi 8@150$ mm ובשלושת המטרים האמצעיים - $\Phi 8@200$ mm .

18.10.2 דוגמה ב'

תאור המבנה

נתון מבנה מבטון מזוין אשר תכניתו בציור 18.14a והחתך בציור 18.14b. המבנה עשוי תקרות מבטון מזוין בעובי 200 ממ' והוא בן 4 קומות. גובה הקומה ברוטו (בין פני מפלסי התקרות) 3.4 מ'. בכיוון y ניתנו שני קירות קשיחים מבטון מזוין המקבלים את כל הכוחות האופקיים. בכיוון x אין קירות ולכן כל הכוחות האופקיים מתקבלים באמצעות ארבע מסגרות בנות 5 מיפתחים ו4 קומות. עומס התכן הכולל הינו $F_{d,max} = 14.6$ kN/m^2 . הכוח האופקי הינו 70 kN לקומה ולמסגרת (בהנחה כי הכוח מתחלק בין ארבעת המסגרות בחלקים פחות או יותר שווים).

יש לתכנן את העמוד הקרוב לפינה במסגרת החיצונית (מסומן ב B בתכנית). חתך העמודים יהיה אחיד לכל גובה המבנה. הבטון בעמודים יהיה מסוג ב30 והזיון - מוטות פלדה מצולעים Φ .

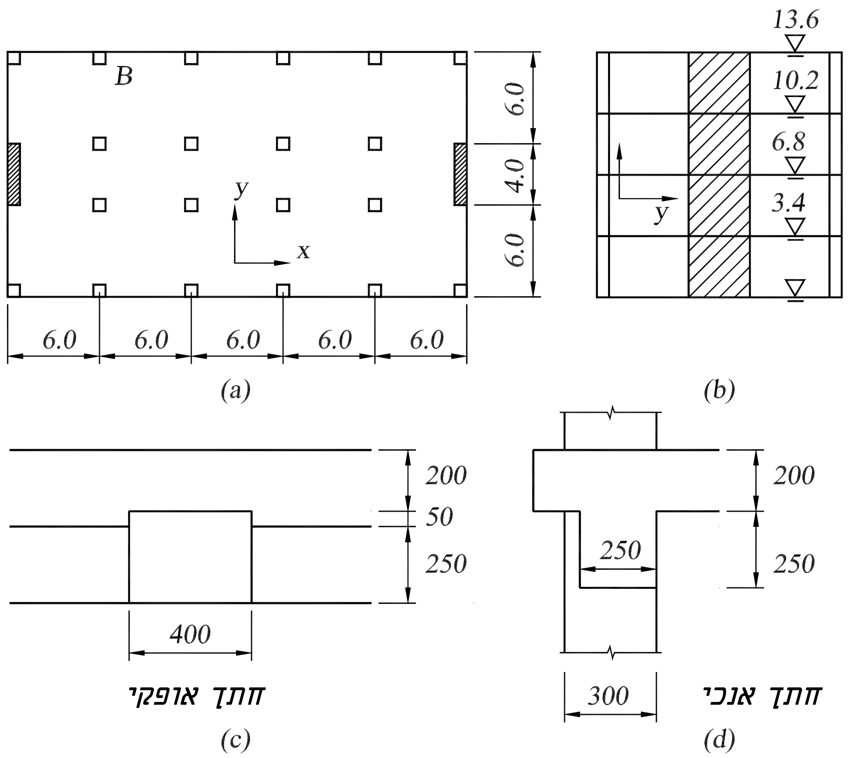
ההנחה עבור מידות העמוד היא 400/300 ממ' בכיוונים x/y בהתאמה. לאורך שפת התקרה יש קורה בולטת בכיוון אנכי במידות 250/250 ממ' . חתך העמוד נתון בציור 18.14c וחתך הקורה נתון בציור 18.14d .

פתרון

חישוב סטטי בכיוון x מצביע על כך כי ההטרחה הגדולה ביותר היא בקומה התחתונה, שם הכוח הצירי הינו $N_d = 1087$ kN והמומנט המירבי $M_d = 98.8$ kNm (המומנט נובע בחלקו הגדול מכוחות אופקיים לכן סימנו מתהפך).

העמוד הוא חלק ממסגרת בלתי מוחזקת בכיוון x . בכיוון y כל הכוחות האופקיים יכולים להתקבל על ידי שני הקירות הקשיחים ולכן ניתן לחשב את העמוד בכיוון זה כאלמנט שאין בו מומנט תכן חיצוני - חלק ממסגרת מוחזקת.

החתך הפעיל בכיוון x הינו 400/300 ממ' h/b ואילו בכיוון y 300/400 ממ' h/b



<u>ציור 18.14</u>

<u>תכן בכיוון x</u>.

גובה העמוד נטו הינו $l_c = 3.4 - 0.45 = 2.95$ m . מומנט האינרציה של העמוד הינו $I_c = 1/12\ 0.3\ 0.4^3 = 16\ 10^{-4}\ m^4$. קשיחות העמוד טיפוסי היא $K_c = I_c/l_c = 5.42\ 10^{-4}$.

המיפתח הנקי של הקורה הוא $l_b = 6.0 - 0.4 = 5.6$ m . נניח כי חלק מן התקרה יחד עם הקורה יוצרים חתך קמץ בו $t_f = 0.25$m $h = 0.45$m $b_f = 0.65$m ו $b_w = 0.25$m . $I_b = 28.2\ 10^{-4}\ m^4$. ולכן:

$K_b = I_b / l_b = 28.2\ 10^{-4} / 5.6 = 5.04\ 10^{-4}$.

בהתאם לכך בקצה העליון של העמוד $\alpha_2 = 2K_c / 2K_b = 1.075$. בקצה התחתון העמוד רתום ולכן $\alpha_1 = 1.0$.

העמוד חלק ממסגרת בלתי מוחזקת ולכן מתוך שתי האפשרויות עבור k זו הנותנת את הערך הנמוך היא $k = 1.0 + 0.15\ (1.075+1.0) = 1.311$. אורך הקריסה יהיה איפוא $l_e = l_c\ k = 2.95\ 1.311 = 3.87m$. התמירות תהיה:

$\lambda = 3.87\sqrt{12} / 0.4 = 33.5$. העמוד קצר בכיוון x .

בהיות העמוד קצר יש להוסיף לאקסצנטריות עקב אי דיוקים בביצוע e_a.

$$\Sigma e = e_d + e_a = 98.8 / 1087 + 0.020 = 0.091 + 0.020 = 0.111\ m$$

בדיקת החתך לפעולת כוח אקסצנטרי :

$$M_{sd} = 1087\ [\ 0.111 + 0.200 - 0.045\ ] = 289.1\ kNm$$

תסבולת החתך לכפיפה עם כוח אקסצנטרי:

$$M_{cd,max} = 0.32\ 300\ 355^2\ 12.7\ 10^{-6} = 153.6\ kNm$$

תוספת זיון לחוץ: $\Delta M_d = (490\ 2 + 314)\ 0.35\ (\ 0.355 - 0.045\ ) = 140.4\ kNm$

הזיון הלחוץ כולל $1\Phi20 + 2\Phi25$.

הזיון המתוח:

$$A_s = 1294 + \frac{153.6}{0.8\ 0.355\ 0.35} - \frac{1087}{0.35} = 1294 + 1545 - 3106 < 0$$

מאחר ודרוש זיון סימטרי - יש לתת את $1\Phi20 + 2\Phi25$ בשני צידי החתך.

<u>תכן בכיוון y</u>

בכיוון y העמוד חלק ממערכת מוחזקת (הקירות מספקים תשובה לכוחות אופקיים). גובה העמוד הנקי הוא $3.4 - 0.2 = 3.2\ m$. בבסיסו העמוד רתום, לכן שם $\alpha_1 = 1.0$. בחלק העליון ניתן לומר כי יש מסגרת בה יש קורה (חלק מן התקרה) בכיוון אחד בלבד. התקרה כמשקוף היא ברוחב 3 מ' (חצי הרוחב) ובעובי 0.2 מ' ומפתחה 6 מ'.

קשיחות ה"קורה" איפוא:

$$K_b = I_b / l_b = (1/12\ 3.0\ 0.2^3) / (6.0 - 0.3) = 3.51\ 10^{-4}$$

קשיחות עמוד: $K_c = I_c / l_c = (1/12\ 0.4\ 0.3^3) / (3.4 - 0.2\ ) = 2.81\ 10^{-4}$

בצומת העליונה יש שני עמודים וקורה אחת, לכן : $\alpha_2 = 2K_c/K_b = 1.60$

k עבור כיוון y יהיה : $k = 0.85 + 0.05\ 1.0\ = 0.90$

אורך הקריסה יהיה : $l_e = 2.88$ m

התמירות : $\lambda = l_e / I = 2.88\ \sqrt{12} / 0.3 = 33.3$ העמוד קצר בכיוון y . מאחר ואין
מומנט תכנוני ($e_d = 0$) האקסצנטריות אשר יש להביא בחשבון הינה רק e_a :
כלומר $e_a = 0.02$ m .

בחישוב החתך לכוח אקסצנטרי :

$$M_{sd} = 1087\ [\ 0.02 + 0.15 - 0.045\ ] = 135.9 \text{ kNm}$$

תסבולת החתך היא $M_{cd,max} = 0.32\ 400\ 255^2\ 12.7\ 10^{-6} = 105.7$ kNm

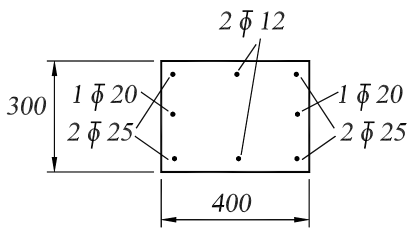
קיים כבר זיון לחוץ בפינות $2\Phi25$: $\Delta M_d = 980\ 0.35\ 0.21 = 72$ kNm

כעת יהיה : $M_{cd} = 63.9$ kNm ו $\omega = 0.22$.

הזיון המתוח הדרוש :
$$A_s = 980 + \frac{63.9}{0.21\ 0.35} - \frac{1087}{0.35} = < 0$$

מטעמי סימטריה והיפוך המומנט הזיון $2\Phi25$ מספיק וינתן בשני הצדדים (הוא ישנו שם במילא מטעם הכיוון x) . מאחר והפאה ארוכה יש לתת עוד מוט $1\Phi12$ באמצע הדופן של 400 ממ׳ .

הזיון הסופי בחתך נתון בציור 18.15 .



ציור 18.15