

05/9

מחלקת המחקר והפיתוח
מכון המים
תל אביב

ב"צ כנורי

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על קרקע



AMMOR
SITE

קונטרס מס' 1 - חלק ראשון

1965

הוצאת תכנון המים לישראל

0515

ס"ר הנדסה חקלאית - אורחית
כתניה, רח' השבעה 33
טלפון 052-30772

צ' כנורי

משרד המים
מנהל מחוז
מנהל תחנת
מנהל תחנת
מנהל תחנת
מנהל תחנת

הנדסת נחוז

מוריד למהנדסי מים

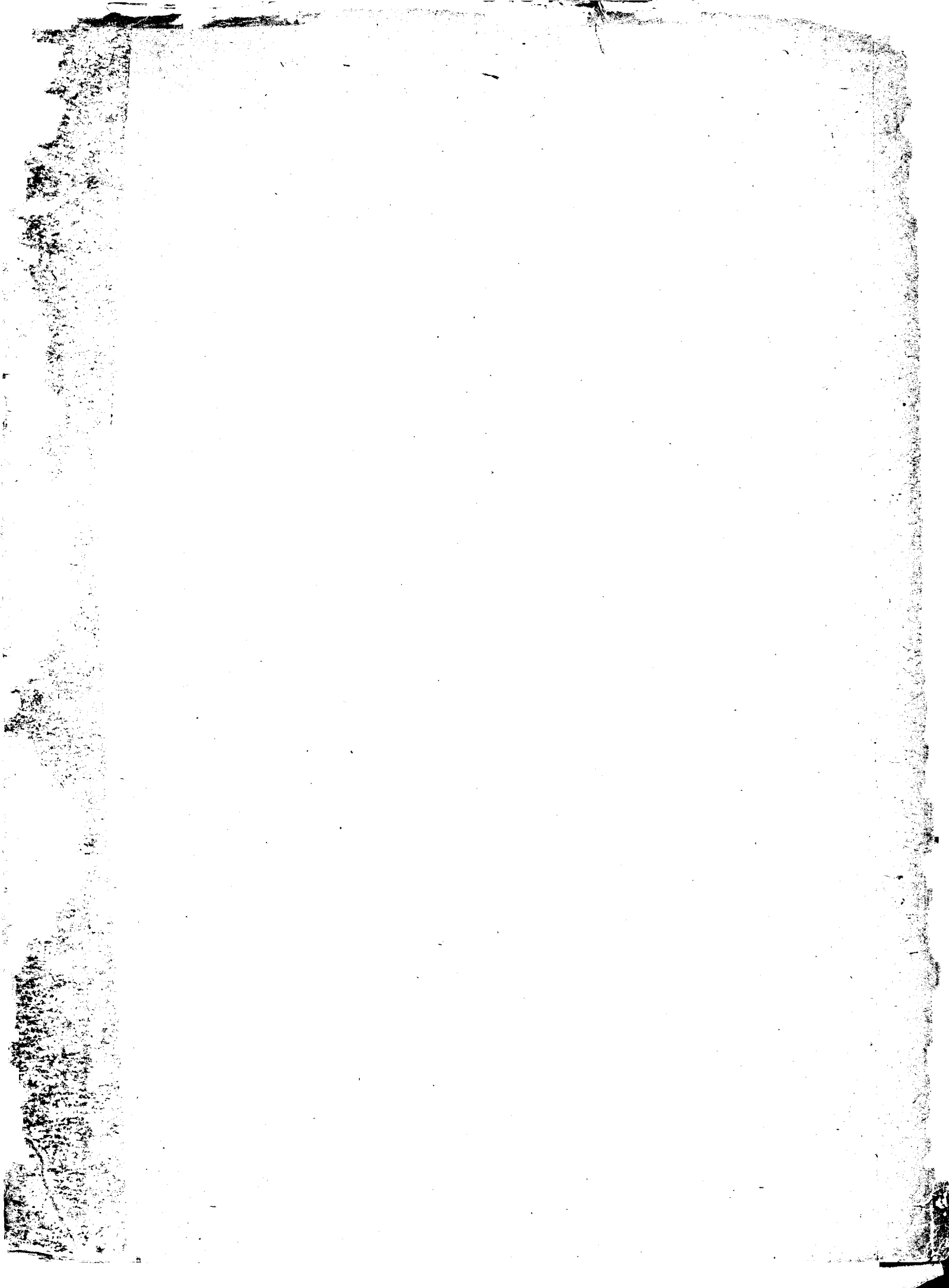
חלק ראשון: נחוז על קרקע

קונטרס מס 2 : צפוי תעלות

1967

הוצאת תכנון המים לישראל

פ.ת. 554



ב"צ כנורי

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס 2 : צפוי תעלות

הוצאת תכנון המים לישראל 1967

פ.מ. 554

תוכן הענינים

עמוד

1	מבוא לקונטרס מס' 2
2	2.1 החלחול מתעלות עפר
2	2.1.1 הגדרה כללית
2	2.1.2 המוליכות ההידרולית
4	2.1.3 חשוב הפסדי החלחול מתעלות עפר
7	2.1.4 הומוגניות ואיזוטרופיות של הקרקע
7	2.1.5 חשוב " K " ממוצע, כאשר כוון הזרימה מקביל לשכבות
8	2.1.6 חשוב " K " ממוצע, כאשר כוון הזרימה ניצב לשכבות
9	2.2 צפוי תעלות בעשביה
9	2.2.1 הוראות כלליות
10	2.2.2 התכונות ההידרוליות של צפוי בעשביה
14	2.2.3 המהירות הגבולית בתעלה מצופה בעשבים
16	2.3 צפוי תעלות באדמה אסימה
16	2.3.1 הוראות כלליות
16	2.3.2 הדוק קרקע היסוד (ללא שכבת צפוי)
17	2.3.3 טיוב וייצוב מכני
18	2.3.4 צפוי-אדמה מהודק בשכבה דקה
18	2.3.5 צפוי-אדמה מהודק בשכבה עבה
18	2.3.6 צפוי-אדמה ללא כבישה
18	2.3.7 צפוי בנטוניט
18	2.3.8 קרקע צמנט (Soil-Cement)
20	2.4 צפוי תעלות באבני גויל
20	2.4.1 הוראות כלליות
20	2.4.2 צפוי באבני גויל ללא טיט מקשר
20	2.4.2.1 הצפוי
25	2.4.2.2 המסננת על גבי אדמה לא קשירה
28	2.4.2.3 תכנון המסננת בקרקעות קוהזיות (מאת: ד"ר ג. כסיף, הטכניון)
30	2.4.2.4 מצע לא מודרג
30	2.4.2.5 קורות הקשחה
31	2.4.2.6 קצוות הצפוי
32	2.4.2.7 חיזוק פינות התעלה
33	2.4.3 צפוי באבני גויל עם טיט מקשר
34	2.4.4 צפוי אבנים ברשת ברזל (מזרון גביון)

צמוד

36	צפוי תעלות בבטון	2.5
36	הוראות כלליות	2.5.1
36	צפוי ע"י יציקת בטון במקום	2.5.2
36	תערובת הבטון	2.5.2.1
38	זיון הפלדה	2.5.2.2
40	תפרים	2.5.2.3
41	עובי הצפוי	2.5.2.4
43	הבצוע	2.5.2.5
44	התחלת בטון בלחץ פניאומטי	2.5.3
44	כללי	2.5.3.1
44	התערובת	2.5.3.2
45	זיון הפלדה	2.5.3.3
45	תפרים	2.5.3.4
45	עובי הצפוי	2.5.3.5
45	הבצוע	2.5.3.6
46	צפוי בלוחות בטון טרומיים	2.5.4
46	כללי	2.5.4.1
46	מידות הלוחות הטרומיים	2.5.4.2
47	תפרים	2.5.4.3
50	הכנת התשתית ומצע	2.5.4.4
51	צפוי תעלות בחומר ביטומני (אספלטי)	2.6
51	כללי	2.6.1
51	התכונות העקריות של הביטומן	2.6.2
	סוגי הביטומן לפי תהליך הפקתם	2.6.2.1
52	בדיקות לתכונות הביטומן	2.6.2.2
54	רשימת התכונות העיקריות	2.6.2.3
57	שיטות צפוי בחומר ביטומני	2.6.3
57	כללי	2.6.3.1
57	הכנת קרקע היסוד	2.6.3.2
58	טיפול ראשוני (Priming coat)	2.6.3.3
58	שכבת קישור (Tack coat)	2.6.3.4
	טיפול בקרקע	2.6.3.5
58	(Soil treatment)	
	אספלט-בטון	2.6.3.6
58	(Asphalt concrete)	
60	תערובת קרה (Cold-mix)	2.6.3.7
60	אספלט-מקדם	2.6.3.8
61	אספלט-חול	2.6.3.9
	ממברנה מכוסה	2.6.3.10
61	(Buried membrane)	
	צפוי ע"י מחצלות-אספלט	2.6.3.11
62	טרומיות	
	טיפול איטום על פני צפוי	2.6.3.12
62	קיים (Sealing coat)	
	מלוי תפרים של צפוי בטון	2.6.3.13
63	ע"י חומר ביטומני	

עמוד

2.7 צפויים מחומרים שונים 63

נספח א' : אחזקה ביולוגית של
תעלות נקוז בתנאי ישראל
מאת: שלמה אילן, משרד החקלאות 64

נספח ב' : פתרון בעיות זרימה בתעלות
פתוחות באמצעות עקומי הולכה
מאת: דוד שהם, תכנון המים
לישראל בע"מ 84

ביבליוגרפיה לקונטרס מס' 2 100



מ ב ו א ל ק ו נ ט ר ס מ " ס 2

בקונטרס מס' 1 נדונו תנאי הזרימה בתעלות מבלי להתחשב בחומר בו הן חפורות או ממנו הן בנויות והוקדש פרק מיוחד לשאלת החתירה בתעלות עפר לא מוגנות. הקונטרס השני יטפל בצפוי תעלות העפר בחמרים קשים יותר, אטימים יותר ויציבים יותר מהקרקע הטבעית.

לצפוי כזה יכולות להיות שתי מטרות עקריות:-

(א) הגדלת כושר עמידות התעלה בפני חתירה, או - בצורה אחרת - הגדלת המהירות הגבולית המותרת.

(ב) מניעת חלחול המים מהתעלה לסביבה או הפחתת חלחול זה.

אף כי בתעלות נקוז אין להפסדי מים עקב חלחול חשיבות ראשונית, עלולים לקרות מקרים בהם החלחול מתעלות גורם לתנאים ביצתיים בסביבה. במקרים אלה מניעת החלחול ע"י צפוי מהווה חלק של פעולות הנקוז.

בהתאם לשתי המטרות הנ"ל אפשר למיין את סוגי הצפויים כדלקמן:-

ס ו ג ה צ פ ו י	הגדלת העמידות בפני חתירה	הקטנת הפסדי החלחול
1. צפוי בעשביה	כן	לא
2. צפוי בשכבת אדמה אטימה (חרסית)	במקצת	כן
3. רצוף באבני גביל ללא טיט מקשר	כן	לא
4. רצוף באבני גביל עם טיט מקשר	כן	במקצת
5. צפוי בארגזי רשת ממולאים באבנים (גביונים)	כן	לא
6. צפוי בשכבה ביטומנית	במקצת	כן
7. צפוי בטון	כן	כן

בקונטרס זה תנחן הדרכה מפורטת לגבי אותם סוגי צפוי בהם הביאו נסיון הנדסי ומחקר לתוצאות בדוקות ומהימנות. לגבי אותן השיטות הנמצאות עדין בשלבי מחקר, והנסיון בהן אינו מספיק, תינחן הדרכה מסוייגת בלבד.

1000 1000 1000

1.2. החלחול מתעלות עפר

2.1.1. הגדרה כללית

לפני הדיון באמצעים למניעת החלחול או הפחתתו מתעלות עפר, יש להכיר את תופעת החלחול עצמה וכמה דרכי חשוב מקורבים. חשובים מדויקים ומפרטים שיכים לתורה של "תנועת זורמים בסביבה נקבובית" ואין מקומם במדריך להנדסת נקוז.

לפי דרסי (Darcy) תלויה ספיקת החלחול בסוג הקרקע ובגרדיאנט ההידרולי.

את הגורם הקרקעי מבטא מקדם החלחול "K" אשר מאפיין את כושר הקרקע להעביר מים. מקדם זה שונה במצבי רוויה שונים של הקרקע ואף ברוויה שלמה הוא תלוי בסמפרטורה, בסוג הנוזל ובעוד גורמים משניים אחרים. לצורך עבודות נקוז רגילות אפשר להזניח את הגורמים המשניים ולהניח שבאדמה רוויה מקדם החלחול תלוי בסוג הקרקע בלבד.

הגרדיאנט ההידרולי הוא העומד המניע - ההבדל בין העומד בתחילת הקטע לבין זה אשר בסוף הקטע - מחולק באורך דרך החלחול.

לפי ההגדרה הזאת נוסחת החלחול לפי דרסי:-

$$(1.) \text{-----} Q = AKJ$$

בנוסחה זאת Q הספיקה, A הוא שטח החתך דרכו המים מחלחלים, K הוא מקדם החלחול ו-J הגרדיאנט ההידרולי.

אם נתיחס לספיקה הסגולית, כלומר לספיקה ליחידת שטח, מקבלת נוסחת דרסי את הצורה:

$$(2.) \text{-----} q = \frac{Q}{A} = KJ$$

$$L.T^{-1} = \frac{L^3.T^{-1}}{L^2} \quad \text{הואיל ומימד הספיקה הסגולית הוא:}$$

והגרדיאנט ההידרולי הוא חסר מימד ($L.L^{-1}$)

יוצא שמימד מקדם החדירות גם כן LT^{-1} וזה מתאים למימד של מהירות. משום כך בספרים וחבורים רבים מוצאים את נוסחת דרסי בצורה:

$$(3.) \text{-----} v = KJ$$

כמובן לא דובר כאן על מהירות אמיתית, כי הרי המים נעים רק בחללי הקרקע העקלקלים ולא דרך כל השטח A.

את מקדם החלחול נותנים ביחידות שונות לפי מנהגי הארץ או לפי הצורך:

m/year; foot/day; inch/min; m/h; cm/sec; m/sec וכו'.

2.1.2. המוליכות ההידרולית

בסעיף הקודם הוגדר מקדם החלחול כנפח המים העובר דרך יחידת שטח של קרקע ביחידת זמן כאשר הגרדיאנט ההידרולי שווה ליחידה. את המקדם הזה יש לקבוע במעבדה על דגימה בלתי מופרת של קרקע, במכשיר מעבדתי: הפרמאמטר (Permeameter) בעולה מעבדתית זאת אינה מהווה נושא למדריך זה.

בתנאי שדה מקדם החלחול משתנה מנקודה לנקודה עקב סדקים זעירים, מחילות של חולעים, שרשים, נוכחות מקומית של גרגרי אבן וכו'. אי לכך כאשר רוצים לדעת בטבע את כושרה של קרקע מסוימת להעביר מים, מדברים במקום הערך הנקודתי של מקדם החדירות, על מקדם האפיני לגוש או עמוד יותר גדול של קרקע.

מקדם זה נקרא: מוליכות ההידרולית - (Hydraulic Conductivity).
מימד שני המושגים האלה זהה.

על קביעת המוליכות ההידרולית בתנאי שדה ידובר בחלק שני של מדריך זה
שיטפל בנקודת-תת-קרקעי.

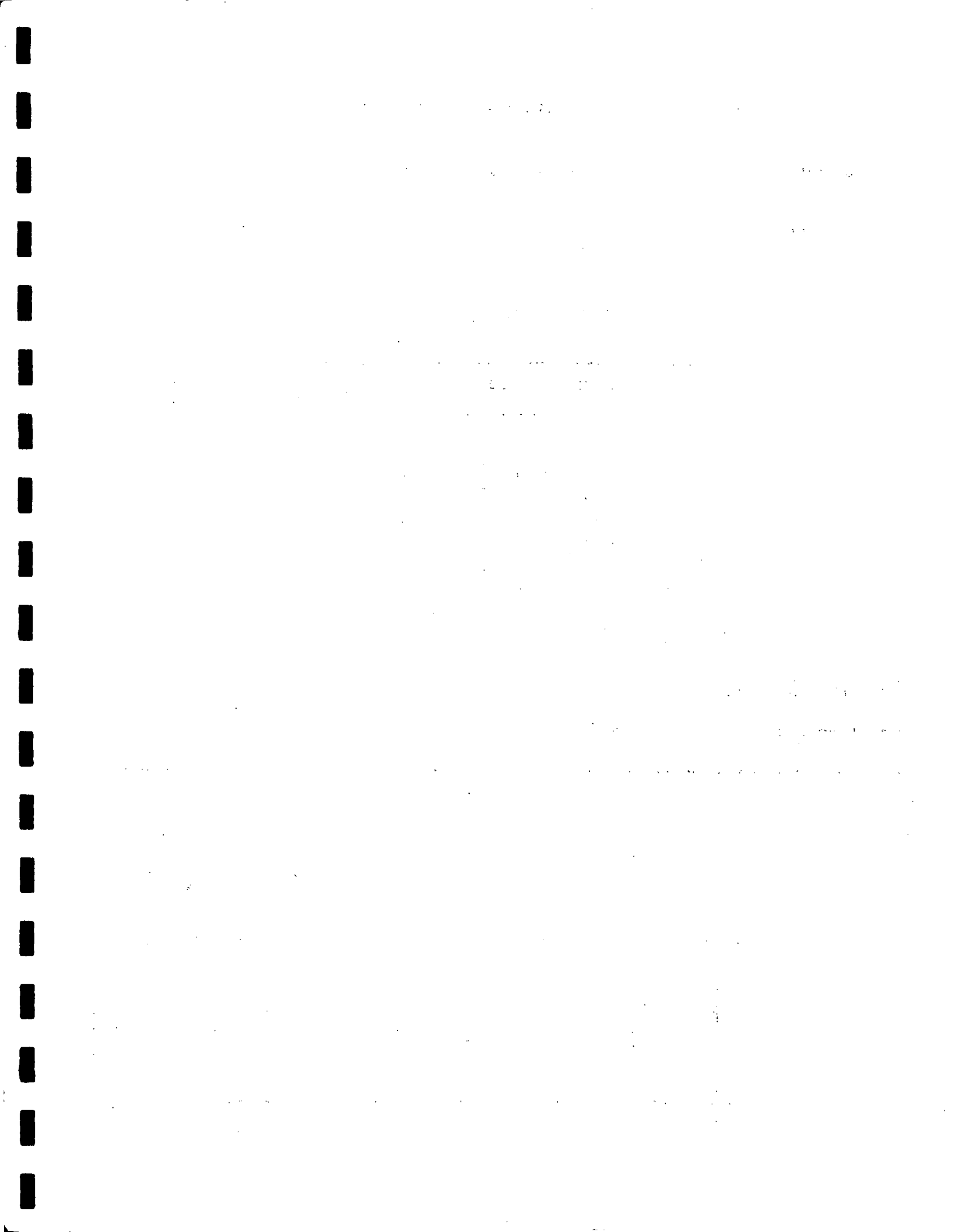
בפרק הנוכחי נסתפק במתן מספרים מקורבים, אינפורמטיביים, שיעזרו למהנדס
באומדן הפסדי החלחול. בטבלות מס' 1 ו-2 ניתן המיון הסטנדרטי.

טבלה מס' 1: דרגות המוליכות ההידרולית

קבוצה	החלחול	מוליכות הידרולית 10^{-5} cm/sec
1	איטי מאוד	< 3
2	איטי	3 - 15
3	בינוני-איטי	15 - 60
4	בינוני	60 - 170
5	בינוני-מהיר	170 - 350
6	מהיר	350 - 700
7	מהיר מאוד	> 700

טבלה מס' 2: המוליכות ההידרולית של קרקעות שונות

	תאור הקרקע	ציון	מוליכות הידרולית 10^{-5} cm/sec
1	חרסית שמנה, אי-אורגנית, פלסטית מאוד	CH	$K < 3$
2	חרסית אורגנית, פלסטית	OH	$K < 3$
3	חרסית רזה, אי-אורגנית, פלסטיות נמוכה או בינונית, צורות חרסיתיים, חרסית חולית, חרסית טינית	CL	$60 > K > 3$
4	טיין אלסטי, גמיש, חול טיני	MH	
5	טיין אורגני, חרסית אורגנית עם טיין, פלסטיות נמוכה	OL	
6	חול חרסיתי, פלסטיות בינונית	SC	
7	צורות חרסיתיים, צורות-חול-חרסית	GC	
8	חול טיני, הדרגה לקויה, לא פלסטי	SM	$60 > K > 3$
9	טיין אי-אורגני, חול דק מאוד	ML	
10	צורות טיניים, חול-טיין-צורות, הדרגה לקויה, לא פלסטי	GM	
11	חול בעל הדרגה טובה (עד 5% חומר דק)	SW	$700 > K > 60$
12	חול בעל הדרגה לקויה (עד 5% חומר דק)	SP	
13	צורות בעלי הדרגה טובה (עד 5% חומר דק)	GW	
14	צורות בעלי הדרגה לקויה	GP	$K > 700$



2.1.3. חשבון הפסדי החלחול מתעלות עפר

לפי נסויים בארצות הברית ניתנים ערכים אמפיריים להפסדי מים עקב חלחול מתעלות בקרקעות שונות, (Etcheverry: Irrigation Practice and Engineering);

טבלה מס' 3 הפסדי מים עקב חלחול מתעלות עפר

הפסד החלחול $m^3 / m^2 / day$	סוג הקרקע	
0.07 - 0.10	חמרה חרסיתית אטימה	1
	חמרה חרסיתית בינונית, כאשר מתחת לאפיק נמצאת שכבה אטימה מאד, בעומק לא יותר מ-60 - 90 ס"מ	2
0.10 - 0.15	חמרה חרסיתית, קרקע טינית	3
0.15 - 0.23	חמרה חרסיתית עם צרורות, חמרה חרסיתית חולית, צרורות מודבקים ע"י חרסית	4
0.23 - 0.30	חמרה חולית	5
0.30 - 0.45	קרקע חולית	6
0.45 - 0.55	קרקע חולית עם צרורות	7
0.55 - 0.75	קרקע צרורות חדירה	8
0.75 - 0.90	צרורות עם מעט אדמה	9
0.90 - 1.80		

- הערות: 1. השטח (m^2) בטבלה זו מתייחס להקף המורטב על מטר אורך תעלה.
2. כל הערכים בטבלה זו כלליים ביותר, הגדרת הקרקעות נותנת רק קבוצות החבות, והנסויים התעלמו מגורמים חשובים, כגון: צורת התעלה, עומק שכבה חוצצת, עומק מפלט מי התהום (פרט לסעיף מס' 2). יש להתייחס למספרים הנ"ל בתור אינפורמציה ראשונית בלבד.

דוגמת חשבון מס' 1:

נתונים: אורך התעלה $l=1km$; $b=3.0m$; $d=2.0m$; $m=3$

הקרקע חמרה חרסיתית עם מעט צרורות ולכן החלחול

$$0.25 m^3 / m^2 / day$$

דרוש : הפסד החלחול במשך שנה .

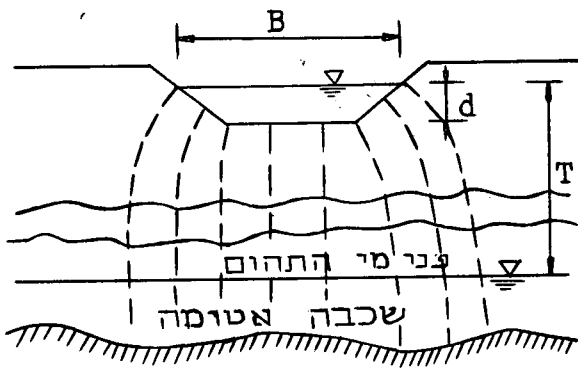
מהלך החשוב:

$$P = b + 2\sqrt{m^2 + 1} \cdot d = 3.0 + 2\sqrt{10} \cdot 2.0 = 15.65m$$

2. החלחול:

$$Q = 0.25 \times 15.65 \times 365 \times 1000 = 1,428,000 m^3 = 1.5 \times 10^6 m^3 / year / km$$

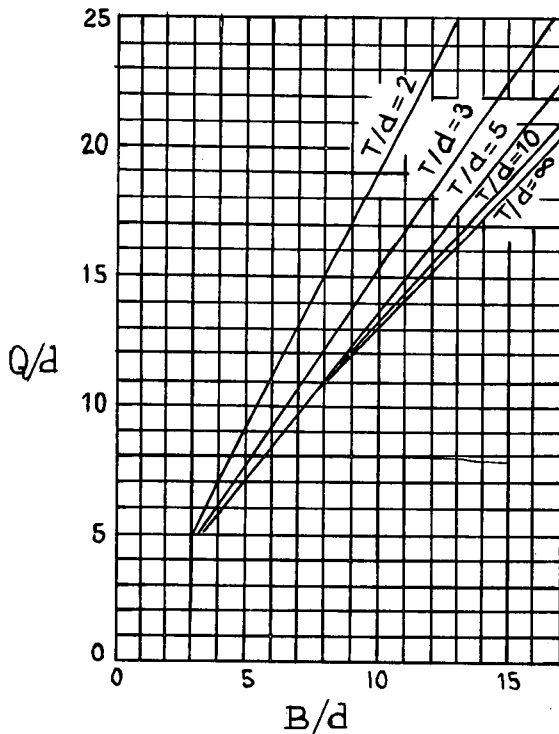
שיטה יותר מדויקת נותן מוסקט בספרו:
M.Muscat: The flow of homogeneous fluids through porous media.



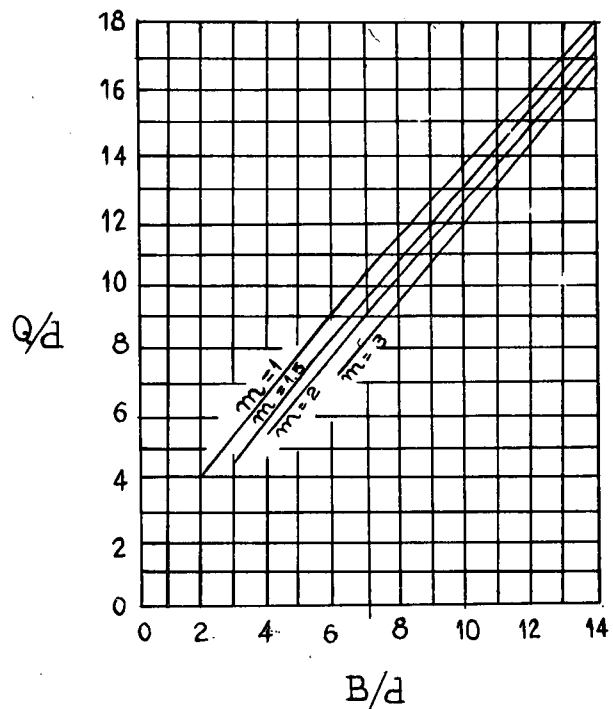
שיטה זו מחשבת במוליכות ההידרולית של הקרקע (K) בצורת התעלה (B, d, m) ובעומק מי התהום מתחת לתעלה (T) (עיין ציור מס' 1).

הואיל ושיטת החשוב מסובכת מאד, הכין מוסקט שתי דיאגרמות: האחת (ציור מס' 2) מתייחסת למקרה בו מפלס מי התהום בעומק רב ($T \geq 10d$), השנייה (ציור מס' 3) נותנת את החלחול מהתעלה כאשר מפלס מי התהום יותר קרוב לפני הקרקע ($T \leq 10d$).

שתי הדיאגרמות בנויות על המקרה בו המוליכות ההידרולית $K = 1 \text{ m/day}$ (בערך $K = 1.2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$). כאשר המוליכות ההידרולית שונה מהערך הנ"ל, יש להכפיל את התוצאה המתקבלת מהדיאגרמה בערך הממשי של "K" (ביחידות m/day).



ציור מס' 3



ציור מס' 2

דוגמת חישוב מס' 2

הנתונים: $K=3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$; $m=2$; $T=20.0 \text{ m}$; $d=1.0 \text{ m}$; $b=2.0 \text{ m}$

דרוש : הפסד המים במשך 10 ימים, מתעלה שאורכה 1 ק"מ .
מהלך החשוב:

$$K = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} = \frac{3 \times 86400}{10^4 \times 100} = 0.26 \text{ m/day} \quad .1$$

$$B = b + 2md = 6.0 \text{ m} \quad .2$$

$$B/d = \frac{6.0}{1.0} = 6 \quad .3$$

$$\begin{aligned} T &= 20.00 \text{ m} \\ d &= 1.0 \text{ m} \end{aligned} \quad .4$$

$$T > 10d$$

יש אם כן להשתמש בציור מס' 2 .

$$\frac{Q}{d} = 8 \quad .5 \quad \text{מתוך הציור לערך } m = 2 \text{ ו- } B/d = 6 \text{ מתאים הערך}$$

$$Q = 8 \times 1.0 = 8.0 \text{ m}^3/\text{m/day} \quad .6 \quad (\text{כאשר } K = 1 \text{ m/day})$$

.7. הואיל והמוליכות ההידרולית הנתונה $K = 0.26 \text{ m/day}$, אורך התעלה 1000 והזמן הקצוב 10 ימים, אם כן סה"כ ההפסד:

$$Q = 0.26 \times 8.0 \times 1000 \times 10 = 20800 \text{ m}^3/10 \text{ day/1km}$$

דוגמת חישוב מס' 3

הנתונים כמו בדוגמה מס' 2, אלא $T = 3.0 \text{ m}$

דרושים ההפסדים בתנאים כמו בדוגמה מס' 2 .

מהלך החשוב:

$$K = 0.26 \text{ m/day} \quad .1 \quad \text{כנ"ל}$$

$$B = 6.0 \text{ m} \quad .2 \quad \text{כנ"ל}$$

$$B/d = 6 \quad .3 \quad \text{כנ"ל}$$

$$T/d = \frac{3.0}{1.0} = 3.0 < 10 \quad .4$$

יש אם כן להשתמש בציור מס' 3 .

$$\frac{T}{d} = 3.0 \text{ ו- } \frac{B}{d} = 6 \quad .5 \quad \text{מתאים הערך}$$

$$\frac{Q}{d} = 9.1$$

$$(k=1)Q = 9.1 \times 1.0 = 9.1 \text{ m}^3/\text{m/day} \quad .6$$

.7. סה"כ ההפסד:

$$Q = 0.26 \times 9.1 \times 1000 \times 10 = 23660 \text{ m}^3/\text{day/1km}$$

2.1.4. הומוגניות ואיזוטרופיות של הקרקע

בתור "הומוגנית" מציינים את אותה הקרקע, בה המוליכות ההידרולית אינה משתנית בין מקום למקום (לפחות באזור מסוים).

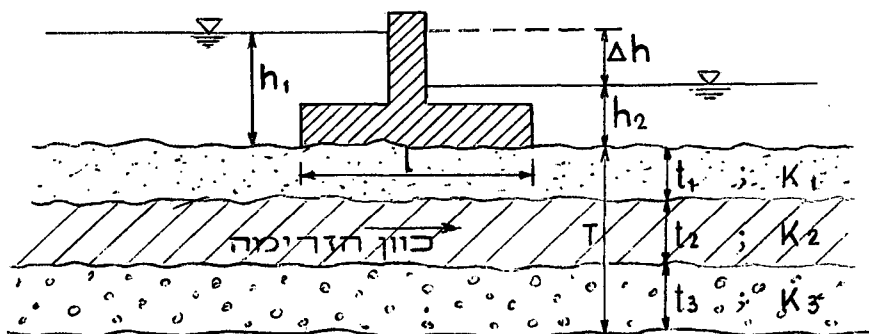
בתור "איזוטרופית" מציינים את אותה קרקע, בה - בנקודה מסוימת - המוליכות ההידרולית בכל הכוונים - אפקי, אנכי ואלכסוני - שווה.

לפי זה, ישנן קרקעות "הומוגניות ואיזוטרופיות" בהן בין מקום למקום או בין כוון לכוון אין שוני במוליכות ההידרולית, "הומוגניות ולא איזוטרופיות" הן הקרקעות בהן יש אמנם שוני בין מוליכות הידרולית אפקית, אנכית ואלכסונית, אבל אותו מצב שורר בכל מקום בקרקע, "לא הומוגניות ואיזוטרופיות" הן הקרקעות בהן המוליכות ההידרולית בכל הכוונים שווה, אבל מוליכות זו שונה בכל מקום, "לא הומוגניות ולא איזוטרופיות" הן הקרקעות בהן בין מקום למקום והן בין כוון לכוון המוליכות שונה.

"קרקעות שכבתיות" הן אותן קרקעות בהן השנוי במוליכות ההידרולית קורה על פני משטחים ברורים. ייתכן שכל שכבה בפני עצמה הומוגנית (איזוטרופית או לאו), אבל כל גוש הקרקע על שכבותיו השונות אינו הומוגני ואינו איזוטרופי. מקרה זה חשוב בחשוב הפסדי החלחול מתעלות המצופות בשכבה אטימה יותר, למשל שכבת חרסית על גבי קרקע חולית. על מנת למנוע חישובים מסובכים אפשר להגיע בדרכים פשוטות ל-"מוליכות הידרולית" ממוצעת (עייין סעיפים הבאים).

2.1.5. חשוב "K" ממוצע, כאשר כוון הזרימה מקביל לשכבות

בתור דוגמה ניקח מבנה הידרולי אשר בשני צדיו מפלס המים שונה. המים נעים תחת למבנה בתוך קרקע שכבתית מהצד של עומד גבוה לצד של עומד נמוך (עייין ציור מס' 4).



נניח שכל שכבה בפני עצמה הומוגנית ואיזוטרופית.

כל עוד הזרימה אפקית, אפשר לומר שהפסד העומד בכל השכבות זהה, והוא Δh . לפי כך גם הגרדיאנט ההידרולי שווה בכל השכבות: $J = \frac{\Delta h}{l}$

ברור אמנם, שהספיקה שונה בכל שכבה ושכבה, בהתאם למוליכות ההידרולית. אפשר אם כן לכתוב:

$$Q_1 = K_1 \frac{\Delta h}{l} t_1$$

$$Q_2 = K_2 \frac{\Delta h}{l} t_2$$

$$Q_3 = K_3 \frac{\Delta h}{l} t_3$$

$$\Sigma Q = \frac{\Delta h}{l} (K_1 t_1 + K_2 t_2 + K_3 t_3)$$

אם נכניס כעת מוליכות הידרולית אפקית ממוצעת (\bar{K}_h) בהנחה שע"י כך עמוד הקרקע ($\Sigma t_i = T$) מעביר את אותה הספיקה אשר מעבירות השכבות הבודדות יחד, נוכל לכתוב:

$$\Sigma Q = \frac{\Delta h}{l} (K_1 t_1 + K_2 t_2 + K_3 t_3) = \frac{\Delta h}{l} \bar{K}_h T$$

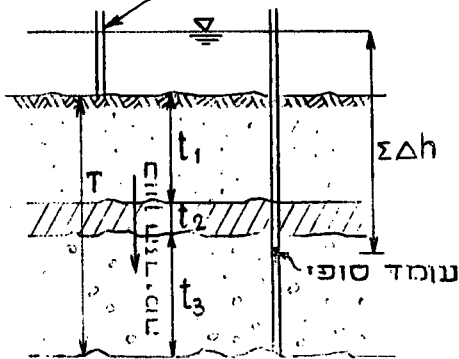
ומתוך זה:

$$(4) \quad \bar{K}_h = \frac{K_1 t_1 + K_2 t_2 + K_3 t_3}{T}$$

2.1.6. חשוב "א" ממוצע, כאשר כוון הזרימה ניצב לשכבות

במקרה זה (עיין ציור מס' 5) הפסד העומד שונה בכל שכבה ושכבה, אבל הספיקה העוברת דרך כל השכבות היא שווה.

עומד תחילי



ציור מס' 5

$\frac{\Delta h_1}{t_1}$	הפסד העומד בשכבה העליונה Δh_1 והגרדיאנט
$\frac{\Delta h_2}{t_2}$	הפסד העומד בשכבה השנייה Δh_2 והגרדיאנט
$\frac{\Delta h_3}{t_3}$	הפסד העומד בשכבה השלישית Δh_3 והגרדיאנט

$$\frac{\Sigma \Delta h}{T} \quad \text{הפסד העומד הכולל בכל השכבות והגרדיאנט הממוצע}$$

$$Q = \frac{\Delta h_1}{t_1} K_1 = \frac{\Delta h_2}{t_2} K_2 = \frac{\Delta h_3}{t_3} K_3 = \frac{\Sigma \Delta h}{T} \bar{K}_v \quad \text{הספיקה העוברת דרך יחידת שטח:}$$

אחרי סידור המשוואה וכמה פעולות אריתמטיות, מתקבלת הנוסחה:

$$(5) \quad \bar{K}_v = \frac{t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_n}{\frac{t_1}{K_1} + \frac{t_2}{K_2} + \frac{t_3}{K_3} + \dots + \frac{t_n}{K_n}}$$

יש לציין ששכבה אטימה, אפילו דקה מאד, משפיעה באופן מכריע על המוליכות בניצב לשכבות וכמעט שאינה משפיעה על המוליכות במקביל לשכבות. תכונה זו מנוצלת באטום תעלות ע"י שכבת צפוי דקה.

דוגמת-חישוב מס' 4

קרקע יסוד מתחת למבנה הידרולי מורכבת מ-3 שכבות:

שכבה ראשונה: חול גס, בעל הדרגה לקויה. $K_1 = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}; t_1 = 3.00 \text{ m}$
 שכבה שנייה: תרסית שמנה, פלסטית. $K_2 = 2 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}; t_2 = 0.25 \text{ m}$
 שכבה שלישית: חול חרסיתי, פלסטיות בינונית. $K_3 = 5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}; t_3 = 6.00 \text{ m}$

יש לחשב את המוליכות ההידרולית הממוצעת האפקטית (\bar{K}_h) ואת הממוצעת האנכית (\bar{K}_v).

לפי נוסחה מס' 4 (לאחר הפיכת ערכי "K" ליחידות m/sec):

$$\bar{K}_h = \frac{5 \times 10^{-5} \times 3.00 + 2 \times 10^{-9} \times 0.25 + 5 \times 10^{-6} \times 6.00}{3.00 + 0.25 + 6.00} = 1.9 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

$$= 19 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

ערך זה אינו שונה בהרבה מהערכים K_1 ו- K_3

לפי נוסחה מס' 5

$$\bar{K}_v = \frac{3.00 + 0.25 + 6.00}{\frac{3.00}{5 \times 10^{-5}} + \frac{0.25}{2 \times 10^{-9}} + \frac{6.00}{5 \times 10^{-6}}} = 0.0073 \times 10^{-5} \text{ m/sec} = 73 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

ערך זה קרוב מאד ל- K_2 של השכבה האטימה.

2.2. צפוי תעלות בעשביה (תעלות ושואות)

2.2.1. הוראות כלליות

לצמחיה הגדלה על קרקעית התעלה ועל דפנותיה - באפן טבעי או כתוצאה מזריעה או שתילה - כמה השפעות חיוביות וכמה שליליות:

- (א) הצמחיה תופסת חלק מחתך התעלה והחתך הפנוי לזרימה מוקטן. תופעה שלילית.
- (ב) הצמחיה עלולה לעצור את הסחף הנע במים, להביאו לידי שקיעה ולהקטין עוד יותר את החתך החפשי. תופעה שלילית.
- (ג) הצמחיה משנה את מקדם החכוך של התעלה. מקדם זה עשוי לקטון (תופעה חיובית) או לגדול (תופעה שלילית) בהתאם לסוג הצמח וגובהו.
- (ד) החלק העל-קרקעי של הצמח מקטין את הטורבולנציה בקרבת פני הקרקע ומקטין ע"י כך את סכנת החתירה. תופעה חיובית.
- (ה) שרשי הצמח משמשים כעיין "זיון" לקרקע, מחזקים אותה ומקטינים במידה ניכרת את סכנת החתירה. תופעה חיובית.

ע"י בחירה נכונה של הצמח וע"י טפול נכון בו (כגון כסוח) אפשר להגדיל את ההשפעות החיוביות ולהקטין את השליליות. לבחירה נכונה זו ניתנות כמה הוראות כלליות:

- (א) יש להמנע מצמחיה גבוהה או הגדלה במהירות, כגון: עצים, סוף, גומה, קנה, פתל, קקיון ועוד.
- (ב) יש להמנע מצמחיה קשה, לא גמישה ועצית.
- (ג) יש למנוע הווצרות מקומות חשופים וקרחים בין הצמחים. חתירה התוקפת מקומות אלה מתפשטת במימדים מסוכנית יותר מזו בתעלה חשופה לגמרי.
- (ד) דגנים יכולים לשמש מצע חלק וחזק. אמנם הם גדלים לגובה, אולם עקב גמישותם מתכופפים תחת זרם המים.
- (ה) עשבים נמוכים וצפופים טובים לצפוי. שרשיהם נותנים חזק רב לקרקע. הם מתפשטים ע"י שלוחות וממלאים את המקומות החשופים מעצמם.
- (ו) אין לצפות בצמחיה את אותו חלק של התעלה, בו קיימת זרימה מתמדת או ממושכת, אלא את אותם השטחים בלבד הנמצאים במצב של טבוע רק לפרקים.
- (ז) באזורים סמי-ארידיים (חרבים למחצה) שתי דרישות נוספות מהצפוי הצמחי:
 1. יש לבחור בצמחיה אשר החזקה ביותר באותה עונה בה צפויות ספיקות השיא בתעלה והתייבשותה הזמנית חלה בעונה כאשר אין בתעלה זרימה בכלל או מועטה בלבד.
 2. יש לבחור בצמחיה אשר אינה זקוקה להשקיה בעונת היובש או בשנה ראשונה בלבד.

פרק זה לא יעסוק בתכונות הצמחים והעשבים השונים, כמו כן לא ינתנו כאן המלצות לבחירת הצמחים. הם שונים בכל קרקע ובכל אזור אקלימי. בנספח א' של קונטרס זה, תינתן הדרכה לגבי הצמחים המתאימים באזורי הארץ השונים. נספח סה נכתב ע"י ה' שלמה אילן, משרד החקלאות, ועל אחריותו הוא.

בדבר התכונות ההידרוליות של הצפוי בצמחיה עיין ביבליוגרפיה מס' 15.

2.2.2. התכונות ההידרוליות של צפוי בעשביה

בתעלות מצופות בצמחיה מקדם החכוך של מנינג("ת") משתנה לפי סוג הצמח, גובהו, עומק המים וצורת התעלה. הנסויים הראו, כי קיים קשר ברור בין מכפלת המהירות הממוצעת והרדיוס ההידרולי לבין מקדם החכוך. אפשר לכתוב אם כן:

$$n = f(v.R) \text{-----} (6)$$

קשר זה אופייני לגבי כל צמח וכמעט בלתי תלוי בצורת התעלה ושפועה הארכי. פונקציה זאת בלתי מוסברת מבחינה פיסיקלית ומתימטית ויש לראות בה קשר אמפירי בלבד.

לצורך קביעת היחס הנתון בנוסחה מס' 6, נקבעו באפן נסיוני 5 דרגות של האטה ע"י הצמחיה:

טבלה מס' 4

הדרגה	ההאטה
A	חזקה מאד
B	חזקה
C	בינונית
D	מועטה
E	מועטה מאד

בציור מס' 6 ניתנת נוסחה מס' 6 בצורה גרפית. העקומים הם ממוצעים של צמחים שונים בעלי אותה דרגת האטה.

הנסויים עליהם מבוסס ציור מס' 6 בוצעו באקלים ובעשבים של ארצות הברית. נתונים אלה שונים בכל מקום ומקום ומשום כך גם לא ניתנים פה שמות הצמחים ששמשו בסיס לנסויים אלה. אך בתור הדרכה כללית מובאת טבלה מס' 5, המיחסת את דרגת ההאטה לגובה הצמחיה ולטיב הצמיחה בלבד.

טבלה מס' 5

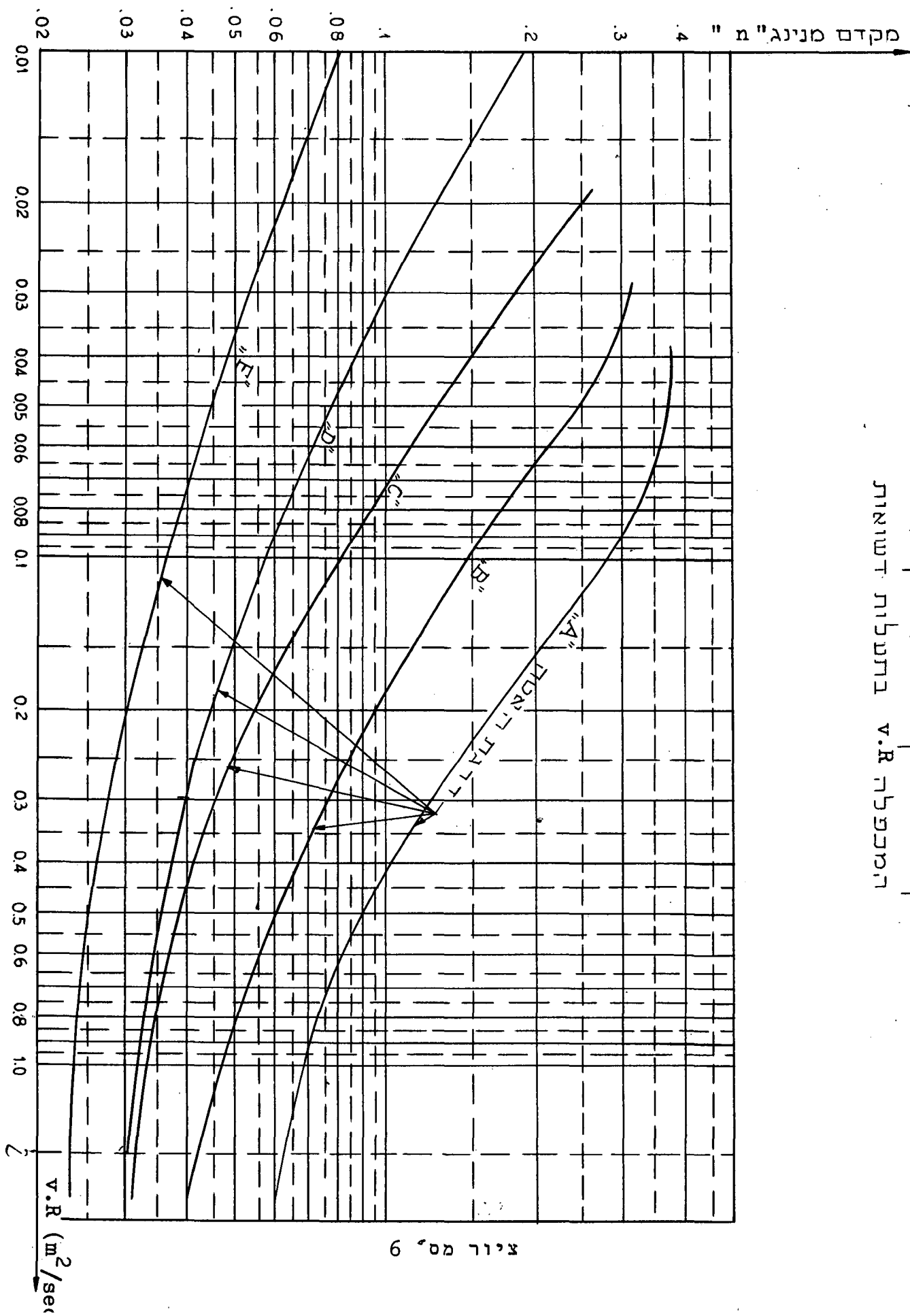
הדרגה	גובה הצמחיה (ממוצע)	טיב הצמיחה
A	מעל ל-75 ס"מ	טובה
B	" 25-60	
C	" 15-25	
D	" 5-15	
E	פחות מ-5	
B	מעל ל-75 ס"מ	בינוני
C	" 25-60	
D	" 15-25	
D	" 5-15	
E	פחות מ-5	

ציור מס' 6 מראה שהנסויים בוצעו רק בתעלות קטנות, בהן המכפלה הוא קטן מ-2.0. מהדיאגרמה אפשר לראות שבערכים גדולים מזה מקדם החכוך כמעט קבוע והוא קטן בהרבה מהערך במים רדודים. בספיקה קטנה מפריעה אם כן הצמחיה במידה רבה ובספיקה גדולה ההפרעה מינימלית.

הואיל ובמקרה זה מקדם "ח" תלוי במהירות הזרימה והמהירות תלויה במקדם "ח", הרי החשוב יוכל להעשות ע"י התקרבות בלבד.

מקדם החכוך "n" כפונקציה של הממפלה $v.R$ בתעלות דשאיות

- 12 -



דוגמת חישוב מס' 5

נתונים : $b = 1.00 \text{ m}$; $d = 0.08 \text{ m}$; $m = 4$; $I = 2\%$;
גובה הצמחיה 20 ס"מ .

דרושים : v, Q

מהלך החשוב:

1. מחשבים את הערכים ההידרוליים:

$$A = 3.36 \text{ m}^2$$

$$P = 7.60 \text{ m}$$

$$R = 0.44 \text{ m}$$

2. מניחים מקדם חכוך לפי אומדן . נניח $n = 0.04$

3. הואיל וגובה הצמחיה 20 ס"מ והצמיחה טובה, הרי דרגת ההאטה היא דרגה "C"

4. מהדיאגרמה (ציור מס' 6) קוראים את הערך המתאים ל- $n = 0.04$ ודרגה "C" ומקבלים :

$$v \cdot R = 0.43 \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$v = \frac{0.43}{R} = \frac{0.43}{0.44} \sim 1.0 \text{ m/sec} \quad 5.$$

6. בודקים לפי נוסחת מנינג :

$$v = \frac{1}{0.04} \cdot 0.44^{2/3} \left(\frac{2}{1000} \right)^{1/2} = 0.65 \text{ m/sec} < 1.0 \text{ m/sec}$$

כלומר בחירת מקדם החכוך לא היתה נכונה .

7. בוחרים מחדש מקדם חכוך : $n = 0.05$

8. מהדיאגרמה $v \cdot R = 0.24 \text{ m/sec}$

$$v = \frac{0.24}{0.44} = 0.545 \text{ m/sec} \quad 9.$$

10. בודקים לפי נוסחת מנינג :

$$v = \frac{1}{0.05} \cdot 0.44^{2/3} \left(\frac{2}{1000} \right)^{1/2} = 0.52 \text{ m/sec} < 0.545 \text{ m/sec}$$

11. אם רוצים התאמה טובה יותר, ממשיכים בבחירת "n" לאחר בחירת $n = 0.052$ נחבלה תוצאה חופפת

$$v = 0.5 \text{ m/sec}$$

$$Q = 0.5 \times 3.36 = 1.68 \text{ m}^3/\text{sec} \quad 12.$$

דוגמת חישוב מס' 6:

להשוואה נבדוק כעת את אותה התעלה עולם עם צמחיה בגובה של 10 ס"מ בלבד, בצמיחה טובה, כלומר דרגת האטה "D".

לאחר נסויים אחדים נתקבלה התוצאה:

$$\begin{aligned} n &= 0.04 \\ v &= 0.65 \text{ m/sec} \\ Q &= 1.93 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

דוגמת חישוב מס' 7:

בדוגמאות חישוב מס' 6-15 חשבנו תעלות קטנות, עם ספיקות $Q < 2.0 \text{ m}^3/\text{sec}$. בדוגמה מס' 7 נחשב תעלה לספיקה גדולה אולם עונתית בלבד (כלומר הקרקעית אינה נמצאת תמיד במצב מטובע). המהירות הגבולית יותר גדולה מאשר בתעלה חשופה (עיין סעיף 2.2.3).

נתונים: $Q = 51.00 \text{ m}^3/\text{sec}$; $V_{\max} = 1.5 \text{ m/sec}$; $m=2$; $I=1\%$; צמחיה בדרגת האטה "C" דרושים: מידות התעלה.

מהלך החישוב:

1. בציור מס' 6 נראה ודאי (על עקום "C") שמקדם החכוך יהיה $n \approx 0.03$

2. לפי אחת השיטות שתוארה בקונטרס מס' 1, חושבו הערכים:

$$\begin{aligned} b &= 5.0 \text{ m} \\ d &= 3.0 \text{ m} \\ R &= 1.79 \text{ m} \\ v &= 1.545 \text{ m/sec} \\ Q &= 51.0 \text{ m}^3/\text{sec} \\ v.R &= 2.76 \text{ m}^2/\text{sec} \end{aligned}$$

3. ע"י אבסטרפולציה של עקום "C" בציור מס' 6 נראה שההנחה $n \approx 0.03$ היתה מתקבלת על הדעת.

2.2.3. המהירות הגבולית בתעלה מצופה בעשבים

לפי הנסויים תלויה המהירות הגבולית המותרת בגורמים הבאים:

- א. סוג הקרקע
- ב. סוג הצמח
- ג. שפוע אורכי של התעלה.

טבלה מס' 6:

מהירויות גבוליות לתעלות דשואות

V max (m/sec)		השפוע האורכי %	הצמח
בקרקות חתירות	בקרקות יציבות		
1.80 1.50 1.20	2.40 2.10 1.80	0-5 5-10 > 10	יבליח (עשב ברמודה)
1.50 1.20 0.90	2.10 1.80 1.50	0-5 5-10 > 10	עשב בופלו (דשא רגיל)
1.20 0.90 ל-10%	1.50 1.20 לשפועים מעל	0-5 5-10 לא מתאים	תערובת עשבים
0.80 ל-5%	1.10 לשפועים מעל	0-5 לא מתאים	חלף, אספסת
0.80 ל-5%	1.10 לשפועים מעל	0-5 לא מתאים	עשבים חד-שנתיים, עשב סודני

הערות: 1. הערכים הנ"ל מתייחסים לצפוי צפוף ואחיד, באחזקה טובה,

2. הנסויים בוצעו בתעלות קטנות ושטוחות, מכאן השפועים האורכיים הגדולים.

המלצה: המהירות הגבולית וכח הגריפה הגבולי בתעלות דשואות רגילות (לא שטוחות מדי) לא צריכים לעלות על 120-130% של אלה בתעלות חשופות (עייין קונטרס מס' 1, טבלאות 9, 11, 12, 13, 14 ו-15).

3.2. צפוי תעלות באדמה אטימה

2.3.1. הוראות כלליות

לסוג ציפוי זה אין כמעט אפשרות לתת מידות תיקניות. עובי שכבת הצפוי הדרוש תלוי בקרקע היסוד, בה התעלה חפורה, במרקמה ובמבניה, במידת חדירותה וכמו כן בסוג האדמה ממנה הצפוי ייעשה. אי לזאת יש לבצע בדיקות מעבדתיות לקביעת עובי הצפוי ואף רצוי קטע נסיוני בשדה.

הבדיקות הדרושות הן:-

1. קביעת המוליכות ההידרולית של קרקע היסוד המצב טבעי,
2. קביעת המוליכות ההידרולית של קרקע היסוד לאחר הידוק לצפיפות מכסימלית,
3. קביעת מנת החללים של חומר הצפוי במצב רפה (ללא הידוק),
4. קביעת הצפיפות המכסימלית ורטיבות אופטימלית של חומר הצפוי,
5. קביעת המוליכות ההידרולית במצב רפה,
6. קביעת המוליכות ההידרולית בהידוק של 90-95% של הצפיפות המכסימלית המעבדתית (בהידוק שדה כמעט שאי-אפשר להגיע ל-100% צפיפות מכסימלית).

בחירת החומר המתאים לצפוי תלויה לא באסימותו בלבד אלא גם בעמידתו בפני חתירה מהמים הזורמים. למשל צרורות עם הרבה חרסית מקשרת יכולים לתת צפוי טוב, אם מהירות הזרימה אינה גדולה ביותר, לעומת זאת חרסית בעלת פלסטיות בינונית או גבוהה אינה עומדת בפני חתירה. לפי שיקולים אלה התאמת קרקעות לצפוי ניתנת כאן לפי סדר עדיפות:-

1. חול עם חרסית בתור חומר מקשר (50%-70% חול, 30%-40% חרסית, 0-10% טין)
2. צרורות עם חרסית מקשרת (30%-40% חרסית)
3. חול עם הרבה חרסית (30%-40% חול, היתר חרסית).
4. חרסית רזה (30%-50% חרסית, 40%-60% טין, היתר חול).
5. חרסית שמנה, פלסטית.

הסוג האחרון (מס' 5) אינו מתאים בשום אופן לצפוי תעלה אשר בה מפלס המים משתנה לעתים קרובות והצפוי יתיבש וירטב לסירוגין (סכנת התהוות סדקים!). כאשר אין ברירה אחרת, יש לכסות צפוי חרסיתי זה בשכבת חצץ של 25-30 ס"מ עובי. כאשר קרקע היסוד חדירה מאד (צרורות קטנים, חול גם בעל הדרגה לקויה, סלע סדוק) אף צפוי בחרסית שמנה עשוי לתת במשך הזמן תוצאה חיובית, אמנם לא כשכבת צפוי, אלא ע"י חדירת גרגרי החרסית לתוך חללי קרקע היסוד וסתימתם.

ניתנת הדרכה כללית לכמה שיטות בהדגשה שאת המידות המדויקות אפשר לקבוע רק על פי בדיקות מעבדתיות ונסויי שדה.

2.3.2. הדוק קרקע היסוד (ללא שכבת צפוי)

באדמות דקות מרקם אפשר להקטין את החדירות במידה ניכרת ע"י הדוק וכבישה במכבש רגל-כבשים עד לצפיפות מכסימלית. (הגדלת הצפיפות ע"י כבישה מ-90% של הצפיפות המכסימלית עד ל-100%, מקטינה החדירות ביחס 1:100).

הנתונים הדרושים: צפיפות במצב טבעי במקום, צפיפות מכסימלית ורטיבות אופטימלית ע"י הדוק מעבדתי סטנדרטי, קביעת צפיפות השדה הדרושה כדי להתגבר במידת הצורך על החלחול.

THE [illegible] OF [illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

הבצוע: נקוי פני התעלה (קרקעית ודפנות) מצמחיה, שרשים, עצים, אבנים גדולות וכו', יישור פני התעלה, (במידה והקרקע רגבית רצוי לעבור עם דיסקוס ולפורר את הרגבים) כבישה במכבש רגל-כבשים או מכבש אחר לצפיפות הרצויה, תוך כדי הרטבה.

אם קיימת סכנת הסתדקות ע"י הרטבה והתייבשות לסרוגין, או סכנה של חתירה ע"י המים הזורמים, יש לכסות את השכבה המהודקת בחצץ גס (5-10 cm) בשכבה של 15-30 ס"מ עובי.

2.3.3. טיוב וייצוב מכני

כאשר קרקע היסוד חולי או צרורות דקים, מוסיפים כמות חרסית למלוי החללים בשכבה העליונה (שכבה של 25-30 ס"מ עובי), מערבבים בדיסקוס וכוובשים.

כדי לאפשר אומדן תוספת חומר זה, ניתנת טבלה מס' 7.

טבלה מס' 7:

אחוז החללים בקרקעות שונות (בקרוב)

סוג הקרקע	חללים (כללי)	חללים קפילריים	חללים על-קפילריים
חול גס	26-30	0-10	26-20
חול בינוני	30-32	10-13	20-19
חמרה חולית	32-38	13-26	19-12
חמרה חולית דקה	38-40	26-30	12-10
חמרה סינית	40-50	30-43	10-7
חמרה חרסיתית	50-55	43-50	7-5
חרסית	55-58	50-54	5-4

אם תפורה תעלה באדמת חול-גס, בה אחוז החללים העל-קפילריים הוא 25% ורוצים לאטום אותה כך שישארו רק 10% חללים על-קפילריים, הרי עלינו להוסיף 15% חומר אוטם. כדי לאטם בדרך זו את 30 ס"מ העליונים של קרקע היסוד, יש להוסיף לכל דונם שטח $3 \text{ m}^3 = 1,000 \times 0.3 \times 0.15$ חומר אוטם.

דרך הפוכה של טיוב וייצוב קרקע דרושה בחרסית, בה אין די חומר גרגרי (חול). קרקע זאת אטימה די הצורך אולם אינה עמידה בפני חתירה. היא נסדקת בהתייבשותה, ונעשית חלקה מדי במים. בקרקע זאת יש להוסיף חול בכמות שלאחר ערבוב (בדיסקוס) בשכבה העליונה של 25-30 ס"מ יהיה כ-40-30% חול. העיבוד כמו קודם.



2.3.4. צפוי-אדמה מהודק בשכבה דקה

הצפוי מכיל שכבה בעובי של 15-30 ס"מ (לאחר ההידוק) מקרקע דקת-מרקם (קרקע-חרסיתית), נקיה מאבנים ורגבים. צפוי זה מכוסה בשכבת מגן נוספת של 15-30 ס"מ חול גס (כאשר מהירות הזרימה קטנה), צורות או חצץ, על מנת לתת הגנה בפני הסתדקות וחתיירה. את הצפוי יש לכבש ולהדק עד כדי 90%-95% של צפיפות המכסימלית המעבדתית.

פעולת ההדוק יכולה להעשות הן באורך והן ברוחב. כאשר מהדקים את הדפנות באורך, יש לקשור את המכבש (רגל-כבשים או אחר) לטרקטור כבד הנוסע במקביל על גדת התעלה. בהדוק ברוחב קשור המכבש בכבלים לארכובה (ווינץ) העומד על הגדה ומושך את המכבש למעלה ומתיר אותו למטה.

משקל המכבש ומספר הכבישות נקבע ע"י שיטות של מכניקת הקרקע ואין הדיון בנושא זה כלול במדריך זה.

2.3.5. צפוי-אדמה מהודק בשכבה עבה

סוגי הקרקע הניתנים בסעיף 2.3.1 מתאימים הן לצפוי בשכבה דקה והן לזה בשכבה עבה. במקרה השני אפשר להשתמש בחומר גס יותר. אין צורך בכסוי מגן כמו בשכבה דקה. לפי הנסיון העובי המינימלי הרצוי הוא 90-100 ס"מ. הכבישה יכולה להעשות לרוב בשכבות אופקיות ע"י כלים קונבנציונליים.

2.3.6. צפוי-אדמה ללא כבישה

שיטה פחות יעילה מצפוי מהודק. רצויה רק לתעלות בקרקע חדירה מאד. המטרה להחדיר חלק מהגרמים הדקים של חומר הצפוי לתוך חללי קרקע היסוד. חומר הצפוי צריך להיות בעל מרקם דק מאד (טיץ דק או חרסית). מפזרים ומישרים שכבה בעובי של 30-35 ס"מ. כמעט שאין צורך ביסוד קרקע היסוד לפני הצפוי. שיטה זולה ופשוטה אולם התוצאה מפוקפקת.

2.3.7. צפוי בנטוניט

הבנטוניט הוא חומר קרקע אשר מכיל 75% או יותר גרגרי חרסית מהסוג מונטמורילוניט. לא ידוע בארץ על הימצאות סוג זה של חרסית. הבנטוניט מאד אטי, סופג כמות גדולה של מים, תופח במידה רבה במים ונעשה חלקלק מאד.

מספיקה שכבה של 3-4 ס"מ עובי עם כסוי מגן. אפשר גם לערבב 15%-30% בנטוניט עם אדמה מקומית. במקרה זה דרושה שכבה של 5-8 ס"מ עובי עם שכבה מגינה (חול גס או חצץ) בעובי של 10-20 ס"מ.

2.3.8. קרקע צמנט (Soil - Cement)

שיטה זו נותנת תוצאות מתקבלות על הדעת כאשר הן קרקע היסוד והן חומר הצפוי הוא חולי. בחומר הצפוי אין להרשות יותר מ-30%-35% גרגרי טין וחרסית יחד. את התערובת (צמנט לקרקע), את כמות המים ואת מידת ההדוק (כדי לקבל צפיפות גבוהה ועמידות בפני חתיירה) רצוי לקבוע במעבדה מראש, כי נתונים אלה שונים לגבי כל קרקע. בתור אינפורמציה ראשונית (אך לא יותר מזה!) יכולים לשמש היחסים הבאים:

$$\frac{\text{צמנט}}{\text{קרקע}} \approx \frac{1}{5} \quad (\text{לנפח})$$

$$\frac{\text{מים}}{\text{צמנט}} \approx \frac{1}{4}$$



אם מביאים את התערובת ממקום עירבול מרכזי, רצוי להגדיל את כמות המים כדי לקבל תערובת יותר פלסטית והן להוסיף 2%-3% צמנט.

בצוע: את קרקע היסוד יש להכין בקפדנות לפי צורת התעלה ויש להרטיבה לפני פזור חומר הצפוי. את אורך התעלה רצוי לחלק ע"י תבניות למשבצות של 3-4 מטר אורך ולצקת את התערובת במשבצות אלטרנטיביות, על מנת לקבל תפרי התפשטות. את ההדוק אפשר לבצע בכל מכשיר הדוק קונבנציונלי לרבות מכבש רגל-כבשים, מכבש שטוח או מכבש פנאומטי.

אפשר להשתמש בתערובת פלסטית יותר (יותר מים מהדרוש לרטיבות אופטימלית) ולפזרה ולהדקה במכונת פזור של תבנית ניידת. מכונה זו מפזרת, מישרת, מהדקת ומחליקה את הציפוי במהלך אחד.

עובי שכבת הצפוי משתנה (בהתאם לטיב החומר) בין 5-15 ס"מ לאחר ההדוק. את הצפוי המוכן יש לכסות בחול, בקש או בנסורת ולהשקותו היטב במשך שבועיים.

דוגמת חישוב מס' 8:

בדוגמת חישוב מס' 3 נתונה תעלה אשר לאורך 1 ק"מ מפסידה עקב חלחול 2366 מ"ק מים ביממה.

ברצוננו להקטין את החלחול פי 50, כלומר ל-48 מ"ק ליממה, ע"י צפוי התעלה בשכבת חרסית מהודקת.

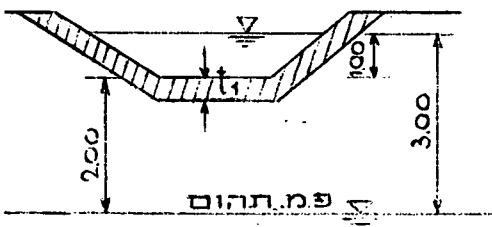
מוליכות ההידרולית של הקרקע הטבעית (עיין דוגמא מס' 3)

$$K = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

מוליכות ההידרולית של הצפוי המהודק

$$K = 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

דרוש: לקבוע את עובי הצפוי.



ציור מס' 7

העובי הממוצע של השכבה החדירה עד למי התהום 2.5 מטר. לאחר הצפוי נשאר עובי של השכבה החדירה (2.5 - t) מטר.

אפשר אם כן לנסח את השאלה כדלקמן:-

$$t_1 = X ; k_1 = 10^{-8} \text{ m/sec } (10^{-6} \text{ cm/sec})$$

$$t_2 = (2.5 - X) ; K_2 = 3 \times 10^{-6} \text{ m/sec } (3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec})$$

דרוש:

$$\bar{K}_v = \frac{K_2}{50} = 6 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$$

לפי נוסחה מס' (5) (עמוד 8)

$$\bar{K}_v = 6 \times 10^{-8} = \frac{t_1 + t_2}{\frac{t_1}{K_1} + \frac{t_2}{K_2}} = \frac{X + 2.5 - X}{\frac{X}{10^{-8}} + \frac{(2.5 - X)}{3 \times 10^{-6}}} = \frac{2.5}{\frac{10^8 X + 10^6 (2.5 - X)}{3}}$$

$$X = t_1 = 0.41 \text{ m } (\sim 45 \text{ cm})$$

אם מעלים את צפיפות הצפוי כך שיהיה $K_1 = 10^{-7} \text{ cm/sec} = 10^{-9} \text{ m/sec}$ מתקבל: $t_1 = 4 \text{ cm}$. צפוי דק כזה מחייב שכבה מגינה טובה.

4. 2. צפוי תעלות באבני גויל

2.4.1 הוראות כלליות

אף כי שיטת צפוי זאת העתיקה ביותר (אלפי שנים), כמעט ולא נעשה מחקר מדעי לקביעת גודל האבנים הדרוש למטרה זו. קיימים נתונים אמפיריים בלבד.

צפוי באבני גויל מגדיל במידה רבה את עמידות התעלה בפני חתירה ובדרך כלל - במידה והצפוי עשוי היטב - אפשר להרשות מהירויות גדולות (עד כדי 3 m/sec) וכח גריפה גדול ($S_0 = 6-7 \text{ kg/m}^2$).

כל האבנים צריכות להיות בריאות, ללא סדקים ועד כמה שאפשר מסלע קשה. אבנים מסלע וולקני (בזלת, גרניט, דיורייט וכו') מתאימות ביותר. אבנים מסלעי-משקע טובות רק אם הן קשות, כמו אבן-גיר, דולומיט וכו'. אין להשתמש באבן חול, חוור, כורכר וסוגי אבנים המתפוררים או מתרוחחים במים.

עקרונית קיימות 3 שיטות:

צפוי באבני גויל ללא טיט מקשר
צפוי באבני גויל עם טיט מקשר
צפוי באבנים קטנות יותר בין רשתות ברזל (מזרון גביונים).

2.4.2 צפוי באבני גויל ללא טיט מקשר

2.4.2.1 הצפוי

צפוי זה אינו נותן שום הגנה בפני הפסדי חלחול ומשמש רק להגדלת עמידות התעלה בפני חתירה. בחור מקדם חכוך של מנינג אפשר לקחת $n \sim 0.020-0.025$

את הצפוי יש לבנות לפי כל חוקי הבניה, כלומר יש למנוע פגישת חפר בשורה אחת עם תפר בשורה השניה. האבנים אינן מסותתות לצורה גיאומטרית כלשהי, אך חודים בולטים, אשר עלולים להפריע לקשר טוב, יש לקצץ במכת פטיש. במידה והאבן רחבה יותר בצד אחד וצרה יותר בצד השני, יש להניחן כך שהצד הצר יהיה מופנה כלפי מטה (עיין ציור מס' 8).



נכון



לא נכון

ציור מס' 8

האבנים צריכות להיות לחוצות היטב זו אל זו. אין למלא את החללים הנשארים בין האבנים בשברי אבנים קטנים. את האבנים יש לעבד עד כדי כך שלא ישארו חללים ביניהן, העולים על 3-4 ס"מ מכסימום. הזויות בפינות האבנים המסותתות צריכות להיות גדולות מ- 90° .



THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1960

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

את הרצוף יש לעשות בשכבה אחת בלבד, אלא אם יש צורך
בשכבה מסוננת תחת לרצוף. על שכבת סנון זו ידובר בסוף סעיף זה.

לגבי גודל האבנים הדרוש אין התיאוריות מפותחות די הצורך
ומטפלות בעקר במצבה של אבן בודדת או בולטת משכבת הרצוף.

ציור מס' 9 נותן הדרכה לבחירת משקל האבן כפונקציה של
מהירות הזרימה בשכבת הגבול, ליד האבן. דיאגרמה זו מבוססת על
נסויי משרד הפתוח של ארצות הברית (U.S. Bureau of Reclamation).

כדי לחשב את המהירות הממוצעת הפוגעת באבן, ניתנים ציורים
10 ו-11.

ציור מס' 10 נותן את היחס הכללי בין המהירות הנוצרת בכל
גובה שהוא מעל לקרקעית לבין המהירות הממוצעת של הזרימה:

$$(7) \frac{v_y}{\bar{v}} = \frac{0.68 \log \frac{y}{k} + 1}{0.68 \log \frac{d}{k} + 0.71}$$

בנוסחה זאת:

"y"(m) גובה המישור מעל לקרקעית, בו רוצים לחשב את המהירות

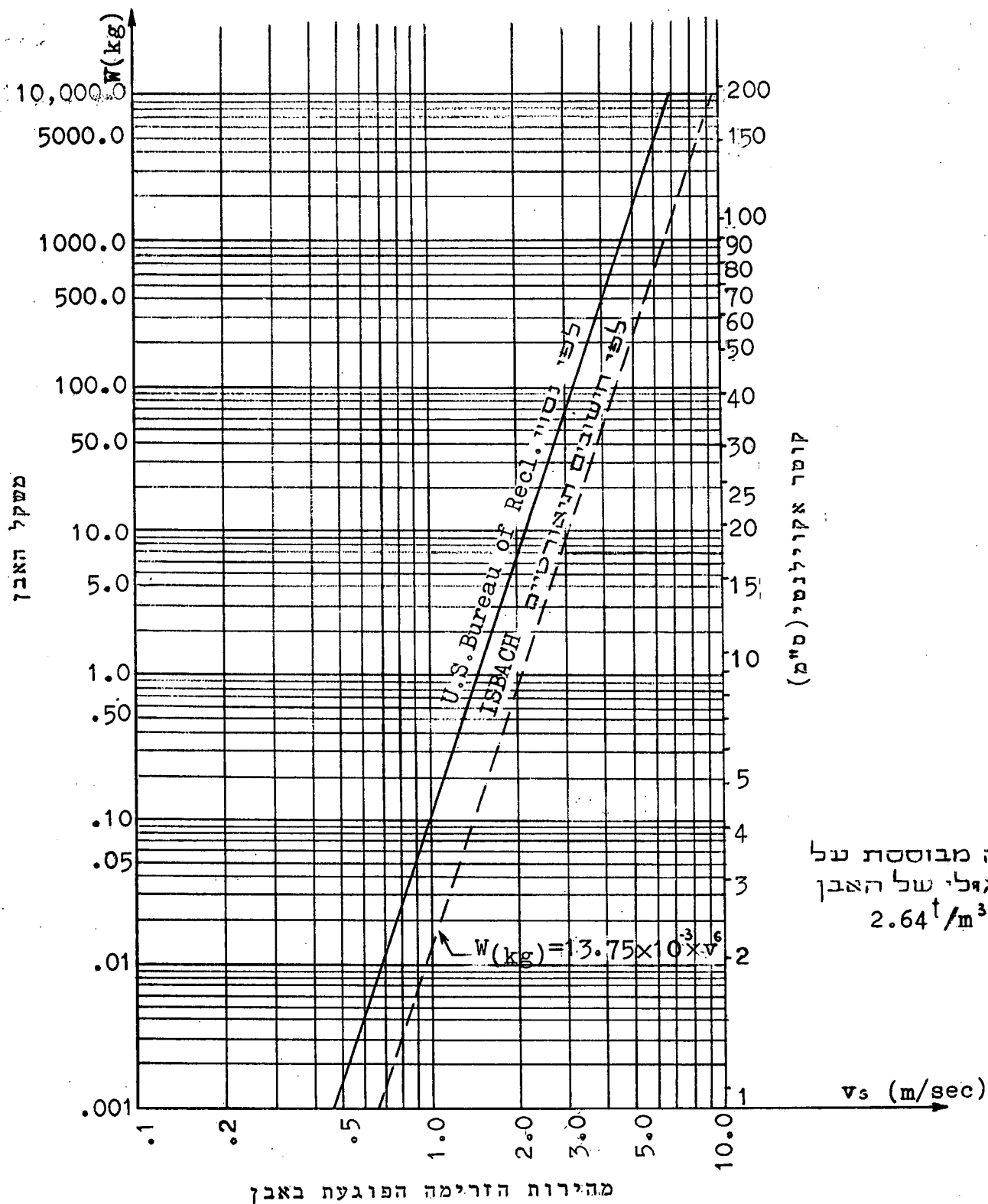
"k"(m) מידת החספוס; במקרה שלנו גודל האבן הבולטת

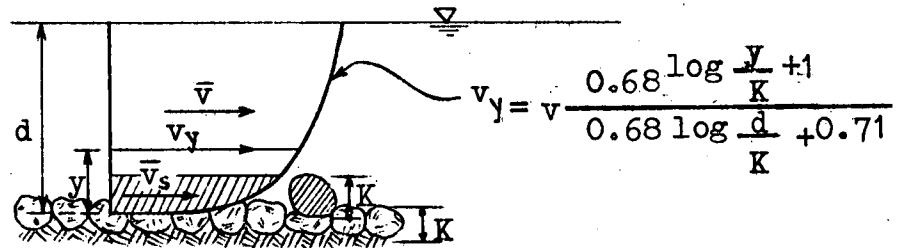
"d"(m) עומק המים.

\bar{v} (m/sec) המהירות הממוצעת של הזרימה בחתך

v_y (m/sec) המהירות במישור "y"

הואיל והנוסחה לו מימדית, אפשר להשתמש בה
ליחידות מטרים ונגליות כאחד.

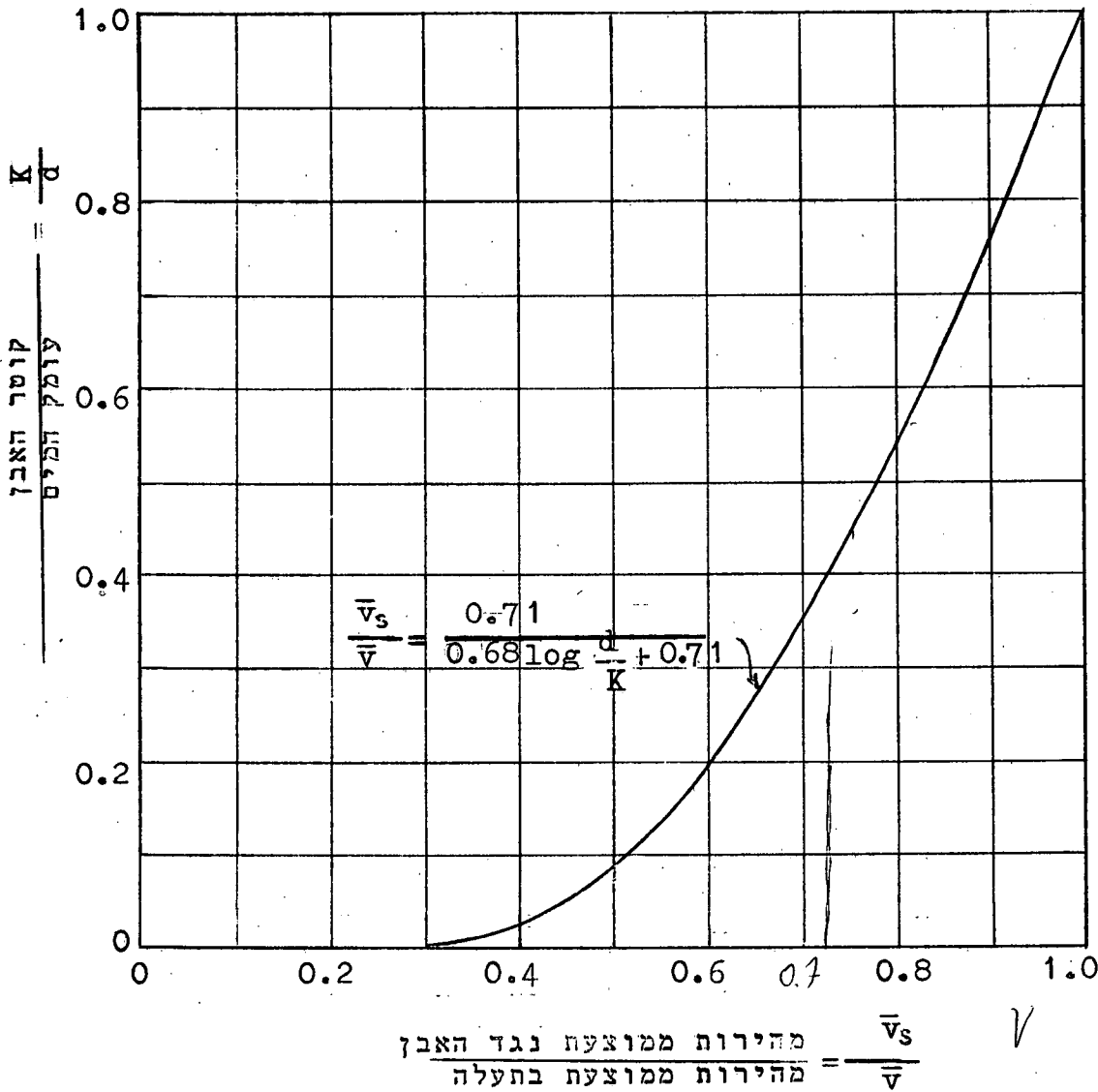




0.8

ציור מס' 10

$$0.8 \times 0.8 \times 0.4$$



ציור מס' 11

דוגמת חישוב מס' 9

בתעלה זורמים מים בעומק של 3 מטר ובמהירות ממוצעת של $v = 4.0 \text{ m/sec}$.

יש לקבוע את גודל (או משקל) האבנים לרצוף ללא טיט מקשר.

החשוב נעשה ע"י התקרבות, כי כדי לקבוע את הכח הפוגע באבן יש להניח גודל של אבן מראש.

הנחה ראשונה: הקוטר האקויוולנטי של האבן יהיה 30 ס"מ.

$$\frac{k}{d} = \frac{0.3}{3.0} = 0.1 \quad \text{מציור מס' 11}$$

$$\frac{\bar{v}_s}{v} = 0.52 \quad \text{קוראים על האבסיסה}$$

$$\bar{v}_s = \bar{v} \times 0.52 = 4.0 \times 0.52 = 2.08 \text{ m/sec}$$

בציור מס' 9 קוראים את האורידנטה (משקל האבן) המתאימה ל- $\bar{v}_s = 2.08 \text{ m/sec}$:

$$w = 9 \text{ kg} \quad \text{מוצאים}$$

$$k \sim 20 \text{ cm} \quad \text{והקוטר האקויוולנטי}$$

חוזרים על החשוב עם הנחה של $k=20 \text{ cm}$

$$\frac{k}{d} = \frac{0.2}{3.0} = 0.067$$

$$\frac{\bar{v}_s}{v} = 0.48 \quad \text{מציור מס' 11}$$

$$\bar{v}_s = 0.48 \times \bar{v} = 0.48 \times 4.00 = 1.92 \text{ m/sec}$$

$$\frac{0.8}{0.5} = 1.6$$

$$w = 5.5 \text{ kg} \quad \text{מציור מס' 9}$$

$$k \sim 16 \text{ cm}$$

בוחרים אם כן ברצוף של 20 ס"מ עובי.

במידה והאבנים דומות בצורתן יותר לקוביה מאשר לכדור, מחשבים את הצלע:

$$K^3 (\text{m}) \times 2.6 = W_{(\text{ton})} \quad (\text{כאשר } 2.6 \text{ t/m}^3 = \text{אבן})$$

$$K (\text{m}) = \left(\frac{W_{(\text{ton})}}{2.6} \right)^{1/3} ; K_{(\text{cm})} = 10 \left(\frac{W_{(\text{kg})}}{2.6} \right)^{1/3}$$

$$k = 0.63$$

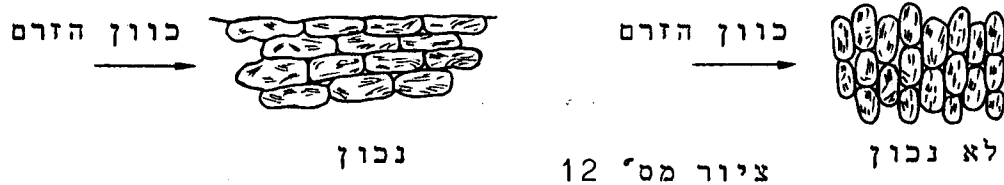
$$\frac{0.63}{1.6} = 0.4 \rightarrow v_s = 4.09$$

$$\frac{0.68}{1.35}$$

$$\frac{0.63}{1.35}$$

$$0.46 \cdot 0.75 \cdot v \rightarrow v = 3.80$$

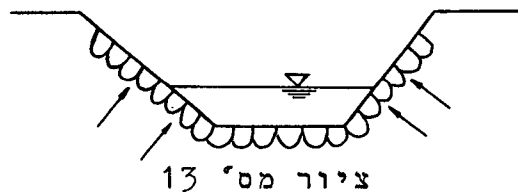
אם האבנים בעלות צורה מאורכת, יש להניחן כך שהפנים הקטנות תהיינה מופנות מול הזרם והצלע הארוך יהיה בכוון הזרם (עיי'ן ציור מס' 12).



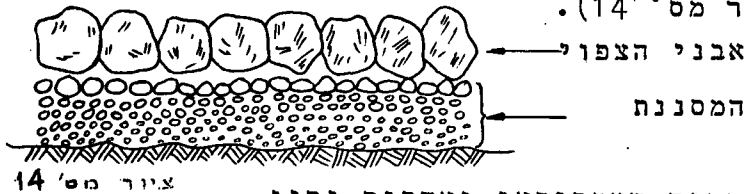
אם האבנים בעלות צורת מצולע ולא מאורכות, שיטת הקשר "ציקלופ" רצויה.

2.4.2.2 המסננת על גבי אדמה לא קשירה

כאשר צפוי חדיר (כגון צפוי מאבני גויל ללא טיט) מונח על אדמה לא קשירה (ובעקרון על אדמת חול דק) יכול להוצר מצב, בו מים חודרים לתוך התעלה דרך קרקעיתה ודפנותיה (עיי'ן ציור מס' 13) וקיימת הסכנה שגרגרי העפר יישטפו דרך חללי הצפוי לתוך התעלה. במקרה זה הצפוי עלול להשאר ללא תמיכה מספקת ולההרס.



כדי למנוע תופעה זאת, יש להניח תחת צפוי אבני הגויל שכבה של חומר גרגרי מודרג, אשר אמנם ימנע את מעבר גרגרי העפר, אולם יתן מעבר חפשי למים (עיי'ן ציור מס' 14).



טרצגי, קסאגרנדה, משרד הפתוח האמריקאי ואחרים נתנו קריטריונים שונים להרכב המסננת, מהם מומלצת השיטה כדלקמן:-

$$(1) \frac{D_{15.f}}{D_{15.b}} = a; \quad 5 < a < 40$$

$$(2) \frac{D_{15.f}}{D_{85.b}} = b; \quad b \leq 5$$

$$(3) \frac{D_{85.f}}{M} = c; \quad c \geq 2$$

$$(4) \text{ עקום האנליזה המכנית של המסננת צריך להיות באופן כללי מקביל לעקום של החומר המסונן (או חומר בסיסי). }$$

בנוסחאות אלו:

$D_{15.f}$ = קוטר אותו גרגיר במסננת, ממנו 15% של כלל הגרגירים קטן יותר.
 $D_{15.b}$ = קוטר אותו גרגיר בחומר המסונן, ממנו 15% של כלל הגרגירים קטן יותר.
 $D_{85.f}$ = קוטר אותו גרגיר במסננת, ממנו 85% של כלל הגרגירים קטן יותר.
 $D_{85.b}$ = קוטר אותו גרגיר בחומר המסונן, ממנו 85% של כלל הגרגירים קטן יותר.
 M = המידה הגדולה ביותר של הפתח בין אבני הצפוי, או כל פתח אחר דרכו יש למנוע את תנועת גרגרי עפר.

בשם "החומר המסונן" מציינים במקרה זה את העפר, לתוכו התעלה נחפרה. לצורך תכנון נכון של המסננת יש אם כן להכין אנליזה מכנית של חומר זה.

דוגמת חישוב מס' 10

בציור מס' 15 ניתן עקום האנליזה המכנית של העפר, עבורו יש לתכנן את המסננת (עקום "A"). לפי הנתונים האלה:
 $D_{85,b} = 0.3$; $D_{15,b} = 0.008 \text{ m/m}$. על גבי מסננת זו יונה ציפוי מאבני גויל, והפתח הגדול ביותר בין האבנים הוא 3 cm.

- לפי קריטריון מס' 1: $0.04 \text{ m/m} < D_{15,f} < 0.32 \text{ m/m}$
 לפי קריטריון מס' 2: $D_{15,f} \leq 0.15 \text{ m/m}$
 לפי קריטריון מס' 3: $D_{85,f} \geq 60 \text{ m/m}$

קריטריון מס' 1 ומס' 2 יחד מגבילים את הערך:

$$0.04 \text{ m/m} < D_{15,f} < 0.15 \text{ m/m}$$

אם רוצים לשרטט עקום הרכב מכני, אשר יענה לדרישות הנ"ל, הוא יסתה בהרבה מתנאי המקבילות, לעקום החומר המסונן. נוסף לזאת כמעט שאין חומר טבעי, בו הגרגרים משתנים מגרגרי טין או חול דק ($0.04 \rightarrow 0.15 \text{ m/m}$) עד צרורות גסים (60 m/m) וכל הפרקציות מיוצגות בו.

במקרה זה אין ברירה אלא לעשות שתי שכבות של מסננת. השכבה הראשונה תענה לתנאי המינימום ($0.04 \text{ m/m} < D_{15,f} < 0.15 \text{ m/m}$) ולתנאי המקבילות בין שני העקומים. מעל לשכבה זו שמים שכבה שניה אשר תסנן את הראשונה.

נבחר אם כן לשכבה הראשונה בחול, עם מעט גרגרי טין ומעט גרגרי צרורות. נתוני החומר הזה:-

$$D_{85,f_1} = 2 \text{ m/m} ; D_{15,f_1} = 0.06 \text{ m/m} \quad (\text{עקום "B"})$$

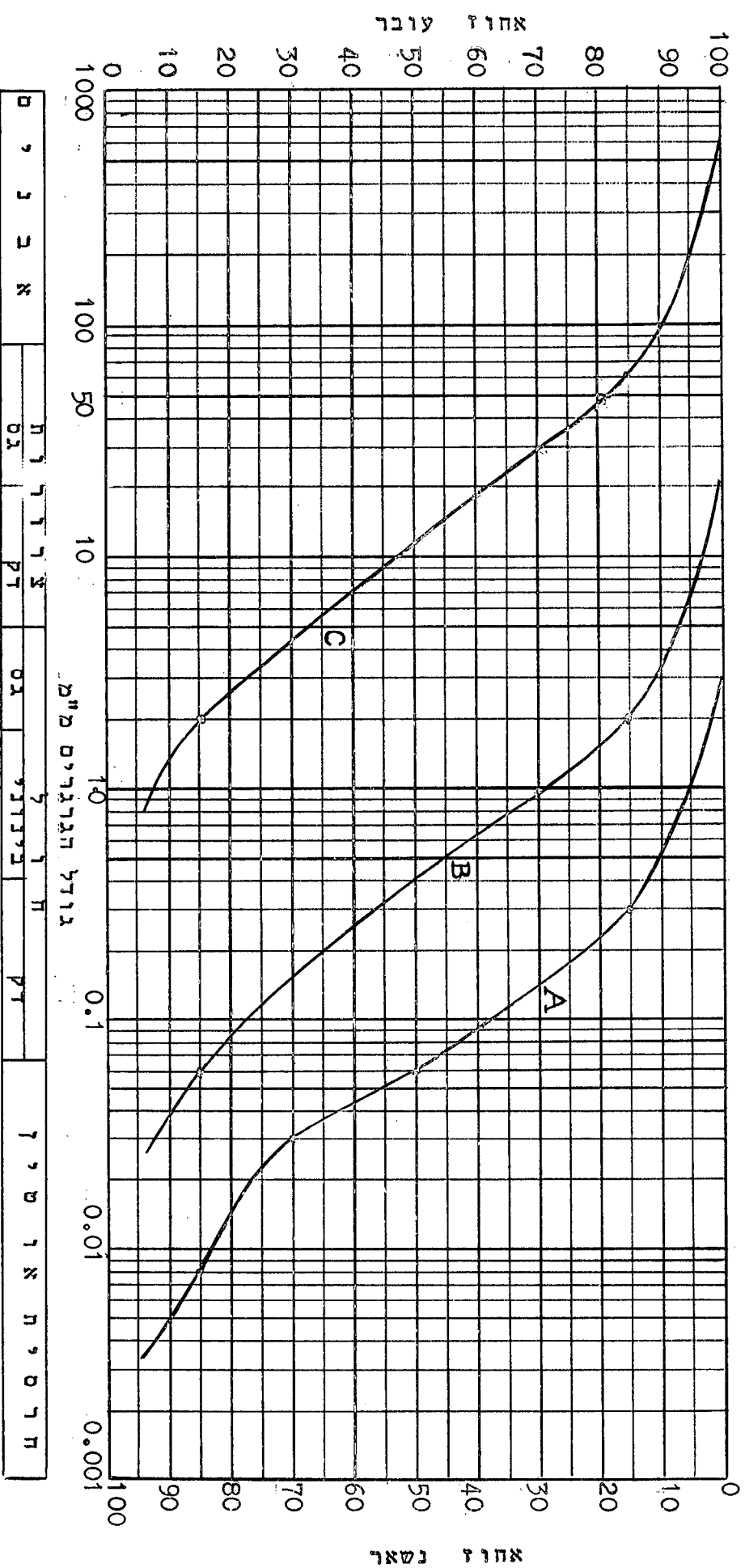
חומר זה משמש כעת "חומר מסונן" לגבי השכבה השניה של המסננת. השכבה השניה תהיה איפוא:-

- לפי קריטריון מס' 1: $0.3 \text{ m/m} < D_{15,f_2} < 2.4 \text{ m/m}$
 לפי קריטריון מס' 2: $D_{15,f_2} \leq 10 \text{ m/m}$
 לפי קריטריון מס' 3: $D_{85,f_2} \geq 60 \text{ m/m}$

קריטריון מס' 1 ומס' 2 יחד מגבילים את הערך: $0.3 \text{ m/m} < D_{15,f_2} < 2.4 \text{ m/m}$

נבחר אם כן בחצץ מעורב, בו $D_{85,f_2} = 60 \text{ m/m}$; $D_{15,f_2} = 2 \text{ m/m}$ (עקום "C") שתי השכבות האלו- זו על גבי זו- ממלאות את כל התנאים.

אנליזה טכניקה



ציר מס' 15

ישנם מצבים, בהם - עקב הפזור הגדול של החומר המסונן או עקב אחידות יתר של חומר הסנון - יש צורך ב-3-4 או יותר שכבות.

במקרים אחרים, בהם סכנת שטיפת גרגרי הקרקע אינה גדולה (עומד מניע קטן), מסננת המורכבת מתערובת של חול גס וחצץ דק, ובעובי כולל של 15-20 ס"מ, נותנת תוצאות משביעות רצון, אף בלי דרוג מיוחד ובלי הפרדה קפדנית בין הגרגרים השונים.

2.4.2.3. תכנון המסננת בקרקעות קוהזיות (סעיף זה נכתב ע"י ד"ר ג. כסיף)

הקריטריונים המקובלים לתכנון המסננת מבוססים על גודל הגרגיר של עפר הבסיס. אם ננסה להשתמש בקריטריונים אלה לתכנון מסננת בקרקעות קוהזיות, כמו חרסית למשל, נקבל מסננת עם גדל גרגירים כה קטן, שלמעשה תהיה אטימה ולא תשיג את מטרתה העקרית, והיא הרחקת המים במהירות מעפר הבסיס. נוסף לכך, הקריטריונים הנ"ל אינם מתחשבים בחזק לגזירה של החרסית, המשתתף בהתנגדות לשטיפת העפר לתוך המסננת.

בזרימה רוויה אפשר לתכנן את המסננת על בסיס של גדל החללים בחמר המסננת אשר ימנע שטיפת החרסית לתוכו. יש לזכור, שבגלל החזק הקוהזי הגבוה של החרסית, גם לאחר תפיחה, אין החרסית נשטפת בצורת גרגירים קולואידליים בודדים, אלא בצורת אגרגטים. אפשר לבטא את מקדם הבטחון, F , נגד שטיפת החרסית, לפי:

$$(8) \text{-----} F = \frac{b \sqrt{t}}{\gamma \omega j d}$$

כאשר: b - מקדם בסדר גדל של יחידה

\sqrt{t} - החזק הקוהזי של החרסית

$\gamma \omega$ - המשקל המרחבי של מים

j - הגרדינט הפועל

d - גדל האגרגט של החרסית הנשטף בפעולת הזרימה.

קיים קושי רב בשמוש בנוסחה הנ"ל למטרות תכנון, מאחר והפרמטרים המופיעים בנוסחה מבחינת החזק לגזירה, גדל האגרגט הנשטף ובעקר הגרדינט, לא ניתנים למדידה פשוטה, או אפילו להערכה קלה.

על כן, היה צורך להסתמך יותר על ניסויים ולקבוע קריטריונים אמפיריים לתכנון מסננות בקרקעות קוהזיות. במחקרים אחדים, שנעשו בסכניון למטרה זו נמצא, שאפשר להשתמש במבחר של חמרים דקים כמסננת לקרקעות חרסית, כמו חול-ים, חמרי מחצבה דקים וכו'.

כאשר מרחק ההובלה מן הים הוא גדול, כלכלי יותר להשתמש בחמרי מחצבה ולהיפך. כחמר המחצבה המתאים ביותר מומלץ להשתמש בסומסום. לפני השמוש בו כדאי לשטף אותו מהאבק הדבוק אל האגרגט מאחר והאבק נשטף על ידי המים הזורמים וגורם להיווצרות של שכבה קשה אטימה בפן הביני של הסומסום והחרסית. מומלץ כ"כ להמנע מלהשתמש בחול מחצבה, מאחר והוא יוצר מסה אטימה במגע עם המים.

עבור מערכות ניקוז באדמות כבדות, כמו צנורות עם חורים או מישקים פתוחים בגדל מכסימלי של 10 מ"מ, אפשר להשתמש בהרכבי מסננת הבאים:

(1) עדשית גדולה לעטיפת המישקים ומעליה סומסום במגע עם החרסית.

(2) פולית קטנה לעטיפת המישקים ומעליה סומסום במגע עם החרסית.

ההרכב הראשון הוא אמנם זול יותר, אולם במקרים בהם צריך להעביר כמויות מים גדולות, או עבור מישקים פתוחים בעלי פתח יותר גדול, הכרחי להשתמש בהרכב השני.

עבור מסננות מרבד (filter blanket) לסוללות מחרסית לאגירת מים אפשר להשתמש באחד ההרכבים הבאים:

הרכב מס' 1

<u>חמר</u>	<u>עובי השכבה ס"מ</u>
עפר בסיס קוהזי טבעי או מהודק	-
סומסום	20
פולית קטנה	40
סומסום	20
עפר בסיס קוהזי מהודק	-

הרכב מס' 2

<u>חמר</u>	<u>עובי השכבה ס"מ</u>
עפר בסיס קוהזי טבעי או מהודק	-
סומסום	20
עדשית גדולה	25
פולית גדולה	40
עדשית גדולה	25
סומסום	20
עפר בסיס מהודק	-

הרכב מס' 1 הוא, כמובן, זול יותר, בעוד שבהרכב מס' 2 הכרחי להשתמש כאשר כמויות המים שצריך לנקז הן גדולות.

יש להעיר, שאת מספר השכבות במסננת מרבד אפשר להקטין ע"י שמוש בחמר מחצבה מעורב, כמו "כל-בו" (All-in), או חמר טבעי דומה, כמו כורכר, בתנאי שימלא אחר הקריטריונים של המסננת.

2.4.2.4. מצע לא מודרג

במקרים מסוימים אין חשש בפני תנועת מים מהקרקע לתוך התעלה ואי לכך אין גם חשש בפני שטיפת גרגרי העפר דרך חללי הצפוי. לעומת זאת עלולה קרקע היסוד לתפוח עקב הרטבה ולהתכווץ כתוצאה של התיבשות. תופעה זו בכוחה להביא לידי הרס הצפוי. מצב זה צפוי בקרקעות חרסיתיות.

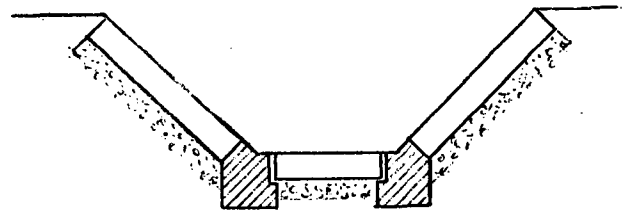
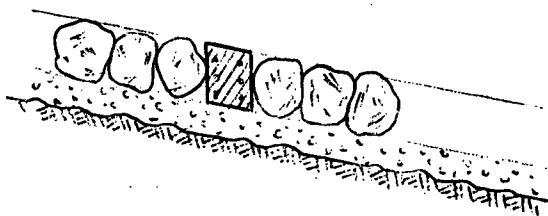
כאשר צפויה גם תופעת התפיחה וההתכווצות וגם סכנת תנועת מים מהסביבה לתעלה, יש להשתמש בשיטה הנתונה בסעיף 2.4.2.3.

אם אמנם רק תנודות הקרקע מהוות בעיה, רצוי להניח מצע של חומר גרנולרי (חול גם, חצץ דק או צרורות קטנים) מתחת לצפוי ואין צורך בדרוג חומר זה לפי הקריטריונים של המסננות. המצע יכול להיות מחומר אחיד או כמעט אחיד. תפקידו בלימת התנודות בלבד. המצע גם שומר על קרקע היסוד בפני התיבשות יתירה.

שכבת חצץ או צרורות בעובי של 10-12 ס"מ וגודל גרגרים בין 1-5 ס"מ בדרך כלל מספקת את הדרישה.

2.4.2.5. קורות הקשחה

על מנת להגדיל את יציבות הצפוי לבנות במרחקים מסוימים (8-12m) קורה מבטון מזויין בכל רוחב התעלה. במידה ויש מצע של חצץ מתחת לצפוי, אסור שקורות אלו תחסומנה את זרימת המים האורכית בתוך המצע. בתעלות יותר גדולות רצוי לבנות את הקורות הנ"ל חלקים-חלקים ובחזק מיוחד של הפינות (עייין ציור מס' 16).

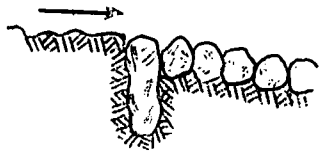


ציור מס' 16

2.4.2.6. קצוות הצפוי

אם מסיבה כלשהי מצפים קטע של התעלה בלבד, יש לשמור על כמה כללים:-

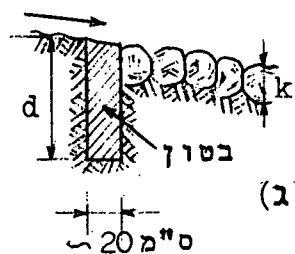
(א) בהתחלת הצפוי יש למנוע או לפחות להפחית את כניסת המים אל מחתת לצפוי. למטרה זו משמשת "שן חוצצת" (עיין ציור מס' 17), היכולה להיות בנויה מאבנים גדולות יותר, מכמה שורות אבנים הקשורות בטיט צמנט, מבטון, מלוח בטון מזוין, מלוח אסבסט-צמנט או מכל חומר מאטם אחר. בארצות עשירות בעץ אפשר להשתמש בלוחות-שגומים מעץ, בתנאי שקיימת רטיבות מתמדת.



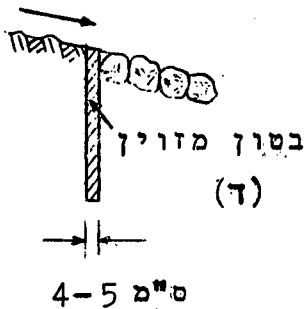
(א)



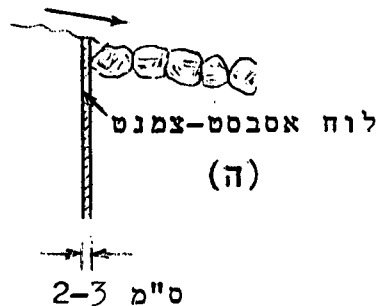
(ב)



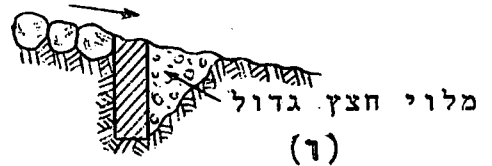
(ג)



(ד)



(ה)



(ו)

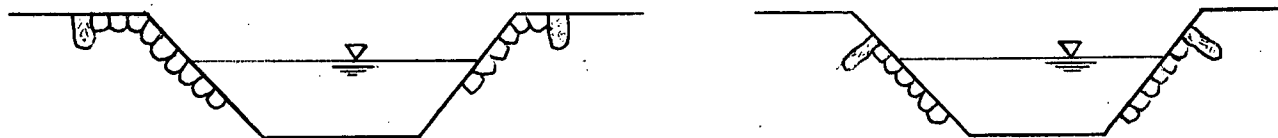
ציור מס' 17

את עומק השן החוצצת קובעת בעקר חדירות הקרקע והוא משתנה בין $d=2k$ לאדמות אטימות לבין $d=5k$ באדמות חדירות.

(ב) גם בקצה התחתון של הצפוי דרושה שן-חוצצת, אף כי למטרות אחרות: יש למנוע את החלקת אבני הצפוי במורד הזרם ואת החתירה החוזרת (Back erosion) העלולה ליצור בורות מסוכנים מחתת לצפוי, ולהרמת האבנים עקב כח העילוי.

ציור מס' 17/ו מראה צורה טיפוסית לשן חוצצת בקצה התחתון של הצפוי.

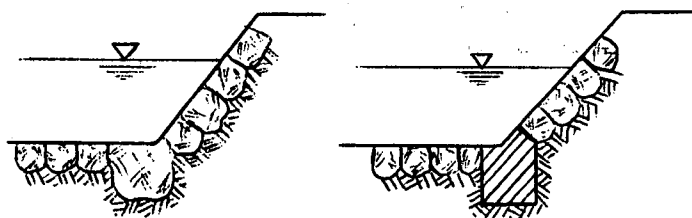
את דפנות התעלה מצפים עד לפני הקרקע או-מטעמי חסכוני-
רק במקצת מעל לפני המים בספיקת התכנון המכסימלית. גמר
הצפוי שונה בשני המקרים, אמנם תפקיד הגמר זהה. למנוע
את חדירת הנגר העילי אל מתחת לצפוי (עיין ציור מס' 18).



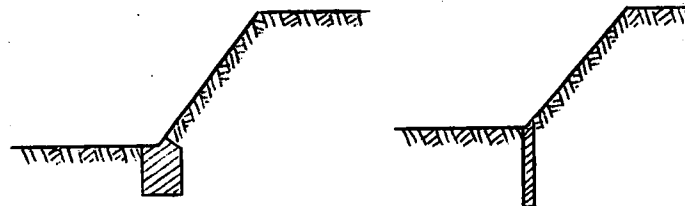
ציור מס' 18

2.4.2.7. חיזוק פינות התעלה

פינות התעלה מהוות את המקום הרגיש ביותר מבחינת
חתימה. אי לכך יש לחזק אותן באופן מיוחד. אפשר לבצע את
החיזוק ע"י שורת אבנים גדולות יותר או באמצעות בלוקי בטון
מיוחדים. חזוק זה של הפנות נותן גם תמיכה טובה לצפוי
הדפנות (עיין ציור מס' 16).



ציור מס' 19



ציור מס' 20

כאשר סכנת החתירה אינה מצדיקה צפוי מלא של התעלה, רצוי
(בעקר באדמות חתירות) לחזק את פינות התעלה בלבד, ע"י שורת
אבנים, שורת בלוקים או שורת לוחות אסבסט-צמנט קצרים.
(עיין ציור מס' 20).

2.4.3. צפוי באבני גוויל עם טיט מקשר

רוב החדריכים וההמלצות שניתנו בסעיף 2.4.2, כוונם יפה גם לצפוי תעלות באבני גוויל עם טיט מקשר, אמנם בשנויים קלים:

את האבנים יש לסתת ולעבד לפי צורות פחות או יותר גיאומטריות, על מנת לחסוך בטיט ולהבטיח התקשרות טובה בין אבן לאבן.

את התפרים יש למלא בטיט כך, שפני הצפוי יהיו במשטח כמעט ישר.

מריחת טיט על פני הצפוי לא רצויה. (ציור 21)

מקדם החכוך של מנינג במקרה זה יהיה יותר קטן, מאשר בצפוי ללא טיט ($n = 0.015 - 0.020$)



ציור מס' 21

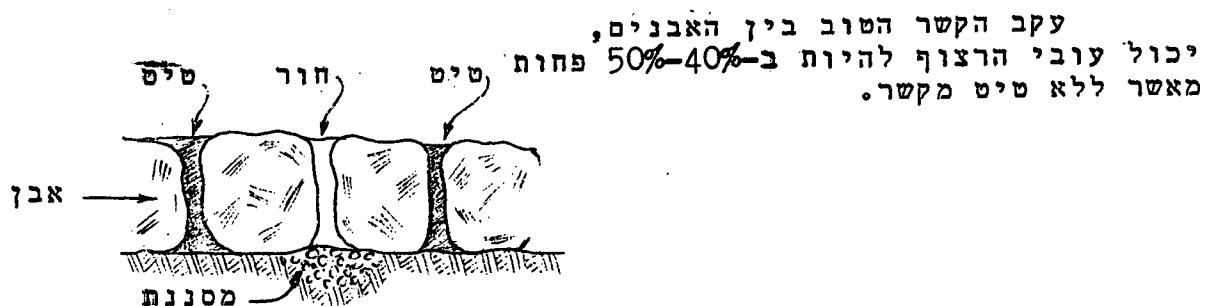
במקרים אחרים, בהם אין המתכנן מעוניין בהקטנת החכוך, אף כי הוא מעוניין באטימות הצפוי ובעמידותו בפני חתירה, מעדיפים את התפרים ע"י יצירת חריצים בטיט. פעולה זו נותנת גם צורה אסתטית נאה לצפוי. (עיין ציור מס' 22)



ציור מס' 22

כל עוד הצפוי שלם ולא התהוו בו סדקים, אין סכנת מחתור (Piping) ומשום כך אין צורך במסננת תחתיו.

לעומת זאת גדולה יותר סכנת הרמת הצפוי ע"י כח עילוי של המים שיחדרו תחתיו ואינם יכולים לעבור אותו מחמת אטימותו. משום כך הכרחי לתת מצע אבנים (או חול גס) גם באותם המקרים בהם קרקע היסוד אינה תופחת. על מנת להקטין את סכנת כח העילוי, מקובל - פרט למקרים בהם האטימות מהווה תנאי חשוב - להשאיר במרחקים מסוימים (כל 100-120 ס"מ לסרוגין) חורים בטיט. כאשר הצפוי מונח על חול דק או טין, יש לדאוג מסביב לפי חורים אלה למסננת מקומית (ציור 23)



ציור מס' 23



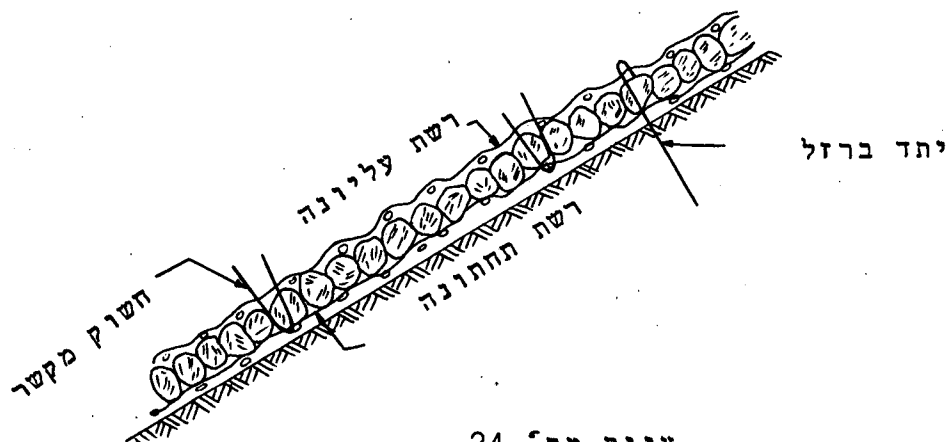
[The text in this section is extremely faint and illegible. It appears to be a multi-paragraph document, possibly a letter or a report, but the specific words and sentences cannot be discerned.]

2.4.4 צפוי אבנים ברשת ברזל (מזרון גביון)

שיטה יעילה מאד בכל סוגי קרקע. ע"י גמישותה שקיעות וחתירות מקריות ומקומיות אינן גורמות לנזק.

צפוי זה מורכב כדלקמן:-

- (א) מישרים יישור קפדני את דפנות התעלה.
- (ב) משטחים רשת ברזל על פני השטח המיושר. הרשת מורכבת מחוטי ברזל בעובי של 3-5 מ"מ, מגולבנים פעמיים. צפיפות הרשת 10 ס"מ. הקשר בין החוטים צריך להעשות ע"י לפוף כפול ואף יותר. גלבון טוב, ללא פגמים ולפוף קפדני הם תנאי בל יעבור להצלחת הצפוי.
- (ג) לרשת תחתונה זו קושרים ברווחים של 80-100 ס"מ חשוקים בצורת V מאותם החוטים, באורך שהברזלים יבלטו כ-25 ס"מ למעלה.
- (ד) על גבי הרשת מפזרים אבנים אשר אינן קטנות בכל הכוונים מ-15-18 ס"מ. את האבנים יש לסדר ביד, צפופות זו ליד זו ואת החללים ממלאים באבנים קטנות יותר.
- (ה) על שכבת האבנים משטחים רשת שניה השווה לתחתונה. באמצעות החשוקים קושרים את הרשת העליונה אל התחתונה.
- (ו) קרוב לקצה העליון והתחתון רצוי לחזק את המזרון אל קרקע היסוד ע"י שתי שורות של יתדות ברזל באורך של כ-1.0 מטר ועם וו בקצה העליון.
- (ז) אם התעלה עמוקה ואורך המזרון גדול (עומק מעל ל-2.5 - 3.0 מטר) רצוי לחלק את המזרון ע"י מחיצות-רשת לשדות קטנים יותר, על מנת למנוע החלקת האבנים כלפי מטה.



בתעלות נקוז קטנות יותר, אפשר להשתמש גם באבנים יותר קטנות (10-12 ס"מ) ואף בחצץ גדול, אמנם במקרה זה פתחי הרשת צריכים להיות קטנים יותר, בהתאם לגודל האבנים.

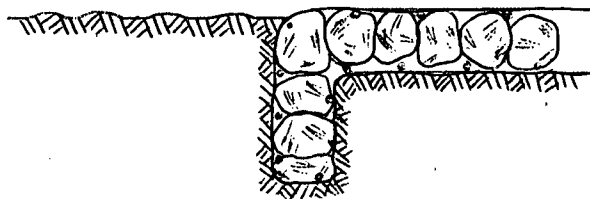
בקרבת הים, שם סכנת הקורוזיה של החוטים מוגברת, יש להשתמש בחוטים המצופים חומר פלסטי.

בתנאים רגילים (לא בקרבת הים) סכנת הקורוזיה אינה רצינית ולפי הנסיון אורך קיום של חוטים מגולבנים אלה מגיע עד כדי 20 שנה. במשך תקופה זו מתיישב סחף בין האבנים ומתפתחת עשביה.

אם הרצוף נמשך מעל למפלס המים בתעלה (על הבלט), אפשר על החלק הזה לפזר שכבת אדמה חקלאית ולזרוע בה עשבים מתאימים.

הואיל וגודל הרשת הבודדת מוגבל הן באורכו והן ברחבו, ורוצים לקבל מזרון אשר יהווה יחידה אינסופית אחת, יש לתפור רשת אל רשת ע"י חוט ברזל מגולבן.

כדי למעט את סכנת התרוממות המזרון, רצוי את הקצבות לעגן לתוך האדמה (ציור 25).



ציור מס' 25

את הכנת המזרון יש לבצע בעונה בה אין ודאות של זרימה פתאומית בתעלה.

מהירות זרימה ממוצעת מותרת לצפוי מזרונים $V_{max} = 2.0-2.2 \text{ m/sec}$

מקדם החיכוך של מנינג תלוי בטיב הבצוע והוא בערך $n \sim 0.02$

5.2. צפוי תעלות בבטון

2.5.1. הוראות כלליות

צפוי זה החזק ביותר בין כל הצפויים. במידה והוא מתוכנן ומבוצע כהלכה, אפשר להעריך את אורך קיומו ל-40 שנה ויותר.

צפוי בבטון חייב להיות אטום, עמיד בפני שחיקה, עמיד בפני חדירת צמחים וחיות קטנות, חלק במידה כזאת שלא יהיה צורך בפעולת החלקה מיוחדת, גמיש במידה מסוימת כנגד שקיעות דיפרנציאליות ומחירו צריך להיות מתקבל על הדעת.

שלוש שיטות עיקריות מקובלות לצפוי בטון:-

א. יציקת הבטון במקום,

ב. התזת הבטון על פני התעלה באמצעות לחץ פנאומטי

ג. צפוי בלוחות בטון טרומיים.

הואיל וההוראות שונות בכל שלושת השיטות, הן תחתנה בסעיפים המתאימים.

2.5.2. צפוי ע"י יציקת בטון במקום

2.5.2.1. תערובת הבטון

(א) דרישות כלליות:

התערובת צריכה להיות נוחה לעיבוד ובעלת צפיפות גבוהה. היא צריכה להיות פלסטית ולא נוזלית, כדי שהיא תעמוד על דפנות התעלה המשופעים לאחר היציקה. כדי למלא אחרי תנאי זה רצוי לבצע (בעבודות גדולות אף הכרחי!) את "נסיון השקוע" התקני במקום העבודה. (תאור בדיקה זו ניתן בכל מדריך לעבודות בטון.)

השקוע התקני הרצוי:

כאשר עובי הצפוי יותר מ-5 ס"מ, שקוע תקני של 5-6 ס"מ.

כאשר עובי הצפוי פחות מ-5 ס"מ, שקוע תקני של 6-7½ ס"מ.

[illegible][illegible]

1. *Chlorophyll a* (Chl *a*) and *Chlorophyll b* (Chl *b*) were determined using the method of Arar and Collins (1997). The concentration of Chl *a* and Chl *b* was expressed as $\mu\text{g mL}^{-1}$ of the sample.

(ב) כמות המים

יש להקפיד על יחסי מים-צמנט (w/c) בגבולות הנתונים בטבלה מס' 8:

טבלה מס' 8:

יחסי מים-צמנט בצפוי בטון, יצוק במקום

מצב הבטון לגבי המים	טיב המים שיזרמו בחעלה	w/c לפי משקל	ליטר מים לשק צמנט (50 ק"ג)
1 בקרבת פני המים, הרטבה מתחלפת	מים מתוקים מי ים	0.53 0.48	26-27 24-25
2 מדי פעם במים, מדי פעם ביבש	מים מתוקים מי ים	0.58 0.53	29-30 26-27
3 תמיד תחת פני המים	מים מתוקים מי ים	0.62 0.58	30-32 29-30

את היחס של מים-צמנט בהקשר לחוזק הבטון יש לקבוע ע"י נסויים מעבדתיים. במידה ונסויים אלה יחנו תוצאה שונה מהערכים שבטבלה מס' 8, יש להשתמש בערך הקטן ביותר.

(ג) כמות הצמנט

בכל המקרים, בהם אין לצפוי תפקיד קונסטרוקטיבי (כגון: קיר תומך וכדומה) כמות הצמנט נקבעת לפי דרישת העבדות, הצפיפות והפלסטיות בלבד. אפשר אמנם לקבוע בבדיקה מעבדתית את כמות הצמנט האופטימלית, אולם בעבודות קטנות אין הוצאה זו מוצדקת. לפי המפרטים של עבודות צפוי רבות ומגוונות, אשר קיימות זה שנים רבות ללא חקלות, אפשר לקבוע בתוך הכמות הרצויה 250-300 ק"ג צמנט על מ"ק בטון מוכן. כמויות אלו מתאימות ליחס:-

$$\frac{\text{צמנט}}{\text{אגרגט}} = \frac{1}{6} \leftarrow \frac{1}{7} \text{ לפי משקל}$$

(ד) החצץ

הגודל המכסימלי של גרגרי החצץ צריך להיות פחות ממחצית עובי הצפוי המוכן ובדרך כלל לא יותר מ-1½". רצוי ש-80% של גרגרי החצץ יהיה קטן מ-¾". את כמות החצץ בגדלים של 5-10 מ"מ רצוי להפחית ב-5%-10% כנגד הכמות המקובלת בעבודות בטון אחרות.



1. Introduction

The purpose of this study is to investigate the effects of various factors on the performance of a specific task.

2. Methodology

The study was conducted using a controlled experimental design.

The participants were divided into two groups: a control group and an experimental group. The control group performed the task under standard conditions, while the experimental group performed the task under conditions that included the variable being tested. Data was collected for each group and analyzed using statistical methods to determine if there were significant differences in performance between the two groups.

The results of the study indicate that the variable being tested had a significant effect on the performance of the task.

3. Conclusion

The findings of this study suggest that the variable being tested is a significant factor in determining task performance.

Further research is needed to explore the relationship between the variable and task performance in more detail.

The study was limited by the sample size and the specific conditions of the experiment.

Despite these limitations, the study provides valuable insights into the effects of the variable on task performance.

The results of this study have implications for the design of tasks and the selection of participants.

Future studies should aim to replicate the findings of this study and explore the effects of the variable on task performance in different contexts.

(ה) החול

אין דרישות מיוחדות, אלא שהחול חייב להיות בעל הדרגה טובה, כלומר להכיל גרגרים בעלי גדלים שונים.

(ו) יחס חול-חצץ

(עין טבלה מס' 9).

טבלה מס' 9:

יחסי חול-חצץ רצויים בצפוי בטון, יצוק במקום

גודל מכסימלי של גרגרי החצץ	אחוז החול בכלל האגרגט	היחס: חול חצץ
1 1/2 "	38% - 42%	$\frac{1.8}{3} - \frac{2.2}{3}$
3/4 "	43% - 49%	$\frac{2.3}{3} - \frac{2.9}{3}$

2.5.2.2. זיון הפלדה

יש להבדיל בין שני מקרים:-

מקרה א': כאשר על צפוי הבטון פועלים כוחות חיצוניים, כגון, לחץ עפר (כשפוע דפנות התעלה תלול מזוית השפיכה הטבעית של הקרקע (עין קונטרס מס' 1, עמוד 86), לחץ הידרוסטטי מבחוץ או מבפנים, כח עילוי או כל כח אחר.

במקרה זה יש לחשב את הבטון ואת הזיון לפי כל כללי החישובים של בטון מזוין. לא נטפל במסגרת מדריך זה בחישובים אלה.

מקרה ב': לחץ עפר אינו פועל על הצפוי (שפוע הדפנות מתון יותר מזוית השפיכה) וכנגד כוחות המים משתמשים במסננות ובמצעים מתאימים (עין סעיף 2.4.2.2, 2.4.2.3, 2.4.2.4). במצב זה הזיון משמש רק למניעת סדקים עקב התכווצות והתפשטות של הבטון או נגד כוחות בלתי צפויים מראש, כגון שקיעות דיפרנציאליות עקב מחתור (Piping) וכדומה.

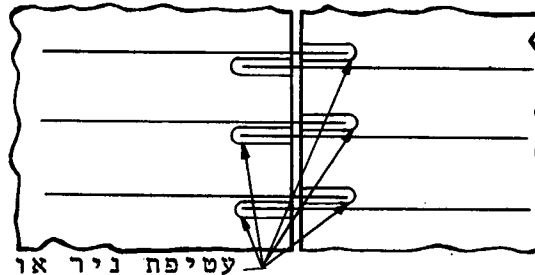
בדרך כלל אין הצדקה כלכלית לשמוש בזיון במקרה זה .

ההוצאות גדולות והתועלת מפוקפקת . אף ידועים מקרים רבים, בהם במקום נזק קטן בבטון לא מזויין (סדקים או שבר) נגרם נזק בשטח גדול יותר עקב הזיון .

אם בכל זאת מחליטים-משקולים כל שהם-על זיון, יש לשמור על הכללים הבאים:-

- (1) הזיון צריך להיות באמצע עובי הצפוי .
- (2) לפני היציקה יש לתמוך את הזיון ברווחים צפופים (כל 70-80 ס"מ) כדי למנוע את שקיעתו והתגלותו בפן התחת של הבטון .
- (3) הזיון הארכי יעבור את תפרי ההתפשטות ב-10-15 ס"מ בלבד . את קצה הברזל העובר את תפר ההתפשטות, יש לעטוף בנייר או באספלט כדי למנוע את התקרנותו לבטון ולאפשר התכווצות והתפשטות חפשית של הבטון (עיין ציור 16) .

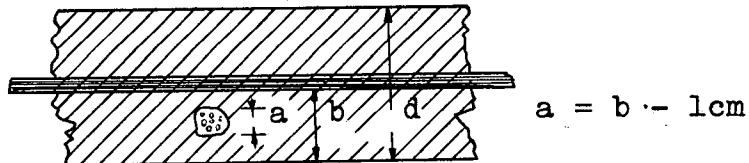
ציור מס' 26



- (4) לגבי קוטר הברזלים והרווח ביניהם אין כללים בדוקים ואפשר להסתמך רק על נסיון . זיון ארכי $\phi 10 \text{ mm}$ - $\phi 8 \text{ mm}$ ברווחים של 30 ס"מ וזיון רוחבי $\phi 10 \text{ mm}$ - $\phi 8 \text{ mm}$ ברווחים של 60 ס"מ מקובל במפעלים רבים . ברוב המקרים שטח חתך הזיון לעומת שטח חתך הבטון בשעור של 0.25% - 0.30% מספק את הצרכים .

- (5) בצפוי עם זיון כנ"ל יש להשתמש בחצץ בגודל מכסימלי אשר אינו עובר את המידה "a" בציור 27 .

ציור מס' 27



אם למשל עובי הצפוי 8 ס"מ וקוטר הברזל 8 מ"מ, הרי גודל החצץ המכסימלי יהיה כ- $2\frac{1}{2}$ ס"מ .

- (6) כאשר יוצקים את הבטון באמצעות תבניות ניידות הנוסעות על קרקעית התעלה אין להשתמש בזיון בכלל .

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

2.5.2.3 תפרים

מבדילים בין ארבעה סוגי תפרים: תפרי התפשטות, תפרי התכווצות, תפרי עבודה וחריצים. לפעמים אותו תפר משמש את כל המטרות הנ"ל או אחדות מהן.

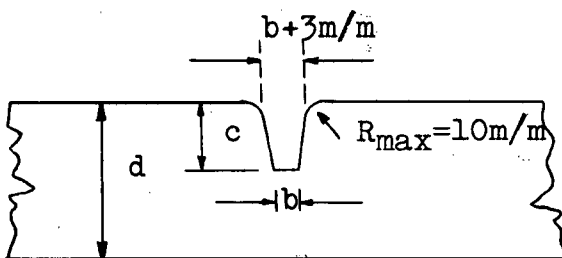
תפרי התפשטות דרושים במקומות, בהם מבנה הדרולי כלשהו (מפל, מעביר מים, גשר, סכר וכו'), חוצה או בא במגע עם צפוי התעלה. אין לצקת יחד מבנה עם צפוי. התפר צריך לעבור את כל עובי הצפוי ולתפריד הפרדה מלאה בין המבנה לבין הצפוי. רוחב התפר גדול (3-5"מ) ויש למלאו לאחר התקשות הבטון בחומר גמיש.

תפרי עבודה הם קווים, שלאורכם מסיבה כלשהי מפסיקים את היציקה על מנת להמשיכה כעבור זמן מה. בתפרים אלה הבטון הטרי צריך להתקשר עם הבטון הישן. לצורך זה מבליטים חתיכות ברזל (קוצים) מהבטון היצוק ראשונה והן נכנסות לבטון החדש. את פני התפר יש לרחוץ היטב מכל אבק או לכלוך אחר בזרם מים חזק ולהחזיק עליהם מי-מלט לפני יציקת ההמשך. במידה ורוצים (ובדרך כלל רוצים!), שתפר העבודה ישמש גם תפר התפשטות, או התכווצות, יש לנהוג לפי הכללים הנוגעים לתפרים אלה.

תפרי התכווצות דרושים בכל צפוי על מנת למנוע סדקים עקב התכווצות הבטון בזמן תהליך התקשותו. במקרה זה יש למרוח או לצבוע את הפן הצדי של הבטון היצוק בחומר אשר מונע את התקשרות הבטון הטרי לבטון הקודם. אם היציקה נעשית בעבודת ידיים בין תבניות המחלקות את שטח הצפוי למשבצות-משבצות, יש למלא- לאחר סלוק התבניות-את הרווח הנוצר בחומר גמיש שאינו מתקשר עם הבטון. תפר כזה ישמש כתפר עבודה, תפר התפשטות ותפר התכווצות כאחד (עיין סעיף 2.6.3.13).

כאשר היציקה מבוצעת באופן שוטף, בכל הרוחב ובאורך גדול, ללא תבניות במשבצות, יש לחתוך בתור הבטון- כל עוד הוא פלסטי-חריצים אשר אינם עוברים את כל עובי הצפוי. חריצים אלה עוברים ברוחב ובאורך במידות וברוחבים הנתונים בציור מס' 28 ובטבלה מס' 10.

טבלה מס' 10:



ציור מס' 28

רווח בין החריצים (m)	c (mm)	b (mm)	d (mm)
3.0	15-20	6-10	50
3.0	20-22	6-10	60
3.5 - 4.5	25-28	10-12	75
3.5 - 4.5	28-30	10-12	90
3.5 - 4.5	30-35	10-12	100

חריצים אלה אינם מונעים התהוות סדקים אך הם גורמים להסתדקות במקומות קבועים מראש. גם את החריצים האלה יש למלא חומר גמיש על מנת למנוע התמלאותם באבק, חול וחומר לא גמיש אחר.

תפרי התכנונות אורכיים יש ליצור ברווחים הבאים:

אם היקף הצפוי אינו עולה על 10-15 מטרים, לרוב מספיקים שני תפרים אורכיים בקו המפגש של הקרקעית עם הדפנות המשופעים, או קרוב לקוים אלה ככל האפשר, בתוך הקרקעית.

אם ההקף גדול מזה, רצוי עוד תפר התכנונות אורכי בשליש הגובה, בשפועים הצדיים.

תפרי התכנונות אורכיים נוספים דרושים ברווחים של כל 3.0-3.5 מטר, הן בקרקעית והן בשפועים.

תפרי התכנונות רוחביים, בצפוי לא מזוין, רצויים ברווחים כדלקמן:
אם עובי הצפוי 75-100 מ"מ, הרווח בין התפרים משתנה בין 3.50-4.50 מטר.
אם עובי הצפוי 50-75 מ"מ, רצוי בין התפרים רווח של 1.80-2.50 מטר.

בתור חומר מלוי בכל סוגי התפרים יש להתמש בחומר אשר אטיס, מתכווץ ומתפשט בנקל מבלי להסדק, עומד בפני שחיקה, אינו נוזלי מדי בזמן האפליקציה, ואינו מתקשר קשר כימי עם הבטון.

בארצות הברית קיימים חומרים רבים אך הם מוגנים ע"י פטנטים והרכבם לא פורסם ברבים.

בארץ משתמשים בתערובות שונות של אספלט עם חול במצב חם (על האספלטים והתערובות השונות עיין סעיף 2.6.3.13). את החומר יש להכניס לתוך התפרים זמן קצר לאחר הרחקת התבניות או לאחר חתוך החריצים ויש להדקו במוט מתאים על מנת שהתערובת תמלא את כל חלל התפר.

בתפרים אשר משמשים נגד סדקי התכנונות בלבד אפשר להשתמש בנייר-ביטומן (נייר טול) בכמה שכבות, בעובי כולל של 5-10 מ"מ. בשיטה זו אפשר להשתמש רק במקרה, כאשר יוצקים את הבטון בין תבניות, משבצות-משבצות. כאשר הבטון במשבצת אחת התקשה, מסירים את התבנית, שמים במקומה את הנייר ויוצקים אליו את המשבצת הבאה.

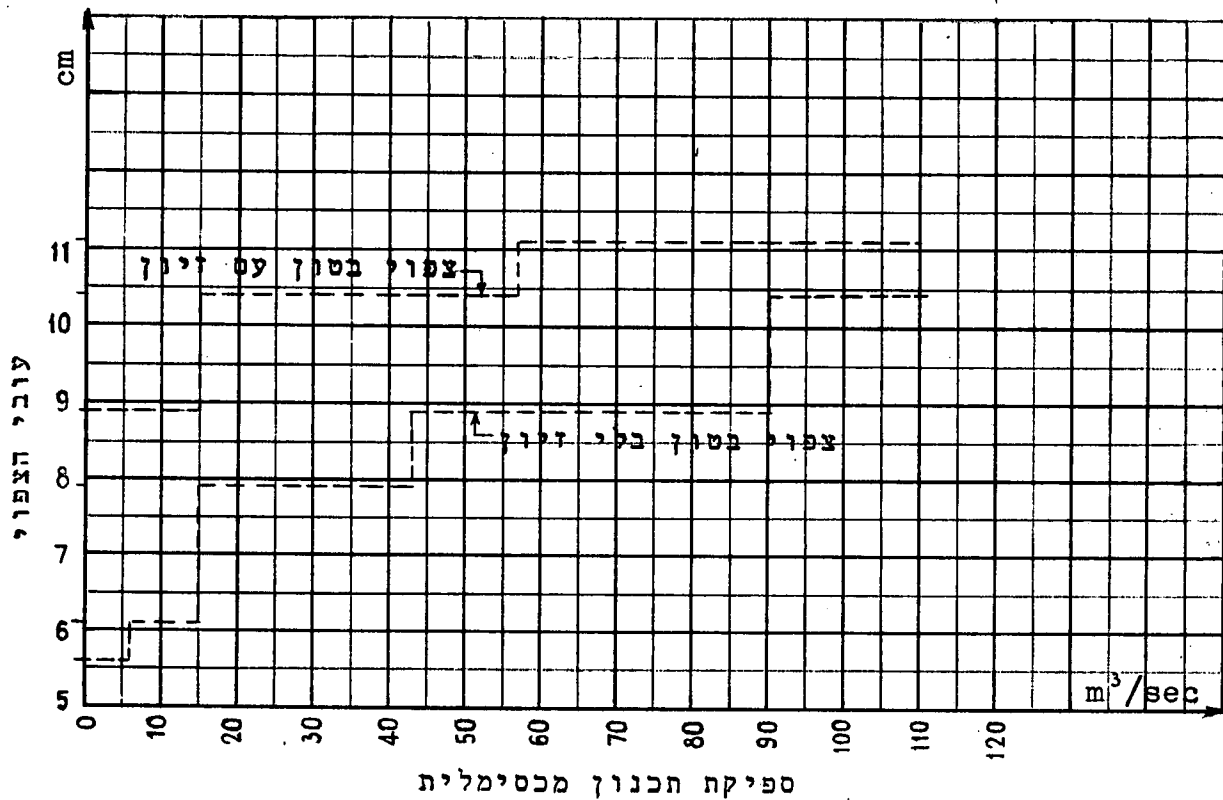
2.5.2.4. עובי הצפוי

יש להבדיל בין שלושה מקרים אופייניים:

(א) התעלה נמצאת כולה ותמיד מעל למפלס מי תהום, אין כח עילוי ואין לחץ מהצד של עפר ושל מים.
אין לחשב את המידות באמצעות חשובים סטטיים.

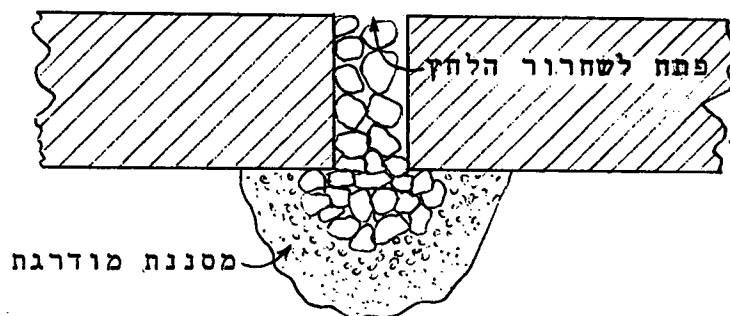
משרד הפתוח של ארצות הברית (U.S. Bureau of Reclamation) פיתח - לאור נסויים רבים - יחסים מומלצים בין ספיקת התכנון של התעלה (מכסימום) לבין עובי צפוי הבטון, הן ללא זיון והן עמדו. יחסים אלה ניתנים (בהעברתם ליחידות מטריות) בצירוס מס' 29.





ציור מס' 29 .

(ב) התעלה עלולה להמצא מדי פעם מתחת למפלס מי התהום ואז יפעל כח עילוי על הקרקעית ולחץ הידרוסטטי על חלק מהשפועים. עם הגדלה ניכרת של עובי הבטון ותוספת זיון אפשר כמובן להתגבר על כוחות אלה אמנם מחיר הצפוי יעלה במידה ניכרת. אם אין חשיבות לאטימות התעלה (למשל בתעלות נקוז), דרך טובה יותר להשאיר פתחים מתאימים בבטון, דרכם יכנסו המים באופן חפשי מהקרקע לתוך התעלה מבלי להרים או לשבור את הבטון. אם קרקע היסוד חולי או צרורות וחלוקי נחל, והמים יכולים לנוע באופן חפשי מתחת לצפוי, מספיק להשאיר חורים בקוטר של 4-5 ס"מ וברוחים של 100-120 ס"מ שתי וערב. מתחת לחורים יש לסדר מסננת (עיין סעיף 2.4.2.2 עמוד 25) כדי למנוע שטיפת גרגרי קרקע דקים דרכם. סדור מסננת זאת ניתן בציור מס' 30 .



ציור מס' 30 .

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It mentions the use of surveys, interviews, and focus groups to gather information from stakeholders.

3. The third part of the document describes the process of identifying and assessing risks. It highlights the need to regularly evaluate potential threats to the organization's success and to develop strategies to mitigate these risks.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communication and collaboration. It stresses that all team members must be kept informed of the organization's goals and progress, and that they must work together to achieve these goals.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It reiterates the importance of maintaining accurate records, using effective data collection methods, identifying and assessing risks, and fostering a culture of communication and collaboration.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the organization's financial performance. It includes a breakdown of revenue, expenses, and profit, as well as a comparison of these figures to the previous year.

7. The seventh part of the document discusses the organization's human resources management. It covers topics such as recruitment, training, and employee development, as well as the organization's approach to compensation and benefits.

8. The eighth part of the document describes the organization's marketing and sales strategy. It outlines the various channels used to reach potential customers and the tactics employed to convert leads into sales.

9. The ninth part of the document discusses the organization's technology and information systems. It covers the various software and hardware used to support the organization's operations, as well as the organization's approach to data security and privacy.

10. The tenth part of the document concludes by summarizing the organization's overall performance and future outlook. It highlights the organization's strengths and areas for improvement, and provides a clear vision for the future.

הואיל ופתחים אלה ייסתמו מלמעלה ע"י סחף דק המוסע במים, פעילותם עלולה להיות לקויה. משום כך חשובה החזקה קפדנית, בדיקת הפתחים 2-3 פעמים במשך עונת הזרימה ולפי הצורך הוצאת גרגרי החצץ העליונים והחלפתם בגרגרים נקיים.

אם התעלה נמצאת בקרקע דקת מרקם (טיין או חרסית) תנועת המים האורכית מתחת לצפוי עד לפתחים מוגבלת מאוד וכח העילוי והלחץ הצדדיים עלולים לגרום נזקים. שני פתרונות אפשריים מומלצים למקרה זה.

(1) הכנת מצע חדיר מתחת לכל הצפוי (עיין סעיף 2.4.2.4) דרכו המים ינועו עד לפתחים לשחרור הלחץ. שיטה זו נותנת גם הגנה טובה לבטון בפני תפיחת הקרקע.

(2) הנחת קו נקוז אחד או שניים מתחת לפינה אחת או שתיהן של הציפוי. את צנורות נקוז אלה יש לעטוף בעטיפה מסננת. את המים מקוי-נקוז אלה יש להוציא ע"י נקזים רוחביים לואדי צדדי או לשוחות שאיבה.

(ג) אם התעלה נמצאת בחלקה מתחת למפלס מי התהום והיא משמשת להספקת מים (כלומר האסימות מהווה גורם חשוב), אין להשאיר פתחים או חורים. במקרה זה הצפוי צריך להיות די כבד וחזק כדי לעמוד פני הכוחות החיצוניים. המקרה החמור ביותר, כשבתעלה עצמה אין מים אולם הקרקע בסביבה רוויה עד פניה. נקזים (כמו בפסקה ב') יכולים לעזור אך לא לתת בטחון מלא.

חשוב כוחות העילוי יינתן רק בקונטרסים הבאים, בהקשר למבנים הידרוליים. בינתיים יש להסתפק בהעמדת הצפוי קרקעית התעלה (ובמידת מה צפוי הדפנות) חייב להיות הרבה יותר עבה ויגיע עד כדי 40 ס"מ.

2.5.2.5. הבצוע

אפשר לבצע את צפוי הבטון בעבודת ידיים או במכונות מיוחדות למטרה זו. הדיון במכונות יציקה לסוגיהן עובר את מסגרת ספר זה. במקרה של יציקה ע"י מכונות (במפעלים גדולים) יש לפנות לספרות המתאימה (עיין ביבליוגרפיה בסוף קונטרס זה).

ביציקת ידיים יש להכין מראש בדיוק רב את צורת התעלה החפורה. כל אי-דיוק יביא אתו מקומות בהם הצפוי יהיה דק מהדרוש. בהכנת עבודת העפר בדרך כלל מרשים 10% סטיה מהגבהים הנתונים, בתנאי שהעובי הממוצע יישמר.

לפני היציקה יש להרטיב את פני הקרקע עד כדי 15 ס"מ עומק, אמנם מבלי לגרום להתהוות בוע.

במקרה ששמים מסננת או מצע תחת לצפוי הבטון, האמורים לעיל מתייחסים למצע.



בתעלות קטנות מספיק להכין תבניות, כאשר רום קודקודן כרום פני התעלה המצופה, הרווח הרצוי בין תבניות אלו נע בין 2.5-4.0 מטרים. את הבטון יוצקים בין התבניות ומישרים באמצעות לוחות עץ ארוכים, אותם מחליקים הלוך ושוב על פני התבניות. השמוש בויברטור קל רצוי, אמנם לא הכרחי. לאחר גמר ההחלקה הראשונית רצויה החלקה קלה נוספת ע"י מחליק ברזל בעל ידית ארוכה. את תפרי ההתכווצות האורכיים אפשר לחרוץ אחרי זמן, כל עוד הבטון טרם התקשה לגמרי.

תעלות גדולות יותר רצוי לחלק ע"י התבניות למשבצות ולבצע את היציקה כנ"ל.

בתעלות קטנות אפשר לבצע את היציקה משבצת אחר משבצת. במקרה זה יש להכין את התבניות בצורה קונית במקצת (למשל עובי התבנית למעלה 2 ס"מ, למטה 1.5 ס"מ). צורה זאת מאפשרת להוציא ביתר קלות את התבניות מהבטון, טרם התקשותו הסופית.

שיטה טובה - ובעקר בתעלות גדולות יותר - לבצע את היציקה במשבצות אלטרנטיביות, בדילוגים. במקרה זה נותנים לבטון במשבצות הזוגיות להתקשות לגמרי לפני יציקת המשבצות הבלתי זוגיות. כאן אפשר להשתמש במלוי התפרים בניר-טול (עיין סעיף 2.5.2.3). רצוי קודם לגמור את משבצות הקרקעית ורק אחרי כן את השפועים.

את הבטון המוכן יש לכסות - 8-10 שעות לאחר היציקה - בחול, קש, נסורת או חומר אחר השומר לחות ולהשקות במשך 5-6 ימים. כדי למנוע את הידבקות כסוי גרגרי זה, אפשר לפרוס קודם שק רטוב ועליו את החומר הגרגרי.

שיטת הבצוע המתוארת נותנת מקדם חכוך של מנינג 0.014 μ . בתעלות בהן קיימת ודאות שחול דק, טין או אצות יכסו תוך זמן קצר את פני הצפוי, אין צורך בהחלקה השנייה.

2.5.3. התזת בטון בלחץ פניאומנטי

2.5.3.1 כללי

בשיטה זו הצפוי מורכב מסיט צמנט בלבד (תערובת חול-צמנט), בלי אגרגט גס. הסיט מותז על קרקעית התעלה ודפנותיה בלחץ אוויר, מתקשה במקום, ויוצר בדרך כלל צפוי חזק מאד. לפי הנסיון אורך קיומו כ-30-40 שנה.

שיטה זו מוכרת בשמות רבים כגון: Shotcrete, Torcrete, Gunite וכו'. שמות אלה על פי רוב שמות מסחריים (מלבד השם Shotcrete) וקשורים למכשיר המיוחד לבצוע.

2.5.3.2 התערובת

התערובת צריכה ליות די נוזלית כדי שתצא בנקל מפית ההתזת אמנם די פלסטית כדי לעמוד על השפועים. משום כך הן התערובת והן היחס מים-צמנט חלויים במידת מה במכשיר ההתזת. בדרך כלל תערובת צמנט-חול 1:4.5 ← 1:4.0 נחשבת כטובה.

בתור יחס מים-צמנט אפשר לתת במוצק: $w/c = 75\%$

החול צריך להיות קשה. חול הך עלול ליצור גושים, המפריעים לפעולת ההתזה. הוא חייב להיות בעל הדרגה טובה, כמו בבטון יצוק אך רצוי יותר גרגרים דקים (נפות מס' 50 ו-100) ופחות גרגרים גסים (נפות מס' 8 ו-16). רצוי שהחול יהיה לח במקצת כדי להבטיח פעולה יעילה ותקינה של מכונת ההתזה. לחות של 3%-5% רצויה ומספקת.

2.5.3.3 זיון הפלדה

צפוי בבטון מותז אינו משמש אף פעם למטרות קונסטרוקטיביות ואינו מקבל כוחות חיצוניים. משום כך אין לחשבו כבטון מזוין. כלכליותו של זיון כלשהו מוטלת בספק.

אם בכל זאת מחליטים על השמוש בזיון - להקטנת סכנת התהוות סדקים - מספקת רשת ברזל של 4 מ"מ קוטר ברווחים של 15 ס"מ שתי וערב. רצוי להשתמש ברשת בה החוטים מולחמים זה לזה או קשורים חזק ביניהם. את הרשת יש לתמוך ברווחים צפופים מאד, אחרת - עקב כח התזת הבטון - היא תזוז ממקומה.

2.5.3.4 תפרים

תעלות באורך של מאות קילומטרים ובגדלים שונים בוצעו בעבר בלי תפרים בכלל. ההנחה היתה, שזול יותר למלא את הסדקים לאחר שהם התהוו, בחומר אלסטי מאשר להכין תפרים מראש.

נוהג אחר הוא להכין תפרים לפי אחת השיטות המתוארות בסעיף 2.5.2.3 וע"י כך לאתר מראש את מקום הסדקים. U.S.B.R. דורש תפרים ברווחים של 1.80-2.00 מ' שתי וערב.

2.5.3.5 עובי הצפוי

הואיל וצפוי זה אינו ממלא תפקיד קונסטרוקטיבי, העובי נקבע רק על פי השקולים של מניעת סדקים עקב התכווצות, התפשטות ושקיעות דיפרנציאליות.

לפי הנסיון עובי צפוי פחות מ-35 מ"מ לעתים רחוקות הצדיק את עצמו. על אדמה חולית בדרך כלל 35 מ"מ עובי מספיק. באדמות חריטיות ובתעלות גדולות רצוי להגדיל את העובי עד כדי 50-55 מ"מ. אם העובי 50 מ"מ או יותר, מקובל להתיז את הבטון בשתי שכבות. את השכבה השנייה יש להתיז כאשר הראשונה כבר בהתחלת התקשותה.

2.5.3.6 הבצוע

אין מדריך זה מספל בתאור הציוד, המכונה והמכשירים המשמשים להתזה. יש רק לציין שתערובת החול-צמנט מזה והמים מזה מגיעים לפית ההתזה בשני צנורות נפרדים והכנסת המים לתערובת היבשה נעשית בפית ההתזה גופה.

את קרקע היסוד יש לישר בקפדנות, בגלל העובי הקטן של הצפוי. בליטות או שקעים בקרקע היסוד עלולים לגרום למקומות בהם הצפוי יהיה דק מהרצוי.



אם קרקע היסוד חרסיתית, יש לכסותה תחילה במצע של חול גס או חצץ דק, כדי למנוע התערבבות רגבי חרסית בבטון וכדי לתת יתר בטחון בפני תפיחת קרקע היסוד.

מהירות התערובת בעזבה את הפיה צריכה לנוע בין 120 לבין 180 מ' בשניה. הפיה צריכה להיות מצוידת במד-מהירות.

לחץ האויר (לדחיפת התערובת היבשה) צריך להיות מינימום 2.5 אטמ', ומכסימום 5 אטמוספרות.

לחץ המים הרצוי: מינימום 3.5 אטמ' ומכסימום 9 אטמ'.

את הפיה יש להחזיק בזמן ההתזה במרחק של כ-1 מטר מפני התעלה ובניצב לשטח עליו מתיזים.

ערבול החומר היבש יימשך לא פחות מ-1½ דקה. תערובת יבשה העומדת יותר משעה אחת, אינה ניתנת לשמוש.

החלקה קלה לאחר ההתזה דרושה ברוב המקרים.

2.5.4. צפוי בלוחות בטון טרומיים

2.5.4.1 כללי

בדרך כלל צפוי זה כלכלי בעבודות קטנות בלבד, בהן הובלת כל הציוד להכנת הבטון במקום העבודה אינה משתלמת. אין סטטיסטיקה מהימנה בדבר אורך הקיים של צפוי בלוחות טרומיים. ידוע אמנם שהוא פחות עמיד בפני לחצים הידרוסטטים מהצד, ובפני תפיחת הקרקע, מכל צפוי בטון אחר. לעומת זאת התיקונים והאחזקה זולים ופשוטים כי הרי הקלקול מתבטא בתזוזת לוח אחד או אחדים ממקומם. אפשר - לאחר יישור מחדש של התשתית מתחת ללוחות - להחזיר את אותם הלוחות למקום או להחליפם בלוחות חדשים. בבניה ובאחזקה אין צורך בציוד מיוחד ובידע מקצועי. משום כך במקומות בהם אין ציוד ואין פועלים מקצועיים, השיטה עשויה להיות יעילה.

2.5.4.2 מידות הלוחות הטרומיים

אין כללים קשיחים לקביעת המידות, אמנם רצוי לקחת בחשבון כמה כללים בזמן התכנון:

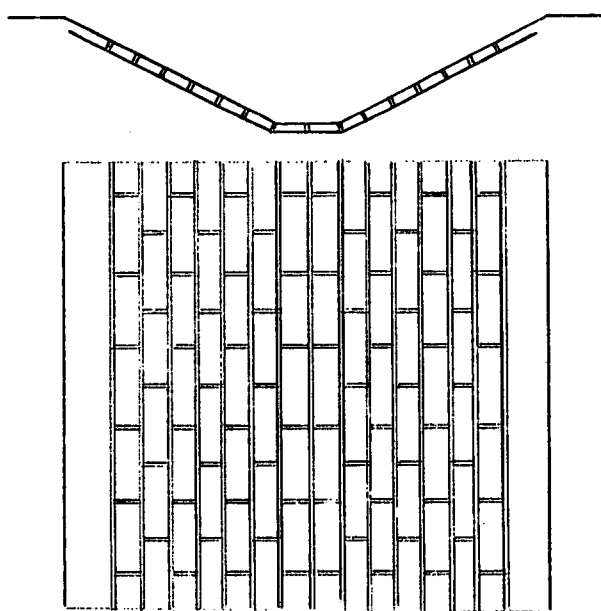
- (א) את מידות התעלה יש לקבוע כך שהן רוחב הקרקעית והן אורך הדפנות יהיו מכפלה שלמה של רוחב הלוחות. בצרוף עובי התפרים.
- (ב) רצוי שהלוח הבודד לא ישקול יותר מ-30-40 ק"ג, כדי שפועל אחד יוכל להרימו ולשימו במקום.
- (ג) במידה והלוחות ארוכים יותר, כך ששני אנשים - או מנוף - דרושים להרמתו, העובי צריך להיות מחושב נגד שבירה בזמן ההרמה.

בדרך כלל לצפוי הדפנות מספיקים לוחות בעובי של 4-5 ס"מ. בחללות קטנות עובי זה מספיק גם לצפוי הקרקעית. בחללות יותר רחבות (יותר מ-2 שורות לוחות), רצוי את עובי צפוי הקרקעית להגדיל עד כדי 6-7½ ס"מ.

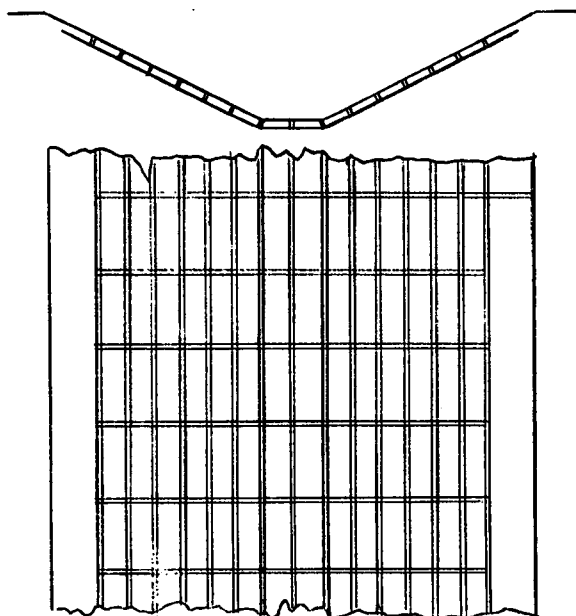
לפי הנסיון, רצוי שאורך הלוח המכסימלי - בהנחת ידיים - לא יעבור 60 ס"מ. הרוחב המקובל נע בין 20-60 ס"מ.

2.5.4.3 תפרים

נבדקו שתי שיטות עקריות של תפרים: תפר עובר ותפר בקשר (עיין ציורים 31, 32).



ציור מס' 32

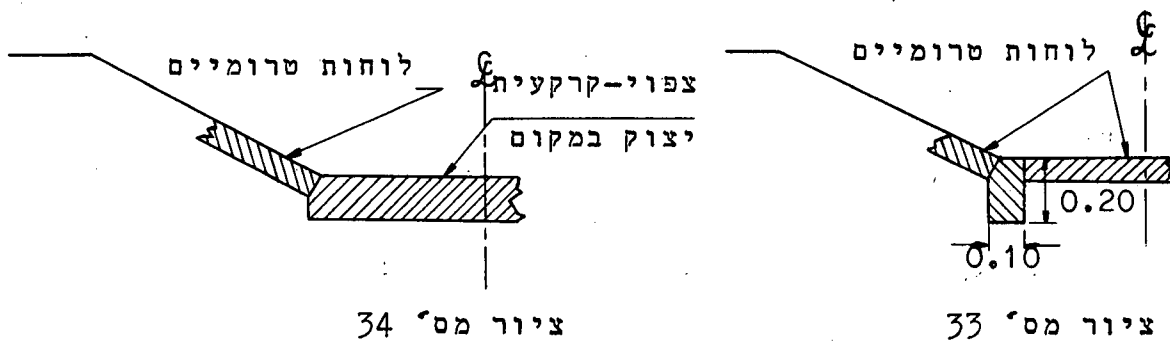


ציור מס' 31

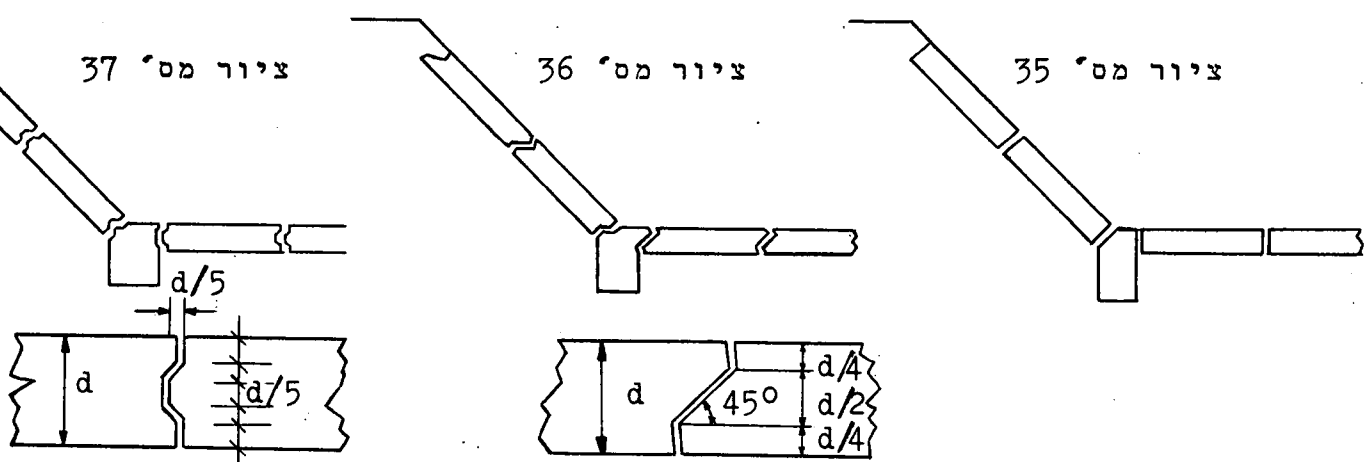
הנסיון המעשי ונסויים מבוקרים כאחד לא הצדיקו מתן עדיפות ברורה לשיטה זו מעל משניה.

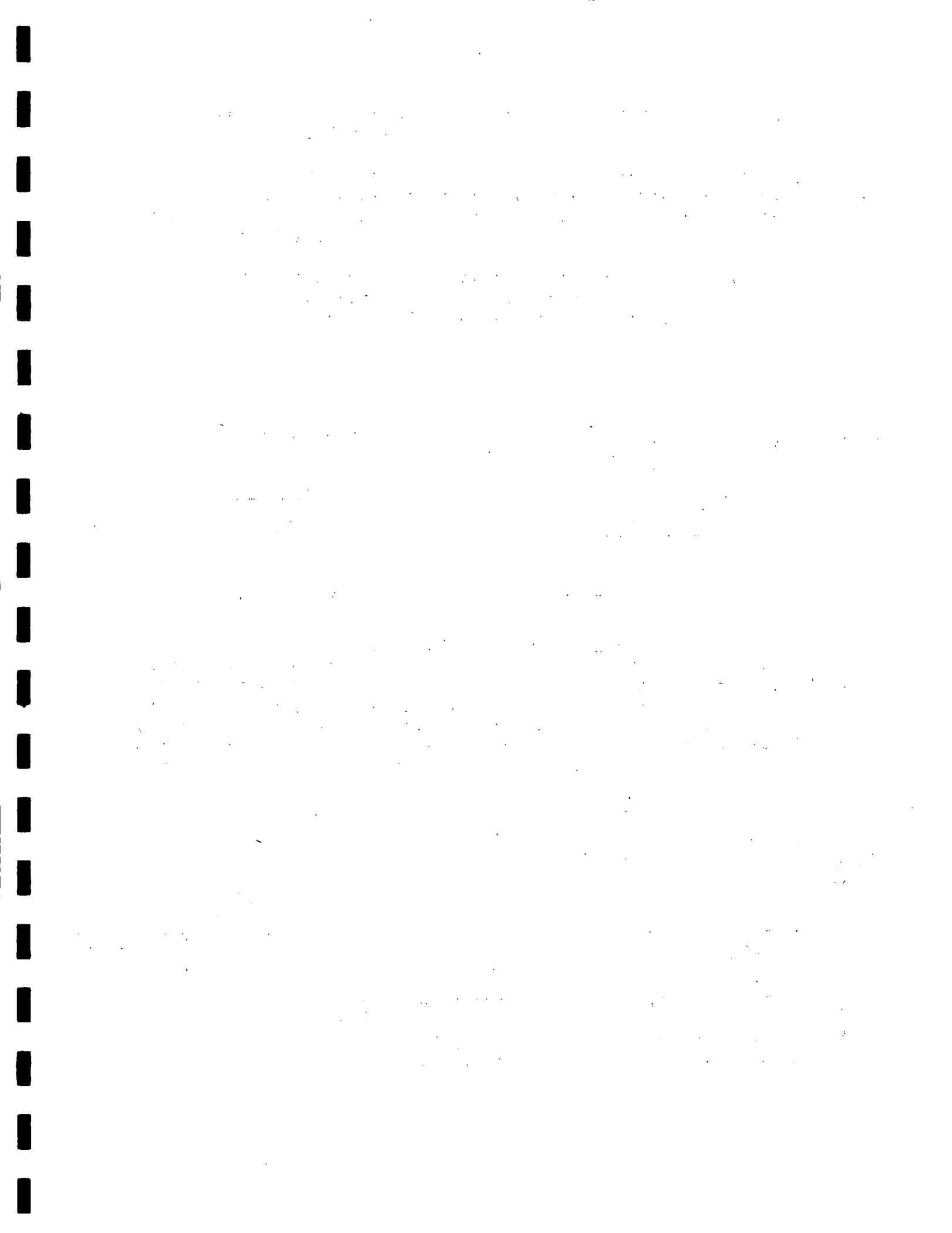
בתעלות בהן רום פני המים מחד, ורום מי התהום בסביבה מאידך, משתנים בין גבולות רחבים ולסרוגין, רצוי חיזוק מיוחד לפינות. מטרה זו מושגת ע"י שורה של בלוקי בטון טרומיים או קורות יצוקות במקום (ציור 33).

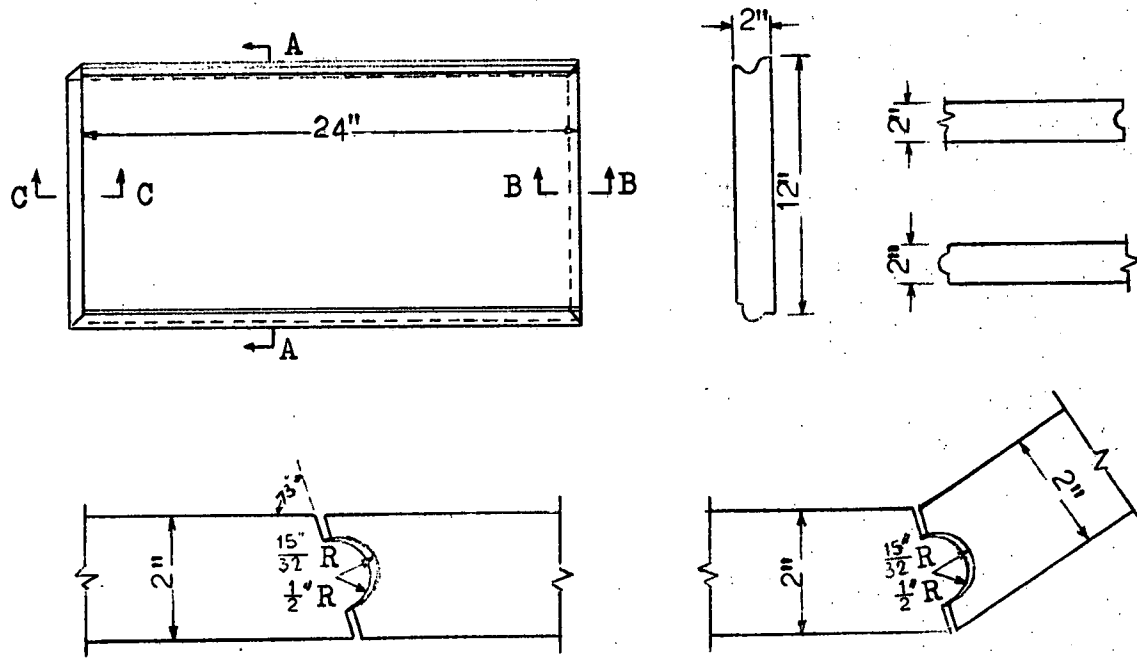
כאשר כח העילוי הצפוי הוא גדול, רצוי לצקת את צפוי הקרקעית במקום ובעובי גדול יותר ורק את הדפנות לצפות בלוחות טרומיים (ציור 34) מצב זה אופייני לתעלות נקוז להולכת מי גאיות, באדמה כבדה.



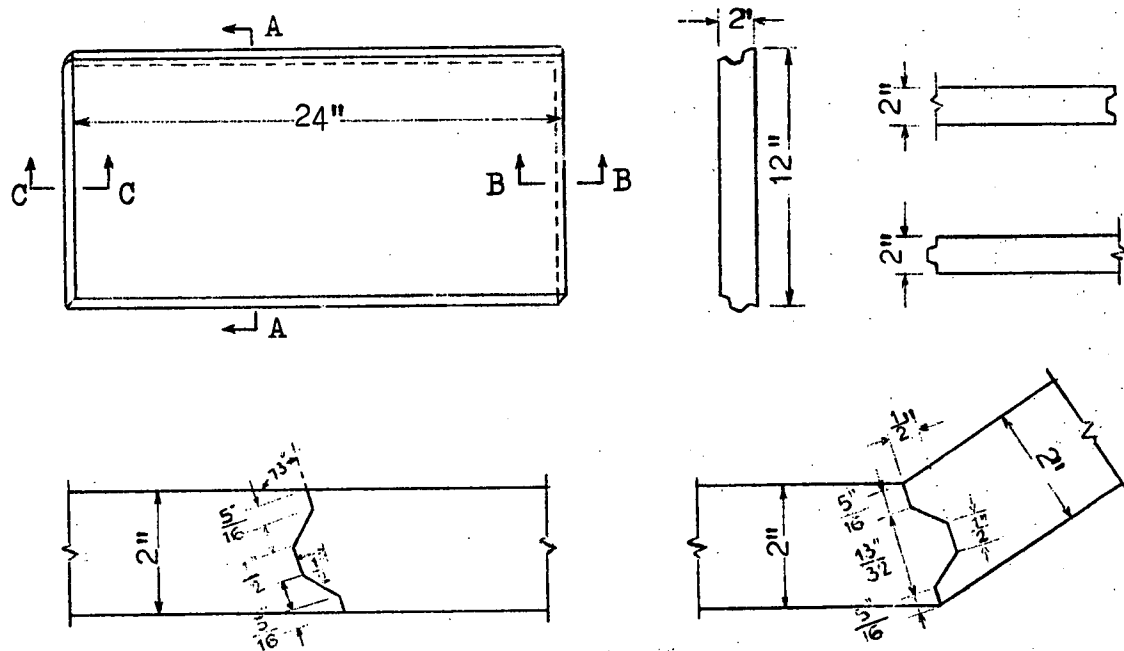
התפרים בין לוח ולוח יכולים להיות ישרים ובזווית ישרה (ציור 35), אלכסוניים (ציור 36) עם שן ושגם (ציור 37) או צורות מיוחדות, כמו למשל שני הטיפוסים של משרד הפתוח האמריקאי: (U.S.B.R.) טיפוס א' (ציור 38) טיפוס ב' (ציור 39). שלושת הצורות הראשונות (ציור 35, 36, 37) מחייבות בלוקים או קורות בפינות (כמו בציור 33) כדי להבטיח סגירה טובה. שתי הצורות של U.S.B.R. (ציורים 38-39) מבטיחות את התנאי הזה בלי יחידות נוספות.







טיפוס א' של U.S.B.R.



טיפוס ב' של U.S.B.R.

את כל התפרים יש למלא בחומר אספלטי, כמו בסעיף 2.5.2.3.



1. The first part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

2. The second part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

3. The third part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

11. The eleventh part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

12. The twelfth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

13. The thirteenth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

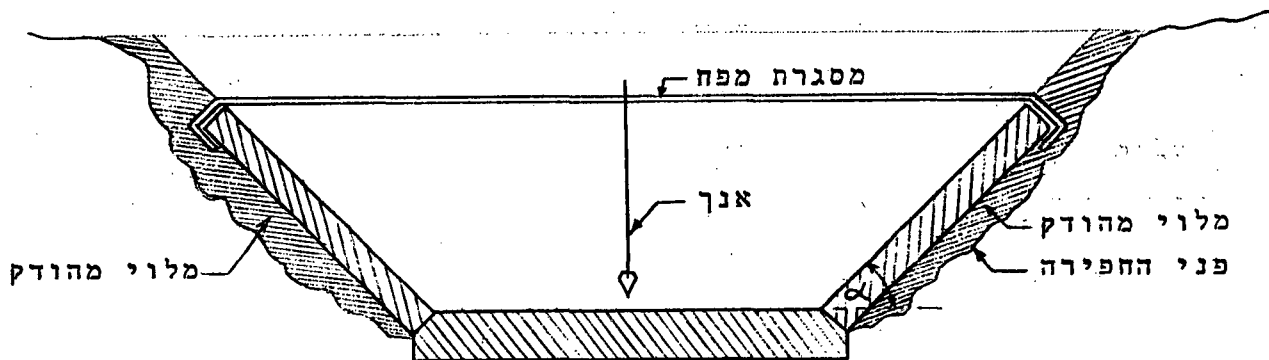
2.5.4.4 הכנת התשתית ומצע

הואיל ויציבות הצפוי מחייבת שהלוחות יונחו עם שטחם המלא על התשתות, יש להכין את התשתית בדיוק מכסימלי, העולה במידה רבה על הדיוק הדרוש לכל צפוי אחר. השגת דיוק כזה קשה בעקר באדמות כבדות ורגביות. נהוג אם כן באדמות כאלו לפזר על פני התעלה שכבת חול גס בעובי של 5-6 ס"מ, להרטיבה ולישרה בעזרת שבלונה ניידת למכסימום דיוק אפשרי.

במקרה של קרקע-יסוד תופחת, ובעקר כאשר מי התהום עלולים לעלות מעל רום קרקעית התעלה, יש לשים תחת לוחות הצפוי מצע(עין סעיף 2.4.2.4) מצרורות דקים או מחול גס. את המצע יש לסדר בכל מקרה זמן קצר לפני הנחת הלוחות. על אף המצע והיישור, קשה להשיג את הדיוק הדרוש. לשם הגדלת הדיוק נהוגות אם כן שתי שיטות:

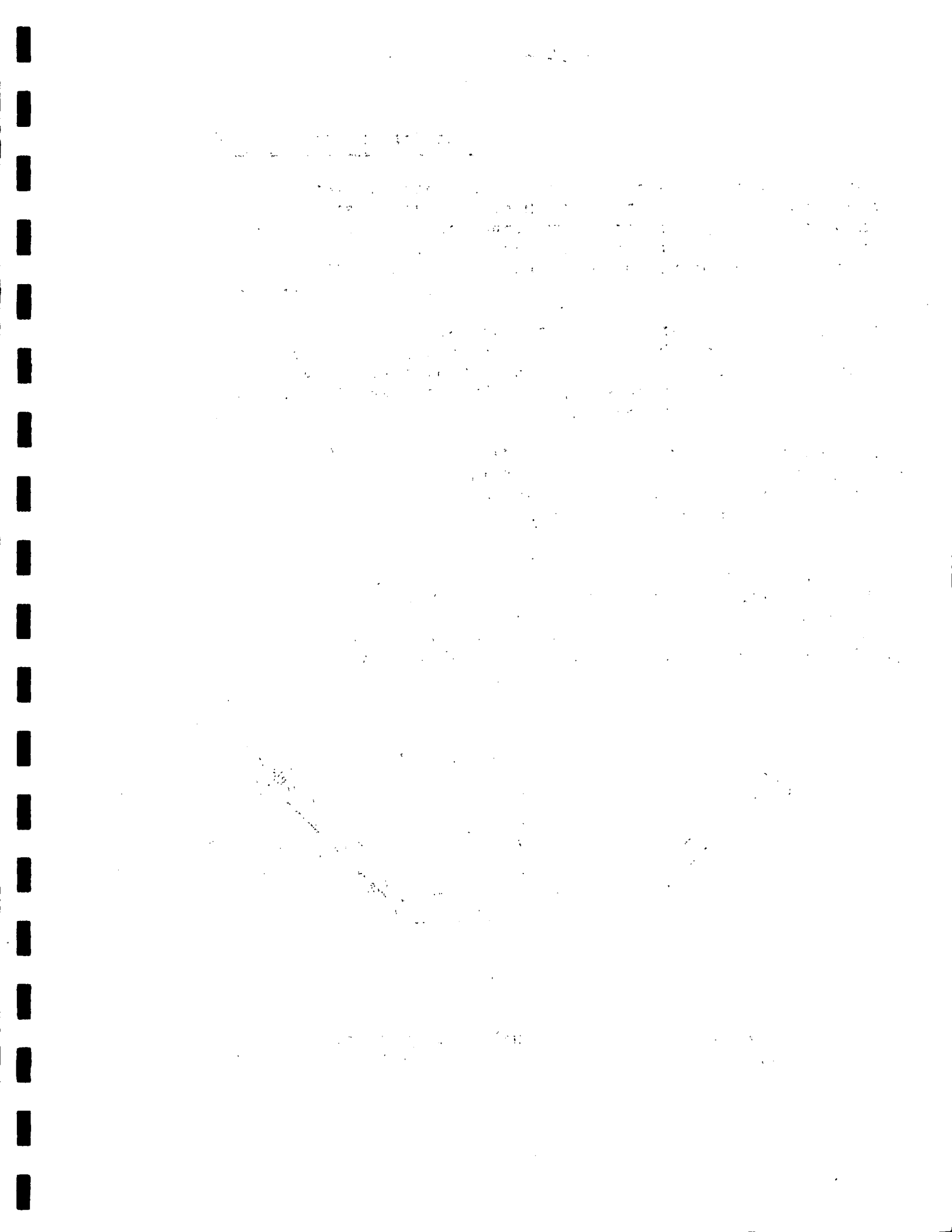
(א) את צורת התעלה (חפירה, מצע ויישור) מכינים ב-2-3 ס"מ יותר גבוה מהדרוש. שמים את הלוח בערך למקום, בודקים את מצבו בעזרת חבל מחוץ, פלס-מים ושבלונה, ומגרדים בעזרת כף-בנאים את המצע, עד שהלוח מונח בדיוק במקומו הדרוש.

(ב) בתעלות קטנות, בהן לצפוי הדפנות דרושה רק שורה אחת של לוחות(והם יכולים להיות לוחות עד כדי 80-90 ס"מ רוחב), משתמשים במסגרת מיוחדת, המחזיקה את הלוחות זה מעל זה במצב מדויק. מאחורי הלוחות מהדקים אדמה או חול, לאחר ההידוק מפרקים את המסגרת. (ציור מס' 40).



ציור מס' 40

בצפוי הדפנות בלוחות טרומיים דקים, הזווית "α" (ציור מס' 40) צריכה להיות קטנה מזווית השפיכה הטבעית של הקרקע.



2.6. צפוי תעלות בחומר ביטומני

(אספלט)

2.6.1. כללי

המונחים "ביטומן", "אספלט" ו-"זפת" מופיעים בספרות לפעמים בצורה בלתי מוגדרת ואף מחגלות מדי פעם סתירות בין ההגדרות.

לשם הבהרה ניתנות ההגדרות, כפי שהן מופיעות ב-"מדריך לאינג'ניר" כרך "בנאות ב" עמוד 764. ההגדרות הן של פרופ' ר. שלון.

ביטומני - תערובת של פחמימנים ממוצא טבעי או פירוגני (מרכב), או תערובת של שני הסוגים, נוזלים, מוצקים למחצה או מוצקים, הנמסים לחלוטין בפחמן גפרייתי (CS_2).

חומר - ביטומני (ביטומן אספלטי) - חומר המורכב בעקרו מביטומן ומכיל גם חמרים אורגניים ואנאורגניים אחרים.

אספלטי - חמרי מליטה שחורים עד חום-כהים, מוצקים או מוצקים למחצה, אשר בחמום הופכים בהדרגה נוזלים; מורכבים בעקר מביטומן טבעי, או ביטומן המתקבל בזקוק נפט או תערובת של שניהם, או תערובת שלהם עם נפט ותולדותיו.

זפת - חומר ביטומני, המתקבל בדרך זקוק הורס של חמרים אורגניים ממוצא צמחי, כגון פחם, עץ, כבול, ליגניט.

אמולסיה - ביטומני - תערובת נוזלית של רסיסי ביטומן תלויים ועומדים במים, המכילים אחוז קטן של אמולגטור (סבון, קזאין, שרף וכיו"ב). האמולסיה צריכה להכיל לפחות 50% ביטומן.

צפוי הביטומן על פני תעלות משמש בעקר לאטום, ובמידה פחותה להגדלת עמידות התעלה בפני חתירה. אך הואיל ואטום תעלה מהווה לפעמים גורם חשוב בעבודות נקוז, נכלול פרק זה במדריך על הנדסת נקוז.

2.6.2. התכונות העקריות של הביטומן

נספל רק באותן התכונות, אשר להן חשיבות בבחירת הביטומן המתאים לצפוי תעלות. בהתאם לתכונות אלו יש להשתמש בביטומנים שונים למטרות שונות, בתנאי אקלים שונים, בתנאי קרקע-יסוד שונים ובתנאי זרימה שונים. המפרטים התקניים ניתנים בסעיפים הבאים.



[Faint, illegible text visible through the paper, likely bleed-through from the reverse side.]

2.6.2.1. סוגי הביטומן על פי תהליך הפקתם

א. ביטומן רגיל (Straight - Run)

הוא מופק ע"י זקוק הנפט הגלמי ואיור החמרים הנוחים להתאיד. ככל שהזקוק נמשך יותר, הביטומן המופק יהיה קשה יותר.

ב. ביטומן מנופח (Blown)

מופק ע"י חמצון "שאריות" הזקוק בהחדרת אויר חם. ביטומן מנופח פחות רגיש לשנויי טמפרטורה מאשר ביטומן רגיל.

ג. ביטומן שפין (Cutback)

הוא ביטומן רגיל בתוספת חמרים הנוחים להתאיד. החומר נוזלי או כמעט נוזלי בזמן השימוש. במשך הזמן החומרים השונים מתאידיים והביטומן מתקשה. לפי סוג ואחוז החומרים המתאידיים מדברים על אלה:

(Rapid curing)	"RC"	וסימנס	המתקשרים מהר
(Medium ")	"MC"	"	המתקשרים בינונית
(Slow ")	"SC"	"	המתקשרים לאט

2.6.2.2 בדיקות לתכונות הביטומן

בדיקות אלו מוזכרות במדריך זה, רק על מנת להבין את הסימנים (אחיות ומספרים) המציינים את המוצרים המסחריים השונים ועל פי זה לאפשר למהנדס לבחור במוצר המתאים.

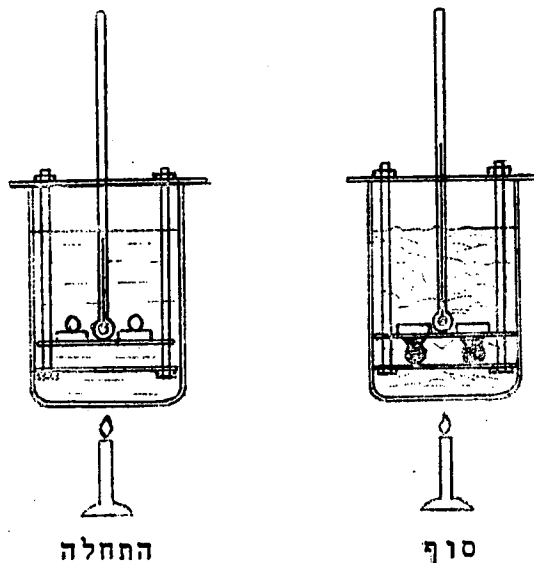
א. משקל סגולי

מסומן בדרך כלל על המוצרים במספרים $25/25^{\circ}\text{C}$. פרוש הדבר שהמשקל הסגולי מתייחס להשוואה עם משקל המים כאשר שניהם בטמפרטורה של 25°C . למספר זה חשיבות בחישוב משקל הצפוי.

ב. נקודת התרככות

ערך זה מבטא את קשיות הביטומן, ואת צמיגותו. בבדיקה זו ממלאים טבעת תקנית בביטומן, עליו מניחים כדור פלדה בעל משקל וקוטר תקני (הקוטר קטן יותר מהקוטר הפנימי של הטבעת). את המערכת (טבעת, ביטומן וכדור) טובלים במים בעלי טמפרטורה של 5°C . לאחר כמה דקות מתחילים לחמם את המים בקצב תקני. בטמפרטורה מסוימת הכדור יחדור - יחד עם מעטפת ביטומן - דרך הטבעת ונופל למטה. טמפרטורה זאת נקראת "נקודת ההתרככות" (עיין ציור 41)

לגבי ביטומנים רכים נקודת ההתרככות נעה בין 28°C - 46°C , ביטומנים בינוניים 46°C - 60°C וקשים 60°C - 80°C . יתר פירוס ניתן בטבלה מס' 11.

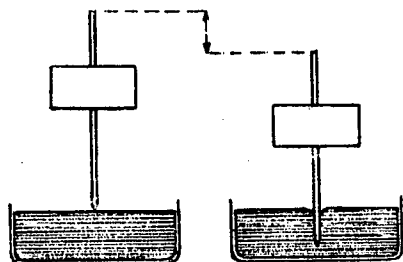


ציור מס' 41

ג. מידת החדירה

גם כן אופינית לקשיות ולצמיגות. הבדיקה נעשית ע"י החדרת מחט תיקנית, לתוך הביטומן כאשר עליה משקל של 100 גר'. טמפרטורה של הביטומן 25°C . את המחט מחדירים במשך 5 שניות ומודדים את מידת החדירה. המספרים המופיעים על המוצרים נותנים את החדירה בעשירות מ"מ. (ציור 42)

ככל שהביטומן יותר רך, המחט חודרת תוך 5 שניות, יותר עמוק. הסימן 300/350 אומר, שהמחט חדרה 30-35 מ"מ. בביטומנים רגילים כאשר הם רכים, מידת החדירה נעה בין 400/500 עד 130/150, בבנוניים וקשים בין 80/100 עד 10/20. יתר פירוס ניתן בטבלה מס' 11.



ציור מס' 42

ד. משיכות

מאפיין את תכונת הביטומן לשנות את מידותיו מבלי להקרע. תכונה זו חשובה בעקר לגבי ביטומנים המשמשים למלוי תפרי התכווצות בצפוי בטון. את דגימת הביטומן מכניסים בין שני מלחצים, טובלים באמבט מים בטמפרטורה של 25°C . כעת מרחיקים את שני הקצוות זה מזה, דגימת הביטומן נעשית ארוכה יותר ויותר ודקה יותר ויותר, עד שהיא נקרעת. האורך אליו הגיע הדגימה, נקרא ה-"משיכות" ונמדד בס"מ. (עיין ציור 43).

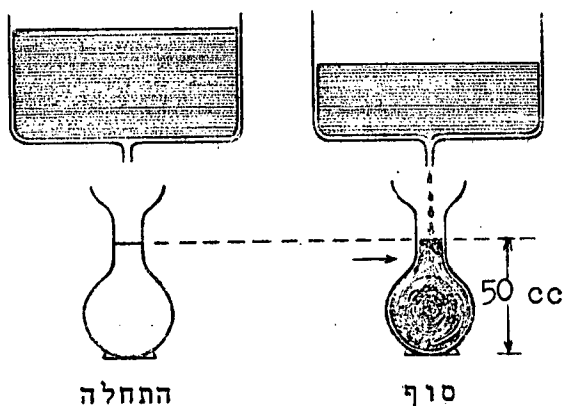
1. The first part of the report is a general introduction to the subject of the study. It discusses the importance of the study and the objectives of the research.

2. The second part of the report is a detailed description of the methodology used in the study. It includes information about the sample size, the data collection methods, and the statistical analysis techniques.

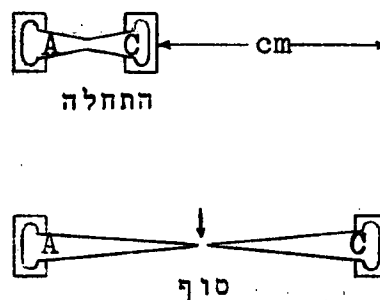
3. The third part of the report is a discussion of the results of the study. It presents the findings of the research and compares them with the previous studies in the field.

4. The fourth part of the report is a conclusion and a list of recommendations. It summarizes the main findings of the study and provides suggestions for future research.

5. The fifth part of the report is a bibliography of the sources used in the study. It lists the books, articles, and other references that were consulted during the research process.



ציור מס' 44



ציור מס' 43

ה. צמיגות של ביטומן שפיר

אופינית להתנגדות הביטומן לנזילה. מכלי מספסף הביטומן דרך פתח צר לתוך כלי מדידה. את הנסוי מבצעים בסמפרטורה קבועה מראש (כרגיל 25°C). הזמן הדרוש (בשניות) עד שכמות תקנית (כרגיל 50 סמ"ק) של ביטומן עובר מהכלי העליון לתחתון, מאפיין את התכונה הזאת. ככל שהחומר צמיד יותר, דרוש יותר זמן (עיין ציור 44).

2.6.2.3 רשימת התכונות העקריות (טבלה מס' 11)

(עיין ביבליאוגרפיה מס' 1)

מוצרי חב' "של" עבור ביטומנים רגילים רכים

130/150	180/200	280/320	300/350	400/500	ד ר ג ה	
1.00-1.05 40-46	1.00-1.05 37-43	0.99-1.04 33-38	0.99-1.04 31-36	0.98-1.03 28-33	משקל סגולי $25/25^{\circ}\text{C}$	
130-150 -	180-200 -	280-320 100	300-350 100	400-500 100	נקודת התרככות מידת חדירה ב- 25°C	
100	100	-	-	-	משיכות ב- 15°C	
					משיכות ב- 25°C	



מוצרי חב"ש"ל" עבור ביטומנים רגילים בינוניים וקשים

10/20	20/30	30/40	40/50	50/60	60/70	80/100	ד ר ג ה	
1.02-1.07	1.02-1.07	1.02-1.07	1.01-1.06	1.01-1.06	1.01-1.06	1.00-1.05		משקל סגולי 25/25°C
65-75	59-69	55-64	52-60	50-58	48-56	45-52		נקודת התרככות
10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	80-100	0.1mm	מידת חדירה 25°C
5	30	60	100	100	100	100	cm	משיכות ב- 25°C

מוצרי חב"ש"ל" עבור ביטומנים מנופחים

155/7	135/10	115/15	95/15	85/40	85/25	75/30	ד ר ג ה	
1.02-1.07	1.02-1.07	1.01-1.06	1.01-1.06	1.00-1.05	1.01-1.06	1.01-1.06		משקל סגולי 25/25°C
150-160	130-140	110-120	90-100	80-90	80-90	70-80		נקודת התרככות
5-10	7-12	10-20	10-20	35-45	20-30	25-35	0.1mm	מידת חדירות ב- 25°C
0	1	2	3	3	3	4	cm	משיכות ב- 25°C

מוצרי חב"ש"ל" עבור ביטומנים שפויכים

500/700	400/500	300/400	200/300	150/200	50/100	ד ר ג ה	
-----	-----	0.97	1.04	-----	-----	משקל סגולי 25/25°C	
500-700	400-500	300-400	200-300	150-200	50-100	צמיגות ב- 25°C, בשניות	
270-375	220-270	170-220	120-170	90-120	30-60	צמיגות ב- 30°C, בשניות	
-----	-----	100	350	-----	-----	מידת החדירות של השארית (לאחר התאידות) 25°C	

מפרט לביטומנים שפויכים בעלי התקשרות מהירה

RC -5	RC -4	RC -3	RC -2	RC -1	RC -0	צ י ו ן	
300-600	125-250	250-500	100-200	75-150	75-150	שניות	25° C צמיגות
						"	50° C "
						"	60° C "
						"	82° C "
						0.1 mm	מידת החדירות 25° C בשארית
-----	-----	-----	80-120	-----	-----	cm	משיכות 25° C השארית
-----	-----	-----	100	-----	-----		

מפרט לביטומנים שפויכים בעלי התקשרות בינונית

MC -5	MC -4	MC -3	MC -2	MC -1	MC -0	צ י ו ן	
300-600	125-250	250-500	100-200	75-150	75-150	שניות	25° C צמיגות
						"	50° C "
						"	60° C "
						"	82° C "
						0.1 mm	מידת החדירות 25° C בשארית
-----	-----	-----	120-300	-----	-----	cm	משיכות 25° C השארית
-----	-----	-----	100	-----	-----		

מפרט לביטומנים שפויכים בעלי התקשרות איטית

SC -5	SC -4	SC -3	SC -2	SC -1	SC -0	צ י ו ן	
300-600	125-250	250-500	100-200	75-150	75-150	שניות	25° C צמיגות
						"	50° C "
						"	60° C "
						"	82° C "
						cm	משיכות 25° C השארית
-----	-----	-----	100	-----	-----		

אי-אלה פרטים נוספים, להם - לפי דעת המחבר - יש קשר מועט לשמוש בביטומנים לצפוי תעלות, נמחנים בתקן ישראלי ת"י 161 (אוגוסט 1955) ולא מובאים במדריך זה.

2.6.3. שיטות צפוי בחומר ביטומני

2.6.3.1. כללי

כמו לגבי צפוי בטון, כן לגבי צפויי ביטומן, לא נספל במסגרת מדריך זה בציוד והמיכון הרב-גוני, בו משתמשים לבצוע הצפוי. מוסדות הנדסיים וקבלני-בצוע המציאו ושכללו עשרות שיטות הן לפזור חומר הצפוי והן להדוקו. הקורא מופנה לחומר ביבליוגרפיה המסומן במספרים: 1,2,3,4,5,14,21,22.

במדריך זה נצטמצם בהדרכה בבחירת התערובות השונות, במידות ובישום הסוגים השונים.

נציין את השיטות הבאות:-

- א. אספלט-בטון (Asphalt - Concrete) בתערובת בטמפרטורה גבוה.
- ב. תערובת קרה (Cold - Mix) לשמוש באספלטים שפיכים ובאמולזיות.
- ג. אספלט-מקדם (Asphalt-Macadam)
- ד. אספלט-חול (Sheet - Asphalt or Asphalt - Sand)
- ה. ממברנה מכוסה (Buried Membrane)
- ו. צפוי ע"י מחצלות טרומיות.

נוסף לשיטות העקריות הנ"ל נציין גם עבודות עזר או השלמה

כגון:-

- א. טיפול-הכנה בקרקע היסוד ע"י התזה או החדרה של ביטומן.
- ב. טיפול-איטום על פני צפוי קיים (Sealing)

כהשלמה של הדיון על צפויי-בטון ניתן תאור קצר לתערובות הביטומן והשמוש בהן לצרך מלוי תפריים.

2.6.3.2 הכנת קרקע היסוד

יש לנקות את קרקע היסוד מכל חומר אורגני ומחמרים רופפים, ולהדקה במידה מספקת, כדי שתוכל לשאת את עומס מכונות הצפוי. יש לישר את צורת התעלה בדיוק מכסימלי.

קרקעות מסוימות ותנאים מסוימים עלולים להיות מסוכנים לצפוי, עקב תפיחתם או עקב הצטברות מים מתחת לצפוי. חמרים בלתי רצויים יש להרחיק לעומק של 30 ס"מ לפחות ולמלא את מקומם בחמרים נקייזים. אם קרקע היסוד כלו - או בקטע של התעלה - מחומר לא רצוי יש לפזר מצע תחת לצפוי (עיין סעיף 2.4.2.4). אם הכנת מצע כרוכה בהוצאות גדולות או אינה מעשית מסיבות אחרות, אפשר להתקין צנורות ניקוז תחת לצפוי, כדי לסלק את עודפי המים.

שיטה אחרת באדמות חרסיתיות היא לכבוש את הקרקע ברכיבות אופטימלית לצפיפות מכסימלית ובמצב זה לכסות אותה בחומר הצפוי. הצפוי האטים יקטין את התיבשות הקרקע וסכנת התפיחה והתכווצות נעשית זניחה.



1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes the need for transparency and accountability in financial reporting.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It includes a detailed description of the experimental procedures and the statistical analysis performed.

3. The third part of the document presents the results of the study. It includes a series of tables and graphs that illustrate the findings of the research. The data shows a clear trend of increasing activity over time.

4. The fourth part of the document discusses the implications of the findings. It suggests that the results have significant implications for the field of study and may lead to further research in this area.

5. The fifth part of the document concludes the study. It summarizes the main findings and provides a final statement on the importance of the research.

באדמות לא קשירות, ובעקר בחול בעל הדרגה לקויה, קיימת סכנה של לחץ חיצון על הצפוי, אלא אם שפוע הדפנות מתון יותר מזוית השפיכה הטבעית של הקרקע. במידה ומסיבות שונות (למשל ערך גבוה של הקרקע) יש צורך בשפועים תלולים יותר, יש להגדיל במידה ניכרת את עובי הצפוי.

חשיבות רבה למניעת גידול צמחיה תחת לצפוי. צמחים חזקים מסוגלים לחדור דרך האספלט ולהרוס את הצפוי. משום כך יש לעקר את קרקע היסוד, חומר ההדברה צריך להיות חומר הורמוני(אשר משמיד) את השרשים וזרעים) ולא חומר-מגע.

על מנת לבחור בחומרי ההדברה המתאימים, יש להתייעץ במומחה. לכל סוג קרקע ולכל סוג צמחיה דרוש חומר אחר במנות שונות.

2.6.3.3 טיפול ראשוני (Priming coat)

על חשתית אשר סופגת מאד- דבר אשר עלול לגרום לבזבז בחומר הצפוי- יש להתיז בשכבה דקה אמולזיה או ביטומן שפיך מהסוג או ביטומן רגיל בתערובת של נפט או ספירט. הכמות הדרושה בערך 0.2-0.3 ק"ג למ"ר.

2.6.3.4 שכבת קישור (Tack coat)

שכבה זו משמשת להדבקה מעולה יותר בין היסוד לבין הצפוי. היא רצויה על אדמת צרורות או על צפוי ישן ושביר.

על קרקעית ושפועים מתונים (1:4 או מתון יותר) אפשר להשתמש לצורך זה בביטומן רגיל (280/320 - 300/350). על שפועים תלולים יותר יש להתיז ביטומן קשה יותר (60/70 - 80/100). שיעור ההתיזה 0.5-0.8 ק"ג למ"ר.

2.6.3.5 טיפול בקרקע (Soil treatment)

בתעלות קטנות אין לפעמים צורך בצפוי ממשי אלא מספיק טיפול קל בקרקע כדי להגדיל את יציבותה ובמידת מה גם את אטימותה. לצורך זה מספיק לתת על פני התעלה התזה של שמן-דיזל (2-4 ליטר על מ"ר) ועל זה 2-3 התזות נוספות של אמולזה ביטומנית.

2.6.3.6 אספלט-בטון (Asphalt concrete)

הצפוי החזק והיעיל ביותר. ממלא את כל הדרישות. התערובת מכילה אגרגטים (חול וחצץ) בהדרגה טובה, מלאן (אבק מחצבה, לס דק, או צמנט) ואספלט מתאים.

האגרגט צריך להיות מודרג כך שהגרגרים הקטנים ימלאו את חללי הגדולים יותר. הגרגר הגדול באגרגטים לא יעבור את רבע עד שלישי עובי הצפוי, לאחר הידוקו.



20

1. The first part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

2. The second part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the secretary. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

3. The third part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the treasurer. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

4. The fourth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the clerk. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

5. The fifth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the recorder. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

6. The sixth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the auditor. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

7. The seventh part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the assessor. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

8. The eighth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the collector. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

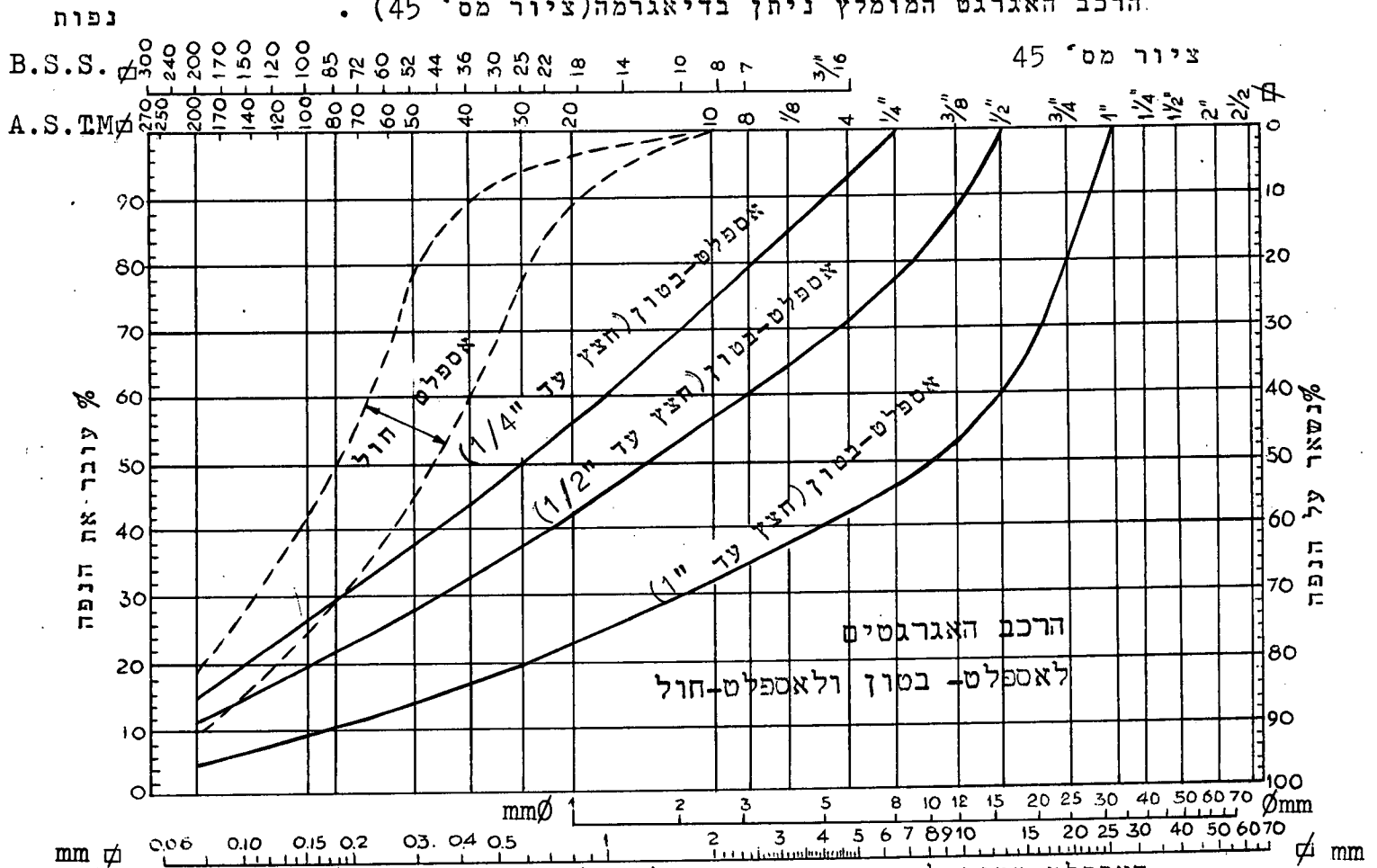
9. The ninth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the comptroller. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

10. The tenth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee who have been elected to the office of the controller. The names are listed in alphabetical order, and the addresses are given in full, including the street, city, and state.

עובי הצפוי (לאחר הדוקו) נקבע באופן נסיוני ע"י משרד הפתוח האמריקאי כפונקציה של ספיקת התכנון כדלקמן:-

ספיקת תכנון מכסימלית	עובי הצפוי (ס"מ)
$< 15 \text{ m}^3/\text{sec}$	6
15-40 "	8
> 40 "	10

הרכב האגרגט המומלץ ניתן בדיאגרמה (ציור מס' 45).



האספלט צריך להיות ביטומן רגיל בעל נקודת חדירות נמוכה. באקלים של ישראל רצוי אספלט 50/60, באקלים חם 30/40 או 40/50. כמות האספלט יהווה 6-8% (לפי משקל) של כל התערובת.

את האגרגטים יש לחמם בדודים מיוחדים עד כדי $110-115^{\circ}\text{C}$.
את האספלט מחממים עד כדי 200°C . לאחר החמום מערבלים את האספלט
עם האגרגטים ומפזרים את התערובת, כל עוד היא חמה.

ההדוק נעשה ע"י מכבשים מיוחדים עד לצפיפות, שאחוז החללים
לא יעלה על 2-4%.

אם עובי הצפוי עולה על 8 ס"מ, יש לצקת בשתי שכבות. את השכבה
השניה יוצקים על הראשונה כל עוד היא טרם התקררה.

שיטה זו יקרה מאד ויש להמליץ עליה רק לצפוי מובלים גדולים.
היא כמעט שאינה נמצאת בשמוש בתעלות ניקוז.

מקדם החכוך לפי מנינג, בצפוי זה בערך $0.015 \approx n$

2.6.3.7 תערובת קרה (Cold - mix)

שיטה זו דומה מאד לשיטת האספלט-בטון אמנם זולה יותר בבצוע, כי
אין צורך בחמום החמרים, אלא ייבושם באויר בלבד.

תערובת האגרגטים כמו באספלט-בטון. הביטומן מהטיפוס של ביטומן
שפ"ך RC או MC או אמולסיות.

חסרון השיטה שבשמוש של ביטומנים שפיכים הצפוי נשאר רך במשך
תקופה ארוכה (חדשים) ובשמוש באמולסיות מתהווים סדקים.

אין עדיין נסיון מספיק בשיטת צפוי זו, ולכן אינני ממליץ עליה
אלא אם יכולים לבצע קטעים נסיוניים.

2.6.3.8 אספלט-מקדם

שיטה זו נותנת עמידות גבוהה בפני חתירה אמנם אינה מבטיחה
אטימות. לכן היא מתאימה יותר לתעלות נקוז.

דוגמה טיפוסית לתערובת האגרגט:-

60-65% חצץ בגודל 15-35 מ"מ
30-25% " " " 5-15 מ"מ
5% מלאן (חול מחצבה דק, לס דק, או צמנט)
5% ביטומן.

הביטומן יכול להיות ביטומן רגיל קשה או בינוני באקלים חם
(דרגת 60/70 עד 80/100) או מהסוג הרך יותר (דרגת 130/150 עד
180/200) באקלים קר יותר. בתנאי צפון הארץ הדרגה 80/100 מתאימה
ובנגב רצויה הדרגה 60/70 ואפילו 50/60.

אפשר להשתמש גם בביטומן שפ"ך: באקלים מתון מהטיפוס MC
ובאקלים חם מהטיפוס RC.

את האגרגט אין לחמם אלא ליבשו באויר. ביטומן רגיל יש לחמם,
ביטומן שפ"ך באקלים חם אינו צורך חימום.

1. The first part of the report discusses the general situation of the country and the progress of the work in the various departments. It also mentions the results of the recent elections and the state of the economy.

2. The second part of the report deals with the internal affairs of the country, including the administration of justice, the education system, and the health services. It also mentions the progress of the various public works projects.

3. The third part of the report discusses the external relations of the country, including the relations with the neighboring countries and the international community. It also mentions the progress of the various diplomatic missions.

4. The fourth part of the report deals with the financial situation of the country, including the state of the treasury, the public debt, and the progress of the various financial reforms.

5. The fifth part of the report discusses the social situation of the country, including the progress of the various social reforms, the state of the labor movement, and the progress of the various social services.

6. The sixth part of the report deals with the military situation of the country, including the progress of the various military reforms, the state of the armed forces, and the progress of the various military projects.

7. The seventh part of the report discusses the progress of the various public works projects, including the construction of roads, bridges, and railways, and the progress of the various public utility projects.

8. The eighth part of the report deals with the progress of the various social services, including the progress of the various social welfare projects, the progress of the various health services, and the progress of the various education projects.

9. The ninth part of the report discusses the progress of the various diplomatic missions, including the progress of the various missions to the neighboring countries and the international community.

10. The tenth part of the report deals with the progress of the various financial reforms, including the progress of the various reforms of the tax system, the progress of the various reforms of the public debt, and the progress of the various reforms of the financial system.

11. The eleventh part of the report discusses the progress of the various social reforms, including the progress of the various reforms of the labor law, the progress of the various reforms of the social security system, and the progress of the various reforms of the social services.

12. The twelfth part of the report deals with the progress of the various military reforms, including the progress of the various reforms of the armed forces, the progress of the various reforms of the military equipment, and the progress of the various reforms of the military projects.

13. The thirteenth part of the report discusses the progress of the various public works projects, including the progress of the various projects of road construction, bridge construction, and railway construction, and the progress of the various projects of public utility construction.

14. The fourteenth part of the report deals with the progress of the various social services, including the progress of the various projects of social welfare, the progress of the various projects of health services, and the progress of the various projects of education.

15. The fifteenth part of the report discusses the progress of the various diplomatic missions, including the progress of the various missions to the neighboring countries and the international community.

16. The sixteenth part of the report deals with the progress of the various financial reforms, including the progress of the various reforms of the tax system, the progress of the various reforms of the public debt, and the progress of the various reforms of the financial system.

17. The seventeenth part of the report discusses the progress of the various social reforms, including the progress of the various reforms of the labor law, the progress of the various reforms of the social security system, and the progress of the various reforms of the social services.

18. The eighteenth part of the report deals with the progress of the various military reforms, including the progress of the various reforms of the armed forces, the progress of the various reforms of the military equipment, and the progress of the various reforms of the military projects.

19. The nineteenth part of the report discusses the progress of the various public works projects, including the progress of the various projects of road construction, bridge construction, and railway construction, and the progress of the various projects of public utility construction.

20. The twentieth part of the report deals with the progress of the various social services, including the progress of the various projects of social welfare, the progress of the various projects of health services, and the progress of the various projects of education.

את התערובת אפשר להכין במערבל רגיל. הפזור יוכל להעשות בעבודת ידיים באמצעות מגרפות מתאימות או במכונות.

לאחר הפזור יש להדק את הצפוי במכש קל או באמצעות מהדק-יד ברזל.

עובי השכבה כמו באספלט-בטון (עיין 2.6.3.6). מקדם החכוך לחשובים הידרוליים בערך $0.018 = n$.

2.6.3.9 אספלט-חול

שיטה זו נותנת אטימות טובה, אולם היא פחות עמידה בפני חתירה. צפוי זה עומד בפני מהירויות זרימה 30-40% גבוהות יותר מתעלה חשופה.

ציור מס' 45 נותן את התחום הרצוי להרכב החול.

התערובת יכולה לכלול או שלא לכלול מלאן. למקרה הראשון מומלץ:-

87% - 85 חול
5% - 7 מלאן
8% ביטומן

ובמקרה השני (בלי מלאן):

95% - 94 חול
5% - 6 ביטומן

הביטומן הרצוי: ביטומן רגיל 50/60 - 60/70 (תלוי באקלים) או ביטומן שפ"ך 5 MC

עובי הצפוי המוכן משחנה בין גבולות רחבים של 10-20 ס"מ. במידה והשמש זורחת יותר זמן ובאופן ממושך ישירות על הצפוי, יש לתת עובי גדול יותר.

צפוי זה יש להדק באמצעות מכש פנאומנטי (מין עגלה על הרבה גלגלי גומי קרובים זה לזה, ועמוסה אבנים או שקי חול) או במהדקי יד קלים. אין להשתמש במכשעים רגילים אלא במקרה יוצא מן הכלל, בתור הדוק אחרון, לאחר שהצפוי כבר מהודק ע"י הדוק קל.

2.6.3.10 ממברנה מכוסה (Buried Membrane)

שיטה זו אינה נותנת כל הגנה בפני חתירה, אינה מגדילה את עמידות התעלה, ומסרתה היחידה היא הקטנת החלחול. בתעלות נקוז שיטה זו כמעט שאינה שמושית.

את התעלה יש לחפור בחתך גדול יותר מהחתך ההידרולי המתוכנן, ב-30-50 ס"מ (יותר עמוק ויותר רחב).



חפירה נוספת זו תלויה בכך, האם לצורך החזקת התעלה והדברת צמחיה ישתמשו בעתיד במחפרים או לאו.

את החתך שנוצר ע"י חפירה מוגדלת זאת יש ליישר ובמקצת גם להדק. על הפנים המיושרות כנ"ל יש לפזר (בלחץ פנאומטי) שכבת ביטומן, בשעור של 6-8 ק"ג על מ"ר. לפי הנסיון המתאים ביותר ביטומן מנופח מהטיפוס R 85/40 או קרוב לזה.

לאחר שהצפוי התקשה יש לכסותו באדמה עד לחתך ההידרולי המתוכנן או בשכבת חצץ ואבנים.

2.6.3.11 צפוי ע"י מחצלות-אספלט טרומיות

השיטה זולה ומהירה. אין צורך בשום ידע מקצועי. היא כלכלית מאד בעבודות קטנות ומפוזרות, כי אין צורך במכונות ובדודים וההובלה היחידה היא של המחצלות המוכנות.

חסרונה העקרי שיש צורך בתעשייה המיצרת את המחצלות.

המחצלות נעשות ע"י יציקת אספלט על בד-ברזנט או על ניר חזק. לאחר התקשות האספלט מגלגלים את המחצלות לגלילים. מידה מקובלת של כל גליל 80-90 ס"מ רוחב ו-8-10 מטר אורך. האספלט בדרך כלל מהסוג של ביטומן מנופח, בשעור של 4-5 ק"ג למ"ר.

תערובת אחרת היא:-

כ- 43-44% חול גס

כ- 43-44% חול דק

כ- 12-14% ביטומן רגיל 120/150.

את המחצלות משטחים על פני תעלות קטנות באורך ובתעלות גדולות ברוחב. בכל מקרה יש לדאוג לחפיפה של כ-10 ס"מ בין מחצלת למשניה בשני הכוונים. את הקצוות מדביקים זה לזה ע"י אספלט חם.

מתחת למחצלות רצוי לעקר את הקרקע בפני גדול צמחיה. אם צפויה בתעלה שקיעת סחף אותו יש לנקות מדי פעם ע"י כלי חפירה, צריך לכסות את המחצלות בשכבת אדמה של 30-50 ס"מ (כמו בממברנה המכוסה). אם סכנה זו אינה קיימת, הצפוי יכול להיות גלוי.

2.6.3.12 טפול איטום על פני הצפוי קיים (Sealing Coat)

אם מסיבות שונות משתמשים בצפויים פחות אטימים (אספלט-מקדם, אספלט-חול) ורוצים להשיג אטימות גבוה יותר, יש לכסות את הצפוי בשכבה דקה נוספת.

למטרה זו יכול לשמש ביטומן רגיל מהדרגות הרכות (למשל 180/200) בשעור של 0.8-1.0 ק"ג על מ"ר, ובטמפרטורה גבוהה (כ- 180-200 C). גם ביטומן שפיר בעל צמיגות גבוהה, מתאים לתפקיד זה.

לאחר התזת הביטומן יש לכסותו בשכבת חול גס בשעור של 12-15 ק"ג למ"ר.

2.6.3.13 מלוי התפרים של צפוי בטון ע"י חומר ביטומני

בזמן הדיון על צפויי בטון - בין אם הצפוי יצוק במקום לבין אם הוא מלוחות טרומיים - הוזכר הצורך במילוי התפרים בחומר ביטומני.

קיימים מוצרים מסחריים רבים אשר לרוב נושאים את השם "מסתיק". הרכבם לרוב מהווה סוד מסחרי.

במסגרת מדריך זה ניתן רק תערובת אותה מכינים במקום. גם בזה קיימות שיטות רבות. המאחד ביניהן שאפשר להשתמש בחול מקומי דק, בלי דרישה מיוחדת לדרוג. בשפועי התעלות רצוי לערבב בתערובת גם חומר סיבי (כגון סיבי אסבסט, סיבי זכוכית, פסולת של צמר וכו'), על מנת למנוע נזילת התערובת בשפועים.

את הביטומן מחממים, מוסיפים את הסיבים (ללא חמום) ומערבלים. בנפרד מחממים גם את החול. בסוף מכניסים את החול החם לתוך מערבלי הביטומן החם וממשיכים לערבב עד שתתקבל מסה אחידה.

תערובת טובה לדוגמא:-

40%	ביטומן רגיל 40/50
55%	חול דק
5%	סיבים

אם צפוי הבטון עומד זמן רב (כמה שבועות לאחר התקשתו) לפני מלוי התפרים, רצוי לתת לפני הכנסת המלול טפול מוקדם ע"י התזה קלה של שמן-דיזל או אמולזיה.

7.2. צפויי מחרטים שונים

בזמן האחרון נכנסים לשמוש חומרים שונים לצפוי תעלות. ביניהם רצוי להזכיר את הצפוי בלוחות אסבסט-צמנט. שיטת העבודה כמו בלוחות טרומיים של בטון. החומר קל, נוח לעיבוד (אפשר לנסר את הלוחות לגודל הרצוי), נותן הגנה טובה בפני חתירה ועומד בפני חדירת צמחיה. חסרונו שהחומר שביר ועלול להנזק הן בזמן הנחה והן בזמן טיפול בתעלה ונקוייה.

חומרים פלסטיים, כמו פולי-וניל-כלוריד (P.V.C) ופולי-אטילן הן בצורת לוחות והן בצורת מחצלות או שטיחים, טובים בעקר בתעלות השקיה קטנות, למניעת חלחול מהתעלה. אין נסיון בחומרים אלה בתעלות נקוז.

חומרים כימיים שונים אשר ע"י החדרתם לקרקע נוצר "גל" האוטם את הקרקע, נמצאים כולם בשלבי מחקר ונסויים ואין עדיין אפשרות למתן המלצות מגובשות.



1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.

3. The third part of the document is a list of names and addresses.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses.

11. The eleventh part of the document is a list of names and addresses.

12. The twelfth part of the document is a list of names and addresses.

נספח א'

אחזקה ביולוגית של תעלות נקוז
בתנאי ישראל

מאת : שלמה אילן.

הערה: נספח זה חובר ע"י
מר שלמה אילן, משרד
החקלאות, ועל אחריותו
הבלעדית.

10/10/10

10/10/10

10/10/10

10/10/10

תוכן הענינים לנספח א'

עמוד

66	1. מבוא
66	1.1 האמצעים
66	1.1.1 דשוא בשתילה וזריעה של צמחיה נמוכה
66	1.1.2 נטיעת עצים ושיחים
66	1.2 הדרישות כלפי האחזקה הביולוגית
66	1.3 השפעת התנאים האיקולוגיים על הצמחיה בתעלה
67	2. דשוא התעלות
67	2.1 התכונות הדרושות מצמחי הדשוא
67	2.2 תערובת הצמחים לדשוא
68	2.3 טכניקת הדשוא
68	2.3.1 הכנת השטח
68	2.3.2 זמן הבצוע
68	2.3.3 הכנת השלוחות והשתילה
68	2.3.4 הזריעה
69	2.3.5 ההשקאה
69	2.3.6 האחזקה-קצירה, רעיה, ריסוס
70	2.4 אומדן הוצאות הדשוא
71	3. צמחי דשוא עקריים
71	3.1 דגנים
73	3.2 רחבי עלים
73	3.3 תערובת צמחי מספוא
74	4. נטיעות עצים ליד תעלות נקוז
74	4.1 השיטה
75	4.2 מקום הנטיעה
75	4.3 המינים החשובים לנטיעה
76	4.4 שמוש באמצעים טכניים
76	4.5 אומדן הוצאות
78	5. סיכום
83-80	6. צילומים אופיניים



THE UNITED STATES OF AMERICA
DEPARTMENT OF THE ARMY

OFFICE OF THE ADJUTANT GENERAL
WASHINGTON, D. C. 20315

MEMORANDUM FOR THE RECORD

SUBJECT: [Illegible]

1. [Illegible]

2. [Illegible]

3. [Illegible]

4. [Illegible]

5. [Illegible]

6. [Illegible]

7. [Illegible]

8. [Illegible]

9. [Illegible]

10. [Illegible]

11. [Illegible]

12. [Illegible]

13. [Illegible]

14. [Illegible]

15. [Illegible]

16. [Illegible]

17. [Illegible]

18. [Illegible]

19. [Illegible]

20. [Illegible]

21. [Illegible]

22. [Illegible]

23. [Illegible]

24. [Illegible]

25. [Illegible]

26. [Illegible]

27. [Illegible]

28. [Illegible]

29. [Illegible]

30. [Illegible]

31. [Illegible]

32. [Illegible]

33. [Illegible]

34. [Illegible]

35. [Illegible]

36. [Illegible]

37. [Illegible]

38. [Illegible]

39. [Illegible]

40. [Illegible]

41. [Illegible]

42. [Illegible]

43. [Illegible]

44. [Illegible]

45. [Illegible]

46. [Illegible]

47. [Illegible]

48. [Illegible]

49. [Illegible]

50. [Illegible]

51. [Illegible]

52. [Illegible]

53. [Illegible]

54. [Illegible]

55. [Illegible]

56. [Illegible]

57. [Illegible]

58. [Illegible]

59. [Illegible]

60. [Illegible]

61. [Illegible]

62. [Illegible]

63. [Illegible]

64. [Illegible]

65. [Illegible]

66. [Illegible]

67. [Illegible]

68. [Illegible]

69. [Illegible]

70. [Illegible]

71. [Illegible]

72. [Illegible]

73. [Illegible]

74. [Illegible]

75. [Illegible]

76. [Illegible]

77. [Illegible]

78. [Illegible]

79. [Illegible]

80. [Illegible]

81. [Illegible]

82. [Illegible]

83. [Illegible]

84. [Illegible]

85. [Illegible]

86. [Illegible]

87. [Illegible]

88. [Illegible]

89. [Illegible]

90. [Illegible]

91. [Illegible]

92. [Illegible]

93. [Illegible]

94. [Illegible]

95. [Illegible]

96. [Illegible]

97. [Illegible]

98. [Illegible]

99. [Illegible]

100. [Illegible]

1. מבוא

באחזקה הביולוגית משתמשים בצמח חי לשם יצירת כסוי צפוף שאינו מפריע למעבר המים החפשי.

1.1 האמצעים לאחזקה ביולוגית

שני האמצעים העקריים הם: הדשוא ונטיעת עצים ושיחים.

1.1.1 הדשוא

נוצר ע"י שתילה וזריעה; במטרה להגיע לצמחיה נמוכה. הדשא במדרון התעלות ואפילו בתחתיתן יכול להגן עליהם, ואף בכוחו להחזיק את הדפנות. במידה ושומרים על אמצעי אחזקה נאותים יכול הדשא להתחרות בהצלחה בצמחיה התמירה, הבלתי רצויה. כן יכול הוא לשמש למרעה ובצורה זו תהיה אף תועלת כלכלית ממנו.

1.1.2 נטיעות עצים ושיחים

בשולי התעלה ולפעמים בדפנותיה יש מקום לתכנון שדרות עצים ושיחים; לאלה ערך כמשרי-רוח. מתחת לנוף העצים לא מתפתחת בדרך כלל צמחיה בלתי רצויה. הנסיון בגליל העליון מראה שניתן להחזיק תעלה במצב תקין ונקי ע"י נטיעה צפופה של עצים בלבד.

1.2 הדרישות כלפי האחזקה הביולוגית

על הכסוי הצמחי למלא את התנאים הבאים:-

- א. מניעת סחיפה מדופן התעלה לתוכה ובתעלה עצמה.
- ב. התחרות בצמחיה בלתי רצויה.
- ג. השתלבות אורגנית ואסתטית לנוף הסביבה.
- ד. אחזקה זולה.
- ה. רצוי שיהיה לצומח המכסה ערך כלכלי נוסף.

1.3 השפעת התנאים האיקולוגיים על הצמחיה בתעלות נקוז

בחירת הצמחיה לייצוב הדפנות צריכה להעשות בהתחשב בשקולים איקולוגיים, כי תעלות הנקוז, כבית גידול לצמחים, אינן אחידות. יש הבדלים גדולים בין שולי התעלה העליונים והחלקים העליונים של המורד, היכולים להיות צחיחים, והדופן התחתון של התעלה, שם שוררים בדרך כלל תנאים של לחות יתר. מידת הלחות תלויה בעיקר בתנאי הסביבה. כאשר גובלים שדות שלחין עם התעלה, קיימת בדרך כלל תנועת מים תת-קרקעית לתוכה, ואף שפוליה נהנים מתוספת רטיבות. כמובן שבין שדות בעל התנאים שונים. התעלות המעבירות מי גשמים בלבד מהוות בדרך כלל בית גידול שחוק.



בנוסף לכך קיימים הבדלים גדולים בכמות המשקעים ובטיב הקרקע לפי אזורי הארץ השונים. במידה ואין ספול בתעלות הנקוז, תתפתח במהירות הצמחיה הטבעית, היכולה להגיע דרך שלבי מעבר שונים ל"יער גדות". יער זה מורכב מעצים שונים כמו ערבות, דולב, מילה, אשלים, צפצפות הפרת וכו'. מופיעים בו גם שיחים כמו שיח אברהם ומטפסים: פתל קדש, בני שיח, טיון, דביק, מינים רב - שנתיים ודגניים. יש בארץ טיפוסים שונים של יערות אלו. ברור שצמחיה זאת בלתי רצויה לאחזקת התעלות. העצים גורמים למערבולות, לשנוי האפיק ולהרס הגדה. בתעלות הם גורמים גם לסתימת התחתית ולהצטברות הסחף.

כל הגורמים יחד ישפיעו על תנאי גדול בתעלות, יש ללמוד אותם ולהתחשב בהם בבחירת הצמחים המתאימים, כדי לקבל את התוצאות הרצויות במינימום הוצאות ספול ואחזקה.

2. ד ש ו א ה ת ע ל ו ת

הנסיון אשר נרכש בארץ בדשוא תעלות מתבסס בעיקר על תצפיות מחקר ועבודה מעשית בגליל-העליון ובתעלות הקישון בתנאי שלחין.

2.1 התכונות הדרושות מצמחי דשוא

- א. עמידה בפני רעיה וקצירה.
- ב. התאמה לתנאים של בית הגידול.
- ג. התאמה לתקופה של הצפה.
- ד. התאמה לתקופת יובש ממושכת.
- ה. הגבלת התפוצה לאזור הרצוי. (יש למנוע שצמח דשוא יהפך לעשב רע המזיק לשטחי חקלאות בסביבה).
- ו. התפשטות מהירה והגנה טובה על הדופן.
- ז. מניעת הסתתמות התעלה ע"י הדשוא. (צמח אשר מתאים לתעלה רחבה ועמוקה, עלול להיות בלתי-מתאים לדרך מים רדודה ולהפריע למעבר המים).

2.2 תערובת צמחים

ברור שלא קיים שום צמח אשר יענה על כל הדרישות, לכן-בכדי למנוע ניוון השטחים- רצוי להשתמש בתערובת צמחים אשר יכלול:

- א. דגניים רב שנתיים להתפתחות קייצית.
- ב. דגניים רב שנתיים להתפתחות חורפית.
- ג. קטניות רב שנתיים.
- ד. קטניות חד שנתיים.

לתערובת היתרונות כדלקמן:

- א. אפשרות התאמת הצמח המתאים לבית הגדול המיוחד לו.
- ב. הקטנת סכון הניוון והפסדים ע"י מחלות ומזיקים.
- ג. השפעת גומלין טובה בין קטניות ודגניים.
- ה. הארכת תקופת הגדול של הצמחים בשטח.

2.3 טכניקת הדשוא

2.3.1 הכנת השטח

הכלל החשוב ביותר להצלחת הדשוא: בזמן השתילה חייב השטח המיועד לדשוא, להיות נקי מעשבי בר. רצוי איפוא לגשת לבצוע השתילה מיד עם גמר עבודת הכנת התעלה.

יש לפתוח את הקרקע המיועד לדשוא - במידת האפשר - ע"י קולטיוטור, מחרשה או דסקוס. אחר כך רצוי לישרו ולהחליקו. כדי לאפשר עבוד במכונת קציר ואחזקה תקינה בכלים מכניים רצוי ששפוע המדרון יהיה מתוכנן 1:3 עד 1:4 בתעלות נמוכות ובינוניות, ו- 1:4 עד 1:5 בתעלות עמוקות.

2.3.2 זמן בצוע הדשוא

היות ובשטחי השלחין מהווה עשב הקוקויו הצמח החשוב ביותר, קובע הוא את אופי העבודות. למעשה ניתן לשתול אותו במשך כל ימי השנה, אך התפתחותו תהיה מהירה ביותר בחודשי הקיץ החמים. במידה והדשוא נעשה מוקדם יותר בשנה, אפשר לשתול את הצמחים ברווחים גדולים יותר. דשון חנקני והשקאה מסודרת משפיעים על מהירות הכסוי.

בבצוע אחרי אמצע ספטמבר קיים חשש ששטפונות בשנה הראשונה יפגעו בצמחים הצעירים שעדיין אין בכוחם להגן על דפנות התעלה. לעומת זאת דורש הדשוא בעונה המאוחרת פחות ספולים ופחות מי-השקאה.

2.3.3 הכנת השלוחות ושתילה

חשוב להכין את השלוחות היטב ולשמור אותן במקום לח עד לשתילה. אין צורך בהקפדת יתר על הקיצוץ ואורך השלוחות, אך הנסיון מלמד, שרצוי להשתמש בעיקר באותן השלוחות אשר גדלו בתוך הקרקע. לפני השתילה פותחים תלמים עם מתלם. עומק התלם יהיה כ-15-20 ס"מ והרווח בין התלים יהיה בהתחלת הקיץ 1.50 מ' ובסוף הקיץ 50 ס"מ. אחרי פתיחת התלמים יש להשקות את השטח. אחרי הפזור של השלוחות בתוך התלמים מכסים אותן ב-5-10 ס"מ קרקע וממשיכים להשקות.

2.3.4 הזריעה

בין השורות השתוללות מפזרים תערובת זרעים. הנסיון מראה שרוב הזרעים נובטים בשטחים אשר מושקאים ע"י מטרות. יתכן שהנביטה תמשך מספר חודשים.

קשה לקבוע את כמות הזרעים. במידה וקיימת אפשרות להכין מצע זרעים והצנעה מכנית לעומק של 0.5-1 ס"מ, מספיק לזרוע 1 ק"ג עד 1.5 ק"ג תערובת לדונם. בתנאים של פזור זרעים ביד על פני השטח, ללא הצנעה, יש לזרוע 3-4 ק"ג זרעים לדונם.

2.3.5 ההשקאה

השטחים דורשים השקאה מסודרת במשך 1-2 שנים. רצוי לתכנן את מערכת ההשקאה וכל האביזרים כגון: משאבות, עגלת צנורות, חזוקי הממטרות וכו', כבר בשלב ההכנה.

סכימת ההשקאה פשוטה: במידה ושותלים בחודשי הקיץ יש לתת השקאה מכינה יסודית לפני פזור השלוחות.

במשך השבועיים הראשונים יש לתת השקאה הנבטת: פעם ביום חצי שעה, אחרי שבועיים עד שישה שבועות מספיק להשקות 1-2 שעות פעם בשבוע. אחרי חודשלים מספיקה השקאה אחת ובמשך 4-6 שעות פעם בשבועיים. החל מהשנה השניה אין צורך בכלל בהשקאה. אך 1-3 השקאות עזר במשך הקיץ יוסיפו לעלות את יבול צמחי המרעה ולהחזיק את הצמחיה במצב רענן בסה"כ נחוצים לשנה הראשונה כ-500 מ"ק מים לכל דונם.

2.3.6 אחזקה: קצירה- רעיה-רסוסים

אחזקת השטחים בשיטת הדשוא מבוססת על משטר של רעיה או קצירים. במידה ולא קיים נהול קפדני, תתפתח במהירות שוב הצמחיה הבלתי רצויה, כי הצמחים האופייניים לשפת הביצות ולגדות הנחלים, חזקים יותר מטבעם מצמחי המרעה. אך הצמחיה הטבעית אינה עמידה, בדרך כלל, לתנאי דריכה, קצוץ, ורעיה. לכן ניתן להחליפה ע"י צמחי מרעה ואחר, העמידים לתנאים אלו. אם כי לצמחי המרעה שוב דרושים תנאים של אור, הם יתנווננו בצל השורר בין צמחי הקנה ועצי יער הגדות. כל הטפולים האגרוטכניים חייבים להתחשב בשני הגורמים האקולוגיים אלה: השפעת האור והשפעת הקצוץ המתמיד, והיחס ההדדי ביניהם.

בעיות בפני עצמן מהוות תעלות שדפנותיהן כה תלולות עד שאין לעלות עליהם במכונות חקלאיות רגילות. הטפול בתעלות אלו יקר בהרבה. אם קיימת בהן צמחיה בלתי רצויה יש להשמידה באמצעים כימיים. קיימת גם אפשרות להגיע לצמחיה פחות תוקפנית ע"י מספר רסוסים סלקטיביים.

כאשר נוצרים כתמים של צמחיה בלתי רצויה (למשל פתל), על אף הרעיה או קצירה, יש לרססם בקוטלי עשבים מתאימים.

את הקציר הראשון רצוי לבצע בחרמש, לאחר שהשטח התכסה כבר באופן מלא, יש לקצור 2-4 פעמים בשנה, במקצרה או במכסחת. הכלים הטכניים, שפותחו בחו"ל לנסיעה על המדרונות, אין עדיין נמצאים בארץ.

אף במקרה של קיום משטר רעיה, הכרחי לקצר מדי פעם. ידוע שהבהמות אוכלות באופן סלקטיבי וקיימת הסכנה שצמחים בלתי רצויים מסויימים (פתל, סוף וכו') יתגברו שוב תוך מספר שנים. בארץ חסר עדיין נסיון של רעיה ממושכת לאורך תעלות נקוז ונחלים. בשטחים דומים, בהם נשתל עשב קוקויו (למשל ברכות דגים) הגיעו ליבולים קבועים של מרעה עד כדי 700 יחידות מזון לדונם. עדרי צאן או בקר יכולים לרעות במשך 10 חדשים בשנה, בהפסקות של 3-5 שבועות בין רעיה לרעיה.

0-1000

1. The first part of the report is a general description of the project and its objectives. It includes a brief history of the project and a statement of the problem to be solved.

2. The second part of the report is a detailed description of the methodology used in the study. It includes a description of the data collection methods and the statistical analysis techniques used.

3. The third part of the report is a discussion of the results of the study. It includes a description of the findings and a comparison of the results with the objectives of the study. It also includes a discussion of the limitations of the study and suggestions for future research.

4. The fourth part of the report is a conclusion. It summarizes the main findings of the study and provides a final statement on the project.

5. The fifth part of the report is a list of references. It includes a list of all the sources used in the study, including books, articles, and other documents. It also includes a list of all the people who have contributed to the study, including the author and other researchers.

6. The sixth part of the report is an appendix. It includes a list of all the data collected during the study, including raw data and processed data. It also includes a list of all the figures and tables used in the study.

7. The seventh part of the report is a glossary. It includes a list of all the terms used in the study, including technical terms and common terms. It also includes a list of all the abbreviations used in the study.

8. The eighth part of the report is a bibliography. It includes a list of all the sources used in the study, including books, articles, and other documents. It also includes a list of all the people who have contributed to the study, including the author and other researchers.

9. The ninth part of the report is a list of all the figures and tables used in the study. It includes a list of all the figures and tables used in the study, including raw data and processed data. It also includes a list of all the figures and tables used in the study.

2.4. אומדן הוצאות הדשוא

המספרים הנתונים דלמטה מבוססים על דשוא הירדן המחודש ליד כפר בלום ועמיר. התנאים במקום זה: שדות שלחין, שתילה וזריעה של הדשוא. (המספרים מתיחסים ל-1 דונם).

הוצאות בשנה ראשונה

<u>שעות עבודה אדם</u>	<u>שעות עבודה טרקטור</u>
2	1
3	
8	
1	
4	
2	
2	
8	
24 ש"ע	7 ש"ע

הכנת השטח, חריש, דיסק, יישור,
פתיחת תלמים
הכנת חומר שתילה
פזור שלוחות, כסוי תלמים
פזור זרעים
1 קציר יד
3 קצירים במכונה
15 השקיות (ממוצע) כולל העברת צנורות

ובכסף:

3 ימי עבודה אדם	לפי	20.- ל"י	הם	60.- ל"י
7 שעות טרקטור עם כלים	"	10.- ל"י	"	70.- ל"י
3 ק"ג זרעים				20.- ל"י
500 מ"ק מיים (כולל דמי שמוש				
בצנורות)	"	10.- אג'	"	50.- ל"י
100 ק"ג דשן כימי				30.- ל"י
מינהל ובלתי נראות מראש				20.- ל"י

סה"כ
בשנה הראשונה 250.- ל"י

הוצאות אחזקה מהשנה השנייה או השלישית

3 קצירים במכונה, 2 שעות טרקטור	הם	20.- ל"י
דשן ושונות		10.- ל"י
לפי הצורך: 3 השקיות בשנה השנייה		10.- ל"י
לפי הצורך: 3 השקיות בשנה השלישית		10.- ל"י

סה"כ בשנה
השנייה והשלישית 30.- 50.- ל"י
10 - 15
מנהלה וכלליות
40 - 65 ל"י

1. The first part of the report

describes the general situation of the country and the results of the survey.

2. The second part of the report

describes the results of the survey in detail.

3. The third part of the report

describes the results of the survey in detail.

4. The fourth part of the report

describes the results of the survey in detail.

5. The fifth part of the report

describes the results of the survey in detail.

6. The sixth part of the report

describes the results of the survey in detail.

7. The seventh part of the report

describes the results of the survey in detail.

8. The eighth part of the report

describes the results of the survey in detail.

9. The ninth part of the report

describes the results of the survey in detail.

10. The tenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

11. The eleventh part of the report

describes the results of the survey in detail.

12. The twelfth part of the report

describes the results of the survey in detail.

13. The thirteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

14. The fourteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

15. The fifteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

16. The sixteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

17. The seventeenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

18. The eighteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

19. The nineteenth part of the report

describes the results of the survey in detail.

20. The twentieth part of the report

describes the results of the survey in detail.

21. The twenty-first part of the report

describes the results of the survey in detail.

22. The twenty-second part of the report

describes the results of the survey in detail.

23. The twenty-third part of the report

describes the results of the survey in detail.

24. The twenty-fourth part of the report

describes the results of the survey in detail.

25. The twenty-fifth part of the report

describes the results of the survey in detail.

3. צמחי דשוא עקריים

3.1 דגנים

3.1.1 עשב קוקויו KIKUJU GRASS - Pennisetum Clandestinum

בין צמחי הדשוא לתעלות שלחין, הידועים לנו עד היום, חופש שוב קוקויו המקום החשוב ביותר, כי הוא עונה על רוב הדרישות. מולדתו במישורים הגבוהים של אפריקה המרכזית והמזרחית, הוא גדל ברומים של 2,000 מ"מ מעל פני הים ומקבל במולדתו כ-1,000 מ"מ גשם. החלקים אשר גדלים מעל פני הקרקע אינם עמידים בפני קרה. במידה והצמח נחקף ע"י כפור הוא מתיבש, אך מתחדש במהרה מרשת קנה השורש אשר בתוך הקרקע. לארץ הוכנס כבר לפני 35 שנה ע"י מר נתן גיל. עד כה השתמשו בו בעיקר בדשאים ובגינות נוי. בתנאים מסוימים יורדים שרשיו עד לעומק של 3 מ' לכן הוא מראה עמידות לתקופות יובש. דרושים לו תנאי קרקע טובים, עומק ופוריות; לפי הנסיון משטחי הדשא בגינות הנוי, סובל העשב אחרי מספר שנים מעייפות הקרקע. בתנאי פוריות קרקע ירודה מופיעות מחלות וסימני התנוונות אחרים. לכן הגענו למסקנה שרצוי לשחול אותו מהתחלה עם מיני קטניות ודגנים נוספים.

החסרון הגדול של הקוקויו: סכנת התפשטות (אומנם רק הווגטטיבית) לשדות בסביבת התעלות. משום כך דרושה השגחה מתמדת על התעלות השתולות. כנראה אין הקוקויו חונס זרעים בארץ.

רבוי הצמח נעשה ע"י שלוחות. כאמור תלוי מרחק השתילה (בין 0.50-1.50 מ') בתקופת השתילה, תנאי פוריות הקרקע וסדורי השקאה במקום. הוא עמיד מאד לרעיה. במידה ואין אפשרות להעלות בהמות על השטח יש לקצר 2-4 פעמים בשנה. הוא נהנה מאד מגדול משותף עם קטניות. בתנאים ללא קרה נשאר ירוק במשך כל ימי השנה.

הנסיון מלמד שהקוקויו אינו מתאים לתעלות חרבות בחודשי הקיץ אשר עוברים בשטחים בלתי מושקאים.

3.1.2 היבלית המצויה BERMUDA GRASS - Cynodon Dactylon

כילידת הארץ חופסת היבלית המצויה מקום חשוב בין הצמחים אשר באים בחשבון לדשוא. למעשה מסוגל צמח זה להצליח ברוב הקרקעות, אפילו בקרקע מלוחה. הוא עמיד ביותר לתקופות יובש אך אחרי השקאה או אחרי גשם יצמיח במהירות ירק. רצוי להשתמש באקוטיפים מקומיים. הרבוי נעשה ע"י קני שורש.

בארצות הברית פותחו זני יבלית מתורבתים אשר מפיצים אותם בשם עשב ברמודה. הזן קוסטל ברמודה מתרבה ע"י שלוחות, בוחנים אותו במקומות שונים בארץ.

הזן ועשב ברמודה נ"ק 37 (N.K.) נתן לרבוי ע"י זריעה. היום לא ממליצים להשתמש בו בגלל סכנת התפשטות לשדות.

3.1.3 פספלוך דו-טורי DALLIS GRASS - Paspalum Distichum

גדל בר בעמק החולה לאורך הנחלים. היות ואין עדיין זרעים בשוק, מרבים את העשב ע"י שתילת קני שורש. הצמח אוהב ביתי גדול לחים, הוא בעל גדול מהיר, מכסה שטחים במהירות, הוא פחות תוקפני מקוקויו. נאכל ברצון ע"י בקר. הפספלוך הדו-טורי מגיע לגובה של 30 ס"מ. הוא יצליח בעיקר במקומות בהם מי תהום קרובים לפני הקרקע.

חסרונות: נכנס מוקדם לתרדמה חורפית ונשאר בה במשך כל ימות החורף, ולמעשה יש לו רק 6-7 חודשי גידול.

הוא עלול לצמוח גם בתוך המים ולכן הוא עלול לגרום לסתימות של תעלות רדודות, צרות.

3.1.4 דוחן זוחל CREEPING PANIC GRASS - Panicum Repens

גדל בר ברוב חלקי הארץ, בבתי גדול לחים (לאורך הנחלים). הצמח מגיע לגובה של 70 ס"מ. הרבוי נעשה ע"י קני שורש. עמיד להצפות ממושכות וגם לתקופות יובש קצרות. בשנת הגידול הראשונה גדל לאט, אך נעשה תקיף אחרי התבססות. גם הוא יצליח בעיקר במקומות בהם מי תהום קרובים לפני הקרקע.

הדוחן עלול לצמוח בתוך מים רדודים ולגרום לסתימות תעלות צרות.

חסרון נוסף: תקופת תרדמה ארוכה, התעוררות מאוחרת.

3.1.5 עשב רודס RHODES GRASS - Chloris Gayana

בשנה האחרונה הוחל בשימוש בצמח זה בדשא הירדן. עד כה היו התוצאות טובות. עשב הרודס מראה עמידות ליובש, אך יש לו תרדמה חורפית ארוכה. הוא מפזר זרעים בשפע לכן לא רצוי להשתמש בו בקרבת מטעים, שדות שלחין.

3.1.6 דוחן מכחיל BLUE PANIC GRASS - Panicum Antidotale

מולדתו: מזרח אסיה הטרופית-אוסטרליה. רבוי ע"י זרעים. עמיד לתקופות יובש - מגיע ל-1.50 מ' גובה. דורש קציר או רעיה קבועה. מקומו בתכנון: תעלות יבשות, חלק עליון של הדופן.

3.1.7 דוחן קולורטום Panicum Coloratum

עשב רב שנתי שאינו מבשיל זרעים בתנאי הארץ. הוא מתאים במיוחד לבתי גדול יבשים ולקרקעות קלות. הרבוי ע"י ייחורים. אינו נאכל ברצון ע"י צאן ובקר. מתאים לשתילה בדרכי מים יבשות.

THE UNITED STATES OF AMERICA

DOCTOR OF PHILOSOPHY

IN THE

SCHOOL OF THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

THE

LIBRARY OF THE

UNIVERSITY OF

3.1.8 חילף בכות WEeping LOVE GRASS - Eragrostis Curvula

עשב רב שנתי יוצר גושים גדולים, מתאים בעיקר לקרקעות חוליות. הרבוי ע"י זרעים. קיימים קשיים בהנבטה, הזרעים קטנים מאד, לכן דרושה הקפדה מיוחדת בשעת הנביטה. הזרעים מאבדים את כושר נביטתם תוך שנתיים. לכן אין סכנה ממשיה לתפוצת הצמח לעשב שוטה.

3.2 רחבי עלים

3.2.1 ליפיה זוחלת Lippia Nodiflora

צמח רב שנתי ממשפחת הורבניים אשר גדל בר בבתי גדול לחים, לאורך נחלים (משתמשים בו גם כצמח דשא בגינות הנוי, צמח דבש חשוב). הליפיה עמידה לתקופות יובש. מגיעה לכסוי צפוף אך לא עומדת לאורך ימים בהתחרות עם צמחים חזקים ממנה. רצוי להכניסה לתערובת הכללית. הרבוי ע"י שתילת שלוחות בכל ימי השנה. הליפיה יכולה לתפוס מקום חשוב לדשוא תעלות קטנות ודרכי מים בתוך פרדסים ומטעים. אין היא מתאימה למרעה.

3.2.2 קטניות חורף חד שנתיים

Medicago Hispida	אספסת מצויה
" Triboloides	אספסת קטועה
Vicia Dasycarpa	בקיה סגונית

קטניות חורף חד שנתיים אלו ומינים אחרים באים בחשבון לזרוע בתוך שטחי הדגניים. הם מסוגלים לשזור את עצמם מדי שנה מחדש ויכולים בצורה זאת לגוון את הצמחיה.

3.2.3 תלתנים רב שנתיים

תלתן זוחל-תלתן לדינו LADINO CLOVER - Trifolium Repens
תלתן הביצות STRAWBERRY CLOVER-Trifolium Fragiferum
2 המינים של תלתנים רב שנתיים תופסים מקום חשוב בתערובת הדשוא. הם או זנים אשר קרובים להם, גדלים בר בבתי גדול לחים. הרבוי נעשה ע"י זרעים או ע"י שתילת שלוחות.

הם שולחים שלוחות רבות גם מעל פני הקרקע וגם בתוך האדמה. הם ממלאים תפקיד חשוב בהעשרת החנקן בקרקע.

3.3 תערובת צמחי מספוא חד-שנתיים

כאשר העונה מאוחרת (סוף ספטמבר, התחלת אוקטובר) ויש צורך להגן על התעלה באופן דחוף לקראת הגשמים, אפשר לזרוע תערובת של צמחי מספוא רגילים, בייחוד: בקיה, תלתן מוסגוי ושעורה. מנת הזריעה צריכה להיות במקרה זה משולשת מזו הנהוגה בשדות. יש לתת דשון ביד רחבה ולהשקות עד בא הגשמים. באביב הבא אפשר לדאוג לדשוא קבוע של התעלה.

דוגמה של הרכב תערובת לשחילה (עמק החולה)

לשחילת תערובת	עשב קוקויו	60-70%
	פספלוך דו-טורי	10%
	יבלית מקומית	10%
	דוחן זוחל	10%
	ליפיה זוחלת	10%

בין השורות זורעים תערובת:

פספלוך תרבותי	10%-20%
עשב רודס	10%-20%
דוחן מכחיל	10%
בן-אפר	10%
תלתן זוחל תלתן הביצות	30%-20%-10%
אספסת מצויה	10%
בקיה ססגונית	10%

4. נטיית ערוץ עצי ליד תעלות נקורז

4.1 השיטה

ע"י נטיעה צפופה של תערובת עצים ושיחים מתאימים ניתן ליצור כעבור מספר שנים כסוי צפוף. נסיון בגליל העליון מראה שניתן להחזיק תעלה במצב תקין ונקי בשיטה זאת. העצים פתחו נוף רחב. דופן התעלה הנמצא בצל העצים, נשאר למעשה בלי עשבים חד שנתיים ורב שנתיים. במשך 14 שנה לא היה צורך לנקות את התעלה הזאת. שורשי העצים מחזיקים אומנם את כל השטח המדרוני אך לא נראים בתחתית התעלה.

ברור שאוכלוסיה צפופה של עצים מאדה כמויות מים רציניות אך נראה לנו שהיתרונות של שיטת היעור גדולים מחסרונותיה:

- א. כעבור מספר שנים מגיעים לאחזקה זולה.
- ב. לאחר גדול העצים לגובה תפתח גדרה גבוהה אשר תשמש משבר רוח לשדות הסמוכים.
- ג. על ידי נטיעת עצים במדרונות התעלות ניתן לנצל שטחי קרקע, אשר מהווים תמיד בעיות מתוך קשיי ניצולם ואחזקתם.
- ד. אחרי תקופה מסוימת (20-30 שנה) מקבלים יבול כלכלי של עץ.
- ה. כל נטיעה במרחב החקלאי משנה את הנוף הכללי. נוף מגוון סיפופי לאזור "מתורבת" מתהווה על ידי שילוב גורמים שונים. משברי רוח יוצרים תנאים טובים לאיזון שווי משקל ביולוגי לשטחים החקלאיים. סביבה יפה ומגוונת משפיעה לאורך ימים לא רק על ההרגשה הטובה של האוכלוסיה המקומית, אלא היא יכולה גם להיות גורם מושך עבור תושבי המרכזים העירוניים הרחוקים.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and the role of the accounting department in ensuring the integrity of the financial data.

2. It then goes on to describe the various methods used to collect and analyze financial data, including the use of spreadsheets and specialized accounting software.

3. The document also addresses the challenges faced by the accounting department in dealing with complex financial transactions and the need for effective communication and collaboration with other departments.

4. Finally, it concludes by emphasizing the importance of ongoing training and development for accounting staff to stay up-to-date with the latest industry trends and technologies.

הצעת הנטיעה מבוססת על מספר עקרונות:

א. נטיעה מעורבת:

נטיעה של מיני עצים ושיחים שונים. רצוי להשתמש בעיקר בצמחים מקומיים אשר גדלים גם בר בסביבה.

ב. נטיעה צפופה:

נטיעה צפופה תגרום לכסוי מלא ומהיר. מרחק הנטיעה יהיה 0.60 עד 1.00 מ' בתוך השורה ו-1.00 מ' עד 2.00 מ' בין השורות. במרחקי נטיעה 1x2 נחוצים בדרך כלל 3,000 שתילים לאורך 1 ק"מ נטיעות. השטח לנטיעה יגיע ל-5 דונם. בחנאי טפול טובים ניתן להגיע לכסוי מלא כבר אחרי 3-4 שנים. אחרי 6-8 שנים יהיו התנאים של צל מלא לכל רוחב התעלה. במשך השנים יהיה צורך במספר עבודות דלול.

4.2 מקום הנטיעה

בכדי לאפשר גישה לכלים מכניים לנקוי התעלות ניתן רק לנטוע מדרון אשר פונה אל הצפון או אל המערב. (בצורה זאת מגדילים את האפקט של הצל).

יתכן שהשילוב: דשוא בצד אחד ונטיעה בדופן השני יתן פתרון טוב להחזקת התעלות. פתרון הנטיעה יתאים במיוחד לתעלות צרות ועמוקות אשר דרושות לנקוז עמוק. תעלות אלו אינן מעבירות כמויות גדולות של מי שפונות.

בדרך כלל רצוי לנטוע רק בקצה העליון של דופן התעלה.

4.3 המינים החשובים לנטיעה

א. יסוד הנטיעה יהווה רשת של עצים גבוהים: צפצפות, דולב (Platanus) עצים אלה נוטעים במרחק של 20-30 מ' איש מרעהו.

ב. בין העצים המגיעים לגובה רב נתן לנטוע עצים בינוניים: כמו מילה סורית FRAXINUS SYRIACA, אזדרכת MELIA, רוביניה בת השיטה ROBINIA PSEUDOACACIA, שיטות, חרובים, אילות, אלונים, וברושים. המרחק בין עצים אלו יהיה 4-6 מטר.

ג. השיחים: מלוי כל השטח ע"י שיחים שונים כמו; אשחר רחב עלים RHAMNUS ALATERNUS, הדס MYRTUS, כליל החורש CERCIS SILIQUASTRUM, לבנה STYRAX, עץ השמן OLEAGNUS, מלוח ATRIPLEX.

בקצה העליון של הדופן הפונה אל הדרך או לשדה רצוי לנטוע את המינים אשר עמידים יותר לתנאי יובש (מלוח, שיטות, חרוב, אילות, לבנה). בחלק התחתון של המורד ניתן לנטוע את המינים שאוהבים תנאי רטיבות (דולב, מילה, צפצפות, כליל החורש, אשחר).

הערה: עץ האקליפטוס כמרכיב יחיד אינו מתאים במיוחד בגלל הצל הדליל שעץ זה מסיל.

4.4 שמוש באמצעים טכניים

- כדי להגיע להספקי עבודה טובים רצוי להשתמש בשיטות משוכללות:
- הנטיעה תתבצע רק על שטחים נקיים: כלומר בדופן של תעלה אשר תיבנה טפול טכני, לנקוי עשבים.
 - פתיחת הבורות במדרון תיעשה ע"י מקדח מכני.
 - רצוי להשתמש בשתילים אשר גודלו בשקיות פלסטיות, דבר אשר מאפשר גם נטיעה סתוית וקייצית.
 - רצוי להשתמש באמצעי רסוס בקוטלי עשבים סלקטיביים במלחמה בעשבים. אך יש להזהר שלא לפגוע בשתילים הצעירים.
 - השתילים יקבלו 4-6 השקאות בשנה הראשונה. משאבה ניידת על גלגלים תאפשר נצול מקור מים בתעלה עצמה.

4.5 אומדן הוצאות לנטיעה

(לאורך 1 ק"מ תעלה, 3 שורות, הרווחים 2x1 מ', סה"כ שטח נסוע 5 דונם).

העבודה הדרושה בשנה הראשונה:

3 ימי עבודה	א. סימון השורות ובורות הנטיעה
" " 4	ב. פתיחת 3,000 בורות במקדח מכני
" " 4	ג. הובלת השתילים ופזורם
" " 30	ד. נטיעת 3,000 שתילים
" " 15	ה. סדור צלחות
" " 20	ו. 4 השקיות (5 י"ע כ"א)
" " 4	ז. מנהלה ושונות
80 ימי עבודה	סה"כ

ההוצאות בשנה הראשונה:

80 ימי עבודה	לפי 20.- ל"י	הם 1,600.- ל"י
שמוש במקדח 16 שעות		" 100.-
שמוש במשאבה ניידת להשקיה		" 100.-
רסוס להשמדת עשבי בר, 5 דונם לפי 20.- ל"י	הם	" 100.-
3,000 שתילים של עצי יער לפי 10 אג"הם		" 300.-
שונות ובלתי נראות מראש		" 300.-
	סה"כ לשנה ראשונה	2,500.- ל"י

הוצאות בשנה השנייה:

רסוס, כמו בשנה ראשונה		100.- ל"י
עדור ותלול השתילים, 20 י"ע לפי 20.- ל"י	הם	400.- ל"י
	סה"כ בשנה שנייה	500.- ל"י

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress, dated January 1, 1861.

2. The second part is a report from the Secretary of the Treasury, dated January 1, 1861.

3. The third part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 1, 1861.

4. The fourth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

5. The fifth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

6. The sixth part is a report from the Secretary of the State, dated January 1, 1861.

7. The seventh part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

8. The eighth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

9. The ninth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

10. The tenth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

11. The eleventh part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

12. The twelfth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

13. The thirteenth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

14. The fourteenth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

15. The fifteenth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

16. The sixteenth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

17. The seventeenth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

18. The eighteenth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

19. The nineteenth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

20. The twentieth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

21. The twenty-first part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

22. The twenty-second part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

23. The twenty-third part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861.

24. The twenty-fourth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1861.

הוצאות בשנה שלישית:

לפי המצב ייתכן שצריך לחזור מחדש
על הפעולות של השנה השניה, בסה"כ
500.- ל"י

לפי כך ההוצאות במשך שלושת השנים הראשונות תסתכמה
בין 3,000.- עד 3,500 ל"י, או 600-700 ל"י להונם.

בחנאים של נטיעה מעורבת יהיו - אחרי 15-20 שנה - כ-50
עצי צפצפה וכ-300-500 עצי מילה, דולב, רובינה, וכו' לאורך כל ק"מ
תעלה.

אם מחלקים את כל ההוצאות לתקופה של 30 שנה, מתקבלת
המסקנה, שהן נמוכות בהרבה מההוצאות של האחזקה המקובלת ע"י
ריסוסים, נקוי מכני וכו'. וזאת אף מבלי לקחת בחשבון את
ההכנסה ממכירת העצים ואת השפעתם החיובית על הסביבה כמשברי רוח.



THE

THE

THE

THE

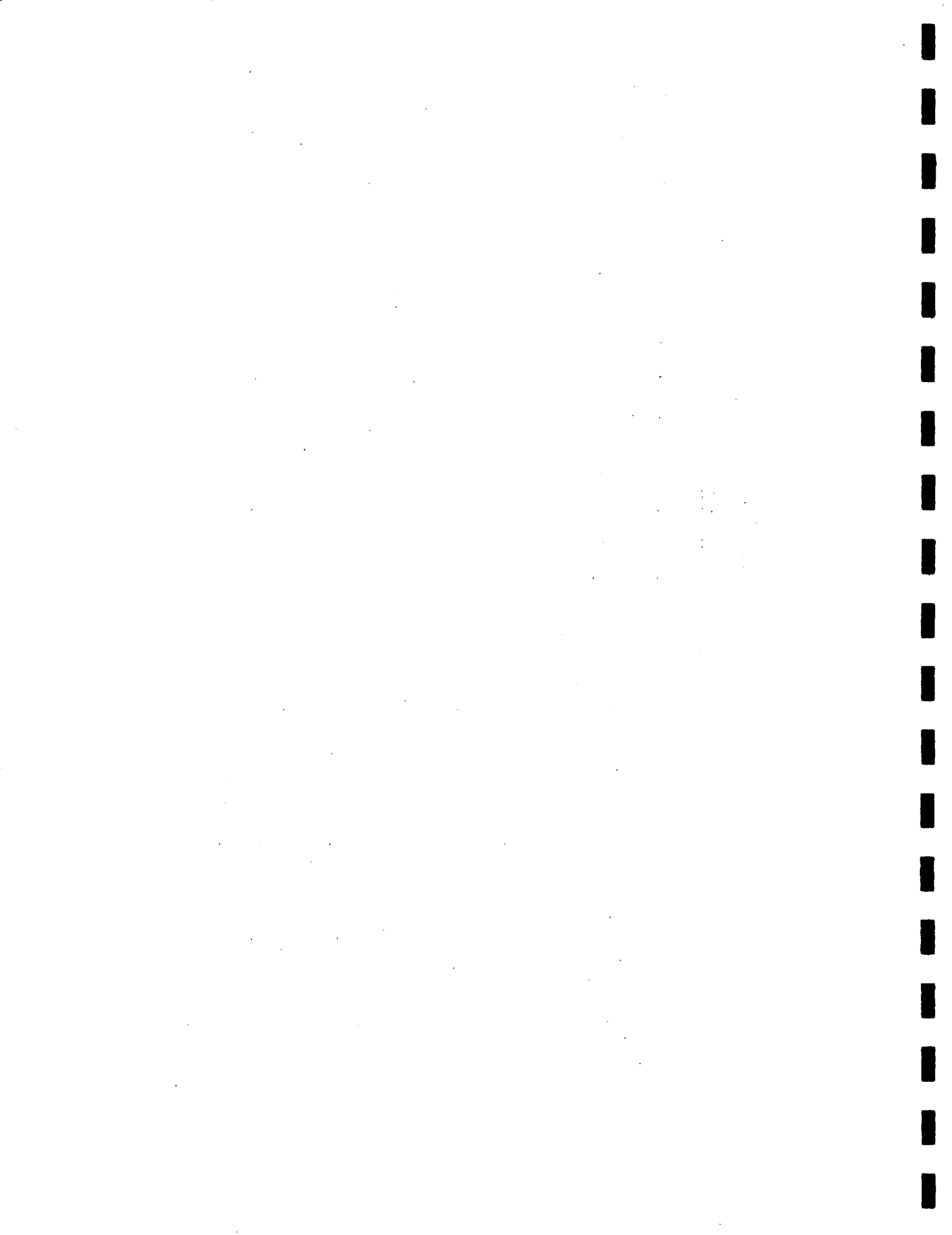
THE

505000

טבלת סיכום: צמחים לזיהוי תולדות

שם הצומח	שם הבוטני	קרקע	בית גדול	חלופת גדול	צורת גדול	עונת ייצוב	צורת רבוי	מזיקים ומחלות
+ עשב קוקיו + דוחן קולורסום	PENNISETUM CLANDESTINUM PANICUM COLORATUM	כל הקרקעות כל הקרקעות	לא יבש מדי לא במים עומדים	כל השנה	משתרע	אביב-קיץ	קני-שורש	X
+ דוחן מבחיל + דוחן זוחל + יבלית	PANICUM ANTIDOTALE PANICUM REPENS GYNODON DACTYLUM	כבדה כבדה כל הקרקע	על פני השטח לא יבש מדי לא מאד	קיץ קיץ קיץ	זקוף זקוף שורע	קיץ-אביב אביב-קיץ אביב-קיץ	יחורים זרעים קני-שורש	
+ עשב ברמודה + פספולון דו סורי	" PASPALUM DISTICHUM	כבדה	על פני השטח לא מאד	כל השנה קיץ קיץ	שורע שורע שורע	אביב-קיץ קיץ	קני-שורש זרעים קני-שורש	סכנה של פזור זרעים בשדות שלחין
+ פספולון חרבתי + עשב רודס + חילוף בכוח + בן-אפר	PASPALUM DILATATUM CHLORIS GAYANA BRAGROSTIS CURVULA FESTUCA SP.	כבדה כל הקרקעות קלה כבדה	שליחין לה לא יבש מדי יבש	קיץ קיץ כל השנה	זקוף זקוף זקוף	קיץ קיץ קיץ עד סתיו	זרעים זרעים זרעים	X (חלדון)
+ חפורית הפקעות + נשרן שעיר + ליפיה זוחלת + תלתן הביצות	PHALARIS TUBEROSA ORIZOPSIS HOLIFORMIS LIPIA NODIFLORA TRIFOLIUM FRAGIFERUM	כבדה כבדה כל הקרקעות כבדה	לא יבש מדי לא יבש מדי לא	חורף-אביב חורף-אביב חורף-אביב כל השנה	שורע שורע שורע שורע	סתיו סתיו סתיו-אביב כל השנה	זרעים זרעים זרעים שלוחות	חלדון
+ תלתן זוחל - אספסת מצויה - בקיה סגונונית	TRIFOLIUM REPENS MEDICAGO HISPIDA VICIA DASycARPA	כבדה כל הקרקעות כל הקרקעות	לא יבש יבש	אביב חורף-אביב חורף-אביב	שורע שורע זקוף זקוף	סתיו סתיו סתיו סתיו	זרעים זרעים זרעים זרעים	

+ רב-שנתי
- חד-שנתי



נראות 2 דרכים להחזקת תעלות נקוז ע"י אמצעים ביולוגיים:
הדשוא והנטיעה.

הבנת התהליכים הבוטניים והגורמים האקולוגיים יקלו למצוא שיטות טובות לטיפול בתעלות. המטרה הסופית של החזקת תעלות נקוז ונחלים תהיה: כסוי צמחים אשר ימנעו סחף מדפנות התעלה ולא יפריע לזרימת המים. רצוי שלצמחית הכסוי יהיה נצול כלכלי נוסף. ההחזקה צריכה להיות זולה, הכסוי חייב להשתלב באופן אסתטי ואורגני לנוף הסביבה.

ע"י דישוא הדופן עם עשבי מרעה נתן להגיע לכסוי מלא. הוצאות 1,000 מ" דשוא נעות סביב -250 ל"י. השטח ניתן לנצול ע"י רעיה.

נטיעת משברי רוח מעורבים בדופן יבטיח גם תעלה נקיה מעשבי בר. הוצאות 600-700 ל"י לדונם נטו. נצול העצים: משברי רוח לגדולים חקלאים בסביבה, עץ.

תכנון כסוי צמחי של תעלות נקוז לא יכול להיות מטרה בפני עצמה, אלא חייב להשתלב לתכנון נוף אזורי אשר לוקח בחשבון את צרכי כל האוכלוסיה.

בסכום יש להזכיר לקורא כי הדברים המובאים לעיל מקיפים את המידע שהצטבר עד שנת 1967 בלבד.



צילום מס' 1

עצי מילה סורית לאורך
תעלה בלהבות הבשן.
דופן התעלה מתחת לנוף
העצים נקי מעשבי בר.

נטיעה : 1952
צילום : סתיו 1966
צילם : יונה דיין
כפר סאלד

צילום מס' 2

תעלת נקוז "הסורה"
בעמק החולה. בדופן
הדרומי עשב קיקיון,
בדופן הצפוני עצים.

צילום : אביב 1965
צילם : שלמה אילן



צילום מס' 3

קביר בשטח המדושה ליד
הירדן, בסביבת קבוץ עמיר
16 חודש לאחר התחלת
עבודת הדשוא .

צילום: סתיו 1966
צילם : יונה דייך



צילום מס' 4

העלת נקוז בעמק
החולה ללא אחזקה.
צמחית הבר הרב-שנתית
(פתל, שנית) מתגברת
צילום: קיץ 1965
צילם : יונה דייך.



צילום מס' 5

כסוי עשב קיקיון בחעלה
ה- "טורה" בעמק החולה.
השתילה נעשתה רק בדופן
הצפוני .

השתילה : 1960

הצילום : 1964

צילם : יונה דיין



צילום מס' 6

דשוא בירדן המוסדר.
תערובת של חלתן לדינו,
יבלית וקיקיון. המצב
14 חודש לאחר השתילה
והזריעה.

הצילום : סתיו 1966

צילם : יונה דיין





צילום מס' 7

חלתן הביצות בהחפשטות.

צילום : אביב 1966.

צילם : שלמה אילן.

צילום מס' 8

הירדן ליד עמיר-כפר בלום.
גמר עבודת הדשוא.

צילום: אביב 1966

צילם : שלמה אילן.



צילום מס' 9

ערבות בחעלת נקוז
בעמק החולה. כריתת
העצים ע"י מסור מכני.

סתיו 1966

צילם: יונה דייך.



נ ס פ ח ב

פתרון בעיות זרימה בתעלות פתוחות

באמצעות עקומי הולכה

הערה: נספח זה הוכן ע"י
מר דוד שהם, תכנון
המים לישראל בע"מ.

1944

1945

1946

תוכן הענינים לנספח ב'

עמוד

86	רשימת הסמלים
87	1. מבוא
88	2. פתרון גרפי לנוסחת מנינג
88	2.1 העקרון
	2.2 שיטות השמוש בעקומי
	ההולכה לפתרון בעיות זרימה
89	קצובה בתעלות
	2.3 השמוש בעקומי הולכה
93	בפתרון בעיות זרימה מודרגת
94-99	3. דוגמאות פתורות

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

1951-1952

רשימת הסמלים

A	שטח החתך המרטב
a	גודל אלגברי
b	רחב תחתית התעלה
C	קבוע
f	פונקציה
g	פונקציה
h	עומק הזרימה
I	שפוע ארכי
i	מספר אינדקס
j	מספר אינדקס
K	הולכה כפונקציה של הגיאומטריה וחספוס התעלה
m	רציפות של שפוע דפנות התעלה
N	מעריך הידראולי לחשוב זרימה קצובה
n	מקדם החספוס של מנינג
P	הקף מרטב
Q	ספיקה
Q _o	הולכה כפונקציה של הגיאומטריה בלבד
R	רדיוס הידראולי
S _f	שפוע קו האנרגיה
V	מהירות הזרימה בתעלה

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987

1988

1989

1990

1991

1992

1. מבוא

פתרון בעיות זרימה קצובה בתעלות פתוחות נעשה עפ"י באמצעות קרובים, להוציא תעלות בעלות חתך ערב משולשי.

הפתרון ע"י קרובים מיגע וגוזל זמן רב. התוצאות המושגות בדרך זו נותנות בסיום מחזור חשובים אחד נקודה אחת בלבד מתוך תחום רחב. יש לחזור על כל התהליך ברגע שמשנים פרט מנחוני הבעיה. כאשר מושגת לבסוף תוצאה המספקת דרישות התכנן הולכת לאבוד כל העבודה החשובית המכילה הרבה שהושקעה בהשגתה.

להלן, הצעה לישום עקום "ההולכה" כפי שהוגדרה ע"י V.T. Chow בספרו "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" עמוד 128.

לשיטה המוצעת היתרונות הבאים:

בהשקעת עבודה שאינה עולה על זו הדרושה עבור פתרון בדרך הקרובים מושג תחום תוצאות שלם (ולא נקודה אחת בלבד).

חשוב, משבוצע פעם, נאגר לשמוש חוזר בעקום ההולכה.

דרך הפתרון המובאת כאן מתבססת על נוסחת מנינג ומתיחסת לחתך ערב טרפזי. נחן באותה מידה של הצלחה להשתמש בנוסחת זרימה אחרת ו/או בגיאומטריה שונה של חתך התעלה.

דרגת הדיוק המושגת זהה לזו המתקבלת בשיטת הקרובים באמצעות סרגל חשוב.

1. 1. 1.

2. 2. 2.

3. 3. 3.

4. 4. 4.

5. 5. 5.

6. 6. 6.

7. 7. 7.

8. 8. 8.

9. 9. 9.

2. פתרון גרפי לנוסחת "Manning"

2.1 העקרון

נוסחת מנינג (כאשר משתמשים ביחידות mks)

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (2.1.1)$$

בכל צורת זרימה נקבל בחתך כל שהוא בתעלה את הספיקה ע"י מכפלת מהירות הזרימה במוצעת בחתך בשטח החתך.

$$Q = VA \quad (2.1.2)$$

ע"י הצבת (2.1.1) בחור (2.1.2)

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} I^{1/2} \quad (2.1.3)$$

הרדיוס ההידראולי מוגדר ע"י

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.1.4)$$

ע"י הצבת (2.1.4) בחור (2.1.3) וע"י סדור החזקות מתקבל

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} I^{1/2} \quad (2.1.5)$$

ע"י מעבר ללוגריטמים מתקבל

$$\log Q = -\log n + \frac{5}{3} \log A - \frac{2}{3} \log P + \frac{1}{2} \log I \quad (2.1.6)$$

נוכל לסדר משוואה זו בצורה יותר נוחה ושימושית כדלקמן

$$\log Q = \log \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} + \log \frac{I^{1/2}}{n} \quad (2.1.7)$$

האבר $\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$ הנזכר פונקציה בלעדית של הגיאומטריה של החתך הרחבי של התעלה. להלן נסמן אותו בסמל Q_0

$$Q_0 = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = f(h, b, m.) \quad (2.1.8)$$

אם נסרטט עקום של $Q_0 = f(h) b, m.$ (עקום של Q_0 כפונקציה של h כאשר b ו- m מקבועים) בניר לוג-לוג כאשר על האורדינטה קוראים את h וועל האבציסה את Q_0 נראה כי מתקבל קרוב טוב לעקום זה ע"י חבור הנקודות המחושבות שלו באמצעות מספר קטן ביותר של קטעים ישרים.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1961

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

להלן נקרא לעקום זה עקום ההולכה של החתך.*

עקום מקביל לעקום ההולכה במרחק $\log \frac{1}{n}^{1/2}$ ממנו יתן פתרון ישיר ורציף של משוואה (2.1.7), אם של הספיקה כפונקציה של עומק הזרימה ואם להפך.

$$Q = VA \quad (2.1.2) \text{ נחזור עתה לנוסחה}$$

$$\log Q = \log V + \log A \quad (2.1.9) \text{ נעבור ללוגריטמים}$$

$$\log V = \log Q - \log A \quad (2.1.10) \text{ ומכאן}$$

אם ליד עקום ההולכה נעביר באותו גליון ובאותו קנ"מ עקום של שטח החתך כפונקציה של עומק הזרימה $A = g(h) b, m$. הרי עבור ספיקה מסויימת בגיאומטריה הנחונה ועבור שפוע וחספוס נתונים, המרחק (במקביל לאבציסה) בין עקום שטח החתך והעקום הנותן פתרון של (2.1.7) הוא פתרון של (2.1.10).

2.2 שיטות השמוש בעקומי ההולכה לפתרון בעיות זרימה קצובה בתעלות

המשימה הראשונה המוצבת בפני המתכנן היא עפי"ר בחירת חתך רוחב מתאים לתעלה לאור הנתונים השונים של הבעיה אשר עליו לפתור.

לצורך זה יקבע לעצמו הצרופים הבאים בחשבון של b ו- m וישווה ביניהם על מנת לודא איזה מהם יתן את הפתרון האופטימלי ביחס לשפוע הטבעי, השפוע המכסימלי המותר לאור מהירות הזרימה המותרת, עומק החפירה האופטימלי והיחס הכלכלי ביותר בין החפירה לבין המבנים המבטיחים יציבות התעלה.

בחירת ה- m הבאים בחשבון יקבע עפי"ר ע"י סוג הקרקע ובחירת b המתאימים לפי גודל הספיקה ואפשרויות הבצוע.

בפתרון הבעיות להדגמת שיטות השמוש בעקומי ההולכה, נניח כי המתכנן כבר שקל שקולים אלה ובחר לו צרופים שונים של b ו- m ומה שנותר לעשות הוא, להשוות צרופים אלה ביחס לשאר הגורמים-הנתונים והדרושים.

* מושג ההולכה (conveyance) הוכנס לשמוש מזמן והוגדר כדלקמן $K = 1/nAR^{2/3}$

מאחר ומשתמשים ב- n שונים לתעלות בקרקעות בעלי מרקם שונה הרי נראה נוח יותר להשתמש בגודל שהוא פונקציה של הגיאומטריה בלבד.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable sources.

3. The third part of the document describes the process of identifying and addressing potential risks and challenges. It stresses the importance of proactive risk management and the need to have contingency plans in place.

4. The fourth part of the document discusses the role of communication and collaboration in achieving the organization's goals. It emphasizes the importance of clear communication and effective teamwork.

5. The fifth part of the document outlines the various metrics and indicators used to measure the organization's performance. It highlights the need for a balanced scorecard approach that considers both financial and non-financial factors.

6. The sixth part of the document describes the process of reviewing and evaluating the organization's progress. It emphasizes the importance of regular reviews and the need to be open to feedback and change.

7. The seventh part of the document discusses the role of leadership in driving the organization's success. It emphasizes the importance of strong leadership and the need for a clear vision and mission statement.

2.2.1 נתון: $V ; Q$

דרוש: $h ; I$

פתרון: לגבי $m_i b_j$ מסוים .

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצרור $m_i b_j$

(2) בונים ניצב על $\log Q$

(3) בונים עקום מקביל לעקום שטח החתך במרחק $\log V$ ממנו .

(4) לנקודת החתוך בין שני הקווים, לפי (2) ולפי (3) השעורים $(\log Q ; \log h)$

(5) מן הסקלה הלוגריטמית קוראים את h על האורדינטה .

(6) המרחק בין הנקודה $(\log Q ; \log h)$ לעקום ההולכה של החתך שווה בערכו ל- $\log \frac{I^{1/2}}{n}$

(7) מן הסקלה הלוגריטמית קוראים $\frac{I^{1/2}}{n} = \alpha$

(8) מחשבים $I = (n\alpha)^2$

2.2.2 נתון: $I ; Q$

דרוש: $h ; V$

פתרון: לגבי $m_i b_j$ מסוים .

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצרור $m_i b_j$

(2) בונים ניצב על $\log Q$

(3) מחשבים הגודל $\frac{I^{1/2}}{n}$

(4) בונים עקום מקביל לעקום ההולכה של החתך במרחק $\log \frac{I^{1/2}}{n}$ ממנו .

(5) לנקודת החתוך של הקו לפי (2) והקו לפי (4) השעורים $(\log Q ; \log h)$

(6) קריאה ישירה על האורדינטה נותנת את h

(7) המרחק, במקביל לאבציסה, בין הנקודה $(\log Q ; \log h)$ לעקום שטח החתך שווה בערכו ל- $\log V$

(8) מן הסקלה הלוגריטמית קוראים את ערכו של V

2.2.3 * נתון: $Q ; h$

דרוש: $I ; V$

פתרון: לגבי $b_j m_i$ מסוים.

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצורף $b_j m_i$

(2) בונים ניצב על $\log Q$

(3) מעבירים מקביל לאבציסה דרך $\log h$

(4) לנקודת החתוך בין שני קוים אלה השעורים $(\log Q ; \log h)$

(5) המרחק, במקביל לאבציסה, בין הנקודה $(\log Q ; \log h)$ לעקום A שזה בערכו ל- $\log V$

(6) ערכו של V מקבלים מן הסקלה הלוגריטמית בעזרת מחוגת סיכות או פיסת נייר.

(7) המרחק, במקביל לאבציסה, בין הנקודה $(\log Q ; \log h)$ לבין עקום ההולכה של החתך שווה בערכו ל- $\log \frac{I^{1/2}}{n}$

(8) מן הסקלה הלוגריטמית מוצאים $\frac{I^{1/2}}{n} = a$

(9) מחשבים $I = (na)^2$

2.2.4 נתון: $h ; I$

דרוש: $V ; Q$

פתרון: לגבי $b_j m_i$ מסוים.

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצורף $b_j m_i$

(2) מעבירים מקביל לאבציסה דרך $\log h$

(3) מחשבים ערכו של $\frac{I^{1/2}}{n}$

(4) מעבירים מקביל לעקום ההולכה של החתך Q במרחק $\log \frac{I^{1/2}}{n}$ ממנו.

(5) לנקודת החתוך של הקו לפי (4) והקו לפי (2) השעורים $(\log Q ; \log h)$

(6) אנך מן הנקודה $(\log Q ; \log h)$ אל האבציסה יתן על הסקלה הלוגריטמית את Q

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

(7) המרחק בין נקודת החתוך $(\log Q; \log h)$ לעקום A שווה בערכו ל- $\log V$

(8) מן הסקלה הלוגריטמית מוצאים את V

2.2.5 נתון: $h; V$

דרוש: $I; Q$

פתרון: לגבי $m_i b_j$ מסוים .

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצרוף $m_i b_j$

(2) מעבירים מקביל לאבציסה דרך $\log h$

(3) מעבירים מקביל לעקום A במרחק $\log V$ ממנו .

(4) לנקודת החתוך בין הקו לפי (3) ולקו לפי (2) השעורים $(\log Q; \log h)$

(5) אנך מן הנקודה $(\log Q; \log h)$ אל האבציסה יתן על הסקלה הלוגריטמית את Q

(6) המרחק, במקביל לאבציסה, בין הנקודה $(\log Q; \log h)$ לעקום ההולכה שווה בערכו ל- $\log \frac{I}{n^{1/2}}$

(7) מן הסקלה הלוגריטמית קוראים $\frac{I}{n^{1/2}} = a$

(8) מחשבים $I = (na)^2$

2.2.6 נתון: $V; I$

דרוש: $h; Q$

פתרון: לגבי $m_i b_j$ מסוים .

(1) לוקחים הגליון בו מסורטטים העקומים המתאימים לצרוף $m_i b_j$

(2) מחשבים הגודל $\frac{I}{n^{1/2}}$

(3) בונים עקום מקביל לעקום ההולכה של החתך במרחק של $\log \frac{I}{n^{1/2}}$ ממנו .

(4) בונים עקום מקביל לעקום שטח החתך במרחק $\log V$ ממנו .

(5) לנקודות החתוך בין שני העקומים לפי (4) ולפי (3) השעורים $(\log Q; \log h)$

(6) קריאה ישירה על האורידנטה תתן את h

(7) קריאה ישירה על האבציסה תתן את Q

כל הדוגמאות הג"ל נתן לפתור בקצור רב עוד יותר אם במקום לבנות מקבילים נעזרים במחוגת סיכות ובקוי הרשת של הניר לול-לוג. אולם בדרך זו עלול לסבול הדיוק .

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress, dated January 1, 1861. It is a very important document, as it sets out the President's policy for the new year. The President states that he is pleased to see the Congress assembled, and that he is confident that the country is in a good position to meet the challenges of the future. He also mentions the recent election of Abraham Lincoln as President, and expresses his confidence in the new administration.

2. The second part of the document is a report from the Secretary of the Treasury, dated January 1, 1861. It provides a detailed account of the financial state of the country at the beginning of the year. The report states that the country is in a sound financial position, with a strong and stable currency. It also mentions the recent increase in the national debt, and expresses the Secretary's confidence that the country will be able to manage the debt effectively.

3. The third part of the document is a report from the Secretary of the Interior, dated January 1, 1861. It provides a detailed account of the state of the country's natural resources, including land, minerals, and water. The report states that the country is rich in natural resources, and that the government is committed to managing these resources in a sustainable and responsible manner. It also mentions the recent discovery of gold in California, and expresses the Secretary's confidence that the country will continue to prosper as a result of its natural resources.

4. The fourth part of the document is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1861. It provides a detailed account of the state of the country's military forces, including the Army, Navy, and Marine Corps. The report states that the country's military forces are well-trained and well-equipped, and that the government is committed to maintaining a strong and effective military. It also mentions the recent increase in the size of the military, and expresses the Secretary's confidence that the country will be able to meet any future challenges.

5. The fifth part of the document is a report from the Secretary of the State, dated January 1, 1861. It provides a detailed account of the country's foreign relations, including its relations with other countries and its participation in international organizations. The report states that the country is committed to maintaining a policy of peace and cooperation with other nations, and that it is confident that the country will continue to play a leading role in the world.

2.3 השמוש בעקומי ההולכה בפתרון בעיות זרימה מודרגת

2.3.1 חשוב צירים הידרוליים לפי שיטת בכמיטף

במהלך החשוב של צירים הידרוליים לפי שיטת בכמיטף מופיע גודל הנקרא "המערך ההידרולוגי לחשובי זרימה קצובה". נסמנו באות N

גודל זה מוגדר כדלקמן:-

$$K^2 = Ch^N \quad (2.3.1.1)$$

ע"י מעבר ללוגריטמים מחקבל:-

$$2 \log K = \log C + N \log h \quad (2.3.1.2)$$

זאת משואה של קו ישר במערכת צירים אשר בה האורדינטה היא $2 \log K$ והאבציסה $\log h$ שפוע הקו הוא N

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \text{כמו כן, כזכור:}$$

ע"י מעבר ללוגריטמים מחקבל:-

$$\log K = \log \frac{A^{5/3}}{nP^{2/3}} \quad (2.3.1.3)$$

ע"י הצבת (2.3.1.3) ב-(2.3.1.2) מחקבל:-

$$2 \log \frac{A^{5/3}}{nP^{2/3}} = \log C + N \log h \quad (2.3.1.4)$$

מאחר ובסרטוט עקומי ההולכה בחרנו ב- $\log h$ כאורדינטה וב- $\log Q$ כאבציסה מתקבל כי N שווה בערכו לפעמיים הערך ההפוך של שפוע עקום ההולכה.

אם θ הזווית בין עקום ההולכה לאבציסה הרי:-

$$N = 2 \cot \theta \quad (2.3.1.5)$$

2.3.2 חשוב צירים הידרוליים לפי direct stop method

במהלך החשוב לפי שיטה זו יש צורך בחשוב חוזר של שפוע החכוך S_f ל- Q (עפי"ר קבוע) ול- h משחנה.

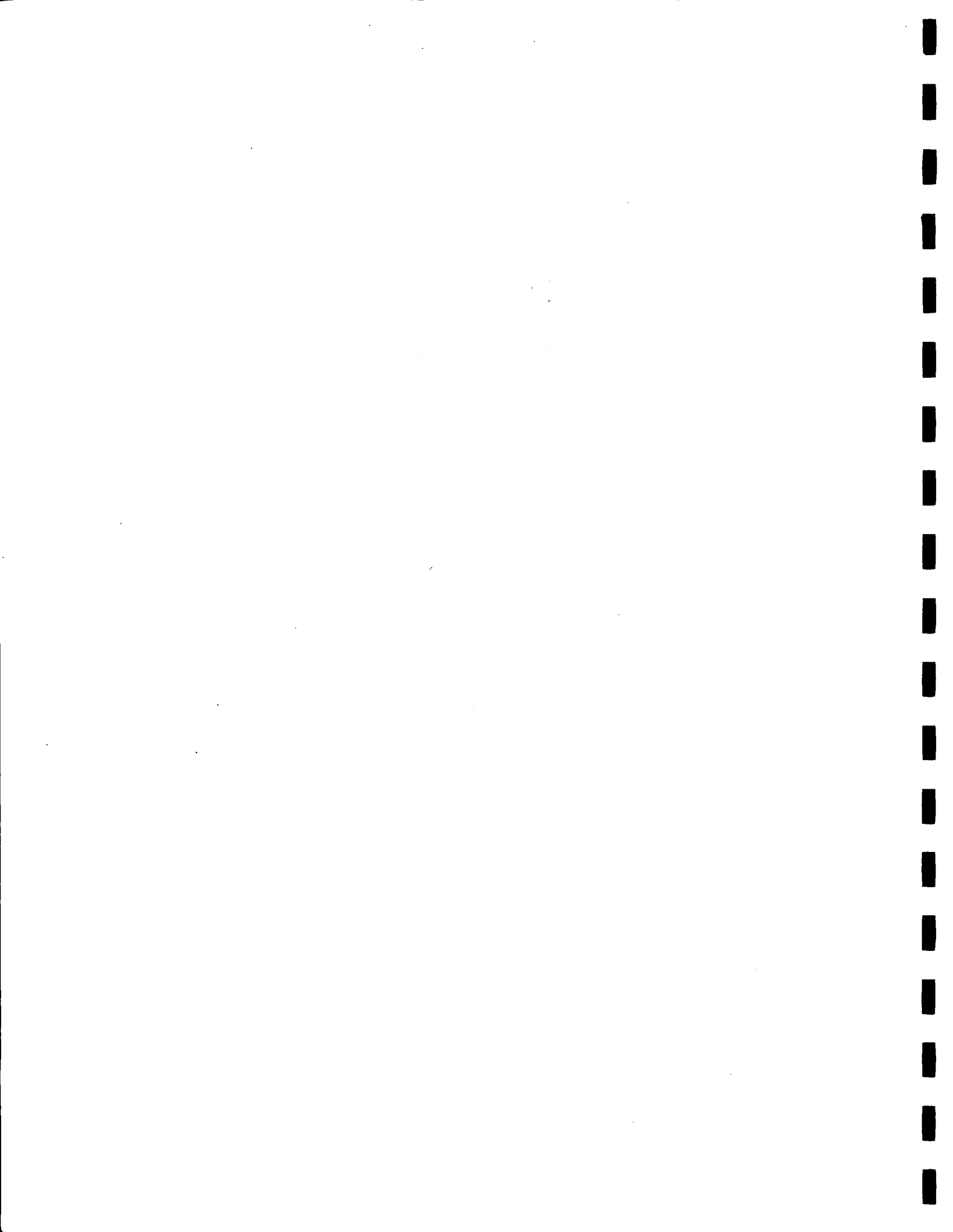
מאחר ושפוע החכוך מוגדר ע"י הבטוי:-

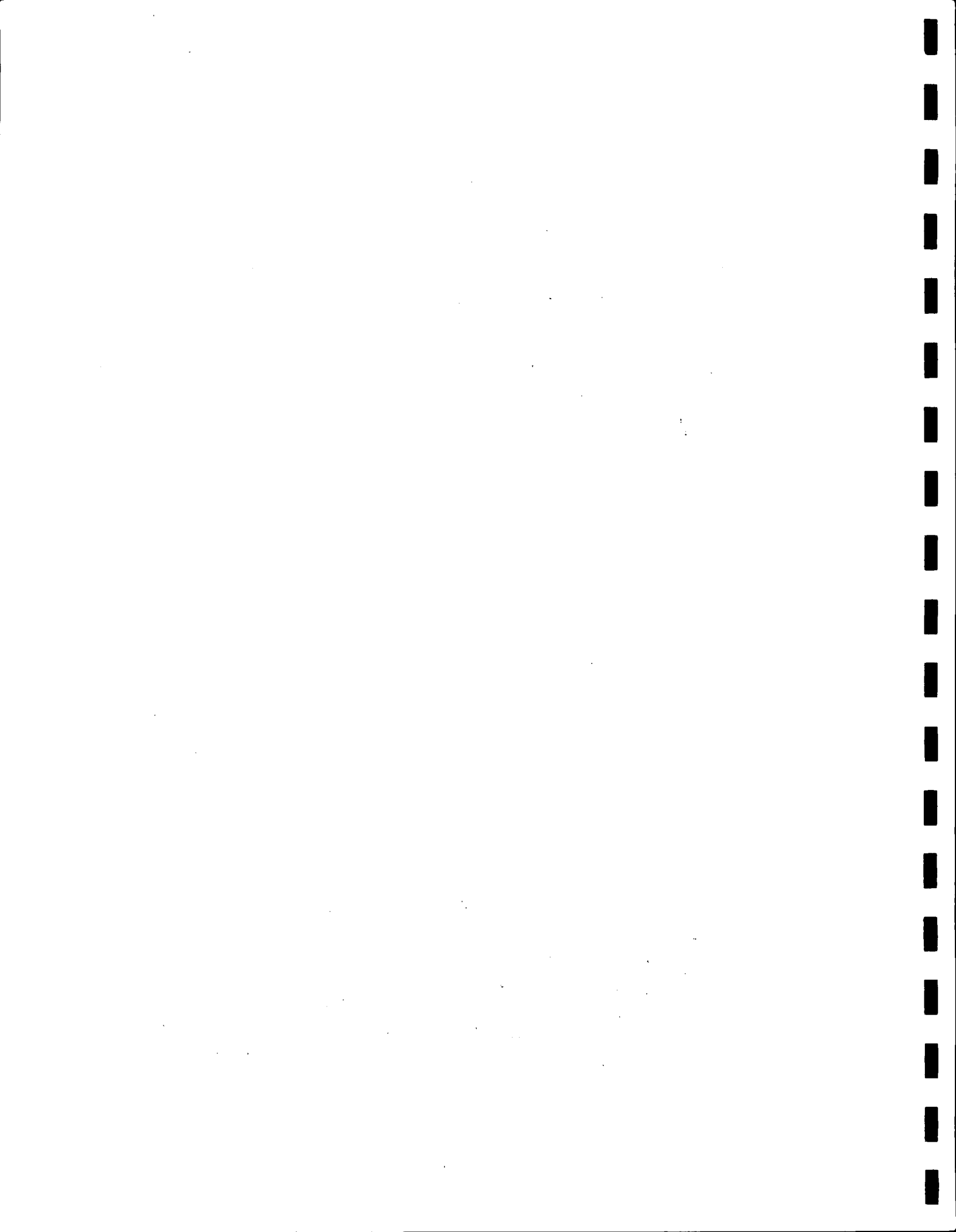
$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{Q_0^2} \quad (2.3.2.1)$$

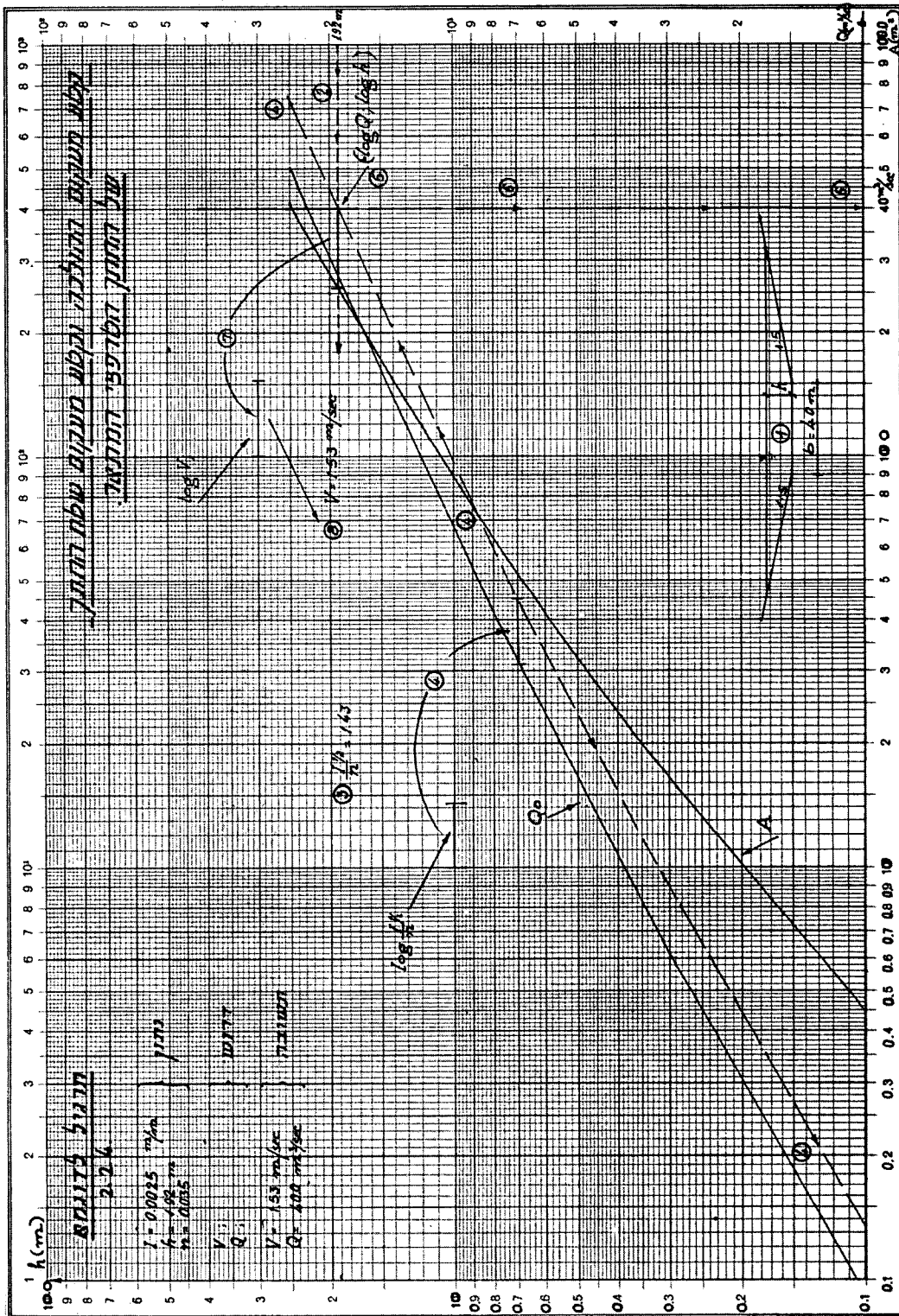
מתקיים כי עבור Q מסויים ו- h מסויים נחונים

$$S_f = I \quad (2.3.2.2)$$

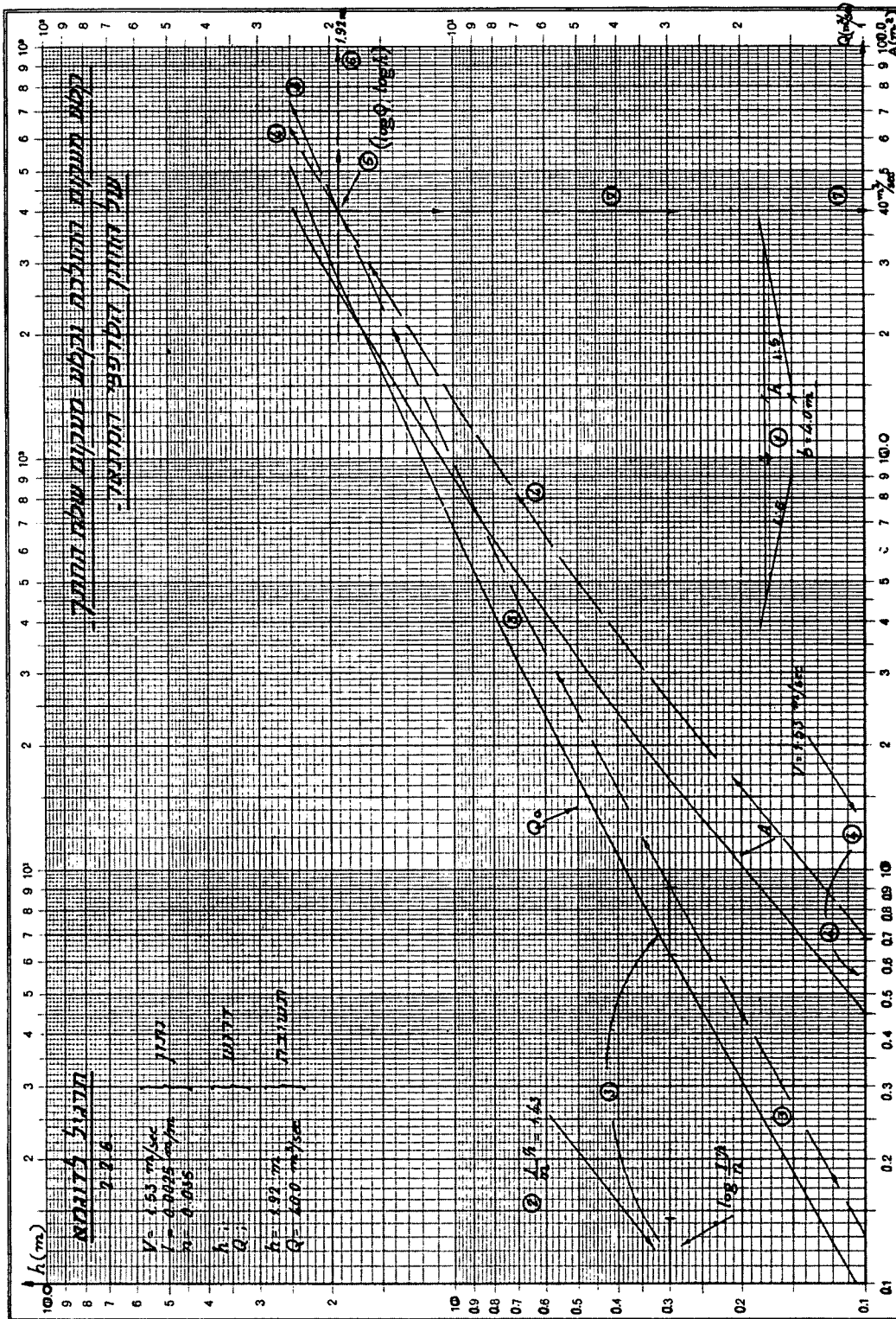
ומהלך חשובו של S_f זהה למהלך החשוב עבור I המוגדר בחוברת זו בסעיף 2.2.3.

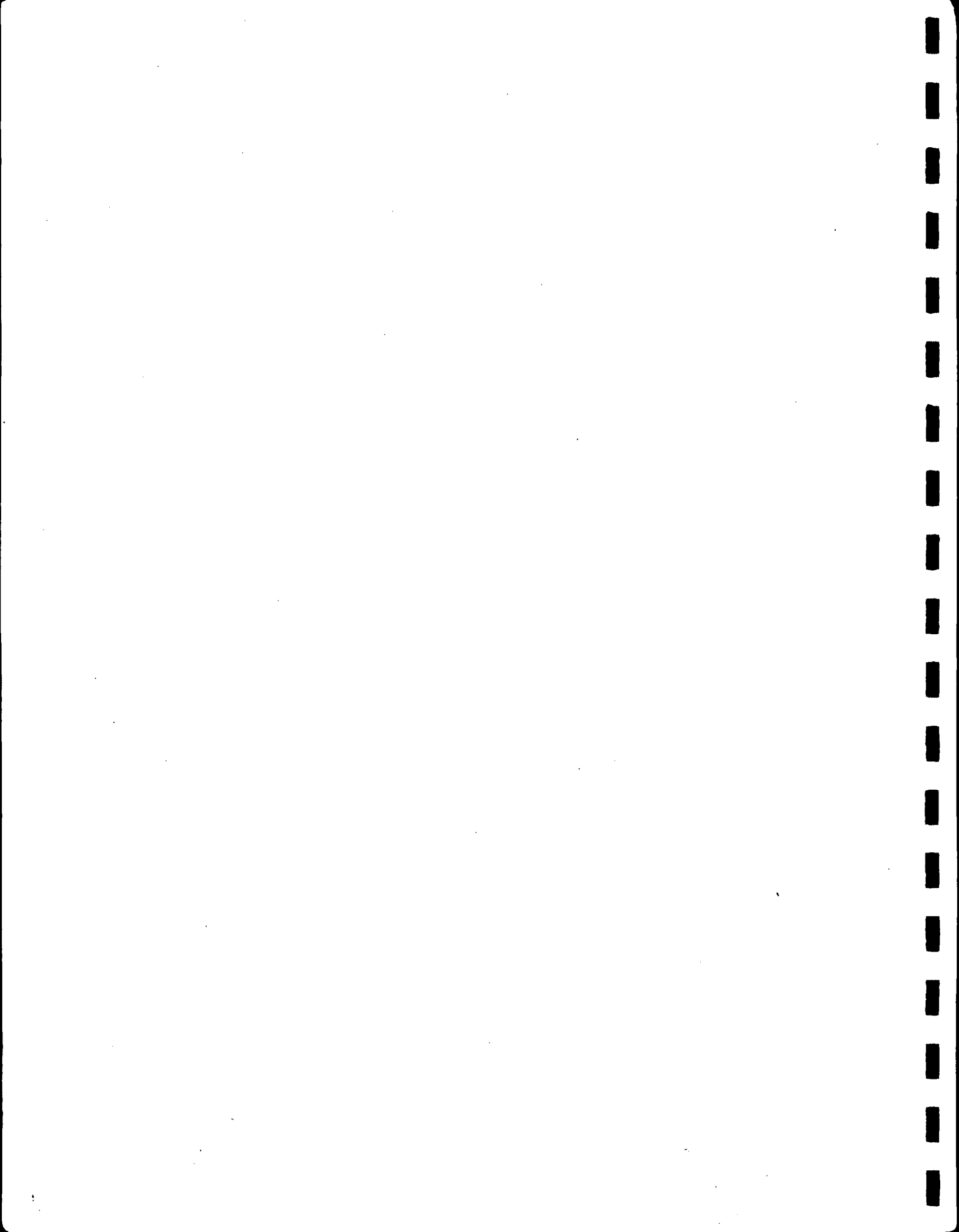












ב י ב ל י ו ג ר פ י ה ל ק ו נ ט ר ס מ " ס 2

1. Asbeck, Baron W.F.van: Bitumen in Hydraulic Engineering
Vol. I; Published: Shell Petroleum Co. London, 1955.
Vol. II; Published: Elsevier Publishing Co.
Amsterdam, 1964.
2. Asphalt Institute : Asphalt in Hydraulic Structures
Manual Series No. 12, April 1963.
3. Asphalt Institute Quarterly, April 1959.
4. Asphalt Institute: Water Control and Erosion Prevention, using
Asphalt. Construction Series No. 43, June 1939.
5. Carey W.C.: Recent uses of Asphalt in River and Harbour Constructions
A.I. Information Series, No. 65, August 1947.
6. Colorado State University: Sealing Rocky Ditches with Clay and
Bentonite.
Circular 203-A (revised).
7. Felkel, K.: Die Uferbefestigung mittels Steinmatten
Die Wasserwirtschaft, Sept. 1960.
8. Hinkle, A.H.: New developments in use of Asphalt in Erosion-Control
Asph. Inst.: Information Series, No. 59, July 1946.
9. Israelsen, O.W.: Clay-lining of Canals
Farm and Home Science, Utah Agr. Exp.Station, Sept.1944.
10. Israelsen O.W.: Lining for Irrigation Canals
The Reclamation Era, Aug. 1949.
11. Lauritzen, C.W.: Lining for Irrigation Canals, I-II
Irrigation Engineering and Maintenance, December 1959 and
January 1960.
12. Lauritzen, C.W. and Israelsen, O.W.: Lining of Canals and Reservoirs
Farm and Home Science, June 1949.
13. Lauritzen, C.W.: Lining Irrigation Laterals and Farm Ditches
U.S.Dept of Agr.: Agr.Information Bulletin No. 242, Nov.1961.
14. Pickett, A.B.: Uncompacted Mass Asphalt Paving for River Banks and
Levees.
Asph. Inst.Information Series, No. 62, Dec. 1946.

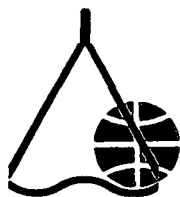
15. Ree, W.O. and Palmer, V.J.: Flow of Water in Channels Protected by Vegetative linings
U.S. Dept. of Agr., Soil Conservation Service, Technical Bulletin No. 967, February 1949.
16. Roe and Ayres: Engineering for Agr. Drainage
Mc Graw-Hill, 1954
17. Soil Conservation Service and Utah Agr. Exper. Station:
Canal Lining Research, 1949.
18. Schwefel, H.I.: Report on Methods of Lining and Treating Canals and Reservoirs
University of Missouri, Dept. of Civ. Eng., January 1949.
19. Seelye: Data Book for Civ. Eng. Design
John Wiley-Chapman and Hall, 1953.
20. Tertelling, J.A.: Low-cost Linings for Irrigation Laterals
Asph. Inst. Information Series, No. 69, April 1948.
21. U.S.B.R.: Lower Cost Canal Linings, June 1948.
22. " : Linings for Irrigation Canals, 1963.
23. " : Reclamation Manual, Vol. X, Part 2.
Design Supplement No. 3.
24. " : Concrete Manual, 1961.
25. U.S. Corps of Eng.: Manual, Hydraulic Design Criteria, 1961.
26. Warmick, C.C.: A Study of the Control of Canal-Seepage
University of Idaho, Eng. Exp. Station, May 1957.
27. Young, W.R.: Low Cost Linings for Irrigation Canals
Eng. News Record, February 6, 1947.
28. האנציקלופדיה העברית, כרך ה', ערך "אספלט"
29. מדריך לאינג'ניר, כרך "בנאות ב'" עמודים 784-789
30. המחלקה לשמור הקרקע ואחרים: תכנון תעלות לשמור קרקע ומים
1959

05/1

27/3/71



תהל מהנדסים יועצים בע"מ



תכנון המים לישראל בע"מ

מרכז הדרכה וקידום

ב"צ כנורי

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס' 3: חישובים סטטיסטיים

תל-אביב

מרץ 1971

HG/71/028

1. The first part of the paper is devoted to the study of the

properties of the

$$f(x) = \frac{1}{x} \int_0^x f(t) dt$$

and the second part to the study of the

$$f(x) = \frac{1}{x} \int_0^x f(t) dt$$

תהל מהנדסים יועצים בע"מ



תכנון המים לישראל בע"מ

מרכז הדרכה וקידום

יחידת פרויקטים ניקוז

ב"צ כנורי

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס' 3: חישובים סטטיסטיים

^a The number of subjects who were included in each group was 10.

[illegible]

4

בקונטרס מס' 1 ו-2 טפלו בתעלה ובאפיק כאשר הספיקה ידועה מראש או שניתנה לחישוב מנתונים הידרוליים מוסדרים . בטבע בכללו ובבעיות של ניקוז על-קרקעי בפרט אין כך המצב . הספיקה תלוייה בגורמים אשר ברוב המקרים אינם בידי המהנדס, כגון: משקעים מטאורולוגיים, התאדות , חלחול וכו' . על מנת שמהנדס הניקוז יוכל לתת את המידות הנכונות לתעלה או לכל מובל אחר , עליו לדעת-או לפחות לאמוד - את הספיקה אשר תעבור בפרקי זמן שונים במובל , אותו ברצונו לתכנן .

במשקעים המטאורולוגיים מטפל המדע של המטאורולוגיה ובחנועם הטבעית של המים - על פני הקרקע ומתחתם - עוסקת ההידרולוגיה . שני המדעים האלה מהווים אם כן יסוד לניקוז בכלל ולניקוז על קרקעי בפרט. שני מדעים אלה משותפים בנקודה אחת: את איסוף הנתונים , עיבודם והסקת מסקנות מהם מבצעים באמצעות שיטות סטטיסטיות . משום כך נראה צורך להגיש למהנדס הניקוז את הידיעות על אותן שיטות סטטיסטיות בהן הוא עשוי להזדקק , לעיתים ללא עזרת סטטיסטיקן מקצועי .

לא נקרא לקונטרס זה בשם "סטטיסטיקה" כי הסטטיסטיקה היא מדע שלם , ונסתפק בהסבר בשיטות הפשוטות בלבד ובישומן לניקוז על קרקעי .

הואיל ושיטות סטטיסטיות אלו תשמשנה בסיס גם לנושאים אחרים בהמשך מדריך זה (כגון הנתוח הכלכלי), יש לראות בדיון בהן כעין פרק יסודי - כללי.

כמה שיטות אשר אין להבינן ללא דיון על התופעות ההידרולוגיות עצמן , תנתנה בקונטרס מס' 4 שיהיה מוקדש לחישובים הידרולוגיים .

תוכן הענינים

עמוד מס'

2	3.1	הנתונים
5	3.2	שכיחות, תדירות ותקופת חזרה
5	3.2.1	הגדרות כלליות
5	3.2.2	שכיחות מוחלטת והתאור הגרפי
9	3.2.3	שכיחות יחסית
10	3.2.4	שכיחות מצטברת
12	3.3	אוכלוסיה ודגם
14	3.4	ערכים בעלי תכונות מרכזיות
14	3.4.1	הממוצע האריחמטי
17	3.4.2	הממוצע הגיאומטרי
19	3.4.3	הממוצע ההרמוני
20	3.4.4	השורש של ממוצע הריבועים
20	3.4.5	הערך התיכון
22	3.4.6	הערך השכיח ביותר
22	3.4.7	היחסים בין הערכים המרכזיים השונים
23	3.5	פזור הנתונים והסטיות
23	3.5.1	התחום
23	3.5.2	הסטיה הממוצעת
25	3.5.3	סטית התקן
26	3.5.4	הווריאנס
26	3.5.5	פזור מוחלט, פזור יחסי ומקדם הפזור
28	3.6	אינטרפולציה ואקסטרפולציה של נתונים
29	3.6.1	התאמת עקום רציף למערכת הנתונים
30	3.6.2	המרת פונקציות לא לינאריות לפונקציות לינאריות
33	3.6.3	קביעת הערכים הקבועים בפונקציות לפי שיטת הריבועים הקטנים

עמוד מס'

44	3.7 פלוג התדירות הנורמלי
44	3.7.1 עקום התדירות הנורמלי והשימוש בו
51	3.7.2 התאמת עקום נורמלי להיסטוגרם
	3.7.3 תדירות יחסית מצטברת לפי הפלוג
56	הנורמלי
56	3.7.3.1 הסבר כללי
	3.7.3.2 החלפת התדירות המצטברת
59	בתקופת החזרה
	3.7.4 לינארזציה של עקום התדירות המצטברת
66	הנורמלית והשימוש בניר הסתברות
73	3.8 פלוגי תדירות לא סימטריים
73	3.8.1 תאור כללי
75	3.8.2 מידות העיוות
75	3.8.2.1 המומנט
75	3.8.2.2 מקדם העיוות
78	3.8.3 הפלוג הלוג-נורמלי
82	3.8.4 הפלוג לפי פירסון, דגם <u>III</u>
88	ביבליוגרפיה .

3.1 הנתונים (Data)

הנתונים הבסיסיים הם ערכים כמותיים המתקבלים ע"י ספירה ישירה או מדידה ישירה. אלה הנתונים שהושגו בדרך ספירה, מבוססים תמיד במספרים שלמים, אלה שהושגו בדרך מדידה, הם על פי רוב ערכים רציפים ויכולים להיות מבוססים במספרים שלמים, בשברים רגילים, בשברים עשרוניים, ויכולים להיות חיוביים או שליליים (כגון: רום טופוגרפי ביחס לפני הים יכול להיות חיובי או שלילי). דיוק הנתונים הרציפים תלוי בדיוק המדידה אשר מוכתב ע"י דיוק מכשירי המדידה וע"י הצורך בדיוק. ספיקת נחל יכולה להיות מבוססת ע"י 7 מ"ק בשניה, או 7.1 מ"ק בשניה או 7.14 מ"ק בשניה.

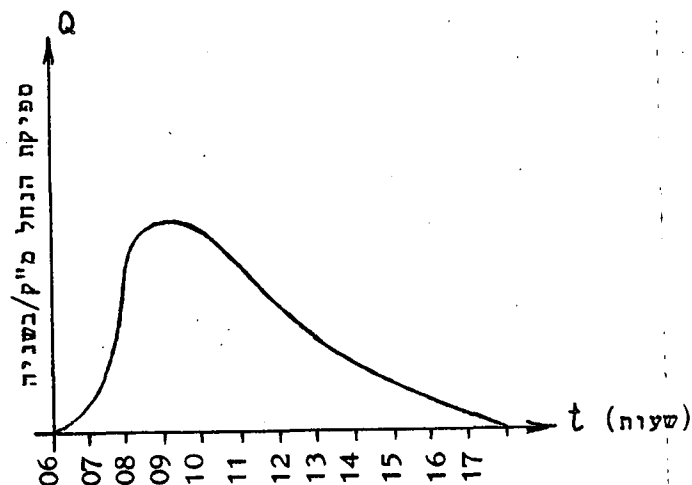
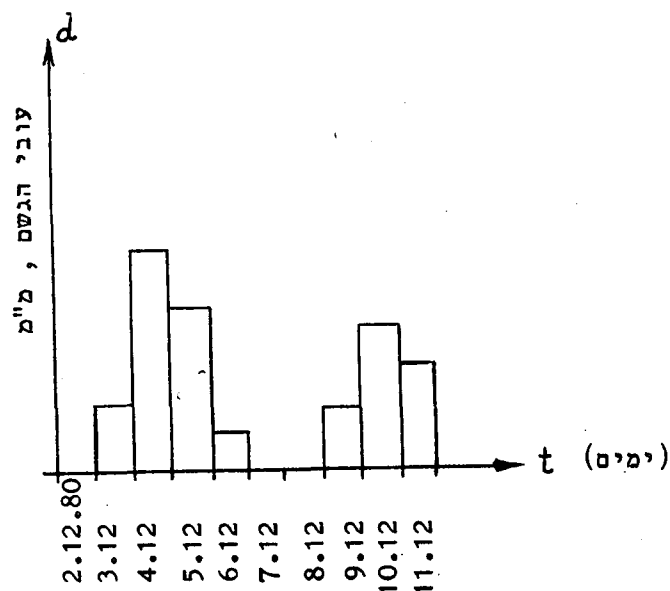
בחישובים ההידרולוגיים הנתונים הבסיסיים נוצרים ע"י הטבע (כגון: גשם, ספיקת נחל, תנודות מי תהום וכו') ואינם נתונים להחלטת האדם. אף כי האדם יכול להשפיע על תופעות הלווי (הוא יכול למשל להקטין את הנגר העילי מאותו גשם ע"י בניית טרסות) אולם הם עדיין תלויים בראש וראשונה בגורמי הטבע.

את כל הנתונים ההידרולוגיים אפשר לראות כעין פונקציות, בהן המשתנה הבלתי תלוי יכול להיות זמן, מקום וכו' והמשתנה התלוי - הפונקציה - הוא הגשם, הספיקה, לחות וכו'. במקרה זה המשתנה התלוי הוא תמיד רציף, כי הוא מושג באמצעות מדידה.

אפשר להעמיד את השאלה גם בצורה הפוכה, למשל: בחודש דצמבר בשנת 1980 בכמה תחנות גשם אשר באזור מסוים נמדד עובי גשם מעל ל- 100 מ"מ. במקרה זה המשתנה התלוי מושג ע"י ספירה והוא מבוסס במספרים שלמים בלבד.

קשר פונקציונלי יכול להתקיים גם בין שני ערכים מדודים, כגון: גשם בעובי של "d" מ"מ גורם לספיקה מקסימלית בנחל בשעור של "Q" מ"ק בשניה. במקרה זה מותר לבחור באחד משני גורמי הפונקציה כמשתנה בלתי תלוי ולבטא את הגורם השני בתלות הראשון.

בתאור גרפי רגילים לתאר את המשתנה הבלתי תלוי על הציר האופקי (ציר x) ואת התלוי על הציר האנכי (ציר y) (עיין ציור 1).



ציור 1: תופעות טבע כפונקציה של הזמן.

הפונקציות המתוארות בציור 1 הן:

$$d = f(t); \quad Q = f(t)$$

אם הזרימה בנחל המתואר היא תוצאה של הגשם המתואר, הרי קיים קשר פונקציונלי בין הגשם לבין הזרימה: $Q = f(d)$ או $d = f(Q)$

לעיתים אין צורך בערכים המדויקים של הנתונים ואפשר להסתפק בהגדרת התחום הרצוני, בו הנתון נמצא. אם הנתונים מוגשים בדרך זו מציינים אותם בשם "נתונים קבוצתיים". השמוש בנתונים קבוצתיים מקל את הנתוח שלהם והסקת מסקנות, אולם המסקנה פחות מדויקת מזו המושגת מהנתונים המדויקים. ככל שתחום הקבוצות צר יותר, הדיוק גדול יותר. לשם נוחיות הספול רגילים לסדר את הנתונים בסדר עולה או בסדר יורד. נושא זה מודגם בטבלאות 1 ו-2.

טבלא 1 : מדידות עובי הגשם d מ"מ .

תאריך	d מ"מ
1.12.1980	0.6
2.12.1980	6.4
3.12.1980	10.4
4.12.1980	26.2
5.12.1980	3.4
סה"כ במשך	47.0 מ"מ
5 ימים	

טבלא 2 : נחוני הטבלא 1 מסודרים בקבוצות לפי סדר עולה

הקבוצה	d	הקבוצה	d	הקבוצה	d
מ"מ	מוצע	מ"מ	מוצע	מ"מ	מוצע
0.5-1.0	0.75	0 - 1	0.5	0 - 5	2.5
3.0-3.5	3.25	3 - 4	3.5	5 - 10	7.5
6.0-6.5	6.25	6 - 7	6.5	10 - 15	12.5
10.0-10.5	10.25	10 - 11	10.5	25 - 30	27.5
26.0-26.5	26.25	26 - 27	26.5		
ס"ה	46.75	ס"ה	47.5	ס"ה	50.0

טבלאות אלו מראות בצורה בולטת את השפעת רוחב התחומים על התוצאה . כאשר רוחב כל קבוצה היה 5 מ"מ , הרי נתקבלה סטיה מהסכום המדויק : $3.0 \text{ מ"מ} = \Delta d$, כאשר התחום 1 מ"מ, $0.5 \text{ מ"מ} = \Delta d$ וכאשר רוחב הקבוצה 0.5 מ"מ , $0.25 \text{ מ"מ} = \Delta d$.

למעשה ע"י קביעת מספר הספרות המציננות (Significant numbers)

במדידה או ברישום של הנחונים נקבעים גם תחומי הקבוצות . אם נאמר שספיקת הנחל היתה 7 מ"ק בשניה , פרושה שהספיקה האמיתית היתה בין 6.5 לבין 7.5 מ"ק בשניה . רישום הספיקה בתור 7.1 מ"ק בשניה פרושה ספיקה אמיתית בין 7.05 לבין 7.15 מ"ק בשניה .

3.2 שכיחות, תדירות ותקופת חזרה (Frequency and Return Period)

3.2.1 הגדרות כלליות

במערכת הכללית של הנתונים עשוי נתון בעל אותו ערך מספרי (או הנמצא באותה קבוצה) להופיע 1 פעמים, נתון אחר 2 פעמים ושוב אחר 3 פעמים. את מספר ההופעות של אותו נתון בין כלל הנתונים קוראים "שכיחות".

כאשר מיחסים את מערכת הנתונים לתקופת זמן מסוימת, משתמשים במונח "תדירות" במקום המנוח "שכיחות", ונהוג לומר למשל כי ערך מסויים נתקבל בתדירות של 5 פעמים בתקופה של 40 שנה.

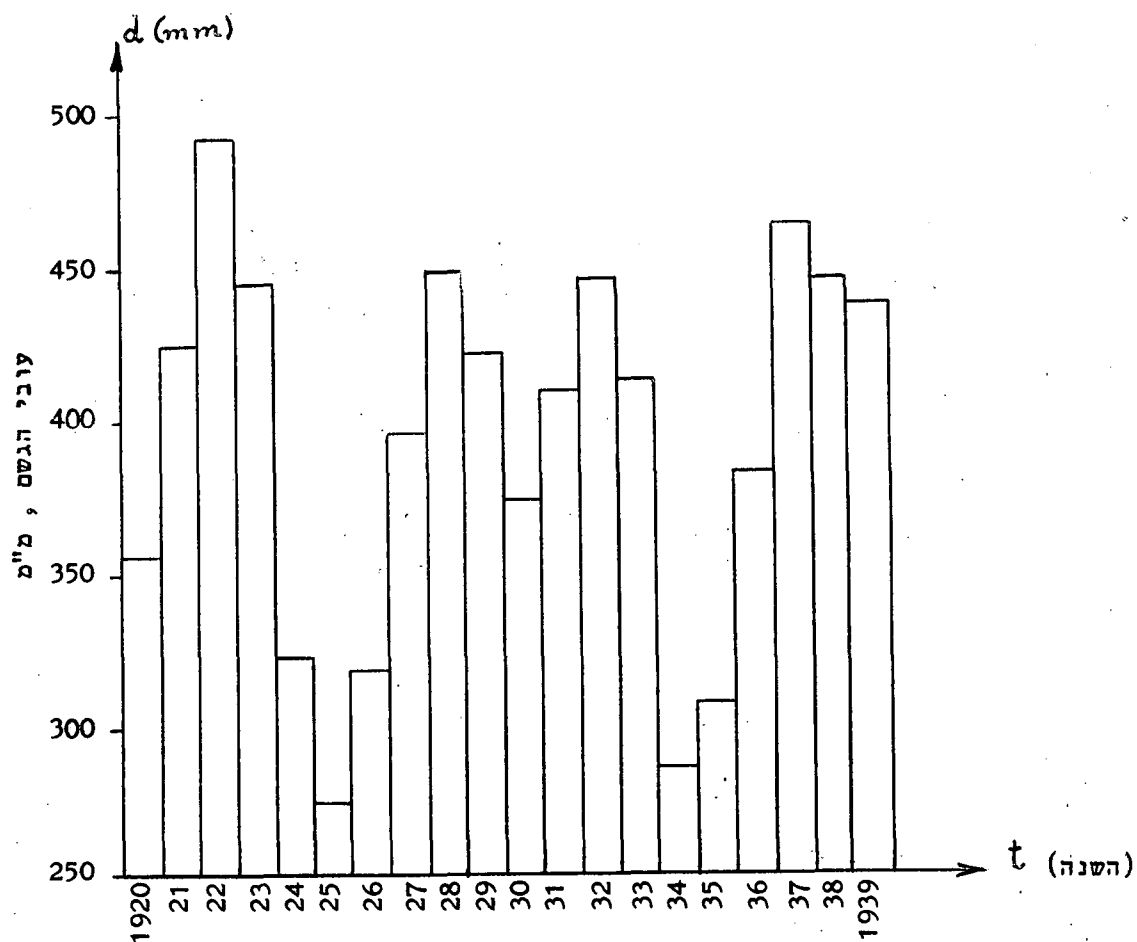
מונח משלים אחר הקשור גם כן לזמן, הוא "תקופת החזרה". בשם זה מציינים את אותו פרק הזמן, אשר בממוצע עובר בין ההופעות החוזרות של אותו נתון, בתקופת המדידה. אם ערך מסוים הופיע במשך 40 שנה 5 פעמים הרי הזמן הממוצע בין ההופעות החוזרות הוא 8 שנים, או במילים אחרות: תקופת החזרה של אותו נתון הוא 8 שנים. הואיל ותקופת החזרה הוא מושג סטטיסטי אשר מתקבל ע"י חלוקת סך הכל תקופת המדידה בתדירותו של נתון מסויים, ברור שתקופת החזרה יכולה להתקבל גם בתור מספר לא שלם. אם התדירות של נתון היה 7 פעמים תוך 40 שנה, הרי תקופת החזרה
$$\left(\frac{40}{7}\right) = 5.7 \text{ שנים.}$$

3.2.2 שכיחות מוחלטת והתאור הגרפי

בראשית הנתוח הסטטיסטי של בעיות הידרולוגיות מתקבלים הנתונים הגלמיים (או גלמיים למחצה) על פי רוב בסדר כרונולוגי. גם תאורם הגרפי הראשון יוכל להעשות בצורה כרונולוגית. טבלא 3 וציור 2 נותנים דוגמא לתאור זה.

טבלא 3 : הנתונים בסדר כרונולוגי

שנה	עובי	שנה	עובי	שנה	עובי
הגשם מ"מ		הגשם מ"מ		הגשם מ"מ	
1920	355	1927	396	1934	284
1921	424	1928	448	1935	306
1922	493	1929	421	1936	382
1923	445	1930	373	1937	464
1924	322	1931	409	1938	446
1925	273	1932	446	1939	438
1926	317	1933	413		



ציור 2: תאור כרונולוגי של הנתונים.

לאחר סידור הנתונים בקבוצות של 20 מ"מ תחום ולפי סדר עולה מתקבלת רשימת השכיחות או תדירות (טבלא מס' 4) .

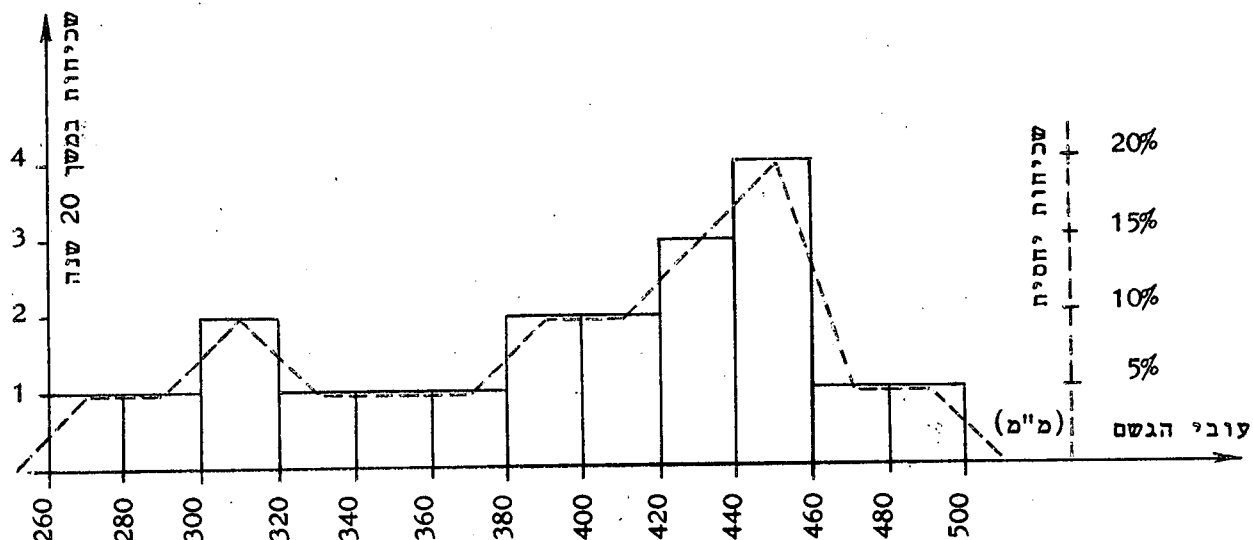
טבלא 4 : תדירות הופעת הגשם

תדירות תוך 20 שנה	עובי הגשם בקבוצה (מ"מ)	תדירות תוך 20 שנה	עובי הגשם בקבוצה (מ"מ)
2	381 - 400	1	261 - 280
2	401 - 420	1	281 - 300
3	421 - 440	2	301 - 320
4	441 - 460	1	321 - 340
1	461 - 480	1	341 - 360
1	481 - 500	1	361 - 380

20

ס"ה

התאור הגרפי של טבלא 4 נקרא בשם היסטוגרם (Histogram) (עיין ציור 3) . בהיסטוגרם ניתנת התדירות כפונקציה של עובי הגשם ומשום כך עובי הגשם נלקח בתור משתנה בלתי תלוי ומסומן על ציר האבסיסה , לעומת זאת התדירות היא המשתנה התלוי ומסומנת על ציר האורידנסה .

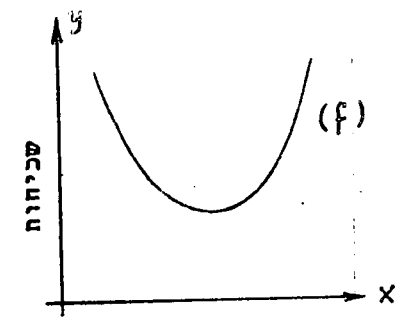
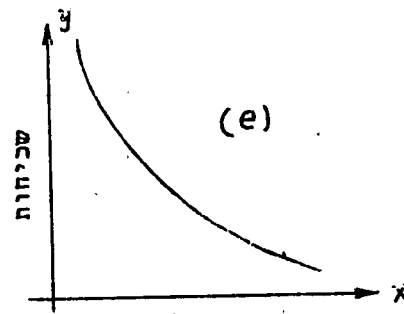
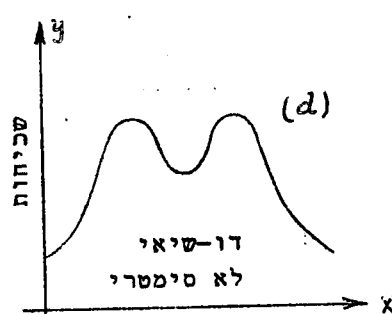
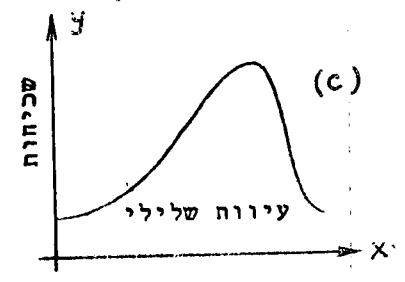
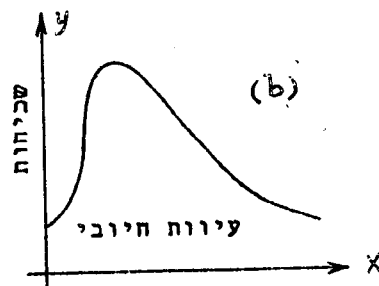
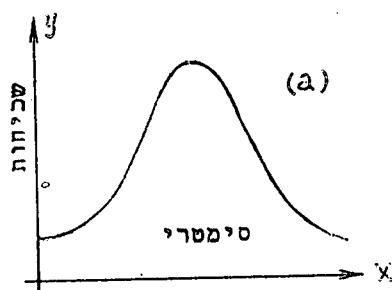


ציור 3 : היסטוגרם ומצולע התדירות (או מצולע השכיחות) .

אם נחבר את מרכזי קדקד ההיסטוגרם בקו רציף, נקבל את "מצולע השכיחות" (עיין קו מרוסק בציור מס' 3). במצולע השכיחות רצוי להשתמש - במקום היסטוגרם - כאשר מספר הקבוצות גדול ותחום הקבוצות קטן.

מתוך ציור 3 רואים שהשכיחות הגבוהה ביותר היתה לגשם בקבוצה של 460 - 440 מ"מ (4 פעמים תוך 20 שנה), במקום השני בין 420 - 460 מ"מ (3 פעמים), במקום השלישי הגשמים בקבוצות: 300 - 320; 380 - 400; ו-420 - 400 מ"מ (כל קבוצה 2 פעמים), ובמקום הרביעי הקבוצות: 280 - 260; 300 - 280; 320 - 340; 340 - 360; 360 - 380; 460 - 480; ו-480 - 500 מ"מ (כל קבוצה פעם אחת). פחות מ-260 מ"מ ויותר מ-500 מ"מ לא קרו בכלל בתקופת המדידה.

ברור שאם נחלק את הנחונים בקבוצות בעלות תחום אחר (למשל לקבוצות של 10 מ"מ או לקבוצות של 50 מ"מ) הן ההיסטוגרם והן מצולע השכיחות מקבלים צורה אחרת. עובדה זו משפיעה על דיוק המסקנות, אך לא על מהותן. ככל שתחום הקבוצות צר יותר, הדיוק המושג גדול יותר. כאשר מספר הנחונים הולך ורב ורוחב הקבוצות הולך וקטן, מקובל לשרטט במקום המצולע עקום רציף. עקום זה נקרא "עקום השכיחות", (Frequency Curve). עקום זה אפשר לעתים קרובות להגדיר ע"י פונקציה מתימטית, דבר אשר יקל על הוצאת מסקנות סטטיסטיות. לעקום השכיחות יכולות להיות צורות רבות ושונות. אחדות מצורות אלו נתונות בציור 4.



ציור 4 : צורות שונות של עקום השכיחות.

בנתוח הסטטיסטי של תופעות מטאורולוגיות והידרולוגיות
הצורות (a), (b) ו-(c) הרגילות ביותר.

3.2.3 שכיחות יחסית (Relative Frequency)

בחישובים מטאורולוגיים והידרולוגיים על פי רוב אין גודל
סידרת הנתונים זהה לזה. יתכן בשנה אחת היו 20 תצפיות בשנה
אחרת 28 ובשנה אחרת רק 18 תצפיות. אי לזאת השוואת התדירויות
של תופעה מסוימת בין השנים השונות נעשית קשה יותר. רצוי איפוא
לבטא את התדירות (או שכיחות) לא במספרים מוחלטים (3 פעמים מחוץ
20 תצפיות) אלא באחוזים. בדרך זו ההשוואה בין סידרות שונות של
נתונים נעשית נוחה ומהימנה יותר. לבטוי של התדירות באחוזים לגבי
כל סידרת התצפיות קוראים בשם "שכיחות יחסית" או "תדירות יחסית".

לפי נתוני טבלא 4 גשם שנתי בעובי של 460 - 440 מ"מ ירד 4
פעמים תוך 20 שנה, כלומר השכיחות היחסית:

$$\frac{4 \times 100}{20} = 20\%$$

השכיחות היחסית של גשם בעובי של 440 - 420 מ"מ:

$$\frac{3 \times 100}{20} = 15\%$$

סך הכל של השכיחויות היחסיות צריך להיות 100%.

בשרטוט ההיסטוגרם, מצולע השכיחות או עקום השכיחות אפשר ע"י
שנוי קנה-המידה של הציר האנכי לקבל מיד את מצולע השכיחות היחסית
(עייין קו מרוסק אנכי בצדו הימני של ציור 3).

the first of these is the fact that the
the second is the fact that the
the third is the fact that the
the fourth is the fact that the
the fifth is the fact that the
the sixth is the fact that the
the seventh is the fact that the
the eighth is the fact that the
the ninth is the fact that the
the tenth is the fact that the
the eleventh is the fact that the
the twelfth is the fact that the
the thirteenth is the fact that the
the fourteenth is the fact that the
the fifteenth is the fact that the
the sixteenth is the fact that the
the seventeenth is the fact that the
the eighteenth is the fact that the
the nineteenth is the fact that the
the twentieth is the fact that the
the twenty-first is the fact that the
the twenty-second is the fact that the
the twenty-third is the fact that the
the twenty-fourth is the fact that the
the twenty-fifth is the fact that the
the twenty-sixth is the fact that the
the twenty-seventh is the fact that the
the twenty-eighth is the fact that the
the twenty-ninth is the fact that the
the thirtieth is the fact that the
the thirty-first is the fact that the
the thirty-second is the fact that the
the thirty-third is the fact that the
the thirty-fourth is the fact that the
the thirty-fifth is the fact that the
the thirty-sixth is the fact that the
the thirty-seventh is the fact that the
the thirty-eighth is the fact that the
the thirty-ninth is the fact that the
the fortieth is the fact that the
the forty-first is the fact that the
the forty-second is the fact that the
the forty-third is the fact that the
the forty-fourth is the fact that the
the forty-fifth is the fact that the
the forty-sixth is the fact that the
the forty-seventh is the fact that the
the forty-eighth is the fact that the
the forty-ninth is the fact that the
the fiftieth is the fact that the
the fifty-first is the fact that the
the fifty-second is the fact that the
the fifty-third is the fact that the
the fifty-fourth is the fact that the
the fifty-fifth is the fact that the
the fifty-sixth is the fact that the
the fifty-seventh is the fact that the
the fifty-eighth is the fact that the
the fifty-ninth is the fact that the
the sixtieth is the fact that the
the sixty-first is the fact that the
the sixty-second is the fact that the
the sixty-third is the fact that the
the sixty-fourth is the fact that the
the sixty-fifth is the fact that the
the sixty-sixth is the fact that the
the sixty-seventh is the fact that the
the sixty-eighth is the fact that the
the sixty-ninth is the fact that the
the seventieth is the fact that the
the seventy-first is the fact that the
the seventy-second is the fact that the
the seventy-third is the fact that the
the seventy-fourth is the fact that the
the seventy-fifth is the fact that the
the seventy-sixth is the fact that the
the seventy-seventh is the fact that the
the seventy-eighth is the fact that the
the seventy-ninth is the fact that the
the eightieth is the fact that the
the eighty-first is the fact that the
the eighty-second is the fact that the
the eighty-third is the fact that the
the eighty-fourth is the fact that the
the eighty-fifth is the fact that the
the eighty-sixth is the fact that the
the eighty-seventh is the fact that the
the eighty-eighth is the fact that the
the eighty-ninth is the fact that the
the ninetieth is the fact that the
the ninety-first is the fact that the
the ninety-second is the fact that the
the ninety-third is the fact that the
the ninety-fourth is the fact that the
the ninety-fifth is the fact that the
the ninety-sixth is the fact that the
the ninety-seventh is the fact that the
the ninety-eighth is the fact that the
the ninety-ninth is the fact that the
the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

the hundredth is the fact that the

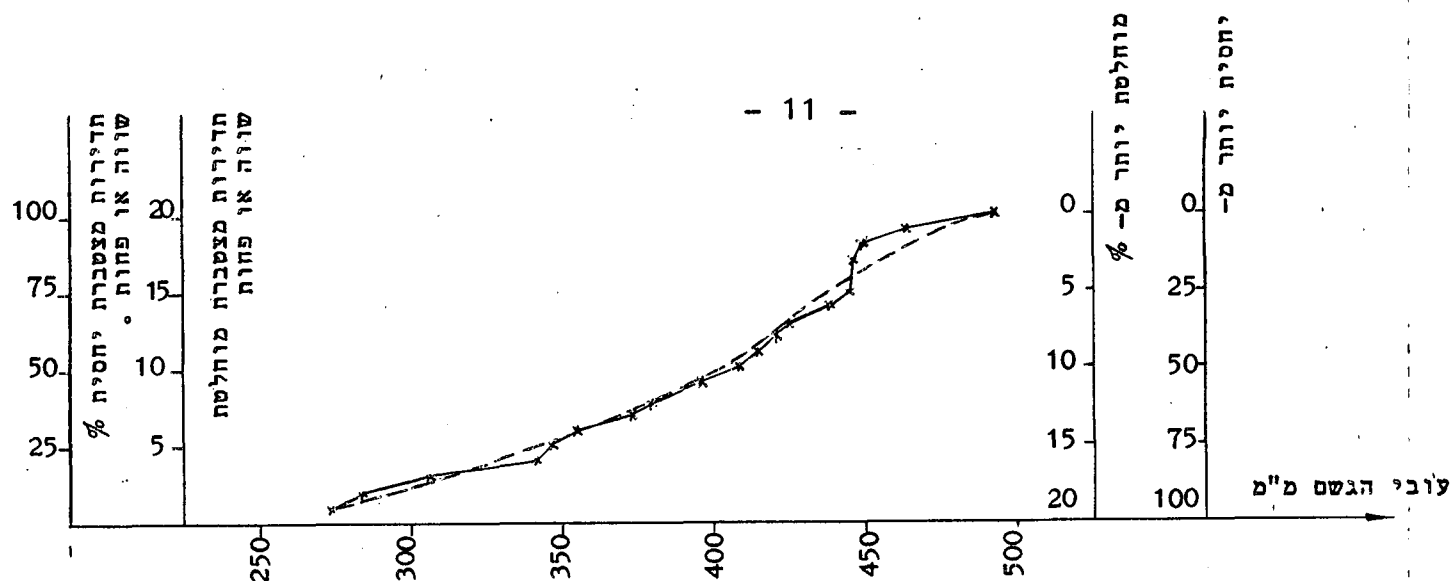
3.2.4. שכיחות מצטברת (Cumulative Frequency)

בשיקולים סטטיסטיים בכלל, בחישובים הידרולוגיים בפרט, ובהידרולוגיה של הנדסת ניקוז כמעט תמיד השאלה העיקרית היא, כמה פעמים תוך תקופת התצפיות קרתה תופעה שהיתה גדולה מערך מסוים, או קטנה מאותו ערך. אם למשל קיים ערוץ אשר מסובל להוליד ספיקה של 10 מ"ק בשניה, השאלה העיקרית כמה פעמים קרה (או בכמה אחוזים של מספר התצפיות) שהמים עברו על גדות הערוץ. למושג של שכיחות אשר מבטא את השכיחות של "שווה או יותר" או את המושג "פחות מ-..." קוראים: "שכיחות מצטברת" או "שכיחות מצטברת יחסית" (כאשר הערך מבוסס באחוזים).

לשם הדגמה נרשום את הנחונים של טבלא מס' 3, אולם לא לפי סדר כרונולוגי, אלא בסדר עולה. (עיין טבלא 5).

טבלא 5 : חדירות ותדירות מצטברת של נחוני טבלא 3.

עובי הגשם מ"מ	תדירות		חדירות		מצטברת	
	מוחלטת		יחסית %		יחסית %	
	מוחלטת	יחסית %	מוחלטת	יחסית %	מוחלטת	יחסית %
273	1	5	1	5	19	95
284	1	5	2	10	18	90
306	1	5	3	15	17	85
317	1	5	4	20	16	80
322	1	5	5	25	15	75
355	1	5	6	30	14	70
373	1	5	7	35	13	65
382	1	5	8	40	12	60
396	1	5	9	45	11	55
409	1	5	10	50	10	50
413	1	5	11	55	9	45
421	1	5	12	60	8	40
424	1	5	13	65	7	35
438	1	5	14	70	6	30
445	1	5	15	75	5	25
446	2	10	17	85	3	15
448	1	5	18	90	2	10
464	1	5	19	95	1	5
493	1	5	20	100	0	0
ס"ה	20	100%				



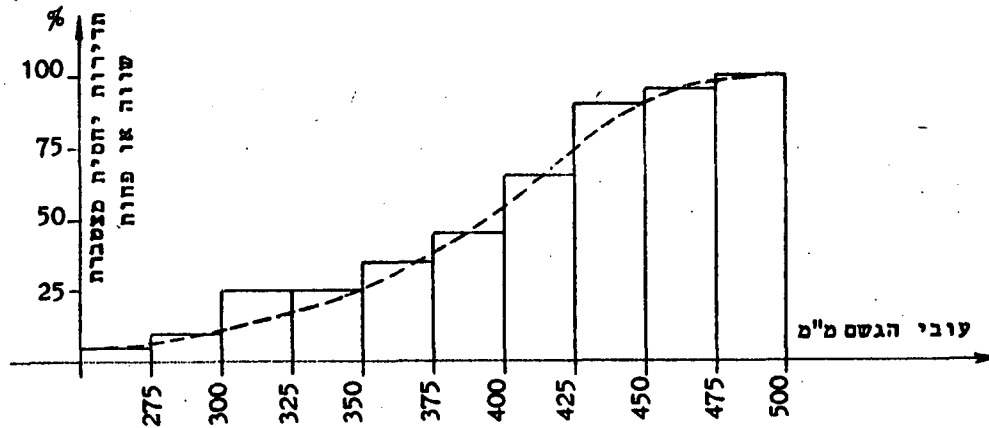
ציור 5 : מצולע ועקום התדירות המצטברת המוחלטת והיחסית .

עקום התדירות המצטברת שורטט לפי טביעת עין כעקום רציף .

גם את מצולע ועקום התדירות המצטברת אפשר לבנות ע"י חלוקת הנחונים לקבוצות. לרוב הצרכים ההידרולוגיים זאת היא השיטה המקובלת .

טבלא 6 : נחוני טבלא 5 בסידור לקבוצות :

עובי הגשם מ"מ		תדירות		תדירות		מצטברת	
		מוחלטת		יחסית %		יחסית %	
		מוחלטת		יחסית %		יחסית %	
250 - 275	1	5	1	5	19	95	1
275 - 300	1	5	2	10	18	90	2
300 - 325	3	15	5	25	15	75	5
325 - 350	0	0	5	25	15	75	10
350 - 375	2	10	7	35	13	65	15
375 - 400	2	10	9	45	11	55	20
400 - 425	4	20	13	65	7	35	25
425 - 450	5	25	18	90	2	10	30
450 - 475	1	5	19	95	1	5	35
475 - 500	1	5	20	100	0	0	40
ס"ה	20	100					



ציור 6 : חירות יחסית מצטברת לאחר סידור הנתונים בקבוצות .

3.3. אוכלוסיה ודגם (Population and Sample)

מספרן של תופעות מסוימות - ובכללן של התופעות המסאורולוגיות וההידרולוגיות - הוא אין-סופי . גשם יחיד מאז בריאת העולם וירד עד סוף קיומו . בירדן זורמים המים בודאי זה מיליוני שנים וימשיכו לזרום עד תקופה בלתי ידועה .

כלל הערכים שקרו בעבר ויקרו בעתיד לגבי תופעה מסוימת (כגון: עובי גשם יומי , ספיקה בנחל וכו') נקראים במונח הסטטיסטי בשם "אוכלוסיה" של הנתונים .

ברור שהמידות או תצפיות אותן מבצע האדם , מתיחסות רק לחלק זעיר של כלל התופעות . לאותו חלק מהאוכלוסיה לגביהם מדד, צפה או אסף האדם נתונים בדרך כלשהיא , קוראים במונח הסטטיסטי בשם "דגם" .

ברצותו האדם להסיק מסקנות לגבי אפשרויות סטטיסטיות לעתיד , ברור שאין כל דרך להשיג נתונים על תופעות שטרם קרו ואף לא על אלו שקרו לפני תקופת המדידות או התצפיות . אי לכך נאלצים להסתמך על "דגם" בלבד .

קיימים מקרים בהם הדגם כולל - או יכול לכלול - את האוכלוסיה כולה . רוצים למשל לדעת בשנת 1946 כמה סטודנטים באוניברסיטה סיימו את לימודיהם בהצטיינות וכמה נכשלו , אפשר להשיג את הנתונים לגבי כל הסטודנטים שסיימו באותה שנה , כלומר לגבי האוכלוסיה כולה .

אם לעומת זאת רוצים לחזות מראש, כמה סטודנטים יסיימו את לימודיהם בהצטיינות במשך עשרת השנים הבאות, הרי ישמשו השנים, עליהם יש נתונים מדויקים, כדגם בלבד, ממנו משתדלים לחשב בעזרת שיטות סטטיסטיות את אשר צפוי בעתיד. תוצאות חישובים אלה אינם נותנים בטחון לגבי העתיד, אלא הסתברות בלבד (Probability). המדע העוסק בחישובים אלה נקרא: "תורת ההסתברות" (Probability Theory) תורה זו רחבה מאד ומבוססת על ידיעות מעמיקות במתימטיקה.

אין בכוונתנו לתת במסגרת ספר זה את תורת ההסתברות כולה, ואף לא את אותם החלקים הנמצאים בשמוש בהידרולוגיה מדעית. נסתפק בהבהרת אותן השיטות השימושיות, אשר מהנדס הניקוז עשוי להזדקק להן.

כלל חשוב הוא שככל שהדגם גדול (יותר שנים של מדידת גשם, יותר מדידות ספיקה וכו'), תהיה ההקשה מהדגם לאוכלוסיה מהימנה יותר.

הדגם חייב להיות "יציג" (Representative), כלומר אין עליו לכלול נתונים אשר מסיבה זו או אחרת יוצאים מן הכלל. דרושה אם כן זהירות רבה בשפוט, איזה נתון בדגם יציג ואיזה הוא יוצא מן הכלל.

בדיון על שכיחות יחסית מצטברת (סעיף 3.2.4) ובדוגמא שניתנה לצורך זה מצאנו שכל הגשמים השנתיים במשך 20 שנה היו פחותות מ-500 מ"מ. אמרנו אם כן (עיי' ציור 6), כי 100% של הגשמים שווה או פחות מ-500 מ"מ. אילו המשכנו את המדידה 20 שנים נוספות, ייתכן מאד שהיו כמה שנים, בהן הגשם השנתי היה יותר מ-500 מ"מ. משום כך ההצהרה לפיה 100% פחות או שווה מ-500 מ"מ, עומדת בעינה רק לגבי הדגם של 20 שנה ולא לגבי האוכלוסיה כולה. מוטב אם כן לומר שעל פי הדגם אשר לרשותנו התדירות היחסית המצטברת של 500 מ"מ גשם לשנה שואפת ל-100% אך אינה בהחלט 100%.

כל הדוגמאות אשר בפרק 3.2 התייחסו לדגם ולא לאוכלוסיה.

4.3 ערכים בעלי תכונות מרכזיות

כאשר המהנדס רוצה לדון, לבדוק או לשקול את התוצאות של מדידות או תצפיות רבות, על פי רוב דרוש לו איזה שהוא ערך בודד אשר יאפיין את כל הערכים המפוזרים. כך אפשר לדבר למשל על גשם ממוצע רב-שנתי, על ספיקה הקורית בשכיחות מצטברת יחסית של 50% וכו'.

קיימים כמה ערכים אופייניים, מרכזיים כאלה אשר לכל אחד תכונות אחרות וסביבם מפוזרים הערכים המדודים לפי כללים מסוימים.

3.4.1 הממוצע האריתמטי (Arithmetic Mean)

לממוצע האריתמטי קוראים לפעמים גם בשם המקוצר "הממוצע". הממוצע האריתמטי הוא סכום של כל הערכים המדודים מחולק במספר הערכים. אם נסמן את הערכים המדודים (או "הנתונים") : $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ הממוצע האריתמטי :

$$\bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i}{n}$$

כאשר במערכת הנתונים ישנם אחדים המופיעים מספר פעמים (או לפי השפה הסטטיסטית : נתונים אשר שכיחותם גדולה מ-1), אפשר ליצור "ממוצע משוקלל" (Weighted Arithmetic Mean).

יהיו הנתונים a, b, c עם שכיחויות f_1, f_2, f_3 בהתאמה. הממוצע האריתמטי המשוקלל יהיה :

$$\bar{A} = \frac{f_1 a + f_2 b + f_3 c}{f_1 + f_2 + f_3}$$

דוגמא מס' 1 :

הנתונים : 6, 8, 7, 3

דרוש : הממוצע האריתמטי

$$\bar{A} = \frac{6 + 8 + 7 + 3}{4} = 6$$

דוגמא מס' 2 :

הנתונים : 2, 2, 4, 4, 4, 7, 6, 6, 8, 8, 8

דרוש : הממוצע האריתמטי המשוקלל

$$\bar{A} = \frac{2 \times 2 + 3 \times 4 + 1 \times 7 + 2 \times 6 + 3 \times 8}{2 + 3 + 1 + 2 + 3} = \frac{59}{11} = 5.36$$

הנתונים המדודים סוטים מהממוצע האריתמטי בשעור מסויים כלפי מעלה או כלפי מטה. הסטיה יכולה להיות באופן מקרי גם אפס.

לממוצע האריתמטי כמה תכונות חשובות בנתוח הסטטיסטי :

(1) סכום כל הסטיות סביב לממוצע האריתמטי הוא אפס .

יהיו הנתונים : $a_1; a_2; a_3 \dots a_n$

הממוצע האריתמטי : $\bar{A} = \frac{\sum a}{n}$

הסטיות : $(a_1 - \bar{A}); (a_2 - \bar{A}); (a_3 - \bar{A}); \dots (a_n - \bar{A})$

סכום הסטיות : $(a_1 - \bar{A}) + (a_2 - \bar{A}) + (a_3 - \bar{A}) + \dots + (a_n - \bar{A})$

$$+ a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n - n\bar{A} = \sum a - \sum a = 0$$

(2) סכום רבועי הסטיות ממספר כלשהו יהיה מינימום , כאשר אותו

מספר הוא הממוצע האריתמטי .

נחשב את ריבועי הסטיות מהערך " m " .

$$(a_1 - m)^2 + (a_2 - m)^2 + \dots + (a_n - m)^2 =$$

$$a_1^2 - 2a_1m + m^2$$

$$+ a_2^2 - 2a_2m + m^2$$

+

+

⋮

⋮

$$+ a_n^2 - 2a_nm + m^2$$

$\Sigma = a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2 - 2m(a_1 + a_2 + \dots + a_n) + n.m^2$
כדי לקבל את המינימום של הסכום הנ"ל , יש לגזור אותו לפי m

$$\frac{d\Sigma}{dm} = -2(a_1 + a_2 + \dots + a_n) + 2nm = 0$$

$$2nm = 2(a_1 + a_2 + \dots + a_n)$$

$$m = \frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{n} = \bar{A}$$

(3) כאשר קיימות קבוצות של נתונים , הממוצע של כל הנתונים שווה

לממוצע המשוקלל של הממוצעים הקבוצתיים .

\bar{A}_1	יהיו הנתונים בקבוצה הראשונה	$a_1; a_2; a_3$	והממוצע שלהם
\bar{A}_2	" " "	$b_1; b_2; b_3; b_4$	והממוצע שלהם
\bar{A}_3	" " "	$c_1; c_2$	והממוצע שלהם

הממוצע האריתמטי הכללי :

$$\bar{A} = \frac{3 \times \bar{A}_1 + 4 \times \bar{A}_2 + 2 \times \bar{A}_3}{3+4+2}$$

דוגמא מס' 3:

הנתונים : 2, 6, 8, 12, 20, 24

דרוש : סכום הסטיות סביב למוצע האריתמטי

הפתרון : הממוצע האריתמטי $\bar{A} = \frac{2+6+8+12+20+24}{6} = 12$

הסטיה		הנתון
-	+	
10		2
6		6
4		8
0	0	12
	8	20
	12	24
20	20	

סכום הסטיות : $0 = (20 - 20)$.

דוגמא מס' 4:

הנתונים : כמו בדוגמא 3.

דרוש : למצוא את אותו מספר אשר סכום רבועי הסטיות סביבו מתקבל מינימום.

הפתרון : המספר הבלתי ידוע הוא " m " וסביבו יוצרים את רבועי הסטיות.

$$(2-m)^2 + (6-m)^2 + (8-m)^2 + (12-m)^2 + (20-m)^2 + (24-m)^2 = \text{minimum}$$

$$4+36+64+144+400+576 - 2m(2+6+8+12+20+24) + 6m^2 = \text{minimum}$$

$$1224 - 144m + 6m^2 = \text{minimum}$$

$$12m - 144 = 0$$

$$m = 12 = \bar{A} \quad (\text{כמו בדוגמא 3})$$

דוגמא מס' 5:

נתונים : בשלוש קבוצות :

בקבוצה ראשונה 4 נתונים : 2, 4, 6, 8 והממוצע האריתמטי שלהם $\bar{A}_1 = 5$

בקבוצה השנייה 3 נתונים : 10, 12, 14 והממוצע האריתמטי שלהם $\bar{A}_2 = 12$

בקבוצה השלישית 5 נתונים : 16, 18, 20, 22, 24 והממוצע האריתמטי שלהם $\bar{A}_3 = 20$

דרוש : הממוצע האריתמטי של כל הנתונים על פי הממוצע המשוקלל של הממוצעים הקבוצתיים.

$$\bar{A} = \frac{4 \times 5 + 3 \times 12 + 5 \times 20}{4 + 3 + 5} = 13$$

ביקורת : נחשב את הממוצע האריתמטי בדרך הרגילה :

$$\bar{A} = \frac{2+4+6+8+10+12+14+16+18+20+22+24}{12} = 13$$

הממוצע האריתמטי רגיש מאוד לערכים קיצוניים ויוצאי דופן ולכן אינו מבטא תמיד ערך מרכזי אופייני . אי לזאת , אם בין הנתונים יש ערך אשר באופן ברור יוצא דופן , רגילים - לצורך חישוב הממוצע האריתמטי - לדלג על ערך זה . פעולה זאת במידה רבה שרירותית .

3.4.2 הממוצע הגיאומטרי (Geometric Mean)

הממוצע הגיאומטרי הוא השורש בדרגת n של מכפלת n נתונים .

$$\bar{G} = \sqrt[n]{a_1 \times a_2 \times \dots \times a_n}$$

כאשר כל הנתונים מספרים חיוביים , אז $\bar{G} < \bar{A}$ וכאשר כל

הנתונים שווים אז $\bar{G} = \bar{A}$

במקרים מסוימים הממוצע הגיאומטרי נותן יותר תחושה לערך מרכזי מאשר הממוצע האריתמטי . משפט זה נכון בעקר למקרים בהם דרוש ערך מרכזי למספרי יחס או למנה בין שנים או יותר מספרים .

נדגים את התיזה הזאת בדוגמא מס' 6 .

דוגמא מס' 6 :

בשני נחלים קרובים מדדו את הספיקה השנתית המכסימלית במשך 3 שנים . היחס בין הספיקה מכסימלית בנחל (1) לבין זו בנחל (2) היה שונה בכל אחת משלושת השנים . ברצוננו לבטא בערך מרכזי מתאים את היחס בין שני הנחלים .

הנתונים :

שנה	ספיקה מכסימלית m^3/sec	
	Q_2	Q_1
1960	220	500
1961	220	480
1962	200	300

היחסים בין שתי הספיקות של אותה שנה :

שנה	Q_1/Q_2
1960	2.273
1961	2.181
1962	1.500
	5.954

הממוצע האריחמטי של יחסי Q_1/Q_2 :

$$\frac{\Sigma Q_1/Q_2}{3} = \frac{5.954}{3} = 1.985$$

אם לעומת זאת נבדוק את היחסים של Q_2/Q_1 מתקבלת תוצאה שונה .

שנה	Q_2/Q_1
1960	0.440
1961	0.457
1962	0.667
	1.564

$$\frac{\Sigma Q_2/Q_1}{3} = \frac{1.564}{3} = 0.521$$

אילו היו חישובים אלה נכונים , היה צריך להיות היחס הממוצע בין ספיקות שני הנחלים $Q_1/Q_2 = 1.985$ ובו בזמן $Q_2/Q_1 = 0.521$ היות ו- $\frac{1}{0.521} \neq 1.985$, הרי החשוב אינו נכון .

ניצור במקום זה כעת את הממוצע הגיאומטרי של היחסים Q_1/Q_2 :

$$\bar{G}_1 = \sqrt[3]{2.273 \times 2.181 \times 1.500} = 1.95$$

כמו כן את הממוצע הגיאומטרי של היחסים הרציפרוקים Q_2/Q_1 :

$$\bar{G}_2 = \sqrt[3]{0.440 \times 0.457 \times 0.667} = 0.52$$

כתוצאה מחישובים אלה :

$$Q_2 = Q_1/1.95 = 0.52 Q_1$$

והתשובה חד-משמעית .

3.4.3 הממוצע ההרמוני (Harmonic Mean)

הממוצע ההרמוני הוא הערך הרציפוקי של הממוצע האריתמטי של רציפוקי הנתונים .

$$\bar{H} = \frac{1}{\frac{1}{n} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} + \dots + \frac{1}{a_n} \right)}$$

או בצורה אחרת :

$$\frac{1}{\bar{H}} = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} + \dots + \frac{1}{a_n} \right)$$

כאשר כל הנתונים הם חיוביים ואינם שווים זה לזה :

$$\bar{H} < \bar{G} < \bar{A}$$

אם כל הנתונים שווים אז :

$$\bar{H} = \bar{G} = \bar{A}$$

השמוש בממוצע ההרמוני בעל חשיבות באותם המקרים , בהם לרציפוקי הנתונים משמעות פיסיקלית או סטטיסטית גבוהה יותר מאשר לנתונים עצמם .

להבהרה נתונה הדוגמא הבאה .

דוגמא מס' 7 :

לנחל שלושה קטעים , כל קטע באורך 1 ק"מ . השפוע האורכי של כל קטע שונה ואי לכך שונה גם מהירות הזרימה בכל קטע וקטע .

הנתונים : המהירויות בשלושה הקטעים הם : -

$$v_1 = 3.00 \text{ m/sec}$$

$$v_2 = 1.50 \text{ m/sec}$$

$$v_3 = 0.60 \text{ m/sec}$$

דרוש : מהירות הזרימה הממוצעת .

הפתרון : (1) הזמן הדרוש למים כדי לעבור את כל אורך הנחל :

$$t_1 = \frac{1000}{3.00} = 333 \text{ sec}$$

$$t_2 = \frac{1000}{1.50} = 667 \text{ sec}$$

$$t_3 = \frac{1000}{0.60} = 1667 \text{ sec}$$

$$T = \Sigma t = 2667 \text{ sec}$$

כתוצאה מכך המהירות הממוצעת תהיה :

$$\bar{v} = \frac{3000 \text{ m}}{2667 \text{ sec}} = 1.12 \text{ m/sec}$$

(2) את אותה תוצאה נקבל מהממוצע ההרמוני :

$$\bar{v} = \bar{H} = \frac{1}{\frac{1}{3} \left(\frac{1}{3.00} + \frac{1}{1.50} + \frac{1}{0.60} \right)} = 1.12 \text{ m/sec}$$

בחור השוואה נבדוק את התוצאות הלא נכונות, אילו היינו מחשבים את המהירות הממוצעת כממוצע אריתמטי או כממוצע גיאומטרי של המהירויות הנתונות.

לפי הממוצע האריתמטי :

$$\bar{v}_A = \frac{3.00 + 1.50 + 0.60}{3} = 1.70 \text{ m/sec}$$

$$T_A = \frac{3000 \text{ m}}{1.70 \text{ sec}} = 1765 \text{ sec} \neq 2667 \text{ sec}$$

לפי הממוצע הגיאומטרי :

$$\bar{v}_a = \sqrt[3]{3.00 \times 1.50 \times 0.60} = 1.39 \text{ m/sec}$$

$$T_a = \frac{3000}{1.39} = 2155 \text{ sec} \neq 2667 \text{ sec}$$

השוואה זו מוכיחה שלמקרה הנדון רק הממוצע ההרמוני נותן תוצאה נכונה מבחינה פיסיקלית.

3.4.4 השורש של ממוצע הריבועים

$$\bar{R} = \sqrt{\frac{a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2}{n}} \quad \text{לפי ההגדרה :}$$

לממוצע זה חשיבות סטטיסטית בתורת השגיאות אך כמעט ואין בו שמוש בחישובים הידרולוגיים.

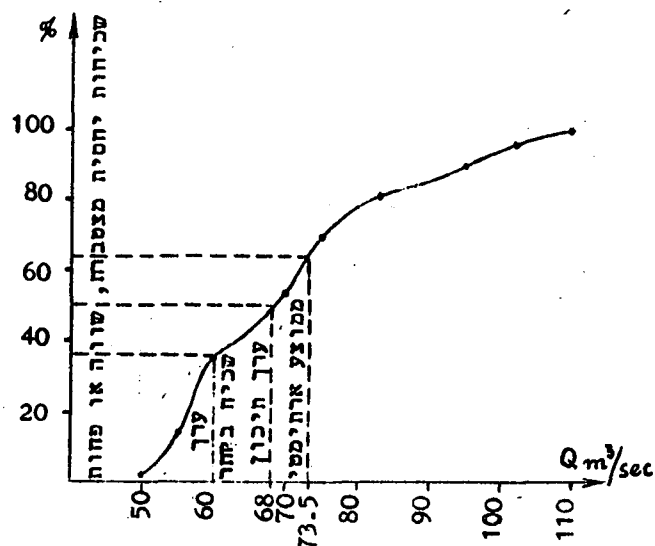
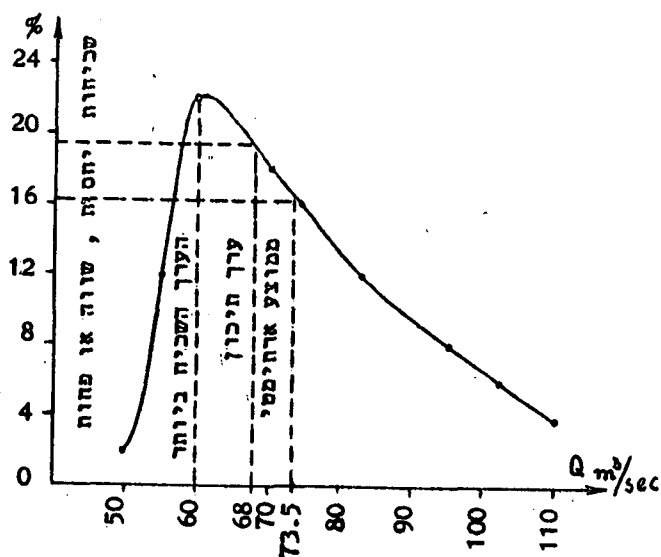
3.4.5 הערך התיכון (Median)

זהו הערך אשר שכיחותו היחסית המצטברת היא 50% או במילים אחרות זהו אותו ערך אשר מחציתם של כל הנתונים קטנה ממנו או שווה לו ומחציתם גדולה ממנו. אם משרטטים בהיסטוגרם קו אנכי דרך הערך התיכון, קו זה חוצה את שטח ההיסטוגרם. מבחינה סטטיסטית הערך התיכון נותן אינפורמציה מעמיקה יותר על תופעות הטבע מהממוצע האריתמטי, כי הוא קושר תופעות אלו עם שכיחותן.

בחור הדגמה נביא נחל אשר ספיקתו המקסימלית השנתית נמדדה במשך 50 שנה . בטבלא מס' 7 ושומות תוצאות המדידות ושכיחותן ובציור מס' 7 ניתן עקום השכיחות היחסית ועקום השכיחות היחסית המצטברת . הן הטבלא והן הציור בנויים על הדגם בלבד ומכך נובע הציון של 100% (עיין פרק 3.3) . מציור מס' 7 ברור, כי 50% של כל הספיקות שווה או קטן מ- 68 מ"ק בשניה ו- 50% מהספיקות גדול מ- 68 מ"ק בשניה . כלומר הערך התיכון הוא 68 מ"ק בשניה .

טבלא מס' 7 : הדגמה לערך התיכון

ספיקה מקסימלית m ³ /sec	שכיחות מוחלטת	שכיחות יחסית %	שכיחות יחסית מצטברת שווה או פחות %	שכיחות יחסית מצטברת, יותר מ- %
50	1	2	2	98
55	6	12	14	86
60	11	22	36	64
70	9	18	54	46
75	8	16	70	30
83	6	12	82	18
95	4	8	90	10
102	3	6	96	4
110	2	4	100	0
	50	100		



ציור מס' 7 : יחסים בין הערכים המרכזיים

3.4.6 הערך השכיח ביותר (Mode)

השם בעצמו מגדיר את המושג . בציור 7 הערך השכיח ביותר הוא 60 מ"ק בשניה . מבחינת הנתוח הסטטיסטי אין לערך זה משמעות רבה , כי הוא מתייחס לערך נקודתי בלבד , מבלי להתחשב בכל יתר הנתונים .

3.4.7 היחסים בין הערכים המרכזיים השונים

כבר צויין בסעיפים 3.4.2 ו- 3.4.3 שכאשר כל הנתונים חיוביים ואינם שווים אזי :

$$\bar{H} < \bar{G} < \bar{A}$$

וכאשר כל הנתונים שווים אזי :

$$\bar{H} = \bar{G} = \bar{A}$$

היחסים בין הממוצע האריתמטי , לבין הערך התיכון ובין הערך השכיח ביותר תלויים בצורת עקום השכיחות .

הקורא מופנה אל ציור 4 , בו נתונות הצורות השונות של עקומי שכיחות לפי כך :

אם העקום הוא סימטרי (a) אז: ממוצע אריתמטי = ערך התיכון = ערך השכיח ביותר .

אם לעקום עוות חיובי (b) אז: ממוצע אריתמטי > ערך תיכון > ערך השכיח ביותר .

אם לעקום עוות שלילי (c) אז: ממוצע אריתמטי < ערך תיכון < ערך השכיח ביותר .

אם העקום דו-שיאי או רב-שיאי (d) , אין אז יחס קבוע .

אם העקום כולו יורד או כולו עולה והעקום רצוף , אין יחס קבוע .

3.5 פזור הנתונים הסטטי

(Dispersion and Deviation)

הנתונים מפוזרים סביב הערכים המרכזיים . להגדרת פזור זה שיטות ומידות רבות , מהן נתונות בפרק זה שלוש שיטות בלבד המקובלות ביותר בסטטיסטיקה של חישובים הידרולוגיים , ואלה הם: התחום , הסטיה הממוצעת וסטית התקן .

3.5.1 התחום (Range)

התחום מסמן את הרווח בין הנתון הקטן ביותר לבין הגדול ביותר. תחום הנתונים בסבלא 7 הוא: $60 \text{ m}^3/\text{sec} = (110-50)$.

התחום , בתור מידה לפזור הנתונים , אינו מושג מהימן ביותר משתי סיבות :

(א) הוא אינו מתחשב בפזור כל מערכת הנתונים , אלא בשני הערכים הקיצוניים בלבד . בין שני הגבולות האלה אפשריות אין-סוף וריאציות של פזור הנתונים .

(ב) מספיק שנתון אחד יחיד , מביך מאות נתונים יהיה גדול מאוד או קטן מאוד באופן יוצא דופן , והתחום יגדל מיד במידה ניכרת . רגילים במקרה זה לדלג בדרך שרירותית על נתון יוצא דופן .

3.5.2 הסטיה הממוצעת (Mean Deviation)

הסטיה הממוצעת היא הממוצע האריתמטי של הערכים המוחלטים של כל הסטיות סביב ערך מרכזי כלשהו . אפשר אם כן לחשב את הסטיה הממוצעת ביחס לממוצע האריתמטי , ביחס לממוצע הגיאומטרי , הממוצע ההרמוני ואף ביחס לערך התיכון . יש לחזור ולהדגיש שאת הסטיות יש לקחת בערכן המוחלט כלומר בלי סימני \pm .

לפי כך נוכל לציין את הסטיה הממוצעת בדרכים הבאות :

$$MD_{\bar{A}} = \frac{\sum |a - \bar{A}|}{n} ; \quad MD_{\bar{G}} = \frac{\sum |a - \bar{G}|}{n} ; \quad MD_{\bar{H}} = \frac{\sum |a - \bar{H}|}{n} ; \quad MD_{\bar{M}} = \frac{\sum |a - \bar{M}|}{n}$$

ההחלטה בדבר הישוב הסטיה הממוצעת סביב ערך מרכזי זה או

אחר מתקבלת לפי אותם השיקולים המשמשים בסיס לחישוב הערך

המרכזי הנכון ביותר. ברור שאף באותה מערכת נתונים $MD_{\bar{A}} \neq MD_{\bar{C}} \neq MD_{\bar{H}} \neq MD_{\bar{M}}$ אלא אם כל הנתונים שווים.

אף כי אין לדבר הצדקה מהותית, במקרים רבים - ובספרים רבים - כאשר דובר על סטיה ממוצעת, מתכוונים לסטיה סביב לממוצע האריחמטי $(MD_{\bar{A}})$.

בשיקולים סטטיסטיים לעיתים קרובות מוצגת השאלה איזה הם אותם הנתונים אשר סטיחם מהערך המרכזי פחותה מסטיה ממוצעת אחת, או מפעמיים הסטיה הממוצעת וכו'.

להבהרת שאלה זו נחונה דוגמא מס' 8.

דוגמא מס' 8 :

הנתונים : 10,12,12,14,14,16,16,18

דרוש : לקבוע את אותם הנתונים בחוך המערכת אשר סטיחם מהממוצע האריחמטי פחותה מאשר (א) סטיה ממוצעת אחת (ב) שתי סטיות ממוצעות.

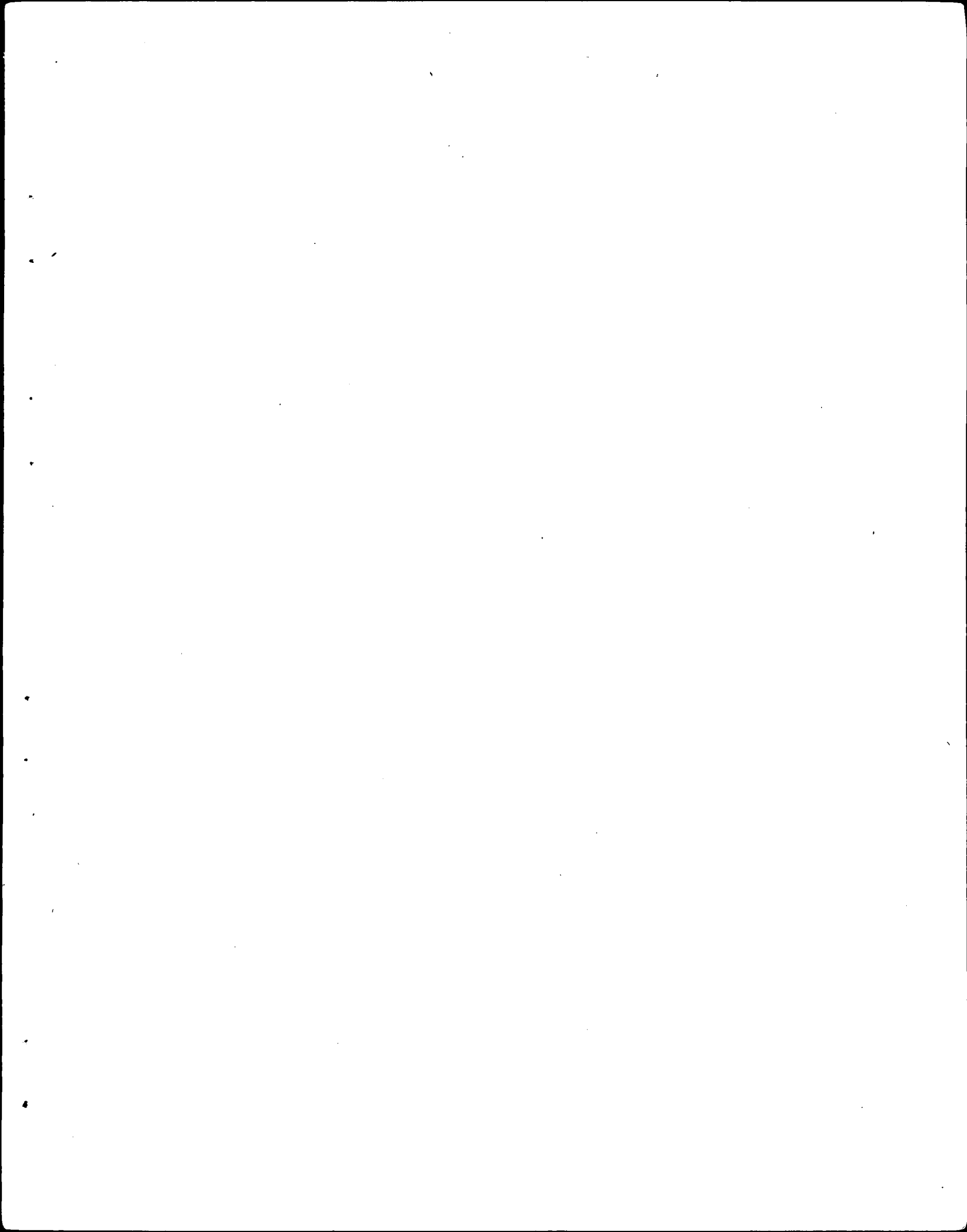
הפתרון : (1) קובעים את הממוצע האריחמטי :

$$\bar{A} = \frac{10 + 2 \times 12 + 3 \times 14 + 2 \times 16 + 18}{9} = 14$$

(2) קובעים את הסטיה הממוצעת :

a	$ a - \bar{A} $
10	4
12	2
12	2
14	0
14	0
14	0
16	2
16	2
18	4
	16

$$MD_{\bar{A}} = \frac{16}{9} = 1.78$$



(3) קובעים את התחום של $\bar{A} \pm MD_{\bar{A}}$:

$$\bar{A} + MD_{\bar{A}} = 14 + 1.78 = 15.78$$

$$\bar{A} - MD_{\bar{A}} = 14 - 1.78 = 12.22$$

כל הנתונים אשר גדולים מ-12.22 וקטנים מ-15.78 סוטים מהממוצע האריחמטי פחות מססיה ממוצעת אחת. לתחום זה מחאימים רק הערכים 14.

(4) קובעים את התחום של $\bar{A} \pm 2 MD_{\bar{A}}$:

$$\bar{A} + 2MD_{\bar{A}} = 14 + 2 \times 1.78 = 17.56$$

$$\bar{A} - 2MD_{\bar{A}} = 14 - 2 \times 1.78 = 10.44$$

כל הנתונים, מלבד 10 ו-18 נמצאים בתחום של הססיה אשר קטנה מפעמיים הססיה הממוצעת.

3.5.3 סטיית התקן (Standard Deviation)

זוהי אחת המידות החשובות ביותר למדידת הפזור. סטיית התקן בשמוש נרחב בחישובים סטטיסטיים בכלל ובנתוח סטטיסטי של חישובים הידרולוגיים בפרט.

סטיית התקן היא שורש של ממוצע ריבועי הסטיות ביחס לממוצע האריחמטי.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (a - \bar{A})^2}{n}} = \sqrt{(a - \bar{A})^2}$$

אח סטיית התקן אפשר לבטא גם בצורה אחרת:

$$\begin{aligned} (a_1 - \bar{A})^2 &= a_1^2 - 2a_1 \bar{A} + \bar{A}^2 \\ + (a_2 - \bar{A})^2 &= a_2^2 - 2a_2 \bar{A} + \bar{A}^2 \\ &\vdots \\ + (a_n - \bar{A})^2 &= a_n^2 - 2a_n \bar{A} + \bar{A}^2 \\ \Sigma &= (a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2) - 2\bar{A}(a_1 + a_2 + \dots + a_n) + n\bar{A}^2 \\ \frac{\Sigma(a - \bar{A})^2}{n} &= \frac{a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2}{n} - 2\bar{A} \frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{n} + (\bar{A})^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{a^2} &= \frac{a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2}{n} \\ \bar{A} &= \frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{n} \end{aligned}$$

הממוצע האריחמטי של רבועי הנתונים, ונסמן אותו $\overline{a^2}$, וזה שווה \bar{A}

לאחר הצבה מקבלים:

$$\frac{\Sigma(a - \bar{A})^2}{n} = \overline{a^2} - 2\bar{A}^2 + \bar{A}^2 = \overline{a^2} - \bar{A}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\overline{a^2} - \bar{A}^2}$$

לפי כך סטיית התקן :

או במילים :
סטית החקן שווה לשורש של ממוצע ריבועי הנחונים פחות
רבוע הממוצע האריתמטי של הנחונים .

3.5.4 הווריאנס (Variance)

הווריאנס הוא הרבוע של סטית החקן .

$$v = \frac{\sum (a - \bar{a})^2}{n} = \overline{(a - \bar{a})^2} = \overline{a^2} - \bar{a}^2 = \sigma^2$$

דוגמא מס' 9 :

הנחונים : כמו בדוגמא 8 .

דרוש : לקבוע את סטית החקן .

הפתרון :

$(a - \bar{a})^2$	$ a - \bar{a} $	\bar{a}	a
16	4		10
4	2		12
4	2		12
0	0		14
0	0	14	14
0	0		14
4	2		16
4	2		16
16	4		18
48			126

$$\sigma = \sqrt{\frac{48}{9}} = 2.31$$

$$\bar{a} = 126:9 = 14$$

3.5.5 פזור מוחלט, פזור יחסי ומקדם הפזור

(Absolute Dispersion, Relative Dispersion and Coefficient of Dispersion)

אף כי כל הבטויים שניתנו בסעיפים הקודמים : החחום , הסטיה
הממוצעת וסטית החקן מבטאים את פזור הנחונים סביב ערך מרכזי
מסויים , הם עדיין לוקים בחסר . יכולה להחקבל אותה סטית חקן
משתי מערכות נחונים : מערכת אחת מורכבת מ-100 נחונים והשניה
מ-5 נחונים . משום כך קיים הספק באיזו מתוך שתי המערכות למעשה
הפזור גדול יותר או קטן יותר . משום כך הונהג בטוי נוסף אשר
מתאים בעקר להשוואה בין מערכות נחונים שונות . בטוי זה נקרא :
" פזור יחסי " .

$$\frac{\text{פזור מוחלט}}{\text{ממוצע}} = \text{פזור יחסי}$$

בטוי זה " פזור מוחלט" יכולה להיות הסטיה הממוצעת או סטיה החקן והממוצע במכנה השבר יכול להיות ממוצע אריחמטי , גיאומטרי , או הרמוני , הכל לפי הצורך .

אי לזאת הפזור היחסי יכול לקבל צורות שונות כגון : $\frac{\sigma}{\bar{A}}$, $\frac{\sigma}{\bar{C}}$, $\frac{\sigma}{\bar{A}}$, $\frac{MD}{\bar{A}}$, $\frac{MD}{\bar{C}}$,

למקרה הפרטי , כאשר סטיה החקן מחולקת בממוצע האריחמטי יש שם מיוחד ונקרא "מקדם הפזור" (Coefficient of Dispersion)

להשוואת פזור הנתונים משמשת עוד שיטה , בא מבוטא הפזור לא ביחידות הרגילות (כגון : מ"מ של גשם , מ"ק בשניה של ספיקה וכו') . אלא ביחידות של סטיה החקן .

שיטה זו בשמוש רב בחישובים ההידרולוגיים .

דוגמא מס' 9 :

נתונים : עובי הגשם השנתי בשתי תחנות מדידה קרובות (עיין טבלא) . דרוש : יש לקבוע באיזו מן שתי התחנות היה הפזור המוחלט גדול יותר ובאיזו היה הפזור היחסי גדול יותר .

הערה : נתוני הדוגמא הזאת אינם מציאותיים , כי לא ודאי שבשתיים או יותר שנים נמדד אותו עובי גשם . הנתונים נבחרו לצורך הדגמא בלבד .

שנה	בתחנה מס' 1					בתחנה מס' 2				
	עובי הגשם	\bar{A}	$ a-\bar{A} $	$(a-\bar{A})^2$	$\frac{\sigma}{\bar{A}}$	עובי הגשם	\bar{A}	$ a-\bar{A} $	$(a-\bar{A})^2$	$\frac{\sigma}{\bar{A}}$
1970	610		90	8100		640		40	1600	
1971	800		100	10000		700		100	10000	
1972	700		0	0		510		90	8100	
1973	670		30	900		510		90	8100	
1974	740	700	40	1600		700	600	100	10000	0.116
1975	800		100	10000	0.098	640		40	1600	68.4
1976	710		10	100		570		30	900	
1977	740		40	1600		520		80	6400	
1978	620		80	6400		610		10	100	
1979	610		90	8100		600		0	0	
	7000		580	46800		6000		580	46800	

בהשוואת הסטיות המוחלטות בין שתי סידרות הנתונים אנו רואים כי :

(א) התחום שווה לשתי הסידרות : $190 = (700-510) = (800-610)$

(ב) הסטיה הממוצעת שווה לשתי הסדרות :

$$\frac{|a-\bar{A}|_1}{n} = \frac{|a-\bar{A}|_2}{n} = \frac{580}{10} = 58$$

(ג) סטית התקן שווה לשתי סידרות : $\sigma_1 = \sigma_2 = 68.4$

לעומת זאת שונה הפזור היחסי בשתי הסדרות .

$$\left(\frac{MD}{A}\right)_1 = \frac{58}{700} = 0.083 ; \left(\frac{MD}{A}\right)_2 = \frac{58}{600} = 0.097$$

$$\left(\frac{\sigma}{A}\right)_1 = \frac{68.4}{700} = 0.098 ; \left(\frac{\sigma}{A}\right)_2 = \frac{68.4}{600} = 0.116$$

התשובה : הפזור היחסי של סידרת הנתונים בתחנה מס' 2 גדול מזה שבתחנה מס' 1 .

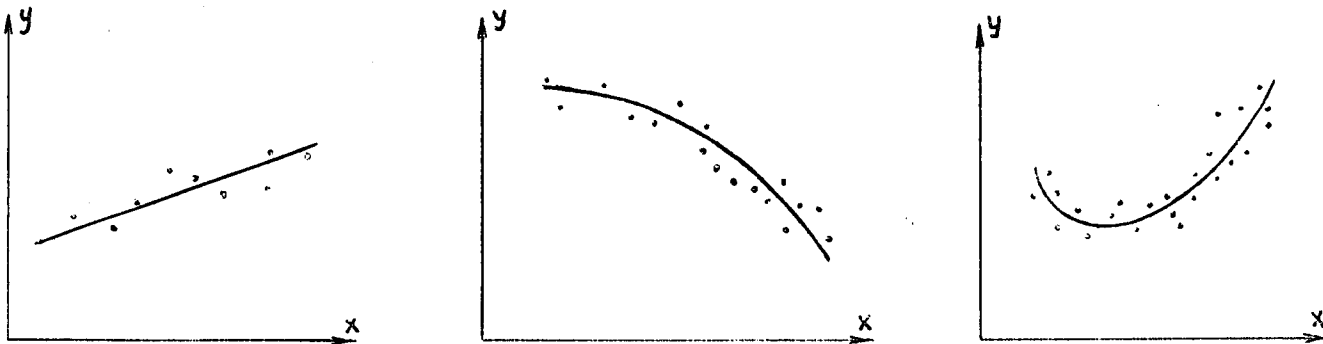
3.6 אינטרפרולציה ואקסטראפולציה של נתונים

כבר בפרק 3.3 הוסבר ההבדל בין "אוכלוסיה" לבין "דגם" . בחישובים הידרולוגיים הנתונים העומדים לרשותנו מהווים דגם קטן מאוד ביחס לאוכלוסיה ולכן כל חישוב סטטיסטי דרכו רוצים להסיק מסקנות לגבי האוכלוסיה , אינו נותן אלא אינפורמציה כללית ורופפת בלבד . אך הואיל וגם אינפורמציה זו יותר מאשר לא כלום , פותחו שיטות שונות - הנמצאות עדיין בתהליך מתמיד של פתוח - עליהן ידובר בפרקים המתיימרים של קונטרסים 5,4 , הדנים על גשם , זרימה , ספיקות וכו' .

הפרק הנוכחי מוקדש להבהרת הנושא הכללי של העברת מסקנות מהדגם לאוכלוסיה או מדגם קטן לדגם גדול יותר .

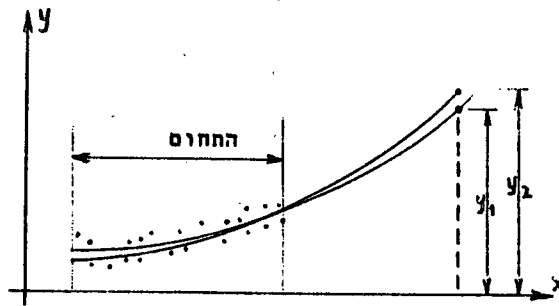
3.6.1 התאמת עקום רציף למערכת הנתונים

התאור הגרפי של מערכת הנתונים ביחסים כלשהם (היסטוגרם, עקום שכיחות, עקום שכיחות מצטברת וכו') מראה שהנתונים מפוזרים ואינם נמצאים על קו רציף אותו אפשר לבטא בפונקציה מתימטית. למרות זאת משתדלים להעביר בין הנקודות המפוזרות קו רציף אשר יאפשר לאמוד ערכים שלא נמדדו ישירות, הן בתחום הערכים המדודים (אינסטרפולציה) והן מעבר לתחום זה (אקסטרפולציה). ברור שקו זה אינו מתלכד בדיוק עם הערכים המדודים אמנם הוא מבטא את המגמה הכללית של עליות וירידות. מדע הסטטיסטיקה טרם מצא שיטה טובה יותר (עיין ציור 8).



ציור מס' 8 : נתונים מפוזרים סביב עקום רציף.

התאמת העקום הרציף לנקודות המפוזרות יוכל להעשות לפי העין. מנסים כמה עקומים (או קוים ישרים) עד אשר - לפי הרגשה בלבד - ניתן לחשוב שהקו מבטא את המגמה הכללית של הנקודות המפוזרות. שיטה זו טומנת בחובה את סכנת ההרגשה האינדיבידואלית ויש להניח שכל מהנדס או סטטיסטיקן ישרטט קו אחר אף אם אלה סוטים זה מזה רק במקצת. כל עוד דובר על אינסטרפולציה בתחום הנתונים, "אינדיבידואליות" זו לא תגרום לסטיות גדולות. אך סכנת הסטיה תלך ותגדל באקסטרפולציה ככל שמתרחקים מתחום הדגם (עיין ציור 9). הציור מראה שני עקומים אשר בתחום המדידות שניהם מתאימים לכאורה למערכת הנתונים אך באקסטרפולציה ההבדלים ניכרים.



ציור מס' 9 : סטיות העקום הרציף .

רצוי - במידת האפשרות - למצוא פונקציה מתימטית לעקומים הרציפים האלה ולחשב את הקבועים שבפונקציות לפי כללים סטטיסטיים כך שהסטיות תהיינה מינימליות . אף כי גם במקרה זה אין בטחון שהעקום יתאים לערכים העדידיים , לפי שעה בכל זאת זו השיטה הטובה ביותר .

האקסטרפולציה הנוחה ביותר ואף הבטוחה ביותר אם הפונקציה היא לינארית . יש אם כן להשתדל להמיר את הפונקציות הלא-לינאריות לפונקציות לינאריות , דבר אשר לא תמיד ניתן . בסעיף הבא ניתן מספר פונקציות והרמתן לפונקציות לינאריות . ברור שאפשריות עוד עשרות פונקציות שונות אשר לא מובאות במסגרת ספר זה , ומטרתנו רק להראות דרכים שונות לפעולה מתימטית זאת .

3.6.2 המרת פונקציות לא לינאריות לפונקציות לינאריות

הפשוט ביותר להבהיר את הנושא הזה על מספר דוגמאות . את הערכים הקבועים בפונקציות אלו אפשר לקבוע לפי שיטות סטטיסטיות שונות מתוכן שיטה אחת חוסבר בפרוטרוט בסעיף 3.6.3 .

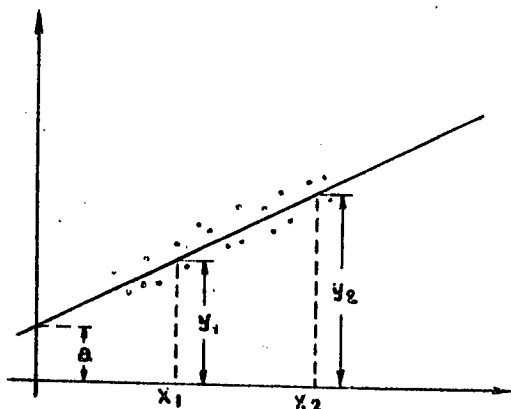
דוגמא א'

פונקצית לינארית מלכתחילה
(ציור מס' 10)

$$y = a + bx$$

$$y = a \quad \text{אז} \quad x = 0 \quad \text{כאשר}$$

$$b = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$

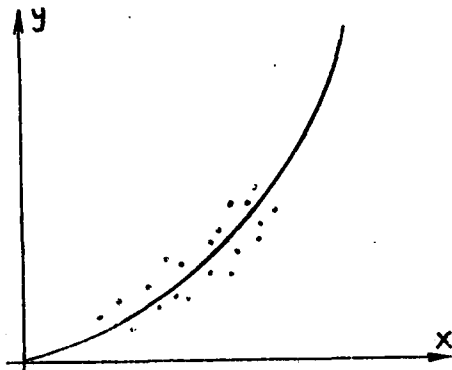


ציור מס' 10

שני הצירים ארתימטיים .

דוגמא ב'

הפונקציה המקורית: $y = ax^n$
 הצורה: פרבולה בדרגה "n"
 (ציור מס' 11).



ציור מס' 11

המרה לפונקציה לינארית:
 $\log y = \log a + n \cdot \log x$
 אם נקרא:

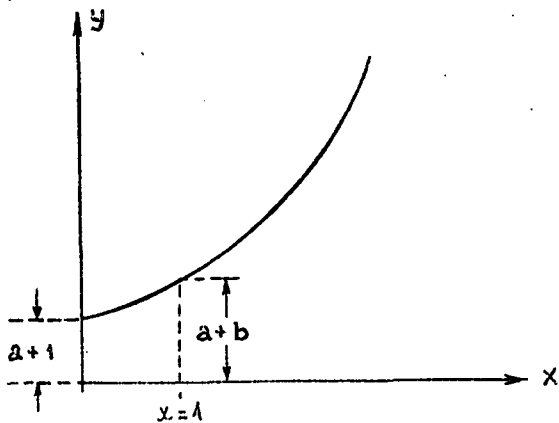
$$\begin{aligned}\log x &= X \\ \log y &= Y \\ \log a &= A\end{aligned}$$

נקבל: $Y = nX + A$ וזאת פונקציה לינארית.

בתאור גרפי של הפונקציה הלוגריתמית:
 האבסיסה: $\log x$ (סקלה לוגריתמית)
 האורדינטה: $\log y$ (סקלה לוגריתמית)
 הניר: $\log - \log$

דוגמא ג'

הפונקציה המקורית: $y = a + b^x$
 הצורה: פונקציה
 אקספוננציאלית
 (ציור מס' 12).



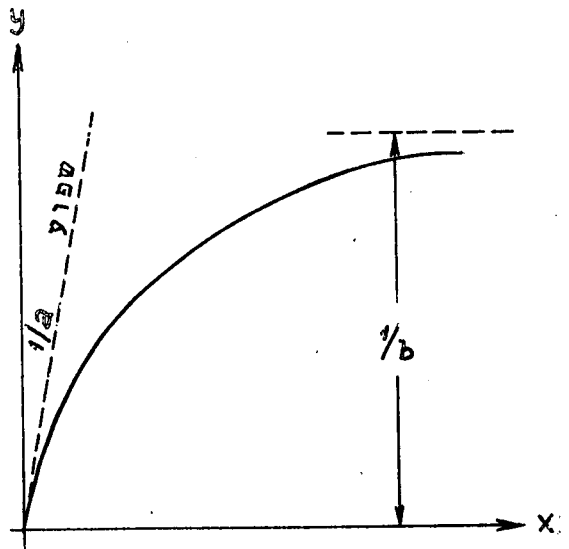
ציור מס' 12

המרה לפונקציה לינארית:
 $(y-a) = b^x$
 $\log (y-a) = x, \log b$
 בתאור גרפי של הפונקציה
 הלוגריתמית:

האבסיסה: ארתימטית (כי $\log b$ הוא מספר קבוע)
 האורדינטה: $\log (y - a)$
 הניר: סמי-לוגריתמי.

דוגמא ד'

הפונקציה המקורית : $y = \frac{x}{a + bx}$ (ציור מס' 13).



ציור מס' 13 .

הסנגנסה בנקודה $x = 0$ היא $1/a$
 הסנגנסה בנקודה ∞ היא 0
 (אסימפוטטי לקו אפקי).

המרה לפונקציה לינארית :

$$\frac{x}{y} = a + bx$$

בתיאור גרפי :

האבסיסה: אריחמסית לפי x

האורידנסה: אריחמסית לפי x/y

הניר : דו-אריחמטי .

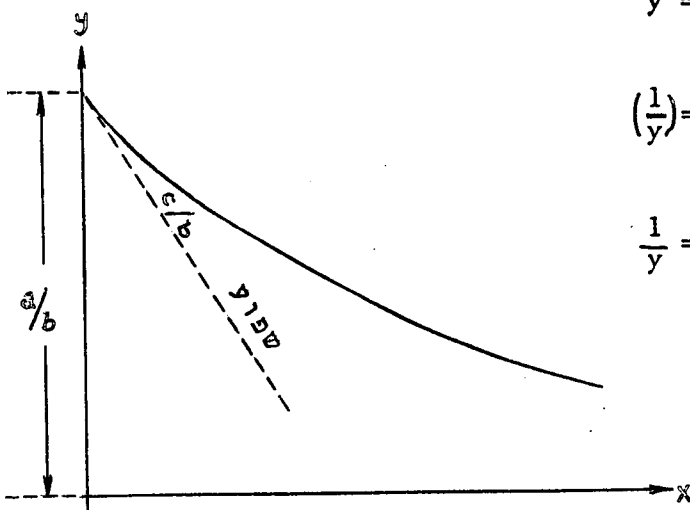
דוגמא ה'

הפונקציה המקורית: $y = \frac{a}{b + cx}$ (ציור 14).

אחרי המרה : $\left(\frac{1}{y}\right) = \left(\frac{b}{a}\right) + \left(\frac{c}{a}\right)x$

הפונקציה לינארית, אולם לא

בצורת $y = f(x)$ אלא בצורה $\frac{1}{y} = f(x)$



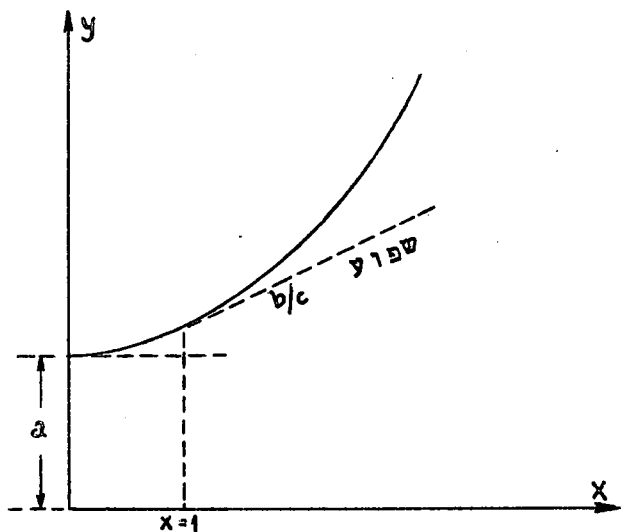
ציור מס' 14 .

בתאור גרפי :

האבסיסה: אריחמסית .

האורידנסה: אריחמסית לפי $1/y$

הניר : דו-אריחמטי .



ציור מס' 15

דוגמא 1

הפונקציה המקורית : $y = a + bx^c$

(ציור מס' 15) $\frac{dy}{dx} = b \cdot c \cdot x^{c-1}$

כאשר $x = 0$; $\frac{dy}{dx} = 0$

כאשר $x = 1$; $\frac{dy}{dx} = b \cdot c$

אחרי המרה:

$$\log\left(\frac{dy}{dx}\right) = \log(b \cdot c) + (c-1) \log x$$

בתאור גרפי :

האבסיסה: לוגריתמטית $(\log x)$

האורידנסה: לוגריתמטית $(\log \frac{dy}{dx})$

הניר : log-log :

בהתאמת העקום הרציף לנקודות המפוזרות הפעולה הקשר ביותר היא מציאת הפונקציה המתאימה ביותר . בתאור הגרפי של הנתונים (לפני המרת הפונקציות לפונקציה לינארית) מקבלים לפעמים עקום אשר לפי העין יכול להתאים לדוגמא ב' או ל-ג' או ל-ו או בכלל לפונקציה אחרת . במקרה זה אין דרך אחרת מאשר לבדוק 2-3 פונקציות ולראות איזו מהן נותנת את הפזור היחסי הקטן ביותר . יש לפעמים גם שיקולים פיסקליים לטובת פונקציה זו או אחרת . בשיקולים אלה נספל בקונטרס מס' 4 .

3.6.3 קביעת הערכים הקבועים בפונקציות לפי שיטת הרבועים

(Least Squares Method) הקטנים ביותר

בסעיפים 3.6.1 ו- 3.6.2 נדונו הדרכים להתאמת פונקציה מתאימה - פחות או יותר - למערכת הנתונים המפוזרת ולפישוט הפונקציה ע"י המרתה לפונקציה לינארית . אולם סעיפים אלה נתנו הדרכה רק לקביעת צורת הפונקציות ולא למקומן המדויק במערכת הקואורדינטות . אפילו בפונקציה לינארית יש צורך בשתי נקודות , או נקודה אחת וזווית הקו, כדי שנוכל לבצע אינטרפולציה ואקסטרפולציה נכונות .

לחלית זו מוכרות שיטות סטטיסטיות רבות . במסגרת מדריך זה ניתן שיטה מומלצת אחת אשר מקובלת גם בשטחים הנדסיים אחרים (כגון בגיאודזיה) , והיא שיטת הריבועים הקטנים ביותר .

לפי כלל סטטיסטי אותה פונקציה תיאורטית הטובה ביותר, אשר לפיה סכום ריבועי הסטיות בין הערכים המחושבים לבין הערכים המדודים, הוא מינימום.

נבדוק את השאלה תחילה על פונקציה לינארית (אשר יכולה להיות גם פונקציה מומרת ללינארית מתוך פונקציה לא לינארית).

אם לערך x_i (המשתנה הבלתי תלוי) מחשבים לפי הפונקציה המשוערת את הערך y , הרי נקבל:

$$y = a + bx_i$$

ערך מחושב זה על פי רוב אינו מזדהה עם הערך המדוד y_i כלומר, $y \neq y_i$. הסטיה בין הערך המחושב לבין הערך המדוד $D = y - y_i$

הפונקציה המשוערת תהיה הטובה ביותר, כאשר ΣD^2 יהיה מינימום או בצורה אחרת:

$$\Sigma D^2 = \Sigma [(a + bx_i) - y_i] = \text{מינימום}$$

על מנת למצוא את המינימום הזה יש לגזור את הפונקציה הן לפי a והן לפי b . שתי הנגזרות החלקיות צריכות להשתוות ל-0.

$$(1) \dots \frac{\partial (\Sigma D^2)}{\partial a} = 2 \Sigma [D (\frac{\partial D}{\partial a})] = 2 \Sigma (a + bx_i - y_i) = 0$$

$$(2) \dots \frac{\partial (\Sigma D^2)}{\partial b} = 2 \Sigma [D (\frac{\partial D}{\partial b})] = 2 \Sigma (a + bx_i - y_i) x_i = 0$$

לרשותנו " n " זוגות של נתונים ולפיכך נוכל לכתוב:

$$(3) \dots \Sigma (a + bx_i - y_i) = na + b \Sigma x_i - \Sigma y_i = 0$$

$$(4) \dots \Sigma (a + bx_i - y_i) x_i = a \Sigma x_i + b \Sigma x_i^2 - \Sigma x_i y_i = 0$$

אם נחלק את משוואת 3 ו-4 בערך " n " נקבל:

$$(5) \dots a + b \left(\frac{\Sigma x_i}{n} \right) - \left(\frac{\Sigma y_i}{n} \right) = 0$$

$$(6) \dots a \left(\frac{\Sigma x_i}{n} \right) + b \left(\frac{\Sigma x_i^2}{n} \right) - \frac{\Sigma x_i y_i}{n} = 0$$

במשוואות אלו:

הוא הממוצע האריתמטי של ערכי x (המשתנים הבלתי תלויים)

" " " " " $\frac{\Sigma y_i}{n}$

" " " " " $\frac{\Sigma x_i^2}{n}$

" " " " " $\frac{\Sigma x_i y_i}{n}$

" " " " " $\frac{\Sigma x_i y_i}{n}$

מתוך שתי המשוואות האלו (5 ו-6) נוכל לחשב את הערכים a ו- b .

במקרה ויש יותר משני ערכים קבועים, יש להשתדל להביא אותם לצורה,

בה נשארים רק שני ערכים (דבר שלא חמיד אפשרי) או לבחור באופן

שרירותי את אחד הערכים. ברוב המקרים מתברר שלמעשה רק ערך אחד ריאלי.

נדגים את דרך החשוב בדוגמאות .

דוגמא מס' 10

לאורך נהר מסוים מדדו את תכולת הסחופת במים במספר מקומות . בתחום אורך המדידות אין יובלים צדדיים נשפכים לתוך הנהר , יש אם כן יסוד להנחה שתכולת הסחופת היא פונקציה של המקום . המרחק משפך הנהר הוא המשתנה הבלתי תלוי וכמות הסחופת (ק"ג למ"ק) המשתנה התלוי .

הנתונים : ערכי x_i ; y_i נתונים בטבלא .
 דרוש : פונקצית הקשר .
 הפתרון : עיין הטבלא .

y מחושב	$x_i y_i$	x_i^2	y_i (kg/m ³)	x_i (km)
5.96	6.0	1	6.0	1.0
5.37	55.0	100	5.5	10.0
4.85	90.0	324	5.0	18.0
4.07	114.0	900	3.8	30.0
3.29	126.0	1764	3.0	42.0
1.93	138.6	3969	2.2	63.0
25.47	529.6	7058	25.5	164.0

$$\frac{\sum x_i}{n} = \frac{164.0}{6} = 27.33$$

$$\frac{\sum y_i}{n} = \frac{25.5}{6} = 4.25$$

$$\frac{\sum x_i^2}{n} = \frac{7058}{6} = 1176.33$$

$$\frac{\sum x_i y_i}{n} = \frac{529.6}{6} = 88.27$$

לפי כך משוואות 5 ו-6 תקבלנה את הצורה הבאה :

$$a + 27.33 b - 4.25 = 0$$

$$27.33 a + 1176.33 b - 88.27 = 0$$

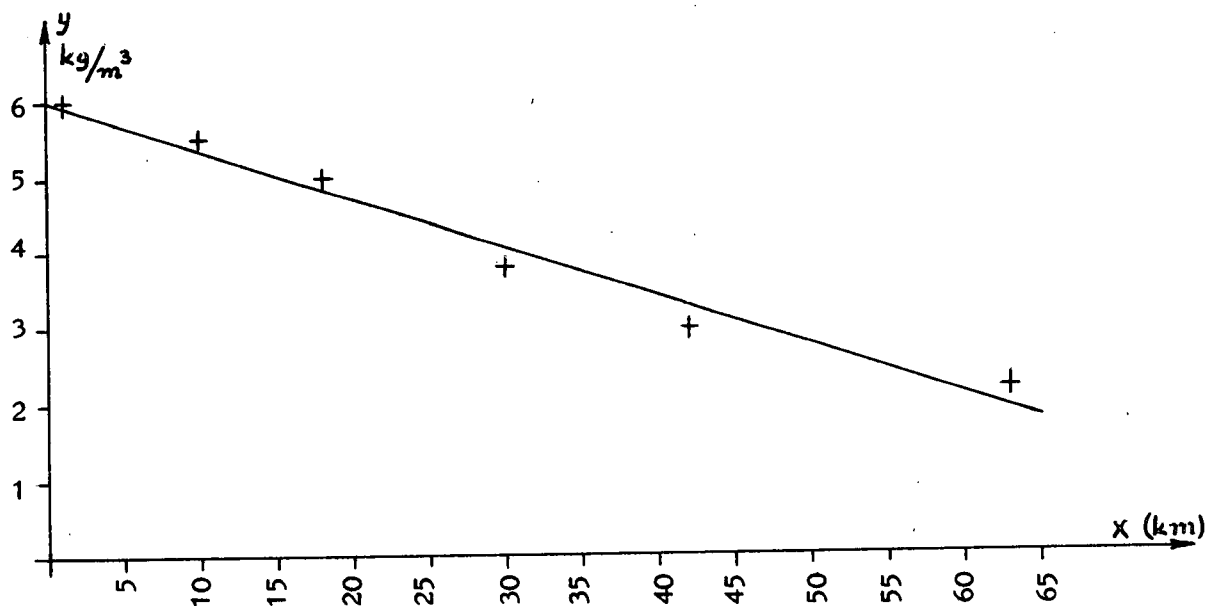
$$a = 6.02 ; b = - 0.065$$

פונקצית תכולת הסחופה תהיה איפוא :

$$y = 6.02 - 0.065 x$$

בעמודה החמישית של הטבלא הוכנסו ערכי y המחשובים לפי המשוואה הנ"ל. סכום הערכים המחושבים צריך להיות שווה לסכום הערכים המדודים. ההפרש הקטן (25.47 במקום 25.5) נובע מאי-דיוק החשבון (רק שתי ספרות אחרי הנקודה העשרונית).

בציור 16 מתוארות הן הנקודות המדודות והן הפונקציה המחושבת.



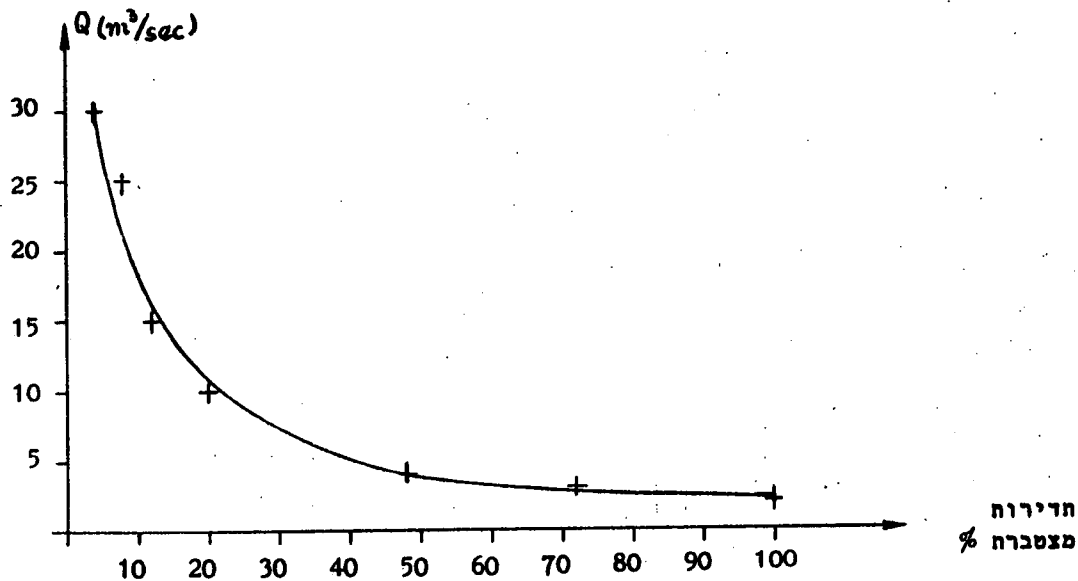
ציור מס' 16 : תאור הפונקציה של דוגמא 10

דוגמא מס' 11

הנחונים; בנחל מדרו את ספיקות השיא השנתיות במשך 25 שנה. (נחונים אלה דימיוניים וניתנים להדגמת השיטה בלבד. פרוס תדירויות הספיקות בנחל שונה בדרך כלל מהפרוס הניתן כאן, כפי שזה יוסבר בקונטרס מס' 4).

התדירות המצטברת היחסית בדגם כדלקמן. :-

הפתרון: (1) נעלה את הנתונים במערכת קואורדינטות אריתמטית ונתאים לפי טביעת עין - עקום רציף המתאים, פחות או יותר, לנתונים המפוזרים (עין ציור מס' 17).


$$y = \frac{a}{b + cx}$$
$$\frac{1}{y} = \left(\frac{b}{a}\right) + \left(\frac{c}{a}\right) x$$

נקרא $\frac{b}{a} = p$; $\frac{c}{a} = r$; ואז הפונקציה תהיה :

$$\frac{1}{y} = p + rx$$

(3) נחשב את ערכי x לפי שיטת הריבועים הקטנים ביותר (עיי' טבלא).

Δ	y מחושב	1/y מחושב	x_i 1/y _i	x_i^2	1/y _i	y _i (m ³ /sec)	x _i (%)
+ 7.99	37.99	0.02632	0.1332	16	0.0333	30	4
- 3.07	21.93	0.04560	0.3200	64	0.0400	25	8
+ 0.48	15.48	0.06488	0.8000	144	0.0666	15	12
- 0.32	9.67	0.10344	2.0000	400	0.1000	10	20
+ 0.19	4.19	0.23840	12.0000	2304	0.2500	4	48
- 0.18	2.82	0.35408	24.0000	5184	0.3333	3	72
+ 0.04	2.04	0.48904	50.0000	10000	0.5000	2	100
		1.32176	89.2532	18112	1.3232	89	264

בסימן Δ צוין ההפרש בין y_i (מדוד) לבין y מחושב .

$$\frac{\sum x_i}{n} = \frac{264}{7} = 37.71$$

$$\frac{\sum 1/y_i}{n} = \frac{1.3232}{7} = 0.1890$$

$$\frac{\sum x_i^2}{n} = \frac{18112}{7} = 2587.43$$

$$\frac{\sum x_i 1/y_i}{n} = \frac{89.2532}{7} = 12.7505$$

$$p + 37.71 r - 0.1890 = 0$$

$$37.71 p + 2587.43 r - 12.7505 = 0$$

$$p = 0.00704 ; r = 0.00482$$

המשוואה הלינארית : $1/y = 0.00704 + 0.00482 x$

הערכים המחושבים לפי משוואה לינארית זאת נמצאים בעמודה

השישית של הטבלא . מבטלא זו יש לראות שבספיקות גדולות ההפרשים

בין הערכים המחושבים לבין המדודים הם די גדולים ובספיקות קטנות

ההתאמה די טובה . אין אמנם ספק שבמידה ובחירת צורת הפונקציה $y = \frac{a}{b+cx}$

היתה הנכונה , הרי אין להשיג תוצאה טובה יותר .

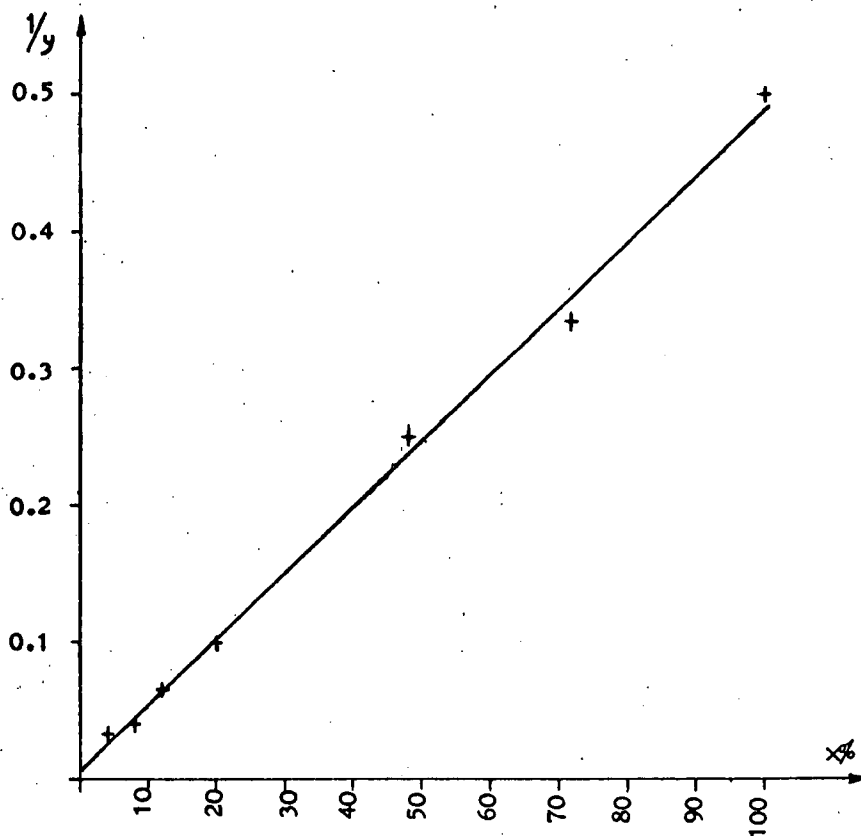
יש עוד לחשב את הספיקה הצפויה אחת ל-100 שנה, כלומר
בתדירות יחסית מצטברת של 1%. יש אם כן להציב במשוואה הלינארית $x_1 = 1\%$

$$1/y = 0.00704 + 1 \times 0.00482 = 0.01186$$

$$Q_{(100)} = y = \frac{1}{0.1186} = 84.33 \text{ m}^3/\text{sec}$$

ומחוך כך:

את התאור הגרפי של המשוואה הלינארית מראה ציור מס' 18.



ציור מס' 18: תאור הפונקציה של דוגמא 11 לאחר לינאריות.

דוגמא מס' 12:

לשם השוואה נפתור את הבעיה של דוגמא 11 לפי פונקציה אחרת.
הנתונים: כמו בדוגמא 11.

דרוש: ספיקה צפויה אחת ל-100 שנה.

הפתרון: נחאר את עקום הנתונים לפי הפונקציה: $y = \frac{R}{a+bR}$

$$R = \frac{100}{x} \quad \text{כאשר } R \text{ הוא תקופת החזרה} =$$

$$R/y = a + bR$$

התאור במערכת קואורדינטות אריתמטית, כאשר על ציר האבסיסה תקופת החזרה (R) ועל ציר האורדינטה היחס R/y (עיין ציורים 19 ו-20).

Δ	y	R/y	$R_i - R/y_i$	R_i^2	R_i/y_i	y_i	R_i	x_i
	מחושב	מחושב					שנים	%
+ 3.68	33.68	0.772	20.83	625.00	0.833	30	25.00	4
- 4.58	20.42	0.612	6.25	156.25	0.500	25	12.50	8
- 0.10	14.90	0.559	4.62	69.39	0.555	15	8.33	12
- 0.31	9.69	0.516	2.50	25.00	0.500	10	5.00	20
+ 0.34	4.34	0.479	1.08	4.33	0.520	4	2.08	48
- 0.04	2.96	0.470	0.64	1.93	0.463	3	1.39	72
+ 0.15	2.15	0.465	0.50	1.00	0.500	2	1.00	100
		3.873	36.42	893.90	3.871	89	55.30	= Σ
		0.553	5.20	127.70	0.553	12.71	7.90	= $\Sigma/7$

$$a + 7.90 b - 0.553 = 0$$

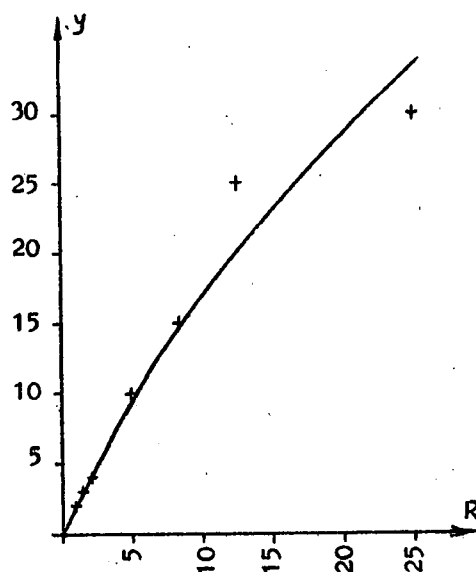
$$7.9 a + 127.70 b - 5.20 = 0$$

$$a = 0.452 ; b = 0.0128$$

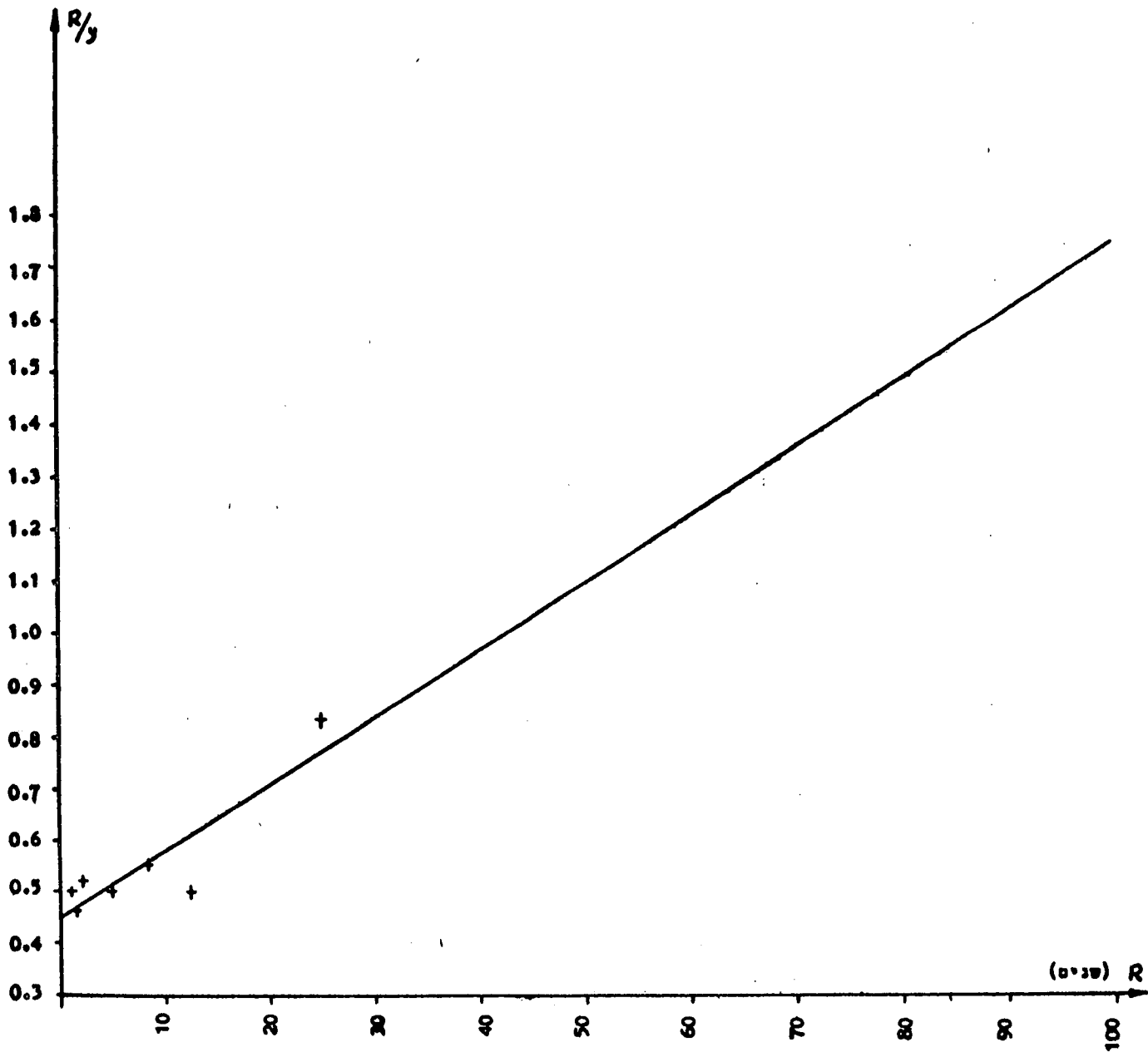
$$R/y = 0.452 + 0.0128 R$$

$$R/y (R = 100) = 0.452 + 1.28 = 1.732$$

$$Q_{(100)} = y_{(100)} = 100/1.732 = 57.74 \text{ m}^3/\text{sec}$$



ציור מס' 19: הפונקציה של דוגמא 12.



ציר מס' 20: הפונקציה של דוגמא 12 לאחר לינאריזציה.

מחשואת דוגמאות 11 ו- 12 אנו רואים שאף כי חסיוות בין הערכים המדורים (y_1) לבין המחושבים (y) באותו סדר גודל בתחום הדגם, בסטיקה המחושבת לאחת למאה שנה ההבדל גדול מאוד:

$$Q_{(100)} = 84.33 \text{ מ}^3/\text{sec} \text{ : דוגמא 11}$$

$$Q_{(100)} = 57.74 \text{ מ}^3/\text{sec} \text{ : דוגמא 12}$$

דוגמא מס' 13:

לפתרון הבעיה אשר בדוגמא 11 קיימת אולי עוד אפשרות, אם

מניחים שפונקציית עקום התדירות המצטברת היא פרבולה:

$$y = ax^b, \text{ כאשר } b < 0$$

הנתונים: כמו בדוגמא 11.

דרוש: ספיקה אחת למאה שנה.

הפתרון: (עיי'ן ציור 21).

$$y = ax^b$$

$$\log y = \log a + b \log x$$

Δ	y מחושב	$\log y$ מחושב	$\log x_i \cdot \log y_i$	$(\log x_i)^2$	$\log y_i$	$\log x_i$	y_i (m^3/sec)	x_i %
+8.28	38.28	1.57738	0.88931	0.36248	1.47712	0.60206	30	4
-4.06	20.94	1.31157	1.26246	0.81557	1.39794	0.90309	25	8
-0.31	14.69	1.15608	1.26921	1.16463	1.17609	1.07918	15	12
-0.58	9.42	0.96019	1.30103	1.69268	1.00000	1.30103	10	20
+0.39	4.39	0.62447	1.01221	2.82656	0.60206	1.68124	4	48
+0.08	3.08	0.46898	0.88617	3.44967	0.47712	1.85733	3	72
+0.31	2.31	0.34300	0.60206	4.00000	0.30103	2.00000	2	100
		6.44167	7.22245	14.31159	6.43136	9.42393	$= \Sigma$	
		0.92024	1.03178	2.04451	0.91876	1.34627	$= \Sigma/7$	

$$\log a + 1.34627b - 0.91876 = 0$$

$$1.34627 \log a + 2.04451b - 1.03178 = 0$$

$$\log a = 2.109; \quad b = 0.883$$

$$\log y = 2.109 - 0.883 x$$

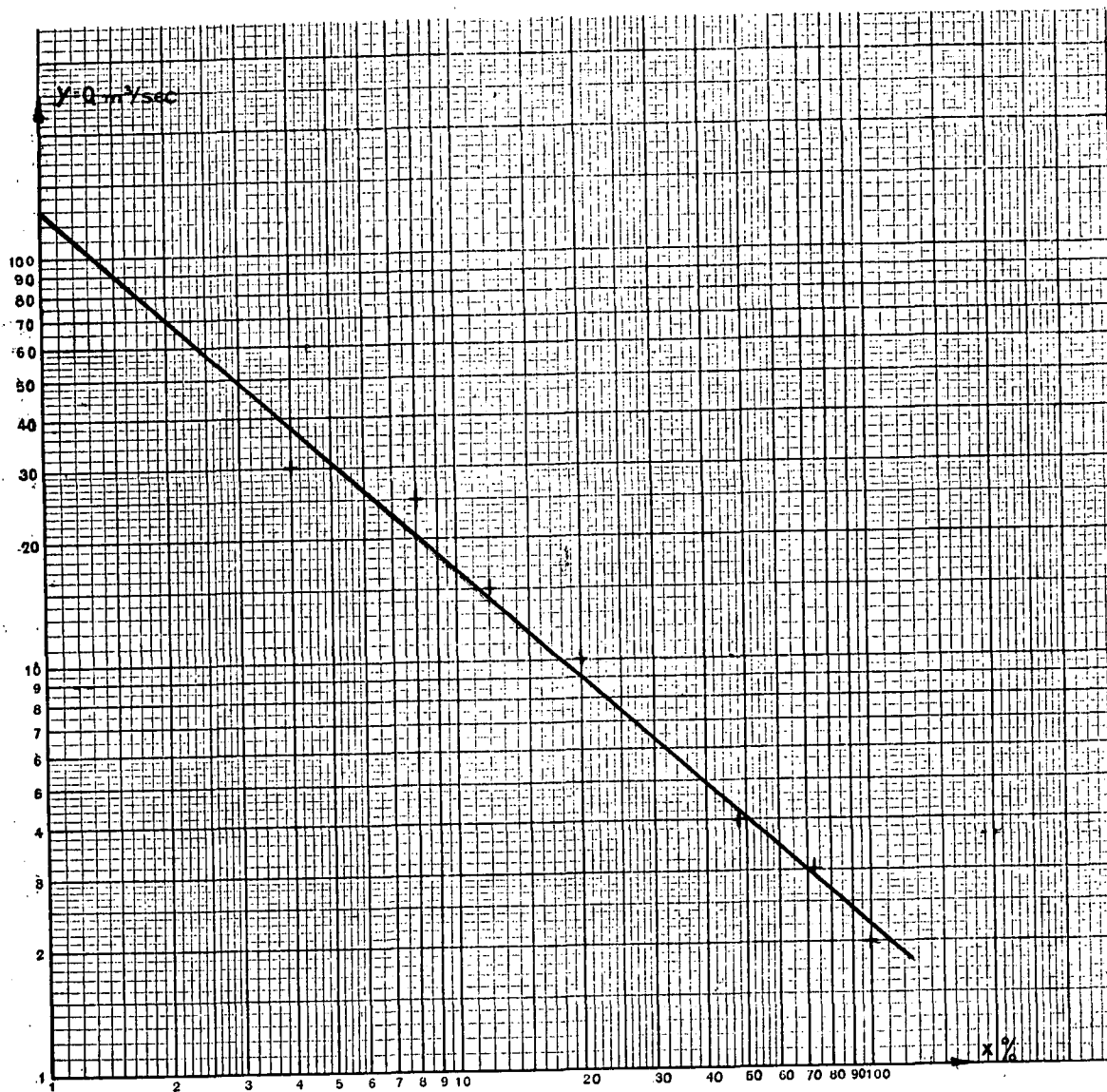
כאשר תקופת החזרה למאה שנים, $x = 1\%$

$$\log y (x = 1\%) = 2.109 - 0 = 2.109$$

$$Q_{(100)} = y (x = 1\%) = 128.53 m^3/sec$$

תוצאה זו שונה במידה רבה מהתוצאה הן של דוגמא 11 והן של 12

(עיי'ן ציור מס' 21).



ציור מס' 21 : הפונקציה של דוגמה 13 לאחר לינאריזציה .

דוגמא מס' 14 :

הנחונים: כמו בדוגמא 11 .

דרוש : להשוות את התוצאות של הדוגמאות 11, 12 ו-13 ולהמליץ על הפונקציה הטובה ביותר .

הפתרון : בשלושת הדוגמאות הנ"ל חושבו הסטיות בין הערכים המחושבים לפי פונקציות שונות לבין הערכים חמדודים . הואיל ולכל הערכים הנ"ל (מדודים ומחושבים כאחד) תדירויות שונות (לא תדירות מצטברת), יש לתת לכל סטיה משקל לפי תדירותה . (עיי' טבלא .)

סטיה משקוללה f.Δ			ערך מוחלט של הסטיות בשלש הדוגמאות			תדירות יחסית	
fΔ ₃	fΔ ₂	fΔ ₁	Δ ₃	Δ ₂	Δ ₁	מוחלטת %	מצטברת %
33.12	14.72	31.96	8.28	3.68	7.99	4	4
16.24	18.32	12.28	4.06	4.58	3.07	4	8
1.24	0.40	1.92	0.31	0.10	0.48	4	12
4.64	2.48	2.56	0.58	0.31	0.32	8	20
10.92	9.52	5.32	0.39	0.34	0.19	28	48
1.92	0.96	4.32	0.08	0.04	0.18	24	72
8.68	4.20	1.12	0.31	0.15	0.04	28	100
76.76	50.60	59.48				100	
0.7676	0.5060	0.5948	הסטיה המשוקללת הממוצעת				

הסטיה המשוקללת הממוצעת הקטנה ביותר הושגה בפונקציה :

$$R/y = 0.452 + 0.0128 R$$

$$R = \frac{100}{x} \quad \text{כאשר } R = \text{תקופת החזרה} :$$

3.7 פלוג התדירות הנורמלית (Normal Frequency Distribution)

3.7.1 עקום התדירות הנורמלי (Normal Frequency Curve) והשמוש בו.

אחת הצורות החשובות של עקום התדירות הוא אותו עקום אשר מתאים לחוק ההסתברות של גאוס (Gauss), ונקרא : עקום התדירות הנורמלית . לפי מחקרים הידרולוגיים , כאשר מספר הנתונים הוא רב , חלק מהתופעות ההידרולוגיות בטבע קורה לפי חוק זה או קרוב לו . אי לזאת מוקדש פרק מיוחד לדיון בפלוג התדירות הנורמלי .

אף על פי כן יש להזהיר בפני השמוש בפלוג הנורמלי בלי בדיקה מספקת (שגיאה נפוצה מאוד!) כי ישנן תופעות הידרולוגיות רבות אשר פלוג תדירותן אינו מתאים לפלוג הנורמלי .

משוואת עקום התדירות הנורמלית :

$$(7) \quad Y' = \frac{n}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{a-\bar{A}}{\sigma}\right)^2}$$

במשוואה זאת :

- a - הערך המדוד (הנתון)
- \bar{A} - הממוצע האריחמטי של הנתונים .
- n - מספר הנתונים .
- σ - סטית התקן .
- γ' - התדירות המוחלטת של הנתון a
- e - הבסיס הלוגריטם הטבעי .

אפשר לבטא את הפלוג הנורמלי גם ביחס לתדירות היחסית (ב-%) ולא לתדירות המוחלטת :

$$(8) \quad \gamma = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{a-\bar{A}}{\sigma}\right)^2}$$

במשוואה זאת γ = התדירות היחסית באחוזים .

לשם הקלה ניתנים הערכים הבאים :-

$$\log(1/\sqrt{2\pi}) = (0.600906-1); 1/\sqrt{2\pi} = 0.398942; \sqrt{2\pi} = 2.50663$$

$$\log e = 0.434295; e = 2.71828$$

לשם פישוט נוסף, רגילים לבטא את התדירות היחסית ביחידות של סטית התקן (כלומר תדירות יחסית = 1 סטית תקן, 2 סטיות תקן, 3.6 סטיות תקן וכו') ואז צורת המשוואה :

$$(9) \quad \gamma_s = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{a-\bar{A}}{\sigma}\right)^2}$$

לעקום המתקבל בדרך זו קוראים " העקום הסטנדרטי " .

במערכת נתונים ידועה, הן לפי משוואה (7) לפי (8) ו-(9) התדירות-מוחלטת או יחסית או סטנדרטית - תלויה בערך a בלבד, כי הרי הערכים $\bar{A} - 1$ σ הם קבועים .

אם עוד נציין את המעריך $\frac{a-\bar{A}}{\sigma} = z$, הרי מתקבלת הצורה הסופית והשמושית ביותר של עקום התדירות הנורמלית הסטנדרטית :

$$(10) \quad \gamma_s = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{z^2}{2}}$$

במשוואה (10) התדירות γ_s תלויה אך ורק בערך z . אפשר אם כן לכתוב, כי $\gamma_s = f(z)$

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

1911

עקום הפונקציה (10) הוא :-

(א) עקום סימטרי , כי הערכים ל- z + ול- z - הם שווים .

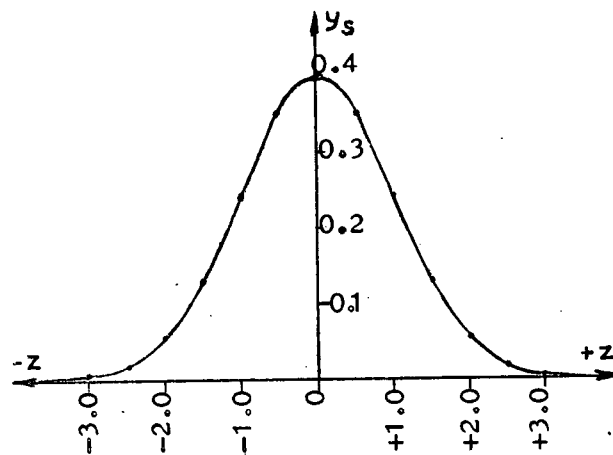
(ב) כאשר $z = \pm \infty$, יהיה $y_s = 0$ כלומר העקום בשני קצותיו שואף באופן אסימפטוטי ל- 0 .

(ג) $y_s = \max$ כאשר $z = 0$

(ד) לרגל סימטריות העקום : Median = Mode = Arith. Mean

לעקום צורת פעמון (עיין ציור 22) .

לשם הקלת שרטוט העקום הסטנדרטי , חושבו האורידנטות $f_s = f(z)$ ונתונות בטבלא 8 . (עיין עמוד 47) .



ציור מס' 22: עקום סטנדרטי של פלוג התדירות הנורמלית.

השטחים המוגדרים ע"י: הציר האפקי, העקום, הציר האנכי (במרכז)

וכל אורידנטה במרחק z נתונים בטבלא 9 . (עיין עמוד 48) .

שטח זה הוא קנה-מידה של התדירות המצטברת (יותר מ-....או פחות מ-....) לגבי כל ערך z , כפי שזה יוסבר בסעיפים הבאים .

לעקום הפלוג הנורמלי הסטטיסטי כמה תכונות חשובות :

(א) השטח אשר מתחת לעקום כולו לבין הציר האפקי, שווה ליחידה .

(ב) השטח המוגדר ע"י הציר האפקי, ע"י שתי האורידנטות $z = +\sigma$ ו $z = -\sigma$

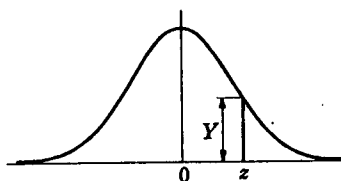
וע"י העקום בין שתי האורידנטות אלו, הוא 68.27% מכלל השטח .

פרוש הדבר שבפלוג תדירות נורמלי 68.27% של כל הנתונים נמצא

בתחום בין $\bar{A} + \sigma$ לבין $\bar{A} - \sigma$

(ג) באותה צורה 95.45% מכלל הנתונים נמצא בתחום בין $\bar{A} + 2\sigma$ לבין $\bar{A} - 2\sigma$

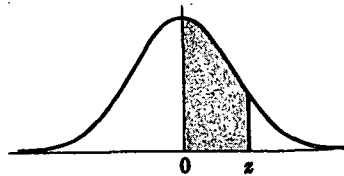
(ד) ובאותה צורה 99.73% מכלל הנתונים נמצא בתחום בין $\bar{A} + 3\sigma$ לבין $\bar{A} - 3\sigma$



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	.3989	.3989	.3989	.3988	.3986	.3984	.3982	.3980	.3977	.3973
0.1	.3970	.3965	.3961	.3956	.3951	.3945	.3939	.3932	.3925	.3918
0.2	.3910	.3902	.3894	.3885	.3876	.3867	.3857	.3847	.3836	.3825
0.3	.3814	.3802	.3790	.3778	.3765	.3752	.3739	.3725	.3712	.3697
0.4	.3683	.3668	.3653	.3637	.3621	.3605	.3589	.3572	.3555	.3538
0.5	.3521	.3503	.3485	.3467	.3448	.3429	.3410	.3391	.3372	.3352
0.6	.3332	.3312	.3292	.3271	.3251	.3230	.3209	.3187	.3166	.3144
0.7	.3123	.3101	.3079	.3056	.3034	.3011	.2989	.2966	.2943	.2920
0.8	.2897	.2874	.2850	.2827	.2803	.2780	.2756	.2732	.2709	.2685
0.9	.2661	.2637	.2613	.2589	.2565	.2541	.2516	.2492	.2468	.2444
1.0	.2420	.2396	.2371	.2347	.2323	.2299	.2275	.2251	.2227	.2203
1.1	.2179	.2155	.2131	.2107	.2083	.2059	.2036	.2012	.1989	.1965
1.2	.1942	.1919	.1895	.1872	.1849	.1826	.1804	.1781	.1758	.1736
1.3	.1714	.1691	.1669	.1647	.1626	.1604	.1582	.1561	.1539	.1518
1.4	.1497	.1476	.1456	.1435	.1415	.1394	.1374	.1354	.1334	.1315
1.5	.1295	.1276	.1257	.1238	.1219	.1200	.1182	.1163	.1145	.1127
1.6	.1109	.1092	.1074	.1057	.1040	.1023	.1006	.0989	.0973	.0957
1.7	.0940	.0925	.0909	.0893	.0878	.0863	.0848	.0833	.0818	.0804
1.8	.0790	.0775	.0761	.0748	.0734	.0721	.0707	.0694	.0681	.0669
1.9	.0656	.0644	.0632	.0620	.0608	.0596	.0584	.0573	.0562	.0551
2.0	.0540	.0529	.0519	.0508	.0498	.0488	.0478	.0468	.0459	.0449
2.1	.0440	.0431	.0422	.0413	.0404	.0396	.0387	.0379	.0371	.0363
2.2	.0355	.0347	.0339	.0332	.0325	.0317	.0310	.0303	.0297	.0290
2.3	.0283	.0277	.0270	.0264	.0258	.0252	.0246	.0241	.0235	.0229
2.4	.0224	.0219	.0213	.0208	.0203	.0198	.0194	.0189	.0184	.0180
2.5	.0175	.0171	.0167	.0163	.0158	.0154	.0151	.0147	.0143	.0139
2.6	.0136	.0132	.0129	.0126	.0122	.0119	.0116	.0113	.0110	.0107
2.7	.0104	.0101	.0099	.0096	.0093	.0091	.0088	.0086	.0084	.0081
2.8	.0079	.0077	.0075	.0073	.0071	.0069	.0067	.0065	.0063	.0061
2.9	.0060	.0058	.0056	.0055	.0053	.0051	.0050	.0048	.0047	.0046
3.0	.0044	.0043	.0042	.0040	.0039	.0038	.0037	.0036	.0035	.0034
3.1	.0033	.0032	.0031	.0030	.0029	.0028	.0027	.0026	.0025	.0025
3.2	.0024	.0023	.0022	.0022	.0021	.0020	.0020	.0019	.0018	.0018
3.3	.0017	.0017	.0016	.0016	.0015	.0015	.0014	.0014	.0013	.0013
3.4	.0012	.0012	.0012	.0011	.0011	.0010	.0010	.0010	.0009	.0009
3.5	.0009	.0008	.0008	.0008	.0008	.0007	.0007	.0007	.0007	.0006
3.6	.0006	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0004
3.7	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003
3.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002	.0002	.0002	.0

טבלא מס' 9: השטח מתחת לעקום הנורמלי הסטנדרטי $F = f(z)$

בין הערכים $z = 0$ לבין $z = z$

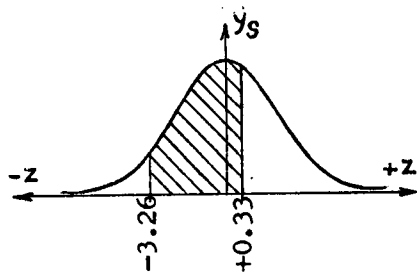
[illegible]

דוגמא מס' 15 :

בנהר נמדדו 300 שיאים חדשיים של הספיקה . לאחר העלאת
הנתונים בצורת היסטוגרם נתברר שהפלוג הוא מאוד דומה
לפלוג הנורמלי . מחליטים אם כן להשתמש בפונקציה של
הפלוג הנורמלי הסטנדרטי .

הנתונים: $\sigma = 15 \text{ m}^3/\text{sec}$; $\bar{A} = 150 \text{ m}^3/\text{sec}$; $n = 300$

דרוש : יש לקבוע כמה שיאים חדשיים יהיו בין
101 לבין 155 מ"ק שניה .



$$z_1 = \frac{101-150}{15} = -3.26 \quad \text{הפתרון :}$$

$$z_2 = \frac{155-150}{15} = +0.33$$

השטח מתחת לעקום מ- $z = 0$ עד $z = -3.26$ הוא $F = 0.4994$ (עיי'ן טבלא 9) .

השטח מתחת לעקום מ- $z = 0$ עד $z = +0.33$ הוא 0.1293

סה"כ השטח : 0.6287

כלומר 62.87% מכלל השיאים החדשיים יהיו: $101 < Q \text{ m}^3/\text{sec} < 155$.

1. The first part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

2. The second part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

3. The third part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

4. The fourth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

5. The fifth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

6. The sixth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

7. The seventh part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

8. The eighth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

9. The ninth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

10. The tenth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

11. The eleventh part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

12. The twelfth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

13. The thirteenth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

14. The fourteenth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

15. The fifteenth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

16. The sixteenth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

17. The seventeenth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

18. The eighteenth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

19. The nineteenth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

20. The twentieth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

21. The twenty-first part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

22. The twenty-second part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

23. The twenty-third part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

24. The twenty-fourth part of the document is a list of the names of the persons who were absent from the meeting.

25. The twenty-fifth part of the document is a list of the names of the persons who were present at the meeting.

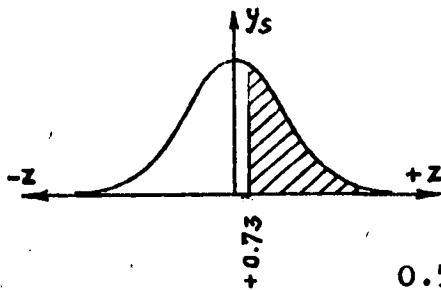
דוגמא מס' 16:

הנתונים : כמו בדוגמא מס' 15 .

דרוש : לקבוע כמה שיאים חדשיים צפויים

בהם $Q_m^3/\text{sec} > 161$

הפתרון : $z = \frac{161 - 150}{15} = 0.73$



השטח מציר z עד לקצה הימני של העקום הוא 0.5000
(הואיל והשטח תחת לעקום כולו הוא 1)

השטח מציר z עד לאורידנסה $z = 0.73$ הוא -0.2673

השטח ימינה מאורידנסה $z = 0.73$ הוא 0.2327

23.27% מכלל השיאים יהיו $Q_m^3/\text{sec} > 161$

דוגמא מס' 17:

הנתונים : כמו בדוגמא מס' 15 .

דרוש : לקבוע כמה שיאים חדשיים צפויים , בהם $Q_m^3/\text{sec} < 110$

הפתרון : $z = \frac{110 - 150}{15} = -2.67$

השטח מציר z עד לקצה השמאלי של העקום הוא 0.5000

השטח מציר z עד $z = -2.67$ הוא -0.4962

השטח שמאלה מ- $z = -2.67$ הוא 0.0038

0.38% מכלל השיאים יהיו $Q < 110$

דוגמא מס' 18 :

הנתונים : כמו בדוגמא מס' 15 .

דרוש : לקבוע כמה שיאים חדשים צפויים אשר סטייתם

מהממוצע האריתמטי פחות או שווה לסטיית התקן .

הפתרון : הואיל ו- $\bar{A} = 150 \text{ m}^3/\text{sec}$ ו- $\sigma = 15$

$$\bar{A} + \sigma = 165$$

$$\bar{A} - \sigma = 135$$

$$z_1 = \frac{165 - 150}{15} = + 1$$

$$z_2 = \frac{135 - 150}{15} = - 1$$

השטחים המתאימים $0.3413 + 0.3413 = 0.6826$, כלומר 68.26%

של כלל השיאים יהיה בין הגבולות הנ"ל .

תשובה זו היתה ידועה גם בלי החשוב הזה , והיא הוזכרה בתכונות

העקום הנורמלי הסטנדרטי (תכונה ב' עמוד 46) .

3.7.2 התאמת עקום נורמלי להיסטוגרם .

כאשר מערכת נתונים מורכבת כך שעקום התדירות בערך סימטרי

(עיין ציור 4) , קיימת וודאות כלשהי שהפונקציה המתאימה היא זו

של עקום התדירות הנורמלי . אם לרשותנו ההיסטוגרם של מערכת כזו

אפשר אם כן לנסות ולהתאים את עקום התדירות הנורמלי . לפעולת התאמה

זו שתי דרכים : דרך חישובית ודרך גרפית . הסעיף הנוכחי מוקדש לדרך

החישובית בלבד .

הכלל העיקרי בהתאמת עקום נורמלי תיאורטי להיסטוגרם הוא בתנאי ,

שהן הממוצע האריתמטי והן סטיית התקן צריכים להיות שווים להיסטוגרם

ולעקום . את מהלך החישוב הקל ביותר להסביר על דוגמא מיספרית .

דוגמא מס' 19 :

נתון : מערכת נתונים והתדירות המוחלטת שלהם .

הנתונים	1	2	3	4	5	6	7	8	9
התדירות	2	6	12	24	30	24	12	6	2

דרוש : התאמת עקום תדירות נורמלי .

הפתרון: (1) קובעים את הממוצע האריתמטי המשוקלל של הנתונים (עיין טבלא למטה) .

(2) קובעים את סטיית התקן של הנתונים (עיין טבלא למטה) .

Δ	y'_s	y_s	$z = \frac{x}{\sigma}$	$f_i \cdot x_i^2$	$x_i = (a_i - \bar{A})$	$f_i \cdot a_i$	f_i	a_i
-0.54	1.46	0.0203	-2.44	32	-4	2	2	1
-0.61	5.39	0.0748	-1.83	54	-3	12	6	2
+1.83	13.83	0.1895	-1.22	48	-2	36	12	3
-0.12	23.88	0.3312	-0.61	24	-1	96	24	4
-1.23	28.77	0.3989	0	0	0	150	30	5
-1.12	23.88	0.3312	+0.61	24	+1	144	24	6
+1.83	13.83	0.1895	+1.22	48	+2	84	12	7
-0.61	5.39	0.0748	+1.83	54	+3	48	6	8
-0.54	1.46	0.0203	+2.44	32	+4	18	2	9
				316		590	118	

$$n = \sum f_i = 118$$

$$\bar{A} = \frac{\sum f_i a_i}{n} = \frac{590}{118} = 5$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum f_i x_i^2}{n}} = \sqrt{\frac{316}{118}} = 1.636$$

(3) קובעים את האורידנטה המקסימלית של העקום הנורמלי לפי משוואה

$$y' = \frac{n}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{a - \bar{A}}{\sigma} \right)^2} \quad (7) \text{ מס'}$$

התדירות המוחלטת (y') תהיה מקסימום, כאשר $0 = \left(\frac{a - \bar{A}}{\sigma} \right)$ אם נציין את התדירות המקסימלית המוחלטת ב- y'_0

$$(11) \dots y'_0 = \frac{n}{\sigma \sqrt{2\pi}} = \frac{118}{1.636 \times 2.507} = 28.77$$

(4) קובעים את היחס של יתר האורידנטות לאורידנטה המקסימלית :

$$(12) \frac{y'}{y'_0} = \frac{\frac{n}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{a - \bar{A}}{\sigma} \right)^2}}{\frac{n}{\sigma \sqrt{2\pi}}} = e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{a - \bar{A}}{\sigma} \right)^2} = e^{-\frac{1}{2\sigma^2} (a - \bar{A})^2}$$

ואם נסמן : $c^2 = \frac{1}{2\sigma^2}$ ו- $x = (a - \bar{A})$ נקבל :

$$(13) \dots \frac{y'}{y'_0} = e^{-c^2 x^2}$$

הערה : כדי למנוע אי הבנות , חוזרים על הסימונים :

$$\begin{aligned} Y' &= \text{תדירות נורמלית מוחלטת} \\ Y &= \text{תדירות נורמלית יחסית} \\ Y_s &= \text{תדירות נורמלית סטנדרטית} \end{aligned}$$

היחס הנתון במשוואה (13) לגבי תדירויות מוחלטות , נכון גם לגבי התדירויות הסטנדרטיות ולכן:

$$(14) \quad \dots\dots \frac{Y'}{Y'_0} = \frac{Y_s}{Y_{0,s}}$$

הערך $Y_{0,s}$ נחון בטבלא מס' 8 , ומתאים לערך $z = 0$

$$Y_{0,s} = 0.3989$$

אי לכך משואה (14) מתקבלת בצורה :

$$\frac{Y'}{Y'_0} = \frac{Y_s}{0.3989} = 2.5064 Y_s$$

מחשבים את הערכים השונים של התדירות הנורמלית המוחלטת : (5)

את הערך Y'_0 חישבנו ומצאנו (משואה 11) , כי $Y'_0 = 28.77$, ולפי כך $\frac{Y'}{28.77} = 2.5064 Y_s$, או

$$(15) \quad \dots\dots Y' = 28.77 \times 2.5064 Y_s = 72.11 Y_s$$

קובעים את האבסיסות המוחלטות של עקום התדירות הנורמלית המוחלטת . (6)

קראנו : $\frac{a-\bar{A}}{\sigma} = z$ (עיין מעל למשוואה 10, עמוד 45)
וקראנו : $x = a - \bar{A}$ (עיין מעל למשוואה 13), ומתוך כך : $z = \frac{x}{\sigma}$

בטבלא שבעמוד 52 , בעמודה השישית מימין הוכנסו הערכים :

$$z = \frac{x}{\sigma} = \frac{x}{1.636}$$

בעמודה השביעית הוכנסו הערכים של Y_s מתוך טבלא מס' 8

לערכי z המתאימים . בעמודה השמינית הוכנסו התדירויות המוחלטות :

$Y' = 72.11 Y_s$ ובעמודה האחרונה הוכנסו הסטיות בין התדירויות המחושבות

(Y') לבין המדודות (f) .

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud.

In the second part, the document outlines the various methods used to collect and analyze data. It describes the process of gathering information from different sources and how this data is then used to identify trends and patterns.

The third part of the document focuses on the role of technology in modern data analysis. It discusses how advanced software and tools have enabled more complex and efficient analysis of large datasets.

In the fourth part, the document addresses the challenges of data security and privacy. It highlights the need for robust security measures to protect sensitive information from unauthorized access and misuse.

The fifth part of the document discusses the importance of data quality and the steps taken to ensure that the data used in analysis is accurate and reliable.

In the sixth part, the document explores the future of data analysis and the potential for new technologies to further enhance the field.

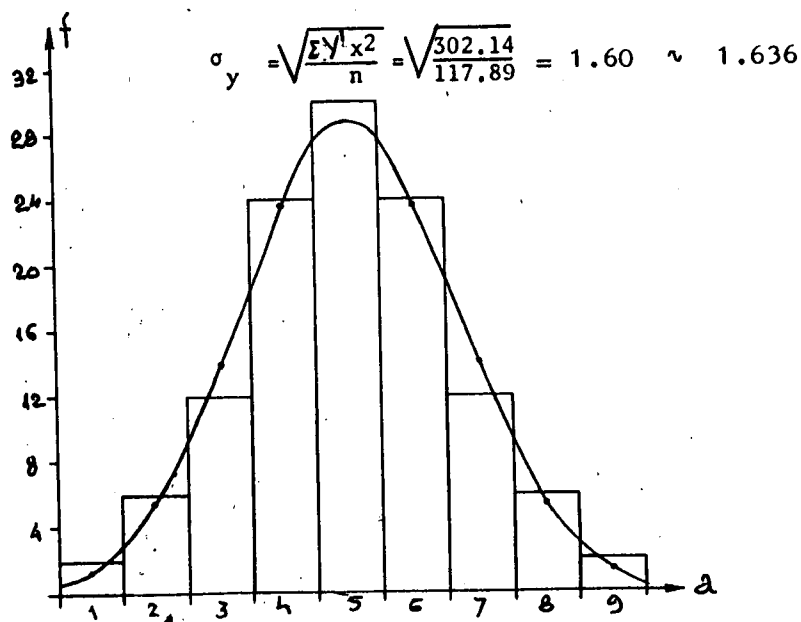
The final part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some concluding thoughts on the importance of data in today's world.

ציור 23 מראה הן את ההיסטוגרמה המקורית והן את עקום התדירות הנורמלית. אף כי אין התאמה מוחלטת בין השניים, התאמה זו הטובה ביותר שאפשר להשיג. יש לזכור שתמיד יש פזור מסויים של הערכים המדודים מעל או מתחת של כל עקום רציף תיאורטי.

לשם ביקורת עלינו עוד לבדוק, האם מחקרים התנאי המוקדם, לפיו הממוצע האריחמטי וסטיה התקן שווים הן להיסטוגרמה והן לעקום הרציף.

$y' \cdot x^2$	$x = (a - \bar{A})$	$y' \cdot a$	y'	a
23.36	- 4	1.46	1.46	1
48.51	- 3	10.78	5.39	2
55.32	- 2	41.49	13.83	3
23.88	- 1	95.52	23.88	4
0	0	143.85	28.77	5
23.88	+ 1	143.28	23.88	6
55.32	+ 2	96.81	13.83	7
48.51	+ 3	43.12	5.39	8
23.36	+ 4	13.14	1.46	9
302.14		589.45	117.89	

$$\bar{A}_y = \frac{589.45}{117.89} = 5$$



ציור מס' 23 : היסטוגרמה ועקום נורמלי של דוגמא מס' 19.

דוגמא מס' 20:

בדוגמא מס' 19 הראנו מקרה בו ההיסטוגרם בעצמו היה סימטרי ועליו הורכב עקום התדירות הנורמלי. בדוגמא מס' 20 נביא מקרה בו ההיסטוגרם אינו סימטרי ובכל זאת נראה שעקום הפלוג הנורמלי יכול לשמש כפונקציה מיתמסית נאותה. (עיין ציור 24).

הנתונים והפתרון מרוכזים בטבלא הבאה:

Δ	y^i	$z = \frac{x}{\sigma}$	$f \cdot x^2$	$f \cdot x$	$x = (a - \bar{A})$	$f \cdot a$	f	a
+0.98	2.98	-2.23	56.18	-1.06	-5.3	110	2	55
-4.03	6.97	-1.81	203.39	-47.3	-4.3	616	11	56
-2.35	13.65	-1.39	174.24	-52.8	-3.3	912	16	57
+2.40	22.40	-0.97	105.80	-46.0	-2.3	1160	20	58
-1.17	30.83	-0.55	54.08	-41.6	-1.0	1888	32	59
+0.56	35.56	-0.13	3.15	-105	-0.3	2100	35	60
+1.39	34.39	+0.29	16.17	+23.1	+0.7	2013	33	61
+3.88	27.88	+0.71	69.36	+40.8	+1.7	1488	24	62
+0.94	18.94	+1.13	131.22	+48.6	+2.7	1134	18	63
-3.21	10.79	+1.55	191.66	+51.8	+3.7	896	14	64
-2.85	5.15	+1.97	176.72	+37.6	+4.7	520	8	65
+1.06	2.06	+2.39	32.49	+5.7	+5.7	66	1	66
			1214.46			12903	214	

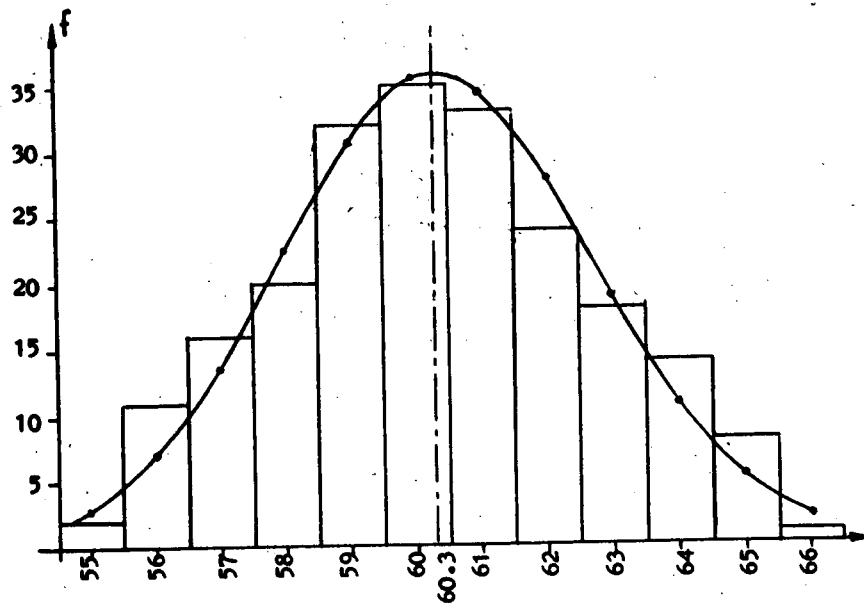
$$n = \Sigma f = 214$$

$$\bar{A} = \frac{\Sigma f \cdot a}{n} = \frac{12903}{214} = 60.30$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1214.46}{214}} = 2.38$$

$$Y'_0 = \frac{n}{\sigma \sqrt{2\pi}} = \frac{214}{2.38 \times 2.507} = 35.86$$

$$\frac{y^i}{Y'_0} = \frac{y^i}{35.86} = \frac{Y_s}{0.3989} ; \quad y^i = \frac{35.86}{0.3989} Y_s = 98.90 Y_s$$



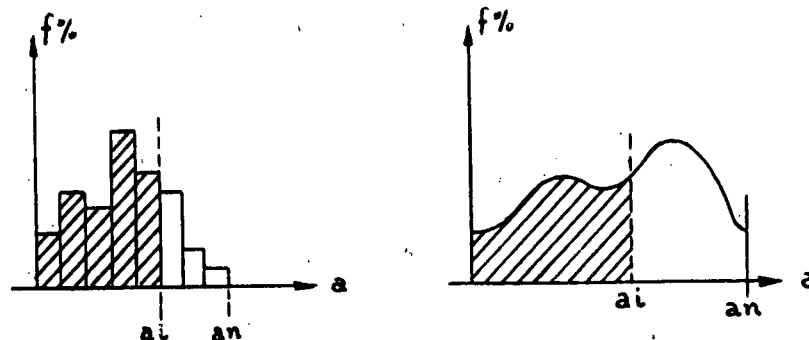
ציור מס' 24: היסטוגרם ועקום נורמלי לדוגמא מס' 20

ההפרשים בין התדירות המדודה לבין המחושבת הם די גדולים, אולם ספק, אם אפשר היה למצוא פונקציה אחרת המתאימה יותר למערכת הנחונים.

3.7.3 תדירות יחסית מצטברת לפי הפלוג הנורמלי

3.7.3.1 הסבר כללי

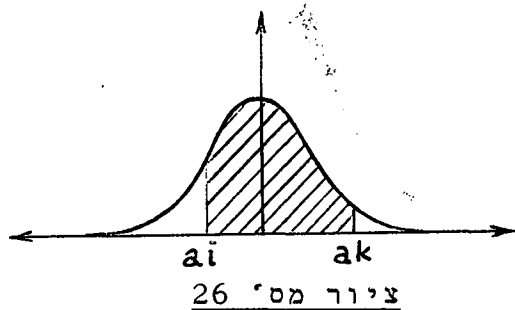
כפי שהוגדר כבר בפרקים הקודמים, השטח אשר מתחת להיסטוגרם היחסי (או תחת לעקום התדירות היחסית) עד אורידנסה כלשהיא (a_i) מבטא את התדירות היחסית המצטברת על אותה אורידנסה (עיין ציור מס' 25).



ציור מס' 25: השטח מבטא את התדירות המצטברת.

השטח המקווקו בצור מס' 25 מבטא את התדירות היחסית המצטברת עד a_i , כלומר "שווה או פחות" והשטח הלא מקווקו את הערך "יותר מ-...". ברור לפי כך שאם $a = a_n$, התדירות היחסית המצטברת היא 100% או 1.00. כללים אלה אשר נכונים לפלוג תדירות כלשהו, נכונים גם לגבי הפלוג הנורמלי, (עייין ציור מס' 26).

השטח המקווקו נותן את התדירות היחסית המצטברת של אותם ערכים אשר גדולים מ- a_i וקטנים מ- a_k .

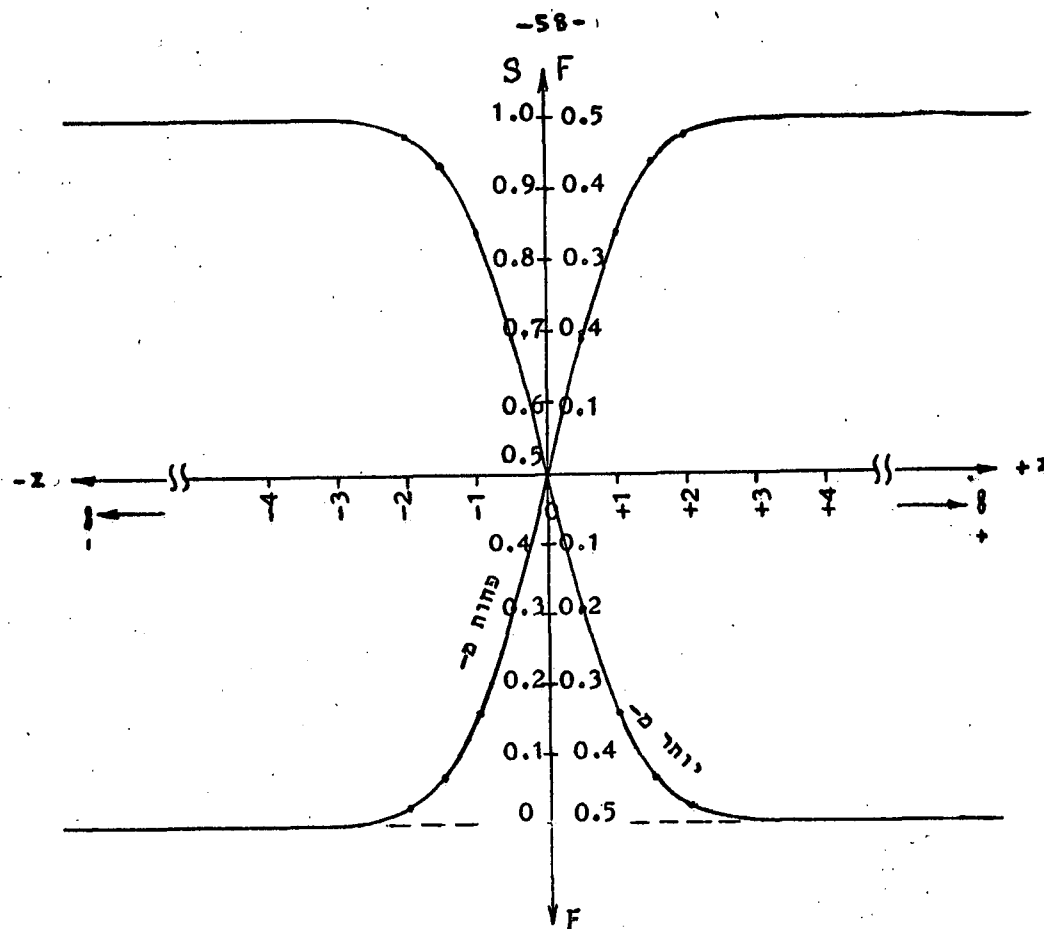


אם העקום מתאר את התדירות היחסית הסטנדרטית, הרי על האבסיסה מופיעים לא ערכי a אלא ערכי z . כאשר $z = \frac{a - \bar{A}}{\sigma}$. במקרה זה השטח נותן את התדירות

היחסית המצטברת של אותם הערכים אשר גדולים מ- z_i וקטנים מ- z_k הואיל ובמערכת נתונים נתונה \bar{A} ו- σ הם ערכים קבועים, ברור כי $z = f(a)$ ולכן השטח מבטא את התדירות היחסית המצטברת בשנוי מה של קנה המידה.

השטחים אשר מתחת לעקום הסטנדרטי נתונים בטבלא מס' 9. מתוך טבלא מס' 9 יש לראות שכאשר $z = \frac{a - \bar{A}}{\sigma}$ מתקרב ל- 4, השטח F כמעט ואינו משתנה. (אולי בסיפרה החמישית אחרי הנקודה העשרונית). תופעה זו מובנת מהעובדה שהעקום מתקרב בשני קצותיו באופן אסימפטוטי לציר האפקי. סך הכל של השטח אשר בין $z = +\infty$ לבין $z = -\infty$ הוא שווה ל- 1 (או 100%).

בציור מס' 27 הועלו השטחים בפונקציה של z החל מ- $z = -\infty$ ועד $z = +\infty$.



ציור מס' 27.

שני העקומים מראים התדירות היחסית המצטברת לפי הפלוג הנורמלי : האחד את התדירות המצטברת לפי "יותר מ-...." והשני "פחות מ-....".

אם נעתיק את ציר האבסיסה ל- $F = 0.5$ (למטה), הרי החלוקה על ציר האורידנסה תתחיל למטה עם 0 ותגדל עד 1.0. לערך זה נקרא S, כאשר היחס בין F לבין S :

טבלא מס' 10:

S		z
"שווה או יותר"	"שווה או פחות"	
$S = 0.00$	$S = 1.00$	$-\infty$
$S = 0.5 - F$	$S = 0.5 + F$	< 0
$S = 0.5$	$S = 0.5$	0
$S = 0.5 + F$	$S = 0.5 - F$	> 0
$S = 1.0$	$S = 0$	$+\infty$

3.7.3.2 החלפת התדירות המצטברת בתקופת החזרה

בחישובים סטטיסטיים של בעיות הידרולוגיות השאלה בפניה עומד המהנדס, מנוסחת על פי רוב בצורה כזאת:

לרשותנו מדידות של n שנים (או חדשים, או ימים וכו').
מדידות אלו מהוות את הדגם. מהו גודל התופעה (ספיקה, גשם וכו') אשר צפוי אחת ל-100 שנה, 1000 שנה וכו'. כלומר נתונה תקופת החזרה בתור משתנה בלתי תלוי וגודל התופעה בתור משתנה תלוי.

תקופת החזרה היא הערך הרציפרוקי של התדירות המצטברת

היחסית:

$$R = \frac{1}{S}$$

סיבה נוספת לעדיפות השימוש בתקופת החזרה נעוצה

בעובדה הבאה:

השאלה עליה דרושה התשובה נמאת על פי רוב באזורים הקיצוניים, כלומר באזורים בהם $0.9 < S < 1.0$ או $0 < S < 0.1$ ודווקא באזורים אלה הנקודות על עקומי התדירות המצטברת נמצאות בצפיפות רבה. לגבי שינויי z גדולים השינויים ב- S זעירים מאוד וקשה לקרוא אותם מהדיאגרמות. אם לעומת זאת נשתמש ב- $R = \frac{1}{S}$ הרי לשינויים גדולים ב- z נקבל שינויים גדולים ב- R .

מקובל בתאור גרפי להחליף את שני הצירים: על האבסיסה את תקופת החזרה בקנה-מידה אריתמטי או לוגריטמי ועל האורידנסה את ערכי z .

הואיל והאורידנסה $z = \frac{a - \bar{A}}{\sigma}$ (ולא a) הרי הדיאגרמה המתקבלת בצורה זו היא דיאגרמה סטנדרטית, בלתי תלוייה במערכת הנתונים, וניתנת להכנה תקנית מראש.

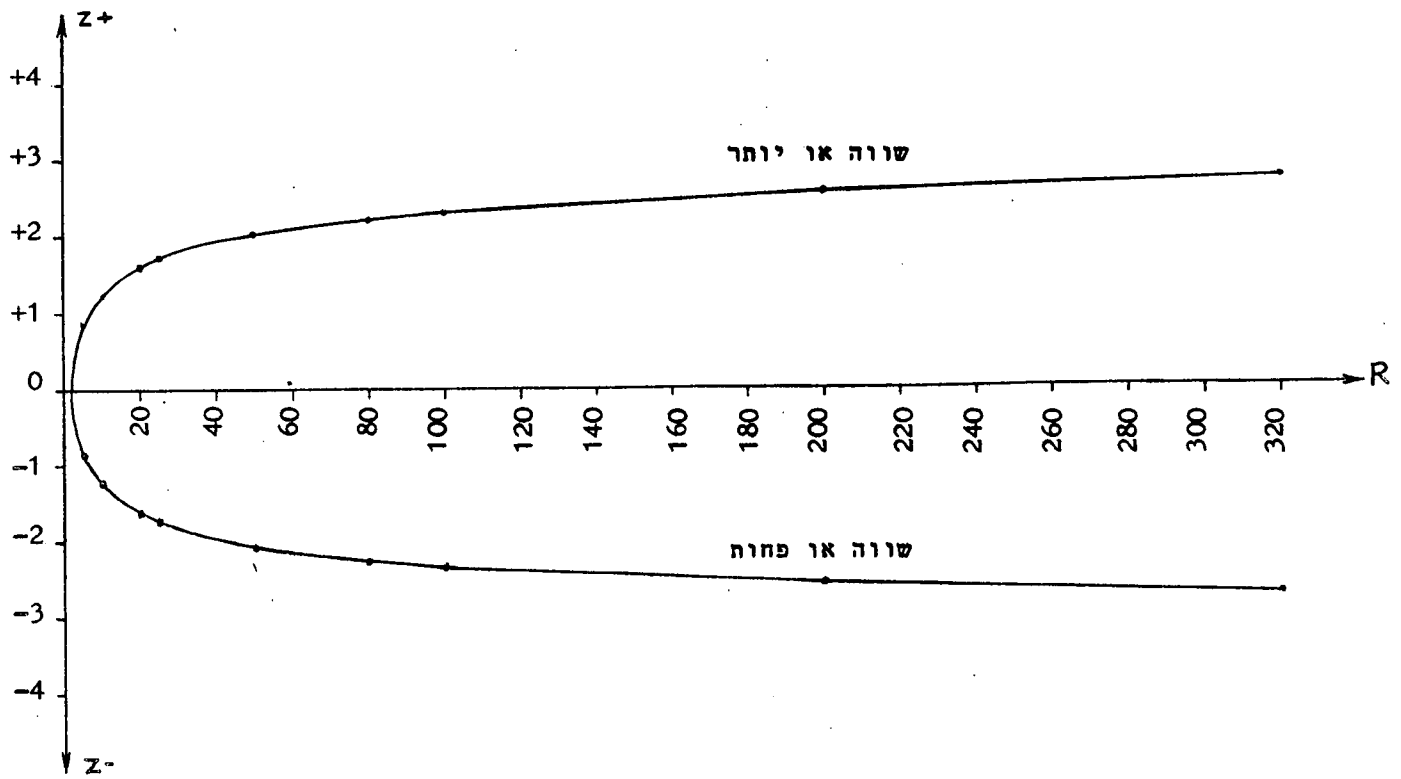
בטבלא מס' 11 ניתנים ערכי z כפונקציה של תקופת החזרה R .

טבלא מס' 11 : $z = f(R)$

z		F = S - 0.5	S = 1/R	R
שווה או פחות	שווה או יותר			
+ ∞	- ∞	+ 0.5000	1.0000	1
+ 1.34	- 1.34	+ 0.4091	0.9091	1.1
+ 0.97	- 0.97	+ 0.3333	0.8333	1.2
+ 0.74	- 0.74	+ 0.2692	0.7692	1.3
+ 0.57	- 0.57	+ 0.2143	0.7143	1.4
+ 0.43	- 0.43	+ 0.1667	0.6667	1.5
+ 0.32	- 0.32	+ 0.1250	0.6250	1.6
+ 0.22	- 0.22	+ 0.0882	0.5882	1.7
+ 0.14	- 0.14	+ 0.0555	0.5555	1.8
+ 0.07	- 0.07	+ 0.0263	0.5263	1.9
0.00	0.00	0.0000	0.5000	2
- 0.84	+ 0.84	- 0.3000	0.2000	5
- 1.28	+ 1.28	- 0.4000	0.1000	10
- 1.65	+ 1.65	- 0.4500	0.0500	20
- 1.75	+ 1.75	- 0.4600	0.0400	25
- 2.05	+ 2.05	- 0.4800	0.0200	50
- 2.24	+ 2.24	- 0.4875	0.0125	80
- 2.33	+ 2.33	- 0.4900	0.0100	100
- 2.57	+ 2.57	- 0.4950	0.0050	200
- 2.65	+ 2.65	- 0.4960	0.0040	250
- 2.88	+ 2.88	- 0.4980	0.0020	500
- 3.03	+ 3.03	- 0.4988	0.0012	800
- 3.10	+ 3.10	- 0.4990	0.0010	1000
- 3.30	+ 3.30	- 0.4995	0.0005	2000
- 3.35	+ 3.35	- 0.4996	0.0004	2500
- 3.50	+ 3.50	- 0.4998	0.0002	5000
- ∞	+ ∞	- 0.5000	0	∞

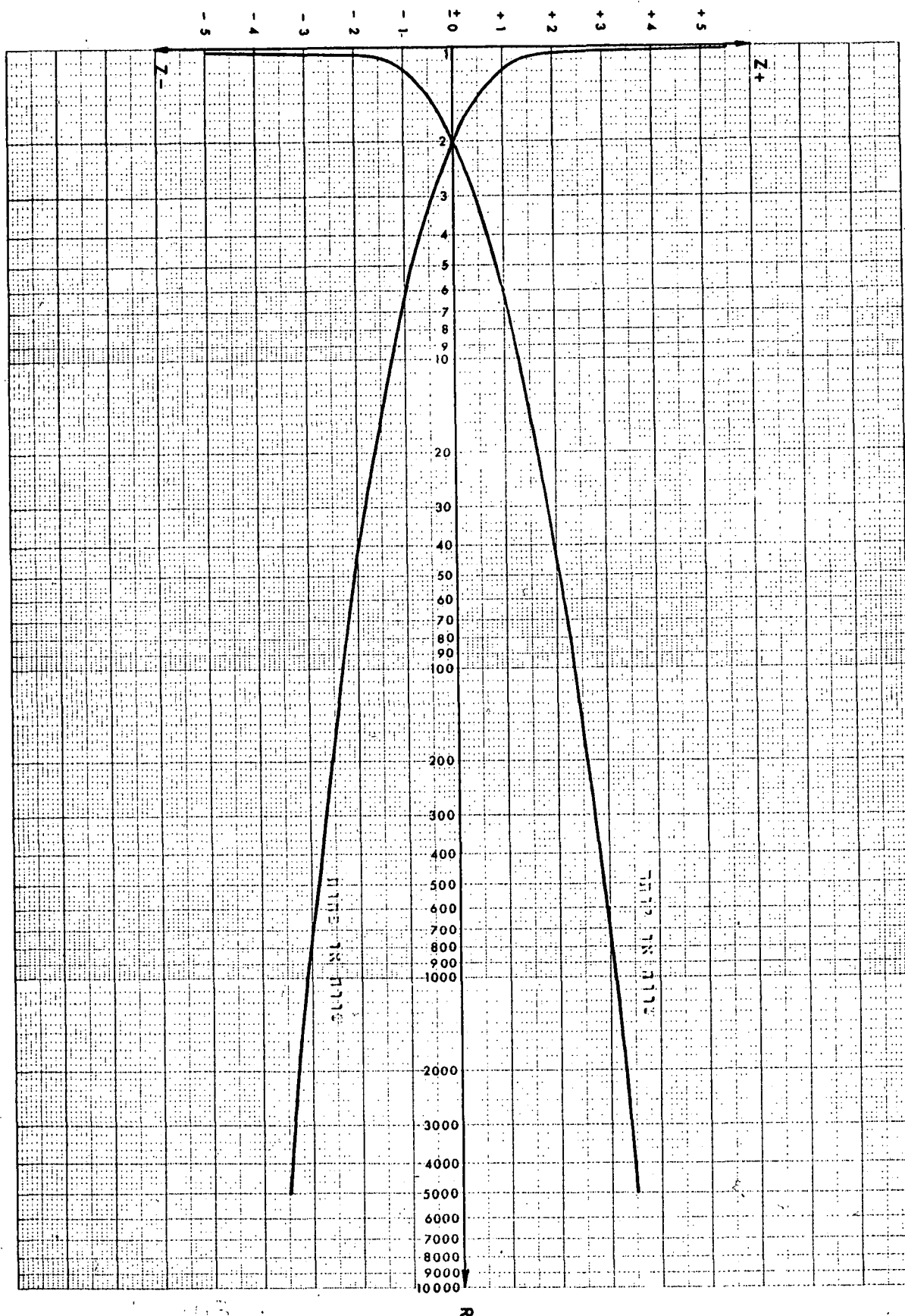
בציור 28 נחונים העקומים הסטנדרטיים של $z = f(R)$ על ניר אריתמטי, ובציור 29 על ניר סמי-לוגריתמי. יש לציין שהחסרון של הניר האריתמטי הוא בעקר בהגבלת אורכו. צריך אם כן לבחור בקנה-מידה קטן מאוד עבור ערכי R כדי לקבל את הדיאגרמה בגודל מתקבל על הדעת.

השימוש בניר סמי-לוגריתמי מבטל במידה רבה את הקושי הזה. תחום של ערכי z קטן (אם מדלגים על שני הקצוות הקיצוניים) ולכן ציר z יכול להיות לפי סקלה אריתמטית.



ציור מס' 28 : $z = f(R)$ על סקלה אריתמטית.

יש לציין שהשימוש בניר לוגריתמי מוצדק "ע"י נוחיותו בלבד ואין בו שום הצדקה עניינית או מתימטית אחרת.



ציור מס' 29: $z=f(R)$ על סקלה סמי-לוגריתמית.

דוגמא מס' 21 :

בחחנה למדידת גשם ממדו אח עובי הגשם המקסימלי היומי
במשך 30 שנה . לאחר שרטוט ההיסטוגרם נראה , כי עקום הפלוג
הנורמלי הפונקציה המתאימה ביותר להעברת עקום רציף , במקום
ההיסטוגרם .

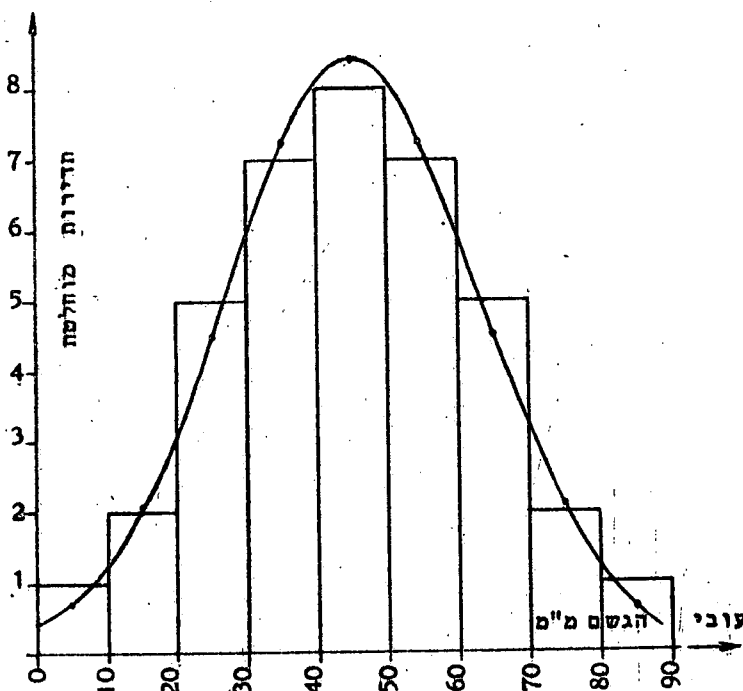
הנתונים :

עובי הגשם המקסימלי מ"מ	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90
עובי ממוצע מ"מ	5	15	25	35	45	55	65	75	85
תדירות מוחלטת	1	2	5	7	8	7	5	2	1

דרוש : לקבוע את עובי הגשם היומי המקסימלי אשר צפוי אחת ל-200 שנה ,
ואחת ל-500 שנה .

הפתרון :

(1) משרטטים את ההיסטוגרם ומחשבים את הממוצע האריחמטי ואת סטית התקן
לפי הדגם



ציור מס' 30

$f \cdot x^2$	$x = a - \bar{A}$	$f \cdot a$	f	a
1600	- 40	5	1	5
1800	- 30	30	2	15
2000	- 20	125	5	25
700	- 10	245	7	35
0	0	360	8	45
700	+ 10	385	7	55
2000	+ 20	325	5	65
1800	+ 30	150	2	75
1600	+ 40	85	1	85
12200		1710	38	

$$n = \Sigma f = 38$$

$$\bar{A} = \frac{\Sigma f \cdot a}{n} = \frac{1710}{38} = 45$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma f x^2}{n}} = \sqrt{\frac{12200}{38}} = 17.92$$

(2) מחשבים את האבססות הסטנדרטיות של העקום הנורמלי

$$z = \frac{a-A}{\sigma} = \frac{x}{\sigma} = \frac{x}{17.92}$$

(3) מטבלא 8 קובעים את האורידנטות הסטנדרטיות המתאימות

לערכי z המחושבים.

האורידנטה מוחלטת המקסימלית :

$$\gamma^i = \frac{n \times 10}{\sigma \sqrt{2\pi}} = \frac{38 \times 10}{17.92 \times 2.5} = 8.46$$

הערה : במונה מופיע $n \times 10$, כי רוחב כל קבוצה הוא 10 מ"מ.

היחס של כל אורידנטה מוחלטת לאורידנטה המקסימלית שווה

$$\frac{\gamma^i}{\gamma^i_0} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{0,s}} = \frac{\gamma_s}{0.3989}$$

$$\gamma^i = \frac{8.46}{0.3989} \gamma_s = 21.21 \gamma_s$$

$\gamma^i - f$	γ^i	γ_s	z	x	f	a
-0.30	0.70	0.0332	-2.23	-40	1	5
+0.10	2.10	0.0989	-1.67	-30	2	15
-0.48	4.52	0.2131	-1.12	-20	5	25
+0.23	7.23	0.3410	-0.56	-10	7	35
+0.46	8.46	0.3989	0	0	8	45
+0.23	7.23	0.3410	+0.56	+10	7	55
-0.48	4.52	0.2131	+1.12	+20	5	65
+0.10	2.10	0.0989	+1.67	+30	2	75
-0.30	0.70	0.0332	+2.23	+40	1	85

ההתאמה בין התדירויות המדודות (f) לבין המחושבות (γ^i)

היא טובה מאוד ומצדיקה את השמוש בפונקציה של פלוג נורמלי.

(4) אף כי ההתאמה טובה, היא אינה מוחלטת. לצורך אינטרפולציה או

אקסטרפולציה יש אם כן להשתמש בערכים המחושבים. יש לקבוע על

יסודם מחדש את הממוצע האריתמטי המשוקלל ואת סטית התקן.

$y^i (x^i)^2$	$x^i = (a - \bar{A}^i)$	$y^i \cdot a$	y^i	a
1119.44	-39.99	3.50	0.70	5
1888.74	-29.99	31.50	2.10	15
1806.19	-19.99	113.00	4.52	25
721.55	- 9.99	253.05	7.23	35
0.01	+ 0.01	380.70	8.46	45
724.45	+10.01	397.65	7.23	55
1809.81	+20.01	293.90	4.52	65
1891.26	+30.01	157.50	2.10	75
1120.56	+40.01	59.50	0.70	85
11082.01		1689.90	37.56	

$$n' = \sum y^i = 37.56$$

$$\bar{A}^i = \frac{1689.90}{37.56} = 44.99$$

$$\sigma^i = \sqrt{\frac{11082.01}{37.56}} = 17.19$$

(5) מהדיאגרמה בציר 29 קוראים את הערך z המתאים לתקופת

החזרה $R = 200$ שנה .

$$z_{(200)} = 2.57$$

$$z = \frac{a - \bar{A}}{\sigma}$$

$$a = z_{\sigma^i} + \bar{A}^i = 2.57 \times 17.19 + 44.99 = 89.17$$

מרכז הקבוצה של הגשם הצפוי אחת ל-200 שנה הוא 89 מ"מ . אם רוחב

הקבוצה 10 מ"מ , הרי גשם זה יהיה בין הגבולות 94 - 84 מ"מ .

הערך z המתאים לתקופת חזרה של 500 שנה $z_{(500)} = 2.65$

$$a = 2.65 \times 17.19 + 44.99 = 90.54 \sim 90 \text{ mm}$$

והגשם יהיה בין 85 לבין 95 מ"מ .

3.7.4 לינארזציה של עקום התדירות המצטברת הנורמלית והשימוש

בניר הסתברות (Normal Probability Paper)

כפי שהוזכר בסעיף 3.7.1 משואת עקום התדירות הנורמלית היחסית:

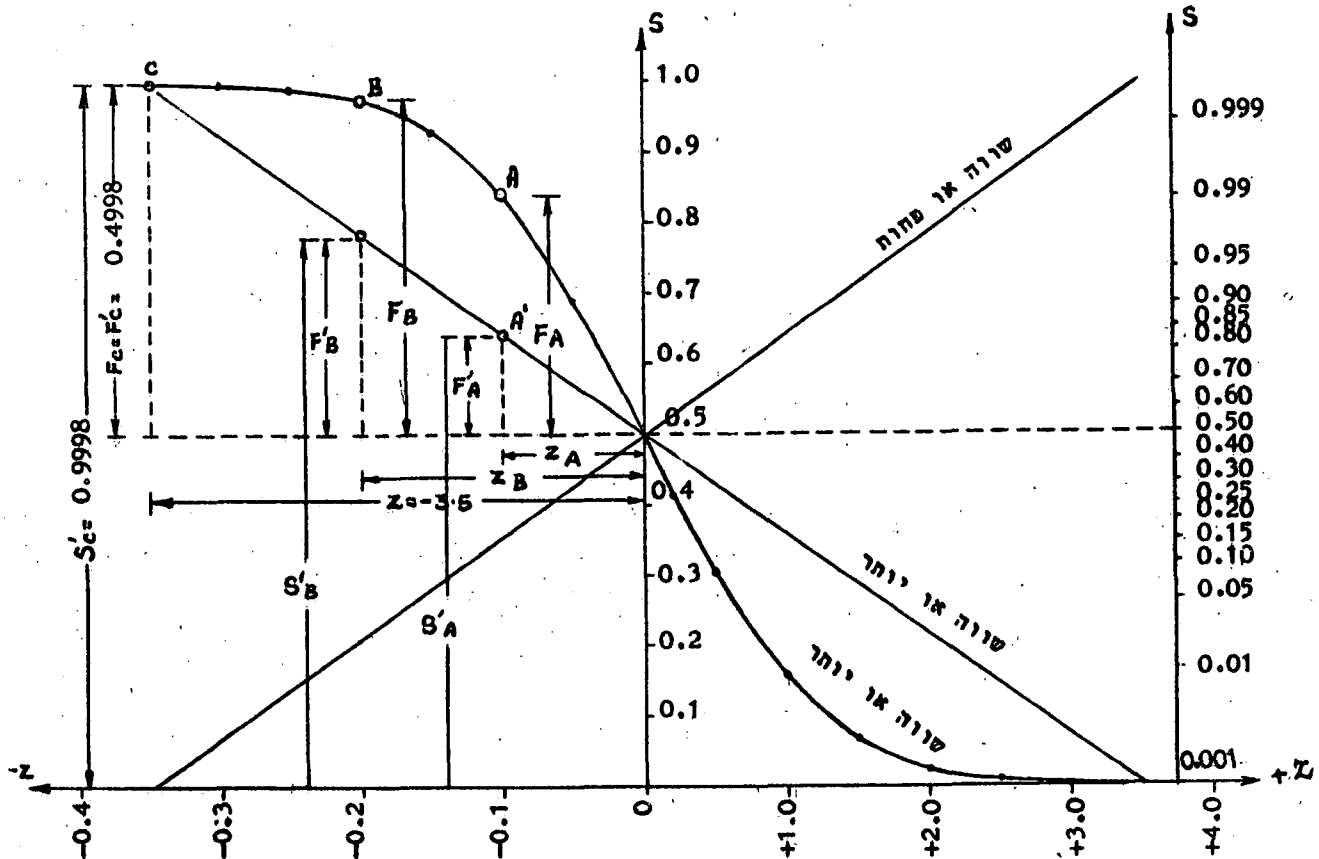
$$y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}z^2}$$

ומשום כך עקום התדירות הנורמלית המצטברת:

$$F = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^z e^{-\frac{1}{2}z^2} dz$$

פונקציה זאת אינה לינארית והעברתה לצורה לינארית היא פעולה מתמטית מסובכת מאד. במקום לבצע פעולה זאת אפשר ליצור מערכת כזאת של הקואורדינטות, בה הפונקציה תחשב כקו ישר. במערכת זאת יכול ציר אחד - ציר z - מחולק חלוקה אריחמטית או לוגריחמטית והציר השני - ציר F - מחולק חלוקה מיוחדת, הנקראת: סקלה הסתברותית. (Probability Scale)

בציור 31 ניתנת העברת הסקלה האריחמטית של ערכי F לסקלה הסתברותית. לפי ציור זה במקום נקודה A חופיע נקודה A^1 , במקום B תופיע B^1 וכו'. כפי שעשינו זאת לגבי העקום עצמו (ציור 27), נעביר גם הפעם את ציר z באופן מקביל לקצה התחתון ונקבל אורינטנט S . (עיין טבלא 10 עמוד 58).



ציור מס' 31: לינארזציה של עקום התדירות המצטברת הנורמלית.

הערכים $z = -3.5$ ו- $F_c = 0.4998$ נלקחו מטבלא מס' 9 .

מתוך דמיון המשולשים מתקבלים היחסים הבאים :-

$$\frac{F'_A}{z_A} = \frac{F'_B}{z_B} = \frac{F'_i}{z_i} = \frac{0.4998}{3.5}$$

$$F'_i = \frac{0.4998}{3.5} z_i = 0.1428 z_i$$

על הסקלה עצמה (עיין קצה ימני של ציור 31) נרשום את הערך המספרי של F_i המתאים ל- z_i , אף כי הוא מסומן במרחק F'_i .

בטבלא מס' 12 נתונים הערכים לשרטוט סקלה הסתברותית . יש לציין שאת כל המידות יש להפוך לקנה המידה של השרטוט . אם למשל רוצים את הדיאגרמה לשרטוט כך שהאורידנטה המקסימלית $S = 1.0$ יהיה 20 ס"מ על הניר , אז כמובן $S = 0.48$ יופיע על הניר $20 \times 0.48 = 9.6$ ס"מ . אם השרטוט בגודל כזה בו $S = 1.0$ ישורטט 3 אינצ'ים , אז $S = 0.48$ יהיה $0.48 \times 3 = 1.44$ אינצ'ים וכו' .

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

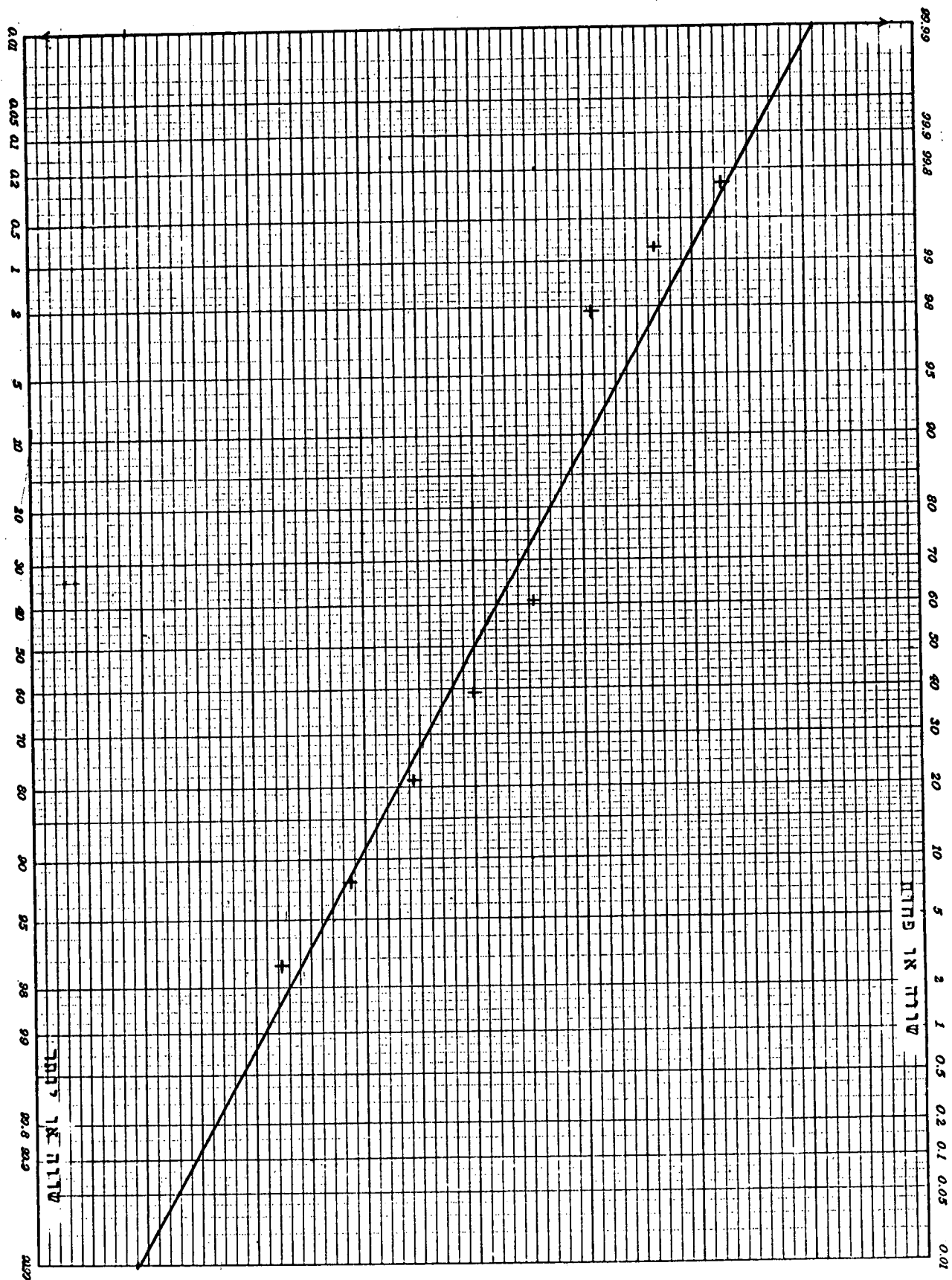
...the ... of ...

...the ... of ...

טבלה מס' 12 : נתונים להכנת סקלה הסתברותית סטנדרטית.

שווה או פחות		שווה או יותר		S
sl	z	sl	z	
0.0573	- 3.10	0.0573	+ 3.10	0.001
0.1673	- 2.33	0.1673	+ 2.33	0.01
0.2644	- 1.65	0.2644	+ 1.65	0.05
0.3172	- 1.28	0.3172	+ 1.28	0.10
0.3515	- 1.04	0.3515	+ 1.04	0.15
0.3800	- 0.84	0.3800	+ 0.84	0.20
0.4043	- 0.67	0.4043	+ 0.67	0.25
0.4257	- 0.52	0.4257	+ 0.52	0.30
0.4443	- 0.39	0.4443	+ 0.39	0.35
0.4643	- 0.25	0.4643	+ 0.25	0.40
0.4814	- 0.13	0.4814	+ 0.13	0.45
0.5000	0.00	0.5000	0.00	0.50
0.5185	+ 0.13	0.5185	- 0.13	0.55
0.5357	+ 0.25	0.5357	- 0.25	0.60
0.5557	+ 0.39	0.5557	- 0.39	0.65
0.5743	+ 0.52	0.5743	- 0.52	0.70
0.5957	+ 0.67	0.5957	- 0.67	0.75
0.6200	+ 0.84	0.6200	- 0.84	0.80
0.6485	+ 1.04	0.6485	- 1.04	0.85
0.6828	+ 1.28	0.6828	- 1.28	0.90
0.7356	+ 1.65	0.7356	- 1.65	0.95
0.8327	+ 2.33	0.8327	- 2.33	0.99
0.9427	+ 3.10	0.9427	- 3.10	0.999

בציור 32 נמסר גליון מודפס של ניר הסתברותי, בו על האבסיסה רשומה התדירות המצטברת בסקלה הסתברותית ועל האורידנסה ערכי z.



ציור מס' 32 : ניר הסתברותי לפי הפלוג הנורמלי.

דוגמא מס' 22 :

נחונים: כמו בדוגמא מס' 21 .

דרוש : להעלות את הנחונים על ניר הסתברותי ולבדוק , באיזו מידה הנחונים מחאימים לפלוג הנורמלי .

הפתרון : (1) מחוך הטבלא של דוגמא מס' 21 :

$z = \frac{x - \bar{a}}{\sigma}$	$x = a - \bar{A}$	f	a
- 2.232	- 40	1	5
- 1.674	- 30	2	15
- 1.116	- 20	5	25
- 0.558	- 10	7	35
0	0	8	45
+ 0.558	+ 10	7	55
+ 1.116	+ 20	5	65
+ 1.674	+ 30	2	75
+ 2.232	+ 40	1	85

$\bar{A} = 45$ (מחוך דוגמא 21)

$\sigma = 17.92$ (מחוך דוגמא 21)

(2) מחשבים את התדירות המצטברת היחסית לפי "שווה או יותר":

S	ת ד י ר ת			z
	מחלטה	יחסית %	יחסית מצטברת	
1.000	- 2.232	2.63	100.00	1
0.974	- 1.674	5.26	97.37	2
0.921	- 1.116	13.16	92.11	5
0.790	- 0.558	18.42	78.95	7
0.605	0	21.06	60.53	8
0.395	+ 0.558	18.42	39.47	7
0.210	+ 1.116	13.16	21.05	5
0.079	+ 1.674	5.26	7.89	2
0.026	+ 2.232	2.63	2.63	1
		100.00		38

(3) מעלים בציור מס' 32 את הנקודות $z = f(z)$ ורואים כי ההתאמה די טובה .

גם את הקו הישר של הפונקציה על ניר הסתברותי אפשר לשרטט בצורה כזאת , שעל האבסיסה מעלים את תקופת החזרה $R = 1/S$ במקום התדירות המצטברת היחסית . לצורך יצירת קואורדינטות אלו , נתונה טבלא מס' 13 .

טבלא מס' 13: (למצב "שווה או יותר ")

S'	z	$S = 1/R$	R
0.500	0.00	0.5000	2
0.618	- 0.83	0.2000	5
0.686	- 1.30	0.1000	10
0.736	- 1.65	0.0500	20
0.750	- 1.75	0.0400	25
0.793	- 2.05	0.0200	50
0.818	- 2.23	0.0133	75
0.833	- 2.33	0.0100	100
0.868	- 2.58	0.0050	200
0.878	- 2.65	0.0040	250
0.911	- 2.88	0.0020	500
0.928	- 3.00	0.0013	750
0.942	- 3.10	0.0001	1000

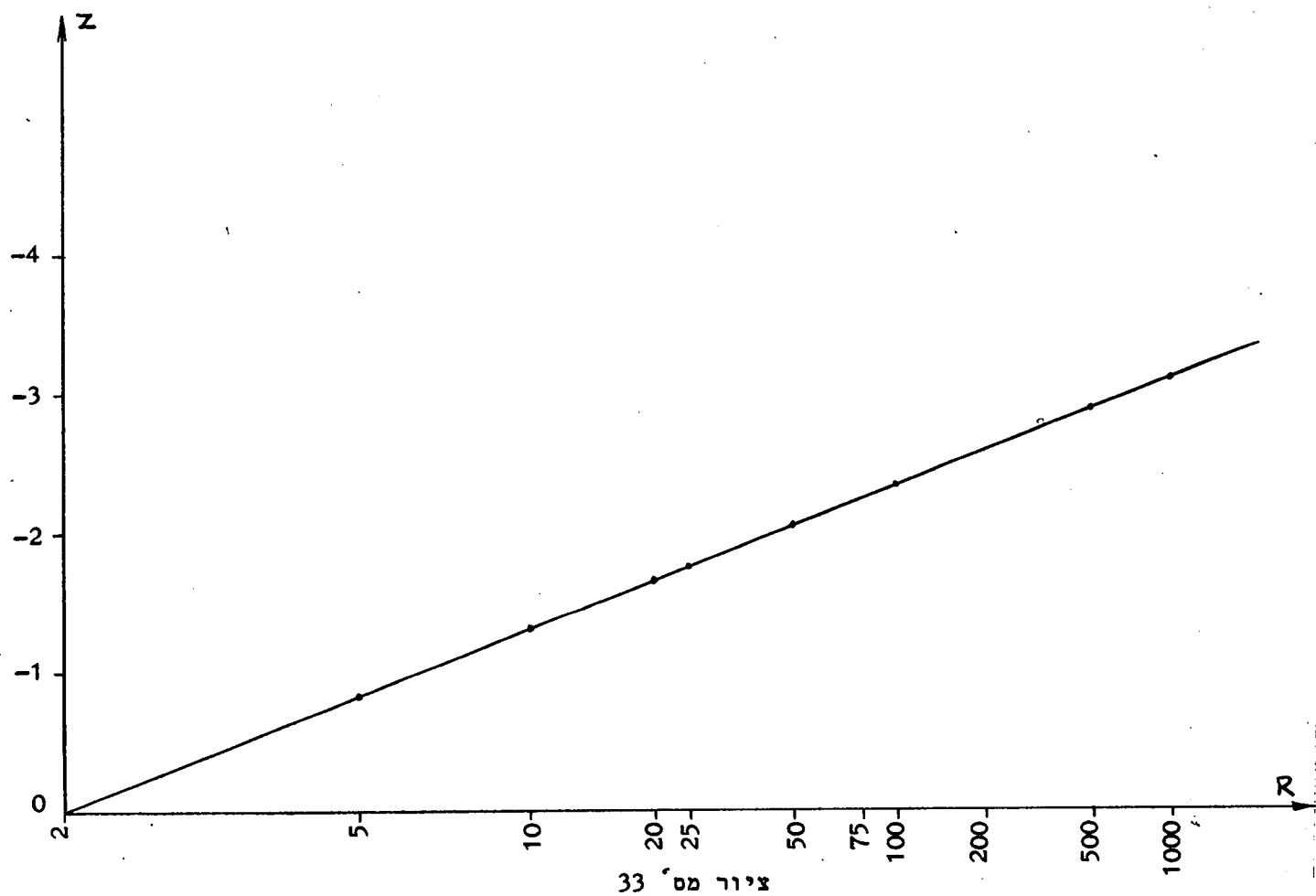
ציור מס' 33 מראה את קו ההסתברות כאשר קנה המידה עבור S ,
בו בחרנו: $S' = 0.5 = 18 \text{ cm}$

1. The first part of the report is a general
introduction to the subject of the study.
It discusses the importance of the study and
the objectives of the research.

2. The second part of the report is a detailed
description of the methodology used in the study.
It includes information about the sample size,
the data collection methods, and the statistical
analysis performed.

3. The third part of the report is a discussion
of the results of the study. It compares the
findings with the previous research and discusses
the implications of the results.

4. The fourth part of the report is a conclusion
and a list of references. The conclusion summarizes
the main findings of the study and provides
recommendations for future research.



ציור מס' 33: סקלה הסתברותית $z = f(R)$

גם בתאור הלינארי של התדירות המצטברת - כלומר על ניר הסתברותי - השתמשנו בפונקציה $S = f(z)$ ולא בפונקציה $S = f(a)$.

כדי לעבור במקום הערכים z לערכים הממשיים a , (המדודים או אלה שנרצה לקבל ע"י אינטרפולציה או אקסטרפולציה), עלינו לזכור כי:

$$z = \frac{a - \bar{A}}{\sigma}$$

$$a = z \cdot \sigma + \bar{A}$$

ומתוך כך:

אם למשל במערכת נחונים כלשהי (למשל אלה שבדוגמא מס' 21), הערכים המחושבים לפי הפונקציה הנורמלית היו: $\bar{A} = 44.99$ ו- $\sigma = 17.19$ (עיין עמוד 65), הרי:

z	a	a	z
- 2.03	10	- 23.77	- 4.0
- 1.45	20	- 6.58	- 3.0
- 0.87	30	+ 10.61	- 2.0
- 0.29	40	+ 27.80	- 1.0
+ 0.87	60	+ 44.99	0
+ 2.03	80	+ 62.18	+ 1.0
+ 3.20	100	+ 79.37	+ 2.0
+ 9.02	200	+ 96.56	+ 3.0
		+113.75	+ 4.0

אם רושמים לפיכך על ציר האורידנטה את ערכי a המחושבים כך,

ולא את ערכי z , מקבלים את הפונקציות הדרושות:

$$R = f(a) \quad S = f(a)$$

3.8 פילוגי תדירות לא-סימטריות

(Assymetric Frequency Distributions)

3.8.1 תאור כללי

בין התופעות ההידרולוגיות, המטאורולוגיות ואחרות ישנן רבות

אשר עקום פילוג תדירותן אינו סימטרי אלא מאורך ימינה או שמאלה

במידה רבה. בשפת הסטטיסטיקה אומרים: "עקום מעוות ימינה"

(עוות חיובי) או "מעוות שמאלה" (עיוות שלילי).

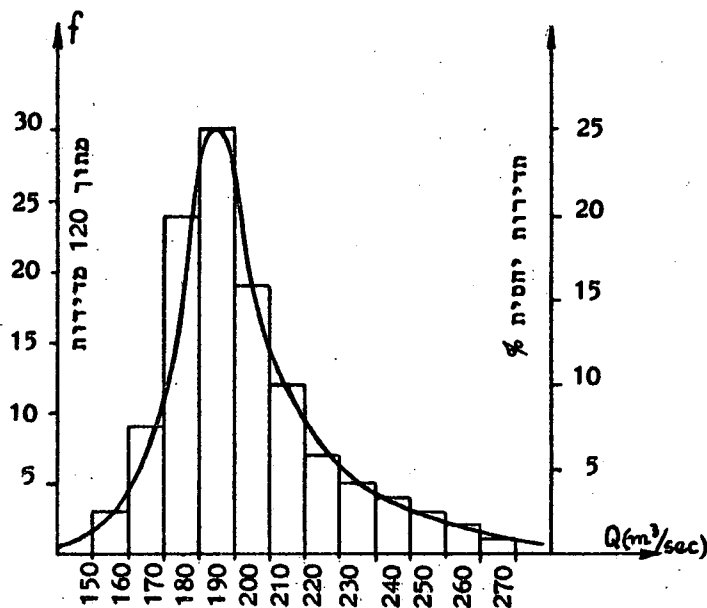
העיוות יכול להגיע למימדים, בהם אין כבר אפשרות להתאים

לפילוג את עקום הפילוג הנורמלי. בפסקה 3.7.2 ראינו שאפילו התאמת

עקום פילוג נורמלי להיסטוגרם סימטרי קשור במידה מסוימת של שרירות

וזאת, כדי לקבל פונקציה מתימטית רצופה, התאמת עקום אסימטרי

להיסטוגרם עוד יותר קשה ומסובך.



ציור מס' 33

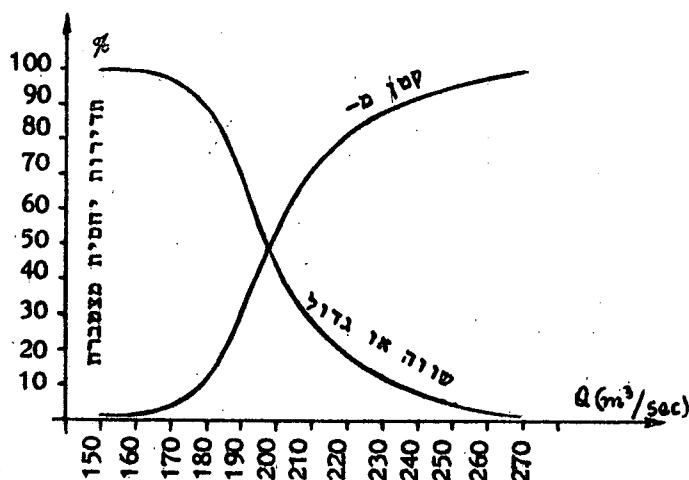
בציור מס' 33 העלנו

את ההיסטוגרם ואת עקום
התדירות של 120 מדידות
ספיקה בנחל, ובציור מס'
34 את עקומי התדירות
היחסית המצטברת. ברור
שעקומי התדירות המצטברת -
עקב חוסר הסימטריה - לא
יתנו קו ישר, לא על ניר
אריחמסי, לא על לוגריתמי
ואף לא על ניר הסתברות
נורמלי.

על מנת להתגבר על
קושי זה היה צריך אם כן
סקלה הסתברותית מיוחדת
לכל מקרה ולכל עיוות אשר
תחאים למשוואת העקום,
אשר כמובן שוב שונה לכל
מקרה.

חוקרים רבים Foster
(Gumbel, ואחרים)

התאימו משוואות לתופעות
סטטיסטיות הידרולוגיות
ומטאורולוגיות שונות, אשר
סוּטות זו מזו בעיקר במידת
העיוות. למשוואות אלו
יצרו גם סקלה הסתברותית, כדי
לקבל את פילוג התדירויות ע"י
קו ישר.



ציור מס' 34

הואיל וקונטרס זה
מוקדש לחישובים סטטיסטיים
ולא להידרולוגיים, ניתן כאן
את העקרונות בלבד ויישום העקרונות לתופעות הידרולוגיות יינתן
בקונטרס על חישובים הידרולוגיים.

3.8.2 מידות העיוות (Measure of Skewness)

3.8.2.1 המומנט

נקרא - כרגיל - לנתונים a_i , כאשר $1 \leq i \leq n$, למוצע האריתמטי \bar{A} . סטית הנתונים מהמוצע אם כן $(a_i - \bar{A})$

למוצע האריתמטי של חזקת k של הסטיות קוראים בשם:

"מומנט k " ומסמנים אותו $\frac{M_k}{n}$

$$(16) \quad m_k = \frac{\sum_{i=1}^n (a_i - \bar{A})^k}{n} = \frac{(a - \bar{A})^k}{n}$$

כאשר $k=1$, יהיה $m_1=0$ כי הרי סכום הסטיות סביב הממוצע האריתמטי הוא אפס (עיין סעיף 3.4.1).

כאשר $k=2$, אזי המומנט שווה לווריאנס (עיין סעיף 3.5.1)

$$(17) \quad m_2 = \frac{\sum (a_i - \bar{A})^2}{n} = v$$

3.8.2.2 מקדם העיוות (Coefficient of Skewness)

אחד הביטויים למידת העיוות של עקום התדירות הוא מקדם העיוות. מקדם זה הוא המומנט השלישי מחולק בחזקה שלישית של סטית התקן.

$$(18) \quad g_1 = \frac{m_3}{\sigma^3}$$

הואיל וסטית התקן היא השורש של הווריאנס (עיין סעיף 3.5.4) אפשר לכחוב:

$$(19) \quad g_1 = \frac{m_3}{v^{3/2}}$$

בהתחשב עוד במשוואה מס' (17):

$$(20) \quad g_1 = \frac{m_3}{(m_2)^{3/2}}$$

עבור עקומים סימטריים $g_1 = 0$, עבור עקומים מעוותים ימינה $g_1 > 0$

(ולכן קוראים לעיוות זה "עיוות חיובי"), ולאלה המעוותים

שמאלה $g_1 < 0$. ככל שהעקום מעוות יותר, הערך המחלט $|g_1|$ גדול יותר.

דוגמא מס' 23

הנתונים : ערכים ותדירויות (עייך טבלא) אשר נותנים
עקום סימטרי .

$f \cdot a$	f	a
5	1	5
30	2	15
125	5	25
245	7	35
360	8	45
385	7	55
325	5	65
150	2	75
85	1	85
1710	38	

דרוש : מקדם העיוות .

הפתרון: (1) הממוצע האריתמטי $\bar{A} = \frac{1710}{38} = 45$

(2) חישוב הממונט השלישי :

$a - \bar{A}$	a
-40	5
-30	15
-20	25
-10	35
0	45
+10	55
+20	65
+30	75
+40	85
0	

הואיל ו- $\Sigma(a - \bar{A}) = 0$, יהיה גם $\Sigma(a - A)^3 = 0$ ואז

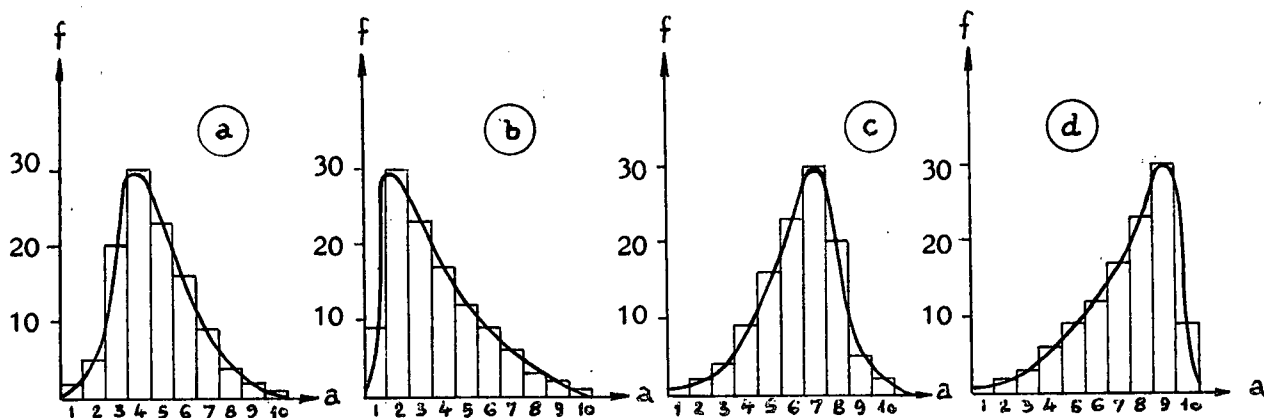
$$m_3 = \frac{0}{n} = 0 \quad \text{גם :}$$

$$g_1 = \frac{m_3}{(m_2)^{3/2}} = 0$$

דוגמא מס' 24

נחונים : 4 עקומי חדירות אסימטריים (עיין ציור 35) .

דרוש : לקבוע את מקדמי העיוות לארבעתם .



ציור מס' 35

הפתרון : עקום a

$f(a - \bar{A})^2$	$(a - \bar{A})^2$	$f(a - A)^3$	$(a - \bar{A})^3$	$(a - \bar{A})$	f, a	f	a
27.38	13.69	-101.30	-50.65	-3.70	2	2	1
36.45	7.29	- 98.40	-19.68	-2.70	10	5	2
57.80	2.89	- 98.20	- 4.91	-1.70	60	20	3
14.70	0.49	- 10.20	- 0.34	-0.70	120	30	4
2.07	0.09	+ 0.69	+ 0.03	+0.30	115	23	5
27.04	1.69	+ 35.20	+ 2.20	+1.30	96	16	6
47.61	5.29	+109.53	+12.17	+2.30	63	9	7
43.56	10.89	+143.76	+35.94	+3.30	32	4	8
36.98	18.49	+159.02	+79.51	+4.30	18	2	9
28.09	28.09	+148.88	+148.88	+5.30	10	1	10
321.68		+288.98			526	112	

$$\bar{A} = \frac{526}{112} = 4.70$$

$$m_3 = \frac{+288.98}{112} = + 2.58$$

$$m_2 = \frac{321.68}{112} = + 2.78 ; (m_2)^{3/2} = 4.64$$

$$g_1 = \frac{2.58}{4.64} = + 0.56$$

עקומים c, b, d:

לאחר חישוב באותה דרך כמו לעקום 'a' נתקבלו התוצאות :

$$g_1^b = + 0.90$$

$$g_1^c = - 0.55$$

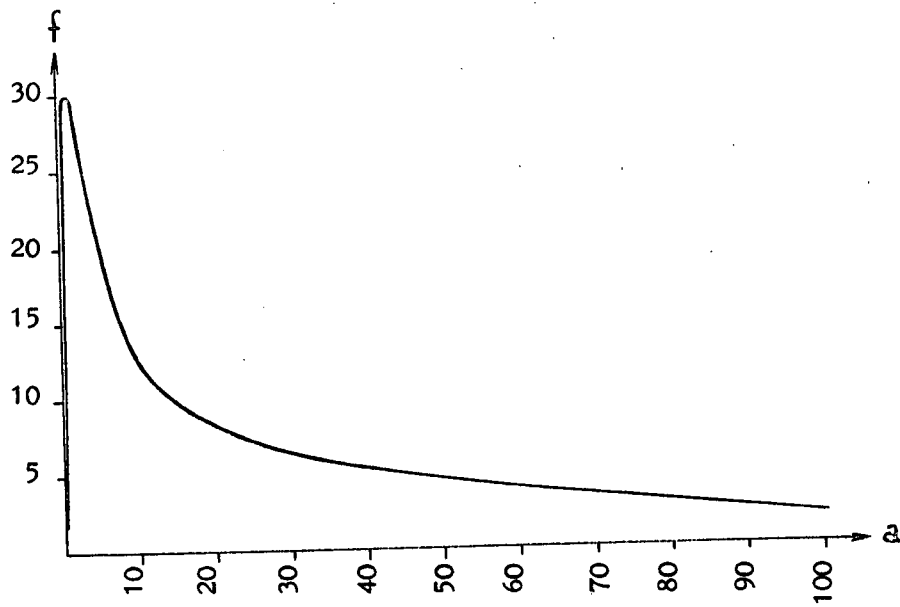
$$g_1^d = - 0.86$$

מתוך תוצאות אלו נראה , כי על אף העובדה שעקום 'c' כעין תמונת ראי של עקום 'a' ועקום 'd' תמונת ראי של עקום 'b' , מקדמי העיוות בכל זאת אינם סימטריים . הסיבה לכך שבעקום 'a' ובעקום 'b' הנתונים הקטנים בתדירות גבוהה ובעקומים 'c' ו-'d' הנתונים הגדולים בתדירות גבוהה .

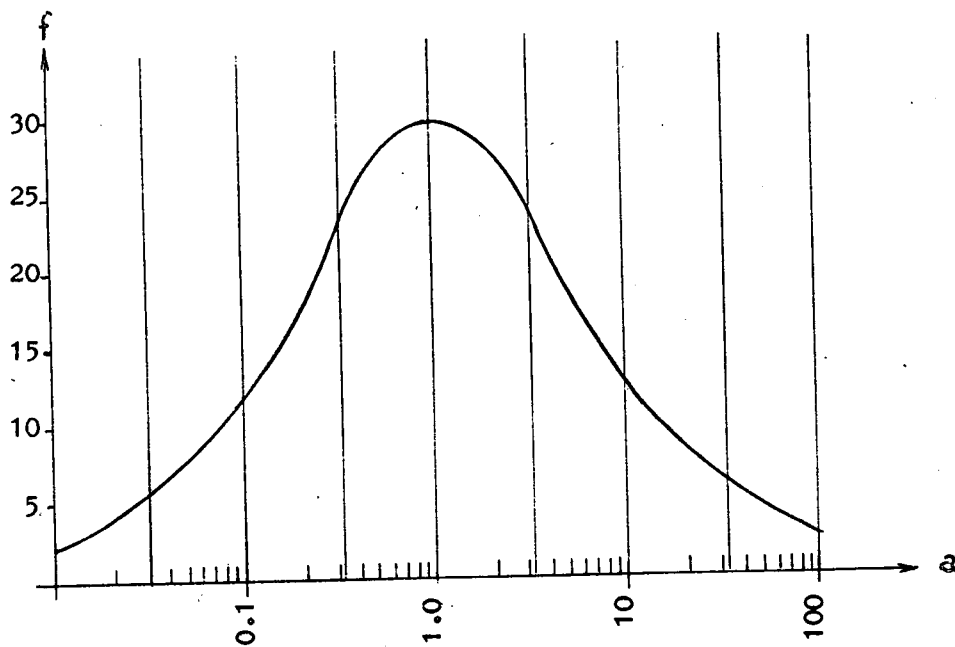
3.8.3 הפילוג הלוג-נורמלי (Log-Normal Distribution)

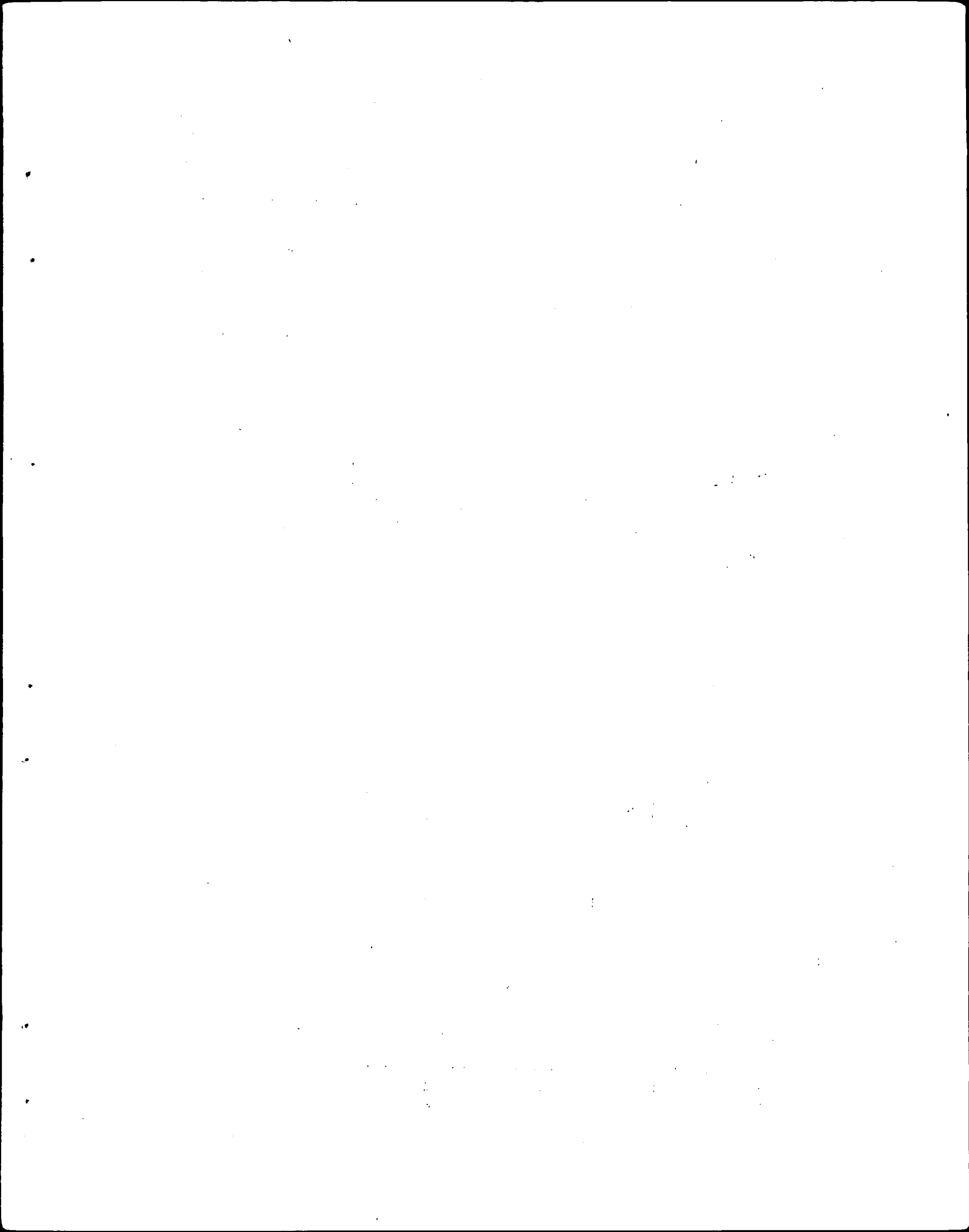
בפילוג זה לא הנתונים עצמים אלא הלוגריתמים של הנתונים מתפלגים לפי פלוג נורמלי . הנתונים עצמם מתפלגים בעיוות חזק ימינה . לפלוג הלוג-נורמלי חשיבות רבה בחישובים הידרולוגיים .

בציור מס' 36 מתואר עקום הפלוג של נתוני הטבלא , הן על סקלה אריחמטית והן על סקלה סמי-לוגריתמית .



f	a
2	0.0100
6	0.0316
12	0.100
24	0.316
30	1.00
24	3.16
12	10.0
6	31.6
2	100.-





כל החישובים שניתנו עבור הפלוג הנורמלי בפרק 3.7, כוחס יפה גם עבור הפלוג הלוג-נורמלי, כאשר בטבלאות מופיע חמיד הערך $\log a$ במקום הערך a . גם את הממוצע האריחמטי וגם את סטית החקן קובעים עבור ערכי $\log a$. כדי למנוע אי-הבנות נחזור על הערכים העקריים בשנוי המתאים.

a הערך המדוד (הנתון)
 $\log a$ לוג של הנתון (זה כעת "הנתון" לאחר טרנספורמציה)
 \bar{A}_ℓ הממוצע האריחמטי של ערכי

$$\bar{A}_\ell = \frac{\sum f_i \log a_i}{n} = \overline{\log a}$$

σ_ℓ סטית החקן של ערכי $\log a$

$$\sigma_\ell = \sqrt{\frac{\sum (\log a - \bar{A}_\ell)^2}{n}}$$

משוואת עקום ההדירות המוחלטת דומה למשוואה מס' (7).

$$(22) \quad \gamma' = \frac{n}{\sigma_\ell \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\log a - \bar{A}_\ell}{\sigma_\ell} \right)^2}$$

משוואת עקום ההדירות היחסית דומה למשוואה מס' (8).

$$(23) \quad \gamma = \frac{1}{\sigma_\ell \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\log a - \bar{A}_\ell}{\sigma_\ell} \right)^2}$$

ומשוואת העקום הסטנדרטי דומה למשוואה מס' (9).

$$(24) \quad \gamma_s = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\log a - A_\ell}{\sigma_\ell} \right)^2}$$

זהירות!

(1) הממוצע האריחמטי של הלוגריחמים אינו זהה עם הלוגריחמים

של הממוצע האריחמטי. $\bar{A}_\ell \neq \log \bar{A}$

(2) כלל זה נכון גם לגבי סטית החקן: $\sigma_\ell \neq \log \sigma$

דוגמא מס' 25

באפיק ממדו 118 שיאים חודשיים של הספיקה . לאחר העלאת הנתונים בצורת היסטוגרם נחבר שהפלוג דומה לפלוג הלוג-נורמלי . מחליטים אם כן , להשתמש בפונקציה הלוג-נורמלית (מהלך החישוב כמו בדוגמאות 15 ו-16).

הנתונים :

100	32	10	3.2	1.0	0.30	0.10	0.03	0.01	Q m ³ /sec
2	6	12	24	30	24	12	6	2	f

דרוש : לקבוע כמה אחוז של שיאים חודשיים צפוי בהם $Q > 25 \text{ m}^3/\text{sec}$

הפתרון :

(1) קובעים את הערכים המרכזיים :

f. (x ²)	$x_i = \log a_i - \bar{A}_L$	f. log a	f	log a	a = Q
7.964	0.00450-2	0-4	2	0.00000-2	0.01
13.830	0.48162-2	2.86272-12	6	0.47712-2	0.03
11.892	0.00450-1	0-12	12	0.00000-1	0.10
6.456	0.48162-1	11.45088-24	24	0.47712-1	0.30
0.001	0.00450	0	30	0. -	1.0
6.240	0.50965	12.12360	24	0.50515	3.2
12.108	1.00450	12. -	12	1. -	10.-
13.674	1.50965	9.03090	6	1.50515	32.-
8.036	2.00450	4. -	2	2. -	100.-
80.201		0.46810-1	118		

$$\bar{A}_L = \frac{0.46810-1}{118} = 0.9955 -1$$

$$\sigma_L = \sqrt{\frac{\sum f x^2}{n}} = \sqrt{\frac{80.201}{118}} = 0.82$$

$$\log 25 = 1.39794 \quad (2)$$

$$z = \frac{\log a - \bar{A}_l}{\sigma_l} = \frac{1.39794 - 0.99550 + 1}{0.82} = 1.71$$

$$\begin{array}{rcl} 0.5000 & \text{השטח מציר העקום עד לקצה הימני הוא} & (3) \\ \hline 0.4564 & \text{השטח מציר העקום עד } Z = 1.71 & \\ 0.0436 & & \end{array}$$

החשובה : 4.3% של הספיקות גדול מ- 25 מ"ק/שניה .

3.8.4 הפילוג לפי פירסון , דגם III (Pearson Type III Distribution)

אף כי פירסון נתן סוגים שונים של פרוסי הסתברות , הפלוג שנקרא " דגם III " מוצא שמושן שחיבושים הידרולוגיים יותר מכולם . משוך כך ניתנת הסברה לפלוג זה במיוחד . פילוג זה מעוות ימינה ומתאים במקרים רבים לפלוג התדירות של ספיקות מקסימליות יומיות , חדשיות , שנחיות וכו' .

משוואת היסוד של פילוג זה :

$$(25) \quad \gamma = \gamma_0 e^{-\gamma(x+d)} \left(1 + \frac{x+d}{b}\right)^{\gamma b}$$

במשוואה זאת :

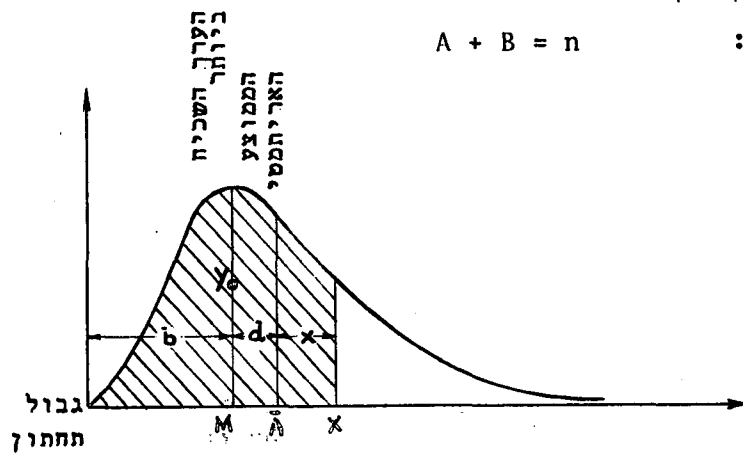
- y - התדירות של הנתונים בעלי גודל מסויים .
- x - סטית הנתון מהמוצע האריתמטי של הנתונים .
- γ_0 - התדירות של הערך השכיח ביותר (Mode) .
- e - בסיס של הלוגריתם הטבעי .
- b - ההבדל בין הגבול התחתון לבין הערך השכיח ביותר .
- d - ההבדל בין הערך של המוד לבין זה של הממוצע האריתמטי .
- γ - ימקדם האופיני לעיוות .

עקום פילוג התדירויות ניתן בציור 37 .

A השטח המקווקו הוא

B השטח הלא מקווקו

השטח הכולל: $A + B = n$



ציור מס' 37

ערכי x/σ כפונקציה של $\frac{100A}{n}$ ושל מידת העיוות ניתנים בטבלא מס' 14 .

לפי הגדרת פירסון מקדם העיוות :

$$(26) \quad g = \frac{d}{\sigma} = \frac{\bar{A} - M}{\sigma} = \frac{\sum x^3}{2\sigma \sum x^2}$$

הערך המספרי של העיוות חלוי גם בגדלו ובמספר המדידות (או מספר הנחונים) . לפי כך מתקבל ערך : " מקדם העיוות המתוקן " (Adjusted Skewness) . לתיקון זה קיימות כמה נוסחאות מתוכן ניתן את זו שהוכנה ע"י Hazen .

$$(27) \quad \dots \quad \frac{d^1}{\sigma} = \frac{d}{\sigma} (1 + 8.5/n)$$

כאשר " n " הוא מספר הנחונים, נראה הכי טוב להסביר את השימוש בשיטה ע"י דוגמה מספרית .

טבלא מספר 14 נותנת את הערכים לעיוות נחון .
 טבלא מספר 14 : ערכי α/σ כפונקציה של העיוות
 ושל השטח .

$\frac{100 A}{n}$	d^1/σ												
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.01	-3.73	-3.32	-2.92	-2.53	-2.18	-1.88	-1.63	-1.42	-1.25	-1.11	-1.00
0.1	-3.09	-2.81	-2.54	-2.28	-2.03	-1.80	-1.59	-1.40	-1.24	-1.11	-1.00
1.0	-2.33	-2.18	-2.03	-1.88	-1.74	-1.59	-1.45	-1.32	-1.19	-1.08	-0.99	-0.83	-0.71
5.0	-1.65	-1.58	-1.51	-1.45	-1.38	-1.31	-1.25	-1.18	-1.11	-1.04	-0.97	-0.82	-0.71
10.-	-1.28	-1.25	-1.22	-1.19	-1.16	-1.12	-1.08	-1.05	-1.00	-0.95	-0.90	-0.79	-0.70
20.-	-0.84	-0.85	-0.85	-0.86	-0.86	-0.86	-0.85	-0.84	-0.82	-0.80	-0.78	-0.71	-0.65
50.-	-0.00	-0.03	-0.06	-0.09	-0.13	-0.16	-0.19	-0.22	-0.25	-0.28	-0.30	-0.35	-0.38
80.-	+0.84	+0.83	+0.82	+0.80	+0.78	+0.76	+0.74	+0.71	+0.68	+0.64	+0.61	+0.54	+0.47
90.-	+1.28	+1.30	+1.32	+1.33	+1.34	+1.34	+1.35	+1.34	+1.33	+1.32	+1.30	+1.25	+1.20
95.-	+1.65	+1.69	+1.74	+1.79	+1.83	+1.87	+1.90	+1.93	+1.96	+1.98	+2.00	+2.01	+2.02
99.-	+2.33	+2.48	+2.62	+2.77	+2.90	+3.03	+3.15	+3.28	+3.40	+3.50	+3.60	+3.78	+3.95
99.9	+3.09	+3.38	+3.67	+3.96	+4.25	+4.54	+4.82	+5.11	+5.39	+5.66	+5.91	+6.47	+6.99
99.99	+3.73	+4.16	+4.60	+5.04	+5.48	+5.92	+6.37	+6.82	+7.28	+7.75	+8.21
99.999	+4.27	+4.84	+5.42	+6.01	+6.61	+7.22	+7.85	+8.50	+9.17	+9.84	+10.51
99.9999	+4.76	+5.48	+6.24	+7.02	+7.82	+8.63	+9.45	+10.28	+11.12	+11.96	+12.81

דוגמא מס' 26 :

באזור מסויים מדדו במשך 25 שנה את הנגר העילי ביחידות
 של מ"ק/שניה על קמ"ר . הנחונים , כמו כן הערכים לשם חישובי העיוות
 מוגשים בטבלא . באותה טבלא גם נחונה התדירות המצטברת לפי
 "שווה או פחות" של הופעת הנגר . תדירות זו נחונה באחוזים על
 בסיס :

$$p = \frac{m}{n + 1} \times 100$$

כאשר m הוא המספר הסידורי העולה .

הנתונים :

R	x^3	x^2	x	$\frac{a}{m^3/sec/km^2}$	$P = \frac{100 \cdot m}{26}$	m
1.04	-0.140608	0.2704	-0.52	0.22	3.8	1
1.08	-0.132651	0.2601	-0.51	0.23	7.7	2
1.13	-0.117649	0.2401	-0.49	0.25	11.5	3
1.18	-0.117649	0.2401	-0.49	0.25	15.4	4
1.24	-0.097336	0.2116	-0.46	0.28	19.2	5
1.30	-0.079507	0.1849	-0.43	0.31	23.1	6
1.32	-0.046656	0.1296	-0.36	0.38	26.9	7
1.44	-0.046656	0.1296	-0.36	0.38	30.8	8
1.53	-0.032768	0.1024	-0.32	0.42	34.6	9
1.62	-0.024389	0.0841	-0.29	0.45	38.5	10
1.76	-0.012167	0.0529	-0.23	0.51	42.3	11
1.85	-0.010648	0.0484	-0.22	0.52	46.1	12
2.00	-0.005832	0.0324	-0.18	0.56	50.0	13
2.16	-0.001000	0.0100	-0.10	0.64	53.8	14
2.36	-0.000343	0.0049	-0.07	0.67	57.7	15
2.60	-0.000027	0.0009	-0.03	0.71	61.5	16
2.89	+0.000512	0.0064	+0.08	0.82	65.4	17
3.24	+0.010648	0.0484	+0.22	0.96	69.2	18
3.72	+0.021952	0.0784	+0.28	1.02	73.1	19
4.33	+0.097336	0.2116	+0.46	1.20	76.9	20
5.05	+0.103823	0.2209	+0.47	1.21	80.8	21
6.50	+0.238328	0.3844	+0.62	1.36	84.6	22
9.53	+0.512000	0.6400	+0.80	1.54	88.5	23
21.7	+0.884736	0.9216	+0.96	1.70	95.4	24
25.6	+1.601613	1.3689	+1.17	1.91	96.1	25
	+2.605062	5.8830		18.50		

הפתרון :

(א) מחשבים את הממוצע האריתמטי של הנחונים :

$$\bar{A} = 18.50/25 = 0.74 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$$

(ב) מחשבים את סטית הנחונים מהממוצע האריתמטי

(עיי'ן טבלא , ערך x) .

(ג) מחשבים את סטית התקן :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum x^2}{n-1}} = \frac{5.8830}{24} = 0.49$$

(ד) מחשבים את הערכים χ^3 (עיי'ן טבלא) .

(ה) מחשבים את מקדם העיוות :

$$g = \frac{d}{\sigma} = \frac{\sum x^3}{2\sigma \sum x^2} = \frac{2.605062}{2 \times 0.49 \times 5.883} = 0.45$$

(ו) מחשבים את מקדם העיוות המתוקן :

$$\frac{d^1}{\sigma} = \frac{d}{\sigma} \left(1 + \frac{8.5}{n} \right) = 0.45 \left(1 + \frac{8.5}{25} \right) = 0.60$$

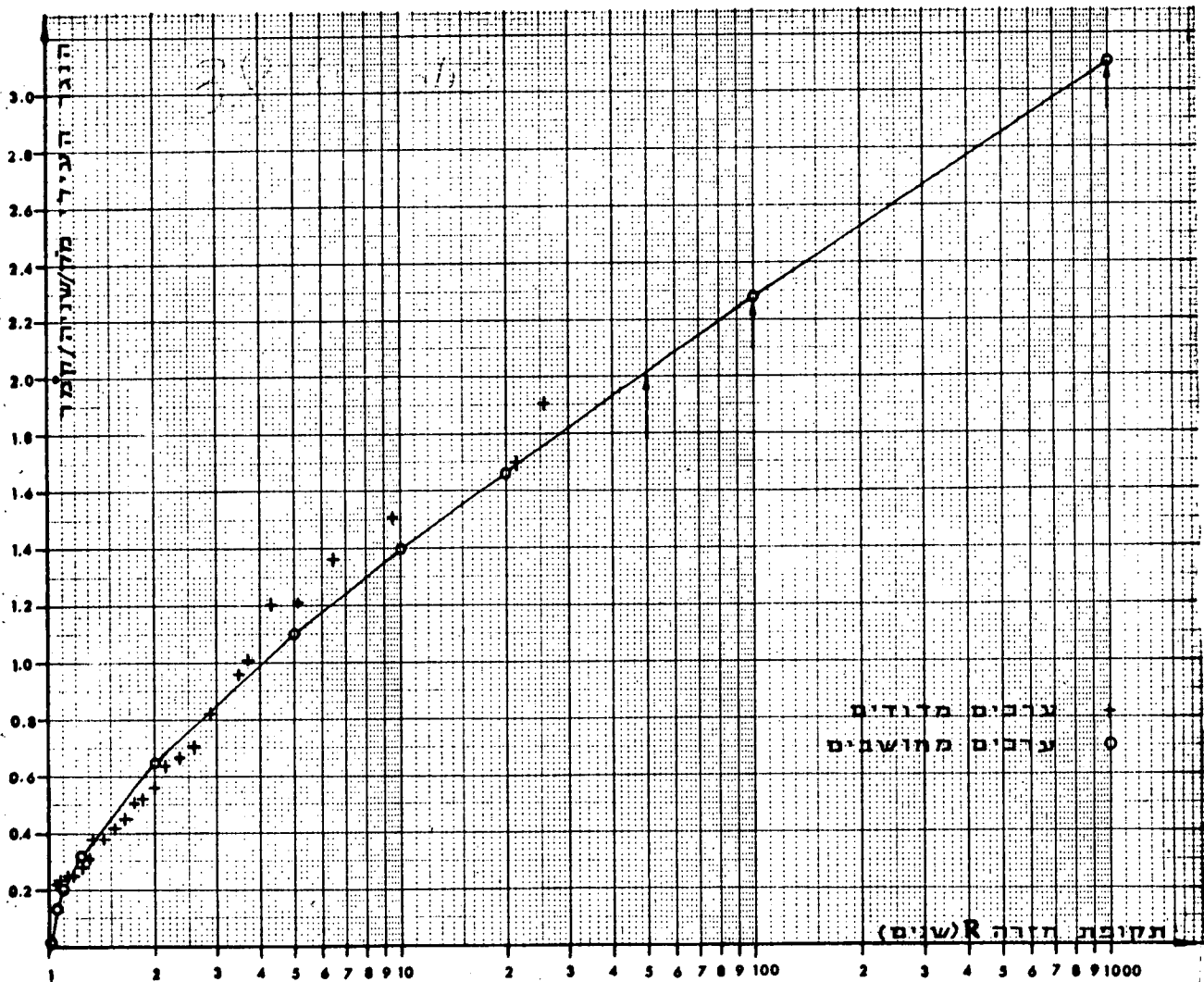
(ז) בעזרת הטבלא מס' 14 מחשבים את ערכי x/σ , קוראים

את המספרים לתדירויות שונות מהעמוד של $d^1/\sigma = 0.6$.

R	הערך המחושב של הנגר : $= x + \bar{A}$	$\chi = 0.49 \frac{x}{\sigma}$	מחוך טבלא מס' 14	
			x/σ	$\frac{100A}{n} = p$
1.01	0.03	- 0.71	-1.45	1
1.05	0.13	- 0.61	-1.25	5
1.11	0.21	- 0.53	-1.08	10
1.25	0.32	- 0.42	-0.85	20
2.-	0.65	- 0.09	-0.19	50
5.-	1.10	+ 0.36	+0.74	80
10.-	1.40	+ 0.66	+1.35	90
20.-	1.67	+ 0.93	+1.90	95
100.-	2.28	+ 1.54	+3.15	99
1000.-	3.10	+ 2.36	+4.82	99.9

בציור מס' 38 מתוארים הן הערכים המדודים (הנתונים) והן הערכים המחושבים. בציור זה הפכנו את התדירות המצטברת היחסית לתקופת חזרה של הערכים "שווה או יותר". כאשר התדירות המצטברת של הערך "שווה או פחות" הוא למשל 90%, הרי "השווה או יותר" הוא 10% וזה מתאים ל-10 שנים תקופת חזרה. אם התדירות המצטברת של "שווה או פחות" הוא (כפי שזה סומן בטבלאות), הרי תקופת החזרה: $R = \frac{100}{100-P}$

לפי כך חושבו בטבלאות העמודות האחרונות R.



ציור מס' 38

החשובה: הנגר הצפוי אחת ל-50 שנה הוא בערך 2 מ"ק/שנ" על קמ"ר, זה שצפוי אחת ל-100 שנה הוא 2.28 וזה ל-1000 שנה הוא 3.1 מ"ק/שנ" לקמ"ר.

ביבליוגרפיה לקונטרס מס' 3: חשובים סטטיסטיים

בניקוז על - קרקעי

1. י. כץ : רשימות בסטטיסטיקה
הוצאת אגודת הסטודנטים בטכניון, 1966 .
2. M.R. Spiegel: Statistics.
Shaum Publishing Co., New York 1961
3. Fair & Geyer: Water Supply and Waste Water Disposal,
John Wiley Edition, New York - London, 1963
4. Linsley, Kohler & Paulhus: Applied Hydrology
McGraw Hill Co., 1949

תכנון המים לישראל בע"מ

חליאבי, רח' אבן גבירול 54 ת.ד. 11170 סל. 263263
מלקס סט. 033654

פ.ג.ל.
1972

תהל מהנדסים יועצים בע"מ



תכנון המים לישראל בע"מ

יחידת פרויקטים ניקוז

י. דלינסקי (מחבר)

ב"צ כנורי (עורך)

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס' 4: הידרולוגיה עילית א'

המחזור ההידרולוגי, גשם, התאדות, חידור וחלחול

ח י פ ה

מרץ 1972

HG/72/017

לשולה רעייתי,

תודה על העידוד,
הדרכון וההכנה לכתיבת
ספר זה.

י ו ס י

(המחבר)

ה ת ו כ ו

עמ'

	פתח דבר
1	פרק 1: המחזור ההידרולוגי
1	1.1 המחזור ההידרולוגי ומאזני מים גלובליים
3	1.2 המחזור ההידרולוגי ומאזני מים איזוריים
4	1.3 דוגמה
5	פרק 2: הגשם
5	2.1 הקדמה
5	2.2 מהות הגשם
5	2.2.1 כללי
6	2.2.2 גשמים חזיתיים
8	2.2.3 גשמים ציקלוניים
9	2.2.4 גשמים כתוצאה מאי-יציבות תרמית
10	2.2.5 גשמים אורוגרפיים
11	2.2.6 שונות (השלמות)
12	2.2.7 אזור מטאורולוגי אחיד מבחנית גשמים
12	2.3 הגשם הנקודתי - מונחים והגדרות
16	2.4 מדידת הגשם
16	2.4.1 התצפיות ומועדיהן
17	2.4.2 מדי-גשם לא רושמים
18	2.4.3 מדי-גשם רושמים
21	2.4.4 קביעת עוצמת הגשם באמצעות מדי-גשם
22	2.4.5 דיוק וטעויות במדידת גשם
24	2.4.6 צפיפות וסוג מדי-גשם הדרושים בתחום התנקזות נחקר
25	2.5 בדיקת מהימנות נתוני גשם
25	2.5.1 כללי - סוגי שגיאות
27	2.5.2 שיטת העקום הסכומי הכפול
29	2.5.3 בדיקת מהימנות לפי הסטייות

עמ'

31	בדיקת מהיימנות נתוני סופות חריגות	2.5.4	
31	מניעת טעויות ואמצעי בקרה	2.5.5	
32	השלמת נתוני גשם חסרים	2.6	
32	כללי	2.6.1	
	השלמת נתוני עובי גשם סופתיים, חודשיים או שנתיים.	2.6.2	
32			
33	השלמת נתוני עוצמת גשם	2.6.3	
36	ניתוח הגשם הנקודתי	2.7	
36	מיון הנתונים	2.7.1	
37	יחסי עוצמה-משך ועובי-משך	2.7.2	
	יחסי עוצמה (ועובי)-משך - תקופת חזרה	2.7.3	
39			
	תיאור לא מימדי חד-פרמטרי של הגשם הנקודתי האזורי	2.7.4	
42			
45	תיאור הגשם הנקודתי בשיטת העוטפת	2.7.5	
46	יחסי עובי-משך בסופות קצרות משך	2.7.6	
	פירוס הגשם היומי כאופיין משטר הגשמים	2.7.7	
47			
51	יחסי עובי-משך-תקופת חזרה בישראל	2.7.8	
55	מיצוע גשמים על פני שטח	2.8	
55	כללי	2.8.1	
56	השיטות העקריות למיצוע	2.8.2	
61	מידת הדיוק של המיצוע	2.8.3	
62	מיצוע על סמך יחסי עובי-משך-שטח	2.8.4	
65	גשמים מכסימליים מוחלטים מדודים וצפויים	2.9	
65	כללי	2.9.1	
66	יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים	2.9.2	
68	גשמים יומיים מכסימליים מוחלטים	2.9.3	
71	גשם נקודתי מכסימלי צפוי	2.9.4	
74	יחסי עובי-משך-שטח בסופות מכסימליות	2.9.5	
78	סיכום והמלצות	2.9.6	

III

עמ'

79	2.10	ניתוח איזורי של גשמים
79	2.10.1	המשמעות האזורית של גשמים וחשיבותה
	2.10.2	סיווג וקביעת אזורים מטאורולוגיים
81		אחרים
	2.10.3	ניתוח אזורי של גשמים על סמך מידע מספק
83	2.10.4	ניתוח אזורי של גשמים על סמך מידע מצומצם
83		
	2.11	דוגמאות - ראה רשימת הדוגמאות
143	פרק 3:	התאדות
143	3.1	כללי
143	3.1.1	תופעת ההתאדות
144	3.1.2	סוגי התאדות - מיון איכותי
145	3.1.3	התאדות פוטנציאלית והתאדות למעשה
148	3.2	הגורמים המשפיעים על התאדות
148	3.2.1	הקרינה הסולרית
149	3.2.2	הגורמים המטאורולוגיים
152	3.2.3	גורמים אחרים
153	3.3	מדידת התאדות
153	3.3.1	גיגיות התאדות
153	3.3.2	מד-התאדות פיש
155	3.4	הערכת שעורי התאדות פוטנציאלית ממוצעת
155	3.4.1	כללי
156	3.4.2	הערכה על סמך מדידות ישירות
158	3.4.3	הערכה על סמך מאזנים
159	3.4.4	הערכות על סמך נוסחות אמפיריות
164	3.5	ניתוח אזורי של התאדות והשימוש בו
164	3.5.1	כללי
	3.5.2	הפונקציה הסינוסואידלית של ההתאדות-החודשית-היחסית-הממוצעת
164		
165	3.5.3	שימושים בניתוח אזורי

167	המלצות	3.6
169	דוגמאות חישוב - ראה רשימת הדוגמאות	3.7
176	פרק 4: חידור וחלחול	
176	4.1 החידור והחלחול ומהותם	
176	4.1.1 כללי	
177	4.1.2 פרופיל הרטבת הקרקע	
179	4.1.3 פרופיל הקרקע-חלוקה כללית לאזורים	
180	4.1.4 קביעת אזורי רטיבות בהתאם להתאדות מהקרקע	
181	4.2 כושר החידור והחלחול	
181	4.2.1 כללי	
181	4.2.2 השתנות כושר החידור עם הזמן	
183	4.2.3 השתנות כושר החידור וכושר החלחול בתלות ברטיבות הקרקע	
184	4.2.4 יחסי הגומלין שבין כושר החידור לבין כושר החלחול	
185	4.3 הערכת כושר החידור	
185	4.3.1 כללי	
186	4.3.2 עקומי חידור	
188	4.3.3 אינדקסי חידור ונתונים אמפיריים	
189	4.3.4 הערכת החידור בתחומי התנקזות לא הומוגניים	
192	4.4 דוגמאות חישוב - ראה רשימת הדוגמאות	
208	ביבליוגרפיה	

רשימת הדוגמאות

עמ'

	<u>לפרק 1:</u>	המחזור ההידרולוגי
4	דוגמה 1.1:	המאזן ההידרולוגי
	<u>לפרק 2:</u>	הגשם
84	דוגמה 2.1:	חישובי עובי ועוצמה של גשם למשכי זמן שונים
86	דוגמה 2.2:	עקום עובי מצטבר והייטוגרם של גשם
88	דוגמה 2.3:	חישוב עוצמות גשם מכסימליות בתלות במשך, מתוך נתוני גשם סופתי
90	דוגמה 2.4:	מיון סופות לניתוח לפי קריטריון המינימום של העובי המצטבר
91	דוגמה 2.5:	השלמת נתוני גשם חסרים על סמך קורלציה לנתוני תחנות מייצגות
92	דוגמה 2.6:	השלמת נתוני גשם חסרים על סמך נוסחה
94	דוגמה 2.7:	בחירת תחנות מייצגות לשם מציאת קורלציה - לצורך השלמת נתוני גשם שנתי חסרים
100	דוגמה 2.8:	השלמת נתוני פירוס גשם סופתי
102	דוגמה 2.9:	בדיקת מהימנות נתוני גשם בשיטת העקום הסכומי הכפול (ולחישוב התיקון לשגיאה סיסטמטית)
105	דוגמה 2.10:	יחסי עוצמה-משך-תקופת חזרה עבור משכי זמן קבועים (תקופות חזרה של עוצמות מכסימליות במשכי זמן קבועים)
110	דוגמה 2.11:	יחסי עובי-משך-תקופת חזרה עבור תקופת חזרה קבועות
114	דוגמה 2.12:	תקופת חזרה, חדירות והסתברות
115	דוגמה 2.13:	חישוב תקופת החזרה של גשמים מכסימליים במשכי זמן קבועים על פי פירוס לוג-נורמלי
119	דוגמה 2.14:	עוטפת של יחסי עובי-משך
121	דוגמה 2.15:	הערכת עובי גשם מכסימליים בתקופת החזרה שונות על סמך מידע מצומצם
123	דוגמה 2.16:	שימוש בנוסחה הלא-מימדית של יחסי עובי-משך לקביעת גשם תכן
125	דוגמה 2.17:	הערכת גשם יומי מכסימלי צפוי (גמ"צ) נקודתי
126	דוגמה 2.18:	פירוס הגשם היומי
131	דוגמה 2.19:	חישוב מיצוע גשמים על פני תחום התנקזות
137	דוגמה 2.20:	מיצוע גשמים על פני תחום התנקזות על סמך גרפים אמפיריים

- 138 דוגמה 2.21: ניתוח גשם איזורי (ישראל)
 141 דוגמה 2.22: ניתוח גשם איזורי (קולומביה)

לפרק 3: התאדות

- 169 דוגמה 3.1: הערכת ההתאדות הפוטנציאלית על סמך מדידות מגיגית התאדות
 172 דוגמה 3.2: חישוב לחץ האדים וסמפרטורת נקודת הטל
 172 דוגמה 3.3: הערכת ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת בהתאם לשיטות אמפיריות
 174 דוגמה 3.4: הערכת ההתאדות פוטנציאלית ממוצעת על סמך ניתוח אזורי

לפרק 4: חידור וחלחול

- 192 דוגמה 4.1: חישוב פרופילי רטיבות בקרקעות שונות
 194 דוגמה 4.2: עקומי חידור - נוסחת הורטון
 199 דוגמה 4.3: השפעת פירוס הגשם עם הזמן על אינדקס ϕ
 201 דוגמה 4.4: השפעת פירוס הגשם על עובי הגשם העודף עבור ערכי ϕ קבועים
 204 דוגמה 4.5: שימוש באומדני כושר חידור של קרקעות והדגמת האיבודים היחסיים ומקדמי הנגר והשתנותם בתלות בעוצמת הגשם.

VII

רשימת הציורים

עמ'

3	ציור 1 :	תיאור סכימתי של המחזור ההידרולוגי
6	ציור 2 :	גושי אויר וחזיתות - תיאור סכימתי
7	ציור 3 :	עננות חזיתית וגשם חזיתי - תאור סכימתי
9	ציור 4 :	גשמי השיא שנמדדו ב- Hsin-Lia , פורמוזה
10	ציור 5 :	עננות אורוגרפית וגשם אורוגרפי - תיאור סכימתי
11	ציור 6 :	השפעת הרום והמיקום על כמות הגשם השנתית - דוגמה
13	ציור 7 :	תיאור סכימתי של עובי הגשם הסכומי בתלות בזמן
17	ציור 8 :	מדי-גשם לא רושמים
19	ציור 9 :	מד-גשם רושם בעל מצוף
20	ציור 10 :	סרטי רישום אופייניים של מדי-גשם רושמים
34	ציור 11 :	שיחזור פירוס העובי לפי הזמן
39	ציור 12 :	תיאור סכימתי של יחסי עובי-משך ויחסי עוצמה-משך אופייניים
41	ציור 13 :	תלות העוצמה המכסימלית בתקופת החזרה עבור משכי זמן שונים ($T=Const.$)
41	ציור 14 :	תלות העוצמה במשך עבור תקופות חזרה שונות ($R=Const.$)
46	ציור 15 :	פירוס העובי היחסי של הגשם בתלות במשך בגשמי סופות רעמים
47	ציור 16 :	פירוס עובי הגשם החודשי-היחסי-הממוצע המצטבר בתל-אביב ובירושלים
48	ציור 17 :	פירוס עובי הגשם החודשי הממוצע בתחנות שונות בישראל
49	ציור 18 :	פירוס עובי הגשם החודשי הממוצע בתחנות הנגב בהשוואה לתל-אביב
50	ציור 19 :	דוגמאות לפירוס עובי הגשם היומי בתחנות שונות בישראל
52	ציור 20 :	איזורי הגשם בישראל - לפי הנוסחה הלא-מימדית ומקדמי העובי היחסי ותקופת החזרה
53	ציור 21 :	עובי גשם שעתי בישראל בתקופת חזרה של 10 שנים
54	ציור 22 :	עובי גשם 6 שעתי בישראל לתקופת חזרה של 10 שנים
62	ציור 23 :	טעויות במיצוע גשמים סופתיים על פני שטח - לפי מחקר השרות המטאורולוגי של ארה"ב באגן מוסקינגום
63	ציור 24 :	יחסי עובי-משך-שטח עבור משך של עד יממה ושטחים של עד 1,000 קמ"ר (מקדמי מיצוע)

עמ'

63	25:	יחסי עובי-משך-שטח עבור משך של 1 עד 10 ימים ושטחים של עד 1,000 קמ"ר (מקדמי מיצוע)
66	26:	יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים שנמדדו אי-פעם על פני כדור הארץ
69	27:	תלות עובי הגשם היומי המכסימלי בכמות הגשם השנתית הממוצעת
74	28:	פירוס עובי הגשם היומי בסופת השיא מה-8.11.1955 על פני תחום ההתנקזות של נחל הירקון (מרכז ישראל)
75	29:	דוגמה לפירוס אופייני של עוצמות גשם בסופת הוריקן בחתך העובר דרך צירה וניצב לכיוון תנועתה (כולל עוצמות גשם קונוקסיביות ואורוגרפיות)
76	30:	יחסי עובי-משך-שטח עבור גמ"צ (גשם מכסימלי צפוי) משברי ענן
76	31:	יחסי עובי-משך-שטח עבור גמ"צ מהוריקנים
154	33:	גיגית התאדות תקנית מסוג A - פרטים
163	34:	נומוגרמות להערכת ההתאדות הפוטנציאלית לפי שיטת פנמן
166	35:	א. סינוס השתנות ההתאדות-החודשית-היחסית-הממוצעת בישראל. ב. סינוס השתנות הקרינה החודשית-היחסית-הממוצעת בישראל
168	36:	מפת ההתאדות השנתית הממוצעת בישראל
178	37:	פרופיל סכימתי של הרטבת הקרקע
178	38:	תנועת חזית הרטיבות בתוך קרקע יבשה במצב תחילי - תאור סכימתי
179	39:	חלוקת פרופיל הקרקע לפי אזורי רטיבות - תאור סכימתי
182	40:	השתנות החידור עם הזמן
185	41:	תאור סכימתי של תלות כושר החידור וכושר החלחול ברטיבות שכבת הקרקע הפעילה.
187	42:	עקומי חידור סטנדרטיים.
188	43:	תאור סכימתי של השימוש באינדקס ϕ

רשימת הסבלאות

עמ'

23	מידע איכותי על אודות מדי הגשם השונים	טבלה 1:
36	עוביי גשם מינימליים המשמשים קריטריון לסופה עם עוצמות גשם גדולות	טבלה 2:
43	ערכי עובי גשם יחסי (δR) עבור משכי זמן יחסיים τR ופירושים שונים (η)	טבלה 3:
43	תלות (δR) ב- (τR) עבור גשמים קצרי משך	טבלה 4:
44	מקדמי תקופת החזרה (δR) חשוואתיים ומולצים למטרות הכנון	טבלה 5:
61	טעויות במיצוע גשמים על פני שטח בתלות בצפיפות מדי הגשם ובאופי הסופה	טבלה 6:
64	עובי הגשם הממוצע כאחוז מעובי הגשם הנקודתי עבור תחומי התנקזות בינוניים וגדולים	טבלה 7:
71	יחסי עובי-משך מכסימליים צפויים מגשמי שברי ענן	טבלה 8:
77	נתוני עובי-משך-שטח מכסימליים מוחלטים שנמדדו בארה"ב	טבלה 9:
147	תכונות פיזיות מיצגות של קרקעות	טבלה 10:
149	שטף קרינת גלים קצרים בגבולה החיצוני של האטמוספירה בתלות בחודש ובקו הרוחב	טבלה 11:
151	לחץ האדים הרוויים בתלות בטמפרטורה	טבלה 12:
157	התאדות חודשית ממוצעת שנמדדה בשדה תעופה לוד - באמצעות גיגית גדולה, גיגית תקנית ומד התאדות פיש, והיחסים ביניהם.	טבלה 13:
190	שעורי חידור ממוצעים בסוגי קרקע ומסלע שונים	טבלה 14:

בשלושת הקונטרסים הראשונים של סדרת הספרים "הנדסת נקוז" טפלנו בזרימה בתעלות ובערוצים כאשר הנחנו שספיקת התכן ידועה למהנדס וכן טפלנו בקשרים הסטטיסטיים בין תופעות שונות. לא טפלנו בקביעת הספיקות ו/או נפחי המים הזורמים, עליהם המהנדס צריך לבסס את תכניותיו לשם מניעת נזקים מחד ולשם הכשרת ערוצים למטרה כלשהי ולניצול המים הטבעיים.

מקור המים בטבע הוא במשקעים המטאורולוגיים. בירידת משקעים אלה על פני כדור הארץ ובתנועת המים הטבעית על פני הקרקע ובתוכה עוסק מדע ההידרולוגיה. הואיל ובלי הכרת התופעות ההידרולוגיות לא ניתן לתכנן מערכת נקוז העונה לצרכים השונים, כללנו נושא זה בסדרת הספרים "הנדסת נקוז".

כמו בכל הנושאים בהם טפלנו בקונטרסים הקודמים, גם בנושא הנדון בקונטרס זה – הידרולוגיה עילית – עמדה לפנינו המטרה המוצהרת של כל הסדרה: הגשת עזרה למהנדס המתכנן בעבודתו. אי לזאת ניתן לקונטרס מס' 4 השם: "הידרולוגיה הנדסית".

הואיל והידרולוגיה בכלל והידרולוגיה הנדסית של נגר עילי בפרט הינו נושא הדורש התמחות מיוחדת, היה צורך למצוא מחבר בעל שעור קומה הבקיא הן בתיאוריות ההידרולוגיות והן בישומן בתכנון מפעלי מים בכלל ומפעלי נקוז בפרט.

אינג' יוסף דלינסקי, שפעל רבות בשטחים אלה ואשר לזכותו נרשמים מאמרים מדעיים ושימושיים רבים, נעתר לבקשתי לכתוב את קונטרס מס' 4 העוסק במחזור ההידרולוגי, בגשם, בהתאדות, בחידור ובחלחול, ואת קונטרס מס' 5 אשר יטפל בכל בעיות הנגר העילי.

תודתי העמוקה ניתנת למר דלינסקי עבור תרומה חשובה זאת בהפצת הידע בהנדסת נקוז.

ב"צ כנורי

פ ת ח ד ב ר

בכתיבת ספר זה - לא היה עלי להתחיל מבראשית, למזלי. קימים ספרי הידרולוגיה רבים, אשר נעזרתי בהם - שאלתי מהם מידע וחומר ו/או שקבלתי מהם השראה ורעיונות. מתוך הספרים והמאמרים הרבים הנ"ל, המפורטים ברשימה הביבליוגרפית, ראוי להזכיר את ספריהם של FOSTER, EAGLESON, WARD, BUTLER, WILSON, RICHARDS, CHOW, LINSLEY את הדוחות הרבים של המדור למים עיליים בתה"ל ובפרט אלו של פ. מירו, י. בונה ו-מ. נגב, וכן את תרומתם הנכבדה של ה- USBR וה- USSCS

בספר זה ניסיתי להתמודד עם נושא מסובך, מורכב וחשוב זה - כשאני מנסה לייצג את מהנדס המים, אשר אינו מסתפק בהבנת התהליכים, אלא, מחפש את התכלית מבחינת התכנון. במשך כל זמן הכנת הספר הזה - אשר מטרתו לשמש מדריך - התלבטתי הרבה באשר להיקף ולעומק המידע התיאורטי הרצוי. ברור היה לי מלכתחילה, שעל אף היות הספר מדריך למהנדס לא יהיה מנוס מהצגת והסברת תיאוריות ותהליכים; מאחר ועדיין יש מקום, ולעתים אף הכרח, לפתור בעיות הידרולוגיות תוך אילתור ושלא על פי שיטה מוכנה מראש, כשבחירת דרך הפתרון מחייבת, בכל מקרה הבנת התופעות והתהליכים. ישנם מקרים בהם עומד מידע רב למדי לרשות המתכנן, ולעומתם מקרים רבים בהם המידע מצומצם ביותר. לעתים רחוקות ניתן להגדיר את המידע הקיים כ"מספיק", אם כי בכל מקרה - על המהנדס לקבל החלטות מוגדרות.

מהותו האיכותית והכמותית של המידע הקיים ואי יכולתנו לחזות במדויק ובוודאות את הזרימות העתידות - גורמים לכך שההידרולוגיה ההנדסית אינה מדע מדויק. יש לזכור, שהיא מספקת לנו סדרי גודל והערכות מקורבנות (אומדנים) ואין לצפות ליותר מזאת שהאומדנים יהיו סבירים ומשקפים בקירוב טוב ככל האפשר את המציאות הצפויה.

הנני מקווה שספר זה, שבו מיציתי גם את נסיוני האישי, יסייע "להביא" את ההידרולוגיה של הנגר העל-קרקעי אל המהנדס ויקרב את המהנדס אל ההידרולוגיה זו, בתקווה שמפגש זה יניב פירות; כמו כן, הנני מקווה שמהנדס המים ימצא בספר גם תשובות לשאלותיו ולבעיותיו.

1. המחזור ההידרולוגי

1.1 המחזור ההידרולוגי ומאזני מים גלובליים

כדור הארץ כולו וכל חלק ממנו הינן מערכות הידרולוגיות, שלכל אחת מהן קיים מחזור הידרולוגי הנמצא בשיווי משקל. במאזני המים, המייצגים את המחזור ההידרולוגי, נחשפים כל האלמנטים ההידרולוגיים המביאים את המערכת לשיווי משקל, בין אם מערכת זו היא כלל עולמית ובין אם היא מצטמצמת לתחום התנקזות קטן.

בקנה מידה עולמי ניתן לתאר שלושה מאזנים:

מאזן אטמוספירי (חיצוני) - שבו כלל המים המתאדים מהיבשות ומהאוקיינוסים שווה לכלל המים החוזרים לפני כדור הארץ בצורת משקעים (גשם, ברד או שלג).

מאזן יבשתי - שבו כלל המים המגיעים ליבשות בצורת משקעים שווה לכלל המים העוזבים את היבשה לאטמוספירה - בצורת אדי-מים (התאדות ואופוטורנספירציה), ולאוקיינוסים - בצורת נגר על-קרקעי וזורימה תת-קרקעית.

מאזן ימי - שבו כלל כמויות המים העוזבות את האוקיינוסים על-ידי התאדות מאוזנות ע"י כלל כמויות המים החוזרות אליהם כמשקעים וכזרימות על-קרקעיות ותת-קרקעיות מהיבשות.

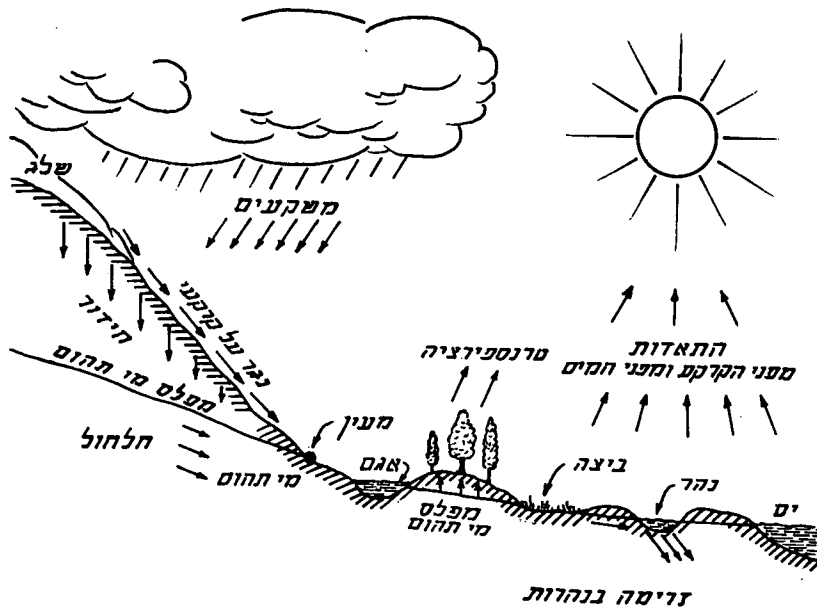
יש לציין, שבמאזנים לתקופה קצרה, עונה או שנה, עשוי להופיע גם איבר האגירות - אשר השינויים בו יכולים להיות חיוביים או שליליים; אך במאזנים לתקופות ארוכות - השינויים באגירות שואפים לאפס או שהינם בסדר גודל הניתן, לרוב, להזנחה. כמות המים הנעה ממקום למקום ומשתתפת באורח פעיל במחזור ההידרולוגי הינה קטנה מאד יחסית לכמות המים המצוייה על פני כדור הארץ.

על פני כדור הארץ מצויים כ- 1.5 מיליארד ק"מ - מעוקב
 מים (1 ק"מ מעוקב = מיליארד מ"ק), מהם: כ- 97.2% מי-ים;
 כ- 2.155% שלגים וקרחונים; כ- 0.001% אדי מים באטמוספירה;
 0.005% רטיבות בקרקע; כ- 0.31% מי תהום עד לעומק של 0.5
 מיל; כ- 0.31% מי תהום בעומק גדול מ- 0.5 מיל; כ- 0.001%
 בנחלים; כ- 0.008% באגמים מלוחים; כ- 0.01% באגמים
 מחוקים (לפי NACE 1964).

%	
97.2	מי-ים
2.155	שלגים וקרחונים
0.001	אדי מים
0.005	רטיבות בקרקע
0.31	מי תהום - עד $\frac{1}{2}$ מיל עומק
0.31	מי תהום - בעומק גדול מ- $\frac{1}{2}$ מיל
0.001	בנחלים
0.008	באגמים מלוחים
0.010	באגמים מחוקים
<hr/>	
100.000 %	סה"כ

1.2 המחזור ההידרולוגי ומאזני מים איזוריים

באופן דומה למוסבר בסעיף 1.1, נוכל לערוך מאזני מים איזוריים שייתייחסו לתחום התנקזות, לחלק ממנו, או לאיזור מוגבל כלשהו. תקופת תחולת המאזן ניתנת לבחירתנו; אך, ברור, שכל שתקופה זו תהיה קצרה יותר - נזדקק לנתונים מדוייקים יותר ומפורטים יותר והביצוע יהיה קשה יותר.



ציור 1: תיאור סכימתי של המחזור ההידרולוגי

המערכת הסכימטית, המוצגת בציור 1, מתארת את המאזן הטבעי. באמצעותה ניתן להבחין בכך - שהמחזור ההידרולוגי הינו מורכב וכל אלמנט בו תלוי במשנהו, כלומר: המחזור ניתן לתיאור באמצעות פֶּרמטרים משתנים רבים. למערכת זו מתווספת גם השפעת האדם - המשנה אלמנטים שונים ומוסיף אחרים; למשל: הזרמת שפכים לנחלים; החדרה להעשרה מלאכותית של מי-התהום; חסימת זרימת מי הנהר ע"י הקמת סכר (מאגר); וכו'.

אותו חלק במערכת המתייחס ישירות לנגר העל-קרקעי יידון בקונטרס מס' 5. בקונטרס זה (מס' 4) הננו דנים באלמנטים העקריים המשתתפים במאזן ההידרולוגי: המשקעים (הגשם), החתאדות והחידור (והחלחול).

דוגמה

1.3

מורכבות הנושא וריבוי האלמנטים מומחשים בדוגמה הבאה.

דוגמה 1.1

הבעיה: באיזה אלמנטים עליך להתחשב בבואך להעריך את

פוטנציאל המים בתחום הת נקזות מסויים?

התשובה: הערכת פוטנציאל המים תעשה על פי מאזן מי-התהום

ומאזן המים העיליים, שיערכו בהתחשב באלמנטים הבאים:

א. במאזן מי התהום: - העשרה טבעית (מילוי חוזר טבעי)

- העשרה מלאכותית

- שאיבה מהאקוויפר

- זרימה לתוך האקוויפר בגבולותיו

- זרימה מתוך האקוויפר בגבולותיו

- שינוי האוגר באקוויפר

ב. במאזן המים העיליים:

- זרימה על-קרקעית בנקודות ריכוז

שונות ועד לקצה תחום ההתנקזות.

- זרימה על-קרקעית אל מחוץ לתחום

ההתנקזות

- אגירה על-קרקעית

- הערכת האיבודים לאורך האפיק

(חלחול)

- חלחול מהמאגרים העיליים

- התאדות מהמאגרים העיליים

מובן מאליו, ששותף נכבד בהערכות אלה הוא - הגשם הממוצע

על פני תחום ההתנקזות (בהנחה שניתן להזניח שינויים

ברטיבות קרקע ונעשה שימוש גם באידוי ודית והתאדות

מקרקע - בהתאם לצורך).

2. ה ג ש ם

2.1 הקדמה

לנתונים על אודות הגשמים חשיבות רבה בכל ניתוח הידרולוגי. חשיבות זו אינה נובעת רק מהעובדה שהגשם הוא הגורם הישיר לזרימות, אלא גם כתוצאה מכך - שמצויים יותר נתוני גשם מאשר נתוני זרימה; תצפיות הגשם מתייחסות בדרך כלל לתקופה ממושכת יותר מתצפיות הזרימה; תצפיות הגשם פחות תלויות בגורם האנושי (בצופה); ואינן משתנות עקב גורמים פיסיים שאינם בשליטתנו (למשל: בנתוני הזרימה יתכנו טעויות עקב שינויים בחתך האפיק שבמקום המדידה או בקרבתו, אלא אם כן יעשה כיוול מחודש עם כל שינוי). מסיבות אלה מיוחד פרק נרחב לאלמנט הידרולוגי זה.

2.2 מהות הגשם

2.2.1 כללי

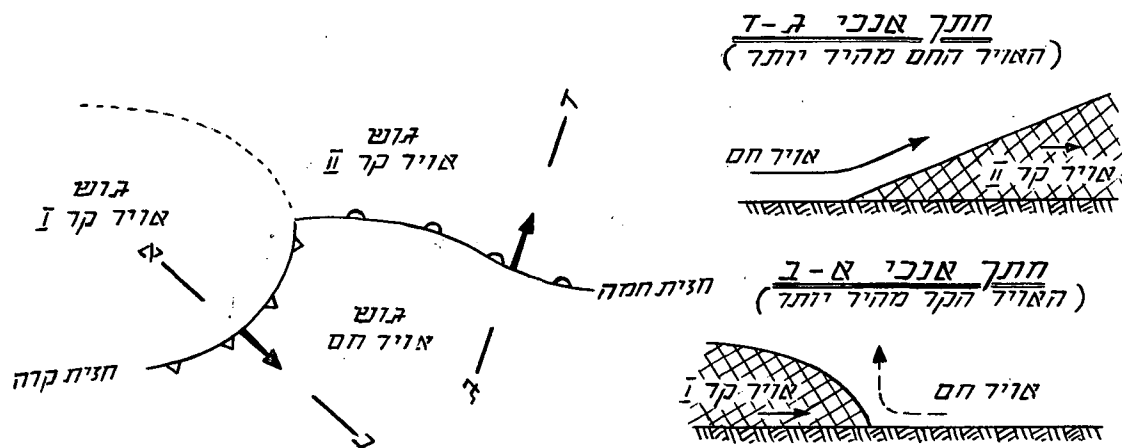
ההידרולוגיה עוסקת במשקעים (precipitations), הכוללים את כל הצורות של מעבר מים מהאטמוספירה לפני הקרקע, במצבי צבירה שונים. המשקעים כוללים: גשם (rain), שלג (snow), ברד (hail); באזורים מסויימים (בפרט צחיחים אך לעתים אף צחיחים-למחצה), גם טל (dew). במדריך זה נתייחס לגשם בלבד. הגשם מוצאו מעננים. אי לכך, אופיו נקבע על פי אופי הענן שממנו נוצר. כל ענן נוצר כתוצאה מעליית אויר כלפי מעלה - העלייה גורמת להתקררות האויר (עקב התהליך האדיאבטי). תוך כדי ההתקררות לא משתנה כמות אדי המים שבאויר, אך מאידך - קטנה יכולת האויר להכיל אדי מים (כאדים). אם ההתקררות נמשכת עד לאחר שהאויר מגיע למצב רוויה - חל תהליך התעבות, המתבטא בהפיכת עודף האדים שבאויר לטיפות מים, דהיינו: מעבר ממצב צבירה גזי למצב צבירה נוזלי. הרום שבו מתחילה ההתעבות - הנקרא רום ההתעבות - הוא בסיס הענן. הגורמים לתנועתו האנכית של האויר כלפי מעלה שונים, ובהתאם גם השוני שבין העננים. יש לציין, שבמינוח הידרולוגי - כל תופעה מטאורולוגית מוגדרת הגורמת לירידת משקעים נקראת סופה (storm).

2.2.2 גשמים חזיתיים

חנועת האויר על פני כדור הארץ נעשית, בדרך כלל, בגושים (air masses) - גושי אויר הומוגניים, פחות או יותר. בהתאם לכך ניתן להגדיר גושי אויר כ-קרית או חמים יחסית; לחים (ימיים) או יבשים (יבשתיים); או על פי מוצאם - טרופיים, פולריים, ארקטיים. כאשר אויר קר מתקרב לעבר אזור שבו מצוי אויר חם יותר, משיג אותו ודוחק אותו ממקומו - מתרומם האויר החם על גבי האויר הקר יותר - כמודגם בציור 2. אם האויר הנדחק כלפי מעלה הינו לח במידה מספקת - יוצרו עננים לאורך כל אזור הגבול שבין שני גושי האויר הנ"ל. אזור גבול זה נקרא - חזית (front). העננות לאורך החזית - נקראת עננות חזיתית, והגשם היורד מעננים אלה - נקרא גשם חזיתי, ראה ציור 3.

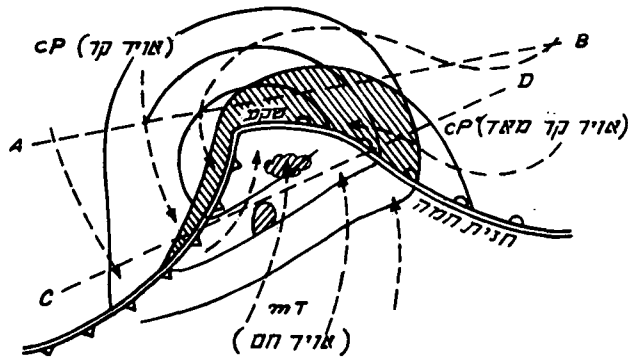
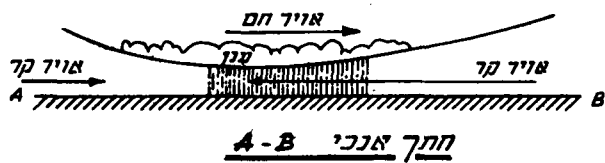
חזית קרה נוצרת כאשר גוש אויר קר מתקרב לעבר אויר חם ודוחק אותו. מאחר ובחתך האנכי והחלק הקדמי של החזית הינו תלול יחסית (בד"כ 1:50 עד ל-1:25) - נוצרים עננים צפופים מפותחים אנכית. הגשם היורד הינו יחסית קצר משך (בד"כ עד שעה ולעתים נדירות עד שעתיים) ובעוצמה גדולה יחסית (הסיפות גדולות יחסית).

חזית חמה נוצרת כאשר אויר חם זורם לעבר אויר קר יותר, דוחק אותו ומטפס עליו. מאחר והאויר הקר הנדחק הינו כבד יותר, נוצר בחתך האנכי - "יתד" בעל שיפוע קטן יחסית (1:400 עד ל-1:200) - נוצרים עננים צפופים אך שכבתיים בעיקר (שאינם מפותחים אנכית) על פני שטח גדול; לכן הגשם היורד הינו ממושך יחסית, יורד בו-זמנית על פני שטח גדול, אך עוצמתו קטנה (הסיפות קטנות יחסית).



ציור 2: גושי אויר וחזיתות - תאור סכימתי

החזיתות מתפתחות באיזורים של לחץ אטמוספרי נמוך - שקעים (ציקלונים) - שבהם מתכנס האוויר כלפי המרכז (לרוח יש רכיב כלפי המרכז) תוך כדי תנועתו. בשקעים נושבת הרוח בכיוון המנוגד לכיוון השעון בחצי הכדור הצפוני ולהיפך בחצי הכדור הדרומי. באיזורים של לחץ גבוה - רמות (אנטי ציקלונים) - כיוון זרימת האוויר (הרוח) הוא מנוגד לנ"ל וקיימת התבדרות - התרחקות האוויר מהמרכז. התבדרות האוויר מונעת דחיקת גוש אוויר אחד ע"י משנהו, כלומר: נמנעת היווצרות חזיתות. יתרה מזאת - זרימת אוויר ממרכז הרמה החוצה גורמת לשקיעת אוויר (מהרום אל הקרקע). האוויר השוקע מתחמם ולחותו היחסית יורדת (מתקבל אוויר חם ויבש). בתנאים אלה - אין אפשרות להיווצרות עננים.



גוש אוויר פולרי ממוצא יבשתי (קוננסיננסי) $CP =$

גוש אוויר טרופי ממוצא ימי $mT =$

אזור שבו יורד גשם



חתך אנכי C-D

ציור 3: עננות חזיתית וגשם חזיתי - תאור סכימתי

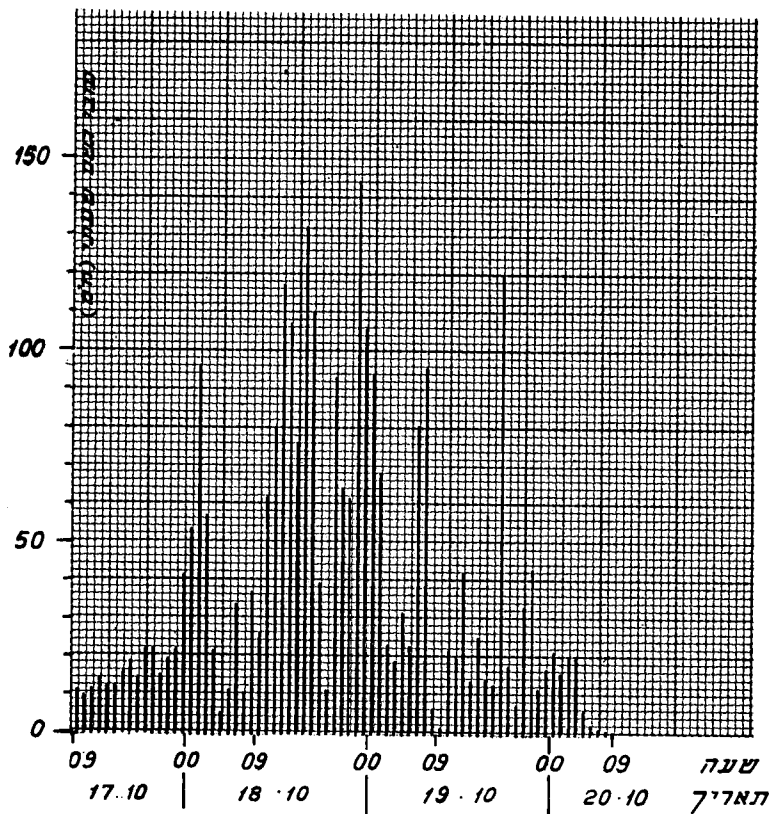
הגשם החזיתי הוא בו-זמני (סימולטני) על פני רצועה (precipitation belt) באורך של מאות ק"מ ורוחב של מספר ק"מ ועד למספר עשרות ק"מ. הגשם החזיתי מתקדם בכיוון תנועת האויר (סופה נעה); אך, לעתים, הוא מצוי במצב כמעט סטטי (סופה נייחת - stationary front או stationary storm). סופה נייחת נעשית פחות פעילה עם הזמן - פעילותה נחלשת.

2.2.3 גשמים ציקלוניים

אזורי לחץ נמוך סגורים, שבהם האיזוברים (הקווים שווי הלחץ האטמוספירי) הם מעגלים קוצנטריים, נקראים שקעים או ציקלונים. באזורים הטרופיים, $\pm 15^{\circ}$ מעלות רוחב, בקירוב (משני צדי קו המשווה) - מצויים ציקלונים פעילים מאוד, שגרדיינט הלחץ בהם גדול (האיזוברים "צפופים" יחסית). בציקלונים אלה, שרדיוסם הוא, בדרך כלל, מ-100 ק"מ ועד ל-500 ק"מ, הרוח חזקה מאוד (להוציא במרכזם, שהוא לב הסופה) והתכנסות האויר במרכזם מהירה מאוד. הזרמים האנכיים הניכרים גורמים להיווצרות עננות מפותחת אנכית (עד לגובה של כ-7 ק"מ מבסיסם ועד לפסגתם). הגשמים ממושכים ובעוצמה גדולה - כאשר הציקלון נמצא מעל לשטח מים (באוקינוס או ליד החוף). עם ההתרחקות מהאוקינוס - מתנתק הציקלון מהמקור המספק לו אויר לח והוא גווע בהדרגה. הציקלון הטרופי ידוע בשמות שונים בפרט: הוריקן (hurricane) בארה"ב ובים הקריבי וטייפון (typhoon) - במזרח הרחוק.

גשמי השיא העולמיים שנמדדו לפרקי זמן קצרים מיממה נגרמו כתוצאה מציקלונים טרופיים (ראה סעיף 2.9.3). לדוגמה, מתואר בציור 4 הגשם שירד ב-HSIN-LIAO שבפורמוזה בשנת 1967 כתוצאה מסופת טייפון (גשם זה הינו שיא עולמי ליממה). גשמים בעובי העולה על 300 מ"מ תוך 12 עד 24 שעות וגשמים בעובי של כ-100 מ"מ בשעה הינם שכיחים בציקלונים טרופיים.

יש להעיר, שבשקעים המטאורולוגיים צפונה ודרומה מהאזורים הטרופיים הנ"ל - עובי הגשמים הוא, בדרך כלל, מ-50 עד 150 מ"מ במשך יממה עד לשלוש יממות.



סיכום כמויות הגשם

- (1) מ-09 ב-17.10 ועד 09 ב-18.10 ירדו כ- 600 מ"מ גשם.
- (2) מ-09 ב-18.10 ועד 09 ב-19.10 ירדו כ- 1,670 מ"מ גשם.
- (3) מ-09 ב-19.10 ועד 09 ב-20.10 ירדו כ- 490 מ"מ גשם.
- (4) ס"ה בשלוש היממות ירדו כ- 2,750 מ"מ גשם.

ציור 4: גשמי השיא שנמדדו ב-HSIN-LIAO פורמוזה,
ב-17-20.10.1967

2.2.4 גשמים כתוצאה מאי-יציבות תרמית

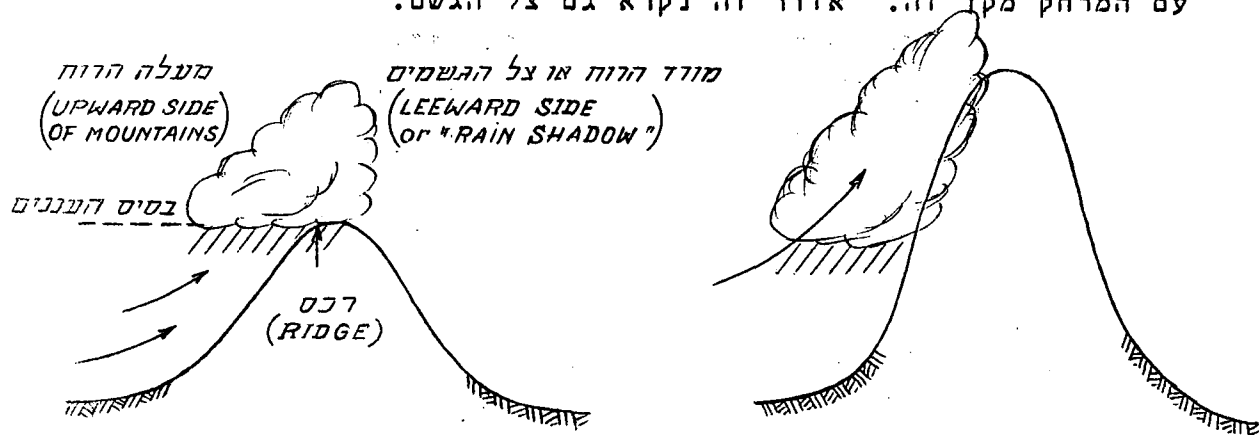
כאשר האויר הסמוך לקרקע מתחמם - הוא מתחיל לנוע אנכית כלפי מעלה. אויר זה ימשיך לעלות כל עוד האויר שמסביבו, ברומים השונים - יהיה קר יותר ממנו. למצב מעין זה קוראים - מצב של אי-יציבות תרמית. ככל שאי היציבות תהיה רבה יותר יעלה האויר החם גבוה יותר. אם האויר העולה יהיה לה במידה מספקת - ייווצרו עננים בעלי התפתחות אנכית רבה.

בעננים אלה, הנקראים עננים קונווקסיביים (תוצאה של termal convection), ניתן להבחין באזורים טרופיים כמעט בכל יום בשעות הצהריים, או אחה"צ המוקדמות - כאשר ההתחממות בסמוך לקרקע מגיעה לשיאה.

עננים אלה מצויים גם באזורים אחרים אך לא בתכיפות ובקביעות כזו. בארצנו - עננים מעין אלה נוצרים בחורף בעיקר מעל לים (כאשר אויר קר זורם מעל לים החם יותר, מתחמם, עולה ויוצר עננים). הם מוסעים לעבר היבשה בגושים וגורמים לגשם שאינו חזיתי. הגשם היורד מעננים אלה הוא בדרך כלל גשם מקומי - יורד בו זמנית על פני שטח של כ-20 עד 50 קמ"ר.

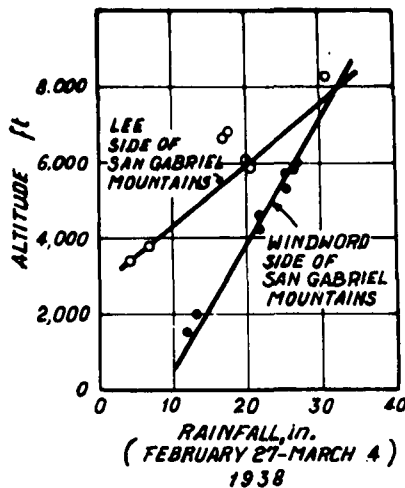
2.2.5 גשמים אורוגרפיים

כאשר האויר הזורם אופקית נתקל במכשול בדמות רכס הרים או גבעות - הוא מטפס עליהם, כלומר: עולה מעלה. העננים הנוצרים עקב כך נקראים עננים אורוגרפיים (orographic clouds), והגשמים היורדים מהם נקראים גשמים אורוגרפיים. יש לציין, שבמקרים אלה קיימת בצידו השני של הרכס תנועת אויר כלפי מטה, הגורמת להתחממות האויר (תוך כדי ירידתו) ולהעלמות העננים, אלא אם כן בסיסם הינו גבוה יחסית למכשול - ראה ציור 5. מסיבה זו, כמות הגשם בצד הרוח של פרשת המים (ה- windward side) גדלה עם גדול הרום, בעוד שבצידו השני של קו פרשת המים (ה- leeward side) קטנה כמות הגשם במהירות עם המרחק מקו זה. אזור זה נקרא גם צל הגשם.



ציור 5: עננות אורוגרפית וגשם אורוגרפי

לרוב, כמות המשקעים (הגשמים) גדלה עם הגובה (או הרום) יחסית לגשמים היורדים בתנאים שווים במקומות נמוכים יותר. השפעת הרום וכך המיקום היחסי - ביחס לכיוון תנועת הסופות - מומחשת באמצעות ציור 6.



ציור 6: השפעת הרום והמיקום על כמות הגשם בדרום קליפורניה, לפי - Troxel (1942).

המיקום היחסי - של צד ההר ביחס לכיוון הנועת הסופות - מסביר את מיעוט הגשמים בעמק הירדן לעומת הגשמים שלאורך קו הרכס וממערב לו. ישנן דוגמאות רבות מעין אלה בעולם ובהן - "צל הגשמים" שממזרח להרי הקסקדה (Cascade Mountains) - במדינות וושינגטון ואורגון בארה"ב, לאורך החוף המזרחי של ברזיל; וכו'.

2.2.6 שונות (השלמות)

א. ענני סופות רעמים וברקים -

העננים המפותחים ביותר אנכית, מעין אלה שהתייחסנו אליהם גם בסעיפים הקודמים, מגיעים עד לגובה של כ-7 ק"מ, ולעתים אף יותר. בעננים אלה, הנקראים קומולונימבוסים (Cumulonimbus) הזרמים האנכיים (העולים והיורדים) והטורבולנציה חזקים מאד. לכן, יכולות להתהוות ולהשאר בענן זה סיפות גדולות. הסיפות הנופלות מהענן הן גדולות ועוצמת הגשם גדולה. עננים אלה מאופיינים בברקים וברעמים ויורד מהם, לעתים, ברד. קוטרו של ענן בודד יכול להיות מ-1 ועד למספר ק"מ (פחות מ-10 ק"מ).

ב. שבר ענן (פרץ ענן) -

שברי הענן הידועים כתופעה בלתי שכיחה במקומות שונים בארץ (להוציא הנגב והערבה ובקבעת הירדן - שם התופעה שכיחה יותר) מקורם בענני קומולונימבוס שזרמיהם נחלשו, כנראה.

ג. הגשמים בישראל -

מדבית הגשמים בישראל הינם גשמים חזיתיים או מענני האי יציבות תרמית המלווה בתנאים ציקלוניים אקסטר-טרופיים. סקירה מקיפה על-אודות הגשמים ועוצמותיהם באיזורי הארץ השונים ניתנה ע"י כצנלסון (1955) ו-(1967). צ. שייך ו-נ. בורס (1970) ו-י. דלינסקי (1970) - ראה רשימה ביבליוגרפית.

2.2.7 אזור מטאורולוגי אחיד מבחינת גשמים

אזור מטאורולוגי אחיד מבחינת הגשמים - הוא אזור שבו הגורמים לגשמים הינם זהים, כלומר: מהות הגשמים (כפי שהוסבר בסעיפים הקודמים) הינה זהה - (ראה: י. דלינסקי, 1970).

באזור מטאורולוגי אחיד ניתן למצוא קורלציה בין הגשמים החודשיים או השנתיים הנמדדים בתחנות שונות באזור (לעתים ניתן למצוא קורלציה אף בין גשמים סופתיים). קריטריון אחר לאחידות האזור מבחינת גשמים הוא ביחסי עובי-משך לא-מימדיים זהים (ראה סעיף 2.7.4).

דיון מפורט בנושא זה - ראה סעיפים 2.10.1 ו-2.10.2.

2.3 הגשם הנקודתי - מונחים והגדרות

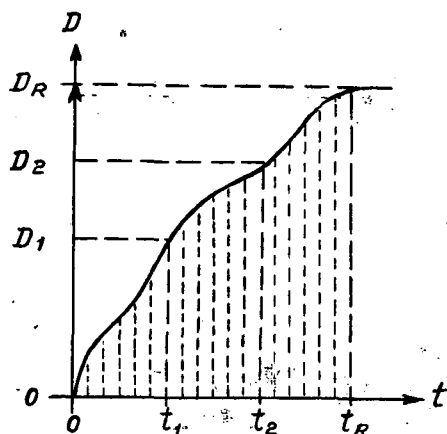
(א) גשם נקודתי (Point Rainfall) : הוא גשם הנמדד בנקודה מסויימת (בודדת) באמצעות מד-גשם הממוקם בה. גשם נקודתי יכול לייצג את הגשם היורד באופן שווה על פני שטח של כ-10 עד 20 קמ"ר.

(ב) עובי הגשם (Rainfall Depth) D : הוא עובי שכבת הגשם היורד על פני הקרקע תוך פרק זמן מסויים. בדרך כלל, מיחסים את המונח "עובי גשם" לסופה מסויימת, אך ניתן ליחסו למשכי זמן שונים, למשל: במשך 25 דקות ירד גשם בעובי 20 מ"מ, פרושו - שתוך 25 דקות הצטברו על פני הקרקע 20 מ"מ גשם (אם הקרקע הייתה אופקית ולא היה ממנה חילחול או התאדות). עובי הגשם הנמדד בזמנים שונים מתחילת הסופה - מייצג את הכמות המצטברת של הגשם (Accumulative Rainfall) על פני יחידת שטח. לעתים משתמשים במונח כמות במקום בעובי, למשל: כמות הגשם השנתית (Annual Rainfall), כמות הגשם החודשית (Monthly Rainfall), כמות הגשם היומית (Daily Rainfall) וכו'. בכל המקרים הללו הכוונה היא לעובי. עובי הגשם מצויין ביחידות עובי, תוך ציון פרק הזמן - המשך - אליו מתיחס הנתון (העובי). היחידות המקובלות הן מ"מ, אך בארה"ב ובאנגליה משתמשים באינצ'ים.

(ג) משך הגשם (Rainfall Duration): המשך הוא פרק הזמן שבו נמדד גשם מוגדר בעובי מסויים. הזמן נמדד בדקות, בשעות ואף ביממות. המשך יכול להתייחס למשך הסופה כולה (t_r), לחלק מהסופה הנמדד מתחילתה (t_i), או אף לחלק מהסופה שבין שני פרקי זמן עוקבים כלשהם, למשל: בין t_i לבין t_{i+1} המשך יהיה Δt_i . הרווח Δt_i יכול להיות גדול כרצוננו: 5 דקות, 10 דקות, 15 דקות, וכו'.

(ד) עוצמת הגשם (Rainfall Intensity) i : העוצמה היא עובי הגשם היורד ביחידת זמן. העוצמה נמדדת ב-מ"מ לדקה, ב-מ"מ לשעה, או אף ב-מ"מ ליממה (בדרך כלל - ב"מ לשעה). אם כי העוצמה היא מושג רגעי - הריהי מיוחסת ליחידות זמן שמבחינה מעשית הן שוות או גדולות מדקה. הגשמים בפרקי זמן קצרים מדקה אינם נמדדים בדיוק הדרוש וכמו כן - הינם חסרי משמעות הידרולוגית.

(ה) העוצמה הממוצעת של הגשם הנקודתי I : מדי הגשם המודדים את פירוס הגשם עם הזמן (מדי הגשם הרושמים - ראה סעיף 2.4.3) מאפשרים חישוב העובי המצטבר של הגשם תוך כדי סופה בפרקי זמן של כל 5 דקות. רישום, או סרטוט, תלות זו - של העובי המצטבר במשך ירידת הגשם (Mass Curve) מוצג בציור 7.



ציור 7

ניתן לחשב עוצמות גשם נקודתי ממוצעות עבור כל פרק זמן רצוי ועבור כל משך זמן רצוי, למשל:

(1) ניתן לחשב את העוצמה הממוצעת מתחילת הסופה ועד לזמן t_i :

$$(2.1) \dots I = I_{\text{av}} = \frac{D_i - 0}{t_i - 0} = \frac{D_i}{t_i}$$

(2) ניתן לחשב את העוצמה הממוצעת עבור משך זמן Δt_{12} , שבין פרקי זמן t_1 ו- t_2 רצויים כלשהם:

$$(2.2) \dots I = I_{12} = \frac{D_2 - D_1}{t_2 - t_1} = \frac{\Delta D_{12}}{\Delta t_{12}}$$

(3) ניתן לחשב את העוצמה הממוצעת עבור הסופה כולה. אם משך הסופה היה t_R והעובי הכולל של הגשם הסופתי היה D_R , אזי:

$$(2.3) \dots I = I_R = D_R/t_R$$

יש להדגיש ש- Δt_{12} יכול להיות משך רצוני כלשהו בין פרקי זמן רצוניים עוקבים כלשהם, למשל: $\Delta t_{12} = 5$ דקות - בין 5 ל-10 דקות מתחילת הסופה, או בין 20 ל-25 דקות מתחילת הסופה, וכו'; או $\Delta t_{12} = 20$ דקות - בין הדקה ה-10 ל-30 מתחילת הסופה או בין הדקה ה-35 לדקה ה-55 מתחילת הסופה, וכו'.

בכל פעם שנתייחס לעוצמת גשם תהיה הכוונה לעוצמה ממוצעת, אך תהיה לכך משמעות אך ורק אם ניחס את העוצמה למשך (duration) מסויים.

(ו) העוצמה המכסימלית של הגשם הנקודתי I_m :

היות ובכל מקרה (כאמור לעיל) העוצמה הינה העוצמה הממוצעת המתייחסת למשך זמן מסויים - תהיה גם העוצמה המכסימלית מיוחסת למשך זמן מוגדר; בנוסף לכך, יש להגדיר את המונח "מכסימלית". המכסימום יכול להיות:

(1) מכסימום בסופה בודדת - לכל סופה יהיו עוצמות מכסימליות למשכי זמן שונים, אך לכל משך זמן תהיה עוצמה מכסימלית אחת. למשל: עבור סופה מסויימת שארכה 60 דקות חושבו העוצמות (הממוצעות) למשכי זמן עוקבים של 10 דקות. הערך הגדול ביותר מבין כל הערכים שחושבו הוא העוצמה המכסימלית למשך זמן של 10 דקות (עבור הסופה הנתונה). באופן דומה ניתן לחשב עוצמות מכסימליות מסופה זו למשכי זמן של 5 דקות - הערך הגדול מבין 12 הערכים שחושבו; עבור משכי זמן של 15 דקות; וכו'.

(2) המכסימום השנתי - אם נחשב באופן דומה את העוצמות המכסימליות (למשכי הזמן השונים) בשאר הסופות שפקדו את תחנת המדידה במשך השנה - נקבל סדרות של עוצמות מכסימליות במשכי זמן שווים, עבור כל משך תהיה סדרת נתונים אחת. הערך הגדול ביותר בכל סדרה יהיה העוצמה המכסימלית השנתית (בשנה הנדונה) עבור המשך המתאים (אליו מתייחסת הסדרה).

(3) המכסימום אחת ל- R שנים - אם נאסוף את העוצמות המכסימליות השנתיות וננתחן בהתאם לשיטות סטטיסיות מחאימות - נקבל את העוצמות המכסימליות אשר הופעתן צפויה בחקופות חזרה של R שנים (שתדירותן היא $1/R$). (

(ז) פירוס הגשם לפי הזמן (Time Distribution):

פירוס הגשם מסופה נתונה ניתן לתיאור בשני אופנים

(ראה דוגמה מס' 2.2):

(1) פירוס העובי המצטבר לפי הזמן באמצעות עקום סכומי (Mass Curve). תאור זה הינו חד-משמעי עבור כל סופה וסופה.

(2) פירוס העוצמות לפי הזמן באמצעות הייטוגרם (Hyetograph).

מאחר והעוצמות הינן ממוצעות למשכי זמן שונים - ניתן לתאר את פירוסן (באמצעות ההייטוגרם) באופנים שונים בתלות במשך שנבחר.

האמור בסעיף זה מודגם ומומחש באמצעות דוגמאות 2.1, 2.2 ו-2.3.

2.4 מדדת גשם

2.4.1 התצפיות ומועדיהן

הגשם נמדד בתחנות מטאורולוגיות מהסוגים הבאים:
(א) תחנות סינופטיות - בהן מבוצעות תצפיות של מזג האוויר לפחות אחת לשלוש שעות (לעתים אף בכל שעה). התצפיות כוללות: טמפרטורה, לחות, רוח, עננות, לחץ והתופעות השונות של מזג אוויר; התאדות נמדדת באמצעות מכשיר פשוט: מד התאדות פיש (ראה פרק 3). הגשם נמדד בזמנים סטנדרטיים, אך נרשם ביומן התחנה זמן תחילתו והפסקו.

(ב) תחנות קלימטולוגיות - בהן מבוצעות תצפיות, הכוללות את הנתונים האקלימיים, בכל שש שעות, או לפחות בבוקר בצהריים ובערב. התצפיות כוללות: טמפרטורה, לחות, רוח, התאדות וגשם - הנמדד בזמנים סטנדרטיים.

(ג) תחנות מיוחדות למדדת גשם - תחנות שהוקמו למטרת מדדת גשם בלבד ושלא צויידו במכשירים נוספים (ללא "סוכה" מטאורולוגית).

התצפיות השונות מבוצעות בכל העולם בשעות קבועות - לפי שעות גרינוויץ (G.M.T. = Greenwich Mean Time). בתחנות הסינופטיות והקלימטולוגיות מודדים את הגשם פעמיים ביממה - בבוקר ובערב (באזורנו ובאירופה בשעה 6 ובשעה 18 לפי שעות גרינוויץ - מתאים לשעות 8 ו-20 זמן מקומי בארצנו). לעתים מוסיפים תצפית שלישית בשעת הצהריים (12 לפי גרינוויץ).

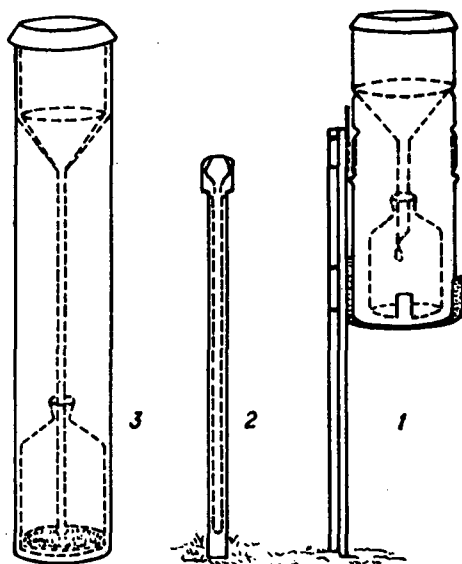
התצפיות בתחנות המיוחדות הן לפחות פעם אחת ביממה - בבוקר. אם התחנות הנ"ל מצויידות באוגרי גשם - התצפיות הן תקופתיות. מרבית התחנות מצויידות במדי גשם סטנדרטיים ורק מיעוטן מצוייד במדי גשם רושמים.

2.4.2 מדי גשם לא רושמים (Non-Recording Rain Gauges)

(א) מד-גשם סטנדרטי (ציור 8 - א')

מד הגשם עשוי גליל מתכת, שפתחו העליון מוקף סבעת פליז המקנה לו שפה חדה. בתוך הגליל נמצא מיכל זכוכית, שקיבולו ליטר אחד לפחות ובפתחו משפך - דרכו יורדים מי הגשם למיכל. המים הנאספים במיכל מוצאים מתוכו בזמן התצפיות ומועברים למדידה במשורה, המכויילת לעשירות מילימטרים. בארצנו - הגודל הסטנדרטי של פתח מד-הגשם הוא 200 סמ"ר; לכן, כל 200 סמ"ק הנאספים במיכל שווים ל-10 מ"מ גשם. בארצות אחרות, בהן מקובל מד-גשם סטנדרטי בקוטר 8", המשורה מכויילת בהתאם. מד-הגשם מורכב בגובה 1.0 מ' מפני הקרקע, כשפתחו אופקית.

(ב) מד גשם זעיר (מג"ז) - (ציור 8-ב')



(א) (ב) (ג)

ציור 8: מדי גשם לא רושמים

מד הגשם הזעיר בנוי שפורפרת זכוכית מכויילת, השקועה בתוך צינור בקוטר 1" התקוע באדמה. בראש הצינור מורכב משפך ששטח פתחו 6.7 סמ"ר, הנמצא בגובה 60 ס"מ מעל פני הקרקע. קיבול השפורפרת מתאים למדידת גשם בעובי 200 מ"מ (קיבול של $20 \times 6.7 = 134$ סמ"ק). מד הגשם הזעיר מודד גשמים בעובי העולה על 1.5 מ"מ בדיוק זהה למדידות במד הגשם הסטנדרטי -

KALMA (1969) HUFF (1955)

מפאת פתחו הצר - איבודי ההתאדות ממנו זניחים וניתן להשתמש בו גם כאוגר-גשם (ראה להלן).

(ג) אוגר גשם (ציור 8-ג')

אוגר הגשם משמש למדידת גשמים במקומות מרוחקים מישובים (אזורים בלתי מאוכלסים), שהתצפיות בהן ניתנות לביצוע אחת למספר ימים או אף אחת למספר חודשים (מדידות עונתיות).

האוגר כמוהו כמד-גשם סטנדרטי, אלא שמיכלו גדול יותר, כך שקיבולו מתאים לכמויות הגשם הצפויות במשך תקופת הזמן שבין התצפיות או לאגירת מלוא כמויות הגשם העונתיות; במקרים אלה מדידות הביניים מבוצעות באמצעות סרגל מתאים המוכנס למיכל ורק המדידה המסכמת את העונה מבוצעת באמצעות משורה. כדי למנוע איבודי מים ע"י התאדות מוסיפים למיכל שמן פרפין. השרות המטאורולוגי הישראלי עשה שימוש נרחב באוגרים כנ"ל, למדידת הגשמים במקומות שונים בנגב הדרומי, החל מראשית שנות ה-50.

2.4.3 מדי גשם רושמים (Recording Rain Gauges)

מדי הגשם הרושמים נועדו להוסיף את מימד הזמן למדידת הגשם, כדי לאפשר על ידי כך את חישוב עוצמות הגשם במשכי זמן רצוניים. מדי הגשם הרושמים נקראים: הייטוגרף, פלוביוגרף, או אומברוגרף.

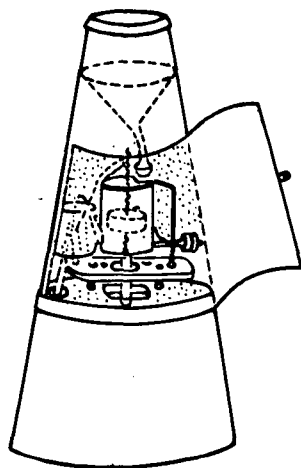
קיימים שלושה סוגים עיקריים של מדי גשם רושמים, הנבדלים זה מזה בשיטת המדידה. תפיסת הגשם בכולם זהה והיא מתבצעת באופן דומה לזה של מד הגשם הסטנדרטי.

המדים השונים הם:

(א) מדי גשם רושמים בעלי מצוף (Float Recording)

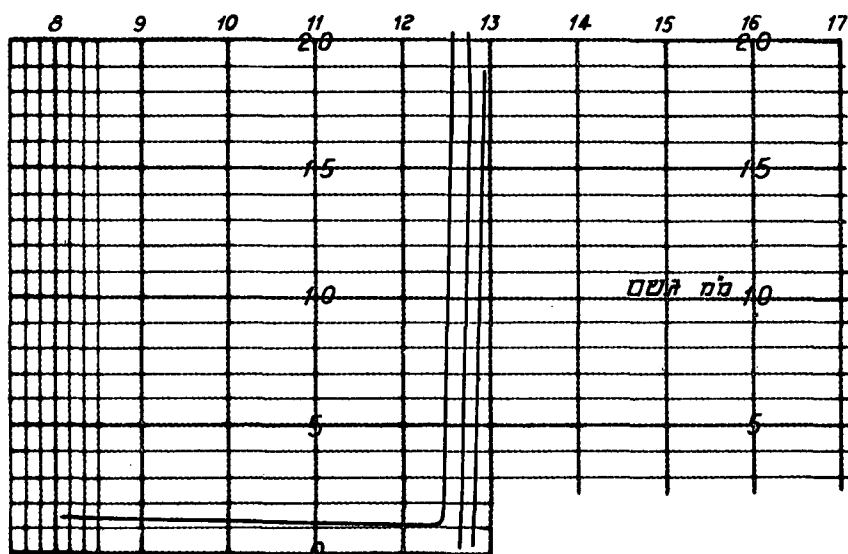
הגשם הנתפס נאגר בכלי קיבול שבתוכו נמצא מצוף, שלצירו הבולט מתוך הכלי מחוברת זרוע, שבקציה ציפורן ראה ציור 9. ליד כלי הקיבול מותקן גליל עטוף נייר (סרט) - עם סקלות זמן ועובי גשם (מ"מ), שבתוכו שעון - המשמש לסיבוב הגליל סביב צירו. המצוף, שבתוך כלי הקיבול, עולה עם עליית פני המים בכלי, מניע את הזרוע והציפורן שבקצה רושמת את מהלך עליית המים בכלי הקיבול על גבי הסרט - ראה ציור 10.

כאשר הכלי מתמלא - הוא מתרוקן מעצמו (אוטומטית), הזרוע נופלת והרישום מתחיל מחדש (מלמטה למעלה). אם אין שינוי במפלס פני המים בכלי הקיבול - הזרוע אינה משנה את מקומה ונרשם קו ישר על גבי הסרט (ראה ציור 10).



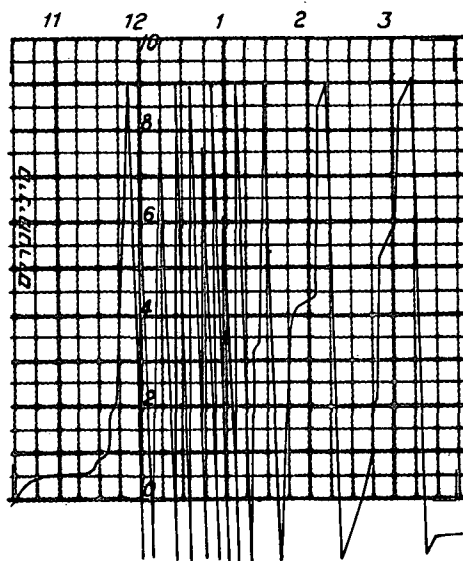
ציור 9: מד גשם רושם בעל מצוף

רישום אוטומאטי של הגשם כמעוז חיים בצהרי 17 באוקטובר 1957



ס"ה לפי רישום הגשם 58.8 מ"מ
 ס"ה במד הגשם משעה 8 עד שעה 8 59.2 מ"מ
 א. רישום חד-כיווני

רישום אוטומאטי של הגשם כתל-אביב (רח' שפינוזה) בליל 8/9 בנובמבר 1955.



ב. רישום דו-כיווני

ציור 10: חלקים מסרטי רישום אופייניים של מדי גשם רושמים

במדים מסויימים נרשמות נקודות בקצב של נקודה בכל 2 שניות -
 כאשר העוצמה גדולה והמחוג מתרומם במהירות.

(ב) מדי גשם רושמים המשותתים על שקילה (Weighting Recorder)

הגשם נתפס ונאסף לכלי מיכל הניצב על גבי מערכת שקילה. תוצאות השקילה מועברות למערכת רישום - כפי שהוסבר לעיל. ידועים שני סוגים עקריים של מכשירים מעין אלה:

(1) המיכל מתרוקן אוטומטית כאשר הוא מלא, המחוג יורד אנכית ומתחיל שוב לעלות עם הצטברות גשם במיכל שהתרוקן. המכשיר הישראלי מתרוקן עם הצטברות 200 סמ"ק בחוכו (האקוויוולנטים ל-10 מ"מ גשם) - ראה ציור 10-א'; ההתרוקנות מתבצעת תוך כ-3 שניות.

(2) המיכל גדול מספיק והוא אינו מתרוקן מעצמו. כשהמחוג מגיע לקצה הסקלה - כיוון התקדמותו מתהפך והוא רושם כלפי מטה, וחוזר חלילה - ראה ציור 10-ב'.

(ג) מדי גשם רושמים עם כלי מתהפך (Tipping Bucket Recorder)

שתי כוסיות קוניות מורכבות על ציר מרכזי בצורה אקסצנטרית. כאשר אחת הכוסות מתמלאת עד לגובה מסויים (קיבול מסויים) נוצר מומנט מספיק להיפוך מהיר של הכוסית כלפי מטה. המים נשפכים למיכל איסוף והכוסית השנייה (הריקה) תופשת את מקומה. תנועת הסיבוב נרשמת או משודרת ליעד רחוק (זה יתרונו). חסרונותיו: עקב אי-רציפות הרישום אינו יעיל למדידת גשם קל או קל מאד (אי אפשר לאתר את תחילתו ואת סופו; וכמו כן, יהיו איבודי התאדות). עקב התחלפות תכופה של הכוסיות - בעוצמות גשם גדולות מאד - לא ימדדו הכמויות היורדות בזמן ההיפוך.

השוואה בין המכשירים השונים ומידת יעילותם והתאמתם - ראה טבלה 1.

2.4.4 קביעת עוצמת הגשם באמצעות מדי גשם

מדי הגשם הרושמים המשותתים על שקילה או מצוף מאפשרים לקבוע את כמויות הגשם שירדו בפרקי זמן קצרים (בדרך כלל עד למינימום של 5 דקות) ובהתאם לכך לחשב את העוצמות במשכי זמן אלה. לעומתם, מדי-הגשם הפשוטים - מודדים את כמויות הגשם היורדות בפרקי זמן ממושכים יותר ובין זמנים שרירותיים (אם כי קבועים ואחידים) בכל יום, ללא קשר עם מועדי ההתחלה והסוף של הסופות או משכיהן.

לכן, התחנות הקלימטולוגיות, או התחנות למדידת גשם בלבד - לא רק שאינן מאפשרות לקבוע את העוצמות במשכי זמן קצרים אלא שהן אף תעוותנה את הגשם הסופתי - כתוצאה מזמני המדידה השרירותיים, (להוציא מקרים שקיים בהן מד-גשם רושם). גשם המתחיל לרדת לפנות בוקר והנמשך עד שעות הבוקר המאוחרות (למשל: מ-5 עד 7 לפי שעון גרינוויץ) עלול להיות מיוחס לשני ימי גשם, ובמקרה הטוב למשך זמן של 18 שעות לכל הפחות. כאשר הגשם נמדד בחחנה סינופטית וירד גשם רצוף בודד (סופה אחת בלבד) בין שתי מדידות גשם עוקבות - ניתן, בד"כ, להעריך את העוצמות לתקופה של שלוש שעות או פחות, אם נעזרים ביומן התחנה (שבו צריכים להרשם זמני התחלת והפסקת הגשם), או אם מפענחים את התצפיות התלת שעתיות, בהן מצויין מזג האוויר בזמן התצפית ולפניה (אם ירד גשם או לא), ורשומים סוגי העננים (אשר יכולים לשמש כאינדיקציה נוספת למשך הסופה ומהותה). בתחנות סינופיות המשרתות את התעופה מבוצעות אף תצפיות שעתיות - במקרה זה עשוי להתקצר משך הזמן לחישוב העוצמות, על סמך הניתוח הנ"ל.

2.4.5 דיוק וטעויות במדידת גשם

השימוש במכשירים סטנדרטיים מונע אי דיוקים וטעויות מרובות, מעמיד את כלל הנתונים על בסיס משותף ומאפשר, בדרך כלל, דיוק של $\pm 5\%$; שהוא דיוק סביר לצרכים מעשיים. ישנם מקרים חריגים אשר יכולים לגרום לטעויות ניכרות, בעיקר כאשר:

(1) עובי הגשם בין התצפיות היה גדול מדי לעומת קיבול המיכל ומי גשם שנחפשו וזרמו למיכל - עלו על גדותיו וגלשו. למשל: אם מיכלו של מד-גשם סטנדרטי הוא 1 ליטר (1,000 סמ"ק) ושטח חתך פתחו הוא 200 סמ"ר - גשם בעובי של 50 מ"מ יגרום להתמלאות המיכל ואילו בגשם שעוביו גדול יותר תגלוש היתרה. במקרים אלה מדי-גשם רושמים מאפשרים מדידת הגשם במשך כל הסופה.

טבלה 1: מיוע איכותי על אודות מדי הגשם השונים

Guide to performance of precipitation gauges (example prepared from experience of the New Zealand Ministry of Works).

סוג מדי-הגשם	קיבול Capacity	Rainfall intensity		Snow and Frost		Location		Instrument reliability (sensitive or insensitive)
		Moderate (< 75 mm/hr for any duration)	Heavy (> 75 mm/hr)	Seasonal	Infrequent	Suitability for difficult access	Sturdy or delicate	
Non-recording								
Daily	Limited	Good	Good	Poor	Good	Unsuitable	Sturdy	Sensitive
Storage (with funnel)	Not fixed	Good	Good	Poor	Good	Suitable	Sturdy	Sensitive
Storage (open orifice)	Not fixed	Poor	Good	Good	Good	Suitable	Sturdy	Insensitive
Recording								
Recording								
Weighing								
Recording	Limited	Good	Good	Good	Good	Limited Suitability	Delicate	Insensitive
Tipping bucket								
Recording	Unlimited	Good	Limited	Poor	Good	Suitable	Sturdy	Sensitive
Float (syphon)								
Recording	Unlimited	Good	Limited	Poor	Limited	Unsuitable	Delicate	Sensitive
Float (storage)								
Recording	Limited	Good	Limited	Good	Good	Limited Suitability	Sturdy	Insensitive

"An International Guide for Research and Practice" -
Toebe, C. & V., Ed., UNESCO, 1970.

הוצא מכור:

(2) מד הגשם אינו בשטח פתוח. ניתן להבחין בשני מקרים:

(א) כאשר מצויים מבנים או צמחיה (עצים) החוסמים

את דרכו של הגשם מכיוון מסויים (או ממספר

כיוונים) ומונעים ממנו, או מחלקו, מלהגיע

למד הגשם.

(ב) כאשר מד-הגשם עצמו גלוי לגשם מכל הכיוונים,

אך הוא ממוקם קרוב מדי למבנים או לעצמים -

הגורמים לטורבולנציה ניכרת, בפרט כאשר נושבות

רוחות חזקות, בעת ירידת הגשם.

הסעויות בכל אחד מהמקרים הנ"ל יכולות להגיע לעשרות

אחוזים.

(3) תקלות מכניות במכשירים רושמים עלולות לגרום לסעויות

ניכרות במדידה. תקלות אלה הן שכיחות כאשר אחזקת

המכשירים לקוייה. כביקורת לאיתור תקלות - יש להשתמש

במד הגשם הסטנדרטי, המותקן בכל תחנה בנוסף על מד הגשם

הרושם, או בהשוואת הנתונים המפוקפקים לנתוני תחנות

מהימנות קרובות (מידע על אודות אופי הסופה עשוי

לסייע בבקורת מעין זו).

בכל מקרה של חשד בטעות - מומלץ לבדוק את תיאור מיקום

המכשירים ואת יומני התחנה המקוריים. בארצות מתפתחות -

רצוי לבדוק, במידת האפשר, את כשירות הצופה.

דיון מפורט על אודות סעויות בנתוני גשם - ראה בסעיפים

2.5 ו-2.6.

2.4.6 צפיפות וסוג מדי גשם הדרושים בתחום התנקזות נחקר

כאשר חוקרים את משטר הגשמים ומהותם בתחום התנקזות כלשהו,

או באזור כלשהו, מומלץ - שיהיו לפחות בין 3 ל-5 מדי-גשם

פשוטים ובין 1 ל-2 מדי גשם רושמים. אם תחום ההתנקזות

קטן יש למקם את מדי הגשם "העודפים" מסביבו. סיוע

להחלטה על המספר הדרוש של מדי-הגשם הרצוי בהאם לגודל

השטח הנחקר - ניתן למצוא בטבלה 6 (בעמ' 61).

יש להדגיש, שיש לראות בנתוני הטבלה הנ"ל סדרי גודל מנחים. ככל שהשינויים הטופוגרפיים בתחום ההתנקזות רבים יותר וניכרים יותר - יהיה צורך ברשת מדי-גשם צפופה יותר; הוא הדין ביחס למדרונות עם שינויי גובה ניכרים.

כמידע מנחה לבחירת סוג מדי-הגשם - ניתן להעזר באמור בסעיף 2.4.2 ו-2.4.3 וכן בטבלה 1, שבה מסוכם מידע איכותי על אודות מדי-הגשם השונים בהתאם לנסיון הניו-זילנדי.

2.5 בדיקת מהימנות נתוני גשם

2.5.1 כללי

לפני שנגשים לניתוח נתוני הגשם שנמדדו בתחנה מסוימת ולפני שנעשה בהם שימוש כלשהו - יש לבדוק את מהימנותם ומידת היותם ייצוגיים.

א. שגיאות סיסטמטיות עלולות להגרם כתוצאה מהגורמים הבאים (ראה גם סעיף 2.4.5):

(1) שינוי בתנאים הסביבתיים - שינויים אלה קשורים למיכשולים בסביבת מד-הגשם, הגורמים להיווצרות זרמי אויר או המונעים תנועה חופשית של הטיפות לעבר מד הגשם - עקב סיכוך חלקי של סביבתו. השפעות אלה קשורות בצמחים או עצים שגדלו בסביבת מד הגשם או בנינים גבוהים שהוקמו בסביבה. לעתים, שינויים אלה קשורים בהזזת מד-הגשם, למשל: הצופה מתחלף והצופה החדש מעביר את מד-הגשם לחצר ביתו - שם התנאים הסביבתיים שונים. לעתים הזזת מד-הגשם במספר מטרים עלולה לשנות את התנאים הסביבתיים האמורים.

(2) שינוי בתנאים המטאורולוגיים - שינויים מעין אלה יהיו ניכרים אם מד-הגשם יועבר מחלקו האחד של ישוב לחלקו האחר, כאשר בין שני המקומות קיימים הבדלי מיקום טופוגרפיים הגורמים לשינוי בתנאים המטאורו-לוגיים. למשל: כאשר הישוב הוא למרגלות הר, או משני צדי עמק צר.

- (3) שינויים במיכשור ובשיטות המדידה - כיום המיכשור ושיטות המדידה הינם סטנדרטיים, אך כאשר נבדקים נתונים היסטוריים של תחנות שמדדו גשם במשך תקופה ארוכה - יתכן שהמיכשור ושיטת המדידה בתקופה מסוימת בעבר היו שונים מאלה המקובלים כיום.
- (4) צופים שאינם יודעים כהלכה את שיטת המדידה.

ב. שגיאות מקריות עלולות להגרם במקרים הבאים (ראה גם סעיף 2.4.5):

- (1) שימוש במיכשור לקוי או לא מתאים. למשל: תקלות במד-גשם רושם, מיכל קטן מדי במד-גשם סטנדרטי יחסית לעובי גשם סופתי מסויים, וכו'.
- (2) טעויות הצופה - טעויות אלה יכולות להיות עקב מדידה לא נכונה, או עקב רישום לא נכון של תוצאות המדידה; לעתים אין התוצאה נרשמת בתאריך הנכון; לעתים הצופה לא מאומן או שהוא נאלץ להעדר מביתו ומבקש מחבר לא מאומן להחליפו; וכו'.
- (3) טעויות תוך כדי דיווח - תהליך הדיווח הינו מורכב. תוצאות המדידה שנרשמו ע"י הצופה עוברות דרך ארוכה ומספר רב של "מתווכים" עד שהן מתפרסמות במסמכים רשמיים. האפשרות לטעויות מקריות בנתונים הרשמיים אינן מבוטלות.

יש לציין, שלעתים נרשמים ביומן התחנה השינויים במיקום המכשיר, בתנאים הסביבתיים, או בצופה - אך אינם מצויינים בפרסומים הרשמיים, ובמקרים אחרים לא מדווח כלל על שינויים אלה. בכל מקרה, עיון ביומנים המקוריים של התחנות המטאורולוגיות עשוי להקטין את האפשרות לטעויות ולסייע בגילוי שינויים כלשהם.

2.5.2 שיטת העקום הסכומי הכפול (Double Mass-Curve Method)

א. השימוש בשיטה

השימוש בעקום הסכומי הכפול לאיתור סטיות סיסטמיות בנתוני גשם נעשה - כאשר קיימים נתונים ממספר תחנות שפעלו במקביל במשך תקופה ממושכת (תקופה חופפת) באותו אזור מטאורולוגי. הבדיקה נעשית, בדרך כלל, על סמך נתוני עובי הגשם השנתי של התחנות הנ"ל. באזורים בהם ישנן מספר עונות גשם שההבדל ביניהן ניכר - מבוצעת הבדיקה על סמך העובי העונתי (ולא על סמך העובי השנתי).

במסגרת הבדיקה הנ"ל - נבדקת מהימנות והומוגניות נתוני כל התחנות המשתתפות בבדיקה. בדיקת תחנה אחת בלבד (על סמך נתוני שאר התחנות) תעשה - כאשר ידוע (הוכח קודם לכן) שהתחנות האחרות מהימנות. לפני השימוש בשיטה זו - יש לבדוק אם התחנות בהם משתמשים נמצאות באזור מטאורולוגי אחיד מבחינת גשמים (ראה סעיף 2.2.7). אם כי השימוש הנפוץ בשיטת העקום הסכומי-הכפול הוא בבדיקת נתוני גשם, יש ומשתמשים בשיטה זו גם להשלמת נתוני גשם ולבדיקת נתוני זרימה (על סמך נפחי הנגר השנתיים). יש לציין, שניתן לאתר באמצעות שיטה זו גם שגיאה מקרית.

ב. אופן החישוב והשרטוט (ראה דוגמה 2.9, עמ' 36)

- (1) סוקרים את התחנות המודדות גשם באזור הנבדק ובקרבנו. מסמנים את מיקום התחנות על גבי מפה טופוגרפית ורושמים את תקופת פעולתן.
- (2) בוחרים במספר תחנות רב ככל האפשר שפעלו במקביל (בתקופה חופפת) ובאזור מטאורולוגי אחיד. רצוי שמספר התחנות הנבחרות יהיה רב ככל האפשר, אך רצוי גם שתקופת החפיפה תהיה ארוכה ככל האפשר; שני מהוויים אלה אינם עולים בקנה אחד, ולכן יש לבחור במספר תחנות "אופטימלי".

- (3) מרכזים את נתוני עובי הגשם השנתי של התחנות שנבחרו בסבלה אחת. במקרה של ספק ביחס להתאמת התחנות המייצגות - ניתן לערוך בדיקת התאמה כמוסבר בדוגמה 2.7 (עמ' 30).
- (4) באותה סבלה מחשבים: את העובי השנתי הממוצע לכלל התחנות ואת העובי השנתי המצטבר עבור נתוני כל תחנה ועבור הממוצע הנ"ל.
- (5) על סמך הערכים שחושבו: משרטטים עקום המתאר את תלות העובי המצטבר בתחנה מסוימת ($\sum N_x$), שהיא התחנה הנבדקת - בעובי הממוצע והמצטבר של כלל התחנות ($\sum \bar{N}$).

הערה:

חוקרים רבים מעדיפים להתחיל את התוויות הנקודות, עבור העקום הסכומי הכפול, מהמצב העכשוי (או מהשנה האחרונה שלגביה קיים מידע) לאחור - עד למצב ההתחלתי. שיטה זו מוצדקת כאשר משתמשים באותו תרשים לבדיקת מספר תחנות שהתחילו לפעול בזמנים שונים. אחרת, אין חשיבות אם הבדיקה נעשית "מהסוף להתחלה" או - "מהתחלה לסוף"; להתוויית נקודות מההתחלה לסוף יש אפילו יתרון כי אפשר להוסיף נתונים נוספים חדשים לתרשים.

ג. ניתוח התוצאות:

- (1) אם מתקבל קו ישר בקירוב (סטיית מה של נקודות בודדות אינה נלקחת בחשבון) - התחנה הנבדקת הינה מהימנה ונתוניה הומוגניים.
- (2) אם מתקבל שינוי בשיפוע הקו המתאר את תלות $\sum N_x$ ב- $\sum \bar{N}$ פירושו - שחלה סטייה סיסטמית במדידות החל מהשנה שבה חל השבר.
- יש להדגיש - סטייה בשנה אחת אינה מציינת אי-מהימנות או אי-הומוגניות של נתוני התחנה. סטייה סיסטמית תקבע על סמך סטייה הקיימת במספר שנים רצופות.

(3) אם קיימת סטייה ניכרת בשנה אחת - יכול הדבר להיות כתוצאה מטעות או משגיאה מקרית. יש לברר זאת, אם הדבר ניתן.

ד. התאמת (תיקון) נתונים (Adjustment of Records)

אם קיימת סטייה סיסטמית - ניתן לתקן את הנתונים הפחות מהימנים, או הסוטים, וע"י כך להביא את כלל הנתונים למכנה משותף. הומגניות זו תושג ע"י הכפלת הנתונים הסוטים במקדם תיקון כלהלן (ראה דוגמה

$$2.9, \text{ עמ' } 36). \quad N_A = N_0 \left(\frac{\tan \alpha_A}{\tan \alpha_0} \right) \quad (2.4) \dots$$

כאשר:

$$N_0 = \text{נתונים מדודים אותם רוצים לתקן}$$

$$N_A = \text{נתונים מתוקנים}$$

$$\tan \alpha_A = \text{טנגנס שיפוע הקו "המהימן", שאליו נעשה התיקון}$$

$$\tan \alpha_0 = \text{טנגנס שיפוע הקו הסוטה.}$$

הערות:

(1) הנתון המתוקן יכול להיות שנתי (N), חודשי,

או סופתי (D).

(2) לעתים קשה להצביע על הנתונים המהימנים - אלה

שהיו בעבר "הרחוק" או אלה שנצפו לאחרונה. אם

ניתן לבקר בתחנה, או לקבל מידע מדויק על אודות

המצב העכשוי - ניתן להחליט לפי איזה שיפוע תעשה

התאמת הנתונים. במקרים של ספקות שאין אפשרות

לבררן - ניתן להניח שהנתונים האחרונים הם הטובים

יותר, מאחר וחלה התקדמות ניכרת בשנים האחרונות

בכל הקשור למדידה, לדיווח ולפקוח על המדידות.

2.5.3 בדיקת מהימנות לפי הסטיות

כאשר ברצוננו לנח את נתוני הגשם בתחום התנקזות מסויים, או באזור מסויים, אנו משתדלים לנצל את מירב המידע המצוי. בדרך כלל מצויות מספר תחנות שפעלו בתקופות שונות, לעתים חופפות ולעתים חופפות בחלקן.

מהימנות ומידת ייצוגיות נתוני תחנות אלה אינה ניתנת להבדק באמצעות העקום הסכומי הכפול - אם הן פעלו תקופות קצרות יחסית, ובפרט בתקופות חופפות קצרות יחסית. מאידך, ניתן לסווגן על פי הסטייה היחסית הממוצעת, או על פי הסטייה הריבועית הממוצעת של נתוניהן. מקובל להשתמש בנתוני העובי של הגשם השנתי (Ni). במקרים אלה תהיה הסטייה הממוצעת:

$$(2.5) \quad \dots \quad \overline{\Delta N} = \frac{1}{n} \sum |N_i - \bar{N}|$$

ואילו הסטייה היחסית הממוצעת תהיה:

$$(2.6) \quad \dots \quad \eta_N = \frac{\overline{\Delta N}}{\bar{N}}$$

בעוד ששורש הסטייה הריבועית הממוצעת יהיה:

$$(2.7) \quad \dots \quad S_N = \sqrt{\frac{(N_i - \bar{N})^2}{n-1}}$$

לגודלם של S_N ו- η_N (ראה דוגמאות לחישובם בקונטרס 3 סעיף 3.5) כלשעצמם אין משמעות - כי ישנם אזורים בהם הסטיות השנתיות הינן גדולות וישנם כאלה שבהם הסטיות השנתיות קטנות. לכן, נשתמש באופן השוואתי בערכי η_N או S_N לצורך סיווג מהימנות התחנות הייצוגיות נתונים.

לדוגמה:

אם חושבו הסטיות היחסיות הממוצעות של 5 תחנות באזור מטאורולוגי אחיד מסוים והתקבלו תוצאות כלהלן: 0.52; 0.23; 0.31; 0.25; 0.10 η_N ברור, שהתחנה שעבורה חושבה $\eta_N = 0.52$ הינה מפוקפקת (מבחינת מהימנות נתוניה), ובכל מקרה - נתוניה אינם ייצוגיים. גם התחנה שעבורה $\eta_N = 0.10$ הינה חשודה (רצוי לבדוק אם אין הצופה רושם גשמים על פי נתונים קיימים משנה אחת או שנתיים, כלומר: אם אין זיוף תצפיות, או אם תחנה זו שייכת לאזור מטאורולוגי אחיד אחר (שונה)).

באופן דומה ניתן להשתמש בתוצאות החישוב של ערכי S_N , לצורך בדיקת מהימנות תחנות.

2.5.4 בדיקת מהימנות נתוני סופות חריגות

כאשר מתקבלים נתונים על אודות סופות חריגות, דהיינו: סופות שהגשם בהן היה בעל עוצמות גדולות בהרבה מהרגיל, - אין לאמץ את הנתונים ללא בדיקתם באופן מיוחד ויסודי; היות ושיבושים רבים עלולים לקרות בדיווח, בחישובים ואף, לעתים, במדידה עצמה. רצוי להשיג את הדיווח המקורי - סרט של מד-גשם רושם, יומן התחנה, או הרישום המקורי של הצופה. בנוסף לכך יש לבדוק את הנתונים המקבילים בתחנות סמוכות, מאחר וסופה חריגה הינה בדרך כלל חזיתית (ולכן אזורית) ולא בעלת אופי מקומי אין לצפות לאותו דיווח מהתחנות הסמוכות, אך ניתן לצפות שגם בהן דווח על עוצמות גשם גדולות מהרגיל).
אמצעי נוסף לבדיקת סופות חריגות הינו עוספת העוצמות או עוספת העוביים (Envelope Curve) - ראה סעיף 2.7.5.

2.5.5 מניעת טעויות ואמצעי בקרה

- כדי להבטיח מראש מניעת טעויות ושימוש רצוף בנתוני תחנה שבה מוחלף מקום ו/או סוג מד הגשם - מומלץ:
- (1) להתקין מכשיר לא-רושם ליד כל מכשיר רושם (כבקרה).
 - (2) אם הוחלט על החלפת מקומו ו/או סוגו של מד-הגשם - יש לדאוג לכך ששני מדי-הגשם (החדש והישן) יפעלו סימולטנית תקופה מסוימת. אם כי תקופת חפיפה כלשהי עדיפה על לא כלום - רצוי שההפעלה הסימולטנית תהיה: לפחות שנתיים בתחנות ראשיות וחשובות ולפחות עונה, או שנה, בתחנות משניות.
 - (3) לברר מראש את סדרי הגודל של עוביי הגשמים המכסימיים הצפויים ולדאוג לכך שמיכלי האיסוף במדי-הגשם הלא רושמים יהיו גדולים במידה מספקת כדי לקלוט גשמים אלה.
 - (4) לדאוג למיקום מתאים של מד-הגשם, ולבצע אחזקה שוטפת של המכשירים וביקורת שוטפת על פעולת התחנה (הצופה).

2.6 השלמת נתונים חסרים

2.6.1 כללי

עלולים להיות מקרים שלא נמדדו גשמים מסופות מסויימות באמצעות מדי הגשם הרושמים, או שלא נמדדו גשמים כלל. המקרה הראשון יכול להיות כתוצאה מקלקול במד-הגשם הרושם, אי החלפת סרט הרישום וכו'. במקרה זה, נמדד, בדרך כלל, העובי הכולל של הגשם באמצעות מד-גשם פשוט, המותקן תמיד בנוסף על מד-הגשם הרושם, לצורך ביקורת. אם הגשם לא נמדד כלל - יכול הדבר להיות כתוצאה מכך, שביום הסופה לא הייתה התחנה מאויישת. בהתאם לאמור לעיל, ניתן להשלים את הנתונים החסרים, אם הגשם היה גשם חזיתי ואם התחנות הסמוכות, שמשמשים בנתונין לצורך זה, הינן ייצוגיות (שייכות לאותו אזור מטאורולוגי ואינן מושפעות מתופעות אורוגרפיות, או תופעות כלשהן שאינן זהות לאלה המתרחשות בתחנה הנידונה).

2.6.2 השלמת נתוני עובי גשם סופתיים, חודשיים/או שנתיים

כאשר בתחנה מסויימת אין כלל נתוני גשם ממספר סופות, ניתן להשלים הנתונים החסרים על סמך הגשמים מסופות אלה שנמדדו בתחנות סמוכות ייצוגיות. השימוש במספר תחנות סמוכות ולא בתחנה סמוכה אחת מאפשר לעמוד על אופי הגשמים החסרים ולוודא שאכן היו אלה גשמים חזיתיים.

במקרים מעין אלה ניתן להשלים הנתונים החסרים באחת מהשיטות כדלקמן:

- (א) אם ההפרש בין עובי הגשם השנתי הממוצע בכל אחת מהתחנות המיצגות לבין הממוצע השנתי של התחנה הנידונה (X) אינו עולה על 10% - ניתן להשלים את הנתונים החסרים ע"י חישוב הממוצע האריתמטי של עוביי הגשמים הסופתיים החסרים בתחנות המיצגות.
- (ב) כאשר ההפרש הנ"ל עולה על 10% - יש לבצע את מיצוע משוקלל, לפי הנוסחה הבאה:

$$D_x = \frac{1}{n} \sum \left(\frac{N_x}{N_i} \right) D_i \quad (2.8) \dots$$

כאשר:

- 1 = אינדקס המציין תחנה סמוכה לתחנה הנידונה.
X = אינדקס המציין את התחנה שבה חסרים הנתונים,
אותם ברצוננו להשלים.
D = עובי הגשם הסופתי.
N = עובי הגשם השנתי הממוצע.
n = מספר התחנות הסמוכות (המיצגות) שמשמשים
בנתונין. ראה דוגמה 2.5.

(ג) ניתן לבצע שיחזור גרפו-אנליטי באמצעות מספר תחנות
ייצוגיות סמוכות (ראה דוגמה 2.7). הדבר נעשה ע"י
מציאת קורלציה גרפית בין עובי הגשם הממוצע שנמדד
בתחנות הייצוגיות לבין עובי הגשם שנמדד בסופות
המתאימות בתחנה (X), שבה חסרים מספר נתונים -
שאותם רוצים לשחזר. על סמך קורלציה זו ניתן
להשלים הנתונים החסרים - ראה דוגמה 2.6.
בשיטה זו משתמשים בעיקר לצורך השלמת נתונים של
גשם חודשי או שנתי (או עונתי), אם כי - ניתן
להשתמש בה גם לצורך שיחזור גשמים סופתיים, אם
מוצאים כי אמנם קיימת הקורלציה האמורה לעיל.

(ד) השלמת נתוני עובי גשם סופתיים יכולה להעשות
לעתים קרובות בפשטות באמצעות מפות איזוהייטיות
מתאימות (ראה סעיף 2.8.2, ג').

2.6.3 השלמת נתוני עוצמת גשם

ניתן להשלים נתונים חסרים של עוצמות גשם אם ניתן יהיה
לשחזר את פירוס עובי הגשם המצטבר בחלות בזמן, עבור
הסופות שעבורן חסרים הנתונים. במקרים אלה יש צורך
שהיה לנו מידע על אודות עובי הגשם הכולל מהסופה
אותה רוצים לשחזר, וכן, רצוי, שתהיה לנו הערכה כלשהי
על אודות משך הסופה. אם עובי הגשם הסופתי הכולל לא
נמדד - ניתן לשחזרו כאמור בסעיף 2.6.2.

1944

1. The first part of the report is a general statement of the purpose and scope of the study.

2. The second part is a description of the methods used in the study, including the selection of subjects and the procedures for data collection and analysis.

3. The third part is a presentation of the results of the study, including the data collected and the statistical analysis performed.

4. The fourth part is a discussion of the results, including an interpretation of the findings and a comparison with previous research.

5. The fifth part is a conclusion, summarizing the main findings of the study and suggesting areas for further research.

6. The sixth part is a list of references, citing the sources used in the study.

7. The seventh part is an appendix, containing supplementary material such as questionnaires, interview schedules, and raw data.

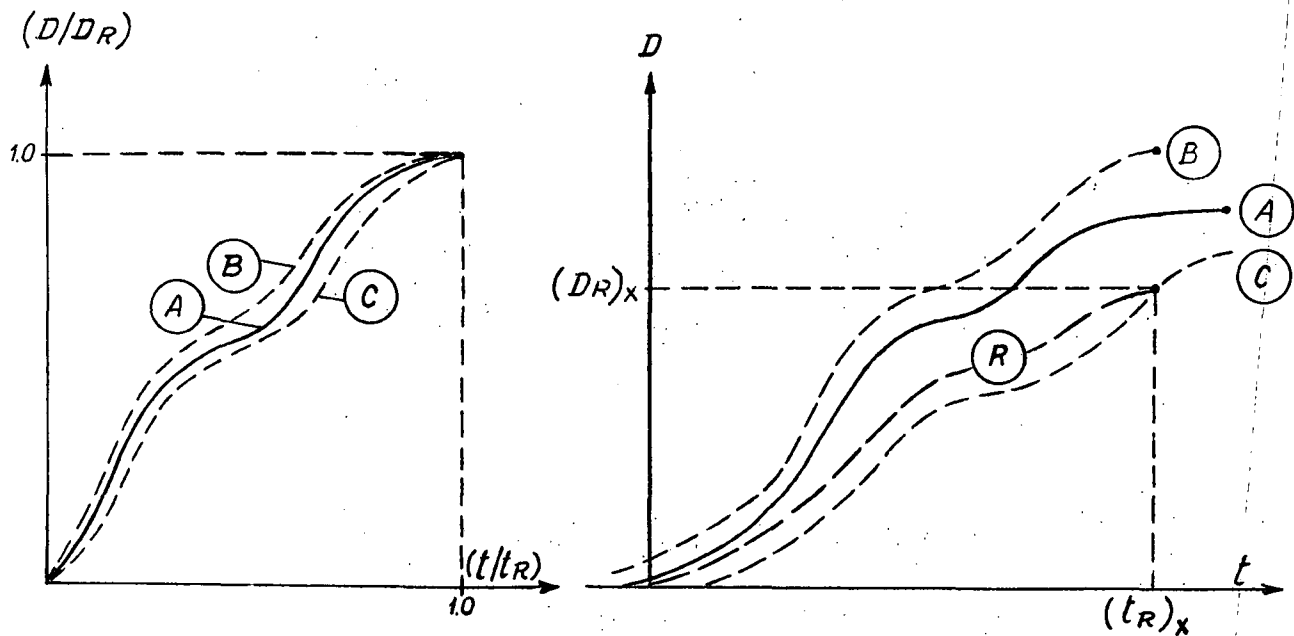
מבחינים במספר מקרים:

(א) כאשר מצויים נחוני פירוס העובי לפי המשך במספר תחנות מיצגות - הפרוצדורה במקרה זה, כמתואר בציר 11 - (א'), וכמודגם בדוגמה 2.8, היא:

(1) משרטטים את נחוני התחנות המיצגות כעקומי עובי מצטבר (Mass Curves) - C, B, A, וכו'.

(2) מקצים את עובי הגשם הכולל מהסופה המתאימה $(D_R)_x$, בתחנה שעבורה נעשה השחזור, בהתאם למשכו $(t_R)_x$.

(3) מעבירים דרך הנקודה הנ"ל - עקום (R_D) מקביל, או בעל צורה דומה לזו של עקומי התחנות המיצגות. עקום (R_D) שהתקבל - הוא העקום המשוחזר המבוקש.



(א) שיחזור על סמך פירוסי העובי לפי הזמן בתחנות מיצגות.
(ב) שיחזור על סמך פירוס העובי היחסי לפי הזמן היחסי בתחנות המיצגות.

ציור 11: שיחזור פירוס העובי לפי הזמן.

THEORY OF THE EARTH

The theory of the earth is a branch of geology which deals with the origin and development of the earth and its various parts. It is a science which seeks to explain the processes which have shaped the earth and its various features. The theory of the earth is based on the study of the earth's structure and its various parts, and on the study of the processes which have shaped the earth and its various features. The theory of the earth is a science which seeks to explain the processes which have shaped the earth and its various features. The theory of the earth is based on the study of the earth's structure and its various parts, and on the study of the processes which have shaped the earth and its various features.

1

The theory of the earth is a branch of geology which deals with the origin and development of the earth and its various parts.



The theory of the earth is a branch of geology which deals with the origin and development of the earth and its various parts. It is a science which seeks to explain the processes which have shaped the earth and its various features. The theory of the earth is based on the study of the earth's structure and its various parts, and on the study of the processes which have shaped the earth and its various features.

(ב) כאשר קיים שוני במשך הגשם בתחנות השונות -
(ראה דוגמה 2.8) - במקרה זה, נוח להשתמש בפירוסי
הגדלים היחסיים, דהיינו - העובי היחסי ($\delta = D/D_R$)
כנגד הזמן היחסי ($\tau = t/t_R$) כאשר:

D = עובי הגשם שהצטבר מתחילת הסופה ועד
לזמן t מתחילתה;

D_R = עובי הגשם הסופתי; t_R = משך הסופה (הגשם);

יחרון שיטה זו מומחש היטב באמצעות ציור 11 - (ב').
שימוש בשיטה זו מוצדק כל עוד הגשמים הינם מיצגים,
דהיינו - בעלי אופי זהה (במקרים אלה ההבדלים במשכי
הסופות המתאימות בתחנות השונות לא יהיו ניכרים).
שימוש בעקומי הפירוס הלא-ממדיים נוח בכל מקרה,
באשר הוא מאפשר לקבוע אופינים (קרקטריסטיקות)
לסוגי סופות שונים.

(ג) שיחזור על סמך תחנה מיצגת אחת:

כאשר באזור מסויים קיימת רק תחנה אחת המצוידת
במד גשם רושם - ניתן להשתמש בפירוס עובי הגשם
שנמדד בתחנה זו לשם שיחזור פירוסי העובי לפי
המשך בתחנות אחרות. המגבלה היא שאופי הסופה
שפקדה תחנות אלה היה זהה (סופה חזיתית).
למשל: על פי עקום A , שבציור 11 - (א') - ניתן
לשחזר עקומים C, B ו- R_p . שימוש בעקום הלא ממדי
ייעשה באופן דומה. אם אין מידע על אודות משך
הסופה בתחנות הנ"ל - ניתן להניח שהמשך היה שווה
בקירוב לזה שנמדד בתחנה A .
קירובים אלה, על אף מגבלותיהם, עדיפים על פני
חוסר מידע.

(ד) שיחזור על סמך מקדמים:

שיחזור מעין זה אפשרי אם הוכחה מהימנות המקדמים
לתאור הגשמים במקום, או באזור - ראה סעיף 2.7.4.
הערה: גשמים שמשכם קצר מאד יחסית למשך הריכוז
(ראה הסבר בסעיף שבקונטרס 5) - ניתן להניח, למטרות
מעשיות, שעוצמתם היתה קבועה ואחידה במשך הסופה.

THE HISTORY OF THE UNITED STATES

The history of the United States is a story of growth and change. From the first settlers to the present day, the nation has evolved through various stages of development. The early years were marked by exploration and settlement, followed by a period of rapid expansion and industrialization. The American Revolution and the Civil War were pivotal moments in the nation's history, shaping its identity and values.

The United States has a rich and diverse cultural heritage. The contributions of immigrants from various parts of the world have shaped the nation's identity. The American dream, the pursuit of happiness, and the principles of liberty and justice are central to the nation's history and values.

The history of the United States is a story of resilience and innovation. The nation has overcome many challenges, from natural disasters to economic crises. The American spirit of innovation and entrepreneurship has led to significant advancements in science, technology, and industry.

The United States is a nation of many voices. The diverse perspectives of its citizens have shaped its history and values. The American people have a strong sense of community and shared purpose, which has helped the nation overcome its challenges and achieve its goals.

The history of the United States is a story of progress and achievement. The nation has made significant strides in many areas, from education to healthcare. The American people have a strong sense of pride in their nation and its accomplishments.

The United States is a nation of opportunity. The American dream is a reality for many people, who have achieved success through hard work and determination. The nation's diverse and inclusive society is a source of strength and pride.

The history of the United States is a story of hope and optimism. The American people believe in a better future for themselves and for their children. The nation's values and principles are a source of inspiration and guidance for all.

The United States is a nation of peace and justice. The American people have a strong commitment to these values, which have helped the nation build a better world for all.

The history of the United States is a story of unity and cooperation. The American people have a strong sense of community and shared purpose, which has helped the nation overcome its challenges and achieve its goals.

THE AMERICAN REVOLUTION

The American Revolution was a pivotal moment in the nation's history. It was a struggle for independence and self-determination, fought against the British Empire.

The revolution was led by a group of patriots who believed in the principles of liberty and justice. They fought for the right of the American people to govern themselves.

The revolution was a struggle of ideas as well as of arms. The patriots fought for a new way of life, one based on the principles of the Declaration of Independence.

The revolution was a struggle for the soul of the nation. It was a fight to define the values and principles that would guide the new country.

The revolution was a struggle for the future of the nation. It was a fight to create a new and better world for the American people.

The American Revolution was a defining moment in the nation's history. It shaped the values and principles that have guided the United States ever since.

The revolution was a struggle for the American dream. It was a fight to create a nation where everyone has the opportunity to succeed.

The American Revolution was a struggle for the American spirit. It was a fight to create a nation where everyone has the right to life, liberty, and the pursuit of happiness.

The revolution was a struggle for the American identity. It was a fight to create a nation that is truly and uniquely American.

The American Revolution was a defining moment in the nation's history. It shaped the values and principles that have guided the United States ever since.

THE CIVIL WAR

The Civil War was a pivotal moment in the nation's history. It was a struggle for the soul of the nation, fought between the North and the South.

The war was fought over the issue of slavery. The North believed in the principles of liberty and justice for all, while the South believed in the right of states to secede.

The Civil War was a struggle for the future of the nation. It was a fight to create a new and better world for the American people.

The war was a struggle for the American dream. It was a fight to create a nation where everyone has the opportunity to succeed.

The Civil War was a defining moment in the nation's history. It shaped the values and principles that have guided the United States ever since.

2.7 ניתוח הגשם הנקודתי

2.7.1 מיון הנתונים

ניתוח הגשם הנקודתי מתייחס לעוצמות המכסימליות שנמדדו בסופות השונות. אופן ניתוח הנתונים, לצורך מציאת העוצמות המכסימליות בסופה מסוימת מוצג בדוגמה 2.4. בדוגמה זו מומחש היטב - כי יש להשקיע עבודה מרובה בניתוח נתונים מסופה בודדת. לכן, כדי למנוע עבודה רבה מיותרת - נקבעו קריטריונים המאפשרים מיון מוקדם של הסופות וצמצום מספר הסופות המומלצות לניתוח. הקריטריונים הקיימים למיון סופות מתייחסים לעובי המצטבר של הגשם (D) במשכי זמן שונים (t).

הקריטריון המקובל בארה"ב מבוסס באמצעות המשוואה הבאה:

$$D (\text{mm}) \geq 0,25 t (\text{min.}) + 5,0 \quad \dots (2.9)$$

לפי קריטריון זה: גשם הוא "בעל עוצמה גדולה" - אם עוביו במשך זמן t שווה או גדול מהעובי המחושב באמצעות הנוסחה הנ"ל - ראה טבלה 2 להלן.

טבלה 2: עובי גשם המשמשים "קריטריון מינימום" לסופה עם עוצמות גשם גדולות

t (דקות)	5	10	15	20	25	30	40	50	60	90	120	180
D (מ"מ)	6.2	7.5	8.7	10.0	11.2	12.5	15.0	17.5	20.0	27.5	35.0	50.0
גשם מצטבר												

הקריטריון להפרדת סופות קצרות-משך לצרכי ניתוח הוא: בין הסופות הבודדות לא יורד גשם במשך 3 שעות לפחות, או שבמשך 3 שעות לפחות עובי הגשם קטנים מהקריטריון שנקבע.

בחישוב נתונים של עוצמות גשם גדולות כוללים גם פרקי זמן ללא גשם, או פרקי זמן שבהם ירד גשם בעוצמה קטנה (הסמוכים לפרקי זמן שבהם היה גשם בעל עוצמה גדולה) - אם עובי הגשם המצטבר במשך הזמן המצטבר עדיין גדול מזה הנתון ע"י הקריטריון שנקבע.

2.7.2 יחסי עוצמה-משך ויחסי עובי-משך

א. כללי

עבור כל שנה ניתן למיין את נחוני העוצמות הגדולות (בהתאם לסעיף 2.7.1) ומתוך כך לקבוע את העוביים המכסימליים עבור משכי הזמן השונים, או בהתאם - את העוצמות המכסימליות עבור משכי הזמן השונים (בכל שנה). מבחינת מהנדס המים אין משמעות לתלויות שיתקבלו באופן סתמי עבור כל שנה ושנה. תכנון מערכת ניקוז נעשה על-פי סופות בתדירות מסויימת או לתקופת חזרה מסויימת (ראה קונטרס 3 סעיף 3.2.1). אם נחשב את תקופת החזרה של העוצמות (או העוביים) במשכי הזמן השונים, על פי הנתונים המכסימליים בכל שנה (ראה סעיף 2.7.3) - נוכל לחשב, או לתאר, את יחסי העוצמה - משך, או את יחסי העובי - משך, עבור כל תקופת חזרה רצויה.

ב. נוסחות אמפיריות מימדיות

תלות העוצמה המכסימלית $(I_T)_m$ במשך (T) עבור תקופת חזרה מסויימת שווה כלשהי - ניתנת לתאור באמצעות הנוסחה הכללית הבאה:-

$$(2.10) \dots (I_T)_m = \frac{K_I}{(T + C_I)^n}$$

כאשר:

$(I_T)_m$ = העוצמה המכסימלית במשך זמן T (ב-מ"מ לשעה)
 T = המשך אליו מיוחסת העוצמה המכסימלית הצפויה (בדקות או בשעות, על פי המקדמים)
 C_I = מקדם אמפירי האופייני לתחנת המדידה, או לאזור המטאורולוגי
 K_I = מקדם אמפירי אופייני כנ"ל, התלוי גם בתקופת החזרה (ראה סעיף 2.7.3)
 n = מקדם אמפירי חזקתי האופייני לתחנת המדידה, או לאזור המטאורולוגי.

לנוסחה זו ווריאציות שונות: בחלקן $n = 1$ ובחלקן

$$C_I = 0 \text{ האחר}$$

השימוש בנוסחות מאפשר -

(1) למצוא את הנוסחה המקומית הכללית על סמך מספר

קטן יחסית של נתונים.

(2) ע"י השוואת נוסחות שונות ניתן להשוות את העוצמות

בתחנות המדידה השונות. אם נמצא שהמקדמים שווים,

או מקורבים לאלה שחושבו בתחנת מדידה שבה קיימות

תצפיות בתקופה ממושכת - ניתן להשתמש בנתוני התחנה

הותיקה.

ג. חסרונות הנוסחות האמפיריות המימדיות

אם כי באופן איכותי - עוצמות הגשם קטנות עם גדול המשך,

הרי מידת השינוי בעוצמות אינה אחידה: מהות הגשמים

קצרי המשך וארוכי המשך שונה לעתים; כמו כן, מהות

הגשמים השכיחים והפחות שכיחים שונה. עובדה זו מומחשת

באמצעות הדוגמה הבאה:

גשמי רמלה תוארו ע"י רוזנן (1942) באמצעות הנוסחות

הבאות -

עבור גשם שתקופת החזרה שלו 2 שנים:

$$(a) \dots (I_T)_m = \frac{1,650}{18+T}; \text{ דקות } 5 < T \leq 40$$

$$(b) \dots (I_T)_m = \frac{1,650}{20+T}; \text{ דקות } 40 < T \leq 120$$

עבור גשם שתקופת החזרה שלו 10 שנים:

$$(c) \dots (I_T)_m = 530(T)^{-0.75}; \text{ דקות } 5 < T \leq 40$$

$$(d) \dots (I_T)_m = 37.2(T)^{-0.14}; \text{ דקות } 40 < T \leq 120$$

הערות:

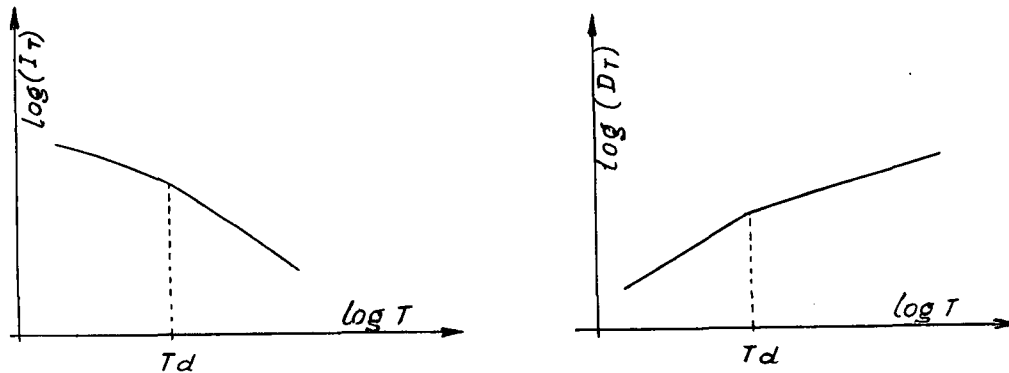
- למעשה נוסחות (a) ו- (b) הן שוות למטרות מעשיות.

- T בדקות ואילו $(I_T)_m$ ב-מ"מ לשעה.

נוכח השינויים במהות הגשמים, שוני המשך ושוני תקופת החזרה - יש צורך לעתים קרובות במספר פרמטרים רב יחסית כדי לתאר יחסי עוצמה-משך או עובי-משך של גשם נקודתי, באופן "מדויק".

אי האחידות הנ"ל מודגמת גם באמצעות ציור 12.

להלכה, מתקבלים קווים ישרים ממש על גבי נייר לוג-לוג אם הפונקציה היא לפי (c) ו-(d) לעיל, או עבור ערכים גדולים של T - בנוסחה (b).



(א) יחסי עובי-משך אופייניים (ב) יחסי עוצמה-משך אופייניים

ציור 12: תיאור סכימתי של יחסי עובי-משך ויחסי עוצמה-משך

הערות והבהרות:

היחסים הנ"ל מומחים בדוגמאות 2.10 ו-2.11. כמו כן, מתוארים יחסי עובי-משך לא מימדיים - בסעיף 2.7.4, ויחסי עובי-משך חריגים - בסעיפים 2.7.5 ו-2.7.6.

2.7.3 יחסי עובי (עוצמה) - משך - תקופת חזרה

א. הבהרות

כפי שצוין בסעיפים הקודמים, ניתוח הגשם הנקודתי יכול להתייחס לעוצמות או לעוביים, על פי נוחיות החישוב. בדרך כלל מקובל בספרות ההידרולוגית המינוח תדירות (frequency) במקום תקופת חזרה (period of return). מאחר ובהנדסת מים וניקוז מקובל יותר המינוח "תקופת חזרה" - נשתמש בו, על אף אי-הנוחיות שבכתיבתו - ראה דוגמה 2.12, 2.13 ו-2.15.

ב. מהלך החישובים למציאות יחסי עוצמה משך תקופת חזרה (ראה דוגמאות 2.10 ו-2.11):

(1) רכז וחשב את העוצמות הגדולות בכל שנה על פי הקיסריון שבסעיף 2.7.1.

(2) קבע את העוצמות המכסימליות בכל שנה עבור משכי זמן שונים; למשל $T = 10; 20; 30; 45; 60; \dots$ דקות.

(3) רכז את העוצמות המכסימליות בכל שנה בטבלות נפרדות בהתאם למשכים השונים, כאשר לכל משך (T) תהיה טבלה נפרדת (בכל טבלה יהיו n נתונים - כמספר שנות המדידה).

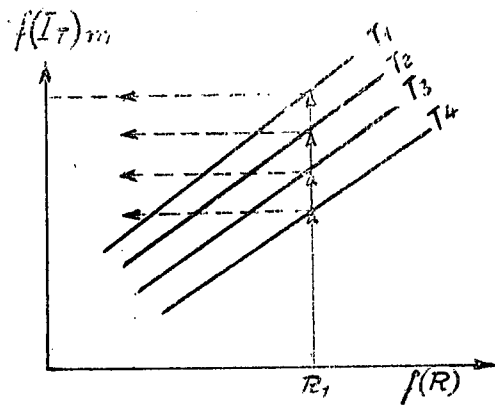
(4) חשב את תקופת החזרה (R) של העוצמות המכסימליות עבור כל משך בנפרד - בהתאם לטבלות שהכינות. החישוב ייעשה באחת מהשיטות הסטטיסטיות כמוסבר בקונטרס 3.

(5) שרטט את הערכים שהתקבלו עבור תקופות החזרה השונות על גבי נייר הסתברותי, או נייר עם סקלות כלשהן (בהתאם לשיטת החישוב). פעולה זו תעשה עבור כל משך (T) . מחיבור הנקודות המתאימות תתקבל סידרת קווים (בנייר הסתברותי או לוגי) או סדרת עקומים (בנייר מילימטרי) שווי T . עקומים אלה מתארים את תלות העוצמות המכסימליות $(I_T)_m$ בתקופת החזרה (R) עבור המשכים השונים (T) - ראה ציור 13 להלן.

הערות לציור 13:

(א) הקווים שבציור מתארים את תלות העוצמות המכסימליות בתקופות החזרה עבור משכי זמן קבועים $\dots T_3; T_2; T_1 = \text{const.} = T$.

(ב) $T_1 < T_2 < T_3 < T_4 < \dots$

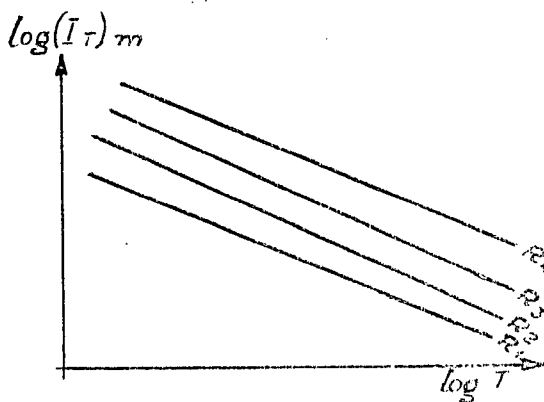


(ג) הסקלות של (R) ושל $m(I_T)$ הן בהתאם לפירוס הסטטיסטי - נייר הסתברותי או לוג-לוג (אחרת יתקבלו עקומים ולא קווים ישרים).

(ד) $m(I_T)$ במ"מ לשעה ואילו R בשנים.

ציור 13: תלות $m(I_T)$ ב- R עבור $T = \text{const.}$

(6) על סמך התלות המתוארת בציור 13 לעיל - ניתן לחשב את תלות העוצמות המכסימליות במשך - עבור תקופות חזרה רצויות כלשהן, $R = R_1; R_2; R_3; \dots$ הדבר ייעשה ע"י חיתוך סדרת הקווים שווי ה- T בקו אנכי שווה R (למשל: $R = R_1$) - ראה דוגמה בציור 13 לעיל. מחיתוך זה שבדוגמה הנ"ל, מתקבלים מספר ערכים של $m(I_T)$ ו- T , המתאימים ל- R_1 . אם נשרטט ערכים אלה על גבי נייר לוגריתמי, למשל, ונחבר הנקודות - נקבל קו ישר, בקירוב, המתאר את $m(I_T) = f(T)$ עבור $R = R_1$. באופן דומה, אם נחזור על פעולות אלה עבור $R = R_2; R_3; \dots$, נקבל סדרת קווים - כמתואר בציור 14 להלן.



הערות לציור 14:
(1) $R_1 < R_2 < R_3 < R_4$

(2) אם היינו בוחרים בסקלות לינאריות היו מתקבלים עקומים הדומים להיפרבולות ראה דוגמה 2.11, עמוד 42
(3) היחידות של $m(I_T)$ ו- R הן כמו בציור 13 לעיל.

ציור 14: $m(I_T) = f(T)$ עבור $R = \text{const.}$

ג. הערות והמלצות:

(1) יש להדגיש - שהניתוח שתואר לעיל הוא הניתוח הבסיסי המקובל. ישנם מקיף. רבים שהנתונים הקיימים בחחנות מסוימות אינם מספיקים לשם ביצוע ניתוח מעין זה. במקרים אלה מומלץ:

(א) להשתית את הניתוח על בסיס אזורי - ראה סעיף

2.7.4.

(ב) להשתמש בשיטה המבוססת על העוטפת של יחסי

עובי-משך - ראה סעיף 2.7.5.

(2) בכל מקרה, ככל שהתקופה, שעבורה קיימים נתונים,

תהיה ארוכה יותר - החישובים הסטטיסטיים יהיו

משמעותיים יותר.

(3) נוסחה מקובלת (אמפירית) המבטאת היחסים הנ"ל היא:

$$(I_T)_m = \frac{K_0 R^m}{(T + C_I)^n} \quad (2.11) \dots$$

נוסחה זו דומה בצורתה לנוסחה (2.10), אלא שבה

תקופת החזרה (R) נלקחת בחשבון. ברור, שלכל תחנה

יש מספר פרמטרים. לאור האמור בסעיף 2.7.4 -

נוסחה זו מיותרת.

2.7.4 תיאור לא מימדי חד-פרמטרי של הגשם הנקודתי האזורי

אם כי עובי הגשם משתנה ממקום למקום (מנקודה לנקודה)

הרי פירוסו, דהיינו: יחסי עובי-משך-תקופת חזרה, משתנה

מאזור לאזור. נמצא (דלינסקי, 1970) שניתן לתאר את

פירוס הגשם הנקודתי באזור מטאורולוגי אחיד עד למשך של

יממה (24 שעות) - באמצעות פונקציה לא מימדית חד-פרמטרית

כלהלן: $\sigma_R = (\tau_R)^n \quad (2.12) \dots$

כאשר:

σ_R = העובי היחסי של הגשם; דהיינו: עובי הגשם המתאים

למשך T ולתקופת חזרה (R) כלשהי, $(D_T)_R$, מחולק

בעובי גשם שעתו המתאים לאותה תקופת חזרה $(D_0)_R$

τ_R = המשך היחסי - יחסית למשך של שעה אחת.

n = מקדם חזקתי המייצג את סוג הפירוס.

בטבלה להלן - מפורטים ערכי הפונקציה הנ"ל עבור ערכי n

שונים, שנמצאו שימושיים בארה"ב ובישראל.

טבלה 3: ערכי עובי גשם יחסי (δ_R) באחוזים עבור משכי זמן יחסיים (τ_R) ופירוסיים שונים (מבוסס על נוסחה 2.12).

τ_R	n	24.0	12.0	6.0	2.0	1.0	0.50	0.25
$\frac{1}{2}$		490	350	245	141	100	70	50
$\frac{1}{3}$		290	230	182	126	100	80	63
$\frac{1}{4}$		220	185	155	119	100	84	70
$\frac{1}{5}$		188	159	143	115	100	87	76

הערות והנחיות:

(1) בכל המקרים שנוחתו נמצא ש- n היה קטן או שווה ל- $\frac{1}{2}$ (ראה טבלה 3). כאשר התוספות בעובי הגשם לפרקי זמן ממושכים (יותר משעה) היו משמעותיות - היה $\frac{1}{2} \rightarrow n$, ככל שמשקל הגשמים קצרי המשך היה רב יותר ואילו הגשמים הממושכים היו בלתי משמעותיים - היתה החזקה n קטנה יותר.

(2) הנוסחה הנ"ל לא נמצאה מתאימה לתאור גשמים קצרי משך (עד לשעה אחת), כאשר נמצא, שבדרך כלל, העוצמות קצרות המשך הינן בעלות פירוס זהה, פחות או יותר, מבחינת יחסי עובי - משך יחסיים - ראה טבלה 4.

טבלה 4: חלות (δ_R) ב- (τ_R) עבור משכי זמן קצרים.

T_r (בדקות)	5	15	30	60	(120)
τ_R	0.0835	0.25	0.50	1.0	(2.0)
δ_R עבור $n = \frac{1}{3}$	0.44	0.64	0.80	1.0	(1.26)
δ_R עבור $n = \frac{1}{2}$	0.29	0.50	0.71	1.0	(1.41)
מומלץ לישראל	0.40	0.60	0.80	1.0	(1.3)

(3) השימוש בנוסחה הנ"ל והאפשרות לתאר יחסי עובי-משך-תקופת חזרה באמצעות פרמטר אחד אפשרי - היות ונמצא כי למטרות מעשיות (תכנון) ניתן להשתמש במקדמי תקופות חזרה, התואמים בקירוב את הפילוג הלוג נורמלי (עייין בקונטרס מס' 3, סעיף 3.8.3) - ראה טבלה השוואתית 5.

טבלה 5: מקדמי תקופת חזרה (g_R) של עובי גשם -
השוואתיים ומומלצים למטרות תכנון - באחוזים.

$R =$ תקופת החזרה בשנים					
100	20	10	5	2	
150-200	120-125	100	75-85	55-65	ערכי g_R מטבלה מס' 1
160	120	100	85	60	ערכי g_R מומלצים לישראל
150	125	100	85	64	ערכי g_R מומלצים לארה"ב (*)
170	120	100	80	50	g_R לפי נייר Gumble
150	115	100	85	60	
170	123	100	80	50	g_R לפי פירוס לוג-נורמלי
160	118	100	83	57	

הערות: א' ו-ב' הם פירוסיים אפשריים בכל מקרה, המשקפים את הנתונים של התחנות השונות.

(*) לפי Design of Small Dam's - ראה רשימה
ביבליוגרפיה

שימוש במקדמי תקופת חזרה מומחש בדוגמה 2.15 Davis (1960)
טוען כי שימוש במקדמי תקופת חזרה עבור התחנות השונות
בארה"ב עלול לגרום לאי דיוקים בשעור של עד $\pm 10\%$
(אי דיוק סביר בהחלט למטרות הנדסיות).

(4) את החזקה n ניתן לחשב על פי החישובים הסטטיסטיים - כפי
שצויין בסעיף 2.3.3, על פי העוספת (ראה סעיף 2.7.5), או -
לאמצע על סמך ניתוח נתונים בתחנה אחת, שעבורה קיימים
נתונים מרובים והיא נמצאת באותו אזור מטאורולוגי.

(5) חישוב גשם תכן (עובי גשם בעל משך ותקופת חזרה מסויימים הדרוש לצרכי תכנון) ייעשה על פי נוסחה (2.12) (או טבלות 3 ו-4), מקדמי תקופת החזרה שבטבלה 5, ומפת גשמי ייחוס - מפת עוביי הגשם עבור משך נתון (1 שעה או 6 שעות) ותקופת חזרה מסויימת (10 או 5 שנים). ראה דוגמה 2.16, עמוד 58.

2.7.5 תיאור הגשם הנקודתי בשיטת העוטפת

א. העוטפת של יחסי עובי משך -

העוטפת של יחסי עובי-משך (או עוצמה משך) הוא עקום רצוף המתאר את הערכים המכסימליים של עובי הגשם במשכי זמן שונים על סמך ערכים מדודים קיימים. עקום זה מייצג את השפעת משטר הגשמים על עוביי הגשם המכסימליים. ניתן להכינו על סמך נתונים ממספר קטן יחסית של שנות מדידה. אופן הכנת העקום:

- (1) מרכזים את הגשמים בעלי העוצמות הגדולות - לפי הקיטריון שתואר בסעיף 2.7.1 - עבור התחנה הנבדקת.
 - (2) מסרטטים את הערכים המכסימליים, שנמדדו בכל שנה במשכי הזמן השונים, על גבי נייר מילימטרי או לוג-לוג.
 - (3) מעבירים עקום עוטף לנקודות שסורטטו (על גבי נייר לוג-לוג יהיה זה בדרך כלל, בקירוב, קו ישר או שני קווים ישרים - כפי שהוסבר בסעיף 2.7.2, ג').
- יש לציין, שהעקום אינו חייב לעבור דרך כלל הנקודות - הוא יכול לעבור גם מעליהן, בהתאם למקרה. ברור, שהעקום מהווה תאור מקורב של התלות הנ"ל; אך תיאור זה מספק מבחינת הדיוק והצרכים ההנדסיים.
- אופן הכנת העקום מומחש בדוגמה 2.14, בתוספת הערות והבהרות.

ב. תלות עובי-משך-תקופת חזרה

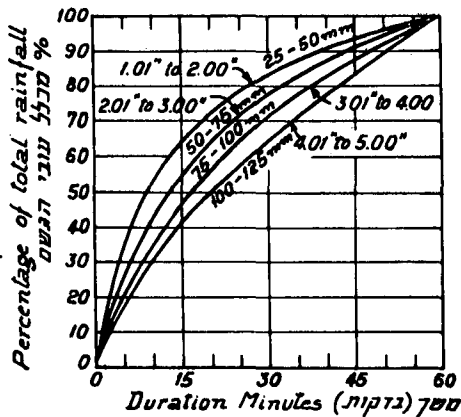
הערכים המיוצגים ע"י העוטפת הנ"ל מתייחסים לתקופת חזרה R_o המתאימה בקירוב למספר שנות המדידה של הנתונים, שמשו להכנת העוטפת, להוציא מקרים חריגים - כאשר ניתן לקבוע שתקופת החזרה של הערכים הקיצוניים היתה גדולה יותר (אם ע"י השוואה לנתוני תחנות אחרות - שעבורן ישנם נתונים מתקופת מדידות גשם ארוכה יותר, ואם ע"י תחקירים במקום על אודות השפונות ו/או הגשמים). לפיכך, ניתן לחשב את יחסי העובי-משך-תקופת חזרה על סמך מקדמי תקופת חזרה כפי שתוארו בסעיף 2.7.4(3), ובטבלה 5, וכפי שמומחש בדוגמה 2.15.

ג. עוטפת יחסי עובי-משך אזוריים -

ראה סעיף 2.10.3 ודוגמאות 2.21 ו-2.22.

2.7.6 יחסי עובי-משך בסופות קצרות משך

יחסי עובי-משך עבור גשמי סופות רעמים עזות בארה"ב נחקרו ע"י השרות המטאורולוגי שם. על סמך מחקר זה הוכנו עקומים המייצגים את פירוס העובי היחסי של הגשם (יחסית לעובי הגשם השעתי מהסופה) בתלות במשך, עבור גשמים בעוביים של 25 מ"מ עד ל-125 מ"מ במשך שעה אחת - ראה ציור 15.



ציור 15: עקומים אופייניים של פירוס עובי הגשם היחסי מסופות רעמים שמשכן שעה אחת.

מהעקומים המתוארים בציור 15 משתמע כי - מרבית הגשם הסופתי יורד תוך 30 דקות (כ-65% עד 80% מהגשם השעתי) וכמחציתו יורד תוך 15 דקות (כ-40% עד 60%). הגשמים קצרי המשך במקומות שונים בארץ דומים באופיים - להוציא מקרים קיצוניים של שבר ענן (פרץ ענן). הערכים השונים

שחושבו - מתאימים לתאור באמצעות הנוסחה הלא-מימדית (2.12) תוך שימוש במקדמים חזקתיים $n = \frac{1}{2}$ עד $\frac{1}{3}$, בדיוק של $\pm 10\%$, הערכים המתאימים שחושבו על סמך הנוסחה

הלא-מימדית והערכים המומלצים לישראל -

מפורטים בטבלה 4, שבסעיף 2.7.4. הערכים המומלצים הם מעין "ממוצע גבוה", והם מתאימים אף לתיאור פירוס עובי הגשם בעת שברי-ענן (פרץ ענן) - שהן תופעות שכיחות בערבה ובבקעת הירדן ולא שכיחות בשאר חלקי הארץ.

דיון נוסף בנושא זה - ראה סעיפים 2.9.4 ב' ו-2.9.5 (וציור 30).

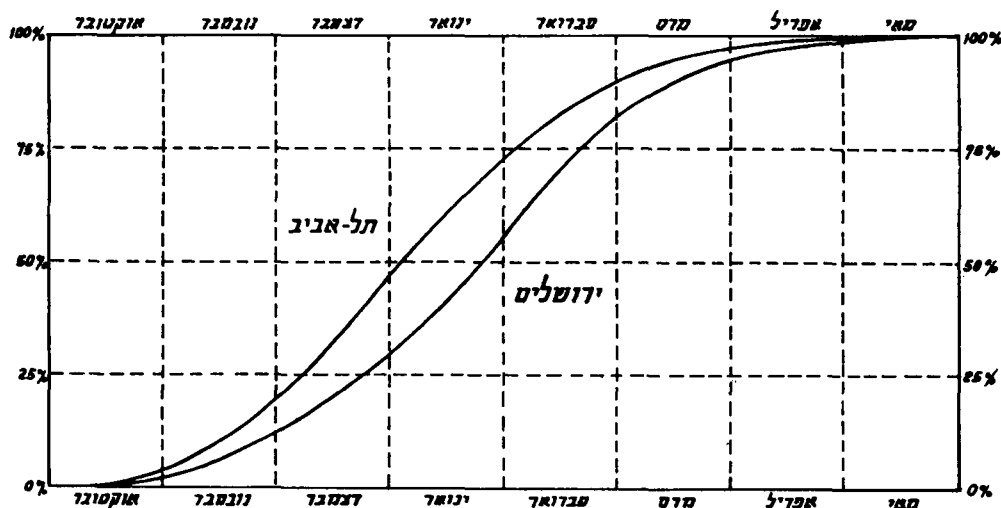
2.7.7 פירוס הגשם החודשי והיומי כאופיין משטר הגשמים

א. פירוס הגשם החודשי -

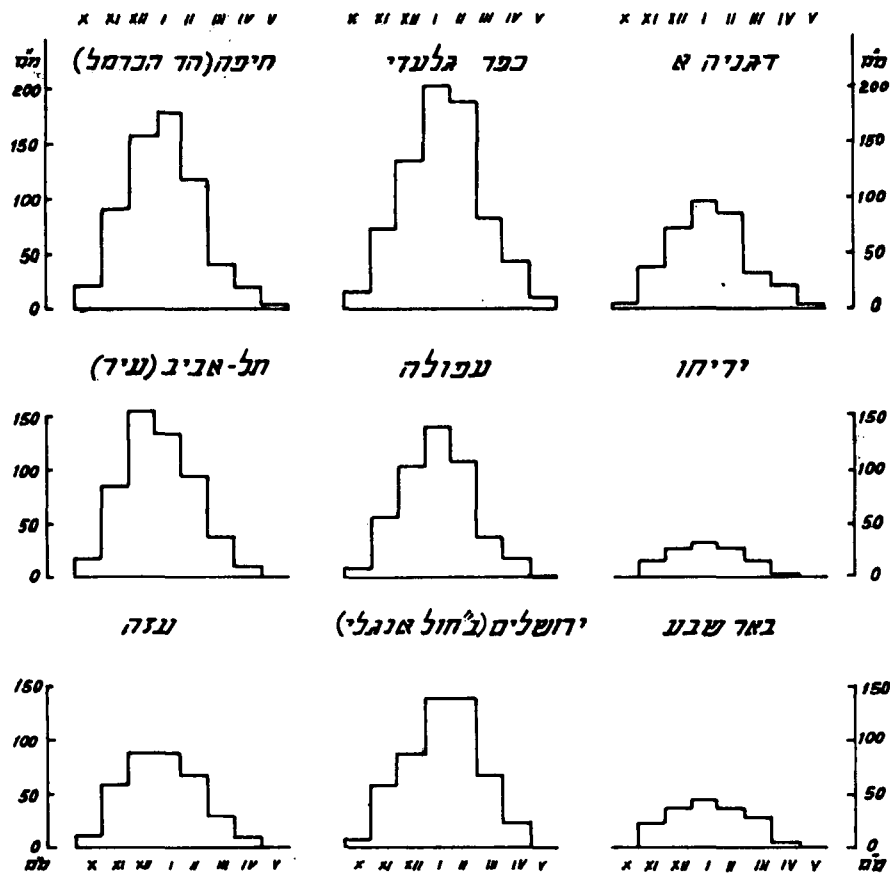
פירוס הגשם הנקודתי החודשי הממוצע מאפשר קביעת עונה, או עונות, הגשמים ולעומתם עונות היובש. השוואה בין הפירוסים מאפשרת הבחנה באם הגורמים לגשם בתחנות השונות הינם זהים. העובי החודשי עשוי להצביע גם על סדר הגודל של עובי הגשם הסופתי הצפוי בתדירות לא גדולה - המספקת בדרך כלל את מהנדסי הניקוז. למשל: עובי הגשם היומי בתקופת חזרה של 10 שנים עלול להגיע עד לסדר גודל של מחצית ועד לכלל עובי הגשם החודשי הממוצע.

בציורים 17 ו-18 מודגם פירוס עובי הגשם החודשי הממוצע במקומות שונים בישראל. לצרכים השוואתיים ניתן להשתמש בתאור העובי היחסי של הגשם החודשי הממוצע (יחסית לעובי הגשם השנתי הממוצע) - כמתואר בציור 16.

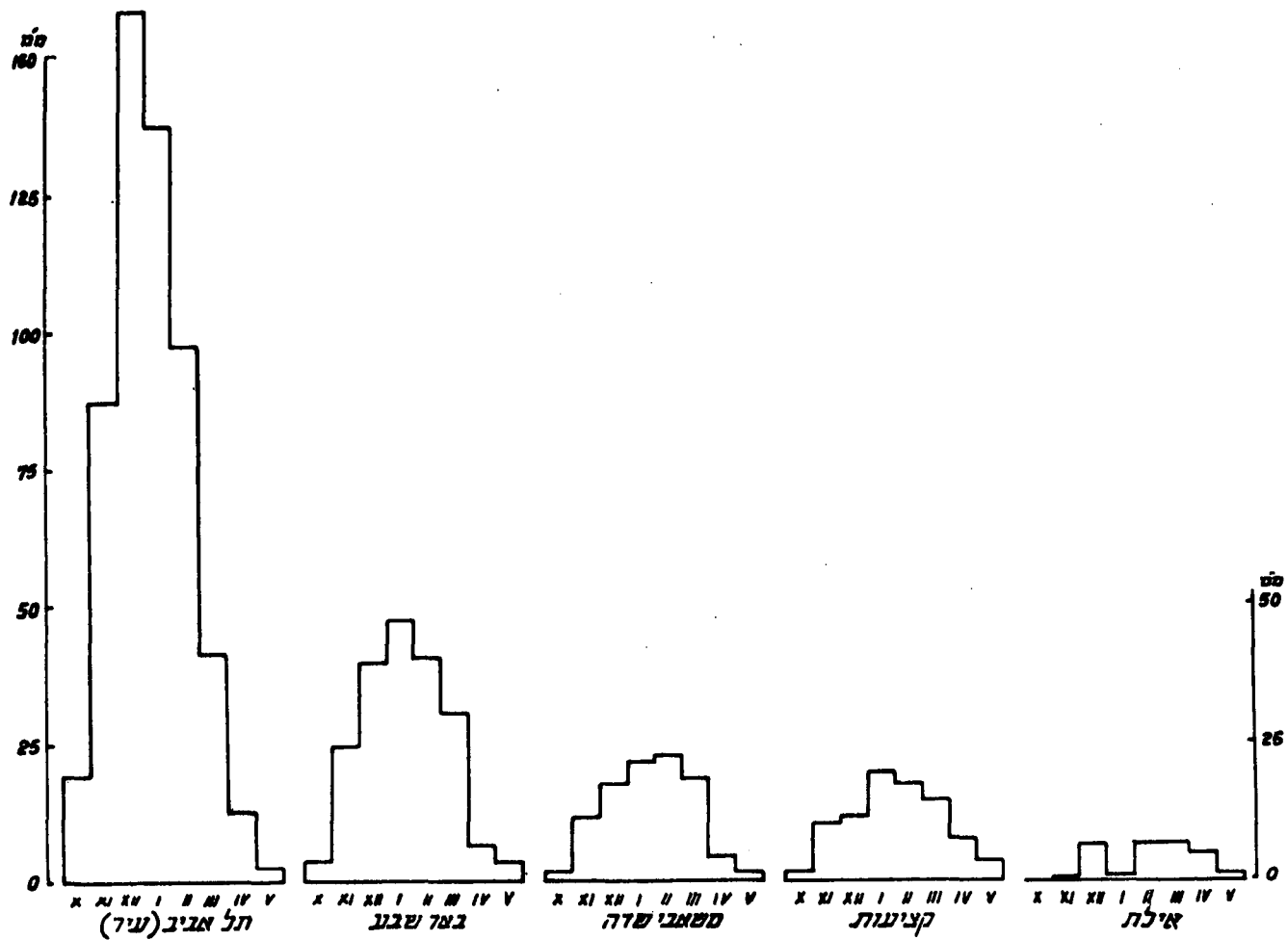
יש לציין, שניתן לאמוד את עובי הגשם החודשי הממוצע על סמך מספר קטן יחסית של שנות תצפיות גשם.



ציור 16: פירוס עובי הגשם החודשי-היחסי-הממוצע המצטבר בתל-אביב וירושלים - ממוצעים לתקופה 1921-1950 (לפי י. כצנלסון 1968/9).

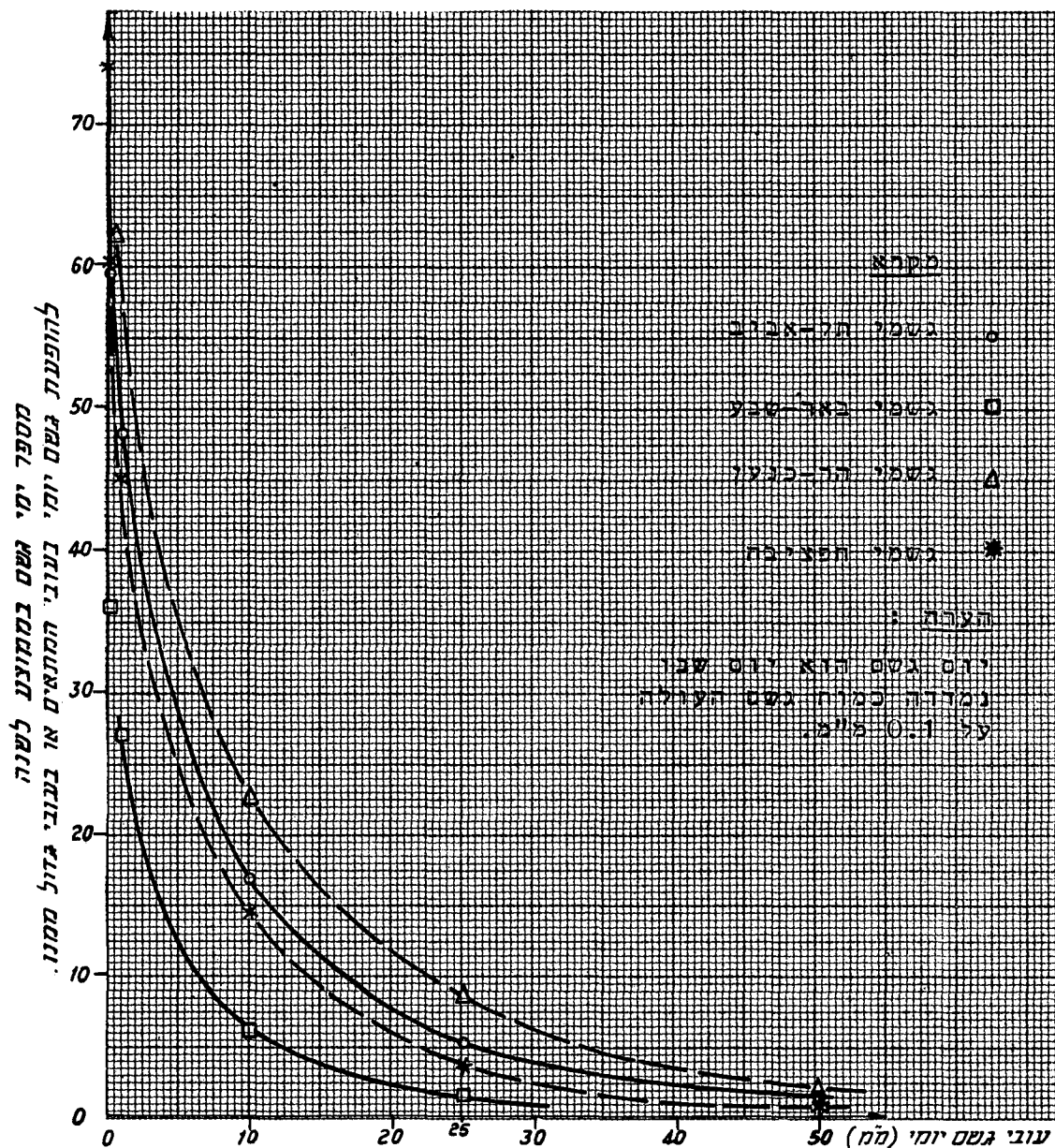


ציור 17: פירוס עובי הגשם החודשי הממוצע בתחנות שונות בישראל כממוצעים לחקופה 1921-1950 (לפי י. כצנלסון 1968/9)



ציור 18: פירוס עובי הגשם החודשי הממוצע בתחנות הנגב בהשוואה לתל-אביב כממוצעים לחקופה 1950-1921 (לפי י. כצנלסון 1968/9).

פירוס הגשם הנקודתי היומי, מבחינת שכיחות הגשמים בעלי עובי מסויים, או עובי מסויים או גדול יותר, מהווים מעין אופיין של משטר הגשמים בתחנת המדידה. השוואת פירוסי אלה בין תחנות שונות מאפשרת לקבוע אם אופי הסופות הגורמות לגשמים ועוצמותיהן הינן אותן, או שהן בעלות אופי ותכונות שונות. הפירוס הנ"ל ניתן להכנה על סמך נתונים ממספר קטן יחסית של שנות תצפיות גשם. בציור 19 מודגמים פירוסי בתחנות שונות בישראל - לכולם צורת היפרבולה. בדוגמה 2.18 מוסבר אופן החישוב ומומחשת חשיבות הגשמים האקראיים בעלי העובי היומי הגדול יחסית מבחינת תרומתם לכמות השנתית הממוצעת. פירוס הגשם היומי מאפשר הכרת מהות הגשמים בתחנה הנבדקת ומשמעותם של גשמים לא-שכיחים. חשיבות רבה נודעת למידע המתקבל מבחינת תכנון ההקלאי.

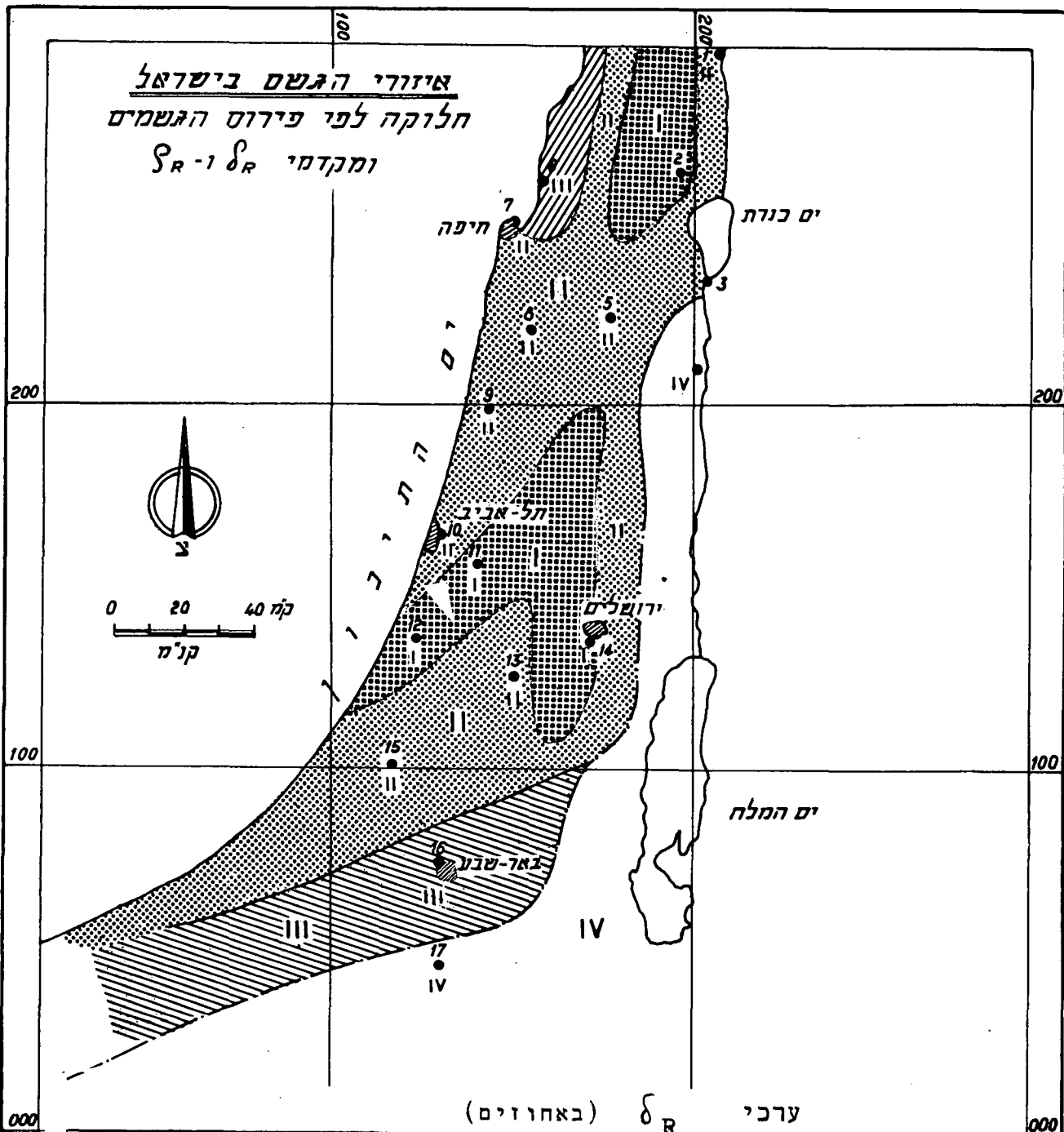


ציור 19: דוגמאות לפירוס עובי הגשם היומי בתחנות שונות בישראל.

2.7.8 יחסי עובי-משך-תקופת חזרה בישראל

תאור הגשמים בישראל וטיפול ביחסי עובי-משך-תקופת חזרה שלהם נדונו בפרוט ע"י י. כצנלסון (1955, 1967 ו-9/1968), צ. שייך ו-נ. בורס (1970) ו-י. דלינסקי (1970). ניתן לאמוד את הגשם הצפוי למטרות תכנון, עבור משכי זמן שונים ותקופות חזרה שונות, על סמך ציורים 20 ו-21. י. דלינסקי (1970) חילק את ישראל לאזורי גשם - מבחינת המקדם החזקתי של הנוסחה הלא-מימדית (2.12) - ראה ציור 20, כך שנתוני הגשם השעתי לתקופות חזרה של 10 שנים (ראה ציור 21) מאפשרים חישוב גשם התכן המבוקש תוך שימוש במקדמי העובי היחסי ומקדמי תקופת החזרה - המפורטים בציור 20. גשמי ארוכי משך מיוצגים בציור 22 (גשמים במשך 6 שעות לתקופת חזרה של 10 שנים). דוגמת חישוב בשיטה זו - ראה דוגמה 2.16.

איזורי הגשם בישראל
חלוקה לפי פירוס הגשמים
ומקדמי δ_R ו- ρ_R



ערכי δ_R (באחוזים)

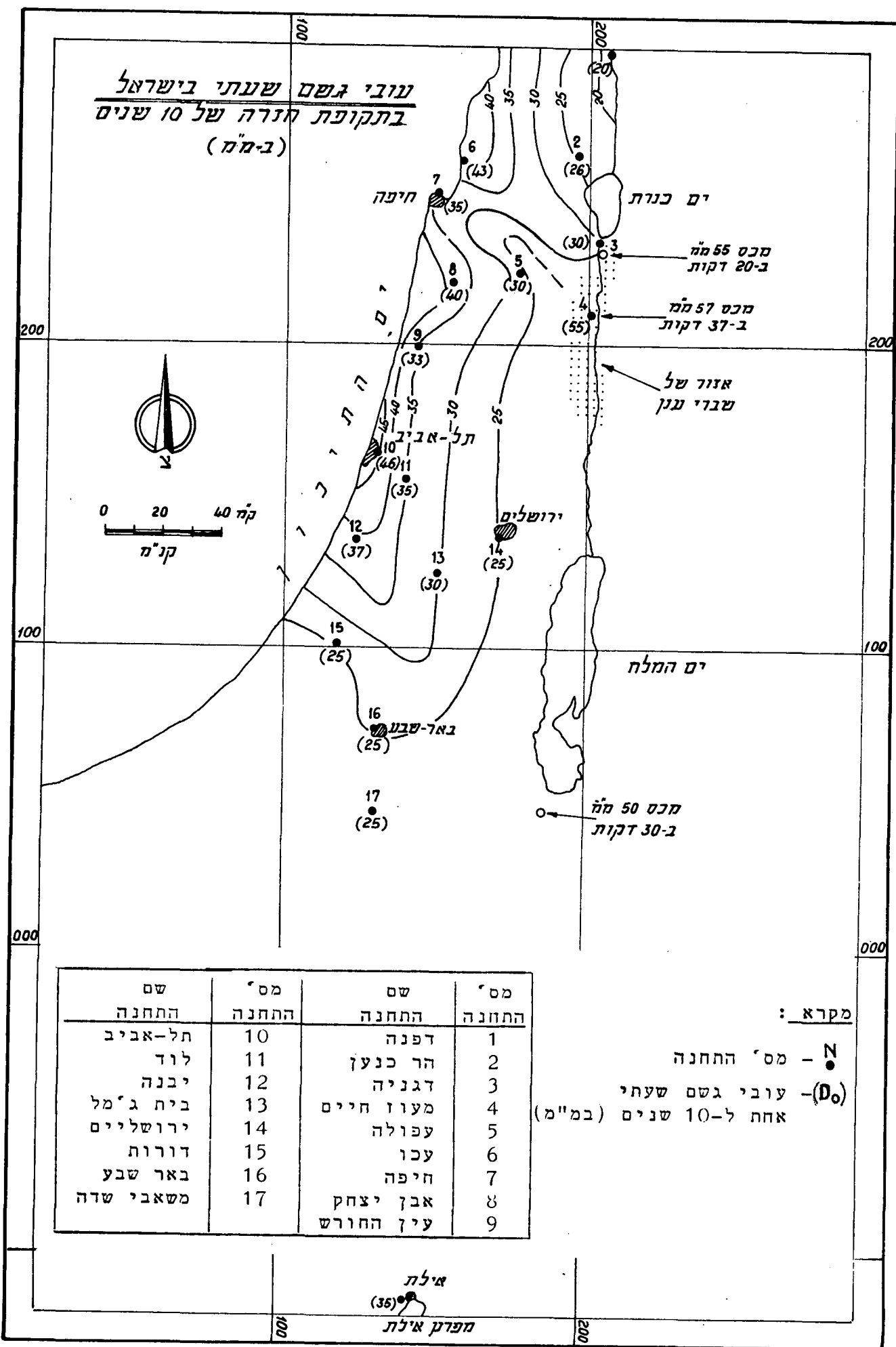
המקדם החזקתי בנוסחה הלא מימדית n	שעות			דקות					T_R	
	24	12	6	120	60	30	15	5		
1/2	380	350	250	130	100	80	60	40	I	פירוס הגשמים
1/3	290	230	180	130	100	80	60	40	II	
1/4	220	190	160	130	100	80	60	40	III	
	160	140	130	120	100	80	60	40	IV	

ערכי ρ_R (מקדם תקופת החזרה)

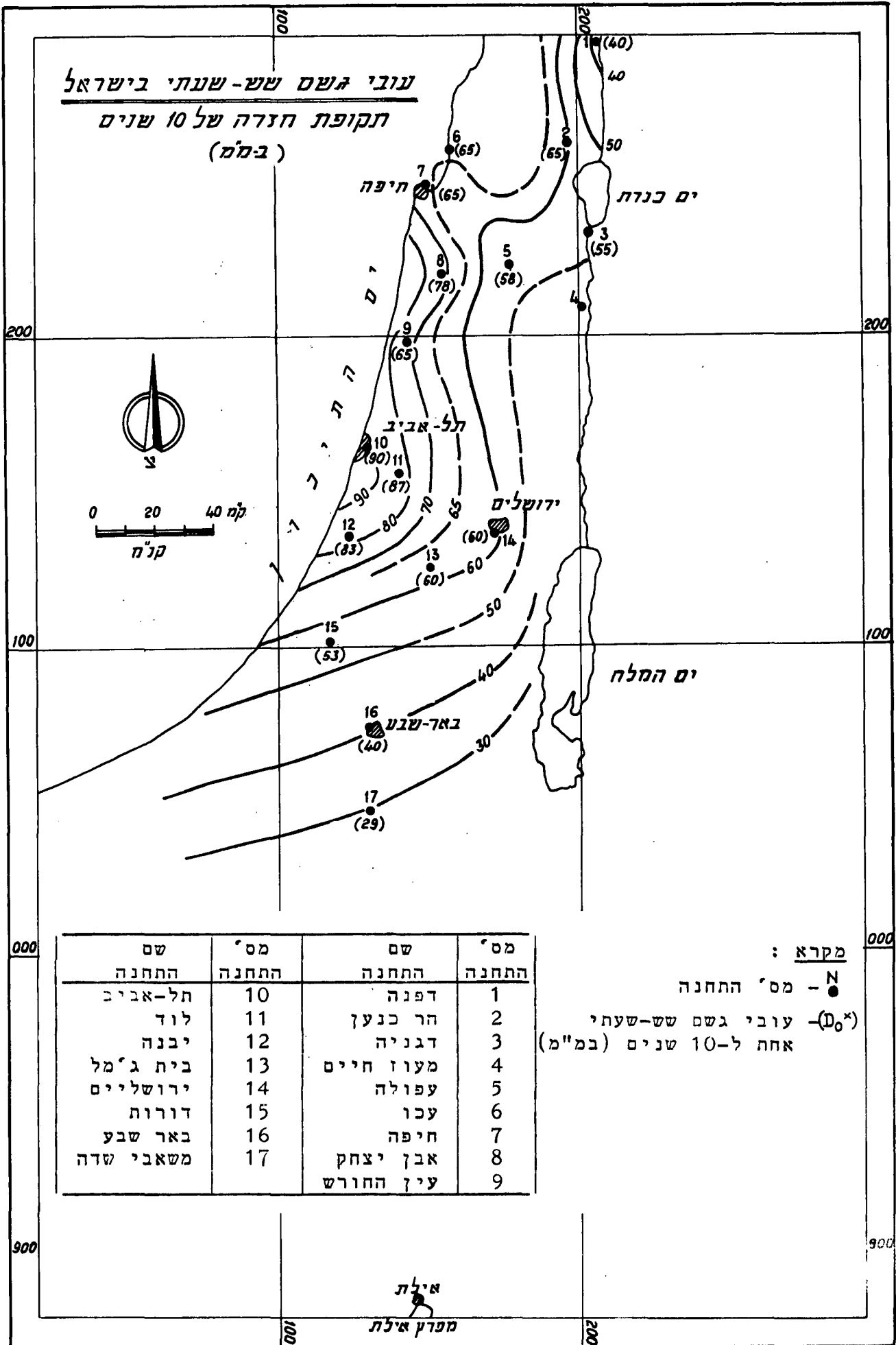
100	50	20	10	5	2	R (בשנים)	
160	145	120	100	85	60	ρ_R (ב-%)	

אילת
מכרם אילת

עובי גשם שעתו בישראל
בתקופת חזרה של 10 שנים
(ב-מ"מ)



עובי גשם שש-שעתי בישראל
תקופת חזרה של 10 שנים
(ב"מ)



שם התחנה	מס' התחנה	שם התחנה	מס' התחנה
תל-אביב	10	דפנה	1
לוד	11	הר כנען	2
יבנה	12	דגניה	3
בית ג'מל	13	מעוז חיים	4
ירושלים	14	עפולה	5
דורות	15	עכו	6
באר שבע	16	חיפה	7
משאבי שדה	17	אבן יצחק	8
		עין החורש	9

מקרא :

● - מס' התחנה

(D_0^*) - עובי גשם שש-שעתי
 אחת ל-10 שנים (ב"מ)

2.8 מיצוע גשמים על פני שטח (Averaging of Areal Rainfall)

2.8.1 כללי

הגשם הוא תהליך דינמי המשתנה עם המקום ועם הזמן כאחד. בדרך כלל נעה הסופה (הגורמת לגשמים) על פני השטח; וכתוצאה מכך מקבלים בכל רגע עוצמות גשם שונות בנקודות שונות והכמויות המצטברות בתחנות השונות בפרק זמן נתון תהיינה שונות. במקרים רבים הגשם אינו יורד על אזור גדול בעת ובעונה אחת, אלא עובר אותו תוך פרק זמן מסויים. אם האזור גדול מאד, או שהסופה הינה בעלת מימדים קטנים יחסית לאזור הנדון, הגשם ירד רק על חלק מאזור זה. בחישובים הידרולוגיים מעוניינים בדרך כלל בעובי (או בעוצמות) הגשם הממוצע על פני שטח נתון במשך פרק זמן מסויים (שעה אחת, 6 שעות, יממה, שנה וכו'). השטח הינו בדרך כלל, שטח תחום התנקזות או שטח תת-תחום התנקזות (ראה נספח א' בקונטרס 5). מכאן ברור, שככל שהשטח יהיה גדול יותר הסופה תחלוף על פניו במשך זמן רב יותר ועל כן העוצמה הממוצעת על פני השטח כולו תהיה קטנה יותר. בפירוס אופיני של הגשם הסופתי על פני שטח נרחב אנו מבחינים באזור מצומצם יחסית שבו - עובי הגשם גדולים (מכסימליים עבור הסופה הנתונה) - אזור זה נקרא: לב הסופה. ככל שמתרחקים מלב הסופה - עובי הגשם הסופתי (והעוצמות בהתאם) קטן עד שהוא מתאפס; כלומר: בשולי הסופה עובי הגשם הסופתי הינם קטנים. כפי שצויין בסעיף 2.1 - הגשם הנקודתי מאפיין את הגשם היורד על פני שטח של 10 עד 20 קמ"ר, מסביב לתחנת המדידה; אי-לכך, כאשר מבוקש עובי הגשם הממוצע על פני שטח גדול יותר - יש לחשוב. להלן, בסעיפים הבאים, יפורטו השיטות השונות לחישוב העובי הממוצע של הגשם על פני שטח נתון, או כפי שמקובל להגדיר זאת - יחסי עובי-שטח (depth-area relations) עבור משכי זמן אחידים.

2.8.2 השיטות העקריות למיצוע

בסעיף זה הננו מתייחסים למיצוע גשמים סופתיים, אם כי ניתן להשתמש בשיטות שיוסברו עבור כל משך רצוי, כל עוד הנתונים יהיו סימולטניים (בו-זמניים) במשך זה למשל: עבור גשמים חודשיים או עבור גשמים שנתיים. כמו-כן, מיצוע הגשם מבוצע עבור תחום התנקזות נתון.

א. הממוצע האריתמטי (The Arithmetic Average)

כאשר קיימות תחנות צפופות המודדות גשם (ראה סעיף 2.8.3) ופירוסן על פני השטח אחיד פחות או יותר - ניתן להשתמש בממוצע האריתמטי של עוביי הגשם הסופתי (או עבור המשך הרצוי) בתחנות השונות הנמצאות בגבולות שטח תחום ההתנקזות - כמייצג נאמן של עובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות כולו.

$$\bar{D}_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n D_i \quad \text{כלומר:} \quad (2.13) \dots$$

כאשר:

$$\bar{D}_a = \text{עובי הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות (השטח הנתון)}$$

$$D_i = \text{עובי הגשם הנקודתי בתחנה } i$$

$$n = \text{מספר התחנות.}$$

שיטה זו (שיטת הממוצע האריתמטי) אינה מומלצת כאשר: השטח אינו הומוגני מבחינה טופוגרפית, או שההבדלים בין עוביי הגשם בתחנות השונות הינו גדול יחסית; מספר התחנות הנמצאות בתחום ההתנקזות מועט, או שאין התחנות מפורסות באופן אחיד פחות או יותר; יש בקרבת תחום ההתנקזות, אך מחוצה לו, תחנות - שנתוני הגשם בהן שונים מאלה של התחנות שבתוך תחום ההתנקזות (כלומר: שהן מורות על כך, שבחלקים מתחום ההתנקזות עובי הגשם שונה מזה שנמדד בתחנות שבתוכו). במקרים אלה משתמשים באחת משתי השיטות הבאות.

ב. שיטת תיסן (Thiessen Method)

שיטת תיסן, הידועה גם בשם - שיטת מצולעי תיסן - מבוססת על ההנחה - שעובי הגשם הנמדד בתחנה מסויימת יכול לייצג את העובי היורד עד למחצית הדרך לכל תחנה סמוכה בכל כיוון שהוא, בין שהיא בתוך תחום ההתנקזות ובין שהיא מחוצה לו.

מהלך החישוב (ראה דוגמה 2.19)

- (1) מסמנים את התחנות, הפועלות בתחום ההתנקזות הנתון ובסביבתו, על גבי מפה בקנ"מ רצוי, ומספרים אותן.
- (2) מחברים את התחנות הסמוכות ביותר ביניהן בקווים ישרים, באופן שמתקבלת רשת של משולשים.
- (3) מעבירים אנכים אמצעיים לצלעות המשולשים (יש לזכור - שהאנכים האמצעיים במשולש נפגשים בנקודה אחת בתוך המשולש או מחוצה לו).
- (4) האנכים האמצעיים (חלקם) יוצרים סביב כל תחנה מצולע, או חלק ממצולע. מחזקים את צלעות המצולעים הנ"ל.
- (5) השטחים המוגבלים על ידי המצולעים, או ע"י מצולעים (או חלק מהם) וגבולות תחום ההתנקזות - הינם שטחי ההשפעה של התחנות השונות. יש למדוד שטחים אלה באמצעות פלנימטר, או נייר מילמטרי, ולחשב את גודלם בהתחשב בקנ"מ המפה. (מומלץ לצבוע כל שטח בצבע אחר בעת מדידתו, כדי למנוע טעויות).

- (6) מחשבים את עובי הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות

(D_a), כממוצע משוקלל, על פי הנוסחה הבאה:

$$(2.14) \dots \bar{D}_a = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n (a_i D_i)$$

כאשר:

$$\begin{aligned} a_i &= \text{שטח ההשפעה של תחנה } i \\ A &= \text{שטח תחום ההתנקזות} \\ A &= \sum_{i=1}^n a_i \\ D_i &= \text{עובי הגשם בתחנה } i \end{aligned}$$

$$\bar{D}_a = \text{עובי הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות.}$$

ניתן לכתוב את נוסחה (2.14) גם באופן הבא:

$$(2.15) \dots \bar{D}_a = \sum_{i=1}^n (W_i D_i)$$

$$(2.16) \dots W_i = \frac{a_i}{A} \quad \text{כאשר:}$$

הערך: W נקרא משקל התחנה והוא שווה ליחס שבין שטח ההשפעה של התחנה (a_i) לבין שטח תחום ההתנקזות כולו. מאחר ושטחי ההשפעה הינם גודלים גיאומטריים, שאינם תלויים בתכונות הסופה, ברור - כי המשקלים של התחנות השונות בתחום ההתנקזות יהיו קבועים כל עוד לא חל שינוי במספר התחנות או במיקומן (כל עוד המיצוע בשיטת תיסן נעשה על סמך אותן תחנות). היתרון של שיטת תיסן הוא בכך - שהמשקלים של התחנות השונות הינו קבוע ולכן יש לחשבם פעם אחת וניתן להשתמש בהם למיצוע גשמים ממספר רב של סופות, או בחישוב העובי הממוצע במשכי זמן שונים. חסרונות השימוש בשיטת תיסן הם:

- אי התחשבות בהשפעות אורוגרפיות (ראה סעיף 2.1).
- אי התחשבות באופי הסופה (ראה שיטת האיזוהייטות להלן).

- החישוב באמצעות שיטה זו הופך להיות "מכני" ומתרכז בחישוב יחסים גיאומטריים וחשובים אריתמטיים, לכן - אין השיטה מאפשרת הכרת והמחשת מהות ואופי הסופה. למשל: אם סופה גורמת לגשמים בעוצמות גבוהות מאד בחלק מתחום ההתנקזות בלבד, ועקב כך עלולות להגרם זרימות ניכרות בתת-תחום התנקזות מסויים; על פי שיטת תיסן עלול להתקבל ערך מחמטי ממוצע לא גדול יחסית (ויתכן שאף קטן) - אשר ייצג סופה זו באופן לקוי, באשר הזרימות למעשה עלולות להיות שונות מאלו הצפויות מהגשם הממוצע המתקבל בחישוב הנ"ל.

עיוותים בולטים יתקבלו אם יהיו קשיים בפיוור רצוי ומתוכנן של התחנות בתחום ההתנקזות ובסביבתו - למשל: עקב קשיי תקציב, אי מציאת צופים מתאימים באזורים מסויימים וכו'. ע"י כך ניתן משקל מוגזם לתחנות מסוימות באופן מקרי.

ג. שיטת האיזוהייטות (Isohyetal Method)

שיטה זו מושתתת על השימוש במפה שבה מועברים קווים שווי עובי גשם (איזוהייטות), על סמך נתונים מהתחנות שבתוך תחום ההתנקזות ומחוצה לו. מפת האיזוהייטות מאפשרת תאור מהימן ביותר (עד כמה שניתן על סמך המידע הקיים) של פירוס עובי הגשם על פני השטח מהסופה הנתונה. העברת האיזוהייטות נעשית על סמך אינטרפולציה לינארית, אך גם תוך התאמת הקווים שווי העובי לתכונות הפיסיקליות של הסופה (לב הסופה ושוליה). בעת העברת האיזוהייטות ניתן להתחשב בהשפעות אורוגרפיות - המחייבות לעתים לסטייה מעקרון האינטרפולציה הלינארית (כאשר תחנות מדידת הגשם אינן צפופות באזורים אלה).

יש להדגיש, שאיזוהייטות כמוהן כקווים שווי רום במפה טופוגרפית, שאינם חותכים זה את זה.

מהלך החישוב (ראה דוגמה 2.19)

- (1) מסמנים את התחנות השונות, הפועלות בתחום ההתנקזות הנתון ובסביבתו, על גבי מפה בקנ"מ רצוי (בהתאם לגודל השטח ולצפיפות התחנות) ומספרים אותן. לצרכי חישוב ניתן להשתמש במפה סכימתית, אך לשם הכרת השטח מומלץ לסרטט התחנות גם על גבי מפה טופוגרפית.
- (2) רושמים את עובי הגשם הנתונים בתחנות השונות.
- (3) מעבירים קווים שווי עובי גשם (איזוהייטות) על סמך העקרונות שצויינו לעיל. האיזוהייטות יסורטטו ביד חופשית, כאשר הרווח בין איזוהייטות עוקבות יהיה 10 מ"מ (60, 70, 80 מ"מ וכו'), או לעתים כל 5 מ"מ (60, 65, 70, 75 מ"מ וכו'). המרווחים יבחרו כך - שיתארו באופן הטוב ביותר את הסופה (אם קווי הביניים, של 5 מ"מ, יהיו מקבילים לחלוטין לקווים של עשרות המ"מ הריהם מיותרים). מומלץ לאתר את לב הסופה, ולהתחיל בהעברת הקווים סביב לב הסופה - בד"כ, קווים אלה יהיו מעגלים קוצנטריים או אליפסות קוצנטריות. האיזוהייטות יתיחסו לערכים שלמים של עשרות מ"מ או מ"מ וחצי ביניים של חמישיות מ"מ כאמור לעיל; רק לצורך השלמות של גבולות עליונים (לב הסופה) ותחתונים (קצוות הסופה) ניתן להעביר איזוהייטות בערכים לא "שלמים" כאמור.

(4) מודדים את השטחים הנמצאים בין כל שתי איזוהייטות עוקבות (סמוכות) והנמצאים בתוך גבולות תחום ההתנקזות (A_i).

(5) מחשבים את עובי הגשם הממוצע (\bar{D}_a) לפי הנוסחה הבאה:

$$\bar{D}_a = \frac{1}{A} \sum (A_j \times D_j) \quad (2.17)$$

כאשר:

A_j = השטח בין שתי איזוהייטות סמוכות

D_j = עובי הגשם הממוצע בין שתי איזוהייטות

סמוכות (ממוצע אריתמטי).

A = שטח תחום ההתנקזות.

יש להעיר - כי, כאשר חישוב השטחים נעשה באמצעות

פלנימטר - נוח לחשב את כל השטח המוגבל ע"י כל

האיזוהייטה ולא את השטח המוגבל שבין שתי איזוהייטות

סמוכות ולהחסיר לאחר מכן את השטחים העוקבים כדי

לקבל את שטח המרווחים (בדומה לחישוב עקום קיבול-רום

של מאגרים על פי מפה טופוגרפית);

כמו-כן, ניתן לחשב את העובי הממוצע גם ללא חישוב שטח

המרווחים, על סמך השטחים המוגבלים ע"י כל איזוהייטה, -

בהתאם לנוסחת נפח כלשהי מתאימה.

יתרונות השיטה הם:

- השיטה מדויקת יותר מהאחרות.

- השיטה מאפשרת הכרה מירבית של מהות הגשם מכל סופה.

לנתוני התחנות המודדות גשמים יש לא רק משמעות גיאומטרית

או אריתמטית אלא גם משמעות פיסיקלית.

- ע"י סרטוט האיזוהייטות ניתן לאתר שגיאות מקריות

בנתונים (מאחר והפירוס המחקבל חייב להיות בעל

משמעות פיסיקלית).

חסכוניות השיטה הם רק ב"חוסר הנוחיות" שבה. היא מחייבת

עבודה רבה יותר מהאחרות - לכל סופה (או לכל משך) יש

לסרטט מפת איזוהייטות ולמדוד את השטחים מחדש, בהתאם

לאיזוהייטות. שיטה זו היא השיטה המומלצת כאשר רוצים

להכיר את תכונות הסופה ופירוסה על פני השטח, או כאשר

רוצים להכיר את הפירוס על פני השטח של הגשם החודשי,

או השנתי, או למשך זמן כלשהו.

2.8.3 מידת הדיוק של המיצוע

הדיוק של המיצוע באמצעות השיטות השונות יהיה תלוי: במספר התחנות המודדות גשם יחסית לגודל השטח, שצבורו נעשה המיצוע; באחידות פירוס התחנות הנ"ל; באחידות השטח ובצורתו; בכיוון תנועת הסופה; באופי הסופה (אם הסופה היא מקומית - קונוקסיבית או חזיתית); ובתקופה שעבורה נעשה המיצוע (יום, חודש, שנה וכו').

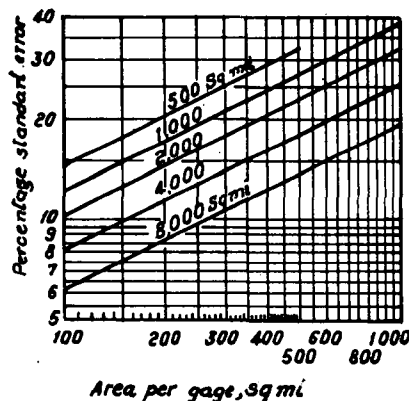
להלן בטבלה 6 מובא סיכום של הטעויות האפשריות במיצוע גשמים עבור שטחים בגודל שמ-1 עד 1000 קמ"ר - עבור גשם סופתי ועבור גשם מקומי, וצפיפות תחנות גשם של מ-1 על 1 קמ"ר ועד ל-1 על כל 500 קמ"ר (בממוצע); כאשר המיצוע נעשה עבור יממה, עבור 10 ימים, עבור חודש ועבור עונת הגשמים כולה.

מטבלה זו משתמע, כי עבור אותה צפיפות תחנות - ככל שהשטח גדול יותר הדיוק רב יותר; היות וישנן יותר תחנות הפזורות על פני השטח, כך שההשפעות היחסיות של השפה - (הגשמים בשולי זסופה) הינן קטנות יותר.

טבלה 6: הטעויות (באחוזים) במיצוע גשמים על פני שטח בתלות בצפיפות מדי הגשם, באופי הסופה, בגודל השטח ובאורך תקופת הגשם (המשך) -
לפי (1970) Toebes, C. & Ouryvaev, V.,

אורך תקופת הגשם (המשך) עבור נעשה המיצוע	צפיפות מדי הגשם (קמ"ר ל-1 מדי גשם)	עבור גשם חזיתי						עבור גשם מקומי (קונוקסיבי)					
		גודל השטח עבורו נעשה המיצוע (קמ"ר)						גודל השטח עבורו נעשה המיצוע (קמ"ר)					
		1	10	50	100	500	1000	1	10	50	100	500	1000
1 יום	1	21	11	3	2	1	1	41	13	6	4	2	1
	10		44	20	14	6	4		35	31	30	28	15
	50			60	42	19	13			80	75	46	33
	100				70	31	22				90	67	50
	500					88	78					92	84
10 ימים	1	8	4	2	1	<1	<1	26	8	4	3	1	<1
	10		18	13	6	2	2		20	16	12	8	6
	50			24	17	8	5			33	24	17	15
	100				28	13	9				32	28	24
	500					48	34					47	43
1 חודש	.1	5	2	1	<1	<1	<1	15	5	2	1	<1	<1
	10		10	4	3	1	1		15	10	7	4	3
	50			14	10	4	3			18	15	10	8
	100				16	7	5				23	14	12
	500					20	14					40	38
עונה 3 עד 6 חודשים	1	2	<1	<1	<1	<1	<1		3	1	<1	<1	<1
	10		4	2	1	<1	<1		9	7	4	3	2
	50			5	4	2	1			9	7	4	3
	100				6	3	2				10	6	5
	500					9	6					12	10

יש להדגיש כי הערכים המובאים בטבלה 6 לעיל הינם אינדיקטיביים ומספקים סדרי גודל של השגיאות האפשריות, היות והם מתבססים על מיצוע שנעשה באזורים מסויימים, אינם כוללים את מכלול הגורמים המשפיעים על הממוצע וכן - בהנחה שפירוס התחנות על פני השטח הינו אחיד.



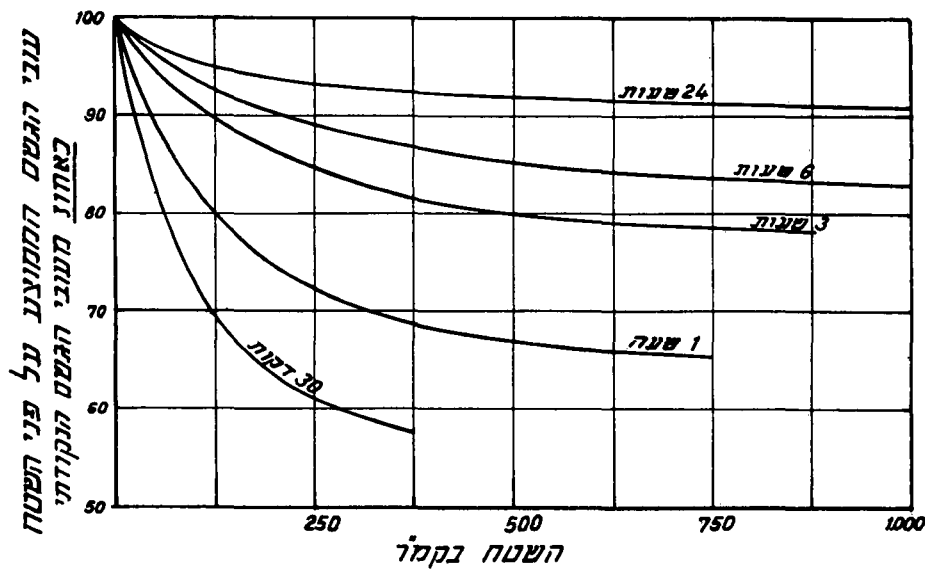
כתוצאה ממחקר, שערך השרות המטאורולוגי של ארה"ב באגן מוסקינגום (Muskingum), Chow (1964), הוכנו גרפים המתוארים בציור 23. גרפים אלה אומדים את השגיאות במיצוע גשמים על פני שטחים גדולים יותר מאלה שבטבלה 6 - בתלות בצפיפות מדי הגשם ובגודל השטח. יש להדגיש - כי ממצאי המחקר הנ"ל מתייחסים לאזור מסויים, שבו נערך המחקר, וניתן להתייחס אליהם כאינדיקטיביים בלבד.

ציור 23: טעויות במיצוע גשמים סופתיים על פני שטח - לפי מחקר השרות המטאורולוגי של ארה"ב באגן מוסקינגום.

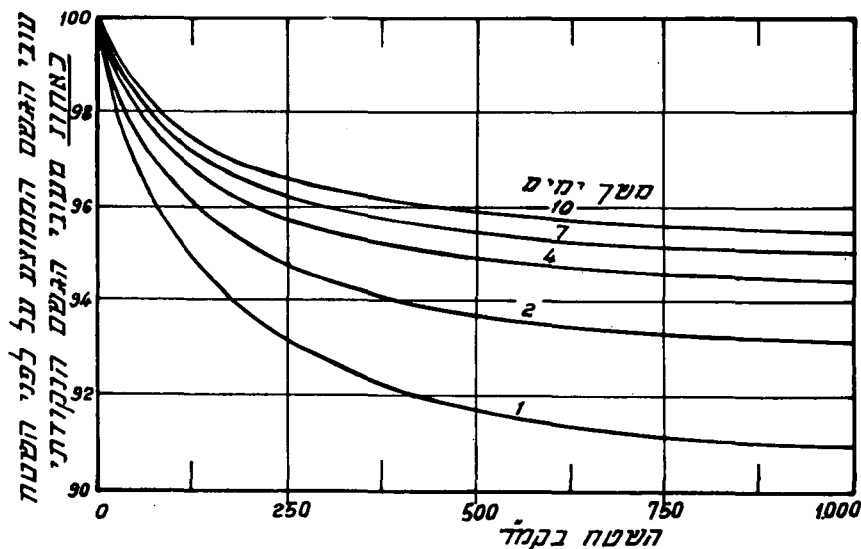
2.8.4 מיצוע על סמך יחסי עובי-משך-שטח

מיצוע של גשם תכן כלשהו (בעל משך ותקופת חזרה רצויים) על פני שטח תחום ההתנקזות כולו, או על פני חלקים ממנו - ניתן להעשות על סמך יחסי עובי-משך-שטח מכסימליים שנמצאו בעת חקירת סופות שפקדו את תחום ההתנקזות בעבר. כאשר אין נתונים עבור תחום ההתנקזות, או כאשר הנתונים הינם מצומצמים ואינם מאפשרים מיצוע בשיטות המקובלות (שנסקרו בסעיף 2.8.2) - ניתן לבצע מיצוע של גשם התכן על סמך יחסי עובי-משך-שטח שחושבו עבור תחומי התנקזות דומים (מבחינת אופי הסופות הפוקדות אותם ומבחינת התכונות הגיאומטריות של תחומי ההתנקזות - בדרך כלל יהיו אלה תחומי התנקזות קרובים).

כאשר אף מידע כנ"ל אינו ניתן להשגה - ניתן להשתמש לצורך הערכה ביחסי עובי-משך-שטח מכסימליים מהימנים כלשהם. מקובל השימוש בעקומי עובי-משך-שטח שהוכנו ע"י השרות המטאורולוגי של ארה"ב ו-1961 ו-1964 על סמך חקירת כ-20 תחומי התנקזות, שבהם היו תחנות צפופות למדידת גשם. הגרפים המומלצים מוצגים בציורים 24 ו-25 - עבור תחומי התנקזות ששטחם עד ל-1,000 קמ"ר.



ציור 24: יחסי עובי-משך-שטח עבור משך של עד יממה



ציור 25: יחסי עובי-משך-שטח עבור משך של 1 עד 10 ימים

יש לציין, שכאשר השטח גדול מכ-2,000 קמ"ר עובי הגשם הממוצע על פניו קטן בהרבה לעומת עובי הגשם הנקודתי אף במשכי זמן של יממה ויותר. הדבר מומחש בטבלה, שהוכנה על סמך פירוס נתוני גשם מכסימליים בארה"ב -

טבלה 7: עובי הגשם הממוצע על פני השטח כאחוז

מעובי הגשם הנקודתי עבור תחומי

התנקזות בינוניים וגדולים.

72	24	12	משך הסופה (שעות)
			גודל השטח (קמ"ר)
80	78	75	2,000
60	45	40	10,000
25	18	14	100,000

יש להדגיש, שהגרפים הנ"ל מתאימים לתחומי ההתנקזות עבורם נמצאו, אך מחוסר ברירה ולצורך אומדן ניתן להשתמש בהם לתחומי התנקזות כלשהם.

- מיצוע גשמי סופות מכסימליות על פני שטח - ראה סעיף 2.9.5.

השימוש בגרפים האמפיריים מודגם בדוגמה 2.20.

2.9 גשמים מכסימליים מוחלטים מדודים ואפשריים

2.9.1 כללי

כאשר עוסקים בתכנון מברצים עבור סכרים גדולים, או מפעלים למניעת שטפונות, אין אפשרות להסתפק בניתוח הסטטיסטי המקובל (כפי שהוצג בסעיף 2.7) לצורך הערכת גשם התכן (שעל פיו נאמוד את הזרימות הצפויות לצרכי תכנון) - אם עלול להגרם אובדן חיי אדם או נזקים כבדים כתוצאה ממיט הסכר. כדי לאפשר תכנון עם בטחון מירבי - הוכנס לשימוש מושג, שהוגדר ע"י השרות המטאורולוגי של ארה"ב, הגשם המכסימלי האפשרי המוכר יותר כ- הגשם המכסימלי הצפוי (כ- גמ"צ) $(P M P) =$

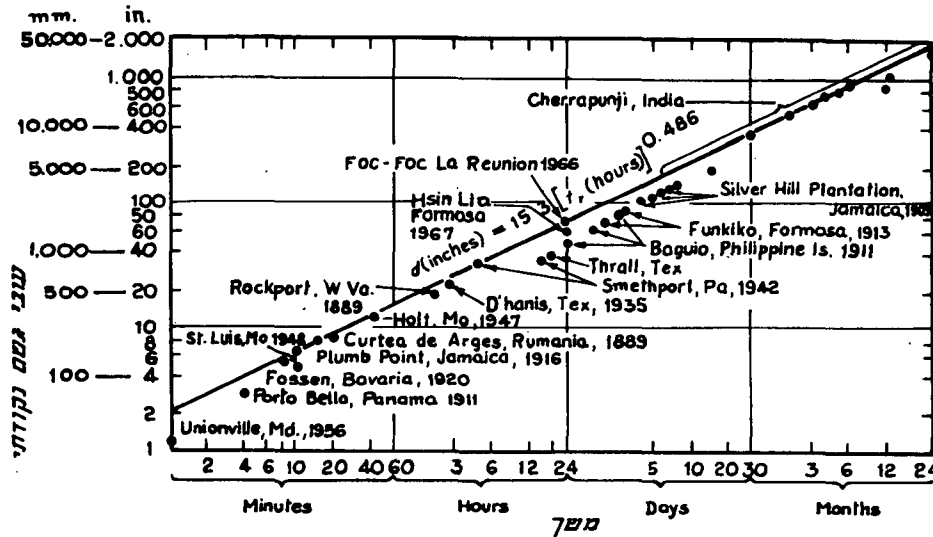
(Probable Maximum Precipitation).

גשם מכסימלי זה הוא הגשם המכסימלי האפשרי מבחינה פיסיקלית - כאשר מניחים שכל הרטיבות האפשרית באוויר ליחידת שטח, מעל לפני הקרקע, תהפוך לגשם. יש להדגיש, שאקלימים שונים ייצרו תנאים מטאורולוגיים שונים - אשר יגרמו לגשמים שונים באופיים, מבחינה עוצמותיהם ומשכם. למשל: אין לצפות שהמונסון ההודי, הגורם לגשמים רצופים וממושכים במשך שבועות ובעוצמה של כ-10 מ"מ לשעה, יפקוד את מרבית חלקי תבל. כמו-כן, גשמי השיא האופייניים לסופות ההוריקן מוגבלים לאזורים, פחות או יותר מוגדרים, שבהם קיימת פעילות של סופות אלה, וכן אף באזורים אלה מוגבלים גשמי השיא לקרבת האוקינוסים (ולא במרחק מחופי האוקינוסים); אין לצפות לסופות מעין אלה בכל מקום על פני כדור הארץ. יש לזכור ההערות הנ"ל בבואנו להקיש ממקום אחד למשנהו.

במונח - גשם מכסימלי מוחלט - אנו מתכוונים לגשם מכסימלי שנמדד אי פעם במקום כלשהו על פני כדור הארץ, או אשר צפוי אי פעם במקום כלשהו על פני כדור הארץ, - עבור משך מוגדר ועל פני שטח מוגדר.

2.9.2 יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים

יחסי עובי משך מכסימליים מוחלטים, שנמדדו אי-פעם על פני כדור הארץ ושדווח עליהם - מתוארים בציור 26. ערכים אלה נקראים: עובי גשם עולמיים מכסימליים מוחלטים (Global Maximum Absolute Depth)



ציור 26: יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים, שנמדדו אי פעם על פני כדור הארץ.

העוספת של הערכים המכסימליים המוחלטים הנ"ל ניתנה לתאור מקורב באמצעות הנוסחה:

$$(2.18) \dots D \text{ (מ"מ)} = 380 \sqrt{T \text{ (שעות)}}$$

$$(D(\text{in.}) = 15.3 [T(\text{hr.})]^{0.486} \text{ הנוסחה מדוייקת היא})$$

הערכים המכסימליים הנ"ל מקורם:

- (1) עד למשך של כ-6 שעות: משברי ענן (פרץ ענן) מקומיים.
- (2) עבור משכי זמן של 12 עד 24 שעות: מסופות הוריקן.
- (3) עבור מספר ימים: מסופות טרופיות - גשמי השיא ל-2 עד 3 ימים בפורמוזה; או מגל חזיתי מזרחי (Easterly wave) גשמי השיא ל-5 עד 6 ימים בג'מאיקה.
- (4) מעל ל-5 ימים: גשמי המונסון בהודו שהסתייעו בהשפעות אורוגרפיות חזקות (צ'רפונג'י).

מומלץ לעגל את מקדם הפרופורציונליות שבנוסחה (2.18) ולהעמידו על 400.

יש לציין, שגשמים קצרי משך - עד ל-10 דקות, המהווים מכסימום מוחלט שנמדד אי-פעם, ניתנים לתאור באמצעות הנוסחה:

$$(2.19) \dots D(\text{מ"מ}) = 30 [T(\text{דקות})]^{0.75} ; 1 \leq T \leq 10 \text{ דקות}$$

בארצות שונות נמצא שהגשם המכסימלי המוחלט שנמדד בהן ניתן לתיאור ע"י נוסחה זוה - שבה העובי פרופורציונלי לשורש הזמן, אך מקדמי הפרופורציונליות שונים. כלומר: במקרים אלה, ניתן לתאר את יחסי העובי-משך המכסימליים המוחלטים בכל אזור מטאורולוגי אחד באמצעות הנוסחה הכללית:

$$(2.20) \dots D(\text{מ"מ}) = K_{M.A.} \sqrt{T(\text{שעות})}$$

כאשר המקדם $K_{M.A.}$ הוא האופייני של האזור המטאורולוגי האחד.

בארצנו להוציא הנגב והערבה ובקעת הירדן נמצא ע"י אירמאי ורוזנן $K_{M.A.} = 75$; לפי נתוני מאנה (1956) מקדם זה יכול להגיע ל- $K_{M.A.} = 90$, עד למשך של כ-4 שעות; מקדם עבור ישראל - ראה דוגמה 2.21. לאורך החוף של האוקינוס השקט בארה"ב - מקליפורניה הצפונית ועד לגבול הקנדי - נמצא מקדם $K_{M.A.} = 75$ עבור משכי זמן שם-שעה אחת ועד לשנה.

גשמי השיא שנמדדו בישראל עד כה במשכי זמן שונים היו (כצנלסון 1968/9): בתחנות שונות נרשמו בדצמבר 1951 מעל ל-500 מ"מ במשך 10 ימים רצופים (כמות השווה בקירוב לכמות השנתית הממוצעת בתחנות אלה); למעלה מ-400 מ"מ (כ-80% מכמות הגשם השנתית הממוצעת) במשך 5 ימים רצופים (נובמבר 1938); למעלה מ-250 מ"מ במשך יומיים (דצמבר 1954) ואף תוך יממה (נובמבר 1955).

2.9.3 גשמים יומיים מכסימליים מוחלטים

ניתוח של גשמים יומיים מכסימליים על פני כדור הארץ (י. דלינסקי, 1971) מורה על תלות בין עובי הגשם היומי המכסימלי המוחלט שנמדד אי-פעם (עוטפת $D_{M.D.}$) לבין כמות הגשם השנתית הממוצעת (\bar{N}) בכל מקום. תלות זו ניתנת לתאור ע"י הנוסחה:

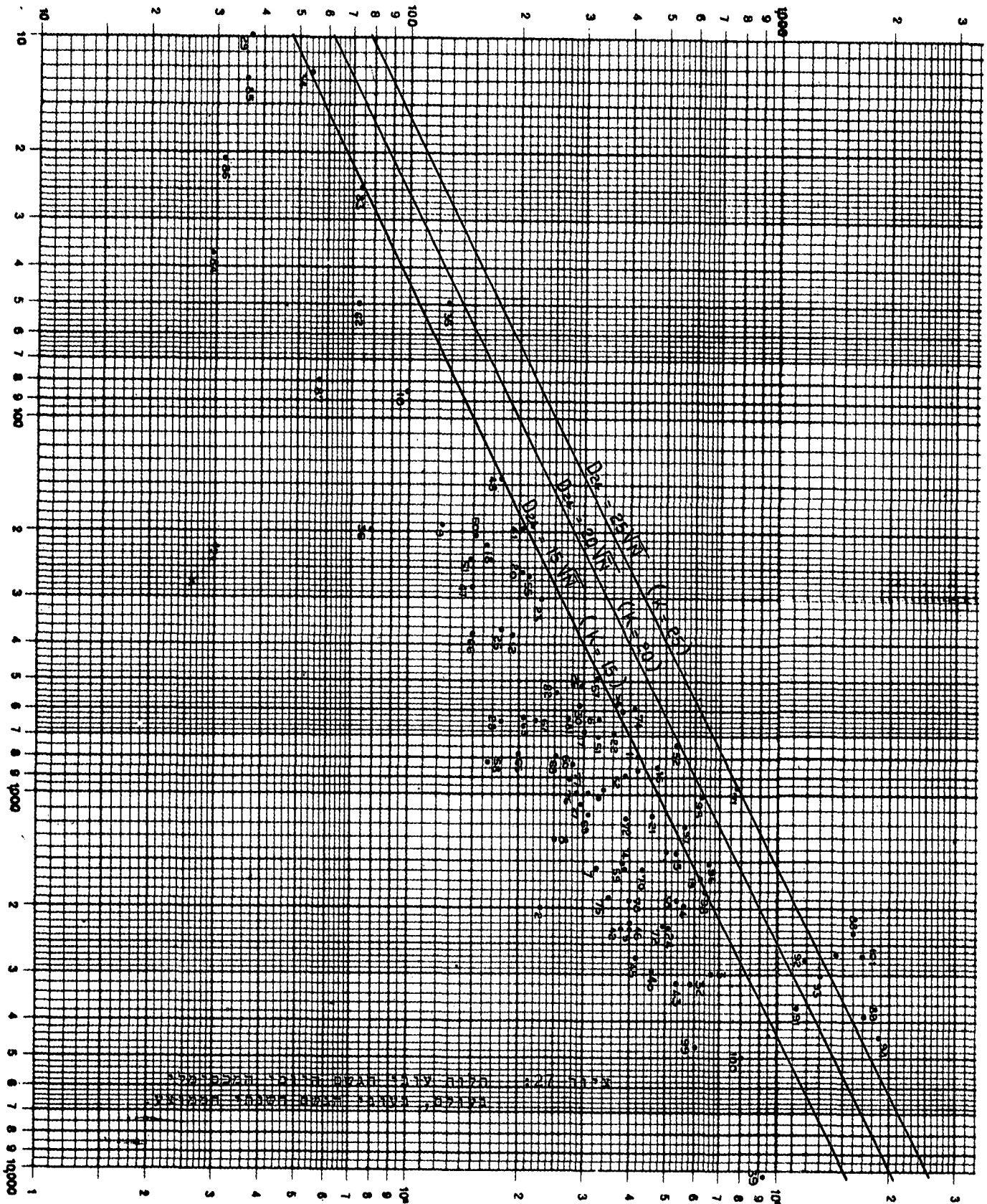
$$D_{M.D.} (\text{מ"מ}) = K_{M.D.} \sqrt{\bar{N}} (\text{מ"מ}) \quad (2.21) \dots$$

הערך $K_{M.D.} = 15$ מייצג עוטפת אופיינית. ערכים גבוהים יותר בכ-50% התקבלו עבור סופות הוריקן בתוספת השפעות אורוגרפיות ניכרות (למשל: בגשמי השיא שנמדדו באי La-Reunion ובפורמוזה); במקרים אלה כמות הגשם השנתית הממוצעת היתה מעל ל-1,000 מ"מ לשנה. הנתונים שהיוו בסיס לניתוח הנ"ל מוצגים בציור 27. מתוך כך, נראה שסביר יותר להניח מקדם $K_{M.D.} = 20$ (עם מקדם בטחון סביר) ובסופות הוריקן עם השפעות אורוגרפיות, אף $K_{M.D.} = 25$. השימוש בעובי הגשם השנתי הממוצע כגורם ייצוגי הינו סביר - באשר הוא מייצג את ההשפעות הגיאוגרפיות-אקלימיות על פירוס הגשם השנתי וכמותו. השפעות אלה הן בעיקר:

- (1) קו הרוחב (המיקום הגיאוגרפי במערכת הגלובלית): ישנם גבולות מקורבים של קווי רוחב המאפיינים אקלימים שונים - הנגרמים עקב הצירקולציה הגלובלית של הרוחות. בהתאם לכך, האזורים ליד קו המשווה (0° רוחב) וכן האזורים ליד $\pm 60^\circ$ רוחב בקירוב - הם אזורים גשומים יחסית, היות ושם ישנה נטייה כללית לעליית אויר; לעומתם האזורים ליד $\pm 30^\circ$ רוחב בקירוב - הם אזורים מיעוטי גשמים יחסית.
- (2) הרום: קיימת מגמה כללית של עליית כמות הגשם השנתי עם הרום, עד לרום של כ-1.5 ק"מ בקירוב (כ-5,000 רגל) - שמקורה בהתקררות אורוגרפית (השפעות אורוגרפיות עלולות להגדיל את עובי הגשמים הסופתיים עד לכדי 50% עבור משכי זמן שמ-6 ועד 24 שעות.
- (3) המרחק ממקורות לחות (אוקינוסים): ככל שהמרחק רב יותר - כמות הגשם פוחתת.

D_{24} - עובי גשם יומי מכסימלי (במ"מ)

$\bar{N} =$ עובי גשם יומי ממוצע (במ"מ)



(4) מיקום יחסי לכיוון תנועת גושי האוויר האופייניים לאזור: אם גושי האוויר האופייניים הפוקדים את האזור הם יבשתיים (יבשים) - תהיה כמות הגשם קטנה יחסית; ולהיפך - אם גושי האוויר האופייניים הפוקדים את האזור הם ימיים (לחים) - תהיה כמות הגשם גבוהה יחסית, בהתחשב במיקום הגיאוגרפי במערכת הגלובלית.

(5) הרוח השלטת במערכת הגלובלית: רוח זו תקבע את כיוון התקדמותם של גושי האוויר ולכן תקבע אם יתקדמו לאיזור גושי אוויר יבשתיים או ימיים (ראה גם (6) להלן).

(6) מיקום יחסי לרכסי ההרים: אם המקום הוא במורד לקו הרכס או במעלה לו מבחינת כיוון הרוח השלטת (במורד הגשמים מעטים ולעומת זאת - במעלה צפוי גידול עקב השפעות אורוגרפיות).

(7) הטמפרטורה של פני הקרקע ושל האוקיינוסים (כאן מיוצגת גם השפעת הזרמים החמים והקרים באוקיינוסים).

הגורמים הנ"ל משפיעים גם על עובי הגשם היומי המכסימלי, באשר הם קובעים את אופי הסופות ואת לחות האוויר - הגורמים להיווצרות העננים ולכמות המים בעננים. יש לציין, שבאזורים מיעוטי גשמים (מדבריים) - כמות הגשם היומית המכסימלית המוחלטת עלולה לעלות בהרבה על כמות הגשם השנתית, אם כי עובי יומי מכסימלי זה קטן בהרבה מהעובי היומי המכסימלי הצפוי באזורים גשומים יותר. למשל: ב-א-טור (שבסיני) נמדד גשם יומי מכסימלי בשנת 1925 בעובי של 37.4 מ"מ בעוד שכמות הגשם השנתית הממוצעת (לשנים 1905-1945) היתה רק כ-13 מ"מ לשנה (מ. הרגיל 1968); באילת נמדדה כמות יומית מכסימלית של 75 מ"מ (בעונת 1944/45) בעוד שהכמות השנתית הממוצעת שם היא כ-25 מ"מ לשנה. באזורים אלה כל כמות הגשם היומית עלולה לרדת תוך שעה ואף פחות.

עובי הגשם היומיים המכסימליים שנמדדו בארצנו הם: בטכניון (הדר) בחיפה נמדדה ב-1922 כמות של 272 מ"מ ביממה (כמות הגשם השנתית הממוצעת שם היא 619 מ"מ); בכפר קאסם נמדדה ב-1955 כמות של 255 מ"מ ביממה (כמות הגשם השנתית הממוצעת שם היא 535 מ"מ). הערכת הגמ"צ היומי מודגמת בדוגמה 2.17.

2.9.4 גשם נקודתי מכסימלי צפוי (PMP=Maximum Probable Precipitation)

א. כללי:

הגשם המכסימלי הצפוי (גמ"צ) במקום כלשהו מוערך ע"י הידרומטאורולוגים על סמך ההנחה שהאטמוספירה תהיה רווייה - מבחינת תכולת המים בה, או שתכיל את הכמות המכסימלית האפשרית של לחות בהתאם לתנאים באותו מקום. לפי Eagleson (1970): "היות מדע זה לא מדויק מומחש ע"י העובדה שבמספר אזורים היה צורך להגדיל את אומדני הגמ"צ לאחר שנמדדו עובי גשם שעלו על האומדנים הקודמים!" לדעתו, אי הדיוקים נבעו לפחות בחלקם מכך - שהשיטות המקובלות אינן מתחשבות במידה מספקת בכמויות העצומות של לחות שעלולות להמזין את עמוד האטמוספירה (אותו אנו מנתחים לשם מציאת הגמ"צ) בעת קיומה של אי-יציבות ניכרת, הגורמת לזרמים קונוקטיביים ניכרים.

ב. גשמי שבר ענן מכסימליים צפויים (Probable Maximum Cloudburst Rainfall)

גשמי שבר ענן (פרץ ענן) הנקודתיים המכסימליים הצפויים המומלצים לשימוש ע"י השרות המטאורולוגי של ארה"ב (1961a) - הם למעשה הנתונים המכסימליים המוחלטים שנמדדו אי-פעם על פני כדור הארץ עבור משכי זמן של עד 6 שעות (ראה ציור 26). הערכים האופייניים המומלצים מסוכמים בטבלה 8, להלן.
טבלה 8: עובי גשם מכסימלי צפוי משברי עננים
(מומלצים כגמ"צ)

עובי הגשם		משך (שעות)	עובי הגשם		משך (דקות)
in.	mm.*		in.	mm.*	
15.3	380	1	4.6	115	5
21.4	530	2	6.4	160	10
26.1	650	3	7.8	200	15
30.0	750	4	9.0	225	20
33.5	830	5	10.9	275	30
36.6	900	6	13.3	340	45

* הערכים במ"מ הינם מעוגלים.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

CHICAGO, ILL.

TO THE PRESIDENT OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
FROM THE DEAN OF THE FACULTY
SIR: I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 10th inst. and in reply to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration. I am, Sir, very respectfully,
Yours very truly,
J. H. COOPER, Dean of the Faculty

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
CHICAGO, ILL.
TO THE PRESIDENT OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
FROM THE DEAN OF THE FACULTY
SIR: I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 10th inst. and in reply to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration. I am, Sir, very respectfully,
Yours very truly,
J. H. COOPER, Dean of the Faculty

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
CHICAGO, ILL.
TO THE PRESIDENT OF THE UNIVERSITY OF CHICAGO
FROM THE DEAN OF THE FACULTY
SIR: I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 10th inst. and in reply to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration. I am, Sir, very respectfully,
Yours very truly,
J. H. COOPER, Dean of the Faculty

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

יש לצייץ, שעד כה לא נמצאה קורלציה בין עובי הגשם הנקודתי משברי עננים לבין רום פני הקרקע. כמו כן, יש להדגיש את האופי המקומי של שברי הענן ולכן את חשיבות מיצוע על פני שטח תחום ההתנקזות - ראה סעיף 2.9.5, ציור 30. האופי המקומי של שברי הענן מומחש בדוגמה הבאה (כצלנסון 1968/9): ב-11.10.1943 ירדו במחנה סדום 57 מ"מ בשעה אחת (בכלל זה 50 מ"מ - כמות השווה לכל הכמות השנתית הממוצעת - בחצי שעה) ואילו ליד בית החרושת (מפעל האשלג) של סדום ירדו 2 מ"מ בלבד באותו זמן (המרחק בין שני המקומות מספר ק"מ).

ג. גשמי הוריקן מכסימליים צפויים (Hurricane PMP)

באופן דומה ל-ב' לעיל, ניתן לאמוד את יחסי העובי-משך המכסימליים הצפויים מסופות הוריקן בהתאם למכסימום העולמי המוחלט של יחסי עובי-משך (ראה ציור 26). גשמי ההוריקן תרמו למכסימום העולמי המוחלט את יחסי העובי-משך הנקודתיים הקיצוניים עבור משכי זמן ש-6 ועד ל-24 שעות. במקרים אלה נודעת חשיבות לרום פני הקרקע - ההשפעות האורוגרפיות עלולות להגדיל את עוצמות השיא בעד 50%, כלומר: חלקן בעוביים המכסימליים עלול להיות כ-25% ויותר (ראה ציור 29).

מיצוע גשמים אלה על-פני שטח - ראה סעיף 2.9.5, ציור 31. דוגמה לגשמי הוריקן רצופים במשך שעות - ראה ציור 4. בדרך כלל, העוצמות השעתיות הן כ-50 עד 100 מ"מ לשעה ברציפות, אך עלולות להגיע גם עד ל-150 מ"מ לשעה ויותר. עוצמות גבוהות יחסית כאלה נמשכות ברציפות עד ליממה ואף יותר.

ד. אומדן הגשם המכסימלי הנקודתי הצפוי במקרים אחרים

לא בכל מקום על פני כדור הארץ צפויים גשמי שברי ענן
כה ניכרים - כפי שפורטו בסבלה 8, או גשמי הוריקנים.
באיזורים בהם לא קיימות תופעות אלה מומלץ:

(1) לאמוד את עובי הגשם המכסימלי הצפוי למשך של
יממה (24 שעות) על סמך נוסחה (2.21) אך תוך
שימוש במקדם פרופורציונליות 20 (במקום 15 שבנוסחה).

(2) לקבוע את יחסי העובי-משך המכסימליים על סמך
הנוסחה הלא-מימדית (2.12), בהתאם לתכונות האזור
(ישנם אזורים שבהם כמעט כל הכמות היומית מיוחסת
לגשם שעתי למשל: הנגב הדרומי, הערבה ובקעת הירדן
וכו').

(3) עבור משכי זמן גדולים מ-6 שעות - להגדיל את העובי
שהתקבל אם קיימות השפעות אורוגרפיות משמעותיות
בשעור של עד 35% (מידת ההשפעות האורוגרפיות תקבע
על סמך ניתוח השוואתי של סופות באזור ובאזורים דומים).

(4) הנתונים שיתקבלו הינם אומדנים המהווים סדרי גודל
סבירים. יש להתייעץ עם הידרומטאורולוג או עם הידרולוג
מומחה, בכל מקרה.

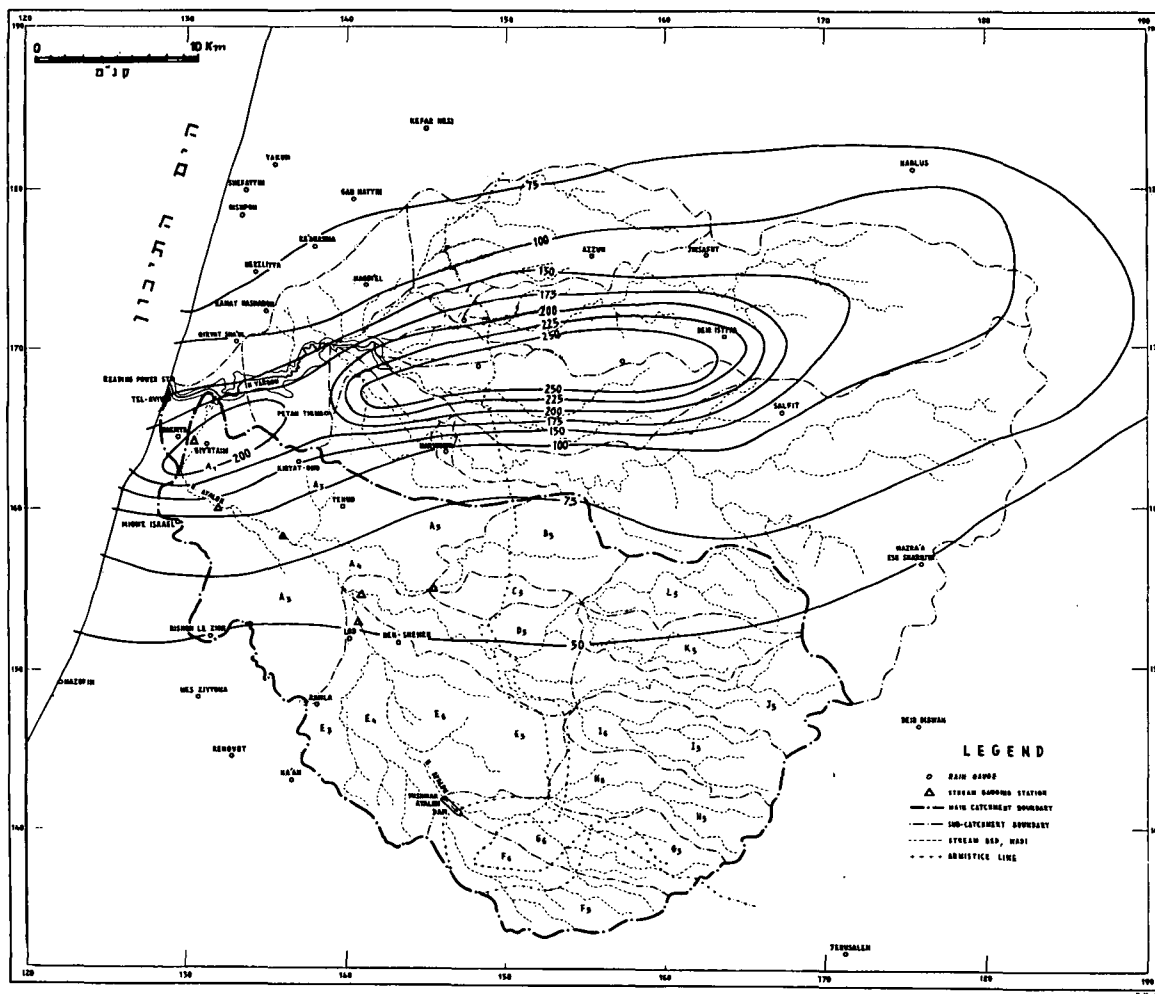
חשיבות רבה נודעת למיצוע על פני שטח - ראה סעיף 2.9.5.

השרות המטאורולוגי של ארה"ב הכין מפות המסכמות את
הגמ"צ עבור ארה"ב. מעיון במפות אלה ובמפות של עובי
הגשם עבור משכי זמן שונים ותקופת חזרה של 100 שנה
מסתבר - שהגמ"צ הנ"ל גדול מעובי הגשם המתאים עבור
תקופת חזרה של 100 שנה בפי 3 עד 5, בדרך כלל, ובמקרים
מסויימים אף בפי 7 עד 8.

יש להעיר, שעל אף חשיבות הנושא, אין להגרר לשמרנות
מוגזמת בהערכת הגמ"צ ואין לאמץ באופן "עיוור" ערכים
קיצוניים עולמיים מוחלטים, או ערכים "דמיוניים".

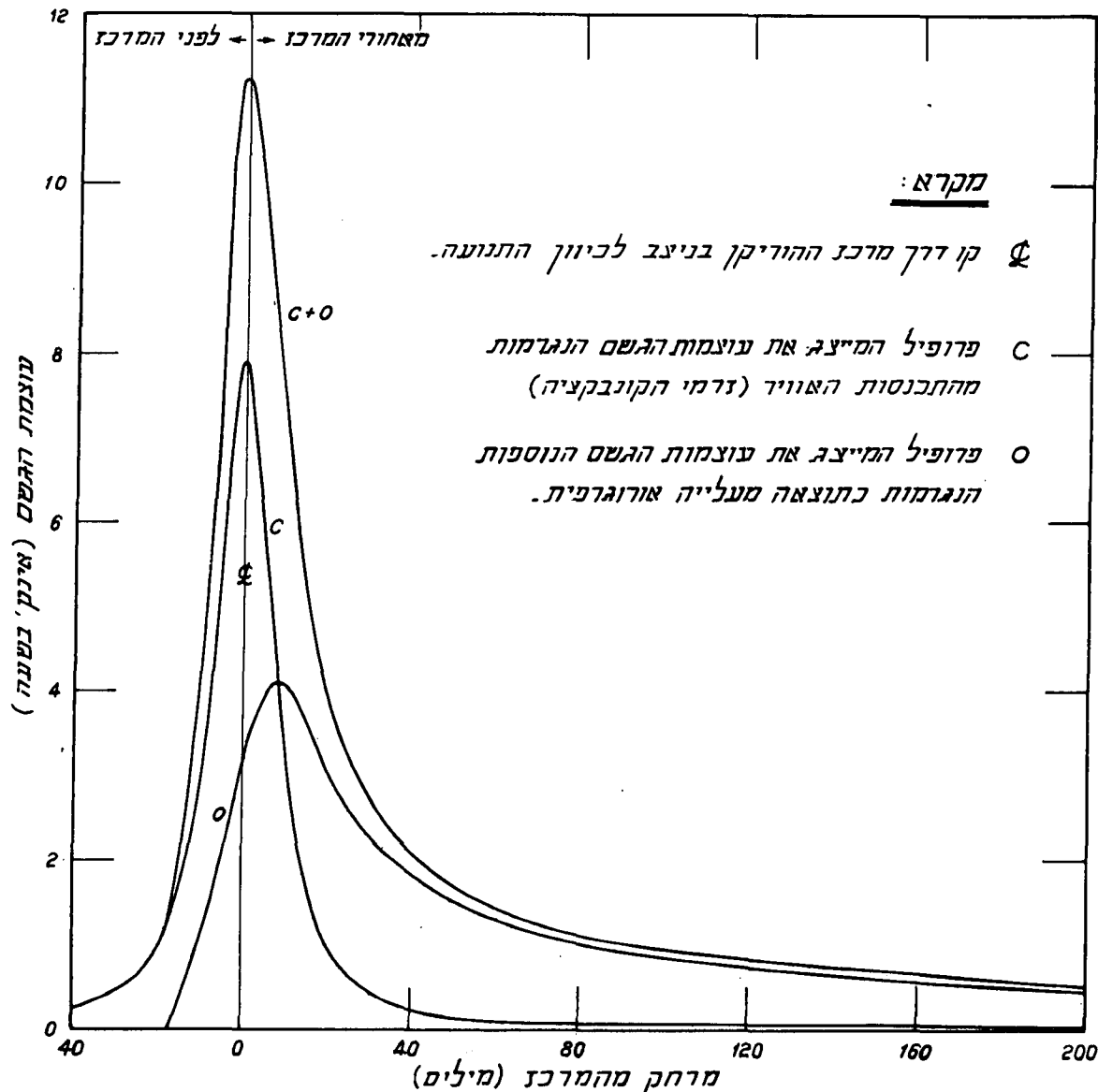
2.9.5 יחסי עובי-משך-שטח בסופות מכסימליות

הגשם הנקודתי המכסימלי אינו זהה לגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות. הדבר מומש היטה באמצעות ציור 28 - שבו מתוארת מפת האיזוהייטות של פירוס עובי הגשם היומי מסופת השיא שפקדה את מרכז ישראל ב-8.11.1955.

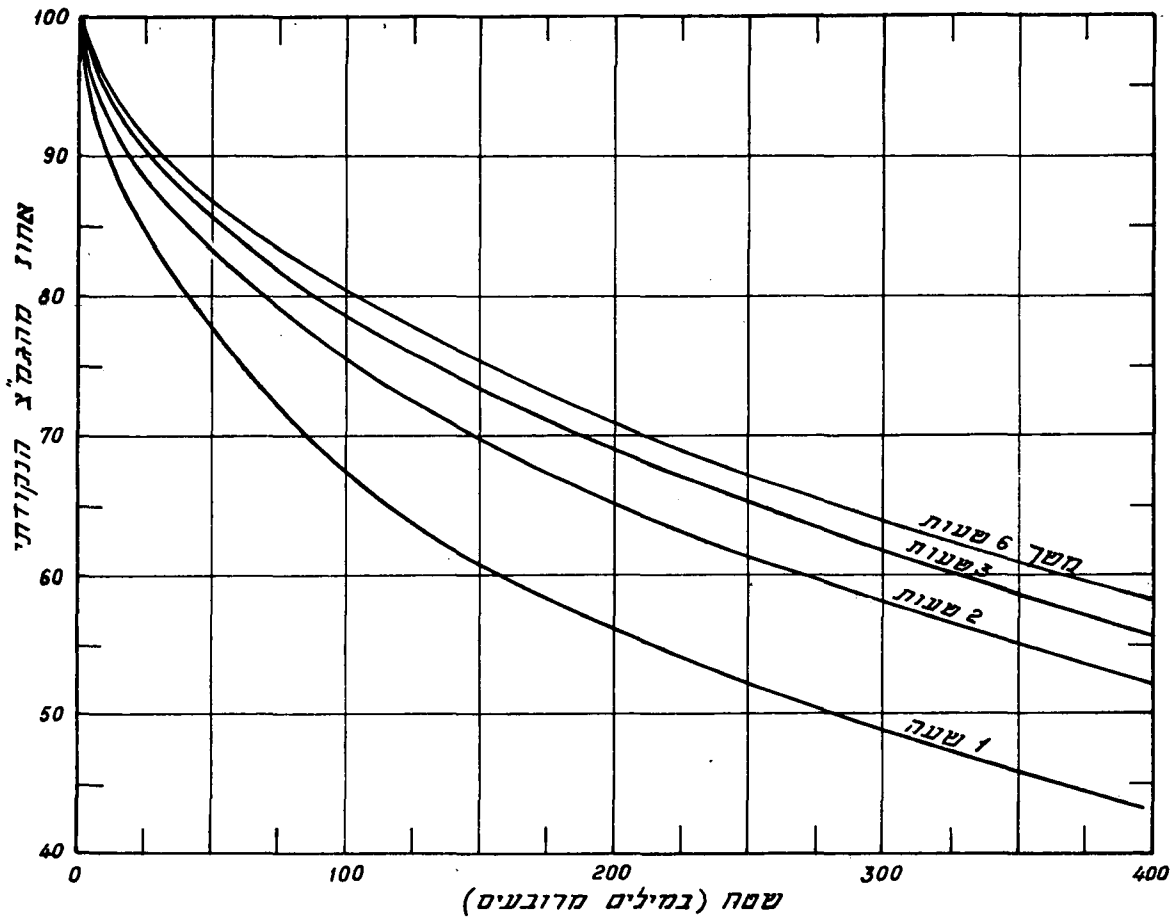


ציור 28: פירוס עובי הגשם היומי (במ"מ) בסופת השיא מה-8.11.1955 על פני אגן נחל הירקון (במרכז ישראל).

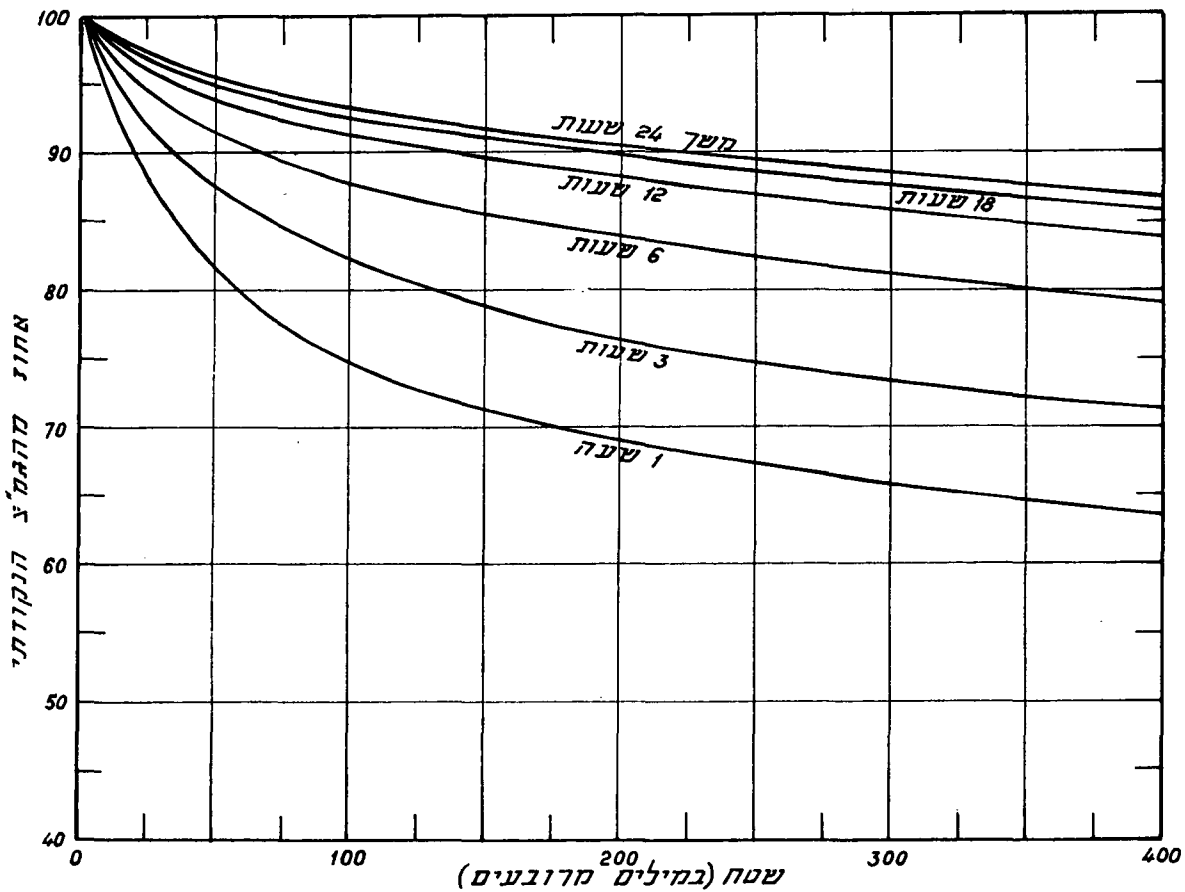
גם סופת ההוריקן הגורמת לגשמי שיא - מימדיה מוגבלים והגשם מפורס בה באופן לא אחיד על פני השטח - ראה ציור 29 (לסופה טרופית קוטר שמ-100 עד כ-1,500 ק"מ).
 יחסי עובי-משך-שטח קיצוניים - מומלצים. (השרות המטאורולוגי של ארה"ב, 1961a, ב) עבור סופות הוריקן ועבור גשמי שברי עננים - ראה ב' ו-ג' בסעיף 2.9.4 - מוצגים בציורים 30 ו-31.



ציור 29: דוגמה לפירוס אופייני של עוצמות גשם בסופת הוריקן בחתך העובר דרך ציד הסופה וניצב לכיוון תנועתה, כולל: עוצמות גשם קונוקסיביות ואורוגרפיות.



ציור 30: יחסי עובי-משך-שטח עבור גמ"צ משברי ענן



ציור 31: יחסי עובי-משך-שטח עבור גמ"צ מהוריקנים

יחסי עובי-משך-שטח מכסימליים שנמצאו עבור ארה"ב מפורטים בטבלה 9 להלן. ניתן ללמוד מיחסים אלה על אודות סדרי גודל סבירים של השפעות גודל השטח על יחסי עובי-משך-שטח.

טבלה 9: נתוני עובי-משך-שטח מכסימליים מוחלטים שנמדדו בארה"ב (לפי Riedel, 1970).

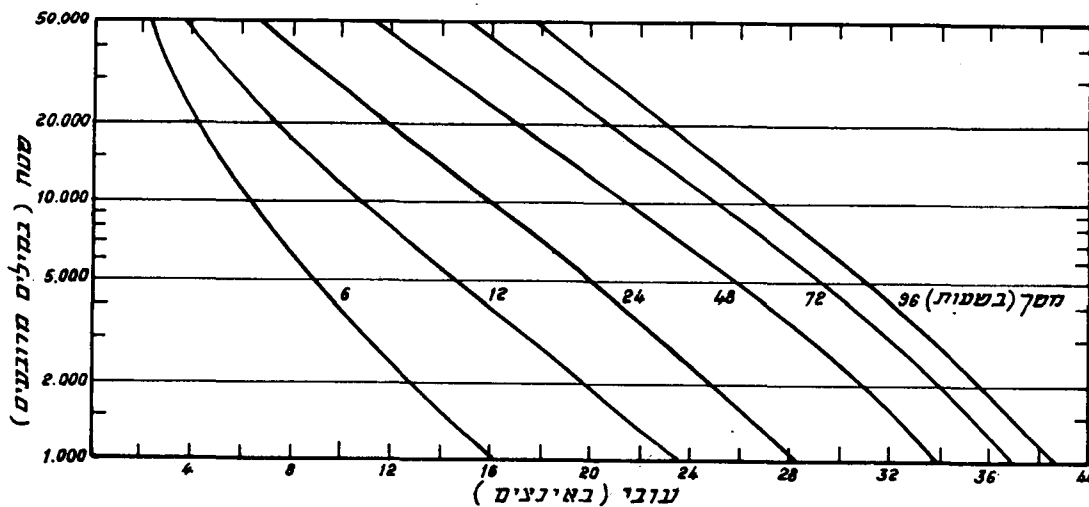
Area (square miles)	Duration (hours)						
	6	12	18	24	36	48	72
10	24.7 a	29.8 b	36.3 c	38.7 c	41.8 c	43.1 c	45.2 c
100	19.6 b	26.3 c	32.5 c	35.2 c	37.9 c	38.9 c	40.6 c
200	17.9 b	25.6 c	31.4 c	34.2 c	36.7 c	37.7 c	39.2 c
500	15.4 b	24.6 c	29.7 c	32.7 c	35.0 c	36.0 c	37.3 c
1000	13.4 b	22.6 c	27.4 c	30.2 c	32.9 c	33.7 c	34.9 c
2000	11.2 b	17.7 c	22.5 c	24.8 c	27.3 c	28.4 c	29.7 c
5000	8.1 bj	11.1 b	14.1 b	15.5 c	18.7 d	20.7 d	24.4 d
10,000	5.7 j	7.9 k	10.1 e	12.1 e	15.1 d	17.4 d	21.3 d
20,000	4.0 j	6.0 k	7.9 e	9.6 e	11.6 d	13.8 d	17.6 d
50,000	2.5 eh	4.2 g	5.3 e	6.3 e	7.9 e	10.0 m	13.2 m
100,000	1.7 h	2.5 ih	3.5 e	4.3 e	5.6 e	6.6*f	8.9*f

Storm	Date	Location of Center	Assignment No.
a	July 17-18, 1942	Smethport, Pa.	OR 9-23
b	Sept. 8-10, 1921	Thrall, Tex.	GM 4-12
c	Sept. 3-7, 1950	Yankeetown, Fla.	SA 5-8
d	June 27-July 1, 1899	Hearne, Tex.	GM 3-4
e	March 13-15, 1929	Elba, Ala.	LMV 2-20
f	July 5-10, 1916	Bonifay, Fla.	GM 1-19
g	April 15-18, 1900	Eutaw, Ala.	LMV 2-5
h	May 22-26, 1908	Chattanooga, Okla.	SW 1-10
i	Nov. 19-22, 1934	Millry, Ala.	IMV 1-18
j	June 27-July 4, 1936	Bebe, Tex.	GM 5-6
k	April 12-16, 1923	Jefferson Parish, La.	LMV 4-8
m	September 19-26, 1967	Sombreretillo, Mexico	SW 3-24

*Most likely exceeded by SW 3-24.

Underlined are hurricanes or residual tropical storms.

ערכים אלה הועתקו כמעט במלואם כאומדני גמ"צ עבור בראונסויל, סקסס - כאומדן הגמ"צ עבור תחום ההתנקזות התחתון של ריו-גרנדה (Riedel, 1970) - ראה ציור 32.



ציור 32: יחסי עובי-משך-שטח עבור גמ"צ
על פני האגן התחתון של ריו-גרנדה

2.9.6 סיכום והמלצות

- (א) הערכת יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים עולמיים ניתנת להעשות באמצעות נוסחות - 218 ו-2.19. מומלץ להשתמש במקדם פרופורציונליות בשעור 400 בנוסחה 2.18, כאשר עובי הגשם הוא ב-מ"מ.
- (ב) יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים עולמיים אינם אופייניים לכל מקום על פני כדור הארץ. התאמת יחסים אלה למקום כלשהו - לאזור מטאורולוגי אחד כלשהו - ניתנת להעשות באמצעות נוסחה 2.20, אם יש מספיק נתוני גשם לשם כך, אך תוך כדי הגדלת מקדם הפרופורציונליות שמתקבל במקדם בטחון סביר.
- (ג) אומדן יחסי עובי-משך מכסימליים למקום כלשהו ניתנת להעשות על סמך מספר שנות מדידת גשם מצומצם תוך שימוש בנוסחה 2.21. במקרה זה מומלץ להשתמש במקדם פרופורציונליות בשעור 20 (כאשר עובי הגשם ניתנים ב-מ"מ), וכך הגדלתו אם קיימות השפעות אורוגרפיות ניכרות או משמעותיות. במקרים אלה, יחסי עובי-משך למשכי זמן שונים מ-24 שעות (יממה) - תעשה על סמך הכרת אופי הסופות, שיוגדרו באמצעות הנוסחה הלא-מימדית 2.12.

(ד) בכל מקרה, אם הדבר ניתן, יש לבדוק את סדרי הגודל של האומדנים לפי (ב) ו-(ג) הנ"ל. בדיקה מעין זו תאפשר להעריך את מקדם הבטחון שבו אנו משתמשים לצורך הערכת הגשם המכסימלי הצפוי (גמ"צ).

(ה) באזורים בהם קיימות סופות הוריקן ו/או שברי ענן בעלי עוצמה ניכרת - ניתן להשתמש בערכים המתאימים מעקום יחסי עובי-משך מכסימליים מוחלטים עולמיים (ציור 26).
אם קיימות השפעות אורוגרפיות ניכרות יש להגדיל את העובי המתקבל מהעקום הנ"ל במקדם בטחון סביר (כי העקום מייצג עובי גשם שנמדדו למעשה, ויש להניח - שאלה הצפויים עלולים להיות גדולים יותר).

(ו) האמור לעיל מתיחס לאומדני גשם נקודתי. כדי לאמוד את עובי הגשם המכסימלי הצפוי על שטח נתון (תחום התנקזות נתון) - יש לבצע מיצוע מתאים - כפי שהוסבר בסעיף 2.9.5.

הערות:

- (1) דוגמה לאומדן הגמ"צ עבור מקומות שונים בישראל - ראה דוגמה 2.17.
- (2) להבנת המשמעות האזורית של גשמים - ראה פרק 2.10.
- (3) בכל מקרה, של צורך באומדן גמ"צ, יש להתייעץ עם הידרולוג או הידרומטאורולוג מומחה.

2.10 ניתוח אזורי של גשמים

2.10.1 המשמעות האזורית של גשמים וחשיבותה

מהאמור בפרקים הקודמים ניתן להסיק - שהגשם אינו תופעה מקומית ייחודית, המיוחדת למקום נקודתי מסויים בלבד. הן הגשם החזיתי והן הגשם הקונוקטיבי (המקומי) הינם תופעות בעלות אופייניות אזוריות. תופעות אלה הינן דומות, ולטווח ארוך אף זהות (אם לא, פחות או יותר, שוות) - במקומות שונים באזור שניתן להגדירו כאזור מטאורולוגי אחיד (Region of Meteorological Uniformity) או (UMR = Uniform Meteorological Region) - ראה סעיפים 2.2.7 ו-2.7.4.

אזורים מטאורולוגיים אחידים אינם מוגבלים מבחינה גיאוגרפית למקום מסויים, וניתן להכלילם ע"י חלוקה גלובלית - ראה סעיף 2.9.3 (ההשפעות הגיאוגרפיות-אקלימיות על פירוס הגשם השנתי וכמותו). ניתן למצוא איזורים מטאורולוגיים אחידים זהים במקומות המרוחקים זה מזה על פני כדור הארץ; אך, מאחר ואין שוויון מלא בתנאים המטאורולוגיים באיזורים זהים אלה - תהיה זהות מקורבת של נתוני הגשם באיזורים הנ"ל. לדוגמה: הפירושים הלא-מימדיים של יחסי עובי-משך של גשמים באזורים שונים בישראל ובארה"ב הינם שווים, לעומת זאת - הערכים הכמותיים המתאימים אינם בהכרח שווים, אלא זהים בקירוב (בסדר גודל דומה).

למשמעות האזורית של נתוני הגשם חשיבות רבה, בכך, שאם מוכח כי מספר תחנות גשם נמצאות באזור מטאורולוגי אחיד - ניתן להתייחס אל כלל נתוני התחנות כאל מדידות נקודתיות השייכות לנקודה אחת מבחינת ניתוח הגשם הנקודתי האופייני לאזור. ע"י כך תגדל כמות המידע ובמקרים רבים תגדל התקופה שעבורה קיים מידע רלבנטי. ההצדקה התיאורטית לכך היא בהיות הגשם תופעה אקראית מבחינת המיקום (בתוך האזור האחיד) ומבחינת זמן הופעתה. למשל: גשמי סופת השיא באגן נחל הירקון ב-8.11.1955 (ראה ציור 28) היתה במקרה באגן זה ובזמן זה; סופה זו היתה יכולה לפקוד אגן של נחל אחר באזור (אילון, אלכסנדר, חדרה, וכו'), או שסופה דומה יכולה לפקוד אגן של נחל אחר באזור בעתיד.

יתרה מזה, אם מוכח שקיימת זהות מטאורולוגית בין אזורים שונים - ניתן להשתמש בממצאי הניתוח של גשמי האזור שבו המידע מרובה לשם הערכת הגשמים הצפויים באזור הזה (מבחינה מטאורולוגית) שבו המידע מצומצם.

2.10.2 סיווג וקביעת אזורים מטאורולוגיים אחידים

א. אזורים מטאורולוגיים אחידים על פני כדור הארץ -

האזורים השונים בעולם הוגדרו וסווגו בהתאם לאקלימם (Trewartha, 1963) על פי קריטריונים שונים ובהם גם משטר ומהות הגשמים, כמותם ופירוסם על פני השנה. כמו-כן, הוגדרו וסווגו גושי האוויר השונים על פני כדור הארץ וכיווני תנועתם - אשר הם הגורמים העיקריים למשטר הגשמים ומהותם. על סמך מידע זה (ראה גם סעיף 2.9.3) ניתן להבחין באופן כללי באזורים מטאורולוגיים אחידים זהים. אם כי לא ניתן לאמץ את הנתונים של אזור אחד לאזור זהה אחר - הרי ניתן להשתמש בנתונים לשם קביעת אומדנים וסדרי גודל כלליים של הגשמים הצפויים.

ב. אזורים מטאורולוגיים אחידים בקנ"מ מוגבל -

ככל שהאזורים המטאורולוגיים האחידים יהיו מצומצמים יותר מבחינה גיאוגרפית - המידע הכוללני שיופק מנתוני כלל התחנות השונות שבאזור יהיה מדויק יותר. הדיוק יגדל ככל שהקריטריונים לאחידות יהיו מפורטים יותר. למשל: ניתן להתייחס אל מרכז וצפון ישראל כאל אזור מטאורולוגי אחיד; אך, חלוקה מפורטת יותר, תוך התחשבות בתנאים אורוגרפיים תאפשר הערכת הגשמים הצפויים בכל מקום באופן מדויק יותר. בחלוקה מפורטת יוגדרו כאזורים מטאורולוגיים אחידים: שפלת החוף מת"א ועד לחיפה; ההרים שבמרכז ובצפון הארץ; הגליל המערבי (ראה ציור 20).

ג. קביעת אחידות אזורים מטאורולוגיים -

הבדיקה לשם סיווג תחנות גשם לאזורים מטאורולוגיים

אחידים תעשה במספר רמות ובשלבים כדלקמן:

(1) סיווג אקלימי - בהתאם למידע קלימטולוגי

כללי ו/או מפורט קיים (הן מידע בין-לאומי

והן מידע לאומי). רצוי להסתייע בחוות דעת

השרות המטאורולוגי של הארץ שבו מצויים

האזורים הנבדקים.

(2) סיווג סינופטי - בהתאם למידע מטאורולוגי

המתייחס לתנועת מערכות הלחץ, הרוחות, גושי

האוויר האופייניים וכו'. ניתן להעזר לשם כך

במידע גלובלי, אך רצוי (אם הדבר ניתן) להסתייע

בחוות דעת של השרות המטאורולוגי של הארץ

שבו מצויים האזורים הנבדקים.

(3) ניתוח כללי של גשמים - לשם השוואת נתוני

הגשם השנתיים והחודשיים, פירוסי הגשמים

החודשיים ופירוסי הגשמים היומיים (ראה

סעיף 2.7.7).

(4) ניתוח יחסי עובי-משך בתחנות השונות - אם על

סמך נתונים מפורטים (ראה סעיף 2.7.2) ואם

על סמך העוטפת, כאשר המידע מצומצם יחסית

(ראה סעיף 2.7.5).

(5) סקירת מידע טופוגרפי - על סמך מפות טופוגרפיות

של האזורים הנבדקים. על גבי המפות יש לסמן

את כיווני הרוח השלטת ואת כיווני תנועת

הסופות, ובהתאם לכך לקבוע את האזורים שבהם

צפויות השפעות אורוגרפיות ניכרות או

משמעותיות וכך השפעות של מורד מקו הרכס וכו'.

יש לציין, שכאשר עורכים ניתוח השוואתי בין נתוני תחנות שונות הפועלות תקופה קצרה יחסית - אין לצפות להתאמה "מלאה" בגשמים קצרי משך או בגשמים הסופתיים. בכל מקרה, אין לצפות להתאמה של הנתונים הסימולטניים בתחנות השונות, אף אם הן שייכות לאותו אזור מטאורולוגי. ההתאמה הצפויה, בנתוני תחנות כנ"ל באזור מטאורולוגי אחיד, היא בסדרי הגודל של הגשמים ובפירוסם. ככל שהגשמים המנותחים יתייחסו למשך גדול יותר (חודש או שנה) תתכן התאמה טובה יותר.

2.10.3 ניתוח אזורי של גשמים על סמך מידע אזורי מספק

במקרים אלה - המידע הקיים במספר תחנות עלול להיות בלתי מספיק לצרכי ניתוח גשמים, אך המידע מכלל התחנות באזור המטאורולוגי האחיד מספיקים לשם כך. הניתוח האזורי יהיה למעשה כניתוח גשם נקודתי (ראה פרק 2.7) כאשר מתייחסים לכלל נתוני התחנות השונות כאילו היו נתונים של גשם נקודתי, בנקודה אחת. הדגמה לניתוח מעין זה - ראה דוגמאות 2.21 ו-2.22.

2.10.4 ניתוח איזורי של גשמים על סמך מידע מצומצם

על אף העובדה שישנם יותר נתוני גשם מנתוני זרימה, קורה ובאזורים רבים (בפרט באזורי פיתוח נידחים ובאזורים כמעט לא מיושבים) - המידע על אודות הגשמים הינו מצומצם ביותר ומתייחס לתקופת תצפיות קצרה (לעתים אף לא רצופה). נבחין בשני מקרים:
א. המידע מאפשר ניתוח איזורי כלשהו -

משתמשים במידע המועט הקיים לשם איתור טוב עד כמה שאפשר של אזור מטאורולוגי אחיד דומה - כפי שהוסבר בסעיף 2.10.2, ג'. נתוני האזור הדומה נאומצו כסדרי גודל וכאומדנים כפי שהם, או - אם הדבר אפשרי על פי המידע הקיים - לאחר התאמה מסויימת. תחקירים של אנשי המקום עשויים לסייע להערכות סבירות.

ב. המידע אינו מאפשר ניתוח אזורי כלשהו -

במקרים אלה ניתן למצוא אזורים מטאורולוגיים זהים על סמך המידע הגלובלי (ספרות קלימטולוגית מתאימה), המידע לאומי (השרות המטאורולוגי המקומי), תחקירים של אנשי המקום וסקירת המידע הטופוגרפי (כאמור בסעיף 2.10.2, ג'). ברור, שהשימוש בנתוני האזור הזה, או במידע הקלימטולוגי הכללי, יאפשרי קבלת אומדנים גסים בלבד.

בכל מקרה, שימוש במקדמים הלא מימדיים עבור פירוס גשמים קצרי משך וארוכי משך תוך שימוש באומדנים של עובי גשמים סופתיים משני הסוגים הנ"ל ומקדמי תקופת חזרה (ראה פרקים 2.7 ו-2.9) - עשויים לסייע להערכות גסות. מידע כמותי כלשהו עשוי להתקבל מספרות מתאימה ומשימוש בנוסחות ונתונים מתאימים - שפורטו בפרקים הקודמים.

2.11 דוגמאות

דוגמה 2.1: חישוב עובי ועוצמה של גשם במשכי זמן שונים. נתון: עובי הגשם שירד מסופה, שפקדה את חיפה ב-23.11.1949, שנמדד ברציפות בתחנה המטאורולוגית של הסכניון בהדר הכרמל, פוענח כעובי מצטבר ברווחי זמן של 5 דקות כדלקמן:

זמן מתחילת הסופה ב-דקות	t	0	5	10	15	20	25	30
עובי מצטבר ב-מ"מ	D	0	5.0	18.4	28.2	37.2	45.0	52.5
	t	35	40	45	50	55	60	-
	D	58.3	62.7	66.5	69.5	71.0	71.6	-

דרוש: לחשב את עובי הגשם ואת העוצמות הממוצעות עבור משכי זמן של 5 דקות ועבור משכי זמן של 10 דקות מהסופה הנתונה.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable sources of information.

3. The third part of the document describes the process of identifying and addressing potential risks and challenges. It stresses the importance of proactive risk management and the need to develop effective strategies to mitigate potential threats.

4. The fourth part of the document discusses the role of communication and collaboration in achieving the organization's goals. It emphasizes the importance of clear communication and the need for all team members to work together effectively.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key findings and conclusions of the study. It highlights the main points discussed throughout the document and provides a final assessment of the organization's current state and future prospects.

פתרון:

א. (1) עוביי הגשם במשכי זמן של 5 דקות $T = 5$, $\Delta_5 D$, יחושבו

ע"י חישוב ההפרש בעוביי הגשם המצטבר בתום זמנים

עוקבים שההפרש ביניהם הוא 5 דקות, למשל:

$$(\Delta_5 D)_{5,10} = D_{10} - D_5$$

בדוגמה שלפנינו $D_5 = 5.0$ mm ואילו $D_{10} = 18.4$ mm ולכן

$$(\Delta_5 D)_{5,10} = 18.4 - 5.0 = 13.4 \text{ mm}$$

(2) באופן דומה מחשבים את עוביי הגשם למשכי זמן עוקבים

של 10 דקות - בין 0 ל-10 דקות, בין 10 ל-20 דקות, וכו'.

ב. (1) העוצמות במשכי זמן של 5 דקות I_5 , יחושבו באופן הבא:

$$I_T = I_5 = \frac{\Delta_5 D}{T}; \quad (I_5)_{5,10} = \frac{(\Delta_5 D)_{5,10}}{5} \left[\frac{\text{mm.}}{\text{min.}} \right]$$

אם נרצה לבטא את העוצמות ב-מ"מ לשעה - יש צורך לכפול

את הביטוי הנ"ל ב-60. למשל, בהמשך לדוגמה ש-(1):

$$(I_5)_{5,10} = \frac{13.4}{5} = 2.68 \text{ mm/min.} = 2.68 \times 60 = 160.8 \text{ mm/hr}$$

(2) באופן דומה מחשבים את העוצמות הממוצעות במשכי זמן

עוקבים של 10 דקות - בין 0 ל-10 דקות, בין 10 ל-20

דקות, וכו'.

ג. העוביים והעוצמות הממוצעות - מפורטים בטבלה להלן:

t	min.	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
D	mm.	0	5.0	18.4	28.2	37.2	45.0	52.5	58.3	62.7	66.5	69.5	71.0	71.6
$\Delta_5 D$	mm.		5.0	13.4	9.8	9.0	7.8	7.5	5.8	4.4	3.8	3.0	1.5	0.6
I_5	mm/min.		1.0	2.7	2.0	1.8	1.6	1.5	1.2	0.9	0.8	0.6	0.3	0.1
	mm/hr.		60.0	160.8	117.6	108.0	93.6	90.0	69.7	52.8	45.6	36.0	18.0	7.2
$\Delta_{10} D$	mm.		18.4		18.8		15.3		10.2		6.8		2.1	
I_{10}	mm/min.		1.8		1.9		1.5		1.0		0.7		0.2	
	mm/hr.		110.1		113.0		91.8		61.2		40.8		12.6	

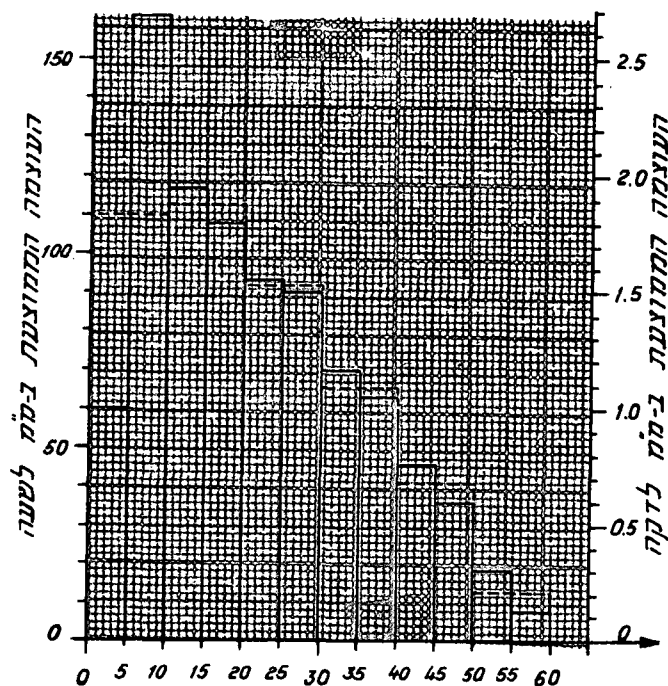
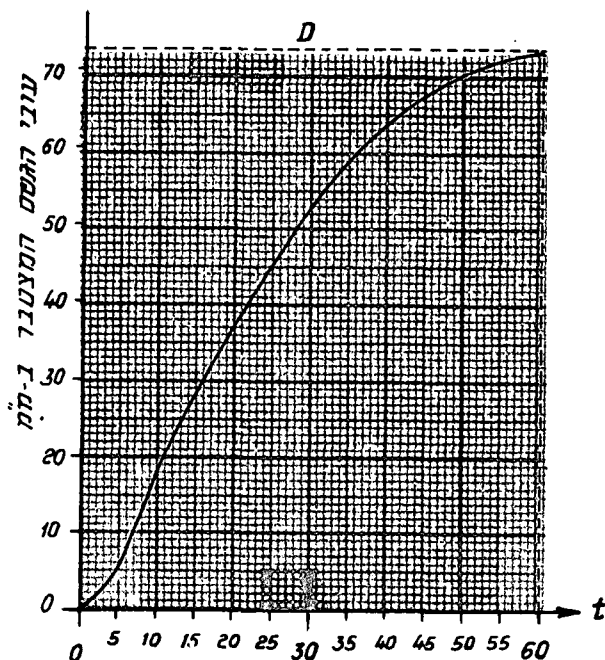
הערה :

ערכי I_5 ו- I_{10} במ"מ לדקה הינם מעוגלים לספרה אחת אחרי הנקודה.

דוגמה 2.2 :

עקום העובי הסכומי (המצטבר) והייטוגרם הגשם.
בהמשך לדוגמה 2.1 - דרוש לשרטט את עקום העובי המצטבר ואת
ההייטוגרם של הגשם מהסופה הנתונה. הייטוגרם העוצמות יתייחס
לעוצמות ממוצעות למשכי זמן של 5 ו- 10 דקות ביחידות של
מ"מ לשעה וביחידות של מ"מ לדקה.

בציור להלן מתוארים: א) עקום עובי הגשם המצטבר ו-ב) ההיטוגרם, המבוקשים.



t = זמן מתחילת הסופה, ב-דקות

א. עקום עובי הגשם המצטבר

t = זמן מתחילת הסופה, ב-דקות

ב. ההיטוגרם העוצמות הממוצעות

למשכי זמן של 5 דקות (-)

ולמשכי זמן של 10 דקות (- - -)

הערות:

- השימוש בשני צירים להיטוגרם חוסך עבודת חישוב וכן את הצורך בסרטוט נוסף.
- העוצמות הממוצעות למשכי זמן של 10 דקות הן ממוצע אריחמטי של זוגות עוקבות של עוצמות ממוצעות למשכי זמן של 5 דקות.

דוגמה 2.3 : חישוב עוצמות גשם מכסימליות בתלות במשך מחוץ נחוני גשם סופתי. הנתונים כמו בדוגמאות 2.1 ו-2.2

דרוש :

א. לחשב את העוצמות המכסימליות הממוצעות בסדרה הנתונה במשכי זמן של 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 ו-60 דקות.

ב. לתאר את תלות העוצמה המכסימלית הממוצעת במשך.

פתרון :

א. החישוב יכול להעשות בנוחיות רבה באופן טבולרי הבא:

(1) מחשבים את הפרשי העובי (D) עבור משכי זמן שונים (T),

רהיינו - את D על פי הנוסחה: $D = D_t - D_{t-T}$

עבור t (הזמן מתחילת הסופה) T. החישוב נעשה באופן רצוף

מתחילת הסופה ועד לסיומה, באינטרוואלים של הנתונים (במקרה זה

- 5 דקות) - ראה טבלה להלן.

D טבלה לחישוב

t	min.	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
D	mm.	0	5.0	18.4	28.2	37.2	45.0	52.5	58.3	62.7	66.5	69.5	71.0	71.6
Δ_5^D	mm.		5.0	13.4	9.8	9.0	7.8	7.5	5.8	4.4	3.8	3.0	1.5	0.6
Δ_{10}^D	mm.			18.4	23.2	18.8	16.8	15.3	13.3	10.2	8.2	6.8	4.5	2.1
Δ_{15}^D	mm.				28.2	32.2	26.6	24.3	21.1	17.7	14.0	11.2	8.3	5.1
Δ_{20}^D	mm.					37.2	40.0	34.1	30.1	25.5	21.5	17.0	12.7	8.9
Δ_{30}^D	mm.							52.5	53.3	44.3	38.3	32.3	26.0	19.1
Δ_{40}^D	mm.									62.7	61.5	51.1	42.8	34.4
Δ_{50}^D	mm.											69.5	66.0	53.2
Δ_{60}^D	mm.													71.6

הערות לטבלה

הרישום של הערכים המתאימים D מתחת לעמודת t מתייחסים לפרק

זמן המתחיל ב-t-T לדוגמה: D הרשום בעמודת t=20 דקות הוא

32.2 מ"מ; עובי זה מתייחס לפרק הזמן המתחיל 5 דקות=20-15=t-T

ומסתיים בזמן t (=20 דקות) מתחילת הסופה.

בהמשך לדוגמה זו - 32.2 מ"מ = $D_{20} - D_5 = 37.2 - 5.0 = D_{5,20}$

(2) בכל שורה של נחוני D מאתרים את הערך הגדול ביותר

ומסמנים אותו ע"י קו מתחת למספר (ראה הטבלה לעיל).

(3) מרכזים בטבלה את העוביים המכסימליים המתאימים למשכי

הזמן השונים (T) ומחשבים את העוצמות המתאימות -

תוך התחשבות במשך המשתנה (T) אליו מיוחסים העוביים

($I_T = \frac{\Delta T D}{T}$). במקרה זה, היות ו- T נתון בדקות

יתקבלו העוצמות ב-מ"מ לדקה; כדי לקבלן ב-מ"מ לשעה -

יש לכפול אותן ב-60 - ראה טבלה סיכום להלן:

טבלת סיכום של העוביים המכסימליים והעוצמות
המכסימליות הממוצעות למשכי הזמן השונים:

T (המשך)	min.	5	10	15	20	30	40	50	60
$(\Delta T D)_m$	mm.	13.4	23.2	32.2	40.0	53.3	62.7	69-	71.6
$(I_T)_m$	mm/min.	2.68	2.32	2.15	2.0	1.77	1.57	1.39	1.19
	mm/hr.	160.8	139.2	128.7	120.0	106.3	94.2	83.3	71.6

הערה: האינדקס m מציין ערכים מכסימליים.

יש להעיר:

(א) החישובים הנ"ל מיגעים, בפרט אם יש לבצעם עבור מספר רב

של סופות, לכן - מנחים באופן זה רק סופות עם גשמים

"גדולים", הממיינות לפי הקריטריון שהוסבר בסעיף 2.7.1 -

ראה דוגמה 2.4.

(ב) אם ניתן לראות מנחוני הסופה, או מההייסוגרם, כי העוצמות

קטנות לאחר השגת המכסימום (בדרך כלל לקראת סוף הסופה) -

ניתן להפסיק החישובים לאחר השגת הערך המכסימלי, $(\Delta T D)_m$,

בכל מקרה; כלומר - כאשר הערכים המתאימים $\Delta T D$ מתחילים

לקטון.

(ג) במקרים רבים ניתן להעזר בהייסוגרם לשם קביעת ערכי $(\Delta T D)_m$

עבור משכי הזמן השונים (T) - על פי ראייה. במקרים

מעין אלה ניתן לחסוך בעבודה מיגעת. למשל: מתוך ההייסוגרם

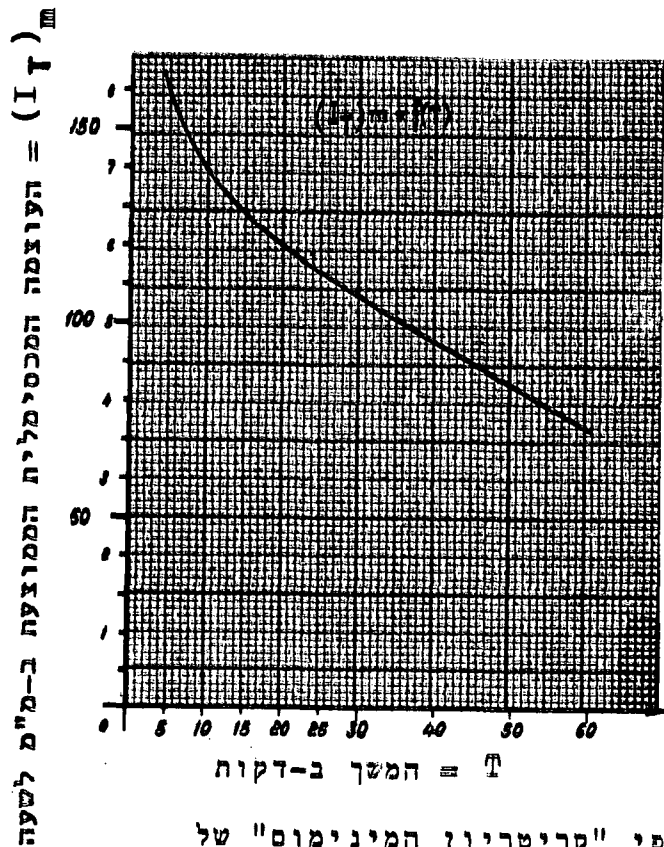
שבדוגמה 2.1 ניתן להיווכח בקלות ש- $(\Delta_5 D)_m$ מושג בין

הדקות ה-5 ל-10 מתחילת הסופה; ש- $(\Delta_{10} D)_m$ מושג בין

הדקות ה-5 ל-15 מתחילת הסופה; ש- $(\Delta_{15} D)_m$ מושג בין

הדקות ה-5 ל-20 מתחילת הסופה, וכו'.

ב. בציור לחלן מתוארת תלות העוצמות הממוצעות המכסימליות, שחושבו לעיל, במשך (T).



בציור זה ממוחשת קטינת העוצמה המכסימלית הממוצעת עם גדול המשך - ראה דוגמה.

דוגמה 2.4: מיון סופות לניתוח לפי "קריטריון המינימום" של

העובי המצטבר (ראה סעיף 2.7.1).

נתון: בעת מעבר סופה מסוימת נרשמו נחוני הגשם הבאים:

t (בדקות)	0	5	10	15	20	25	30	40	50
D (במ"מ)	0	2.6	3.6	5.0	6.8	15.0	18.2	19.3	19.3

דרוש: לקבוע האם יש להגדיר סופה זו כסופה בעלת עוצמות גדולות ולהכלילה בניתוח.

הפתרון:

החל מהדקה ה-25 מתחילת הסופה ועד לדקה ה-50 העובי המצטבר גדול מזה שנקבע ע"י הקריטריון שבטבלה 3 - ראה הערכים המסומנים בקו מתחתם בטבלת הנתונים. אי לכך, יש להכליל סופה זו בניתוח. יש להעיר, שעל אף העובדה שבין הדקה ה-40 ל-50 מתחילת הסופה לא ירד גשם - הרי גם הס"ה לדקה ה-50 הוא מעל למינימום הקבוע בקריטריון.

ואמנם, אם נחשב את הפרשי העובי עבור משכים של מ-5 ועד ל-30 דקות ניווכח שהם גדולים או שווים לערכי קריטריון המינימום (ראה טבלה 2).

הקריטריון

$$\begin{aligned}\Delta D_5 &= D_{25} - D_{20} = 15.0 - 6.8 = 8.2 \text{ mm} > 6.2 \text{ mm} \\ \Delta D_{10} &= D_{30} - D_{20} = 18.2 - 6.8 = 11.4 \text{ mm} > 7.5 \text{ mm} \\ \Delta D_{15} &= D_{30} - D_{15} = 18.2 - 5.0 = 13.2 \text{ mm} > 8.75 \text{ mm} \\ \Delta D_{20} &= D_{40} - D_{20} = 19.3 - 6.8 = 12.5 \text{ mm} > 10.0 \text{ mm} \\ \Delta D_{25} &= D_{40} - D_{15} = 19.3 - 5.0 = 14.3 \text{ mm} > 11.2 \text{ mm} \\ \Delta D_{30} &= D_{50} - D_{20} = 19.3 - 6.8 = 12.5 \text{ mm} = 12.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

דוגמה 2.5: השלמת נתוני גשם חסרים על סמך נוסחה (ראה סעיף 2.6.2)

נתון: עובי הגשם הסופתי D_i נמדד בשלוש תחנות מייצגות \bar{N}_i ($i = 1; 2; 3$), אשר עובי הגשם השנתי הממוצע בהן הוא \bar{N}_x

דרוש: להעריך את עובי הגשם הסופתי המתאים D_x , בתחנה X, שבה עובי הגשם השנתי הממוצע הוא \bar{N}_x

הנתונים מפורטים בטבלה להלן.

חישובי עזר		נתונים		
$\left \frac{\bar{N}_i - \bar{N}_x}{\bar{N}_x} \right $	$\left \bar{N}_i - \bar{N}_x \right $ (מ"מ)	D_i (מ"מ)	\bar{N}_i (מ"מ)	מספר התחנה
0.167	100	58	500	1
0.033	20	76	620	2
0.067	40	70	560	3
-	-	-	600	X

הפתרון:

$$א. מחשבים את $\left| \bar{N}_i - \bar{N}_x \right|$ ואת $\frac{1}{\bar{N}_x} \left| \bar{N}_i - \bar{N}_x \right|$$$

ראה בטבלה לעיל. היות וההפרש היחסי בתחנה 1 גדול מ-10% - יש לחשב את D_x על פי ממוצע משוקלל של הגשם הסופתי בשלוש התחנות (ראה הסברים בסעיף 2.6.2).

ב. המיצוע המשוקלל יחושב כלהלן:

$$D_x = \frac{1}{n} \sum \left(\frac{\bar{N}_x}{N_i} \right) D_i = \frac{1}{3} \left[\frac{\bar{N}_x}{N_1} D_1 + \frac{\bar{N}_x}{N_2} D_2 + \frac{\bar{N}_x}{N_3} D_3 \right] =$$

$$= \frac{1}{3} \left[\frac{600}{500} \times 58 + \frac{600}{620} \times 76 + \frac{600}{560} \times 70 \right] =$$

$$= \frac{1}{3} [69.5 + 73.5 + 75.0] = \frac{218.0}{3} = 72.7 \text{ מ"מ}$$

(ניתן היה להוציא את \bar{N}_x לפני הסוגריים המרובעים הנ"ל).

יש לציין שממוצע אריתמטי של התחנות המייצגות הוא שונה מהתוצאה (D_x) שהתקבלה:

$$\bar{D} = \frac{1}{3} (D_1 + D_2 + D_3) = \frac{1}{3} (58 + 76 + 70) = \frac{204}{3} = 68.0 \text{ מ"מ}$$

דוגמה 2.6: השלמת נתוני גשם חסרים על סמך קורלציה לנתוני תחנות מייצגות.

נתון: בשלוש תחנות נמדד הגשם באופן סדיר, בעוד שבתחנה רביעית (x) הסמוכה להן לא נמדד הגשם במספר שנים - ראה נתונים בטבלה בהמשך.

דרוש: בהנחה ששלושת התחנות הנ"ל הינן תחנות מייצגות - השלם את נתוני הגשם החודשיים החסרים M_x , בשנים מספר 12, 8, 4.

הפתרון: (1) אוספים את נתוני הגשם החודשי בכל חודש בשלוש התחנות המייצגות ובתחנה x .

(2) מחשבים את העובי הממוצע של הגשם החודשי בתחנות המייצגות (\bar{M}) - כממוצע אריתמטי או כממוצע משוקלל (כפי שהודגם בדוגמה 2.5).

(3) מסכמים את הנתונים הממוצעים המחושבים הנ"ל (\bar{M}) ואת נתוני התחנה x (M_x) בטבלה (ראה להלן דוגמה עבור חודש אחד).

1900

1900

1900

1900

1900

1900

1900

1900

1900

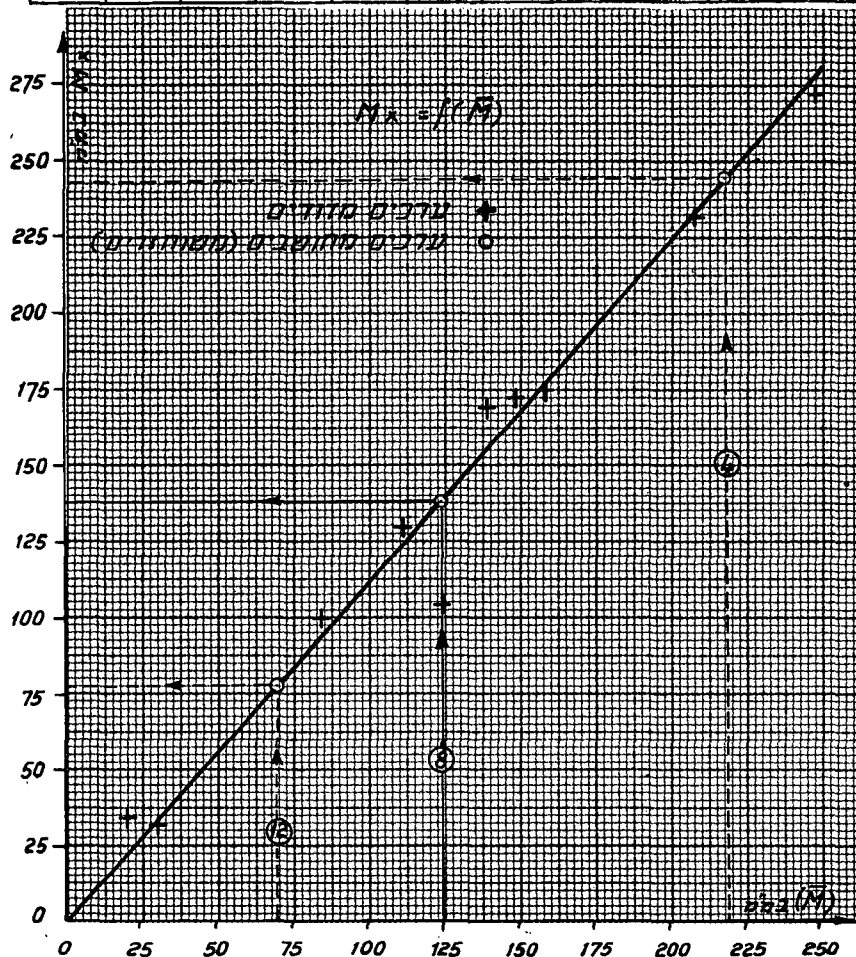
1900

1900

1900

1900

מספר סידורי של השנה	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
\bar{M} = עובי ממוצע בתחנות המדידות	מ"מ	30	160	140	220	20	85	210	125	250	150	112	70	125
\bar{M}_x עובי מדוד בתחנה	מ"מ	32	174	168	-	35	100	230	-	270	172	128	-	103



(4) מסרטים את הנקודות המתימות $(\bar{M}; M_x)$ על גבי נייר מילימטרי.

(5) מעבירים קו קורלציה - לפי השיטות שהוסברו בקונטרס 3, או "לפי העין"

(6) על פי קו הקורלציה משלימים את הנתונים החודשיים החסרים:

$$(M_x)_4 = 242 \text{ מ"מ}$$

$$(M_x)_8 = 137 \text{ מ"מ}$$

$$(M_x)_{12} = 77 \text{ מ"מ}$$

עובי זה הוא חודשי כלומר: למעשה מ"מ בחודש.

הערה: הקורלציה הנ"ל ניתנה לביטוי אנליטי פשוט: $M_x \approx 1.1 \times \bar{M}$, כך שניתן להשתמש בנוסחה זו במקום בחיתוך קו הקורלציה.

דוגמה 2.7: בחירת תחנות מייצגות לשם מציאת קורלציה לצורך השלמת נתוני גשם חסרים.

נתון: במשך חמש שנים (מ-1963/64 ועד 1967/68) נערך מחקר הידרולוגי בתחום ההתנקזות של נחל אבהאר-רוד (Abhar-Rud) בפרס. במסגרת מחקר זה נמדדו גשמים בתחנות שונות, שהוקמו בתחום ההתנקזות, ועל פי נתוניהם חושבו כמויות הגשם השנתיות הממוצעות על פני תחום התנקזות זה. בחמש תחנות סמוכות לתחום ההתנקזות הנ"ל נמדדו גשמים במשך תקופה זהה ממושכת יותר. התחנות הן: זנו'אן (Z); אבהאר (A); טקסטן (T) קזוין (G); דה-סומה (D); קראז' (K). הנתונים בטבלה שבהמשך.

דרוש: א. למצוא את קבוצת התחנות אשר תייצג באופן הטוב ביותר את הגשמים השנתיים הממוצעים על פני תחום ההתנקזות הנ"ל.

ב. למצוא את הקורלציה שבין כמויות הגשם השנתי בתחנות המייצגות לבין הגשמים הממוצעים על פני תחום ההתנקזות הנ"ל.

ג. לשחזר את נתוני הגשם השנתי על פני תחום ההתנקזות החל משנת 1954/55 (התקופה עבורה ישנם נתונים בתחנות הסמוכות).

הפתרון:

א. (1) מרכזים את הנתונים השנתיים החופפים - בחמשת השנים 1963/64 - 1967/68 - בטבלה.

(2) מחשבים ממוצעים אריתמטיים עבור קבוצות שונות אפשריות של תחנות, אשר עשויות להיות מייצגות - ראה טבלה להלן.

(3) בחלק אחר של הטבלה ממספרים את נתוני התחנות הנ"ל ואת הממוצעים בקומבינציות השונות לפי גודל הנתונים במספרים מ-1 ועד ל-5, (כי ישנם נתונים סימולטניים עבור 5 שנים בלבד, כאשר: בספרה 1 מסמנים את כמות הגשם השנתית (או הכמות הממוצעת המחושבת) הגדולה ביותר ובספרה 5 מסמנים את הכמות הקטנה ביותר - ראה טבלה להלן.

	מספר סידורי בהתאם לגודל הנתונים (*)									
	כמויות גשם שנתיים, כ-מ"מ					מספר סידורי בהתאם לגודל הנתונים (*)				
	1963/4	64/5	65/6	66/7	67/8	1963/4	64/5	65/6	66/7	67/8
Zanjan (Z)	224	294	333	360	436	5	4	3	2	1
Abhar (A)	348	419	253	315	443	3	2	5	4	1
Takestan (T)	199	249	80	184	447	3	2	5	4	1
Ghazvin (G)	298	276	188	249	530	2	3	5	4	1
Deh Someh (D)	258	266	190	158	355	3	2	4	5	1
Karaj (K)	204	165	144	221	308	3	4	5	2	1
(Z + A)/2	286	356	293	337	439	5	2	4	3	1
(Z + T)/2	211	271	206	272	441	4	3	5	2	1
(Z + G)/2	261	285	260	304	483	4	3	5	2	1
(Z + D)/2	241	280	261	259	395	5	2	3	4	1
(Z + K)/2	214	229	238	290	372	5	4	3	2	1
(Z + A + T)/3	257	321	222	286	442	4	2	5	3	1
(Z + G + D)/3	260	279	237	256	440	3	2	5	4	1
(Z + G + T)/3	237	273	200	264	474	4	2	5	3	1
1/4(Z + A + G + K)	269	288	229	286	429	4	2	5	3	1
1/6 Σ Total	255	278	198	248	420	3	2	5	4	1

ממוצע לחמים	313	340	263	364	496	4	3	5	2	1
ההתקוות										
הנחקר										

הערה: (*) ראה הסברים ב-(3) לעיל.

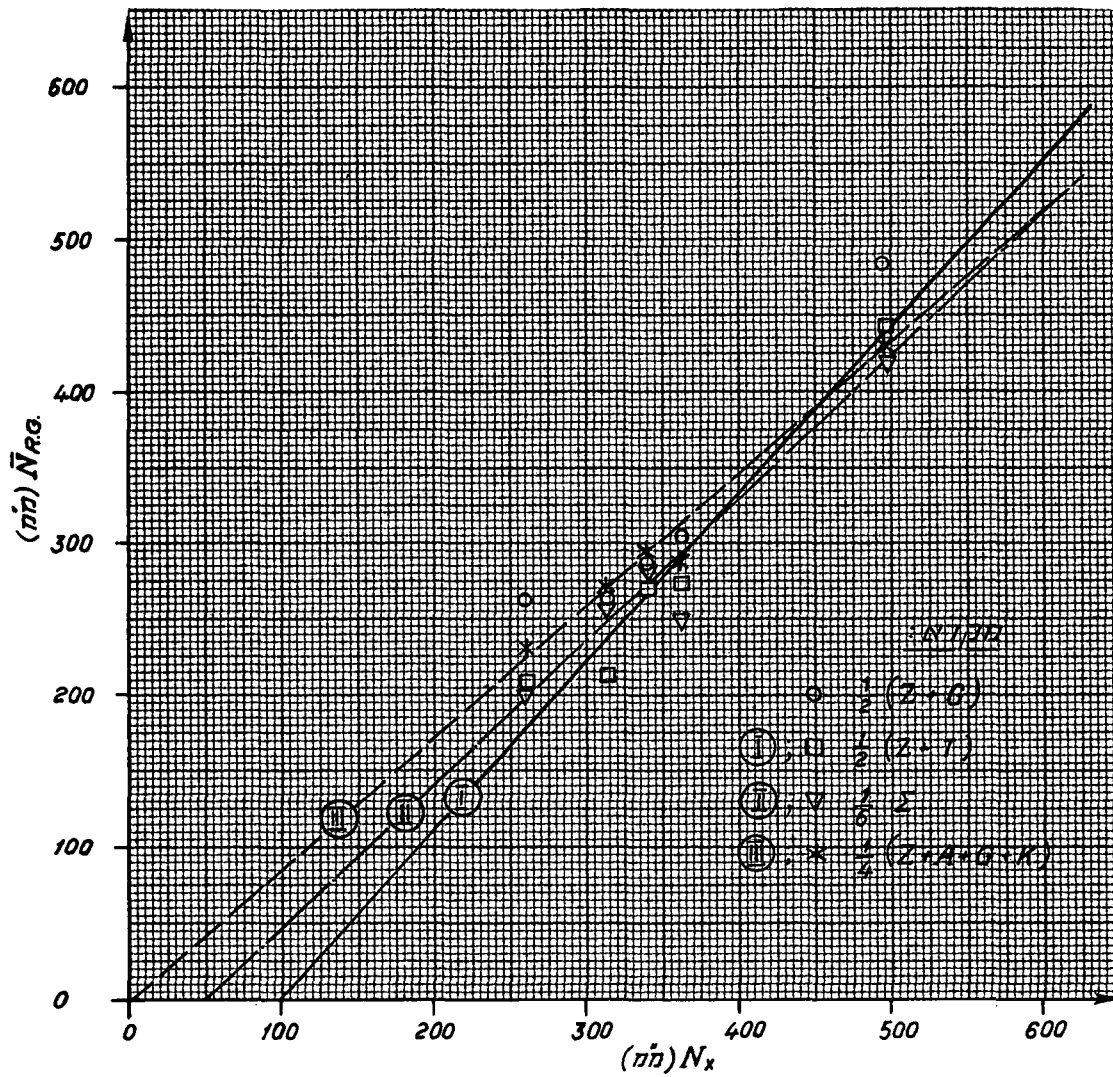
(4) התאמה טובה ביותר מבחינת מגמת הנתונים מתקבלת עבור $\frac{1}{2}(Z + T)$ ועבור $\frac{1}{2}(Z + G)$, כלומר: מבחינת מגמת הנתונים של קבוצות אלה, ישנה זהות מלאה למגמת הנתונים הממוצעים בתחום ההתנקזות הנחקר.

(5) מסקנות: יש לבדוק באופן גרפי איזה קו קורלציה טוב יותר מבין שתי הקבוצות התואמות, שצויינו ב-(4) לעיל.

(6) הערות: ניתן לבדוק קומבינציות נוספות על אלה שפורטו בסבלה הנ"ל.
- על אף אי ההתאמה המלאה - כדאי לבדוק את ההתאמה הגרפית של הממוצע של כלל התחנות $(\sum 1/6)$ וכן את הממוצע של 4 התחנות $= 1/4(Z + A + G + K)$, אשר מגמתו שונה אך במעט ממגמת נתוני תחום ההתנקזות הנחקר.

ב. (1) על גבי נייר מילימטרי מתווים את הנקודות המתאימות של כמויות הגשם השנתיות הממוצעות לתחנות המיצגות האפשרויות -
 $\bar{N}_{R.G.}$ (=האינדקס R.G. מציין Representative Group)
ושל כמויות הגשם הממוצעות על פני תחום ההתנקזות הנחקר (N_x) .

(2) מעבירים קו קורלציה לפי השיטות שהוסברו בקונטרס
3, או לפי "טביעת עין" - ראה תרשים להלן.



(3) ניתוח הממצאים והמסקנות:

מסתבר שקורלציה עבור $\frac{1}{2}(Z+G)$ פחות טובה מזו
המתקבלת עבור $\frac{1}{2}(Z+T)$, מאחר ושתי הנקודות
הקיצוניות סוּטות משאר שלושת הנקודות בסטייות גדולות
יחסית. נוסחת קו הקורלציה המתקבל, במקרה זה, היא:

$$(N_x)_I = 100 + 0.9(\bar{N}_{R.G.})_I ; (\bar{N}_{R.G.})_I = \frac{1}{2}(Z+T)$$

התאמה טובה מאד עבור 4 מתוך 5 הנקודות הקיימות
מתקבלת עבור קורלציה לממוצע כלל התחנות $(\sum/6)$.
קורלציה זו ניתנת לביטוי באמצעות הנוסחה:

$$(N_x)_{II} \cong 50 + 1.05(\bar{N}_{R.G.})_{II} ; (\bar{N}_{R.G.})_{II} = \frac{1}{6} \sum(Total)$$

קורלציה טובה מתקבלת גם עבור $\frac{1}{4}(Z+A+G+K)$
כדלקמן:

$$(N_x)_{III} = 1.15(\bar{N}_{R.G.})_{III} ; (\bar{N}_{R.G.})_{III} = \frac{1}{4}(Z+A+G+K)$$

יש להחליט באיזה קבוצת תחנות ייצוגיות לבחור!
מבחינה פיסיקלית - הקורלציה הראשונה לעיל (ל-
 $\frac{1}{2}(Z+T)$) אינה נראית משכנעת, באשר משתמע ממנה כי -
הגשמים בתחנות $T+Z$ רבים יותר מאשר התוספת ל- N_x
מעל ל-100 מ"מ הראשונים. אם אמנם הנחה זו נכונה
- לא נראה כסביר שבתחום ההתנקזות הנחקר עלול לרדת
גשם שנתי של עד ל-100 מ"מ מבלי שירד כלל גשם
בתחנות $T+Z$, אלא אם כן אין הגשם בהם באותו
אופי (אינן באותו אזור מטאורולוגי) ולכן פסולות
מלשמש כתחנות ייצוגיות. לעומת זאת הקורלציות
II ו- III נראות סבירות ובאותה מידת התאמה.

יתרון קורלציה II - במספר התחנות הרב יותר,
דבר המקטין אפשרויות לסעויות; אך יתרון קורלציה
III - שאף בה מספר התחנות הייצוגיות אינו מועט
(4 תחנות) בכך שהקו עובר דרך הראשית (כאשר
 $(\bar{N}_{R.G.})_{III} = 0$ גם $N_x = 0$), כלומר: קיימת סבירות
רבה יותר שהן שייכות לאותו איזור מטאורולוגי לו
שייך תחום ההתנקזות הנחקר.

לפיכך נבחר את קורלציה III הנ"ל

$$(N_x = 1.15(\bar{N}_{R.G.})_{III})$$

(5) הערות: דוגמה זו ממחישה - שלא תמיד ההתאמה המלאה
במגמת הנתונים מבטיחה מראש את ההצלחה בבחירת התחנות
הייצוגיות. בכל מקרה, יש לבחון את התוצאות לאור
ההגיון הפיסקלי ולסכם את הבחירה תוך שיקול דעת.

ג. שיחזור הנתונים יכול להיות על פי קו הקורלציה או על פי
הנוסחה שנמצאה - ראה דוגמה 2.6.
במקרה זה, השתמשנו בנוסחת הקורלציה והשלמנו את הנתונים
כמפורט בטבלה להלן:

השנה ההידרולוגית								
1954/5	55/6	56/7	57/8	58/9	59/60	60/1	61/2	62/3
334	336	345	279	204	224	299	342	304
$(\bar{N}_{R.G.})_{III} = \frac{1}{4}(Z+A+G+K)$								
384	386	397	321	235	258	344	393	350
$N_x = 1.15(\bar{N}_{R.G.})_{III}$								

אם נוסיף לנתונים המשוחזרים הנ"ל (לתקופה של 9 שנים) את
הנתונים המדודים (לתקופה של 5 שנים) - תתקבל סדרת נתונים
עבור 14 שנים - שהיא מייצגת את הגשם השנתי על פני תחום
ההתנקזות באופן טוב יותר, בהרבה, מאשר הנתונים המדודים
בלבד.

דוגמה 2.8 : השלמת נתוני פירוס גשם סופתי

נתון : בתחנה A נמדד עובי גשם סופתי בשעור

$$D = 53 \text{ מ"מ.}$$

אותה סופה פקדה בערך באותו זמן את תחנת B, הנמצאת לא הרחק מ-A, שבה מותקן מד-גשם רושם. העובי המצטבר של הגשם הסופתי שנמדד בתחנה B בתלות בזמן - מתואר בטבלה להלן:

t	דקות	0	5	10	20	30	40	50	55
D _B	מ"מ	0	5.0	18.4	37.2	52.5	62.7	69.5	71.0

דרוש :

- א. לחשב את פירוס העובי המצטבר של הגשם הסופתי בתחנה B באופן לא מימדי.
 - ב. לשחזר את הפירוס המשוער של העובי המצטבר של הגשם הסופתי בתחנה A:
- (1) כאשר אין נתונים על אודות המשך.
 - (2) כאשר נרשם ביומן התחנה כי משך הגשם היה 40 דקות.

הפתרון :

- א. פירוס העובי המצטבר בתחנה B באופן לא-מימדי יעשה על פי הנוסחות הבאות:

$$\tau = \frac{t}{t_r} = \frac{t \text{ (דקות)}}{55} \quad \text{הזמן הלא-מימדי -}$$

$$\delta = \frac{D}{D_r} = \frac{D \text{ (מ"מ)}}{71.0} \quad \text{העובי המצטבר הלא-מימדי -}$$

לדוגמה: בדקה העשירית: $t = 10$ דקות ואילו $\tau = \frac{10}{55} = 0.182$

$$\delta = \frac{18.4}{71.0} = 0.259 \quad (D_B)_{10}$$

(ניתן להסתפק בדיוק עד לספרה השנייה אחרי

הנקודה).

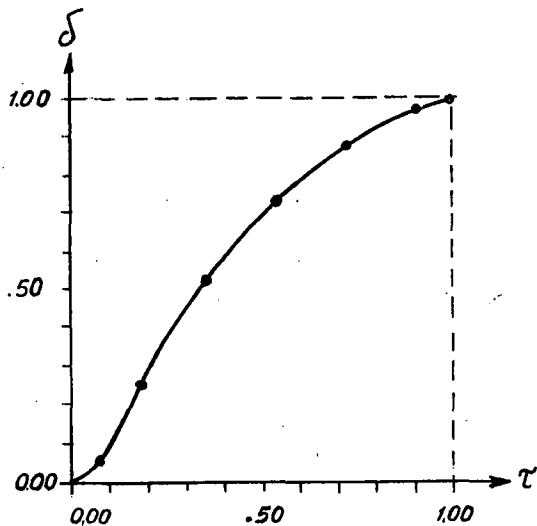
התאור הלא מימדי המבוקש מסוכס בסבלה הבאה:

$t_B = (t_A)_1$ דקות									
0	5	10	20	30	40	50	55		
τ	0	0.09	0.18	0.36	0.54	0.72	0.90	1.00	
δ	0	0.07	0.26	0.52	0.74	0.88	0.98	1.00	
D_A מ"מ	0	3.7	13.8	27.5	39.2	46.6	51.8	53.0	
$(t_A)_2$ דקות									
0	4	7	14	22	29	36	40		

הערה : הערכים מעוגלים, בהתאם לדייוק הרישום.

התאור הגרפי של הפירוס הלא מימדי מתואר בציור

שלהלן:



ב. (1) כאשר אין מידע

על משך הסופה

בתחנה A -

מניחים שמסכה

היה שווה למשך

בתחנה B, כלומר:

$(t_A)_1 = 55$ דקות.

בהתאם להנחה זו,

ניתן לשחזר את

העובי $(D_A)_1 = 53.0 \times \delta$

עבור ערכים מתאימים

של $(t_A)_1 = 55 \times \tau$ (ראה בסבלה לעיל). בנוסחות אלה

הזמן הוא בדקות והעובי ב-מ"מ.

(2) כאשר ידוע שמשך הסופה בתחנה A היה 40 דקות $(t_A)_2$

השינוי יהיה בחישוב הזמנים המתאימים לערכי ה- τ

$$40 \times \tau = (t_A)_2$$

הערכים המתאימים של העובי, חושבו עבור ערכים

מתאימים של τ כך שמשתנה רק זמן הופעתם - $(t_A)_2$,

ראה בטבלה לעיל.

בציור (ב) -

מוצגים הפירושים

המימדיים של

העובי המצטבר

של הגשם

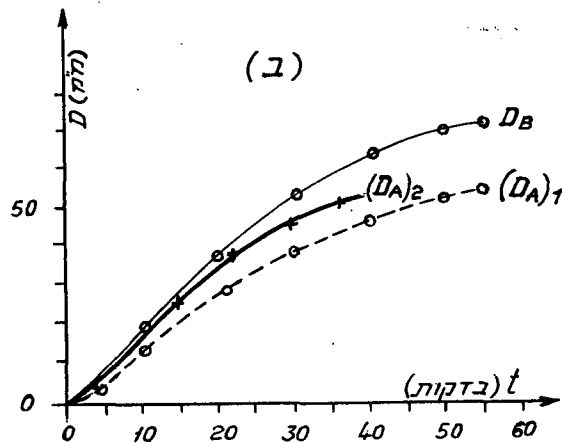
הסופתי: בתחנה

B; בתחנה A -

על פי (1) לעיל;

בתחנה A - על פי

(2) לעיל.



הערה :

היה ניתן לבצע החישוב לערכי τ ו- δ רצויים כלשהם

- אותם ניתן היה להוציא מציור (א) לעיל.

דוגמה 2.9 :

בדיקת מהימנות נתוני גשם בשיטת העקום הסכומי

הכפול וחשוב תיקון לשגיאה סיסטמית.

נתון :

נתוני עובי הגשם השנתי בחמש תחנות סמוכות השייכות

לאותו אזור מטאורולוגי, לתקופה של 17 שנים (החל מ-

1953/4 ועד ל-1969/70).

דרוש:

א. לבדוק את מהיימנות נתוני תחנות A ו- B .

ב. אם נמצאה שגיאה סיסטמטית באחת התחנות - יש לתקן את הנתונים.

שנה הידרו- לוגית	נ ת ו נ י ם					ח י ש ו ב י ם			
	עובי הגשם השנתי ב- מ"מ					\bar{N} (מ"מ) ממוצע לחמש התחנות	עובי גשם שנתי מצטבר (מ"מ)		
	N_A	N_B	N_C	N_D	N_E		$\Sigma \bar{N}$	ΣN_A	ΣN_B
53/54	328	387	457	307	374	373	373	328	387
54/55	281	406	385	410	309	356	729	609	793
55/56	335	420	423	404	420	412	1141	944	1213
56/57	296	414	346	325	400	356	1497	1240	1627
57/58	237	316	451	367	363	347	1844	1477	1943
58/59	584	555	533	624	366	532	2376	2061	2498
59/60	462	481	401	478	386	442	2818	2523	2979
60/61	304	398	296	327	269	319	3137	2827	3377
61/62	468	454	417	361	324	405	3542	3295	3831
62/63	380	449	481	307	416	407	3949	3675	4280
63/64	428	326	394	354	313	363	4312	4103	4606
64/65	379	459	441	392	441	422	4734	4482	5065
65/66	507	460	389	433	506	459	5193	4989	5525
66/67	468	498	416	498	411	458	5651	5457	6023
67/68	505	473	947	479	390	469	6120	5962	6496
68/69	344	370	319	322	345	340	6460	6306	6866
69/70	476	459	382	524	473	463	6923	6782	7325

מסקנה : נתוני תחנה B הם הומוגניים ומהימנים.
נתוני תחנה A אינם הומוגניים. לאחר שנת 1957/58
חל שינוי בתחנה, שגרם לסטייה סיסטמית בנתונים;
ואמנם, מבדיקת יומני תחנה A התברר: שהתחנה היתה
ממוקמת במקום לא מתאים וכי היא הוזזה למקום אחר,
מתאים יותר, לאחר עונת 1957/58.

ב. בהתאם למסקנות לעיל - יש לתקן את נתוני תחנה A
לתקופה 1953/54 - 1957/58, בכדי לקבל סדרת נתונים
הומוגנית. התיקון יעשה בהתאם למוסבר בסעיף 2.5.2
ד', לפי הנוסחה:

$$(NA)_A = (NA)_0 \frac{\tan \alpha_A}{\tan \alpha_0}$$

מתוך העקום הסכומי הכפול נמצא :
עבור התקופה 1969/70-1957/8 : $\tan \alpha_A \approx 1.07$
עבור התקופה 1957/8-1953/4 : $\tan \alpha_0 = 0.79$
לפיכך מקדם התיקון הוא $\frac{1.07}{0.79} = 1.355$, ונוסחה
התיקון היא: $(NA)_A = 1.355 (NA)_0$
עבור התקופה שבין 1953/4 ל-1957/8.

לדוגמה : הגשם השנתי שנמדד בשנת 1953/4 (328 מ"מ) צריך להיות,
לאחר התיקון, - 445 מ"מ (= 328×1.355).
הסדרה המתקבלת לאחר תיקון הנתונים כאמור - תהיה
סדרה הומוגנית ומהימנה.

דוגמה 2.10 :

יחסי עוצמה - משך - תקופת חזרה עבור משכי זמן
קבועים (תקופת החזרה של עוצמות מכסימליות במשכי
זמן קבועים).

נתון :

השנה	משך הגשם (בדקות) t=		
	30	60	120
1948/9	17.0	25.6	32.2
49/50	20.9	27.0	33.3
1950/51	18.3	21.2	25.5
51/52	9.4	13.7	18.0
52/53	19.2	23.3	30.6
53/54	28.7	34.5	39.9
54/55	19.6	24.3	29.1
55/56	18.1	23.0	28.4
56/57	20.3	26.1	31.0
57/58	17.2	24.9	28.1
58/59	15.1	21.8	27.3
59/60	16.7	22.3	26.8
1960/61	13.9	20.5	26.3
61/62	26.2	32.1	43.0
62/63	10.8	17.0	22.7
63/64	23.4	29.7	35.1
64/65	15.8	19.1	22.0
65/66	22.3	28.2	36.5
66/67	33.5	40.8	47.4
1967/68	12.3	15.4	17.6

בטבלה להלן מסוכמים עובי
הגשם המכסימליים בכל שנה,
שנמדדו באמצעות מד-גשם
רושם בתחנה המטאורולוגית
של חיפה במשך 20 שנה
(מ-1948/9 ועד ל-1967/8),
ונותחו למשכי זמן של 30,
60 ו-120 דקות.

דרוש :

א. לחשב את תקופות החזרה
של העוביים המכסימליים
הנ"ל ושל עוצמותיהם
המתאימות.

ב. לתאר את תלות העוצמות

המכסימליות השנתיות הנ"ל בתקופות החזרה, עבור משכי
זמן הנתונים.

הפתרון :

א.

(1) מסדרים את הנתונים, עבור כל אחד ממשכי הזמן הנ"ל
בעמודה נפרדת, לפי גודלם בסדר יורד (כאשר הנתון הגדול
ביותר הוא הראשון בסדרה והנתון הקטן ביותר הוא האחרון
בסדרה) - ראה טבלה להלן.

(2) מחשבים את העוצמות המתאימות ב-מ"מ לשעה, במקרה זה:
מכפילים ב-2 את העוביים המיוחסים למשך של 30 דקות,
ומחלקים ב-2 את העוביים המיוחסים למשך של 120 דקות.

m	R (שנים)	עוביים מכסימליים (מ"מ)			עוצמות מכסימליות (מ"מ לשעה)		
		(D ₃₀) _m	(D ₆₀) _m	(D ₁₂₀) _m	(I ₃₀) _m	(I ₆₀) _m	(I ₁₂₀) _m
1	21.0	33.5	40.8	47.4	67.0	40.8	23.7
2	10.5	28.7	34.5	43.0	59.4	34.5	21.5
3	7.0	26.2	32.1	39.9	52.4	32.1	20.0
4	5.25	23.4	29.7	36.5	46.8	29.7	18.3
5	4.2	22.3	28.2	35.1	44.6	28.2	17.5
6	3.5	20.9	27.0	33.3	41.8	27.0	16.7
7	3.0	20.3	26.1	32.2	40.6	26.1	16.1
8	2.62	19.6	25.6	31.0	39.2	25.6	15.5
9	2.33	19.2	24.9	30.6	38.4	24.9	15.3
10	2.1	18.3	24.3	29.1	36.6	24.3	14.6
11	1.9	18.1	23.3	28.4	36.2	23.3	14.2
12	1.75	17.2	23.0	28.1	34.4	23.0	14.0
13	1.62	17.0	22.3	27.3	34.0	22.3	13.7
14	1.5	16.7	21.8	26.8	33.4	21.8	13.4
15	1.4	15.8	21.2	26.3	31.6	21.2	13.1
16	1.31	15.1	20.5	25.5	36.2	20.5	12.7
17	1.23	13.9	19.1	22.7	27.8	19.1	11.4
18	1.16	12.3	17.0	22.0	24.6	17.0	11.0
19	1.10	10.8	15.4	18.0	21.6	15.4	9.0
20	1.05	9.4	13.7	17.6	18.8	13.7	8.8

$$R = \frac{n+1}{m} \quad (3) \quad \text{מחשבים את תקופת החזרה לפי הנוסחה:}$$

כאשר:

R = תקופת החזרה של הנתון ה- m בסדרה (בשנים)

n = אורך התקופה אליה מתייחסת הסדרה (בדוגמה זו 20 שנה $n=20$).

m = מיקומו של הנתון, שעבורו מחשבים את תקופת החזרה,

בסדרת הנתונים המסודרים בסדר יורד לפי גודלם.

בדוגמה זו: עבור הנתון הגדול ביותר $m=1$, ולפיכך תקופת החזרה שלו היא: $R = \frac{n+1}{m} = \frac{20+1}{1} = 21$ שנה.

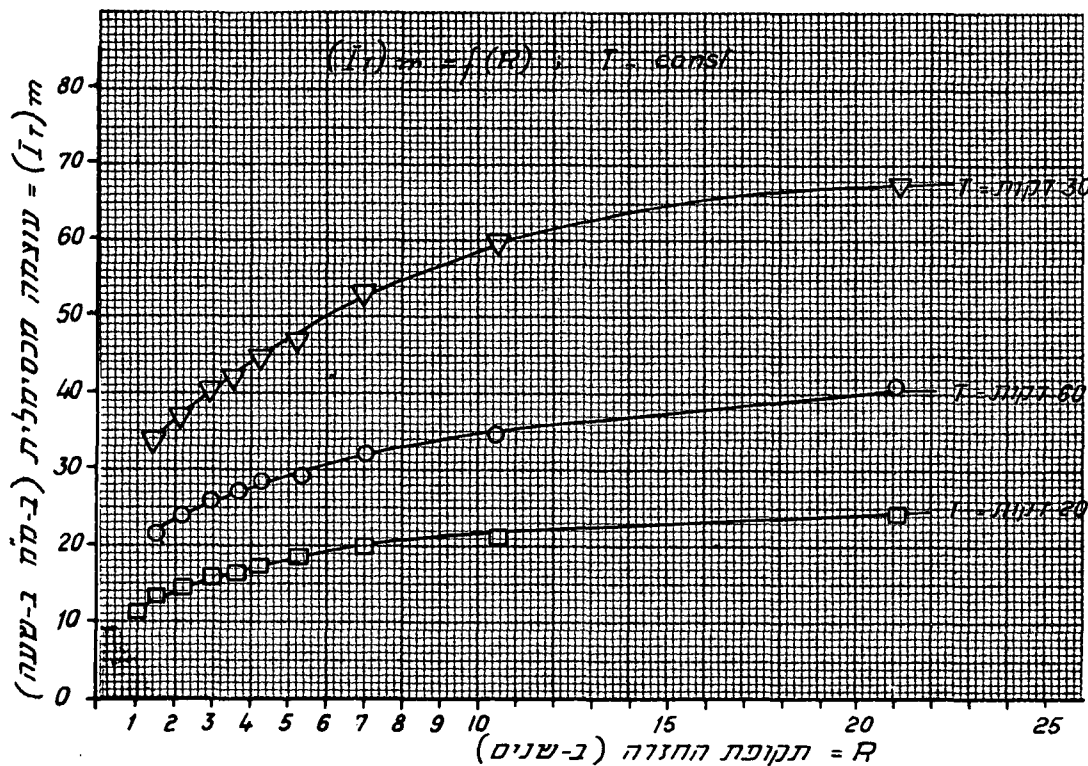
ביותר $m=20$; ולפיכך, תקופת החזרה שלו היא:

$$R = \frac{n+1}{m} = \frac{20+1}{20} \approx 1.05 \text{ שנים}$$

(4) הערה : אם סדרות הנתונים מתייחסות לאותה תקופת מדידות (כפי שבדוגמה זו) - נוח לרכזן בטבלה אחת ולחשב את תקופות החזרה המתאימות פעם אחת בלבד (כפי שנעשה בטבלה לעיל).

ב. ניתן לבטא את חלות העוצמות המכסימליות, $(I_T)_m$, בתקופת החזרה, (R) , על גבי ניירות עם סקלות שונות. להלן שלוש דוגמאות מקובלות.

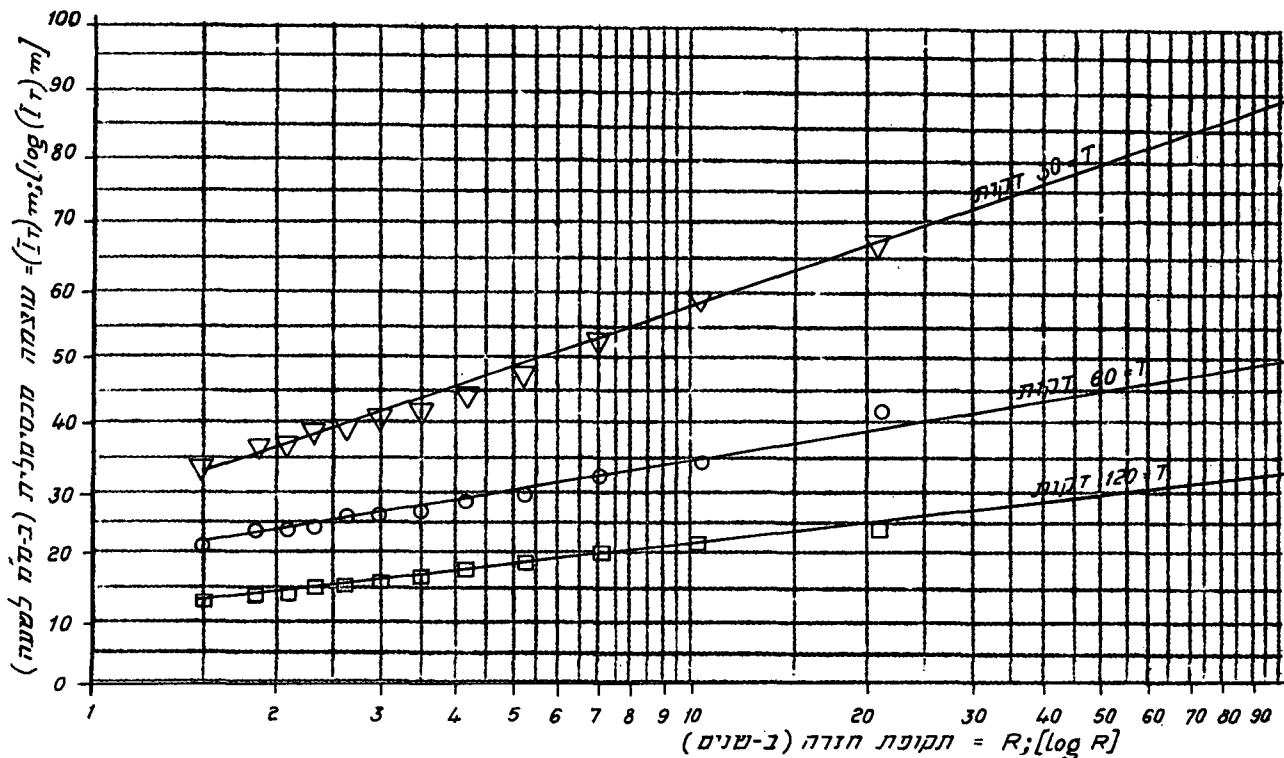
(1) שימוש בנייר מילימטרי - הפונקציה $(I_T)_m = f(R)$, עבור: $T = \text{const.}$, מתוארת על-גבי נייר מילימטרי כעקום, ששיפוע משיקו קטן עם גדול תקופת החזרה - ראה ציור להלן.



(2) שימוש בנייר לוג-לוג - שימוש בנייר לוג-לוג, במקרה זה, נועד להשיג שתי יתרונות, שאינם ניתנים להשגה ע"י שימוש בנייר מילימטרי: (א) לקרב את הנקודות המתאימות לעוצמות מכסימליות בתקופות חזרה גדולות (בנייר מילימטרי הרווח בין הנקודות העוקבות גדל ככל שתקופת החזרה גדלה).

יש בזה נוחיות רבה וכן - ניתן לבצע אקסטרפולציה לערכים גבוהים ביותר קלות ובדייקות רב יותר.

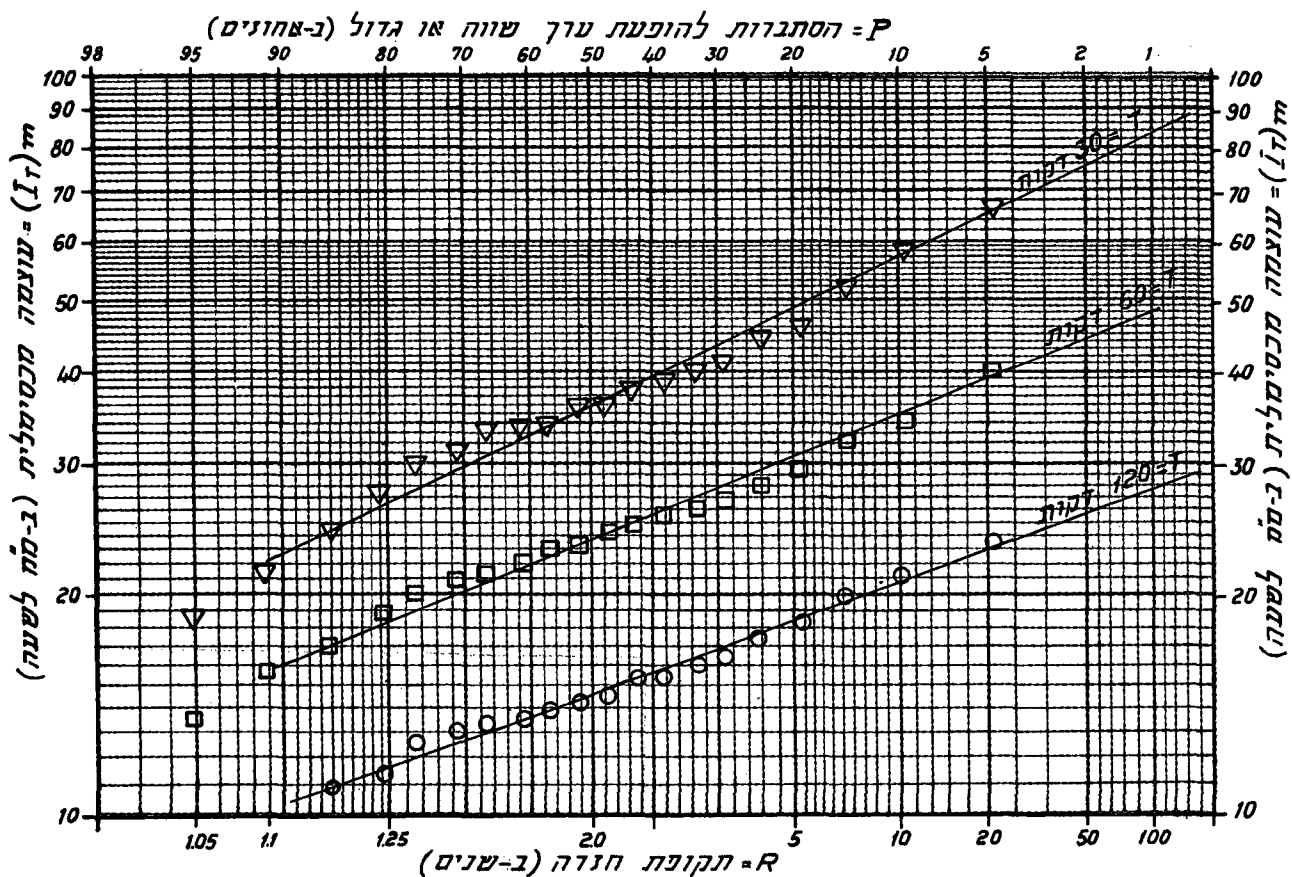
(ב) אין סיכוי שהתלות הנידונה תהיה ניתנת לתאור באמצעות קו-ישר על גבי נייר מילימטרי, לעומת זאת - במקרים לא מעטים ניתן לתאר את התלות הנ"ל באמצעות קו ישר על גבי נייר לוג-לוג. במקרים אלה ניתן לחשב בקלות את נוסחת התלות, שתהיה מסוג: $(I_T)_m = aR^b$ ראה ציור להלן.



(3) שמוש בנייר הסתברותי -

מקובל שימוש בשני סוגי ניירות הסתברותיים: נייר גמבל (ראה קונטרס 5) - המתיימר להיות מתאים לתאור תקופת חזרה של ערכים קיצוניים, ונייר הסתברותי לוג-נורמלי - המתאים במקרים רבים לתאור תלות עוצמות גשם מכסימליות בתקופת החזרה שלהן (ראה דוגמה 2.12). להלן דוגמה לשימוש בנייר הסתברותי לוג-נורמלי.

תאור $(I_T)_m = f(R)$ על גבי נייר הסתברותי לוג-נורמלי



לנייר הסתברותי כלשהו יתרוץ על פני נייר מילימטרי או נייר לוג-לוג - באשר לא מופיע בו הערך 1 עבור תקופת חזרה (שנה אחת בדיוק) אשר אינו קיים באופן תיאורטי (כי אי אפשר לקבוע בוודאות כי ערך כלשהו או גדול ממנו יופיע בכל שנה). פרט להערה זו - לנייר הסתברותי לוג-נורמלי, או גמבל, אותן היתרונות שיש לנייר לוג-לוג, בחוספת סיכויים רבים יותר לתאר את התלות הנידונה באמצעות קו ישר.

דוגמה 2.11 : יחסי עוצמה-משך-תקופת חזרה עבור תקופות חזרה קבועות (יחסי עוצמה מכסימלית-משך עבור תקופות חזרה קבועות).

נתון : נתונים יחסי עוצמה מכסימלית - תקופת חזרה עבור משכי זמן של 30 דקות, 60 דקות ו-120 דקות, כפי שחושבו ושורטטו בדוגמה 2.10 .

דרוש :

- א. לחשב נתונים של יחסי עוצמה מכסימלית - משך עבור תקופות חזרה של: 2, 5, 10, 20 ו-50 שנה.
- ב. לתאר את תלות העוצמה המכסימלית במשך עבור תקופות החזרה הנ"ל.
- ג. מה תהיה עוצמתו המכסימלית של גשם שמשכו 45 דקות בתקופת חזרה של 50 שנה.

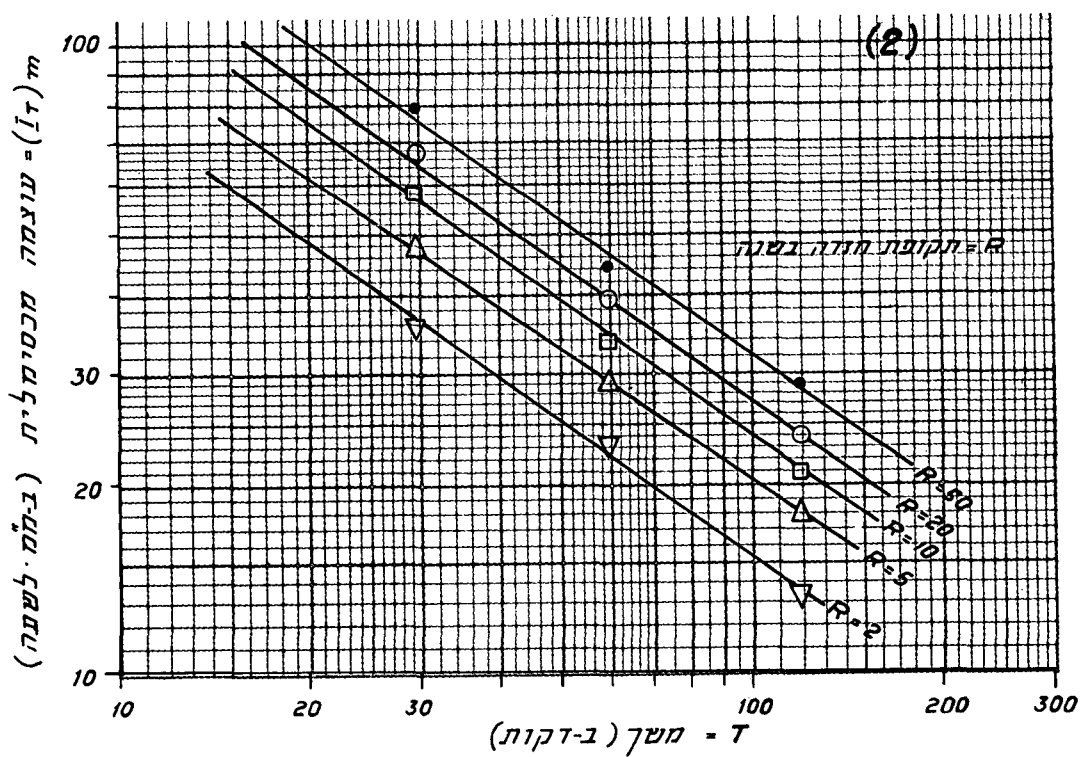
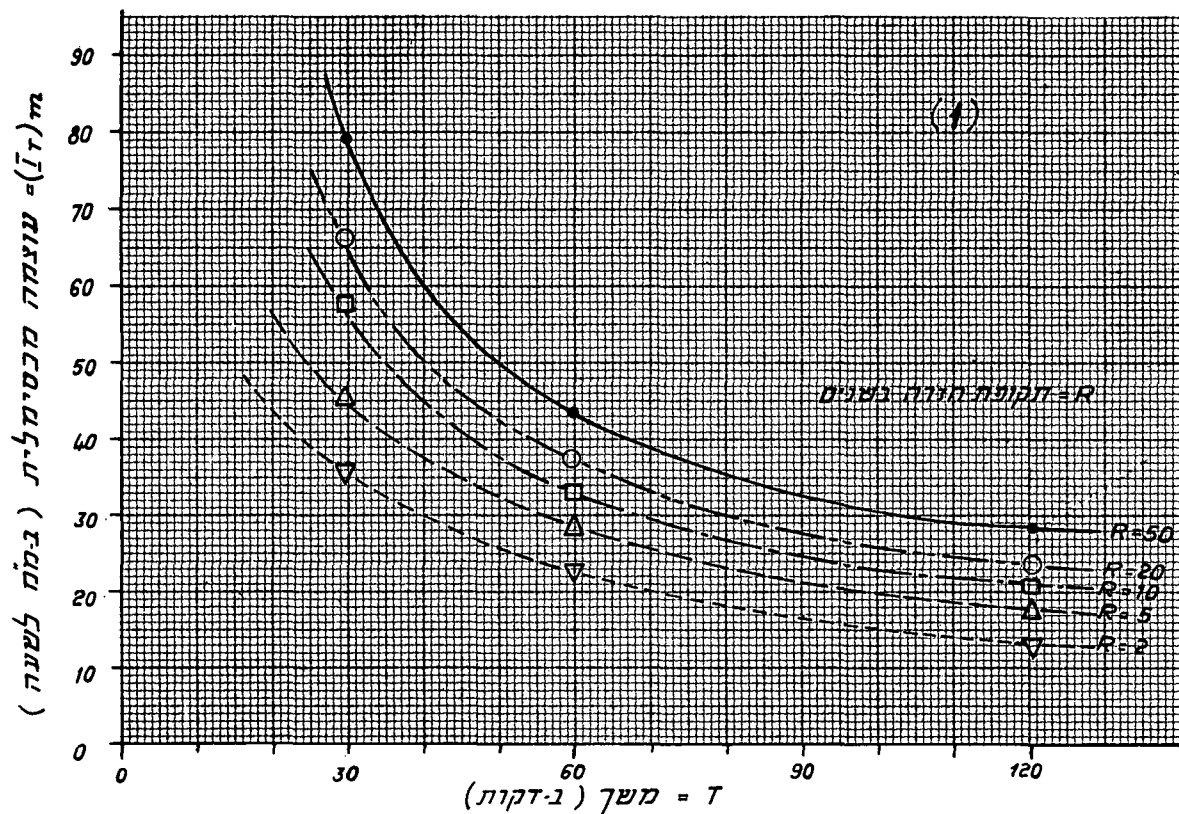
הפתרון :

- א. מתוך הציורים שבדוגמה 2.10 ניתן להוציא את הערכים של העוצמות המכסימליות - המתאימות לתקופות החזרה הדרושות ועבור משכי הזמן הנתונים. סיכום נתונים אלה מובא בטבלה להלן - כשהנתונים מעוגלים וב-מ"מ לשעה.
ראה הסברים בסעיף 2.7.3, ב, (6).

R (שנים) \ T (דקות)	2	5	10	20	50
30	36	47	58	67	79
60	23	29	34	39	44
120	13	18	21	24	29

- ב. להלן מובאים תאורי התלויות המבוקשות:

- (1) על גבי נייר מילימטרי
- (2) על גבי נייר לוג-לוג .



הערות ומסקנות :

(א) כפי שצויין בסעיף 2.7.2, ג' - במקרים רבים אין קו רצוף בנייר לוג-לוג יכול לתאר את תלות העוצמות במשך מאחר ואופי הגשם קצר המשך שונה מאופי הגשם ארוך המשך. בדוגמה זו - מאחר והתבססנו על שלוש נקודות - $(T = 30, 60, 120 \text{ דקות})$ - העברנו קווים ישרים מקבילים על גבי נייר הלוג-לוג, כמתארים בקירוב את התלויות המבוקשות.

(ב) גם לאחר הערה (א) הנ"ל - לתאור באמצעות נייר לוג-לוג יתרון - בקלות האקסטרפולציה שהוא מקנה.

(ג) יחסי עוצמה - משך המתוארים בנייר המילימטרי דומים לעקום אקספוננציאלי יורד. ניתן להיווכח באמצעות הגרפים שפורסמו - שביקרו, הכפלת תקופת החזרה אינה מכפילה את העוצמות; אלא, רק מגדילה אותן בשעור, פחות או יותר, קבוע, אף על פי שהמרווחים בשנים שבכל הכפלה גדלים והולכים (הכפלת R מ-25 ל-50 שנה מגדילה את המרווח ב-25 שנים, ולעומת זאת הכפלת R מ-5 ל-10 שנים מגדילה את המרווח ב-5 שנים בלבד).

ג.

(1) לפי תאור התלות עוצמה מכסימלית-משך באמצעות נייר מילימטרי יהיה 55 מ"מ לשעה $(I_{45})_m$, עבור תקופת חזרה של 50 שנה.

(2) לפי תאור התלות עוצמה מכסימלית-משך באמצעות נייר לוג-לוג יהיה 56.5 מ"מ לשעה $(I_{45})_m$, עבור תקופת חזרה של 50 שנה.

במקרה זה ההבדל זניח מבחינה מעשית. ניתן לבחור ב-55 מ"מ לשעה -היות והעקום שהועבר על גבי הנייר המילימטרי עובר דרך שלושת הנקודות הנתונות (שלא כמו העקום השני - בנייר הלוג-לוג).

דוגמה 2.12: תקופת חזרה, תדירות והסתברות.

נתון :

תאור יחסי עוצמה - תקופת חזרה עבור משכי זמן של 30, 60, ו-120 דקות על גבי נייר הסתברותי לוג-נורמלי כדוגמה 2.10 .

דרוש :

- א. קבע את עוצמת הגשם המכסימלית במשך 30 דקות, שתקופת החזרה שלה היא 5 שנים.
- ב. חשב והסבר מהי התדירות של העוצמה הנ"ל.
- ג. הסבר כיצד מתקשרת ההסתברות למונחים הללו.
- ד, הסבר מהי משמעות תקופת חזרה של 1.25 שנים.

תשובות :

- א. מתוך התאור הנתון ניתן לקבוע כי העוצמה המבוקשת היא:
$$49 \text{ מ"מ לשעה} = (I_{30})_m$$
- ב. התדירות (F) היא הערך הרציפוסי של תקופת החזרה, כלומר:
$$F = \frac{1}{R} \quad \text{במקרה זה: } F = \frac{1}{5} = 0.20 = 20\% \quad \text{ביטוי זה}$$

משמעותו - שאחת לחמש שנים (בממוצע) צפויה עוצמת גשם מכסימלית של 49 מ"מ לשעה לפחות, או - במלים אחרות - צפויה עוצמה מכסימלית של 49 מ"מ לשעה או יותר.

מכאן ברור, שב- 4 מתוך 5 שנים (בממוצע) צפויה הופעת עוצמות מכסימליות בגודל קטן מ-49 מ"מ לשעה, או לכל היותר 49 מ"מ לשעה. אחת לחמש שנים פירושו - ב-20% מהשנים, ואילו 4 מתוך 5 שנים פירושו - ב-80% מהשנים.
- ג. ההסתברות מבטאת, למעשה, את התדירות. אם צפוי שערך מסויים או ערך גדול ממנו יופיע ב-20% מהשנים - ההסתברות להופעתו (או להופעת ערך גדול ממנו) היא 20% (או בשבר עשרוני - 0.20). ערך שווה או קטן ממנו יופיע ב- $(100-20) = 80\%$ מהשנים.

ד. תקופת חזרה של 1.25 שנים משמעותה - שתדירות האירוע היא $1.25 = 1/0.80$, כלומר: ב-80% מהשנים יופיע הערך הנתון או גדול ממנו (ב-4 מתוך כל 5 שנים, במוצע).

הסברים נוספים ראה קונטרס 3, סעיף 3.7.4 ו-3.8.3.
דוגמה מס' 26.

דוגמה 2.13 : חישוב תקופת חזרה של עובי גשמים מכסימליים
שווי משך על פי פירוס לוג-נורמלי.

נתון :

הנתונים כמו בדוגמה 2.10

דרוש :

א. לחשב את עובי הגשם המכסימלי במשך 30 דקות בתלות בתקופת החזרה - בהנחה שתלות זו ניתנת לתאור באמצעות פירוס לוג-נורמלי.

ב. לקבוע האם הפירוס הלוג-נורמלי מייצג את התלות הנ"ל במקרה זה (על פי נתוני דוגמה זו).

הערה: ראה הסברים לפירוס הלוג-נורמלי - בקונטרס 3, סעיף 3.8.3.

הפתרון :

א.

1. חישובים מכינים

(1) מעתיקים את סדרת הנתונים המתאימים ל- $(D_{30})_m$ בדוגמה 2.10 (נוח להעתיק את הסדרה בהם הנתונים מסודרים לפי גודלם).

(2) רושמים את הלוגריתם המתאים לערכים הנ"ל. מתקבלת סדרת נתונים x_i ($\log (D_{30})_m = x_i$) - ראה טבלה I להלן.

01/07/2004	1	1162-146	1:250	EA-DR-928 EA-DR-928	חנת 2 כביש 271 חנת 9 כביש 271	553	Ø100 Ø100 Ø80	MA-E-9 MA-E-9.1 MA-E-9.2
01/07/2004	2	1162-39	1:250	EA-DR-906	574		2.0 X 1.0	MA-E-10
09/02/2004	2	1162-57	1:250	EA-DR-912	R - 644 L - 644		Ø100	MA-E-11 MA-E-11.1
באתריות משרד בלש איילון								
06/07/2004	2	1162-52	1:250	EA-DR-910	40 כביש - 3,035		3 X Ø110	MA-E-12
06/07/2004	2	1168-52	1:250	EA-DR-910	40 כביש - 1,516		2.5 X 1.4 4.0 X 1.4	MA-E-13 MA-E-14
01/07/2004	1	1162-47	1:250	EA-DR-908	40 כביש - 3,049		2.0 X 1.2	MA-E-15
01/07/2004	1	1162-47	1:250	EA-DR-908	40 כביש - 3,054		Ø100	MA-E-15.1
15/11/2003	1	1162-58	1:250	EA-DR-913	R - 671		Ø100	MA-E-16
15/11/2003	1	1162-58	1:250	EA-DR-913	L - 671		Ø100	MA-E-17
01/07/2004	0	1162-59	1:250	EA-DR-914	בכביש כנסת למעלה		Ø100	MA-E-18
01/07/2004	1	1162-51	1:250	EA-DR-923	797		3* 5.0 X 3.0	MA-E-19.1
15/07/2004	2	1162-60	1:250	EA-DR-915	876		2.0 X 1.5	MA-E-21
12/07/2004	1	1162-54	1:250	EA-DR-909	915		Ø125	MA-E-22
04/07/2004	3	1162-31	1:250	EA-DR-901	925		3.0 X 2.0	MA-E-23
12/07/2004	2	1162-30	1:250	EA-DR-900	942		Ø100	MA-E-24

AZUR, 58001 - 5 AMETZUDA - ST. - PHONE: 03-5584506, 5584507 - טלפון: 5 החצודה רח' - 58001 א.ת.אזור
 HAIFA 32295 - 14, ZION ST. - PHONE: 04-8325647, 8229251 - טלפון: 14 צירון רח' - 32295 חיפה

E Mail: natif@internet-zahav.net.il

טבלה I.

$(D_{30})_m$ (מ"מ)	x_i	$x_i - \bar{x}$	$(x_i - \bar{x})^2$ $\times 10^2$
33.5	1.525	0.267	7.15
28.7	1.459	0.201	4.04
26.2	1.419	0.161	2.6
23.4	1.370	0.112	1.26
22.3	1.349	0.091	0.83
20.9	1.321	0.063	0.40
20.3	1.309	0.051	0.26
19.6	1.293	0.035	0.12
19.2	1.283	0.025	0.06
18.3	1.263	0.005	זניח
18.1	1.258	0	זניח
17.2	1.236	-0.022	0.05
17.0	1.231	-0.027	0.07
16.7	1.223	-0.035	0.12
15.8	1.199	-0.059	0.35
15.1	1.180	-0.078	0.61
13.9	1.144	-0.114	1.30
12.3	1.090	-0.168	2.82
10.8	1.034	-0.224	5.04
9.4	0.975	-0.283	8.02
Σ	25.161	-	35.09

(3) מחשבים את הממוצע

האריטמטי של סדרת

$$(\bar{x} = \bar{A}_l) x_i$$

(4) מחשבים את הסטיות

מהממוצע הנ"ל $(x_i - \bar{x})$

(5) מחשבים את הסטיות

הריבועיות המתאימות

$$(x_i - \bar{x})^2$$

(6) מחשבים את סטיית התקן,

לפי הנוסחה -

$$\sigma_l = \sqrt{\frac{\Sigma(x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

החישובים :

$$\bar{x} = \frac{\Sigma x_i}{n} = \frac{25.161}{20} = 1.258$$

$$\sigma_l = \sqrt{\frac{\Sigma(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{35.09 \times 10^{-2}}{20-1}} = 0.136$$

(יש לזכור ש- $x = \log[(D_{30})_m]$).

2. חישוב הפירוס (ראה טבלה II להלן).

(1) מאחר והונח שפירוסו של $(D_{30})_m$ הוא לוג נורמלי, הרי -

בהתאם לאותה הנחה צריך x_i להתאים לפירוס נורמלי. אי-לכך

נוכל להעזר בטבלה מס' 9, שקונטרס 3, כדי לקבוע את

ההסתברויות של הערכים השונים הסוטים מהממוצע בשעור $\alpha \sigma_l$

למשל: ההסתברות לסטייה בשעור $2\sigma_l$ או פחות (ההסתברות

להופעת ערך $\bar{x} - 2\sigma_l \leq x_i$ היא 0.9772, כלומר: בקירוב 0.98;

באופן דומה - ההסתברות לסטייה בשעור $2\sigma_l$ או יותר

(ההסתברות להופעת ערך $x_i \leq \bar{x} + 2\sigma_l$) היא 0.0228, כלומר :

בקירוב 0.02.

- (2) כפי שהוסבר בדוגמה 2.12 - ההסתברות זהה לתדירות, ולכן הערך הרציפּרוקי שלה מתאים לתקופת החזרה. לפיכך - נחשב בהתאם את תקופות החזרה המתאימות. למשל: תקופת החזרה המתאימה להסתברות בשעור 0.98 היא 1.02 שנים; תקופת החזרה המתאימה להסתברות 0.0228 היא 44 שנה; וכו'.
- (3) מחשבים את הערכים של x_i המתאימים ל- $x \pm \sigma_L$ השונים.

טבלה II

$(D_{30})_m$ (מ"מ)	x_i	R (שנים)	P	$\bar{x} \pm \sigma_L$
9.7	0.986	1.02	0.98	$\bar{x} - 2\sigma_L$
11.3	1.054	1.07	0.935	$\bar{x} - 1.5\sigma_L$
13.2	1.122	1.19	0.84	$\bar{x} - \sigma_L$
15.5	1.190	1.45	0.69	$\bar{x} - 0.5\sigma_L$
18.0	1.258	2.0	0.500	\bar{x}
21.2	1.326	3.2	0.309	$\bar{x} + 0.5\sigma_L$
24.7	1.394	6.3	0.159	$\bar{x} + \sigma_L$
28.9	1.462	15.0	0.067	$\bar{x} + 1.5\sigma_L$
33.8	1.530	44.0	0.023	$\bar{x} + 2\sigma_L$

למשל :

$$x_i = \bar{x} - 2\sigma_L = 1.258 - 2 \times 0.136 = 0.986$$

או :

$$x_i = \bar{x} + 2\sigma_L = 1.258 + 2 \times 0.136 = 1.530$$

(4) מחשבים את ערכי

$(D_{30})_m$ המתאימים לערכי x_i הנ"ל -

ע"י מציאת

Anti-log x_i המתאימים. למשל :

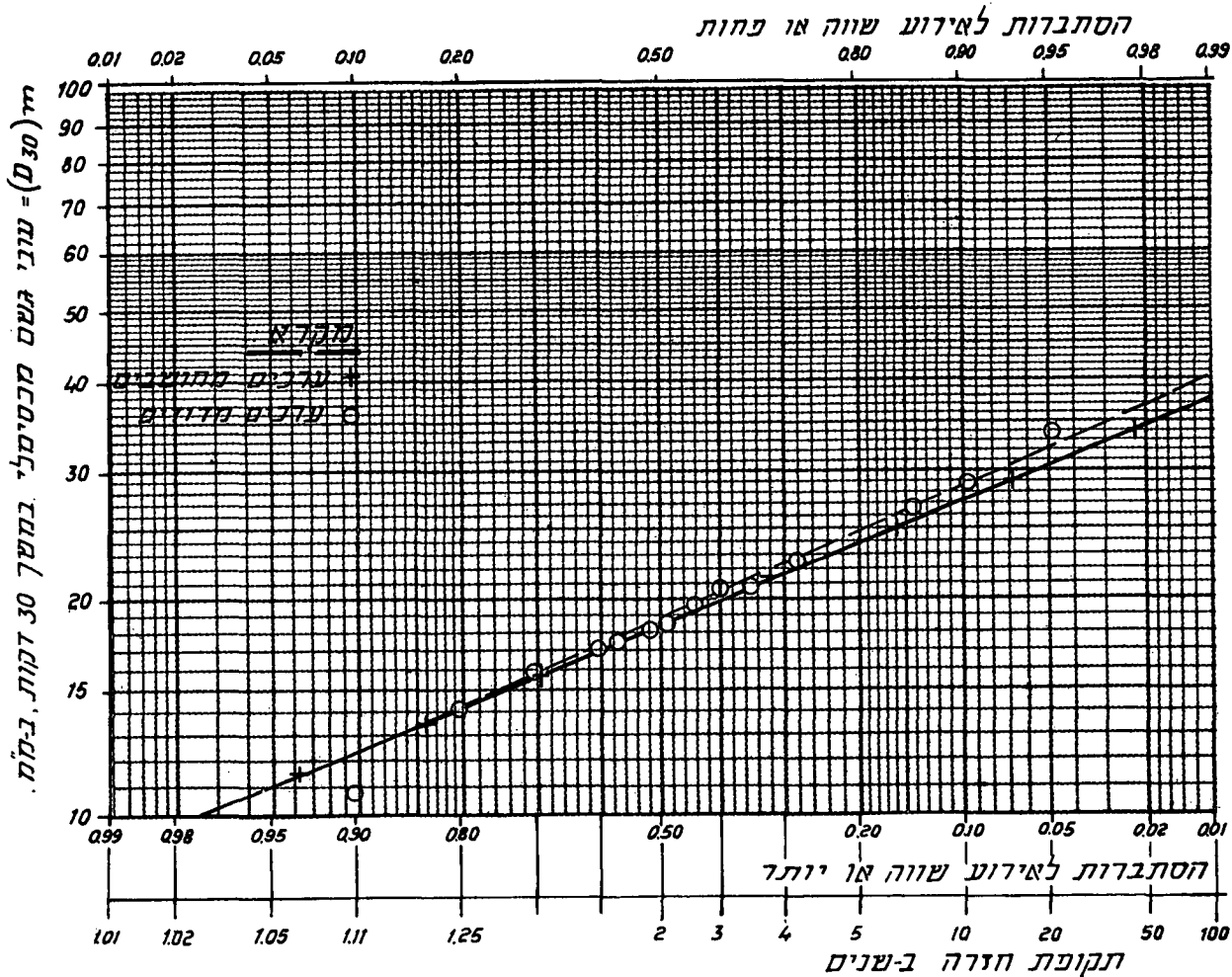
$$x_i = 0.986 \rightarrow (D_{30})_m = 9.7 \text{ מ"מ}$$

$$x_i = 1.530 \rightarrow (D_{30})_m = 33.8 \text{ מ"מ}$$

III. תאור הפירוס -
(ראה ציור להלן)

- (1) מחשבים את תקופות החזרה של הערכים המדודים לפי הנוסחה -
 $R = \frac{n+1}{m}$, ראה דוגמה 2.10.

- (2) מתווים את הערכים המתאימים של $(D_{30})_m$ בתקופות החזרה השונות, כפי שחושבו בדוגמה 2.10, א' (בפתרון), על גבי הנייר ההסתברותי הלוג-נורמלי (ערכים אלה נקראים: Plotting Points).



(3) מסקנה : במקרה הנידון, הפירוס הלוג-נורמלי מייצג היטב את הערכים המדודים עבור תקופות חזרה החל מ-1.25 ועד ל-5 שנים. הערכים המדודים סוּסִים מעקום הפירוס הלוג-נורמלי עבור תקופות חזרה קצרות יותר ועבור תקופות חזרה ארוכות יותר מהנ"ל. למעשה מתקבל - שהערך המכסימלי שנמדד בתקופת התצפיות, שארכה 20 שנה, מתאים לתקופת חזרה של 50 שנה לפי הפירוס הלוג-נורמלי. מפאת תקופת התצפיות הקצרה יחסית - אין אפשרות לאשר או לדחות השערה זו. מאידך, הפירוס המחושב אינו לצד הבטחון - באשר הערכים הגבוהים הינם נמוכים יותר מאלה המתקבלים ע"י קבלת ההנחה שתקופת החזרה של הערך הגדול ביותר שנמדד היא רק 21 שנה. כדי להיות לצד הבטחון מומלץ - לאמץ את התלות המתקבלת

ע"י צמידות לנתונים המדודים, בפרט בערכיהם הגבוהים
(ראה קו מרוסק על גבי הנייר ההסתברותי הלוג-נורמלי);
שגם על פיו תקופת החזרה של הנתון הגדול ביותר גדולה
מ-21 שנה (מתקבל כסביר כ-30 שנה).

דוגמה 2.14 : עוספת של יחסי עובי-משך.

נתון :

להלן נתוני עובי הגשם המכסימליים, ב-מ"מ, שנמדדו
בכל שנה בתחנה מסויימת במשך 5 שנים, בתלות במשך.

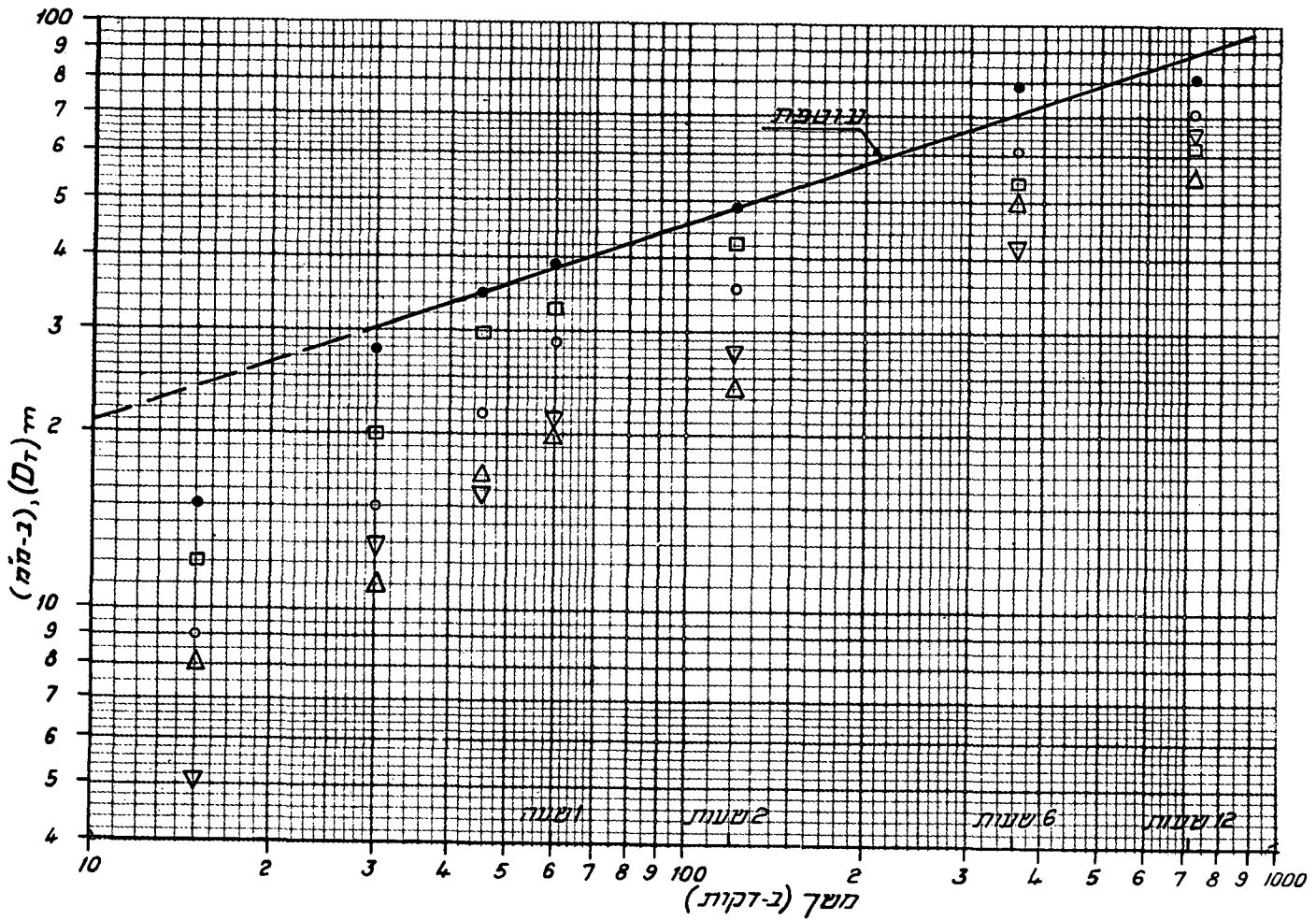
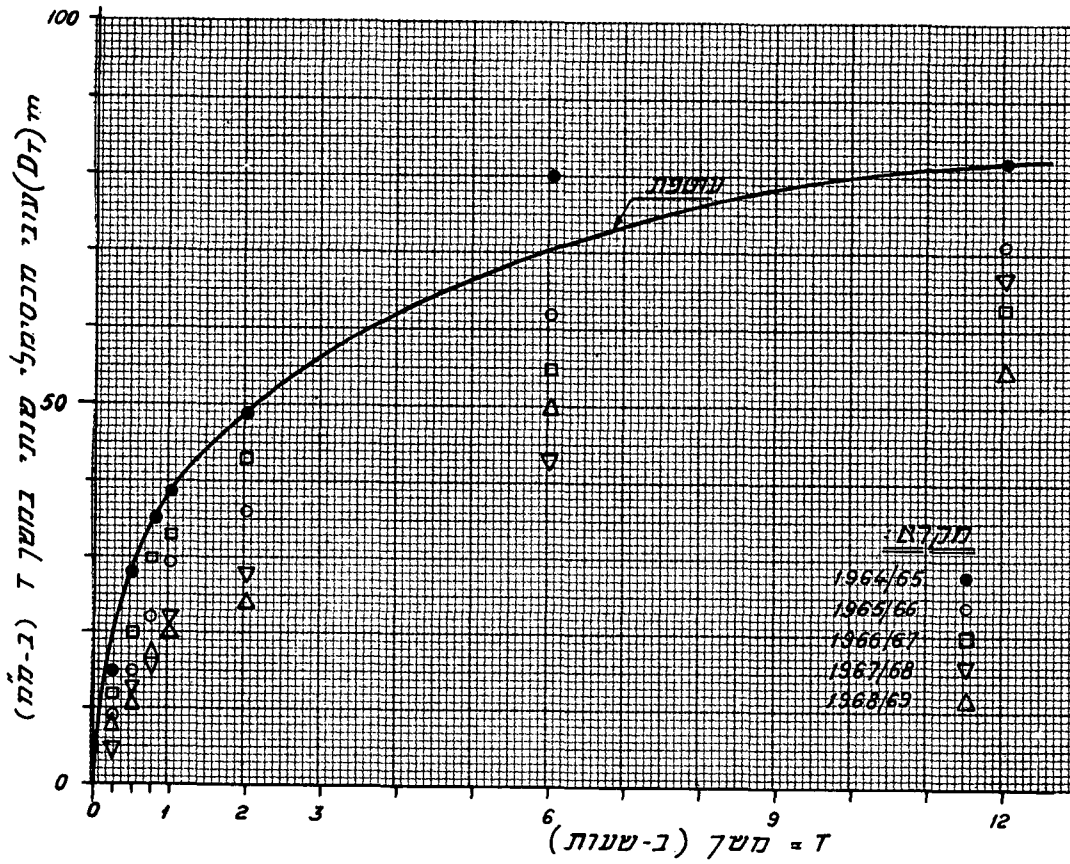
מס' סדר	ה ש נ ה	מ ש כ					
		בדקות			בשעות		
		15	30	45	60	2	6
1	1964/65	15	28	35	39	49	80
2	1965/66	9	15	22	29	36	62
3	1966/67	12	20	30	33	43	55
4	1967/68	5	13	16	22	28	43
5	1968/69	8	11	17	20	24	50

דרוש :

להכין עוספת של יחסי עובי-משך עבור התחנה הנ"ל, על
סמך הנתונים.

פתרון :

(1) מתווים את הנקודות המייצגות את הנתונים על גבי נייר
מילימטרי, או נייר לוג-לוג, עם סקלות מתאימות של עובי
(כאורדינטה) ומשך (כאבסציסה).



(2) מעבירים עקום רצוף (על גבי הנייר המילימטרי), או קו ישר (על גבי נייר הלוג-לוג) - המחבר את ערכי המכסימום במשכי הזמן השונים עד כמה שהדבר ניתן (ראה הערות להלן).

(3) הערות :

א. ניתן לראות בשני הציורים הנ"ל - שהעוספת עוברת מעל לנקודת המכסימום עבור משך של 15 דקות ובנייר לוג-לוג גם מעל לנקודת המכסימום עבור משך של 30 דקות. הדבר יתכן - אם תקופת החזרה של הערכים המכסימליים הנ"ל קטנה מזו של הנקודות הנמצאות על העוספת.

ב. נקודת המכסימום עבור משך של 6 שעות (80 מ"מ) נמצאת מעל לעוספת. הדבר יתכן ומתקבל - אם תקופת החזרה של ערך זה גדולה מתקופת החזרה של הנקודות הנמצאות על העוספת (במקרה זה 5 שנים). הערכת תקופת החזרה של ערך זה - ראה דוגמה 2.15.

ג. ניתן להבחין ביתרון של השימוש בנייר לוג-לוג, שבו פיזור הנקודות עבור משכי הזמן השונים הוא כמעט אחיד (במקרה זה), - בעוד שבנייר המילימטרי ישנה הצטופפות נקודות במשכי זמן קצרים ורווחים גדולים בין הנתונים עבור משך זמן גדול.

דוגמה 2.15 : הערכת עובי גשם מכסימליים בתקופות חזרה שונות על סמך מידע מצומצם.

נתון :

הנתונים כמו בדוגמה 2.14, נמדדו בתחנה הנמצאת בישראל.

דרוש :

- א. להעריך את עובי הגשם המכסימלי הצפוי במשך של 6 שעות בתקופות חזרה של 10, 20, 50 ו-100 שנה.
- ב. מהי תקופת החזרה של העובי החורג מהעוטפת, שבדוגמה 2.14, עבור משך של 6 שעות (80 מ"מ).

פתרון :

- א.
- (1) מכינים עוטפת של הנתונים (ראה דוגמה 2.14).
- (2) בהנחה שהעוטפת מייצגת, בקירוב, את יחסי עובי-משך עבור תקופת חזרה השווה לתקופת המדידות (במקרה זה 5 שנים) - ניתן לקבוע (על פי העוטפת), שעובי גשם בשעור 70 מ"מ במשך 6 שעות הוא בתקופת חזרה של 5 שנים.
- (3) מתוך טבלה מס' 5 מקדמי תקופת החזרה (φ_R) עבור ישראל הם:

R (בשנים)	5	10	20	50	100
φ_R (%)	85	100	120	145	160
φ_R^* (%)	100	120	140	170	190

- (4) על סמך ערכי φ_R מחשבים את φ_R^* , כאשר:
- $$\varphi_R^* = 100\% \text{ בתקופת החזרה הנתונה (במקרה זה 5 שנים).}$$
- הדבר נעשה ע"י חילוק ערכי φ_R המתאימים לתקופות החזרה הסונות ב- $(\varphi_R)_0$ - המתאים לתקופת החזרה הנתונה. במקרה זה $(\varphi_R)_0 = 0.85$.
- ערכי φ_R^* בטבלה לעיל עוגלו לעשרות שלמות של אחוזים.
- (5) מחשבים את העוביים הדרושים ע"י כפילת העובי הנתון בערכי φ_R^* המתאימים - ראה תוצאות החישוב להלן;

(למשל : עבור תקופת חזרה של 20 שנה יהיה העובי :
 $(D_6)_m = 70 \times 1.4 = 98$ מ"מ.)

R (בשנים)					
100	50	20	10	5	
133	119	98	84	70	$(D_6)_m$ (מ"מ)
135	120	100	85	70	$(D_6^*)_m$ (מ"מ)

הערה : מאחר והתוצאות הינם אומדנים - אין טעם לדייק בקביעתם הסופים וניתן לעגלם, כפי שנעשה בשורה
 $(D_6^*)_m$.

ב.

אם נתווה את ערכי $(D_6^*)_m$, המתאימים לתקופות החזרה השונות, על גבי נייר הסתברותי, או אף על גבי נייר לוג-לוג, ונעביר עקום (לרוב קו ישר בניירות אלה) - יתברר, שתקופת החזרה של עובי בשעור 80 מ"מ (במשך 6 שעות) היא כ-8 שנים.

דוגמה 2.16 : שימוש בנוסחה הלא-מימדית של יחסי עובי-משך לקביעת גשם תכן.

נתון :

נתונה, בציר 21, מפת עובי גשם שעתי בישראל בתקופת חזרה של 10 שנים.

דרוש :

- לחשב את עוביו של גשם תכן למשך 15 דקות ולתקופת חזרה של 50 שנה עבור אילת.
- לחשב את עוביו של גשם תכן למשך 12 שעות ולתקופת חזרה של 100 שנה עבור סביבות תל-אביב.

פתרון :

א.

- (1) עובי גשם הבסיס (הנתון בציור 21) הוא: $D_0 = 35$ מ"מ
- (2) מתוך ציור 20 וטבלה 4 (סעיף 2.7.4) מתקבל מקדם עובי יחסי - $\delta_R = 0.60$
- (3) מתוך כך, עובי גשם למשך 15 דקות ולתקופת חזרה של 10 שנים יהיה :

$$(Dd)_{10} = D_0 \times \delta_R = 35 \times 0.6 = 21 \text{ מ"מ}$$

- (4) מקדם תקופת החזרה (ξ_R) לתקופת חזרה של 50 שנה (כאשר הבסיס הוא 10 שנים) - הוא $(\xi_R)_{50} = 145\%$ (ראה בדוגמה 2.15, א, (3)).

- (5) על סמך (3) ו (4) ניתן לחשב את עובי גשם ההתכן המבוקש:

$$(Dd)_{50} = 21 \times 1.45 = 30.4 \text{ מ"מ} \approx 30 \text{ מ"מ}$$

- (עובי זה מיוחס למשך של 15 דקות, כלומר: הוא מתאים לעוצמה של - 120 מ"מ לשעה ($30 \times 60/15$) למשך 15 דקות).

ב.

- (1) עובי גשם הבסיס הוא (בהתאם לציור 21): $D_0 = 45$ מ"מ
- (2) על פי ציור 20 ניתן לקבוע כי המקום נמצא באזור מסאורולוגי מסוג II (מבחינת הגשם) - שעבורו המקדם התזקתי הוא $n = 1/3$.
- (3) מתוך טבלה 3 וציור 20, עבור $n = 1/3$ ועבור משך של 12 שעות - מתקבל מקדם עובי יחסי - $\delta_R = 230\%$ ($\xi_R = 2.30$).
- (4) עובי הגשם למשך 12 שעות ולתקופת חזרה של 10 שנים יהיה $(Dd)_{10} = D_0 \times \delta_R = 45 \times 2.3 = 104 \text{ מ"מ}$
- (5) מקדם תקופת החזרה (ξ_R) לתקופת חזרה של 100 שנה (ראה טבלה 5 וכן ציור 20) הוא - $(\xi_R)_{100} = 160\%$
- (6) עובי גשם ההתכן המבוקש יהיה :

$$(Dd)_{100} = (Dd)_{10} \times (\xi_R)_{100} = 104 \times 1.6 = 166 \text{ מ"מ} \approx 170 \text{ מ"מ}$$

(מאחר וגשם התכן המחושב בשיטה הנ"ל הינו הערכה -
מומלץ לעגלו, כפי שנעשה לעיל).

דוגמה 2.17 : הערכת גשם יומי מכסימלי צפוי (גמ"צ) נקודתי

נתון :

- א. עובי הגשם השנתי הממוצע באילת הוא 25 מ"מ ובתל-אביב הוא כ-550 מ"מ.
- ב. בתחנה מסוימת (X), הפועלת רק 5 שנים, נמדדו כמויות גשם שנתיות בשעור : 550, 870, 680, 730, ו-920 מ"מ (המספרים מעוגלים).

דרוש :

- א. לאמוד עובי הגשם היומי המכסימלי הצפוי בהחנות הנ"ל
- ב. מהו עובי הגשם המכסימלי הצפוי למשך של שעה אחת באילת ובתל-אביב, בהנחה - שהגשם המכסימלי הצפוי מפורס על פי יחסי עובי-משך האופייניים למקומות אלה (ראה ציור 20).

פתרון :

- א. החישובים לפי נוסחה 2.21 (סעיף 2.9.3) עם מקדם 20 (כפי שהוסבר בסעיף 2.9.6, (ג) - עבור הערכות שמרניות (ללא הוריקנים עם השפעות אורוגרפיות)).

(1) עובי ה-גמ"צ היומי עבור אילת הוא :

$$100 \text{ מ"מ ליממה} = 20\sqrt{N} = 20\sqrt{25} = (D_{M.D.}) \text{ אילת.}$$

(2) עובי הגמ"צ היומי עבור תל-אביב הוא :

$$470 \text{ מ"מ ליממה} = 20\sqrt{550} = (D_{M.D.}) \text{ תל-אביב.}$$

(3) כמות הגשם השנתית הממוצעת בתחנה X, הנתונה, היא

750 מ"מ לשנה, לפיכך

$$550 \text{ מ"מ ליממה} \approx 20 \sqrt{750} \times (D_{\text{מ.מ.}})$$

הערה: על אף תקופת התצפיות הקצרה - הערך הממוצע

הנ"ל (\bar{N}) משקף את סדר הגודל של כמות הגשם השנתית בממוצע. לכן, בהתחשב במקדם הבטחון ע"י השימוש בערך 20, שבנוסחה, מתקבל גמ"צ סביר.

ב.

(1) על פי מקדמי העובי היחסי שבטבלת ציור 20 - הגשם היומי באילת מהווה כ-160% מהגשם השעתי. לכן, הגמ"צ השעתי עבור אילת הוא -

$$65 \text{ מ"מ} \approx 1.6 / 100 (D_{\text{מ.מ.}}) \text{ אילת}$$

והעצמה היא 65 מ"מ לשעה למשך שעה אחת.

(2) באופן דומה, המקדם עבור ת"א הוא 290%. לכן, הגמ"צ השעתי עבור תל-אביב הוא -

$$160 \text{ מ"מ} \approx 2.9 / 470 (D_{\text{מ.מ.}}) \text{ תל-אביב}$$

והעוצמה היא 160 מ"מ לשעה למשך שעה אחת.

הערה:

(א) חישובים אלה הינם בהנחה שהגמ"צ היומי מתפרס לפי יחסי עובי-משך רגילים (כפי שהוסבר בסעיף 2.9.3)

(ב) שימוש במקדם בשעור 15 (ראה נוסחה 2.21, בסעיף 2.9.3) היה נותן ערכים המהווים 75% מהערכים הנ"ל.

דוגמה 2.18: פירוס הגשם היומי

נתון:

להלן בטבלה נתונים: בשורה (1) - מספר ימי הגשם

הממוצעים בשנה שבהם ירד גשם במרווחי עובי נתונים ובשורה
(4) - הכמויות השנתיות הממוצעות שתרמו מרווחי עובי
אלה. הנתונים מתייחסים לתחנת אל-לימון, שבאזור
אטלנטיקו, בקולומביה, ולתקופת פעולה של 5 שנים.

דרוש :

- א. לחשב ולתאר את השכיחות המצטברת של ירידת גשמים בעובי שווה או גדול מערך נתון וכן בעובי שווה או קטן מערך נתון.
- ב. לחשב ולתאר את תרומת הגשמים בעוביים שונים לממוצע כמות הגשם השנתית.
- ג. להסביר מה ניתן ללמוד מהניתוח הנ"ל של פירוס הגשם היומי.

	עובי גשם יומי (מ"מ)												
	0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	90
(א) מספר	50	50	17	12	5.3	3.2	1.3	1.2	0.5	0.3	0.4	-	-
(ב) ימי	0	50	100	117	129	134.3	137.5	138.8	140.0	140.5	140.8	141.2	-
(ג) גשם	141.2	91.2	41.2	24.2	12.2	6.9	3.7	2.4	1.2	0.7	0.4	0	-
(ד) עובי	22	147	125	180	135	110	57	65	35	23	33	-	-
(ה) גשם	0	22	169	294	474	609	719	776	841	876	899	932	-
(ו) ב-מ"מ	932	910	763	638	458	323	213	156	91	56	33	0	-

מקרא והסברים לסבלה :

(א) מספר ימי הגשם הממוצעים בשנה שבהם ירד גשם בעובי שבתחום המרווח הנתון. למשל : גשמים בעובי של 5 עד

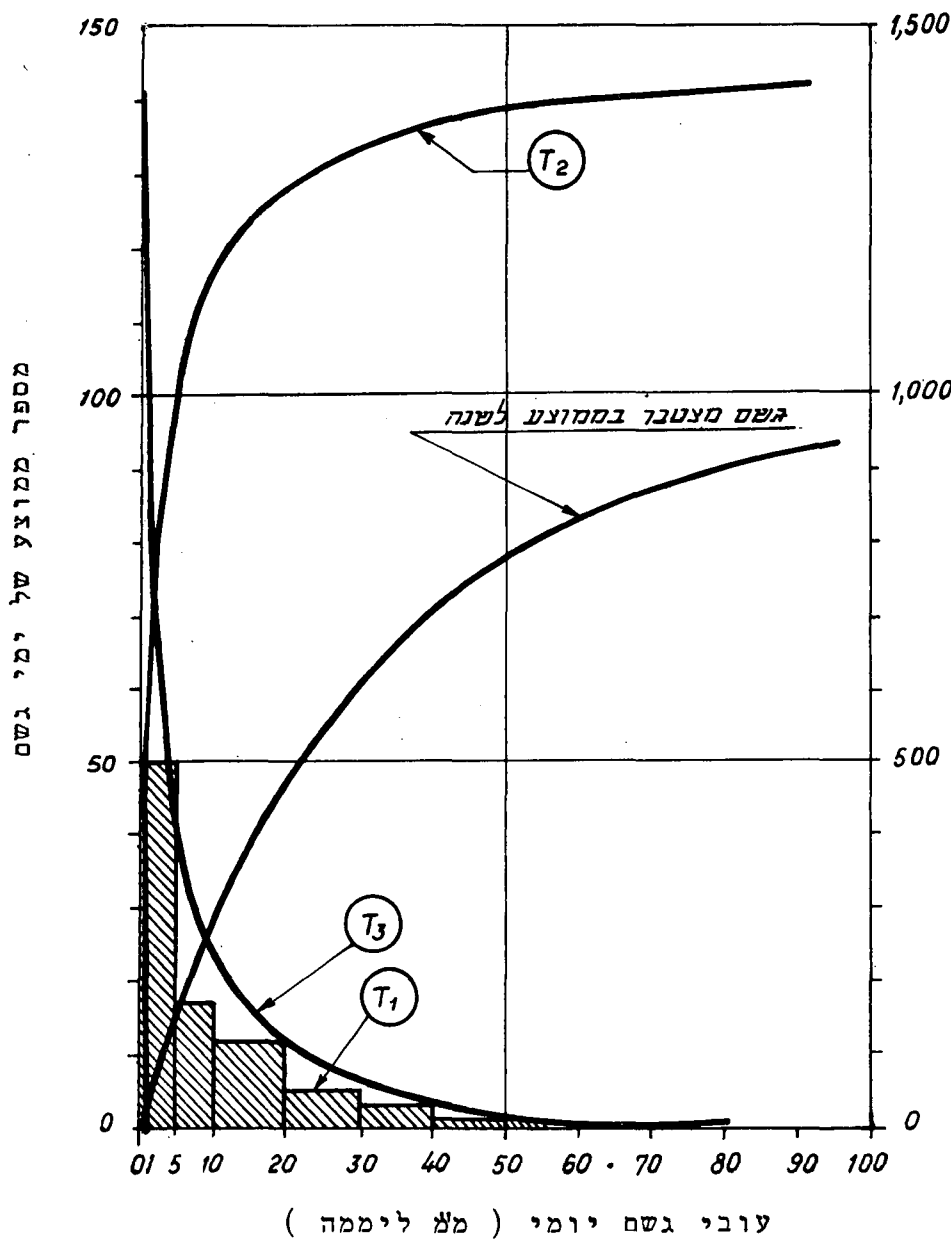
- 10 מ"מ ליממה ירדו במוצע ב- 17 ימים בשנה.
- (ב) מספר ימי הגשם הממוצעים בשנה שבהם ירד גשם בעובי שווה או קטן מהעובי הנתון. למשל : גשם יומי בעובי של 10 מ"מ או פחות ירד במוצע ב-117 ימים בשנה.
- (ג) מספר ימי הגשם הממוצעים בשנה שבהם ירד גשם בעובי גדול מהעובי הנתון. למשל : גשם יומי בעובי של יותר מ-10 מ"מ ירד במוצע ב-24.2 ימים בשנה.
- (ד) כמות הגשם הממוצעת בשנה שירדה כאשר עובי הגשם היומי היה בתחום המרווח הנתון. למשל : כמות הגשם הממוצעת בשנה שירדה בימים בהם היה עובי הגשם היומי 10 עד 20 מ"מ (גדול מ-10 מ"מ וקטן או שווה ל-20 מ"מ) היתה 180 מ"מ.
- (ה) כמות הגשם הממוצעת בשנה שירדה בימים בהם עובי הגשם היומי היה שווה או קטן מהערך הנתון. למשל : גשמים יומיים בעובי השווה או קטן מ-20 מ"מ תרמו ל- 474 מ"מ גשם במוצע לשנה.
- (ו) כמות הגשם הממוצעת בשנה שירדה בימים בהם עובי הגשם היומי היה גדול מהערך הנתון. למשל : גשמים יומיים בעובי גדול מ-20 מ"מ תרמו ל- 458 מ"מ במוצע לשנה.

פתרון :

א.

- (1) חישובי השכיחות המצטברת - ראה שורות (ב) ו(ג) בשבלה הנ"ל, והסברים - ראה מקרא והסברים לשבלה.
- (2) תאור פירוס עובי הגשם היומי לפי שכיחותו ושכיחותו המצטברת - ראה ציור להלן (ניתוח הגשם היומי).

ניתוח הגשם היומי



מקרא לציור

T_1 - מתאים לתאור פירוס הגשם היומי לפי שורה (א) שבטבלה.

T_2 - מתאים לתאור השכיחות המצטברת של הגשם היומי לפי שורה (ג) שבטבלה.

T_3 - מתאים לתאור השכיחות המצטברת של הגשם היומי לפי שורה (ג) שבטבלה.

- גשם מצטבר בממוצע לשנה - מתאים לתאור הניתן בשורה (ה) שבטבלה.

ב.

(1) חישוב תרומת עובי הגשם השונים הגדולים מערך נתון, או שווים או קטנים מערך נתון - ראה שורות (ה) ו(ו) בטבלה הנ"ל, והסברים - ראה במקרא והסברים לטבלה.

- (2) תאור הגשם המצטבר בממוצע לשנה מגשמים יומיים בעובי שווה או קטן מערכים נתונים - ראה ציור לעיל.

ג.

מניתוח הגשמים נתן להסיק :

- (1) מספר ימי הגשם הממוצעים בשנה באזור הפרוייקט הוא כ-140. אך, מהם רק 90 ימים בהם כמות הגשם עולה על 1 מ"מ; 40 ימים בהם כמות הגשם עולה על 5 מ"מ; ורק 24 ימים בהם כמות עולה על 10 מ"מ, ו-12 ימים בהם הכמות עולה על 20 מ"מ. מכאן, שבמרבית ימי הגשם הגשמים הינם קלים.
- (2) הגשמים היומיים שכמותם פחות מ-10 מ"מ (והמהווים כ-83% מכלל ימי הגשם) תורמים לכמות הגשם השנתית בממוצע רק כ-30%, כלומר: בממוצע כ-70% מכמות הגשם השנתית יורדת תוך 24 ימים גשם ובמקביל כ-50% מהכמות השנתית יורדת תוך 12 ימים). מכאן, כשמות הגשם השנתית תלוייה במידה רבה בירידת גשמים בעובי יומי גדול יחסית (מעל ל-20 מ"מ ליממה).

עובדות אלה הינן בעלות חשיבות רבה הן מבחינה הידרו-לוגית והן מבחינה חקלאית (בדיקת הצורך בהשקאה) - אם כי יש צורך לבחון את התקופות שבין סופה אחת לשניה כדי שאפשר יהיה להסיק מסקנות סופיות בקשר לצורך בהשקיה גם בחודשים גשומים.

כמו כן, יש לציין, שאם גשמים בעוביים גדולים יחסית יורדים מסופות מקומיות - צפויים הבדלים משמעותיים בין כמויות הגשם השנתיות והחודשיים בכל שנה בין תחנות שאינן רחוקות זו מזו; הבדלים משמעותיים צפויים גם בממוצעים השנתיים והחודשיים בין תחנות לא רחוקות - אם תקופת המדידות היתה קצרה (פחות מ-5 שנים).

דוגמה 2.19 : מיצוע גשמים על פני תחום ההתנקזות ע"י חישוב

נתון :

(1) מסופה שפקדה את תחום ההתנקזות של נחל קישון במעלה למאגר כפר ברוך ב-22.12.1961 נמדדו כמויות הגשם הסופתי בשמונה תחנות למדידת גשם כדלקמן.

מס' התחנה	1	2	3	4	5	6	7	8
שם התחנה	חפציבה	יזרעאל	עפולה	תל-עדשים	נצרת	שריד	מגידו	אום-אל פחם
(D _i) עובי הגשם הסופתי ב-מ"מ	47.0	80.4	87.0	73.3	80.0	57.2	80.0	93.3

(2) משך הגשם הסופתי היה בקירוב 24 שעות (יממה).

(3) ששה תחום ההתנקזות, עד למאגר כפר ברוך, הוא כ-470 קמ"ר.

דרוש :

א.

לחשב את עובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות הנתון -

(1) לפי ממוצע אריהמטי.

(2) לפי שיטת תיטן.

(3) לפי שיטת האיזוהייטות.

ב. לקבוע את לב הסופה ואת כיוון תנועתה המשווער (של הסופה).

ג. בכמה קטן עובי הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות לעומת עובי הגשם הסופתי הנקודתי המכסימלי.

פתרון :

א.

(1) המיצוע לפי שיטת הממוצע האריתמטי -

$$\bar{D}_a = 1/n \sum D_i = 1/8(47.0+80.4+87.0+73.3+80.0+57.2+80.0+93.3) = \\ = 1/8(598.2) = 74.8 \text{ מ"מ} ; \bar{D}_a = 74.8 \text{ מ"מ}$$

יש לציין, שעקב ההבדלים הניכרים בעובי הגשם בין התחנות השונות ועקב הפיזור הלא אחיד של התחנות על פני תחום ההתנקזות - לא יהיה הממוצע האריתמטי משקף את הממוצע האמיני.

(2) המיצוע לפי שיטת תיסן -

התחנות חוברו בקווים מרוסקים שיצרו משולשים; מהם הועברו אנכים אמצעיים ונתחמו תחומי ההשפעה של התחנות השונות - ראה תרשים I, להלן. שטחי ההשפעה (a_i) נמדדו באמצעות פלנימטר. לאחר שהשטחים סוכמו - התברר שהסכום שונה במקצת משטח תחום ההתנקזות כולו (470 קמ"ר = A); אי לכך חולקה השגיאה בין שטחי - ההשפעה המדודים, באופן פרופורציונלי לגודלם. חישוב העובי הממוצע נעשה באופן הבא: (ראה טבלה להלן) לאחר חישוב שטחי ההשפעה (a_i) חושבו משקליהם (a_i/A); מכפלת המשקל בעובי הגשם שנמדד בתחנה המתאימה ($(a_i/A) \cdot D_i$) מציינת את תרומתה היחסית של התחנה לממוצע עובי הגשם על פני תחום ההתנקזות. סיכום התרומות היחסיות הנ"ל שווה לממוצע המבוקש.

מיצוע הגשם הסופתי מיום 22.12.61

לפי שיטת חיסן

התחנה	D_i (מ"מ)	a_i (קמ"ר)	a_i/A -	a_i/D_i (מ"מ)
.1	47.0	70.5	0.15	7.1
.2	80.4	126.7	0.27	21.7
.3	87.0	47.2	0.10	8.7
.4	73.3	47.0	0.10	7.3
.5	80.0	9.4	0.02	1.6
.6	57.2	18.8	0.04	2.3
.7	80.0	51.6	0.11	8.8
.8	93.3	98.8	0.21	19.6
ס"ה	-	470.0	1.00	77.1

$$\bar{D}_a = 77.1 \text{ מ"מ}$$

יש לציין את משקלם הגדול של תחנות 2 ו-8. הדבר נגרם עקב דלילות התחנות באזור בו מצויות התחנות אלה, כלומר: פירוס לא אחיד של התחנות על פני תחום ההתנקזות.

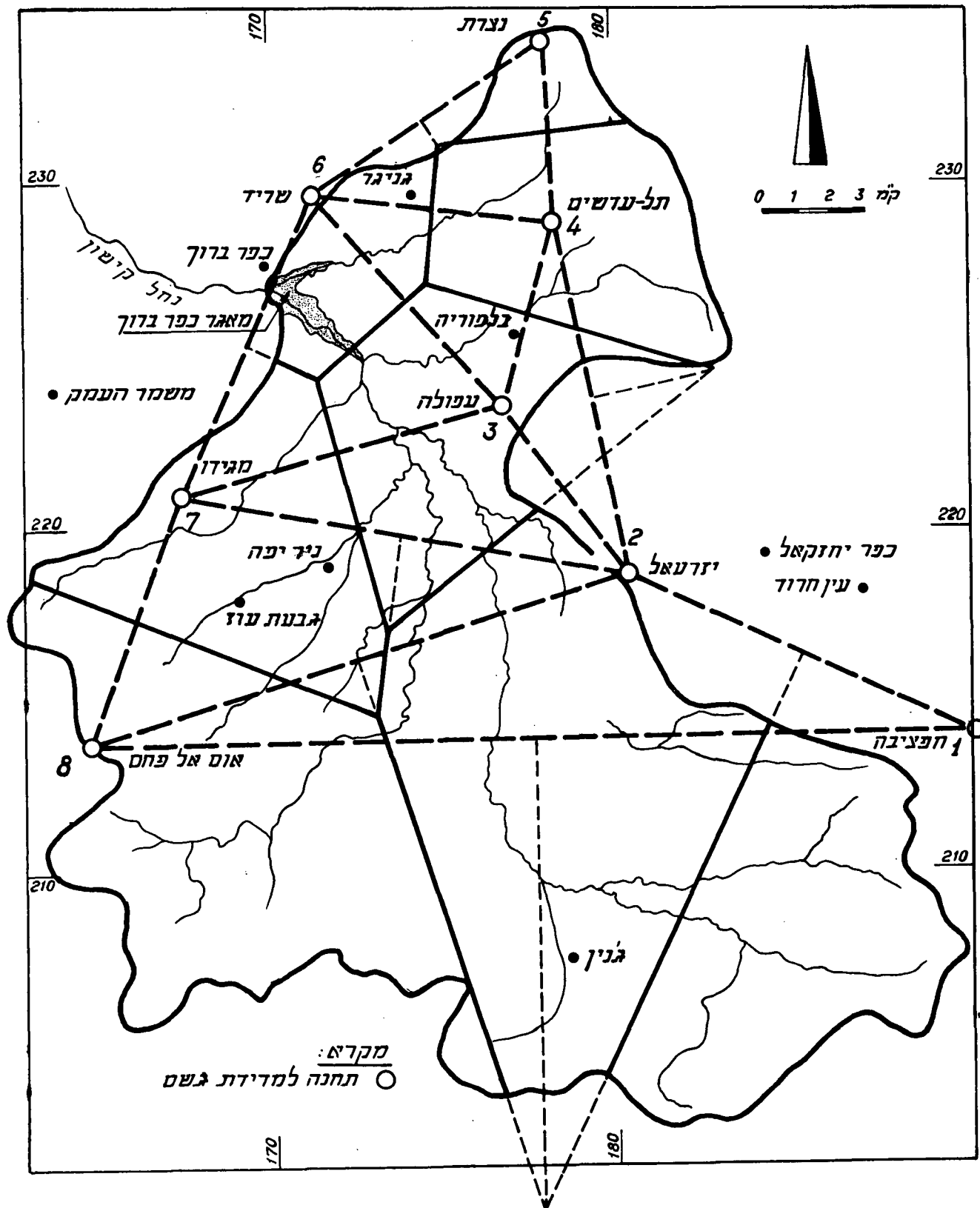
תרשים I לדוגמה 2.19:

מפעל ב.מ.ג. קישון

אגן ההיקוות של הקישון העליון

מיצוע הגשם על פני תחום ההתנקזות כשיטת תיסן

סופת 22.12.1961



(3) מיצוע לפי שיטת האיזוהייטות -

על יד כל תחנה נרשם עובי הגשם הסופתי שנמדד בה.
לאחר מכן, הועברו איזוהייטות כל 10 מ"מ שלמים -
על סמך אינטרפולציה לינארית. המפה הושלמה ע"י
העברת איזוהייטה של 93 מ"מ במרכז הסופה; כמו כן,
הועברה איזוהייטה של 85 מ"מ להדגשת מגמת הסופה -
כפי שהוערכה.

יש להדגיש - שניתן להעביר את האיזוהייטות גם באופן
שונה במקצת; אך על פי הנתונים הקיימים - ההשפעה על
התוצאות תהיה קטנה. בחלק הדרומי של תחום ההתנקזות
האיזוהייטות הינן בחזקת הנחה ואין להוציא מכלל
אפשרות שאם היתה תחנה נוספת - היתה יכולה לשנות את
צורתן, אך מחוסר נתונים, באזור זה, אין מנוס
מאינטרפולציה לינארית גסה.

לאחר שרטוט האיזוהייטות ביד חופשית - ראה תרשים II
להלן, חושבו השטחים A_j שבין כל שתי איזוהייטות
עוקבות D_j - ראה טבלה להלן.

המרווח בין האיזוהייטות	A_j השטח שבין האיזוהייטות	\bar{D}_j עובי הגשם הממוצע לכל מרווח	$A_j \times D_j$
מ"מ	קמ"ר	מ"מ	מאות (קמ"ר × מ"מ)
> 93	11	~ 93	10.2
90-93	35	91.5	32.0
80-90	133	85	113.0
70-80	122	75	91.5
60-70	67	65	43.6
50-60	50	55	27.5
40-50	38	45	17.1
< 40	14	~ 40	5.6
הסכום	470	-	340.5

עובי הגשם הממוצע לפי נוסחה 2.17 :

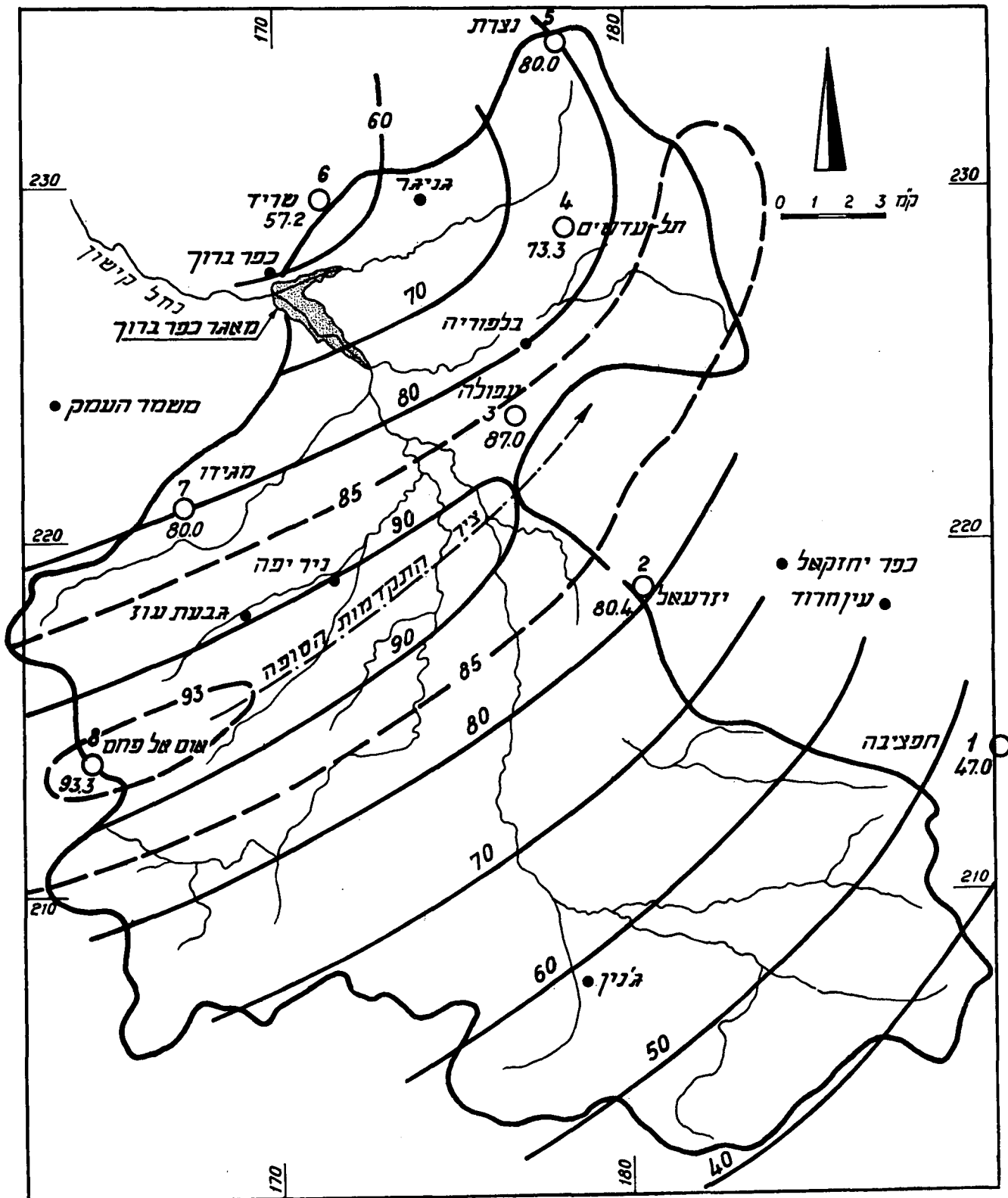
$$\bar{D}_a = \frac{\sum A_j \times D_j}{\sum A_j} = \frac{340.5 \times 10}{470} = 72.5 \text{ מ"מ} ; \bar{D}_a = 72.5 \text{ מ"מ}$$

the 1990s, the number of people in the world who are under 15 years of age is expected to increase by 1.5 billion (United Nations, 1994). The United Nations also predicts that the number of people in the world who are 65 years of age and older will increase by 1.5 billion in the next 20 years (United Nations, 1994). The United Nations predicts that the number of people in the world who are 65 years of age and older will increase by 1.5 billion in the next 20 years (United Nations, 1994).

100

תרשים II לדוגמה 2.19:

מפעל נ.מ.ג קישון
אגן ההיקוות של הקישון העליון
מיצוע הגשם על פני תחום ההתנקזות בשיטת האיזוהייסות
סופת 22.12.1961



ב.

לב הסופה נמצא ע"י תחנה מס' 8 (אום-אל-פחם), שם נמדדה כמות של 93.3 מ"מ. ציר כיוון התקדמות הסופה צויין בחרשים II לעיל, הכיוון יכול להיות מקצה אחד של הציר לקצהו השני (מצפון או מדרום), אלא אם כן ידוע כיוון הסופות באזור זה או שדווח על כך ע"י הצופים - בתחנות המטאורולוגיות. באזור הנדון ידוע, שהכיוון הוא מדרום-מערב לצפון-מזרח, או לצפון-צפון-מזרח.

ג.

$$(1) \quad \bar{D}_a / D_m = \frac{74.8}{93.3} \approx 0.80 \quad \text{לפי הממוצע האריתמטי}$$

$$(2) \quad \bar{D}_a / D_m = \frac{77.1}{93.3} \approx 0.83 \quad \text{לפי שיטת תיסן}$$

$$(3) \quad \bar{D}_a / D_m = \frac{72.5}{93.3} \approx 0.78 \quad \text{לפי שיטת האיווהייטות}$$

(הערך במכנה - 93.3 מ"מ - הוא העובי הנקודתי הסופתי המכסימלי שנמדד).

דוגמה 2.20 : מיצוע גשמים על פני תחום התנקזות על סמך גרפים אמפיריים.

נתון :

(1) עובי הגשם הנקודתי המכסימלי וגודל שטח תחום ההתנקזות - כמו בדוגמה 2.19.

(2) עובי הגשם הנקודתי המכסימלי לסופה שמשכה 30 דקות, אחת ל-30 שנה, הוערך בכ-50 מ"מ. גודל שטח תחום ההתנקזות הוא 100 קמ"ר.

(3) עובי הגשם הנקודתי המכסימלי לסופה שמשכה 2 שעות, אחת ל-50 שנה, הוערך בכ-110 מ"מ. גודל שטח תחום ההתנקזות הוא 250 קמ"ר.

דרוש :

לחשב את עובי הגשם הממוצע על פני תחומי ההתנקזות לפי נתונים.

פתרון :

א. עבור גשם במשך יממה (24 שעות) ותחום ההתנקזות בגודל 470 קמ"ר - מתקבל מציוור 24 מקדם מיצוע (\bar{D}_a/D_m) בשעור - 0.92, בקירוב. מכאן, על פי נתוני דוגמה - 2.19

$$\bar{D}_a = 0.92 \quad D_m = 0.92 \times 93.3 \approx 86 \text{ מ"מ}$$

(יש לציין שערך זה גבוה מהממוצעים שחושבו בדוגמה 2.19, היות ו"מקדם המיצוע האמפירי" (0.92) גדול מהמקדמים שחושבו בדוגמה זו (0.83÷0.78).

ב. מתוך ציוור 24 - עבור משך של 30 דקות ותחום ההתנקזות ששטחו 100 קמ"ר - מתקבל מקדם מיצוע בשעור 0.71, בקירוב. מכאן, שעובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות יהיה -

$$\bar{D}_a = 0.71 \times 50 \approx 36 \text{ מ"מ} \quad (\text{החוצאה מעוגלת})$$

ג. מתוך ציוור 24 - עבור משך של 2 שעות ותחום ההתנקזות ששטחו 250 קמ"ר - מתקבל, ע"י אינטרפולציה, מקדם מיצוע בשעור 0.78, בקירוב. ולכן -

$$\bar{D}_a = 0.78 \times 110 \approx 86 \text{ מ"מ}$$

דוגמה 2.21 : ניתוח גשם אזורי (ישראל)

נתון :

בטבלה להלן נתונים עוביי הגשם המכסימליים שנמדדו אי פעם במשכי זמן שונים (עד ליממה) בשפלת החוף של ישראל.

תאריך	התחנה	עובי (מ"מ)	משך
29.11.1954	תל-אביב, הקריה	16.1	5 דקות
29.11.1954	תל-אביב, הקריה	19.8	" 7½
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	23.2	" 10
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	32.2	" 15
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	40.0	" 20
16.10.1959	כפר חסידים	50.0	" 25
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	53.3	" 30
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	64.5	" 45
23.11.1949	הדר-הכרמל, הסכניון	71.6	1 שעה
19.04.1951	עתלית	82.0	" 1
8.11.1955	תל-אביב, רח' שפינוזה	87.2	1½ שעות
8.11.1955	תל-אביב, רח' שפינוזה	106.3	" 2
8.11.1955	תל-אביב, רח' שפינוזה	116.2	" 2½
19.04.1951	עתלית	124.0	" 2½
8.11.1955	חורשים	170.0	" 5
8.11.1955	גבעת-השלושה, ראש העין	220.0	" 9
9.12.1921	הדר-הכרמל, הסכניון, חיפה	272.0	" 24

דרוש :

- א. לקבוע על סמך ניתוח איזורי של הנתונים את הגשם המכסימלי שהיה אופייני לשפלת החוף.
- ב. להסביר מהי משמעות הגשם המכסימלי הנ"ל.

פתרון :

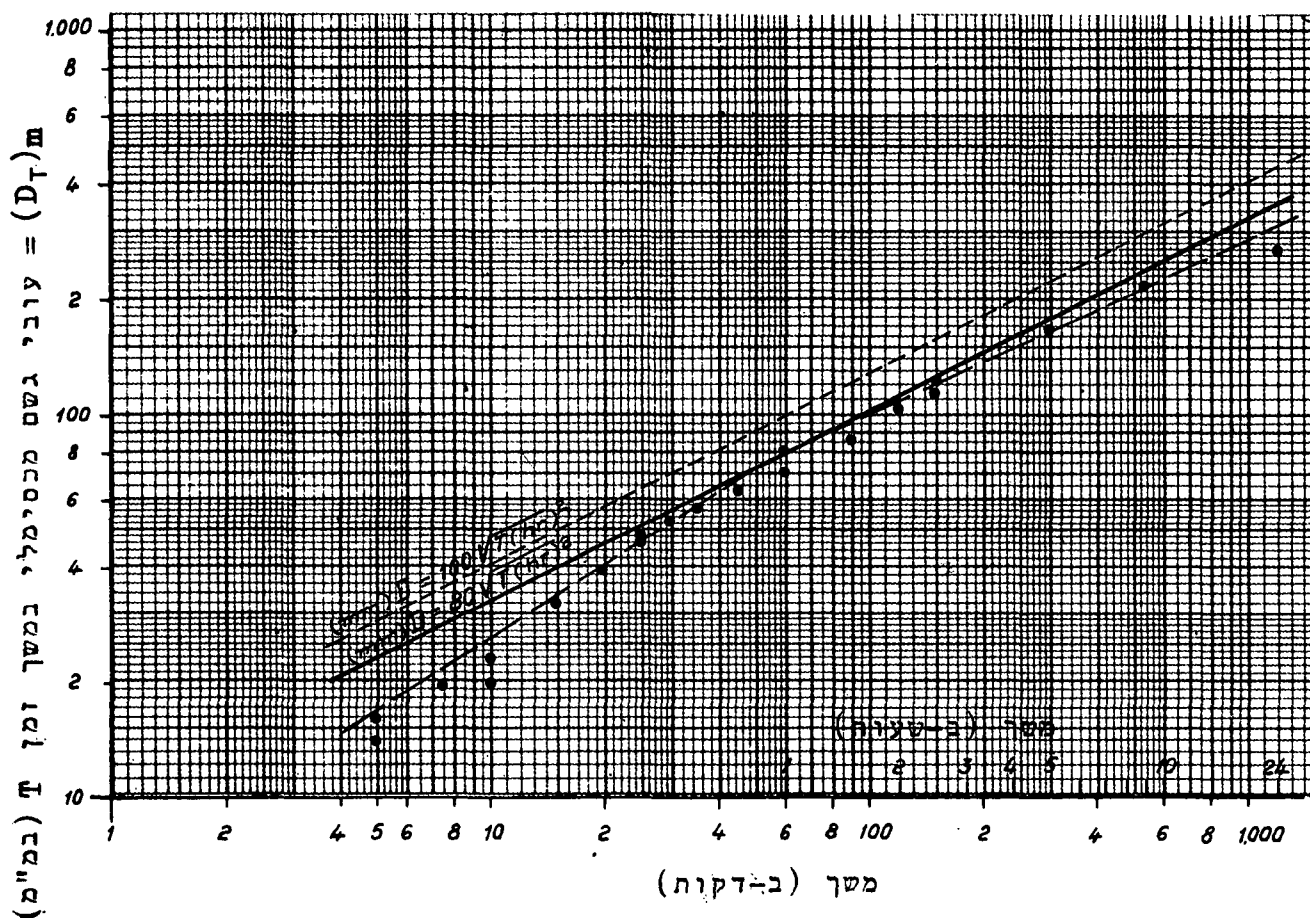
א.

- (1) משרטטים על גבי נייר לוג-לוג את הנתונים שבטבלה - ראה ציור להלן.

- (2) מעבירים קו המהווה את העוטפת של הערכים המכסימליים המדודים. מחקבל קו ישר שנוסחתו: $D_{M.A.}(מ"מ) = 80\sqrt{T(שעות)}$
 קו זה מייצג את המכסימום המוחלט (ראה סעיף 2.9.2).

הערות (3) :

- (א) למעשה העוטפת הממשית של הנתונים היא קו שבור - המורכב משני קווים בנייר לוג-לוג; קו אחד המייצג את הגשמים קצרי המשך (עד לשעה אחת) - שבו העובי פרופורציונלי למשך



בחזקה גדולה מ-0.5 (0.6); וקו המייצג את הגשמים ארוכי המשך (מעל לשעה אחת) - שבו החזקה קטנה במקצת מ-0.5 (0.47).

(ב) הקו - לפי הנוסחה לעיל ב-(2) - עובר מעל לערך המכסימלי שנמדד למשך של 24 שעות - הוא מייצג ערך השווה לכ-350 מ"מ (ערך זה שווה למכסימום האפשרי ליממה לפי נוסחה 2.21 עם מקדם 15).

(ג) אם כי פירוס הגשם עד ליממה במישור החוף הוא לפי חזקה בשעור $\frac{1}{3}$ ראה ציור 20, הגשמים המכסימליים המוחלטים הנ"ל, עם מקדם בטחון מסויים עבור חלק ממשכי הזמן, מפורטים לפי חזקה בשעור $\frac{1}{2}$ (0.5).

ב.

(1) העוספת הנ"ל מייצגת יחסי עובי-משך מכסימליים עבור תקופת המדידות, שאליה מיוחסים הנתונים, - כ-50 שנה. מכאן שנוסחה כנ"ל עם מקדם 100 (שעות) $\sqrt{T} = 100 (D_{M.A.})$ - ותאים לתקופת חזרה של 200 שנה ואף ליותר. (הגשם היממתי מתאים לגשם המכסימלי הצפוי ליממה).

(2) העוספת האזורית של הגשם הנקודתי, שהתקבלה, מתאימה לייצג את שפלת החוף של מרכז וצפון ישראל (מאחר והנתונים מיוחסים לאזורים אלה) באופן ברור.

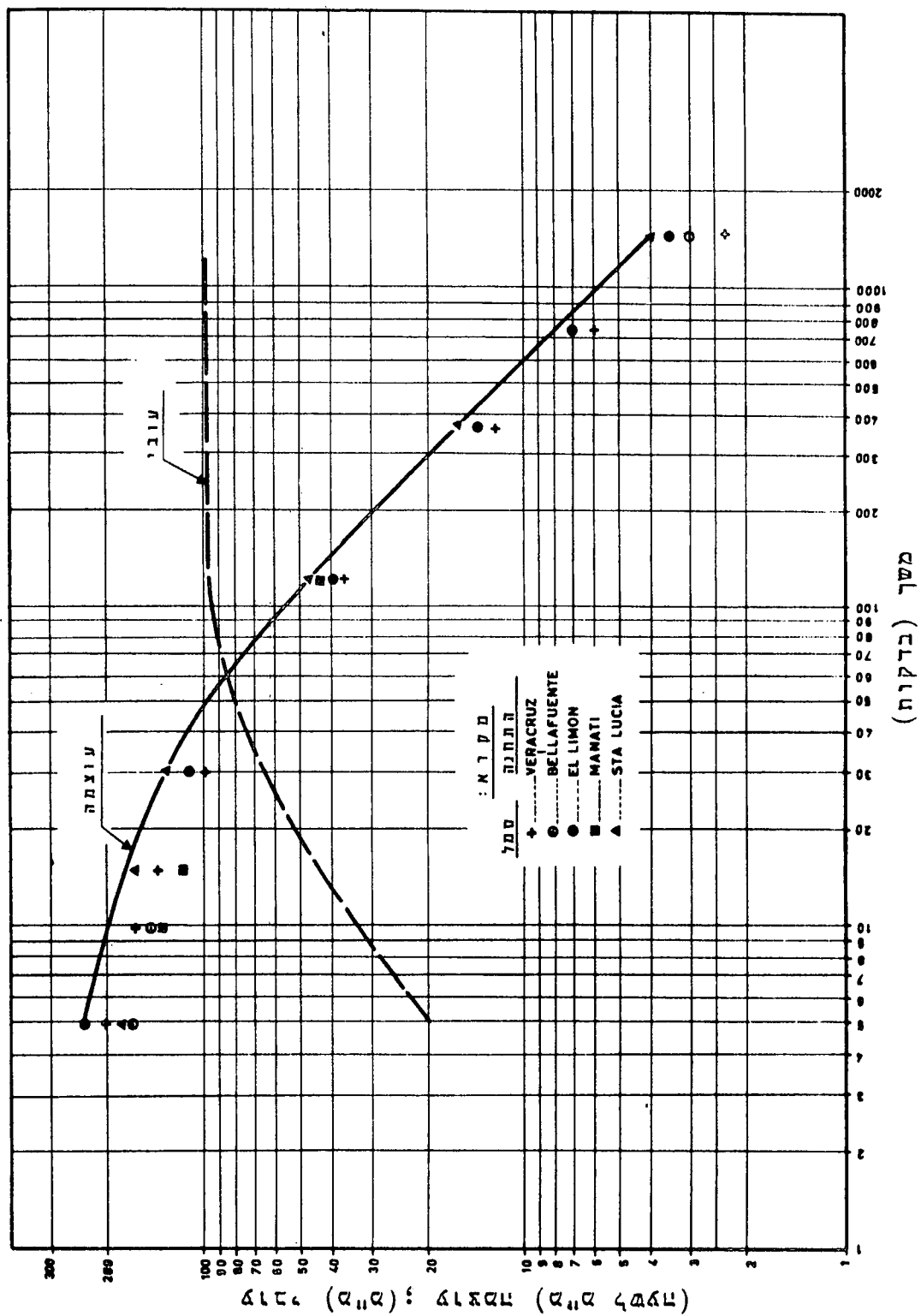
הערה : בסף המערבי של בקעת הירדן ובמדרון המזרחי של איזור ההרים בישראל - מתקבלת תלות דומה, אלא שהמקדם $K_{M.A.}$ צריך להיות גדול יותר (כ-90, בקירוב).

דוגמה 2.22 : ניתוח אזורי של גשמים (קולומביה)

בדוגמה המוצגת באמצעות הציור שלהלן - עוספת תלות עוצמה-משך ועוספת עובי-משך של תחנות גשם באיזור אטלנטיקו (קולומביה) וסביבתו - התחנות השונות פעלו תקופות באורך שונה ובחלקן תקופות לא חופפות, אך תקופות קצרות יחסית (בדרך כלל לא יותר מ-5 שנים). הנתונים מצביעים על כך שמבחינת פירוס הגשם לפי המשך-התחנות נמצאות באיזור מטאורולוגי אחיד. העוספת המוצגת להלן מתאימה לתקופת חזרה של 10 שנים, בקירוב.

על סמך מקדמי תקופת החזרה (ראה סעיף 2.7.4, טבלה 5) - ניתן לאמוד את גשם התכן הנקודתי לתקופות חזרה רצויות, באיזור הנידון.

עומת יחסי עובי-משך ו- עוצמה-משך, לאזור אטלנטיקו
(קולומביה).



3. ה ת א ד ו ת

3.1 כללי

3.1.1 תופעות ההתאדות

ההתאדות היא שינוי במצב צבירה של חומר נוזלי למצב צבירה גזי. במקרה שלנו הופכים מים לאדי-מים. היא מבוססת, בדרך כלל, ביחידות עובי. דהיינו - עובי שכבת מים שהתאדחה במשך זמן מסויים. ההתאדות גורמת ל"הפסד" כמויות מים מפני-הקרקע, מצמחייה, ממאגרים, מאגמים, וכו'. בארצות חמות וצחיחות "הפסדים" אלה ניכרים. ההתאדות מהימים (האוקיינוסים), המכסים כ-2/3 משטחו של כדור הארץ וזו מהיבשות, מספקת את אדי המים המהווים את הלחות באטמוספירה. לחות זו (הדרושה ליצירת עננים) חוזרת לפני כדור הארץ (ליבשות ולימים) בצורת משקעים.

תופעת ההתאדות מוסברת על ידי התיאוריה הקינטית: מוליקולות נמצאות במצב מנוחה רק בטמפרטורת האפס המוחלט (-273°C). בטמפרטורות גבוהות מזו, המוליקולות נמצאות בתנועה מתמדת, כלומר: יש להן אנרגיה קינטית. האנרגיה הקינטית גדלה עם עליית הטמפרטורה, עד אשר יש למוליקולות הנמצאות בפני הנוזל מספיק אנרגיה כדי "לברוח" מהנוזל לאויר, ומתקבלת זרימה של מוליקולות מפני הנוזל לאויר. זהו מעין תהליך הפוך של דיפוזיה. חלק מהמוליקולות ש"ברחו" מהנוזל חוזר אליו. וכשהאויר מעל לנוזל רווי - מספר המוליקולות היוצאות מהנוזל שווה למספר המוליקולות החוזרות אליו; כלומר: אם כי קיימת התאדות, אין הפסד מים כתוצאה מכך, ומבחינה זו, ניתן לומר שאין התאדות. מכאן ניתן להסיק, כי לקיום התאדות "ממשית", הגורמת להפסד מים, דרושים שני תנאים יסודיים:

א. מקור אנרגיה - מעבר מים ממצב צבירה נוזלי למצב צבירה גזי, צורך כ- 600 קלוריות לכל גרם מים (זהו החום הכמוס של המים).

ב. קיום גרדיינט לחות. כאשר האוויר מעל למים רווי, גרדיינט הלחות שווה לאפס ואז אין התאדות ממשית (אין התאדות נטו) - הכמות שמתאדה שווה לכמות שמתעבה (הופכת שוב למים).

3.1.2 סוגי התאדות - מיון איכותי

- (1) התאדות מפני מים חופשיים (Evaporation from free water surface) - זו התאדות מפני מים הנתונים ללחץ אטמוספירי, כגון: התאדות מימים, ימות, אגמים ומאגרים טבעיים ומלאכותיים, וכו'. זהו המקרה הפשוט ביותר של התאדות, אשר במקרה שהמים נקיים, תלויה רק בגורמים מטאורולוגיים (אקלימיים).
- (2) התאדות מפני הקרקע (Evaporation from land surface) - מקרה זה מסובך יותר מ-(א), מאחר ובנוסף לתנאים המטאורולוגיים משפיעים גם גורמים הידרולוגיים וגיאולוגיים (קרקעיים). חשיבות רבה נודעת לרסיבות הקרקע, לעומק פני מי-התהום (אשר מספקים לחות לקרקע באופן ישיר וע"י עליה קפילרית); לסוג, לאופי ולעיבוד הקרקע (הקובעים את מידת קליטת הקרינה, את שיעור העליה הקפילרית (ראה טבלה 10) וכן את שטח המגע עם האוויר והטורבולנציה).
- (3) בית - התאדות מצמחיה (Transpiration) - רק חלק קטן (כ-1%) מצריכת המים של הצמח נשאר בתוכו השאר יוצא לאוויר בצורת אדים בתהליך הידוע כ-(טרנס-פירציה) דית. הגורמים העיקריים המשפיעים על הדית הם: טמפרטורת האוויר, הלחות, שעות זריחת השמש (השמש, בנוסף על היותה מקור הקרינה הסולרית, היא המספקת את האור - ההכרחי לתהליך ההסמעה, אשר במסגרתו מבוצע הדית) וסוג הצמח (כולל: מערכת השורשים ושטח העלים שלו).

- (4) אי־דוֹי וְדִית (Evapotranspiration) -
זו קומבינציה כמותית של התאדות מקרקע, ו/או ממים
שעל פני הקרקע, ומצמחייה. ביטוי כמותי משותף זה
לשתי התופעות הנ"ל נובע מכך - שבשטח המכוסה ברובו
צמחייה אי אפשר, באופן מעשי, להפריד בין התאדות
מהקרקע לבין זו שמהצמח (אלא אם כן - מקור הרטיבות
הוא מעומק שממנו אפשרי רק דית - ראה סעיף 3.1.3, (2)).

3.1.3 ההתאדות הפוטנציאלית לסוגיה

- מבחינה כמותית ניתן להבחין בין התאדות פוטנציאלית
של כל אחד מסוגי ההתאדות, שנסקרו בסעיף 3.2.1,
ובהתאדות בלתי-פוטנציאלית שלהם.
ההתאדות פוטנציאלית היא התאדות משטחים שיש בהם כמות
מים מספקת להתאדות בהתאם לתנאים האטמוספיריים הקיימים
כלומר: התאדות מכסימלית אפשרית בתנאים אטמוספיריים
מוגדרים. התאדות בלתי-פוטנציאלית היא התאדות הקיימת
למעשה משטחים אלה. במציאות - ההתאדות הפוטנציאלית
היא התאדות בכוח, שלא תמיד יוצאת לפועל בשטחים
שאינם פני מים חופשיים.
- (1) התאדות פוטנציאלית מפני מים חופשיים -
התאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים נעשית ישירות
ממים לאויר, ללא תיווך של קרקע או/ו צמחייה. כפני
מים חופשיים נחשבים: מאגרים, אגמים, ימים ונהרות.
מאחר וכל סוגי ההתאדות האחרים מתייחסים, או ניתנים
להתייחסות, להתאדות פוטנציאלית זו - נספל בה בפירוט
בסעיפים הבאים.

- (2) התאדות מפני קרקע חשופים -
באותם תנאי מזג אויר תהיה ההתאדות מפני קרקע שזה עתה
הורטבו, $(E_p)_B$ - קטנה יותר מזו שמפני מים חופשיים
 $(E_p)_0$. לפי Penman (1969 Wilson): $(E_p)_B / (E_p)_0 = 0.90$
ניתן להשתמש בקואפיצינט זה לצורך הערכה, אך בהדגשה
שהמדובר בהתאדות פוטנציאלית (כלומר: ערך זה יתממש

אם תהיה בפני הקרקע מספיק רטיבות).

התאדות של מים המצויים בתוך הקרקע, דרך פני הקרקע חשופים, הינה פוטנציאלית רק מהשכבה הסמוכה לפני הקרקע, שעומקה מספר סנטימטרים. (ראה סעיף 4.1.4). התאדות מעומק רב יותר, משכבות הנמצאות מעל למפלס פני מי התהום, תהיה פרופורציונלית לרטיבות הקרקע של השכבה כולה (למעשה פרופורציונלית ליחס שבין הרטיבות הכוללת של שכבה זו (L) לבין הרטיבות המכסימלית האפשרית בשכבה (L_{sat}), (ראה סעיף 4.1.4). הנוסחה המתאימה למקרה זה היא:

$$E_a = E_p \left(\frac{L}{L_{sat}} \right)^n$$

כאשר n הוא מקדם חזקתי $1 \leq n \leq 2$:

$n=1$ עבור קרקע חולית.

$n=2$ עבור קרקע חרסיתית.

ניתן לאמץ המלצה זו בהסתייגות - שלא תתכן התאדות מהקרקע מעומק העולה על גובה העלייה הקפילרית שבה (בהתאם לסוג הקרקע - ראה טבלה 10), להוציא מקרים של קייומה של צמחייה עמוקת שורש - שאז זה דית (טרנספירציה).

(3) אִידוּי וּדְיִת -

לפי Penmen (נאמן, 1957) - אם המקור העקרי של החום הניתן לצמח הוא מקרינה, מגיע האידוּי והדיִת הפוטנציאליים $(E_p)_T$, משטחים מושקים בהשקייה מלאה, לכדי 70% בקירוב מההתאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים $(E_p)_0$. בדרום אנגליה נמצא עבור שטח מכוסה בעשב צפוף - שהיחס $(E_p)_T / (E_p)_0$ משתנה במשך חודשי השנה מ-0.6 בחורף ל-0.8 בקיץ ובממוצע 0.75 (Wilson, 1969). יש להדגיש, ששעורי הדיִת האלה הינם

טבלה 10 : תכונות פיזיות מיצגות של קרקעות *

אוגר סגולי ב- % של נפח	עליה קפילרית ב-ס"מ	כמות המים בקרקע - בממוצע - באחוזים של נפח הקרקע							סוג הקרקע
		מים		נקודת כמישה		קבול שדה		רוויה %	
		היגרוסקופי- %	פיים %	מים	נקודת כמישה	קבול שדה			
10+25	5+70	2.5	4	8	30	Sand	חול		
7+10	70+120	6.5	9.8	20	35	Sandy loam	חול-חמרה		
5+7	120+150	10	14.5	30	40	Sandy silt _{loam}	חול חמרה סיניתי		
5+7	150+200	13	19.5	40	46	Silt loam	חמרה סיניתי		
4+6	150+200	15	22.5	46	51	Clay loam	חמרה חרסיתית		
3+5	200+300	16.5	24.5	50	54	Clay	חרסית		

הערות: (1) גובה העלייה הקפילרית חלוי במיון מפורט יותר של הקרקע, למשל: 5 ס"מ מייחוס לחול גם בעוד שמכסימום של 70 ס"מ (35 עד 70 ס"מ) מייחוס לחול דק; וכו'.

(2) האוגר הסגולי (Specific Yield) אקוויולנטסי לאחוז החללים האפקטיביים - שבהם יכולים להיות מים בתנועה עקב כוחות כובד.
* מבוסס על V.E. Hansen, O.W. & Israelson, (1962) Bekchourine, (1963)
(1963) Preuss & Todd.

שווים בקירוב לשעורי ההתאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים באותם פרקי זמן, בהתחשב בכך - שהדית מרחש רק בשעות בהן קיים אור (אינו מתקיים בלילה). לפי Blaney ו-Criddle הדית מגידול מסויים נמצא ביחס ישר למשקלו היבש; (מכאן נבע השימוש במקדמי דית עבור גידולים שונים בתקופות הגידול השונות שלהם). האידוי והדית הפוטנציאליים ניתנים להערכה ראשונית כשווים בקירוב להתאדות הפוטנציאלית - מבחינת סדר גודלם.

הערה : אופן השימוש במקדמי הרדוקציה הנ"ל - ראה דוגמה 3.1 .

3.2 הגורמים המשפיעים על ההתאדות

3.2.1 הקרינה הסולרית -

ככל שעוצמת וכמות הקרינה הסולרית (מהשמש) גדולה יותר - תהיה ההתאדות רבה יותר. עוצמת הקרינה תלויה בגורמים הבאים; הרוחב הגיאוגרפי, עונות השנה והעננות (אשר קיומה מונע מקרני השמש מלהגיע לקרקע). הקרינה המגיעה לכדור הארץ בשעות היום היא בעיקרה גלים קצרים - אולטרה סגולים, בעוד שהקרינה המוחזרת מפני הקרקע בשעות הלילה היא קרינת גלים ארוכים - אינפורה אדום. לא כל הקרינה המגיעה לעצם מסויים נקלטת על ידו ומחממת אותו; חלקה מוחזר וחלקה חודר לשכבות עמוקות (במים).

הקרינה נתנת למדידה באמצעות מיכשור מתאים. במקומות בהם לא קיים מיכשור מעין זה, ניתן להעריך את עוצמתה באמצעות ערכים מחושבים - ראה טבלה 11 להלן. (לפי Brunt, 1944).

טבלה 11:

שטף קרינת גלים קצרים (RA) בגבולה החיצוני של האטמוספירה
בתלות בחודש ובקו הרוחב ב-גרם-קלוריות לסמ"ר ליום (ערכי
Angot).

רוחב גאוג.	רצמ' נוב'	אוק' ספט'	אוג' יולי	יוני	מאי	אפר'	מרץ	פבר'	ינו'	צפון
90	0	0	136	605	944	1077	903	518	55	0
80	0	17	219	600	930	1060	875	518	143	3
60	55	113	494	714	892	983	866	687	424	234
40	318	397	528	719	941	1001	930	847	663	538
20	599	666	740	856	912	947	912	914	821	795
קו-המשווה	829	873	866	891	820	792	803	876	878	963
20	978	986	892	820	588	580	608	737	832	1020
40	1033	994	817	648	333	308	358	515	686	963
60	1013	920	648	403	187	77	95	240	459	802
80	1094	917	459	113	0	0	0	9	181	649
90 דרום	1110	932	447	30	0	0	0	0	92	656
										995

הקרינה למעשה, שתגיע אל פני הקרקע - תהיה קטנה יותר
מנתוני טבלה 11 - עקב בליעת חלקה ע"י האטמוספירה וע"י
בליעה והחזרה מעננים. השפעת העננות (Cloudiness
ratio), המוגדרת: כיחס שבין שעות הקרינה למעשה (שהגיעה
אל פני הקרקע) לבין שעות הקרינה האפשריות (בין זריחת
השמש לשקיעתה).

3.2.2 הגורמים המטאורולוגיים

ההשפעות הישירות על שעור ההתאדות הן של הטמפרטורה ושל
גרדיינט הלחות - המושפע מגורמים מטאורולוגיים שונים.
גורמים אלה הם:

- (1) הטמפרטורה - הן של המים (או העצם המאדה) והן של האויר,
שבקרבת העצם המאדה.

(2) לחץ אדי המים מעל לפני המים - אדי לחץ האדים הקיים באויר והן לחץ האדים הרוויים (אדי מים) ביחס לסמפרטורת האויר (האדים הרוויים הם הכמות המכסימלית של האדים שהאויר יכול להכיל בטמפרטורה מסוימת) - ראה טבלה 12 להלן (דוגמה 3.2).

(3) הלחות היחסית (R.H.) - היא היחס באחוזים בין הלחות המוחלטת (כמות אדי המים המצויים ביחידת נפח של אויר) לבין הלחות המכסימלית (הכמות המכסימלית של אדי מים שיחידת נפח של אויר יכולה להכיל בטמפרטורה הקיימת ובלחץ האויר הקיים); או - היחס באחוזים בין לחץ האדים המצויים באויר (e) לבין לחץ האדים הרוויים בתנאים הקיימים (e_s); כלומר:

$$R.H. = 100 \times \frac{e}{e_s}$$

כאשר הלחות היחסית היא 100% קיימת רווייה ואין הפסדי התאדות; בכל שאר המקרים - יתכנו הפסדי התאדות עד שהאויר יעשה רווי. הלחות היחסית נמדדת באופן ישיר - באמצעות היגרוסקופ (או היגרוגרף - שהוא היגרוסקופ רושם) ובאופן עקיף - באמצעות פסיכרומטר, שהוא שילוב של תרמומטר יבש ותרמומטר לח (תרמומטר לח - הוא תרמומטר רגיל (יבש) שקצהו (גולת הכספית) מכוסה בפחיל, הניזון באופן מתמיד בלחות ממיכל מים מזוקקים. ככל שהתאדות מהפחיל חלה גדולה יותר - כספית התרמומטר הלח מתקררת יותר והתפרש שבין הטמפרטורה הנמדדת ע"י התרמומטר היבש לבין זו הנמדדת ע"י התרמומטר הלח גדול יותר). הפסיכרומטר מאפשר חישוב הלחות היחסית וחישוב נקודת הטל (Dew Point Temperature) - שהיא הטמפרטורה שבה לחץ האדים הרוויים שווה ללחץ האדים הקיים למעשה באויר, בתנאים הקיימים - ראה דוגמה 3.2.

טבלה 12:

לחץ האדים הרוויים (θ_s) ב-מ"מ כספית בתלות בטמפרטורה

t	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	t
-10	2.15										-10
-9	2.32	2.30	2.29	2.27	2.26	2.24	2.22	2.21	2.19	2.17	-9
-8	2.51	2.49	2.47	2.45	2.43	2.41	2.40	2.38	2.36	2.34	-8
-7	2.71	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.59	2.57	2.55	2.53	-7
-6	2.93	2.91	2.89	2.86	2.84	2.82	2.80	2.77	2.75	2.73	-6
-5	3.16	3.14	3.11	3.09	3.06	3.04	3.01	2.99	2.97	2.95	-5
-4	3.41	3.39	3.37	3.34	3.32	3.29	3.27	3.24	3.22	3.18	-4
-3	3.67	3.64	3.62	3.59	3.57	3.54	3.52	3.49	3.46	3.44	-3
-2	3.97	3.94	3.91	3.88	3.85	3.82	3.79	3.76	3.73	3.70	-2
-1	4.26	4.23	4.20	4.17	4.14	4.11	4.08	4.05	4.03	4.00	-1
0	4.58	4.55	4.52	4.49	4.46	4.43	4.40	4.36	4.33	4.29	0
0	4.58	4.62	4.65	4.69	4.71	4.75	4.78	4.82	4.86	4.89	0
1	4.92	4.96	5.00	5.03	5.07	5.11	5.14	5.18	5.21	5.25	1
2	5.29	5.33	5.37	5.40	5.44	5.48	5.53	5.57	5.60	5.64	2
3	5.68	5.72	5.76	5.80	5.84	5.89	5.93	5.97	6.01	6.06	3
4	6.10	6.14	6.18	6.23	6.27	6.31	6.36	6.40	6.45	6.49	4
5	6.54	6.58	6.64	6.68	6.72	6.77	6.82	6.86	6.91	6.96	5
6	7.01	7.06	7.11	7.16	7.20	7.26	7.31	7.36	7.41	7.46	6
7	7.51	7.56	7.61	7.67	7.72	7.77	7.82	7.88	7.93	7.98	7
8	8.04	8.10	8.15	8.21	8.26	8.32	8.37	8.43	8.48	8.54	8
9	8.61	8.67	8.73	8.78	8.84	8.90	8.96	9.02	9.08	9.14	9
10	9.20	9.26	9.33	9.39	9.46	9.52	9.58	9.65	9.71	9.77	10
11	9.84	9.90	9.97	10.03	10.10	10.17	10.24	10.31	10.38	10.45	11
12	10.52	10.58	10.66	10.72	10.79	10.86	10.93	11.00	11.08	11.15	12
13	11.23	11.30	11.38	11.45	11.53	11.60	11.68	11.76	11.83	11.91	13
14	11.98	12.06	12.14	12.22	12.30	12.38	12.46	12.54	12.62	12.70	14
15	12.78	12.86	12.95	13.03	13.11	13.20	13.28	13.37	13.45	13.54	15
16	13.63	13.71	13.80	13.90	13.99	14.08	14.17	14.26	14.35	14.44	16
17	14.53	14.62	14.71	14.80	14.90	14.99	15.09	15.17	15.27	15.38	17
18	15.46	15.56	15.66	15.76	15.86	15.96	16.06	16.16	16.26	16.36	18
19	16.46	16.57	16.68	16.79	16.90	17.00	17.10	17.21	17.32	17.43	19
20	17.53	17.64	17.75	17.86	17.97	18.08	18.20	18.31	18.43	18.54	20
21	18.65	18.77	18.88	19.00	19.11	19.23	19.35	19.46	19.58	19.70	21
22	19.82	19.94	20.06	20.19	20.31	20.43	20.58	20.69	20.80	20.93	22
23	21.05	21.19	21.32	21.45	21.58	21.71	21.84	21.97	22.10	22.23	23
24	22.27	22.50	22.63	22.76	22.91	23.05	23.19	23.31	23.45	23.60	24
25	23.75	23.90	24.03	24.20	24.35	24.49	24.64	24.79	24.94	25.08	25
26	25.31	25.45	25.60	25.74	25.89	26.03	26.18	26.32	26.46	26.60	26
27	26.74	26.90	27.05	27.21	27.37	27.53	27.69	27.85	28.00	28.16	27
28	28.32	28.49	28.66	28.83	29.00	29.17	29.34	29.51	29.68	29.85	28
29	30.03	30.20	30.38	30.56	30.74	30.92	31.10	31.28	31.46	31.64	29
30	31.82	32.00	32.19	32.38	32.57	32.76	32.95	33.14	33.33	33.52	30
t	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	t

הערות לטבלה :

t = טמפרטורה במעלות

צלזיוס.

- ערכים שליליים של

t מחייחסים לתנאים

מעל לקרח (מתחת ל-

טמפרטורת הקפאון של

מים)

- 1 מ"מ כספית =

1.36 מיליבר.

למעשה, גורמים (2) ו-(3) לעיל הינם זהים.

(4) הרוח והטורבולנציה - הרוח מרחיקה אדי מים מפני הנוזל (או העצם המאדה) וע"י כך מגבירה את גרדיינט הלחות. בשטחי מים נרחבים (למשל אוקיינוסים), אשר בהם עלולה התנועה האופקית של הרוח להחליף בכל מקום אויר בעל לחות מסוימת באויר אחר בעל אותה לחות, חשיבות רבה לטורבולנציה. הטורבולנציה מקנה להרחקת הלחות מימד אנכי, כלפי מעלה, ובכך מגבירה את גרדיינט הלחות גם באוקיינוסים. בשטחים הימיים דווח מסייעת להגברת ההתאדות גם ע"י יצירת גלים וע"י כך הגדלת השטח המאדה וכן ע"י החזת מים מראשי הגלים.

(5) לחץ האויר - עם ירידת לחץ האויר תפחת התנגדותו לדיפוזיה של המוליקולות ושעור ההתאדות יעלה. עם עליית לחץ האויר תקטן ההתאדות בהתאם.

(6) העננות - ראה סעיף 3.2.1 .

3.2.3 גורמים אחרים

(א) צורת וגודל השטח המאדה - משפיעים על אפקטיביות פעולתם של גורמים שונים, כגון: רוח, סורבולנציה, קרינה וכו'. למשל: אם הגוף המאדה הוא אגם גדול ועמוק - יבלע חלק מהקרינה וישמש להגדלת קיבול החום של גוף המים; הדבר ישפיע בכיוון דחיית ההתאדות המיוחסת לחלק זה של הקרינה (כלומר: ההתאדות מחלק זה של הקרינה תהיה במועד מאוחר יותר, או-יהיה הבדל "פזה" בין הקרינה להתאדות).

(ב) אופי וסוג הקרקע והצמחייה - חשובים בעיקר מבחינת בליעת והחזרת הקרינה, וכן בקביעת סוג ההתאדות. (ראה סעיף 3.1.2).

(ג) ריכוז המלחים במים - ההתאדות ממים מתוקים גדולה יותר מזו שממים מלוחים. ההבדל גדול יותר ככל שריכוז המלחים גדול יותר. בתנאים שווים יתאדו מי האוקיינוס ב-4% ÷ 3 פחות מאשר מים מתוקים.

(ד) קרבה לגוף מים גדול - תגרום לעלייה בלחות היחסית, אם קיימת רוח מתאימה, וע"י הקטנה בהתאדות; ולהיפך.

(ה) גורמים מיקבולקלימיים - עשויים להשפיע על ההתאדות ולגרום הבדלי התאדות כמותיים על פני מרחקים קצרים.

(ו) כמות הלחות של הגוף המאדה - יש לזכור שהכמות שתאדה אינה יכולה להיות גדולה מכמות הלחות המצויה בגוף המאדה.

(ז) ראה סעיפים 3.1.2 - 3.1.3 .

3.3 מדדת התאדות

מדדה ישירה של התאדות כמותית נעשית באמצעות שני סוגי המכשירים שיסקרו להלן.

3.3.1 גייגיות התאדות (Evaporation pans)

קיימים סוגים שונים של גייגיות למדידת התאדות, שאופן המדידה בהם זהה: ממלאים את הגייגית במים נקיים ומודדים את ירידת מפלס המים בהן בשעות קבועות, באמצעות בורג מיקרומטרי (או ע"י הוספת המים החסרים - תוך כדי מדידת הכמות - בגייגית צפה).

מקובלים שלושה סוגים עקריים של גייגיות (Foster, 1949); (WMO, 1965):

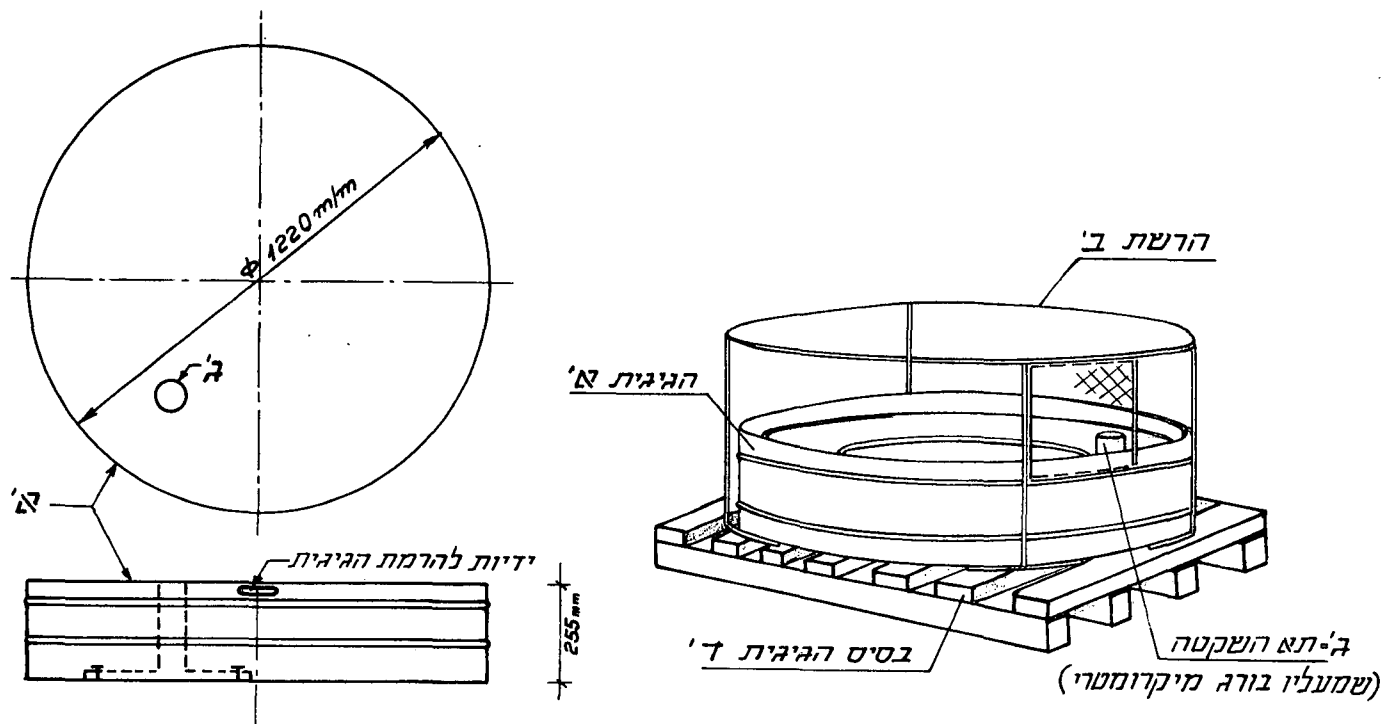
- א. גייגית משוקעת - Sunken pan - הגייגית משוקעת בתוך הקרקע כששפתה בולטת במקצת.
- ב. גייגית צפה - Floating pan - גייגית הצפה על פני המים.
- ג. גייגית על-פני הקרקע.

הגייגית הסטנדרטית בארץ ובארצות רבות אחרות הינה הגייגית מסוג A (Class A Pan) של השרות המטאורולוגי של ארה"ב - ראה ציור 3.3. בארץ מקובל לכסות את הגייגית ברשת. נעשו נסיונות להשתמש בגייגיות בגודל שונה (ראה סעיף 3.4) - ומטעמי נוחות וחסכון אומצה הגייגית הקטנה-יחסית הנ"ל.

יש לדאוג למקם את הגייגית במקום לא-מוצל ולא מופרע - מבחינת התנאים המטאורולוגיים האופייניים, ולדאוג להחליף את המים כשהם מזדהמים.

3.3.2 מד התאדות פיש (Piche Evaporimeter)

מד התאדות זה (ראה רוזנן, 1951) הינו קטן, פשוט ונוח - אם כי בעל מהיימנות אפליקטיבית נמוכה מהגייגיות למינהן.



גיגית התאדות, סוג A		
א	הגיגית, קוטר פנימי 1220 מ"מ	פח מגולבן, 0.8 מ"מ עובי
ב	רשת מגן עם דלת על ציר	על מסגרת של 8 מ"מ חוט רשת לולים
ג	תא השקטה	צנור מים, 3" \varnothing עם בורג מיקרומטרי
ד	בסיס עץ	מורכב מלוחות 50x100 מ"מ

מד התאדות זה מורכב משפופרת זכוכית, פתוחה בקצה אחד וסגורה בקצה השני. את השפופרת ממלאים במים מזוקקים ומכסים את הקצה הפתוח בפיסת נייר ספוג עגולה, אשר קוטר גדול מקוטר השפופרת. את פיסת נייר הספוג לוחצים אל פי השפופרת בעזרת דיסקית, המהודקת אל השפופרת באמצעות טבעת עגולה. השפופרת תלוייה בסוכה מטאורולוגית כשחלקה הפתוח (פיה) כלפי מטה. התאדות המים מנייר הספוג מלווה בידידת פני המים בשפופרת. מאחר והשפופרת מכוילת ומסומנת בסקלה מתאימה - ניתן לקרוא ישירות את שעור ההתאדות מהמכשיר. את המכשיר ממלאים במים מזוקקים בכל יומה - בבוקר. המכשיר מושפע רבות ממבנה הסוכה המטאורולוגית שבתוכו הוא נתון בפרט מהאיוורור בסוכה, המשתנה על פי עוצמת הרוחות. אי לכך, מידת ייצוגיות נתוניו מוטלת בספק (ראה טבלה 13).

היתרונות של מכשיר זה הן - פשטות השימוש בו (הפעלה אחזקה ומדידה) והיותו זול.

בכל מקרה, יש להעדיף גיגית התאדות סטנדרטית על פני מד התאדות פיש.

אם משתמשים בו - רצוי שיהיה זה בנוסף על השימוש בגיגית (לפחות גיגית התאדות אחת על כל מספר תחנות סמוכות).

3.4 הערכת שיעורי התאדות פוטנציאלית ממוצעת

3.4.1 כללי

- בהערכת שיעורי ההתאדות במקום מסויים הננו מתכוונים להערכת ההתאדות הפוטנציאלית (מפני מים חופשיים) באותו מקום בהתאם לתנאים האקלימיים השוררים במקום זה. הערכת שיעורי ההתאדות נתנת להעשות במספר אופנים:
- א. באמצעות מדידות ישירות של התאדות ממדי התאדות שונים.
 - ב. באמצעות מאזני מים או מאזני אנרגיה.
 - ג. באמצעות נוסחות אמפיריות.

כל האמצעים הנ"ל אינם מאפשרים קביעה מדויקת של שעורי ההתאדות הפוטנציאלית, אך הם מאפשרים להעריכה. למעשה, אין משמעות ל"קביעה מדויקת" - באשר התאדות הממשית אף מפני מים חופשיים אינה קבועה בכל שנה או בכל אחד מחודשי השנה; היא משתנה בהשפעת הגורמים המטאאולוגיים. לכן הערכות טובות של ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת - מספיקות לצרכים מעשיים. האמצעי הטוב ביותר להערכת ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת הוא - ע"י שימוש במדידות ישירות באמצעות גיגית תיקנית. כאשר נתונים מדודים אלה אינם קיימים - נעזר באמצעים אחרים, שהפשוטים שבהם הינן הנוסחות האמפיריות.

3.4.2 הערכה על סמך מדידות ישירות

השימוש בגיגית התאדות מאפשר מדידה ישירה של ההתאדות מהגיגית. קיים שוני בין ההתאדות מהגיגית לבין התאדות פוטנציאלית מפני מים חופשיים בגוף מים גדול (אגם). השוני העקרי מקורו בכך - שקיבול החום של הגיגית מצומצם לעומת קיבול החום של האגם או המאגר; וכן, מעבר החום דרך דפנות הגיגית גורם לשינויי טמפרטורה של המים. בגיגית - כתוצאה מהשפעות חיצוניות לא ישירות. על אף זאת, ניתן למצוא קשר מקורב בין נתוני ההתאדות שנמדדו מהגיגית לבין ההתאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים - ראה לדוגמה נתוני טבלה 13 (לפי כצנלסון, 1962).

בטבלה זו - גיגית בקוטר 12 רגל מייצגת, בקירוב, גוף מים גדול (לעומת גיגית תקנית מסוג A, שקוטרה כ-7 רגל). מהנתונים שבטבלה - מובלט יתרונה הבולט של הגיגית על פני מד ההתאדות פיש (נמצאה השתנות רבה בנתונים החודשיים של היחסים שבין ההתאדות שנמדדה באמצעותו לעומת ההתאדות המתאימה שנמדדה באמצעות הגיגית הגדולה).

טבלה 13:

התאדות חודשית ממוצעת שנמדדה בשדה
תעופה לוד - באמצעות גיגית גדולה
(בקוטר 12 רגל), גיגית תקנית (סוג A)
ומד התאדות פיש, והיחסים ביניהם (לפי
כצנלסון, 1962).

החודש	גיגית גדולה	גיגית תקנית	מד התאדות פיש	גיגית תקנית	מד התאדות פיש	גיגית גדולה	גיגית תקנית
	%	מ"מ	מ"מ	%	מ"מ	%	מ"מ
ינואר	3.7	61	83	73	54	73	73
פבר'	4.1	67	92	88	64	73	73
מרץ	6.3	103	138	100	75	75	75
אפר'	8.2	134	182	105	77	74	74
מאי	11.3	184	251	113	83	73	73
יוני	12.5	204	274	129	96	74	74
יולי	13.4	218	287	135	103	76	76
אוג'	12.6	206	270	134	102	76	76
ספט'	10.4	169	224	115	87	75	75
אוקט'	8.0	130	177	94	69	73	73
נוב'	5.7	93	125	74	55	74	74
דצמ'	3.8	62	88	68	48	70	70
ס"ה שנתי	100	1631	2191	106	79	74	74

הערות לטבלה 13 :

(1) יש לציין - את היחס הכמעט קבוע בין נתוני הגיגית התקנית לבין נתוני הגיגית הגדולה.

(2) הגיגית התקנית לא היתה מכוסה ברשת.

(3) הערכים שנמדדו באמצעות הגיגית התקנית היו גדולים יותר מאלה שנמדדו באמצעות הגיגית הגדולה.

כדי להשתמש בנתוני גיגית התאדות מסוג A תקנית לשם הערכת ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת מפני מים חופשיים - יש לכפול את הנתונים הממוצעים של ההתאדות מהגיגית במקדמים מתאימים כדלקמן:

(א) מקדם הרדוקציה

מקדם הרדוקציה הממוצע המקובל (אשר יש לכפול בו את ההתאדות מהגיגית כדי לקבל את ההתאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים) הוא 0.7. מקדם זה משתנה במשך השנה בהתאם לתמורות אקלימיות (Wilson, 1969):

(1) בעונות לחות או באקלים לח - כאשר טמפרטורת המים שבגיגית גבוהה מזו של האוויר - מקדם הרדוקציה המומלץ הוא 0.8 (ואף יותר).

(2) בעונות יבשות או באזורים צחיחים - כאשר טמפרטורת המים שבגיגית נמוכה מזו של האוויר - מקדם הרדוקציה המומלץ הוא 0.6 (ואף פחות).

(3) כאשר טמפרטורת המים שבגיגית שווה בקירוב לזו של האוויר - מקדם הרדוקציה המומלץ הוא 0.7.

השימוש במקדמי הרדוקציה הנ"ל מודגם בדוגמה 3.1.

(ב) תיקון לגיגית מוגנת (מכוסה ברשת)

מקדמי הרדוקציה הנ"ל הינם עבור גיגית "Class A" "פתוחה" - לא מוגנת. סנסהיל (1967) מצא, על סמך מדידות במקומות שונים בארץ את ההתאמה הבאה בין התאדות מגיגית פתוחה (Y) לבין התאדות מגיגית מוגנת (X):

$$Y = 1.114 X$$

מקדם המתאם שנמצא עבור תלות זו, המוצגת בנוסחה הנ"ל, היה 0.998.

לכן, יש לכפול את מקדמי הרדוקציה, שנסקרו ב-(א) לעיל המתייחסים לגיגיות Class A פתוחות, ב-1.114; למשל: במקום 0.7 יש לשחמש במקדם 0.78 (ראה דוגמה 3.1).

הערה: מקדמים להערכת התאדות מגופים מאדים השונים מפני מים חופשיים - ראה סעיף 3.1.3.

3.4.3 הערכה על סמך מאזנים

(א) מאזני מים - נעשו נסיונות לא מעטים לאמוד את שעורי

ההתאדות מאגמים על סמך מאזני מים. נסיונות אלה, כמעט כולם, היו נסיונות שרק. הסיבות העיקריות לכשלון הן: אי היכולת לקבוע בדייקן סביר את איבודי החלחול מהאגם; אי היכולת לאתר ולקבוע את נפח כלל הזרימות המזינות את האגם - בפרט אלו התת-קרקעיות; ובמקרים רבים - אי דיוקים במדידות של הזרימות העליות. היות וקצב ההתאדות היומית הינו קטן (בד"כ מילימטרים בודדים ליממה) - אי הדייקנים במדידת ו/או אומדן שאר האלמנטים במאזן הינם; בדרך כלל, בסדר גודל של קצב ההתאדות אם לא יותר. על אף האמור לעיל - אין לפסול השיטה מראש ויש לבדקה בזהירות בכל מקרה, תוך ידיעת מגבלותיה.

(ב) מאזני אנרגיה או חום - מאחר וניתן לבטא את ההתאדות הכמותית באמצעות כמות חום, שהיתה דרושה לשם אידוי (החום הכמוס הנצרך עקב שינוי מצב הצבירה מנוזלי לגזי) - ניתן להכלילה כאלמנט במאזן החום (או האנרגיה) של הגוף המאדה בדרך כלל: אגם, מאגר או ימה. במאזן חום אופייני משתתפים האלמנטים הבאים: סוגי הקרינה השונים (המוקרנת, המוחזרת, הנבלעת, הנפלטת); קיבול החום של הגוף המאדה והשינויים בו; כמויות החום המוסעות לתוך ועל מחוץ לגוף המאדה (למשל: עם הזרימות הנכנסות והיוצאות מהאגם); וכמות החום הנצרכת לשם התאדות. שיטה זו שמשה לשם אומדני ההתאדות מימת החולה, מאגם הכנרת ומים המלח ע"י נוימן (1957); שלדעתו התוצאות הן בדייקן של $\pm 10\%$ בחדשי הקיץ וכ- $\pm 20\%$ בחודשי החורף. סקירה ביקורתית על אודות השיטה - ראה אנדרסון (1952), והשוואתה לשיטות אחרות (על סמך החישובים של ההתאדות מהכנרת) - ראה מירו וכהנוביץ (1969).

3.4.4 הערכות על סמך נוסחות אמפיריות

מתוך כלל הנוסחות האמפיריות, שהן ברובן בעלות ערך מקומי, מומלצות שתי שיטות - המיצגות את התהליכים הפיסיקליים (או חלקם העקרי), ועל כן הינן בעלות בסיס תיאורטי כלשהו. השיטות המומלצות הן:

(א) השיטה האירודינמית (The Aerodynamic Method) -

בשיטה זו מבחינים בשני מקרים :

(1) כאשר טמפרטורת המים שווה בקירוב לטמפרטורת האוויר.

(2) כאשר טמפרטורת המים שונה מטמפרטורת האוויר.

בשני מקרים אלה הנוסחה הכללית היא:

$$(3.1) \dots E_p = C(e_s - e)f(u)$$

: כאשר

$$E_p = \text{התאדות פוטנציאלית יומית (ב-מ"מ ליממה)}$$

$$C = \text{קבוע אמפירי (מקדם) - יחידות המקדם תלויות}$$

$$\text{ביחידות } e_s \text{ ו-} e$$

$$e_s = \text{לחץ האדים הרוויים במוצק במשך היממה.}$$

$$e = \text{לחץ האדים למעשה במוצק במשך היממה.}$$

$$u = \text{מהירות הרוח הממוצעת במשך היממה (ב-מ' לשנייה).}$$

$$f(u) = \text{פונקציה של } u$$

ההבדל בין שני המקרים הוא: בעוד שבמקרה (1) e_s מתייחס

לטמפרטורה הממוצעת של האוויר (השווה לטמפרטורת המים);

במקרה (2) e_s מתייחס לטמפרטורת המים בפני האגם (או

המאגר).

בהולנד נמצאה הנוסחה :

$$(3.2) \dots E_p = 0.35(e_s - e)f(u)$$

$$(3.3) \dots f(u) = 1 + 0.52 \times U_2 \quad : \text{ כאשר במקרה (1)}$$

$$(3.4) \dots f(u) = 1 + 0.25 U_6 \quad : \text{ ובמקרה (2)}$$

בנוסחה (3.2) - e_s ו- e הם ב-מ"מ כספית ^(*); U_2

(בנוסחה 3.3) מתייחס למהירות הממוצעת של הרוח בגובה

2 מ', ואילו U_6 (בנוסחה 3.4) למהירות הממוצעת בגובה

6 מ' (מפני הקרקע).

לדעתו של Wilson (1969) - מקדמי הנוסחות הנ"ל עבור

מקרה (1) הן בעלות ערך כללי (מתאימים לכל מקום), בעוד

שהמקדמים עבור מקרה (2) הינם בעלי ערך מקומי (מתאימים

^(*) 1 אטמוספירה תקנית = 1 ק"ג לסמ"ר = 760 מ"מ כספית = 1013 מיליברים.

למקום שבו נמצאו - הולנד).

במחקרים שנערכו באגם הפנר (Lake Hefner) ובאגם מיד (Lake Mead) בארה"ב, נמצאה הנוסחה הבאה (WMO, 1965):

$$(3.5) \quad E_p = C_M(e_s - e)u$$

כאשר: e_s - ו- e נחונים במיליברים - נמצא $C_M = 0.12$ עד

0.15 (כל שאר הסמלים - כפי שהוסברו לעיל). בנוסחה

(3.5) - e_s מתאים לסמפרטורת פני המים. עבור

Lake Eucumbene שבאוסטרליה, נמצאה נוסחה זוהי, אך עם מקדם C החלוי בגודל שטח פני המים באגם (WMO, 1965):

$$(3.6) \quad C_M = \frac{0.29}{A^{0.05}}$$

כאשר: A = גודל שטח פני המים באגם ב-מ"ר.

הערות:

(1) הערך המומלץ הוא $C_M \approx 0.135$.

(2) הדגמת השימוש בשיטה זו - ראה דוגמה 3.3, ב'.

(ב) שיטת פנמן (Penman Method)

על סמך שיקולי אנרגיה (קרינה) והאלמנטים המטאורולוגיים השונים - לחץ אדים רוויים ולמעשה (המיוצגים ע"י הלחות היחסית), הרוח והעננות - פיתח פנמן (Wilson, 1969; WMO, 1965) את שיטתו, הבאה לידי ביטוי באמצעות נוסחות. הנוסחות הללו עובדו לשימוש מעשי פשוט באמצעות נומוגרמות ע"י Rijkkoort, מהמכון המטאורולוגי המלכותי של הולנד - ראה ציור 34.

על פי הנומוגרמות של Rijkkoort, ההתאדות מפני מים חופשיים (E_p) מורכבת מארבעה מרכיבים התלויים באלמנטים הנ"ל:

$$(3.7) \quad E_p = E_1(\bar{t}; \frac{n}{D}) + E_2(\bar{t}; R_A; \frac{n}{D}) + E_3(\bar{t}; \frac{n}{D}; \bar{h}) + E_4(\bar{t}; u_2; \bar{h})$$

כאשר:

\bar{t} = טמפרטורה יומית ממוצעת של האויר (במעלות צלזיוס).

\bar{h} = לחות יחסית יומית ממוצעת.

u_2 = מהירות הרוח היומית הממוצעת (במטרים לשנייה),

בגובה 2 מ' מפני הקרקע.

n/D = יחסי העננות (Cloudiness Ratio), השווה ליחס שבין משך הזמן שבו היתה קרינה למעשה (שלא היתה עננות החוסמת את דרך הקרינה) לבין משך הזמן האפשרי לקרינה (משך זריחת השמש).
 R_A = ערכי Agnot לקרינה סולרית (ראה טבלה 11).

הערות לנוסחה (3.7) :

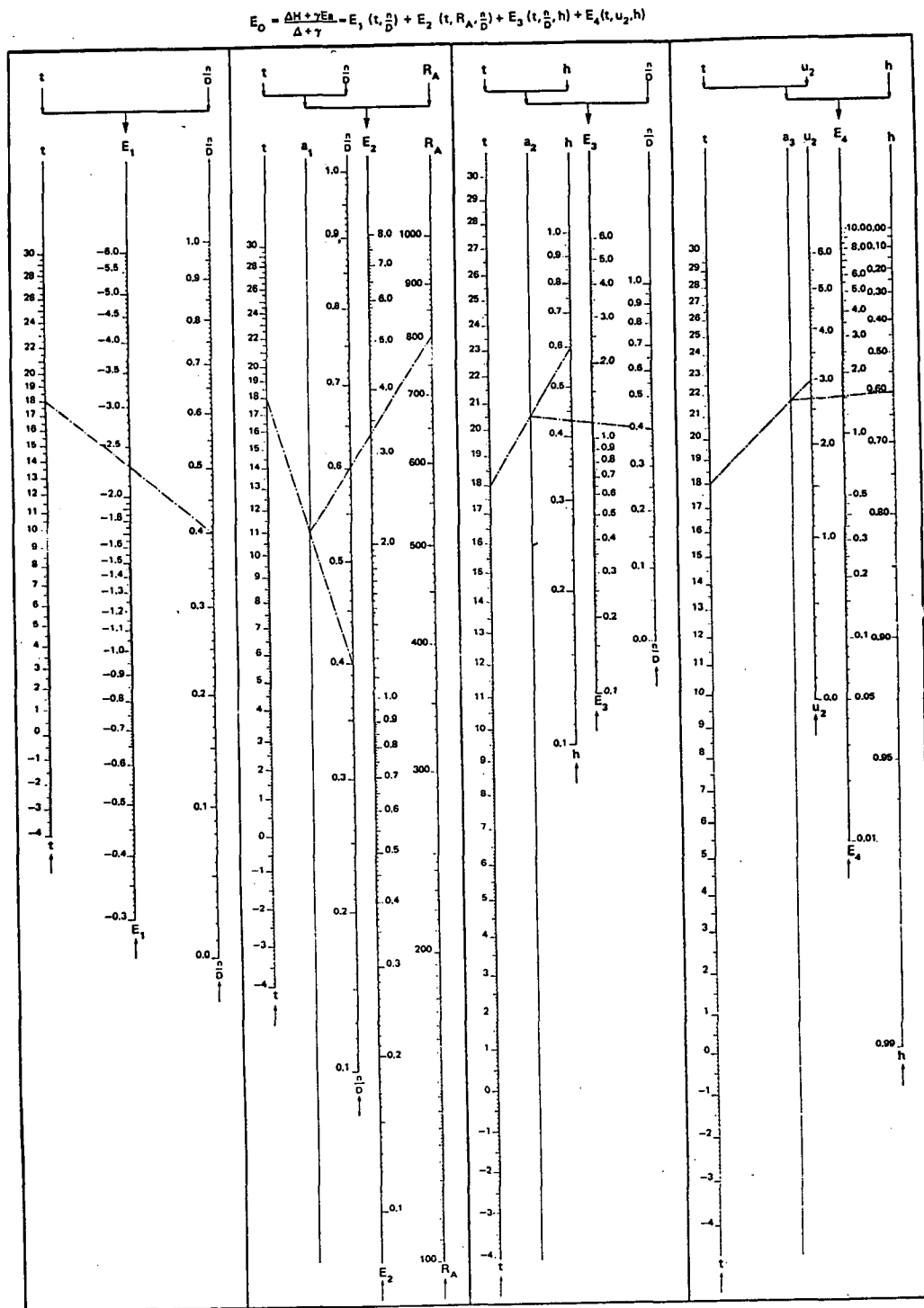
(1) אם הערכים יהיו ממוצעים חודשיים - ההתאדות הפוטנציאלית המחושבת תהיה ממוצע חודשי (ב-מ"מ ליממה).

(2) נמצא שבימים בהם השמים מכוסים כליל בעננים ($0=n/D$) - שעור הקרינה המגיע לפני הקרקע הוא כ-20% מ- R_A ; בימים שבהם השמים נקיים מעננים ($1.0=n/D$) - שעור הקרינה המגיע לפני הקרקע היא כ-75% מ- R_A .

באמצעות הנומוגרמה הנ"ל - מחשבים את ארבעת המרכיבים של ההתאדות (E_3, E_2, E_1 ו- E_4). סיכום ארבעת הרכיבים יהיה שעור ההתאדות הפוטנציאלית.

שיטת פנמן - המשלבת את שיטת מאזן החום (האנרגיה) ושיקולים אירודינמיים - הינה בעלת ערך כללי, שהוכיחה את מהימנותה בהערכת ההתאדות, בדייקן סביר, במקומות שונים בעולם. חסרונה בכך - שאין היא לוקחת בחשבון שינויים בקיבול החום של גופי המים והסעת אנרגיה, כתוצאה מזרימות נכנסות ויוצאות (אדוקציה); פנמן הניח שניתן להזניח גורמים אלה בתקופה של ימים (או יום) לעומת המרכיבים האחרים במאזן האנרגיה. מומלץ להשתמש בשיטה זו עד אשר יהיו נתונים טובים יותר, שיושגו באמצעות מדידות ישירות - ראה דוגמה 3.3, א'.

ציור 34: נומוגרמה להערכת התאדות פוטנציאלית (מפני מים חופשיים)
לפי שיטת פנמן



מחור 1969, WILSON

ראה דוגמה 3.3, א.

3.5 ניתוח אזורי של התאדות והשימוש בו

3.5.1 כללי

אם כי שעורי ההתאדות משתנים ממקום למקום באופן משמעותי לעתים אף באופן ניכר, הרי-שעורי ההתאדות - החדשית-הממוצעת-היחסית משתנים מעט ממקום אחד למישנהו וניתן לראותם כבעלי אופי אזורי.

התאדות-חדשית-ממוצעת-יחסית מוגדרת כ- יחס באחוזים שבין שעורי ההתאדות-החדשית-הממוצעת לבין שעור ההתאדות-השנתית-הממוצעת. הסיבה לכך היא - כי, האקלים הוא הגורם הדומיננטי בקביעת שעורי התאדות לתקופות זמן של שבועות (כחודש) ולא תופעות מטאורולוגיות המשתנות תוך פרקי זמן קצרים (שעות או ימים); וכידוע - האקלים הוא תופעה אזורית ולא מקומית.

3.5.2 הפונקציה הסינוסואידלית של ההתאדות-החדשית-היחסית-הממוצעת.

באזורים שבהם הקרינה הסולרית היא הגורם הדומיננטי בקביעת האקלים ושהם קיימת התאדות מפני מים חופשיים בכל השנה - ניתן לבטא את השתנות ההתאדות-החדשית-היחסית-הממוצעת באמצעות פונקציית סינוס חד-פרמטרית (י. דלינסקי, 1971). כדלקמן:

$$(3.8) \quad (\bar{E}_r)_{ave} = 8.33 + A \sin \beta$$

כאשר :

$$(\bar{E}_r)_{ave} = \text{ההתאדות החדשית-היחסית-הממוצעת (ב-אחוזים)}$$

$$8.33 = \text{הממוצע האריתמטי של ההתאדות-החדשית-היחסית}$$

במשך השנה (100% מחולק ב-12 חודשים).

$$A = \text{מחצית אמפליטודת פונקציית הסינוס המתאימה.}$$

$$\beta = \text{זווית הנמדדת ממקום בו עקום } (\bar{E}_r)_{ave} \text{ בתלות}$$

בחודשי השנה חותך את קו הממוצע האריתמטי השנתי

$$(8.33) \text{ בכיוון כלפי מעלה (הפונקציה עולה ו-}$$

$$(\bar{E}_r)_{ave} = 8.33 \text{ חיובי).}$$

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress, dated January 3, 1862.

2. The second part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

3. The third part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

4. The fourth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

5. The fifth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

6. The sixth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

7. The seventh part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

8. The eighth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

9. The ninth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

10. The tenth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 10, 1862, on the subject of the land grant to the State of California.

השנה מחולקת ל- 360° , כלומר: בכל חודש מחווספת זווית של 30° .

באזורים הנ"ל - גם הסמפרטורה-החודשית-הממוצעת וגם הקרינה-החודשית-הממוצעת ישתנו לפי פונקציות סינוס. בישראל, נמצאה פונקציית הסינוס כמתאימה לתאור ההתאדות החודשית-היחסית-הממוצעת בכל חלקי הארץ - ההל בצפון הגשום יחסית, המרכז הצחיח-למחצה ועד לדרום הצחיח (הערבה והנגב הדרומי), כולל איזורי ההרים והשפלה - ראה ציור 3.5. המקדם המתאים לישראל - (A), שבנוסחה (3.8) נמצא כשווה בקירוב ל-5.0.

3.5.3 שימושים בניתוח האזורי

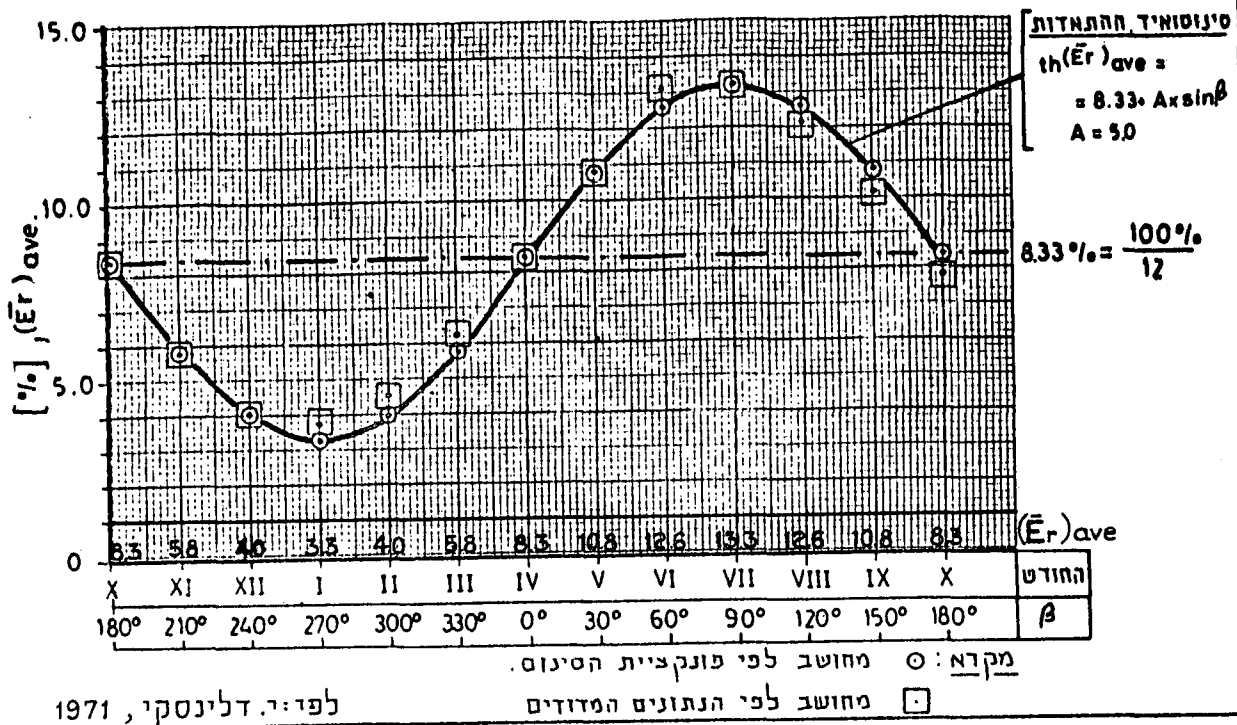
א. כאשר ההתאדות-החודשית-היחסית-הממוצעת היא פונקציית סינוס:

במקרים אלה, ניתן לחשב את הפרמטר היחיד (A) על סמך מידע ממספר מצומצם של תחנות באזור. כדי לאמור את ההתאדות היומית הממוצעת בכל חודש - עלינו להעזר בנתון נוסף והוא - שעור ההתאדות השנתית הממוצעת בכל מקום רצוי. ערך זה יתקבל על סמך מדידות, באמצעות גיגית התאדות או מד התאדות פיש, תוך תקופת תצפיות קצרה (שנתיים-שלוש). יש להדגיש, שאין צורך במדידות יומיות כדי להעריך את שעור ההתאדות השנתית, שהשתנותה משנה לשנה אינה גדולה. נוכל לקבוע כי קיימת פונקציית סינוס ייצוגית להתאדות באזור מסויים - אם הסמפרטורה החודשית הממוצעת באזור אף היא נתנת לתאור באמצעות פונקציית סינוס ואין סמפרטורות חודשיות ממוצעות מתחת לאפס מעלות צלזיוס (באזורים אלה קיימות ארבע עונות ברורות של השנה - סתיו, חורף אביב וקיץ).

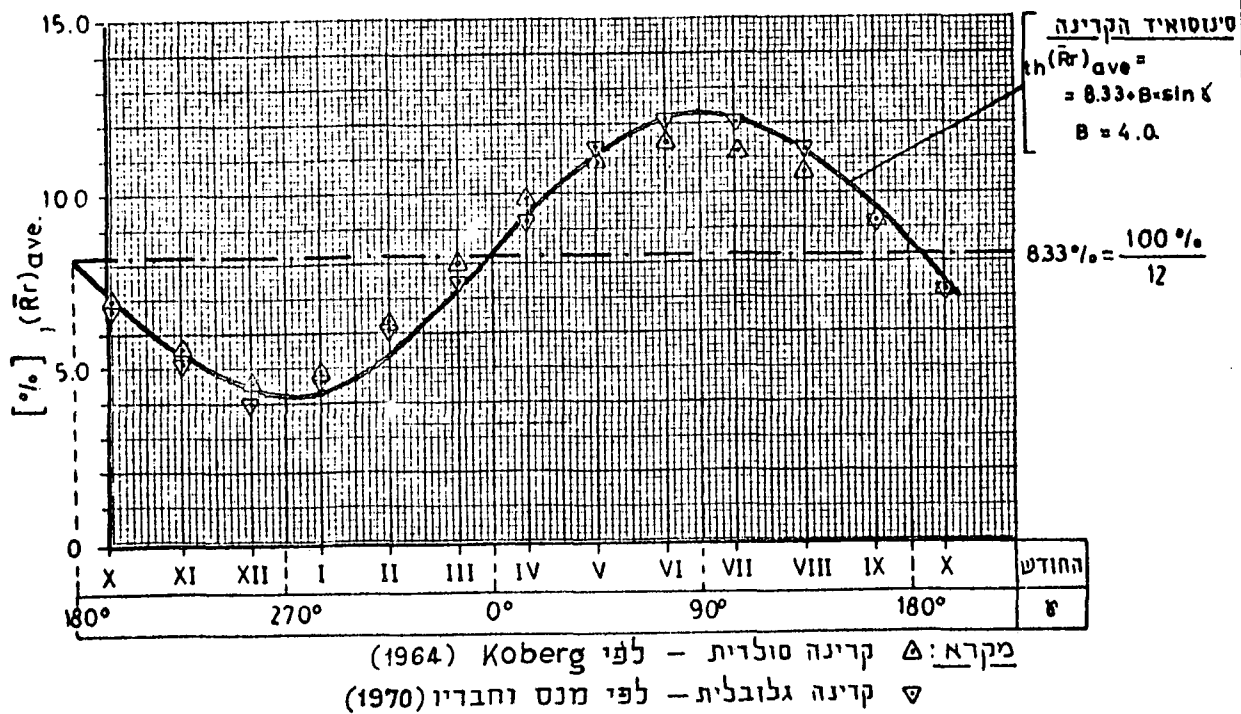
בדוגמה 3.4 מודגם אופן הערכת ההתאדות היומית הממוצעת באילת על סמך פונקציית הסינוס.

ציור 35 :

א. השתנות ההתאדות החודשית היחסית הממוצעת בישראל



ב. השתנות הקרינה החודשית היחסית הממוצעת בישראל



ב. כאשר ההתאדות-החדשית-היחסית-הממוצעת אינה פונקציית

סינוס :

במקרים אלה, ניתן להעזר במידע מתחנות בודדות באזור לשם חישוב פירוס ההתאדות-החדשית-היחסית-הממוצעת האופיינית לאזור (מידע מכ-4 עד 5 שנות מדידה יאפשרו הערכות די טובות).

תוספת מידע על אודות שעור ההתאדות השנתית הממוצעת - על סמך תקופת תצפיות קצרה - תאפשר הערכת ההתאדות היומית הממוצעת בכל חודש בכל מקום.

הערות :

- (1) מידע על אודות שעורי ההתאדות השנתית הממוצעת בכל מקום ניתן לקבל על סמך מפות, שבהן ישורטטו קווים שווי התאדות שנתית - ראה, לדוגמה, מפה עבור ישראל בציון 3.6.
- (2) אם שעורי ההתאדות מתייחסים להתאדות מגיגית - יש לכפול אותם במקדמי רדוקציה בכדי לקבל את ערך ההתאדות הפוטנציאלית מפני מים חופשיים - ראה המלצות בסעיף 3.6 ודוגמה 3.1.
- (3) ראה הישוב לדוגמה 3.4.

3.6 המלצות

למהנדסי מים וניקוז מומלץ:

- (א) להשתמש, עד כמה שניתן, בשיטות המתבססות על ערכים מדודים באמצעות גיגית התאדות חקנית (כולל האמור בסעיף 3.5). במקרים אלה יש להעזר במקדמי רדוקציה מתאימים - ראה סעיפים 3.1.3 ו-3.4.2.
- (ב) לא מומלץ להשתמש בנתונים יומיים או חודשיים של מד-התאדות פיש. בתנאים מסויימים ניתן להשתמש בנתונים שנתיים - אם נמצאה התאמה ביניהם לבין נתונים של התאדות מגיגיות בתחנות שונות באזור, או באותה תחנה.

1. The first part of the report is a general introduction to the project, which includes the objectives, scope, and methodology.

The second part of the report is a detailed description of the project, which includes the background, the problem statement, and the proposed solution.

The third part of the report is a discussion of the results of the project, which includes the findings, the conclusions, and the recommendations.

The fourth part of the report is a conclusion, which summarizes the main points of the report and provides a final statement on the project.

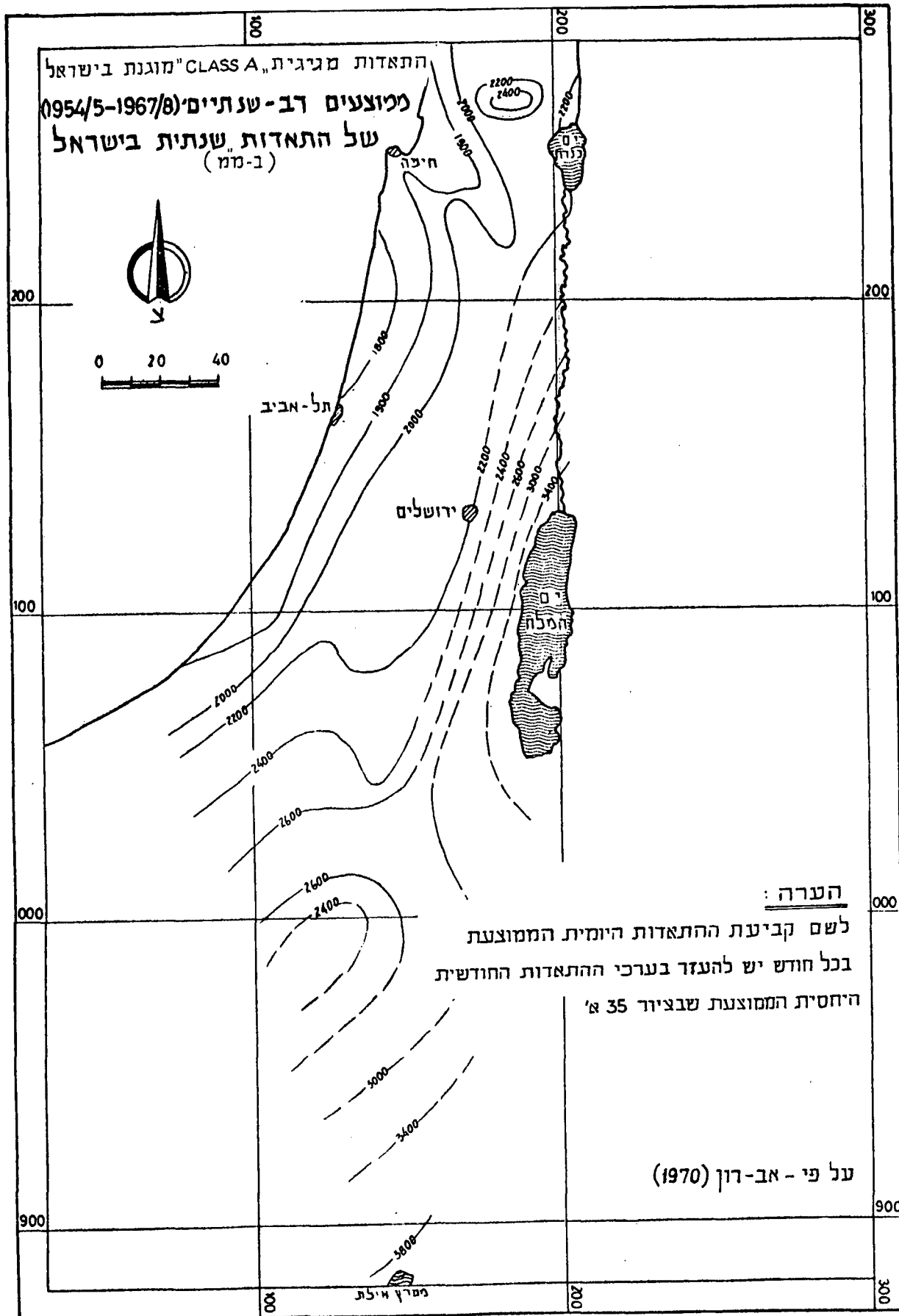
The fifth part of the report is a list of references, which includes the sources of information used in the project.

The sixth part of the report is a list of appendices, which includes the supplementary material.

The seventh part of the report is a list of figures, which includes the visual representation of the data.

The eighth part of the report is a list of tables, which includes the tabular representation of the data.

ציור 36: מפת עובי ההתאדות השנתית הממוצעת בישראל.



- (ג) מפאת האופי האזורי של ההתאדות (ראה סעיף 3.5) - אין צורך בתחנות מדידה צפופות; ומפאת ההשתנות הקטנה יחסית משנה לשנה - ניתן להסתפק במידע מתקופת מדידות קצרה יחסית (כ-4 עד 5 שנים).
- (ד) כאשר אין נתונים מדודים ישירים - מומלצת שיטת פנמן - (סעיף 3.4.4, ב') כמועדפת על פני השיטה האירודינמית. התוצאות יהיו בגדר אומדנים.
- (ה) אם אין נתונים מפורטים ומספקים - יש לבדוק האפשרות להשתמש בניתוח איזורי לשם אומדני שעורי ההתאדות השנתיים במקומות בהם אין מדידות, אך בהסתמך על נתונים מתחנות אחרות באזור - ניתן להעזר בהנחיות הבאות (לפי רוזנן ושור, 1951):
- ההתאדות השנתית תגדל בתלות ברום בלבד (כאשר שאר הנתונים המטאורולוגיים שווים בקירוב) בשעור של כ-5% לכל היותר לכל 400 מ' עלייה; ותקטן בשעור שווה עבור ירידה שווה ברום. מאחר והתנאים המטאורולוגיים והאקלימיים (טמפרטורה, לחות, רוח וכו') משתנים, בדרך כלל, עם השינוי ברום - ניתן להסתפק בהגדלה או הקטנה בשעור 2% עד 3% לכל שינוי רום של 500 מ'. ע"י כך יתקבלו הערכות המהוות סדר גודל סביר.
- (ו) חישובים על סמך מאזן האנרגיה (ראה סעיף 3.4.3) - רצוי שיעשו על ידי מומחים לדבר.
- (ז) התאדות מקרקע ומעומקים שונים בקרקע - בעומק העולה על עומק אזור השורשים - רצוי שיעשו ע"י מומחים לדבר. עד לעומק השורשים - ניתן להניח התאדות פוטנציאלית השווה להתאדות הפוטנציאלית מפני הקרקע.

3.7 דוגמאות חישוב

3.1 דוגמה :

הערכת ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת על סמך מדידות מגיגית התאדות.

נתון :

על סמך מדידות, שבוצעו במשך מספר שנים באמצעות גיגית
התאדות תקנית מסוג A, חושבו שעורי ההתאדות היומית
הממוצעת מהגיגית (\bar{E}) בחודשים השונים כדלקמן:

החודש	ינו'	פבר'	מרץ	אפר'	מאי	יוני	יולי	אוג'	ספט'	אוק'	נוב'	דצמ'
\bar{E} (מ"מ ליממה)	2.8	3.2	4.0	5.2	7.4	8.4	8.3	7.8	7.5	6.7	5.0	3.2

דרוש :

- א. לקבוע את שעורי ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת הצפויה מפני מים חופשיים - כאשר :
 - (1) האזור הינו בעל אקלים ממוזג וניתן להניח שהטמפרטורה של המים בגיגית שווה בקירוב לזו של האוויר.
 - (2) האזור הינו צחיח (מדברי) וידוע שטמפרטורת המים בגיגית נמוכה מזו של האוויר, במרבית שעות היממה.
- ב. מה יהיו שעורי ההתאדות הפוטנציאלית הנ"ל כאשר הגיגית מוגנת (מכוסה ברשת).
- ג. מה יהיו שעורי ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת:
 - (1) מפני קרקע חשופים; (2) משטח מכוסה בצמחייה.
 בהנחה שהגיגית מוגנת והיא נמצאת באזור ממוזג כנ"ל.

פתרון :

- א. כדי לקבל את שעורי ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת מפני מים חופשיים (בקירוב) - יש לכפול את הערכים שבטבלת הנתונים במקדמי הרדוקציה הבאים (ראה סעיף 3.4.2, א).

$\alpha(\bar{E}_p)_1 \cong 0.7\bar{E}$
 $\alpha(\bar{E}_p)_2 \cong 0.6\bar{E}$

עבור מקרה (1) - אקלים ממוזג:

עבור מקרה (2) - אקלים מדברי:
- התוצאות המתקבלות מסוכמות בטבלה להלן.

ב. במקרה זה יש לכפול את מקדמי הרדוקציה הנ"ל במקדם 1.114

-ראה סעיף 3.4.2, (ב), כלומר:

$$\text{עבור מקרה (1): } (\bar{E}_p)_B \cong 0.7 \times 1.114 \times \bar{E} \cong 0.78 \bar{E}$$

$$\text{עבור מקרה (2): } (\bar{E}_p)_T \cong 0.6 \times 1.114 \times \bar{E} \cong 0.67 \bar{E}$$

התוצאות המתקבלות מסוכמות בטבלה להלן.

החודש	ינו'	פבר'	מרץ	אפר'	מאי	יוני	יולי	אוג'	ספט'	אוק'	נוב'	דצמ'
$(\bar{E}_p)_1$ א	2.0	2.2	2.8	3.6	5.2	5.9	5.8	5.5	5.2	4.7	3.5	2.2
$(\bar{E}_p)_2$ א	1.7	1.9	2.4	3.1	4.4	5.0	5.0	4.7	4.5	4.0	3.0	1.9
$(\bar{E}_p)_1$ ב	2.2	2.4	3.1	4.0	5.8	6.6	6.5	6.1	5.8	5.2	3.9	2.5
$(\bar{E}_p)_2$ ב	1.9	2.1	2.7	3.4	4.9	5.6	5.6	5.2	5.0	4.5	3.3	2.1
$(\bar{E}_p)_B$ ב	2.0	2.2	2.8	3.6	5.2	5.9	5.8	5.5	5.2	4.7	3.5	2.2
$(\bar{E}_p)_T$ ב	1.5	1.7	2.2	2.8	4.1	4.6	4.6	4.3	4.1	3.6	2.7	1.8
ערכי ההתאדות שבטבלה הם ב-מ"מ ליממה												

ג.

(1) במקרה זה - יש לכפול את ערכי $(\bar{E}_p)_1$ במקדם רדוקציה

בשעור 0.9 כדי לחשב את $(\bar{E}_p)_B$.

(2) במקרה זה - ניתן להניח כי $(\bar{E}_p)_T$ שווה בקירוב לערכי

$(\bar{E}_p)_1$ מוכפלים ב-0.7, בקירוב.

התוצאות המתקבלות מסוכמות בטבלה לעיל.

הערות :

(א) מאחר ומקדמי הרדוקציה הינם מקורבים - אין טעם לדייק

באופן מוגזם בערכים המחושבים, וניתן לעגלם לספרה אחת אחרי הנקודה.

(ב) אין להשוות באופן סתמי את ערכי $(\bar{E}_p)_1$ לערכי $(\bar{E}_p)_2$;

מאחר, ויש להניח, שבאזורים צחיחים תהיה ההתאדות בשעורים גדולים מאלה שבאזורים ממוזגים. ההשוואה היא רק מבחינת השימוש במקדמי הרדוקציה.

the first of these is the fact that the
the second is the fact that the
the third is the fact that the
the fourth is the fact that the
the fifth is the fact that the
the sixth is the fact that the
the seventh is the fact that the
the eighth is the fact that the
the ninth is the fact that the
the tenth is the fact that the

(ג) שעורי ההתאדות החודשית הממוצעת תתקבל ע"י הכפלת
שעורי ההתאדות היומית הממוצעת ב-30 ימים (כערך ממוצע)
שעור ההתאדות השנתית הממוצעת יהיה סכום השעורים
החודשיים הממוצעים (או סכום השעורים היומיים הממוצעים
כפול 30).

דוגמה 3.2 : חישוב לחץ האדים וטמפרטורת נקודת הטל

נתון :

במקום מסויים נמדדה טמפרטורת האוויר כ- 18°C (צלזיוס)
ולחות יחסית נרשמה כ-60% (באמצעות היגרוגרף).

דרוש :

- א. לקבוע את לחץ האדים הרוויים.
- ב. לחשב את לחץ האדים למעשה.
- ג. לקבוע את טמפרטורת נקודת הטל.

פתרון :

א. לחץ האדים הרוויים בטמפרטורה של 18°C , לפי טבלה 12,
הוא:

$$e_s = 21.0 \text{ מיליבר} = (15.46 \times 1.36) = 21.0 \text{ מ"מ כספית}$$

ב. לחץ האדים שהיו למעשה יחושב כמכפלת הלחות היחסית
(R.H.) בלחץ האדים הרוויים (e_s) :

$$e = (R.H.) \times e_s = 0.60 \times 15.46 = 9.27 \text{ מ"מ כספית}$$

ג. טמפרטורת נקודת הטל תקבע על פי טבלה 12, כטמפרטורה
שבה $e=e_s$; כלומר: הטמפרטורה שבה לחץ האדים הרוויים
שווה ל-9.27 מ"מ כספית. טמפרטורה זו היא 10.1°C .

דוגמה 3.3 : הערכת ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת בהתאם
לשיטות אמפיריות.

נתון :

במקום הנמצא בקירוב בקו רוחב 47°N (בחלקו הצפוני של
כדור הארץ) - נמדדה טמפרטורה ממוצעת בשעור 18°C
בחודש אוגוסט; הלחות היחסית הממוצעת היתה 60%, יחס

העננות (n/D) היה 0.4 ועוצמת הרוח הממוצעת בגובה 2 מ' מפני הקרקע היתה כ-3.0 מ' לשנייה.

דרוש :

- מאחר ואין מדידות התאדות ישירות במקום זה - יש להעריך את שעורי ההתאדות הממוצעת בחודש אוגוסט, במקום הנ"ל:
- לפי שיטת פנמן.
 - לפי השיטה האירודינמית.

פתרון :

א. הערכה לפי שיטת פנמן.

כדי שנוכל להשתמש בנומוגרמות שהוכנו ע"י Rijkoort (שבציוור 34), עלינו להשלים את הנתון החסר R_A (ראה סעיף 3.2.1). נתון זה יושלם על סמך טבלה 11: עבור חודש אוגוסט ו- $47^\circ N$ רוחב מתקבל -

$$R_A \cong 800 \text{ gr.cal/cm}^2/\text{day} \text{ (ע"י אינטרפולציה).}$$

על סמך הנתונים והערך R_A הנ"ל ניתן לחשב באמצעות הנומוגרמה את E_1, E_2, E_3 , ו- E_4 (ראה ציור 34). הערכים המתקבלים ב-מ"מ ליממה הם:

$$E_1 = -2.28 ; E_2 = +3.30 ; E_3 = +1.12 ; E_4 = +1.52$$

ולכן ההתאדות הפוטנציאלית היא בקירוב:

$$(E_p) = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 = -2.28 + 3.30 + 1.12 + 1.52 = 3.66$$

או -

$$(E_p) \cong 3.7 \text{ מ"מ ליממה}$$

(במשך כל החודש תהיה ההתאדות הממוצעת: $3.7 \times 31 \cong 115 \text{ מ"מ}$).

ב. הערכה לפי השיטה האירודינמית.

לפי שיטה זו יש לחשב את e_s ואת e , בהנחה שטמפרטורת המים והאוויר היו שוות בקירוב - לפי החישובים שבדוגמה 3.2:

$$e_s = 21.0 \text{ מיליברים} ; e = 12.6 \text{ מיליברים}$$

על פי נוסחה (3.5), שבסעיף 3.4.4, (א):

$$(E_p) = C_N (e_s - e) u = C_N (21.0 - 12.6) 3.0 = 25.2 \times C_N$$

עבור המקדם המומלץ $0.12 \leq C_N \leq 0.15$ יתקבל:

3.8 מ"מ ליממה $0.15 \times 25.2 = (E_p) \leq 0.12 \times 25.2 = 3.0$ מ"מ ליממה

בממוצע $(E_p) \approx 3.4$ מ"מ ליממה.

הערך שהתקבל קרוב לערך המתקבל לפי שיטת פנמן (במקרה זה). ההבדל ביניהם הוא בכ-10%.

הערה: כאמור בסעיף 3.4.4, (א) - מומלץ מקדם $\bar{C}_n \approx 0.135$.
כמו כן, כאמור בסעיף 3.6, (3) - מועדפת שיטת פנמן.

דוגמה 3.4 : הערכת התאדות פוטנציאלית ממוצעת על סמך ניתוח אזורי.

נתון :

ההתאדות השנתית הממוצעת מגיגית התאדות תקנית באילת היא כ-3,800 מ"מ לשנה (ראה ציור 36). פירוס ההתאדות החודשית היחסית הממוצעת באילת הוא בהתאם לפונקציית הסינוס האופיינית לישראל (ראה ציור 35).

דרוש :

- א. לחשב את שעור ההתאדות היומית הממוצעת מגיגית התאדות תקנית (סוג A מוגנת) בחודשים השונים.
- ב. להעריך את ההתאדות הפוטנציאלית הממוצעת הצפויה ל-יממה בחודשי השנה השונים.

פתרון :

א.

- (1) מתוך ציור 35 נוכל להוציא את ערכי ההתאדות החודשית היחסית הממוצעת (\bar{E}_T) .
- (2) ממכפלת ערכי (\bar{E}_T) הנ"ל בשעור ההתאדות השנתית הממוצעת יתקבלו ערכי ההתאדות החודשית הממוצעת.
- (3) נחלק את ערכי ההתאדות החודשית הממוצעת במספר הימים בחודש (בממוצע 30 יום) - ונקבל את שעורי ההתאדות היומית הממוצעת בכל חודש, מגיגית תקנית מוגנת.
ראה תוצאות החישוב בטבלה להלן:

החודש	ינו'	פבר'	מרץ	אפר'	מאי	יוני	יולי	אוג'	ספט'	אוקט'	נוב'	דצמ'
(\bar{E}_r) באחוזים	3.3	4.0	5.8	8.3	10.8	12.6	13.3	12.6	10.8	8.3	5.8	4.0
התאדות חודשית ממוצעת (מ"מ)	126	153	222	317	412	480	506	480	412	317	222	153
\bar{E} , (מ"מ) ליממה	4.0	5.1	7.3	10.5	13.7	15.9	16.8	15.9	13.7	10.5	7.3	5.1
(\bar{E}_p) , (מ"מ) ליממה	2.7	3.4	4.9	7.0	9.2	10.6	11.2	10.6	9.2	7.0	4.9	3.4

ב. לפי האמור לעיל בסעיף 3.4.2, (ב) - וכפי שמחושב בדוגמה
 3.1: מקדם הרדוקציה עבור אילת, שהיא באזור מדברי, הוא
 0.67 (עבור גיגית התאדות תקנית מוגנת). לפיכך:

$$(\bar{E}_p) = 0.67\bar{E}$$

ראה תוצאות החישוב בטבלה לעיל.

4. חידור וחלחול

הערה : כדי להקל את הבנת האמור בפרק זה - מומלץ לעיין במהות הנגר העל-קרקעי, כמוסבר בפרק 5, שבקונטרס 5.

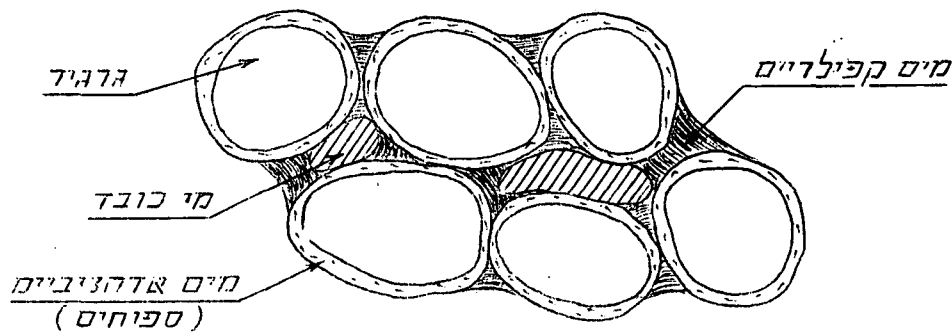
4.1 החידור והחלחול ומהותם

4.1.1 כללי.

אם הקרקע היא נקבובית - היא מסוגלת לקלוט מים, לאגור מים ולהעבירם הן כלפי מעלה (התאדות ועלייה קפילרית) והן כלפי מטה, לעומק. למעבר המים מפני הקרקע לתוכה - קוראים חידור (infiltration); למעבר המים בתוך הקרקע כלפי מטה, לעומק ולצדדים - קוראים חלחול (percolation). כשהמים נכנסים לתוך קרקע יבשה - הם נוטים לחדור לעומקה בהשפעת כוחות הכובד ולהדיח את האויר המצוי בחללים הבין-גרגריים. מאידך, כוחות קפילריים יוצרים יניקה, המתנגדת לפעולה זו של כוחות הכובד, הגורמת לספיחת מים סביב הגרגירים בצורת קרום. עם עליית תכולת הרטיבות בקרקע - גדל עובי הקרום, קטנה היניקה ותוספת המים נעה בתוך הקרקע כלפי מטה בהשפעת כוחות הכובד - לאזורים בעלי פוטנציאל נמוך יותר (חילחול). משמעות תהליכים אלה היא: שככל שגדל גרעון הרטיבות בקרקע - גדלה היניקה וגדל כושר החידור, בעוד שבהשפעת הכוחות הקפילריים - כושר החילחול אפסי; עם הגדלת ההרטבה השטחית - קטנה היניקה, כושר החידור יורד ולעומתו גדל כושר החלחול, עד שהם משתווים - וכל המים החודרים לקרקע מחלחלים לעומק.

ניתן להחחיל בתאור מצבי רטיבות הקרקע ממצב שבו קרום של מים עוטף את הגרגירים (רטיבות היגרוסקופית), מצב קיצוני ומוגדר של רטיבות היגרוסקופית הוא נקודת הכמישה (wilting Point) - שהוא דרגת רטיבות שבה אין כוח היניקה של הצמח מסוגל לינוק רטיבות מהקרקע. מצב גבולי אחר הוא קיבול שדה (field capacity) - מצב שבו קיים

שיווי משקל בין הכוחות הקפילריים וכוחות הכובד.
 טווח הרטיבות שבין נקודת הכמיסה לבין קיבול שדה
 (המכונה "מים זמינים") הוא מרווח התנועה העקרי
 ברטיבות הקרקע העליונה (מפני הקרקע ועד לתחתית בית
 השורשים) הכוח הקושר את המים במצב רטיבות נקודת
 הכמיסה הוא בערך 15 אטמוספירות ואילו הכוח הקושר את
 המים במצב רטיבות קיבול שדה הוא בערך $\frac{1}{3}$ אטמוספירה.
 שעורי הרטיבות המתאימים לנקודת כמיסה, לקיבול שדה
 ולרווייה בסוגי קרקע שונים - ראה טבלה 10 (עמ' 147).



4.1.2 פרופיל הרטבת הקרקע

כאשר ישנה כמות מים מספקת מעל לפני הקרקע - יחדרו
 המים לתוך הקרקע בקצב חידור, שיקבע על ידי התכונות
 הפיסיקליות של הקרקע (ראה סעיף 4.2). פרופיל
 הרטיבות בתוך הקרקע, עקב חדירת מים לתוכה, ניתן
 לתאור כדלקמן (ראה ציור 37 להלן):

(א) אזור רווייה - אזור בעובי 1.5 ס"מ, בקירוב, בסמוך
 לפני הקרקע, שאליו יחדרו המים במהירות גדולה יחסית.

(ב) אזור המעבר - באזור זה, שעוביו כ-5 ס"מ, בקירוב,

תכולת הרטיבות הקטנה במהירות גדולה יחסית מרווייה לרטיבות הקרובה לקיבול שדה, (תיאורטית - לקיבול שדה).

(ג) אזור ההעברה - באזור זה תכולת הרטיבות היא קיבול שדה, בקירוב, והיא קבועה בכל האזור (פחות או יותר).

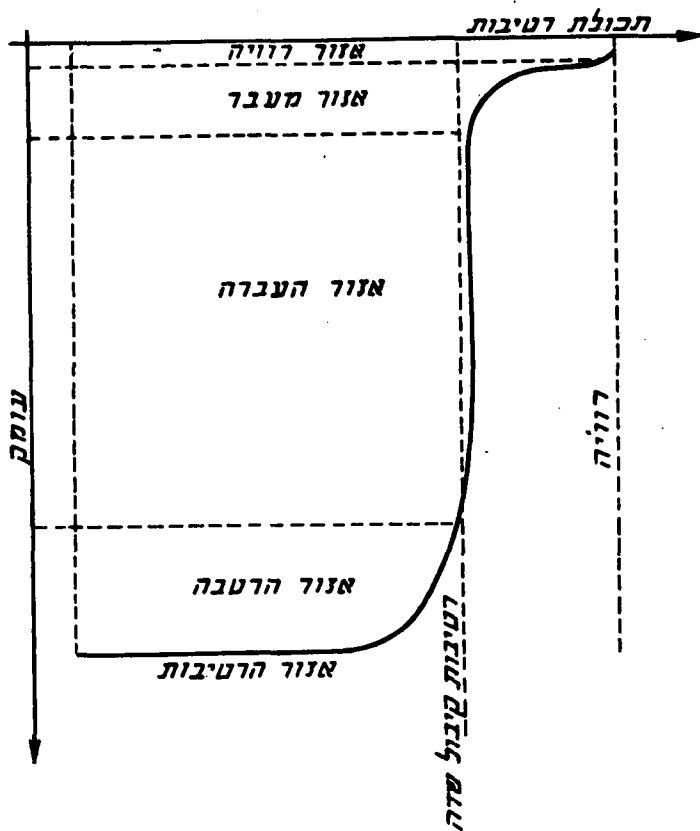
(ד) אזור ההרסבה - באזור זה, שבחזית התקדמות המים לתוך הקרקע - הרטיבות קטנה במהירות מקיבול שדה, בקירוב, לרטיבות נקודת כמישה. בחלקו התחתון של האזור - חזית הרטיבות - גרדיינט הרטיבות גדול מאד (חזית הרטיבות מייצגת את הגבול לחדירת המים לתוך הקרקע).

דוגמאות לפרופילי הרטבה בקרקעות שונים - ראה דוגמה 4.1.

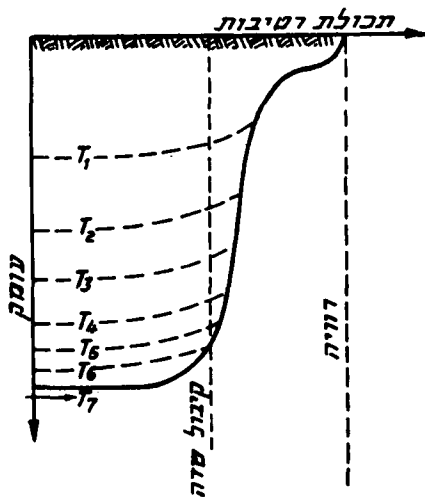
באופן מעשי, התקדמות המים בתוך הקרקע מוצגת בציר 38 להלן.

חזית הרטיבות מתקדמת בתחילה במהירות גדולה יחסית; הקטנה עם הזמן - עד שהיא מגיעה לשעור כמעט קבוע (ראה נוסחת הורסון - בסעיף 4.4.1).

בנוסף להתקדמות המים לתוך הקרקע עם התקדמות חזית הרטיבות - מתקיים חלחול לעומק, כזרימה רווייה דרך חלק מהנקבובים (ראה סעיף 4.2.3).



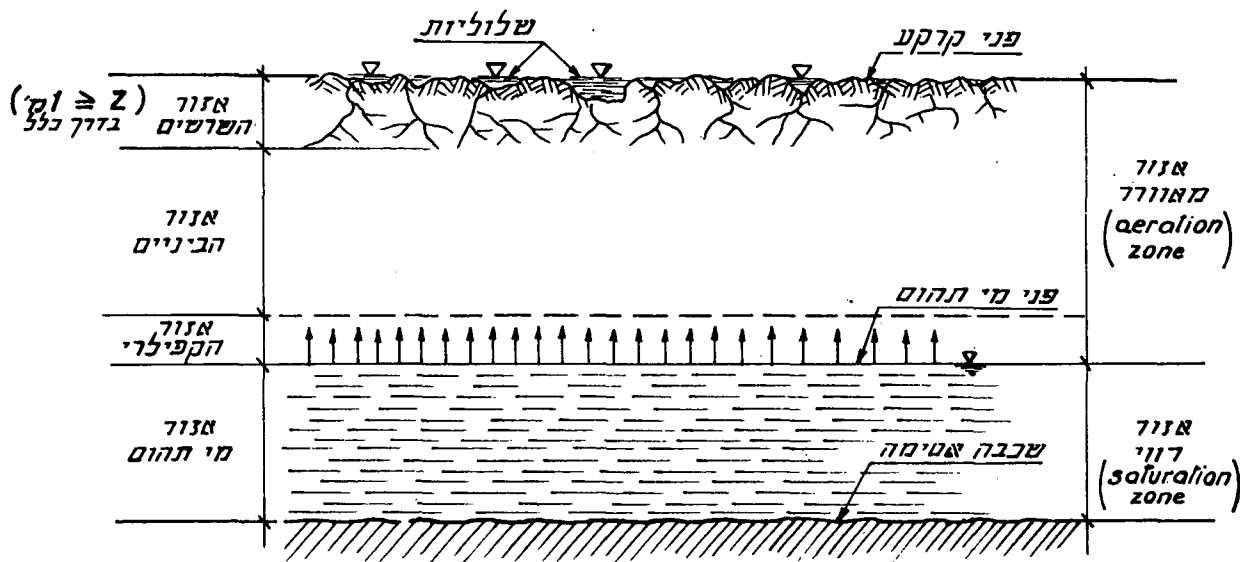
ציור 37: פרופיל סכימתי של הרטבת קרקע



ציור 38: תנועת חזית הרטיבות בתוך קרקע יבשה במצב תחילי - לפי תאור סכימתי - Toebe (1960)

4.1.3 פרופיל הקרקע - חלוקה כללית לאזורים

כל פרופיל קרקע (חתך קרקע) ניתן לחלוקה, בהתאם לתכונות הרסיבות, לשני אזורים (ראה ציור 39) : האזור המאורר והאזור הרווי. יוצאים מהכלל הם מקרים בהם מי-הההום, או מי-ההום שעונים, מגיעים עד לפני הקרקע, או בסמוך לפני הקרקע.



ציור 39: חלוקת פרופיל הקרקע לפי אזורי רסיבות - תאור סכימתי.

האזור המאורר ניתן לחלוקה לשלושה אזורי משנה:

- (א) שכבה עליונה - שכבה זו משתרעת מפני הקרקע ועד לעומק השורשים (בדרך כלל עד לכ- 1 מ').
- (ב) שכבת ביניים - שכבה זו מתמשכת מתחתית עומק השורשים ועד לגבולו העליון של אזור העלייה הקפילרית.
- (ג) האזור הקפילרי - אזור זה נמצא מעל לפני מי-הההום. עובייו משתנה בהתאם לתכונות הקרקע (ראה טבלה 10). תכולת הרסיבות באזור הקפילרי משתנה מרסיבות קיבול שדה - בחלקו העליון ועד לרווייה - בחלקו התחתון; הלחץ משתנה - מתת-לחץ (יניקה)

בחלקו העליון ועד ללחץ אטמוספירי בחלקו התחתון.

4.1.4 קביעת אזורי רטיבות בהתאם להתאדות מהקרקע

אם אין חלחול עמוק דרך שכבת הביניים - השינויים העונתיים העקריים בתכולת הרטיבות הם בשכבה העליונה, שממנה ההתאדות היא משמעותית. לעתים, בתלות בתכונות הקרקע, עשויים להיות שינויים בתכולת הרטיבות מחמת התאדות מהקרקע גם בחלקה העליון של שכבת הביניים. ניתן לחלק את השכבה - שבה חלים שינויי רטיבות משמעותיים מחמת התאדות מהקרקע (בדרך כלל השכבה העליונה) לשני אזורי רטיבות:

(1) אזור הרטיבות העליון - באזור זה מצטברת רטיבות UZM (Upper Zone Moisture) עד לערך מכסימלי מסויים $(UZM)_{max}$ (הנסיון בארץ מורה כי ערך מכסימלי זה הוא בסדר גודל של עד כ-50 מ"מ). מניחים, שההתאדות מאזור זה היא פוטנציאלית. ערכי UZM כוללים בעיקר אוגר שלוליות (המים המצטברים על פני הקרקע ללא זרימה ושאינם חודרים לתוכה) כן את הרטיבות האזור הרווי שבסמוך לפני הקרקע וחלק מאזור המעבר - ראה ציור 37.

(2) אזור רטיבות תחתון - באזור זה מצטברת רטיבות LZM (Lower Zone Moisture) עד לערך מכסימלי מסויים $(LZM)_{max}$. ערך זה משתנה בהתאם לתכונות הקרקע, אך בדרך כלל $(LZM)_{max}$ הוא בסדר גודל של כ-100 עד 300 מ"מ. מניחים, שההתאדות מאזור זה הינה פרופורציונלית ליחס שבין LZM (הרטיבות הקיימת) ל- $(LZM)_{max}$:

$$(4.1) \quad \dots \quad E = E \left[\frac{LZM}{(LZM)_{max}} \right]$$

מאחר ו- $(LZM)_{max}$ מייצג את הרטיבות המכסימלית בתוך הקרקע - בשכבה הסמוכה לפני הקרקע, ברור - שכל עוד רטיבות שכבה עליונה זו פחותה מ- $(UZM)_{max}$, כלומר:

THESE RESULTS ARE IN ACCORD WITH THEORETICAL PREDICTIONS.

4.2.2. RELATIONSHIP BETWEEN TEMPERATURE AND RATE

It was found that the rate of reaction increased with increasing temperature. The activation energy was calculated from the Arrhenius plot and was found to be 15.2 kJ/mol. This value is in good agreement with the literature value of 14.8 kJ/mol for the reaction of hydrogen peroxide with iodide ions.

4.2.3. EFFECT OF CATALYST CONCENTRATION ON THE RATE

The effect of catalyst concentration on the rate of reaction was studied. It was found that the rate of reaction increased linearly with increasing catalyst concentration. This indicates that the reaction is first order with respect to the catalyst concentration.

The rate of reaction was also studied as a function of the initial concentration of hydrogen peroxide. It was found that the rate of reaction increased with increasing initial concentration of hydrogen peroxide, but the increase was not linear.

$$\text{Rate} = k[\text{H}_2\text{O}_2]^m[\text{I}^-]^n$$

where k is the rate constant, m is the order of reaction with respect to hydrogen peroxide, and n is the order of reaction with respect to iodide ions.

$U_{ZM} < (U_{ZM})_{\max}$, לא יחדרו מים לאזור הרטיבות התחתון

(ובודאי שלא יחלחלו עמוק יותר) - ראה סעיפים 4.2.3

ו-4.2.4. אזור הרטיבות התחתון הנ"ל מהווה את השכבה

הפעילה בתהליכי החידור וההלחול (כפי שמוסבר בסעיף 4.2.3).

כמו כן, מובן, שלא תחסיים התאדות מה- L_{ZM} כל עוד לא התאדו

כל המים האפשריים מה- U_{ZM} (התאדות פוטנציאלית).

חישוב לדוגמה של $(L_{ZM})_{\max}$ עבור קרקע חולית חרסיתית -

ראה דוגמה 4.1.

4.2 כושר החידור וההלחול

4.2.1 כללי

כושר החידור של קרקע, או החידור הפוטנציאלי שלה, הוא

שעור החידור (מהירות) המכסימלי האפשרי דרך קרקע מסוימת

בתנאים מוגדרים. ככל שנקבובי הקרקע גדולים יותר -

תהיה מהירות חדירת המים גדולה יותר, וככל שהנקבובים

קטנים יותר תהיה מהירות החדירה קטנה יותר.

אם נסמן את החידור הפוטנציאלי ב- f_p ואת החידור למעשה

ב- f_a , אזי $f_p \geq f_a$; אין אפשרות שהחידור בפועל

(הממשי) יהיה גדול מהחידור הפוטנציאלי באותם תנאים.

f_p ו- f_a מבוססים ביחידות של מ"מ לשעה, אינצ'ים לשעה,

וכו'.

שעור החידור בפועל תלוי בעוצמת הגשם (i):

כאשר $f \geq i$ יהיה $i = f_a$... (4.2)

כאשר $f \leq i$ יהיה $f_p = f_a$... (4.3)

f_p אינו גודל קבוע - ראה סעיפים 4.2.2 ו-4.2.3.

4.2.2 השתנות כושר החידור עם הזמן

כושר החידור משתנה עם הזמן (למעשה, קטן עם הזמן) בהתאם

לתנאים השטחיים והתת-שטחיים. הגורמים העקריים שבעתיים

קטן כושר החידור הם: לחות שכבת הקרקע העליונה (ראה

The first part of the report deals with the general situation of the country. It is a very interesting and informative study of the country's development. The author has done a great deal of research and has gathered a wealth of material. The report is well written and is a valuable contribution to the study of the country's development.

THE ECONOMIC SITUATION

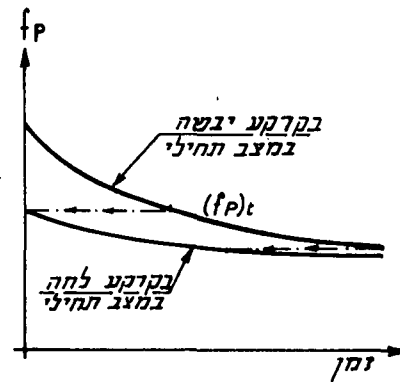
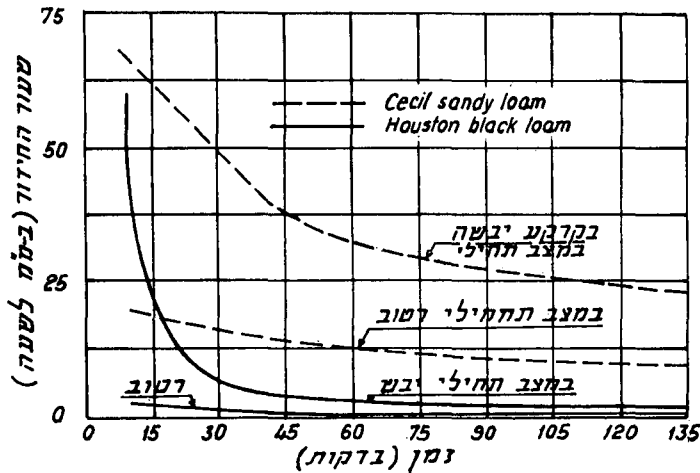
The economic situation of the country is a very complex one. It is a country with a large population and a long history. The economy is based on agriculture and industry. The country has a large number of factories and a large number of workers. The country has a large number of banks and a large number of businesses. The country has a large number of schools and a large number of hospitals. The country has a large number of roads and a large number of bridges. The country has a large number of ships and a large number of planes. The country has a large number of trains and a large number of buses. The country has a large number of cars and a large number of motorcycles. The country has a large number of boats and a large number of bicycles. The country has a large number of animals and a large number of plants. The country has a large number of people and a large number of things.

The economic situation of the country is a very complex one. It is a country with a large population and a long history. The economy is based on agriculture and industry. The country has a large number of factories and a large number of workers. The country has a large number of banks and a large number of businesses. The country has a large number of schools and a large number of hospitals. The country has a large number of roads and a large number of bridges. The country has a large number of ships and a large number of planes. The country has a large number of trains and a large number of buses. The country has a large number of cars and a large number of motorcycles. The country has a large number of boats and a large number of bicycles. The country has a large number of animals and a large number of plants. The country has a large number of people and a large number of things.

THE SOCIAL SITUATION

The social situation of the country is a very complex one. It is a country with a large population and a long history. The society is based on family and community. The country has a large number of families and a large number of communities. The country has a large number of people and a large number of things.

סעיף 4.1.2 ו-4.1.4), דחיסת פני הקרקע עקב מכת טיפות הגשם (מציאותה של צמחייה צפופה מקטינה, ולעתים אף מונעת את ההשפעות הללו).
השתנות כושר החלחול עם הזמן מוצגת בציור 40 להלן.



ב. תאור ממשי לדוגמה -
לפי Free & al (1940)

א. תאור סכימתי

ציור מס. 40: השתנות החידור עם הזמן

כאשר הקרקע לחה עם התחלת החידור - עקום החידור כאילו מתחיל בנקודה $(f_p)_t$, שעל גבי עקום החידור המייצג מצב תחילי יבש (כאילו שהעקום מוזז) - ראה ציור 40, א".
עקומים עבור "מצב תחילי רטוב" - בציור 40 ב" - התחילו כאשר רטיבות הקרקע היתה שווה לזאת שבגמר החידור - על פי עקומי "מצב תחילי יבש".

כמונח קרקע יבשה במצב תחילי - אנו מתכוונים לכך, שבקרקע נותרו רק מים קשורים, למעשה - ברטיבות נקודת הכמיסה.

תאור זה, בתלות בזמן, מתאים למודלים הידרולוגיים המתייחסים לזרימת רגעיות למשכי זמן קצרים יחסית - המושפעות בעיקר מעוצמות גשם רגעיות.
הנוסחה המקובלת לתאור עקומי החידור הנ"ל - סעיף 4.3.2.

4.2.3 השתנות כושר החידור וכושר החלחול בתלות ברטיבות

הקרקע.

כאשר מתייחסים לתופעת חידור מסויימת בתקופת זמן קצרה - תאור השתנות החידור לפי הזמן מייצג היטב את התופעה. מאחר ואחד הגורמים העקריים להקטנת שעורי החידור עם הזמן היא רטיבות הקרקע - הזמן מייצג, במקרים אלה, בעיקר את הגידול ברטיבות שכבת הקרקע המשפיעה על תהליכי החידור והחלחול - להלן השכבה הפעילה.

כאשר רוצים לבצע חישובים לתקופה ארוכה יחסית (ימים, שבועות ויותר), בפרט, שהדגש מושם על שעורי חידור וחלחול יומיים ממוצעים - נוח להעזר בתלות שבין שעורי החידור לבין רטיבות שכבת הקרקע הפעילה. למעשה, הכוונה לרטיבות L_{ZM} (ראה סעיף 4.1.4), מאחר וציינו - שה-UZM כולל אוגר שלוליות (בעיקר) וכך הרטבה מיידית, להרוויח השכבה הסמוכה לפני הקרקע (ראה סעיף 4.1.2). רק לאחר השגת $max(UZM)$ מתחיל תהליך החידור המשתנה בתלות בזמן, או בתלות ברטיבות הקרקע.

- המרת הזמן ברטיבות הקרקע נוחה מהסיבות הבאות:
- א. ניתן לחשב בקלות יחסית את תכולת הרטיבות בשכבת הקרקע העליונה ע"י מאזנים יומיים.
 - ב. קיים קשר לינארי בין רטיבות הקרקע בשכבה הפעילה לבין שעורי החידור. קשר זה לפי חוה לחמי (1966) הוא כדלקמן:

$$(4.4) \quad \dots \quad f_w = f_m \left(1 - \frac{W}{W_m}\right) + g_m \left(\frac{W}{W_m}\right) = f_m \frac{W}{W_m} (f_m - g_m)$$

כאשר :

$W =$ ס"ה רטיבות שכבת הקרקע העליונה (השכבה הפעילה) מעל לנקודת כמישה (מ"מ).

$W_m =$ ס"ה רטיבות מכסימלית של שכבת הקרקע העליונה (מתאים בקירוב להפרש שבין רטיבות קיבול שדה, לבין רטיבות נקודת הכמישה בכל השכבה), ב-מ"מ.

• • •

f_m = שיעור החידור המכסימלי עבור הקרקע הנידונה
(מתאים למצב תחילי יבש, דהיינו - לרטיבות נקודת
כמישה).

f_w = שיעור החידור הפוטנציאלי, עבור הקרקע הנידונה
(רטיבותה היא W).

g_m = כושר החלחול מכסימלי למי-תהום (מתאים למצב
רטיבות W_m).

[הערה: f_w ו- f_m הם פוטנציאליים]

ג. קיים קשר לינארי בין החלחול (לעומק - לעבר מי התהום)
לבין ס"כ רטיבות הקרקע, כפי שצויין בנוסחה (4.4).
קשר זה הוא:

$$(4.5) \dots g_w = g_m \left(\frac{W}{W_m} \right)$$

כאשר :

g_w = שיעור החלחול הפוטנציאלי כאשר הרטיבות בשכבת
הקרקע הפעילה היא W.

הערות :

(1) בכל האמור לעיל - W מזדהה, למעשה, עם LZM ואילו W_m
מזדהה עם $(LZM)_{max}$.

(2) ניתן להעזר בתלות הנ"ל לקביעת השתנות "רגעית" של
כתוצאה מהשתנות W עקב ירידת גשם במשכי זמן קצרים
יחסית.

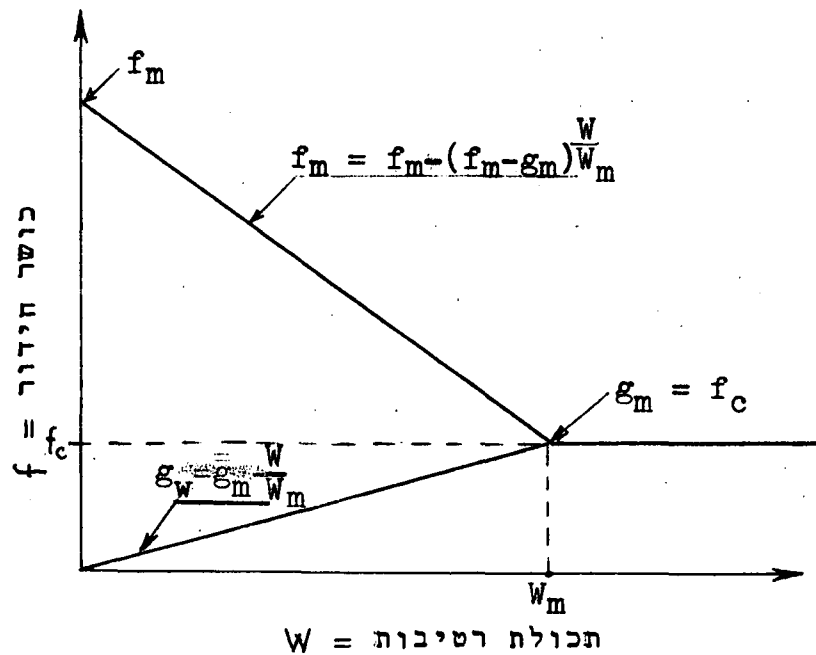
(3) תאור אחר של תלות החידור ברטיבות הקרקע הוא באמצעות
הפונקציה האקספוננציאלית הבאה :

$$f = f_c + f_0 \times e^{-K_f (L/L_{sat})}$$

הפרמטרים L ו- L_{sat} הוסברו בסעיף 4.1.4 ואילו K_f
מקדם המייצג את תכונות הקרקע.

4.2.4 יחסי הגומלין שבין כושר החידור לבין כושר החלחול

יחסי הגומלין שבין כושר החידור לבין כושר החלחול,
בתלות ברטיבות שכבת הקרקע הפעילה, מוצגים בציור 41
להלן.



ציור 41: תאור סכימתי של תלות כוח הידור וכוח החלחול ברטיבות שכבת הקרקע הפעילה.

כל עוד לא הגיעה כמות הרטיבות בשכבת הקרקע הפעילה לערכה המכסימלי W_m (רטיבות קיבול שדה בכל השכבה): קטן כוח הידור עם הגדלת הרטיבות ולעומתו - גדל כוח החלחול.

במצבי רטיבות אלה - החלחול מהווה חלק מהידור, כלומר: חלק מהמים החודרים לתוך הקרקע מחלחלים לעומק (g_w) ואילו חלקם האחר מגדיל את רטיבות השכבה הפעילה. לאחר השגת W_m - כל המים החודרים לתוך הקרקע מחלחלים לעומק $(f_c = g_m)$, מבלי שחל שינוי בכמות הרטיבות בשכבה הפעילה.

4.3 הערכת כוח הידור

4.3.1 כללי

הערכת כוח הידור של קרקע מסוימת יכולה להעשות:

(א) על סמך נתונים סימולטניים של המרכיבים השונים במאזן ההידרולוגי - מדידות עקיפות, לעתים בשיטת ה-ניסוי והטעייה.

(ב) על סמך הנסיון של מומחים בנושא, המסתייעים לעתים בניסויי חלחול בשדה (באמצעות טבעות חלחול, או ע"י הצפת שטחים מייצגים).

(ג) על סמך שימוש בגרפים (עקומי חידור), ו/או בנתונים מומלצים.

השיטות המקובלות לביטוי מעשי של כושר החידור הן: באמצעות עקומי חידור; באמצעות אינדקסי חידור; באמצעות התלות בכמות רטיבות השכבה הפעילה.

4.3.2 עקומי חידור

Horton (1940) מצא, שמשוואה אקספוננציאלית יורדת מתאימה לתאור כושר החידור המשתנה (מעל לערך קבוע f_c) שנמדד, או חושב על סמך נתונים מדודים. משוואה זו היא, בצורתה הכללית:

$$(4.6) \dots (f_p)_t = f_c (f_0 - f_c) e^{-K_f t}$$

כאשר :

$(f_p)_t$ = כושר החידור (הפוטנציאלי) בזמן t .

f_0 = כושר החידור התחילי (בזמן $t=0$)

f_c = כושר החידור המינימלי (עבור $t \rightarrow \infty$)

K_f = מקדם החידור.

e = בסיס הלוגריתם הטבעי.

שימוש בנוסחת הורטון ודיון באופן מציאת הפרמטרים -

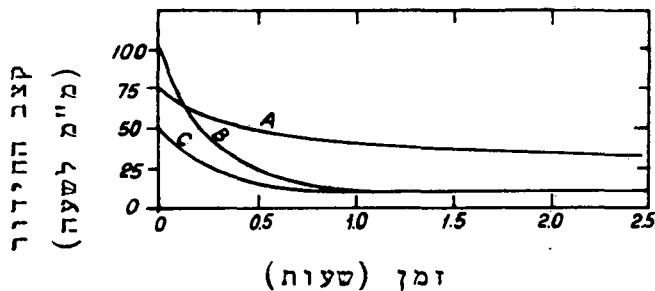
ראה דוגמה 4.2 .

קיים קושי בשיחזור עקומי חידור - על סמך נתונים מדודים, כאשר משתמשים בנוסחה (4.6). קושי זה מקורו בכך - שלעיתים קרובות, הנתונים מתייחסים לתקופות בהן היו תנאי הרטיבות התחיליים שונים באזור. במקרים אלה - מתקבלים עקומי חידור שונים עבור אותו אזור (תחום התנקזות, למשל), אשר אינם מייצגים בהכרח את כושר

החידור (הפוטנציאלי) של האזור. מקרים אלה רבים היות ותופעת החידור לתקופה גדולה ממשיך סופה אינה רצופה בתלות בזמן. ניתן להתגבר על קושי זה ע"י שימוש במשוואה (4.4) - ראה סעיף 4.2.3.

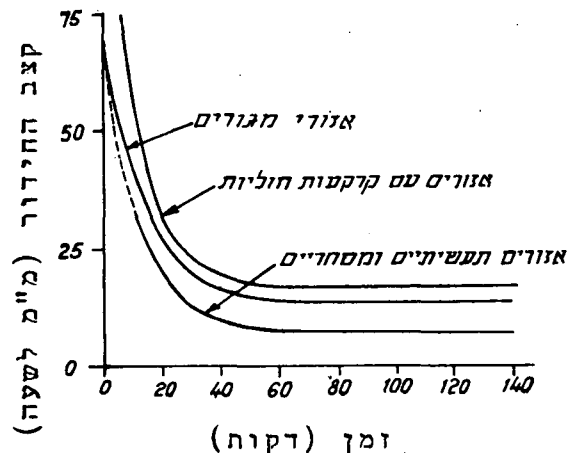
מקובל שימוש בשני סוגי עקומי חידור:
(א) עקומי כושר חידור משותפים לתחום ההתנקזות - עקומים אלה, המושגתים על נתונים עקיפים (גשם, זרימה והתאדות), מתארים את השתנות קצבי החידור בתלות בזמן בעת מעבר סופה, שבה עוצמת הגשם היתה שווה או גדולה מכושר החידור. עקומים אלה מייצגים את החידור הפוטנציאלי הממוצע עבור תחום ההתנקזות.

(ב) עקומי חידור סטנדרטיים (Standard f = Capacity Curves) עקומים אלה, שהוכנו על סמך מידע קיים - מתארים את כושר החידור בשטחים בעלי תכונות מוגדרות (מבחינת סוג ואופי הקרקע והכיסוי הצמחי) הנתונים בתנאים מוגדרים, פחות או יותר (מבחינת רטיבות הקרקע). לדוגמה - ראה ציורים 42 א, ב.



מקרא:

A = עבור קרקע חולית עשבונית במצב תחילי לח.
B = עבור קרקע קלה (חמרה - חולית) במצב תחילי לח.
C = כמו B אך במצב תחילי רטוב.



א. עבור אזורים עירוניים
ב. עבור שטחים מכוסים עשב
עם קרקע חדירה
(לפי: Chen & Shutinski, 1971)
(לפי Butler, 1957)

ציור 42: עקומי חידור סטנדרטיים.

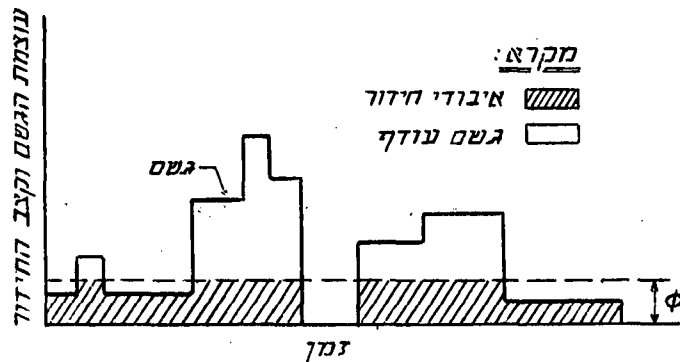
4.3.3 אינדקסי חידור ונתונים אמפיריים

האינדקסים מחשבים על סמך מדידות סימולטניות של גשם ושל זרימות (נגר), או שהם מוערכים - על סמך הערכות של שעורי חידור ממוצעים בהתאם לסוגי הקרקע השונים - ראה טבלה. ישנם אינדקסים רבים ושיטות שונות לחישובם. השימושי ביותר והפשוט ביותר - הוא אינדקס ϕ .

אינדקס ϕ - (ϕ Index)

מניחים שקצב החידור הממוצע על פני תחום התנקזות נתון הוא גודל קבוע ϕ , הכולל גם אוגר שלוליות (למעשה, אין זה נכון, מאחר ואוגר השלוליות מתמלא בעיקר בתחילת הסופה). עוצמות הגשם הגדולות מ- ϕ ($i > \phi$) יגרמו לנגר על-קרקעי, שנפחו (U_R) יהיה שווה ל-

$$U_R = \sum_0^t (i - \phi) \quad \dots (4.7)$$



הדבר מומחש

בציור 43,

להלן. לערך

$(i - \phi)$ קוראים

גשם עודף

(Excess Rain),

או גשם נטו

(Net Rain),

מאחר והוא

גורם לנגר שווה

נפח (לגשם

העודף).

ציור 43: תיאור סכימתי של השימוש באינדקס ϕ (לפי Butler, 1957)

כמויות הגשם שיחדרו לתוך הקרקע - הן בחזקת איבודים, מבחינת הנגר העל-קרקעי.

כאשר הסופות ממושכות והכמויות החודרות לתוך הקרקע גדולות יחסית לאוגר השלוליות (קרקעות חדירות) -

מייצג האינדקס את שעורי החידור הממוצעים. כאשר הסופות קצרות משך והקרקעות בעלות חדירות נמוכה - מייצג האינדקס בעיקר את אוגר השלוליות הממוצע על פני תחום ההתנקזות. בקביעת אינדקס ϕ על סמך נתוני גשם ונגר - מושפעים מאוד מפירוס עוצמות הגשם (ראה דוגמאות 4.3 ו- 4.4). כאשר אין נתוני גשם ונגר סימולטניים, או לשם הערכה מוקדמת - בכדי להקל על החישובים, - ניתן להעזר בשעורי החידור הממוצעים האופייניים לקרקעות שונות, המוצגות בטבלה 14, להלן, ובדוגמה 4.5. יש לזכור - שפרט לחידור, יש לכלול באינדקס ϕ גם את אוגר השלוליות, בהתאם לאמור לעיל.

4.3.4 הערכת החידור בתחומי התנקזות לא הומוגניים

כאשר משתמשים בערכים ממוצעים של עוצמות הגשם ושל החידור על פני תחום ההתנקזות, עלולות להיות טעויות משני סוגים:

(א) עקב אי-אחידות הגשם - העוצמות הממוצעות יכולות להיות קטנות מכושר החידור הממוצע, אך יכולות להיות עוצמות גדולות יחסית בחלקים מתחום ההתנקזות - שיגרמו לזרימות.

(ב) עקב אי-אחידות בחידור - מציאותם של חלקים מתחום ההתנקזות בעלי כושר חידור נמוך בהרבה מהממוצע (אשר דוקא הם יגרמו לזרימות ניכרות) ולעומת זאת, מציאותם של חלקים בעלי כושר חידור גבוה בהרבה מהממוצע - אשר, באופן מעשי, לא יגרמו ליצירת נגר.

לכן, אם קיים מידע מספיק על-אודות תכונות פני הקרקע של תחום ההתנקזות ומתברר שקיים שוני (ווריאביליות) גדול - מומלץ לחלק את תחום ההתנקזות לתת-אגנים הומוגניים, פחות או יותר (בהתאם לתכונות הקרקע בהם), ולטפל בכל תת-אגן בנפרד - ראה דוגמה 4.5. התוצאות לגבי תחום ההתנקזות כולו יתקבלו כתוצאה מסופרפוזיציה של תרומת תת-האגנים (ראה קונטרס 5).

טבלה 14: שעורי חידור ממוצעים בסוגי קרקע ומסלע

שונים - סדרי גודל *

סוג הקרקע או המסלע	כושר החידור (מ"מ לשעה)		הערות
	II	I	
חרסית כבדה Heavy Clay	< 0.1	0.5	
חרסית Clay	< 2	-	
חמרה-חרסיתית	4÷6		
חמרה Loam	10÷20	13	רגיש לגודל הפרקציה הדקה (החרסיתית)
חמרה-חולית Sandy Clay Loam	20÷50	36	"-
חול-חמרה Sandy Loam	50÷100	50	"-
צרוורח עם סין Gravelly-Silt Loam	-	126	משתנה מאוד בהתאם לריכוז הסון-ראה בהמשך הטבלה.
חול דיונות	> 200	-	
ליס חרסיתי	5÷10	-	במצב יבש-ערכים גדולים פי 5, בקירוב
ליס סיני	20÷40	-	במצב יבש - ערכים גדולים פי 2.5, בקירוב.
ליס חולי	40÷80	-	במצב יבש ערכים גדולים פי 1.5, בקירוב.
חלוקי נחל עם 5% עד 10% חומר מקשר סיני וחרסיתי	> 100	-	בד"כ גדול מ-200 מ"מ לשעה.
חלוקי נחל עם 15% עד 20% חומר מקשר סיני וחרסיתי	20÷80		סדר גודל
חרסית רזה עם 20% עד 25% חלוקי נחל	3÷15		יכול לקבל ערכים קיצוניים כלפי מעלה וכלפי מטה.
קרקעות אלוביאליות חוליות	8÷12	-	סדר גודל
קרקעות אלוביאליות חרסיתיות	3÷5	-	סדר גודל

טבלה 14: המשך .

סוג הקרקע או המסלע	כושר החידור (מ"מ לשעה)		הערות
	II	I	
אבן גיר ודולומיט קרסטיים Karstic Limestone and /or Dolomite	25	-	בד"כ 40+8 מ"מ לשעה, אך יכול להגיע גם לערכים גבוהים יותר במקומות מסויימים - 25 עד 100 מ"מ לשעה
קרטון וחורר Marl, Chalk	6	-	סדר גודל

הערות :

I = לפי Johnson (1963) - מבוסס על ניסויים בסבעת חלחול (Ring Test), לאחר 3 שעות הרטבה.

II = לפי הנסיון בארץ מבוסס על דוחות תה"ל וניסויי חלחול.

* בכל מקרה - מומלץ להעזר במומחים לשם הערכת שעורי החלחול.

של תרומת תת-האגנים (ראה קונטרס 5).
 אם משתמשים בערכי חידור ממוצעים על פני תחום ההתנקזות -
 יש לחשב את הערך הממוצע כממוצע משוקלל. למשל, אם
 משתמשים באינדקסי ϕ : מחלקים את תחום ההתנקזות
 לשטחים שווי אינדקס ϕ (שטחים בגודל a , משתנה, בהם
 קיימים אינדקסים ϕ שונים). הערך הממוצע של אינדקסי
 ϕ יחושב לפי:

$$(4.8) \dots \bar{\phi} = \frac{\sum (\phi_i \times a_i)}{\sum a_i}$$

חישוב $\bar{\phi}$ קל ופשוט. לעומת זאת אם משתמשים בעקומי
 חידור - המיצוע על פני השטח מסובך ואין מנוס מלחלק
 את תחום ההתנקזות לתת-אגנים שווי עקומי חידור.

4.4 דוגמאות חישוב

דוגמה 4.1 : חישוב פרופילי רטיבות בקרקעות שונות

נתון :

בתחום ההתנקזות מסויים מצויים קרקעות חולייות
 וקרקעות חרסיתיות, ומתקיים בהן חידור ממושך הגורם
 להרסבת הקרקע עד לעומק של 1.0 מ'. ניתן להניח שלפני
 התחלת החידור היתה הקרקע יבשה (ברטיבות נקודת הכמישה).

דרוש :

- א. לחשב ולתאר את פרופיל הרסבת הקרקעות הנתונות.
- ב. לחשב את הכמות הכוללת של הרטיבות בפרופילים הנ"ל.
- ג. להעריך את רטיבות שכבת הקרקע הפעילה.

פתרון :

א.

החישוב יעשה בהסתמך על צורת פרופיל הקרקע המתארת

בציור 37.

(1) בקרקע חולית - לפי טבלה 10:

$W_{w.p.} = 4\%$ - רטיבות נקודת הכמישה

$W_{f.c.} = 8\%$ - רטיבות קיבול השדה

$W_s = 30\%$ - רטיבות הרווייה

לפיכך ניתן לתאר את פרופיל ההרסבה - ראה בציור להלן.

(2) בקרקע חרסיתית - לפי טבלה 10:

(מעוגל)

$$W_{w.p} = 25\% \text{ - רטיבות נקודת הכמישה}$$

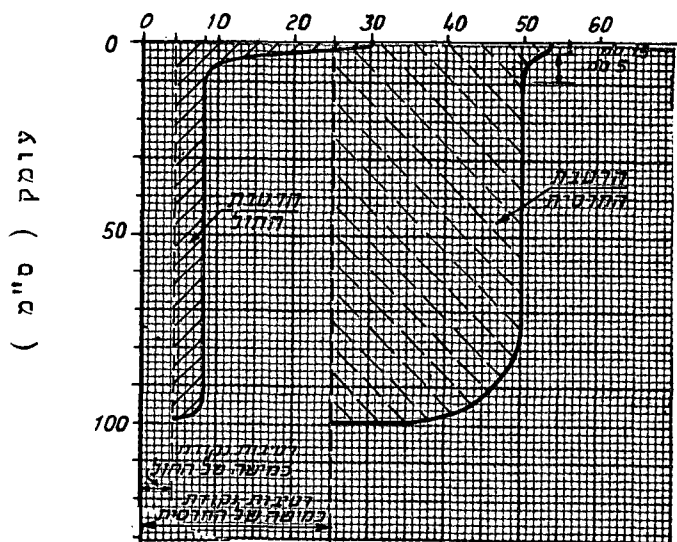
$$W_{f.c.} = 50\% \text{ - רטיבות קיבול שדה}$$

$$W_s = 54\% \text{ - רטיבות הרוייה}$$

תאור פרופיל ההרטבה - ראה ציור להלן.

הערה: הנתונים הנ"ל הם באחוזים מנפת הקרקע

תכולת רטיבות (%) נפחיים



ב.

(1) הכמות הכוללת של הרטיבות

בפרופיל החול (ב-מ"מ):

$$15(0.30-0.04)+50\left[\frac{1}{2}(0.30+0.08)-0.04\right]+935(0.08-0.04)=$$

$$= 3.9+7.5+37.4=48.8 \text{ מ"מ} \approx 49 \text{ מ"מ}$$

בקירוב כ-50 מ"מ.

(כ-4 מ"מ היו להרויית

פני הקרקע - שכבה בעובי

1.5 מ"מ = 15 מ"מ; כ-7.5 מ"מ

להרטבת שכבת המעבר בעובי

כ-5 מ"מ = 50 מ"מ; והשאר לאורך

פרופיל ההרטבה).

(2) הכמות הכוללת של הרטיבות

בפרופיל חרסיתי:

$$15(0.54-0.25)+50\left[\frac{1}{2}(0.54+0.50)-0.25\right]+935(0.50-0.25)=$$

$$\approx 4.5+13.5+234.0=252 \text{ מ"מ} \approx 250 \text{ מ"מ}$$

ג.

הערה:

רטיבות שכבת הקרקע הפעילה תלוייה בעומק בית השורשים. במקרים

שהקרקע חשופה - ללא צמחייה - עובי השכבה הפעילה לא יעלה

על עומק העלייה הקפילרית (למעשה יהיה קטן יותר).

(1) בהנחה שקיימת צמחיה ועומק בית שורשים הוא כ-1 מ':

רטיבות השכבה הפעילה בקרקע החולית תהיה כ-45 מ"מ
(ס"ה הרטיבות פחות רטיבות השכבה הרוויה שבסמוך לפני
הקרקע, בקירוב).

רטיבות השכבה הפעילה בקרקע החרסיתית, בהתאם לנתונים
(חדירות המים לעומק 1 מ') תהיה כ-250 מ"מ. אם היתה
ההרטבה נמשכת - היתה הרטיבות גדלה עוד יותר (כי העלייה
הקפילרית בקרקע חרסיתית גדולה יותר מ-1 מ').

(2) בהנחה שלא קיימת צמחיה - הקרקע חשופה:

רטיבות השכבה הפעילה בקרקע החרסיתית לא משתנה (כי
העליה הקפילרית מאפשרת התאדות משמעותית עד לעומק העולה
על 1 מ').

רטיבות השכבה הפעילה בקרקע החולית היתה קטנה עד לכדי
 $\frac{1}{4}$ או פחות (העליה הקפילרית - ראה טבלה 10 - היא לאורך
25 ס"מ לכל היותר). כלומר:
הרטיבות תהיה כ-10 מ"מ.

דוגמה 4.2 : עקומי חידור - נוסחת הורטון

נתון :

בטבלה שלהלן נתונות תוצאות ניסוי למדידת קצב החידור
בקרקע מסוימת:

זמן	בדקות	10	20	30	45	60	90	120	180	240
בשעות	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	1.5	2	3	4	

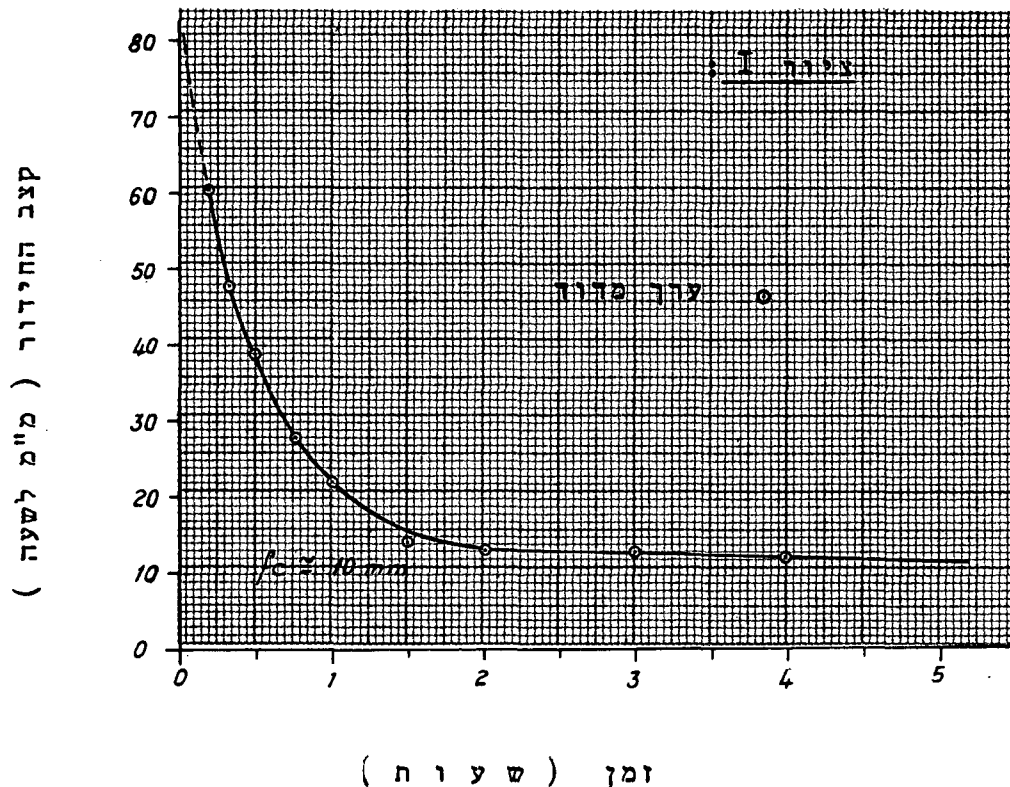
קצב החידור ב-מ"מ לשעה	61	48	39	28	22	14	13	12.5	12	

דרוש :

- א. לתאר את השתנות קצב החידור בתלות בזמן ולמצוא את f_c .
- ב. למצוא את הערך f_0 ואת מקדם החידור K_f .
- ג. לחשב את הכמות שחדרה לקרקע במשך 4 שעות.

פתרון :

- א. מתארים את תלות קצב החידור בזמן על גבי נייר מילימטרי. באמצעות תלות זו ניתן לאמוד את f_c . במקרה זה $10 \text{ מ"מ לשעה} \approx f_c$ (ראה ציור I, להלן)



ב.

(1) נוסחת הורסון (ראה סעיף 4.3.2) ניתנת להכתב באופן הבא:

$$(f_p)_t - f_c = (f_0 - f_c) e^{-K_f t}$$

כלומר: אם נשתמש במשתנה חדש f^* שהוא מייצג למעשה את קצבי החידור מעל ל- f_c , ניתן לכתוב נוסחה:

$$(f_p^*)_t = f_0^* e^{-K_f t}$$

$$[(f_p^*)_t / f_0^*] = e^{-K_f t}$$

או -

(2) נעבור, איפה, למערכת הצירים החדשה והנתונים יהיו -

בהתאם להנחה ש- $(f_c)_1 = 10$ מ"מ לשעה, כדלקמן:

f_c (מ"מ לשעה)	t	שעות	1/6	1/3	1/2	3/4	1	1.5	2	3	4
10	f_1^*	מ"מ לשעה	51	38	29	18	12	4	3	2.5	2
12	f_2^*	מ"מ לשעה	49	36	27	16	10	2	1	0.5	0

(3) נשרטט את התלות של f_1^* ב- t ע"ג נייר סמי-לוג, שבו

סקלת קצב החידור היא לוגריתמית ואילו סקלת הזמן היא לינארית - ראה ציור, להלן.

(4) מתוך ציור - מסתבר שלא מתקבל קו ישר רצוף. לתאור

התלות הנ"ל. הסיבה לכך היא שערכי f_1^* עבור $t < 1.5$ שעה הם גבוהים מדי.

לכן, אם אמנם נוסחת הורטון נכונה ומייצגת את תוצאות הניסוי הנ"ל - יש להגדיל את f_c . הגדלת f_c תשפיע בעיקר על ערכי f^* עבור $t < 1.0$ שעה.

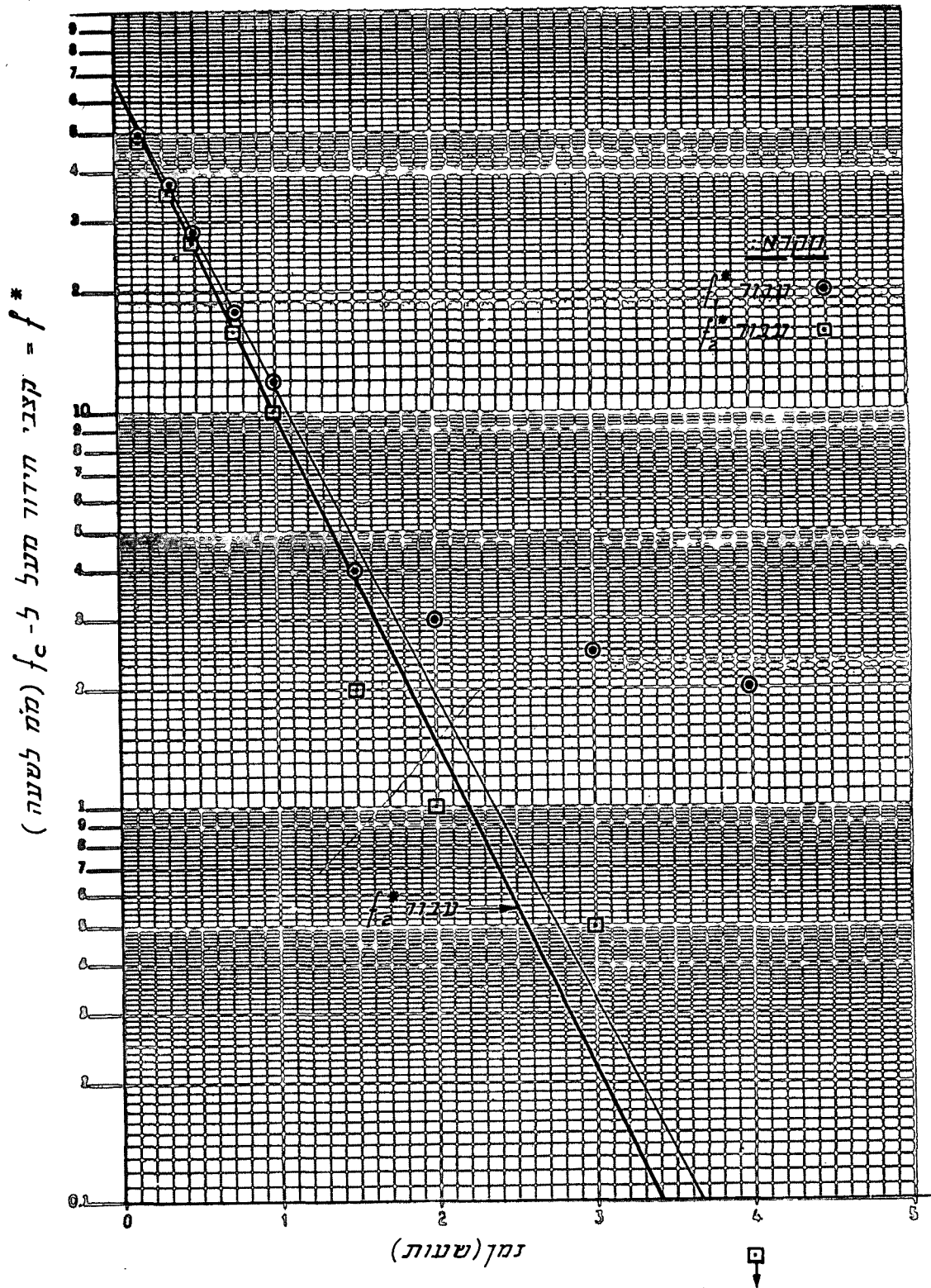
(5) נניח $f_c = 12$ מ"מ לשעה ונקבל סדרת נתונים f_2^* - ראה

טבלה ב-(2) לעיל וכן בציור.

(6) מסקנות על אודות נוסחת הורטון:

מסתבר ש- $f_c = 12$ מ"מ לשעה מאפשר אימוץ נוסחת הורטון עבור כל ערכי t. למעשה, מבחינה מעשית, נוסחת הורטון מייצגת את החידור עבור $t \geq 2$ שעות. לאחר מכן, ניתן להניח שהחידור קבוע ובשעור $(f_p)_t = f_c = 12$ מ"מ לשעה.

ציור II



7. מתוך ציור II לעיל, ניתן למצוא כי $f^* = 70$ מ"מ לשעה.
כלומר: $f_0 = f_c + f_0^* = 12 + 70 = 82$ מ"מ לשעה.

8. חישוב מקדם K_f :

ניתן לחשב את מקדם החידור על פי הנוסחה:

$$\ln(f_p^*)_t = -K_f t + \ln f_0^*$$

אם נבחר 2 נקודות על קו f_2^* - נקודות A ו-B כלשהן:

$$\ln(f_p^*)_A = -K_f t_A + \ln f_0^*$$

$$\ln(f_p^*)_B = -K_f t_B + \ln f_0^*$$

מהחסרת שתי המשוואות הנ"ל מתקבל -

$$-K_f(t_A - t_B) = \ln(f_p^*)_A - \ln(f_p^*)_B = \ln\left[\frac{(f_p^*)_A}{(f_p^*)_B}\right]; K_f = \frac{\ln\left[\frac{(f_p^*)_A}{(f_p^*)_B}\right]}{t_B - t_A}$$

אם נבחר הנקודות: $t_A = 0$; $(f_p^*)_A = f_0^* = 70$ מ"מ לשעה
 $t_B = 1.2$ שעות; $(f_p^*)_B = 7$ מ"מ לשעה

נקבל:

$$K_f = \frac{\ln 10}{1.2} = \frac{2.30}{1.2} \approx 1.92$$

למטרות מעשיות ניתן להשתמש ב- $K_f \approx 2$ (אי הדיוק ב- K_f הוא כ-4% וזה סביר).

2.

הכמות שתחדור לקרקע במשך $t = 4$ שעות ניתנת לחשוב ע"י אינטגרציה של נוסחת הורטון בחוספת $t \times f_c$, כלהלן:

$$F_t = f_c \times t + \int_0^t f_0^* e^{-K_f t} dt = f_c \times t + \frac{f_0^*}{K_f} (1.0 - e^{-K_f t})$$

כלומר, במקרה שלנו:

$$F_t = 12 \times t + \frac{70}{2} (1.0 - e^{-2t})$$

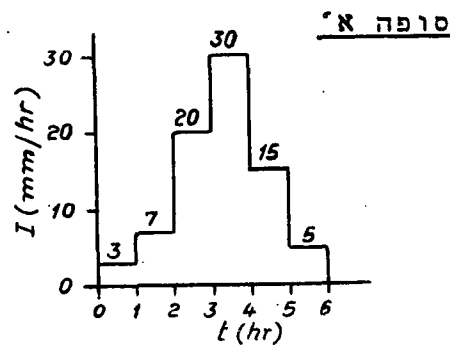
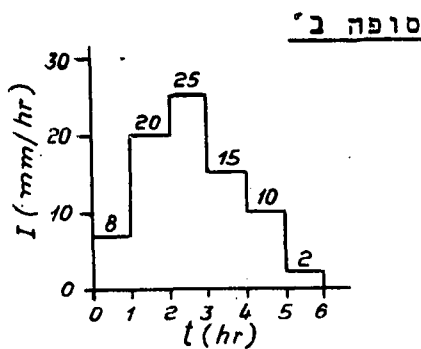
עבור $t = 4$ שעות: $e^{-8} = e^{-2t}$ זניח, ומתקבל:

$$F_4 = 12 \times 4 + \frac{70}{2} = 48 + 35 = 83 \text{ מ"מ}$$

דוגמה 4.3 : השפעת פירוס הגשם עם הזמן על האינדקס ϕ

נתון :

על פני תחום התנקזות מסויים, ששטחו 20 קמ"ר, ירד גשם בעובי ממוצע של 80 מ"מ בשתי סופות שונות (הייסוגרמי עוצמות הגשם הנ"ל מתוארים להלן). הנגר העל-קרקעי (הזרימות) משתי הסופות הנתונות, שנמדד, היה $U_R = 600,000$ מ"ק. (משך שתי הסופות היה שווה ל- $t_R = 6$ שעות).



דרוש :

- א. לחשב את אנדקסי ϕ המתאימים לשתי הסופות הנתונות.
- ב. לקבוע האם פירוס הגשם השפיע על גודלו של אינדקס ϕ .

פיתרון :

א.

- (1) את נפח הנגר העל-קרקעי (U_R) ניתן לבטא ביחידות של עובי ממוצע על פני תחום ההתנקזות, ע"י כך שנחלק את הנפח בגודל שטח תחום ההתנקזות (a_o) -

$$\bar{U}_R = \frac{U_R}{a_o} = \frac{600,000 \text{ (m}^3\text{)}}{20 \times 10^6 \text{ (m}^2\text{)}} = 0.03 \text{ מ"מ} = 30 \text{ מ"מ}$$

עובי הנגר הנ"ל נקרא גם - הגשם העורף או הגשם נטו (הוא החלק מהגשם שהפך לזרימות).

- (2) את ההפסדים הכוללים (L_o) הממוצעים על פני תחום ההתנקזות,

בכל אחת מהסופות הנתונות (ע"י חידור וע"י אוגר שלוליות - המתאדה אח"כ או החודר לאט לקרקע) ניתן לבטא ביחידות של עובי ממוצע על פני תחום ההתנקזות, כלהלן:

$$\bar{L}_0 = \bar{D} - \bar{U}_r = 80 - 30 = 50 \text{ מ"מ}$$

(3) חישוב אינדקס ϕ בסופה א' (ϕ_A):

משמעות ϕ היא -

$$\begin{array}{ll} I_t = (L_0)_t & \text{כאשר } I_t \leq \phi \text{ יהיה} \\ (L_0)_t = \phi & \text{ואילו כאשר } I_t \geq \phi \text{ יהיה} \end{array}$$

עקב משמעות זו - לא ניתן לחשב את ϕ באופן ישיר, במקרים רבים, אם ישנן עוצמות גשם I_t קטנות מהערך הממוצע של ההפסדים -

$$(\bar{L}_0) = \frac{\bar{L}_0}{t_R} = \frac{50}{6} \approx 8.3 \text{ מ"מ לשעה}$$

במקרים מעין אלה, ניתן רק לקבוע ש- $\phi > (\bar{L}_0)$. לעתים ניתן לחשב את ϕ באמצעות משוואה מתאימה, ולא - ע"י ניסוי וטעייה.

עבור סופה א - ניתן לנסות לחשב את ϕ , אם $15 \geq \phi$ מ"מ לשעה, לפי הנוסחה הבאה:

$$(\bar{L}_0) = \sum [I_t \times t(I_t < 8.3 \text{ מ"מ לשעה}) + \phi \times t(I_t > 8.7 \text{ מ"מ לשעה})]$$

למעשה בדוגמה שלפנינו - הגבול התחתון הוא 7 מ"מ לשעה. ומכאן:

$$(\bar{L}_0)_A = 50 \text{ מ"מ} = 1 \times (3+7+5) + \phi_A \times 3 = 15 + 3\phi_A$$

$$\phi_A = 1/3(50-15) = \frac{35}{3} = 11.7 \text{ מ"מ לשעה}$$

ואמנם, $15 > \phi_A$ מ"מ לשעה ולכן השימוש בנוסחה הנ"ל היה מוצדק. אם היה מתקבל ערך של $15 < \phi$ מ"מ לשעה - היה צורך לחזור על החישוב, באופן דומה, אך בין העוצמות העוקבות הבאות ("המדרגה" הבאה של העוצמות).

כבדיקה ניתן לחשב האם $(I_t - \phi) \times \Delta t$ אמנם שווה ל-
 $\bar{U}_R = 30$ מ"מ (Δt במקרה זה שעה אחת).

(4) חישוב אינדקס ϕ בסופה ב (ϕ_2) :

באופן דומה למוסבר לעיל, עבור $\phi \geq 10$ מ"מ לשעה :

$$(\bar{L}_0)_2 = \sum [I_t \times t (I_t < \text{לשעה } 8.3 \text{ מ"מ}) + \phi \times t (I_t > \text{לשעה } 8.3 \text{ מ"מ})]$$

$$(\bar{L}_0)_2 = 50 \text{ מ"מ} = 1 \times (8+2) + \phi_2 \times 4$$

$$\phi_2 = \frac{50-10}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ מ"מ לשעה}$$

ב.

לפי תוצאות החישוב הנ"ל - (3) ו-(4) לעיל - מסתבר
 שפירוס הגשם במשך הסופה אמנם משפיע על גודלו של
 אינדקס ϕ . ככל שהסופה היתה מורכבת מעוצמות גשם רבות
 יותר הקטנות מהאינדקס ϕ - היה האינדקס גבוה יותר
 (עבור עובי גשם סופתי שווה).

דוגמה 4.4 : השפעת פירוס הגשם על עובי הגשם העודף עבור
 ערכי ϕ קבועים.

נתון :

על פני תחום התנקזות מסויים, שאינדקס החידור הממוצע
 בו הוערך בכ-20 מ"מ לשעה $\bar{\phi}$, ירד גשם בועבי ממוצע של
 $\bar{D} = 30$ מ"מ, במשך 3 שעות t_R .

דרוש :

א. לחשב את עובי הגשם העודף כאשר -

(1) מחוסר מידע על אודות פירוס הגשם הונח שהעוצמה היתה
 קבועה במשך הסופה.

(2) כאשר ידוע כי בשעה הראשונה ירד 10% מעובי הגשם הסופתי,
 בשנייה 70% ובשלישית 20%.

(3) כאשר ידוע שבשעה השנייה היה פירוס עובי הגשם בכל 20 דקות דומה לפירוס הגשם ב-ב' (10% ב-20 הדקות הראשונות, 70% ב-20 הדקות השניות ו-20% ביתרת הזמן).

ב. מהי המסקנה מתוצאות החישובים הדרושים.

פתרון :

א.

(1) עוצמת הגשם הממוצעת לשעה במקרה (1) הנ"ל היא -

$$\bar{I}_{(1)} = \frac{\bar{D}}{t_R} = \frac{30}{3} = 10 \text{ מ"מ לשעה}$$

מאחר ו- $\bar{\phi} > I_{(1)}$ לא יהיה גשם עודף, כלומר: לא תהיינה זרימות במקרה זה.

(2) העומצות השעתייות במקרה (2) הנ"ל הן:

בשעה הראשונה :

$$\bar{I}_1 = 0.10 \bar{D} = 0.10 \times 30 = 3 \text{ מ"מ לשעה} < \bar{\phi}$$

$$\bar{I}_2 = 0.70 \bar{D} = 0.70 \times 30 = 21 \text{ מ"מ לשעה} > \bar{\phi}$$

$$\bar{I}_3 = 0.20 \bar{D} = 0.20 \times 30 = 6 \text{ מ"מ לשעה} < \bar{\phi}$$

בשעה השלישית: כלומר: רק בשעה השנייה יהיה גשם עודף (\bar{D}_e), כי

$\bar{\phi} < I_2$, בשעור :

$$D_e = \bar{U}_R = (\bar{I}_2 - \bar{\phi}) \times \Delta t = (21 - 20) \times 1 = 1 \text{ מ"מ}$$

(3) מאחר ועוצמת הגשם הממוצעת בשעה הראשונה והשלישית אינה שונה מב- (ב) לעיל, אין גשם עודף בשעות אלה.

בשעה השנייה היה עובי הגשם במשך שעה זו $\bar{D}_2 = 21.0$ מ"מ.

$$\bar{D}_{2,1} = 0.10 \times 21.0 = 2.1 \text{ מ"מ ב-20 דקות הראשונות ירדו:}$$

$$\bar{D}_{2,2} = 0.70 \times 21.0 = 14.7 \text{ מ"מ ב-20 דקות השניות ירדו:}$$

$$\bar{D}_{2,3} = 0.20 \times 21.0 = 4.2 \text{ מ"מ ב-20 דקות שלאחר מכן ירדו:}$$

העוצמות המתאימות במ"מ לשעה הן:

$$\bar{I}_{2,1} = D_{2,1} \times \frac{60}{\Delta T} = 2.1 \times \frac{60}{20} = 6.3 < \phi \text{ מ"מ לשעה}$$

$$\bar{I}_{2,2} = 14.7 \times \frac{60}{20} = 14.7 \times 3 = 44.1 > \phi \text{ מ"מ לשעה}$$

$$\bar{I}_{2,3} = 4.2 \times 3 = 12.3 < \phi \text{ מ"מ לשעה}$$

ומכאן שרק במשך 20 דקות, שבין 1:20 ל- 1:40 מתחילת

הגשם, יש גשם עודף בשעור :

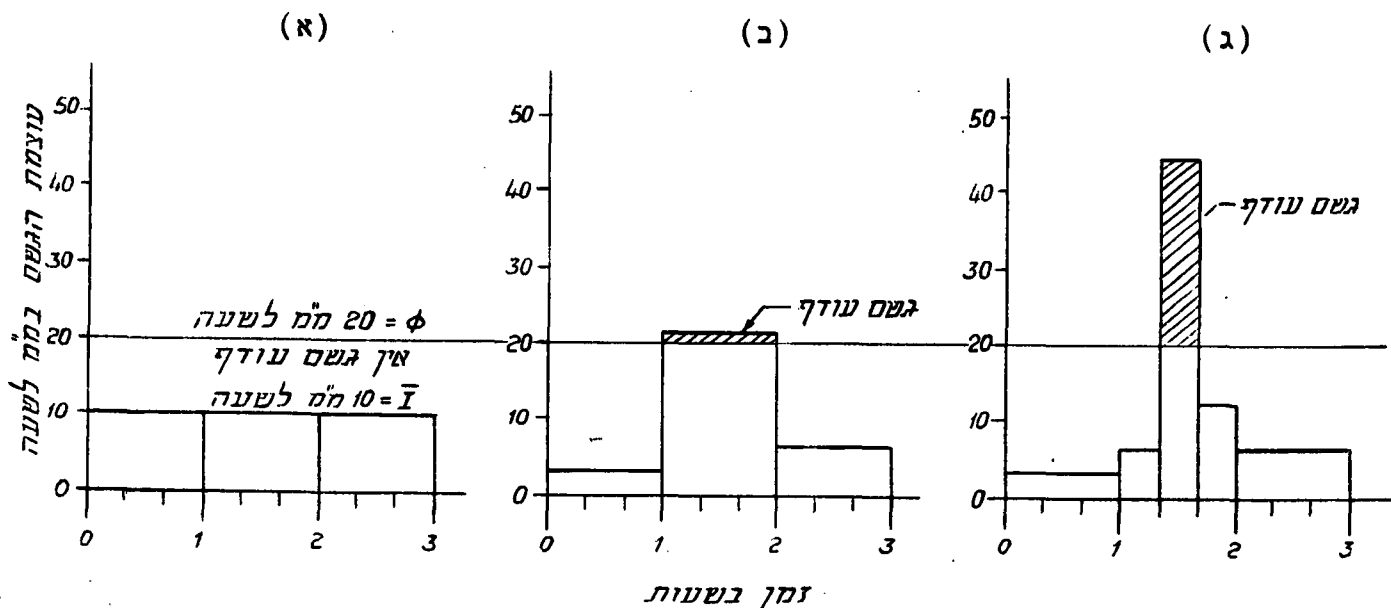
$$24.1 \text{ מ"מ לשעה} = (\bar{I}_e)_{2,2} = \bar{I}_{2,2} - \phi = 44.1 - 20.0 = 24.1 \text{ מ"מ לשעה}$$

ואילו עובי הגשם העודף הוא (בהתחשב בכך שמשכו היה 20

דקות בלבד) -

$$De = (\bar{I}_e)_{2,2} \times \frac{\Delta t}{60} = 24.1 \times \frac{20}{60} = 8.03 \text{ מ"מ}$$

משמעות החישובים הנ"ל מוצגת באופן גרפי להלן:



ב.

מתוצאות החישובים הנ"ל, המומחשים גם באופן גרפי,

משתמע כי בעת השימוש באינדקסי חידור יש השפעה מכרעת

לעוצמת הגשם הרגעית על שעור האיבודים ועל שעור (עובי)

הגשם העודף.

יהיה גשם עודף מיחידת שטח -- כאשר עוצמת הגשם הרגועית
תהיה גדולה יותר מכושר החידור הרגעי ביחידת שטח זו;
בהסתייגות - שאוגר השלוליות מלא או זניה (אחרת יש
למלא קווים את אוגר השלוליות - לפני שתחל זרימה -
ראה קונטרס 5).

דוגמה 4.5 : שימוש באומדני כושר החידור של קרקעות והדגמה
האיבודים היחסיים ומקדמי הנגר והשתנותם בתלות
בעוצמת הגשם.

נתון :

תחום ההתנקזות ששטחו 10,000 דונם, כולל: 2,000 דונם
חול דיונות; 3,000 דונם חמרה חולית עד חול-חמרה;
3,000 דונם חמרה עד חמרה-חולית; 2,000 דונם חמרה
חרסיתית. על פני תחום ההתנקזות יורד גשם במשך 3 שעות
בעובי ממוצע של - 20 מ"מ בשעה הראשונה, 60 מ"מ בשנייה
ו- 40 מ"מ בשלישית.

דרוש :

- א. להעריך את עובי הגשם שיחדור לקרקע ואת כמות הנגר
העל-קרקעי שיווצר בכל שעה, בהנחה שאין איבודים אחרים
פרט לחידור.
- ב. לחשב את החלק היחסי של הגשם שהפך לנגר ואת חלקו שהיה
כחלק איבודי חידור, בכל שעה.
- ג. לסכם את המסקנות מהחישובים הנ"ל.

פתרון :

א.

- (1) ניתן להעריך את עוצמת החידור בכל סוג קרקע (במקורב)
על פי הנתונים שבטבלה 14 - ראה טבלה להלן.
- (2) מניחים שעוצמת החידור (כושר החידור) הנ"ל שווה לאינדקס
§ והן נניח ניתן להתייחס לכל סוג קרקע כאל תחום

התקוות הומוגני.

(3) מבצעים את החישובים לפי המוסבר בדוגמאות 4.3 ו-4.4, ראה טבלה להלן.

מספר תת-האגן (i)	1	2	3	4	ס"ה
סוג הקרקע	חול דיונות	חמרה חולית עד חול	חמרה עד חמרה חולית	חמרה חרסיתית	-
כושר החידור ϕ_i	מ"מ לשעה	50	20	5	-
שטח האגן a_i	דונמים	2,000	3,000	2,000	10,000
בשעה הראשונה	\bar{I} מ"מ לשעה	20	20	20	30,000
	\bar{I}_e מ"מ לשעה	0	0	15	30,000
	U_R מ"מ לשעה	0	0	5	170,000
	f_a מ"מ לשעה	20	20	20	10,000
בשעה השנייה	\bar{I} מ"מ לשעה	60	60	60	260,000
	\bar{I}_e מ"מ לשעה	0	10	40	110,000
	U_R מ"מ לשעה	0	30,000	120,000	340,000
	f_a מ"מ לשעה	60	50	20	10,000
בשעה השלישית	\bar{I} מ"מ לשעה	40	40	40	130,000
	\bar{I}_e מ"מ לשעה	0	0	20	70,000
	U_R מ"מ לשעה	0	0	5	270,000
	f_a מ"מ לשעה	40	40	20	10,000
בשעה הרביעית	\bar{I} מ"מ לשעה	80,000	120,000	60,000	270,000
	\bar{I}_e מ"מ לשעה	40	40	20	10,000
	U_R מ"מ לשעה	40	40	20	10,000
	f_a מ"מ לשעה	40	40	20	10,000

מקרא :

$$\begin{aligned} \bar{I} &= \text{עוצמת הגשם הממוצעת בשעה} \\ \bar{I}_e &= \text{עוצמת הגשם העודף } (I - \phi_i) \text{ ממוצעת לשעה.} \\ \phi_i &= \text{כושר החידור לתת אגן} \\ a_i &= \text{שטח תת אגן} \\ U_R &= \text{נפח הנגר בשעה} = (\bar{I}_e)_i \times a_i \times 1.0 \\ f_a &= \text{החידור למעטה} \\ U_F &= \text{הנפח שחדר לקרקע בשעה} = (f_a)_i \times a_i \times 1.0 \end{aligned}$$

הערה :

$$1 \text{ דונם} \times 1 \text{ מ"מ} = 1 \text{ מ"מ}^2$$

ב.

(1) העובי הממוצע של הגשם העודף בכל שעה יחושב לפי -

$$\bar{D}_e = \frac{\sum (U_R)_i}{\sum a_i}$$

כאשר:

$$a_0 = \sum a_i = \text{שטח תחום ההתנקזות כולו}.$$

(2) באופן דומה יחושב העובי הממוצע של החידור בכל שעה

$$\bar{F}_a = \frac{\sum (U_F)_i}{a_0} \quad \text{לפי -}$$

(3) החלק היחסי שהפך לנגר בכל שעה יחושב לפי - $K = \frac{\bar{D}_e}{\bar{D}}$

כאשר :

$$\bar{D} = \text{עובי הגשם בכל שעה}.$$

(4) החלק היחסי שהפך לאיבודי חידור יחושב כ- \bar{F}_a / \bar{D} בכל

שעה. - ראה להלן בטבלה.

בשעה הראשונה	בשעה השנייה	בשעה השלישית	
20	60	40	\bar{D} (מ"מ)
3	26	13	\bar{D}_e (מ"מ)
17	34	27	\bar{F}_a (מ"מ)
0.15	0.43	0.33	$\bar{D}_e / \bar{D} = K$
(0.85)	(0.57)	(0.67)	\bar{F}_a / \bar{D}

(5) חישוב לדוגמה :

בשעה הראשונה היה ס"ה הנגר 30,000 מ"ק, שהם :

$$\bar{D}_e = \frac{\sum (U_R)_i}{a_0} = \frac{30,000}{10,000} \frac{(p \text{ "מ})}{(\text{דונם})} = 3.0 \text{ מ"ק}$$

זו התרומה הממוצעת לכל האגן.

באופן דומה נחשב את \bar{F}_a ונקבל 17.0 מ"מ.

החלק היחסי שהפך לנגר על-קרקעי בשעה הראשונה:

$$K = \bar{D}_e / \bar{D} = \frac{3.0}{20.0} = 0.15$$

ובאופן דומה:

$$0.85 = \frac{17.0}{20.0} = \bar{F}_a / \bar{D}$$

ג.

(1) החלק היחסי של הגשם שהפך לנגר (המיוצג ע"י מקדם הנגר K) השתנה תוך כדי מהלך הסופה בתלות בעוצמת הגשם הממוצעת - ככל שעוצמת הגשם הממוצעת (\bar{I}) היתה גדולה יותר היה K גדול יותר.

(2) אם כי הכמות שחלחלה היתה גדולה יותר ככל שעוצמת הגשם היתה גדולה יותר - חלקה היחסי (\bar{F}_a / \bar{D}) היה קטן יותר ככל שעוצמת הגשם היתה גדולה יותר.

ב י ב ל י ו ג ר פ י ה

- Airport Drainage - U.S. Dept. of Commerce, Civil Aeronautics Administration, Nov. 1956.
- Anderson, E.R. Energy Budget Studies, Water Loss Investigations, Lake Hefner Studies. Technical Report, Vol.1, pp.71-119, Geological Survey, Wash. 1952.
- Barry, R.G. & R.J. Chorley - Atmosphere, Weather & Climate. A University Paperback Original. Methuen & Co. Ltd., New Fetter Lane, London, 1968.
- Beard, L.R. - Statistical Methods in Hydrology. U.S. Army Corps of Eng., Sacramento, Calif., 1962.
- Bekchourine, A. Siline - Hydrogeology of Irrigated Lands. Foreign Languages Publishing House, Moscow, 1963.
- Ben-Zvi, A. - Ghazvin Development Project Hydrological Study of Abhar Rud. Tahal, Tel-Aviv, ER/70/017, March, 1970.
- Bouchardeau A. et J. Rodier - Nouvelle Méthode de Détermination de la Capacité d'Absorption en Terrain Perméable. La Houille Blanch, No. Special, Serie A, pp. 520-527, juillet-août 1960.
- Brunt, D. - Physical and Dynamical Meteorology Cambridge Univ. Press., 1944.
- Butler, S.S. - Engineering Hydrology. Published by Prentice-Hall, New York, 1957
- Chen, C.W. & R.P. Shubinski - Computer Simulation of Urban Storm Water Runoff. ASCE, HY2, February 1971.
- Chow, V.T. - Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in small Drainage Basins. University of Illinois Bulletin, Vol. 59, No. 65, March 1962.

- Chow, V.T. - Handbook of Applied Hydrology.
Published by McGraw Hill, New-York, 1964.
- Committee on Hydrology of the Hydraulics Division. -
Hydrology Handbook, ASCE, Manual
of Engineering Practice, N.Y 1957.
- Cook, H.L. - The Effect of Land Management
Upon Runoff and Groundwater. Proc.
of UNSC, Vol. IV, Water Resources
1951.
- Cook, H.L. - The Infiltration Approach to the
Calculation of Surface Runoff.
Transactions, American Geophysical
Union, Vol. XXVII, pp. 726-747,
October 1946.
- Courant, R. - Differential and Integral Calculus
Published by Interscience Publishers,
Translated by D.J. McShane, Vol. II,
New York, reprinted in 1952.
- Dalinsky, J.S. - The Use of Non-Dimensional one-
Parameter Function for the Determin-
ation of Regional Rainfall Depth.
Duration-Frequency Relation. IASH,
No. 2 , 1971.
- Dalinsky, J.S. - The Sinusoidal Function of the Relative
Average Monthly Pan Evaporation.
Water Resources Research, June, 1971.
- Dalinsky, J.S. - השפעת הגיאומטריה של תחום ההתנקזות
על זרימה שטחית תמידית מחמת הגשם.
(חיזה מגיסטר), הסכניון, חיפה 1965
- Davis, K. - Handbook of Applied Hydraulics,
McGraw-Hill, 1960.
- Design of Small Dams - USBR, 1965.
- Eagleson, Peter S. - Dynamic Hydrology, McGraw-Hill,
1970.

- Fletcher, R.D. - A Relation between Maximum Observed Point and Areal Values. Tran. Amer. Geophys. Union, 31:344-345. 1950.
- Foster, E.E. - Rainfall and Runoff. The McMillan Co., New York. 1949.
- Free, G.R., G.M. Browning & G.W. Musgrave- Relative Infiltration and Related Physical Characteristics of Certain Soils. U.S. Dept. Agr., Tech. Bull. 729, 1940.
- Horner, W.W. - Role of the Land during Flood Periods. Transactions, ASCE, Vol. CIX, pp. 1283-1284, 1944.
- Horton, R.E. - An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration Capacity. Proc. SCS of America, Vol. 5, pp. 399-417. 1940.
- Horton, R.E. - A Simplified Method of Determining the Constants in the Infiltration Capacity. Transaction, American Geophysical Union, Vol. XXIII, Part II, pp. 575-577, 1942.
- Huff, F.A. - Comparison Between Standard and Small Orifice Raingauges. Trans Amer. Geophy. Union, Vol. 36, No. 4, August 1955.
- Hydrology Handbook - Prepared by the Committee on Hydrology of the Hydraulics Division, ASCE. - Manual of Eng. Practice, No. 28, New York, 1957.
- הראל מ. - מסע סיני. הוצאת עם עובד
מהד' ב' 1968.
- Israelson O.W. & V.E. Hansen - Irrigation Principles and Practices. Published by John Willey. Third Edition, 447 p., New York, 1962,

- Johnson, A.I. - A Field Method for Measurement of Infiltration. General Ground-Water Techniques, Geological Survey Water-Supply Paper 1544-F, Washington 1963.
- Johnstone, H. - Weather Ways. Meteorological Division Dept. of Transport, Canada. 1953.
- Johnstone & Cross Elements of Applied Hydrology. The Roland Press Co., New York 1949.
- Jennings, A.H. - World's Greatest Observed Point Rainfalls. Monthly Weather Rev., Vol. 78, January 1950.
- Kalma, J.D., J. Lomas, M. Thaller & Y. Shashoua - An Accurate Small Orifice Rain Gauge. Water Resources Research, February, 1969.
- Katsnelson, J. - Comparative Measurements of Evaporation at Lod Airport. The Bul. of the Research Council of Israel, Vol. 11G, 1962.
- Katsnelson, J. - גשמי ארץ ישראל כגורם יסודי במשק המים בארץ. השרות המטאורולוגי, רשימיות מאטורולוגיות, סדרה א', מס. 24, 1968/9.
- Katsnelson, J. - עוצמת הגשם בארץ ישראל. כתבים מטאורולוגיים, סדרה ה' מס. 3, השרות המטאורולוגי, 1955.
- Koberg, G.E. - Methods to Compute Long-Wave Radiation from the Atmosphere and Reflected Solar Radiation from Water Surface. Geological Survey Prof. Paper 272-F USGS, 1964.
- Kohler, M.A. - Double Mass Analysis for Testing the Consistency of Records and for Making Required Adjustments. Bulletin of American Meteorological Society, Vol. 30, pp. 188-189, May, 1949.

Kohler, M.A. - Meteorological Aspects of Evaporation Phenomena. Transactions, International Association of Hydrology Toronto, General Assembly, Vol.III, pp. 421-436, 1958.

Kohler M.A. & R.K. Linsley - Predicting the Runoff from Storm Rainfall. U.S.A. Dept. of Commerce, Weather Bureau, Research Paper No. 34, 9 p., Washington, Sept., 1951.

Langbein, W.B. & Iseri, K.T. - General Introduction and Hydrologic Definitions, Manual of Hydrology: Part 1. General Surface-Water Techniques. Geol. Sur. Water Supply Paper 1541-A, Wash., 1960.

לחמי חוה - הערכת נפחי גלי גיאומטריה
בעזרת סדרות גשמים וגיאומטריה
מתקופה חופפת קצרה בעבר.
(חיזת מגיסטר), הסכניון,
יוני, 1966.

Linsley, R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus -
Applied Hydrology. Published by
McGraw Hill, 689 p., New York, 1949,

Linsley, R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus -
Hydrology for Engineers. Published
by McGraw Hill, 340 p., New York,
1958.

מנס, א., א. סיטלמן ו-י. פרילינג -
קרינת השמש ומאזן קרינה. רשימות
מטאורולוגיות, סדרה א', מס' 25,
השרות המטאורולוגי, בית דגן, 1970

מירו פ. ו-א. כהנוביץ -
הערכת ההתאדות מהכנרת. תה"ל, ת"א
פ"מ 740, אוגוסט 1969.

Mero F. & Y. Bonné Storm Runoff in Nahal Ayalon.
Tahal, Tel-Aviv, P.N. 620, June 1966

- Mané, K.V. - A Severe Rainstorm in the Coastal Plain of Israel. Israel Meteorological Service, Series D, Contribution No. 8, 1956.
- McDonald, J.E. - A Note on the Precision of Estimation of Missing Precipitation Data. Transactions, American Geophysical Union. pp. 657-661, October, 1957.
- Monteith, J.L. - Research on Crop Evaporation in Israel. U.N. Commissioner for Technical Assistance, Dept. of Economic and Social Affairs. Report No. TAO/ISR/30. New York. 13 Oct. 1960.
- נוימן י. - נסיון למדידת האוּפּוֹסְטְרֶנְ-
ספירציה באמצעות שיטת
מאזן חום ותורה הסורבולנציה.
כתבים מטאורולוגיים, סדרה
ה', מס. 6, השרות המטאורו-
לוגי, 1957.
- Nace, R.L. - Water of the World. Nat. Hist., Vol. 73, No. 1, January, 1964.
- Paulhus, J.L.H. and M.A.Kohler - Interpolation of Missing Precipitation. Monthly Weather Review. Vol. 80, pp. 129-133, August, 1952.
- Preuss, F.A. & Todd, D.K. - Specific Yield of Unconsolidated Alluvium. Water resources Center Contr. No. 76, Univ. of Calif., Berkeley, 1963.
- Richards, B.D. - Flood Estimation & Control. Chapman & Hall Ltd., London, 1950.

Riedel, J.T. - Probable Maximum Precipitation for the Lower Rio Grande. Water Resources Bulletin, Vol. 6, No. 3. May-June 1970.

Roche, M. - Hydrologie de Surface. Publi  par Gauhtier-Villars, 430 p., Paris, 1963.

Rosenan, N. - The Measurement of Evaporation Power in Israel. Meteorological Notes, Meteorological Service, Series A, No. 1, 11 p., Jerusalem, 1951.

רוזנן נ. ו-צ. שור - מדידת התאדות לפי שיטת Piche. כתבים מטאורולוגיים, סדרה ה', מס. 1, השרות המטאורולוגי, 1951.

Searcy, J.K. & Hardison, C.H. - Double-Mass Curves, Manual of Hydrology: Part 1. General Surface-Water Techniques Geol. Sur. Water-Supply Paper 1541-B, Wash. 1960.

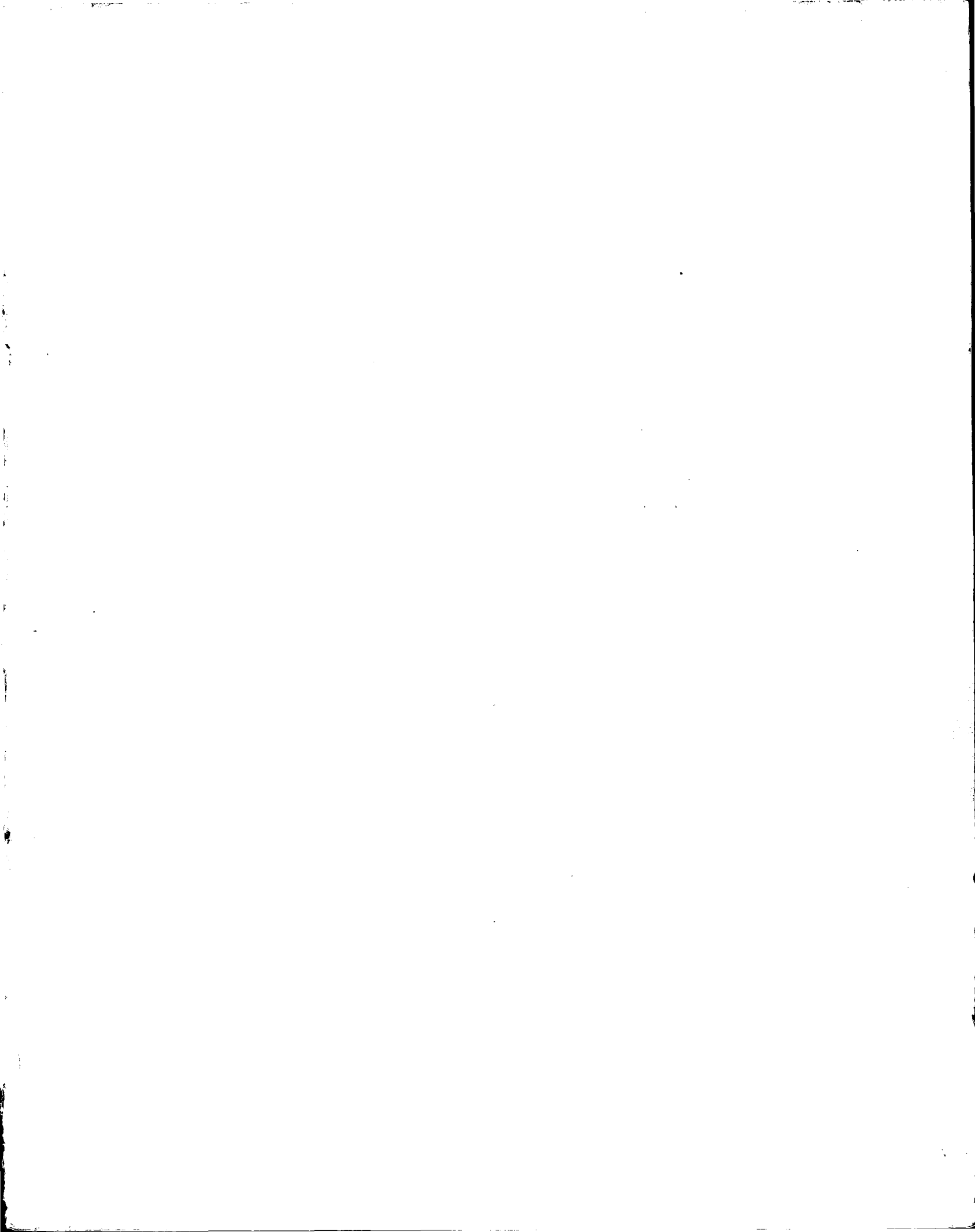
Stanhill, G. - The Annual Evaporation from Lake Kinneret, An Estimate from Evaporation Pan Measurement. Report to Mekorot, 15 p., 1967.

שיין צ. ו-נ. בורס - ניתוח עוצמות גשם בישראל. (חיזת מגיסטר), הפקולטה להנדסה חקלאית, הטכניון, חיפה, 1970.

Toebe, C. - Applied Hydrology. Technical Corresponding School, New Zealand Dept. of Education, 1960.

- Toebs, C. & Ouryvaev, V. (ed.) = An International Guide
for Research and Practice, UNESCO 1970
- Trewartha, G.T - An Introduction to Climate. McGraw-
Hill, N.Y., 1954.
- UNESCO, 1970 - See: Toebs & Ouryvaev.
- U.S. Dept. Agr., SCS - Eng. Handbook, Section 4, Hydrology
Supplement A. U.S. Dept. Agr., Wash.
D.C. 1957.
- USGS - Double-Mass Curves, 1541-B (see:
- Searchy & Hardison).
- USGS - A Field Method for Infiltration
Measurement, see: Johnson 1544-F
- U.S. Weather Bureau - Thunderstorm Rainfall. Report 5,
Hydrometeorological Section, 1947.
- U.S. Weather Bureau - Rainfall-Frequency Atlas of the
U.S. Technical Paper No. 40, p. 115,
1961.
- U.S. Weather Bureau - Two to Ten-Day Precipitation
for Return Periods of 2 to 100 Years
in the Contiguous U.S. Technical
Report No. 49, p. 29, 1964.
- U.S. Weather Bureau - Generalized Estimates of Probable-
Maximum Precipitation and Rainfall-
Frequency Data for Puerto Rico and
Virgin Islands. Technical Paper No.42,
1961, a.
- U.S. Weather Bureau - Probable Maximum Precipitation
Over the Tennessee River Basin Above
Chattanooga. Hydrometeorological
Report. No. 41, 1965.
- USBR-(U.S. Bureau-of Reclamation)- Small Dams. Wash.,
D.C., 1962.

- Ward, R.C. - Principles of Hydrology. McGraw-Hill, 1967.
- Weiss L.L. and W.T. Wilson - Evaluation of Significance of Slope Changes in Double Mass Curves. Transactions, American Geophysical Union. Vol. 34, pp. 893-896, December, 1953.
- Wilson, E.M. - Engineering Hydrology, Macmillan, London, 1969.
- Wisler, C.O. & E.F. Brater - Hydrology. Published by John Willey, Second Edition, 419 p. New York, 1959.
- World Meteorological Organization (WMO) - Guide to Hydrometeorological Practice. WMO, No. 168, TP. 82, Geneva, Switzerland, 1965.



י. דלינסקי (מחבר)

ב"צ כנורי (עורך)

מודריך למהנדסי מים

קונטרס מס' 5: הידרולוגיה עילית ב'

הנגר העילי - התופעה, ההידרוגרם, נפחי נגר וספיקות שיא

הנחת חסד וידידות

DICOLA & S

הידיד והידיעה

953-236

5168170 :2.7

תהל מהנדסים יועצים בע"מ



תכנון המים לישראל בע"מ

ענף לפיתוח וניקוז

י. דלינסקי (מחבר)

ב"צ כנורי (עורך)

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס' 5: הידרולוגיה עילית ב'

הנגר העילי - התופעה, ההידרוגרם, נפחי נגר וספיקות שיא

תל-אביב

מאי 1974

04/74/10

מ ו ק ד ש

באהבה ובהוקרה להורי -
מרים ואברהם דלינסקי,
ולרעייתי שולה -
על העידוד והדربון
לכתיבת ספר זה.

י ו ס י

ה ב ע ת ת ו ד ה

=====

לאברהם אלפנביין מהענף לפיתוח וניקוז, בתה"ל -
תודה על עבודתו המסורה והנאמנה בטיפולו בכל
הקשור להוצאתו לאור של ספר זה.

ה מ ח ב ר

פ ת ח ד ב ר

קונטרס זה הינו המשך לקונטרס מס' 4, שדן בכל הקשור למחזור ההידרולוגי ולתופעות העקריות הקובעות את הנגר - הגשם, ההתאדות החידור והחילחול. לפיכך, האמור בקונטרס זה - מושתת על המידע שפורט והוסבר בקונטרס הקודם.

כל הקשור לניתוח סטטיסטי של זרימות - יידון בקונטרס מס' 6, אשר יצא לאור במשך השנה הקרובה. בכך תושלם סדרת הקונטרסים שיוחדה לכלל היבטים ההנדסיים של הנגר העילי.

תקיפת הנושא המורכב של הנגר העילי, בקונטרס זה, נעשית מתוך היבטים שונים: נפחי נגר סופתיים (נפחי גיאוויות בדידות) ונפחי נגר למשכי זמן גדולים יותר, ספיקות שיא והידרוגרמי תכן. הדיון מתייחס למצבים בהם קיימים נתונים ישירים, אודות זרימות, למצבים בהם קיימים נתונים עקיפים (בפרט נתוני גשם) ולמצבים - בהם אין כלל נתונים.

בכל מקרה, יש לזכור, שחיזוי נגר עילי, או אף שיחזורו - אינו יכול להיות מדוייק. התוצאות יהיו בכל מקרה בחזקת אומדנים או הערכות, שרמת דיוקם תהיה פועל יוצא של נתוני היסוד. הדבר מחייב שימוש בשיטות שונות במקביל והמלצה על נתונים אשר יהיו לצד הבטחון, בהתאם לשימוש העתידי בנתונים.

יוסף דלינסקי

עמ'	פתח דבר
1	פרק 1: תופעת הנגר, סוגיו ואופן הצגתו
1	1.1 הנגר וסוגיו
4	1.2 תופעת הנגר העל-קרקעי הישיר ואופן הצגתו
4	1.2.1 התופעה
8	1.2.2 תאור היווצרות הנגר באמצעות המודל הדו-פזי
9	1.2.3 הידרוגרם אופייני לתאור הנגר העל-קרקעי הישיר
11	1.2.4 הפרמטרים של ההידרוגרם האופייני
12	1.2.5 התכונות ההידרוליות של הנגר העל-קרקעי הישיר
15	1.2.6 הידרוגרם הזרימה השטחית
19	1.3 זרימת הבסיס
19	1.3.1 תכונות זרימת הבסיס
21	1.3.2 התאור המתמטי של זרימת הבסיס
24	1.3.3 הפרדת זרימת הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל
26	1.4 נפח הנגר
26	1.4.1 כללי
27	1.4.2 נפח הנגר העל-קרקעי הישיר
28	1.4.3 נפח זרימות הבסיס
28	1.5 מיון זרימות בנחלים וההידרוגרמים האופייניים להן
28	1.5.1 מיון כללי
29	1.5.2 מיון לפי אופי זרימת הבסיס
30	1.5.3 מיון לפי דרגת האפיק
31	1.5.4 הידרוגרמים אופייניים לזרימות השונות
34	1.6 צורות שונות להצגת הידרוגרמים
34	1.6.1 הידרוגרם לא-מימדי
36	1.6.2 הידרוגרם ספיקות יומיות ממוצעות ומשמעותו
37	1.6.3 אופן הצגת חלקים חריגים של ההידרוגרם
38	1.7 דוגמאות חישוב (ראה רשימת הדוגמאות)

פרק 2: השפעות הגשם על הידרוגרם הנגר העילי הישיר

- 55 2.1 מבוא
- 55 2.2 השפעת הגשם בתלות בגודל תחום ההתנקזות
- 56 1.2.1 כללי
- 56 2.2.2 השפעת הגשם בתחומי התנקזות קטנים
- 56 2.2.3 השפעת הגשם בתחומי התנקזות בינוניים והיזוכרונות
- 59 2.2.4 השפעת הגשם בתחומי התנקזות גדולים
- 64 2.3 השפעות כלליות של תכונות הגשם
- 65 2.3.1 כללי
- 65 2.3.2 השפעות עוצמת הגשם העודף
- 66 2.3.3 השפעות פירוס הגשם לפי הזמן
- 66 2.3.4 השפעות פירוס הגשם על פני תחום ההתנקזות
- 67 2.3.5 השפעת תנועת הסופה
- 68 2.4 שיטת הידרוגרם היחידה
- 69 2.4.1 כללי - עקרונות השיטה
- 69 2.4.2 גשם יחידה
- 71 2.4.3 מציאת הידרוגרם היחידה האופייני
- 72 2.4.4 שינוי פשוט במשך הידרוגרם היחידה
- 74 2.4.5 שינוי לא פשוט של משך הידרוגרם היחידה
- 75 2.4.6 הידרוגרמים מרוכבים והידרוגרם היחידה
- 77 2.5 דוגמאות חישוב
- 80

פרק 3: השפעות תכונות תחום ההתנקזות על הזרימה העילית

- 110 3.1 כללי
- 110 3.2 התכונות הגיאומטריות של תחום התנקזות - מונחים והגדרות
- 110 3.2.1 תחום ההתנקזות
- 110 3.2.2 האפיקים ודרכי המים
- 112 3.2.3 שיפוע האפיק הראשי
- 113 3.2.4 שיפוע תחום ההתנקזות
- 114 3.2.5 עקומים היפסומטריים (Hypsometric Curves)
- 117 3.2.6 צפיפות הניקוז
- 118 3.2.7 פרמטר הצורה (Lcu)
- 119

119	הערכת משך הריכוז	3.3
119	כללי	3.3.1
120	הערכה ישירה של משך הריכוז	3.3.2
120	הערכה על סמך מהירות ממוצעת	3.3.3
122	הערכת משך הריכוז בזרימה ערוצית	3.3.4
124	הערכת משך הריכוז בזרימה שטחית	3.3.5
128	סיכום ומסקנות	3.3.6
129	הערכת משך זמן השגת ספיקת השיא (t_p) ומשך הפיגור (t_L)	3.4
129	כללי	3.4.1
129	הערכת t_p על סמך הידרוגרמים מדודים	3.4.2
130	הערכת t_p על סמך מידע אמפירי או משך הפיגור	3.4.3
133	הערכת t_p על סמך משך הריכוז	3.4.4
133	נוסחות אמפיריות אחרות להערכת t_p	3.4.5
134	השפעת גודל שטח תחום ההתנקזות על הזרימה העילית	3.5
134	ההשפעה על ההידרוגרם	3.5.1
135	ההשפעה על ספיקות השיא	3.5.2
136	ההשפעה על נפח הנגר העילי	3.5.3
137	השפעת צורת תחום ההתנקזות על הזרימה העילית	3.6
137	כללי	3.6.1
137	השפעת הצורה על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא	3.6.2
139	שימוש בפקטורי צורה להערכת ספיקות שיא	3.6.3
140	מקרים מיוחדים	3.6.4
140	השפעת השיפוע על הזרימה העילית	3.7
140	כללי	3.7.1
140	ההשפעה על ספיקות שיא	3.7.2
142	השפעות שונות על הזרימה העילית	3.8
142	השפעת צפיפות הניקוז	3.8.1
142	השפעת חתך האפיק הראשי	3.8.2
143	השפעת אוגר על-קרקעי (דפרסייות)	3.8.3
143	השפעת שינויים בתחום ההתנקזות	3.8.4
144	השפעת רטיבות הקרקע ואוגר השלוליות	3.8.5
146	סיכום ומסקנות	3.9
149	דוגמאות חישוב	3.10

167	פרק 4: הערכת נפחי נגר על סמך נתוני גשם
167	4.1 מבוא
167	4.1.1 כללי
168	4.1.2 חשיבות הערכת נפחי נגר
168	4.2 הערכת נפחי נגר עילי סופתי על סמך נתונים
168	4.2.1 כללי
168	4.2.2 הערכות על סמך קורלציה פשוטה בין גשם לבין נגר
171	4.2.3 הערכת נפחי נגר על סמך שעורי חידור וגשם סופתי
171	4.2.4 הערכת נפחי נגר סופתי בשיטות אחרות (קורלציה מרוכבת ומודלים פיסיקליים)
176	4.3 הערכת נפחי נגר שנתיים וחודשיים
180	4.4 הערכת נפחי נגר סופתיים בשיטת Soil Cover Complex Method
180	4.4.1 מבוא
180	4.4.2 עקרונות השיטה
182	4.4.3 יישום השיטה
183	4.4.4 סיווג קרקעות לשם הערכת "מספר העקום"
184	4.4.5 השפעת הצמחייה ושיטת עיבוד הקרקע על "מספר העקום"
187	4.4.6 הערכת "מקדמי העקום" (CN) בשטחים מיוערים
189	4.4.7 השפעת הרטיבות התחילית על "מספר העקום"
190	4.4.8 חישוב "מקדם העקום" (CN) בתחומי התנקזות לא-הומוגניים
191	4.4.9 סיכום - אופן חישוב נפחי הנגר
191	4.4.10 מסקנות, המלצות והערות
192	4.5 אומדן נפחי נגר עילי ישיר בעזרת מקדמי נגר משוערים
192	4.5.1 כללי
193	4.5.2 אומדן מקדמי נגר מתחומי התנקזות טבעיים
194	4.5.3 אומדן מקדמי נגר מתחומי התנקזות מיושבים ותעשייתיים
196	4.5.4 אופן חישוב נפח הנגר
197	4.6 דוגמאות חישוב ראה פרוט - ברשימת הדוגמאות

210	<u>הערכת הידרוגרמים וספיקות שיא על סמך גשמי תכן</u>	פרק 5:
210	5.1 מבוא.	
211	5.2 הערכת הידרוגרמים תכן בעזרת נתוני זרימה וגשם.	
211	5.2.1 הערכה על פי שיטת הידרוגרם יחידה.	
212	5.2.2 שימוש בהידרוגרמים לא-מימדיים מדודים.	
212	5.2.3 הערכת הידרוגרמי תכן על סמך $T_B - t_p$ מדודים.	
213	5.2.4 הערכת הידרוגרמים על פי נתונים חלקיים.	
214	5.2.5 הערכת הידרוגרמים על פי הידרוגרמים בתחומי התנקזות דומים.	
215	5.3 הערכת ספיקות שיא על סמך נתוני זרימה וגשם.	
215	5.3.1 קורלציה בין ספיקות שיא לבין גשמים סופתיים.	
216	5.3.2 קורלציה בין ספיקות שיא לבין נפחי גיאוינות.	
216	5.3.3 הערכת ספיקות שיא על סמך הידרוגרמים.	
216	5.3.4 אומדני ספיקות שיא על סמך נתונים מתחומי התנקזות דומים.	
217	5.4 הערכת הידרוגרמי תכן ללא נתוני זרימה.	
217	5.4.1 הערכת הידרוגרם פשוט.	
218	5.4.2 הערכת הידרוגרם מורכב.	
218	5.4.3 שיטת האיזוכרונות עם סופריפיזציה מוגבלת.	
220	5.5 הערכת ספיקות שיא ללא נתוני זרימה.	
220	5.5.1 ניתוח איזורי ותיקון לפי פקטורי הצורה, כיסוי השטח והשיפוע ותקופת החזרה.	
223	5.5.2 <u>הנוסחה הרציונלית לתחומי התנקזות קטנים.</u>	
226	5.5.3 הקשר בין המקדם C_p , שבנוסחה הרציונלית, לבין מקדם הנגר (K) .	
227	5.5.4 אומדני Potter לתחומי התנקזות חקלאיים קטנים ללא נתוני גשם וזרימה.	
228	5.5.5 אומדן ספיקות שיא בתחומי התנקזות בינוניים וגדולים.	
231	5.5.6 הדגמת השתנות מקדם ספיקת השיא.	
232	5.5.7 ספיקות שיא מכסימליות מוחלטות.	
234	5.6 דוגמאות חישוב.	

רשימת הציורים ==

עמ'

3	ציור 1: תאור סכימתי פסיקלי של תופעת הנגר וסוגיו השונים.
3	ציור 2: מודל סכימתי של המערכת תופעת הנגר.
5	ציור 3: תאור תהליך הנגר הישיר.
8	ציור 4: מודל סכימתי דו-פזי.
10	ציור 5: הידרוגרם טיפוסי של נגר על-קרקעי ישיר.
11	ציור 6: הפרמטרים המאפיינים את הידרוגרם הנגר העל-קרקעי הישיר.
14	ציור 7: תאור סכימתי של זרימה מואצת ושל זרימה מואטת, תוך שינוי האוגר באפיק, בתלות בזמן.
16	ציור 8: ההידרוגרם הלא-מימדי של הזרימה השטחית לפי Izzard
20	ציור 9: תאור סכימתי של זרימת בסיס חייובית וזרימת בסיס שלילית.
23	ציור 10: הדגמת משמעות הפרמטרים של זרימת הבסיס.
25	ציור 11: תאור השיטות השונות להפרדת זרימת הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל.
27	ציור 12: תאור סכימתי של עקום הנגר הסופתי הסכומי.
30	ציור 13: נחלים "קולטים" (Effluent) ו"מוסרים" (Influent).
31	ציור 14: הידרוגמים סכימתיים אופייניים לנחלים בדרגות שונות.
32-33	ציור 15: הידרוגרמים אופייניים לזרימות השונות - הדגמות.
35	ציור 16: הידרוגרם לא-מימדי אופייני לזרימות בנחל שורק.
36	ציור 17: השוואה בין זרימות רגעיות לבין זרימות יומיות ממוצעות.
37	ציור 18: הדגמת אופן הצגה גרפית של חלקים חריגים בהידרוגרם
55	ציור 19: מודל סכימתי לתאור הקשר בין הגשם, תכונות תחום ההתנקזות וההידרוגרם.
57	ציור 20: השפעת משך הגשם על עוצמות גשם התכך ועל ההידרוגרם עבור תקופת-חזרה אחידה בתחום התנקזות קטנים.
59	ציור 21: השפעת משך הגשם על ההידרוגרם עבור גשם שווה עוצמה ואחיד על פני תחומי התנקזות קטנים.
60	ציור 22: הידרוגרמים אופייניים לתחום התנקזות בינוני.
61	ציור 23: התוויית איזוכרונות על פני תחום התנקזות.

62	ציור 24: הידרוגרם מתחום התנקזות בינוני כסופרפוזיציה של הידרוגרמים משטחים בין-איזוכרוניים המתאימים לתחומי התנקזות קטנים.
63	ציור 25: הידרוגרמים על פי עקום שטח-זמן.
65	ציור 26: הידרוגרמים אופייניים מסופות שונות הפוקדות תחום התנקזות גדול.
66	ציור 27: עקרון הפרופורציונליות של הספיקות המתאימות.
68	ציור 28: דוגמה של הידרוגרמים אופייניים מסופות ניידות לכיוון המעלה ולכיוון המורד של תחום התנקזות בהשוואה להידרוגרם מסופה נייחת.
70	ציור 29: הדגמת עקרון הסופרפוזיציה.
73	ציור 30: הידרוגרמי יחידה מחושבים והידרוגרם יחידה "ממוצע" אופייני.
74	ציור 31: תאור סכימתי של מציאת הידרוגרם יחידה עבור משך כפול ממשך הידרוגרם היחידה היסודי.
76	ציור 32: הדגמה סכימתית של חישוב הידרוגרם יחידה על סמך עקומי S.
78	ציור 33: הידרוגרם מרוכב ומרכיביו - דוגמה.
79	ציור 34: תאור סכימתי של הידרוגרם יחידה.
111	ציור 35: תאור סכימתי של תחום התנקזות.
111	ציור 36: קו פרשת מים עיליים וקו פרשת מי תהום - דוגמה.
112	ציור 37: אפיק ראשי ואפיקי משנה.
113	ציור 38: מספור אפיקים לפי דרגתם.
114	ציור 39: המחשת מושגי השיפוע הממוצע של נחל.
115	ציור 40: שיפועי תחום ההתנקזות והצגתם באמצעות עקומי שכיחות-שיפוע.
117	ציור 41: הקשר שבין שיפוע המדרונות שמצידו עמק ובין שיפוע אפיק מתאים מדרגה שנייה.
117	ציור 42: השתנות שטח תחום התנקזות בתלות הגובה.
118	ציור 43: הדגמת פונקציה היפסומטרית ועקומים היפסומטריים אופייניים לשלבי אירוזיה שונים.
120	ציור 44: הקשר בין משך הריכוז לבין זמן השגת ספיקת השיא ומשך הגשם העודף.
122	ציור 45: נומוגרמה לחישוב משך הריכוז בזרימה ערוצית.
126-127	ציור 46א: גרפים לאומדן משך הריכוז בזרימה שטחית. 46ב:

- 130 ציור 47: דוגמה לתלות t_p בספיקת השיא (Q_p)
- 131 ציור 48: תלות משך הפיגור במקדם $(L_{ch} \times L_{ca} / S^{1/2})$ - עבור נחלי קליפורניה.
- 134 ציור 49: תלות הידרוגרם הספיקות היחיסיות ליחידת שטח תחום ההתנקזות - דוגמה.
- 135 ציור 50: תלות ספיקת השיא וספיקת השיא ליחידת שטח בגודל שטח תחום ההתנקזות עבור מזרח ארה"ב (מעובד לפי Butler, 1957)
- 137 ציור 51: דוגמאות של צורות שונות של תחומי התנקזות (לפי White & Reich, 1970).
- 138 ציור 52: הדגמת השפעת צורת תחום התנקזות על הענף העולה של ההידרוגרם (לפי Wilson, 1969).
- 138 ציור 53: הדגמת השפעת צורת תחום התנקזות על הידרוגרמי הספיקות ליחידת שטח (לפי Richards, 1950).
- 139 ציור 54: צורת תחומי התנקזות ופקטור הצורה (עבור ספיקות שיא).
- 141 ציור 55: תלות עוטפת ספיקות השיא ליחידת שטח, לתקופת חזרה של 50 שנה, בשיפוע האפיק הראשי - עבור מדינות וירג'יניה ומרילנד בארה"ב.
- 143 ציור 56: הדגמת השפעה אפשרית של הסדרת נחל על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא.
- 145 ציור 57: השפעת רטיבות הקרקע על הזרימה העילית - הדגמה באמצעות הגשמים והזרימות בנחלים עדי ו-משושים עליון (ברמת הגולן).
- 147 ציור 58: סיכום השפעת התכונות השונות (לפי Richards, 1950):
(א) על נפח הנגר העילי הישיר, (ב) על ספיקות שיא, (ג) על משך הריכוז.
- 169 ציור 59: עקומים אופייניים של תלות הנגר העילי הסופתי הישיר בגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות
- 170 ציור 60: עקומי נגר - גשם סופתיים עבור מצבים יחסיים שונים של רטיבות קרקע - דוגמה.
- 170 ציור 61: עקומי נגר-גשם סופתיים עבור ספיקות תחיליות שונות של זרימות בסיס - דוגמה.
- 172 ציור 62: קורלציה מרוכבת בין עובי גשם סופתי לבין עובי גשם סופתי עודף (נגר) - דוגמה.
- 175 ציור 63: תזרים להצגת שיטת המאזן ההידרולוגי.
- 176 ציור 64: דיאגרמה לחישוב הנגר על סמך עובי גשם יומי והרטיבות בפני הקרקע ובשכבה הפעילה.
- 177 ציור 65: דוגמה לתלות עובי הנגר החדשיים בעובי הגשם החודשיים.

178	ציור 66:	דוגמה לתלות נפחי הנגר השנתיים בעובי הגשם השנתיים.
182	ציור 67:	דיאגרמה לחישוב נפחי נגר עילי ישירים בשיטת Soil Cover Complex
184	ציור 68:	מיון קרקעות לקבוצות לצורך חישובי נגר עילי בשיטת Soil Cover Complex
188	ציור 69:	נומוגרמה להגדרות התנאים ההידרוליים בשטחי יערות.
194	ציור 70:	מקדמים מכסימליים של נגר עילי ישיר בתלות בתכונות פני השטח ושיפוע תחום ההתנקזות (לפי 1957 Turner).
213	ציור 71:	הידרוגרם משולשי פשטני.
213	ציור 72:	הידרוגרם טרפזי פשטני.
214	ציור 73:	משמעות ההבדל בין מיקום תחנת ההידרומטריה לבין נקודת ריכוז.
219	ציור 74:	תאור סכימתי של אומדן ההידרוגרם סינטיטי בשיטת האיזוכרונות.
224	ציור 75:	עוספת ספיקות שיא לנחלי הנגב וסיני כפונקציה של גודל שטח תחום ההתנקזות.
224	ציור 76:	עקומי ספיקות שיא סגוליות כנגד שטח תחום ההתנקזות לתקופות חזרה שונות.
227	ציור 77:	אומדני ספיקות שיא בתחומי התנקזות חקלאיים קטנים לפי Potter
230	ציור 78:	תלות ספיקות השיא הסגולית בגודל שטח תחום ההתנקזות (לפי 1960, Toebes).

רשימת הטבלאות

עמ'

17	טבלה 1: מקדמי C_e (Retardance Coefficients) בזרימה שטחית.
18	טבלה 2: מקדמי n_M לנוסחת מאנינג עבור זרימה שטחית.
20	טבלה 3: תלות פיגור הופעת ספיקת השיא של זרימת הבסיס (N_B) בגודל שטח תחום ההתנקזות.
67	טבלה 4: השפעת פירוס עוצמת הגשם לפי הזמן על ספיקת השיא לפי Richards (1950).
121	טבלה 5: אומדני מהירויות ממוצעות.
125	טבלה 6: מקדמי n_K לנוסחת Kerby.
146	טבלה 7: סיכום השפעת תכונות תחום ההתנקזות על משך הריכוז, נפח הנגר העילי הישיר וספיקות השיא - לפי Richards (1950).
185	טבלה 8: "מספרי מקום" מומלצים בתלות הסוג הקרקע, בצמחייה ובשיטת עביוד בקרקע - עבור מצב רטיבות קרקע ממוצעת (מצב II).
187	טבלה 9: "מספרי עקום" לשטחי יערות.
190	טבלה 10: המרת "מספרי עקום" למצבים שונים של רטיבות קרקע.
193	טבלה 11: מקדמי נגר לתחומי התנקזות טבעיים (לפי Richards, 1950).
194	טבלה 12: מקדמי נגר שנתיים מחושבים באגני מחקר קטנים בתחום ההתנקזות של נחל שקמה (תמיר, 1972).
195	טבלה 13: מקדמי נגר עילי ישיר עבור אזורים מיושבים ותעשייתיים.
221	טבלה 15: פקטורי השיפוע וכיסיוי הקרקע ($L.F.$) בהכרכת ספיקות שיא.
222	טבלה 16: פקטור תקופת החזרה ($F.F.$) בהכרכת ספיקות שיא.
225	טבלה 17: מקדמי ספיקת שיא (מקדמי נגר) - השלמות לטבלאות 11, 12 ו-13.
229	טבלה 18: נוסחאות אמפיריות לאומדן ספיקות שיא (לפי Richards, 1950).

רשימת הדוגמאות

עמ'

38	לפרק 1:
38	דוגמה 1.1: תופעת הנגר העילי הישיר - התחלת הזרימה
39	דוגמה 1.2: תופעת הנגר העילי הישיר - תלותי בעובי הגשם הסופתי.
43	דוגמה 1.3: הפרדת זרימת הבסיס וחישוב הנגר הישיר.
46	דוגמה 1.4: מהות הזרימה וסוג הנחל.
48	דוגמה 1.5: ניתוח וחישוב זרימת בסיס.
51	דוגמה 1.6: הידרוגרם לא-מימדי.
80	לפרק 2:
80	דוגמה 2.1: הדגמת חישוב משך הריכוז, האיזוכרונות ועקום שטח-זמן.
83	דוגמה 2.2: השפעת משך הגשם על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא בתחום התנקזות קטן.
88	דוגמה 2.3: השפעת עוצמות הגשם על ספיקות השיא ועל ועל ההידרוגרם.
89	דוגמה 2.4: חישוב הידרוגרם יחידה על סמך הידרוגרם פשוט נתון.
91	דוגמה 2.5: חישוב הידרוגרם יחידה המהווה שינוי פשוט של הידרוגרם היחידה היסודי.
93	דוגמה 2.6: חישוב עקומי עבור הידרוגרמי יחידה שונים.
97	דוגמה 2.7: חישוב הידרוגרם יחידה עבור משך כלשהו.
99	דוגמה 2.8: השוואה בין הידרוגרמי יחידה שוני משך.
101	דוגמה 2.9: חישוב הידרוגרם עבור סופת גשם מרוכבת.
104	דוגמה 2.10: חישוב הידרוגרם יחידה על פי הידרוגרם מרוכב.
149	לפרק 3:
149	דוגמה 3.1: תחום התנקזות ותכונותיו הגיאומטריות
151	דוגמה 3.2: אומדן משך הריכוז בתחום התנקזות (זרימה ערוצית).
153	דוגמה 3.3: חישוב משך הריכוז בזרימה שטחית ממדרון תלול וחלק.
154	דוגמה 3.4: חישובים השוואתיים של משך הריכוז בזרימה שטחית בשטחים בלתי חדירים.

- 155 דוגמה 3.5: חישובים השוואתיים של משך הריכוז בזרימה שטחית בשטחים מכוסים.
- 156 דוגמה 3.6: תלות ספיקת השיא ונפח הנגר העילי הישיר בגודל שטח תחום ההתנקזות.
- 159 דוגמה 3.7: תלות ספיקת השיא בגודל שטח תחום ההתנקזות (-הדגמה מידת החשיבות במציאת תלות זו).
- 162 דוגמה 3.8: השפעת תחום התנקזות שמורדו צר וארוך
- 165 דוגמה 3.9: משך הריכוז מתחום התנקזות צרוארוך בחלקו המעלי.

לפרק 4:

- 197 דוגמה 4.1: הערכת מקדם הנגר על סמך נתונים מדודים.
- 199 דוגמה 4.2: חישוב נגר עילי ישיר שנתי ממוצע.
- 200 דוגמה 4.3: חישוב נפח גיאוינות יומיות לפי מודל סטנפורד
- 203 דוגמה 4.4: שיחזור זרימות שנתיים על סמך יחסי נגר שנתי-גשם שנתי.
- 205 דוגמה 4.5: אומדן נפח נגר סופתי ישיר בשיטת Soil Cover Complex
- 207 דוגמה 4.6: אומדן נפח נגר סופתי על סמך מקדמי נגר משוערים.
- 208 דוגמה 4.7: אומדן נפח נגר סופתי משטח עירוני.

לפרק 5:

- 234 דוגמה 5.1: בדיקת אפשרות השימו בשיטת הידרוגרם היחידה
- 236 דוגמה 5.2: שימוש בהידרוגרם לא מימדי.
- 237 דוגמה 5.3: שיחזור והערכת הידרוגרם תכן על סמך נתונים חלקיים.
- 240 דוגמה 5.4: מציאת תלות ספיקת השיא בגשם הסופתי הממוצע על סמך נתונים מועטים.
- 243 דוגמה 5.5: השימוש בפקטורים השונים לאומדן ספיקות שיא.
- 244 דוגמה 5.6: מציאת ספיקת תכן לפי נפח גיאאות תכן.
- 244 דוגמה 5.7: אומדן הידרוגרמי תכן פשוטים ומרוכבים ללא נתוני זרימה.
- 249 דוגמה 5.8: שימוש בנוסחה הרציונלית.
- 250 דוגמה 5.9: חישוב ספיקת שיא משטח עירוני.
- דוגמה 5.10: שימוש בשיטת האיזוכרונות להערכת הידרוגרם תכן וספיקת שיא.
- 253 דוגמה 5.11: פתרון דוגמה 5.10 בשיטת הסופרפוזיציה המלאה.
- 255 דוגמה 5.12: אומדן ספיקת תכן לתעלת ניקוז ארוכה.

רשימת הנספחים

עמ'

254 נספח א': היפוך יחידות

255 נספח ב': השלמות בהידרומטריה

255 ב-1: כללי

256 ב-2: בדיקת עקומי כיול של תחנות
הידרומטריות

258 ב-3: חישוב עקום כיול לתחנה
הידרומטרית לא מכויילת

265 דוגמה ב-1

271 דוגמה ב-2

272 דוגמה ב-3

274 נספח ג': סיווג מעיינות

פרק 1 : תופעת הנגר ,
סוגיו ואופן הצגתו.

1.1 הנגר וסוגיו

הנגר הוא חלק מהגשם אשר הופך לזרימה על-קרקעית הן במישרין והן בעקיפין. זרימה זו מופיעה במספר צורות אשר לכל אחת תכונות שונות המאפיינות אותה (ראה ציורים 1 ו-2).

א. נגר על-קרקעי ישיר (או נגר ישיר) -
(Direct runoff (direct surface runoff) - זרימה זו נוצרת מאותו חלק של הגשם אשר לא חדר לקרקע ולא הצטבר על פניה בשלוליות, אלא - שנערס על פניה וזרם באמצעות עורקי הניקוז של תחום ההתנקזות אל מחוצה לו.

המים היוצרים זרימה זו נעים על פני הקרקע כזרימה שטחית (זרימה על פני משטח - Sheet flow or overland flow), או כזרימה ערוצית - בערוצים קטנטנים ובאפיקים בדרגות שונות - לעבר האפיק הראשי. מספר הערוצים והאפיקים בדרגות השונות הינו רב והם ניזונים מזרימות שטחיות, אשר בדרך כלל אינן זורמות יותר ממספר עשרות מטרים (בד"כ הזרימה השטחית בקרקע טבעית הינה למרחקים של סנטימטרים או עשרות סנטימטרים) - Ward (1967). הגשם היוצר את הנגר הישיר נקרא גשם עודף (excess rainfall), גשם אפקטיבי (effective rainfall) או גשם נטו (net rainfall).

ב. נגר תת-שטחי - Interflow -

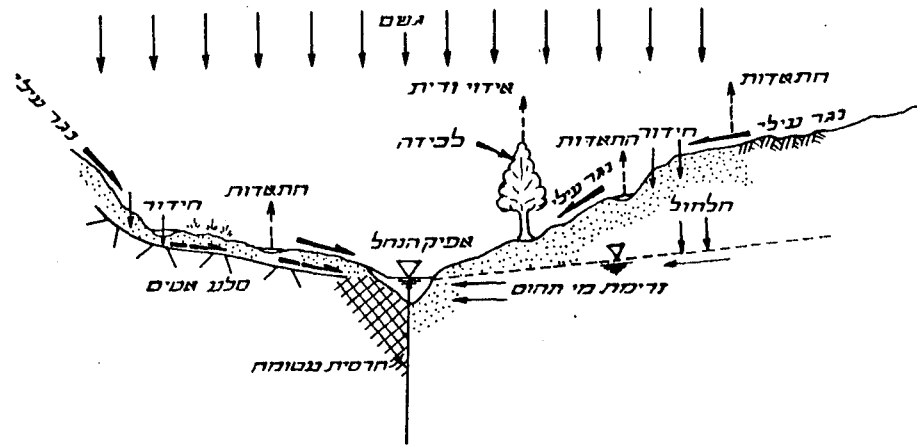
במקרים מסויימים חודרת כמות מסויימת של גשם לתוך הקרקע לעומק קטן (עשרות סנטימטרים, אך לא יותר מעומק תחתית האפיק), זורמת בחוכה ומזינה את האפיק לאורכו. זרימה זו מתרחשת בתוך הקרקע, בסמוך לפני הקרקע, כאשר קיימת שכבה אטימה בעומק קטן יחסית שמעליה מצוייה שכבת קרקע חדירה. נגר זה אינו קיים בהכרח (מתוך האמור לעיל ברור, שבמקרים רבים לא יהיה קיים). עקב הזרימה האיטית

בתוך הקרקע (יחסית לזרימה העילית) - נגר זה מפגר אחר הנגר הישיר ושיאו מופיע לאחר הופעת שיא הנגר הישיר - ראה ציור בדוגמה 1.4. בתחומי התנקזות גדולים ובמקרים רבים אחרים - אין מפרידים את הנגר התת-שטחי מהנגר הישיר ומתייחסים אל שני סוגים אלה כאילו הם נגר ישיר בלבד; בתחומי התנקזות קטנים, שקיים בהם נגר תת-שטחי, ההבדל בינו לבין הנגר הישיר ברור ורצוי להפריד ביניהם - ראה דוגמאות 1.4 ו-1.5. מקובל לקרוא לנגר זה גם זרימה היפודרמית וכן - storm seepage, subsurface storm flow ו-secondary base flow.

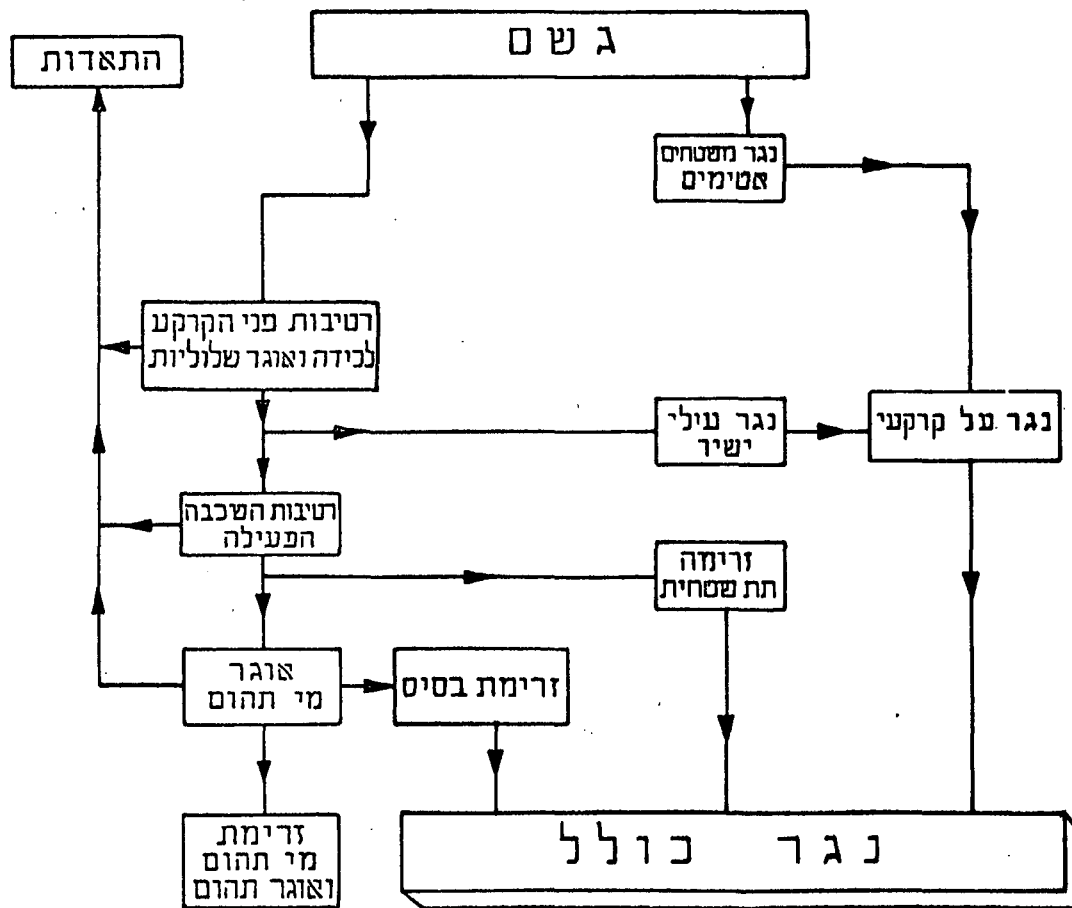
ג. נגר תת-קרקעי - Groundwater runoff - מרבית הגשם החודר לקרקע ומחלחל לתוכה (לעומקה) נע בתוך הקרקע כזרימת מי-תהום לעבר הים, או לעבר המוצא של האקוויפר. כאשר מי התהום גבוהים יותר מתחתית האפיק, או האפיקים שבתחום ההתנקזות - יוצאים מים מתוך הקרקע בצורת מעיינות ונביעות, בודדים או רצופים, המזינים את האפיק והופכים לזרימה על-קרקעית. היות ותנועת המים בקרקע הינה איטית, הופעת הנגר התת-קרקעי מפגרת אחר הנגר הישיר במידה רבה (ימים, שבועות ובמקרים מסויימים אף שנים). זרימה זו, הדועכת באיטיות, מפגרת באופן ברור גם אחר הופעת הנגר התת-שטחי.

נגר זה ידוע בשם: זרימת בסיס (Base flow). היות והנגר התת-קרקעי שונה במהותו מהנגר העל-קרקעי הישיר ואף מהנגר התת-שטחי - מפרידים אותו מהם ומנתחים אותו בנפרד (ראה סעיף 1.4).

יש לציין שמקור נוסף לנגר על-קרקעי הוא הגשם הישיר (direct rainfall) היורד על פני המים באפיקים ובאגמים המזינים את האפיקים. בד"כ מקור זה הוא בסדר גופל משני וניתן להזנחה מבחינת הזרימות, אם כי אינו ניתן להזנחה במאזן מים הנעשה עבור מאגרים ואגמים.



ציור 1: חאור סכימתי פייסקלי של חופעה הנגר וסוגיו השונים.



ציור 2: מודל סכימתי כולל של המערכת ההידרולוגית האופיינית וחופעה הנגר.

1.2 תופעת הנגר העל-קרקעי הישיר ואופן הצגתה

1.2.1 התנפצה

כאשר מתחיל לרדת גשם, עליו להצטבר על פני הקרקע לפני שיתחיל לזרום. המים יכולים להצטבר על פני הקרקע אם עצמת הגשם גדולה מכושר החידור של הקרקע, שהוא גדול בתחילה ופוחת עם הזמן (ראה קונטרס 4, סעיף 4.3.2) ומאוגר השלוליות. הצטברות המים על פני הקרקע וחלק מהזרימה התחילית חייבים למלא את אוגרי השלוליות. (Depression storage או Temporary surface storage) - שהם השקעים הסגורים שבפני הקרקע לפחות בחלקו, לפני זרימה על-קרקעית משמעותית תגיע לאפיקים. הגשם העודף היורד על יחידת שטח (הגשם פחות איבודי חידור ואוגר שלוליות) זורם משטח זה רק בחלקו, בעוד חלקו האחר מצטבר על פני הקרקע כ-שהי פני (Surface detention) או אוגר שהי היוצר את ה"עומד המניע" המאפשר את הזרימה. ככל שהשהי גדול יותר (עובי שכבת המים גדול יותר) הזרימה אל מחוץ ליחידת השטח גדולה יותר. המים המגיעים לדרכי המים השונים (ערוצים קטנטנים) נערמים בתוכם תוך כדי זרימה לאורכם לעבר יובלי המשנה השונים, שמהם זורמים המים ליובלים בדרגות גבוהות יותר ולבסוף - לאפיק הראשי. בכל אלמנט המעביר מים קיימת התנגדות לזרימה ויש צורך בהערמות מים בתוכם בצורת אוגר זמני (אוגר אפיקים - channel detention) שיווצר עומק המספיק בכדי להתגבר על התנגדות זו. ההתנגדות לזרימה של היובלים השונים והאפיקים הינה קטנה יותר מזו של פני הקרקע או דרכי המים הקטנים; לכן, ככל שרשת הניקוז (היובלים והאפיקים) צפופה יותר - ניקוז המים מתחום ההתנקזות יהיה מהיר יותר והספיקות המתנקזות תהיינה גדולות יותר (צפיפות הניקוז מוגדרת באמצעות מודול - המוסבר בסעיף 3.2).

לאחר הפסקת הגשם מתנקזים חלק מהמים שהצטברו על פני הקרקע כשהי פני או כאוגר אפיקים, בעוד חלקם האחר חודר לתוך הקרקע בהתאם לכושר החידור שלה. תהליך זה מתבטא בקטינה הדרגתית של הספיקה המתנקזת, תוך כדי הקטנת השהי הפני ואוגר האפיקים המהווים את ה"עומד המניע" לספיקה.

בזמן t_2 עד t_3 : האוגר הזמני העל-קרקעי (השהי הפנימי ואוגר האפיקים) מספיק כדי לאפשר זרימת כל הגשם העודף היורד ביחידת זמן (גשם פחות איבודי חידור). שיעור החידור שואף לערך קבוע (אם הגשם היה ממושך במדה מספקת כדי שרטיבות הקרקע תגיע לערכה המירבי).

בזמן $t_3 \geq$: לאחר הפסקות הגשם (בזמן t_3) מתחילה התנקזות האוגר העל-קרקעי, שנוצר במהלך הסופה, פחות איבודי חידור מאוגר זה.

בזמן t_4 : הסתיים ניקוזו של אוגר השהי העל-קרקעי, שנשתייר לאחר ניכוי איבודי החידור. לאחר מכן - נמשכים חידור והתאדות משמעותית מאוגר השלוליות.

יש לציין שבמשך כל התהליך קיימת גם התאדות, אך מאחר ושיעורי ההתאדות הינם קטנים יחסית - יש צורך להתחשב בהם אם התהליך נמשך זמן ממושך (ימים). בדרך כלל, אם השלוליות הינן גדולות והקרקע אטימה יחסית - להתאדות משקל רב בתהליך העלמות השלוליות. ההתאדות משפיעה רבות גם על ייבוש פני הקרקע וע"י כך הגדלת כושר החידור שלה לקראת הסופה הבאה. גורם נוסף המשפיע על הגשם העודף הוא הלכידה (interception) - זו כמות המים הנלכדת ע"י הצמחיה (בפרט העלים). כמויות מים אלה אובדות עם הזמן ע"י התאדות. ישנם מקרים בהם הלכידה הינה גורם זניח בחישובי הנגר, אך כאשר אזור מכוסה בצמחיה עבותה או צפופה ועוצמת הגשם אינה גבוהה במיוחד - הלכידה הינה משמעותית (ראה טבלאות להלן). האיבוד המתייחס לגשם הישיר היורד על פני המים הזורמים באפיקים, המופיע במקורות שונים, ניתן להזנחה. התאור הנ"ל ממחיש עד כמה מסובכת תופעת הנגר, כאשר היא תהליך מורכב המושפע מגורמים שונים ורבים.

תהליך הווצרות הנגר העל-קרקעי לסוגיו השונים (שתוארו בסעיף 5.1) מומחש באמצעות המודל הסכימתי שבציור 2. מודל זה, שבו נסקרים הרכיבים המשתתפים בתהליך הווצרות סוגי הנגר השונים, פותח ע"י לינסלי ועוזריו באוניברסיטת סטנפורד. המודל נוח לשימוש באמצעות מחשב, אך השימוש בו מותנה באפשרות לבטא באופן כמותי את השפעת הרכיבים השונים על תהליך הווצרות הנגר. הרכיבים העיקריים המופיעים במודל הנ"ל - נסקרו בקונטרס מס' 4.

INTERCEPTION RATES שעורי לכידה

(Todd.D,(ed.)-Water Encyclopedia (1970)- (לקוח מחוך הספר

(U.S.Forest-Service (המקור:

I. לכידה ביערות באחוז מעובי הגשם השנתי

Forest type סוג היער	שעור הלכידה ברוטו		עצירה זמנית		שעור הלכידה נטו		שעור לכידה שלג נטו %
	עם עלים %	ללא עלים %	עם עלים %	ללא עלים %	עם עלים %	ללא עלים %	
Northern hardwood עץ קשה צפוני (בוק אלון)	20	17	5	10	15	7	10
Aspen-birch צפצפה לבנה	15	12	5	8	10	4	7
Spruce-spruce-fir	35	...	3	...	32	...	35
White pine אורן לבן	30	...	4	...	26	...	25
Hemlock רוש	30	...	2	...	28	...	25
Red pine אורן אדום	32	...	3	...	29	...	30

(U.S.Dept.of Agriculture (המקור:

II. לכידה ע"י גידולים שונים

Description תאור	אספסה Alfalfa	חירס Corn	סוייה Soybean	שבולת שועל Oats
During growing season: בזמן עונת הגידול:				
Rainfall,in` גשם (באינצ'ים)	10.81	7.12	6.25	6.77
Canopy penetration,in` חידור (")	6.18	4.84	4.06	6.30
Stemflow, in` זרימה (נגר) (באינצ'ים)	0.76	1.18	1.28	
Interception,in` (") לכידה	3.87	1.10	0.91	0.47
Interception, % לכידה (באחוזים)	35.8	15.5	14.6	6.9
During low-vegetation development, % בזמן התפתחות מועטה של הצמח (באחוזים)	21.9	3.4	9.1	3.1

1.2.2 תאור היווצרות הנגר באמצעות המודל הדו-פזי

ההליך היווצרות הנגר הינו תהליך $Output \leftarrow Input$, שבו תחום ההתנקזות נמצא בתווך (ביניהם) , וגורם לשינויים איכותיים (בתלות בזמן) וכמותיים של ההזנה (הגשם) עד לקבלת "המוצר המוגמר" (הנגר) - ראה להלן:



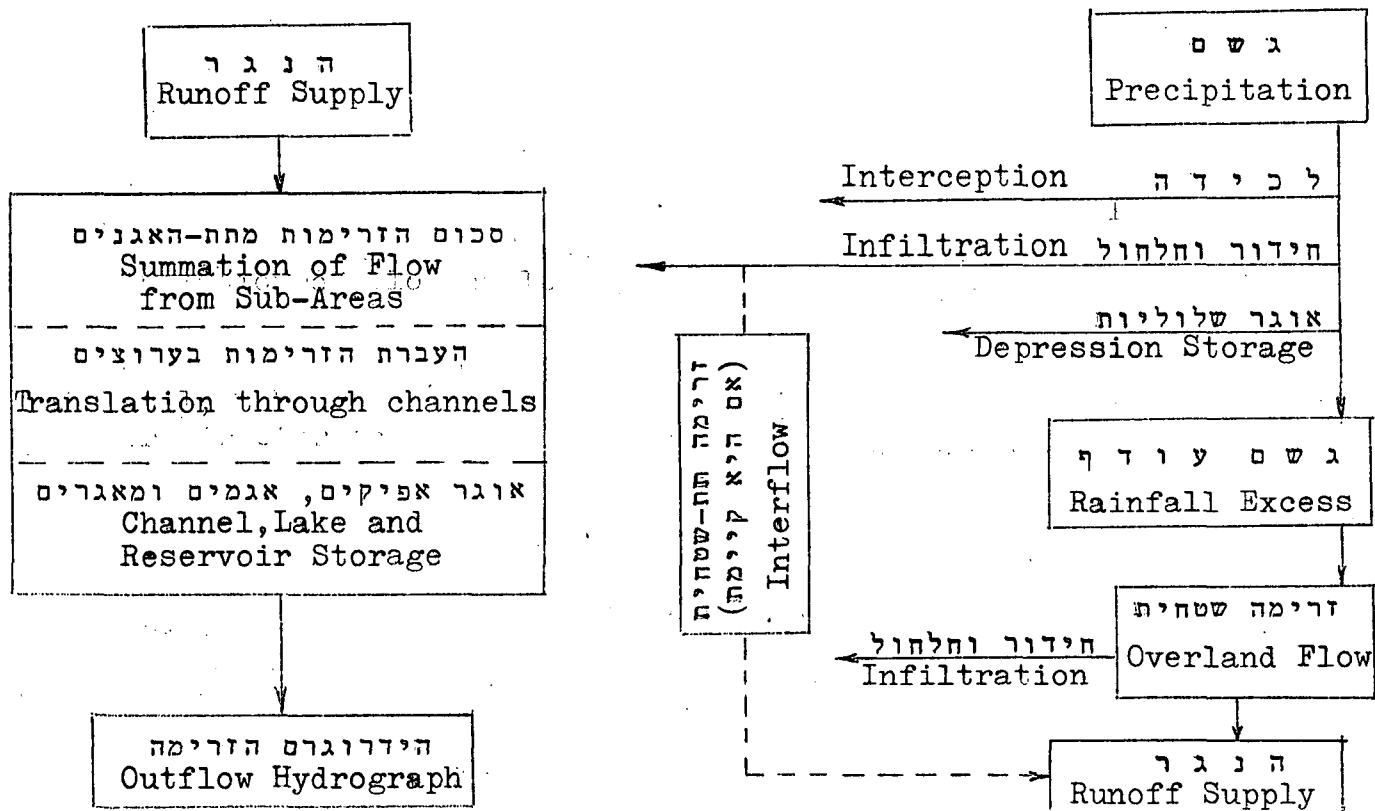
בהתאם למודל הדו-פזי, שהוצע ע"י Larson (1965), מפרידים את

השפעת תחום ההתנקזות לשתי פזות (Larson & Wei, 1971):

א. פזת השטח (Land Phase)

ב. פזת הערוצים (Channel Phase)

פזת אלה, המפורטות בציור 4 שלהלן, אינן מחייחסות לזרימת הבסיס.



א. פזת השטח
(a) Land Phase

ב. פזת הערוצים
(b) Channel Phase

ציור 4: תאור תהליך היווצרות הנגר העל-קרקעי באמצעות המודל הדו-פזי (לפי Larson, 1965)

במודל הנידון:

פזת השטח - מייצגת את השפעת האיבודים (לכידה, חידור, אוגר שלוליות והתאדות) על יצירת הנגר העל-קרעי הכולל, כלומר: יחסי גשם-נגר. בפזה זו נכללים הגורמים המשפיעים על שעור האיבודים, באמצעות: (1) פקטור האקלים (climate factor) - המתייחס לאופי הגשם (עוצמה, משך, פירוס על פני השטח וכיוון תנועת הסופה - ראה פרק 2) וכן גורמים אקלימיים, כגון: רוח, סמפרטורה וקרינה סולרית. (2) השפעת תכונות תחום ההתנקזות (The watershed factor) - המתייחס לסוג הקרקע ורטיבותה התחילית, הכיסוי הצמחי, התכונות הגיאולוגיות והטופוגרפיה הכללית.

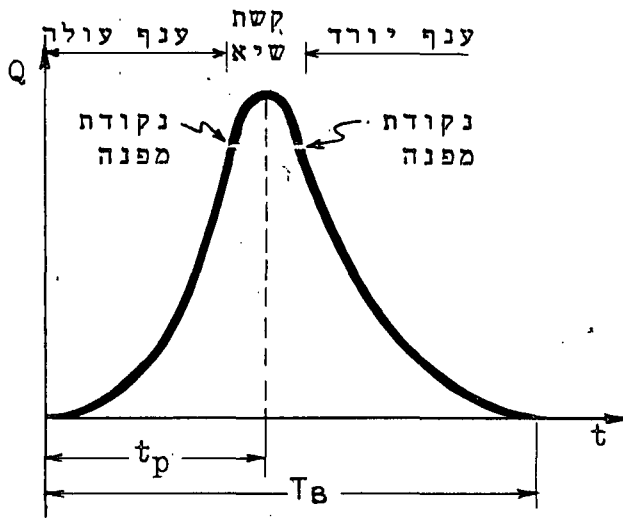
פזת הערוצים - מייצגת את התהליך ההידרולי של איסוף המים מפני השטח והולכתם במערכת המורכבת של הערוצים (האפיקים בדרגות השונות) עד להתנקזותם מתחום ההתנקזות - בספיקות משתנות בתלות בזמן; כלומר, פזה זו מתיימרת לייצג את תהליך הפיכת הנגר העל-קרעי, הנוצר בכל מקום, להידרוגרם הספיקה היוצאת מתחום ההתנקזות (ראה סעיף 1.2.3). בפזה זו יש חשיבות מכרעת לכושר ההולכה של הערוצים ולא למנטים בעלי אוגר פעיל - הפעילים בתהליך התנקזות המים.

כאשר ישנם איבודים משמעותיים במערכת ההולכה הערוצית - התופעה אינה מיוצגת על ידי המודל הדו-פזי, הפשוט יחסית, הנ"ל.

1.2.3 הידרוגרם אופייני לתאור הנגר העל-קרעי הישיר
לאחר הפרדת הנגר התת-קרעי מההידרוגרם (ראה סעיף 1.4) ולעתים אף הנגר התת-שטחי (ראה דוגמה 1.4), אם הם קיימים - מתקבל ההידרוגרם הנגר העל-קרעי הישיר. ההידרוגרם, שתהליך היווצרותו תואר בסעיפים הקודמים, מתאר את השתנות הספיקה בתלות בזמן, בנקודה מסוימת כלשהי על אפיק. היות ולנקודה כזו מתנקזים המים מכל חלקי תחום ההתנקזות הנמצאים ממעלה לה - קוראים לה: נקודת ריכוז.

הידרוגרם טיפוסי של נגר על-קרקעי ישיר מתואר בציור 5, והפרמטרים האופייניים לו - מפורטים בסעיף 1.2.4 ובציור 6.

להידרוגרם הטיפוסי שלושה חלקים:



א. ענף עולה (rising limb) - הענף העולה הוא עקום הגיאות או הריכוז. הוא מייצג את הגידול המואץ בספיקה המתנקזת, שמגיעה לנקודת הריכוז. חלקו הראשון קצור כלפי מעלה ולאחר מכן - העקום נעשה יותר ויותר תלול. הזרימה בענף זה הינה מואצת.

ציור 5: הידרוגרם סכימטי טיפוסי של נגר על-קרקעי ישיר.

ב. קשת השיא (Crest Segment) -

קשת השיא היא חלק ההידרוגרם המתחיל בנקודת המפנה שלפני השיא ומסתיים בנקודת המפנה שלאחר השיא. במקרים בהם סקלת הזמן הינה ביחידות של ימים או חלקי ימים - סגמנט זה עשוי להיות מיוצג ע"י משולשים בעלי זווית קודקוד חדה מאוד, בפרט אם תחום ההתנקזות הינו קטן יחסית. בסגמנט זה - הזרימה עוברת ממצב מואץ למצב מואט.

ג. ענף יורד (recession limb) -

הענף היורד הוא עקום הנסיגה. הוא מתאר, בדרך כלל, את הספיקות הנוצרות כתוצאה מהתרוקנות האוגר העל-קרקעי (שנאגר תוך כדי הסופה), או - התנקזות חלקים מתחום ההתנקזות שתרומתם לנגר פחותה מזו של החלקים שהתנקזותם גרמה לספיקת השיא. מאחר וזרימה זו הינה מואצת - במקרים רבים, הענף היורד פחות משופע ויותר ארוך מאשר הענף העולה. אם קיימת זרימה תת-שטחית - מתווסף לעקום הנסיגה "זנב", הדועך באיטיות יחסית.

למעשה, ההידרוגרם הוא בעל צורה מורכבת יותר, היות ועל ההידרוגרם לבטא את התנקזות הבו-זמנית של חלקים מתחום ההתנקזות (ראה סעיפים 2.1 ו-5.4.3).

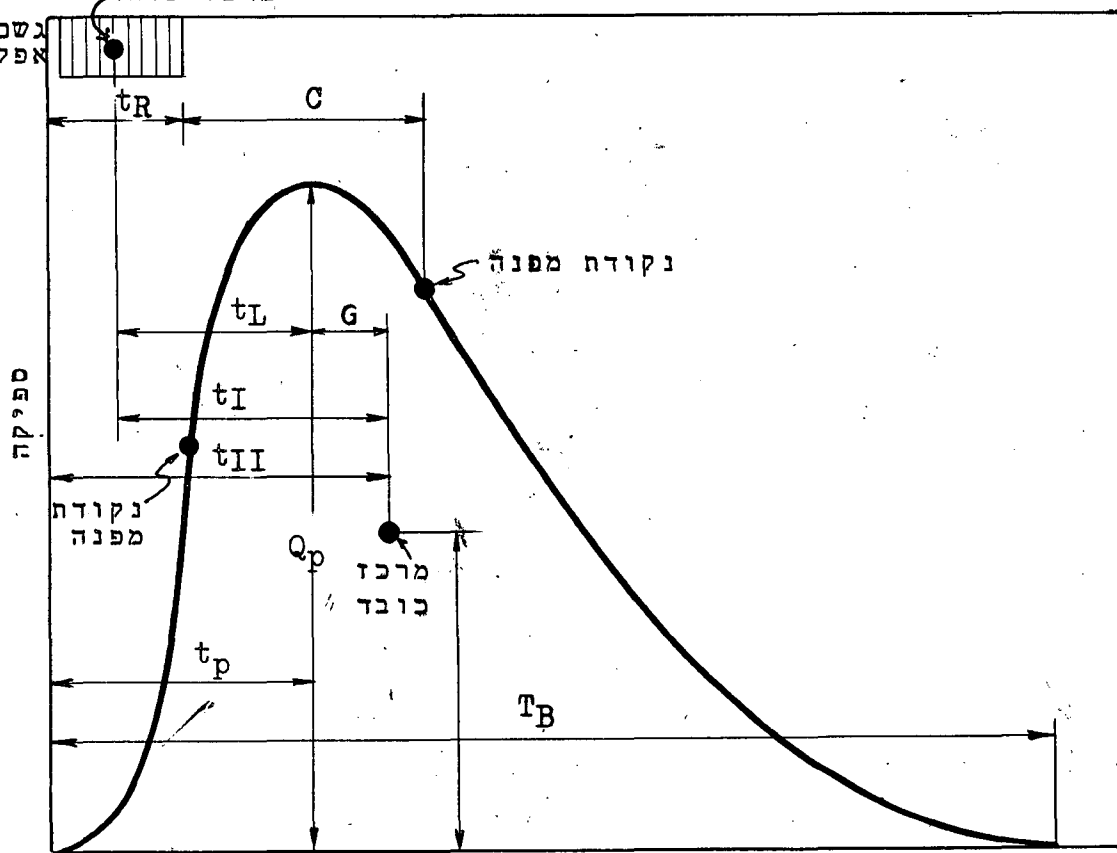
1.2.4 הפרמטרים של ההידרוגרם האופייני

הפרמטרים העיקריים המאפיינים את ההידרוגרם הטיפוסי של

הנגר העל-קרקעי הישיר מוצגים בציור 6 להלן.

מרכז כובד

גשם
אפקטיבי



ציור 6: הפרמטרים המאפיינים את ההידרוגרם הנגר העל-קרקעי הישיר.

פרמטרים אלה, המקובלים בספרות ההידרולוגית, הם:

t_p - זמן מתחילת הגשם האפקטיבי ועד לספיקת השיא של ההידרוגרם.

זמן זה מציין קטע עולה של ההידרוגרם.

t_L - זמן ממרכז הכובד של הגשם האפקטיבי ועד לספיקת השיא = משך הפיגור.

T_B - משך הזרימה (אורך בסיס ההידרוגרם הנגר הישיר).

t_R - משך גשם האפקטיבי.

G - זמן ספיקת השיא עד למרכז הכובד של ההידרוגרם.

C - זמן מסוף הגשם האפקטיבי ועד לנקודת המפנה בקטע היורד של ההידרוגרם.

Q_p - ספיקת השיא.

t_I - זמן ממרכז הכובד של הגשם האפקטיבי עד למרכז הכובד של ההידרוגרם יחידה.

t_{II} - זמן מתחילת הגשם ועד למרכז הכובד של ההידרוגרם

(כאשר \mathcal{L} : מ.כ. = מרכז כובד).

בפרמטרים הנ"ל השתמשו חוקרים רבים בנסיונותיהם לתאר באופן מתמטי את ההידרוגרם.

1.2.5 התכונות ההידרוליות של הנגר העל-קרקעי הישיר

הנגר העל-קרקעי הישיר הינו תופעה מסובכת מאוד מבחינה הידרולית, באשר הוא מסוג הזרימות הלא-תמידיות המשתנות לא רק בתלות בזמן אלא גם בתלות במקום - עקב הזנה לאורך נתיב הזרימה. זרימה מעין זו מוגדרת כ - Spatially varied unsteady flow - ראה Chow (1959). הקושי ההידרולי, מבחינת ביטוייה המתמטי של זרימה זו, נובע גם מהשתנות החתך והשיפוע לאורך נתיב הזרימה. מבחינים בשני סיפוסים זרימה עיקריים:

א. זרימה שטחית (ראה 1.1, א)

הזרימה השטחית היא זרימה על פני השטח, המהווה משטח זרימה, עד לערוץ האלמנטרי הקיים, או הנוצר תוך כדי הזרימה. בדרך כלל, זרימה זו אופיינית לשטחים אסימטרים ולא אירוזיביים (כבישים, מסלולי שדות תעופה וכו'). בטבע, חשיבותה מועטה בדרך כלל - באשר היא הופכת לזרימה ערוצית לאחר מרחק זרימה קצר (בדרך כלל מספר מטרים או פחות, ולעתים רחוקות מספר עשרות מטרים או יותר).

זרימה זו יכולה להיות קצובה, תמידית ולא-תמידית וכן - למינרית או טורבולנטית, או בדרגת טורבולנציה כלשהי בין למינרית וטורבולנטית.

נסיונות הראו, שכאשר הזרימה היא קצובה ניתן לבטא באמצעות הנוסחה הבאה:

$$q = C_q h^N \dots (1 - 1)$$

כאשר :

$$\begin{aligned} q &= \text{הספיקה ליחידת רוחב} \\ C_q &= \text{מקדם התלוי באופי הזרימה.} \\ h &= \text{עומק המים הזורמים} \\ N &= \text{מקדם חוקתי התלוי באופי הזרימה.} \end{aligned}$$

כאשר הזרימה טורבולנטית - ניתן לבטא בקירוב באמצעות נוסחת מאנינג, שבה - $N = 5/3$ ואילו - $C_q = C_q^* = \frac{1}{n} S_0^{\frac{1}{2}}$ $\dots (1 - 1/א)$

כאשר הזרימה למינרית - $N = 3.0$ ואילו - $C_q = \frac{g \times S_0}{3 \sqrt{h}}$ $\dots (1 - 1/ב)$

(g = תאוצת הכובד ; S_0 = השיפוע האורכי של פני הקרקע ; n = מקדם החספוס בנוסחת מאנינג).
 \sqrt{h} = הצמיגות הקינמטית ; n = מקדם החספוס בנוסחת מאנינג).

לפי Foster (1949, עמ' 308) - המקרה החשוב והשכיח הוא כאשר $N = 2.0$ (דרגת טורבולנציה בשעור 60%, בקירוב). לפי Chow (1959, עמ' 150) - עבור זרימה מאד טורבולנטית ניתן להניח $N = 1.0$. בדרך כלל העומק (h) הוא קטן ואינו עולה על מספר סנטימטרים.

ניתוח הזרימות השטחיות השונות, ביטויין המתמטי ופיתוח הידרוגרמים לתאורן, נעשה ע"י: Horton, Keulegan, Iwasaki, Izzard ואחרים, ומסוכם ע"י Chow (1959).

ב. זרימה ערוצית

הזרימה הערוצית, שהיא טורבולנטית וגרביטציונית, הינה מסובכת מאד: הספיקות משתנות לאורך האפיק, או הערוץ, עקב הזנה מזרימות שטחיות ומאפיקים בדרגות נמוכות יותר, שהם רבים מאוד; הערוצים

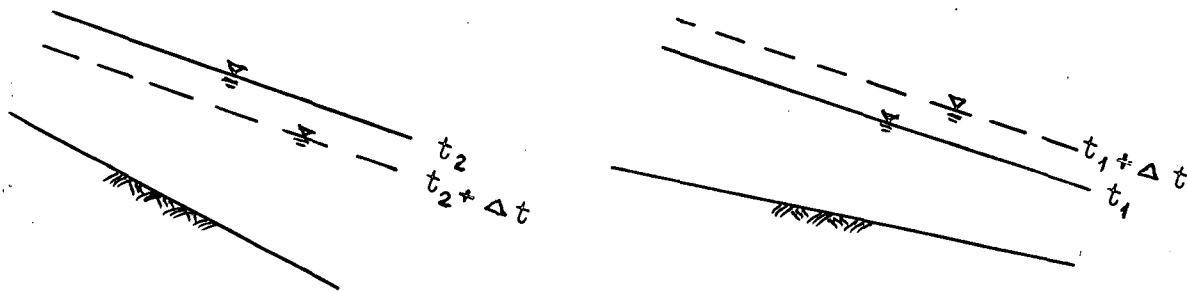
משתנים לאורכם - הן מבחינת השיפוע והן מבחינת החתך - וחתיכה בעלי צורה מורכבת; בנוסף לכך, החתכים משתנים עם הזמן - כתוצאה של חתירה ושיקוע של סחופת, הגורמת גם לשינויים בשיפוע האורכי עם הזמן (לעתים תוך כדי מעבר גיאומטרי). מי הגיאומטריות מכילים בדרך כלל כמויות של סחופת, המשנות את ההתנגדות לזרימה תוך כדי השתנות ריכוז הסחופת (ראה קונטרס מס' 7). משוואות הזרימה התמידית מסוג Spatially varied steady flow - והלא-תמידית מסוג Spatially varied unsteady flow. אשר יכולות ליצג באופן פשטני את הזרימה הנ"ל, נסקרות ע"י Chow (1959), Liggett (1959) ואחרים.

באופן מהותי מבחינת הבנת תופעת הנגר העל-קרקעי הישיר, ניתן להבחין בשני סוגי זרימה עיקריים (ראה ציור 7):

(1) זרימה מואצת - זרימה זו מתקיימת בענף העולה של ההידרוגרם והיא מאופיינת בתאוצה (חיובית) תוך כדי תוספת אוגר חיובי באפיק (הגדלת האוגר באפיק).

(2) זרימה מואטת - זרימה זו מתקיימת בענף היורד של ההידרוגרם והיא מאופיינת בתאוצה (שלילית) תוך כדי תוספת אוגר שלילי באפיק (הקטנת האוגר שבאפיק).

מכאן ברור שאין קשר חד-משמעי בין רום פני המים באפיק, במקום כלשהו, לבין הספיקה; לכן, עקום הכיול לספיקות המואצות יהיה שונה מעקום הכיול עבור הספיקות המואטות. באפיקים ללא חתך בקרה - יש לחשב את הספיקה על סמך מדידות של מספר רומי פני מים בו-זמניים בחתך אורכי נבחר, כלומר: תוך הסתמכות על הגרדיינט ההידרולי המדוד (ראה נספח ב).



א. זרימה מואצת עם שינוי אוגר חיובי באפיק
ב. זרימה מואטת עם שינוי אוגר שלילי באפיק

ציור 7: תאור סכימתי של זרימה מואצת ושל זרימה מואטת תוך שינוי אוגר האפיק עם הזמן (זרימה לא-תמידית).

מן הראוי לשים לב להערותו של Creager & al. (1945): "בזרימה לא-תמידית אין העומק המכסימלי מושג בהכרח בעת שזורמת באפיק הספיקה המכסימלית". לצורך המחשת הערה זו, הוא מביא לדוגמה תוצאות ממדידות שנערכו בנהר החידקל:

בעת גאות נמדדה ספיקה מירבית של 5,100 מ"ק לשניה ועומק מים 4.57 מ', בעוד שבתחילת נסיגת גל-הגאות (בתחילת הענף היורד) נמדדה ספיקה של 3,400 מ"ק לשניה ועומק מים של 6.10 מ', ולאחר מכן נמדדה ספיקה של כ-2,500 מ"ק לשניה ועומק של כ-4.60 מ'.

אם כי מקרה זה הוא קיצוני, הריהו ממחיש את חשיבות הגרדיינט ההידרולי ואת הצורך להתחשב בסוג הזרימה בעת חישוב ספיקות הגאות. כללית - הגרדיינטים ההידרוליים המתאימים לספיקות הענף העולה של ההידרוגרם יהיו גדולים יותר מאלו המתאימים לספיקות הענף היורד. עבור הענף העולה - הגרדיינט ההידרולי יהיה גדול מהשיפוע האורכי של הקרקעית, בעוד שעבור הענף היורד - הגרדיינט ההידרולי יהיה קטן מהשיפוע האורכי של קרקעית האפיק (להוציא מקרים שהאפיק מאוד תלול וזרימה בו הינה על-קריטית).

1.2.6 הידרוגרם הזרימה השטחית

Izzard (1946) שביצע מספר רב של ניסויי מעבדה במשטחים ארוכים יחסית עם פני קרקע שונים, מצא - שניתן לבטא את הידרוגרם הזרימה השטחית באמצעות הידרוגרם לא-מימדי כוללני כמתואר בציר 8. הוא מצא - לינסלי וחובריו (1958) - כי הזרימה השטחית מגיעה לאקוויליבריום בזמן t_e השווה למשך הריכוז (ראה סעיפים 2.2.2 ו-3.3.5). בזמן זה מושגת ספיקה ליחידת רוחב בשעור q_e והאוגר העל-קרקעי ליחידת רוחב הוא $(SD)_e$, כשהקשר בין הפרמטרים הללו הוא -

$$t_e(\text{min.}) = \frac{2 \cdot (SD)_e [f_t^3 / f_t]}{60 \cdot q_e [f_t^3 / \text{sec} - f_t]} \quad (1 - 2) \dots$$

הנוסחה ביחידות מטרים הינה זהה (אותם מקדמים מספריים).

ע"י חילוץ $(SD)e$ מתקבל -

$$(SD)e [m^3/m] = \frac{1}{2} q_e [m^3/sec-m] \times t_e [min.] \times 60$$

או, כאשר t_e בשניות: $(SD)e = \frac{1}{2} q_e \times t_e$ (1-3)...

משמעות נוסחה (1-3) היא - שאוגר השהי העל-קרקעי במצב אקוויליבריום שווה בקירוב לנפח הנגר השטחי שהתנקז עד להשגת מצב זה.

אם הגשם נמשך עד להשגת מצב של אקוויליבריום - במצב זה מתנקז למעשה כל הגשם העודף היורד על פני המשטח כולו (וצורת ההידרוגרם היא כמתואר בציור 8; באה גם ציור 21).

הערה: ציור 8 מתייחס

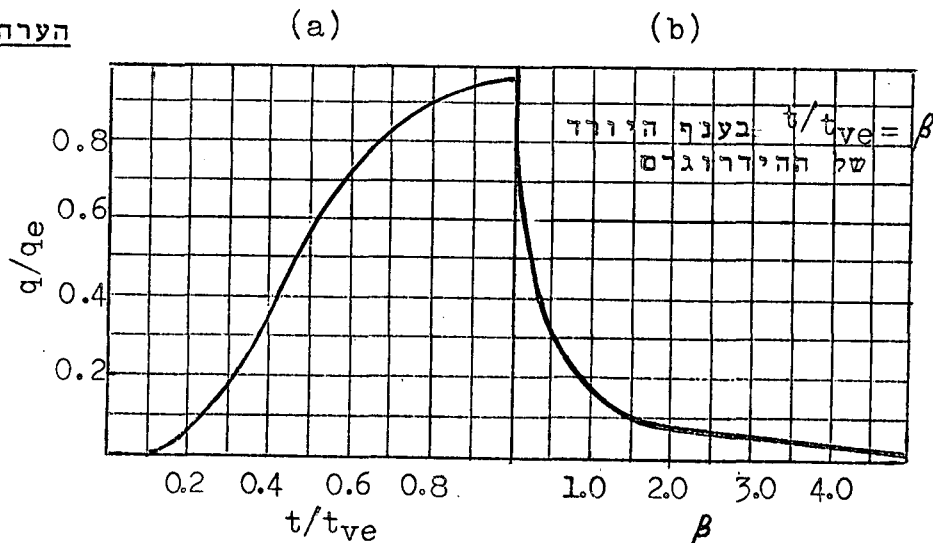
לאקוויליבריום

למעשה (Virtual

Equilibrium)

שבו $q_{ve} \approx 0.97 q_e$

עבור $t = t_{ve}$



ציור 8: ההידרוגרם הלא-מימדי של הזרימה השטחית

לפי Izzard (1946).

אם עוצמת הגשם העודף היא i_e ואורך המשטח הוא L - תהיה ספיקת השיא ליחידת רוחב:

$$q_e [m^3/sec-m] = \frac{i_e [mm./hr.] \times L [m]}{3.6 \times 10^6} \quad (1-4)...$$

והעומק הממוצע של המים על פני המשטח יהיה -

$$\bar{h} = \frac{(SD)e}{L} \quad (1-5)...$$

פתרון המשוואות הנ"ל לזרימה למינרית, שהוא המקרה השכיח של זרימה שטחית (Linsley & al., 1958, עמ' 209), יהיה -

$$(1-6) \dots q = C_q (\bar{h})^3$$

$$q_e = C_q \left(\frac{(S_D)_e}{L} \right)^3 \quad \text{ומכאן -}$$

$$(1-7) \dots \frac{(S_D)_e}{L} = k_s \times q_e^{1/3} \quad \text{או -}$$

המקדם k_s נמצא באופן אמפירי והוגדר באמצעות הנוסחה הבאה (Izzard 1946):

$$(1-8) \dots k_s = \frac{0.007 \times i_e + C_e}{(S_0)^{1/3}} \approx \frac{C_e}{(S_0)^{1/3}}$$

כאשר: S_0 = השיפוע הממוצע של המשטח ואילו C_e נחון בטבלה 1 להלן - לפי לינסלי וחובריו (1958).

טבלה 1 : מקדמי C_e (Retardance Coefficients) בזרימה שטחית

Very smooth asphalt pavement	0.007
Tar and sand pavement	0.0075
Crushed-slate roofing paper	0.0082
Concrete	0.012
Tar and gravel pavement	0.017
גרניט סדוקה (שבורה)	0.030
Closely clipped sod	0.046
Dense Bluegrass turf	0.060

מהצבת ערכי $(S_D)_e$ מנוסחה (1-3), ערכי q_e מנוסחה (1-4) ו- k_s מנוסחה (1-8) מתקבל -

$$(1-9) \dots t_e \approx 500 \times C_e \times \left(\frac{L}{S_0} \right)^{1/3} \left(\frac{1}{i_e} \right)^{2/3}$$

כאשר :

t_e = משך הזמן עד להשגת שווי המשקל, השווה למשך הריכוז, בדקות.
 L = אורך המשטח או המדרון, ב-מטרים.
 S_0 = שיפוע המדרון או המשטח, חסר מימד.
 i_e = עוצמת הגשם העודף, ב-מ"מ לשעה.
 C_e = מקדם (מתוך טבלה 1).

נוסחה זו, שנמצאה עבור מקרה של זרימה למינרית, שימושית לשם הערכת משך זמן הריכוז ממטחים וממדרונות.

בזרימה טורבולנטית בקירוב - ניתן להניח ש -

$$(1-10) \dots q_e = C_q^* (\bar{h})^2$$

ואז יתקבל ש -

$$(1-11) \dots t_e \propto \left(\frac{L}{S_o \times i_e} \right)^{\frac{1}{2}}$$

לפי Chen & Shubinski (1971) ניתן לבטא את מהירות הזרימה השטחית הטורבולנטית באמצעות נוסחת מאנינג מחוקנת כדלקמן:

$$(1-12) \dots V_s = \frac{1}{n} (h - h_d)^{\frac{2}{3}} S_o^{\frac{1}{2}}$$

כאשר h_d = אוגר שהי שאינו משתתף פעיל בזרימה.

h = עומק המים מעל לפני המסחה.

n = מקדם לנוסחת מאנינג עבור זרימה שטחית - ראה טבלה 2.

Crawford & Linsley (1966) אמדו את h_d בכ- "(1/16)", כ-1.5 מ"מ, עבור שטחים אטימים ובכ- "(1/4)", כ-6 מ"מ, עבור שטחים חדירים.

טבלה 2 : ערכי n לנוסחת מאנינג עבור זרימה שטחית -
לפי Chen & Shubinski (1971).

Ground cover (1)	Manning's n for overland flow (2)
Smooth asphalt	0.012
Asphalt or concrete paving	0.014
Packed clay	0.03
Light turf	0.20
Dense turf	0.35
Dense shrubbery and forest litter	0.40

צורת ההידרוגרם:

(1) כאשר משך הגשם (t_R) שווה ל- t_e , תהיה צורת ההידרוגרם כמתואר בציור 8.

(2) כאשר משך הגשם (t_R) יהיה גדול מ- t_e : יהיה $q = q_e$ קבוע עבור משך הזמן ($t_R - t_e$), שאחרי השגת השיא (q_e). הענף העולה והענף היורד יהיו כמתואר בציור 8.

(3) כאשר t_R יהיה קטן מ- t_e , לא תושג הספיקה q_e והענף העולה יפסק בזמן $t = t_R$. הענף היורד יתחיל מהספיקה היחסית המתאימה (q/q_e) לזמן t_R/t_e .

הסבר מפורט על השפעת משך הגשם על צורת ההידרוגרם - ראה פרק 2.

1.3 זרימת הבסיס והפרדתה מההידרוגרם הכולל.

1.3.1 תכונות זרימת הבסיס

זרימת הבסיס (Base flow) היא הנגר התת-קרקעי (ראה סעיף 1.1.3). היא מתקיימת רק כאשר מצויים מי-תהום הגבוהים מקרקעית האפיקים. מקורה באוגר התת-קרקעי הניזון מהגשם המחלחל לתוך הקרקע ומגיע לאיזור הרווי (ראה ציורים 1 ו-2). לזרימה זו התכונות הבאות:

(א) היא משתנה באיטיות עם הזמן.

(ב) היא מגיבה באיחור על תוספת אוגר תת-קרקעי עקב חלחול מי-גשמים. שיא זרימת הבסיס, המיוחס

לסופה מסויימת, יופיע באיחור של N_B ימים לאחר הופעת שיא הגיאות - ראה ציור 11. מניחוח מספר

רב של מקרים נמצא, שככל ששטח תחום ההתנקזות

גדול יותר - הפיגור N_B גדול יותר. Wilson (1969)

מסכם את הפיגור באמצעות הטבלה הבאה:

טבלה 3: חלות הפיגור בהופעת

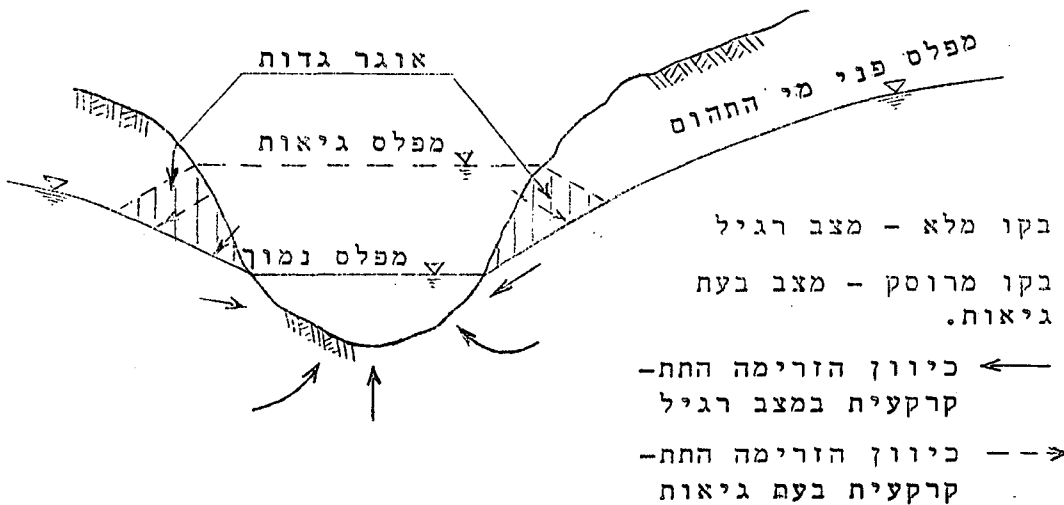
שטח תחום ההתנקזות (קמ"ר)	N_B (ימים)
(50)	(1)
250	2
1250	3
5000	4
12500	5
25000	6

ספיקת השיא של זרימת
הבסיס (N_B) בגודל
שטח תחום ההתנקזות.

הערות: (1) ערכים אלה של N_B
אינם מחייבים ויש
לראותם כהמלצה
כללית אמפירית בלבד.

(2) זרימת הבסיס אינה קיימת בהכרח בכל תחום התנקזות.

(ג) היא עשויה להיות מושפעת מעליית פני המים באפיק - אשר
יכולים לגרום לאוגר גדול (Bank storage), שבעקבותיו
תקטן זרימת הבסיס, או אף תהיה שלילית (כלומר: מים יחלחו
מהאפיק לתת-הקרקע) - ראה ציור 9 להלן וכן ציור 13.



ציור 9 : תאור סכימתי של זרימת בסיס חיובית וזרימת בסיס
שלילית בעת גיאול.

1.3.2 התאור המתמטי של זרימת הבסיס.

א. פונקציית זרימת הבסיס

זרימת הבסיס ניתנת לתאור מתמטי פשוט באמצעות פונקציה אקספוננציאלית יורדת. הפונקציה המקובלת היא:

$$(1-13) \dots Q(t) = Q_0 e^{-\alpha(t-t_0)}$$

כאשר :

$$Q(t) = \text{הספיקה בזמן } t \text{ כלשהו הגדול מ- } t_0.$$

$$Q_0 = \text{הספיקה בזמן } t_0.$$

$$e = \text{בסיס הלוגריתם הטבעי.}$$

$$\alpha = \text{מקדם הדעיכה של זרימות הבסיס, הנקרא גם מקדם האקוויפר - באשר הוא תלוי באוגר התת-קרקעי המזין את זרימות הבסיס.}$$

בצורה לא מימדית ניתן לכתוב את נוסחה (1-13) באופן הבא -

$$(1-14) \dots Q(t)/Q_0 = e^{-\alpha(t-t_0)}$$

יש לציין שפונקציה זו מתוארת כקו ישר על נייר לוגריתמי ($\log Q$ כנגד t).

אם סקלת הזמן מוזזת כך ש- $t_0 = 0$, הבטוי הוא:

$$(1-15) \dots Q(t) = Q_0 e^{-\alpha t}$$

אינטגרציה של משוואה זו לפי הזמן תייצג את נפח המים שזרמו כזרימת בסיס מזמן $t=0$ ועד לזמן t כלשהו:

$$(1-16) \dots (U_B)(t) = \int_0^t Q(t) dt = Q_0 \int_0^t e^{-\alpha t} dt = \frac{Q_0}{\alpha} [1 - e^{-\alpha t}]$$

מאחר $Q(t) = Q_0 e^{-\alpha t}$, לכן -

$$(1-17) \dots (U_B)(t) = \frac{1}{\alpha} (Q_0 - Q(t))$$

כאשר: $(U_B)(t) =$ נפח המים שזרמו כזרימות בסיס מוזמן $t = 0$ ועד לזמן t כלשהו.

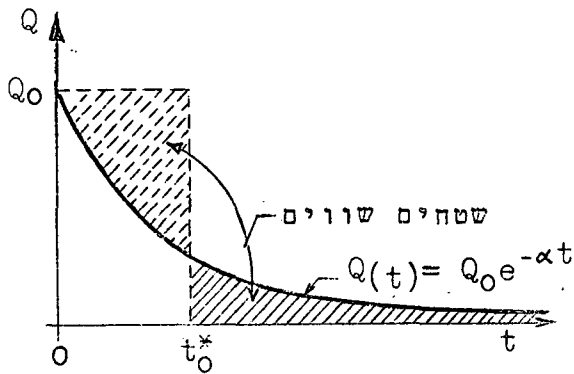
משוואה (1-17) נכונה גם כאשר הזמן התחילי הוא t_0 , כלומר:
 $Q_0 = Q_{t_0}$

ממשוואה (1-17) נובע כי קיימת תלות לינארית בין נפח הזרימה המצטברת בין שתי ספיקות כלשהן Q_0 (או Q_{t_0}) ולבין $Q(t)$. לפיכך, ניתן לחשב נפח זה על פי שתי ספיקות אלה בלבד - אם המקדם ידוע.

הפונקציה האקספוננציאלית הנ"ל מתאימה גם לתאור השתנות ספיקת מי מעיין בתלות בזמן. פונקציה זו מתארת מקרה פשוט של דעיכת זרימת בסיס. כאשר הידרוגרם זרימת הבסיס תונד (עולה ויורד), כלומר: מורכב ממספר "גלי" זרימה - יש צורך לסכמם. כאשר האוגר המזין את זרימת הבסיס מקורו ממספר מעיינות, או מקורות, הניזונים מאקוויפרים שונים בתכונותיהם - תהיה ספיקת הבסיס הרגעית תוצאה של סופרפוזיציה של הספיקות הבודדות מהמקורות השונים.

ב. משמעות המקדם α

כאשר כל האוגר התת-קרקעי מתרוקן - נפסקת הזרימה, כלומר: $Q(t) = 0$. מכאן, שמלוא הקיבול הפעיל של האוגר הנ"ל שווה (לפי משוואה 1-17) ל $U_B = \frac{1}{\alpha} Q_0$. U_B יהיה ב-מ"ק כאשר Q_0 יהיה ב-מ"ק ליממה ואילו α יהיה ביחידות של $\frac{1}{\text{יממה}}$.



ציור 10: משמעות הפרמטרים של זרימת הבסיס.

ניתן לראות ב- $\frac{1}{\alpha}$ מעין זמן, t_0^* , אשר ניתן להגדירו: משך הזמן שהיה דרוש להתרוקנות מלוא האוגר המזין אילו היתה זרימת הבסיס בספיקה קבועה בשעור Q_0 . (ראה ציור 10). הסבר זה ממחיש את המשמעות הפיסיקלית של המקדם α (השווה ל- $1/t_0^*$).

ג. חישוב המקדם α .

(1) ניתן למצוא את ערכו של המקדם α בפשטות על סמך המוסבר

ב- ב' לעיל:

כאשר $t = t_0^*$ יהיה $Q(t) = Q_0 \times e^{-\frac{1}{\alpha} t_0^*} = Q_0 e^{-1}$ - מאחר ו- $0.37 \approx e^{-1}$ ($e = 2.718$), לכן - הזמן המתאים לספיקה $Q(t) = 0.37 Q_0$ הוא הזמן המבוקש t_0^* , השווה ל- $1/\alpha$. למעשה ניתן להשתמש בספיקה כלשהי כ- $Q_1 = Q_0$: נבחר שתי ספיקות על גבי עקום דעיכה פשוט של זרימת בסיס, שהיחס ביניהן הוא $Q_2/Q_1 = 0.37$; עבור ספיקות אלה מתקיימת המשוואה $Q_2 = Q_1 e^{-1}$, כלומר: על סמך הזמנים המתאימים t_1 ו- t_2 נוכל לחשב את α , לפי -

$$(1-18) \dots \alpha = \frac{1}{t_2 - t_1}, \text{ When } \frac{Q(t_2)}{Q(t_1)} = 0.37$$

(2) דרך אחרת, אף היא פשוטה, לחישוב α היא ע"י חישוב שיפוע עקום הדעיכה - המתואר כקו ישר בתלות $\log Q$ ב- t (בנייר לוגריתמי). במקרה זה -

$$(1-19) \dots \alpha = \frac{\ln Q_1 - \ln Q_2}{t_2 - t_1} = 2.32 \frac{\log Q_1 - \log Q_2}{t_2 - t_1}$$

משוואה (1-19) נכונה עבור כל שתי ספיקות Q_1 ו- Q_2 על עקום הדעיכה של זרימת בסיס פשוטה.

חישוב מקדמי α וכן חישוב נפח זרימת בסיס - מודגמים בדוגמה 1.5.

1.3.3 הפרדת זרימות הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל

הידרוגרם הזרימה בחקופות שלפני ואחרי הגיאות מייצג את זרימות הבסיס, אם הן קיימות. בעת הגיאות - זרימות הבסיס מהוות חלק מהספיקה הכוללת המיוצגת ע"י ההידרוגרם ובמקרים רבים חלק קטן יחסית. ישנה חשיבות להפריד את ספיקות זרימות הבסיס מהספיקות הכוללות משתי סיבות:

- (1) כדי לאפשר קבלת הידרוגרם הנגר העל-קרקעי הישיר - אותו מנתחים כשלעצמו, ללא סעויות באורך בסיסו, בנפת הנגר (הישיר) ובספיקות.
- (2) כדי שאפשר יהיה לנתח את זרימות הבסיס, אשר, לעתים קרובות, הינן בעלות חשיבות רבה בבחינת אפשרויות הניצול של זרימות הנחל הנידון.

הפרדת זרימות הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל נעשית על פי אחת מהשיטות הבאות:

א. שיטת הקו הישר - מעבירים קו ישר בין נקודה על ההידרוגרם - המציינת את תחילת הנגר הישיר (נקודה A) לבין נקודת השבר בעקום הדעיכה - המציינת את סוף זרימת הנגר הישיר (נקודה D), ראה ציור 11, א'. אם אין מבחינים בבירור בנקודת השבר הנ"ל - מעבירים קו אופקי דרך נקודה A.

ב. שיטת זמן הפיגור (N_B) - על פי שיטה זו (ראה ציור 11 א') : ממשיכים את דעיכת זרימת הבסיס מלפני הגיאות, ע"י אקסטרפולציה, עד למקום ספיקת השיא בהידרוגרם (נקודה B); מחשבים את משך זמן הפיגור (N_B) על פי גודל שטח תחום ההתנקזות - על פי טבלה 3 (שבעמוד 20); מקצים את N_B ומעבירים מקצהו קו אנכי הפוגע בהידרוגרם בנקודה C; מחברים את הנקודות B ו-C בקו ישר.

ציור 11 : שיטות להפרדת זרימת הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל.

ג. שיטת האקסטרפולציה המקורבת (השערה) - מעבירים עקום משוער לפי טביעת עין, על סמך: אקסטרפולציה של עקומי הדעיכה שלפני גיאות הנגר הישיר ושל אחריה, תוך התחשבות באפשרות להקטנת-מה בספיקות זרימת הבסיס בעת שיא הגיאות - עקב היווצרות אוגר גדות (ראה ציור 11, ב').

ד. הפרדת זרימת בסיס שלילית (באופן זמני) - כאשר ידוע כי קיימת זרימת בסיס שלילית בעת הגיאות וניתן להעריכה בקירוב טוב - ניתן לקבוע הפרדה לפי המתואר בציור 11, ג'. ללא מידע מתאים (המבוסס, למשל, על מדידות מפלסי פני-התהום בניצב לאפיק - חתכים פיאזומטריים) אין אפשרות לקבוע זאת באופן מהימן.

סיכום והמלצות -

מבחינה מעשית, פרט למקרה בו קיימת זרימת בסיס שלילית, מתקבלות הערכות דומות על-פי השיטות השונות. לשם הפשטות - מומלצת שיטת הקו הישר, במקרים אלה.

1.4 נפח הנגר

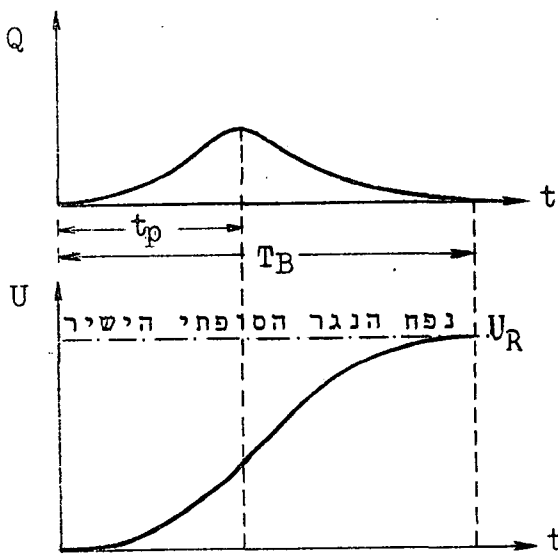
1.4.1 כ ל ל י

כאשר נתונים הידרוגרמים - ניתן לחשב את נפחי הנגר, שהופיעו בצורות נגר שונות (ראה סעיף 1.1). בדרך כלל, מקובל להפריד בין נפח הנגר הישיר (הכולל גם את ספיקות הזרימה התת-שטחית) לבין נפח זרימות הבסיס; אך, ישנם מקרים בהם נבלעות הזרימות התת-שטחיות בזרימת הבסיס. ניתן לבטא את נפח הנגר ביחידות נפח - מ"ק או מלמ"ק (מליון מ"ק), או ביחידות עובי (אורך) - במ"מ. הביטוי ביחידות עובי מסייע להשוואה בין הגשם לבין הנגר ומשמעותו - עובי הגשם העודף, שיצר את הנגר הישיר, או - עובי הגשם שהופיע כזרימה עילית. מבחינה מתמטית,

ביטוי נפח הנגר ביחידות עובי פירושו הנפח ליחידת שטח.
עובי הנגר מתקבל ע"י חילוק נפח הנגר (U_R) בשטח תחום
ההתנקזות (Q_0). ניתן לבטא את נפח הנגר ליחידת שטח גם
באלפי מ"ק לקילומטר מרובע, וכו'.

1.4.2 נפח הנגר הישיר

נפח הנגר הישיר (U_R) בחלות בזמן ניתן לחישוב כ-
 $(U_R)(t) = \int_0^t Q dt$ או $(U_R)(t) = \sum_{i=0}^t Q \times \Delta t$, כאשר:
 Q = הספיקות בהידרוגרם. אם: $t = T_B$, יהיה U_R שווה לנפח
הנגר הסופתי הישיר. עקום $(U_R)(t)$ נקרא: עקום הנגר
הסכומי (Runoff Mass Curve) - ראה ציור 12.



לעקום הנ"ל "צורת S",
בדרך כלל, המייצגת את
תכונות תחום ההתנקזות
ואת תכונות הסופה (בדומה
לייצוגם ע"י ההידרוגרם).
משתמשים בעקומים אלה
בעת חישוב חילוף
גיאויות במאגרים.
ניתן להעזר בצורת ביטוי
לא-מימדית לשם עריכת
השוואות בין תכונות הנגר
מתחומי התנקזות שונים.

בצורה הלא-מימדית (ראה גם

סעיף 1.6.1): האבסציסה

היא $0 \leq t/T_B \leq 1.0$

והאורדינטה היא $0 \leq [U_R]_t / U_R \leq 1.0$

ציור 12 : הידרוגרם הנגר
העל-קרקעי הישיר
ועקום הנגר הסכומי
- תאור סכימתי.

עקום נגר סכומי ואופן חישובו - מודגמים בדוגמה 1.3.

1.4.3 נפח זרימות הבסיס

אופן חישוב נפח זרימות הבסיס בתלות בזמן ובתלות בספיקה ומשמעות החישובים - ראה סעיף 1.3.2 וכן דוגמה 1.5

1.5 מיון זרימות בנחלים והידרוגרמים האופייניים להן

1.5.1 מיון כללי

ניתן למיין את הנחלים לשלושה סוגים, מבחינת אופי הזרימה בהם:

א. נחלי אכזב (Ephemeral Streams) -

בנחלים אלה קיים רק נגר על-קרקעי ישיר. הזרימות בהם מתקיימות בזמן ירידת הגשם או מיד לאחריו ולאחר מכן הנחל יבש; כלומר: אין בו זרימה בין הגיאומטריות העוקבות, להוציא מקרים שהגיאומטריות מופיעות בזו אחר זו. בארצנו - הזרימות יכולות להמשך מספר שעות או פחות - אם תחום ההתנקזות קטן, או - בתחומי התנקזות גדולים, שהסופות מכסות רק חלק קטן יחסית משטחם (נחלי הנגב); או מספר ימים (בדרך כלל לא יותר מיומיים - שלושה) - אם תחום ההתנקזות גדול יחסית והסופה כסתה חלקים גדולים משטחו והיתה ממושכת (יום עד יומיים) - למשל: נחלי דרום הארץ (מרבית הנחלים הגדולים בדרום הארץ ובמרכזה נמנים על סוג זה). בנחלים אלה מפלס פני מי התהום נמוכים מקרקעית האפיק לכל אורכם. הנחלים הנ"ל אופייניים לאזורים צחיחים אך שכיחים גם באזורים צחיחים למחצה.

ב. נחלי איתן (Perennial Streams) -

בנחלי איתן קיימת זרימה במשך כל השנה. הזרימות הינן מנגר ישיר ומזרימות בסיס - שמקורן בהזנה ישירה של האפיק ממי-תהום הגבוהים מקרקעיתו, ממי-מעיינות (ראה נספח א) או/ו מהפשרת שלגים. על נחלי האיתן, הנקראים נהרות (נהר = river), נמנים כל הנהרות הגדולים. בארצנו - הירדן ובעבר גם הירקון.

ג. נחלים עונתיים או מתפסקים (Intermittent Streams) -

בנחלים אלה קיימת זרימה רצופה במשך כל העונה הרטובה (wet season) או במרביתה, אך הם מתייבשים והזרימה בהם נפסקת בתחילת העונה היבשה (season of drought או season). הזרימה נפסקת כתוצאה של ירידת מפלס פני מי-תהום אל מתחת לרום קרקעית האפיק ו/או של התייבשות המעיינות המזינים את האפיק, כלומר: האקוויפר המזין את הנחל והגורם לזרימת הבסיס הינו מוגבל בקיבולו ופעולתו הינה עונתית. בארץ נמנים על נחלים אלה: נחל קישון, נחלי מנשה (סנונית, עדה וברקן), נחל דליה ואחרים. בארצות הצפון - הפסקת הזרימה יכולה להיות דוקא בחורף כתוצאה מקפיאת המים.

ישנם נחלים אשר הינם בחלקם (בחלק מאורכם) מסוג אחד ובחלקם האחר מסוג אחר. למשל: ישנם נחלים אשר בחלקם המעלי הינם מסוג נחלים עונתיים בעוד שבחלקם המורדי הינם נחלי איתן - כתוצאה משפיעת מעיינות או מי-תהום גבוהים יותר מקרקעית אפיקם דוקא במורד (למשל נחל תנינים); לעומתם - ישנם נחלים אשר הינם נחלי איתן במעלה, הניזון ממי-מעיינות, בעוד שהינם נחלים עונתיים במורד - כתוצאה מחלחול המים תוך כדי זרימתם למורד (למשל: נחל השופט - אחד מיובלי נחל קישון).

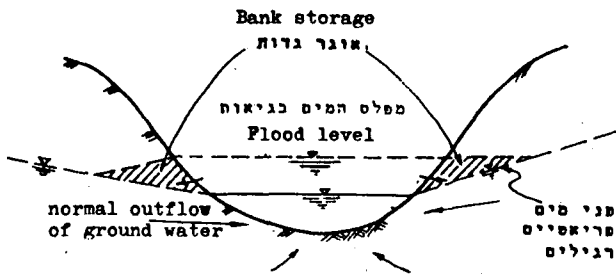
נחלים מתפסקים הם אלה הניזונים מזרימות מתפסקות של מעיינות קרסטיים סיפוניים (ראה נספח ג). במדריך זה הננו מתייחסים ל- Intermittent Flow כאל נחלים עונתיים.

ההידרוגרמים אופייניים לזרימות השונות מתוארים בציור 15/ב'

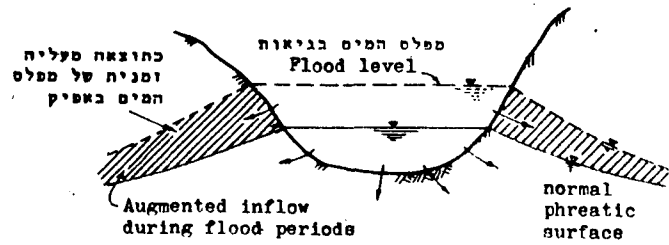
ומוסברים בסעיף 1.5.4.

1.5.2 מיון לפי אופי זרימת הבסיס (Effluent and Influent streams) -

ניתן להבחין בין אפיקים עם זרימת בסיס חיובית (ציור 13 א') הנקראים Effluent streams (נחל "קולט") ובין אפיקים עם זרימת בסיס שלילית - Influent streams - ציור 13, ב' ("נחל מוסר").



ב. נחל עם זרימת בסיס
(Influent Stream) שלילית



א. נחל עם זרימת בסיס
(Effluent Stream) חיובית

ציור 13: נחלים "קולטים" ו"מוסרים" -
לפי (1969) Wilson

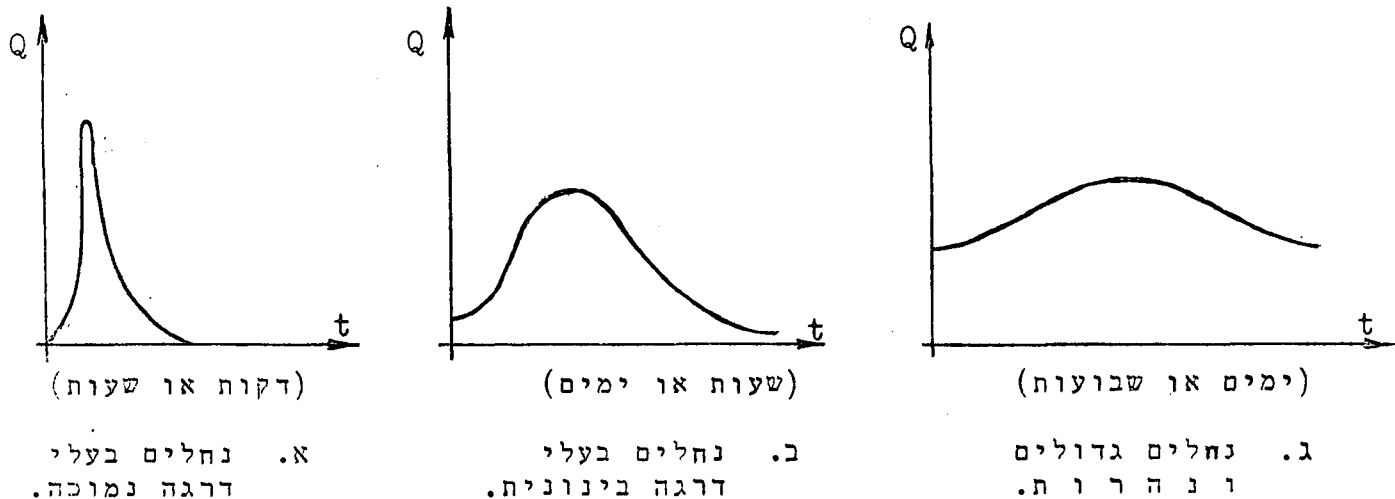
הנחלים המוסרים (Influent) הם אלה - שמי התהום לאורכם נמוכים מקרקעיתם, כך שתמיד קיים חילחול מהאפיקים לעבר מי התהום. (למעשה עקב הערמויות מי התהום, הנגרמות כתוצאה מהחילחול מהאפיק, - מדויק יותר להגדיר זאת : מפלס פני מי התהום לידם תמיד נמוך יותר ממפלס פני המים באפיק).

הנחלים הניזונים מזרימת בסיס חיובית יהיו Effluent אך ורק אם מפלס פני מי התהום לידם (לאורכם), גבוה ממפלס המים האפיקי בהם, כלומר: אין איבודי חילחול לאורכם (להוציא מקרים של מפלס גאות זמני גבוה); יתרה מזאת - הם ניזונים לאורכם מאקוויפר, שאותו הם חוצים.

נחל מסויים יכול להיות בחלקו "נחל מוסר" (Influent) ובחלקו האחר - "נחל קולט" (Effluent). חלקים אלה יכולים להשתנות לאורך האפיק וכן בחלות בזמן (במשך חודשי השנה השונים) - למשל : נחלי מנשה - סנונית, עדה וברקן.

1.5.3 מיון לפי דרגת האפיק

הערוצים (האפיקים) בתחום ההתנקזות מסווגים לפי דרגות - החל מהערוץ הראשון - שדרגתו 1, ועד לאפיק הראשי - שדרגתו היא הגבוהה ביותר והיא תלוייה בגודל תחום ההתנקזות ובצפיפות הערוצים, או מספר היובלים ויובלי המשנה בדרגות השונות (ראה סעיף 3.2.2). ההידרוגרמים האופייניים לאפיקים הראשיים השונים משתנים גם בהתאם לדרגתם - ראה ציור 14.



ציור 14: הידרוגרמים אופייניים לנחלים בדרגות שונות.

ברור, שבכל מקרה, צורת ההידרוגרם נקבעת במדה רבה ע"י תכונות תחום ההתנקזות.

1.5.4 הידרוגרמים אופייניים לזרימות השונות

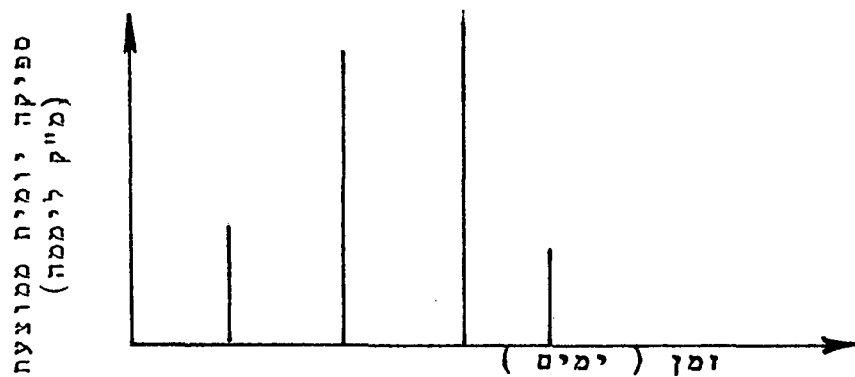
דוגמאות של הידרוגרמים אופייניים לזרימות השונות מוצגים בציור 15:

- הידרוגרם אופייני לזרימה בנחלי אכזב - לדוגמא: הידרוגרם שנתי סכימתי של הזרימות היומיות בנחל שקמה.
- הידרוגרם אופייני לנחלים עונתיים - לדוגמא: הידרוגרם שנתי של הספיקות היומיות בנחל קישון.
- הידרוגרם אופייני של נחל איתן שבו זרימות הבסיס הן הרכיב העיקרי, בעוד שזרימת הגיאיות הינן משניות בגודלן - לדוגמא: הידרוגרם שנתי של נהר דן (אחד מהיובלים היוצרים את הירדן). הידרוגרם מעין זה עשוי לייצג נהר שזרימותיו ניזונות מאקוויפר בעל קיבול גדול או מהפשרת שלגים, בעוד - שעקב קרקע חדירה מאד בתחום ההתנקזות שלו (יחסית לעוצמות הגשם) - הנגר הישיר בו מועט וספיקותיו קטנות יחסית. מצב מעין זה עשוי להגרם גם בתחום התנקזות גדול מאד שהזרימות הבו-זמניות של הנגר הישיר, מחלקיו השונים של תחום ההתנקזות, הינן בספיקות קטנות יחסית לזרימת הבסיס.

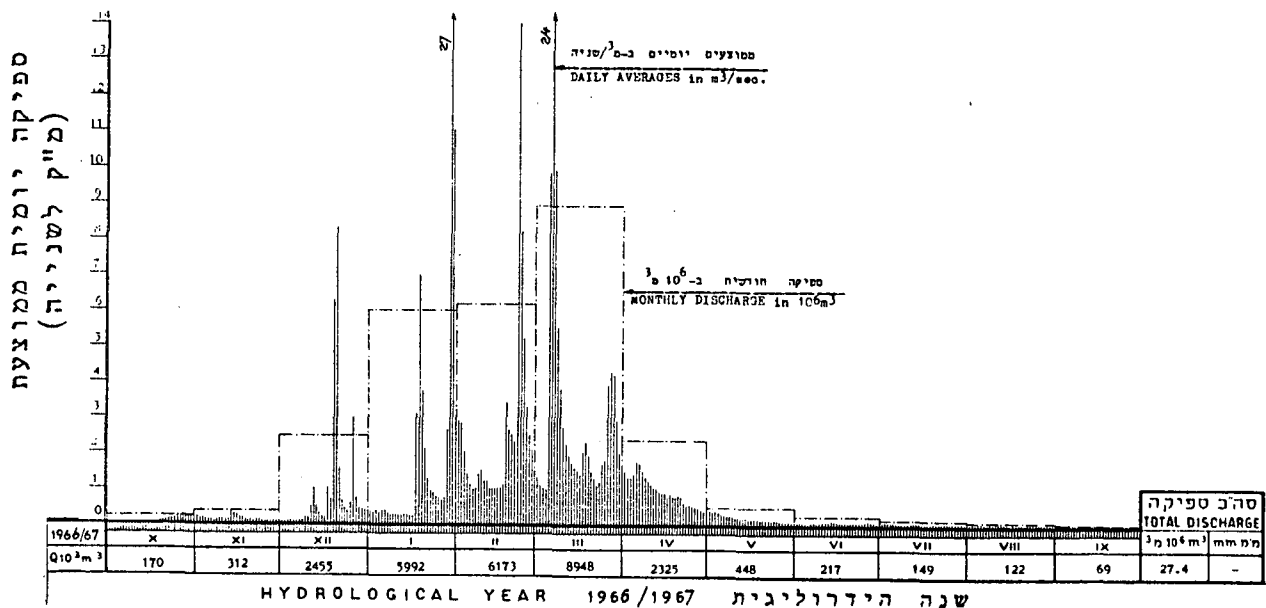
ד. הידרוגרם אופייני של נחל איתן שבו הגיאוויות במשך עונת הגשמים הינן בספיקות גדולות יחסית לזרימת הכסיס, בעוד שבעונת היובש הוא ניזון מהפשרת שלגים ו/או משפיעת מעיינות וזרימה חח-קרקעית ישירה לאפיק - לדוגמא: נהר הירדן בכניסה לאגם כנרת.

הערה: נא לשים לב להבדלים בסדר הגודל של סקלות הספיקה בדוגמאות ג' ו-ד' הנ"ל.

א. זרימות אופייניות בנחל שקמה, בכניסה למאגר זיקים.



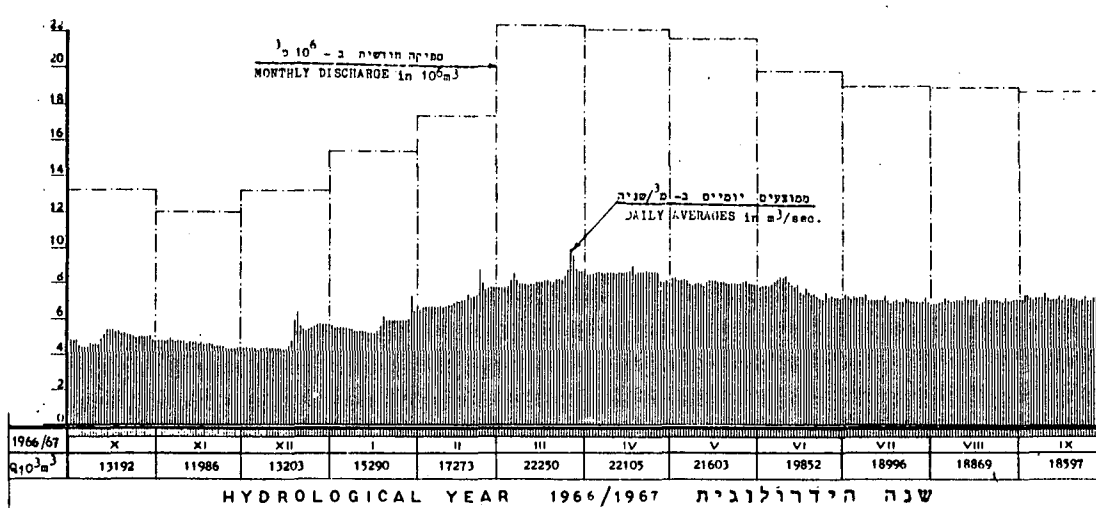
ב. זרימות בנחל קישון, ליד מחצבה (לפי השנתון ההידרולוגי)



ציור 15 : הידרוגרמים אופייניים לסוגי זרימה שונים
(ראה הסברים בסעיף 1.5.4)

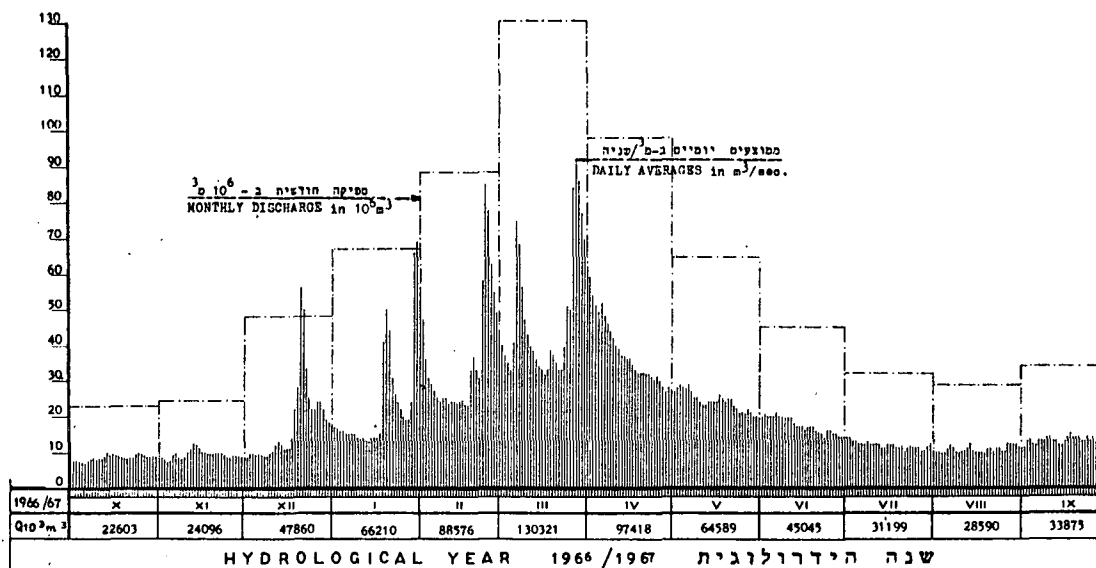
ג. זרימות בנהר דן, לפני התחברותו לירדן (לפי השנתון ההידרולוגי).

ספיקה יומית ממוצעת (מ"ק לשנייה)



ד. זרימות בנהר הירדן, לפני השפכו לאגם כנרת (לפי השנתון ההידרולוגי)

ספיקה יומית ממוצעת (מ"ק לשנייה)



המשך ציור 15: הידרוגרמים אופייניים לסוגי זרימה שונים (ראה הסברים בסעיף 1.5.4)

1.6 צורות שונות להצגת הידרוגרמים

1.6.1 הידרוגרם לא-מימדי

תאור שכיח של הידרוגרם נגר עילי ישיר האופייני לתחום התנקזות נתון, או לתאור הידרוגרם יחידה ייצוגי, הוא באופן לא-מימדי.

קיימים שני סוגים עקריים של הידרוגרמים לא-מימדיים :

א. הידרוגרמים המיוחסים לנפח הנגר הסופתי -
בהידרוגרמים אלה מייחסים את הספיקות לנפח הנגר הסופתי. למעשה, כדי שיחס מעין זה יהיה לא-מימדי, מיוצג בהידרוגרם כנ"ל נפח הנגר היחסי באינטרוואלים שונים של זמן (Δt) ולא ספיקות יחסיות. ברור, שכאשר $\Delta t > 0$ ייצג הנפח היחסי את "הספיקות - היחסיות - הרגעיות" ;

קיימים שני אופנים להצגת הידרוגרמים אלה:

(1) הזרימה והזמן הינם לא-מימדיים

במקרה זה, סקלת הזמן היחסי היא:

$$\tau(\%) = \frac{t}{T_B} \times 100$$

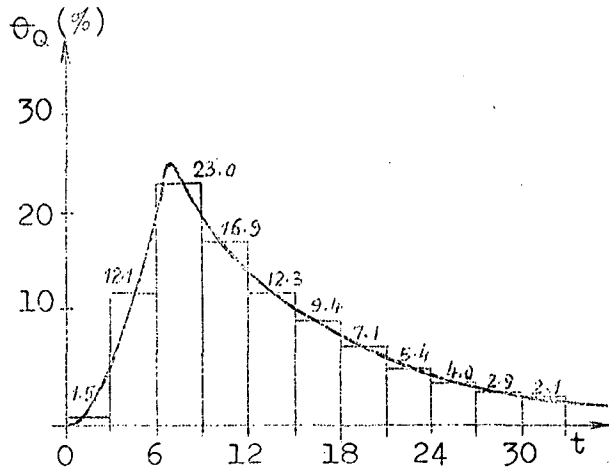
הזמן מיוחס

לאורך בסיס ההידרוגרם (T_B) ; וסקלת הזרימות היחסיות היא: $\Theta_Q(\%) = \frac{Q \times \Delta t}{U_R} \times 100$, כלומר: הזרימה באינטרוואל Δt יחסית לנפח הנגר הסופתי (U_R).

(2) הזרימה בלבד הינה לא-מימדיה -

במקרה זה, ההידרוגרם מייצג את תלות Q (הנ"ל) בזמן t עבור $0 \leq t \leq T_B$; שוב - בהתייחס לאינטרוואלים מוגדרים Δt .

דוגמה להידרוגרם מעין זה - ראה בציור 59.



ציור 16: הידרוגרם לא מימדי אופייני לזרימות בנחל שורק.

השימוש המעשי בהידרוגרמים לא-

-מימדיים מסוג (2) הנ"ל -

מוסבר בסעיף 5.2.2 ובדוגמה 5.2.

לעומתם, הידרוגרמים לא-מימדיים

מסוג (1) הנ"ל - הינם פחות

שימושיים למטרות מעשיות ישירות

והם משמשים בעיקר למטרות מחקר

הידרולוגי. ניתן להשתמש בהם

לצרכים מעשיים - לשם איתור תחומי

התנקזות זהים, מבהינת השפעותיהם

על צורת ההידרוגרם.

ב. הידרוגרמים המיוחסים לספיקות השיא -

הידרוגרמים אלה יכולים להיות מוצגים בשני אופנים מבחינת סקלת הזמן -

כפי שהוסבר ב-א' לעיל. השימוש בהם יעיל כאשר ניתן לאמוד את ספיקת

השיא עבור גשם חכן רצוי ובאמצעותה - לאמוד את ההידרוגרם כולו (ראה

סעיפים 5.3 ו-5.5). תיאוריית הידרוגרם היחידה (ראה סעיף 2.4)

הקנתה בסיס תיאורטי להידרוגרמים לא-מימדיים אלה - מבחינת היותם

מסוגלים להיות ייצוגיים. עקב זאת הוכנו הידרוגרמים סינתטיים שונים

מסוג זה (ראה לדוגמה ציור 8, בסעיף 1.2.6). במקרים אלה משתמשים

בסקלת זמן לא-מימדית (t/t_p) , כלומר: הזמנים מיוחסים לזמן הופעת

ספיקת השיא (t_p) .

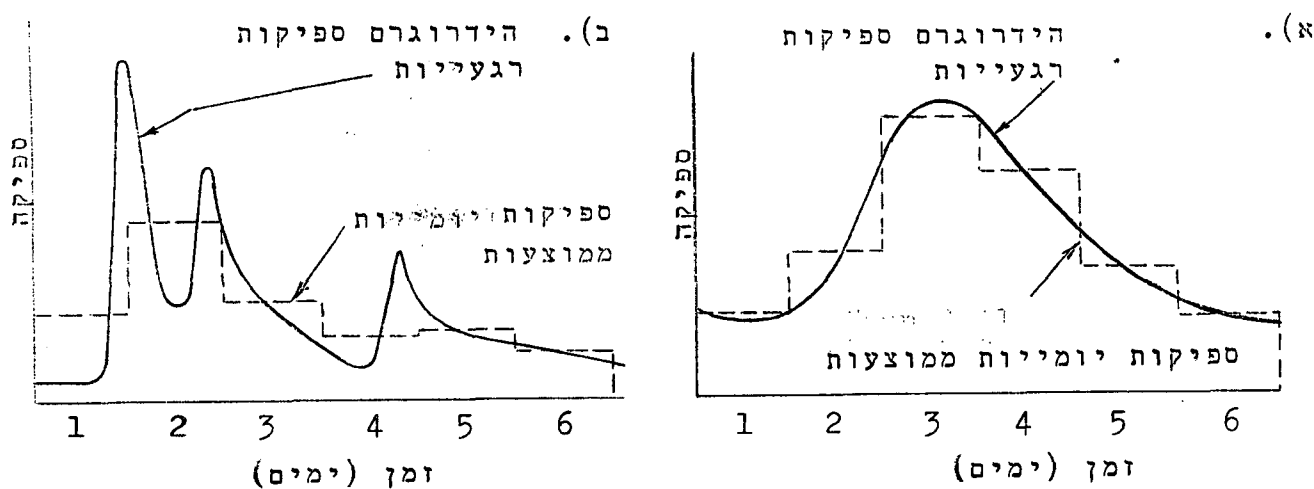
יש לציין, שמציאת והכנת הידרוגרמים לא-מימדיים אופייניים הינה פשוטה

יחסית; ניתן לעשות זאת על סמך הידרוגרמים מדודים ממספר קטן יחסית

של סופות - ראה דוגמה 1.6.

1.6.2 הידרוגרם ספיקות יומיות ממוצעות ומשמעותו

בפרסומים רשמיים מתפרסמים נתוני הזרימה, בדרך כלל, כזרימות יומיות - נפח ביממה (מ"ק או אלפי מ"ק), או כספיקה ממוצעת אקוויוולנטית לנפח זה (במ"ק לשנייה). נתונים מעין אלה מספקים עבור נהרות גדולים או עבור נחלים שהספיקה בהם משתנית מעט במשך היממה וההשתנות המשמעותית היא בין יממית או בין-שבועית (ראה ציור 17, א'). לעומת זאת - הנתונים אינם ייצוגיים עבור נחלים קטנים או נחלים שהספיקות בהם משתנות בהרבה (משעה לשעה, או אף בפרקי זמן קצרים משעה) (ראה ציור 17, ב'). במקרים אלה, הספיקות הרגעיות יכולות להיות גדולות פי 2, ואף פי 10 ויותר, מהספיקות היומיות הממוצעות (בהתאם לנחל ולאופי הזרימות בו).



ציור 17: השוואה בין זרימות רגעיות לבין זרימות יומיות ממוצעות.

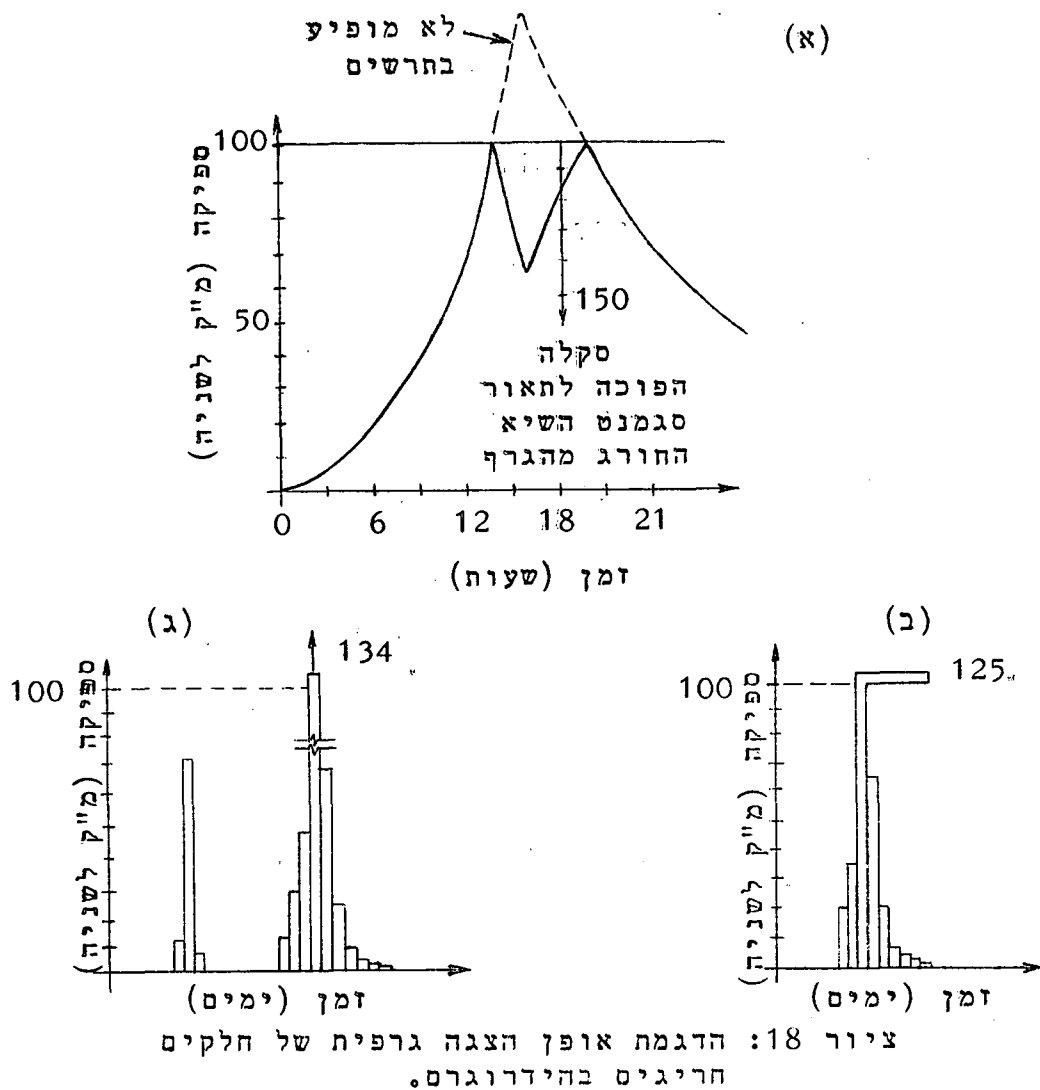
לכן, יש להתייחס בזהירות לנתוני הזרימות היומיות הממוצעות ואין לזהותן עם הזרימות הרגעיות, אף לא כנתונים מקורבים, בטרם נבדקו הנתונים הרגעיים.

השימוש ביממה קבועה - מבוקר עד הבוקר למחרת, או מחצות עד הצות, - עלול לגרום לכך שהזרימה היומית הממוצעת מייצגת חלקים משני גלי גיאומטריות, על אף העובדה שמשך כל גל-גיאומטריות בודד אינו עולה על 24 שעות (ראה דוגמה בציור 17, ב' לעיל).

במקרים מעין אלה, נסיונות למצוא קשר בין גשם יומי, או אף סופתי,

לביין נתוני הזרימות היומיות - נדונות, על פי רוב, לכשלון.
 הכשלון כמעט מובטח מראש אם, בנוסף לכך, יממת הגשם אינה
 חופפת את יממת הזרימה, למשל: הזרימה היומית חושבה על פי סכום
 הזרימות מחצות ועד חצות ואילו הגשם היומי חושב על פי סכום
 עוביי הגשם מבוקר ועד לבוקר שלמחרת. מקרים אלה, של אי חפיפת
יממות הזרימה והגשם, הינם שכיחים.
 במקרים כנ"ל, אף אין אפשרות להשתמש בהידרוגרם לא-מימדי לשם
 שיחזור ההידרוגרם (על סמך נפח הנגר היומי).

1.6.3 אופן הצגת חלקים חריגים של הידרוגרם.
 להלן, בציור 18 א', ב', ג', מספר דוגמאות לאופן הצגה גרפית
 של חלקים חריגים של הידרוגרם.



1.7 דוגמאות חישוב

דוגמא 1.1 : תופעת הנגר העילי הישיר - התחלת הזרימה.

נתון:

העובי המצטבר של הגשם הממוצע על פני תחום התנקזות נתון

מסופה נתונה - מפורט להלן. כושר החידור הממוצע הוא

30 מ"מ לשעה f_p ואוגר השלוליות הממוצע הוא 25 מ"מ D_s .

105	90	75	60	45	30	15	0	$t =$ זמן מתחילת הסופה (בדקות)
95	95	90	70	40	15	5	0	$D =$ עובי הגשם המצטבר (במ"מ)
0	5	20	30	25	10	5		$\Delta D_{15'}$ (במ"מ)

דרוש :

א. לקבוע מתי תתחיל זרימה עילית של נגר ישיר (בהנחה

שהזרימה תתחיל לאחר מילוי מלוא אוגר השלוליות).

ב. לחשב את עובי הגשם העודף במקרה זה.

פתרון:

א. (1) נחשב את $\Delta D_{15'} = \Delta D$ עובי הגשם שירד בפרקי זמן של

15 דקות.

(2) שעורי החידור הממוצעים בפרקי זמן של 15 דקות הם:

$\Delta F = 30 \times \frac{15}{60} = 7.5$ מ"מ. נחסיר ערכים אלה מ- ΔD הנ"ל

ויתקבל ההפרש $\Delta D - \Delta F$, כאשר : $0 = (\Delta D - \Delta F)$ עבור כל

$\Delta D < \Delta F$.

(3) כאשר $\sum (\Delta D - \Delta F)$ ימלא את מלוא אוגר השלוליות הממוצע -

תתחיל הזרימה העילית של הנגר הישיר. הזמן המדויק

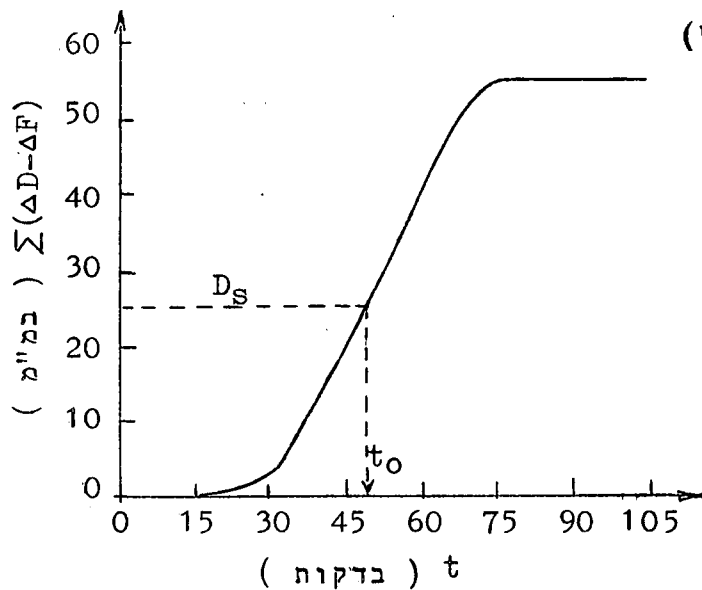
יתקבל ע"י חיתוך עקום $\sum (\Delta D - \Delta F)$, עבור הערכים החיוביים

בלבד של $\Delta D - \Delta F$, עם הערך 25 מ"מ ($D_s =$).

החישובים והחיתוך הנ"ל - ראה בטבלה ובציור להלן.

t (בדקות)	0	15	30	45	60	75	90	105
ΔD (במ"מ)	5,0	10,0	25,0	30,0	20,0	5,0	0	0
ΔF (במ"מ)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$(\Delta D - \Delta F) > 0$ (במ"מ)	0	0	2,5	17,5	22,5	12,5	0	0
$\sum (\Delta D - \Delta F)$ (במ"מ)	0	0	2,5	20,0	42,5	55,0	55,0	55,0

הנגר העל-קרקעי הישיר
יתחיל (לפי הציור שמשמאל)
לאחר זמן $t_0 = 48$ דקות
מתחילת ירידת הגשם.



דוגמה 1.2 : תופעת הנגר העילי הישיר - תלותו בעובי הגשם הסופתי.

נתון:

כושר החידור הממוצע בתחום התנקזות מסויים הוא
20 מ"מ לשעה f_p ואוגר השלוליות הממוצע הוא
20 מ"מ D_s . על פני תחום ההתנקזות יורדים גשמים
המפורסים באופן אחיד על פניו בעובי ממוצע משתנה
מ - 0 ועד ל - 150 מ"מ במשך שעה וחצי.

דרוש:

- א. לחשב מה יהיו נפחי הנגר העילי הישיר עבור הגשמים הנתונים, בהנחה שניתן להזניח את איבודי החידור לאחר הפסקת ירידת הגשם.
- ב. חשב ותאר את השתנות החלק היחסי של הגשם שהוא בחזקת איבודי חידור, אוגר שלוליות ונגר עילי ישיר, עבור הגשמים הסופתיים הנ"ל.
- ג. לחשב ולתאר מה יהיה נפח הנגר העילי הישיר אם הפסדי החידור בפרק הזמן מהפסקת הגשם ועד להפסקת הזרימה הינם כ-50% מנפחי הנגר שתשבת בהתאם ל - א' לעיל.
- ד. להסיק מסקנות מהחישובים הנ"ל.

פתרון:

- א. עובי החידור המכסימלי האפשרי במשך שעה וחצי (משך הסופה) הוא - 30 מ"מ $F_p = 1.5 \times f_p$. מכאן, שכל עוד עובי הגשם קטן מ-30 מ"מ - כולו יחדור לתוך הקרקע. בעוביי גשם גדולים יותר - יתחיל להתמלא אוגר השלוליות (20 מ"מ לכל היותר, במוצע); כלומר: רק כאשר עובי הגשם יהיה גדול מ-50 מ"מ תתחיל זרימת הנגר העילי הישיר. החישובים מפורטים בטבלה להלן.

150	100	75	50	40	30	0	D_R (במ"מ)
30	30	30	30	30	30	0	F_p (במ"מ)
20	20	20	20	10	0	0	D_s (במ"מ)
100	50	25	0	0	0	0	$U_R = D_R - F_p - D_s$ (במ"מ)

ב. החלקים היחסיים של החידור , אוגר השלוליות והנגר הישיר מחושבים בטבלה להלן.

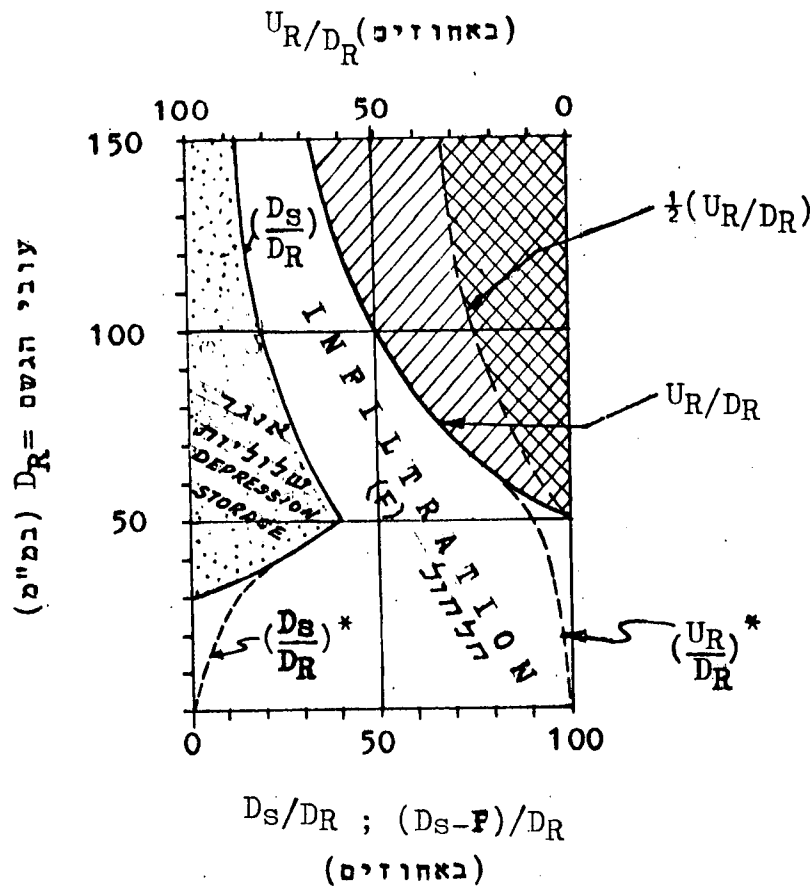
150	100	75	50	40	30	0	D_R (במ"מ)
20	30	40.2	60	75	100	—	F_p/D_R (באחוזים)
13	20	26.8	40	25	0	—	D_s/D_R (באחוזים)
67	50	33	0	0	0	—	U_R/D_R (באחוזים)
33.5	25	16.5	0	0	0	—	$\frac{1}{2}(U_R/D_R)$ (באחוזים)
חישוב $\frac{1}{2}(U_R/D_R)$ שייך לסעיף ג' בפתרון							

חישוב לדוגמה: כאשר $D_R = 150$ מ"מ; יהיה נפח הנגר העילי הישיר 100 מ"מ שהם כ-67% מעובי הגשם הסופתי; הנפח שיחדור לקרקע יהיה 30 מ"מ, שהם 20% מעובי הגשם הסופתי; אוגר השלוליות יהיה 20 מ"מ, שהם כ-13% מעובי הגשם הסופתי הנ"ל.

היחסים הנ"ל והשתנותם בתלות ב- D_R מתוארים בציור להלן.

ג. בטבלה לעיל חושבו ערכי $\frac{1}{2}(U_R/D_R) = (U_R/D_R) \cdot \frac{1}{2}$ באחוזים. ערכים אלה הותוו בציור שבדף הבא ובאמצעותם סורטט העקום המתאים.

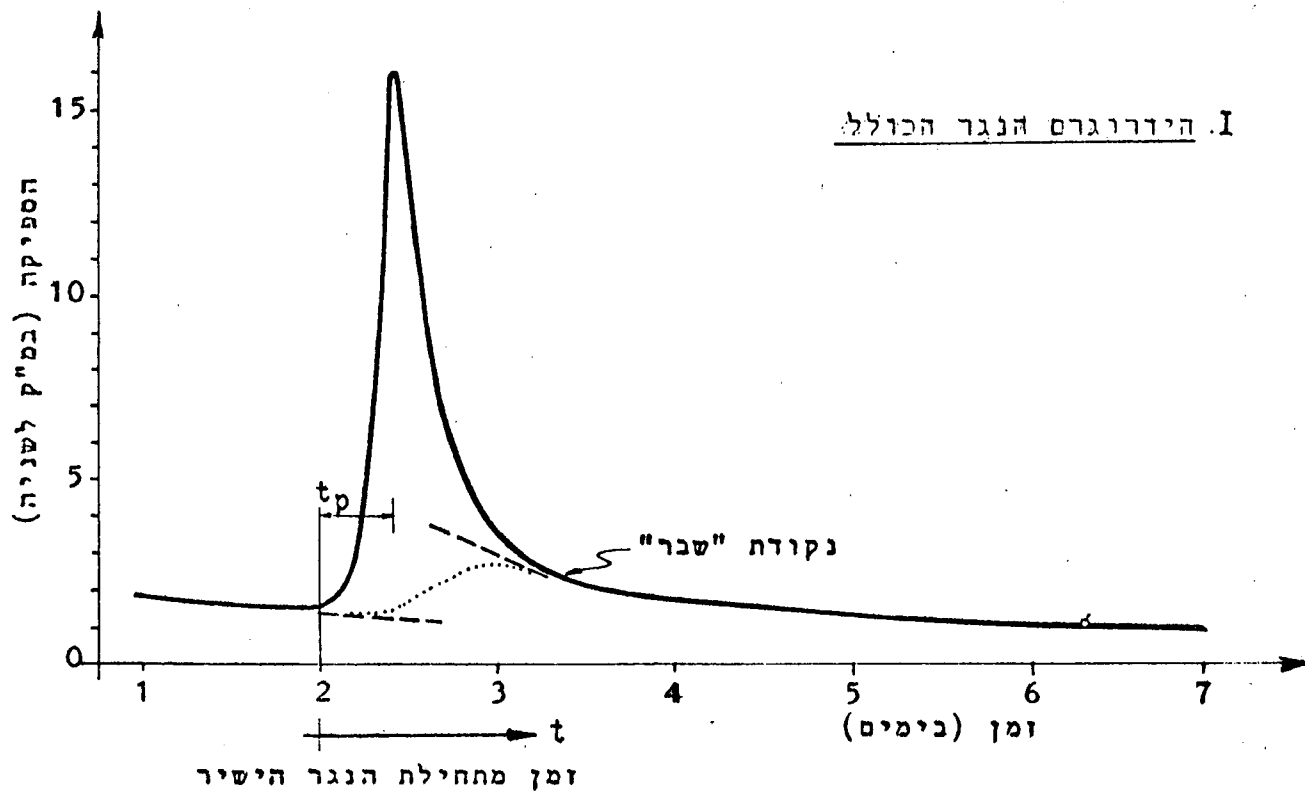
ד. על פי הנחונים מומחש היטב שאחוז הנגר הישיר (יחסית לעובי הגשם הסופתי) גדל ככל שגדל עובי הגשם הסופתי. למעשה, היות ותחומי ההנקזות אינם הומוגניים ואחידים - תחיל זרימה אף מעובי גשם סופתי קטנים יותר ועוד בסרם מולאו כל השוליות. כמו כן, תהליך מילוי השוליות יתחיל, בחלקים מסויימים בתחום ההתנקזות שהם יותר אטימים - בעובי גשם קטנים יותר. ניתן להמחיש זאת באמצעות העקומים המרוסקים $\left(\frac{D_s}{D_R}\right)^*$ ו- $\left(\frac{U_R}{D_R}\right)^*$.



דוגמא 1.3 : הפרדת זרימת הבסיס וחישוב הנגר הישיר.

נתון:

בציור I להלן - מחואר הידרוגרם הנגר הכולל שנמדד לפני, בעת ולאחר מעבר סופה מסוימת, שפקדה את חחום ההתנקזות הנתון - ששטחו 32 קמ"ר $a_0 =$.



דרוש :

- א. להפריד את זרימת הבסיס מההידרוגרם הנתון.
- ב. לסרטט את הידרוגרם הנגר העילי הישיר ולקבוע את t_p ואת T_B .
- ג. לחשב ולסרטט את חלוח נפח הנגר הישיר הסכומי בזמן.
- ד. להסביר מה ניתן להסיק ביחס ל- T_B וביחס לצורת ההידרוגרם מניתוח הנגר הישיר.

פתרון:

א. הפרדת זרימת הבסיס מהידרוגרם הנגר הכולל נעשתה על פי שיטת האקסטרפולציה המקורבת - ראה סעיף 1.3.3, ג'. ההפרדה מוצגת בציור I (על גבי ההידרוגרם הנחון). זמן הפיגור של זרימת הבסיס (N_B) הוא את הערכים המתקבלים מטבלה 3 (ראה סעיף 1.3.1) - הערך המתקבל מהטבלה הוא $N_B \geq 1$ יום; מההידרוגרם מתקבל יום אחד, בקירוב.

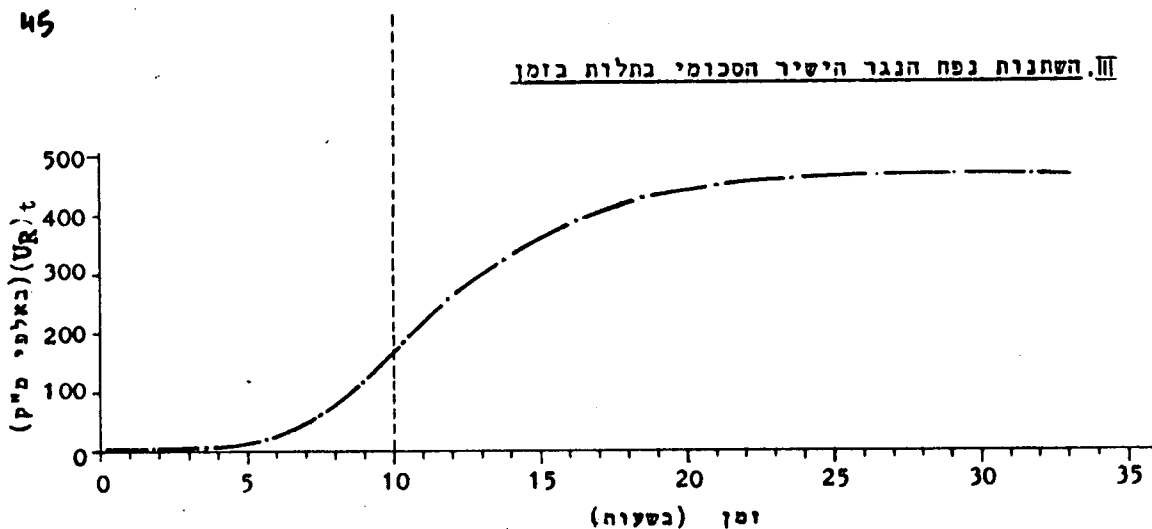
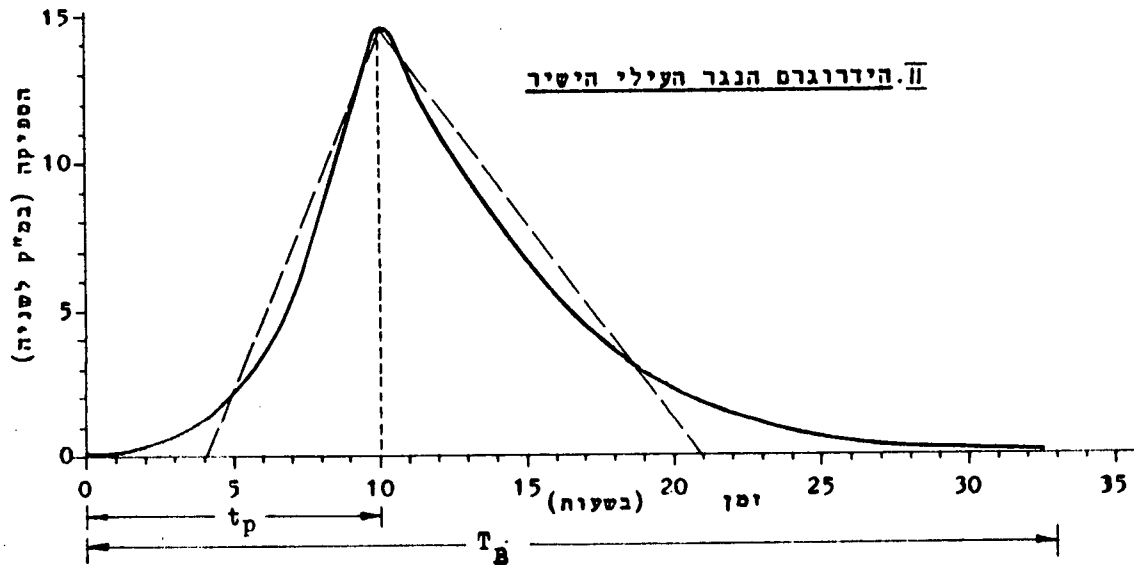
ב. בטבלה להלן סוכמו: הספיקות הכוללות (Q) וספיקות זרימת הבסיס Q_B , שנמדדו מציור I לעיל. ספיקות הנגר הישיר חושבו לפי $Q_d = Q - Q_B$.
ספיקת השיא: החישובים שהתייחסו למרווחי זמן של 3 שעות דלגו על ספיקת השיא של הנגר העילי הישיר ועל חלק מסגמנט השיא. מאחר וחשוב לקבוע את סגמנט השיא בדיוק, אם הדבר ניתן, הושלמו הנתונים ע"י חישוב ערך ביניים בזמן הופעת ספיקת השיא - במקרה שלפנינו 10 שעות t_p .
 לפיכך נמצאה ספיקת השיא כ-

$$Q_p = (Q - Q_B)_p = 16.0 - 1.5 = 14.5$$

שעות												$t =$ זמן מחילת הנגר הישיר											
3.3	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3	0	מ"ק לשניה	Q										
2.3	2.6	3.0	3.5	4.5	6.0	9.0	13.0	15.0	5.0	2.0	1.6	מ"ק לשניה	Q_B										
2.3	2.4	2.6	2.7	2.6	2.4	2.0	1.7	1.5	1.5	1.4	1.6	מ"ק לשניה	$Q_d = Q - Q_B$										
0.0	0.2	0.4	0.8	1.9	3.6	7.0	11.3	11.5	3.5	1.6	0.0	מ"ק לשניה											
0.1		0.3		0.6		1.4		2.7		5.3		9.2		11.4		8.5		2.1		0.3		מ"ק לשניה	\bar{Q}_d גר ישיר ממוצע
1		3		6		15		29		57		99		124		92		23		3		אלפי מ"ק	ΔU_R
452	451	448	442	427	398	341	242	118	26	3	0	אלפי מ"ק	$(U_R)_t$ גר ישיר סכומי										
468	467	464	458	443	414	357	258	$U_R(t)$ מחוקן על סי חוספת סגמנט השיא (16 אלפי מ"ק)															

הערות: הספיקות מעוגלות לספרה אחת אחרי הנקודה ואילו הנפחים מעוגלים לאלפי מ"ק שלמים. ΔU_R התקבל ע"י הכפלת \bar{Q}_d ב- $10,800 (3 \times 3,600)$; כי \bar{Q}_d היא הספיקה הממוצעת ל-3 שעות.

הידרוגרם הנגר הישיר מוצג בציור II להלן $[Q_d = f(t)]$.
 מתוך כך נראה - שזמן השגת ספיקת השיא הוא אכן 10 שעות =
 ואורך בסיס ההידרוגרם (T_B) הוא כ-33 שעות. מבחינה מעשית
 - ניתן להזניח את "זנב" הגיאומטרי, המייצג ספיקות קטנטנות,
 ולקבוע כי T_B הינו בסדר גודל של 27 עד 30 שעות.



ג. נפח הנגר הישיר בכל מרווח זמן Δt חושב לפי -

$$\Delta U_R = \bar{Q}_d \times \Delta t \quad \text{כלומר: } \Delta U_R = \frac{1}{2} [(Q_d)_t + (Q_d)_{t+\Delta t}] \times \Delta t$$

ואילו הנפח המצטבר של הנגר הישיר בתלות בזמן חושב

$$(U_R)_t = \sum_{\tau=0}^t \Delta U_R$$

כ- מאחר ו- \bar{Q}_d נתון במ"ק לשניה ומרווח הזמן הוא $\Delta t = 3$ שעות
- יש לכפול את הספיקות הממוצעות הנ"ל ב-10,800 (3 × 3,600).
תוצאות החישובים מפורטות בטבלה לעיל.

מאחר ונלקחו מרווחי זמן שלמים וקבועים של 3 שעות - דולג על סגמנט השיא, שנפחו, במקרה זה, $\Delta t = \frac{1}{2}(14.5-11.4) \times \Delta t$, $16,000 \approx \frac{1}{2} \times 10,800$ שניות = 10,800. לפיכך, יש להוסיף ל- $(\Delta U_R)_{9-12}$ נפח של כ-16,000 מ"ק על חשבון השמטה זו (ראה בטבלה לעיל).
השתנות $(U_R)_t$ בתלות בזמן מתוארת בציור III, לעיל.

ד. (1) למעשה, תרומת שלוש השעות הראשונות לגיאומטריה העילי

הישיר לנפח הנגר וכן תרומת הספיקות שלאחר 24 שעות מתחילת הגיאומטריה - ניתנות להזנחה (ראה ציור III לעיל).
דוגמה זו ממחישה היטב - שאין חשיבות מעשית לסעויות בקביעת משך בסיס ההידרוגרם (T_B) , לא מבחינת הספיקות ולא מבחינת נפחי הנגר.

(2) את זמן השגת ספיקת השיא (t_p) ניתן לקבוע בדיוק סביר, ולזאת יש חשיבות - כפי שמוסבר בפרק 2.

(3) בציור II מומחשת העלייה התלולה של הענף העולה לעומת הירידה המתונה יותר של ענף הדעיכה; עקב זאת - נפח

הנגר הסכומי עד להשגת ספיקת השיא, במקרה זה, הוא פחות ממחצית נפח הנגר הסופתי הכולל (ראה ציור III לעיל).

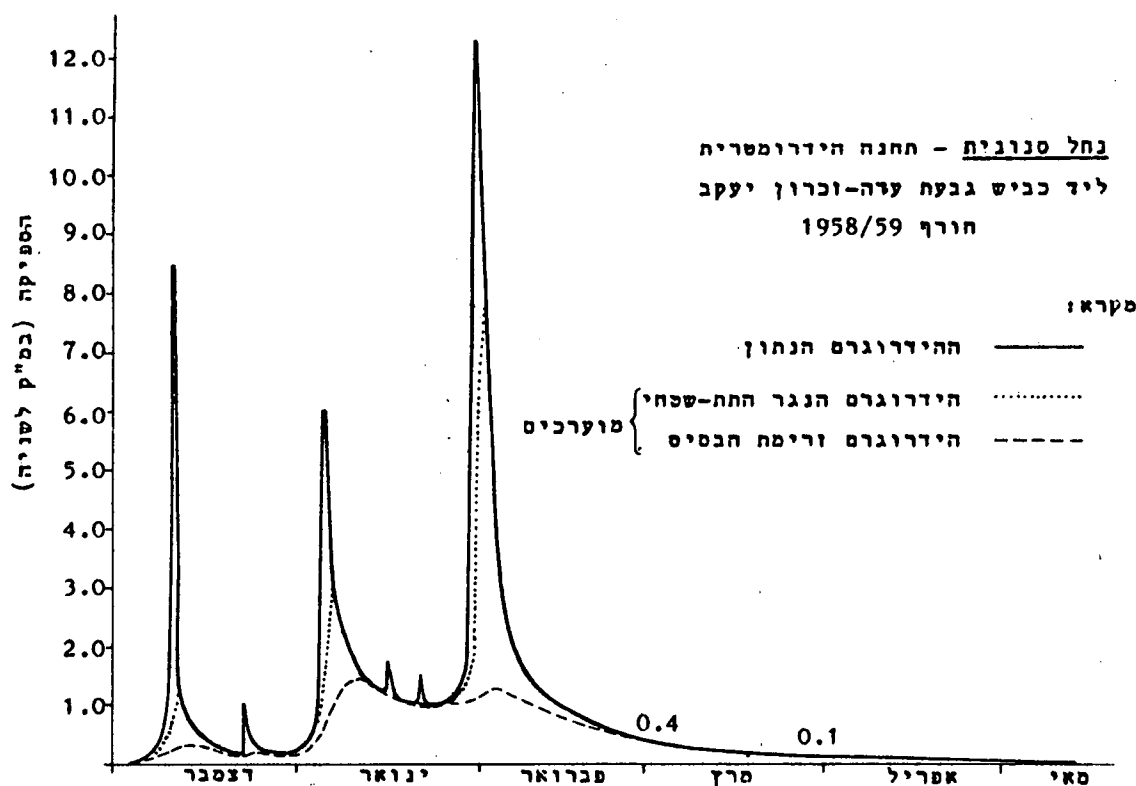
(4) תאור ההידרוגרם הנגר העילי הישיר, במקרה זה, באמצעות ההידרוגרם משולשי, (שאינו שווה שוקיים) - שתחילתו בשעה הרביעית וסופו בשעה ה-21 ($T_B = 17$ שעות ו- $t_p = 6$ שעות) - מייצג בקירוב טוב את ההידרוגרם הממשי, גם מבחינת הנגר הסופתי הכולל (מתקבל נפח של כ-450 אלף מ"ק).

דוגמא 1.4 : מהות הזרימה וסוג הנחל.

נתון:

בציור להלן מתואר ההידרוגרם השנתי של הזרימות בנחל סנונית

בחורף 1957/58. שטח תחום ההתנקזות עד לנקודת הריכוז
הנחונה הוא כ-64 קמ"ר. חלק מתחום ההתנקזות הינו הררי-
סלעים אסימטים יחסית המכוסים בשכבה דקה של קרקע די חדירה
וחלקו האחר הוא עמק שחתיתו קרסון איאוקני אסים יחסית ומעליו
חרסית עם צרורות (המהווים אקוויפר רדוד). משך הריכוז של
הנגר העילי הישיר הוא מספר שעות (פחות מחצי יממה). בשנה
הנידונה לא ירד באזור גשם סופתי שמשכו עלה על יומיים רצופים
בשבוע. לאחר תחילת פברואר לא ירדו גשמים בעוצמה גדולה -
כך, שסביר להניח שלא היו גיאוליות משמעותיות של נגר ישיר
בחקופה זו.

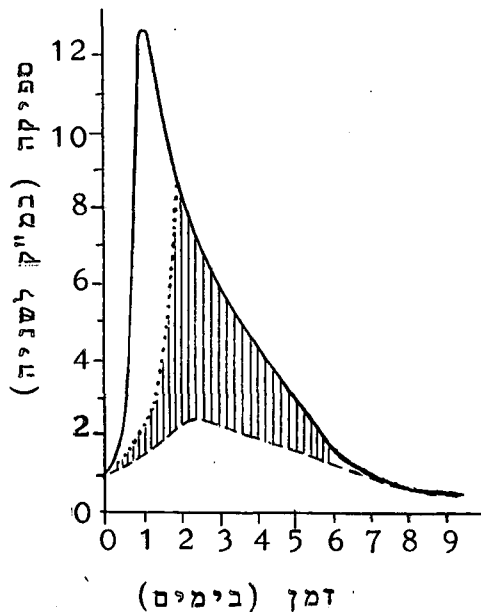


דרוש:

- לקבוע מהו סוג הנחל.
- לקבוע ולהסביר איזה סוגי זרימה מיוצגים ע"י ההידרוגרם הנחון.
- להפריד את ההידרוגרם, באופן עקרוני, לסוגי הנגר השונים.

הפתרון:

- א. הנחל הוא מסוג הנחלים העונתיים (Intermittent Stream).
 - ב. ההידרוגרם מייצג את כל שלושת סוגי הנגר האפשריים: נגר ישיר, נגר תת-שטחי ונגר תת-קרקעי (זרימות בסיס). מציאות הנגר התת-שטחי מומחשת באמצעות ההידרוגרמים - דעיכת הגיאומטרית היא איטית מדי לעומת זו הצפויה מנגר על-קרקעי ישיר בתחום התנקזות בגודל הנתון ומהירה מדי עבור זרימות בסיס. לפי הנתונים - היה על הנגר העילי הישיר לסיים את התנקזותו תוך שעות ולא יותר מיממה לאחר הפסקת הגשם, בעוד שבהידרוגרם הנתון - דעיכת הגיאומטרית נמשכת מספר ימים (כ-10 ימים).
 - ג. הפרדת זרימת הבסיס מוצגת ע"י קו מרוסק. ההפרדה נעשתה תוך הסתמכות על קצב דעיכה איטי סביר, התואם, פחות או יותר, את זה המתקבל מאקסטרפולציה של הדעיכה בסוף העונה (ראה דוגמה 1.5).
- הפרדת הנגר התת-שטחי נעשתה בהנחה - שלאחר יממה, בקירוב, מהופעת ספיקת השיא נפסק הנגר העילי הישיר;



כך שספיקות הגיאומטריות הגדולות יחסית ייוחסו לנגר התת-שטחי - ראה ציור משמאל. דעיכת הנגר התת-שטחי בחודש פברואר הינה אקספוננציאלית - ראה דוגמה 1.5. הפרדת הזרימות במשך השנה, באופן עקרוני, מוצגת בתרשים ההידרוגרם השנתי הנתון.

דוגמה 1.5 : ניתוח וחישוב זרימת בסיס.

נתון:

הנתונים כמו בדוגמה 1.4.

דרוש:

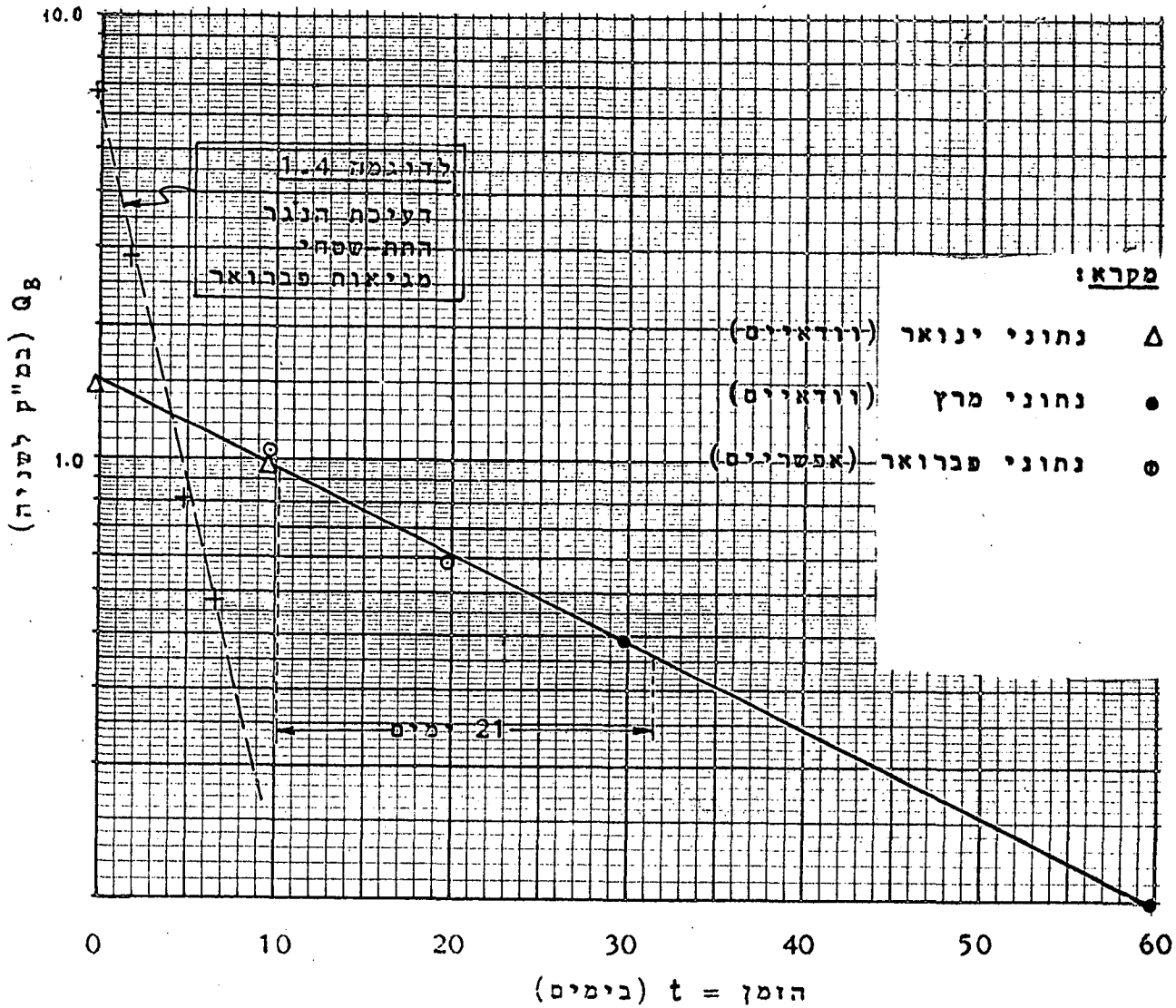
- א. למצוא את פונקציית הדעיכה של זרימת הבסיס ואת מקדם הדעיכה.
- ב. לחשב את נפח זרימת הבסיס שזרמה החל מה-3 לפברואר 1959 ועד לסוף העונה.
- ג. לחשב את נפח זרימת הבסיס שזרמה החל מה-3 לפברואר 1959 ועד לסוף חודש זה.

הפתרון:

- א. מההידרוגרם הנחון (שבדוגמה 1.4) מוציאים ערכים של ספיקות, שהוערכו כזרימות בסיס בזמנים שונים (ספיקות שניתן ליחסן בוודאות לזרימת הבסיס וכאלה שיש יסוד סביר להניח שאף הן שייכות לסוג זרימה זה) - ראה סכומן בטבלה להלן.

התאריך	Q_B (מ"ק לשניה)	t (בימים)	Δt (בימים)	הערות והסברים
31.3.1958	0.1	60	30	מאחר והזרימה הרצופה נמשכה כחודשיים נקבע סוף מרץ כיום ה- $t = 60$; שאר הזמנים נקבעו בהתאם.
3.3.	0.4	30		
18.2.	(0.6)	20		
8.2.	(1.1)	10		
11.1.1958	1.5	0	10	מאחר ולפי הגרף שהוכן על סמך נתוני פברואר ומרץ - $Q_B = 1.0$ מ"ק לשניה מתאים לזמן $t = 10$ ימים, נקבע גם כאן $t = 10$ עבור ספיקה זו.
21.1.	1.0	10		
הערה: הזמנים אינם מוחלטים, וניתן להתחילם מזמן t_0 כלשהו - ראה סעיף 1.3.2.				

הנקודות המתאימות (מהטבלה הנ"ל) סורטטו בצירור להלן - קודם נתוני מרץ ופברואר ולאחר מכן נתוני ינואר. התברר שישנה התאמה טובה בין הנתונים והתקבל עקום דעיכה אקספוננציאלי (קו ישר בנייר $\log Q_B$ כנגד t).



חישוב α (מקדם הדעיכה):

נבחר $Q_0 = 1.0$ מ"ק לשנייה ואז $0.37 Q_0$ מ"ק לשנייה. הפרש הזמן בין שתי ספיקות אלה הוא כ-21 יום. ערך זה שווה ל- t_0^* השווה ל- $1/\alpha$ (ראה סעיף 5.3.2); מכאן ש- $\alpha = \frac{1}{21} = 0.048 \approx 0.05$. בהתאם לכך, ניתן לתאר את זרימת הבסיס הנחונה על פי הפונקציה:

$$Q(t) = Q_0 e^{-\alpha t} = Q_0 e^{-0.05t}$$

$$Q(t) = Q_0 e^{-\alpha(t-t_0)} = Q_0 e^{-0.05(t-t_0)} \quad \text{או}$$

כאשר: Q_0 הינה ספיקה כלשהי בזמן t_0 (נוסחה שנייה) או בזמן כלשהו שאנו מניחים שבו $t_0 = 0$.

ב. הספיקה ב-3 לפברואר הייתה 1.3 מ"ק לשנייה $(Q_B)_0 = Q_0$.
 לכן - נפח הנגר שזרם עד להתרוקנות האקוויפר המזין היה
 (ראה 5.3.2):

$$U_B = \frac{Q_0}{\alpha} = \frac{1.3 \times (24 \times 3,600)}{0.05} = 1.3(86,400) \times 20 \approx \text{מלמ"ק} \approx 2.25$$

(מכפלת הספיקה ב- $24 \times 3,600 = 86,400$ נובע מההכרח לבטא את הספיקה במ"ק ליממה היות ו- α נתון ביחידות של $\frac{1}{\text{יממה}}$.)

ג. במקרה זה: $Q_0 = 1.3$ מ"ק לשנייה ואילו לאחר 25 ימים (בפברואר הנ"ל היו 28 ימים) הייתה הספיקה $Q_1 = 0.4$ מ"ק לשנייה. בהתאם לכך, נפח זרימת הבסיס המבוקש הוא:

$$(U_B)_{0-1} = \frac{1}{\alpha} (Q_0 - Q_1) = \frac{1}{0.05} (1.3 - 0.4)(24 \times 3,600) =$$

$$= \frac{1}{0.05} \times 0.9 \times 86,400 \approx \text{מלמ"ק} \approx 1.56$$

דוגמה 1.6: הידרוגרם לא-מימדי.

נחון:

ההידרוגרם הלא-מימדי של נחל גמליאל, במקום בו הוא חוצה את כביש החוף, מיוצג בסבלה להלן - שבה מפורטות הכמויות היחסיות של הנגר הסופתי בכל 3 שעות מתחילת הגיאות ועד לסופה (באחוזים). לפי הנחונים: ביום הראשון מחנקז כ-91.6% מנפח הנגר הסופתי הכולל ואילו ביום השני רק כ-8.4%.

יום ראשון לגיאות

מרווח זמן מתחילת הגיאות (בשעות)	3-0	6-3	9-6	12-9	15-12	18-15	21-18	24-21	ס"ה ליממה
הכמות היחסית של הנגר הסופתי (באחוזים)	1.2	9.4	26.3	20.5	13.4	9.4	6.7	4.7	91.6

יום שני לגיאות

מרווח זמן מתחילת הגיאות (שעות)	27-24	30-27	33-30	36-33	39-36	42-39	45-42	48-45	ס"ה ליממה
הכמות היחסית של הנגר הסופתי (באחוזים)	3.2	2.2	1.3	0.8	0.4	0.3	0.2	-	8.4

ביום מסויים יורד גשם הגורם לנגר עילי ישיר, שנפחו
בנחל גמליאל הוא כ-2.0 מלמ"ק.

דרוש:

א. לחשב את ההידרוגרם הזרימה בנחל גמליאל כתוצאה
מהגאות הנתונה.

ב. לחשב את ההידרוגרם שיתקבל בנחל גמליאל - אם יום לאחר
תחילת הגאות הנתונה ירד גשם, שיגרום לנגר עילי ישיר
בנפח של 1 מלמ"ק בקירוב.

פתרון:

א.

(1) נפח הנגר בכל מרווח זמן של 3 שעות (ΔU_R) שווה
לנפח הכולל של הגאות (U_R) כפול הכמות היחסית
של הנגר הסופתי במרווח זמן זה (אם הכמות היחסית
נתונה באחוזים יש צורך לחלק ב-100). למשל: במרווח
הזמן שבין השעה ה-6 לשעה ה-9 מתחילת הגאות יזרום
בנחל גמליאל נגר שנפחו:

$$\Delta U_R = 2.0 \times \frac{26.3}{100} = 0.526 \text{ מלמ"ק}$$

(2) הספיקה הממוצעת במ"ק לשנייה בכל מרווח זמן של 3
שעות (\bar{Q}_i) תהיה שווה לנפח הנגר בכל מרווח זמן מחולק
במספר השניות שב-3 שעות, כלומר:

$$\bar{Q}_i = \frac{(\Delta \bar{U}_R)_i}{3 \times 3,600} = \frac{(\Delta U_R)_i}{10,800}$$

למשל: הספיקה הממוצעת

במרווח הזמן שבין השעה ה-6 לשעה ה-9 מתחילת הגאות
בנחל גמליאל תהיה -

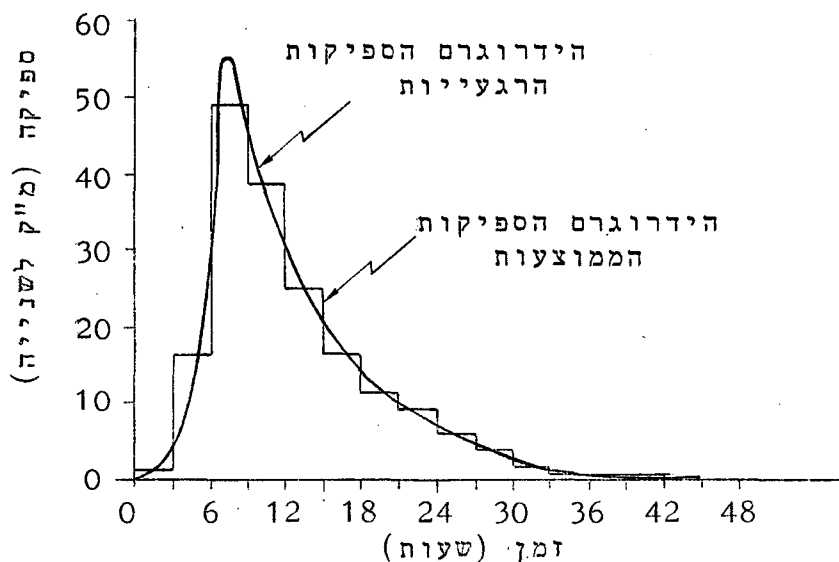
$$\bar{Q}_{6-9} = \frac{(\Delta U_R)_{6-9}}{10,800} = \frac{526,000}{10,800} = 48.7 \approx 49 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(3) להלן סיכום חישוב הספיקות הממוצעות - מעוגלות לערכים שלמים:

יום ראשון לגאות								היום
24-21	21-18	18-15	15-12	12-9	9-6	6-3	3-0	מרווח הזמן (בשעות)
94	134	188	268	410	526	188	24	ΔU_R (באלפי מ"ק)
9	12	17	25	38	49	17	2	\bar{Q} (במ"ק לשנייה)

יום שני לגאות								היום
48-45	45-42	42-39	39-36	36-33	33-30	30-27	27-24	מרווח הזמן (בשעות)
-	4	6	8	16	26	44	64	ΔU_R (באלפי מ"ק)
0	0	1	1	1	2	4	6	\bar{Q} (במ"ק לשנייה)

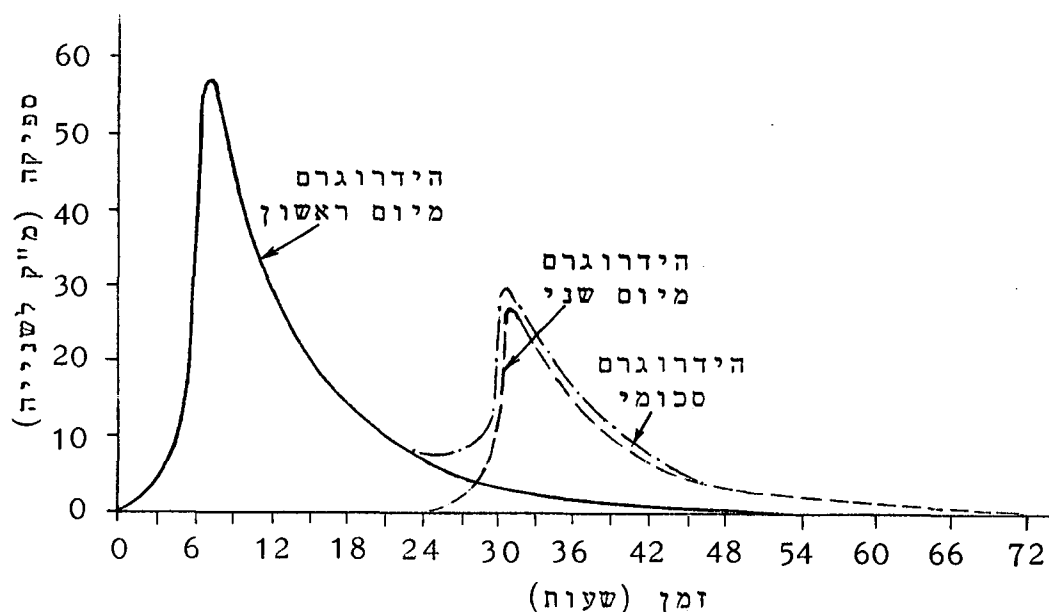
(4) על סמך הידרוגרם הספיקות הממוצעות מסרטטים את הידרוגרם הספיקות הרגעיות (ראה ציור להלן) - כאשר נפח הנגר בכל מרווח זמן נשמר (כלומר: השטח בכל מרווח זמן נשמר).



ב.

(1) הידרוגרם הנגר העילי הישיר מהגאות המתחילה יממה לאחר הגאות הנתונה - יחושב באופן דומה, כפי שהוסבר ב-א' לעיל.

(2) ההידרוגרם בנחל - משתי הגאותות הנ"ל יתקבל ע"י סופרפוזיציה של שני ההידרוגרמים כשהם מוזזים זה מזה ביממה, לפי סדר הופעתם. משך ההידרוגרם המרוכב יהיה כ-3 יממות - ראה ציור להלן.



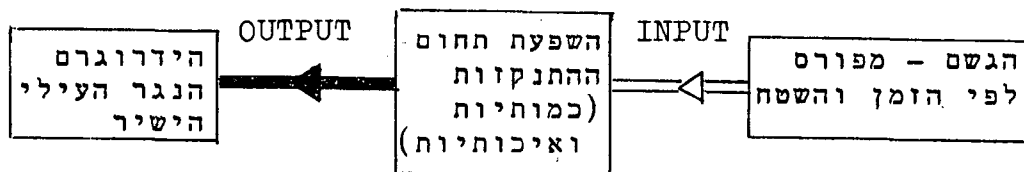
במקרה זה, מאחר והחלק הארי של הנגר הוא ביום אחד - ההשפעה של גאות ראשונה על גאות המתחילה ביום שלאחריה (בהבדלי זמן של יממה) - הינה זניחה.

פרק 2 : השפעת הגשם על הידרוגרם

הנגר העילי הישיר

2.1 מבוא

לגשם - עוצמתו, עוביו, משכו, פירושו בתלות בזמן ופירושו על פני תחום ההתנקזות - השפעה רבה על הנגר העל-קרקעי הישיר וההידרוגרם המייצג אותו. השפעה זו אינה בלתי תלויה. היא קשורה לתכונות תחום ההתנקזות (כפי שהוסבר בקונטרס מס' 4, פרק 4, וכפי שמוסבר להלן וכן בפרקים 1-3 של קונטרס זה). ניתן להמחיש קשר זה באמצעות המודל הסכימתי שבציור 19 להלן.



ציור 19: מודל סכימתי לתיאור הקשר בין הגשם, תכונות תחום ההתנקזות וההידרוגרם.

אם כי לכלל תכונות תחום ההתנקזות חשיבות בעיצוב ההידרוגרם, הרי - לצורך הבהרת ההשפעות העיקריות של הגשם - נסווג את תחומי ההתנקזות לפי גודלם. לשם דיון זה, נעזר בפרמטר, אשר עשוי לייצג את גודל תחום ההתנקזות, והוא - משך הריכוז (ראה סעיף 3.3). כמו כן, יש להבין את מהות יחסי העוצמה-משך-תקופת-חזרה (ראה קונטרס מס' 4, סעיף 2.7.3), לפני שנקשרם עם משך הריכוז ועם גודל תחום ההתנקזות.

2.2 השפעת הגשם בתלות בגודל תחומי ההתנקזות

2.2.1 כללי

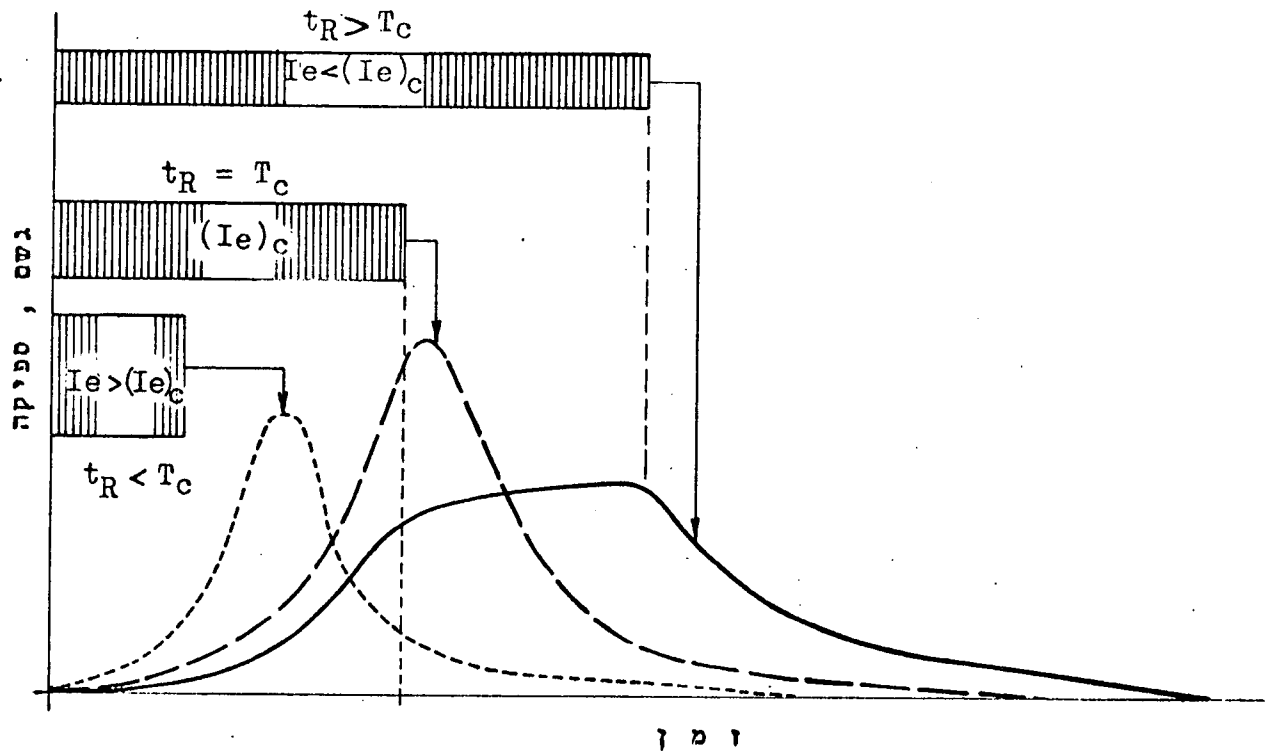
עניינו התכליתי של המהנדס המתכנן בהידרולוגיה העילית מתרכז לעתים קרובות, בתנאים שבהם יושגו ספיקות שיא, או זרימות קיצוניות לא שכיחות. לכן, חשוב להכיר את התנאים ההידרולוגיים שבהם יתרחשו האירועים המכסימליים. סופות הגשם המבוקשות למקרים אלה תלויות בגודל תחום ההתנקזות, כפי שמוסבר להלן; כאשר גודל התחום, במובנו הכמותי, תלוי בתכונותיו - המיוצגות באמצעות משך הריכוז ובאופי הגשמים מבחינת יחסי העוצמה-משך-תקופת חזרה.

2.2.2 השפעת הגשם בתחומי התנקזות קטנים

(א) תחומי התנקזות קטנים

תחומי התנקזות יוגדרו כקטנים אם הספיקות המכסימליות מהם תושגנה מגשמי תכן סטנדרטיים שמשכם (t_R) יהיה שווה למשך הריכוז (T_C). גשם תכן סטנדרטי, במקרים שלפנינו, הוא גשם שעוצמתו קבועה במשך הסופה, היא אחידה על פני תחום ההתנקזות ותקופת החזרה שלו (R) מוגדרת על ידי המתכנן (בהתאם למטרות התכנון). על פי ההגדרות הנ"ל, ספיקות השיא המכסימליות האפשריות בתנאים ההידרולוגיים מוגדרים תושגנה כתוצאה מירידת הגשם תכן סטנדרטי בעוצמה I_C , שמשכו $T_C = T_R$ (המושג גשם תכן כולל גם את תקופת החזרה). מכאן, שאם t_R יהיה קטן מ- T_C : יתקבלו מעומי עוצמה-משך-תקופת חזרה גשמים בעוצמה I הגדולה מ- I_C הנ"ל, אך אלה יגרמו לספיקות שיא קטנות מהנ"ל; הסיבה לכך היא - שבמקרים אלה יתנקז בו-זמנית רק חלק מתחום ההתנקזות, בעוד שבמקרה הקודם, שבו $T_C = t_R$, מתנקז בו-זמנית כל תחום ההתנקזות. לעומת זאת, אם $T_C < t_R$ יתקבלו עבור תקופות חזרה שוות גשמים בעוצמה I הקטנה מ- I_C ולכן גם ספיקות השיא המתאימות שיתקבלו תהיינה קטנות יותר מהמכסימליות האפשריות.

המקרים השונים שזוינו לעיל מודגמים בציור 20.



ציור 20: השפעת משך הגשם על עוצמת גשם התכן ועל ההידרוגרם עבור תקופת חזרה אחידה בחומי התנקזות קטנים - האור סכימתי.

למעשה, כל האמור לעיל על-אודות הגשם - מתייחס לגשם עודף. במקרים שניתן לייצג את האיבודים למעשה באמצעות אינדקס ϕ (ראה קונטרס מס' 4, פרק 4) והגשם הינו בעוצמה קבועה ואחידה על פני תחום ההתנקזות הגדולה מ- ϕ - האמור לעיל נכון לגבי הגשם בכלל.

(ב) תלות ההידרוגרם במשך הגשם בלבד

כדי להבין את התפתחות היווצרות ההידרוגרם וחלותו כמשך הגשם בלבד - נניח, שיורד גשם עודף בעוצמה קבועה במשך הסופה ואחידה על פני תחום התנקזות הומוגני, מלבני ושווה שיפוע. שלושת המצבים האפשריים במקרה זה הם (ראה ציור 21 שבעמוד 59 ודוגמה 2.2):

$$(1) \quad \underline{t_R = T_c} \quad (\text{משך הגשם שווה למשך הריכוז}):$$

במקרה זה מושגת ספיקת שיא השווה בקירוב לספיקת השיא המכסימלית האפשרית מגשם עודף בעוצמה הנתונה (I_c).
ספיקת השיא מושגת בזמן t_p השווה בקירוב למשך הריכוז
 $(T_c \simeq t_p)$.

$$(2) \quad \underline{t_R > T_c} \quad (\text{משך הגשם גדול ממשך הריכוז}):$$

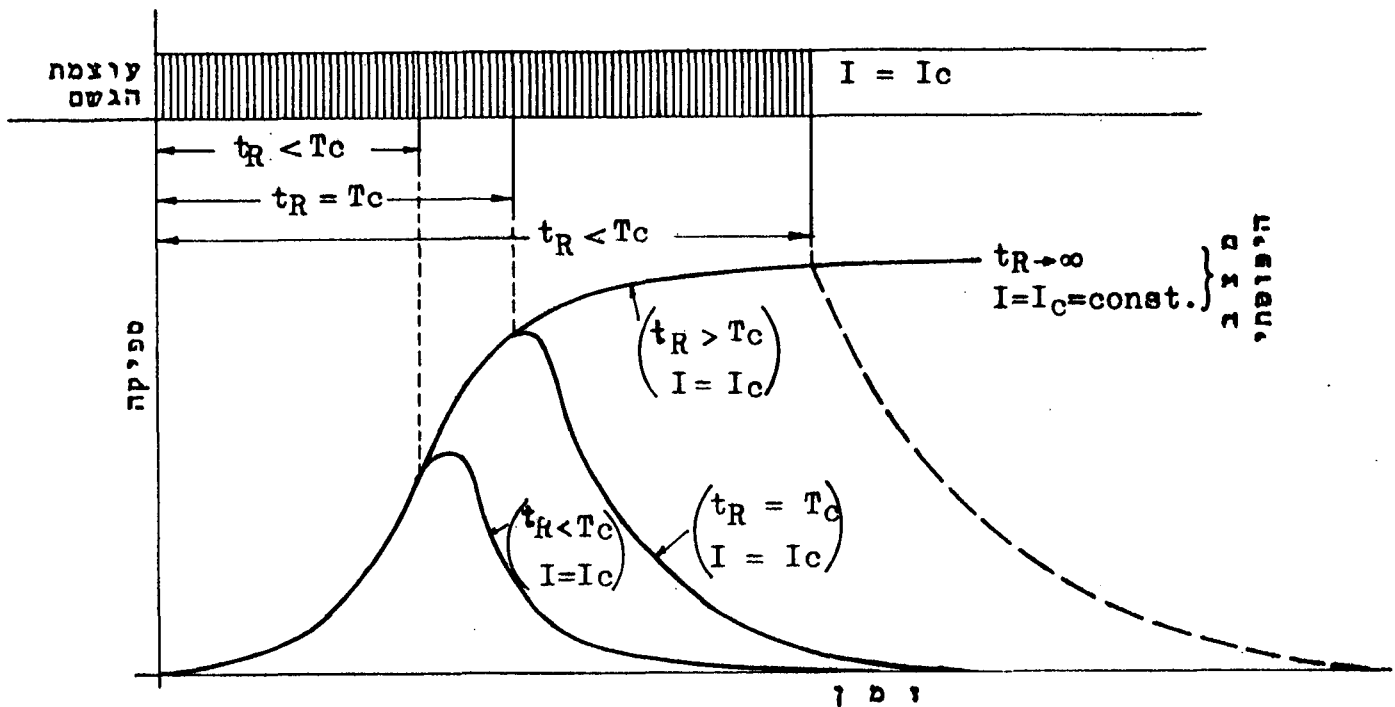
ספיקת השיא המכסימלית האפשרית (מהגשם בעוצמה הנתונה) מושגת לאחר משך זמן השווה, בקירוב, למשך הריכוז. לאחר מכן ועד לגמר ירידת הגשם ($T_c \leq t \leq t_R$) כמעט ואין שינוי בספיקה (למעשה, היא גדלה במקצת עם הזמן) והזרימה היא למעשה תמידית. סגמנט השיא הינו שטוח - כמעט קו אופקי, שלאורכו מתנקז בו-זמנית כל הגשם העודף, בעוד אוגר השהי העל-קרקעי כמעט ואינו משתנה (ספיקת השיא שווה לעוצמת הגשם העודף כפול שטח תחום ההתנקזות).

$$(3) \quad \underline{t_R < T_c} \quad (\text{משך הגשם קטן ממשך הריכוז}):$$

במקרה זה הגשם נפסק לפני שמושגת התנקזות בו-זמנית מכל שטח תחום ההתנקזות, כלומר: רק חלק מתחום ההתנקזות מתנקז בו-זמנית. המים מהמקומות הרחוקים מנקודת הריכוז מתנקזים כאשר קיימת משאר חלקי התחום זרימה דועכת (או אף שזרימה מחלקים קרובים לנקודת הריכוז פסקה לגמרי).

הערה:

יש להדגיש שעבור תקופת חזרה שווה - עוצמת הגשם משתנה בתלות במשך הגשם. לכן, האמור לעיל נכון רק אם נייחס את הגשמים שוני המשך (אך שווי העוצמה) לתקופות חזרה שונות, כאשר: הגשם קצר המשך ($t_R < T_c$) יהיה מיוחס לתקופת חזרה קצרה יותר ואילו הגשם ארוך המשך ($t_R > T_c$) יהיה מיוחס לתקופת חזרה ארוכה יותר מזו של הגשם שמשכו $t_R = T_c$.



צור 21: השפעת משך הגשם על ההידרוגרם -
עבור גשם שווה עוצמה ואחיד על פני
חומי התנקזות קטנים.

2.2.3 השפעת הגשם בחחומי התנקזות בינוניים והאיזוכרונות

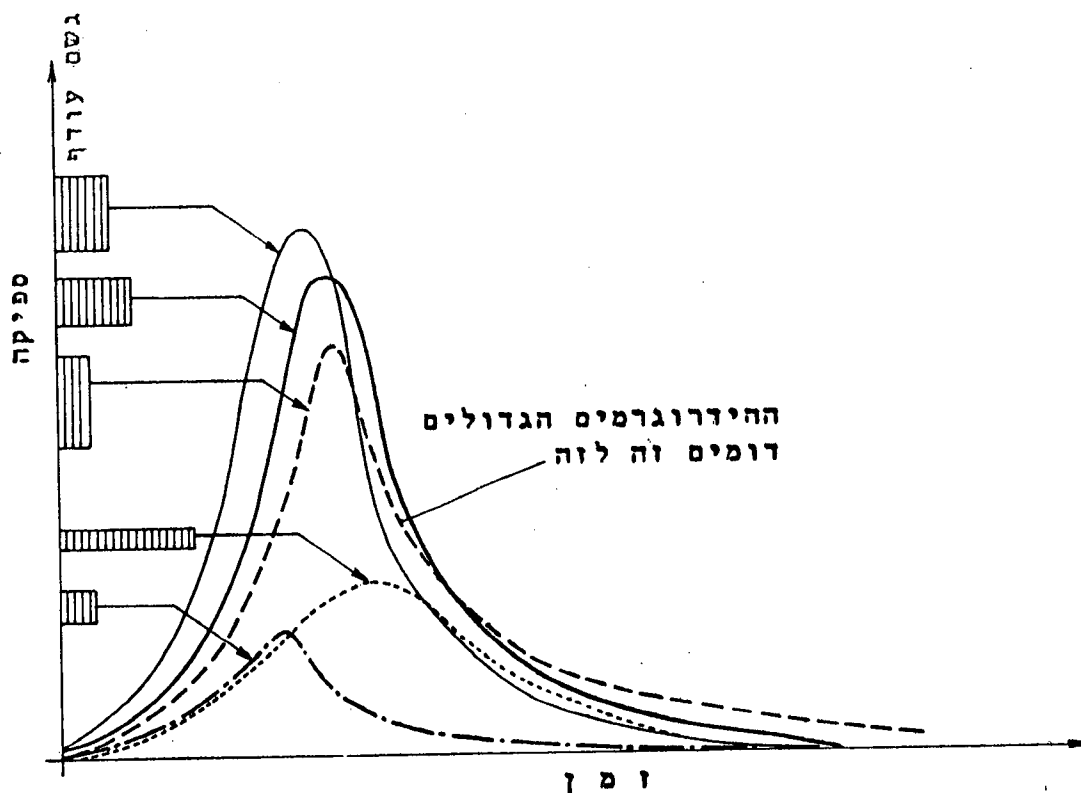
(א) חחומי התנקזות בינוניים

חחומי התנקזות יוגדרו כבינוניים אם ספיקות השיא מהם
מושגות מגשמי חכן סטנדרטיים קצרי משך, יחסית למשך
הריכוז, המכסים את חחום ההתנקזות כולו. במקרים אלה -
משך הריכוז גדול יחסית, עד כדי כך שהעוצמות המתאימות

למשך זה (מחוך יחסי עוצמה-משך-חקופח חזרה) הינן קטנות
ולכן הגשם העודף מהן יגרום לספיקות לא משמעותיות או
קטנות.

(ב) ההידרוגרמים בחחומי התנקזות כינוניים

אם ירדו על פני תחום ההתנקזות גשמים אחידים שמסכיהם
יהיו באותו סדר גודל - יתקבלו הידרוגרמים בעלי צורה דומה
כשהשוני העיקרי ביניהם הוא בספיקות השיא עקב השוני
בעוצמות. צורת ההידרוגרמים תהיה יותר ככל שמסכי הגשם
השוניים יהיו זהים יותר - ראה ציור 22.



ציור 22: הידרוגרמים אופייניים לתחום התנקזות כינוני.

במקרים אלה, זמן השגת ספיקת השיא (t_p) ואורך בסיס
ההידרוגרם (TB) הינם באותו סדר גודל.

עובדה זו מוסברת באמצעות האיזוכרונות (איזוכרונה היא קו המחבר את כל הנקודות על פני תחום ההתנקזות שמסך זרימת המים מהן ועד לנקודת הריכוז הינו שווה) ועקום שטח-זמן (ראה להלן).

(ג) שיטת האיזוכרונות

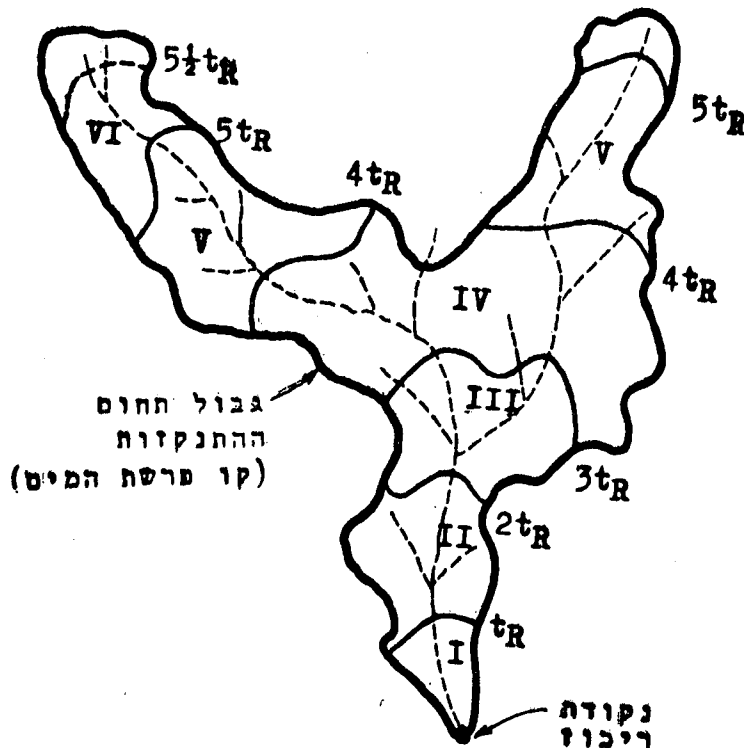
על פי שיטת האיזוכרונות - מחווים על פני תחום ההתנקזות איזוכרונות, שמרווח הזמן ביניהן שווה למסך הגשם (t_R) - ראה הדגמה בציור 23 וכן דוגמה 2.1.

כל שטח המוגבל ע"י שתי איזוכרונות עוקבות כמוהו כתחום התנקזות קטן.

ההידרוגרם מכל שטח מעין זה מתאים להידרוגרם הספיקה המתאים ל- $t_R = T'_c$, כפי שתואר בסעיף 2.2.2. הידרוגרם

הספיקה מתחום ההתנקזות כולו יתקבל מסופרפוזיציה של ההידרוגרמים של כל השטחים הבין-איזוכרוניים הנ"ל, כאשר הם מוזזים זה מזה בזמן פיגור של $T'_c = t_R$ והם מופיעים בזה אחר זה לפי סדר הופעת השטחים.

דוגמה לסופרפוזיציה כנ"ל מוצגת באופן סכימתי בציור 24.

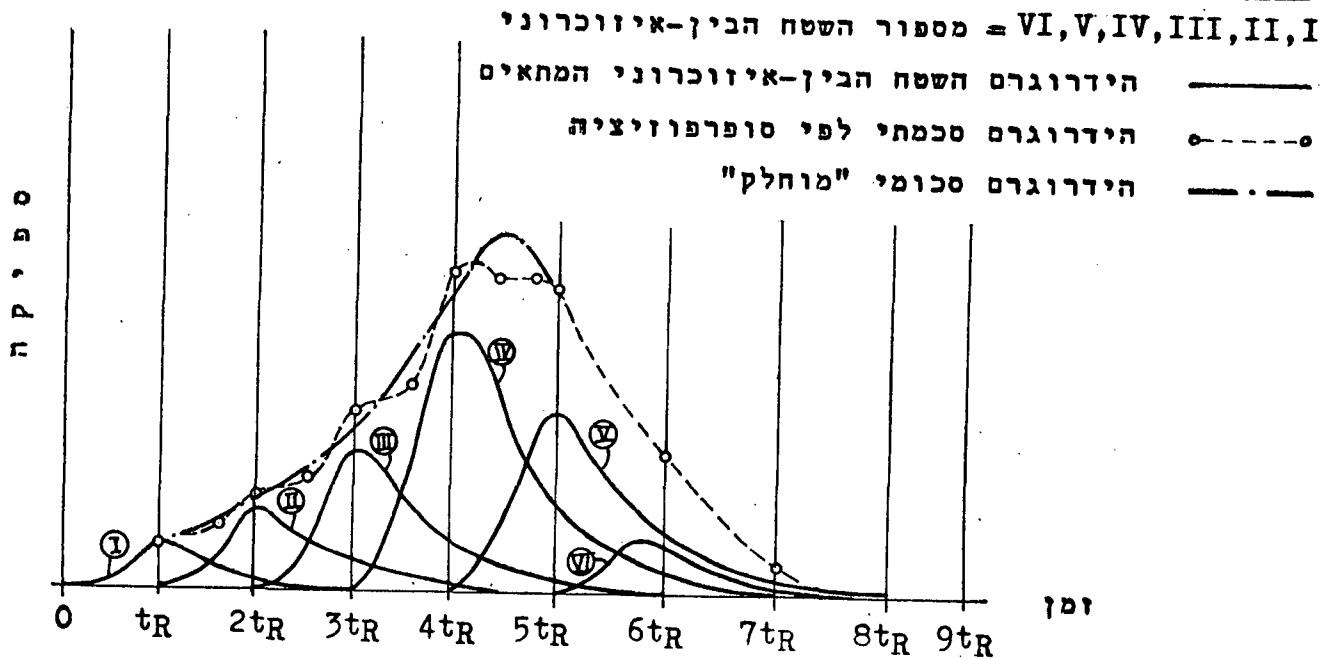


ציור 23: תחומי איזוכרונות על פני תחום ההתנקזות.

יש להעיר, שלכל הידרוגרם משטח בין-איזוכרוני תהיה צורה אחרת וספיקת שיא אחרת - בהתאם לצורת השטח ולגודלו (כפי שהוסבר בסעיף 2.2.2). למעשה, בלתי אפשרי לקבוע בדיוק את האיזוכרונות. כמו כן, תופעות טבעיות הינן רצופות בדרך כלל ולכן "מחליקות" את ההידרוגרם (ראה הדגמת בציר 24).

יש להדגיש, שבהידרוגרמים של השטחים הבין-איזוכרוניים, שבין איזוכרונות שלמות (כפולה שלמה של t_R), ספיקת השיא מושגת לאחר משך זמן $t_R = T'_C = t_p$, בעוד שמשך עקום הדליכה משתנה בהתאם לתכונות השטח (בעיקר שיפועיו) - כאשר משך הגשם קבוע.

מקרא



ציר 24: הידרוגרם מתחום ההתנקזות בינוני -
כסופרפוזיציה של הידרוגרמים משטחים
בין-איזוכרוניים המתאימים לתחומי
התנקזות קטנים.

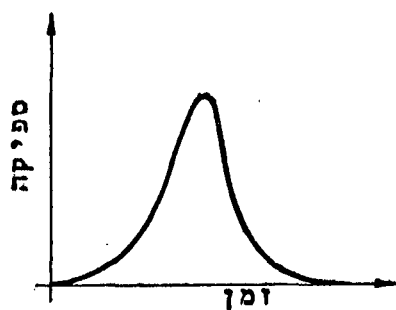
בציר 24 מומחשת היטב העובדה שספיקות השיא מקורן בהתנקזות
בו-זמנית של חלק מתחום ההתנקזות.

(ד) עקום שטח-זמן

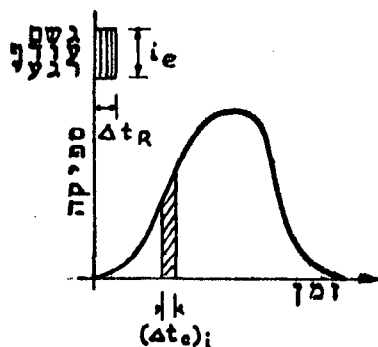
הסבר דומה ניתן ע"י השימוש בעקום שטח-זמן
: (Time-Area Curve)

מחלקים את תחום ההתנקזות לרצועות איזוכרונליות בעלות רוחב קטן Δs , אשר משך הריכוז הממוצע של כל אחת מהן הוא $(t_c)_1$ - ראה ציור 25, א'. אם על פני תחום ההתנקזות יורד גשם עודף רגעי בעוצמה i_e במשך רגעי Δt_R - תהיה התנקזות בו-זמנית של מים רק מרצועות Δs . אם רוחב הזמן בין התנקזות הרצועות העוקבות אף הוא רגעי ובשעור Δt_c - $(t_c)_{1+1} - (t_c)_1 = \Delta t_c$. והספיקות המתאימות מכל רצועה שוות לשטח הרצועה $(l_1 \times \Delta s)$ כפול עוצמת הגשם העודף i_e - יתקבל הידרוגרם המתאר את השתנות שטח הרצועות הנ"ל בחלות בזמן הריכוז המתאים להן. הידרוגרם זה (ראה ציור 25, ב') יוצג את צורת תחום ההתנקזות. הצורה כמות כביסוי השתנות שטח תחום ההתנקזות לאורכו, בתוספת החשבות בשיפועים האורכיים והצידיים המיוצגים ע"י צורת האיזוכרונה.

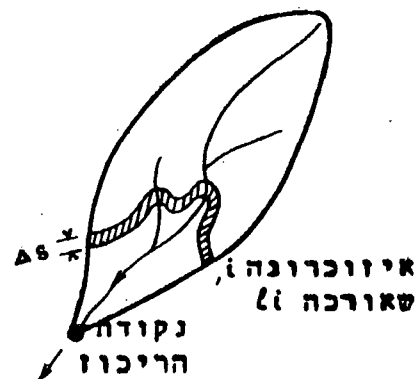
(דוגמה לחישוב עקום שטח-זמן - ראה דוגמה 2.1, ג').



ג. ההידרוגרם בחתשבות בשהי הזמני ובהילוך הגיאומט



ב. הידרוגרם היוצג עקום שטח-זמן



א. תחום ההתנקזות ורצועה איזוכרונלית

ציור 25: ההידרוגרם על פי עקום שטח-זמן.

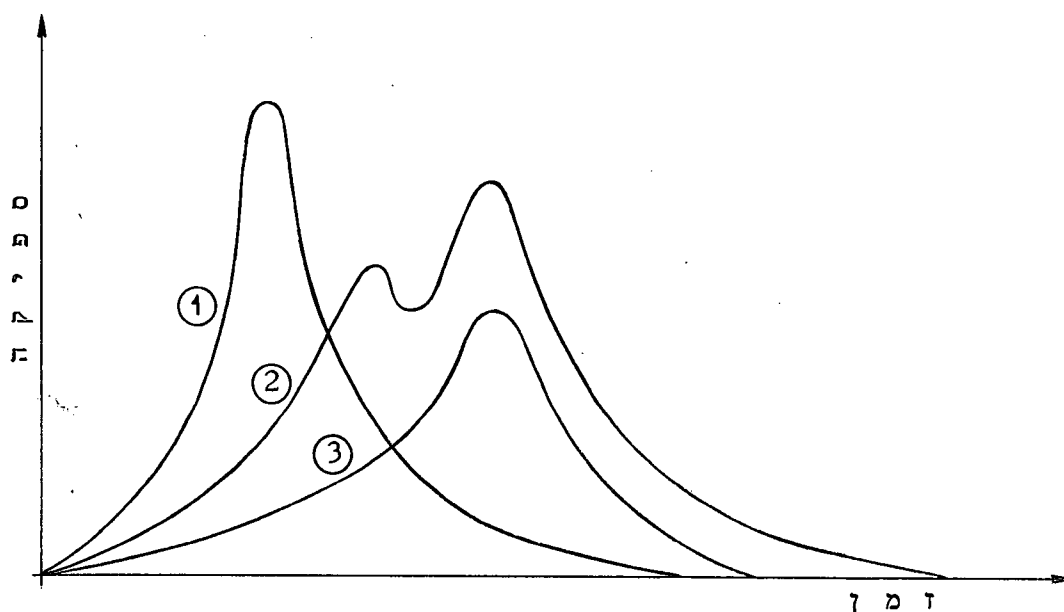
למעשה, כדי שתהיה זרימה יש צורך בשהי על-קרקעי ובאוגר (שהי) אפיקים וכן - הגיאות המתנקזת מהתחום מהלכת לאורך אפיקיו. עקב תופעות אלה - מצטמצם סגמנט השיא ונעשה מחודד יותר ואילו תחילתו של ההידרוגרם וסופו נעשים מתונים יותר וממושכים יותר (ראה ציור 25, ג').

מאחר והגשם העודף הממשי אינו רגעי אלא בעל משך $t_R \ll \Delta t_R$ - יתקבל ההידרוגרם אשר יהווה סופרפוזיציה של ההידרוגרמים מגשמים רגעיים שווי עוצמה i_e (ההידרוגרמים, כאשר: $\frac{t_R}{\Delta t_R} = n$), שהרווח ביניהם הוא Δt_R . מכאן ברור, שאם n גדול, אזי לכל ההידרוגרמים עבור ערכים באותו סדר גודל של n תהיה צורה דומה, כשהשוני ביניהם הוא בעיקר בספיקות השיא (שיושפעו בעיקר מגודל עוצמות הגשם העודף, i_e). ההידרוגרם המתאים ל- t_R מייצג אף הוא את צורת תחום ההתנקזות ותכונותיו (ראה פרק 3).

ההידרוגרמים עבור תחומי התנקזות בינוניים ניתנים לייצוג באמצעות ההידרוגרמי יחידה. תיאוריית ההידרוגרם היחידה ממחישה את השפעת עוצמת הגשם ומשכו על ההידרוגרם (ראה סעיף 2.4).

2.2.4 השפעת הגשם בתחומי התנקזות גדולים.

תחומי התנקזות יוגדרו כגדולים אם ההידרוגרמים המייצגים את הזרימות העיליות מהם שונים זה מזה באופן מהותי - ראה ציור 26. סיבת הדבר היא - שמשך הריכוז גדול מאוד יחסית למשכי הגשם הגורמים לספיקות הגדולות והסופות אינן מכסות על פי רוב את כל שטח תחום ההתנקזות. במקרים אלה, ההידרוגרמים עם ספיקות השיא הגדולות יחסית נגרמים עקב סופות המכסות חלקים שונים של תחום ההתנקזות השונים זה מזה בתכונותיהם הגיאומטריות והפיסיקליות. לכן, צורת ההידרוגרמים שונה זו מזו, משך בסיסיהם (T_B). שונה מסופה לסופה וכן שונים משכי זמן השגת ספיקות השיא (t_p).



ציור 26: הידרוגרמים אופייניים מסופות שונות הפוקדות תחום התנקזות גדול.

הטיפול בתחומי התנקזות גדולים הוא ע"י חלוקתם לתת-תחומים (תחומי משנה) הומוגניים, פחות או יותר, בעלי גודל בינוני או קטן. ההתייחסות לתת-התחומים הללו היא לפי האמור בסעיפים 2.2.2 ו-2.2.3.

2.3 השפעות כלליות של תכונות הגשם

2.3.1 כללי.

בסעיף 2.2 נדונה השפעת משך הגשם על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא, תוך ייחוס המשך למשך הריכוז ולגודל היחס של תחום ההתנקזות. בדיון הנ"ל הונח שהגשם הוא בעוצמה קבועה ואחידה על פני תחום ההתנקזות. במשך הסופה. בסעיף זה נדונות השפעות איכותיות של התכונות הממשיות של הגשם, שהן שונות לעיתים קרובות מההנחה הפשטנית הנ"ל, על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא. בכל מקרה, יש לייחס השפעות אלה להידרוגרמים האופייניים - כפי שתוארו בסעיף 2.2.

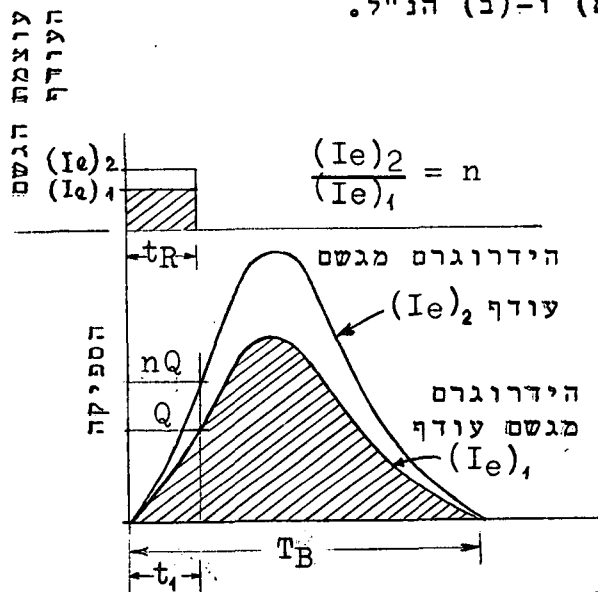
2.3.2 השפעת עוצמת הגשם העודף

נמצא, שבהידרוגרמי הספיקות המתנקזות מתחום התנקזות מסויים הנגרמים מגשמים עודפים אחידים על פני תחום ההתנקזות בעלי משך שווה אך בעוצמות (עודפות) שונות:
(א) הספיקות המתאימות בהידרוגרמים השונים פרופורציונליות זו לזו.

(ב) בסיס ההידרוגרמים הינו פחות או יותר שווה.

(ג) יחסי הספיקות המתאימות שווה ליחסי העוצמות המתאימות של הגשמים העודפים (בהתייחס לאמור בסעיף 2.2).

למעשה, (ג) הינה פועל יוצא של (א) ו-(ב) הנ"ל.




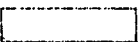
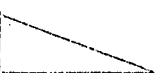
ציור 27: עקרון הפרופורציונליות של הספיקות המתאימות.

המימצאים הנ"ל (המומחשים בציור 27) היו היסוד לפתוח מושג ושיטת ההידרוגרם היחידה ע"י שרמן, בשנת 1932. מימצאים אלה מתייחסים לגשם העודף. בפרק 4 שבקונטרס מס' 4 ובפרק 1 שבקונטרס זה - הובהר והומחש שהקשר בין עוצמת הגשם הממשי ולבין עוצמת הגשם העודף אינו בהכרח לינארי.

2.3.3 השפעת פירוס הגשם לפי הזמן

עד כה הנחנו שעוצמת הגשם קבועה במשך כל זמן הסופה. סטיית מהנחה זו יגרמו לשנויים בספיקות השיא של ההידרוגרמים. Richards (1950) חישב סטיית אלה באופן תאורטי וסכמן בטבלה 4, שלהלן.

טבלה 4: השפעת פירוס עוצמת הגשם לפי הזמן על ספיקת השיא באחוזים (לפי Richards, 1950)*

משך הגשם* (שעות)	צורת פירוס הגשם		
			
	Delayed (מאחר)	Uniform (אחיד)	Advanced (מקדים)
1	88.5	100.0	106.5
3	81.9	100.0	112.0
5	79.7	100.0	113.2
7	78.5	100.0	113.9
10	77.6	100.0	115.2
25	76.8	100.0	116.1
50	76.0	100.0	116.7
100	75.6	100.0	117.5

* החישובים נעשו בהנחה שמשך הגשם שווה למשך הריכוז.

בטבלה זו ניתן להבחין בכך שהשפעה ממשית קיימת בעיקר בסופות קצרות משך, כלומר: בפרט בתחומי התנקזות קטנים. הן עלולות להגיע לכדי הפחתה של כ-15% עד 20% או הגדלה בשעור כ-10% עד 15% (או פחות), בהתאם למשך הגשם (ולמשך הריכוז).

ולפירוס הגשם לפי הזמן.

לפי Chow (1962) - הסטיות הממשיות מהנחת העוצמה הקבועה בתחומי התנקזות קטנים עלולות לגרום להגדלת ספיקות השיא בכדי 6% בקירוב. מבחינה מעשית, אם מסתמכים על הידרוגרמים מדודים - ניתן להניח שהם מייצגים את הגשמים הממשיים, שאינם בעלי עוצמה קבועה במשך הסופה; לפיכך - ניתן לוותר על תיקון הספיקות ולהניח שהפירוס הממשי של הגשם מיוצג.

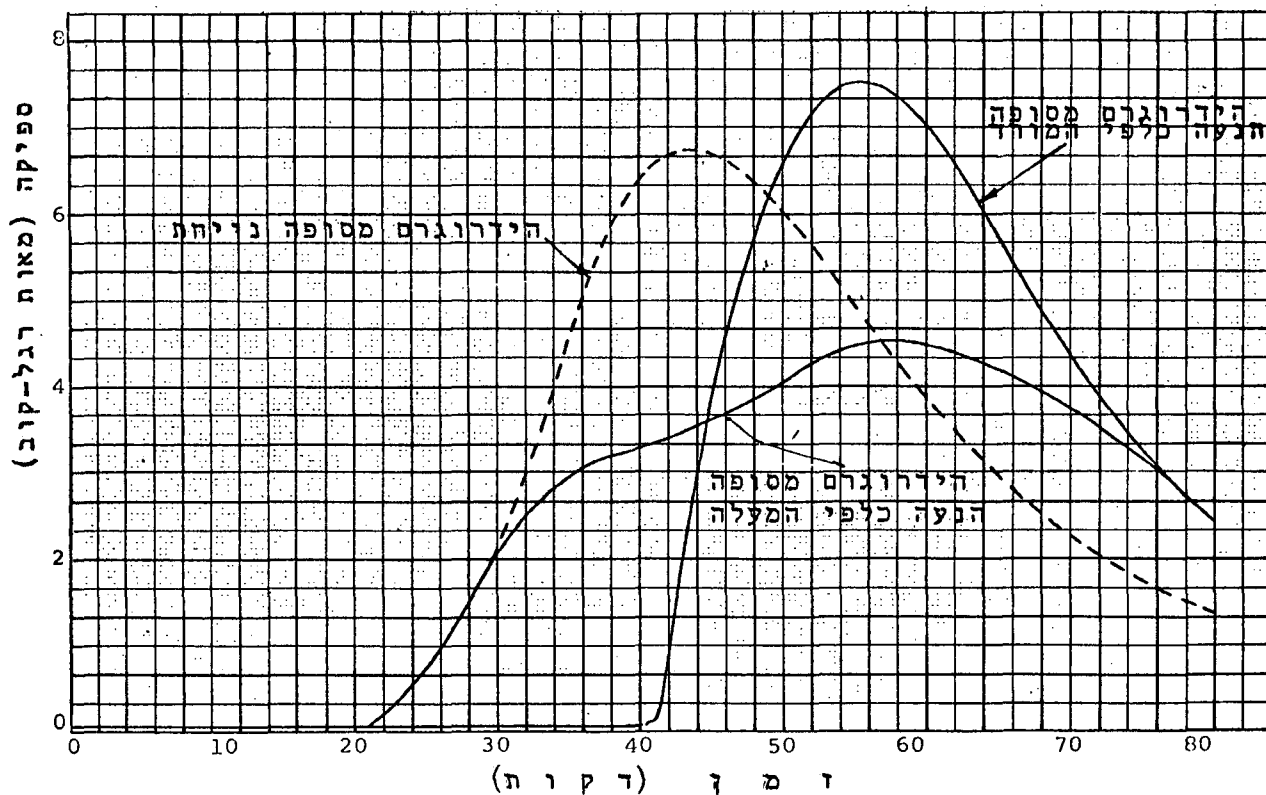
2.3.4 השפעת פירוס הגשם על פני תחום ההתנקזות.

בתחומי התנקזות קטנים (ראה סעיף 2.2.2) ניתן להניח שהגשם הינו אחיד בעוצמתו על פני התחום. בתחומי התנקזות בינוניים (ראה סעיף 2.2.3) או גדולים (ראה סעיף 2.2.4) - הנחה זו אינה מתאימה למציאות (ראה קונטרס מס' 4 סעיף 2.8). לפירוס הגשם על פני תחום ההתנקזות השפעה על צורת ההידרוגרם ועל ספיקות השיא: אם הגשם הינו בעוצמה גדולה יותר בקצהו העליון של תחום ההתנקזות - יהיה ענף הדעיכה תלול יותר מאשר זה המתאים לגשם המפורס באופן אחיד; אם הגשם הינו בעוצמה גדולה יותר במורד תחום ההתנקזות (מרכז הסופה במורד) - יהיה הענף העולה תלול יותר.

מאחר והשטחים הנחממים ע"י האיזוכרונות בתחומי התנקזות בינוניים אינם שווים בדרך כלל - יתקבלו הידרוגרמים שונים מאותו תחום התנקזות, בהתאם למקום לב הסופה ולפירוס הגשם על פני תחום ההתנקזות, אף אם עוצמות הגשם הממוצעות על פני התחום יהיו שוות בכל המקרים.
להשלמת הדיון בנושא זה - ראה סעיף 2.3.5 שלהלן.

2.3.5 השפעת חנועת הסופה

עד כה התייחסנו לסופה כאל חופעה סטטית - נייחת, כלומר הגשם ירד סימולטנית על פני תחום ההתנקזות. למעשה, הסופות הגורמות לגשם נעות על פני תחום ההתנקזות בכיוון מסויים ובמהירות מסויימת, כך שהגשם אינו מתחיל לרדת על פני החלקים השונים של תחום ההתנקזות באותו זמן. כאשר משווים זרימות הנגרמות מגשמים בעלי עוצמות ממוצעות שוות על פני תחום ההתנקזות ומשך שווה (עובי ממוצע שווה) - יהיו הספיקות שיחבילו מסופה הנעה לכיוון המורד (לעבר נקודת הריכוז) גדולות יותר מאילו שיחבילו כאשר הסופה מתרחקת מנקודת הריכוז תוך כדי חנועתה (ראה ציור 28 להלן).



ציור 28: דוגמה של הידרוגרמים אופייניים מסופות ניידות לכיוון המעלה ולכיוון המורד של תחום התנקזות בהשוואה להידרוגרם מסופה נייחת (לפי Wei, T.C. and Larson, C. 1971).

הסיבה לכך היא - שתנועת הסופה כלפי המורד מקטינה את הפיגור

היחסי שבהתנקות חלקי התחום השונים מהמעלה למורד, בעוד

שתנועת הסופה כלפי המעלה מגדילה פיגור זה. מבחינה איכותית:

הענף העולה של הידרוגרם מסופה הנעה לכוון המורד יהיה תלול

יותר מזה המתקבל מסופה נייחת, בעוד שהענף העולה מסופה הנעה

לכוון המעלה יהיה שטוח יותר (אם לא בתחילתו הרי בהמשכו).

ספיקות השיא המתקבלות מסופות הנעות לכוון המורד תהיינה

גדולות יותר מאלו המתקבלות מסופות נייחות, ואילו ספיקות השיא

המתקבלות מסופות הנעות כלפי המעלה תהיינה קטנות יותר. עובדות

אלו מומחשות היטב בציור 28.

השפעת ניידות הסופה תלוייה בכיוון התקדמות הסופה יחסית לכוון

זרימת המים המתנקזים ובמהירות תנועת הסופה יחסית למהירות

המים המתנקזים.

כאשר תחום ההתנקזות קטן ו/או הסופה מהירה יחסית - ניתן להזניח

את השפעת ניידותה ולהתייחס אליה כאילו היתה נייחת (Stationary).

יחד עם זאת יש להעיר, שכאשר מעוניינים בזרימות סימולטניות

ממספר תחומי התנקזות (גם מתחומי התנקזות קטנים) - יש לבדוק

בזהירות את ההשפעה האפשרית של ניידות הסופה על רווח הזמן שבין

ההידרוגרמים הסימולטניים מתחומי ההתנקזות השונים.

2.4 שיטת הידרוגרם היחידה.

2.4.1 כללי - עקרונות השיטה.

שיטת הידרוגרם היחידה (The Unit Hydrograph (Unitgraph) Method)

מאפשרת חישוב השפעת גשמים מרוכבים - הן מבחינת העוצמות והן

מבחינת המשך, היורדים ברציפות או בהפסקות - על הזרימות המיוצגות

ע"י ההידרוגרם, צורתו וספיקותיו. בכל מקרה, מתייחסים לנגר עילי

ישיר ולגשם עודף.

עקרונות שיטת הידרוגרם היחידה הן:

(א) צורת ההידרוגרם נקבעת על פי תכונות תחום ההתנקזות, עבור

גשם היורד במשך זמן מסויים קבוע (ולא ע"י תכונות הסופה).

(ב) $Constant = T_B$, כלומר: משך בסיס ההידרוגרם המתקבל מגשם

עודף של סופה בודדת תלוי אך ורק במשך הגשם הסופתי העודף

ולא בעוביו.

(ג) עקרון הפרופורציונליות: עבור גשמים שווי משך - הספיקות המתאימות (המהות את אורדינטות ההידרוגרמים מהסופות השונות) פרופורציונליות זו לזו. מכאן, שאם נחלק את הספיקות בערכו המספרי של נפח הנגר - נקבל הידרוגרמים שווים, פחות או יותר, בכל הסופות (כל עוד משך הסופות היה שווה, פחות או יותר). עקרון זה ניתן להגדרה גם הספיקות המתאימות יתייחסו זו לזו באותו יחס שבין נפחי הנגר של ההידרוגרמים שלהן. העקרון מוסבר בסעיף 2.3.2 ומומחש בציר 27.

(ד) עקרון הסופרפוזיציה: ההידרוגרם המייצג סופה מרוכבת, המבטאת סדרת סופות של גשמים עודפים שווי משך, רצופים או בודדים, יתקבל מסופרפוזיציה של הידרוגרמים בודדים המייצגים את הנגר מהסופות המרכיבות את הסופה המרוכבת. כל הידרוגרם בודד כנ"ל מתחיל עם תחילת הגשם העודף ומסתיים לאחר זמן שווה, T_B . על פי עקרון זה - כל

הידרוגרם בודד מעין

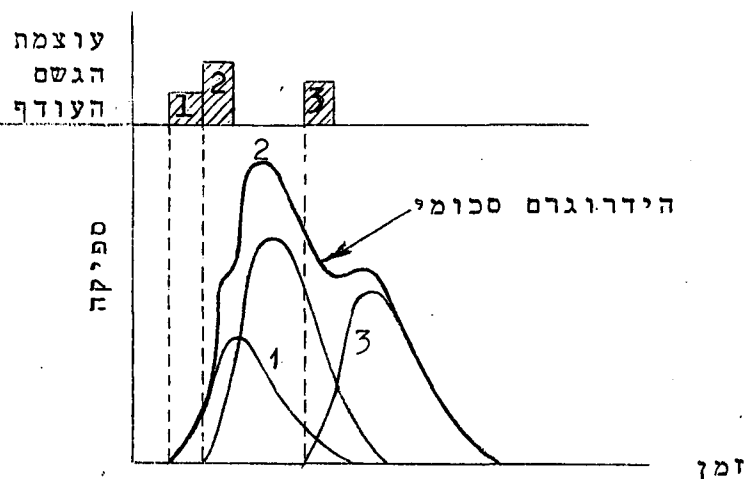
זה הינו בלתי תלוי

בהידרוגרם שלפניו

או בזה שלאחריו.

עקרון זה מומחש

בציר 29 משמאל.



ציר 29: הדגמת עקרון הסופרפוזיציה
(Wilson, 1969)

ההידרוגרם המתקבל מחלוקת כלל האורדינטות (כלל הספיקות) בנפח הנגר העילי הישיר הכולל - יהיה בעל "שטח" של יחידה, ולכן הוא נקרא: הידרוגרם יחידה. למעשה, בוחרים ב"עובי יחידה" עבור הגשם העודף - כך, שנפח הנגר המיוצג על ידי הידרוגרם היחידה ישווה ל"עובי יחידה" זה כפול שטח תחום ההתנקזות (ראה סעיף 2.4.2).

השיטה מושתתת על הנחות מסויימות, שצויינו לעיל, ולכן - במצבים ממשיים שאינם מתאימים להנחות הללו יגרמו סטייות וטעויות, אם יעשה שימוש בשיטה זו עבורם. השפעת מספר סטיית אפשריות נדונו בסעיפים הקודמים. מתוך האמור בסעיפים הנ"ל מסתבר שההידרוגרם מייצג גם את תכונות הסופה, בפרט מבחינת ניידותה ומבחינת פירוס הגשם לפי הזמן ועל פני תחום ההתנקזות. עובדות אלה מחייבות זהירות בשימוש בשיטה זו. על אף האמור לעיל, השיטה סבירה ומומלצת לביצוע חישובים הידרולוגיים-הנדסיים עבור תחומי התנקזות בינוניים. בתחומי התנקזות קטנים נשתמש בשיטות אחרות (ראה סעיף 5.5.2).

2.4.2 גשם יחידה

מבחינה תיאורטית ניתן לבחור בעובי גשם עודף כלשהו כעובי גשם יחידה. מבחינה מעשית - בוחרים בעובי בעל ערך "עגול" כדי להקל על החישובים. עובי גשם היחידה המקובל הוא 10 מ"מ, כעובי גשם סופתי עודף (בארה"ב ובאנגליה משתמשים ב-1"). משך גשם יחידה (T_1) המומלץ ע"י חוקרים שונים Linsley & all (1958), הוא: בסדר גודל של כ-1/4 מ- t_p (כאשר $T_c > t_p$) ואילו עבור תחומי התנקזות הקטנים מ-100 מילים מרובעים (כ-250 קמ"ר) - כמחצית t_p , ASCE (1957). למעשה, בוחרים כמשך גשם יחידה - במשך הגשם העודף הרצוף השכיח הגורם לגיאומטריות משמעותיות, רצוי גדולות יחסית.

אם תחום ההתנקזות אינו קטן במיוחד סדר הגודל המומלץ עבור גשם היחידה הינו סביר. סטייות מהמלצות אלה ביחס למשך גשם היחידה $(\frac{1}{4} t_p \leq T_1 \leq \frac{1}{2} t_p)$ לא יגרמו לטעויות גדולות, אף אם הסטיות הן במספר עשרות אחוזים (ASCE, 1957). במקור, הוצע ע"י שרמן גשם יחידה בעובי 1" היורד במשך שעה אחת. יש להעיר שלעתים מייחסים את משך גשם היחידה למשך הפיגור (ראה סעיף 1.2.4 וציור 6). בספר זה אנו מסתפקים בהתייחסות לזמן השגת ספיקת השיא (t_p) ולמשך הריכוז (T_c); כאשר הגשם קצר - המשך t_p שווה בקירוב למשך הפיגור.

2.4.3 מציאת הידרוגרם היחידה האופייני

לשם מציאת הידרוגרם היחידה האופייני לתחום התנקזות נתון - יש לנתח מספר רב ככל האפשר של הידרוגרמים, שנמדדו בנקודת הריכוז מתחום ההתנקזות, בכדי להביאם ל"מכנה משותף". תהליך עיבוד המידע וניתוחו הוא כדלקמן:

שלב א'

- (1) אוספים את כל ההידרוגרמים שעבורם קיים מידע על אודות הגשם שגרם (עובי, עוצמה, משך ופירוס הגשם לפי הזמן ועל פני תחום ההתנקזות).
 - (2) מפרידים מההידרוגרמים את זרימות הבסיס ואם יש צורך וניתן - גם את זרימות הנגר התת-שטחי (ראה דוגמה 1:3).
 - (3) ממינים את ההידרוגרמים ובוחרים את אלה שנגרמו מסופות בודדות, שמשכן היה פחות או יותר שווה.
 - (4) מחשבים את נפח הנגר העל-קרקעי הישיר ובהתאם - את עובי הגשם העודף (השווה לנפח הנגר העילי הישיר מחולק בשטח תחום ההתנקזות).
 - (5) בודקים אם אמנם ניתן להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה בתחום ההתנקזות הנתון - לפי המוסבר בסעיף 5.2.1 והמומחש בדוגמה 5.1.
- אם נמצא שניתן להשתמש בשיטה זו - ממשיכים בשלב ב.

שלב ב'

- (1) אומדים את משך הגשם העודף בכל אחת מהסופות הבודדות - על פי ההייטוגרם והעובי המחושב של הגשם העודף (למשל: בשיטת אינדקס ϕ).
- (2) מחשבים את הידרוגרמי היחידה המתאימים להידרוגרמים הנבחרים. הדבר נעשה ע"י חילוק האורדינטות של ההידרוגרמים הנ"ל בעובי הגשם העודף והכפלת הערכים המתקבלים ב-10 (עובי השווה לעובי גשם היחידה). למשל: אם $D_e =$ עובי הגשם העודף ואילו $Q(t) =$ ספיקות ההידרוגרם, אזי ספיקות הידרוגרם היחידה $(q_u)(t)$ יהיו:

$$(q_u)_t = 10 \times \frac{Q(t)}{D_e}$$

(3) ע"י בצוע פעולה זו (שהוסברה ב-(1) לעיל) עבור כלל ההידרוגרמים

הנבחרים - מתקבלים הידרוגרמי יחידה שונים. אם בחירת

"ההידרוגרמים הנבחרים" היתה נכונה והנחות שיטת ההידרוגרם

היחידה היו מתאימות למקרה הנתון - הידרוגרמי היחידה השונים

הנ"ל יהיו דומים זה לזה והשוני ביניהם לא יהיה מהותי (ראה

דוגמה בציור 30).

(4) מסרטטים את

הידרוגרם

היחידה ה"ממוצע"

- המייצג בקירוב

את הידרוגרמי

היחידה שחושבו.

קרוב לודאי שיהיו

אי דיוקים במציאת

הידרוגרם היחידה

המייצג הנ"ל.

לפיכך, יש לחשב

את נפחו, לבדוק

אם הנפח מתאים

לנפח הנגר המתקבל

מגשם יחידה (10 מ"מ

על פני תחום

ההתנקזות כולו).

אם יש צורך - יש

לתקן את ההידרוגרם בהתאם (למשל: אם מתקבל שנפח הידרוגרם

היחידה הנ"ל מתאים לעובי גשם עודף של 11 מ"מ - יש לכפול

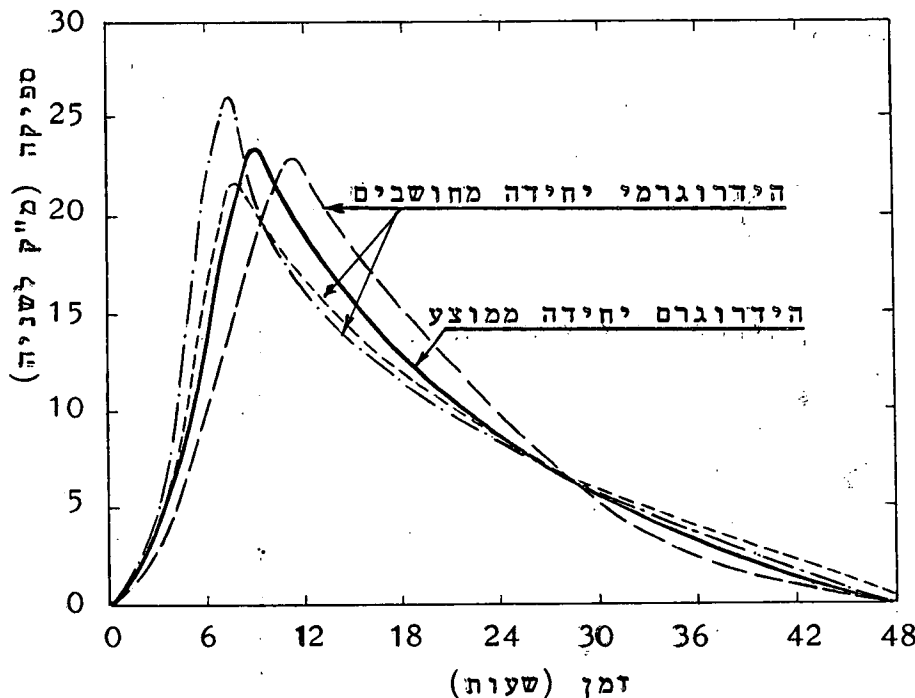
את האורדינטות שלו ב- $\frac{10}{11}$; אלא אם כן ניתן לראות בברור

שהטעות היא בעיקר בסגמנט השיא).

ניתן לחשב את הידרוגרם היחידה גם על פי הידרוגרם הנגרם

מסופת גשם מרוכבת, כאשר קיים מידע על אודות הגשם העודף

במשך הסופה, או שניתן להעריכו (ראה סעיף 2.4.5).



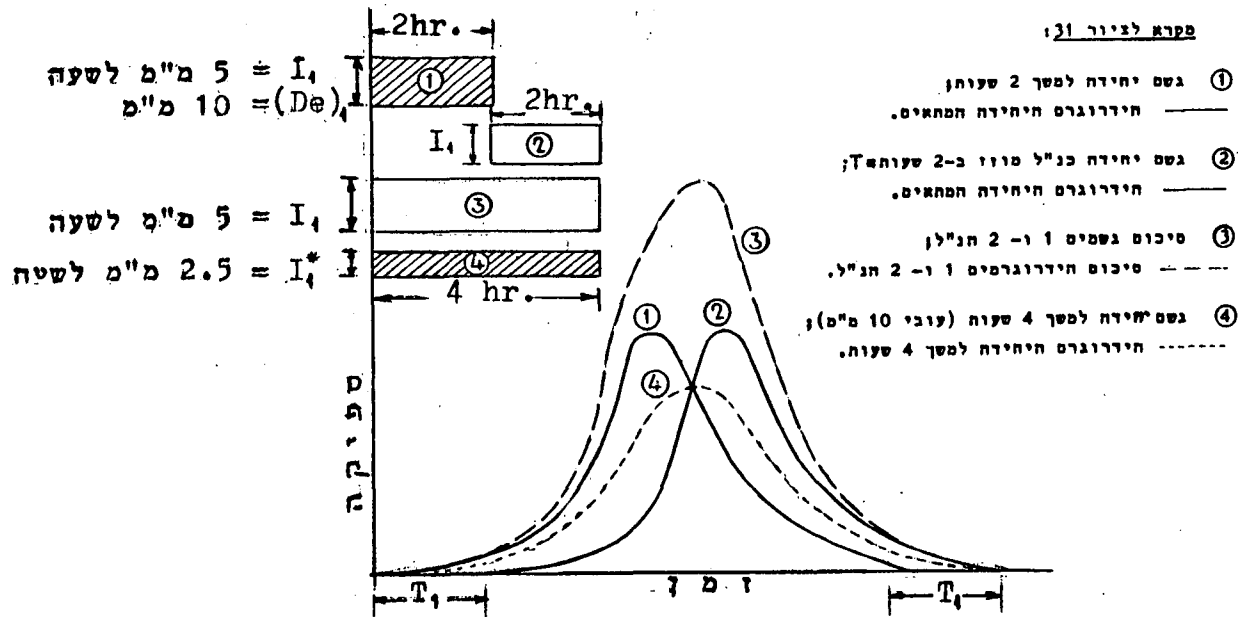
ציור 30: הידרוגרמי יחידה מחושבים והידרוגרם יחידה "ממוצע" אופייני.

2.4.4 שינוי פשוט במשך הידרוגרם היחידה

הידרוגרם היחידה מיוחס לגשם היחידה, למשל: הידרוגרם יחידה של 2 שעות, פירושו - הידרוגרם היחידה המייצג גשם יחידה (עודף) בעובי 10 מ"מ שירד במשך 2 שעות (העוצמה במקרה זה היא 5 מ"מ לשעה). שינוי פשוט במשך גשם היחידה נעשה ע"י הכפלת המשך היסודי (שעבורו הוכן הידרוגרם היחידה האופייני עבור תחום ההתנזרות) במספר שלם. אם המשך היסודי היה T_1 , הרי בשינוי פשוט יהיה המשך החדש: $2T_1$, או $3T_1$, או $4T_1$, וכו'.

במקרים אלה, משך בסיס הידרוגרם היחידה החדש גדל בכל פעם בשעור T_1 , בהתאמה; למשל: מ- T_B בהידרוגרם היחידה היסודי ל- $T_B + T_1$ (עבור משך $2T_1$) או $T_B + 2T_1$ (עבור משך $3T_1$), וכו'.

חישוב הידרוגרם היחידה החדש למקרה של הכפלת המשך, למשל, נעשה באופן הבא (ראה המחשה בציור 31).



ציור 31: תאור סכימתי של מציאת הידרוגרם יחידה עבור משך כפול ממשך הידרוגרם היחידה היסודי.

- (א) מסרטטים את הידרוגרם היחידה למשך 2 שעות (הידרוגרם היחידה היסודי) - הידרוגרם ①.
- (ב) מסרטטים הידרוגרם יחידה יסודי נוסף המוזן ב-2 שעות ביחס לראשון - הידרוגרם ②.
- (ג) מסכמים את אורדינטות שני ההידרוגרמים הנ"ל (סופרפוזיציה) - הידרוגרם ③. ההידרוגרם הסכומי המתקבל מייצג גשם במשך 4 שעות ובעוצמה של 5 מ"מ לשעה, כלומר: עובי גשם עודף של 20 מ"מ, הכפול מעובי גשם יחידה.
- (ד) מחלקים את אורדינטות ההידרוגרם הסכומי, במקרה זה, ב- $(10/20)^2$. מתקבל הידרוגרם יחידה חדש המייצג גשם יחידה שמשכו 4 שעות ועוצמתו 2.5 מ"מ לשעה (עוביו 10 מ"מ) - הידרוגרם ④.
- יש לשים לב לכך - שמשך בסיס הידרוגרם היחידה החדש ארוך יותר בשעור T_1 במקרה זה - שעתיים.
- באופן דומה ניתן לשנות את משך הידרוגרם היחידה לכל משך רצוי - כל עוד השנוי הוא פשוט, כמוגדר לעיל - ראה דוגמה 2.5. יש להעיר - שהחשוב יכול להיות אנליטי ולא דוקא גרפואנליטי (ראה דוגמה 2.5).

2.4.5 שינוי לא פשוט של משך הידרוגרם היחידה.

שינוי משך הידרוגרם היחידה למשך רצוי כלשהו, שאינו מהווה כפולה שלמה של משך הידרוגרם היחידה היסודי - הן למשך קצר יותר והן למשך ארוך יותר, נעשה באמצעות שיטת עקום S (S - curve technique). עקום S מתקבל כעקום סכומי, כתוצאה מסופרפוזיציה של $n = \frac{(T_B)}{(T_1)}$ הידרוגרמי יחידה יסודיים עוקבים (בזה אחר זה). העקום הוא, למעשה, הידרוגרם המייצג גשם מדומה ממושך, "אין סופי" ($T_c \ll t_R$), שעוצמתו שווה לעוצמת גשם היחידה היסודי, כלומר: $(I_e)_1 = I_e = \frac{10}{T_1}$.

(משך גשם היחידה היסודי) $= T_1$ האורדינטות של עקום S שואפות אסימפטוטית לעוצמת הגשם העודף הנ"ל, $(I_e)_1$ כפול שטח תחום ההתנקזות (ראה לדוגמה גם סעיף 2.2.2 וציור 21, וכן - דוגמה 2.6). אם יש לחשב הידרוגרם יחידה עבור משך T_1^* השונה מ- T_1 - יש לבצע את הפעולות הבאות (ראה גם ציור 32):

(א) מחשבים ומסרטטים

את עקום S על סמך

הידרוגרם היחידה

היסודי, שמשכו T_1 .

(ב) מסרטטים עקום S

כנ"ל, מוזז בשעור

T_1^* מעקום S

הראשון.

(ג) מחסרים את האורדינטות

המתאימות של שני

עקומי ה-S. את הערכים

המתקבלים מסרטטים

מהאבסציסה ($Q = 10$)

מתקבל הידרוגרם

המייצג גשם שעוצמתו

$(Ie)_1 = 10/T_1^*$, ומשכו T_1^* .

(ד)

מאחר וההידרוגרם שהתקבל אינו מייצג גשם יחידה ולכן אינו

הידרוגרם יחידה (כי $T_1 \neq T_1^*$ ולכן $(Ie)_1 \times T_1^* \neq 10$ מ"מ),

יש לכפול את ספיקות הידרוגרם זה ביחס (T_1/T_1^*) בכדי לקבל את

הידרוגרם היחידה המבוקש. מכאן ברור, שאם $T_1 < T_1^*$ תהיינה

ספיקות הידרוגרם היחידה החדש קטנות מספיקות ההידרוגרם שחושב

מהחסרת ערכי עקומי ה-S (ראה ציור 32); ואם $T_1 > T_1^*$ תהיינה

הספיקות גדולות יותר.

שינוי לא פשוט של הידרוגרם יחידה מודגם ומוסבר בדוגמה 2.7.

יש להעיר

(1) עבור גשמי יחידה יסודיים שונים מתקבלים עקומי S שונים.

עובדה זו מובנת מכך שהאורדינטות של עקומי ה-S שואפים

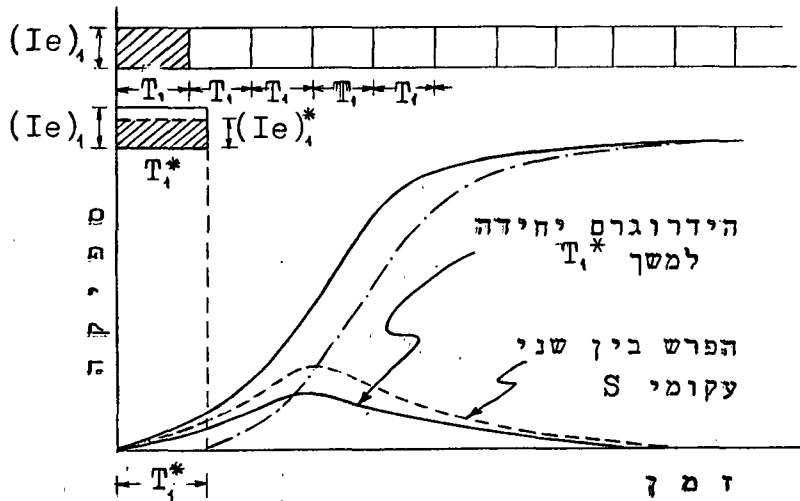
לערך Q_e , השווה לעוצמת גשם היחידה כפול שטח תחום ההתנקזות,

בעוד שהעוצמה משתנת בהתאם למשך גשם היחידה היסודי

$(Ie)_1 = 10/T_1$.

(2) חישוב Q_e , האורדינטה המכסימלית בעקום ה-S, נעשה על פי

הנוסחה הבאה:



ציור 32: הדגמה סכימטית של חישוב הידרוגרם יחידה על סמך עקומי S.

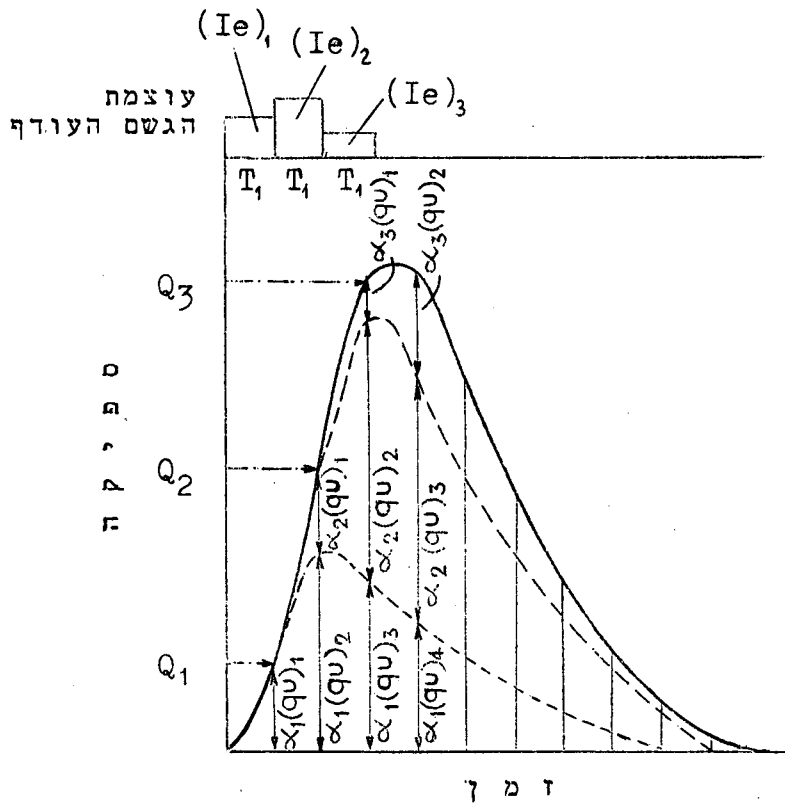
$$Q_e(m^3/sec) = \frac{10(mm)}{T_1(hr.)} \times \frac{a_0(dunams)}{3,600} = \frac{1}{360} \frac{a_0(dunams)}{T_1(hr.)}$$

$$(2.1) \dots Q_e(m^3/sec) = 2.78 \frac{a_0(km^2)}{T_1(hr.)} \quad \text{כלומר:}$$

(3) ניתן לבצע החישובים גם באופן אנליטי, ולא דוקא באופן גרפו-אנליטי (ראה דוגמאות 2.6 ו-2.7).

2.4.6 הידרוגרמים מרוכבים והידרוגרם היחידה

הידרוגרמים מרוכבים, שהם תוצאה מגשמים רצופים או בודדים בעלי עוצמה ומשך שונים, ניתנים לחישוב על סמך המוסבר בסעיפים הקודמים - באמצעות סופרפוזיציה. לעתים נתון הידרוגרם מרוכב (ראה ציור 33) ויש למצוא באמצעותו את הידרוגרם היחידה המייצג את תחום ההתנקזות. אם אין אפשרות לחשב את עוצמות הגשם העודף, או שמשכי הסופות הבודדות המרכיבות את הסופה המרוכבת אינם שווים, - החישוב יהיה מסובך; הוא יוכל להתבצע אם ניתן יהיה להפריד את ההידרוגרם המרוכב להידרוגרמים של סופות בודדות הומוגניות. בכל מקרה, הקושי העיקרי הוא במציאת עוצמות הגשם העודף מהסופות הבודדות. אם מתגברים על קושי זה והגשמים הבודדים הינם, בקירוב, שווי משך - החישוב פשוט, אם כי מייגע. אם בנוסף הגשמים הבודדים הינם שוני משך - החישוב הינו, כאמור, מסובך יותר. לעתים, אין מצליחים לקבוע במדויק את העוביים העודפים של הסופות הבודדות. במקרים אלה - יש לחזור על החישובים לאחר תיקון מתאים, בשיטת ה"ניסוי והטעייה". למשל, בציור 33 להלן מתואר הידרוגרם מרוכב של נגר עילי ישיר מסופת גשם מרוכבת - הכוללת שלוש סופות שוות משך (T_1) אך שונות עוצמה (של גשם עודף): $(I_e)_1$; $(I_e)_2$; $(I_e)_3$. העוביים המתאימים הם: $(D_e)_1 = (I_e)_1 \times T_1$; $(D_e)_2 = (I_e)_2 \times T_1$; $(D_e)_3 = (I_e)_3 \times T_1$. נפח הנגר המיוצג ע"י "שטח" ההידרוגרם המרוכב שווה לסכום העוביים $[(D_e)_1 + (D_e)_2 + (D_e)_3]$ מוכפל בשטח תחום ההתנקזות.



ציור 33 : הידרוגרם מרוכב ומרכיביו - הדגמה.

חישוב ספיקות הידרוגרם היחידה כאשר ידועים עובי הגשמים
העודפים הבודדים וכאשר הגשמים הבודדים הינם שווי משך נעשו כדלקמן:

- (א) מחלקים את אבסציסת הזמן למרווחים שווים בשעור T_1 ,
 להם מתאימות הספיקות Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 , וכו' (ראה ציור 33).
 (ב) בקצה מרווח הזמן הראשון (שבו $T_1 = t$) ספיקת ההידרוגרם
 המורכב מקורה בספיקת הסופה הראשונה, ולכן -

$$Q_1 = (q_u)_1 \times \frac{(De)_1}{10} = (q_u)_1 \times \alpha_1$$

$$(q_u)_1 = \frac{Q_1}{\alpha_1} \quad \text{כלומר:}$$

- (ג) בקצה מרווח הזמן השני (שבו $2T_1 = t$):

$$Q_2 = (q_u)_1 \frac{(De)_2}{10} + (q_u)_2 \frac{(De)_1}{10}$$

$$Q_2 = (q_u)_1 \times \alpha_2 + (q_u)_2 \times \alpha_1 \quad \text{או:}$$

$$(q_u)_2 = \frac{1}{\alpha_1} [Q_2 - (q_u)_1 \times \alpha_2] \quad \text{כלומר:}$$

מאחר ו- $(q_u)_1$ חושב קודם לכן - ניתן לחשב ישירות את $(q_u)_2$.

(ד) בקצה מרווח הזמן השלישי (שבו $3T_1 = t$):

$$Q_3 = (q_u)_1 \times \alpha_3 + (q_u)_2 \times \alpha_2 + (q_u)_3 \times \alpha_1$$

$$(q_u)_3 = \frac{1}{\alpha} [Q_3 - (q_u)_1 \times \alpha_3 - (q_u)_2 \times \alpha_2]$$

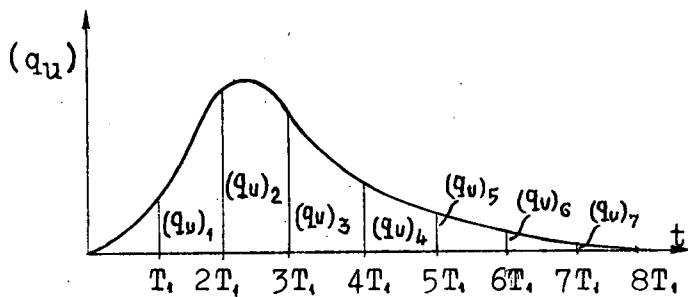
מאחר $(q_u)_1$ ו- $(q_u)_2$ חושבו קודם לכן - ניתן לחשב ישירות את $(q_u)_3$. בהתאמה, $\frac{(De)_3}{10} = \alpha_3$:
(ה) בקצה מרווח הזמן הרביעי (שבו $4T_1 = t$):

$$Q_u = (q_u)_2 \times \alpha_3 + (q_u)_3 \times \alpha_2 + (q_u)_4 \times \alpha_1$$

$$(q_u)_4 = \frac{1}{\alpha_1} [Q_4 - (q_u)_2 \times \alpha_3 - (q_u)_3 \times \alpha_2]$$

גם כאן, $(q_u)_4$ מתקבל בחישוב ישיר.

(ו) ממשיכים בחישובים דומים עד למציאת כל ספיקות הידרוגרם היחידה (ראה ציור 34).



ציור 34: תאור סכימתי של הידרוגרם יחידה.

בשיטת חישוב זו -

נעזרים בתוצאות

פתרון המשוואה

הקודמת לשם פתרון

המשוואה של אחריה.

משוואות אלה

מומחשות בציור 33;

אופן הפתרון מודגם

בדוגמה 2.10.

יש לציין, שגם אם הסופות הבודדות לא תהיינה רצופות -

- ניתן יהיה לחשב את ספיקות הידרוגרם היחידה באופן דומה.

כביקורת - יש לחשב אם אמנם נפח הידרוגרם היחידה שחושב

שווה לנפח גשם היחידה (העודף) על פני תחום ההתנקזות.

אם ישנה אי-התאמה - יש לתקן את ערכי עוביי הגשמים העודפים.

מציאת הידרוגרם מרוכב על פי גשמים עודפים נתונים,

רצופים או לא רצופים, והידרוגרם יחידה נתון - נעשה,

כאמור, על סמך סופרפוזיציה של הספיקות המתקבלות מכל סופה

$$(Q_i)_t = \frac{(De)_i}{10} (q_u)_t = \alpha_i (q_u)_t; \text{ כאשר } (Q_i)_t$$

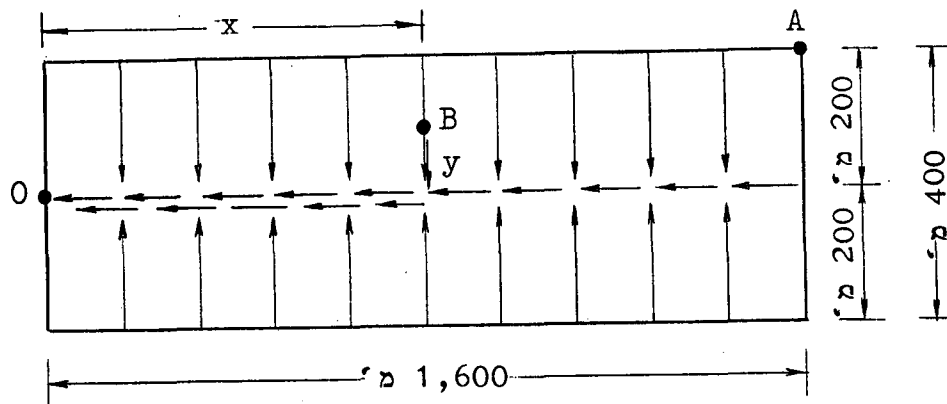
ראה דוגמה 2.9.

2.5 דוגמאות חישוב

דוגמה 2.1 : הדגמת חישוב משך הריכוז, האיזוכרונות ועקום שטח-זמן.

נתון:

- (1) נתון תחום התנקזות "מלבני" בקירוב - בציור להלן, במרכזו עובר נחל, המסוגל להעביר את כל הזרימות המתנקזות אליו מהמדרונות, שמשני צדדיו.
- (2) שיפוע המדרונות אחיד והזרימה על פניהם היא שטחית ובמהירות ממוצעת של 0.1 מ' לשנייה.
- (3) שיפועו האורכי של הנחל וחתכו הרוחבי גורמים לכך שהמהירות לאורכו היא פחות או יותר קבועה. המהירות הממוצעת לאורכו הוערכה בכ- 1.0 מ' לשנייה.



דרוש:

- א. לחשב את משך הריכוז.
- ב. לחשב ולסרטט את האיזוכרונות ברווחי זמן של 15 דקות.
- ג. לחשב ולסרטט את השטחים המתנקזים בחלות בזמן (עקום שטח-זמן).

פתרון:

- א. משך הריכוז הוא הזמן הדרוש למים להגיע מנקודה (המרוחקת ביותר) לנקודת הריכוז 0. מסלול הזרימה הוא: 200 מ' בזרימה שטחית צידית (לטרלית) במהירות ממוצעת של 0.1 מ' לשנייה ו- 1,600 מ' בזרימה ערוצית במהירות ממוצעת של 1.0 מ' לשנייה. מכאן, שמשך הריכוז (T_c) הוא: 1,600

$$T_c = \frac{200}{0.1} + \frac{1,600}{1.0} = 2,000 + 1,600 = 3,600 \text{ שניות}$$

$$T_c = 60 \text{ דקות} = 1 \text{ דקה}$$

כלומר:

ב. מים הנעים לעבר נקודת הריכוז עושים דרך y בזרימה שטחית צידית במהירות ממוצעת של 0.1 מ' לשנייה ודרך x בזרימה ערוצית במהירות ממוצעת של 1.0 מ' לשנייה. מכאן, שהזמן הדרוש בכדי להגיע מנקודה כלשהי $B(x;y)$ לנקודת הריכוז הוא -

$$T_i = \frac{y}{0.10} + \frac{x}{1.0} = 10y + x$$

דהיינו: $y = \frac{1}{10} (T_i - x)$ או $x = T_i - 10y$

משוואות אלה הן משוואות של קווים ישרים שווי שיפוע השונים זה מזה בערך T_i . הקווים האיזוכרוניים משמאל לציר הערוץ מהווים תמונת ראי של הקווים האיזוכרוניים שמימין לציר הערוץ. במשוואות הנ"ל: T_i בשניות ואילו x ו- y במטרים.

האיזוכרונות משמעותם קווים שווי T_i ($T_i = \text{const.}$). עבור כל משך T_i נקבל קו שהוא איזוכרונה (במקרה של הנחות ממשיות יותר היינו מקבלים עקום). להלן בטבלה מסוכמות תוצאות חישוב הקווים האיזוכרוניים עבור: $T_i = 15; 30; 45; 60; 75; 90$ דקות, כלומר, בהתאמה: $T_i = 900; 1,800; 2,700; 3,600; 4,500; 5,400$ שניות. טבלה עבור ערכי y עבור ערכי x ו- T_i שונים:

x (מטרים)					T_i (דקות)
1600	1200	800	400	0	15
0	0	10	50	90	30
20	60	100	140	180	45
110	150	190	(230)	(270)	60
200	(240)	(260)	(320)	(360)	> 60
כל תחום ההתנקזות מתנקז					

הערה: המספרים בסוגריים הינם תוצאות של החישוב ה"מתמטי", אולם המגבלות הפיסיקליות הן שאורך המדרון אינו גדול מ-200 מ'.

חישוב לדוגמה: אם - 900 שנייות = 15 דקות = T_1 , תהיה משוואת

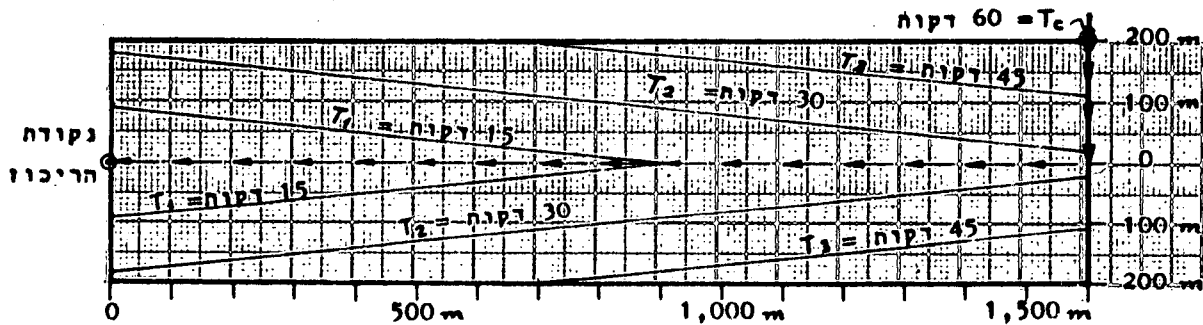
האיזוכרונה:

$$900 = 10y + x \rightarrow y = \frac{1}{10}(900 - x)$$

עבור $x = 0$, נקבל - 90 מ' ; עבור $x = 400$ מ'

$$y = \frac{1}{10}(900 - 400) = 50 \text{ מ'}$$

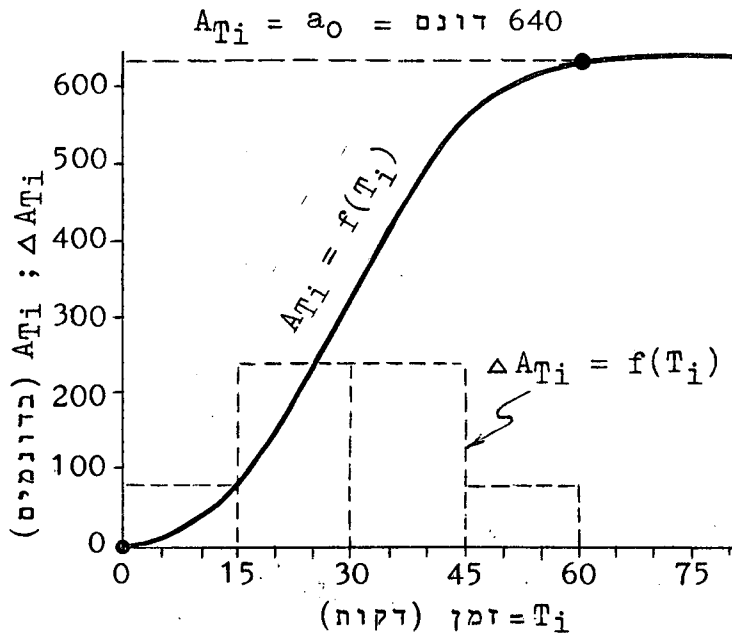
האיזוכרונות שחושבו לעיל מסורסות בציור להלן.



ג. חישוב השטחים המתאימים לאיזוכרונות השונות מהווה בעיה חשבונית פשוטה. תוצאות החישוב וכך חלות A_1 ב- T_1 (משכי ניקוז שונים) מוצגים בטבלה להלן:

i	0	1	2	3	4	-
T_1 (בדקות)	0	15	30	45	60	60
A_{T_1} (מעוגל בדונמים)	0	80	320	560	640	640
ΔA_{T_1} (בדונמים)	80	240	240	80	0	0

מקרא: ΔA_{T_1} הוא השטח הבין-איזוכרוני (שבין שתי איזוכרונות עוקבות).



הסרטוט של יעקום
שטח-זמן (שממאל)
ושל השתנות השטחים
הבין-איזוכרוניים
בחלות בזמן - נעשו
על פי הערכים שבטבלה
לעיל. צורת העקום
המתקבל - המיצג את
חלות שטח-זמן, דומה
בצורתו לענף העולה
וחלק מסגמנט השיא
של ההידרוגרם הנגר
העילי הישיר מתחום התנקזות קטן כחוצאה מגשם ממושך יותר
ממשך הריכוז.

דוגמה 2.2: השפעת משך הגשם על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא בתחום התנקזות קטן.

נתון: על תחום ההתנקזות הנתון בדוגמה 2.1 יורד גשם, ש-80% ממנו (מעוביו ומעוצמתו) הופכים לנגר עילי ישיר.
הגשם יורד בעוצמה של 60 מ"מ לשעה ונמשך:
א. 60 דקות; ב. 30 דקות; ג. 120 דקות.

דרוש:

לחשב את ספיקות השיא ואת ההידרוגרמים המתקבלים בכל מקרה.

פתרון:

א. $t_R = 60$ דקות

(1) ספיקת השיא:

במקרה זה משך הגשם (t_R) שווה למשך הריכוז (T_C).
לכן, מושגת ספיקת שיא השווה לעוצמת הגשם העודף
($I_e = 0.80 \times I$) כפול כל שטח תחום ההתנקזות

($a_0 = 640$ דונמים)

$$Q_p = \frac{(0.80 \times 60/1,000) \times 640 \times 10^3}{3,600} = 8.5 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(2) ההידרוגרם:

על פי ההנחה שהמהירויות על פני תחום ההתנקזות ובערוץ הנחל
הן קבועות - תתקבלנה הספיקות ע"י מכפלת הגשם העודף בשטח
המתנקז בו-זמנית בכל זמן $T_i = t$ (ראה עקום שטח-זמן שבדוגמה
2.1, ג').

$$Q(t) = A(t) \times I_e$$

$$Q(t) \text{ (מ"מ לשעה)} = \frac{A(t) \text{ (דונמים)} \times 0.80 \times I}{3,600} \text{ (מ"ק לשנייה)}$$

$$A(t) \text{ (דונמים)} = \frac{A(t) \text{ (דונמים)}}{75} = \frac{0.80 \times 60}{3,600}$$

על סמך נתוני הטבלה שבדוגמה 2.1, ג', מתקבל:

לאחר הפסקת הגשם				בעת ירידת הגשם					t (בדקות)
120	105	90	75	60	45	30	15	0	
0	1.0	4.2	7.4	8.5	7.5	4.3	1.1	0	Q_t (מ"ק לשנייה)

עבור הענף העולה - כל עוד יורד גשם - $AT_i = A(t)$, שחושב בדוגמה 2.1.
חישוב הענף היורד נעשה על סמך הנוסחה הנ"ל, אלא שחישוב $A(t)$ נעשה ע"י
החסרת השטחים שהתנקזו מהתחלה לסוף:

$$A_{75} = A_{60} - \Delta A_{0-1}$$

$$A_{90} = A_{75} - \Delta A_{1-2}$$

וכו'

כאשר:

$$\Delta A_{0-1} = \text{השטח שבין איזוכרונות 0 ו-15 דקות};$$

$$\Delta A_{1-2} = \text{השטח שבין איזוכרונות 15 ו-30 דקות}; \text{וכו'}$$

הסיבה לכך היא - שקודם מתנקזים השטחים הקרובים ורק לבסוף מתנקזים השטחים הרחוקים. בדוגמה זו:
 $\Delta A_{3-4} = \Delta A_{0-1}$, אך זהו מקרה בלבד (עקב הממדים של תחום ההתנקזות הנתון).
 ההידרוגרם מתואר בתרשים I, א', שלהלן.

ב. $t_R = 30$ דקות

(1) ספיקת השיא:

במקרה זה $T_C > t_R$ ולכן אי-אפשר לקבוע מראש את גודל ספיקת השיא ואת מועד הופעתה (t_p). הדבר תלוי בשטחים שיתנקזו בו-זמנית, ולכן - יש לחשב את ההידרוגרם ולקבוע באמצעותו את ספיקת השיא.

(2) ההידרוגרם:

להלן בטבלה - חישוב הספיקות בתלות בזמן (t), על סמך תלות A_{T_i} ב- T_i - ראה טבלה בדוגמה 2.1, ג'.

t (בדקות)	0	15	30	45	60	75	90
$A(t)$ (בדונמים)	0	80	320	480	320	80	0
Q_t (במ"ק לשנייה)	0	1.1	4.3	6.4	4.3	1.1	0

חישוב $A(t)$ נעשה באופן הבא:
 לאחר 15 דקות מתנקז בו-זמנית שטח 80 דונם $A_{15} = \Delta A_{0-15}$
 לאחר 30 דקות מתנקז בו-זמנית שטח של -

$$A_{30} = A_{15} + \Delta A_{15-30} = 80 + 240 = 320 \text{ דונם}$$

לאחר 30 דקות - מאחר והגשם פסק מתרוקן ΔA_{0-15} אך בו בזמן מתווספים מי הניקוז מהשטח - ΔA_{30-45} :

$$A_{45} = A_{30} - \Delta A_{0-15} + \Delta A_{30-45} = 320 - 80 + 240 = 480 \text{ דונם}$$

לאחר 15 דקות נוספות - נסתיימה התנקזות ΔA_{15-30} אך מתווספים מי הניקוז מהשטח ΔA_{45-60}

$$A_{60} = A_{45} - \Delta A_{15-30} + \Delta A_{45-60} =$$

$$= 480 - 240 + 80 = 320 \text{ דונם}$$

וכו' ...

הספיקות בדוגמה זו מחושבות לפי הנוסחה שב- א, (2) לעיל.

$$Q(t) [\text{מ}^3 \text{ לשנייה}] = \frac{A(t) [\text{דונמים}]}{75}$$

ההידרוגרם מתואר בחרשים I, ב', שלהלן. מתוכו התברר -
ספיקת השיא היא 6.4 מ"ק לשנייה והיא מושגת לאחר זמן $t_p = 45$ דקות.

$$g. \quad t_R = 120 \text{ דקות}$$

(1) ספיקת השיא:

ספיקת השיא במקרה זה שווה לזו שבמקרה א' לעיל, מאחר
 $t_R - T_c = 60$ דקות.

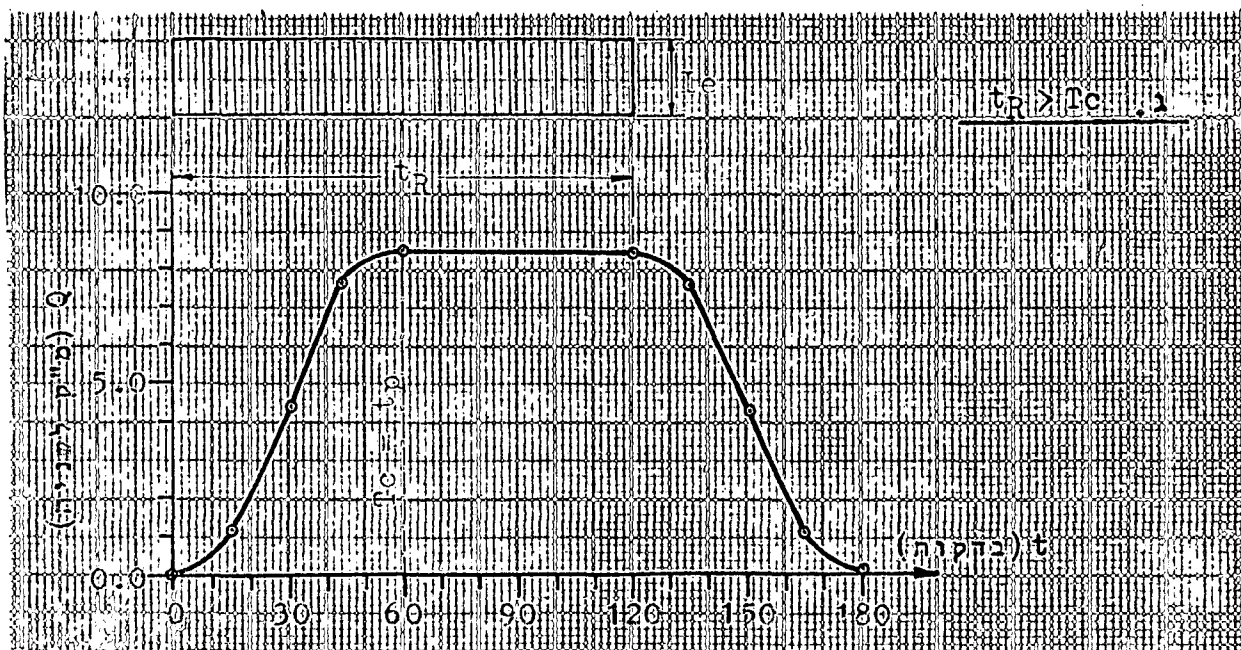
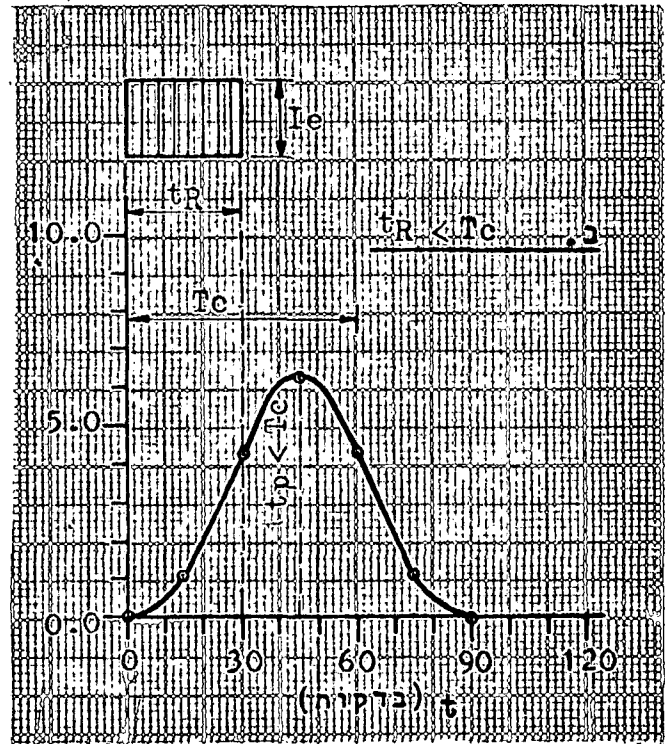
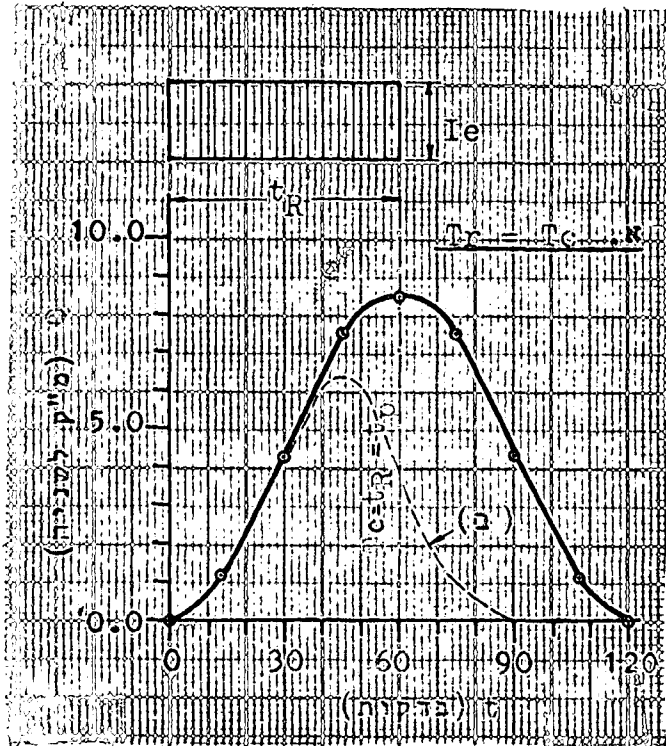
(2) ההידרוגרם:

ההידרוגרם מחושב באופן דומה לזה שבמקרה א', בתוספת -
 החלק האופקי של סגמנט השיא עבור $T_c \leq t \leq t_R$,
 שבו - $Q(t) = Q_p = \text{const.}$
 ההידרוגרם מוצג בחרשים I, ג', שלהלן.

(3) הערה: התקבל במקרה זה, כי ספיקת השיא שווה לזו שבמקרה

א לעיל, היות והונח כי עוצמות הגשם בשני המקרים
 היו שוות. למעשה, עבור אותה תקופת חזרה - עוצמת
 הגשם עבור משך של 120 דקות קטנה מזו שעבור משך של
 60 דקות; לכן, למעשה, ספיקת השיא המתאימה למקרה ג'
 צריכה להיות קטנה מזו שבמקרה א'.

חרשים I ($T_c = 60$ דקות; $I_e = 0.8I = 0.8 \times 60 = 48$ מ"מ לשעה)



דוגמה 2.3: השפעת עוצמות הגשם על ספיקות השיא ועל ההידרוגרם.

נתון:

את תחום ההתנקזות הנתון בדוגמה 2.2 פוקדות שלוש סופות, שעובי הגשם בכולן הוא $D = 60$ מ"מ. הסופה הראשונה, (א), נמשכת 60 דקות; הסופה השנייה, (ב), נמשכת 30 דקות; הסופה השלישית, (ג), נמשכת 120 דקות.

דרוש:

לחשב את ספיקות השיא בכל אחת משלוש הסופות הנ"ל, כאשר גם בדוגמה זו - עובי הגשם העודף הוא 80% מעובי הגשם.

פתרון:

(1) עובי הגשם העודף ועוצמותיהם -

$$(De)_A = (De)_B = (De)_C = 0.8D = 0.8 \times 60 = 48 \text{ מ"מ} = De$$

$$(Ie)_A = \frac{De}{60} \times 60 = 48 \text{ מ"מ לשעה} \quad : 60 \text{ דקות} = t_R$$

$$(Ie)_B = \frac{De}{30} \times 60 = 96 \text{ מ"מ לשעה} \quad : 30 \text{ דקות} = t_R$$

$$(Ie)_C = \frac{De}{120} \times 60 = 24 \text{ מ"מ לשעה} \quad : 120 \text{ דקות} = t_R$$

(2) השטחים המכסימליים המתנקזים בזמן זמנית בעת הסופות

הנ"ל - מתוך דוגמה 2.2 מתקבל:

$$(A_A)_{\max} = 480 \text{ דונם} ; (A_B)_{\max} = 640 \text{ דונם}$$

$$(A_C)_{\max} = 640 \text{ דונם}$$

(3) ספיקת השיא מתקבלת ע"י מכפלת גודל השטח המכסימלי

המתנקז בזמן זמנית בעוצמת הגשם העודף:

$$(Qp)_A = 640 \times \frac{48}{3,600} \cong 8.5 \text{ מ"ק לשניה}$$

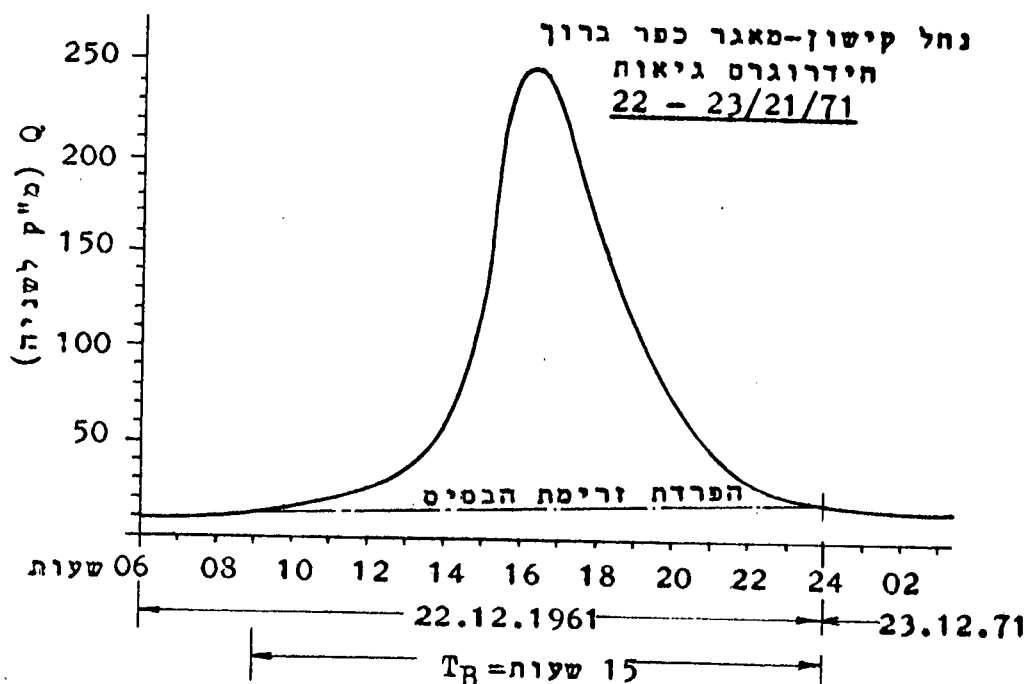
$$(Qp)_B = 480 \times \frac{96}{3,600} \cong 12.8 \text{ מ"ק לשנייה}$$

$$(Qp)_C = 640 \times \frac{24}{3,600} \cong 4.3 \text{ מ"ק לשנייה}$$

ספיקות השיא מושגות באותם זמנים (t_p) כמו בדוגמה 2.2. ההידרוגרמים זהים בצורתם ורק הספיקות בהם שונות בהתאם לשוני בעוצמות הגשמים העודפים.

דוגמה 2.4: חישוב ההידרוגרם יחידה על סמך ההידרוגרם פשוט נחון.
נחון:

בציור להלן נחון ההידרוגרם גיאומטרי של נחל קישון, בכניסה למאגר כפר ברוך (שבעמק יזרעאל). ההידרוגרם מייצג גשם עודף שירד במשך שעתיים, בקירוב, על פני תחום ההחנקזות, ששטחו כ-470 קמ"ר.



דרוש:

- לחשב את ההידרוגרם היחידה המתאים לעובי גשם עודף של 10 מ"מ במשך 2 שעות.
- לקבוע האם משך גשם היחידה הנ"ל להינן סביר.
- להסביר האם ניתן להסיק מהנתונים על אודות משך הריכוז.

פתרון:

א.

- (1) לאחר הפרדת זרימת הבסיס בשיטת הקו הישר (ראה ציור לעיל) - מוציאים מהציור את ספיקות הנגר הישיר (ראה סיכומן בטבלה להלן).

השעה	שעות	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
זמן t מחילת הגיאות	שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ספיקת הנגר הישייר (Q_d)	מ"ק לשניה	0	3	7	12	24	46	102	228	216	140	86	52	29	12	4	0
ספיקות הידרוגרם (q_u) היחידה	"	0	4	10	17	35	67	148	330	313	203	125	75	42	17	6	0

(הערה: הספיקות מעוגלות למספרים שלמים)

- (2) על סמך ספיקות הנגר הישייר (Q_d) מחשבים את נפח הנגר הסופתי הישייר (U_R) (ראה דוגמה 1.3, בפרק 1).

$$U_R = 3.24 \text{ מלמ"ק}$$

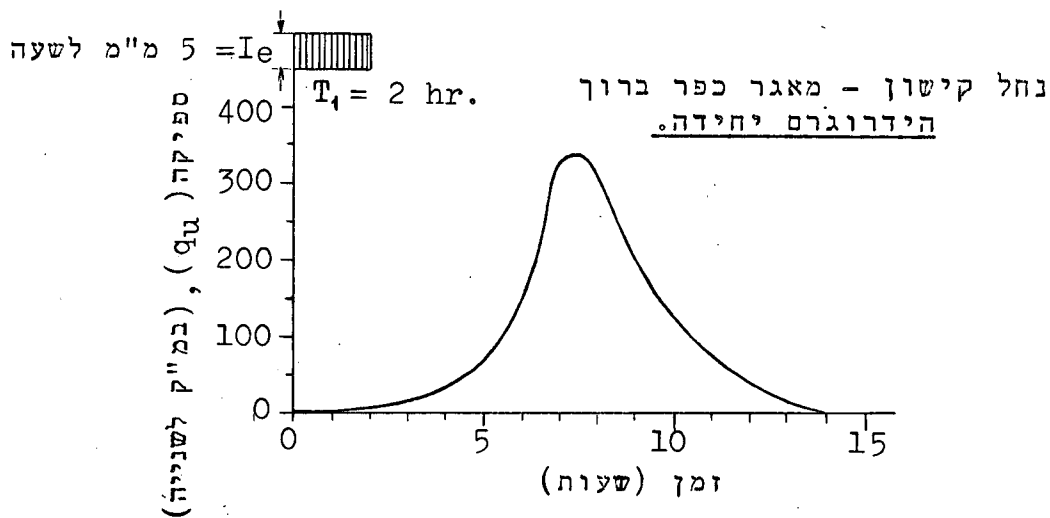
$$(3) \quad De = \frac{U_R}{a_0} \quad \text{מכאן, שעובי הגשם הסופתי העודף היה:}$$

$$De = \frac{3.24 \times 10^6}{470 \times 10^6} = 0.0069 \text{ מ} = 6.9 \text{ מ"מ}$$

- (4) לכן, ספיקות הידרוגרם היחידה (בעובי 10 מ"מ למשך שעתיים) יתקבלו ע"י חילוק הספיקות (Q_d) ב-6.9 והכפלתן ב-10, דהיינו:

$$(q_u)(t) = (Q_d)(t) \times \frac{10.0}{6.9} \approx 1.45 (Q_d)(t)$$

ראה תוצאות החישוב בסבלה לעיל והידרוגרם היחידה בציור להלן.



יש להעיר כי מאחר וספיקות הידרוגרם היחידה הן גדולות יחסית - ניתן היה להגדיר הידרוגרם יחידה בעובי 1.0 מ"מ ואז היו מתקבלות ספיקות q_u קטנות עד כדי עשירות. אך, אין זה הכרחי.

ב. משך בסיס הידרוגרם היחידה הוא כ-15 שעות ואילו זמן השגת ספיקת השיא הוא $t_p = 7$ שעות, בקירוב. מכאן, שמשך הידרוגרם היחידה ($T_1 = 2$ שעות) שווה בקירוב ל- $\frac{1}{4} t_p$. ערך יחסי זה תואם את ההמלצות (ראה סעיף 2.4.2).

ג. מאחר ומשך הגשם קטן ממשך הריכוז - אין אפשרות לאמוד את משך הריכוז מתוך ההידרוגרם. ניתן רק לקבוע ש- $t_p \leq T_c$.

הערה: רצוי לבדוק אם נפח הידרוגרם היחידה מתאים לגשם העודף (10 מ"מ) על פני תחום ההתנקזות (470 קמ"ר) ובמקרה של אי התאמה - לתקן בהתאם.

דוגמה 2.5: חישוב הידרוגרם יחידה המהווה שינוי פשוט של הידרוגרם היחידה היסודי.

נתון:

הנתונים כמו בדוגמה 2.4

דרוש:

לחשב את הידרוגרם היחידה המתאים למשך של 4 שעות.

פתרון:

(1) מבצעים סופרפוזיציה של שני הידרוגרמי יחידה,

המוזזים זה מזה בשעתיים.

(2) מסכמים את הספיקות הבו-זמניות. ע"י כך מחקבלות

ספיקות ההידרוגרם המתאים לגשם עודף במשך

4 שעות, בעוצמה של 5 מ"מ לשעה ובעובי של 20 מ"מ.

(3) מאחר והידרוגרם יחידה מוגדר עבור עובי גשם

עודף בשעור 10 מ"מ - יש לחלק את סכום הספיקות

ב-2, בכדי לקבל את ההידרוגרם המבוקש (במשך

4 שעות ובעוצמה של 2.5 מ"מ לשעה).

הפתרון האנליטי מפורט בטבלה להלן, בעוד שהפתרון

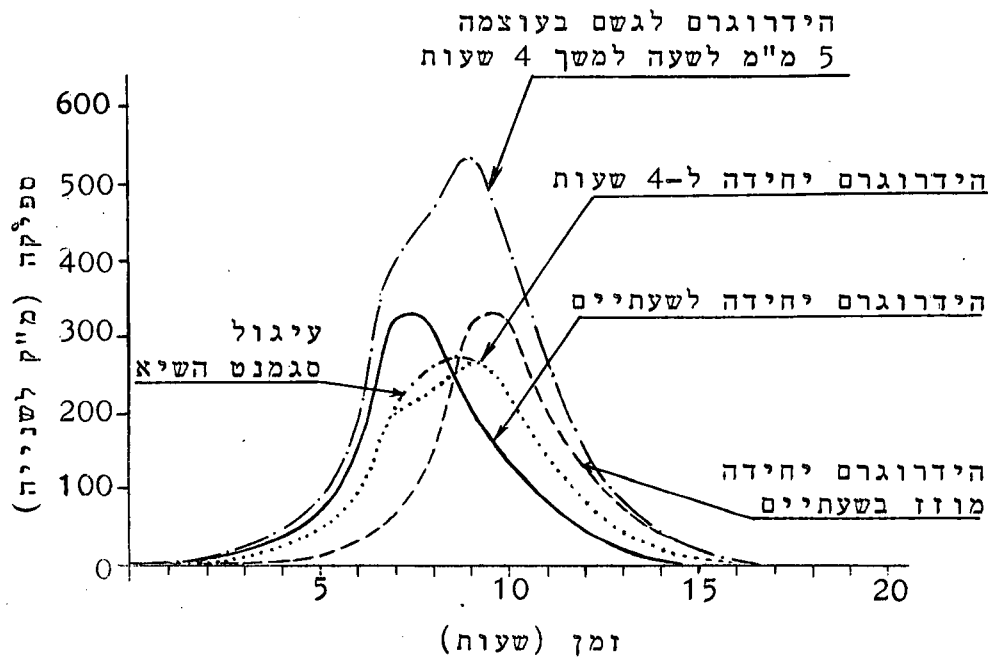
הגרפו-אנליטי בציור להלן.

יש להעיר - כי ניתן "להחליק" את הצורה השבורה

של סגמנט השיא ולעגל את ההידרוגרם (- ראה

ציור להלן). כמו-כן - ראה הערה בסוף דוגמה 2.4 .

t	שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
①	$(q_u)_1$	0	4	10	17	35	67	148	330	313	203	125	75	42	17	6	0	0	0
②	$(q_u)_2$ מוזזת בשעתיים	0	0	0	4	10	17	35	67	148	330	313	203	125	75	42	17	6	0
③	סכום הספיקות = ① + ②	0	4	10	21	45	84	183	397	461	533	438	278	167	92	48	17	6	0
④	$(q_u)_2$ = מחצית סכום הספיקות הנ"ל	0	2	5	10	22	42	92	199	230	267	219	139	83	46	24	8	3	0



דוגמה 2.6 : חישוב עקומי S עבור הידרוגרמי יחידה שונים.

נתון : נתון הידרוגרמי היחידה שחושבו בדוגמאות 2.4 (למשך 2 שעות) ו-2.5 (למשך 4 שעות).

דרוש :

- א. לחשב ולסרטט את עקומי S המתאימים לשני הידרוגרמי היחידה הנחונים.
- ב. להסביר מה ניתן להסיק משני עקומי ה-S הנ"ל.

פתרון :

- א. (1) חישוב עקומי S נעשה ע"י סופרפוזיציה של $T_B/T_1 = n$ הידרוגרמי יחידה, המוזזים אחד מהשני במרווח T_1 . במקרה 1: $T_1 = 2$ שעות ואילו $T_B = 15$ שעות: $n = 7.5$, כלומר: 8 הידרוגרמים עוקבים. במקרה 2: $T_1 = 4$ שעות, $T_B = 17$ שעות ויש צורך בכ-4 הידרוגרמי יחידה עוקבים. תוצאות החישובים מפורטים בטבלאות להלן.

חישוב עקום S_1 , עבור $T = 2$ שעות

t (שעות)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
ספיקות הידרוגרפיים היחידה (q_u) (מ"ק לשנייה)	0	4	10	17	35	67	148	330	313	203	125	75	42	17	6	0		
	0	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125	75	42	17	6	0	
	17	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125	75	42	17	0
	75	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125	75	42	17
	203	-	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125	75	42
	330	-	-	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125	75
	67	-	-	-	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203	125
	17	-	-	-	-	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313	203
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	4	10	17	35	67	148	313
$\Sigma(q_u)$	0	4	10	21	45	88	193	418	506	621	631	696	673	713	679	713	679	713

חישוב עקום S_2 , עבור $T = 4$ שעות.

t (שעות)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
ספיקות הידרוגרפיים היחידה (q_u) (מ"ק לשנייה)	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139	83	46	24	8	3	0		
	0	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139	83	46	24	8
	2	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139	83	46	24
	5	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139	83	46
	10	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139	83
	200	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219	139
	230	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267	219
	267	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230	267
	219	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200	230
	139	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92	200
	83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42	92
	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22	42
	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10	22
	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5	10
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2	5
	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	2
$\Sigma(q_u)$	0	2	5	10	22	44	97	210	252	311	316	349	335	357	340	357	338	357	340	357

(2) הערות לחישוב עקומי S :

- (א) "חיאורטית" צריך לקבל את Q_{max} בשעה ה-13, כדי שהחסרת שני עקומי S ברווח שעתיים ביניהם תהא הידרוגרם שבסיסו $T_B = 15$ שעות. - ראה דוגמה 2.7 (אם כי לספיקות הקטנות שבזנב ההידרוגרם אין חשיבות מעשית).
- (ב) היות וחישובי הסופרפוזיציה הינם ברווחי זמן של שעה (ספיקות בסוף כל שעה שלמה) לכן, מתקבלות קפיצות המחבטאות בעליות ובירידות בנקודות המחושבות. בסרטוט "הוחלקו" העקומים.

(ג) כדי לקבל ספיקות שיא בלתי חלופיות בעיבודים
- נחשבן על פי נוסחה 2.1, שבצמ" 77:

(I) כאשר גשם היחידה בעל משך 2 שעות ועוצמתו
5 מ"מ לשעה $(Ie)_1 = \frac{10}{2}$ יהיה $Q_{max} = Q_e$:

$$(Q_{max})_1 = 2.78 \times \frac{470}{2} = 650 \text{ מ"ק לשנייה} \approx 652 \text{ מ"ק לשנייה}$$

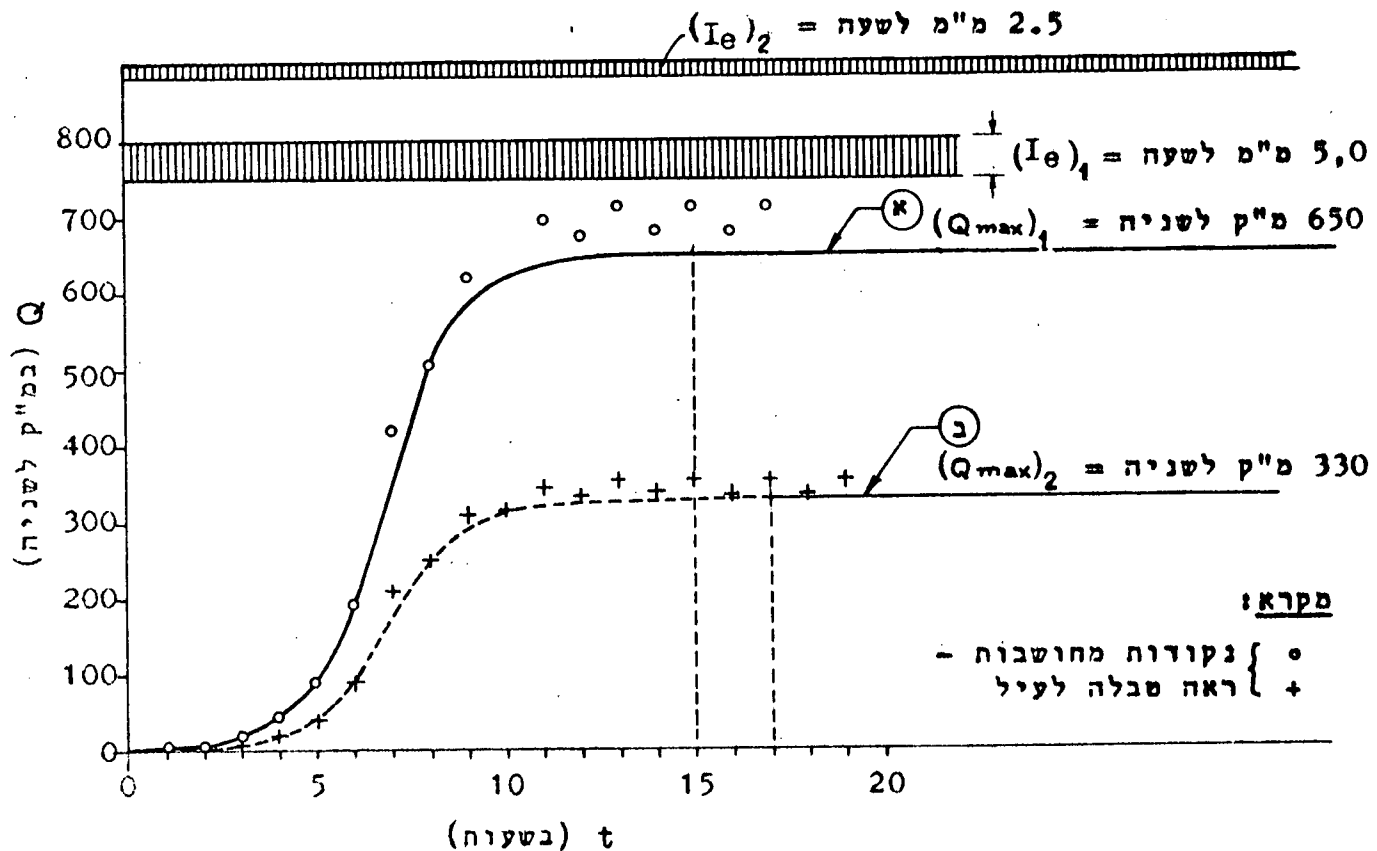
ספיקה זו שונה מהספיקה המחושבת, שהיא בין 679 לבין 713 מ"ק לשנייה, כתוצאה מטעויות של עיגול הספיקות והגשם העודף וטעויות בהוצאת הספיקות מההידרוגרם הנתון. למעשה, צריך היה לבדוק את התאמתו של ההידרוגרם היחידה - כלומר: לחשב האם נפחו שווה לגשם עודף של 10 מ"מ על פני חחום ההתנקזות, ולחקנו בהתאם. התיקון ייעשה עתה ע"י התאמת עקום S לספיקה המכסימלית שחושבה לעיל.

(II) כאשר משך גשם היחידה הוא 4 שעות, עוצמתו היא -
25 מ"מ לשעה $(Ie)_2 = \frac{10}{4}$, והספיקה המכסימלית

בעקום S זה תהיה $(Q_{max})_2 = Q_e$:
 $(Q_{max})_2 = 2.78 \times \frac{470}{4} = 330 \text{ מ"ק לשנייה} \approx 327 \text{ מ"ק לשנייה}$

גם כאן ישנה אי התאמה, מהסיבות שפורטו ב-(I) לעיל, וגם כאן יש לבצע התאמת עקום S לספיקה המחושבת.

(3) עקומי ה-S מחוארים בחרשים להלן.



ב. העקומים שבציור לעיל ממחישים את השוני שבעקומי ה-S השונים.

הנובעים מהשוני בעוצמת גשם היחידה בכל מקרה.

מאחר ועוצמת הגשם העודף במקרה 1 היא כפולה מזו

שבמקרה 2 - גם הספיקות המתאימות כפולות בגודלן (פחות או יותר).

מחוך העקומים מתברר שלאחר 10 שעות, בקירוב, השינוי

בספיקות הינו קטן ביותר ולאחר 12 שעות - הינו אפסי,

כלומר: שהיה מספיק בסופרפוזיציה של פחות הידרוגרמי יחידה

כדי לקבל את עקומי ה-S.

דוגמה 2.7 : חישוב הידרוגרם יחידה עבור משך כלשהו.

נתון:

נחוני עקומי S (S_1 ו- S_2) שחושבו בדוגמה 2.6.

דרוש:

- לחשב באופן גרפו-אנליטי הידרוגרם יחידה למשך שעה אחת, על סמך עקום S_1 (מקרה 1).
- לחשב באופן אנליטי הידרוגרם יחידה למשך שעה אחת, על סמך עקום S_2 (מקרה 2).
- להשוות את הידרוגרמי היחידה שהתקבלו ב-א' וב-ב'.

פתרון:

א. החישוב הגרפו-אנליטי לפי עקום S_1 .

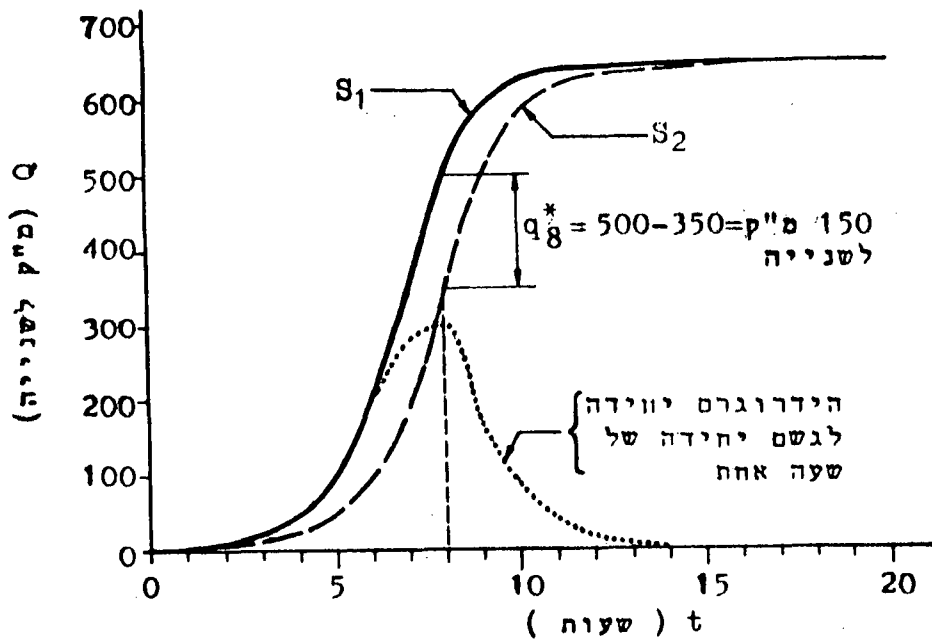
- (1) מסרטטים שני עקומי S_1 , שחושבו עבור גשם עודף בעוצמה של 5 מ"מ לשעה (על סמך גשם יחידה של שתי שעות), ברוח של שעה אחת ביניהם (ראה ציור להלן).
- (2) מחסרים את האורדינטות המתאימות בכל שעה (ראה דוגמה בציור להלן, עבור השעה השביעית) ומקבלים את הספיקות q_A^* שבטבלה להלן.

t	שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
q_A^*	מ"ק לשנייה	0	-	-	10	25	50	105	140	150	85	40	20	10	5	-	0
$(q_u)_A$	מ"ק לשנייה	0	-	-	20	50	100	210	280	300	170	80	40	20	10	-	0

הערה: הסימן - משמעותו שלא ניתן לקרוא הספיקות מהגרף.

- (3) כדי לקבל הידרוגרם יחידה המייצג גשם יחידה שעוביו 10 מ"מ ומשכו שעה אחת יש לכפול את הספיקות שהתקבלו ב-2 (היחס שבין משך גשם היחידה היסודי לבין משך גשם היחידה המבוקש - ראה הסברים בסעיף 2.4.5), כלומר: $(q_u)_A = 2q_A^*$.

(4) הידרוגרם היחידה שהתקבל מתואר בצירור שלהלן.



הערה: לחוצאות
המתקבלות ישנו
אי-דיוק מסוים
שמקורו במידה
אי-דיוק קריאה
הספיקות מהגרפים
המתארים את
עקומי ה-S.

ב. חישוב אנליטי לפי עקום S_2 .

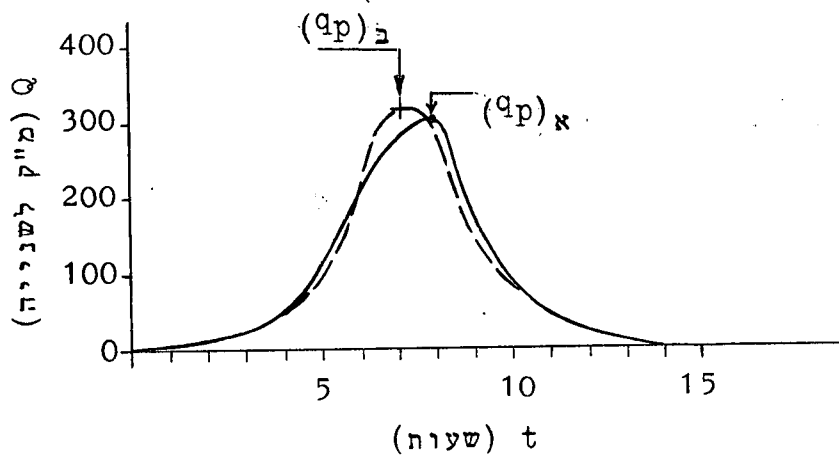
- (1) רשמים את ספיקות עקום S_2 (מתוקנות - מחוך הצירור שבדוגמה 2.6) בהפרש זמן של שעה אחת ביניהן - ראה טבלה להלן.
- (2) מחסירים את הספיקות בזמנים המתאימים ומקבלים את הספיקות (q_2^*)
- (3) מאחר ובמקרה זה משך הזמן של הידרוגרם היחידה היסודי, שעל פיו נוצר עקום S_2 , היה 4 שעות - יש לכפול את (q_2^*) ב-4 כדי לקבל את ערכי $(q_u)_2$ המבוקשים.

t	שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$(q_u)_2$	מ"ק לשנייה	0	2	5	10	22	44	90	175	250	285	310	320	325	330	330	330
$(q_u)_2$	מ"ק לשנייה	0	0	2	5	10	22	44	90	175	250	285	310	320	325	330	330
(q_2^*)	מ"ק לשנייה	0	2	3	5	12	22	46	85	75	35	25	10	5	5	0	0
$(q_u)_3$	מ"ק לשנייה	0	8	12	20	48	88	184	320	300	140	100	40	20	20	0	0

הערה: הספיקות $(q_u)_2$ שהן ספיקות הידרוגרם היחידה ל-4 שעות, חוקנו על פי העקום ה"מוחלק" של S_2 (שבצירור בדוגמה 2.6).

ג. השוואת התוצאות

תוצאות הידרוגרם היחידה שהתקבל בשני האופנים הנ"ל שווים בקירוב - ראה ציור להלן. התוצאות שהתקבלו מהחישוב האנליטי נראות מהימנות יותר - מאחר וספיקת השיא מושגת באותו זמן שהושגה בהידרוגרם המקורי (של 4 שעות), ובהידרוגרם היחידה של 2 שעות ($t_p = 7$ שעות), ואיך הגיון שהיא תזוז לשעה ה-8 (כבמקרה א). החישובים ממחישים שיתכנו אי-דיוקים מסויימים בחישובים, בגבולות 5% ואף 10% ולכן אין הצדקה בדיוק מוגזם בחישובים.



הערות:

(*) לאחר סרטוט הידרוגרם היחידה (ראה ציור לעיל) יש להתחשב בספיקות בהתאם להחלקת ההידרוגרם למשל: בשעה $t = 10$ יהיה $q_u = 80$ מ"ק לשנייה ולא 100 מ"ק לשנייה.

(**) בכל מקרה, יש לחשב את נפח הידרוגרם היחידה שהתקבל ולבדוק התאמתו לגשם היחידה (10 מ"מ) על פני תחום ההתנקזות.

דוגמה 2.8: השוואה בין הידרוגרמי יחידה שוני משך.

נתון:

נתונים הידרוגרמי היחידה ל-2 ול-4 שעות - מדוגמאות 2.4 ו-2.5 והידרוגרם היחידה ל-1 שעה מדוגמה 2.7.

דרוש:

לערוך השוואה בין שלושת ההידרוגרמי היחידה הנתונים ולהסביר את ההבדלים שביניהם.

פתרון:

בציור א' להלן מסורטטים ההידרוגרמים השונים, כשהאינדקס המספרי מימין ל- (q_u) מציין את משך גשם היחידה. מתוך ציור זה ניתן ללמוד:

(1) ככל שמשך

זמן היחידה

גדול יותר -

הענף העולה

שטוח יותר

וספיקותיו

קטנות יותר

ואילו הענף

היורד אף

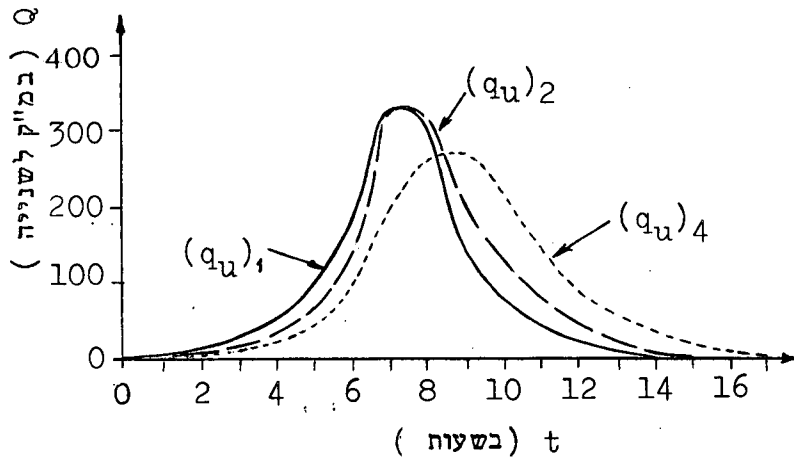
הוא משתטח

אך ספיקותיו

גדולות יותר

בזמנים מתאימים.

ציור א'



(2) עבור הפרשי זמן קטנים במשך גשם היחידה - כמעט ולא

היתה השפעה על ספיקות השיא; כאשר ההפרש בין משך

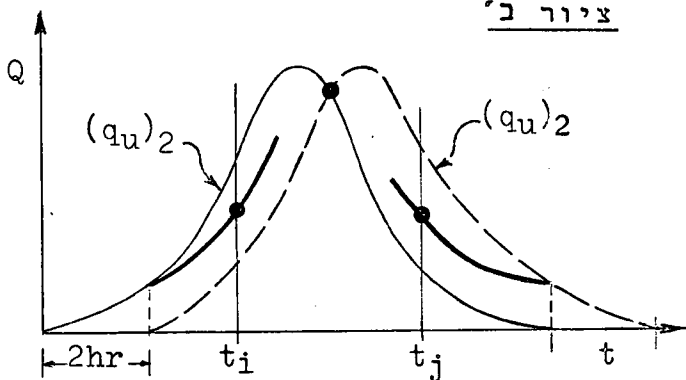
היחידה גדול - ספיקות השיא שונות: עבור משך

יחידה גדול יותר - ספיקות השיא קטנות יותר.

עובדות אלה ניתנות להסבר באופן הבא (ראה ציור ב')

להלן):

ציור ב'



למשל, הידרוגרם

יחידה למשך של

4 שעות מתקבל

ע"י מיצוע הסכום

של שני הידרוגרמי

יחידה ל-2 שעות

המוזזים זה מזה

במרווח זמן של

2 שעות (את הסכום הנ"ל מחלקים ב-2 ראה דוגמה מס' 2.5).

לכן - הממוצע גדול יותר בענף היורד (t_j בציר ב) וקטן יותר בענף העולה (t_j בציר ב).

דוגמה 2.9:

חישוב הידרוגרם עבור סופות גשם מרוכבת.

נתון:

נתונים הידרוגרמי היחידה שחשבו בדוגמאות 2.4 ו-2.7.
כמו כן, נתון, שעל תחום ההתנקזות הנידון ירד גשם עורף כמתואר בתרשים שלהלן.

דרוש:

לחשב באופן אנליטי את ההידרוגרם המתקבל כתוצאה מהסופה המרוכבת הנתונה.



יש להסביר את מהלך החישוב, להמחיש בעזרת תרשים מתאים ולהסביר את מסקנות החישוב.

פתרון:

א. הסבר כללי.

- (1) מאחר וההבדל בין עובי הגשם העורף בשעה 21-22 לבין זה שבשעה 22-23 הוא קטן, ניתן לראותם כגשם מסופה רצופה אחת - בעוצמה ממוצעת של 15 מ"מ לשעה ובעובי של 30 מ"מ במשך שעתיים. בהתאם לכך, נחשב את הידרוגרם הספיקות מסופה זו על פי הידרוגרם יחידה לגשם יחידה במשך שעתיים (עובי של 10 מ"מ) - ע"י כך שנכפול את ספיקות הידרוגרם יחידה זה ב-3 (ראה דוגמה 2.4).
- (2) עבור הגשם העורף בשעה 16-17: יש צורך להעזר בהידרוגרם יחידה מסופת גשם יחידה במשך שעה אחת (ראה דוגמה 2.7). במקרה זה נכפול את הספיקות שבהידרוגרם היחידה, ב-3.

(3) ההידרוגרם הסכומי יתקבל מסיכום (סופרפוזיציה) הספיקות

המתאמות משתי הסופות הנ"ל, כאשר הרווח ביניהן הוא

4 שעות. ראה חישובים להלן והמחשת הסופרפוזיציה

בציור שלאחר החישובים.

ב. חישוב הידרוגרמי הסופות הבדדיות :

(1) מדוגמה 2.7 מחקבלוח ספיקות הידרוגרם יחידה עבור גשם

יחידה שמשכו שעה אחת - $(q_u)_1$. יש לכפול ספיקות אלה

ב-3, על מנת לקבל את הספיקות מהטופה שבשעה 16-17,

שעובי הגשם העודף בה היה $(De)_1 = 30$ מ"מ (ראה Q_1

להלן).

t_1 שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$(q_u)_1$ מ"ק לשנייה	0	8	12	20	48	88	184	320	300	140	80	40	20	10	0	0
(Q_1) מ"ק לשנייה	0	24	36	60	144	264	552	960	900	420	240	120	60	30	0	Q

הערה: $t_1 =$ זמן מתחילת סופת הגשם העודף הנתון.

(2) בדוגמה 2.4 מחקבלוח ספיקות הידרוגרם יחידה עבור גשם

יחידה שמשכו 2 שעות - $(q_u)_2$. יש לכפול ספיקות אלה

ב-3, על מנת לקבל את הספיקות מהסופה שבשעות 21-23,

שעובי הגשם העודף בה היה $(De)_2 = 30$ מ"מ $(17 + 13)$;

(ראה Q_2 להלן).

t_2 שעות	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$(q_u)_2$ מ"ק לשנייה	0	4	10	17	35	67	148	330	313	203	125	75	42	17	6	0
(Q_2) מ"ק לשנייה	0	12	30	51	105	201	444	990	939	609	375	225	126	51	18	0

הערה: $t_2 =$ הזמן מתחילת סופת הגשם העודף הנתון.

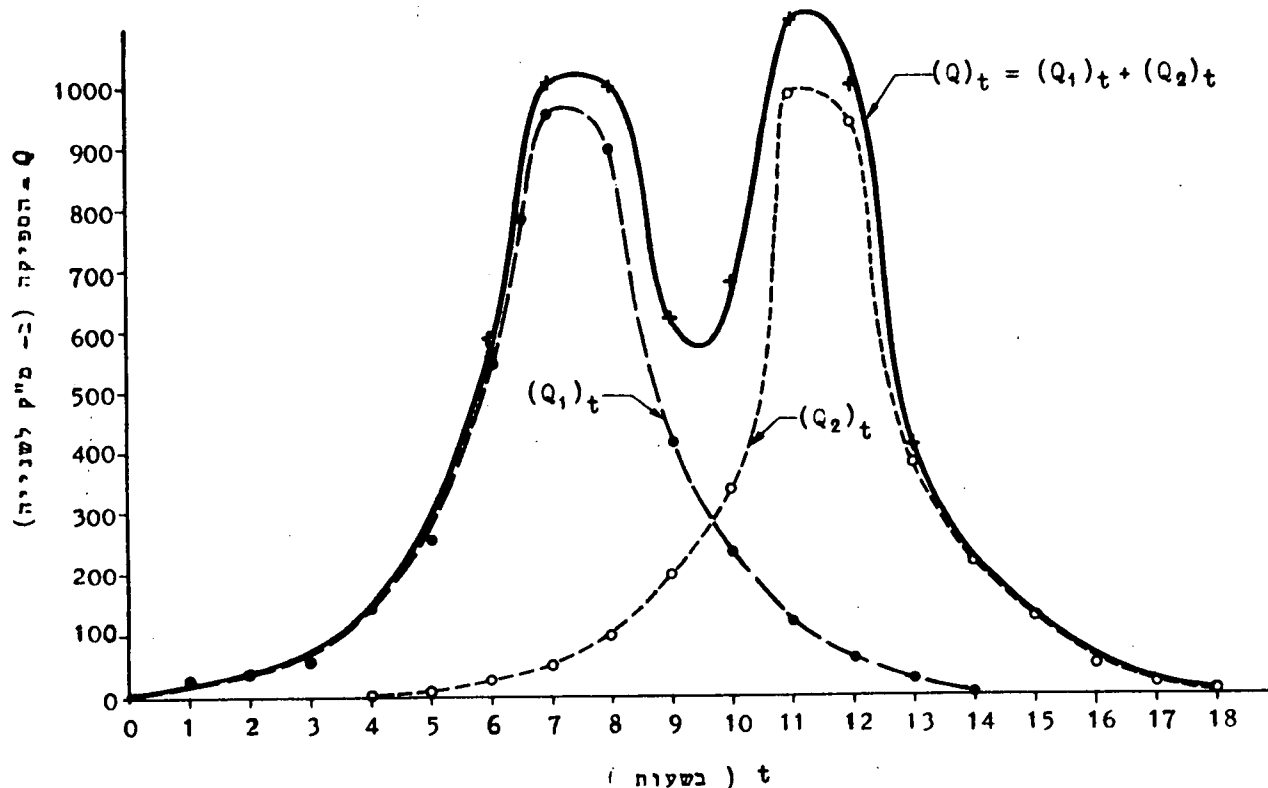
ג. סופרפוזיציה לחישוב ההידרוגרם המרוכב

ההידרוגרם המרוכב מחקבל מסיכום ספיקות ההידרוגרמים
 $(Q_1)_t$ - $(Q_2)_t$, כשהם מוזזים באופן שהמרווח ביניהם
 הוא 4 שעות - ראה טבלה להלן.

23.1.1969										22.1.1969									זמן שעות (שעות)	
10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	24	23	22	21	20	19	18	17	16		
18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	t שעות	
				0	30	60	120	240	420	900	960	550	260	140	60	40	20	0	$(Q_1)_t$ מ"ק שניה	
0	20	50	130	220	380	940	990	440	200	100	50	30	10	0					$(Q_2)_t$ - " -	
0	20	50	130	220	410	1000	1110	680	620	1000	1010	580	270	140	60	40	20	0	$(Q)_t$ - " -	

הערה: הספיקות עוגלו לעשרות שלמות של מ"ק לשנייה, מאחר
 ובספיקות כה גדולות אין חשיבות לספיקות קטנות יותר.

המחשת הסופרפוזיציה וההידרוגרמים מחוברים להלן.



ד. סיכום, מסקנות והערות:

מתוך התוצאה נראה - שאין הבדל גדול בספיקות השיא כתוצאה מהסופרפוזיציה של הסופות הבודדות - $(Q_1)_{\max} = 960$ מ"ק לשנייה; $(Q_2)_{\max} \approx 1,000$ מ"ק לשנייה ואילו $(Q)_{\max} \approx 1,110$ מ"ק - לשנייה. ההבדל הגדול הוא בנפח ההידרוגרם הסכומי. הסיבה להבדל הקטן בספיקות השיא הוא - בפיגור הגדול יחסית שביין ההידרוגרמים הבודדים. אם סופה 2 היתה מופיעה מוקדם יותר ההבדל היה גדול - עד כדי הגדלת ספיקת השיא לכדי פי שתיים, בקירוב, (כאשר הסופה השנייה מופיעה מיד לאחר הראשונה).

הערה: אם ההבדל בין עובי הגשם העודף בשעות ה-21-22 וה-22-23 היה גדול - היה צורך להתחשב בהם כסופות נפרדות שמשכן שעה אחת (כלומר: להשתמש בהידרוגרם יחידה של שעה עבור כל אחת מהן בנפרד) ולבצע סופרפוזיציה של שלוש סופות.

דוגמה 2.10: הישוב הידרוגרם יחידה על פי הידרוגם מרוכב. נכון:

הספיקות הרגעיות בכל שעה שנמדדו בנקודת ריכוז מסויימת ועובי גשם העודף אשר גרמו לגיאות הנתונה - נתונים בטבלאות שלהלן:

t	(שעות)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Q	(מ"ק לשנייה)	0	1	5	13	30	65	135	290	380	560	490

t	(שעות)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Q	(מ"ק לשנייה)	340	245	240	180	105	60	30	17	7	2	0

סימון הסופה	א	ב	-	ג	-
t (בשעות)	2 - 0	4 - 2	6 - 4	8 - 6	10 - 8
Δ De (במ"מ)	6.0	13.0	0	4.0	0

הערה: Δ De = עוביי הגשמים העודפים בכל מרווח זמן דו-שעתי

דרוש:

לחשב את הידרוגרם היחידה המתאים עבור תחום ההתנקזות
הנתון עבור גשם יחידה שמשכו 2 שעות (ושעוביו 10 מ"מ)
ולהציג את מהות הסופרפוזיציה בתרשים מתאים.

פתרון:

א. הסבר כללי:

נניח שידועות ספיקות הידרוגרם היחידה המבוקש
והן q_u .

ספיקות ההידרוגרם הנתון הן סופרפוזיציה של ספיקות
הסופות הבודדות בזמן t כלשהו מתחילת הזרימה (למעשה
מתחילת הידרוגרם סופה א). ספיקות אלה מתחילת כל
סופה הן:

$$(Q_a)_{t_a} = \alpha_a \times (q_u)_{t_a}$$

$$(Q_b)_{t_b} = \alpha_b \times (q_u)_{t_b}$$

$$(Q_g)_{t_g} = \alpha_g \times (q_u)_{t_g}$$

כאשר:

$$0.4 = \alpha_g ; 1.3 = \alpha_b ; 0.6 = \frac{6}{10} = \frac{(De)_a}{10} = \alpha_a$$

אבל אם מתייחסים לסקלת זמן אחידה (t), המתחילה בעת
תחילת הסופה הראשונה (t = 0 כאשר $t_a = 0$), יהיו
שאר הזמנים:

$t - 2 = t$ ואילו $t = 0$ כאשר $t = 2$ שעות
 ואילו $t = 0$ כאשר $t = 6$ שעות). לכן -

$$\begin{aligned} \text{עבור } t = 0 \text{ יהיה } (Q_A)_t = 0 &; (Q_A)_t = \alpha_A \times (q_u)_t \\ \text{עבור } t \leq 2 \text{ יהיה } (Q_B)_t = 0 &; (Q_B)_t = \alpha_B \times (q_u)_{t-2} \\ \text{עבור } t \leq 6 \text{ יהיה } (Q_G)_t = 0 &; (Q_G)_t = \alpha_G \times (q_u)_{t-6} \end{aligned}$$

בהתאם לכך -

$$Q_t = (Q_A)_t + (Q_B)_t + (Q_G)_t =$$

$$= \alpha_A \times (q_u)_t + \alpha_B \times (q_u)_{t-2} + \alpha_G \times (q_u)_{t-6}$$

מכאן: שער ל- $t = 2$ שעות קיימת רק ספיקה $(Q_A)_t$, עבור
 $2 < t \leq 6$ קיימות ספיקות Q_A ו- Q_B ועבור $t > 6$ שעות קיימות
 שלוש הספיקות.

ב. החישובים.

- (1) הסבר מהלך החישוב - ראה סעיף 2.4.6.
- (2) חוצאות החישובים מסוכמות בטבלה להלן.

t (שעות)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Q	0	1	5	13	30	65	135	290	380	560	490	360	280	245	175	105	65	30	17	7	2	0
Q _A	0	1	5	10	20	43	92	195	179	130	90	49	24	8	3	1	0	0	0	0	0	0
Q _B	0	0	0	3	10	22	43	94	198	423	387	282	195	107	52	17	6	0	0	0	0	0
Q _G	0	0	0	0	0	0	0	1	3	7	13	29	61	130	120	87	60	32	16	7	2	0
q _u	0	2	8	17	33	72	153	325	298	217	150	82	40	13	5	2	0	-	-	-	-	-

הערה: כל הספיקות מעוגלות ל-מ"ק לשנייה שלמים ואף לעשרות
 מ"ק לשנייה.

(3) חישובים לדוגמה:

$$Q_t = Q_1 = (Q_K)_1 = \alpha_K \times (q_u)_1 = 1.0 \quad \text{בזמן } t = 1 \text{ שעה:}$$

$$1.0 = 0.6 \times (q_u)_1 \rightarrow (q_u)_1 = \frac{1.0}{0.6} \approx 2 \text{ מ"ק לשנייה}$$

$$Q_t = Q_2 = (Q_K)_2 = \alpha_K \times (q_u)_2 = 5.0 \quad \text{בזמן } t = 2 \text{ שעות:}$$

$$5.0 = 0.6 \times (q_u)_2 \rightarrow (q_u)_2 = \frac{5.0}{0.6} \approx 8 \text{ מ"ק לשנייה}$$

בזמן $t = 3$ שעות:

$$Q_t = Q_3 = (Q_K)_3 + (Q_B)_3 = \alpha_K \times (q_u)_t + \alpha_B \times (q_u)_{t-2} =$$

$$= Q_3 = \alpha_K \times (q_u)_3 + \alpha_B \times (q_u)_1 = 13$$

$$13 = 0.6 \times (q_u)_3 + 1.3 \times 2 \rightarrow (q_u)_3 = \frac{10.4}{0.6} \approx 17 \text{ מ"ק לשנייה}$$

באופן דומה ממשיכים עד לזמן $t = 7$ שעות, ואז מצטרפת ספיקה Q_2 . למשל -

בזמן $t = 12$ שעות (ראה נתונים מהטבלה לעיל):

$$Q_t = Q_{12} = (Q_K)_t + (Q_B)_t + (Q_G)_t = \alpha_K \times (q_u)_t + \alpha_B \times (q_u)_{t-2} + \alpha_G \times (q_u)_{t-6} =$$

$$Q_{12} = \alpha_K \times (q_u)_{12} + \alpha_B \times (q_u)_{10} + \alpha_G \times (q_u)_6 = 280$$

אבל $(q_u)_{10}$ ו- $(q_u)_6$ חושבו קודם לכן, ולכן -

$$(Q_B)_t = 1.3 \times (q_u)_{10} = 1.3 \times 150 = 195 \text{ מ"ק לשנייה}$$

$$(Q_G)_t = 0.4 \times (q_u)_6 = 0.4 \times 153 = 61 \text{ מ"ק לשנייה}$$

לכן -

$$Q_{12} = 280 = \alpha_K \times (q_u)_{12} + 195 + 61$$

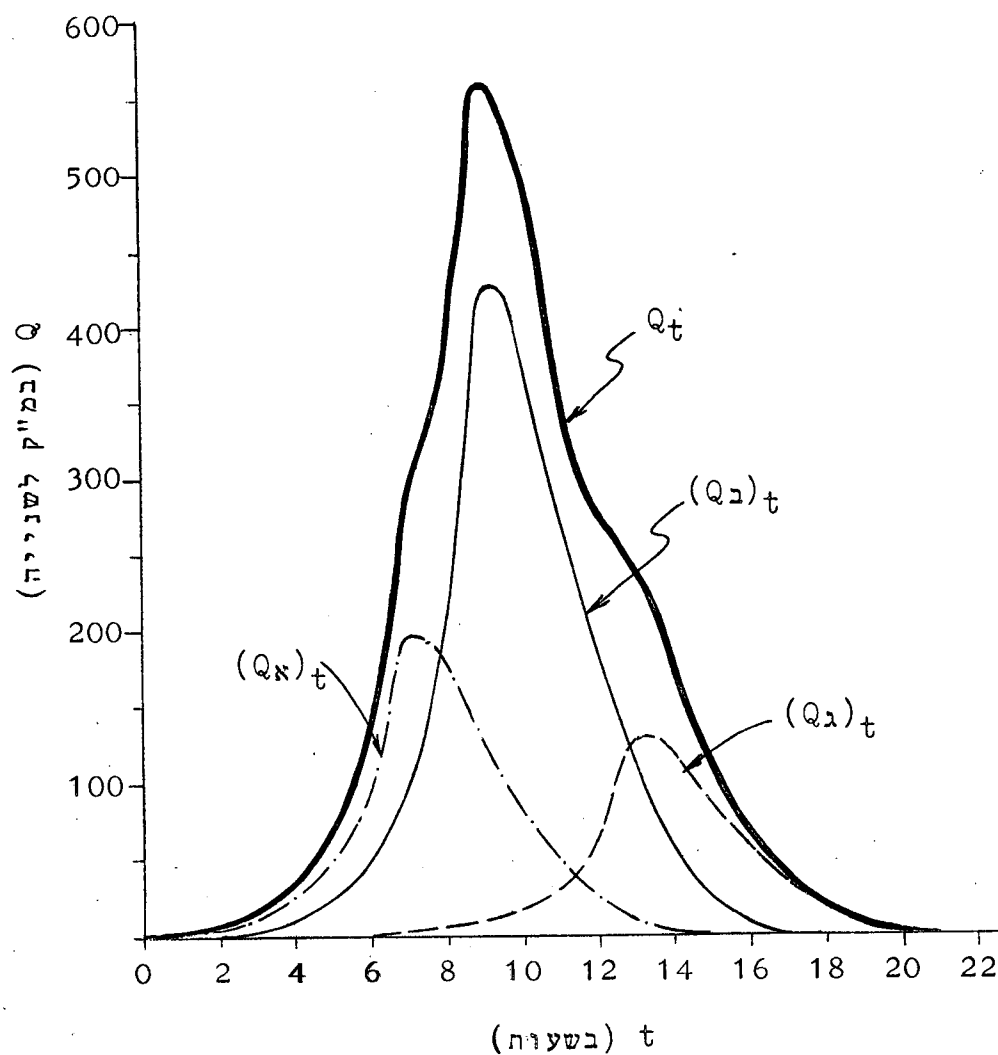
$$(q_u)_{12} = \frac{1}{0.6} (280 - 256) = \frac{24}{0.6} = 40 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(4) הערות:

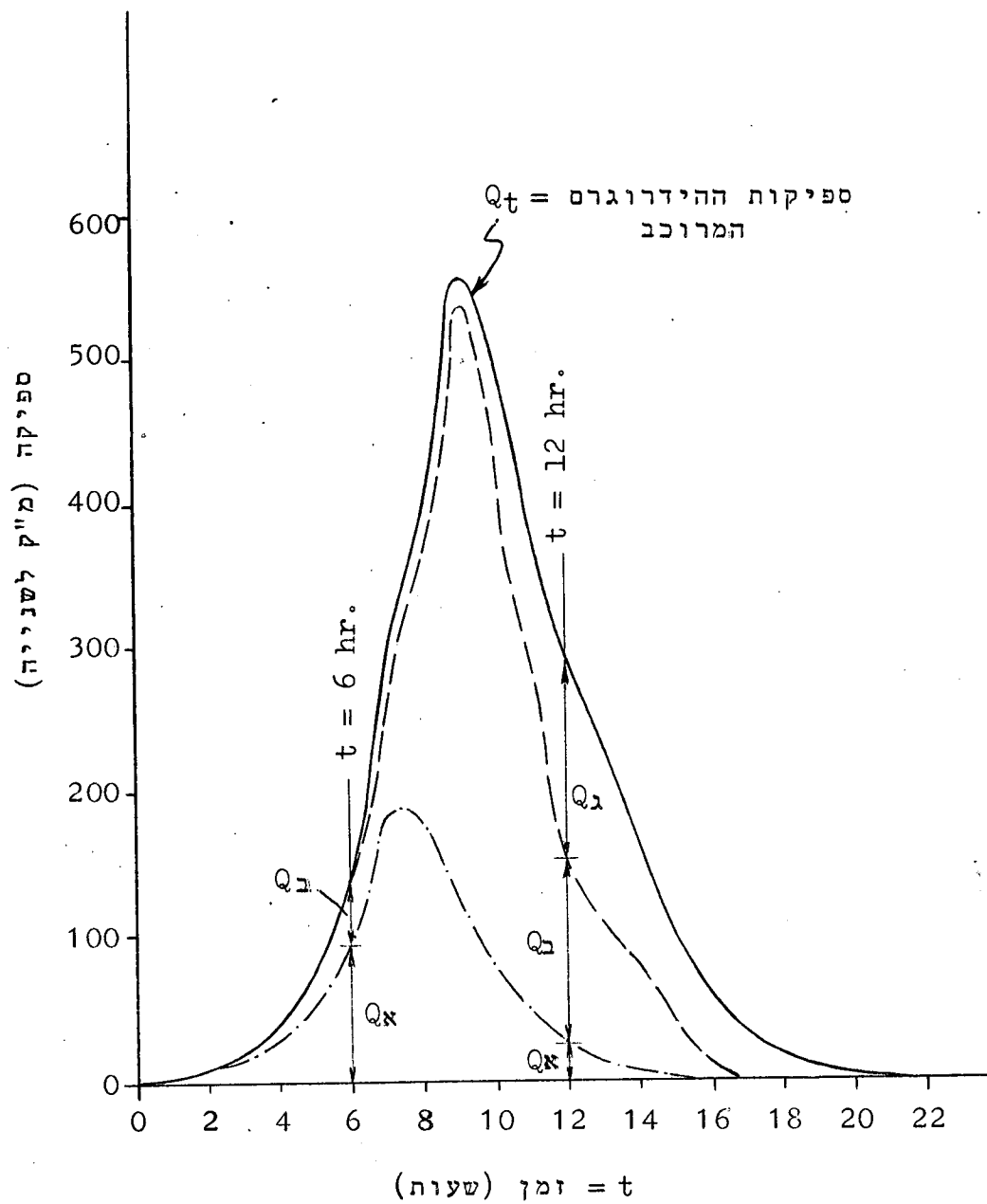
- (א) משך הידרוגרם היחידה הוא $T_B = 15$ שעות (6 - 21).
 בחישובים, המבוססים על ספיקות "בערכים מעוגלים", עלולות להיות טעויות באופן שיתקבלו ספיקות קטנות אחרי משך זה.
 שגיאות מעין אלו עלולות לנבוע גם - מאי-התאמה מלאה בין המציאות לתיאוריית הידרוגרם היחידה וכן כתוצאה של שגיאות בהידרומטריה (במידה ובפינוח) או בדיווח.

(ב) לאחר מציאת הידרוגרם היחידה המבוקש - יש לחשב את נפחו ולוודא שהוא מתאים לגשם עודף של 10 מ"מ על פני שטח תחום ההתנקזות הנתון. חישוב זה מהווה ביקורת.

(ג) להלן בציור - המחשת מהות הסופרפוזיציה ותוצאותיה.



ניתן לתאר את משמעות הסופרפוזיציה גם באמצעות
התרשים הבא:



פרק 3: השפעות תכונות תחום ההתנקזות

על הזרימה העילית

3.1 כללי

- תכונות תחום ההתנקזות המשפיעות על הזרימה העילית הן:
- (א) הרכב ומבנה הקרקע (סוג הקרקע) בפני הקרקע ולעומקה וכן רטיבותה.
 - (ב) כיסוי פני הקרקע - הצמחייה, אופן עיבוד הקרקע, כיסוי מלאכותי (כבישים, מבנים וכו').
 - (ג) התכונות הגיאומטריות של תחום ההתנקזות - שטחו, צורתו, שיפועיו, דרכי המים וכו'.

לתכונות (א) ו-(ב) השפעה מכרעת על נפחי הנגר העל-קרקעי שיווצרו. לעומתן, התכונות הגיאומטריות משפיעות באופן מיוחד על צורת ההידרוגרם ועל ספיקות השיא. השפעת התכונות הגיאומטריות על נפח הנגר העילי הישיר - היא באמצעות ההשפעה על משך שהיית הנגר על פני הקרקע ועל אוגר השלוליות (ככל שהנגר ישתהה - יהיו איבודי החידור גדולים יותר). לפרסיות טופוגרפיות סבביות עשויה להיות השפעה גדולה על הנגר שבמורד להן. על דפרסיות אלה נמנות החמדות - שהן המלחות האופייניות לנגב הדרומי, לערבה ולסיני. בפרק זה מושם דגש על התכונות הגיאומטריות, מאחר והשפעת התכונות האחרות נדונו בקונטרס מס' 4 (בפרק 4) ובפרקים הקודמים של קונטרס זה.

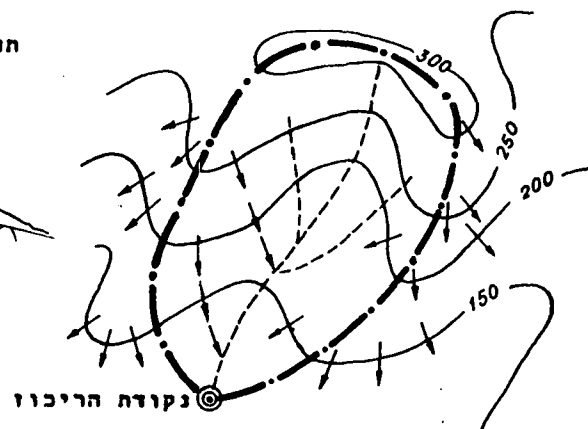
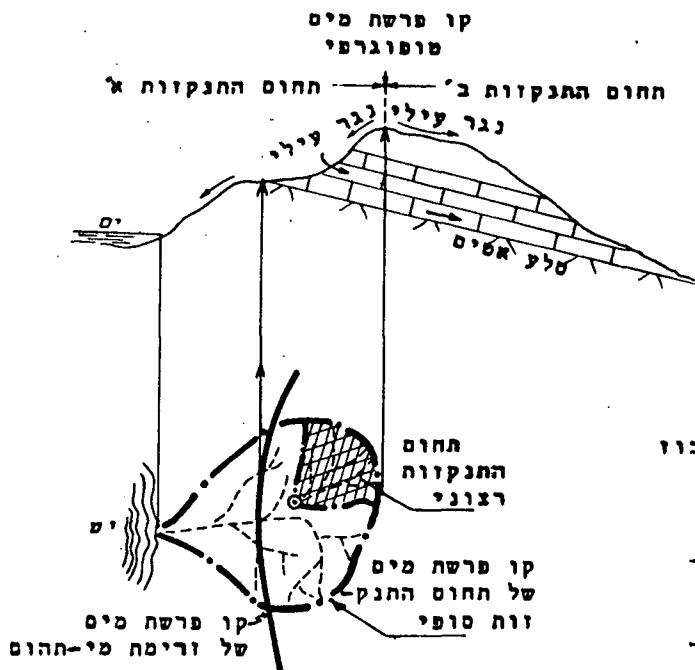
3.2 התכונות הגיאומטריות של תחום התנקזות - מונחים והגדרות

3.2.1 תחום ההתנקזות (Watershed, Catchment) והאפיקים.

א. תחום התנקזות הוא שטח אשר כל הזרימות העיליות על פניו (הן זרימות ערוציות והן זרימות שטחיות) מתנקזות לעבר נקודה אחת שבמוצא ממנו. נקודת המוצא מהתחום היא נקודת הריכוז, שהיא הנקודה הנמוכה ביותר בתחום ההתנקזות.

תחום התנקזות יכול להיות בגודל סופי ויכול להיות בגודל רצוני כלשהו, הקטן מהגודל הסופי. תחום התנקזות בגודל סופי הוא תחום אשר המים המתנקזים ממנו מגיעים ל"תחנה סופית", שמעבר לה אין הם יכולים להמשיך ולזרום כזרימה על-קרקעית; למשל: המים מגיעים לים, לאגם סגור או לבקעה סגורה. תחום התנקזות רצוני נקבע על פי מיקום נקודת הריכוז על נחל כלשהו.

ב. גבול תחום ההתנקזות, מבחינת הזרימה העילית, הוא קו פרשת המים (Water-divide) - ראה ציורים 35 ו-36. כל המים העיליים הזורמים מצידו הפנימי של קו פרשת המים - זורמים לעבר נקודת הריכוז. המים הזורמים מעברו החיצוני של קו פרשת המים - זורמים לעבר נקודת ריכוז של תחומי התנקזות אחרים. קווי פרשת המים ניצבים לקווי הגובה (או הרום). קו פרשת המים העיליים הוא קו טופוגרפי, שאינו מזדהה בהכרח עם קו פרשת מי-התהום - התלוי במבנה הגיאולוגי בעיקר (אם כי קיימת גם השפעת הטופוגרפיה). הבחנה זו, בין שני סוגי קווי פרשת מים, הינה חשובה להבנת האופי ההידרולוגי של תחום התנקזות וכן בעריכת מאזני מים כוללניים.



מקרא:

— כוון זרימת המים על פני השטח (בניצב לקווי הגובה).
 — קו גובה (רום מוחלט)
 - - - - - אפיק
 — גבולות תחום ההתנקזות

ציור 36: קו פרשת המים העיליים וקו פרשת מי-התהום - הדגמה.

ציור 35: תאור סכימתי של תחום התנקזות.

3.2.2 האפיקים ודרכי המים.

א. כללי

הזרימה השטחית בתנאים טבעיים הינה בדרך כלל מוגבלת. התנקזות המים נעשית באמצעות מערכת מסועפת של דרכי מים - שראשיתה בעורקים קטנטנים, אשר גדלים בהתחברותם עד ליצירת יובלים; מהתחברות היובלים נוצרים נחלים בגדלים שונים ולבסוף - האפיק הראשי. האפיק הראשי - הוא הנחל הארוך ביותר, אשר כל המים העיליים מגיעים אליו, במוקדם או במאוחר, וזורמים בו לעבר נקודת הריכוז (הממוקמת עליו). מערכת זו דומה למערכת ענפים של עץ, שגודלם ואורכם שונה, ואילו האפיק הראשי דומה לגזע העץ. על אף האמור לעיל - זרימה שטחית, או שטחית כביכול, עשויה להתקיים על גבי משטחים אטימים לאורך עשרות ואף מאות מטרים.

ב. האפיק הראשי נקבע על פי שלושה כללים (ראה ציור 37):

(1) נקודת הריכוז

נמצאת על האפיק

הראשי.

(2) כאשר עוקבים אחר

האפיק הראשי

מנקודת הריכוז

לכיוון המעלה

- אפיקי המשנה

מתחברים אליו

בזוויות כהות;

או, אם מעבירים

משיק בנקודת

המפגש של שני

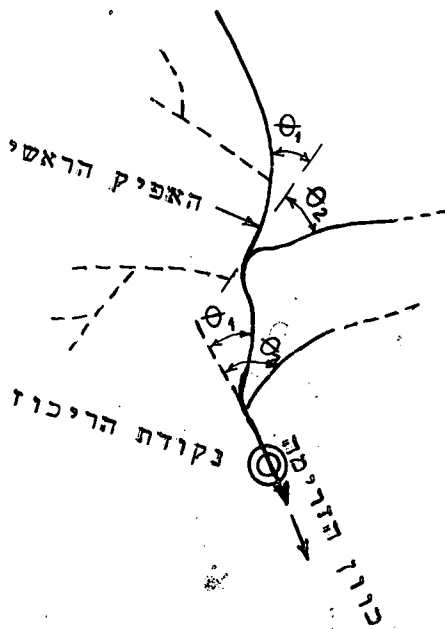
נחלים - לאפיק

הראשי תהיה שייכת

הזווית הקטנה יותר,

ביחס למשיק, מבין

שתיהן ($\theta_1 < \theta_2$ = זווית האפיק הראשי).



ציור 37: האפיק הראשי ואפיקי המשנה.

(3) אם הזוויות שוות ($\theta_1 = \theta_2$), יקבע כי האפיק הארוך יותר מבין השניים הוא האפיק הראשי.

חוקרים רבים מצאו (Eagleson, 1970) כי אורך האפיק הראשי פרופורציונלי לשר לשורש הריבועי של שטח תחום ההתנקזות.

ג. דרגת האפיק (Stream Order).

מקובל לדרג את דרכי המים באופן שניתן לדרך המים הראשונית - הקטנה ביותר שניתן לזהותה במפה טופוגרפית - דרגה 1. הדרוג (הסדר) עולה ככל שהערוץ גדול יותר. על פי שיטה זו - מוענקת לערוץ הנוצר מהתחברות ערוצים אחרים דרגה גבוהה יותר משל ערוצים אלה.

שיטת דרוג זו מודגמת בציור 38. מגבלות השיטה בכך - שהיא תלויה מדי בקנה המידה של המפה

הטופוגרפית, שבה מזהים

דרכי המים (הערוצים).

למשל: אפיקים שידורגו

בדרגה 1 במפה בקנ"מ

1:100,000 עשויים להיות

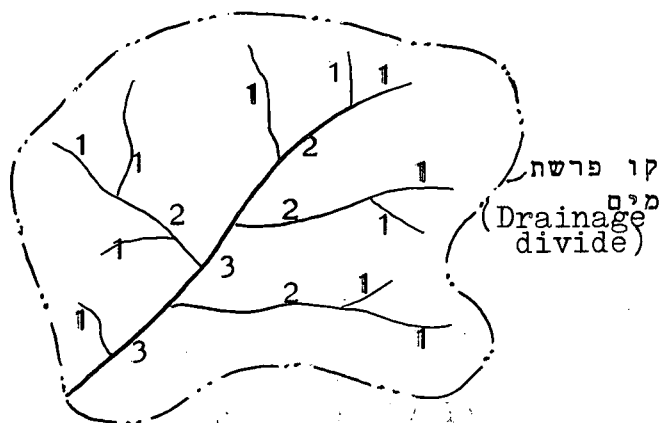
מדורגים בדרגה 3, או

יותר, במפה שקנה המידה

שלה 1:10,000.

מגבלה זו אינה מותירה

משמעות תיאורית לדרוג האפיקים.



ציור 38: דרוג אפיקים - הדגמה.

3.2.3 שיפוע האפיק הראשי.

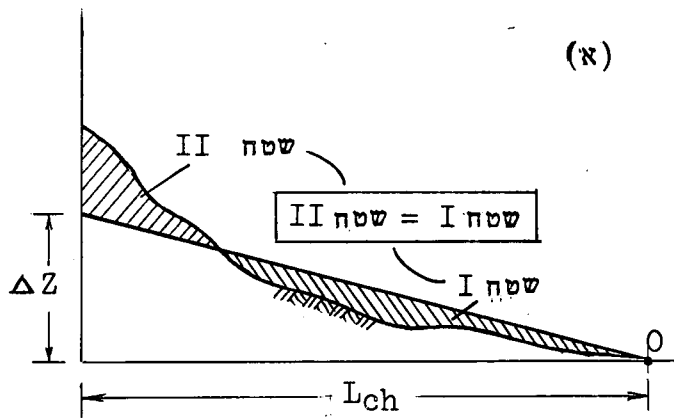
שיפוע האפיק הראשי אינו אחיד. בדרך כלל, הוא תלול יותר בחלקו המעלי ופחות משופע במורדו. השיפוע הנקודתי - המיוצג ע"י המשיק בכל נקודה, משתנה, בדרך כלל, מנקודה לנקודה. לכן מקובל השימוש בשיפוע הממוצע של האפיק כמפתח המיוצג את שיפועו.

ההגדרות המקובלות ביותר עבור השיפוע האורכי הממוצע הן:

א. שיפועו של קו ישר העובר דרך נקודת הריכוז וחוצה את קרקעית

האפיק באופן שהשטחים שמתחת לקו ואלה שמעליו יהיו שווים (ראה

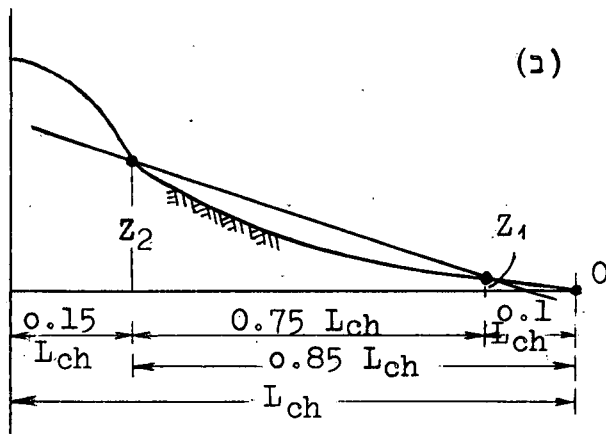
ציור 39, א').



השיפוע הממוצע של
האפיק הראשי במקרה
זה הוא:

$$(\bar{I}_{ch})_k = \frac{\Delta Z}{L_{ch}}$$

כאשר האינדקס ch
מייחס את השיפוע
הממוצע (\bar{I}) ואת
האורך (L) לאפיק
הראשי; ΔZ הפרש
הרום הממוצע לפי
הגדרה הנ"ל.



ציור 39: המחשת הגדרת השיפוע
האורכי הממוצע.

ב. שיפועו של קו ישר

המחבר את הנקודות
הנמצאות על האפיק
הראשי במרחקים של

0.1 Lch ו- 0.85 Lch

מנקודת הריכוז (0).

השיפוע הממוצע

במקרה זה, יהיה:

$$(\bar{I}_{ch})_2 = \frac{Z_2 - Z_1}{0.75 L_{ch}}$$

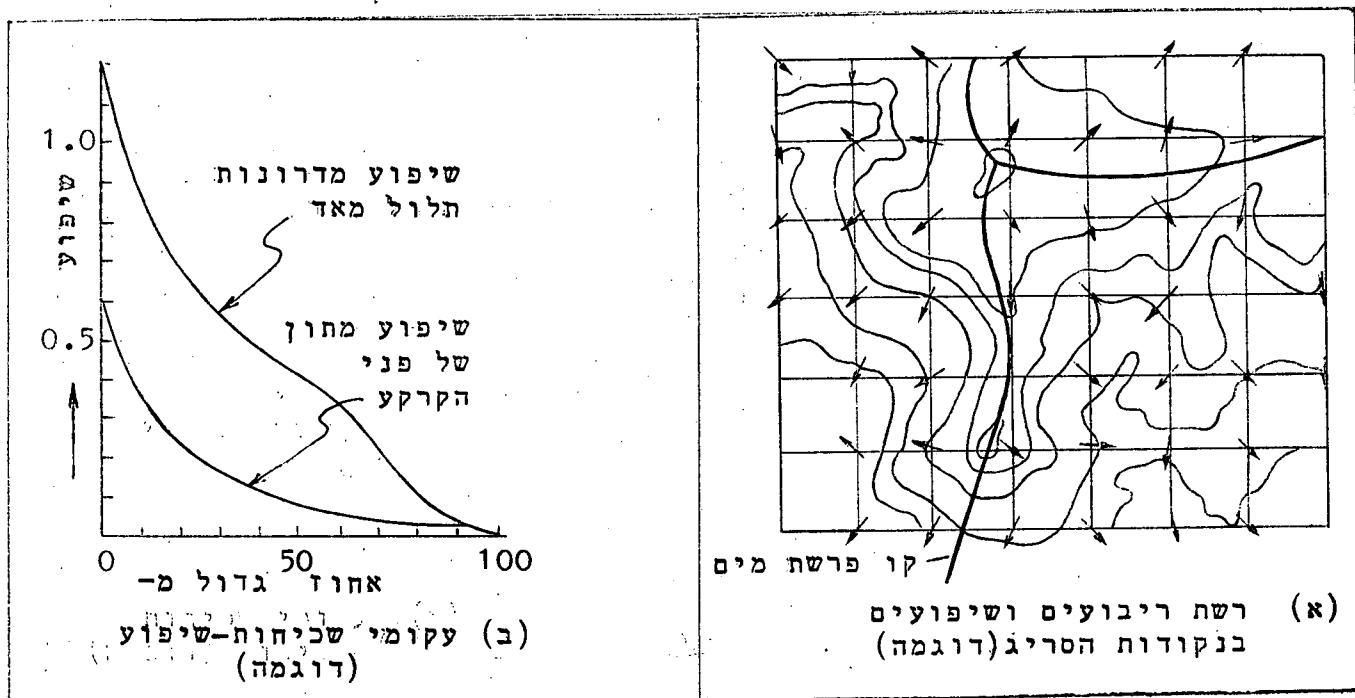
(Z_1 ו- Z_2 הם הרומים המתאימים לשתי הנקודות שהוגדרו לעיל).

3.2.4 שיפוע תחום ההתנקזות.

תחום התנקזות הינו משטח תלת-מימדי מחורף. החריצים שבו הם
הערוצים והנחלים, שעומקם קטן מאוד, בדרך כלל, יחסית לשינויי
הגובה. לכן, שיפוע פני הקרקע מייצג היטב את שיפוע דרכי המים.
אם כי ניתן לייצג את השיפוע באמצעות פרמטר אחד - השיפוע הממוצע
(כפי שהוגדר לעיל), מתקבל מושג רב יותר באמצעות פירוס
השיפוע. פירוס השיפוע ניתן לחישוב באמצעות השיטות הבאות:

א. שיטת הסריג (ראה ציור 40, א'):

- (1) מעבירים על גבי המפה הטופוגרפית רשת ריבועים, שבתוכה נמצא תחום ההתנקזות הנחוץ (בד"כ רשת זו קיימת כרשת הקואורדינטות, אך לעתים קרובות יש צורך לצופף אותה).
- (2) קובעים ומחשבים את השיפוע בכל נקודת סריג - על פי שיפוע הקו הניצב לקווי הגובה בנקודה זו. מתקבל מספר רב של נתוני שיפוע (כמספר נקודות הסריג בתחום ההתנקזות).
- (3) רושמים את הנתונים הנ"ל, כשהם מסודרים בקבוצות המייצגות טווחי השתנות של השיפוע, למשל: 2‰ עד 4‰; 4‰ עד 6‰; וכו'.
- (4) מחשבים את שכיחות השיפועים בקבוצות השונות.
- (5) מסרטטים עקום שכיחות-שיפוע. עקום זה מייצג את פירוס השיפועים בתחום ההתנקזות (ראה ציור 40, ב').



ציור 40: השיפועים בתחום התנקזות ופירוסם (לפי Wilson, 1969).

שיטה זו נוחה, מאחר והיא פשטנית, אינה מצריכה מאמץ מחשבתי והעברת רשת הריבועים מיותרת (כשהיא קיימת במפה) או קלה לביצוע.

מאחר והריבועים שווים בגודלם - אחוז המקרים שווי השיפוע זהה, למעשה, לגודל היחסי של השטח (יחסית לשטח תחום ההתנקזות).

ב. שיטת הפלנימטרציה

- (1) ו-(2), שני השלבים הראשונים, כמו ב-(1) ו-(2) שב-א לעיל.
- (3) רושמים את השיפוע על יד כל נקודת סריג.
- (4) מעבירים עקומים שווי שיפוע במפה, באינטרוולים שווים של שיפועים.

- (5) מודדים את גודל השטחים שבין העקומים שווי השיפוע (Δa_i). הנתונים המתקבלים מאפשרים לתאר את תלות השיפוע בגודל השטח המצטבר, $\sum (\Delta a_i)$, או בתלות בגודל השטח היחסי המצטבר $\sum (\frac{\Delta a_i}{a_0})$. העקום המתאר התלות בגודל השטח היחסי המצטבר יהיה זהה לעקום שכיחות - שיפוע המוצג בציור 40, ב'.
- שיטה זו מסובכת יותר משיטת הסריג!

בשיטת הסריג - השיפוע הממוצע של תחום ההתנקזות הוא השיפוע המתאים לשכיחות של 50% מהמקרים (לפי עקום שכיחות-שיפוע). על פי שיטת הפלנימטרציה - השיפוע הממוצע מחושב לפי הנוסחה הבאה:

$$\bar{S} = \frac{1}{a_0} \sum_{i=1}^n (\Delta a_i \times \bar{S}_i) \quad . . . (3 - 1)$$

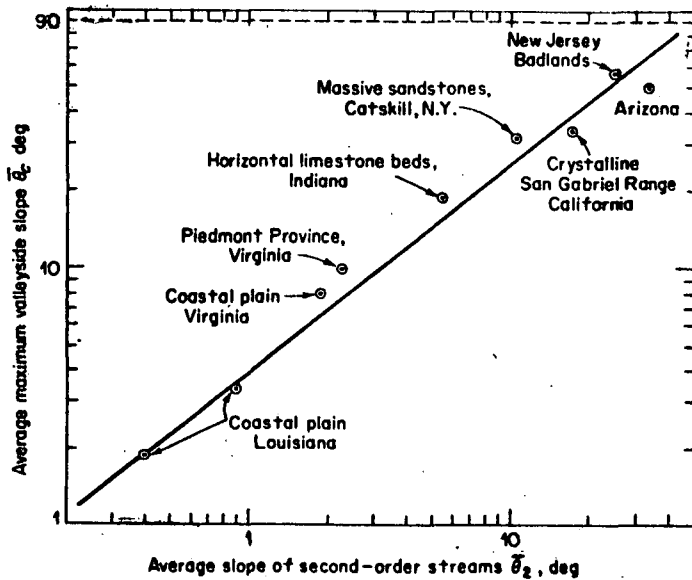
כאשר: S_i = השיפוע הממוצע שבין שני עקומים שווי שיפוע

a_0 = שטח תחום ההתנקזות

a_i = גודל השטח שבין שני עקומים עוקבים שווי שיפוע

חשיבות פירוס השיפוע הוא בעיקר בכך - שהוא מאפשר עריכת השוואות בין תחומי התנקזות שונים, וע"י כך הוא מסייע להערכת הזרימות הצפויות בתחום התנקזות שלגביו אין נתונים (על סמך נתונים קיימים בתחום התנקזות דומה).

Strahler (1950) מצא קשר בין שיפועי פני הקרקע הממוצעים המכסימליים שממשי צידי עמקים (Valleyside slope) לבין השיפועים האורכיים הממוצעים של אפיקים מדרגה שנייה (ראה ציור 41). לדבריו תלות זו נמצאה עבור תחום רחב של אקלימים ושל תנאים גיאולוגיים.



חוקרים שונים
מצאו כי קיים
יחס קבוע,
פחות או יותר,
בין שיפועי
ערוצים מדרגה
מסויימת לבין
שיפועי ערוצים
בדרגה נמוכה
יותר (ב-1).

יחס זה הוא

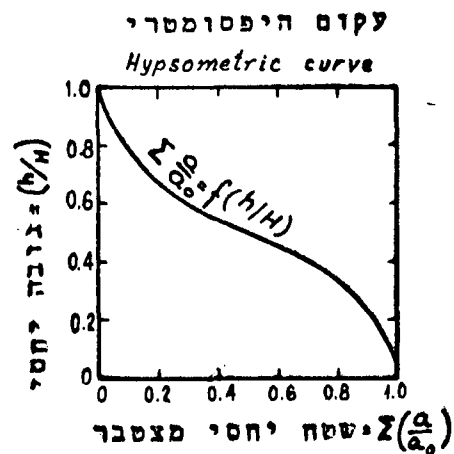
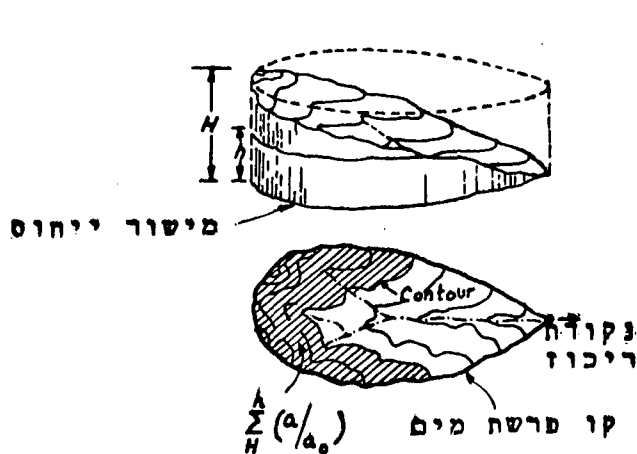
0.5 עד 0.6. ציור 41: הדגמת קשר בין שיפוע פני קרקע ובין שיפוע אפיק (לפי Strahler, 1950).

בשם : חוק

שיפועי הנחלים (law of stream slopes)

3.2.5 עקומים היפסומטריים (Hypsometric Curves)

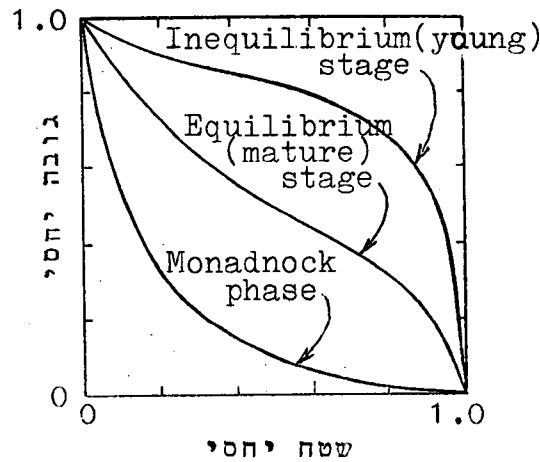
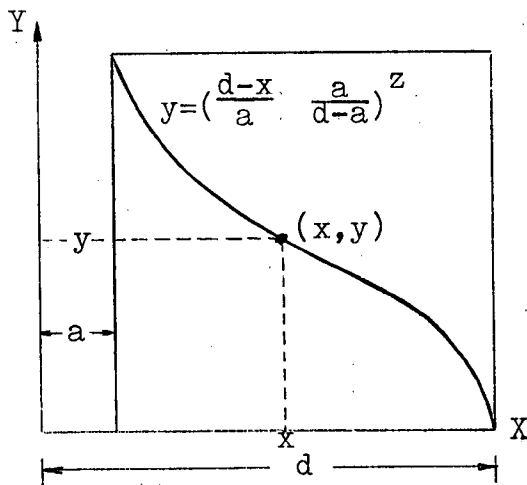
עקום היפסומטרי הוא עקום המתאר את הקשר שבין השטח לבין הרום בתחום התנקזות. למעשה, מתארים באמצעות עקומים אלה את התלות שבין השטח היחסי של תחום ההתנקזות בתלות בגובה יחסי (ראה ציור 42).



ציור 42: השתנות שטח תחום התנקזות בתלות בגובה - הדגמה (לפי Strahler, 1957).

שיטת החישוב הינה פשוטה, באשר היא מושתתת על פלנימטריה של השטחים שבין קווי רום עוקבים.

העקומים ההיפסומטריים עשויים לייצג, למעשה, את השתנות השיפוע בתלות בשטח היחסי. ניתן להעזר בהם לשם הגדרה גיאומורפולוגית של תחום התנקזות (ראה עקומי האופייניים שבציור 43). התיאור ההיפסומטרי שבציור 42 לעיל - מתאים (לפי ציור 43, א') לייצוג תחומי התנקזות בוגרים מבחינת האירוניה.



ציור 43: (א) עקומים ההיפסומטריים
אופייניים לשלבי האירוניה השונים.

(לפי Strahler, 1957)

התאור ההיפסומטרי הינו שימושי במיוחד כאשר עוסקים בחופעות ובפרמטרים הידרולוגיים המשתנים בתלות ברום.

3.2.6 צפיפות הניקוז.

צפיפות הניקוז $DD = \text{Drainage Density}$ מוגדרת - כצפיפות דרכי המים הערוציים (שניתן לזהותם במפה טופוגרפית נתונה) ליחידת שטח. אם אורך הערוצים (הנחלים ויובליהם בכל הדרגות) הוא $\sum(lw)$ וגודל שטח תחום ההתנקזות הוא a_0 , תהיה צפיפות הניקוז -

$$(3-2) \dots DD = \frac{\sum(lw)}{a_0}$$

חשיבות פרמטר זה - ראה סעיף 3.8.1.

3.2.7 פרמטרי צורה

מקובל לייצג צורת תחום ההתנקזות באמצעות הפרמטר L_{ca} . פרמטר זה מוגדר כ- מרחק לאורך האפיק הראשי מהנקודה שבה פוגע בו האנך המועבר ממרכז הכובד של תחום ההתנקזות ועד לנקודת הריכוז. הדגמות למשמעות הגיאומטרית של L_{ca} - ראה בציור 51.

מקדמים אחרים לייצוג צורת תחום ההתנקזות הם :
(א) מקדם המעגליות (C_{cy}), המחושב לפי נוסחה (3-3) שלהלן-

$$(3-3) \dots C_{cy} = \frac{4\pi a_0}{P_0^2}$$

כאשר: a_0 = שטח תחום ההתנקזות ; P_0 = היקף תחום ההתנקזות.

(ב) מקדם הרוחב (C_w), המחושב לפי נוסחה (3-4) שלהלן-

$$(3-4) \dots C_w = \frac{a_0}{(L_{ch})^2}$$

כאשר: L_{ch} = אורך האפיק הראשי.

השפעת הצורה על האלמנטים ההידרולוגיים השונים מתוארת

בסעיף 3.6.

3.3 הערכת משך הריכוז

3.3.1 כללי

משך הריכוז הינו פרמטר הידרולוגי חשוב. חשיבותו רבה בעיקר בהתייחסות לתחומי התנקזות קטנים, שבהם משך הריכוז שווה או קטן ממשך גשם התכן העודף (ראה סעיף 2.2.2). בתחומי התנקזות בינוניים, שבהם משך הריכוז גדול ממשך גשם התכן (ראה סעיף 2.2.3), חשיבותו היא בסיועו באומדן זמן השגת ספיקת השיא (t_p). הערכת משך הריכוז נעשית באופן ישיר - מתוך הידרוגרמים, ובאופן בלתי ישיר - על סמך נתוני מהירות הזרימה, או על סמך התכונות ההידרוליות או/ו הגיאומטריות של תחום ההתנקזות ואפיקו הראשי. האמור בסעיפים 3.3.2 ו-3.3.3 שלהלן - מתייחס הן לזרימה ערוצית והן לזרימה שטחית, בעוד שהאמור בסעיף 3.3.4 - מתייחס לזרימה ערוצית ואילו האמור בסעיף 3.3.5 - מתייחס לזרימה שטחית.

9
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101
102
103
104
105
106
107
108
109
110
111
112
113
114
115
116
117
118
119
120
121
122
123
124
125
126
127
128
129
130
131
132
133
134
135
136
137
138
139
140
141
142
143
144
145
146
147
148
149
150
151
152
153
154
155
156
157
158
159
160
161
162
163
164
165
166
167
168
169
170
171
172
173
174
175
176
177
178
179
180
181
182
183
184
185
186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200
201
202
203
204
205
206
207
208
209
210
211
212
213
214
215
216
217
218
219
220
221
222
223
224
225
226
227
228
229
230
231
232
233
234
235
236
237
238
239
240
241
242
243
244
245
246
247
248
249
250
251
252
253
254
255
256
257
258
259
260
261
262
263
264
265
266
267
268
269
270
271
272
273
274
275
276
277
278
279
280
281
282
283
284
285
286
287
288
289
290
291
292
293
294
295
296
297
298
299
300
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
311
312
313
314
315
316
317
318
319
320
321
322
323
324
325
326
327
328
329
330
331
332
333
334
335
336
337
338
339
340
341
342
343
344
345
346
347
348
349
350
351
352
353
354
355
356
357
358
359
360
361
362
363
364
365
366
367
368
369
370
371
372
373
374
375
376
377
378
379
380
381
382
383
384
385
386
387
388
389
390
391
392
393
394
395
396
397
398
399
400
401
402
403
404
405
406
407
408
409
410
411
412
413
414
415
416
417
418
419
420
421
422
423
424
425
426
427
428
429
430
431
432
433
434
435
436
437
438
439
440
441
442
443
444
445
446
447
448
449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462
463
464
465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
475
476
477
478
479
480
481
482
483
484
485
486
487
488
489
490
491
492
493
494
495
496
497
498
499
500
501
502
503
504
505
506
507
508
509
510
511
512
513
514
515
516
517
518
519
520
521
522
523
524
525
526
527
528
529
530
531
532
533
534
535
536
537
538
539
540
541
542
543
544
545
546
547
548
549
550
551
552
553
554
555
556
557
558
559
560
561
562
563
564
565
566
567
568
569
570
571
572
573
574
575
576
577
578
579
580
581
582
583
584
585
586
587
588
589
590
591
592
593
594
595
596
597
598
599
600
601
602
603
604
605
606
607
608
609
610
611
612
613
614
615
616
617
618
619
620
621
622
623
624
625
626
627
628
629
630
631
632
633
634
635
636
637
638
639
640
641
642
643
644
645
646
647
648
649
650
651
652
653
654
655
656
657
658
659
660
661
662
663
664
665
666
667
668
669
670
671
672
673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693
694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840

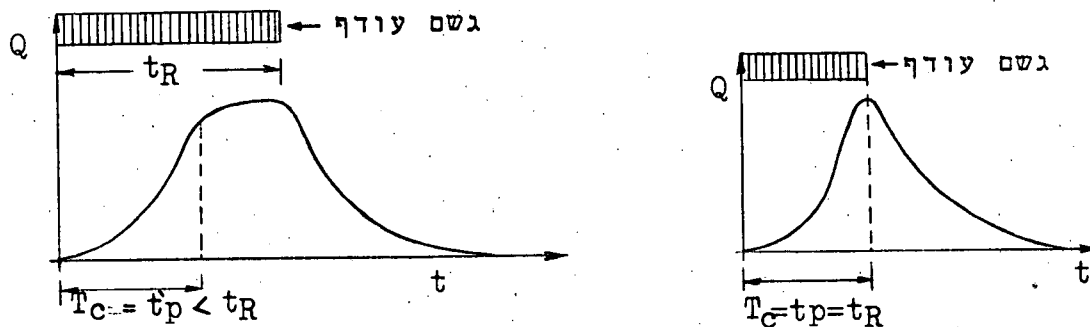
1996, 1997, 1998, 1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 26

3.3.2 הערכה ישירה של משך הריכוז.

הערכה ישירה של משך הריכוז ניתנת להעשות על סמך הידרוגרמים מדודים בשני מקרים:

(א) מהידרוגרמים עם סגמנט שיא שטוח -

כאשר נמדדים הידרוגרמים עם סגמנט שיא שטוח (ראה ציור 44) ניתן לקבוע את T_c כזמן שבו סגמנט השיא החל להשתטח.



ציור 44: הקשר בין משך הריכוז ובין זמן השגת ספיקת השיא ומשך הגשם העודף.

(ב) מהידרוגרם עם סגמנט שיא חז - כאשר מתברר מניתוח הגשם

שמשך הגשם (t_R) היה שווה בקירוב לזמן השגת ספיקת השיא (t_p), גם במקרה זה $T_c = t_p$.

בשני מקרים אלה יש צורך בבדיקת משך הגשם בנוסף על העיון בהידרוגרם. מקרים אלה אופייניים לתחומי התנקזות קטנים (ראה סעיף 2.2.2).

3.3.3 הערכה על סמך מהירות ממוצעת.

הערכת משך הריכוז יכולה להעשות על סמך המהירות הממוצעת לאורך דרכי המים - עד האפיק הראשי ובאפיק הראשי עצמו (ראה דוגמה 2.1). אם האפיק הראשי מגיע עד קצהו המעלי של תחום ההתנקזות - ניתן להסתפק בהערכת משך הזרימה בו. במקרה זה - $T_c \approx \frac{L_{ch}}{\bar{V}}$.

בדרך כלל, ישנם נתונים כלשהם בתחנת מדידה (תחנה הידרומטרית) על האפיק הראשי. אם התחנה מכווילת - ניתן לחשב את מהירויות הזרימה תוך כדי הגידול בספיקה (עבור הענף העולה של הגיאות), ובהתאם - לחשב את המהירות הממוצעת (\bar{V}). כאומדן בלבד - המהירות הממוצעת לאורך האפיק הראשי (\bar{V}) שווה למהירות

the first of these is the fact that the
the second is the fact that the
the third is the fact that the

the fourth is the fact that the
the fifth is the fact that the
the sixth is the fact that the

the seventh is the fact that the
the eighth is the fact that the
the ninth is the fact that the

the tenth is the fact that the
the eleventh is the fact that the
the twelfth is the fact that the

the thirteenth is the fact that the
the fourteenth is the fact that the
the fifteenth is the fact that the

the sixteenth is the fact that the
the seventeenth is the fact that the
the eighteenth is the fact that the

the nineteenth is the fact that the
the twentieth is the fact that the
the twenty-first is the fact that the

the twenty-second is the fact that the
the twenty-third is the fact that the
the twenty-fourth is the fact that the

the twenty-fifth is the fact that the
the twenty-sixth is the fact that the
the twenty-seventh is the fact that the

הממוצעת שחושבה כפול השורש הריבועי של היחס שבין השיפוע הממוצע של האפיק הראשי (\bar{S}) לבין שיפוע קרקעית האפיק הראשי במקום המדידה (S_1) כלומר:

$$\bar{v} = v_1 \left(\frac{\bar{S}}{S_1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3 - 5)$$

(למעשה, המהירות הממוצעת לאורך האפיק היא ממוצע הרמוני של המהירויות השונות - ראה קונטרס מס' 3 עמ' 19 - 20).

אם תחנת המדידה אינה מכליית - ניתן לחשב את המהירויות המכסימליות במקום כלשהוא על האפיק הראשי על סמך סימני המים לאחר גיאוינות; לפיהם יקבע הגרדיינט ההידרולי, כאומדן, והחתך המורטב. החישוב ייעשה בהתאם לנוסחת מאנינג, בהנחה שהזרימה היתה תמידית בקירוב. המהירות הממוצעת במקום זה (\bar{v}_1) תוערך בשעור כ-70% מהמהירות המכסימלית (Richards (1950) מציע $2/3$ ואילו \bar{v}_1 Ürqhast (1950) $3/4$). המהירות הממוצעת לאורך האפיק הראשי כולו (\bar{v}) תהיה, גם במקרה זה, לפי נוסחה (3-5). אומדן של משך הריכוז יתקבל ע"י חילוק אורך האפיק הראשי (Lch) במהירות הממוצעת לאורכו (\bar{v}).

במקורות שונים מוצע לאמוד את המהירות הממוצעת (\bar{v}) על פי טבלאות - בחלות בשיפוע האורכי הממוצע, בכיסוי הצמחי של תחום ההתנקזות, או בגורמים אחרים. לדוגמה טבלה 5 - המומלצת ע"י ה-U.S.B.R. (1965).

טבלה 5: אומדני מהירויות ממוצעות (\bar{v})

השיפוע (באחוזים)	מהירות ממוצעת (\bar{v}) - (במטרים לשנייה)		
	ערוץ טבעי שאינו מוגדר היטב	שטח מרעה (בחלקו העליון של תחום ההתנקזות)	אזור יערות (בחלקו העליון של תחום ההתנקזות)
0 - 3	0.3	0.5	0.3
4 - 7	0.9	0.9	0.6
8 - 11	1.5	1.2	0.9
12 - 15	2.4	1.4	1.1

הערה: שימוש בטבלאות הדומות לטבלה 5, חייב להעשות בזהירות רבה ורק אם יש סימוכין ממקרים דומים - שהערכים המומלצים הינם סבירים הערכים המומלצים בטבלה 5 עבור זרימה ערוצית נראים קטנים מדי.

3.3.4 הערכת משך הריכוז בזרימה ערוצית על סמך נוסחאות

נומוגרמות אמפיריות.

במקרה של תחום התנקזות המתנקז בזרימה ערוצית (להבדיל מזרימה שטחית), שאין לגביו נחונים כלשהם, מומלץ השימוש בנומוגרמה של ה- (U.S., S.C.S.) U.S. Soil Conservation Service -
ראה U.S.B.R. (1965).

הנומוגרמה של S.C.S.

הנומוגרמה מוצגת בציר 45 להלן:

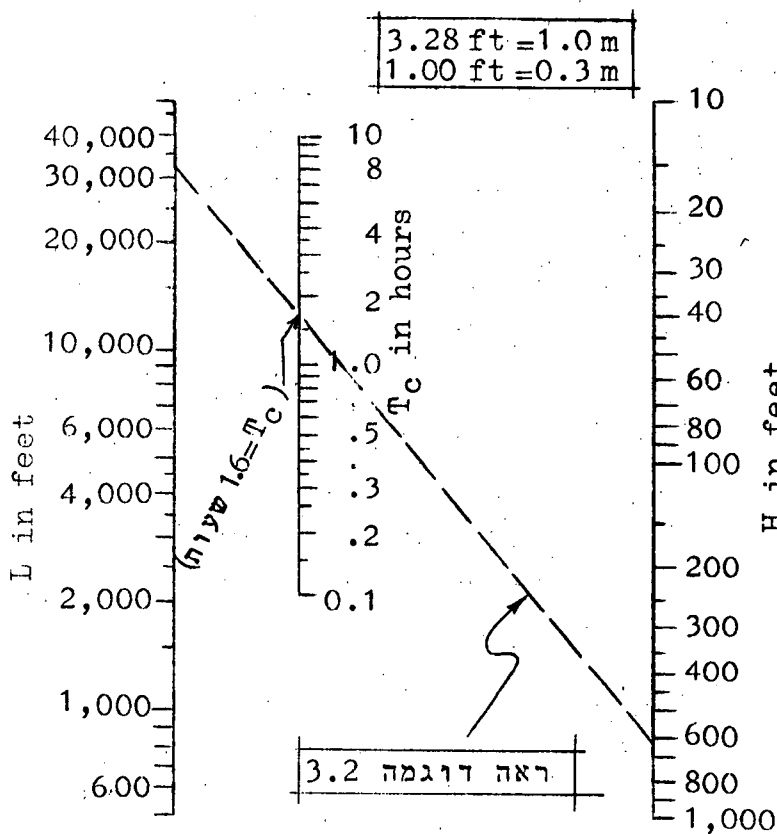
כאן:

L = אורך האפיק הראשי (הערוץ הארוך ביותר).

H = הפרש הרום שבין נקודת הריכוז לבין פרשת המים שבקצה

האפיק הראשי; או בין שני קצות קטע "שווה שיפוע"

על האפיק הראשי - ראה להלן (השימוש בנומוגרמה).



השימוש בנומוגרמה:

יש לחלק את האפיק הראשי לקטעים שווי שיפוע, פחות או יותר, ולחשב עבור כל קטע בנפרד את משך הריכוז שלו. משך הריכוז הכולל יקבע כסכום משכי הריכוז של הקטעים הנ"ל.

ציר 45: נומוגרמה לחישוב משך הריכוז

בזרימה ערוצית

הנוסחה שעל פיה הוכנה הנומוגרמה הנ"ל היא:

$$(3 - 6) \dots T_c (\text{hr.}) = \left\{ \frac{11.9 \times [L(\text{miles})]^3}{H(\text{ft})} \right\}^{0.385}$$

הפיכת הנוסחה ליחידות מטרים, תוך "עיגול" החזקה, תהיה -

$$(3 - 7) \dots T_c (\text{min.}) = 5.4 \left[\frac{L(\text{km})}{\sqrt{S}} \right]^{3/4}$$

כאשר:

$$\bar{S} = \text{השיפוע הממוצע של האפיק הראשי} \quad (\bar{S} = H/L), \text{ או}$$

של קטע ממנו ("שווה שיפוע").

מאחר וזו נוסחה אמפירית המשמשת לצורך אומדן משך הריכוז -
ניתן לעגל את המקדם מ-5.4 ל-5.0, כלומר: נמליץ על הנוסחה

הבאה -

$$(3 - 8) \dots T_c (\text{min.}) = 5.0 \left[\frac{L(\text{Km})}{\sqrt{S}} \right]^{3/4}$$

הנוסחה הנ"ל מומלצת ע"י הידרולוגים שונים לשימוש עבור
תחומי התנקזות קטנים ובינוניים. הנוסחה ידועה גם כנוסחת
Kirpich, ופיתוחה, לפי Ugruhast (1950), נעשה בהסתמך על

הנוסחאות הבאות:

$$\bar{V} (\text{m/sec}) = 610 \times C_0 \sqrt{S} \quad \text{המהירות הממוצעת מוערכת כ-}$$

$$C_0 = 0.175 [T_c (\text{min.})]^{1/3} \quad \text{כאשר: } C_0 = \text{מקדם, שהוערך באמצעות הנוסחה}$$

יש לזכור, שהנוסחה הנ"ל מספקת אומדן. היא מבוססת על
נסיונות שנערכו ע"י Ramser בעיקר בתחומי התנקזות חקלאיים
קטנים, שחלקים מהם היו מיוערים (בן-צבי, 1970).
במקומות שונים בארץ - הנוסחה הוכיחה עצמה כיעילה בתחומי
התנקזות קטנים.

3.3.5 הערכת משך הריכוז בזרימה שטחית

משך הריכוז בזרימה שטחית ממשטחים (כבישים, מסלולים בשדות תעופה וכו') וממדרונות - הוערכה ע"י חוקרים שונים. הנוסחאות האמפיריות המקובלות הן:

א. נוסחת Izzard עבור זרימה למינרית

בנוסחה זו, משך הריכוז שווה למשך הזמן הדרוש להשגת מצב אקוויליבריום - כפי שהוסבר בסעיף 1.2.6 והוצג בנוסחה (9-1). הקשרים עבור מצב טורבולנטי באופן חלקי - הוצגו בנוסחה (10-1) שבסעיף הנ"ל (1.2.6). החישוב לפי נוסחת Izzard נעשה באופן הבא:

- (1) מודדים ומעריכים את הפרמטרים השונים.
- (2) מניחים גשם תכן עודף (i_e).
- (3) מחשבים את משך הריכוז לפי הנוסחה הנ"ל.
- (4) מחשבים את גשם התכן העודף לפי משך הריכוז.
- (5) אם גשם התכן לפי (4) לעיל שווה בקירוב לגשם התכן העודף שהונח ב - (2) לעיל - משך הריכוז שווה לזה שחושב. אם מתקבל הבדל משמעותי - מניחים i_e חדש וחוזרים על החישוב (זה למעשה חישוב לפי שיטת ניסוי וטעייה).

ב. נוסחת Margali - Linsley עבור זרימה טורבולנטית
על פי הנוסחה שפותחה על ידי Margali & Linsley (1965) - מחשבים את משך הריכוז תוך שימוש במקדם חספוס n_M (ראה טבלה 2 שבע' 18). הנוסחה היא -

$$(3-8) \dots T_c = 7.4 \frac{(n_M \times L)^{0.6}}{(i_e \times \bar{S}_0)^{0.4}} \approx 7 \frac{(n_M \times L)^{0.6}}{(i \times \bar{S})^{0.4}}$$

כאשר:

T_c = משך הריכוז בדקות; L = אורך המדרון במטרים;
 i_e = עוצמת גשם התכן העודף במ"מ לשעה;
 \bar{S}_0 = שיפוע המשטח; n_M = מקדם החספוס.

גם במקרה זה, היות ו- T_c תלוי בגשם התכן העודף (i_e) - החישוב נעשה לפי שיטת הניסוי והטעייה (כפי שהוסבר ב - א' לעיל).

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

ג. נוסחת Kerby.

נוסחה אחרת, המקובלת על מתכננים שונים, היא נוסחת Kerby:

$$(3 - 9) \dots T_c (\text{min},) = \left[0.22 \times L(\text{m}) \times \frac{n_K}{\sqrt{S_o}} \right]^{0.467} \approx$$

$$\approx \left[0.22 \times L(\text{m}) \times \frac{n_K}{\sqrt{S_o}} \right]^{0.5}$$

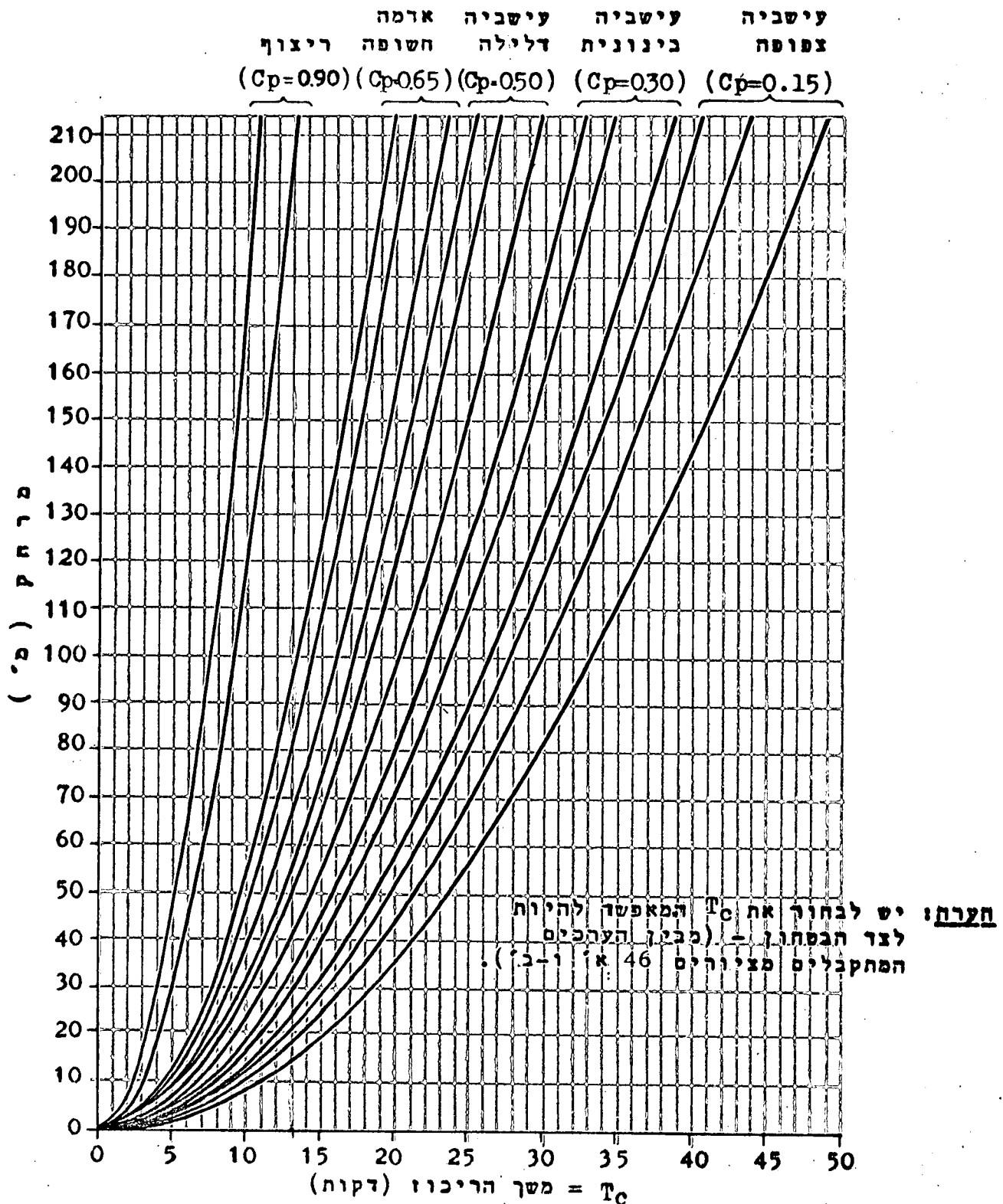
T_c , L ו- S_o הוגדרו ב-ב' לעיל. n_K הוא מקדם הנתון בטבלה 6 להלן. נוסחה זו מוגבלת לאורך משטח $L \geq 400$ מ'.

טבלה 6: מקדמי n_K לנוסחת Kerby.

המקדם n_K	תכונות השטח
0.02	שטחים בלתי חדירים
0.10	שטחים חשופים חלקים
0.20	שטחים חשופים אך מחוספסים
0.20	עשב דליל, גידולים בתלמים
0.40	מרעה ועשב בינוני
0.60	אדמת יער, עצים ושיחים
0.80	אדמת יער, עצי מחט
0.80	עשב צפוף

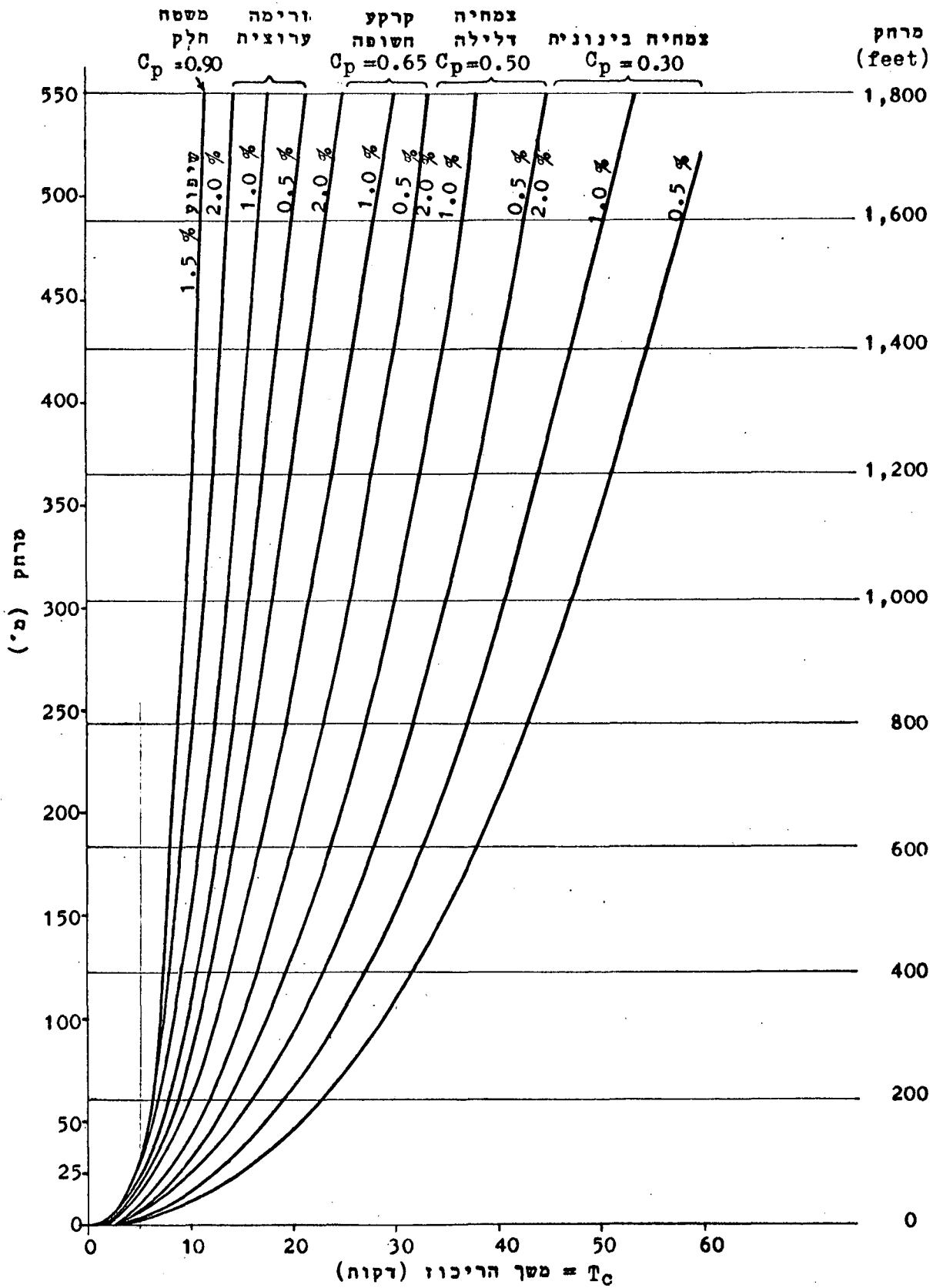
ד. גרפים.

גרפים המקובלים על מנהל התעופה של ארה"ב ועל חיל ההנדסה האמריקאי - מוצגים בציור 46. הגרפים הוכנו עבור תנאים שונים של כיסויי השטח, השיפוע ואורך המשטח. כאשר נתון שטח לא הומוגני - ניתן לחלקו לשטחים הומוגניים, שעבור כל אחד מהם יוערך משך ריכוז t_c . משך הריכוז הכולל יהיה סכום משכי ריכוז אלה $(T_c = \sum_{i=1}^n (t_c))$.



ציור 46 א': חלוח מסך הריכוז במרחק, בשיפוע ובתכונות פני השטח

U.S. Dept. of Commerce - לפי (1956)



צ'ור 46 ב' : תלות משך הריכוז במרחק, בשיפוע ובתכונות פני השטח
 לפי Luthin (1966)

3.3.6 סיכום ומסקנות

- א. הערכה טובה ביותר של משך הריכוז מתקבלת על סמך נתונים הידרומטריים - ראה סעיף 3.3.2.
- ב. כאשר אין נתונים הידרומטריים כנ"ל - אך קיימים נתונים הידרוליים - השיטה הטובה ביותר היא: חישוב באמצעות המהירות הממוצעת לאורך האפיק במשך הגיאות (ראה סעיף 3.3.3). שיטה זו משוחררת משימוש במקדמים אמפיריים בעלי ערך מקומי בדרך כלל, ולכן יתרונה - כל עוד משתמשים במהירויות סבירות.
- ג. כאשר אין נתונים הידרומטריים והידרוליים - ניתן לאמוד את משך הריכוז עבור זרימה ערוצית, למעשה עבור כל תחום התנקזות טבעי, באמצעות הנומוגרמה ונוסחה (3-8), שבסעיף 3.3.4 (ראה דוגמה 3.2). רצוי להשתמש באמצעים אלה (הנומוגרמה או הנוסחה) גם כאשר ניתן להעריך את משך הריכוז לפי ב' לעיל.
- ד. משך הריכוז בזרימה שטחית יחושב על סמך הנוסחאות המוסברות בסעיף 3.3.5, תוך שיקול הנדסי מתאים (ראה דוגמאות 3.3, 3.4 ו-3.5).
- ה. בכל מקרה - רצוי להשוות את האומדנים המתקבלים לפי האמור לעיל להערכות שהתקבלו מניתוח נתונים של תחומי התנקזות דומים בתכונותיהם.
- ו. במקרה של הבדל בין האומדנים - יש לבחור במשך הריכוז אשר יגרום למצב חמור יותר מבחינת התכנון (שיגרום לספיקות שיא גדולות יותר או לנפחי נגר גדולים יותר, בהתאם למקרה), בכדי להיות לצד הבטחון (ראה דוגמאות 3.4 ו-3.5).
- ז. שימוש בנוסחאות ובגרפים אמפיריים מחייב זהירות רבה ושיקול דעת רב לפני המלצה על משך הריכוז. הדבר מומחש היטב בדוגמאות 3.4 ו-3.5.
- ח. לעוצמות הגשם העודף השפעה על משך הריכוז, כפי שמשחק בנוסחאות המוצגות בסעיף 3.3.5. בעוצמות גדולות - אוגר השהי על פני הקרקע ובאפיקים נוצר מהר ולכן המהירויות הממוצעות גדולות יותר. מידת ההשפעה היחסית של עוצמות הגשם מומחשת בסעיף 3.9.

3.4 הערכת משך זמן השגת ספיקת השיא (t_p) ומשך הפיגור (t_L)

3.4.1 כללי

בתחומי התנקזות שבהם משך הריכוז גדול ממשך הגשם העודף $(t_R)_e$, פרמטרי הזמן החשובים ביותר הם t_p ו- t_L (ראה הגדרתם בציור 6 וסעיף 1.2.4). הקשר בין פרמטרים אלה הוא:

$$t_p = t_L + \frac{1}{2}(t_R)_e \quad \dots (3-10)$$

למעשה, הפרמטר השימושי הוא t_p . אך, כפי שיוסבר להלן, נעזרים במשך הפיגור (t_L) ולעיתים אף במשך הריכוז (T_c) בכדי להעריך את t_p .

3.4.2 הערכת t_p על סמך הידרוגרמים מדודים

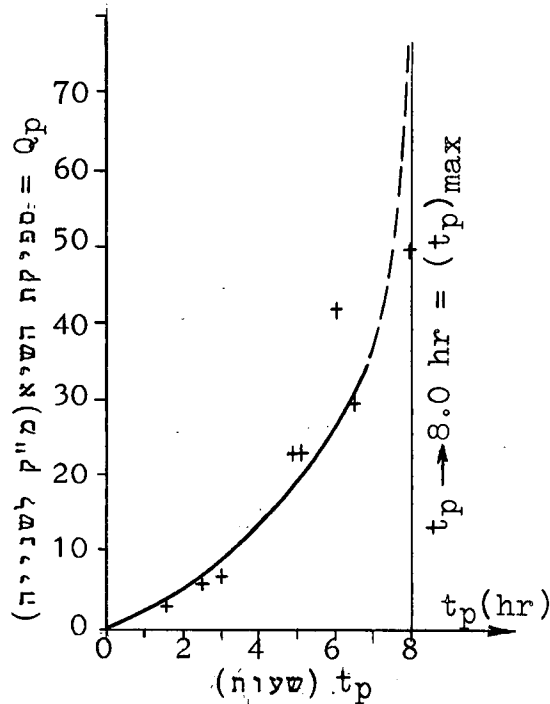
מבחינים בשני סוגים של הידרוגרמים מדודים בנקודת ריכוז כלשהי:

א. הידרוגרמים שוני בסיס -

כאשר בסיס ההידרוגרמים השונים הינו שווה פחות או יותר והם מייצגים סופות בודדות, להבדיל מהידרוגרמים מרוכבים (ראה סעיפים 2.2.3, 2.3.2 ו-2.4.3) - יש לבחון אם t_p משתנה בתלות בספיקת השיא או בתלות במשך הגשם או בעוביו. אם אין תלות ברורה ו- t_p משתנה מעט (מקרה שכיח בתנאים האמורים) - ניתן לבחור בערך ממוצע של t_p כמייצג את תחום ההתנקזות. אם קיימים הבדלים משמעותיים - יש לבדוק את מהות השנויים ולאחר מכן, לבחור ב- t_p בהתאם למקרה.

ב. הידרוגרמים שוני בסיס -

כאשר בסיסי ההידרוגרמים הנתונים הינם שונים זה מזה - יש לבדוק את השתנות t_p בתלות בספיקת השיא, או בתלות במשך הגשם או בעוביו. בדרך כלל, עשוייה להמצא תלות t_p בספיקת השיא (Q_p) - ראה ציור 47.



לצרכי תכנון - t_p יוערך
בהתאם לתלות שתמצא
או, עבור גיאומטריות
גדולות - בהתאם לערכו
הגבולי - $(t_p)_{max}$.
יש להדגיש - שהערך
 $(t_p)_{max}$ אינו שווה
בהכרח למשך הריכוז.

ציור 47: הדגמת תלות t_p ב- Q_p .
(מבוסס על נתוני Rio Gallego,
קולומביה, י. דלינסקי 1969).

3.4.3 הערכת t_p על סמך מידע אמפירי או משך הפיגור.

חוקרים רבים מצאו קשר בין t_p לבין תכונות תחום ההתנקזות.
נוסחה אופיינית לקשר זה היא הנוסחה הכללית הבאה:

$$t_p = C_t \left(\frac{Lca \times Lch}{\sqrt{S}} \right)^N \quad (3-11) \dots$$

כאשר:

Lch = אורך האפיק הראשי.

Lca = המרחק שבין היטל מרכז הכובד של תחום ההתנקזות

על האפיק הראשי ובין נקודת הריכוז (ראה לדוגמה

ציור 51).

\bar{S} = שיפוע ממוצע משוקלל של האפיק הראשי.

C_t = מקדם המייצג את תכונות תחום ההתנקזות, התלוי גם

ביחידות Lch ו- Lca .

N = מקדם חזקתי, בד"כ בגבולות 0.3 עד 0.4.

נוסחה דומה מייצגת גם את הקשר שבין משך הפיגור (t_L) לבין תכונות תחום ההתנקזות. לאחר מציאת משך הפיגור ניתן לחשב את t_p לפי נוסחה (10 - 3).
מניתוח של 20 נחלים בקליפורניה, ששטח תחומי ההתנקזות שלהם השתנה מ-2.5 ל-645 מילים מרובעים (כ-6 עד 1,600 קמ"ר), החקבלו על גבי נייר דו-לוגריתמי היחסים והנוסחאות כמתואר בציר 48 שלהלן.

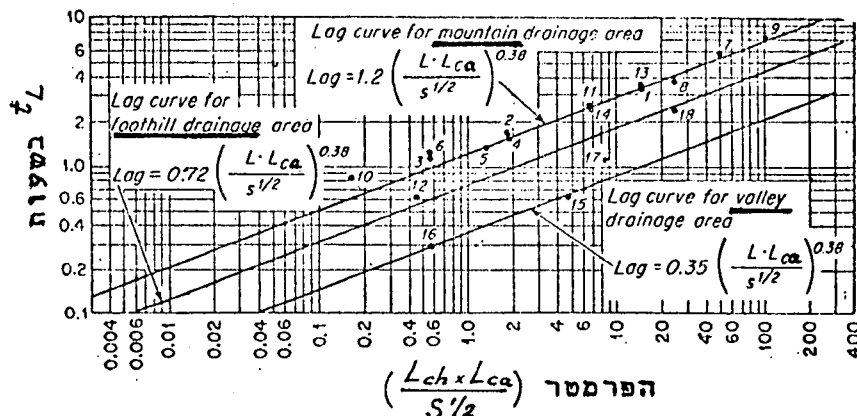


FIG. 9-10. Relationship between basin lag (beginning of rain to $\int q dt = Q/2$) and basin characteristics. (U.S. Corps of Engineers.)

מקרא	Drainage area, sq mi
1. San Gabriel River at San Gabriel dam	162.0
2. West Fork San Gabriel River at Cogswell dam	40.4
3. Santa Anita Creek at Santa Anita dam	10.8
4. San Dimas Creek at San Dimas dam	16.2
5. Eaton Wash at Eaton Wash dam	9.5
6. San Antonio Creek near Claremont	16.9
7. Santa Clara River near Saugus	355.0
8. Temecula Creek at Pabla Canyon	168.0
9. Santa Margarita River near Fallbrook	645.0
10. Live Oak Creek at Live Oak dam	2.3
11. Tujunga Creek at Big Tujunga dam No. 1	81.4
12. East Fullerton Creek at Fullerton dam	3.1
13. Los Angeles River at Sepulveda dam	152.0
14. Pacoima Wash at Pacoima dam	27.8
15. Alhambra Wash above Short Street	14.0
16. Broadway drain above Raymond dike	2.5
17. Ballona Creek at Sawtelle Blvd.	80.6
18. San Jose Creek at Workman Mill Road bridge	81.3

ציר 48: חלוח משך הפיגור בפרמטר

$$\left[\frac{L_{ch} \times L_{ca}}{S^{1/2}} \right]$$
 עבור נחלי קליפורניה לפי Linsley (1958).

ניתן להעזר בקשרים כנ"ל, שנמצאו עבור תחומי התנקזות הדומים בתכונותיהם לתחום ההתנקזות הנתון, בכדי לאמוד את t_p , כאמור לעיל.

Askew (1970) מצא כי ניתן להעריך את משך הפיגור על סמך הנוסחה האמפירית הבאה:

$$t_L = \alpha (Q_{wm})^\beta \quad \dots (3-12)$$

כאשר:

$\alpha; \beta$ = מקדמים (שיוסברו להלן).

t_L = משך הפיגור (בשעות).

Q_{wm} = הספיקה הגיאומטרית הממוצעת של הנגר הישיר (במ"ק לשנייה).

כאשר מעריכים את נפח הנגר הסופתי הישיר (U_R) ואת משך

בסיס ההידרוגרם (T_B), יהיה Q_{wm} עבור אותה גיאומטריה -

$$Q_{wm} = \frac{U_R \text{ (m}^3\text{)}}{T_B \text{ (sec.)}} \quad \dots (3-13)$$

נמצא באופן אמפירי כי המקדם β משתנה מעט, וניתן להניח שהוא

קבוע ושווה ל - $\beta = -0.23$. למטרות מעשיות, ניתן להניח

ש - $b = -1/4$.

כמו כן, נמצא על ידי Askew, שהמקדם α תלוי בתכונות תחום

ההתנקזות וניתן להערכה על פי הנוסחאות הבאות:

$$\alpha = 8.3 (a_0)^{0.57} \quad \dots \text{א (3-14)}$$

$$\alpha = 6.0 (a_0)^{0.54} (S_a)^{-0.16} \quad \dots \text{ב (3-14)}$$

$$\alpha = 5.5 (L)^{0.87} \quad \dots \text{ג (3-14)}$$

$$\alpha = 2.9 (L)^{0.80} (S_a)^{-0.33} \quad \dots \text{ד (3-14)}$$

כאשר:

α = מקדם משך הפיגור

a_0 = שטח תחום ההתנקזות, (במילים מרובעים).

L = אורך האפיק הראשי, (במילים).

S_a = שיפוע ממוצע של תחום ההתנקזות (ללא מימד).

Askew (1970) מצא התאמה טובה לנוסחאות הנ"ל - עבור תחומי התנקזות: ששטחם השתנה מ-0.15 ועד ל-35.0 מילים מרובעים (כ-0.4 עד כ-85 קמ"ר); אורך האפיק הראשי שלהם השתנה מ-0.45 ועד ל-15.5 מילים (כ-0.7 ועד לכ-25.0 ק"מ); שיפועם $0.05 \leq Sa \leq 0.19$; מקדם החספוס למאנינג $0.060 \leq n \leq 0.110$. מבחינה תכנונית - רצוי לחשב את α לפי ארבעת הנוסחאות הנ"ל ולבחור את t_L הייצוגי כך - שבאמצעותו יחושב t_p שיגרום לספיקות השיא הגדולות ביותר. (כדי שנהיה לצד הבטחון).

3.4.4 הערכת t_p על סמך משך הריכוז. נמצא קשר אמפירי בין משך הפיגור לבין משך הריכוז (1965, U.S.B.R) כדלקמן:

$$t_L = 0.6 T_C \quad \dots (3 - 15)$$

כאשר אין נתונים טובים יותר, או בנוסף על האמור בסעיף 3.4.3, ניתן להעזר בקשר זה באופן הבא: מעריכים את משך הריכוז (T_C) כפי שהוסבר בסעיף 3.3; מחשבים את t_L לפי נוסחה (3-15); ומחשבים את t_p לפי נוסחה (3-10). במקרה זה מציע ה-U.S.B.R (1965) גם את הקשר הבא - בין משך בסיס ההידרוגרם לבין t_p :

$$T_B = 2.67 t_p \quad \dots (3 - 16)$$

יש להדגיש, ששימוש בנוסחאות הנ"ל ייעשה אך ורק כאשר אין מידע המאפשר הערכות טובות יותר (ראה סעיף 5.4.1).

3.4.5 נוסחאות אמפיריות אחרות Chow (1962), מציג את הנוסחה המוצעת ע"י ה-Agricultural Research Service של ארה"ב. עבור תחומי התנקזות קטנים:

$$t_p = 1.75 \times K_o^{0.61} \approx 1.75 \times K_o^{0.60} \quad \dots (3 - 17)_A$$

$$K_o = \frac{a_o^{0.3}}{S_o \sqrt{DD}} \quad \dots (3 - 17)_B$$

כאשר:

a_o = שטח תחום ההתנקזות (באקרים; 1 אקר \approx 4 דונמים).

S_0 = השיפוע הממוצע של תחום ההתנקזות (חסר מימד)

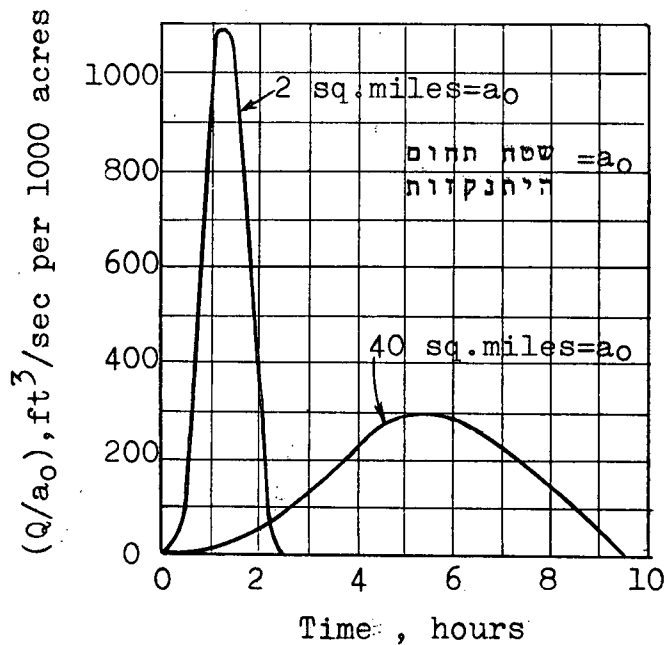
DD = צפיפות הניקוז, ברגל לאקר

t_p = משך זמן השגת ספיקת השיא, בשעות.

3.5 השפעת גודל שטח תחום ההתנקזות על הזרימה העילית.

3.5.1 ההשפעה על ההידרוגרם

ככל ששטח תחום ההתנקזות גדול יותר יהיו משך הריכוז ומשך בסיס ההידרוגרם גדולים יותר - כי על המים העיליים המתנקזים לזרום דרך ארוכה יותר. מאחר וככל שהשטח גדול יותר הגשם הממוצע מכסה את תחום ההתנקזות יהיה קטן יותר מגשם התכן הנקודתי - תהיינה הספיקות ליחידת שטח (וכן, ספיקות השיא ליחידות שטח) קטנות יותר (ראה ציור 49). כפי שמומחש בציור, ההידרוגרם הספיקות היחסיות (Q/a_0) נעשה שטוח יותר עם גדול a_0 ; אם כי הספיקות עצמן מאותן סופות גדולות יותר בדרך כלל (עבור אותן סופות ועבור תחומי התנקזות זהים בתכונותיהם אם כי שונים בשטחם) - כלל זה נכון כל עוד שטח תחום ההתנקזות אינו גדול יחסית לשטח הסופות הפוקדות אותו.



ציור 49: תלות ההידרוגרם הספיקות היחסיות (Q/a_0) בגודל שטח תחום ההתנקזות (a_0) - דוגמה לפי Richards (1950).

3.5.2 ההשפעה על ספיקות השיא.

כאמור לעיל, ספיקות השיא ליחידת שטח קטנות ככל ששטח תחום ההתנקזות גדל. ניתן לאמץ כלל זה לשם מציאת תלות Q_p , או Q_p/a_0 , ב- a_0 - כל עוד אינו עומד בסתירה לכך, שספיקות השיא עצמן גדלות עם גודל a_0 .

כאשר תחומי ההתנקזות זהים בתכונותיהם,

אופי הסופות הפוקדות

אותם זהה ותקופת החזרה

של ספיקות השיא המתאימות

שווה, פחות או יותר, -

- ניתן למצוא, בדרך כלל,

תלות בין Q_p , או Q_p/a_0

לבין a_0 בצורת קו ישר על

גבי נייר דו-לוגריתמי.

תלות מעין זו מוצגת

בציור 50 - עבור ספיקות

שיא מכסימליות שנמדדו

במזרח ארה"ב (עוטפת).

אם ישנו שוני גדול

בתקופת החזרה של ספיקות השיא האמורות - לא תתקבל תלות

חד-משמעית כנ"ל.

התאור המסתמי של התלויות האמורות לעיל הוא באמצעות הנוסחה:

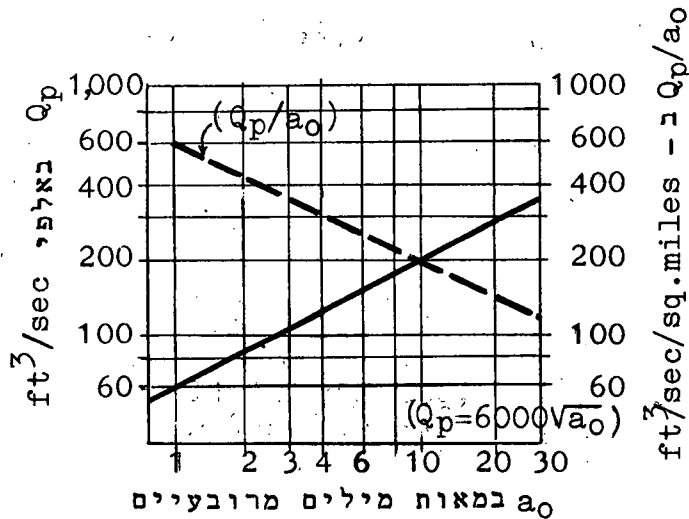
$$Q_p = C_a \times a_0^n \quad \dots (3 - 18)$$

כאשר: n = מקדם חזקתי ;

C_a = מקדם המייצג את תכונות תחום ההתנקזות ואת אופי

הסופה ותדירותה. גודל מקדם זה תלוי גם ביחידות

של a_0 ושל Q_p .



ציור 50: תלות הערכים המכסימליים המדוברים של Q_p ו- Q_p/a_0 ב- a_0 , עבור מזרח ארה"ב (מעובד לפי Butler, 1957)

אם כי מחברים שונים ממליצים על מקדם חזקתי בשעור - $n = 0.5$, במקרים לא מעטים הערך שונה ועשוי להגיע עד ל-1.0. התלות של ספיקת השיא היחסית (Q_p/a_0) תהיה, על פי נוסחה (18 - 3), כדלקמן:

$$(Q_p/a_0) = C_a \times a_0^{n-1} \quad \text{א... (18 - 3)}$$

מאחר ו- (Q_p/a_0) קטן עם גדול a_0 , n חייב להיות קטן מ-1.0 (כדי ש- ($n-1$) יהיה שלילי); מאידך, מאחר ו- Q_p גדל עם גדול a_0 , n חייב להיות גדול מ-0. מכאן, שבכל מקרה: $0 < n < 1.0$. ערכים בסדר גודל של - $0.4 \leq n \leq 0.8$ הינם סבירים. בכל מקרה שהדבר ניתן - רצוי למצוא את המקדמים n ו- C_a על סמך נתונים מדודים (באופן אמפירי).

השפעת גודל שטח תחום ההתנקזות על ספיקות השיא מומחשת גם בסעיפים 2.2 ו-5.5. חישוב ושימוש בתלות שתוארה לעיל - ראה דוגמאות 3.6 ו-3.7.

3.5.3 ההשפעה על נפח הנגר העילי.

ההשפעה של גודל שטח תחום ההתנקזות על נפח הנגר העילי הישיר מתבטאת בשני אופנים:

- ככל שהשטח גדול יותר יהיה הגשם הממוצע ליחידת שטח, מאותן סופות, קטן יותר - ולכן, נפח הנגר ליחידת שטח יהיה קטן יותר; אם כי נפח הנגר עצמו יהיה גדול יותר.
- ככל שהשטח גדול יותר ישתהה הנגר העילי יותר זמן עד הגיעו לנקודת הריכוז והאיבודים, בפרט עקב חידור, יהיו גדולים יותר.

הנחה מקובלת היא - שנפח הנגר העילי הישיר (U_R) פרופורציונלי ישר לגודל שטח תחום ההתנקזות (a_0), כפי שמתבטא בנוסחה:

$$U_R = K \times \bar{D}a \times a_0 \quad \text{א... (19 - 3)}$$

(כאשר: K = מקדם הנגר העילי; $\bar{D}a$ = עובי הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות). למעשה, מאחר ו- $\bar{D}a$ תלוי אף הוא ב- a_0 ($\bar{D}a$ קטן עם גדול a_0) - התלות הממשית של U_R ב- a_0 אינה פרופורציונלית ישרה, אלא:

$$U_R \propto a_0^m \quad ; \quad 0.5 < m < 1.0 \quad \text{א... (20 - 3)}$$

3.6 השפעת צורת תחום ההתנקזות על הזרימה העילית

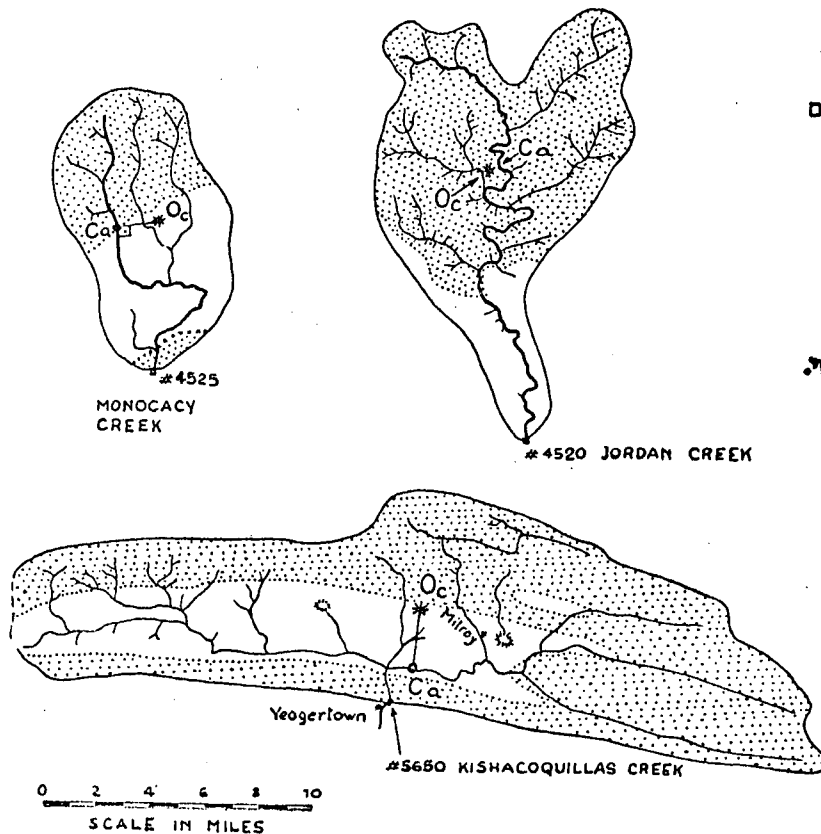
3.6.1 כללי

לתחומי התנקזות צורות שונות ומגוונות (ראה לדוגמה ציור 51). בהתאם לכך ישתנו הפקטורים השונים המייצגים את הצורה (ראה סעיף 3.2.7). לצורת תחום ההתנקזות יש השפעה רבה על משך הריכוז ובפרט - על גודל השטחים אשר יתנקזו בו-זמנית (ראה סעיף 2.2.3). לכן, לצורה יש השפעה רבה על צורת ההידרוגרם ועל ספיקות השיא.

מקרא לציור 51:

O_c = מרכז הכובד של שטח תחום ההתנקזות.

C_a = היטל מרכז הכובד על האפיק הראשי.

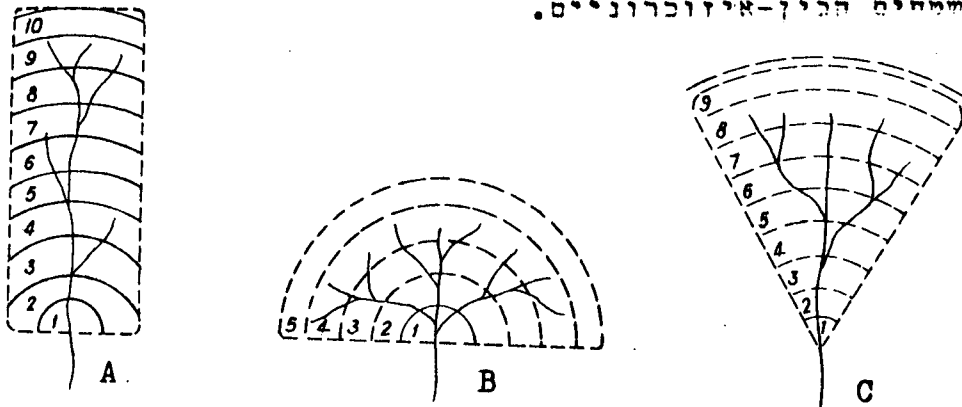


ציור 51: דוגמאות של צורות תחומי התנקזות לפי White & Reich (1970).

3.6.2 השפעת הצורה על ההידרוגרם ועל ספיקות השיא.

כאמור לעיל, לצורת תחום ההתנקזות יש השפעה רבה על צורת ההידרוגרם ועל ספיקות השיא. Wilson (1969) משווה שלושה תחומי התנקזות שווי שטח

אך שוני צורה, הנחונים לאותה סופה (ראה ציור 52). ע"י העברת איזוכרונות - הוא ממחיש היטב את השפעת הצורה על משך הריכוז ועל גודל השטחים הבין-איזוכרוניים.



ציור 52: השפעת הצורה על תחומי התנקזות שוני שטח על משך הריכוז ועל גודל השטחים הבין-איזוכרוניים
(לפי Wilson, 1969).

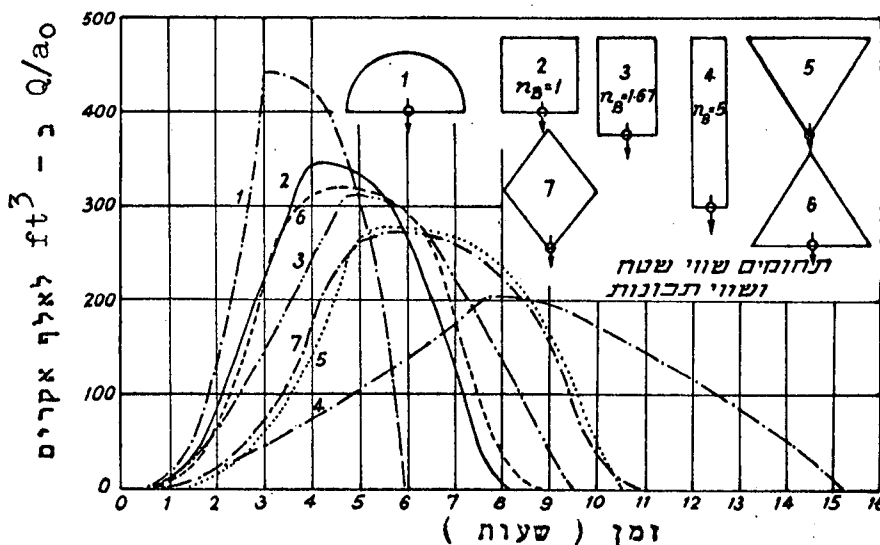
ניחוח השוואתי שנערך ע"י Richards (1950) ממחיש היטב את השפעת הצורה על צורת ההידרוגרם, ספיקות השיא ומועד הופעתן וכן על משך בסיס ההידרוגרם (ראה ציור 53).

הערות ומקרא לציור 53:

(1) כל תחומי ההתנקזות שווים בגודלם ובכל תכונותיהם פרט לצורה.

(2) מתוך שוויון השטחים נובע - שהידרוגרמי הספיקות (להבדיל מהידרוגרמי הספיקות היחסיות Q/a_0) יתייחסו זה לזה באותם יחסים כמו הידרוגרמי הספיקות היחסיות

(3) $n_B =$ היחס שבין אורך תחום ההתנקזות לבין רוחבו.



ציור 53: השפעת צורת תחום ההתנקזות על צורת ההידרוגרם ועל ספיקות השיא ליחידת שטח (לפי Richards, 1950).

יש להעיר, שככל ששטח תחום ההתנקזות יהיה גדול יותר תהיה לצורה השפעה גדולה יותר על ספיקות השיא, באשר תהיה חשיבות רבה יותר למיקום היחסי של מרכז הסופה (- יחסית לשטחים הבין-איזוכרוניים הגדולים ביותר).
כמו כן, להשפעת הצורה על משך הריכוז בתחומי התנקזות קטנים - השפעה על עוצמת גשמי התכן ולכן גם על ספיקות השיא (ראה סעיף 2.2.2).

3.6.3 שימוש בפקטורי צורה להערכת ספיקות שיא.

Turner (1957) מציג את משמעות פקטורי צורה (S.F.) - ראה ציור 54. השימוש בפקטורים אלה נעשה - בעת חישוב ספיקות שיא

בתחום התנקזות

נתון $((Q_p)_2)$,

שפקטור הצורה

בו $(S.F.)_2$,

- על סמך ספיקות

שיא נתוני תחום

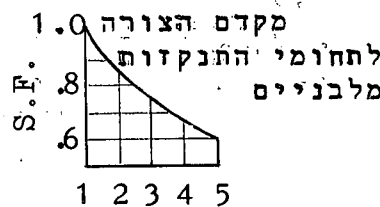
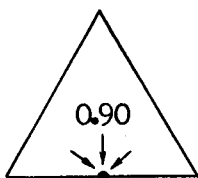
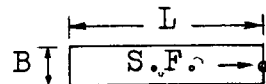
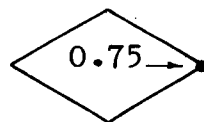
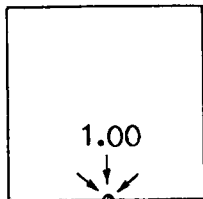
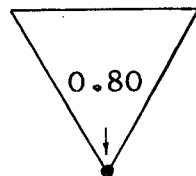
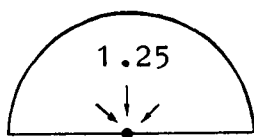
התנקזות אחר, השווה

בשטחו ובתכונותיו

פרט לצורתו, שבו

ידועים $(Q_p)_1$

ו- $(S.F.)_1$, כדלקמן:



$$\frac{(Q_p)_1}{(Q_p)_2} = \frac{(S.F.)_1}{(S.F.)_2}$$

ומכאן:

$$(Q_p)_2 = (Q_p)_1 \frac{(S.F.)_2}{(S.F.)_1} \quad (3 - 21)$$

ציור 54: פקטורי הצורה (S.F.) עבור תחומי התנקזות שונים (לפי Turner, 1957)

השימוש בפקטורי הצורה

מומחש בדוגמה 5.5.

3.6.4 מקרים מיוחדים

יש להתחשב בצורות מיוחדות של תחומי התנקזות בעת חישוב משך הריכוז לצרכי תכנון וצורת ההידרוגרם, ולא לבצע החישובים באופן "מכני" וללא מחשבה. מקרים מיוחדים וההתחשבות בהם מוסברים בדוגמאות 3.8 ו-3.9.

3.7 השפעת השיפוע על הזרימה העילית

3.7.1 כללי.

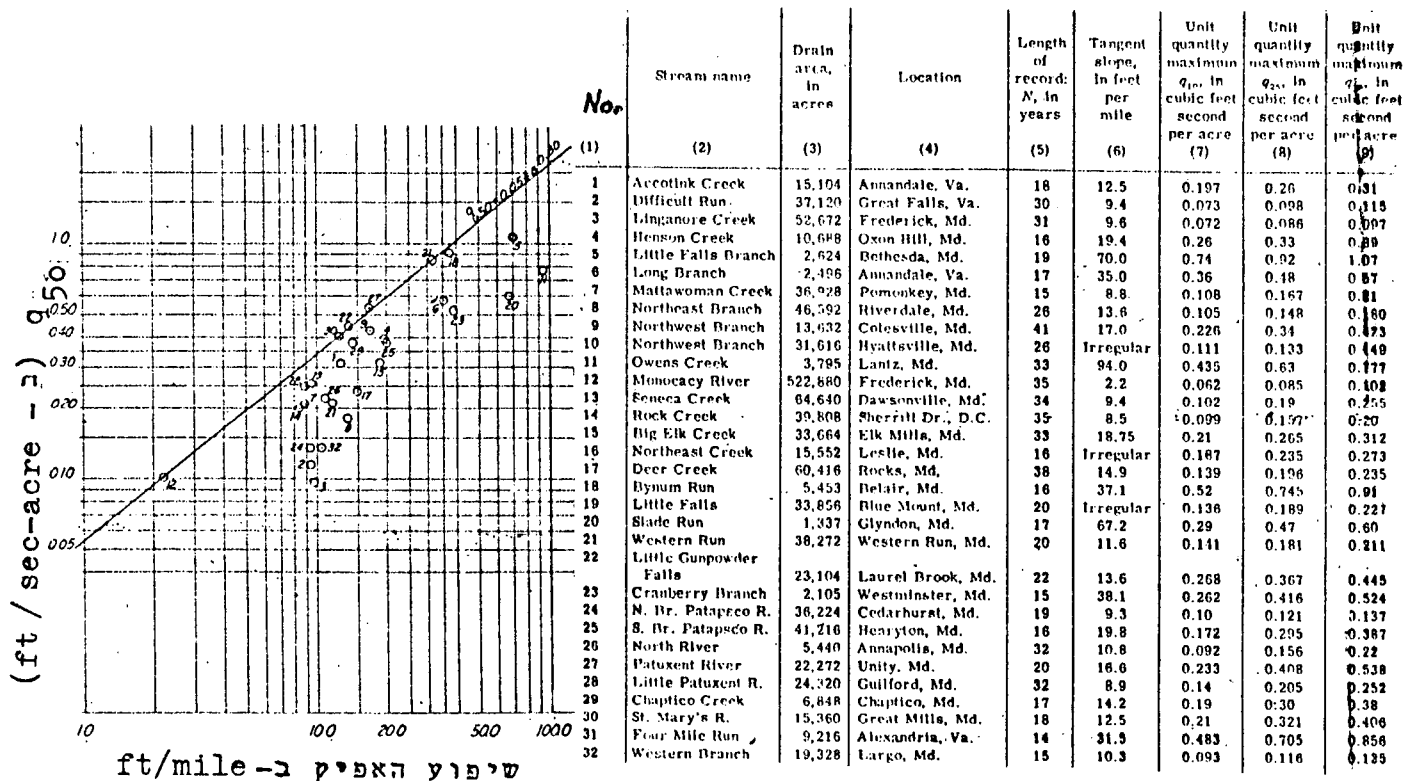
השפעת השיפוע על משך הריכוז נדונה בסעיף 3.3.3, 3.3.4 ו-3.3.5 - מהם מסתבר שמשך הריכוז פרופורציונלי, בדרך כלל, לרציפרוק השורש הריבועי של השיפוע. מכאן ברורה גם ההשפעה שיש לשיפוע האפיק הראשי ולשיפועי תחום ההתנקזות (ראה סעיף 3.2.4) על צורת ההידרוגרם, ספיקות השיא וכן על נפח הנגר העילי (ראה סעיף 3.5.2): ככל שהשיפוע תלול יותר יהיה ההידרוגרם תלול יותר וספיקות השיא גדולות יותר.

3.7.2 ההשפעה על ספיקות השיא

לפי Richards (1950) - ספיקות השיא מתחום התנקזות ששיפועו הממוצע 0.10 (10%) גדולות פי 6 מאלו המתקבלות מתחום התנקזות שווה תכונות ושווה שטח ששיפועו 0.01 (1%). Benson (1959) מצא - שלשיפוע האפיק הראשי ההשפעה הגדולה ביותר על ספיקות השיא אחרי השפעת גודל שטח תחום ההתנקזות.

Armentrout ו-Bissell (1970) חקרו 32 נחלים במרילנד ווירג'יניה (ארה"ב) המנקזים מי-גיאות מתחומי התנקזות ששטחם משתנה מ-5 ועד ל-2,000 קמ"ר. הם חשבו את ספיקות השיא ליחידת שטח בנחלים אלה עבור תקופות חזרה שונות, סרטטו את הנתונים על נייר דו-לוגריתמי והעבירו עוטפות (envelope curves) עבור תקופות חזרה שונות - ראה לדוגמה ציור 55.

תחלים שנחקרו ע"י Armentrout & Bissel



הערה: Md = Maryland ; Va = Virginia

ציור 55: עוטפת q_{50} (ספיקות השיא ליחידת שטח לחקופת חזרה של 50 שנה) בחלות בשיפוע האפיק בנקודת הריכוז (לפי Armentrout & Bissel, 1970).

נוסחאות העוטפות, שמצאו החוקרים הנ"ל, הן:

$$\begin{aligned} \text{עבור חקופת חזרה של 10 שנים: } q_{10}^* &= 0.035 S_0^{0.75} \quad \text{א... (3-22)} \\ \text{" " " " 25 שנים: } q_{25}^* &= 0.046 S_0^{0.77} \quad \text{ב... (3-22)} \\ \text{" " " " 50 שנים: } q_{50}^* &= 0.054 S_0^{0.80} \quad \text{ג... (3-22)} \end{aligned}$$

כאשר:

$$\begin{aligned} q_R^* &= \text{ספיקת שיא ליחידת שטח בעוטפת (ב - ft}^3\text{/sec/acre), עבור חקופת חזרה R.} \\ S_0 &= \text{שיפוע האפיק הראשי בנקודת הריכוז (ב-ft/mile).} \end{aligned}$$

חוקרים אלה לא הצליחו למצוא קשר בין q^* לבין השיפוע הממוצע של האפיק. והגדירו מתמטית רק את העוטפות.

יש להעיר: אם כי לנוסחאות (3-22) ולציור 55 יש ערך מקומי בעיקר; אך גישתם של החוקרים הנ"ל יכולה לשמש דוגמה לאופן חיפוש והצגת קורלציה בין ספיקות השיא ובין השיפוע.

3.8 השפעות פרמטרים אחרים על הזרימה העילית.

3.8.1 השפעת צפיפות הניקוז.

על אף חשיבות פרמטר זה (ראה סעיף 3.2.6) ממעטים להשתמש בו. הסיבה לכך היא כנראה, שדרכי המים אינן מושג חד-משמעי; באשר הן תלויות בקנה המידה של המפה, שבה הן מזהות. בכל זאת, ניתן להעזר בפרמטר זה בעת השוואה בין תחומי התנקזות, כאשר משתמשים במפות בקנה מידה שווה.

Hickok et.al. (1959), אשר חקרו תחומי התנקזות קטנים מאוד (ששטחם היה בין 40 לבין 3,000 דונם) באזורים צחיחים למחצה, מצאו שמשך הריכוז השתנה פרופורציונלית לערך הרציפרוקי של צפיפות הניקוז בחזקת 0.30 עד 0.35 (בנוסף על תלותו בשיפוע הממוצע ובגודל שטח תחום ההתנקזות).

Carlston (1963) הראה - שקיימת מגמה בכיוון להקטנת נגר התהום (זרימות הבסיס) עם הגידול בצפיפות הניקוז.

3.8.2 השפעת החתך הרוחבי של האפיק הראשי.

כאשר האפיק הראשי אינו קניוני ואינו עמוק ומשופע במידה מספקת לשם העברת ספיקות השיא - הגיאות מציפה את הגדות הנמוכות (ה-flood plain). במקרים אלה, עיקר הזרימה הינה במרכז האפיק ואילו המים המציפים את הגדות כמוהם כאוגר על-קרקעי זמני, המתנקז עם ירידת מפלס פני המים באפיק. אם נפח המים המציפים את הגדות הינו גדול יחסית - ישפיע הדבר בכיוון לשיטוח ההידרוגרם, להארכתו ולהקטנת ספיקות השיא - בדומה להילוך גיאות במאגר. מקרים מעין אלה קורים - כאשר זרימות גיאות גדולות זורמות מחלקו המעלי של אפיק הנמצא בהרים לעבר חלקו המורדי הנמצא בשפלה - באזור אלוביאלי שטוח יחסית (לדוגמה: נחל אילון).

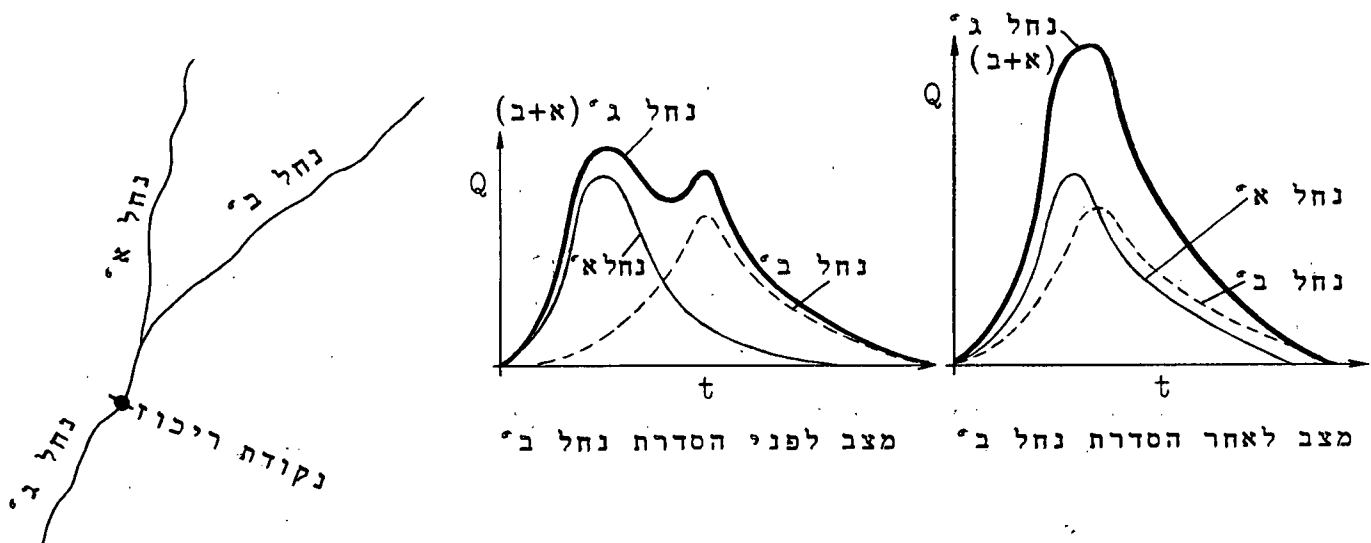
3.8.3 השפעת אוגר על-קרקעי (דפרסיות)

מציאותן של דפרסיות גדולות יחסית (הניתנות לזיהוי במפות טופוגרפיות) עשויה לגרום להיווצרות נגר על-קרקעי בעל נפח וספיקות שיא קטנות במורדן - לעתים, קטנות בהרבה מאלו שהיו מתקבלות מתחום התנקזות דומה ללא דפרסיות אלה. יש להתחשב במצב מעין זה, גם בעת שעורכים השוואות בין תחומי התנקזות שונים.

3.8.4 השפעת שינויים בתחום ההתנקזות

תהליך עיור (urbanization) וכן - כל שינוי של התנאים הטבעיים או תנאים ששררו בתחום ההתנקזות (למשל: עקב פעולות ניקוז על-קרקעי, פעולות שימור ועיבוד קרקע, וכו') - משנים את התנאים והפרמטרים ההידרולוגיים. במקרים אלה, הנתונים שנמדדו לפני השינויים ולאחריהם אינם מהווים סדרת נתונים הומוגנית. שינויים קיצוניים חלים כאשר מקימים מאגרים על אפיקי הנחלים בתחום ההתנקזות, או כאשר האזור עובר תהליך של עיור מואץ. Carter (1961) ו-Espey st.al. (1965) מצאו - שעיור מואץ עלול להגדיל את ספיקות השיא בכדי פי 1.5 עד 4.0.

הסדרת נחלים עלולה לגרום להגדלת ספיקות השיא במורד ההסדרה - למשל: קיימים שני נחלים א' ו-ב' המתחברים לנחל אחד ג' (ראה ציור 56) וקיים פיגור בהופעת ספיקות השיא של נחל ב' לעומת זו של נחל א'. הסדרת נחל ב' וע"י כך החשת הניקוז ממנו - עלולה לגרום להקטנת הפיגור בהופעת שיאי הגיאוינות, ולכן - לספיקות שיא גדולות יותר בנחל ג' (ראה ציור 56). מובן, שהספיקות בנחל ג', במפגש הנחלים א' ו-ב', הינן סופרפוזיציה של ספיקות הנחלים א' ו-ב'.



ציור 56: דוגמה להגדלת ספיקות שיא עקב הסדרת נחל

מצב דומה עלול להווצר - אם יוקם על נחל א' מאגר להילוך הגיאומטריות. מאגר מעין זה יגרום להקטנת ספיקות השיא ולשיטוח ההידרוגרם, אך מאידך - הילוך הגיאומטריות גורמת לפיגור בהופעת ספיקת השיא המוקטנת. פיגור מעין זה עלול לגרום להופעה בו-זמנית של ספיקות השיא מהנחלים א' ו-ב' וע"י כך - לספיקת שיא כוללת גדולה יותר בנחל ג'.

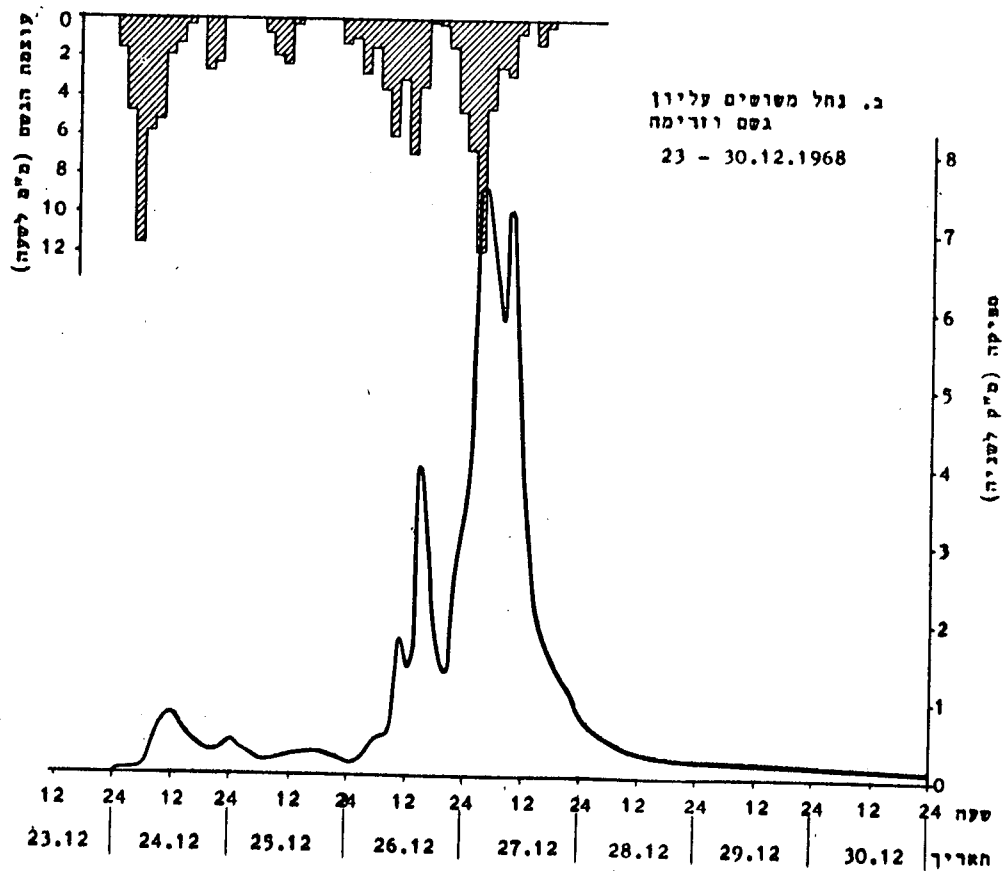
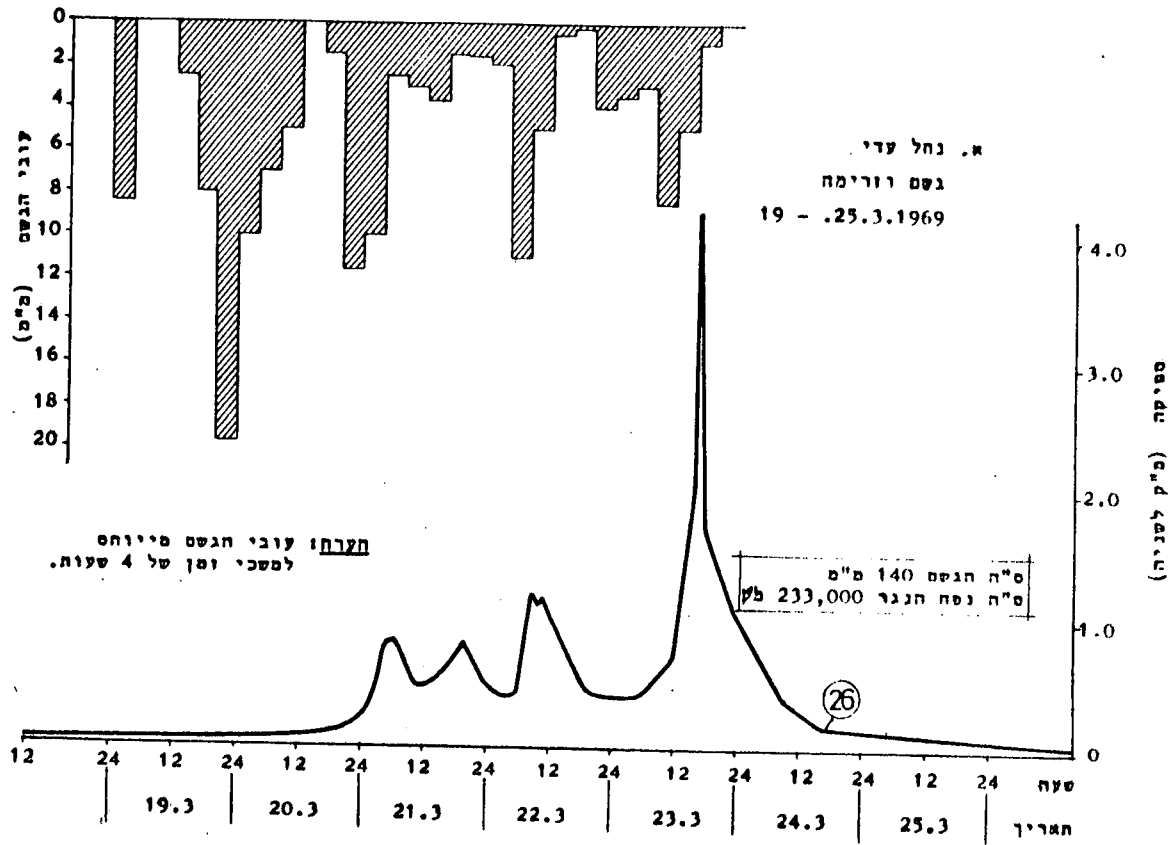
האפשרות לקיומם של מצבים מעין אלה, שנסקרו לעיל, צריכים להתברר לפני שמבוצע שינוי כנ"ל בנחל.

3.8.5 השפעת רטיבות הקרקע ואוגר השלוליות.

אם כי השפעות רטיבות הקרקע ואוגר השלוליות נסקרו ונותחו בפרקים הקודמים - מובאת בציור 57 להלן דוגמה המדגישה השפעות אפשריות של פרמטרים אלה. דוגמה זו ממחישה היטב - שהשפעות פרמטרים אלה עלולה להיות מכרעת ועלולה לרוקן מתוכן את משמעותם של מקדמי נגר, או מקדמי ספיקת שיא - המחושבים על סמך מדידות מקריות של גיאומטריות, ללא התייחסות לגיאומטריות ולגשמים שקדמו להן.

דברים אלה מומחשים באמצעות הנתונים הסימולטניים של הגשמים והזרימות שבציור 57. בנחל משושים (ציור 57 ב'): גשמי ה-23/12/68 כמעט ולא גרמו לזרימות; בעוד שגשמי ה-27/12/68, שהיו בעוצמות זהות, גרמו לזרימות גדולות יחסית. בנחל עדי (ציור 57 א'): גשמי ה-19-20/3/69 לא גרמו לזרימות של נגר עילי ישיר על אף שהיו בעוצמות גדולות יותר ובעובי גדול יותר מגשמי סופת ה-23/3/69, שגרמו לספיקת השיא באותו חודש.

מכאן חייבים להסיק שיש לקשור מקדמים הידרולוגיים, כגון מקדם הנגר העל-קרקעי, למצב רטיבות הקרקע ולמידת מילוי אוגר השלוליות; רצוי להתייחס לערכים מכסימליים של מקדמים אלה בכדי להמנע מהפתעות.



3.9 סיכום ומסקנות

בפרק זה הוסברו ונותרו ההשפעות של תכונות תחום ההתנקזות על הנגר העל-קרקעי הישיר - נפחו, ההידרוגרם וספיקות השיא. מידת ההשפעה של תכונות אלה הינה שונה - הן מבחינת נפח הנגר והן מבחינת ההידרוגרם וספיקות השיא. Richards (1950), ערך ניתוח השוואתי של ההשפעות הנ"ל, על סמך שיטה פשטנית לניתוח זרימות אשר פותחה על ידו. מימצאיו מסוכמים בטבלה 7 ובציור 58 שלהלן.

טבלה 7: סיכום השפעת תכונות תחום ההתנקזות על משך הריכוז (T_c), נפח הנגר העילי הישיר (U_R) וספיקות השיא (Q_p) - לפי Richards (1950).

Coefficient	Limits taken	T_c			(Q_p/a_0)			(U_R/a_0)		
		Max.	Min.	Ratio	Max.	Min.	Ratio	Max.	Min.	Ratio
R a_0 \bar{S} K n	2-8"	% 210	% 60	3.5	% 276	% 26	10.6	% 177	% 56	3.2
	2-50 square miles (1,280-32,000 acres)	146	31	4.7	267	64	4.2	94	83	1.1
	0.001-0.10	500	59	8.4	147	24	6.1	120	87	1.4
	0.2-1.0	227	71	3.2	216	17	12.7	153	38	4.0
	1-8	199	85	2.3	114	56	2.0	112	96	1.2

מקרא לטבלה 7:

a_0 = שטח תחום ההתנקזות.

K = מקדם הנגר העילי (היחס שבין נפח הנגר לבין נפח הגשם הממשי).

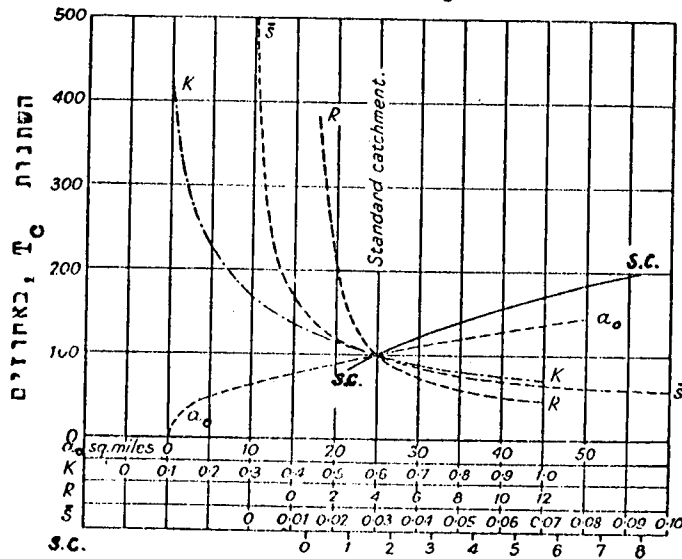
\bar{S} = השיפוע הממוצע של תחום ההתנקזות.

S.C. = קואופיצינט הצורה (היחס שבין אורך תחום ההתנקזות לבין רוחבו).

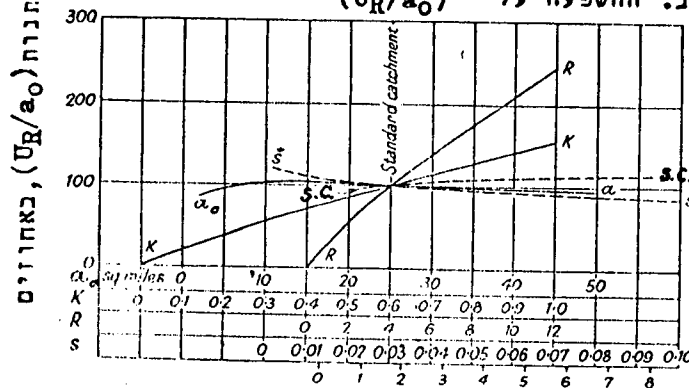
R = מקדם עוצמת הגשם הסופתי ($I = \frac{R}{t_R+1}$), כאשר: t_R = משך הגשם בשעות, ו- I = עוצמת הגשם באינצ'ים לשעה).

אם כי אין לקבל את ההערכות ומספריית של Richards כמות שהן - ניתן לראותן כסדרי גודל השוואתיים, אשר עשויים לסייע רק לאומדן מידת החשיבות וההשפעה שניתן לייחס לפרמטרים השונים.

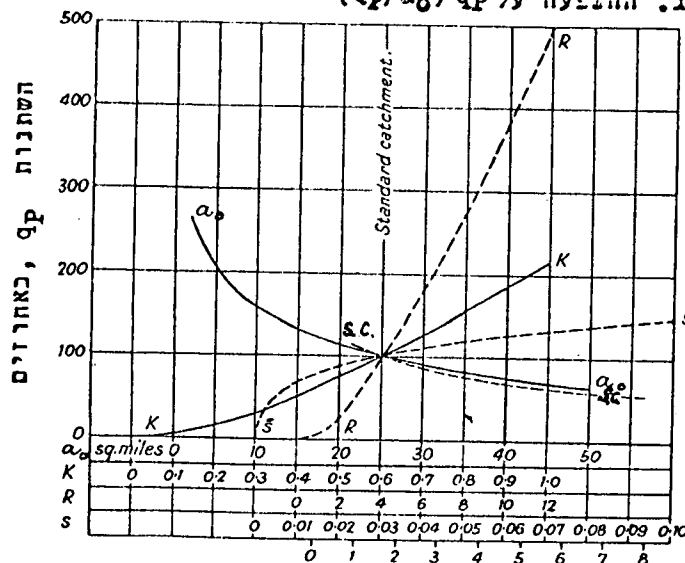
א. ההשפעה על T_c (משך הריכוז)



ב. ההשפעה על (U_R/a_0)



ג. ההשפעה על Q_p/a_0



ציור 58: סיכום השוואתי של השפעת תכונות תחום ההתנקזות על משך הריכוז (T_c), על נפח הנגר העילי הישיר ליחידת שטח (U_R/a_0) ועל ספיקת השיא ליחידת שטח (Q_p/a_0) - לפי Richards (1950)

מהסיכום ההשוואתי הנ"ל ניתן להסיק:

א. נפת הנגר העילי הישיר ליחידת שטח תלוי למעשה ב- R וב- K, שהם
פרמטרים העיקריים הקובעים את עובי הגשם העודף. כפי שהוסבר
בסעיפים 1.2 ו-1.4.2 - קיים קשר בין שני פרמטרים אלה.

ב. ספיקות השיא ליחידת שטח מושפעות ע"י כלל התכונות (המיוצגות
ע"י הפרמטרים השונים), אם כי - ההשפעה הגדולה ביותר היא של
הגשם העודף (המיוצג ע"י פרמטרים R ו- K) ושל השיפוע (\bar{S}) -
בטווח שיפועים מסויים. על אף זאת - אין להתעלם מהשפעת הצורה
(ראה ציור 53) והשפעת גודל שטח תחום ההתנקזות, שעלולות להיות
ניכרות בתנאים מסויימים.

ג. משך הריכוז מושפע מכלל התכונות, אם כי ההשפעה הגדולה ביותר
עליו היא זו של השיפוע ושל גודל שטח תחום ההתנקזות (המייצג גם
את אורך האפיק הראשי).

בנוסף לאמור לעיל - מוסבת שוב תשומת הלב לדוגמה המאלפת
שבציור 57.

יישום הדברים שנסקרו בפרק זה נעשה בפרקים הבאים.

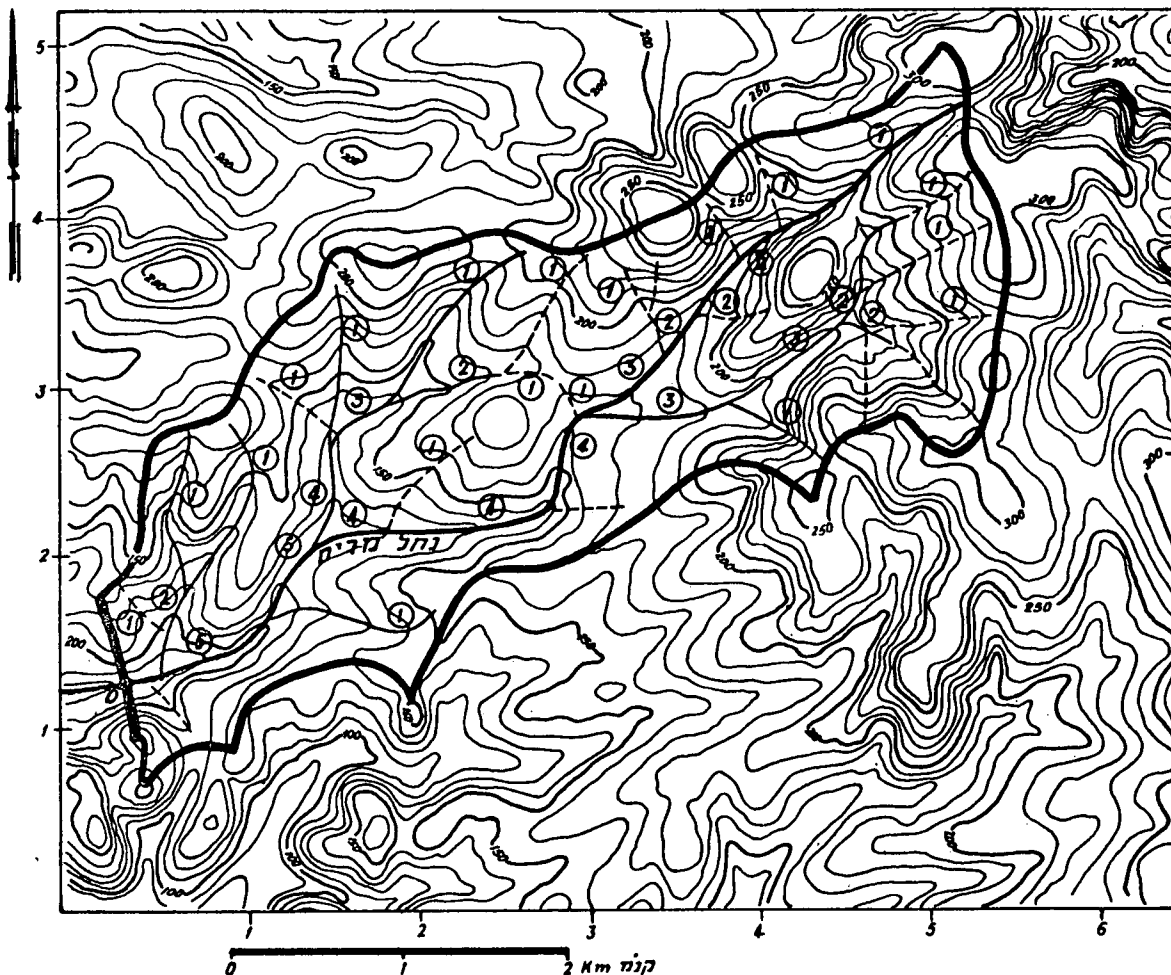
דוגמה 3.1: תחום התנקזות ותכונותיו הגיאומטריות.

נכון:

מפה טופוגרפית של האזור שבו עובר נחל מרים.

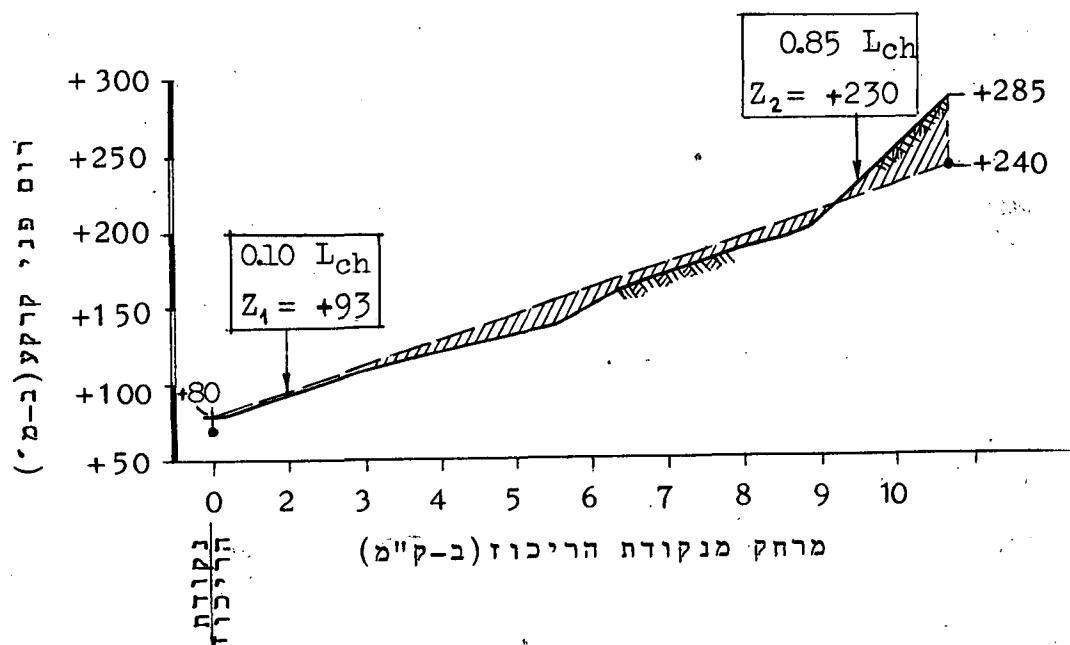
דרוש:

- (א) לסמן את גבולות תחום ההתנקזות ולחשב את שטחו -
- בנקודת הריכוז המסומנת במפה (0).
- (ב) לסמן את הערוצים, היובלים והאפיק הראשי ולרשום את דרגותיהם.
- (ג) לסרטט חתך לאורך האפיק הראשי ולקבוע את השיפוע הממוצע שלו - בשתי השיטות שהוסברו בסעיף 3.2.3.
- (ד) לחשב את צפיפות הניקוז בתחום ההתנקזות הנ"ל.
- (ה) לתאר את צורתו של תחום ההתנקזות.



הפתרון:

- (א) גבולות תחום ההתנקזות סורטטו על גבי המפה הנתונה. שטחו חושב באמצעות פלנימטר (אם כי ניתן לחשבו גם באמצעות נייר מילימטרי) ונמצא כ- 22.0 קמ"ר $\cong a_0$.
- (ב) הערוצים, היובלים והאפיק הראשי סורטטו במפה, וכן נרשמו דרגותיהם. מתוך כך מסתבר כי לאפיק הראשי, במורדו, דרגה 5 (כאשר ליובלים הראשוניים, הניתנים לזיהוי במפה, דרגה 1).
- (ג) חתך לאורך האפיק הראשי, שאורכו $L_{ch} = 9.75$ ק"מ, מסורטט להלן.



$$(1) \quad (\bar{Sch})_1 = \frac{240 - 80}{9.75} = \frac{160 \text{ (m)}}{9.75 \text{ (km)}} \quad ; \quad \text{השיפוע לפי שוויון שטחים הוא}$$

$$(\bar{Sch})_1 = 16.4 \text{ (m/km)} = 16.4\% = 1.64\% \approx 1.6\%$$

$$(2) \quad \text{השיפוע לפי הקו הישר המחבר את הנקודות במרחק } 0.10 L_{ch} \text{ ו- } 0.85 L_{ch} \text{ הוא}$$

$$(\bar{Sch})_2 = \frac{Z_2 - Z_1}{0.75 L_{ch}} = \frac{230.0 - 93.0}{0.75 \times 9.75} = \frac{137.0 \text{ (m)}}{7.3 \text{ (km)}}$$

$$(\bar{Sch})_2 = 18.8 \text{ (m/km)} = 18.8\% = 1.88\% \approx 1.9\%$$

בדוגמה זו קיים הבדל בין השיפועים הממוצעים המחושבים בשתי השיטות הנ"ל. הבדל זה אינו בסדר גודל והוא מורה על כך שאין טעם בדיוק יתר. לפיכך, ניתן לקבוע כי השיפוע הממוצע הוא כ- 1.7% (\bar{S}_{Sch}).

(ד) אורך כלל דרכי המים (הערוצים, היובלים והנחלים למיניהם), שסומנו במפה, הוא כ- 40.0 ק"מ ($\sum lw$), על פי מדידה ישירה מהמפה. לכן, צפיפות הניקוז היא:

$$DD = \frac{\sum lw}{a_0} = \frac{40.0}{22.0} = 1.82 \text{ ק"מ/קמ"ר}$$

(ה) לתחום ההתנקזות צורה מלבנית בקירוב. היחס בין האורך לבין הרוחב (S.C.) הוא 3.0 , בקירוב. בחלק המעלי של תחום ההתנקזות מצויים שני נחלים בדרגה 3 , כמעט שווים, היוצרים את האפיק הראשי. בחלקו המורדי של תחום ההתנקזות מתווסף נחל בדרגה 4 , הקטן בהרבה מהאפיק הראשי עד למקום פגישתם.

דוגמה 3.2: אומדן משך הריכוז מתחום התנקזות - בהתייחס לזרימה ערוצית. נתון:

הנתונים כמו בדוגמה 3.1 , כולל תוצאות החישובים (הפתרון).

דרוש:

לאמוד את משך הריכוז עבור תחום ההתנקזות הנתון.

פתרון:

א. חישוב על סמך הנומוגרמה (ראה ציור 45 וסעיף $3.3.4$) לכל אורך האפיק הראשי:

- (1) הפרש הרומים שבין הקצה המרונח ביותר של קו פרשת המים (כ- $285 + \text{מ'}$) ונקודת הריכוז (כ- $80 + \text{מ'}$) הוא - 200 מ' $\approx H$.
- (2) אורך האפיק הראשי (לפי החישובים בדוגמה 3.1) הוא כ- 9750 מ' .
- (3) על סמך הנומוגרמה (ציור 45) מתקבל משך ריכוז: 1.7 שעות $T_a =$ (שעה ו- 40 דקות, בקירוב).

ב. חישוב על סמך הנומוגרמה ע"י חלוקת האפיק הראשי לקטעים:

- (1) נחלק את האפיק הראשי לשני חלקים שווי שיפוע, בקירוב:
 (א) החלק המעלי התלול - לאורך כ-2 ק"מ והפרש רומים של כ-90 מ'.
 (ב) החלק הפחות תלול - לאורך כ-7.75 ק"מ והפרש רומים של כ-115 מ'.

(2) על סמך הנומוגרמה נקבל:

- (א) משך הריכוז בקטע התלול הוא כ-0.4 שעות $(t_c)_1$
 (ב) משך הריכוז בקטע הפחות תלול הוא כ-1.6 שעות $(t_c)_2$

(3) לפיכך, משך הריכוז של האפיק הראשי כולו הוא כ-2.0 שעות T_c

ג. חישוב לפי נוסחה (3-8) שבסעיף 3.3.4 :

$$T_c \text{ (min)} \cong 5.0 \left[\frac{L_{ch} \text{ (km)}}{\sqrt{S_0}} \right]^{3/4} = 5.0 \left[\frac{9.75}{\sqrt{0.017}} \right]^{3/4} = (75)^{3/4} \cong 127 \text{ דקות}$$

$$T_c \cong 2.1 \text{ שעות}$$

משך הריכוז שחושב לעיל קרוב למשך הריכוז המתקבל מסיכום משכי הריכוז של שני חלקי האפיק הראשי (התלול והפחות תלול) ; 2.1 שעות בחישוב לעומת 2.0 שעות מהסיכום. לעומת זאת, קיים הבדל גדול יחסית בין תוצאות החישוב לבין התוצאה המתקבלת ב-א/(3) לעיל.

ד. אם היינו נעזרים במהירות הממוצעת המומלצת בטבלה 5 - 0.30 מ' לשנייה - היה מתקבל משך ריכוז גדול בהרבה.
 המהירות המתאימה למשך ריכוז של כ-2 שעות (ממוצע המבוסס על תוצאות ב' ו-ג' לעיל) היא:

$$\bar{v} = \frac{9750}{2 \times 3,600} \cong 1.35 \text{ מ' לשנייה}$$

מהירות זו (כ-1.3 מ' לשנייה), שהינה סבירה בהתחשב בשיפוע הממוצע של האפיק, גדולה מהמהירות המומלצת בטבלה 5 בכדי פי 4 בקירוב.
 עובדה זו מדגישה את הצורך בזהירות רבה בעת השימוש ב"ערכים מומלצים" כלליים מטבלאות.

דוגמה 3.3 : חישוב משך הריכוז בזרימה שטחית של מדרון תלול וחלק.

נתון:

מדרון גרניטי סדוק באורך של כ-600 מ' ובשיפוע (S_0) בשעור 10%. על פניו יורד גשם חכן בעובי עודף (De) בשעור 30 מ"מ, במשך 15 דקות, או 23 מ"מ במשך 10 דקות.

דרוש:

לחשב ולקבוע את משך הריכוז.

פתרון:

א. חישוב לפי נוסחת האקויליבריום של זרימה שטחית למינרית:
לפי נוסחה זו (ראה נוסחה (1-9) שבסעיף 1.2.6) -

$$T_c (\text{min}) = t_e \approx 500 \times C_e \left[\frac{L (\text{m})}{S_0} \right]^{1/3} \left[\frac{1}{i_e (\text{mm/hr})} \right]^{2/3}$$

עוצמות הגשם העודף הן (לפי הנתונים): 120 מ"מ לשעה עבור משך של 15 דקות ו-138 מ"מ לשעה \approx 140 מ"מ לשעה עבור משך של 10 דקות. המקדם C_e מתוך טבלה 1 הוא 0.030. לכן, בהנחה שמשך הריכוז הוא כ-15 דקות:

$$T_c = 500 \times 0.030 \left[\frac{600}{0.10} \right]^{1/3} \left[\frac{1}{120} \right]^{2/3} \approx 11 \text{ דקות}$$

מאחר ומשך הריכוז שהתקבל קטן ממשך הגשם - נניח שמשך הריכוז הוא בערך כ-10 דקות ואז - $i_e = 140$ מ"מ לשעה ואילו -

$$T_c = 500 \times 0.030 \left[\frac{600}{0.10} \right]^{1/3} \left[\frac{1}{140} \right]^{2/3} \approx 10 \text{ דקות}$$

ואמנם מתקבל T_c מתאים למשך גשם התכן העודף.

ב. חישוב לפי נוסחת מרגלי-לינסלי (ראה נוסחה (3-8)), שבסעיף 3.3.5 - זרימה שטחית טורבולנטית:

על פי אותם הנתונים, בהנחה ש- T_c הוא גם כאן כ-10 דקות ובהתאם - $i_e = 140$ מ"מ לשעה. לפיכך, על פי נוסחה (3-8) ומקדם n_M מטבלה 2 - עבור משטח חלק ($n_M \approx 0.015$):

$$T_c (\text{min}) \approx 7 \frac{(n_M \times L)^{0.6}}{(i_e \times S_0)^{0.4}}$$

$$T_c \approx 7 \frac{(0.015 \times 600)^{0.6}}{(140 \times 0.10)^{0.4}} \approx 7 \text{ דקות}$$

(במקרה זה: יש לחשב את עוצמת הגשם המתאימה ל-7 דקות ולחשב את T_c המתאים, שיהיה קטן יותר).

ג. סיכום מסקנות.

שני הזמנים הנ"ל הינם פחות או יותר שווים וכן גם המהירויות הממוצעות: בעוד שעבור זרימה למינרית התקבלה מהירות ממוצעת בשעור 1 מ' לשנייה, המהירות "במקרה הסורבולנטי" (נוסחת מרגלי-לינסלי) היא כ-1.4 מ' לשנייה. במקרה זה קיים ספק אם המהירות היא אמנם למינרית. לכן, רצוי לחשב את עומק המים h [לפי נוסחאות (1-3), (1-4) ו-(1-5); או לפי נוסחה (1-12), שבסעיף 1.2.6]. על פי עומק זה והמהירות לחשב את מספר היינוולדס המתאים ולקבוע את מהות הזרימה, ובהתאם לכך לבחור בתוצאה המתאימה. גם ללא החישוב האמור, מפאת ההבדל הקטן שבין התוצאות ובהתחשב באופיין האמפירי, ניתן להניח $T_c = 8$ דקות.

דוגמה 3.4: חישובים השוואתיים של משך הריכוז בזרימה שטחית בשטחים בלתי חדירים.

נתון:

על פני שטח בלתי חדיר באורך 200 מ' יורד גשם בעוצמה של 100 מ"מ לשעה. ניתן להניח שהגשם היורד שווה בקירוב לגשם העודף. שיפוע השטח הוא 1%.

דרוש:

- א. לאמוד את משך הריכוז על פי נוסחאות שונות.
- ב. להמליץ על משך ריכוז לצרכי תכנון.

פתרון:

- א. (1) לפי נוסחת מרגלי-לינסלי (ראה בדוגמה 3.3):

$$T_c \cong 7 \frac{(0.015 \times 200)^{0.6}}{(100 \times 0.01)^{0.4}} \cong 14 \text{ דקות}$$

(המקדם m_M כמו בדוגמה 3.3)

- (2) לפי נוסחת קרבי (Kerby), (ראה נוסחה (3-9) שבסעיף (3.3.5):

$$T_c \text{ (min)} = \left[0.22 \times L(m) \times \frac{nK}{\sqrt{S_0}} \right]^{0.5} =$$

$$T_c = \left[0.22 \times 200 \times \frac{0.02}{\sqrt{0.01}} \right]^{0.5} \approx 3 \text{ דקות}$$

המקדם nK הוצא מחוך טבלה 6.

(3) לפי גרף - ציור 46 מתקבל - 8 דקות $T_c \approx$

ב. המהירויות הממוצעות המתאימות הן:

$$\bar{v}_{(1)} = \frac{L}{(T_c)_{(1)}} = \frac{200}{14 \times 60} = 0.24 \text{ מ' לשנייה} = (T_c)_{(1)} \text{ לפי}$$

$$\bar{v}_{(2)} = \frac{L}{(T_c)_{(2)}} = \frac{200}{3 \times 60} = 1:1 \text{ מ' לשנייה} = (T_c)_{(2)} \text{ לפי}$$

$$\bar{v}_{(3)} = \frac{L}{(T_c)_{(3)}} = \frac{200}{8 \times 60} = 0.42 \text{ מ' לשנייה} = (T_c)_{(3)} \text{ לפי}$$

תוצאת החישוב לפי נוסחת מרגלי-לינסלי נראית מוגזמת ובוודאי שאינה לצד הבטחון מבחינת ספיקת השיא. לפיכך - לצורך חישוב ספיקות השיא נתחשב ב-5 דקות T_c (תיקון מסויים לתוצאת החישוב לפי נוסחת קרבי) ולצורך אומדן נפח הנגר העילי הסופתי - נתחשב בזמן ריכוז $T_c = 8$ דקות. (חישוב נפחי הנגר וספיקות השיא - ראה פרקים 4 ו-5).

דוגמה 3.5: חישוב השוואתי של משך הריכוז בזרימה שטחית בשטחים מכוסים.

נתון:

על פני שטח מכוסה בעשבייה דלילה, שאורכו 300 מ' ושיפועו כ-2%, יורד גשם בעוצמה של 100 מ"מ לשעה.

דרוש:

א. לחשב את משך הריכוז (באופנים שונים).

ב. להשוות התוצאות ולהמליץ על משך הריכוז לצרכי תכנון.

פתרון:

- א. (1) לפי נוסחת מרגלי-לינסלי (ראה דוגמאות קודמות),
שעבורה מתקבל מטבלה 2 מקדם $n_M = 0.20$, לפיכך:

$$T_C \cong 7 \frac{(0.20 \times 300)^{0.6}}{(100 \times 0.02)^{0.4}} = 60 \text{ דקות}$$

- (2) לפי נוסחת Kerby, והמקדם $n_K = 0.20$ (מטבלה 6):

$$T_C = \left[0.22 \times 300 \times \frac{0.20}{\sqrt{0.02}} \right]^{0.5} = 10 \text{ דקות}$$

- (3) לפי הגרף שבציור 46 מתקבל ע"י אקסטרפולציה של העקום המתאים:

$$T_C \approx 26 \text{ דקות}$$

- ב. המהירויות הממוצעות המתאימות לתוצאות הנ"ל הן:
ל $(T_C)_{(4)}$ מתאימה מהירות $\bar{v} \approx 0.08$ מ' לשנייה; ל $(T_C)_{(2)}$ -
0.5 מ' לשנייה; ול $(T_C)_{(3)}$ - כ- 0.2 מ' לשנייה.
תוצאת החישוב לפי נוסחת מרגלי-לינסלי נראית מאוד מוגזמת
ומאידך - התוצאה לפי נוסחת Kerby נראית קטנה במקצת - על
אף היותה לצד הבטחון.
לפיכך - נמליץ על אומדן בשעור של $T_C = 15$ דקות לצרכי
חישוב ספיקת השיא ואילו $T_C = 25$ דקות - לשם חישוב נפח
הנגר העילי הסופתי (חישוב נפחי הנגר וספיקות השיא - ראה
פרקים 4 ו-5)

דוגמה 3.6 : תלות ספיקות השיא ונפח הנגר העילי הישיר בגודל תחום
ההתנקזות.

נתון :

לאזור הפיתוח הדרומי של פרוייקט אטלנטיקו 3, בקולומביה,
מתנקזים 15 נחלים, מאזור בעל תכונות זהות פחות או יותר,
ששטחו כ- 200 קמ"ר. שטח תחומי ההתנקזות של נחלים אלה
משתנה בין 2 קמ"ר ל-40 קמ"ר, בקירוב. מאחר ולא היו נתוני

זרימה כלשהם והיה צורך לתכנן את הסייט הנחלים מאזור הפיתוח הנ"ל - הוחלט לרכז את האמצעים והמאמצים בחקירת שלושה תחומי התנקזות. שטח תחומי ההתנקזות הללו היה 4.0, 21.5 ו-33.0 קמ"ר עד לתחנות ההידרומטריות שהוקמו.

שנה לאחר הקמת התחנות ההידרומטריות פקדו את האזור סופות, שגרמו לגשם סימולטני על פני כלל תחומי ההתנקזות הנ"ל, אשר גרמו לזרימות שהוערכו כבעלות תקופת חזרה של 10 שנים בקירוב (על סמך ניתוח אזורי של גשמים ועל סמך חקיר תושבי האזור). נתוני גיאומטריות השיא (Q_p) ונפחי הנגר העילי הישיר (U_R) שנמדדו בשלושת תחומי המחקר היו כדלקמן:

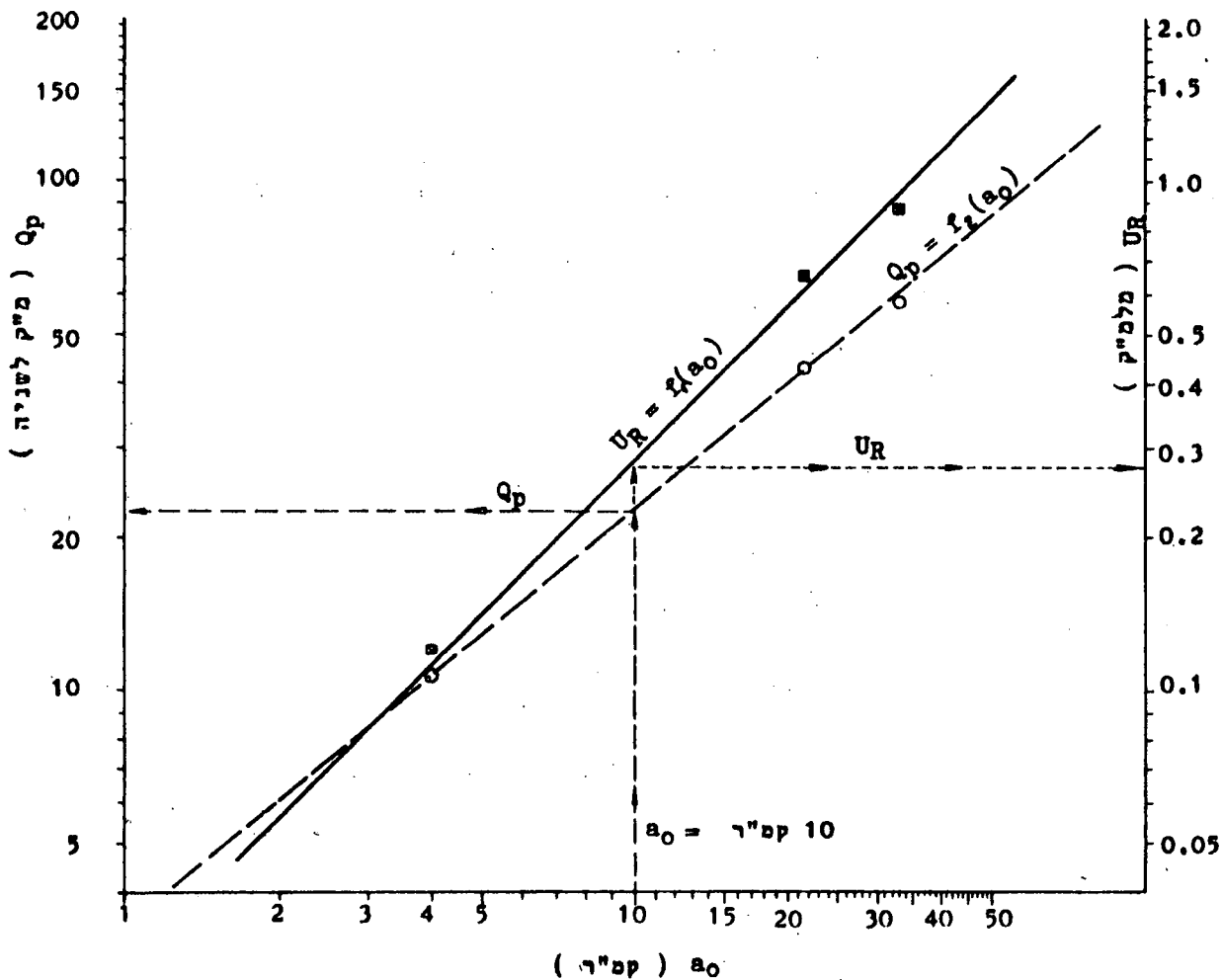
מס' סידורי של תחום ההתנקזות	1	2	3
a_0 = שטח תחום ההתנקזות (קמ"ר)	33.0	21.5	4.0
Q_p = ספיקת השיא (מ"ק לשנייה)	58.0	43.0	10.5
U_R = נפח הנגר הישיר (במל"מ"ק)	0.88	0.65	0.12

דרוש:

- האם ניתן להעריך את ספיקות התכן לתקופת חזרה של 10 שנים עבור כלל תחומי ההתנקזות שבאזור על סמך המידע הנתון.
- להעריך את גיאומטריות התכן, לתקופת חזרה של 10 שנים, עבור תחום התנקזות ששטחו 10 קמ"ר.

פתרון:

- א. הערכים הנתונים סורסו על גבי נייר דו-לוגריטמי (ראה ציור להלן).
- התקבלה תלות סבירה בין ספיקות השיא (Q_p) לבין גודל שטח תחום ההתנקזות - $Q_p = C_a \times a_0^{0.8}$
- התקבלה תלות סבירה בין נפחי הנגר העילי הישיר (U_R) לבין גודל תחום ההתנקזות - $U_R \approx C_R \times a_0$



הקשרים הנ"ל מאפשרים לקבל את ההנחה כי קיימת אחידות בתכונות תחומי ההתנקזות שבאזור ובתכונות הסופה על פני האזור.

ב. לפי החלویות הנ"ל, עבור תחום התנקזות ששטחו $a_0 = 10$ קמ"ר מתקבלים: $Q_p = 23$ מ"ק לשנייה ו- $U_R = 0.27$ מלמ"ק (אחת ל-10 שנים, בקירוב). ניתן לעגל התוצאות לכדי $Q_p = 25$ מ"ק לשנייה ו- $U_R = 0.3$ מלמ"ק.

הערות:

(1) הערכות מסוג זה, על אף מגבלותיהן, טובות יותר מאומדנים המתקבלים ע"י שימוש בנוסחאות אמפיריות שונות, שהתאמתן לאזור הנידון לא נבדקה.

(2) רצוי לבדוק את מצב רטיבות הקרקע ואוגר השלוליות והלכידה - על פי הגשמים שקדמו לסופה הנתונה. אם הקרקע היתה יבשה - סופה דומה עלולה לגרום בעתיד לזרימות גדולות יותר (הן מבחינת ספיקות השיא והן מבחינת נפחי הנגר), אם תפקוד את האזור כאשר הקרקע תהיה רטובה.

דוגמה 3.7: תלות ספיקת השיא בגודל שטח תחום ההתנקזות - מציאת התלות. נתון:

במקרה דומה לזה שתואר בדוגמה 3.6, אך באזור אחר, התקבלו התוצאות הבאות - ממדידות שנערכו בארבע תחנות הידרומטריות בתחומי התנקזות נבחרים:

מספר סידורי	1	2	3	4
a_o קמ"ר	5.0	12.0	30.0	50.0
Q_p מ"ק לשנייה	22.0	33.0	95.0	110.0

דרוש:

- לקבוע את תלות ספיקות השיא בגודל שטח תחום ההתנקזות (אם הדבר אפשרי).
- לאמוד את ספיקות השיא הצפויות, באותה תקופת חזרה, עבור תחומי התנקזות אחרים שבאזור - ששטחים 10 קמ"ר ו-20 קמ"ר.

פתרון:

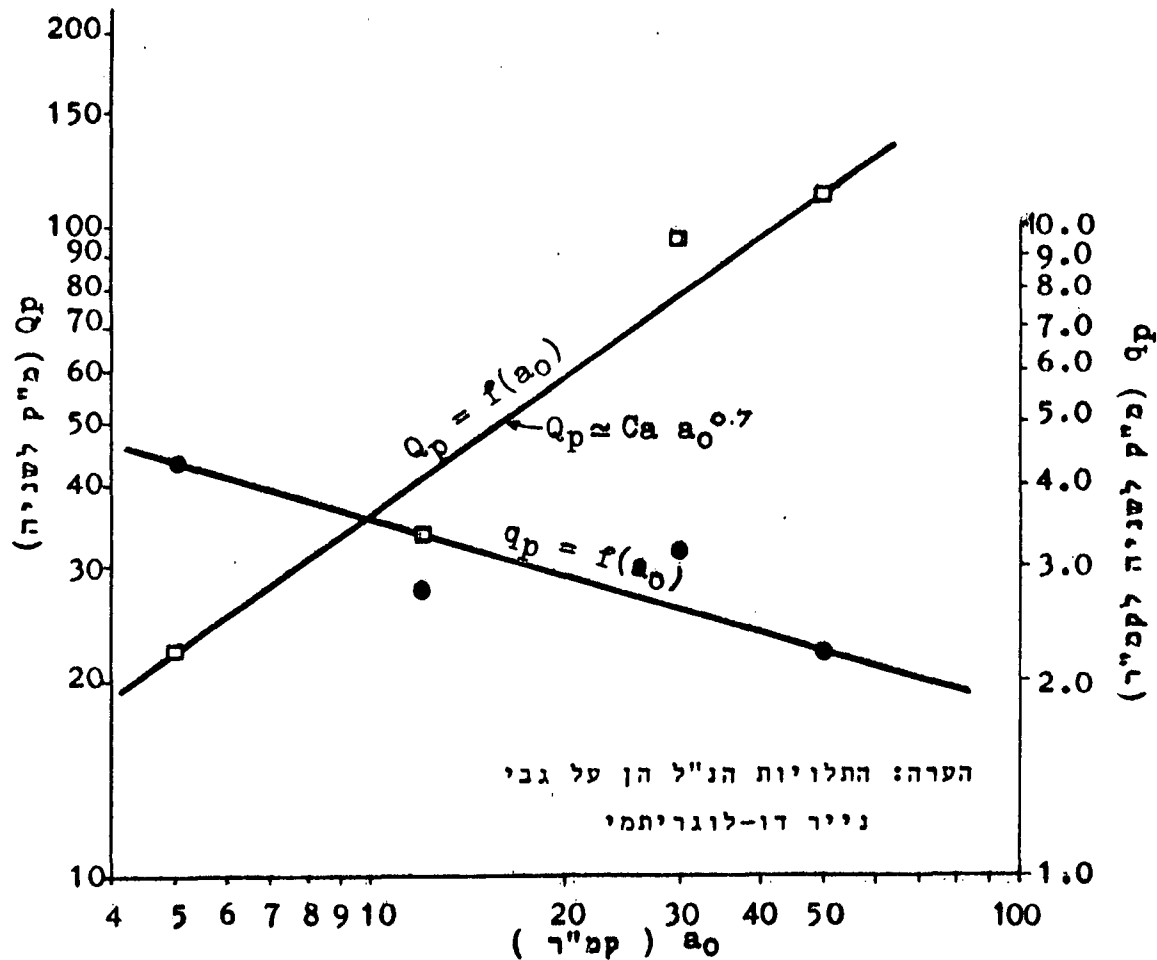
א. (1). שימוש בנייר דו-לוגריתמי

השימוש בנייר דו-לוגריתמי מקובל במקרים אלה, מאחר והפונקציה המתארת את התלות המבוקשת הינה, בדרך כלל, בצורה: $Q_p = c a_o^n$. לכן, סורטטו הערכים המתאימים של Q_p ו- a_o על גבי נייר דו-לוגריתמי - ראה תרשים להלן. התקבל פיזור גדול יחסית, באופן שהעברת קו רגרסיה על סמך ארבעת הנקודות עלול לגרום לסעויות גדולות יחסית.

אי לכך, חושבו ערכי הספיקות היחסיות - $q_p = (Q_p/a_0)$:

מספר סידורי		1	2	3	4
a_0	קמ"ר	5.0	12.0	30.0	50.0
q_p	מ"ק לשניה לקמ"ר	4.4	2.75	3.17	2.2

אם אמנם תחומי ההתנקזות זהים בתכונותיהם והסופה שגרמה לספיקות השיא אף היא היתה זהה - צריכים ערכי q_p לקטון בהחמדה עם הגידול ב- a_0 . הערכים 2 או 3 שבטבלה הנ"ל (וכן בחרשים שלהלן) נוגדים את המגמה הצפויה: ספיקת השיא מתחום 3 הינה גדולה מדי או/ו ספיקת השיא מתחום 2 קטנה מדי. אי לכך נעביר קו ישר בין נקודות 1 ו-4 (ראה בתורשים שלהלן).



בהתאם לכך הועברו הקווים המייצגים את תלות q_p ותלות Q_p ב- a_0 , על גבי הנייר הדו-לוגריתמי.

(2) שימוש בנייר מילימטרי

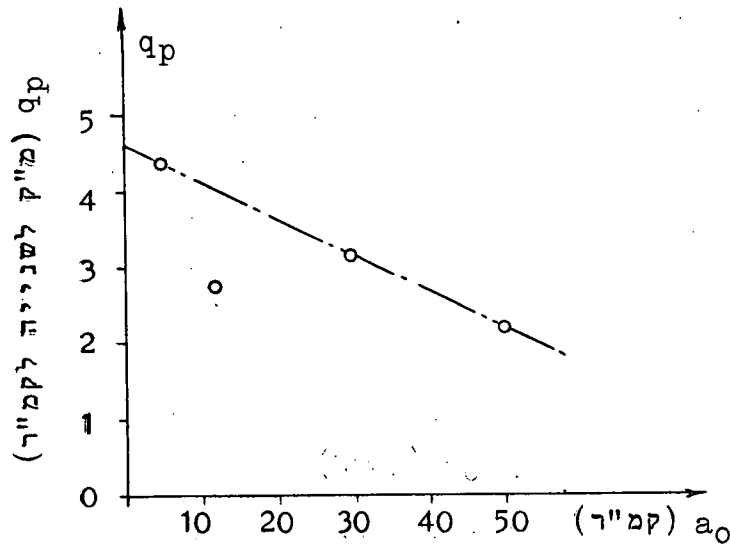
סרטוט ערכי $(a_0 ; q_p)$ על גבי נייר מילימטרי מורה - כי אפשר להעביר קו ישיר דרך שלוש נקודות, כאשר רק נקודה 2 (מתחום 2) הינה חריגה (נמוכה מדי).

כלומר: מחקבל ש- q_p

משתנה באופן

פרופורציונלי

הפוך ל- a_0 .



ב. על סמך הציורים שב- (1) ו- (2) לעיל חושבו ספיקות התכן המבוקשות וסוכמו להלן:

אומדן Q_p מומלץ לתכנון	על פי תלות (2)		על פי תלות (1)		a_0
	(Q_p)	(q_p)	(Q_p)	(q_p)	
65	68	4.2	58	3.5	10 קמ"ר
40	42	3.7	35	2.9	20 קמ"ר

הערות: q_p במ"ק לשנייה לקמ"ר; Q_p במ"ק לשנייה.

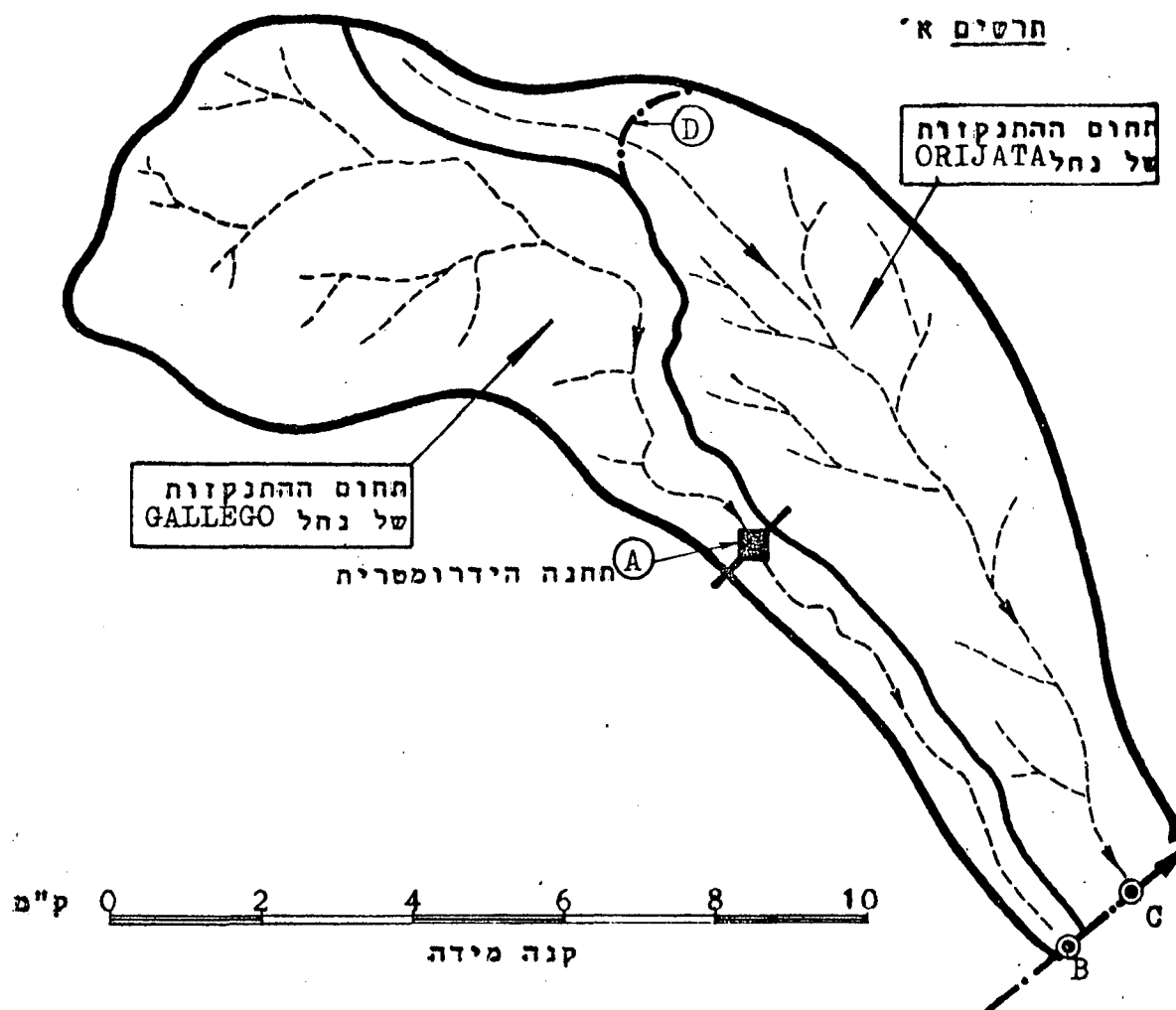
מסחר, שאם כי קיים הבדל בין התוצאות המתקבלות על פי תלות (1) לבין אלה המתקבלות מתלות (2) - אין ההבדלים ניכרים. לפיכך, ניתן להמליץ על ספיקות תכן מתאימות - ראה בטבלה לעיל.

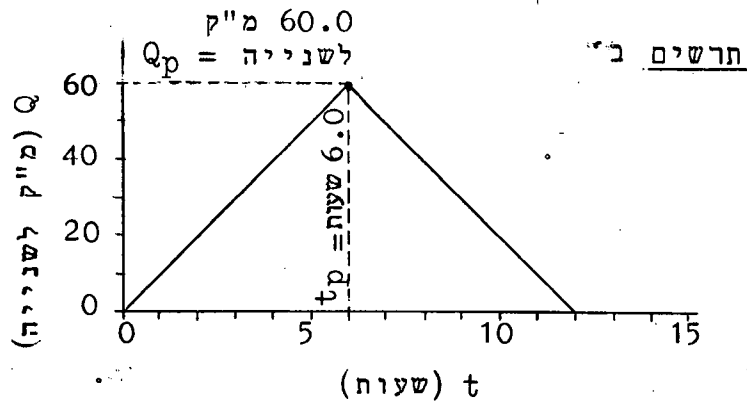
דוגמה 3.8: השפעת תחום התנקזות שמורדו צר וארוך
נחון: תחום ההתנקזות של נחל Gallego, בקולומביה (באזור שאליו
מתייחס דוגמה 3.6) הינו צר וארוך במורדו (ראה תרשים א'
להלן).

בנקודה A הוקמה תחנה הידרומטרית ונמדד בה ההידרוגרם שיא,
שצורתו הינה משולש שווה שוקיים בקירוב (ראה תרשים ב' להלן).
שטח תחום ההתנקזות עד לנקודה A הוא כ-33.0 קמ"ר ועד לנקודה
B, הנמצאת במורד נקודה A במרחק של כ-7.0 ק"מ הוא
כ-38.0 קמ"ר. המהירות הממוצעת באפיק בקטע B-A הוערכה
בכ-1.0 מ' לשנייה, בעת מעבר ספיקת השיא.

דרוש:

להעריך את ההידרוגרם הצפוי בנקודה B.





פתרון:

א. פתרון ע"י סופרפוזיציה

(1) נתייחס אל שני חלקי תחום ההתנקזות - עד לנקודה A ובמורד לנקודה A ועד לנקודה B - כאל שני תחומי התנקזות. הידרוגרם התחום המעלי נתון בעוד שההידרוגרם הנתרם ע"י התחום המורדי אינו ידוע. משך הריכוז בתחום התנקזות B-A הוא בקירוב:

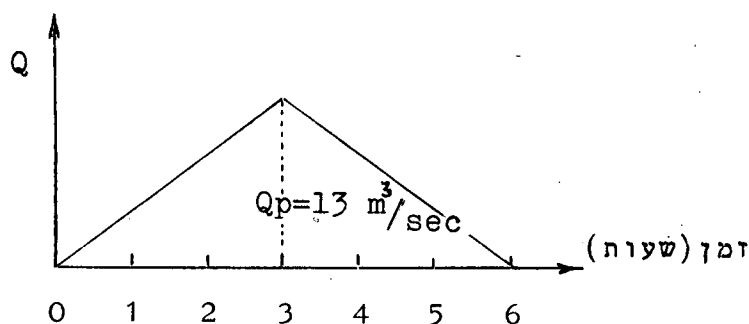
$$(T_c)_{A-B} = \frac{L}{v_{ave}} = \frac{7,000}{0.7 \times 1.0 \times 3,600} = 2.85 \text{ שעות} \approx 3 \text{ שעות}$$

(המהירות הממוצעת לגיאות שווה כ-70% (0.7) מהמהירות בעת מעבר ספיקת השיא - ראה סעיף 3.3.3). על סמך התרשים שבדוגמה 3.6, ניתן לאמוד את ספיקת השיא בתחום זה (עבור שטח של 5.0 קמ"ר = 33.0 - 38.0) כ-13 מ"ק לשנייה בקירוב, ואת נפח הגיאות בכ-0.14 מלמ"ק (עבור אותה סופה היתה ספיקת השיא בנקודה A כ-60 מ"ק לשנייה). אם נניח, שמשך הריכוז בקטע B-A היה שווה ל- t_p בהידרוגרם תרומת תחום B-A וכי גם במקרה זה ההידרוגרם הוא שווה שוקיים (כאומדן), יתקבל ההידרוגרם המתואר להלן.

נפח הנגר בהידרוגרם זה הוא:

$$U_R = \frac{1}{2} \times 6.0 \times 3,600 \times 13 = 140,000 \text{ מ"ק}$$

(מתאים לערך שנחזה!).



(2) באופן פשטני, אם מזניחים את השפעת הילוך הגיאות A בקטע B-A ניתן להניח: שההידרוגרם הכולל בנקודה B יהיה סופרפוזיציה של ההידרוגרם הנתון (A) וזה שחושב עבור תחום B-A. הסופרפוזיציה מבוצעת, במקרה זה, כשמרווח הזמן בין ההידרוגרמים הוא 3 שעות - ראה תרשים להלן.

(3) תוצאות הסופרפוזיציה

מורות - כי, בהנחות

שנעשו, התחום הצר

והארון (B-A) אינו

משפיע על ספיקת

השיא והשפעתו על

ההידרוגרם הכולל

הינה מועטה.

למעשה, החלק

המורדי, הצר

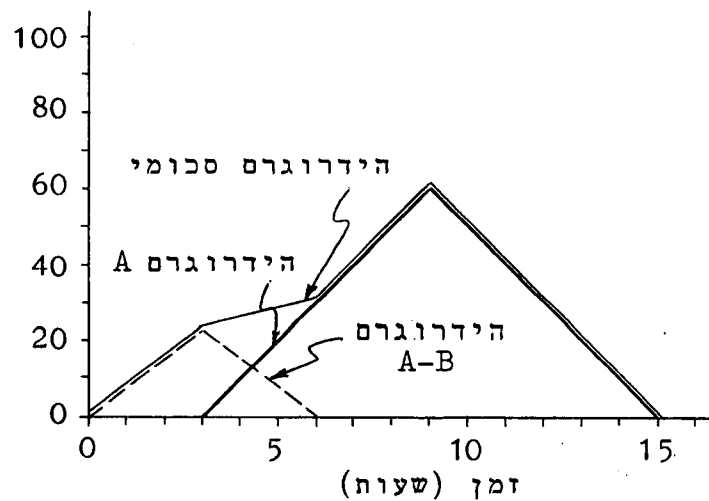
והארון, משפיע

על Q_p - בכיוון

להקטנתו. הדבר

נגרם עקב הילוך

הגיאות מ-A ל-B,



מבלי שישנה תוספת משמעותית בו-זמנית בנגר (ראה ב' להלן).

ב. פתרון ע"י הילוך פשטני של הגיאות

כתוצאה מהילוך הגיאות, ההידרוגרם A מופיע בנקודה B שטוח יותר ובעל בסיס ארוך יותר. במקום $(t_p)_A = 6$ שעות יהיה $(t_p)_B = 9$ שעות עבור ההידרוגרם הכולל: $[(t_p)_B \cong (T_c)_{A-B} + (t_p)_A]$. גם משך בסיס ההידרוגרם יגדל מ-12 שעות ל-18 שעות (הנחה פשטנית לשם שמירת הסימטריות).

בהזנחת תוספת הנגר בקטע B-A (אשר ניתן להווכח מ-A' לעיל כי אינה משנה באופן משמעותי את ההידרוגרם) - יהפוך ההידרוגרם

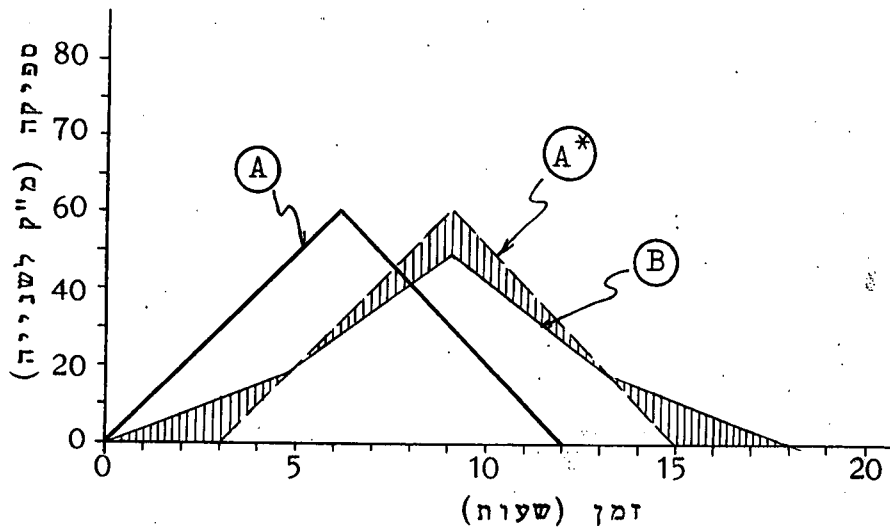
הנתון (A) לצורה (B), שבתרשים להלן. הפיכת ההידרוגרם A

להידרוגרם B נעשית תוך כדי שמירה על כך שנפח הנגר הכולל זהה

קבוע ותוך שמירה על הסימטריות, במקרה זה. ברור, שהנחות אלה

הינן פשטניות, אך הן מייצגות את השינויים החלים בהידרוגרם.

הסברים לתרשים:



(A) \equiv ההידרוגרם
הנתון

(בנקודה A).

(A*) \equiv תזוזת
ההידרוגרם

הנתון

לנקודה B,
ללא שינוי.

(B) \equiv שינוי ההידרוגרם עקב הילוכו מ-A ל-B, ללא תוספות מקטע A-B.
השינוי נעשה תוך שמירת שוויון בשטחים המקווקוים - שבתוך
הידרוגרם B לעומת אלה שמחוץ לו.
לאחר הערכת ההידרוגרם B ניתן להוסיף לו, ע"י סופרפוזיציה,
את ההידרוגרם תרומת תחום A - B.

הערה:

אם לא היינו מתחשבים בצורה המיוחדת של תחום ההתנקזות (בהשפעת הצורה
על ההידרוגרם), היה מתקבל ההידרוגרם שבו: $t_p = 9$ שעות בקירוב;
 $T_B = 18$ שעות בקירוב; וספיקת השיא בו כ- 68 מ"ק לשנייה (בהתאם
לתרשים תלות Q_p ב- a_0 , שבדוגמה 3.6, עבור $a_0 = 38$ קמ"ר). כלומר:
היתה מתקבלת ספיקת שיא הגדולה בכ-15 עד 20 מ"ק לשנייה מזו שהוערכה
ב-ב' לעיל; גידול של 25% לפחות - ללא הצדקה.

דוגמה 3.9: משך הריכוז מתחום התנקזות צר וארוך בחלקו המעלי.

נתון:

תחום ההתנקזות של נחל ORIJATA מתואר בתרשים א', שבדוגמה
3.8.

דרוש:

להסביר כיצד יוערך משך הריכוז לצרכי תכנון - בהתחשב
בצורת תחום ההתנקזות הנתון.

פתרון:

החלק, המעלי הינו צר וארוך. חלק זה, ששטחו קטן מאוד
יחסית לאורכו, יתרום מעט לנגר העילי ולספיקות השיא, אך

עלול להגדיל את משך הריכוז התיאורטי (על פי ההגדרה המקובלת)
באופן משמעותי. מאחר ובלאו הכי $t_R < T_C$ (תחום ההתנקזות הינו
בגודל בינוני) - ההגדלה הממשית עשויה להתבטא בעיקר בהארכת
זנב ההידרוגרם (עקום הדעיכה). לכן, יש להתייחס אל תחום ההתנקזות
כאילו הסתיים בנקודה D , ולקצרו בהתאם.
הקביעה ש - $t_R \ll T_C$, מקורה בכך שגשמי החכך באיזור הנידון
הינם קצרים יחסית, בדרך כלל עד לשעה אחת.

פרק 4 : הערכות נפחי נגר על
סמך נתוני גשם.

4.1 מבוא

4.1.1 כללי

התפקידים המוטלים על ההידרולוגיה ההנדסית הם להעריך ולחזות זרימות (נפחי נגר, הידרוגרמים וספיקות שיא) הצפויות מסופות שונות ובתקופות חזרה שונות. מטרות אלה ניתנות להשגה באמצעים שונים: ע"י ניתוח פיסיקלי והסתמכות על נתוני גשם חזויים (לאחר שנמצאו או הוערכו קשרים בין הגשם לנגר), או - באמצעות ניתוח סטטיסטי של הזרימות בעבר (ראה קונטרס מס' 3 וקונטרס מס' 6). ההסברים שנתנו בפרקים הקודמים הבהירו את מורכבות תופעת הנגר, שהוא תופעה אקראית (סטורסטית) רב-פרמטרית. לעומתו הגשם, שאף הוא אקראי, פשוט יותר. ניתוח סטטיסטי של גשמים קל יחסית, לעומת ניתוח סטטיסטי של זרימות; בפרט - שבמרבית המקרים אין מידע מספיק (או שאין מידע כלל) על אודות זרימות, בעוד שהמידע על אודות הגשמים רב בהרבה.

יש להדגיש, שבכל מקרה, התבססות על מידע קיים של זרימות יאפשר הערכה טובה יותר מאשר ללא מידע זה. ההערכה טובה יותר ככל שהמידע אודות הזרימות והגשם רב יותר. כאשר אין ברשותנו מידע אודות זרימות - ההערכות הינן בחזקת סדרי גודל בלבד וחשובן דורש שיפוט הנדסי המושתת על נסיון בתחום ההידרולוגיה ההנדסית.

בכל מקרה בו אנו מנסים לחזות את הזרימות הצפויות אנו חורגים מתחום המידע המדויק. הכרת והבנת התופעות יאפשרו הערכות קרובות יותר למציאות.

בפרק זה אנו מתייחסים אך ורק אל נגר עילי ישיר, אף אם לא נאמר כך בפירושו.

4.1.2 חשיבות הערכת נפחי נגר

להערכת נפחי נגר חשיבות מהאספקטים הבאים:

- (א) בתכנון מאגרים - בתכנון מאגרים לאגירה עונתית, שנתי או רב-שנתית וכך בתכנון מאגרים להילוך גיאוויות (להגנה בפני שטפונות) יש חשיבות תכנונית לנפחי נגר סופתיים או/ו שנתיים.
- (ב) על סמך נפחי הנגר הסופתיים ניתן להעריך, במקרים רבים, את ספיקות השיא הצפויות ואת ההידרוגרמים הצפויים (לאחר שהוערכו גם הפרמטרים האחרים - ראה סעיפים 5.2.3 ו-5.3.2).
- (ג) נפחי הנגר השנתיים מציינים את פוטנציאל המים מתחום ההתנקזות והשתנות משנה לשנה, או חדירותם, מסייעת להערכת כמויות המים הזמינים הניתנים לניצול.

4.2 הערכת נפחי נגר עילי סופתי על סמך נתונים

4.2.1 ב ל ל ז

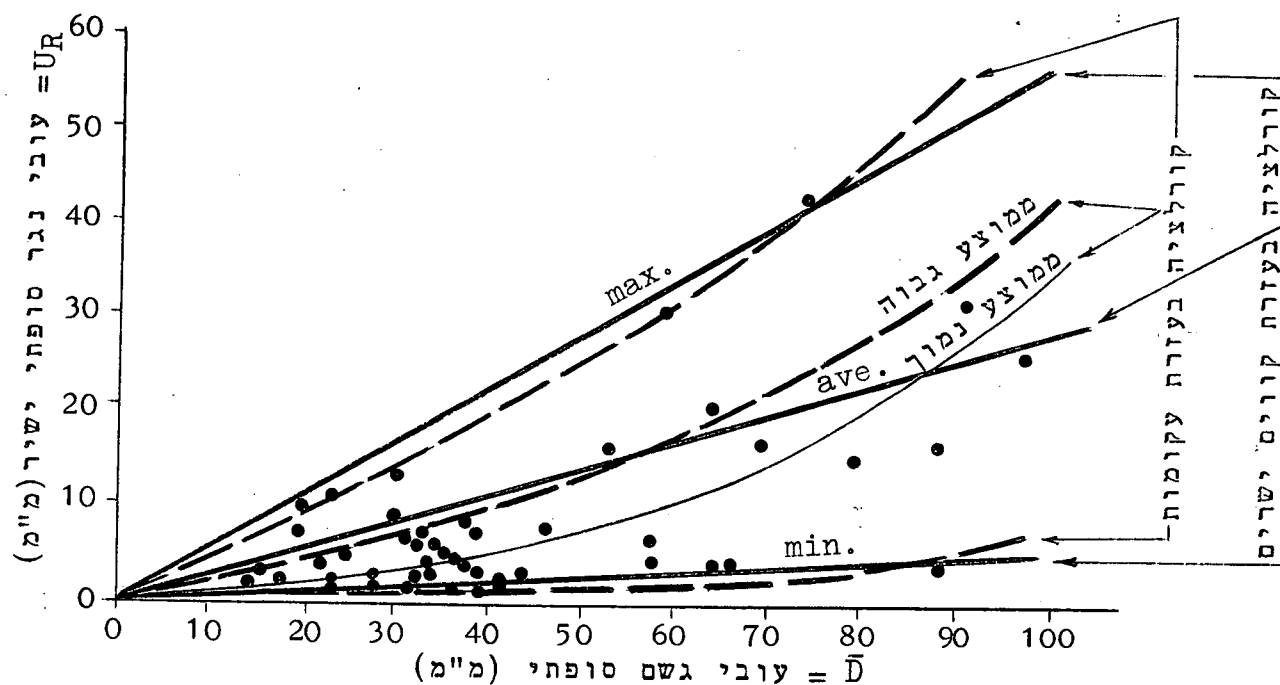
הערכת נפחי נגר עילי סופתי על סמך נתונים מושתתת על הקשר, או הקשרים, שבין הנגר לבין הגשם. קשר זה יהיה משמעותי אם הפרמטרים יהיו אחידים ואם הסופות המתאימות (המשמשות לניתוח ההידרולוגי) תכסינה את תחום ההתנקזות כולו באופן אחיד, פחות או יותר. לשם כך רצוי, אם הדבר אפשרי, לחלק את תחום ההתנקזות לתחומי משנה הומוגניים - מבחינת התכונות העיקריות (המבנה הגיאולוגי והפדולוגי, כיסוי השטח ועיבודו). נתוני זרימה במוצא מכל "תחום התנקזות משני הומוגני" ונתונים סימולטניים של גשם - עשויים לאפשר מציאת קשר בין גשם לבין נגר. הוספת פרמטר רטיבות הקרקע עשויה לשפר במידה רבה את הסיכויים למצוא קשר זה.

יש להעיר, שעל פי רוב - הקשרים הם בין הנגר לבין הגשם הממוצע על פני תחום ההתנקזות, ולא לבין הגשם הנקודתי.

4.2.2 הערכות על סמך קורלציה פשוטה בין גשם לבין נגר

הדרך הפשוטה ביותר היא - לחפש קשר פשוט בין נפחי הנגר הסופתי (U_R) ובין עובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום

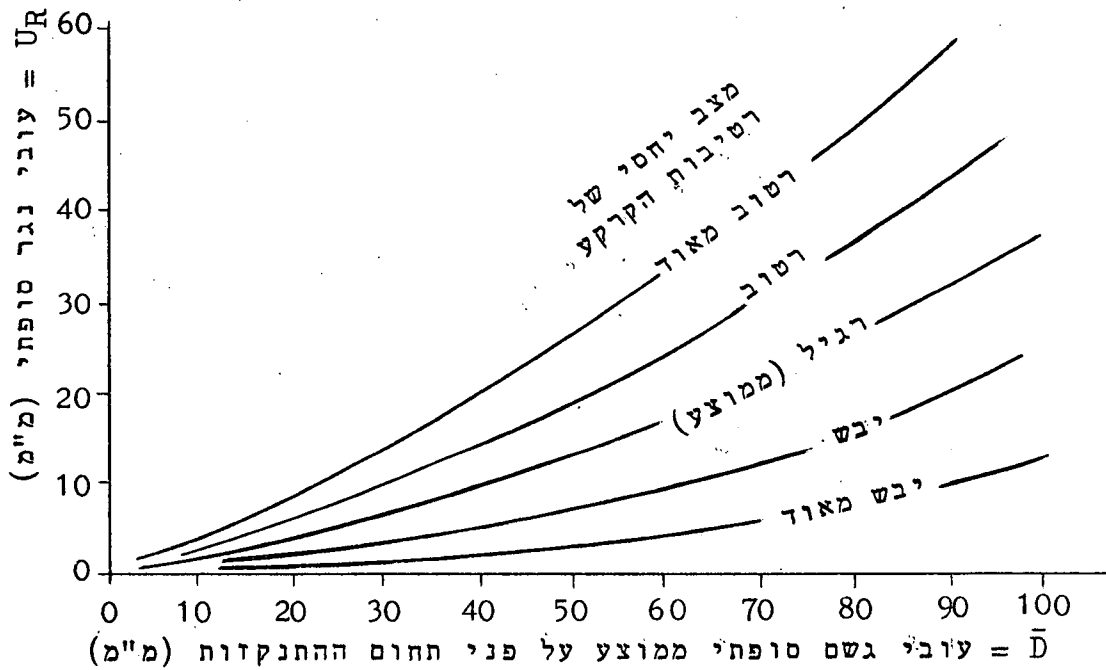
ההתנקזות \bar{D}_a . נפחי הנגר הסופתי מבוטאים ביחידות עובי - U_R נפח הנגר מחולק בשטח תחום ההתנקזות (ראה ציור 59) או ביחידות נפח U_R



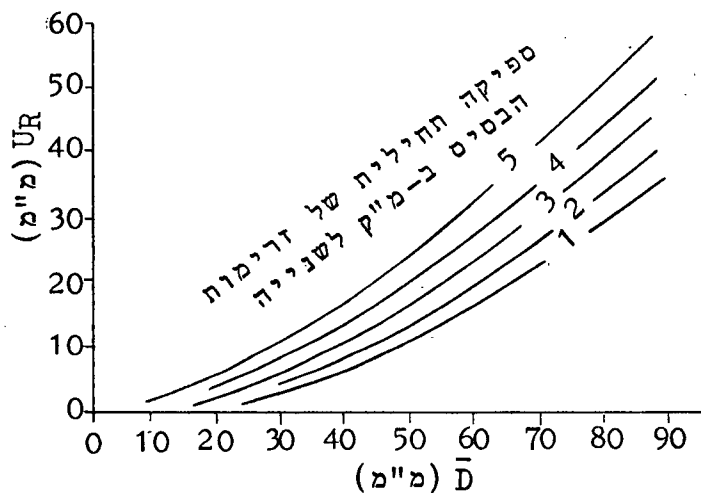
ציור 59: עקומים אופייניים של תלות הנגר העילי הסופתי הישיר בגשם הסופתי הממוצע על פני תחום התנקזות (עבור Whiteoak Bayon, על יד Texas, Huston). הנחונים מחוץ Richards & Strahl (1967).

כפי שמומחש בציור 59, בדרך כלל, אין אפשרות למצוא קשר חד-ערכי בין עובי הגשם הסופתי הממוצע ובין הנגר הסופתי. ניתן לבטא את הקשר הנ"ל באמצעות סדרת עקומים, או קווים, אשר כל אחד מהם עשוי לייצג תנאים תחיליים מסויימים השוררים בתחום ההתנקזות - שבכל אחד מהם האיבודים שונים בגודלם. ההבדלים בין תלות המינימום (קו min. או עקום min.) לבין תלות המכסימום (קו max. או עקום max.) עלולים להיות גדולים מאוד. על אף ההבדלים הנ"ל - ניתן להעריך באמצעות הקורלציה המכסימלית את נפח הנגר המכסימלי הצפוי מסופות שונות. כאמור, ניתן לייחס את הנחונים למצבים שונים של רסיבות קרקע (ובהתאם לכך - איבודי חידור שונים) - כגון אלו המתוארים בציור 60, שהוא למעשה הצגה שונה של הנובע מנחוני ציור 59, או - לזרימות בסיס

בספיקות תחיליות שונות (ראה ציור 61); ספיקות זרימות הבסיס עשויות להיות אינדיקטיביות למצב רטיבות הקרקע. דוגמה טובה להשפעת רטיבות הקרקע - ראה בציור 57.



ציור 60: עקומי נגר גשם סופתיים עבור מצבים יחסיים שונים של רטיבות קרקע - עבור Whiteoak Bayon, לפי Richards & Strahl (1967)



ציור 61: עקומי נגר-גשם סופתיים עבור ספיקות תחיליות שונות של זרימות בסיס (המקור והסמלים - ראה ציור 60).

בציורים 59, 60 ו-61 ניתן להבחין כי התלות שבין הנגר ובין הגשם אינה לינארית; ככל שעובי הגשם הסופתי הממוצע גדול יותר העובי היחסי של הנגר גדל. תופעה זו הוסברה והומחשה בסעיף 1.2, בדוגמה 1.2 וכן בדוגמה 4.1.

התחשבות בפרמטרים נוספים מחייבת שימוש בשיטות מורכבות יותר - ראה סעיף 4.2.3.

לאחר שנמצאה תלות, או תלויות כנ"ל, בין הנגר לגשם - ניתן להעריך את נפח גיאויזות התכן על פי גשמי תכן (גשם ממוצע על פני תחום ההתנקזות). השימוש בעקומי הקורלציה יעשה בהתאם למקרה. למשל: הערכת גיאויזות תכן במטרה למנוע שטפונות תעשה תוך הנחת תנאי רטיבות קרקע - רטוב או אף רטוב מאוד, בכדי להיות לצד הבטחון.

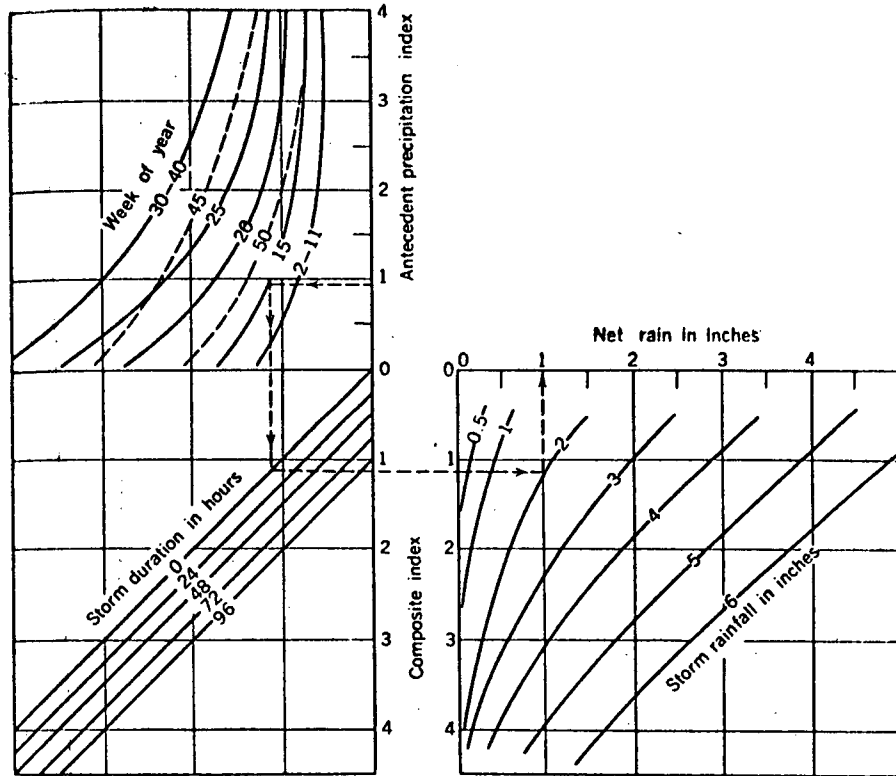
4.2.3 הערכת נפחי נגר סופתיים על סמך שעורי חידור וגשם סופתי
הערכת נפחי נגר סופתי ישיר על סמך אינדקסי חידור, או הערכות של שעורי חידור, - הוסברה והומחשה בסעיף 4.4.2 והודגמה בדוגמאות שונות בסעיף 4.5, שקונטרס מס' 4. בעת התיחסות לשעורי חידור - חשובה מאד עוצמת הגשם הממוצעת בכל אזור שווה כושר חידור. בדומה לאמור בסעיף 4.2.2 - גם במקרים אלה לא יהיו אינדקסי חידור חד משמעיים; יתקבלו טווחי השתנות של האינדקסים בהתאם למצב התחילי של רטיבות פני הקרקע.

4.2.4 הערכת נפחי נגר סופתי בשיטות אחרות (קורלציה מרוכבת ומודלים פיסיקליים).
השיטות שנסקרו לעיל, בסעיפים 4.2.2 ו-4.2.3, הינן שיטות פשוטות יחסית, שבמקרים רבים עשויות לספק את צרכי המהנדס המתכנן. לרשות ההידרולוג עומדות שיטות נוספות, שעל אף מגבלותיהן, הן עשויות לאפשר הערכות סבירות של נפחי הנגר. אין אנו ממליצים שיעשה שימוש בשיטות אלה, שיוזכרו להלן, ע"י מהנדס שאינו הידרולוג מומחה.
השיטות הנוספות הן משני סוגים:

(א). קורלציה מרוכבת (multiple correlation) - באמצעותה מנסים למצוא קשרים בין הגשם ובין הנגר תוך שימוש במספר פרמטרים, למשל: תנאי רטיבות תחיליים, הזמן - המיוצג ע"י השבוע בשנה, או החודש, ומשך הגשם. קורלציה מרוכבת מעין זו מוצגת לדוגמה בציור 62. יש ומוסיפים פרמטרים נוספים,

- כגון: המילוי החוזר - basin recharge - ראה Linsley (1958) .
יש לזכור, כי לקורלציות הנ"ל (כמו לכל שאר הקשרים שבין
הנגר ובין הגשם) יש ערך מקומי בלבד, או - לכל היותר יש
ערך אזורי; לכן מובן שאין לאמץ לשימוש כולל עבור אזורים
אחרים, או תחומי התנקזות אחרים, שאינם זהים בתכונותיהם
ו/או שאינם נחונים לסופות בעלות תכונות זהות.

Relation between gross storm rain and net storm
rain (direct surface runoff) with allowance for modifying factors
through multiple correlation, Hocking River at Athens, Ohio
(based on data for the 11-yr period 1940-1950).



Adapted from Ralph F. Kresge and Tor J. Nordenson, "Flood Frequencies Derived from
River Forecasting Procedures," PROCEEDINGS ASCE, LXXXI, Separate No. 630 (1955),
10.

ציור 62: קורלציה מרוכבת בין עובי גשם סופתי ובין
עובי גשם סופתי עודף (נגר) - דוגמה.

הערה: המונח Antecedent Precipitation Index מוסבר
ב- ב' (1) להלן.

ב. שיחזור באמצעות מודלים פיסיקליים

השיחזור באמצעות מודל פיסיקלי מנסה לחקות את תופעת הנגר,
תוך פישוט מסויימים, אך בהתחשבות בפרמטרים העיקריים.
יתרון השיחזור הוא בהיותו רציף לעומת התלויות שתוארו עד
כה - המתבססות על תופעות בדידות (סופות בודדות ללא קשר
ביניהן).

הרציפות מתבטאת בכך - שהשיחזור נעשה עבור כלל עונת הגשמים; גם כאשר מעוניינים בסופה מסוימת - החישובים מתבססים על התהליכים ההידרולוגיים (הגשמים ההתאדות וכו') מתחילת העונה ועד להופעת הסופה המסוימת.

המודלים המוכרים, לפי סדר כרונולוגי, הם:

$$\text{Antecedent Precipitation Index} = \text{API} \quad (1)$$

$\text{Antecedent Precipitation Index} = \text{API}$ הוא מדד המשקעים (הגשם), המייצג את תנאי רטיבות הקרקע שהיתה לפני תחילת הסופה. מדד זה מנסה לתת משקל שונה לסופות בהתאם לתנאי רטיבות הקרקע. הוא מחושב באופן הבא:

(א) בהתחלת עונת הגשמים קובעים ערך תחילי ל-API (אם היתה תקופת יובש ממושכת ניתן לקבוע $\text{API} = 0$).

(ב) מדי יום מקטינים את המדד ע"י כפילתו במקדם R הקטן מ-1.0 (בדרך כלל $0.80 \leq k \leq 0.98$). הפחתה זו מייצגת את השפעת ההתאדות על רטיבות הקרקע.

(ג) בכל יום מוסיפים את הגשם היומי, אם ירד גשם, למעשה, צריכים להוסיף רק את הגשם פחות הנגר, כי הנגר לא מתווסף לרטיבות הקרקע; אולם - תיקון זה אינו מצדיק את תוספת החישובים (פ. מירו ו-י. בונה (1966)).

במקרה זה, מניחים שדעיכת הרטיבות היא בצורה לוגריתמית:

$$(API)_{t_0+t} = (API)_{t_0} \times (k)^t$$

כאשר $(API)_{t_0}$ = האינדקס התחילי; $(API)_{t_0+t}$ = האינדקס לאחר t ימים מזמן t_0 , כאשר אין תוספת גשם בימים אלה; k = מקדם הדעיכה.

מכאן ברור, שאם הגשם ירד כאשר הקרקע היתה פחות רטובה - האינדקס יהיה נמוך (קטן) יותר מאשר אם אותו גשם ירד כאשר הקרקע תהיה רטובה יותר.

the first of these is the fact that the
the second is the fact that the

the third is the fact that the

the fourth is the fact that the

the fifth is the fact that the

the sixth is the fact that the

the seventh is the fact that the

the eighth is the fact that the

the ninth is the fact that the

the tenth is the fact that the

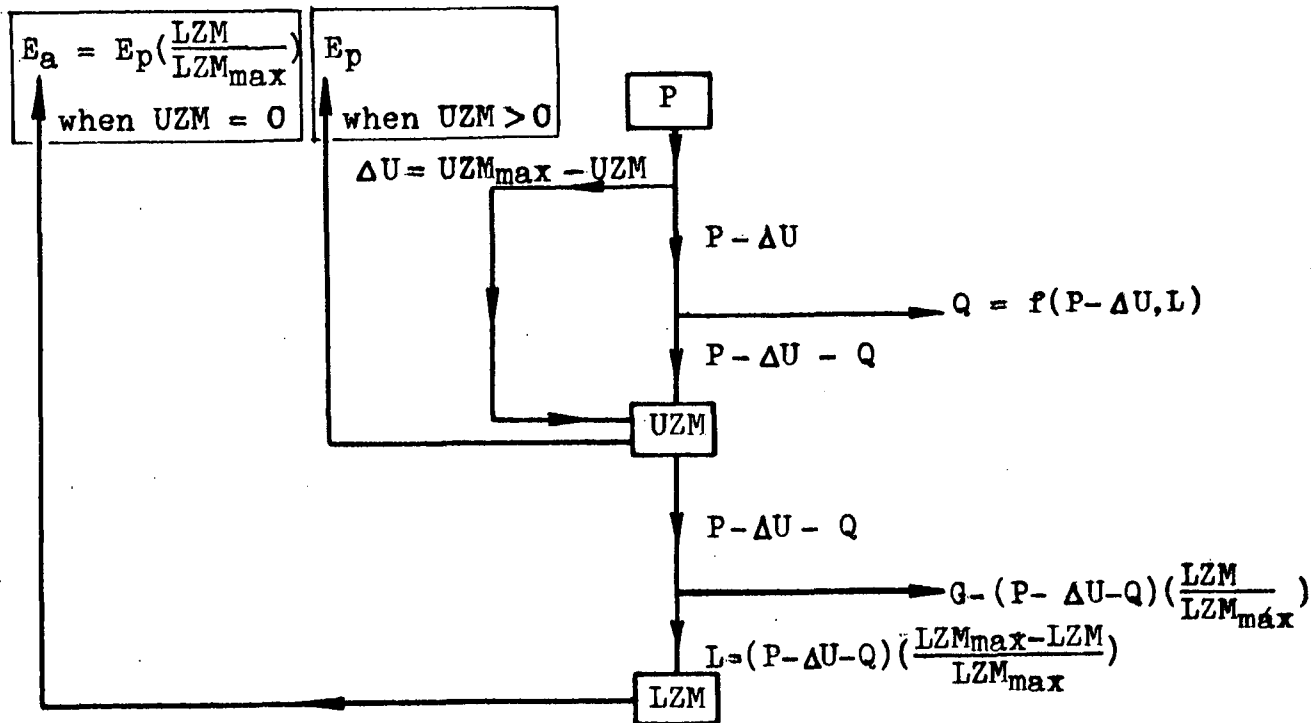
מדד זה, API, משמש לשם מציאת קורלציה ישירה, או קורלציה מרוכבת, בין עובי הגשם הסופתי ובין הנגר העילי הסופתי הישיר (עובי הגשם הסופתי העודף) - ראה הדוגמה בציור 62.

המדד הנ"ל פשטני מדי וכשלעצמו - אינו מספיק לייצוג תופעת הנגר המרוכבת) אם כי נמצא יעיל, לצרכים מעשיים, במספר מקרים לא מועט).

(2) שיטת המאזן ההידרולוגי (מודל סטנפורד)

שיטה זו, שבה נעשה ניסיון לחקות את תופעת הנגר ע"י ביצוע מאזנים הידרולוגיים - יומיים, מוצגת באופן כללי באמצעות ציור 1, שבסעיף 1.1. חישוב הפרמטרים השונים מוסבר בסעיף 4.3 שבקונטרס מס' 4, ומסוכס בציור 63. השיטה פותחה ע"י לינסלי, קוהלר וחוקרים אחרים באוניברסיטת סטנפורד שבארזה"ב, ויושמה בארץ עבור נחלים שונים. בשיטה זו מתחשבים במצב הרטיבות שבפני הקרקע ובשכבה הפעילה (העליונה) - עד לעומק בית השורשים, בקירוב. חסרונה העיקרי של השיטה הוא בכך שהיא כוונה לביצוע מאזנים יום-יומיים, כלומר: מבוססת על חישוב הנגר על סמך גשמים יומיים. לכן, כאשר הנגר נגרם ע"י גשמים קצרי משך, כאשר התופעות "הרגעיות" דומיננטיות - עוצמות גשם רגעיות ושיעורי חידור רגעיים - המאזנים היומיים אינם מאפשרים שיחזור מוצלח של הזרימות. אי התאמה זו בלטה בעת שיחזור זרימות של נחלי אכזב בדרום הארץ. גם בנחלים שבהם שיחזור נפחי הזרימה היה סביר - ספיקות השיא המתאימות לא שוחזרו באופן משביע רצון. (למשל: בנחלי מרכז הארץ שבהם הזרימות הן עונתיות (מתפסקות), עם זרימות בסיס וזרימות תת-שטחיות דומיננטיות). יתרון השיטה, כאשר היא מתאימה, הוא בכך - שניתן לבצע את המאזנים היום-יומיים באמצעות מחשב. המחשב מאפשר למצוא את הפרמטרים ההידרולוגיים (רטיבות מכסימלית בפני הקרקע ובשכבה הפעילה) בשיטת הניסוי והטעייה (trial and error) בקלות יחסית - על סמך נתונים סימולטניים מדודים של גשם ושל נגר ממספר מצומצם יחסית של שנות מדידה (בפרט כאשר תוכניות המחשב מוכנות מראש). השיטה מאפשרת להכין שתי מערכות של עקומים, אשר באמצעותן ניתן לחשב את נפחי הנגר היומיים על סמך נתוני עובי גשם יומי (ראה ציור 64 להלן או - על סמך מערכת עקומים אחת (ראה דוגמה 4.3).

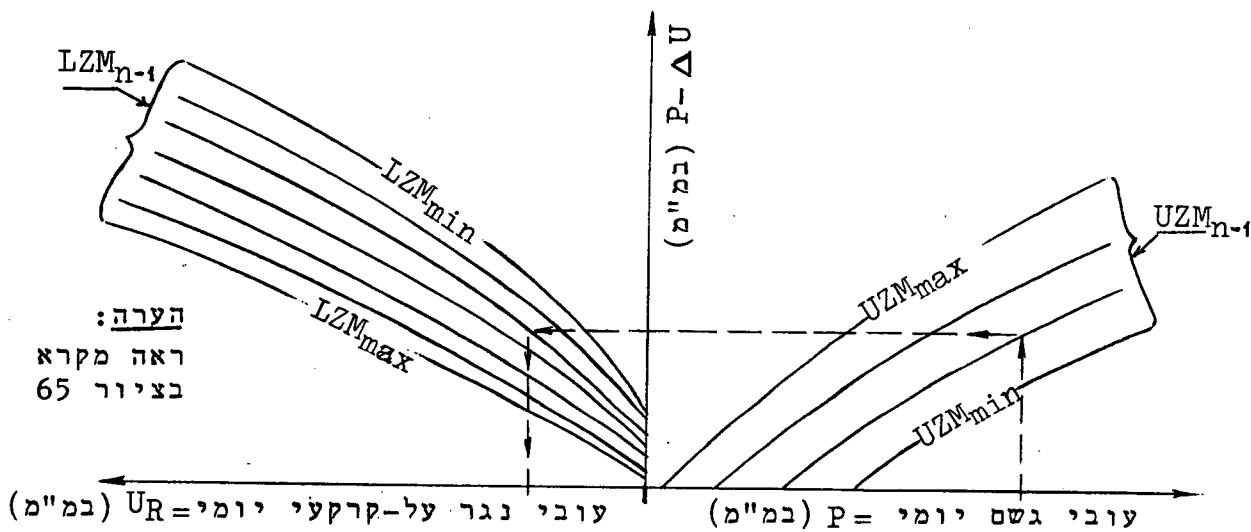
ציון 63: תורים לחישוב רטיבויות הקרקע -
FLOW DIAGRAM OF MOISTURE ACCOUNTING PROCEDURE =



מקרא:

Legend:

- P - Average daily rainfall, mm
- E_p - Daily potential evapotranspiration, mm
- E_a - Actual evapotranspiration, mm
- Q - Mean daily stream flow, mm
- G - Daily percolation to ground water, mm
- U_{ZM} - Moisture in upper soil storage, mm
- L_{ZM} - Moisture in lower soil storage, mm
- $(U_{ZM})_{max}$ - Maximum moisture in upper soil storage, mm (assumed 15 mm)
- $(L_{ZM})_{max}$ - Maximum moisture in lower soil storage, mm (assumed 200 mm)



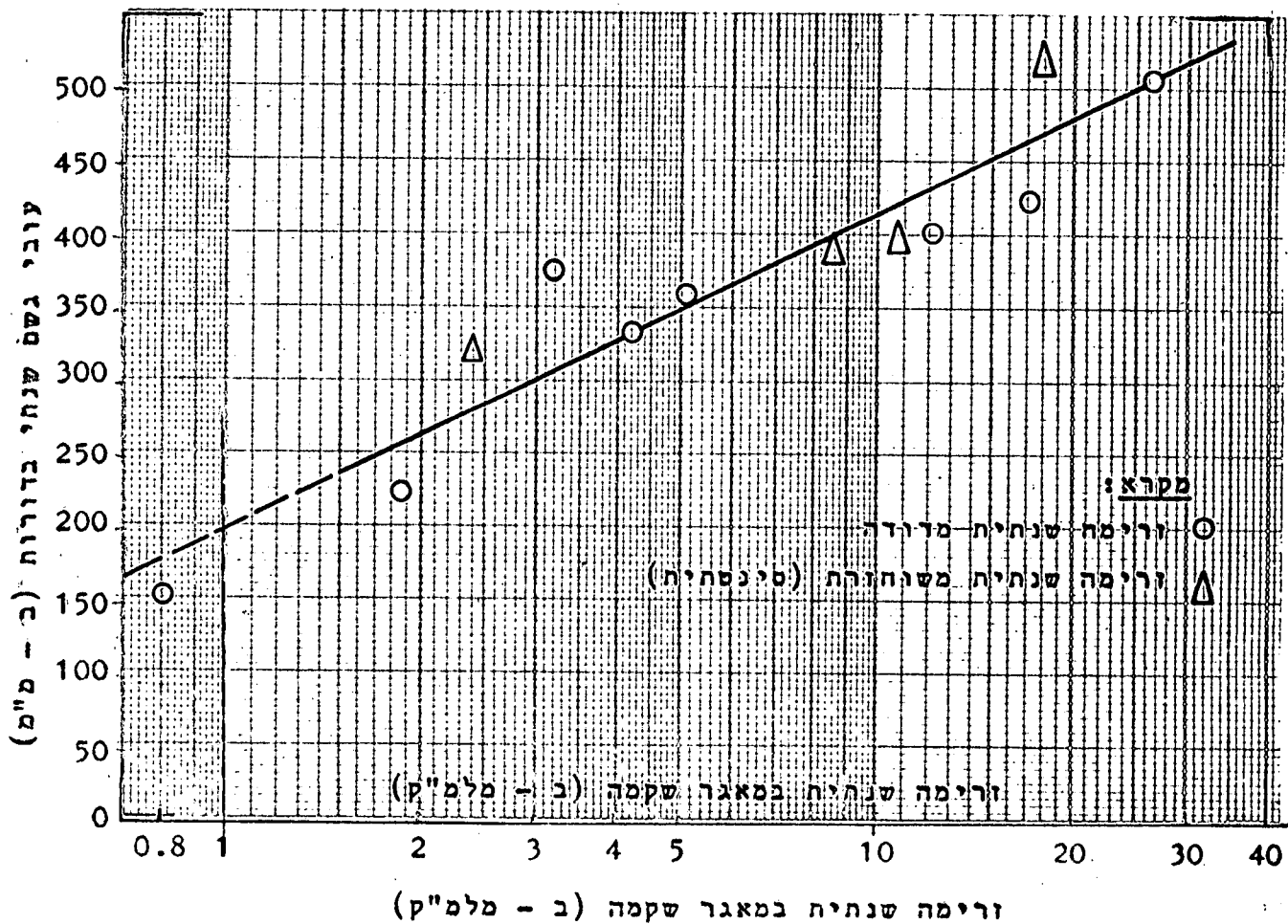
ציור 64: דיאגרמה לחישוב הנגר העל-קרקעי היומי על סמך עובי גשם יומי והרטיבות בפני הקרקע ובשכבה הפעילה. (פ. מירו ו-י. בונה (1966)).

(3) מודל משופר של שיטת המאזן ההידרולוגי

לאחרונה פותח מודל משופר, המשתדל להתגבר על מגבלות המודל שתואר ב-(2) לעיל. במודל זה הוכנס לשימוש כפרמטר - שיעור החידור המשתנה בתלות ברטיבות הקרקע. ע"י כך ניתן להפעילו גם עבור גשמים קצרי משך. הקושי העיקרי בשימוש במודל זה הוא - במציאת ובהגדרת שיעורי החידור האופייניים לתחום ההתנקזות. קושי זה רב במיוחד כאשר תחום ההתנקזות אינו אחד מבחינת שיעורי החידור בחלקיו השונים. במקרים מעין אלה, חלוקת תחום ההתנקזות לאזורים שווי כושר חידור הינה הכרחית, אך עדיין מותרת קשיים במציאת פקטורי החידור השונים בכל אזור. וכך - הילוך הגיאות והחידור תוך כדי הזרימה.

4.3 הערכת נפחי נגר שנתיים וחוודשיים

במקרים לא מועטים, כמות הגשם השנתית מייצגת את אופי הגשמים במשך עונת הגשמים או במשך השנה ההידרולוגית; הוא הדין גם ביחס לכמות הגשם החודשית. במקרים אלה יש סיכוי למצוא מתאם (קורלציה) בין נפחי הנגר השנתיים או החודשיים ובין עוביי הגשם השנתיים או החודשיים. תלות מעין זו יכולה להיות מתוארת כקו ישר על גבי נייר לוגריתמי או דו-לוגריתמי (ראה דוגמאות בציורים 65 ו-66).



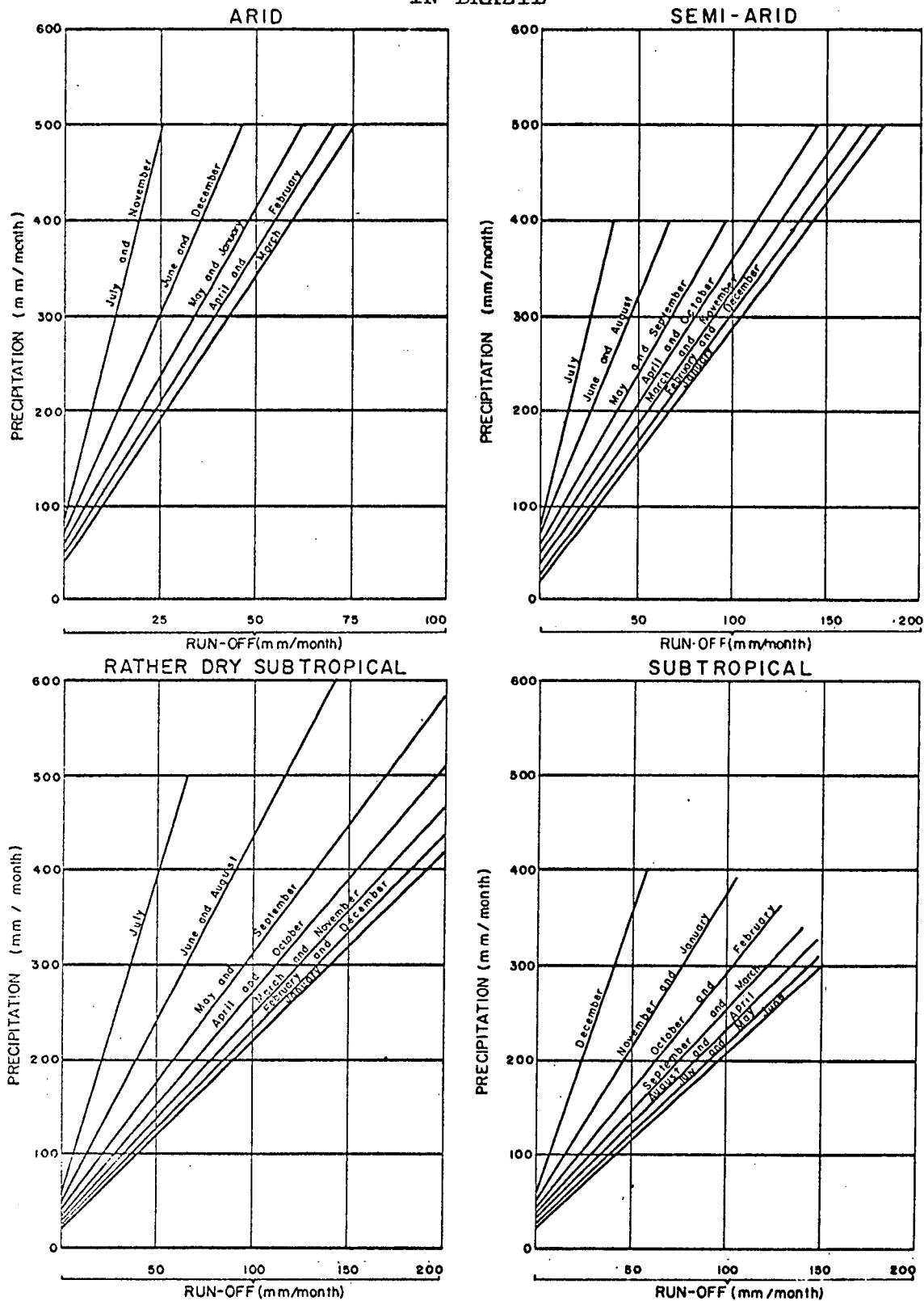
ציור 65: תלות נפח הזרימות השנתיות במאגר שקמה
בעובי הגשם השנתי בקיבוץ דורות.

במקרים מסויימים, ניתן אף למצוא קשר בין הזרימות השנתיות
בנחל אחד לבין נפחי הזרימות השנתיות בנחל אחר, המנקז תחום
התנקזות סמוך. קשרים מעין אלה עשויים לסייע לשיחזור זרימות
שנתיות בשנים בהן לא היו מדידות זרימה בנחל הנחון. קורלציה
פשוטה לא תמצא עבור נהרות, או עבור נחלים הניזונים ממקורות
מים רב-שנתיים (למשל: רשומיה של שנת בצורת יורגשו באיחור -
בשנה שלאחריה או בשנים שלאחריה).

נוסחאות קשר מוכרות, בין כמויות הגשם השנתיות (על פני תחום
התנקזות נתון) לבין נפחי הנגר השנתיים המתאימים, הינן:

TYPICAL MONTHLY RAINFALL-SURFACE RUN-OFF RELATIONSHIPS

IN BRAZIL



ציור 166 דוגמה לחלות עובי הגור החודשיים בעובי הגשם
 לקוח מדו"ח Tahal (1970).
 החודשיים -

א. ממוצע הנגר השנתי -

$$(4-2) \dots AUR = \alpha_w (AUP - PO)$$

כאשר:

AUR = הנפח השנתי הממוצע של הנגר העילי (ממוצע רב-שנתי).

AUP = נפח הגשם השנתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות.

PO = כמות גשם שנתי שפחות ממנה אין נגר.

α_w = מקדם התלוי באופי תחום ההתנקזות.

ב. נפח הנגר בשנה מסוימת

$$(4-3) \dots (UR)_n = \alpha_R (UP)_n + \beta_R (UP)_{n-1} - L_R$$

כאשר:

$(UR)_n$ = נפח הנגר השנתי בשנה n

$(UP)_n$ = נפח הגשם השנתי בשנה n

$(UP)_{n-1}$ = " " " בשנה $n-1$

α_R, β_R, L_R = מקדמים.

יש להעיר ש- β_R יכול להיות אפס - כאשר אין קשר לגשם משנים קודמות. כאשר הנחל הוא נחל איתן (נהר) - יש לשער ש- $\beta_R \neq 0$.

כאשר הנחל הוא נחל אכזב או עונתי (intermittent) - סביר להניח ש- $\beta_R = 0$. למקדם L_R ישנה אותה משמעות שיש למקדם PO בנוסחה (4-2).

נוסחאות דומות יכולות לשמש לערכת נפחי נגר חודשיים על סמך כמויות גשם חודשיות.

1. The first part of the document

2. The second part of the document

3. The third part of the document

4. The fourth part of the document

5. The fifth part of the document

6. The sixth part of the document

7. The seventh part of the document

8. The eighth part of the document

9. The ninth part of the document

10. The tenth part of the document

11. The eleventh part of the document

12. The twelfth part of the document

13. The thirteenth part of the document

14. The fourteenth part of the document

15. The fifteenth part of the document

16. The sixteenth part of the document

17. The seventeenth part of the document

18. The eighteenth part of the document

19. The nineteenth part of the document

20. The twentieth part of the document

21. The twenty-first part of the document

22. The twenty-second part of the document

4.4 הערכת נפחי נגר סופתיים עיליים ישירים בשיטת
(Soil Cover Complex Method) - S.C.C.

4.4.1 מ ב ב א

שיטה זו, המוסברת בסעיף זה, פותחה ע"י שרות שימור הקרקע (S.C.S.=Soil Conservation Service) של משרד החקלאות האמריקאי במטרה לאפשר הערכת נפחי נגר סופתיים ישירים הצפויים מסופות גשם בעובי נתון, כאשר אין כל נתוני זרימה, או - שנחוני הזרימה המדודים לא מאפשרים מציאת קשר בין הגשמים לבין הנגר. השיטה הוכנה ונבדקה על פי מידע הידרולוגי רב מכל רחבי ארה"ב. על אף הבסיס התיאורטי הרופף של שיטה זו, כפי שמוסבר בסעיף 4.4.2, חשיבותה העקרית היא בכך - שהיא מצמצמת את השיפוט האישי של המהנדס בקביעת הערכות הזרימה הצפויה ע"י כך - שהיא מעמידה לרשותו שיטה מסודרת, המושתתת על מקדמים מוכנים מראש המייצגים את השפעת הפרמטרים השונים. הפרמטרים בהם מתחשבת שיטה זו הם: סוג הקרקע, כיסוי הקרקע (הצמחייה) והעיבוד וכן - תנאי הרטיבות התחיליים בקרקע.

בהצטמצמה בנסיון להעריך נפחי נגר סופתיים ולא ביומרה להעריך את ספיקות השיא ואת הידרוגרם הזרימה - אין שיטה זו מסתבכת בפרמטרים נוספים, שחשיבותם ראשונה במעלה בקביעת הספיקות בעוד שהשפעתם על נפחי הנגר הסופתיים הינן משניות - ראה פרק 3. שימוש במימצאי שיטה זו להערכת הידרוגרמים וספיקות שיא - ראה סעיף 5.4. ודוגמה 5.7. ההסברים בסעיף זה עובדו על סמך - U.S.B.R (1962).

4.4.2 עקרונות השיטה

הונח, שהיחס שבין האיבודים במשך סופה מסויימת לבין האיבודים המכסימליים האפשריים מאותה סופה שווה ליחס שבין הנגר לבין הגשם מסופה זו, לאחר ניכוי האיבודים התחיליים (שלפני התחלת הזרימה). הנחה זו מבוטאת בנוסחה (4-4) להלן:

$$(4-4) \dots \frac{\bar{D} - \bar{F}a - U_R}{S} = \frac{U_R}{\bar{D} - \bar{F}a}$$

כאשר:

$$\bar{D} = \text{עובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות.}$$

$$U_R = \text{עובי הנגר הסופתי (נפח הנגר הסופתי מחולק בשטח תחום ההתנקזות).}$$

$$\bar{F}_a = \text{עובי ממוצע של ההפסדים התחיליים על פני תחום}$$

ההתנקזות מהסופה הנתונה (חידור תחילי, אוגר שלוליות

וכו'); רק כאשר $0 < (\bar{D}_a - \bar{F}_a)$ מתחילה זרימה.

$$S = \text{עובי האיבודים הממוצעים המכסימליים האפשריים בתחום}$$

ההתנקזות הנתון במשך הסופה הנתונה, החל מתחילת

הזרימה ועד לסופה (נקרא גם "האיבודים הפוטנציאליים").

ע"י חילוץ U_R מנוסחה (4-4) מתקבלת נוסחה (4-5):

$$(4-5) \dots U_R = \frac{(\bar{D} - \bar{F}_a)^2}{(\bar{D} - \bar{F}_a + S)}$$

בנוסחה (4-5) ישנם שני פרמטרים, שקביעתם מאפשרת את חישוב נפחי

נגר סופתיים על סמך עובי גשם סופתיים. פרמטרים אלה הם: S

ו- \bar{F}_a , המייצגים את התכונות הפיסיקליות של תחום ההתנקזות: סוג

הקרקע וצורת עיבודה (צורת פני הקרקע), הצמחייה והרטיבות

התחילית של הקרקע. ברור איפה, שאם התלות המבוטאת בנוסחה (4-5)

הינה נכונה בקירוב - הצלחת הערכת הנגר הסופתי תלויה במידת

ההצלחה להעריך את הפרמטרים S ו- \bar{F}_a .

כדי לפשט את השיטה ולהקטין את תלותה בהערכות סובייקטיביות של

הפרמטרים - נחקרה התלות שבין \bar{F}_a ל- S . מבדיקת נתונים ממספר רב

של תחומי התנקזות קטנים ובינוניים בכל רחבי ארה"ב, נמצא כי

ההפסדים התחיליים (\bar{F}_a) הם בדרך כלל כ-20% מ- S , כלומר:

ניתן להניח ש-

$$(4-6) \dots \bar{F}_a \approx 0.2 S$$

ע"י הצבת ערכו של \bar{F}_a מנוסחה (4-6) לנוסחה (4-5), מתקבל -

$$(4-7) \dots U_R = \frac{(\bar{D} - 0.2 S)^2}{(\bar{D} - 0.8 S)}$$

קשר זה, המוצג בנוסחה (4-7), הוא חד-פרמטרי; לפיו, הפרמטר S

קובע את הקשר שבין הגשם לנגר.

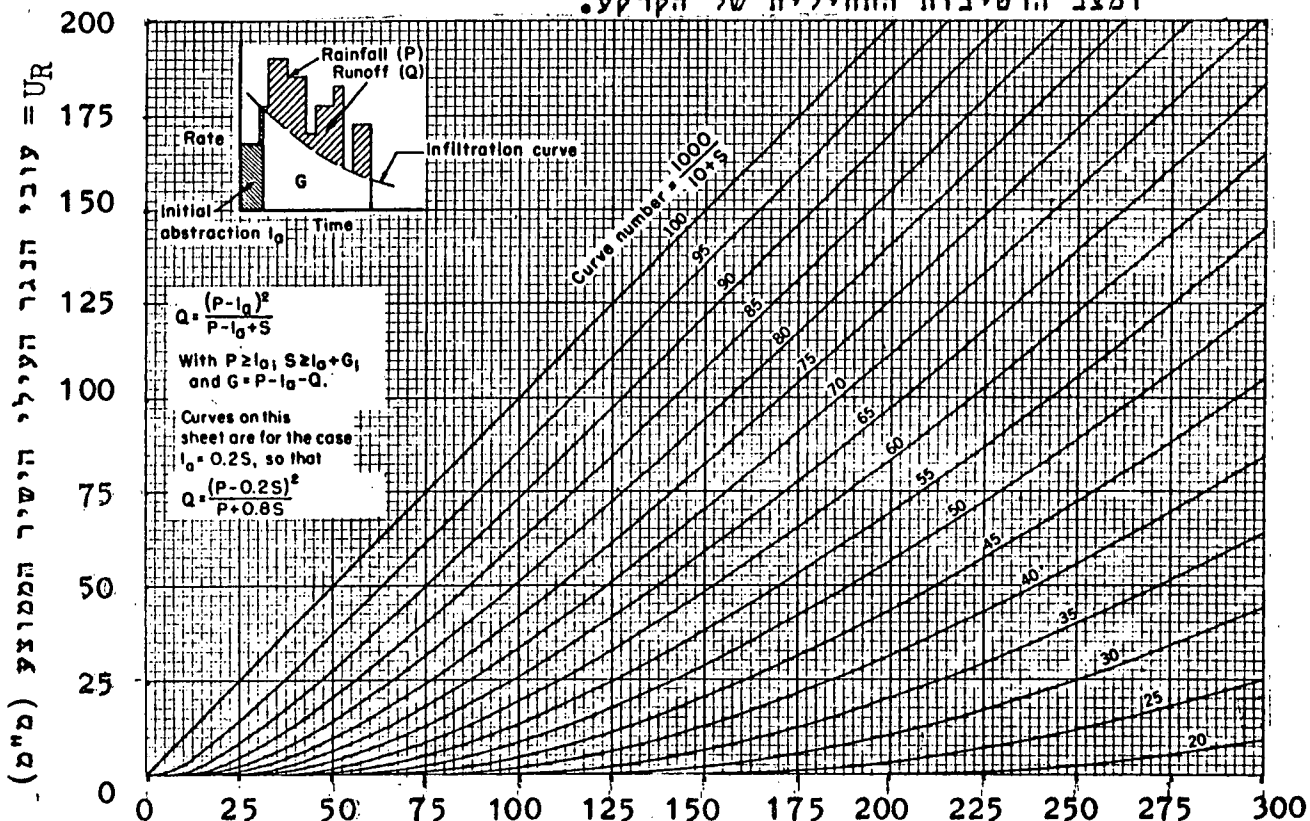
4.4.3 יישום השיטה

לצורך שימוש (מעשי), הוכנו עקומי קורלציה בין עובי הגשם הסופתי לבין עובי הנגר הסופתי. העקומים הנ"ל, המוצגים בציור 67, ממוספרים במספרים מ-1 ועד ל-100. הקשר בין מספרים אלה, הנקראים מספרי העקום (עקום הקורלציה) $CN = (Curve Number)$, לבין הפרמטר S הוא -

$$CN = \frac{1,000}{10 + S} \quad (4-8) \dots$$

כאשר: $S = 0$ יהיה $CN = 100$. במקרה זה גם $\bar{F}_a = 0.2S = 0$ ולכן - $U_R = \bar{D}$ (עובי הגשם הממוצע שווה לעובי הנגר). ככל ש- S גדול יותר יהיה CN קטן יותר והנגר הנוצר יהיה אף הוא קטן יותר. ככל מקרה שבו $S \neq 0$ עקום הקורלציה אינו מתחיל מראשית הצירים (ראה ציור 67); מאחר ויש צורך להחסיר את F_a (המהווה 20% מ- S) לפני שמתחילה זרימה כלשהי. $U_R = 0$ עבור $0 \leq \bar{D} \leq \bar{F}_a$.

בשיטה זו - במקום להעריך את S , על סמך חכונות תחום ההתנקזות, מעריכים את CN ישירות. הערכת CN נעשית על סמך מקדמים אמפיריים, שהוכנו ע"י שירות שימור הקרקע של ארה"ב (S.C.S.) - כמוסבר בסעיפים הבאים - על סמך: סוג הקרקע, הצמחייה, שיטת עיבוד הקרקע ומצב הרטיבות התחילית של הקרקע.



$\bar{D} =$ עובי גשם ממוצע של פני תחום ההתנקזות (מ"מ)

ציור 67: דיאגרמה לחישוב נגר עילי ישיר בשיטת Soil Cover Complex.

4.4.4 סיווג קרקעות לשם הערכת "מספר העקום".

כדי לאפשר קביעת מספר העקום, CN, תוך התחשבות בסוג הקרקע - סוגי הקרקע השונים סווגו לארבע קבוצות, המייצגות חדירויות: גבוהה, בינונית, נמוכה ונמוכה מאוד, כדלקמן:

קבוצה A (Group A) - קרקעות בעלות חדירות גבוהה ופוטנציאל

נגר קטן ביותר. על קבוצה זו נמנים: חול (עמוק) עם מעט מאוד טין או חרסית. קרקעות אלה הן מסוג - חול, חול דק, חול-חמרה וכו' (Sand, Fine Sand, Sandy Loam, Gravelly Sand, Gravelly Sandy Loam).

שעורי החידור של קרקעות קבוצה זו הם יותר מ-1.0 מ' ליממה (כ-40 מ"מ לשעה) בדרך כלל.

קבוצה B (Group B) - קרקעות חוליות עם מרכיבים אחרים.

קרקעות אלה הן בעיקר מסוג - חמרה-חולית וחמרה (Loamy Fine Sand; Loamy Sand; Gravelly Loam; Loam, Silty-Loam, Very Fine Sandy Loam).

שעורי החידור של קרקעות קבוצה זו הם, בדרך כלל, מ-0.20 ועד ל-0.50 מ' ליממה ולעתים עד 1.0 מ' ליממה.

קבוצה C (Group C) - קרקעות רדודות וקרקעות המכילות כמויות

גדולות יחסית של חרסית, אם כי פחות מבקבוצה D.

קרקעות אלה הן מסוג - חמרה-טינית, טין וכו' (Silty Loam, Silty Clay Loam, Clay Loam, heavier than Loam).

שעורי החידור של קרקעות קבוצה זו הם, בדרך כלל, מ-0.05 ועד ל-0.20 מ' ליממה.

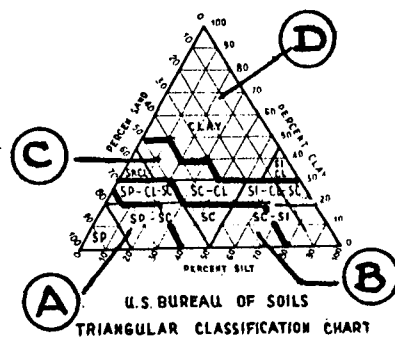
קבוצה D (Group D) - קרקעות בעלות פוטנציאל נגר גבוה ביותר,

בעלות חדירות נמוכה מאוד. קרקעות אלה, הכוללות גם קרקעות מוליכות יחסית אך רדודות כשמתחתן שכבה אטימה, הן בדרך כלל חרסיתיות (Silty Clay, Clay). שעורי החידור של קרקעות קבוצה זו הן, בדרך כלל, פחות מ-0.05 מ' ליממה.

הסיווג לעיל הוא כללי, באשר - קרקעות מאותו סוג אך במקומות

שונים הם בעלי תכונות אחרות בהתאם למרכיבים המינרליים,

הכימיים והחומרים האורגניים שבקרקע.



FI	CR	ME	FI	VF	SILT	CLAY
----	----	----	----	----	------	------

U.S. BUREAU OF SOILS CLASSIFICATION

CD	ME	FI	CR	ME	FI	CR	ME	FI
----	----	----	----	----	----	----	----	----

M.I.T. CLASSIFICATION

SAND	SILT	CLAY
------	------	------

CLASSIFICATION USED FOR THE ABOVE ANALYSIS

LEGEND:
 SP - SAND
 SC - SILT
 SI - SILT
 CL - CLAY
 FI - FINE
 VF - VERY FINE
 ME - MEDIUM
 CR - COARSE

REMARK:
 PARTICLE SIZE IN millimeters (mm)

ציור 68: מיון קרקעות לקבוצות לצורך חישובי נגר
 בשיטת Soil Cover Complex.

יש לציין שסוג הקרקע כשלעצמו אינו קובע את מספר העקום (CN), אלא מהווה את אחד הגורמים החשובים, אשר אליו נוספות תכונות כיסוי הקרקע - הצמחייה והעיבוד - ראה סעיף 4.4.5 להלן וטבלה 8.

4.4.5 השפעת הצמחייה ושיטת עיבוד הקרקע על "מספר העקום"

בטבלה 8 מפורטים ערכי CN ("מספרי עקום") שונים בהתחשב בסוג הקרקע, בצמחייה ובשיטת עיבוד הקרקע - עבור מצב רטיבות קרקע ממוצע (מצב II). בעמוד - מפורטים הסברים למונחים השונים - כפי שהועתקו מ-U.S.B.R (1962), בשינויים קלים. להלן הסבר ותרגום המונחים השונים שבטבלה 8 ובדף ההסבר לטבלה:

טבלה 8: ערכי CN עבור סוגי קרקע, צמחייה ועיבוד שונים, במצב רטיבות ממוצעת (מצב II)

Runoff curve numbers for hydrologic soil-cover complexes

(FOR WATERSHED CONDITION II, AND $I_a=0.2$ S)¹

Land use or cover	Treatment or practice	Hydrologic condition for infiltrating	Hydrologic soil group			
			A	B	C	D
Fallow.....	SR		77	86	91	94
Row crops.....	SR	Poor.....	72	81	88	91
	SR	Good.....	67	78	85	89
	C	Poor.....	70	79	84	88
	C	Good.....	65	75	82	86
	C&T	Poor.....	66	74	80	82
	C&T	Good.....	62	71	78	81
Small grain.....	SR	Poor.....	65	76	84	88
	SR	Good.....	63	75	83	87
	C	Poor.....	63	74	82	85
	C	Good.....	61	73	81	84
	C&T	Poor.....	61	72	79	82
	C&T	Good.....	59	70	78	81
Close-seeded legumes ¹ or rotation meadow.	SR	Poor.....	66	77	85	89
	SR	Good.....	58	72	81	85
	C	Poor.....	64	75	83	85
	C	Good.....	55	69	78	83
	C&T	Poor.....	63	73	80	83
	C&T	Good.....	51	67	76	80
Pasture or range.....		Poor.....	68	79	86	89
		Fair.....	49	69	79	84
		Good.....	39	61	74	80
	C	Poor.....	47	67	81	88
	C	Fair.....	25	59	75	83
	C	Good.....	6	35	70	79
Meadow (permanent).		do.....	30	58	71	78
Woods (farm woodlots).		Poor.....	45	66	77	83
		Fair.....	36	60	73	79
		Good.....	25	55	70	77
Farinesteads.....			59	74	82	86
Roads (dirt) ² (hard surface). ³			72	82	87	89
			74	84	90	92

¹ Close-drilled or broadcast.

(U.S. Soil Conservation Service.)

² Including right-of-way.

³ See sec. A-5.

SR= Straight row.

C= Contoured.

T= Terraced.

C&T= Contoured and terraced.

Watershed condition II = מצב רטיבות קרקע ממוצעת (רטיבות 10).

Alfalfa - (גידול רב שנה)
Broadcast - (נפחית או ביד)
Close-drilled - (נפחית זריקה סורית)
Close-seede - (למשל קטניות)
Crop Rotation (Rotation) - (גידולי מחזור)
Contoured - (עבוד לפי קווי גובה) (בקונטורים)
Fallow - (קרקע מנוחה לא זריקה) (ללא גידולים)
Farmstead - (מבני משק (כולל דרכים), אזור חקלאי מיושב)
Farm Woodlots - (אזורי קטנים)
Graz - (רעייה)
Lepum - (קטניות (אספה, חתן) - גידולים צפופים)
Meadow (permanent) - (מרחק טבעי קבוע)
Mulch - (חפוי צמחי יבש (של עלים שנשרו וענפים))
Pasture (or Range) - (מרחק טבעי ממוצע)
(Native pasture) - (מרחק טבעי)
Row Crops - (גידולי שורה (תרס, סורגום וכו'))
Rotation - see: Crop Rotation	
Right of Way - (שוליים, שולי הדרך)
Straight Row Farming - (עבוד ללא התחבובות כסופוגרפיה)
Small grain - (מרחק, תבואה)
 (עבוד במרחק (שיחים)-בעיבוד מסוג זה)
 (מונחים מחלק גדול של הנגר מלורום)
 (לפי שיטות מני הקרקע (היות)
Terraced - (קוצרים אדום באמצעות הסרתם)
Wood - (יער)

המונחים Poor או Good מיוחסים למצב הגידול (האם הגידול מפותח או בלתי מפותח) ולמידת יעילות עיבוד הקרקע (האם העיבוד יעיל ובוצע היטב או לא); למצב ביניים משתמשים במונח Fair. בהתאם לטבלה 8 ניתן להווכח - שלסוג הקרקע השפעה ניכרת על המקדם CN.

הסברים לסבלה 8 - מתוך U.S.B.R. (1962).

(חרגום והסבר המונחים - ראה בעמוד הקודם)

A-3. Land Use and Treatment Classes.

(a) Purpose.—These classes are used in the preparation of hydrologic soil-cover complexes (sec. A-4), which in turn are used in estimating direct runoff. Types of land use and treatment are classified on a flood runoff-producing basis. The greater the ability of a given land use or treatment to increase total retention, the lower it is on a flood runoff-production scale. Land use or treatment types not described here may be classified by interpolation.

(b) Crop Rotations.—The sequence of crops on a watershed must be evaluated on the basis of its hydrologic effects. Rotations range from poor (or weak) to good (or strong) largely in proportion to the amount of dense vegetation in the rotation. Poor rotations are those in which a row crop or small grain is planted in the same field year after year. A poor rotation may combine row crops, small grains, or fallow, in various ways. Good rotations will contain alfalfa or other close-seeded legumes or grasses, to improve tilth and increase infiltration. For example, a 2-year rotation of wheat and fallow may be a good rotation for crop production where low annual rainfall is a limiting factor, but hydrologically it is a poor rotation.

(c) Native Pasture and Range.—Three conditions are used, based on hydrologic considerations, not on forage production. Poor pasture or range is heavily grazed, has no mulch, or has plant cover on less than about 50 percent of the area. Fair pasture or range has between about 50 and 75 percent of the area with plant cover and is not heavily grazed. Good pasture or range has more than about 75 percent of the area with plant cover, and is lightly grazed.

(d) Farm Woodlots.—The classes are based on hydrologic factors, not on timber production. Poor woodlots are heavily grazed and regularly burned in a manner that destroys litter, small trees, and brush. Fair woodlots are grazed but not burned. These woodlots may have some litter, but usually these woods are not protected. Good woodlots are protected from grazing so that litter and shrubs cover the soil.

(e) Commercial Forest.—The hydrologic condition classes are determined on the basis of depth and quality of litter, humus, and compactness of humus. The U.S. Forest Service procedure for determining the classes is given in page 188.

(f) Miscellaneous.—Usually only very small parts of a watershed are in farmsteads, roads, and urban areas. When this is so, the areas may be included with one of the other land use cover types (such as fallow or small grain) in the computation of runoff.

Provision is made in סבלה 8 for farmsteads and roads. These land uses are generalized, since they vary so much. Where it is necessary to work with more detail (as sometimes in a very small watershed, or with superhighway, airport, or urban areas) the impervious areas are considered an individual class with 100 percent runoff, and the remaining land uses are handled as usual.

(g) Straight-Row Farming.—This class includes up-and-down and cross-slope farming in straight rows. In areas of 1 or 2 percent slope, cross-slope farming in straight rows is almost the same as contour farming. Where the proportion of cross-slope farming is believed to be significant, it may be classed halfway between straight-row and contour farming.

(h) Contouring.—Contour furrows used with small grains and legumes are made while planting, are generally small, and tend to disappear due to climatic action. Contour furrows, and beds on the contour, as used with row crops are generally large. They may be made in planting and later reduced in size by cultivation, or they may be insignificant after planting and become large from cultivation.

Surface runoff reductions due to contour farming are greater as land slopes decrease. The curve numbers for contouring shown in סבלה 8 were obtained using data from experimental watersheds having slopes of 3 to 8 percent.

Contour furrows in pasture or range land are usually of the permanent type. Their dimensions and spacing generally vary with climate and topography.

(i) Terracing.—Terraces may be graded, open-end level, or closed-end level. The effects of graded and open-end level terraces are considered in סבלה 8, and the effects of both contouring and the grass waterway outlets are included.

4.4.6 הערכת "מספרי עקום" בשטחי יערות

- "מספרי עקום" מיוחדים עבור שטחי יערות פותחו ע"י ה-
 U.S. Forest Service. המספרים הנ"ל הוכנו עבור סוגי
 יערות שונים - בהתאם לסוג העצים, סוג הקרקע (לפי קבוצות
 , D,C,B,A) ומידת ההתפתחות או צפיפות העצים.
 בטבלה 9א' מפורטים "מספרי עקום" כלליים בהתאם לכיסוי הקרקע -
 בחומר אורגני (עלים ועשב יבשים וכו') ועובי החומס (שכבת
 הקרקע העליונה שבה מעורב חומר אורגני). עובי כיסוי הקרקע
 והחומס קובעים חמישה מצבים Best, Good, Medium, Poor, Poorest -
 שאותם מוצאים בעזרת נומוגרמה - ראה ציור 69, שבמוד הבא.
 בטבלה 9ב' מפורטים "מספרי עקום" (CN) בהתאם לסוג העצים
 ביער והתפתחותם : Good, Fair, Poor
 הסברים לשיטה וכן חרגום המונחים - ראה בעמוד הבא.

טבלה 9: "מספרי עקום" לשטחי יערות (table A-3)

ב. (חלק ב')

א. (חלק א')

II. FOREST-RANGE AREAS IN WESTERN UNITED STATES,
 FOR WATERSHED CONDITION III, AND $I_s=0.2 S$

Cover	Condition	Soil groups			
		A	B	C	D
Herbaceous	Poor		90	94	97
	Fair		84	92	95
	Good		77	86	93
Sagebrush	Poor		81	90	
	Fair		66	83	
	Good		55	66	
Oak-Aspen	Poor		80	86	
	Fair		60	73	
	Good		50	60	
Juniper	Poor		87	93	
	Fair		73	85	
	Good		60	77	

(Note that this table is for condition III.)

(Data supplied by U.S. Forest Service, June 1956, to U.S. Soil Conservation Service.)

I. COMMERCIAL OR NATIONAL FOREST, FOR WATERSHED
 CONDITION II, AND $I_s=0.2 S$

Hydrologic condition class	Hydrologic soil group			
	A	B	C	D
I. Poorest	56	75	86	91
II. Poor	46	68	78	84
III. Medium	36	60	70	76
IV. Good	26	52	62	69
V. Best	15	44	54	61

הערות לטבלה 9: טבלה א' היא עבור מצב
 רטיבות ממוצע (מצב II) בעוד שטבלה ב'
 היא עבור מצב רטיבות רווי (מצב III) -
 ראה סעיף 4.4.7

הסברים לסבלה 9 ולנומוגרמה

(מחור , U.S.B.R. 1962)

(c) *Forest Service Procedure.*—Table A-3 shows curve numbers developed by the U.S. Forest Service. These numbers are used in hydrologic evaluations of commercial or national forest. Figure A-3 gives a nomograph by which the hydrologic condition class of forest is estimated. The following definitions are used with figure A-3.

(1) *Litter.*—This includes the fermentation layer. It consists of undecomposed dead vegetal material including grasses, forbs, leaves, needles, twigs, bark, etc. It varies in depth with season, being thinnest in the late winter. The fermentation or F layer consists of partly decomposed litter, with the origin still recognizable.

(2) *Humus.*—This includes either the H layer of *mor* (also known as *duff* or raw humus), or the A layer (otherwise called *mull*), in which the organic matter is incorporated in the mineral soil.

When the condition class is obtained on figure A-3, it is used only with part I of table A-3. Part II of that table gives tentative special values prepared by the Forest Service for certain forest-range areas in the western United States.

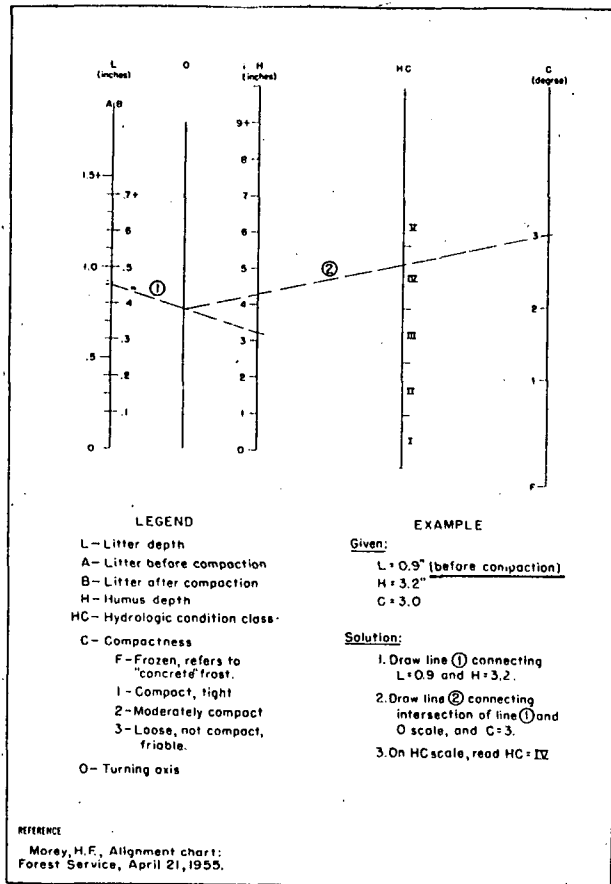


Figure A-3. Chart for determining hydraulic condition of forest and woodland. (U.S. Soil Conservation Service.)

ציור 69: נומוגרמה להגדרת התנאים ההידרוליים בשטחי יערות

תרגום והסבר המונחים:

Litter.. העלים שנושרים ומצטברים על פני הקרקע
Twigs..... גבעולים קטנים
Bark קליפוח של עצים
Humus Litter רקבובי
Mor Humus רקבובי למחצה
Mull אבק
Herbaceous..... עשבי
Sagebrush שיחי מרוה
Oak-Aspen עצי אלון וצפצפה
Jumper שיחי דוחם

4.4.7

השפעת הרטיבות התחילית על "מספר העקום"

לרטיבות התחילית של הקרקע השפעה גדולה על הנגר שיווצר, היות וככל שהקרקע רטובה יותר - שיעור החידור הפוטנציאלי קטן יותר. היות וקיימים קשיים בהערכת מצב הרטיבות הממשי של הקרקע נקבעו שלוש קטגוריות:

מצב I: מצב בו הקרקע יבשה, אם כי לא עד לנקודת הכמיסה. לא מומלץ להשתמש בנתוני מצב זה לצרכי תכנון, מאחר ונפחי הנגר שיתקבלו יהיו קטנים יחסית. חשיבות מקדמי CN למצב זה היא בעת שימוש בנתונים מעטים קיימים, לצורך הערכת המקדם CN האופייני לתחום ההתנקזות.

מצב II: זה מצב ממוצע. מומלץ להשתמש במצב זה לשם הערכת נפחי הנגר השנתיים. במקרים רבים התקבלו נפחי נגר שנתיים מכסימליים תוך שימוש בערכים אלה.

מצב III: מצב זה מתקיים כאשר בסמוך לפני הקרקע קיימת כמעט רווייה. מצב זה מומלץ בכדי לאמוד נפחי נגר מכסימליים מסופה נתונה, או - נפחי נגר שבאמצעותם תחושבנה ספיקות שיא נדירות.

השפעת מצב רטיבות הקרקע על "מספרי העקום" מסוכמת בטבלה 10. ערכי מספרי העקום הוערכו, בדרך כלל, עבור מצב II (להוציא אלה שבטבלה 9, ב').

המעבר ממצב רטיבות אחד למשנהו נעשה באופן הבא, לדוגמה: אם נמצא עבור תחום התנקזות נתון במצב רטיבות II הערך $CN = 75$, יהיה "מספר העקום" המתאים למצב רטיבות III - $CN = 91$, ועבור מצב רטיבות I - $CN = 57$ (ראה טבלה 10).

טבלה 10: המרת "מספרי עקום" למצבים שונים של רסיבות קרקע (הוכן עבור $\bar{F}_a = 0,2 S$)

מספר העקום למצב רסיבות ממוצע (II)	מספר העקום המתאים		ערכי S (אינצ'ים)	עובי גשם שבו מתחילה זרימה (אינצ'ים)
	למצב I (יבש)	למצב III (רווי)		
100	100	100	0	0
95	87	99	0.53	0.10
90	78	98	1.11	0.22
85	70	97	1.76	0.35
80	63	94	2.50	0.50
75	57	91	3.33	0.67
70	51	87	4.29	0.86
65	45	83	5.38	1.08
60	40	79	6.67	1.33
55	35	75	8.18	1.64
50	31	70	10.00	2.00
45	27	65	12.2	2.44
40	23	60	15.0	3.00
35	19	55	18.6	3.72
30	15	50	23.3	4.66
25	12	45	30.0	6.00
20	9	39	40.0	8.00
15	7	33	56.7	11.34
10	4	26	90.0	18.00
5	2	17	190.0	38.00
0	0	0	Infinity	Infinity

4.4.8 חישוב "מספר העקום" בתחומי התנקזות לא-הומוגניים
 כאשר שטח תחום ההתנקזות אינו הומוגני, כסוי הקרקע בו
 (צמחייה, עיבוד וסוג הקרקע) משתנה מאזור לאזור, יש להשתמש
 בממוצע המשוקלל של ערכי CN הבודדים: (1) אומדים את ערכי
 CN המתאימים לכל אזור הומוגני; (2) מחשבים את גודל האזורים
 ההומוגניים (או גודלם היחסי); (3) מחשבים את הממוצע
 המשוקלל (ראה דוגמה 4.5).

4.4.9 סיכום - אופן חישוב נפחי נגר

- א. מחלקים את תחום ההתנקזות לתת-תחומים הומוגניים, פחות או יותר, מבחינת: סוג הקרקע, הכיסוי (הצמחיה) והעיבוד.
- ב. מחשבים את שטחי תת-התחומים ההומוגניים.
- ג. אומדים את "מספרי העקום" (CN) עבור כל תת-תחום.
- ד. מתקנים את "מספרי העקום" לפי מצב הרטיבות הרצוי עבור נגר התכן, או המציאותי (אם החישוב נעשה כדי לשחזר נגר מדוד).
- ה. מחשבים את "מספר העקום" הממוצע המשוקלל.
- ו. על סמך "מספר העקום" הממוצע ועובי גשם התכן הממוצע על פני תחום ההתנקזות - מוצאים את נפח הנגר (בציור 67).

חישוב לדוגמה ראה בדוגמה 4.5.

4.4.10 מסקנות, המלצות והערות.

- א. על אף מגבלות השיטה שתוארה לעיל, הנובעות מעצם היותה אמפירית, היא מעמידה לרשות המהנדס המתכנן אמצעי לאומדן נפחי נגר עיליים ישירים תוך התחשבות בתכונות העקריות של תחום ההתנקזות (מבחינת השפעתן על נפחי הנגר).
- ב. עיון בטבלות מראה כי חשיבות עיקרית נתנה לסוג הקרקע. המקדם CN משתנה מעט בחלות בעיבוד ובכיסוי הצמחי בקרקעות מסוג C ו- D (מ-80 ועד 95 בקרקעות מסוג D ומ-70 ועד 90 בקרקעות מסוג C). למעשה, אם החישוב מיוחס למצב רטיבות III, טווח השתנות CN, אף בקרקעות הנ"ל, קטן עוד יותר (מ-94 ועד 99 בקרקעות מסוג D ומ-87 ועד 98 בקרקעות מסוג C). לכן, הטעויות האפשריות בהערכת CN הינן קטנות. הערכים הגבוהים של "מספרי העקום" מורים - כי תוצאות השימוש בשיטה זן הינם לצד הבטחון.
- ג. המקדמים האמפיריים אינם מכסים את כל האפשרויות שהמהנדס המתכנן עלול להתקל בהן. במקרים מעין אלה - רצוי להעזר בשיטות אחרות, או, מחוסר ברירה, לבחור בערכים ייצוגיים תוך התייעצות עם מומחים.
- ד. בכל מקרה שהדבר ניתן - יש לבדוק את מידת ייצוגיות "מספרי העקום" המוערכים מהטבלאות, תוך שימוש בנתונים (אף אם

- הנתונים מועטים). בבדיקה מעין זו, יש להתחשב במצב רטיבות הקרקע, שהיה בעת התרחשות הסופות שגרמו לגיאוויות הנתונות (שעבורן ישנם נתונים סימולטניים של גשר ונגר).
- ה. אין לשכוח כי השיטה הנ"ל מתייחסת לנגר עילי ישיר בלבד.
- ו. הערכות הנגר שיתקבלו משימוש בשיטה הנ"ל ללא בדיקת "מספרי העקום" (כאמור ב-ד' לעיל) - יהיו בבחינת סדרי גודל בלבד.
- ז. תקופת החזרה של נפח הנגר הסופתי שיחושב - תהיה תואמת בקירוב את תקופת החזרה של הגשם, שגרם לנגר זה.

4.5 אומדן נפחי נגר עילי ישיר בעזרת מקדמי נגר משוערים

4.5.1 כללי

מקדם הנגר העל-קרקעי הישיר α (השווה ליחס שבין נפח הנגר העילי הישיר ובין נפח הגשם) אינו קבוע. המקדם משתנה אף באותו תחום התנקזות, בהתאם לתנאי רטיבות הקרקע ולעוצמות הגשם - כפי שהומחש בסעיפים 4.2 ו-4.3. כמו כן, קשה להעריכו עבור תחום התנקזות נתון במידת דיוק טובה. לכן, ערכם של מקדמים אלה מוגבל לאומדן סדרי גודל - אם נעשה שימוש במקדמים אמפיריים כלליים, שלא אומתו בתחום ההתנקזות הנתון, באמצעות מידע מדוד.

במקרים לא מעטים נעשה שימוש במקדמי נגר לשם הערכת נפחי נגר שנתיים. הטעויות האפשריות מומחשות בעזרת הדוגמאות הבאות:

מקדמי הנגר השנתיים עבור נחל קישון עד למאגר כפר ברוך (קישון עליון) משתנים מ-0.5% ועד ל-10.0% בקירוב, תוך תלות מסוימת בין המקדם לבין עובי הגשם השנתי; מקדמי הנגר השנתיים עבור חלקו המעלי של נחל נטוף, שהוא בעיקרו סלעים טורוניים סדוקים, משתנים מ-0.25% ועד ל-2.0% בקירוב. המקדמים הסופתיים משתנים עוד יותר, לעומת טווחי ההשתנות הנ"ל של המקדמים השנתיים (ראה דוגמה 4.6).

על אף האמור לעיל, נעשה שימוש נרחב במקדמי נגר כלליים משוערים לשם אומדן נפחי זרימות שנתיות ואף לשם אומדן נפחי נגר עילי ישיר מסופות נתונות. במקרים מעין אלה - הסיכוי להצלחה אינו רב

אלא אם נעזרים בהידרולוג בעל נסיון רב (או שהמקדמים אומתו על סמך מדידות). לכן, מומלץ להמנע, עד כמה שאפשר, משימוש במקדמים כלליים משוערים. אם אין ברירה - רצוי להתייעץ עם הידרולוג-מומחה וכן - לראות בתוצאות החישוב - אומדנים (סדרי גודל) בלבד.

שימוש עקיף במקדמי נגר יכול להעשות לצרכים השוואתיים: כאשר קיימים נתוני נגר ישיר בתחום התנקזות מסויים ורוצים להתמש בהם לשם אומדן הנגר הישיר בתחום התנקזות אחר - נתון. אומדני הזרימות יתקבלו ממכפלת הנתונים הקיימים ביחס שבין מקדמי הנגר הממוצעים של שני תחומי ההתנקזות הנ"ל (בנוסף על ההתחשבות בהשפעת גודל שטח תחומי ההתנקזות - ראה סעיף 3.5).

4.5.2 אומדן מקדמי נגר מתחומי התנקזות טבעיים

בטבלאות שלהלן וכן בצירור 70 מפורטים מקדמי נגר מומלצים עבור תחומי התנקזות טבעיים. כמו-כן, ניתן להעזר גם במקדמים מטבלה 16 (ראה הסבר בסעיף 5.5.2).

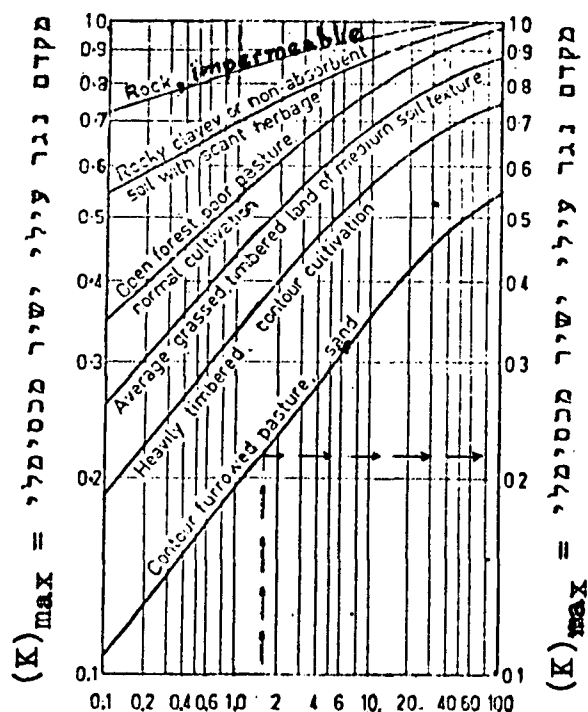
טבלה 11: מקדמי נגר לתחומי התנקזות טבעיים
(לפי Richards, 1950)

תכונות פני הקרקע		תכונות אחרות	
		תחום גדול	תחום קטן ותלול
סלעי ואטים		0.80	1.00
קרקע חשופה חדירה במקצת ..		0.60	0.80
קרקע חדירה במקצת, מעובדת בחלקה או מכוסה בצמחיה....		0.40	0.60
קרקע קלה מעובדת		0.30	0.40
קרקע חולית		0.20	0.30
יער עבות		0.10	0.20

טבלה 12: מקדמי נגר שנתיים ממוצעים מחושבים באגני מחקר קטנים
בחחום ההתנקזות של נחל שקמה (חמיר 1972)

סוג חחום ההתנקזות	המקדם
אגני מרעה	1.2% עד 2.0%
אגנים מעובדים בעל	4.0% עד 7.5%
אגנים מבוחרים	12.0% עד 13.5%

הערה: חחומי ההתנקזות הנ"ל נמצאים באזור צחיח למחצה בדרום ישראל.



שיפוע ממוצע של חחום ההתנקזות
ב-%

יש לציין שהערכים
המתקבלים מצויר 70
מתאימים די טוב
לערכים המתקבלים
מטבלה 11.

ציור 70: מקדמים מכסימליים של נגר עילי
ישיר בחלות בתכונות פני השטח
ושיפוע חחום ההתנקזות
(לפי Turner, 1957)

4.5.3 אומדן מקדמי נגר מתחומי התנקזות מיושבים וחצשייתיים
מקדמי נגר אופייניים לאזורים מיושבים וחצשייתיים נחונים
בטבלה 13 שלהלן. כמו-כן, ניתן להעזר במקדמים שבטבלה 17
(ראה הסברים בסעיף 5.5.2).

טבלה 13: מקדמי נגר עילי ישיר עבור אזורים מיושבים ותעשייתיים *
(לפי ASCE ו- WPCF, 1960)

המקדם (מ - עד -)	תאור השטח
0.70 - 0.95 0.50 - 0.70	1. אזור מסחרי: א. מרכזים מסחריים ב. סביב המרכזים
0.30 - 0.50 0.40 - 0.60 0.60 - 0.75 0.25 - 0.40	2. אזור מגורים עירוני: א. אזור בתים משפחתיים ב. אזור בתים רב-משפחתיים, הבתים נפרדים ג. אזור בתים רב-משפחתיים, הבתים צמודים ד. אזור תת-עירוני (קירות)
0.50 - 0.80 0.60 - 0.90	3. אזור תעשייה: א. תעשייה קלה ב. תעשייה כבדה
0.10 - 0.25 0.20 - 0.35 0.10 - 0.30	4. שטחים ירוקים: א. גנים צבוריים, בתי עלמין ב. מגרשי משחקים ג. שטחים בלתי מפותחים
0.70 - 0.95 0.80 - 0.95 0.35 - 0.70	5. רחובות ומשטחים: א. אספלט ב. בטון ג. דרכים ללא אספלט או בטון
0.75 - 0.95	6. גבות:
0.05 - 0.10 0.10 - 0.15 0.15 - 0.20	7. שטחי דשא עירוניים על אדמה קלה א. $S < 2\%$ ב. $2\% < S < 7\%$ ג. $S > 7\%$
0.13 - 0.17 0.18 - 0.22 0.25 - 0.35	8. כנ"ל על אדמה כבדה א. $S < 2\%$ ב. $2\% < S < 7\%$ ג. $S > 7\%$
(S = שיפוע פני הקרקע)	

* הערות: המקדמים שבטבלה הנ"ל מתאימים לסופות גשם בחקופת חזרה של 5 עד 10 שנים. לחקופות חזרה ארוכות יותר - יהיו המקדמים גדולים יותר (ראה סעיף 5.5.1).

American Society of Civil Engineers and the
Water Pollution Control Federation - "Design and
Construction of Sanitary and Storm Sewers", ASCE
Manuals of Engineering Practice No. 37, and WPCF
Manual Practice No. 9, 1960.

4.5.4 אופן חישוב הנגר

לאחר קביעת אומדן מקדם הנגר - לפי האמור בסעיפים 4.5.2 ו-4.5.3 - יחושב נפח הנגר העילי הישיר לפי הנוסחה הבאה:

$$U_R = \bar{K} \times a_0 \times \bar{D}_a \quad (4 - 9) \dots$$

כאשר:

U_R = נפח הנגר העילי הישיר (הסופתי או השנתי)
 \bar{K} = מקדם הנגר הממוצע על פני תחום ההתנקזות (חסר מימד).
 a_0 = שטח תחום ההתנקזות.
 \bar{D}_a = עובי הגשם (הסופתי או השנתי) הממוצע על פני תחום ההתנקזות.

תקופת החזרה של \bar{D}_a תקבע את תקופת החזרה של U_R (בקירוב).

אם תחום ההתנקזות אינו הומוגני - מחלקים אותו לתת-תחומים שווי תכונות, שעבור כל אחד מהם יבחר K_1 המתאים לייצגו.
 מקדם הנגר הממוצע (\bar{K}) - יהיה הממוצע המשוקלל של המקדמים: $K_1 -$ ראה דוגמה 4.7.

הערה: אם a_0 בדונמים ו- \bar{D}_a ב-מ"מ יתקבל U_R ב-מ"ק.

4.6 דוגמאות חישוב

דוגמה 4.1: הערכת מקדם הנגר בתחום התנקזות על סמך ערכים מדודים.

נתון:

במשך עונה אחת נמדדו 11 גיאומטריות באזור פיתוח, שלפני כן לא היו כל נתונים הידרומטריים בו. באופן סימולטני נמדדו עובי הגשמים הסופתיים בתחנות שונות בתחום ההתנקזות, לפיהם חושבו העוביים הממוצעים של הגשמים הסופתיים בתחום. כמו-כן, חושבו נפחי הגיאומטריות - שהיו בחזקת נגר עילי ישיר בלבד, וחושבו מקדמי הנגר (K). הנתונים מסוכמים בטבלה להלן.

90.0	88.0	54.0	40.0	25.0	20.0	14.0	13.0	10.0	6.0	4.0	\bar{D}_a (במ"מ)
0.30	0.36	0.36	0.20	0.17	0.25	0.12	0.19	0.18	0.16	0.075	K

כאשר: (\bar{D}_a) = עובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות.

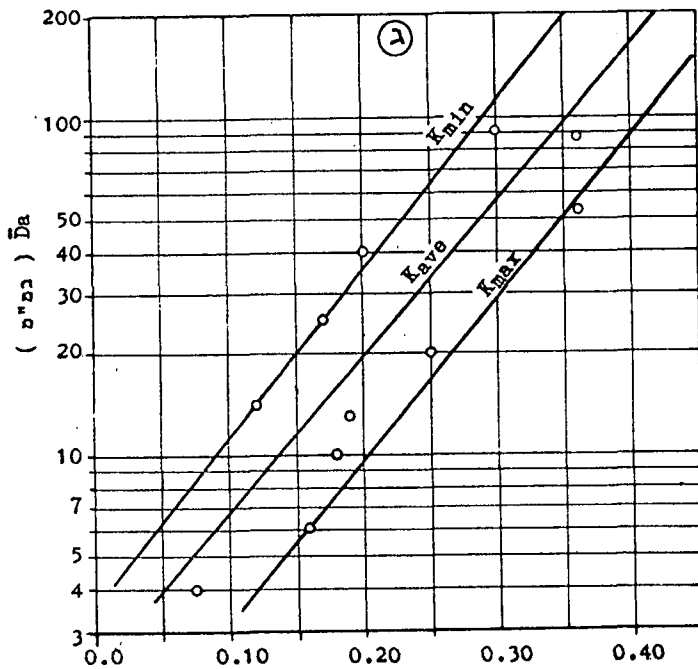
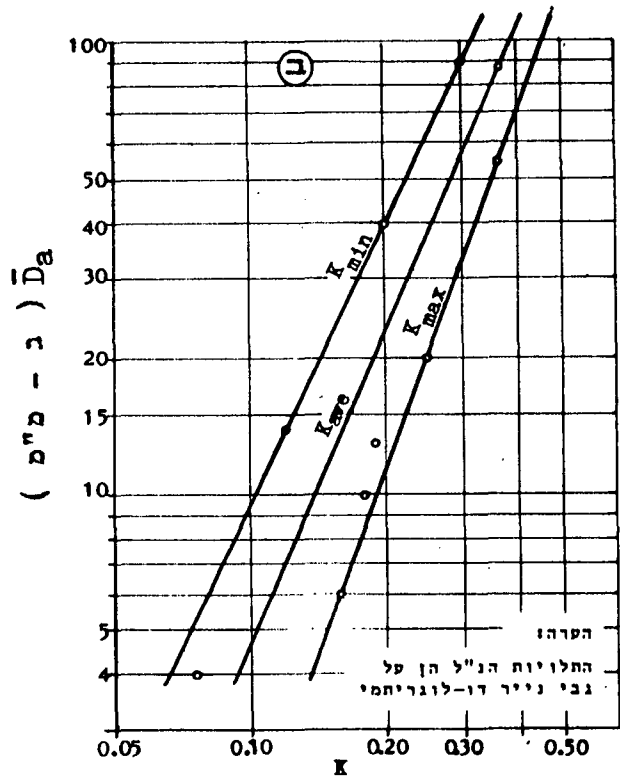
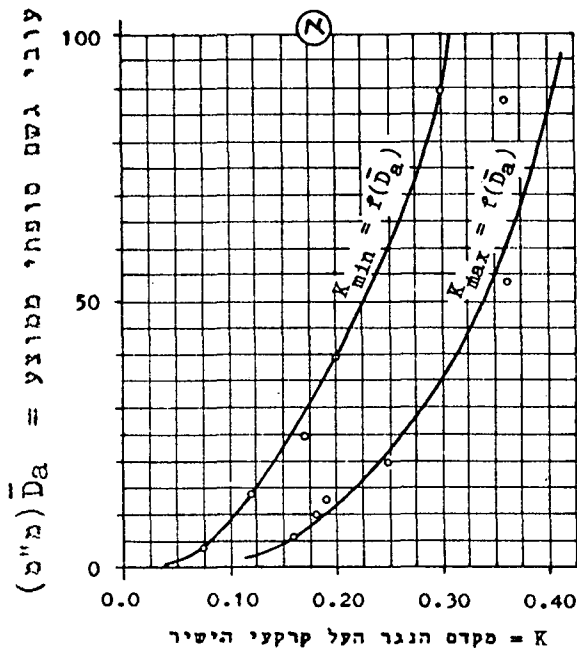
דרוש:

לקבוע ולהמליץ על מקדמי הנגר האופייניים לתחום ההתנקזות הנתון.

פתרון:

- א. ניתן לסרטט את הנתונים - K כנגד \bar{D}_a על גבי נייר מילימטרי, לוגריתמי או דו-לוגריתמי. במקרה זה, על סמך ההצגה הגרפית של הנתונים - ניתן יהיה לאמוד את הקשר שביניהם (ראה ציורים א' ב' ו-ג' להלן). ניתן להיווכח כי - התאור על גבי הנייר המילימטרי פחות טוב מהאחרים.
- ב. (1) מתוך ציורים הנ"ל ניתן להיווכח ש- K השתנה בתלות בעובי הגשם הסופתי הממוצע, אם כי תלות זו אינה חד-חד-ערכית. ככל שעובי הגשם (\bar{D}_a) גדול יותר - גם K גדול יותר.

(2) ניתוח לקבוע תלות מכסימלית לערכים K_{max} , וחלות מינימלית K_{min} , וכן גם ערכים ממוצעים (אם כי הנחונים משתייכים לחלויות המכסימלית והמינימלית ללא ערכי ביניים, במקרה זה).



הערה: אין לייחס
משמעות מתמטית
לחלויות המוצגות:
יש לראותן כקווי
קורלציה לצרכי
אומדן (באמצעות
אינטרפולציה
ואקסטרפולציה).

ג. נפחי גיאומטריות שיא יחושבו על פי הערכים המכסימליים K_{max} , בהתאם לעובי גשמי התכן הממוצע על פני תחום ההתנקזות. עבור \bar{D}_a -

$$K_{max} = 0.40 \text{ מ"מ מומלץ הערך}$$

ד. נפחי נגר שנתיים או חודשיים ממוצעים - ניתנים לחישוב לפי K_{ave} (ערכים ממוצעים של K), אבל על סמך סיכום נפחי הגיאומטריות הבודדות, או בהתחשב בפירוס הגשם (ראה דוגמה 4.2).

דוגמה 4.2 : חישוב נגר עילי ישיר שנתי ממוצע
נחון :

תלות מקדמי הנגר הממוצעים (K_{ave}) בעובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות - נחונה בדוגמה 4.1.
שטח תחום ההתנקזות הוא כ-50 קמ"ר. פירוס עובי הגשמים היומיים מבחינת תרומתם לעובי הגשם השנתי הממוצע - מוצג בטבלה להלן.

> 70	70-60	60-50	50-40	40-30	30-20	20-10	10-0	מ"מ ליממה	$(D_0)_i$
60	40	50	70	110	130	220	250	מ"מ	$(\Delta N)_i$
930	870	830	780	710	600	470	250	מ"מ	$\Sigma(\Delta N)_i$
0.35	0.32	0.30	0.28	0.25	0.22	0.17	0.10	-	$(K_{ave})_i$

כאשר :

$$\begin{aligned} D_0 &= \text{עובי הגשם היומי} \\ \Delta N &= \text{תרומת אינטרוואל הגשמים היומיים לממוצע הגשם השנתי} \\ \Sigma(\Delta N) &= \text{הסיכום המצטבר של ערכי } \Delta N \end{aligned}$$

דרוש :

לאמוד את נפח הנגר העילי הישיר הממוצע מתחום ההתנקזות הנחון.

פתרון:

א. בהנחה שביום אחד ישנה סופה אחת וכי עובי הגשם היומי שווה לעובי הגשם הסופתי הממוצע על פני תחום ההתנקזות (הנחה שהיא נכונה, בדרך כלל, באזור הנידון) - נמצאו ערכי K_{ave} המסוכמים בטבלה לעיל (מתוך הציורים שבדוגמה 4.1).

ב. עובי הנגר העילי הישיר השנתי הממוצע יחושב לפי -

$$u_R(\text{מ"מ}) = \sum (K_{ave})_i (\Delta N)_i$$

לפיכך:

$$\begin{aligned} u_R &= 0.10 \times 250 + 0.17 \times 220 + 0.22 \times 130 + 0.25 \times 110 + \\ &+ 0.28 \times 70 + 0.30 \times 50 + 0.32 \times 40 + 0.35 \times 60 = \\ &= 25.0 + 37.4 + 28.6 + 27.5 + 19.6 + 15.0 + 12.4 + 21.0 = 185.5 \text{ מ"מ} \end{aligned}$$

ג. נפח הנגר העילי הישיר השנתי הממוצע יהיה:

$$\bar{U}_R = a_0 \times u_R = 50.0 \times 10^6 \times 0.1855 = 9.3 \times 10^6 \text{ מ"מ}^3 = 9.3 \text{ מלמ"ק}$$

כלומר: $\bar{U}_R \approx 9 \text{ מלמ"ק}$

ד. הערה: אם היה שכיח שמתרחשות יותר מסופה אחת ביממה - ניתן היה להכין תלות של ΔN בעובי הגשם הסופתי ולבצע את החישובים באופן דומה לנ"ל.

דוגמה 4.3: חישוב נפח גיאוויות יומיות לפי מודל סטנפורד

נתון: באגן נחל לכיש נמצאו, בשחזור פיסיקלי לפי מודל

סטנפורד, יחסי נגר-גשם-רטיבות קרקע (ראה ציור להלן).

כמו כן נמצא, שהפרמטרים של רטיבות הקרקע הם: הרטיבות

המכסימלית בפני הקרקע, כולל: אוגר לכידה, אוגר שלוליות

והרסבת פני הקרקע עד לרוויה - $15 \text{ מ"מ} = (U_{ZM})_{\max}$ -

רטיבות מכסימלית של השכבה הפעילה - $200 \text{ מ"מ} = (L_{ZM})_{\max}$

- ראה הסברים בסעיף 4.2.4 וכן בפרק 4 שבקונטרס 4.

בימים ה-23.12.1941 וה-24.12.41 פקדו את האזור סופות,

שגרמו לגשם בשעור: 49 מ"מ ביום הראשון ו- 125 מ"מ

ביום השני (עובי הגשם הינם ממוצעים על פני תחום ההתנקזות).

מאזנים יומיים, שנערכו מתחילת העונה על פי מודל סטנפורד, הראו - שביום הראשון (23.12) היתה רווייה בפני הקרקע ואילו רסיבות השכבה הפעילה היתה: $89 \text{ מ"מ} = (LZM)$. ההתאדות היומית הפוטנציאלית בחודש זה באזור הנידון היא 2 מ"מ ליממה. שטח תחום ההתנקזות הנתון הוא כ-300 קמ"ר.

דרוש:

- א. לחשב את נפח הגיאוויות מהסופות הנתונות.
- ב. לחשב את נפח הגיאוויות שהיו נגרמות אם לפני הסופות הנתונות היתה הקרקע יבשה.

פתרון:

א. (1) מאחר ופני הקרקע היו רוויים: $\Delta U = 0$ = תוספת הרסיבות

בפני הקרקע, ולכן $D - \Delta U = D = 49 \text{ מ"מ}$

(2) לפי העקומים שבציור שלהלן (בע"מ הבא): עבור

$89.0 \text{ מ"מ} = LZM$ - $49.0 \text{ מ"מ} = D - \Delta U$ מתקבל -

$5.3 \text{ מ"מ} = (U_R)_1$, ביום 23.12.41.

(3) תוספת הרסיבות לשכבה הפעילה ביום הראשון (23.12)

היתה:

$$(\Delta L)_n = (D - E_p - U_R - \Delta U) \frac{(LZM)_{\max} - (LZM)_{n-1}}{(LZM)_{\max}} =$$

$$= (49.0 - 2.0 - 5.3 - 0) \frac{200.0 - 89.0}{200.0} = 41.7 \frac{111.0}{200.0} = 23.2 \text{ מ"מ}$$

ולכן $(LZM)_n = (LZM)_{n-1} + \Delta L = 89.0 + 23.2 = 112.2 \text{ מ"מ}$

(4) לפי העקומים הנ"ל - עבור: $112.2 \text{ מ"מ} = (LZM)_n$

ו- $125.0 \text{ מ"מ} = D - \Delta U = D$

מתקבל ביום השני (24.11) $27.4 \text{ מ"מ} = (U_R)_2$

(5) נפח הגיאוויות הוא:

$$(U_R)_1 = (U_R)_1 \times a_0 = 5.3 \times 10^{-3} \times 300 \times 10^6 = 1.59 \text{ מלמ"ק} \approx 1.6 \text{ מלמ"ק}$$

$$(U_R)_2 = (U_R)_2 \times a_0 = 27.4 \times 10^{-3} \times 300 \times 10^6 = 8.23 \text{ מלמ"ק} \approx 8.2 \text{ מלמ"ק}$$

$$U_R = (U_R)_1 + (U_R)_2 = 1.6 + 8.2 = 9.8 \text{ מלמ"ק}$$

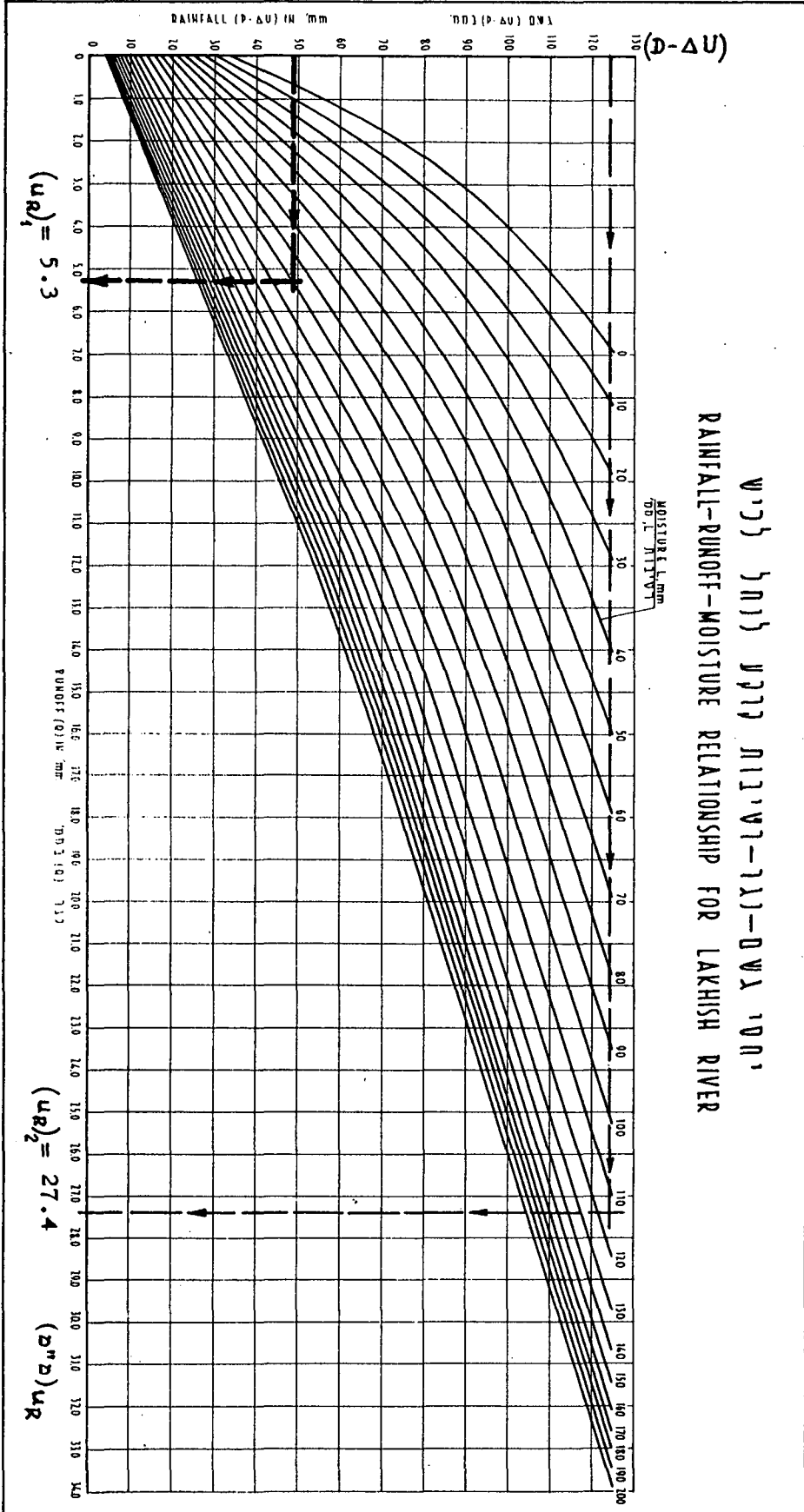
(6) יתרת הגשם שחדרה לתוך הקרקע בחלחול לעומק (לעבר מי התהום)

ביום הראשון היתה:

$$(G)_n = (D - E_p - U_R - \Delta U) \frac{(LZM)_{n-1}}{(LZM)_{\max}}$$

$$(G)_n = 41.7 \frac{89.0}{200.0} = 18.6 \text{ מ"מ}$$

יחסי דליפה-רטיבות-רוץ
 RAINFALL-RUNOFF-MOISTURE RELATIONSHIP FOR LAKHISH RIVER



הוצא מדפוס - נגב ע"ס (1963)

(7) ביקורת:

עובי הגשם (D) צריך להיות שווה לסכום כל המרכיבים:

$$D = \Delta U + (\Delta L)_n + G_n + E_p + u_R =$$

$$D = 0 + 23.2 + 18.6 + 2.0 + 5.3 = 49.1 \text{ מ"מ} \approx 49 \text{ מ"מ}$$

ב.

(1) במקרה זה $(UZM)_{n-1} = 0$, כלומר: $15.0 \text{ מ"מ} = \Delta U$ ולכן -

$$D_1 - \Delta U = 49.0 - 15.0 = 34.0 \text{ מ"מ}$$

(2) עבור: $(LZM)_n = 0$ ו- $34.0 \text{ מ"מ} = (D_1 - \Delta U)$, מחקבל מחוך עקומי

$$\frac{(u_R)_1}{(LZM)_n} = 0$$

הקורלציה הנחונים:

$$(\Delta L)_n = (D - E_p - U_R - \Delta U) \frac{(LZM)_{\max} - (LZM)_{n-1}}{(LZM)_{\max}} \quad (3)$$

$$(\Delta L)_n = (49.0 - 2.0 - 0 - 15) \frac{200.0 - 0}{200.0} = 32.0 \text{ מ"מ}$$

(4) ביום השני יהיה $D_2 - \Delta U = D = 125.0 \text{ מ"מ}$ ואילו -

$$(u_R)_2 \approx 12.2 \text{ מ"מ} \quad (LZM)_{n-1} = 32.0 \text{ מ"מ}$$

(5) שאר החישובים - כמו ב-א' לעיל.

דוגמה 4.4: שחזור זרימות שנחיות על סמך יחסי נגר-גשם שנחיים.

נחון:

באזור פיחוח בפרס (ראה דוגמה 2.7, שבקונטרס מס' 4)

נמדדו הגשמים והזרימות במשך 5 שנים. על סמך נחונים אלה

הוערכו נחוני הגשם השנתי ב-9 שנים נוספות. הנחונים

מסוכמים בטבלה להלן.

מס' סידורי	1	2	3	4	5	6	7
ח ע ו נ	1954/5	55/56	56/57	57/58	58/59	59/60	60/61
עובי גשם **	384	386	397	321	235	258	344
שנתי (מ"מ)	-	-	-	-	-	-	-
זרימה שנחית (מל"מ)	-	-	-	-	-	-	-
מס' סידורי	8	9	10	11	12	13	14
ח ע ו נ	61/62	62/63	63/64	64/65	65/66	66/67	67/68
עובי גשם **	393	350	313*	340*	263*	364*	496*
שנתי (מ"מ)	-	-	-	-	-	-	-
זרימה שנחית (מל"מ)	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	33*	28*	22*	40*	169*

הערות: *סימן לערכים מדודים;

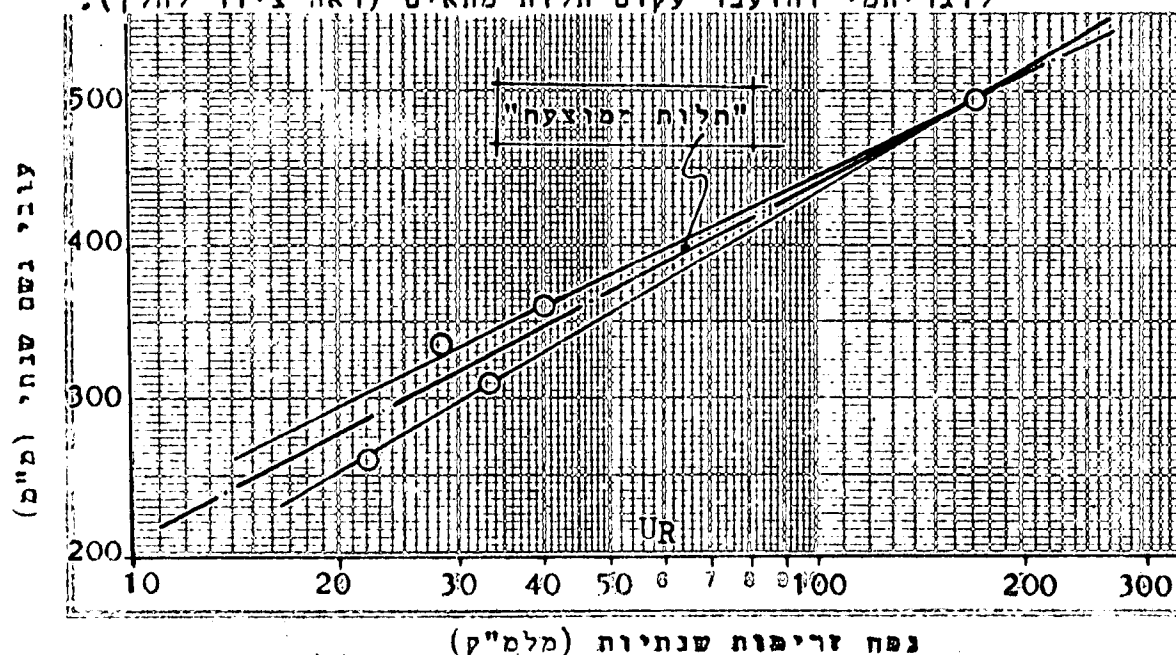
**עובי הגשם השנתי הינו ממוצע על פני תחום ההתנקזות

דרוש:

לאמוד את נפח הזרימות השנתיות בשנים 1954/55 - 1962/63.

פתרון:

(1) הערכים המדודים בשנים 1963/64 - 1967/68 סורטו על גבי נייר לוגריתמי והועבר עקום תלות מתאים (ראה ציור להלן).



(2) החלות שהתקבלה אינה מהיימנה - היות ומספר הנקודות (הערכים)

היה מועט ובפיזור גדול יחסית. לכן, תלות זו תאפשר קבלת אומדן

גס, אשר עשוי להצביע על סדרי הגודל של הזרימות השנתיות.

(3) בהתאם לחלות הנ"ל (עבור "תלות ממוצעת") יהיה אומדן נפחי

הזרימות השנתיות כלהלן:

מס' סידורי	1	2	3	4	5	6	7	8	9
השנה	1954/55	55/56	56/57	57/58	58/59	59/60	60/61	61/62	62/63
עובי גשם שנתי מ"מ	384	386	397	321	235	258	344	393	350
זרימה שנחית מל"ק	55	57	63	30	13	16	32	60	39

(4) הערה: אם כי נפחי הזרימות השנתיות הינם אומדנים בלבד - הם

עשויים לשקף את ממוצע הזרימות וכן - ניתן לחשב באמצעותם

את ההסתברות של הנפחים השנתיים בגדלים שונים (כאומדנים

סבירים). הערכים הקיצוניים בשנים השחונות הינם בעלי מהיימנות

נמוכה במיוחד - היות ובשנים אלה חשוב במיוחד פירוס הגשם

במשך שנה.

דוגמה 4.5: אומדן נפח נגר סופתי ישיר בשיטת Soil Cover Complex

נתון:

לתחום התנקזות מסויים, ששטחו כ-50 קמ"ר, התכונות

הבאות:

i	1	2	3	4
הקרקע	קלה-חול-חמרה (Sandy-Loam)	בינונית-חמרה (Loam)	חרסית (Clay)	חרסית (Clay)
הצמחיה	מטע	מרעה מסופל	חורש	צמחיה פראית סבוכה
העיבוד ומצב כיסוי הקרקע	שורות בקונטורים; יחסית דליל (Poor)	כיסוי בינוני ורעייה בינונית (Fair)	בינוני (Fair)	ללא סדר (Straight Row-Good)
גודל השטח (בקמ"ר)	10.0	15.0	20.0	5.0

הערה: i = מספר סידורי של השטחים שווי התכונות.

על פני תחום ההתנקזות יורד גשם תכן סופתי אחיד, פחות או יותר, בעובי ממוצע של 75 מ"מ במשך 2 שעות.

דרוש:

לאמוד את נפח הנגר הסופתי:

א. כאשר הקרקע כמעט רווייה.

ב. כאשר הקרקע יבשה.

פתרון: (ראה הסברים בסעיף 4.4)

א.

(1) חישוב מקדם העקום למצב רטיבות בינונית (מצב II):

בטבלה שלהלן - סיווג הקרקעות, מקדמי העקום (CN) המתאימים (שנמצאות על סמך טבלה 8) וכן הגודל היחסי של השטחים שווי התכונות.

4	3	2	1	i
D	D	B	A	סוג הקרקע
85 (**)	79	69	70 (*)	$(CN)_i$
0.10	0.40	0.30	0.20	$\text{גודל} = \left(\frac{a_i}{a_0}\right)$ יחסי של השטח

הערות: (*) מאחר והמטע בשורות ובקונטורים-נתייחס אליו כאל גידולי שורה (Row Crops, Contoured, poor). אם היינו מתייחסים אליו כאל חורש-לא היה תואם את הנתונים והערכים הנמוכים יותר של (CN) לא היו לצד הבטחון.

(**) צמחייה פראית ללא סדר אך צפופה - הערכים המתקבלים בהתאם לגידולים בזריעה צפופה (תבואות וכו') באדמות חרסיתיות הינם מאותו סדר גודל.

(2) מקדם העקום הממוצע המשוקלל (למצב רטיבות II, ממוצע):

$$\overline{CN} = \sum_{i=1}^4 (CN)_i \times \left(\frac{a_i}{a_0}\right) = 0.20 \times 70 + 0.30 \times 69 + 0.40 \times 79 + 0.10 \times 85 =$$

$$\overline{CN} \cong 75$$

(3) מקדם העקום המתאים למצב רטיבות III (רווייה) הוא: $\overline{CN} = 91$

(ראה טבלה 10, הערך המתאים ל- $\overline{CN} = 75$) במצב רטיבות II.

(4) על סמך גשם התכן (75 מ"מ \approx 3") ומקדם $\overline{CN} = 91$, מתקבל עובי

נגר ממוצע בשעור 50 מ"מ \approx 2" (u_R ראה ציור 67).

(5) נפח הנגר המתאים הוא:

$$U_R = u_R \times a_0 = 50 \times 10^{-3} \times 50 \times 10^6 = 2.5 \text{ מל"מ} \times \text{ק}$$

ב.

- (1) עבור מצב רטיבות קרקע יבש (מצב I) - מתקבל מתוך טבלה 10:
 $\bar{C}_N = 57$ (מחאים ל-75 \bar{C}_N במצב II).
 (2) על פי ציור 67, עבור גשם התכן הנתון ו- $\bar{C}_N = 57$, מתקבל עובי
 נגר סופתי בשעור: 5.5 מ"מ ≈ 0.22 u_R .
 (3) נפח הנגר הסופתי הוא:
 $U_R = u_R \times a_0 = 5.5 \times 10^{-3} \times 50 \times 10^6 = 0.27$ מלמ"ק
 כלומר: אומדן נפח הנגר הסופתי, במקרה זה, הוא כ- 0.3 מלמ"ק.

ג. הערות:

במקרה זה, על אף היות נפחי הנגר אומדנים בלבד, מומחשת
 היטב ההשפעה המכרעת שיש למצב רטיבות הקרקע: ההבדל בין הנפח
 המתקבל מקרקע רווייה לבין זה המתקבל מקרקע יבשה הוא בסדר
 גודל!
 מסקנה זו מתקבלת גם מחישוב מקדמי הנגר: $(K)_{III} = 0.67$ לעומת
 $(K)_I \approx 0.07$.

דוגמה 4.6: אומדן נפח נגר סופתי על סמך מקדמי נגר משוערים.

נתון:

תחום התנקזות, ששטחו כ-10 קמ"ר, נמצא באיזור הררי-סלעי
 חשוף ותלול, ששיפועיו הם כ-10% במוצע. על פני תחום
 ההתנקזות יורד גשם סופתי בעובי ממוצע של 100 מ"מ.

דרוש:

לאמוד את נפח הנגר הסופתי הישיר שיגרם על ידי הסופה
 הנתונה:

פתרון:

(א) המידע הנתון על אודות תכונות תחום ההתנקזות אינו מספיק:
 הסלע יכול להיות אטום (impermeable) ויכול להיות סדוק
 מאוד. ההבדל בין מקרים אלה יכול להיות גדול מאוד. קשה
 לקבוע את חדירות הסלע - אלא אם כן ישנם נתונים כלשהם
 מתחום ההתנקזות הנתון, או מתחומי התנקזות דומים הסמוכים
 לו, או - על סמך חוות דעת גיאולוגית ברורה.

(ב) הנגר מאיזור סלעי אטים :

במקרה זה, יתקבל מציור 70 הערך - $K \approx 0.90$

(ערך דומה מתקבל מסבלה 11). נפח הנגר העילי הישיר המתאים:

$$U_R = K \times \bar{D} \times a_0 = 0.90 \times 100 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^6 = 900,000 \text{ מ"ק}$$

(ג) אם הסלע סדוק מאוד מקדמי הנגר יכולים להיות דומים לאלה

המתאימים לקרקע חולית (Sandy absorbent Soil):

לפי טבלה 10: $(K)_{\max} \approx 0.30$; ולפי ציור 10: $K \approx 0.35$.

כדי להיות לצד הבטחון נבחר ב- $K = 0.35$. נפח הנגר הסופתי הישיר המתאים:

$$U_R = 0.35 \times 100 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^6 = 350,000 \text{ מ"ק}$$

(ד) נפח הנגר מסלע אטים עשוי להיות גדול פי שלושה ויותר מהנפח

שיתקבל מסלע חשוף. למעשה, נפח הנגר מאזור סלעי סדוק יהיה

חלוי גם, במדה רבה - בעוצמות הגשם הרגעיות.

דוגמה 4.7: אומדן נפח נגר סופתי משטח עירוני.

נתון:

על פני שטח עירוני שגודלו 1,000 דונם יורד גשם סופתי

בעובי ממוצע של $\bar{D} = 90 \text{ מ"מ}$. השטח כולל:

(1) 5% מבני ציבור (גגות), שהמים מהם מתנקזים ישירות לכבישים.

(2) 50% בתים רב-משפחתיים נפרדים.

(3) 15% גנים צבוריים.

(4) 15% כבישים ומדרכות

(5) 15% שטחים לא מפותחים.

דרוש:

לאמוד את נפח הנגר הסופתי מהשטח הנתון, אם הוא מתנקז לנקודת ריכוז אחת.

פתרון:

(א) היות והסופה הנ"ל הינה קיצונית - נבחר במקדמי נגר

משוערים מכסימליים בהתאם לכל סוג שטח (ראה טבלה 13):

$$K_1 = 0.95; K_2 = 0.60; K_3 = 0.25; K_4 = 0.95; K_5 = 0.30$$

(ב) מקדם הנגר המשוער הממוצע המשוקלל שווה לסכום מכפלת מקדמי הנגר (K_i) בגודל היחסי של השטחים $\left(\frac{a_i}{a_0}\right)$:

$$\bar{K} = \sum K_i \left(\frac{a_i}{a_0}\right) = 0.95 \times 0.05 + 0.60 \times 0.50 + 0.25 \times 0.15 + 0.95 \times 0.15 + 0.30 \times 0.15 = 0.76$$

$$\bar{K} = 0.76$$

(ג) נפח הנגר הסופתי יהיה -

$$U_R = \bar{K} \times \bar{D} \times a_0 = 0.76 \times 90 \times 10^{-3} \times 1000 \times 10^3 = 68,500 \text{ m}^3$$

$$U_R \approx 70,000 \text{ m}^3$$

פרק 5: הערכת הידרוגרמים

וספיקות שיא על

סמך גשמי תכנ.

מבוא 5.1

ההסברים בפרק זה - להערכת הידרוגרמי תכנ וספיקות שיא לתקופות חזרה רצויות - מסתמכים על ההסברים שנתנו בפרקים הקודמים, באופן ישיר או עקיף. מרבית השיטות והעקרונות הוסברו והומחשו בעזרת דוגמאות בפרקים הקודמים.

כאשר מצויים נתוני זרימה - יש להשתדל למצותם וללמוד מהם את תכונות תחום ההתנקזות ואת הקשר שבינם לבין הגשם. כאשר נתונים מעין אלה אינם מצויים ברשותנו - יש להעזר במידע הקיים לצורך הערכות, שיהיו בגדר אומדנים (הערכות גסות) או סדרי גודל. בכל מקרה, יש להתבסס על נתוני גשם ועל מידע אודות תכונות תחום ההתנקזות. ניתוח נתוני הגשם (כפי שהוסבר בפרק 2 שבקונטרס מס' 4) יאפשר קביעת סופת תכנ, דהיינו: הגשם הצפוי בתקופת החזרה הרצויה (בהתאם לתכנון), אשר עבודה יש לחשב ולהעריך את ההידרוגרם ו/או את ספיקת השיא.

למעשה, הערכת ההידרוגרם כמוה כהערכת ספיקת השיא - שהיא אחד מהפרמטרים העקריים של ההידרוגרם.

במקרים רבים, המהנדס המתכנן מסתפק בידיעת ספיקת השיא. במקרים אלה - חשיבות ההידרוגרם מצטמצמת למקרים בהם גלי-הגאות מהלכים במאגר (Reservoir flood routing) או באפיק (Channel routing). לעתים יש הכרח בידיעת ההידרוגרם כתנאי מוקדם להערכת

ספיקות השיא - זאת, במקרים שבהם הזרימות בנקודה מסויימת הינן סופרפוזיציה של זרימות ממספר תחומי התנקזות (או תת-תחומי התנקזות), או/ו הידרוגרם התכנ הינו תוצאה של סופת גשם תכנ מרוכבת (ממספר סופות תכנ בודדות עוקבות).

השיטות המוסברות בפרק זה הינן "פיסיקליות" במהותן - הן מתבססות על יחסי גשם - נגר, או גשם - ספיקת שיא. לעומת זאת, כאשר מצוי מספר רב של נתונים - ניתן להעריך את ספיקות השיא הצפויות בשיטות סטטיסטיות - ראה קונטרס מס' 6.

מפאת החשיבות הרבה שיש לנתוני זרימה וגשם, אף אם הנתונים מועטים, יש לעשות מאמצים להשגתם בכמות רבה ככל האפשר.

1. The first part of the report is a summary of the work done during the year.

2. The second part is a detailed account of the work done during the year.

3. The third part is a summary of the work done during the year.

4. The fourth part is a summary of the work done during the year.

5. The fifth part is a summary of the work done during the year.

6. The sixth part is a summary of the work done during the year.

7. The seventh part is a summary of the work done during the year.

8. The eighth part is a summary of the work done during the year.

9. The ninth part is a summary of the work done during the year.

10. The tenth part is a summary of the work done during the year.

11. The eleventh part is a summary of the work done during the year.

12. The twelfth part is a summary of the work done during the year.

אם יש לתכנן פרוייקט באזור שבו אין כל נתונים - יש להקים מיד תחנות הידרומטריות ותחנות מטאורולוגיות (למידת גשם, התאדות, רוח, טמפרטורה וכו'; אך - לפחות למדידת נתוני גשם - רצוי גם עוצמות, באמצעות מדי גשם רושמים). מאחר והתכנון נמשך מספר שנים - קיים סיכוי טוב שניתן יהיה לאסוף נתונים אשר יהיו לעזר רב בהערכות של ספיקות שיא והידרוגרמי תכן.

5.2 הערכת הידרוגרמי תכן בעזרת נתוני זרימה וגשם.

5.2.1 הערכה על פי שיטת הידרוגרם יחידה

השיטה ואופן השימוש בה - הוסברו בהרחבה בפרק 2 שבקונטרס זה. הערכת הידרוגרם תכן בשיטה זו תעשה על פי סופת תכן או גשם תכן (Design Rainfall). גשם תכן יכול להיות מסופה קצרה אחת או ממספר סופות עוקבות בעלות משך שווה או שונה. בכל מקרה, יש להגדיר את גשם התכן ואת גשם התכן העודף החזוי לתקופת החזרה הרצויה.

הערכת הגשם העודף תעשה על סמך ההסברים שניתנו בפרקים הקודמים ובפרט בפרק 4 (שבקונטרס זה) ובפרק 4 שבקונטרס מס' 4. אם כי, בדרך כלל, ניתן להשתמש בשיטה זו עבור תחומי התנקזות בינוניים (ראה סעיף 2.2.3) - יש לוודא זאת בכל מקרה.

ניתוח מפות איזוהייטיות מסופות גדולות שונות ובפרט השוואת הידרוגרמים מסופות אלה, או אף מסופות גדולות שעבורן אין נתוני גשם סימולטניים בתחום ההתנקזות - יאפשרו לקבוע אם ניתן להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה בתחום ההתנקזות הנידון או שאין הדבר ניתן (ראה דוגמה 5.1).

אמצעי יעיל ופשוט לבדיקת האפשרות להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה הוא - סרטוט נתוני Q_p כנגד U_R (ספיקת השיא כנגד נפח הגיאות) על גבי נייר מילימטרי: אם קיימת תלות ליניארית ביניהם - ניתן להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה; ואם לא - אין לעשות זאת (ראה דוגמה 5.1).

במקרים שחוסר האפשרות להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה נובעת מהיות תחום ההתנקזות גדול או בלתי אחיד בתכונותיו - יש לחלק את תחום ההתנקזות לתחום התנקזות משניים (תת-תחומים) ולטפל בהם בנפרד. הזרימה הכוללת תתקבל מסופרפוזיציה של הזרימות מאגני המשנה; אך לפני בצוע סופרפוזיציה מתאימה

מעין זו - יש לבדוק אם אמנם קיימת אפשרות להופעת גיאוויות סימולטניות מאגני המשנה השונים. במקרים מעין אלה - רצוי להעזר בהידרולוג מומחה (Specialist).

5.2.2 שימוש בהידרוגרמים לא-מימדיים-מדודים.

לעתים מצויים הידרוגרמים של גיאוויות בודדות גדולות יחסית, שנמדדו מבלי שהיו מדידות הידרומטריות סדירות, ולעתים - מבלי שהיו נתוני גשם סימולטניים בתחום ההתנקזות. אם תחום ההתנקזות הגיב באופן אחיד, פחות או יותר, - כלומר: אם ההידרוגרמים המצויים הינם דומים - ניתן לחשב הידרוגרם לא-מימדי, אשר ייצג את תחום ההתנקזות (ראה דוגמה 5.2).

אם ניתן לשחזר, או להעריך, את נפח הגיאוויות הצפויות על פי גשמי תכן שונים בתקופות חזרה שונות - ניתן לשחזר ולהעריך את הידרוגרם התכן הצפוי, בעזרת ההידרוגרמים הלא-מימדיים. נפחי הגיאוויות יוערכו באחת מהשיטות שתוארו בפרק 4.

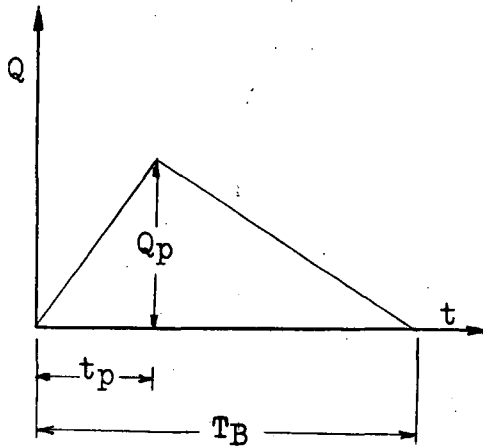
שימוש בהידרוגרם לא-מימדי שהוכן על פי נתוני זרימה ממשיים (מדודים) עדיף על פני שימוש בהידרוגרמים לא-מימדיים סינטטיים כלשהם, באשר צורת ההידרוגרם משתנה מתחום התנקזות אחד למשנהו. השימוש בהידרוגרם לא-מימדי שכיח - כאשר לא ניתן להעריך ישירות את הגשם העודף והערכתו נעשית על סמך מודל פיסיקלי (ראה סעיף 4.2.3).

יש לציין, שניתן לאמוד את ההידרוגרם הלא-מימדי על סמך מדידות של השתנות מפלס המים בתחנה ההידרומטרית בתלות בזמן (כאשר מצויים נתוני לימניגרף בתחנה הידרומטרית לא מכוילת).

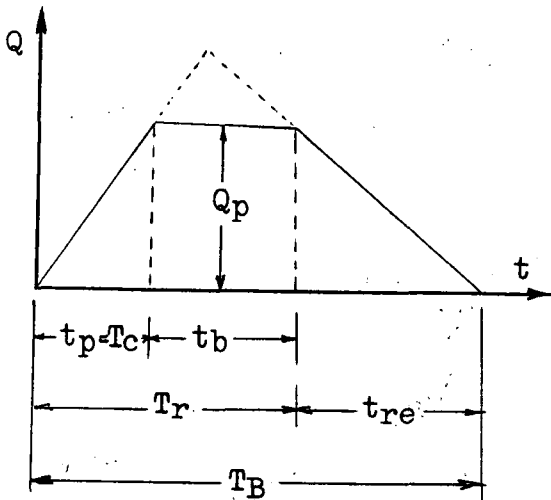
5.2.3 הערכת הידרוגרמי תכן על-סמך t_p ו- T_B מדודים.

למטרות מעשיות ניתן להניח, במקרים רבים, שצורת ההידרוגרם הינה משולשית; להוציא מקרים שתחום ההתנקזות קטן (שבו זמן הריכוז - T_c קטן ממסך הגשם העודף - t_R). במקרים מעין אלה, אם ניתן להעריך את t_p (הזמן עד לספיקת השיא) ואת מסך בסיס ההידרוגרם (T_B) על סמך נתונים מדודים - ניתן להעריך את ההידרוגרם. הערכה, או אומדן, של t_p ו- T_B יכולה להעשות על סמך נתונים של השתנות רום מפלס פני המים בתלות הזמן במשך הגיאות, בתחנה הידרומטרית לא מכוילת (לפי מדידות הלימניגרף). יש להדגיש ש- t_p , במקרים אלה, הינו אומדן - מאחר ואין זה ודאי שספיקת השיא תהיה כאשר רום מפלס פני המים הוא המכסימלי (ראה סעיף

1.2.5, ב'). כאשר הגיאות נמשכת מספר שעות - הסטיות האפשריות אינן גדולות והאומדן יהיה הערכה סבירה. נפחי הגיאות יחושבו כמוסבר בפרק 4 ואילו ההידרוגרם ישוחרר (כאומדן) באופן הבא:



ציור 71: הידרוגרם משולשי פשטני.



ציור 72: הידרוגרם טרפזי פשטני.

א. כאשר $t_R \leq T_C$:

מניחים שצורת ההידרוגרם

היא משולשית (ראה ציור 71)

ואז -

$$(5-1) \dots U_R = \frac{1}{2} Q_p \times T_B$$

כלומר:

$$(5-2) \dots Q_p = \frac{2 U_R}{T_B}$$

השימוש בהידרוגרמים משולשיים

הינו יעיל ומאפשר גם ביצוע

סופרפוזיציה של הידרוגרמים

בקלות (ראה סעיף 5.4).

ב. כאשר $t_R > T_C$:

הידרוגרם טרפזי (ראה ציור 72)

עשוי לייצג תחום התנקזות קטן

שבו $t_R > T_C$. במקרים אלה -

$$U_R = \frac{1}{2} Q_p (T_B - t_b) + Q_p \times t_b$$

$$(5-3) \dots U_R = \frac{1}{2} Q_p \times T_B - \frac{1}{2} Q_p \times t_b$$

אם: $t_{re} = t_p$ אז -

$$(5-4) \dots U_R = Q_p \times t_p + Q_p \times t_b = Q_p (t_p + t_b)$$

הערה: משך הגשם t_R מיוחס

למשך הגשם העודף.

הדגמת יישום שיטה זו - ראה דוגמה 5.3.

5.2.4 הערכת הידרוגרמים על פי נתונים חלקיים

כאשר ישנם הידרוגרמים שנמדדו בתחנה הידרומטרית מסוימת (0) ויש

צורך להעריך את ההידרוגרמים הצפויים בנקודת ריכוז אחרת (A או B

- ראה ציור 73) - יש להעריך את השינויים בתחום ההתנקזות ואת מידת

השפעתם על צורת ההידרוגרמים וספיקותיהם:

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

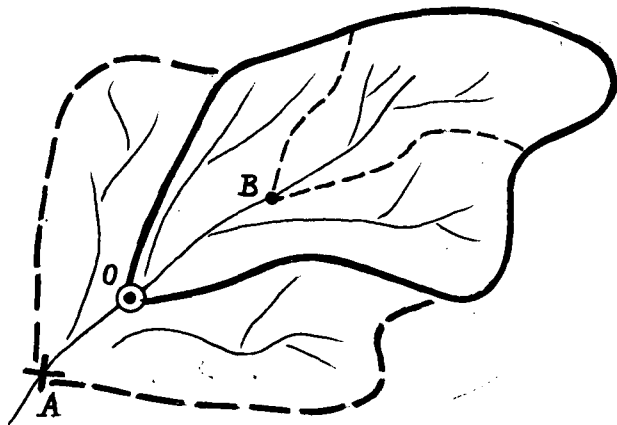
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...



ציור 73: משמעות הבדל בין תחנת תחנה הידרומטרית ובין נקודת ריכוז.

(א) כתוצאה משנויים משמעותיים בגודל תחום ההתנקזות, או/ו בצורת ובתכונות השטח המתווסף או הנגרע.

(ב) כתוצאה מהילוך גיאומטרי באפיק הראשי (בעיקר בנהרות).

(ג) כתוצאה מהתווספות זרימות של נחל המתחבר לאפיק הראשי במורד התחנה ההידרומטרית (בין O ל-A); או-

הפחתת זרימות מנחל המתחבר לאפיק הראשי במעלה לתחנה (בין O ל-B) - ראה ציור 73.

לכן, ברור, שלא תמיד ניתן למצוא ההידרוגרם המבוקש על סמך נתונים חלקיים. רק כאשר תחומי ההתנקזות של A ושל B אינם שונים בהרבה מהתחום הנתון (המתקן לנקודה O) - ניתן לאמץ את ההידרוגרמים של O, תוך כדי שינויים מתאימים בספיקות השיא ובזמנים t_p ו- T_B (כפי שמוסבר בסעיפים הבאים), ותוך התחשבות בתקופת החזרה (של ההידרוגרמים המדודים).

5.2.5 הערכת הידרוגרמים על פי הידרוגרמים בתחומי התנקזות דומים.
ניתן להשתמש בהידרוגרמים מדודים בתחומי התנקזות סמוכים דומים, או בתחומי התנקזות שתכונותיהם הפיסיקליות דומות - לשם הערכת הידרוגרמי תכן בתחום התנקזות נתון. שימוש מעין זה מומלץ: כאשר התחומים השונים הינם, פחות או יותר, שווי צורה ושטח; כאשר ישנם הידרוגרמים ממספר תחומי התנקזות דומים בתכונותיהם הפיסיקליות אך שונים בתכונותיהם הגיאומטריות - כך, שניתן למצוא את תלות הפרמטרים העיקריים של ההידרוגרם - t_p , Q_p ו- T_B - בתכונות הגיאומטריות - ראה הסברים בפרק 3 והדגמות בסעיף 5.5.1).

5.3 הערכת ספיקות שיא על סמך נתוני זרימה וגשם

5.3.1 קורלציה בין ספיקות שיא לבין גשמים סופתיים.

לעתים קרובות ניתן למצוא קשר בין ספיקות שיא לבין עוביים (או עוצמות) ממוצעים על פני תחום ההתנקזות של הגשמים הסופתיים. לרוב אין אפשרות למצוא קשר מעין זה על סמך עוביי גשמים נקודתיים; אלא אם כן תחום ההתנקזות קטן מאוד ועובי הגשם הנקודתי שווה בקירוב לעובי הגשם הממוצע. ספיקות שיא ניתנות למדידה בתחנות הידרומטריות, או ניתנות להערכה באמצעים פשוטים, כגון: "סימני מים" - סימני גאות, או/ו מדי מפלס רום מכסימלי. בחיפוש קשר כנ"ל משתמשים במלוא נתוני הזרימה ונתוני הגשם הסימולטניים. לכן, אפשר למצוא קשר זה אף אם תקופת המדידות היתה קצרה יחסית (ולעתים אף תוך שנה אחת - אם היא משופעת בגשמים ובגיאויזות, או - תוך מספר שנים מצומצם).

למהנדס המתכנן חשובה התלות שבין ספיקות השיא המכסימליות לבין עוביי הגשמים הסופתיים הממוצעים או עוצמותיהם, כלומר: העוטפת של הנתונים ולא קו קורלציה ממוצע. עדיף השימוש בעובי הגשם הסופתי העודף (על סמך נפחי נגר עילי ישירים). מחוסר ברירה - ניתן להסתפק בנתונים על אודות הגשמים הממשיים.

אם נמצאה התלות כאמור לעיל - ניתן להעריך את ספיקת השיא הצפויה בהתאם לתקופת החזרה של הגשמים הסופתיים הממשיים. מציאת תלות כנ"ל יכולה להעשות תוך שימוש בנייר מילימטרי או בנייר דו-לוגריתמי (ראה דוגמה 5.4). נוסחות הקשר השכיחות הן:

$$(Q_p)_{\max} = K_p (\bar{D}_a)^n \quad \dots (5-5)$$

כאשר :

$(Q_p)_{\max}$ = ספיקת השיא המכסימלית מגשם סופתי שעוביו

הממוצע על פני תחום ההתנקזות הוא (\bar{D}_a) .

K_p = מקדם התלוי גם ביחידות של ספיקת השיא ושל הגשם.

n = מקדם חזקתי.

1. The first part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

2. The second part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

3. The third part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

11. The eleventh part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

12. The twelfth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

13. The thirteenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

14. The fourteenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

15. The fifteenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

16. The sixteenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

17. The seventeenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

18. The eighteenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

בדרך כלל, יחידות ספיקת השיא הן מ"ק לשנייה ושל הגשם הן מ"מ.
קשרים אחרים - ראה נוסחאות בטבלה 18 וכן בסעיפים 5.5.2 ו-5.5.5.

5.3.2 קורלציה בין ספיקות שיא לבין נפחי גיאוליות
הנסיון מראה כי בגלי גיאול רבים, שאינם מורכבים ממספר שיאים, ניתן למצוא קשר בצורת תלות לינארית בין ספיקות השיא ובין נפחי גלי הגיאול. עובדה זו מבוססת ב"תיאורית הידרוגרם היחידה" (ראה סעיף 2.4). לעתים התלות אינה לינארית (במקרים אלה אין להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה בתחום ההתנקזות). כאשר מוצאים קשר זה, ניתן למצוא את ספיקת השיא הרצויה לתקופת חזרה כלשהי - אם ניתן להעריך את נפח הגיאול המתאימה (לאותה תקופת חזרה). נפח הגיאול המתאימה יחושב לפי אחת השיטות שהוסברו בפרק 4.
השימוש בתלויות כנ"ל מומחש בדוגמאות 5.5 ו-5.6.

5.3.3 הערכת ספיקת שיא על סמך הידרוגרם
כאמור בסעיף 5.2, בשיחזור או בהערכת הידרוגרמים מתחייבת גם הערכת ספיקות השיא. השימוש בהידרוגרמים לשם הערכת ספיקות שיא הכרחי כאשר:

- (א) יש להלך את הגיאול במאגר או לאורך נחל;
- (ב) ספיקת השיא מתקבלת מהידרוגרם שהוא תוצאת סופרפוזיציה של מספר הידרוגרמים המייצגים חלקים שונים של תחום ההתנקזות, או שהם תוצאה של מספר סופות עוכבות.

5.3.4 אומדני ספיקות שיא על סמך נתונים מתחומי התנקזות דומים
שימוש בנתונים מתחומי התנקזות דומים (שווי תכונות, בקירוב) ושוי משטר גשמים לשם הערכת ספיקות שיא - ראה סעיף 5.5.1.

5.4 הערכת הידרוגרמי תכן ללא נתוני זרימה

5.4.1 הערכת הידרוגרם פשוט.

הערכת הידרוגרם פשוט (מסופת גשם לא מרוכבת) ללא נתוני זרימה נעשה ע"י הערכת הפרמטרים השונים הקובעים אותו (ראה סעיף 1.2.4). ניתן להניח, כאמור בסעיף 5.2.3, צורה פשוטה של ההידרוגרם - משולשית או טרפזית (בהתאם למקרה).

הפרמטרים הניתנים להערכה הם:

(א) נפח הנגר הסופתי המתאים לגשם התכן כפי שהוסבר

בפרק 4.

(ב) משך הזרימה עד להשגת ספיקת השיא (t_p) - כפי שהוסבר

בסעיף 3.4.

(ג) לעתים ניתן להעריך את ספיקת השיא - ראה סעיף 5.5.

על סמך פרמטרים אלה, או חלקם, ניתן להעריך את ההידרוגרם.

(1) על פי אומדני נפח הנגר הסופתי הישיר (U_R) - t_p :

נמצא באופן אמפירי (U.S.B.R., 1965) כי ניתן לאמוד את משך בסיס ההידרוגרם לפי הנוסחה:

$$T_B \approx 2.67 t_p \quad \dots (5 - 6)$$

(לפי מקור זה מומלץ לאמוד את t_p לפי הנוסחה:

$$t_p = \frac{1}{2} t_R + 0.6 T_c, \quad \text{כאשר: } t_R = \text{משך הגשם}$$

ו- $T_c = \text{משך הריכוז}$; אך ניתן לאמוד את t_p גם

בדרכים אחרות - ראה סעיף 3.4. לאחר אומדן

t_p ו- T_B יקבע הידרוגרם משולשי או טרפזי,

בהתאם למקרה (ראה סעיף 5.2.3).

(2) על פי אומדני ספיקת השיא ו- t_p -

מחשבים את ספיקת השיא בהתאם לאמור בסעיף 5.5

ואת t_p בהתאם לאמור בסעיף 3.4. ההידרוגרם

המבוקש יוגדר כמשולשי או טרפזי וימצא כמוסבר

בסעיף 5.2.3.

(3) על פי הידרוגרמים לא-מימדיים סינטיים:

השימוש בהידרוגרמים לא-מימדיים סנטיים כלשהם יעשה רק בליט ברירה ועבור תחומי התנקזות בינוניים. במקרה זה רצוי להוועץ בהידרולוג מומחה.

5.4.2 הערכת הידרוגרם מרוכב.

כאשר יש להעריך את ההידרוגרם הצפוי מסופת גשם מרוכבת - המפורסת באופן לא אחיד לפי הזמן, באופן שניתן לחלקה למספר סופות עוקבות: מעריכים את ההידרוגרמים הבודדים - כפי שהוסבר בסעיף 5.4.1, ומבצעים סופרפוזיציה של הידרוגרמים אלה (ראה דוגמה 5.7). משך הסופות הבודדות הנ"ל אינו חייב להיות שווה.

5.4.3 שיטת האיזוכרונות.

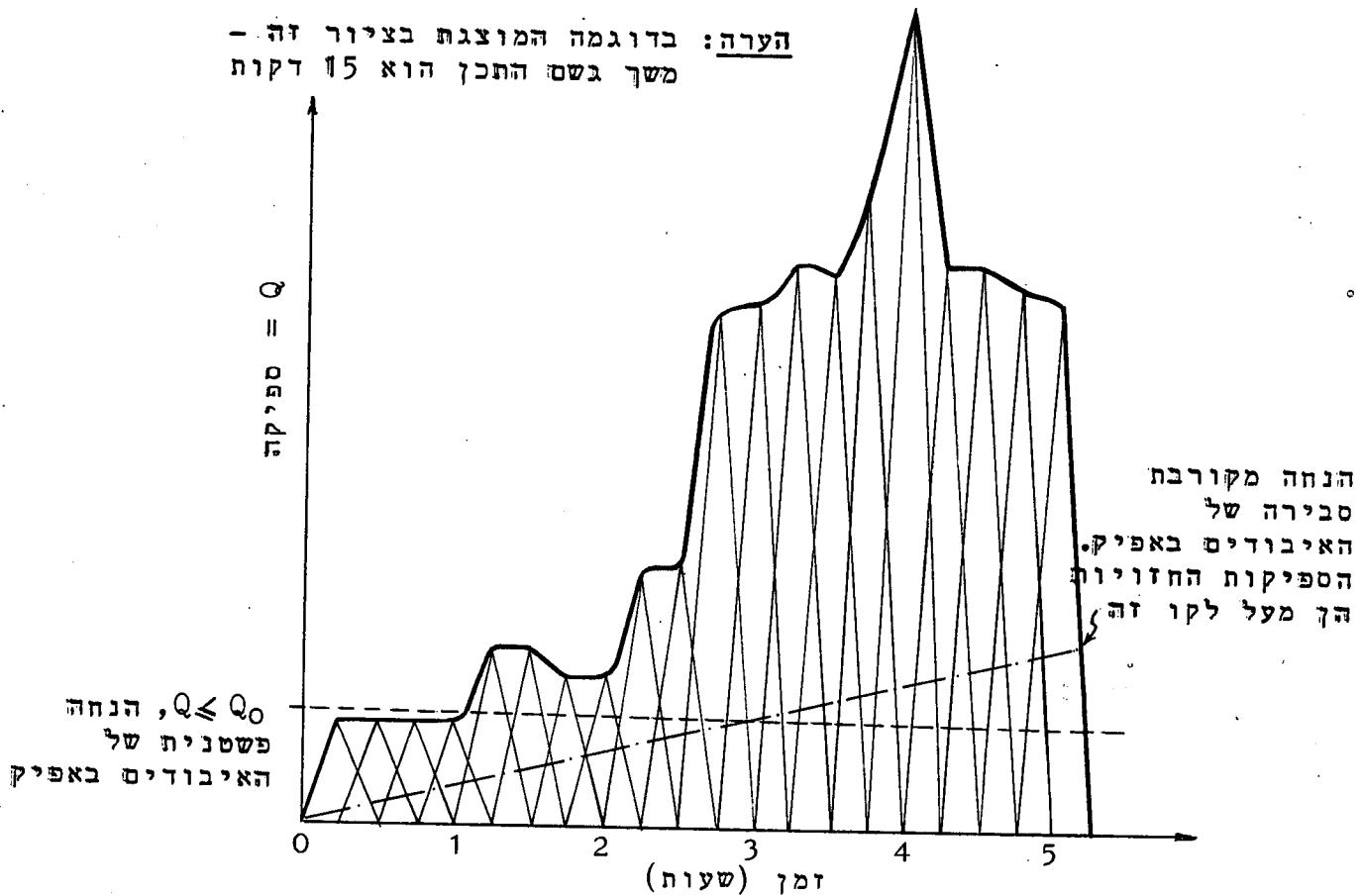
שיטה זו עשויה להיות יעילה בתחומי התנקזות בינוניים (ראה סעיף 2.2.3). בתחומי התנקזות אלה - ההידרוגרם בנקודת הריכוז מתקבל כתוצאה של סופרפוזיציה של הידרוגרמים המייצגים את הנגר הנתרם מהשטחים הבין-איזוכרונים שבתחום ההתנקזות. כאשר משך הריכוז גדול ממשך הגשם (מצב המתאים לתחומי התנקזות בינוניים) - הסופרפוזיציה האפשרית הינה מוגבלת. ספיקת השיא נקבעת ע"י תרומת חלק מתחום ההתנקזות בלבד.

חלוקת תחום ההתנקזות ע"י איזוכרונות (ראה סעיף 2.2.3 ג), שהמרווח ביניהן שווה למשך גשם התכן, מאפשרת להתייחס אל כל שטח בין-איזוכרוני כאל תת-תחום התנקזות. ניתן להניח שההידרוגרם מכל תת-תחום כזה הינו משולשי בקירוב (ראה סעיף 5.4.1). בשטחים תלולים, שבהם השיפוע הצידי הוא תלול, ניתן להניח כי - ההידרוגרם הפשטני יהיה משולש שווה שוקיים, בקירוב, שבו:

$$t_p = T_c = t_R \quad (\text{המשך עד להשגת ספיקת השיא} = \text{משך הריכוז} = \text{משך גשם התכן}).$$

באזורים תלולים כנ"ל - קובעים את משך גשם התכן בהתאם למשך הזרימה המדרונית (T_c) - ראה דוגמה 5.10. באזורים אחרים יש להניח גשמי תכן שוני משך עבור תקופת החזרה הרצויה, לחשב לפיהם את ההידרוגרמים המתאימים, לסכם ע"י סופרפוזיציה, ולבחור בהידרוגרם הסכומי המכסימלי.

הידרוגרם התכן מתקבל בכל מקרה ע"י סופרפוזיציה של ההידרוגרמים הבודדים (ראה ציור 74). במקרים רבים, ספיקת השיא תהיה שווה לספיקת השיא הגדולה ביותר מבין ספיקות השיא של תת-התחומים הבין-איזוכרוניים.



ציור 74: תיאור סכימטי של אומדן הידרוגרם סינטטי בשיטת האיזוכרונות (מבוסס על - תה"ל, 1969)

- ההנחות המקובלות הנעשות בשיטה זו הן:
- (א) משך הריכוז של הזרימה המדרונית יחושב לפי האמור בסעיף 3.3.5.
 - (ב) משך הזרימה באפיקים יחושב לפי מהירות ממוצעת (ראה סעיף 3.3.3), או באופן אחר (ראה סעיף 3.3.4).
 - (ג) הסופה מכסה סימולטנית את תחום ההתנקזות והינה נייחת.
 - (ד) השפעת הילוך הגיאות באפיקים הינה זניחה.
 - (ה) ספיקת השיא של כל תת-תחום בין-איזוכרוני תחושב על פי הנוסחה הרציונלית (ראה סעיף 5.5.2).
 - (ו) על אף העובדה שההפסדים נלקחים בחשבון באמצעות המקדם C_p שבנוסחה הרציונלית (ראה סעיף 5.5.2), אם הזרימה הערוצית הינה ממושכת יחסית ולאפיקים יש כושר חידור גדול - יש להתחשב באיבודי חידור אלה.

(ראה דוגמה 5.10). איבודים אלה הינם משמעותיים בפרט כאשר רוחב האפיקים גדול יחסית (מקרים שכיחים בנגב ובערבה ובסיני). למעשה, ההקטנה בספיקות עקב האיבודים באפיק גדלה עם הזמן (ככל שהמרחק של האלמנט המתנקז מנקודת הריכוז גדול יותר). לשם פשטות ניתן להניח קו ישר - ספיקת חלחול קבועה, או משתנית לינירית - ראה ציור 74.

עקרונות השיטה הנ"ל מומחשים בדוגמאות 2.1 ו-2.2 ויישום השיטה מומחשה בדוגמה 5.10.

5.5 הערכת ספיקות שיא ללא נתוני זרימה

5.5.1 ניתוח איזוב ותיקון לפי פקטורי הצורה, כיסוי השטח והשיפוע ותקופת החזרה.

א. כללי

כפי שהוסבר בסעיף 3.5.2, ניתן למצוא קשרים בין ספיקות השיא לבין גודל שטח תחומי ההתנקזות באיזורים מסויימים. כאשר הנתונים הקיימים באיזור מסויים מאפשרים מציאת קשר מעין זה - ניתן לנצלו בהסתייגויות הבאות:

- (1) יש להתחשב בצורת תחומי ההתנקזות.
- (2) יש להתחשב בתכונות הקרקע, הצמחייה והעיבוד.
- (3) יש להתחשב בשיפוע תחומי ההתנקזות.
- (4) יש להתחשב בתקופת החזרה של ספיקות השיא המנותחות לעומת זו הרצויה.

הסתייגויות אלה מתייחסות למצבים בהם קיים שוני מהותי ולא שוני מועט.

ב. הפקטורים השונים

לצורך תיקון הנתונים והבאתם למכנה משותף ניתן להשתמש בפקטורים הבאים (ראה דוגמאות 5.4 ו-5.5).

(1) פקטור הצורה (S.F.) - ראה סעיף 3.6.3 .

(2) פקטור השיפוע וכיסוי הקרקע (L.F.) - Land Use and Slope Factor :

הפקטורים המומלצים ע"י ה-U.S.D.A. הם אלה המתוארים בטבלה 14.

טבלה 14: פקטור השיפוע וכיסוי הקרקע (L.F.)
בהערכת ספיקות שיא.

שיפוע פני הקרקע כיסוי הקרקע Land Use	תלול Steep (מעל ל-2%)	שטוח Flat (~0.2%)	שטוח מאוד ללא שלוליות
100% מעובד (גדולי שורה) 100% cultivated (row crops)	1.2	0.8	0.25
כיסוי מעורב (mixed cover)	1.0	0.6	0.20
מרעה מלאכותי מטופל (pasture)	0.6	0.4	0.10
יער woods, deep forest litter	0.3	0.2	0.05

(3) פקטור תקופת החזרה (F.F.) - Frequency Factor .

במקורות שונים מומלץ הפקטור כדלקמן.

טבלה 15: פקטור תקופת החזרה בהערכת ספיקות שיא

R תקופת החזרה (שנים)	(1)	5	10	25	50
הפקטור יחסית ל-R=25yr	-	0.6	0.8	1.0	1.2
הפקטור יחסית ל-R=10yr		0.75	1.0	1.25	1.5
הפקטור יחסית ל-R=5 yr	-	1.0	1.33	1.67	2.0
הפקטור יחסית ל-R=2 yr	(1.0)	(1.5)	(2.0)	(2.5)	(3.0)

הערה: הפקטור בטבלה הנ"ל מובא באופנים שונים כאשר:

בשורה הראשונה $F.F. = 1.0$ עבור תקופת חזרה של 25 שנה;

בשורה השנייה $F.F. = 1.0$ עבור תקופת חזרה של 10 שנים; וכו'.

הדבר ניתן להעשות, מאחר והפקטור הוא מקדם יחסי.

יש להדגיש, שתקופת החזרה של ספיקת שיא המחושבת מתלות אזורית $Q_p = f(a_0)$ (תלות ספיקת השיא בגודל שטח תחום ההתנקזות) - תהיה זהה לתקופת החזרה שמשמשה למציאת תלות אזורית כזו. עבור תקופות חזרה אחרות - מתקנים בהתאם לפקטור הנ"ל.
השימוש בפקטור תקופת החזרה מודגם בדוגמה 5.4.

ג. תיקון ספיקות שיא בהתאם לפקטורים השונים.

אם התקבלה בניתוח אזורי ספיקת שיא $(Q_p)_0$ המתאימה לתנאים בהם הפקטורים הם: $(S.F.)_0$, $(L.F.)_0$, $(F.F.)_0$ ואילו התנאים שעבורם אנו רוצים לחשב את $(Q_p)_A$ הם: $(S.F.)_A$, $(L.F.)_A$, $(F.F.)_A$ - חישוב $(Q_p)_A$ יהיה לפי הנוסחה הבאה:

$$(Q_p)_A = (Q_p)_0 \times \frac{(S.F.)_A}{(S.F.)_0} \times \frac{(L.F.)_A}{(L.F.)_0} \times \frac{(F.F.)_A}{(F.F.)_0} \quad (5-7)$$

בכל המקרים הונח שמאחר והניתוח הוא אזורי - הוא נעשה באזור אחיד מבחינה מטאורולוגית (ראה סעיף 2.20.2) שבקונטרס מס' 4 ואין צורך בתיקון בהתאם לפקטור המאפיין את משטר הגשמים או את האקלים.
חישוב בהתאם לנוסחה (5-7) מודגם בדוגמה 5.5.

ד. ניתוח אזורי לדוגמה

ניתוח אזורי לדוגמה נעשה בנחלי הנגב הדרומי, הערבה וסיני. ממצאיו מתוארים בציור 75. הנתונים בניתוח זה כוללים נתונים מדודים ונתונים משוחזרים - חלקם על סמך סימני מים אחרונים וחלקם על סמך סימני מים "היסטוריים" (מכסימליים). יש לצפות לכך, שהנתונים המבוססים על סימני מים "היסטוריים" יסוו משאר הנתונים משתי סיבות: (1) קרוב לוודאי, שלא כל הנתונים מתייחסים לאותה תקופת החזרה; (2) אין אפשרות להעריך את חתך האפיק ה"היסטורי" - קרוב לוודאי שחתך האפיק השתנה באופן משמעותי במשך הזמן.

התלות המתוארת בציור 75 הינה עוספת ספיקות השיא הסגוליות (ספיקות שיא ליחידת שטח), בהזנחת נתונים חורגים. לאחר ניתוח סטטיסטי מקורב - התקבלו העקומים המוצגים בציור 76.

יש להעיר - כי אם הסופות אינן מכסות את כל שטח תחום ההתנקזות (שטח תחום ההתנקזות גדול משטח סופות השיא) - לא תתקבל תלות בין ספיקות השיא הסגוליות ובין גודל שטח תחום ההתנקזות.

5.5.2 הנוסחה הרציונלית לתחומי התנקזות קטנים

בנוסחה הרציונלית נעשה שימוש נרחב עבור תחומי התנקזות קטנים (ראה סעיף 2.2.2), כאשר אין אפשרות להשתמש בשיטות טובות יותר, המבוססות על נתונים מדודים (שנסקרו בסעיפים הקודמים). בדרך כלל משתמשים בנוסחה הנ"ל עבור תחומי התנקזות ששטחם עד כ-10 קמ"ר (עד 20 קמ"ר באזורים הרריים).

א. הנוסחה

$$Q_p = \frac{C_p \times a_0 \times I_c}{3.6} \quad \dots (5 - 8)$$

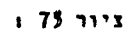
כאשר:

$$Q_p = \text{ספיקת השיא ב-מ"ק לשנייה}.$$

$$a_0 = \text{שטח תחום ההתנקזות ב-קמ"ר}.$$

$$I_c = \text{עוצמת גשם התכן ב-מ"מ לשעה}.$$

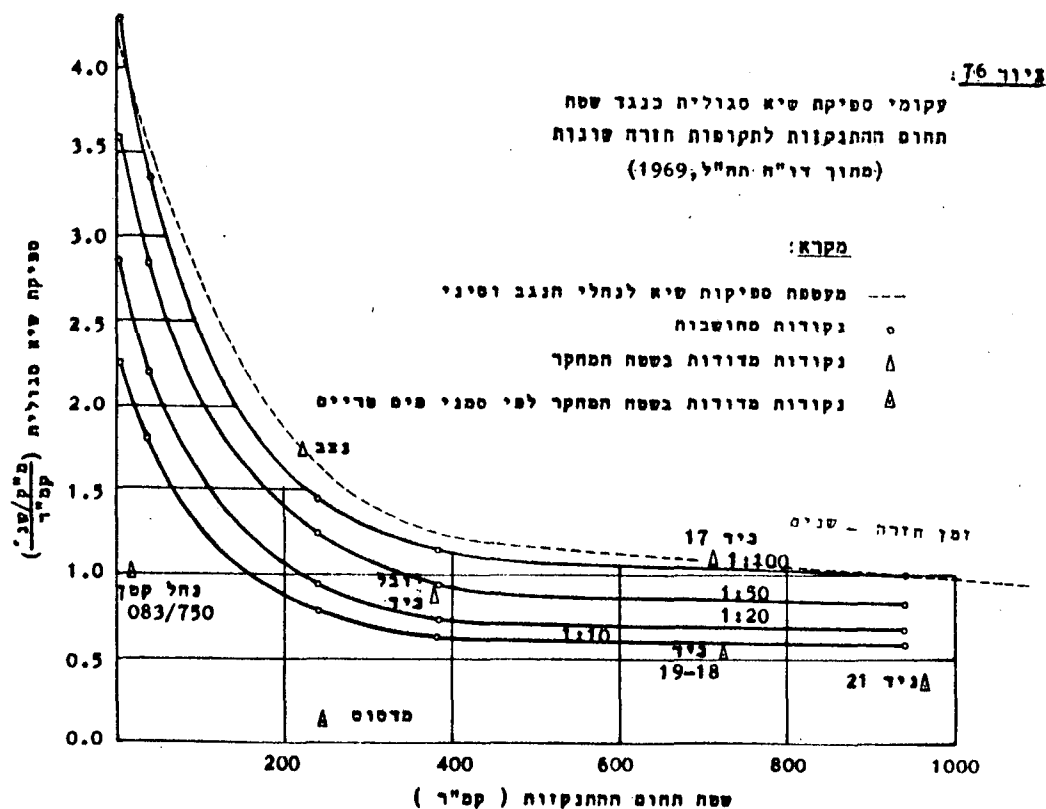
$$C_p = \text{מקדם ספיקת השיא}.$$



עוספת ספיקות היא לגחלי הנגב וסיני
כפונקציה של גודל שטח תחום ההתנקזות
(מתוך דו"ח חה"ל, 1969)

מקרא:

- נחלי הניב לפי נחוני השרות החידרולוגי וחח"ל
אומדני טפיקה על סמך סמנים אחרונים בנחלי סיני
אומדני טפיקה על סמך סמנים היסטוריים בנחלי סיני



ב. גשם התכנן (I_c):

גשם התכנן מוגדר על פי שני פרמטרים:

(1) תקופת החזרה - בהתאם לתקופת החזרה התכנונית.

(2) משך הגשם - משך גשם התכנן נקבע כשווה למשך הריכוז.

לכן יש לחשב את משך הריכוז (כפי שהוסבר בסעיף 3.3) כתנאי מוקדם להערכת עוצמת גשם התכנן. במקרה של ספק ביחס לאומדן משך הריכוז - יש לבחור את משך הריכוז שיגרום לספיקת השיא המכסימלית (משך הריכוז הקטן ביותר).

ג. מקדם ספיקת השיא (C_p)

הדרך הטובה ביותר להערכת מקדם ספיקת השיא היא על סמך מידע סימולטני כלשהו של ספיקות שיא ושל גשמים (עוצמות גשם) - מתחום ההתנקזות הנתון או מתחומי התנקזות דומים (רצוי סמוכים) - ראה סעיף 5.3.1. מידע מעין זה עדיף על פני ערכים מומלצים כלשהם, אף אם המידע מצומצם.

כאשר אין מידע הידרומטרי מתאים - ניתן להעזר בטבלאות לשם אומדן C_p . הטבלאות השונות מתייחסות לעתים ישירות ל- C_p ולעתים למקדם הנגר העל-קרקעי (K) - ראה סעיף 5.5.3. טבלאות מתאימות הן: טבלה 11, טבלה 12 וטבלה 13 וכן ציור 70 (שבסעיף 4.5.2) וכן טבלה 16 - בהתאם למקרה.

טבלה 16: מקדמי ספיקת שיא (מקדמי נגר) -
השלמות לטבלאות 11, 12 ו-13.

Densely built and paved area	0.90	(1)
Built-up area, 70% impervious	0.80	(*)
Factory area	0.70	(1)
Moderate steep residential, 50% impervious....	0.65	(*)
Ligh Factory, and apartment area.....	0.60	(1)
Compact residential Area	0.50	(1)
Rolling cultivated Land. clay-loam soil.....	0.50	(2)
Hill land, forested, clay-loam soil	0.50	(2)
Suburban residential area	0.40	(1)
Flat residential, 30% impervious	0.40	(*)
Flat cultivated land, open sandy soil	0.20	(2)
Park land, Railroad yards	0.20	(1)

Legend: (*) W.W. Horner and F.L.Flynt, Relation between Rainfall and Runoff from Small Urban Areas, Trans. ASCE, Vol. 101, p.140, 1936

(1) ממקורות שונים

(2) M. Bernard, Discussion of Run-off-Rational Runoff Formulas, by R.L.Gregory and C.E.Arnold Trans. ASCE, Vol 96, p. 1038, 1932.

דוגמת חישוב להמחשת השימוש בשיטה הרציונלית - ראה
דוגמאות 5.8 ו-5.9.

המקור העיקרי לטעויות עקב השימוש בשיטה זו הוא בהערכת מקדם
ספיקת השיא (C_p). בהערכה זו יתכנו טעויות ניכרות אם אין כל
מידע הידרומטרי, או שהמהנדס אינו מנוסה. במקרים אלה רצוי
להוועץ בהידרולוג מומחה או במהנדס בעל נסיון מתאים.
יש להעיר - שימוש במקדמים שנמצאו עבור תחומי התנקזות אחרים,
צריך להעשות תוך תיקונים מתאימים בהתאם לפקטורים שנסקרו
בסעיף 5.5.1.

5.5.3 הקשר בין המקדם C_p , שבנוסחה הרציונלית, לבין מקדם הנגר (K) .

נפח הנגר מוערך מאמצעות

מקדמי נגר תוך שימוש

בנוסחה -

$$U_R = K \times D \times a_0$$

כאשר D = עובי הגשם הסופתי

של סופת התכף.

למעשה $De = K \times D$ = עובי הגשם

העודף.

הנוסחה הרציונלית לתחומי

התנקזות קטנים:

$$Q_p = C_p \times I \times a_0$$

כאשר I = עוצמת גשם התכף

שמשכו $t_R = T_c$ (שווה

למשך הריכוז). למעשה,

$$I_e = C_p \times I = \text{עוצמת}$$

הגשם העודף שמשכו t_R ; כי - כאשר מושגת ספיקת

השיא ($Q_p = I_e \times a_0$) - כל תחום התנקזות מתנקז

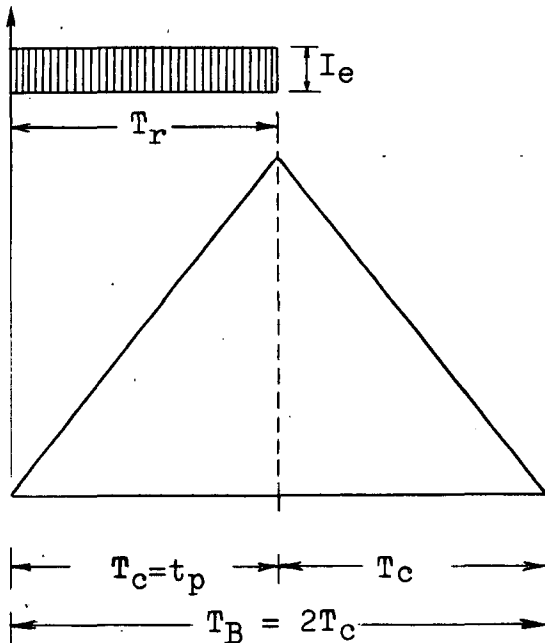
בו-זמנית.

הוכחת הזהות בין C_p לבין K :

$$(a) \dots Q_p = C_p \times I \times a_0 = C_p \times \frac{D}{t_R} \times a_0$$

$$(b) \dots U_R = Q_p \times t_R$$

$$(c) \dots Q_p = \frac{U_R}{t_R} = \frac{K \times D \times a_0}{t_R} = K \times \frac{D}{t_R} \times a_0$$



מחוך נוסחאות (a) ו-(c) מחקבל -

$$C_p \times \frac{D}{t_R} \times a_0 = K \times \frac{D}{t_R} \times a_0$$

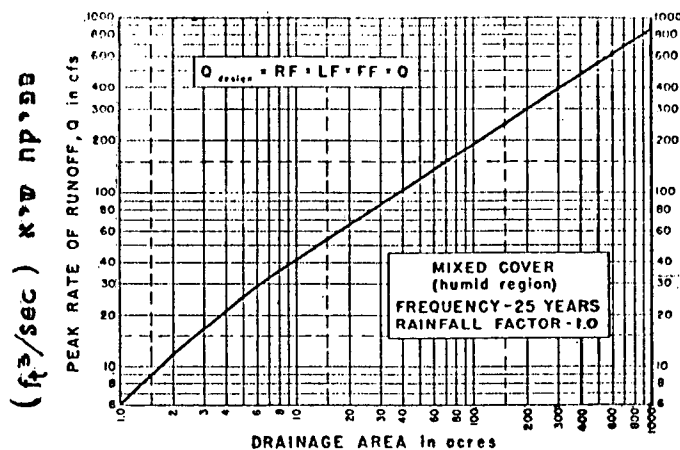
$$C_p = K \quad \text{כלומר :}$$

בהתאם לאמור לעיל - מקדם הנגר העילי הישיר שווה למקדם ספיקה השיא בנוסחה הרציונלית לתחומי התנקזות קטנים. מסיבה זו קוראים גם למקדם C_p בשם מקדם הנגר (Runoff Coefficient), שם הזהה לזה של K .

למעשה, K הוא מקדם כללי, שרק במקרה הפרטי - כאשר $t_R = T_c$ - הוא שווה ל- C_p (למען הדיוק - במקרה פרטי שבו $t_p = T_c = t_R$ ו- $T_B = 2t_p$).

5.5.4 אומדני Potter לתחומי התנקזות חקלאיים קטנים ללא נתוני גשם וזרימה.

על סמך אנליזה של תחומי התנקזות חקלאיים קטנים שנערכו בהם מחקרים על ידי ה- SCS, במקומות שונים בארה"ב, נמצא - שניתן לבטא את ספיקת השיא לתקופת חזרה של כ-25 שנה בתלות בגודל שטח תחום ההתנקזות באמצעות עקום אחד - ראה ציור 77.



שטח תחום ההתנקזות (באקרים)

הערות:

- (א) את ספיקת השיא יש לכפול במקדם תקופת החזרה הרצויה ובשאר הפקטורים (ראה סעיף 5.5.1).
- (ב) $1 \text{ acre} = 4 \text{ dunams}$
- $35.4 \frac{\text{ft}^3}{\text{sec}} = 1 \text{ m}^3/\text{sec}$

ציור 77: תלות ספיקת השיא בגודל שטח

תחום ההתנקזות, לתקופת חזרה

של 25 שנה, עבור שטחים

חקלאיים עם כיסוי מעורב

(Mixed Cover) באיזור לה

(Humid Region) לפי Potter (1950).

רצוי להשוות את הספיקות המתקבלות מהגרף הנ"ל עם אלה המתקבלות תוך שימוש בשיטת Soil Cover Complex (ראה סעיף 4.4), אלא אם כן אין כלל נתוני גשם; במקרים אלה - הנתונים הנ"ל יהיו בחזקת אומדנים גסים, אשר ניתן להעזר בהם עד להשגת נתוני גשם לפחות.

5.5.5 אומדן ספיקות שיא בתחומי התנקזות בינוניים וגדולים.
בתחומי התנקזות שונים (ראה סעיף 2.2.3) ניתן לאמוד את ספיקות השיא בשיטות הבאות:

א. אומדן על סמך הידרוגרמים מוערכים.
אומדן ספיקות השיא בתחום התנקזות נתון נעשה תוך כדי אומדן הידרוגרמי תכן - כפי שתואר בסעיף 5.4 (ראה דוגמאות 5.7 ו- 5.10).

ב. אומדן על סמך נוסחאות אמפיריות.
לנוסחאות אמפיריות ערך מקומי או אזורי בלבד, באשר הנוסחאות מבוססות על קורלציה בין ספיקות השיא לבין שטח תחום ההתנקזות ולעיתים אף הגשם. לכן, יש להזהר בשימוש בהן באזורים ובמקומות אחרים; ניתן להשתמש בהן רק אם האזורים דומים בתכונותיהם ואם משטר הגשמים בהם דומה. גם במקרים אלה - השימוש יעשה בליט ברירה, תוך התייעצות עם הידרולוג מומחה, ולצד הבטחון.

מרבית הנוסחות הן בצורה כללית כלהלן:

$$Q_p = C \times f(D) \times f(a_0) \dots (5 - 9)$$

כאשר:

$$Q_p = \text{ספיקת השיא.}$$

$$f(D) = \text{פונקציה של הגשם הסופתי או השנתי. (D = עובי הגשם).}$$

$$f(a_0) = \text{פונקציה של גודל תחום ההתנקזות (a_0).}$$

$$C = \text{מקדם המאפיין את תכונות תחום ההתנקזות, תכונות הסופות, תקופת החזרה (תדירות האירועים) והיחידות של הנוסחה. לעיתים קרובות f(D) כלול במקדם C, ואז לנוסחה:}$$

$$Q_p = C_D \times F(a_0) \dots (5 - 10)$$

צורות שכיחות של $F(a_0)$ הן (ראה סעיף 3.5.2):

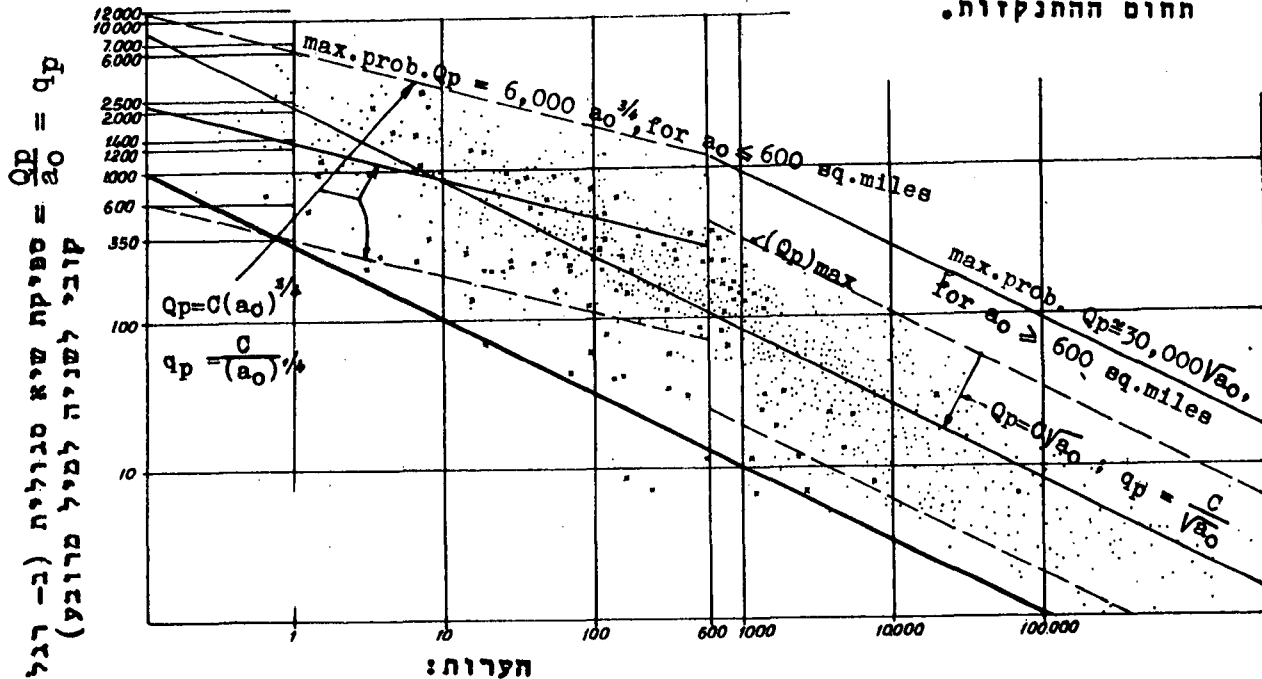
$$F(a_0) = a_0^n \rightarrow 0.5 \leq n \leq 1.0 \dots (5 - 11)$$

בנוסחה הרציונלית, עבור חחומי החנקות קסנים, $1.0 = \eta$. ככל שגודל שטח תחום ההחנקות גדול יותר - החזקה η קטנה יותר. מספר דוגמאות של נוסחאות אמפיריות מוצגות בטבלה 17.

טבלה 17 : נוסחאות אמפיריות לאומדן מפיקות שיא (ראה Richards-1950)

הערות	הנוסחה ביחידות סטרייט		לפי נוסחה (2.3-2)
	הנוסחה ביחידות סטרייט	הנוסחה ביחידות אנגליות	
	$[q_m] = \frac{K_m}{\mu \cdot \text{cm}^2} ; [q_m] = \frac{K_m}{\mu \cdot \text{cm}^2}$ $[P] = \text{cm} ; [P] = \text{cm}$	$[q_m] = \frac{K_m}{\mu \cdot \text{cm}^2} ; [q_m] = \frac{K_m}{\mu \cdot \text{cm}^2}$ $[P] = \text{cm} ; [P] = \text{cm}$	
מתייחס לאזורים בצפון הודו בהם כמות המשקעים השנאית היא $P = 600-1250 \text{ mm}$	$q_m = 12.1 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 233 \alpha_m^{3/4}$	$q_m = 825 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 1600 \alpha_m^{3/4}$	DICKENS נוסחה BERLE נוסחה
מתייחס לאזורים גבוהים מאד ברנסי ההרים במערב הודו. עבור איזורים אחרים במרכז הודו, נלקחו ערכים $C_p = 1,000$ ו- $C_p = 57.5$ או בהתאמה 81.0 - 57.5 כשהנוסחה ביחידות אנגליות, כשהנוסחה ביחידות סטרייט.	$q_m = 12.1 \alpha_m^{3/4} - 10.2 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 124 \frac{\alpha_m}{1024 \alpha_m} = 124 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 2.6 \alpha_m^{3/4}$	$q_m = 450 \alpha_m^{3/4} - 67 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 7000 \frac{\alpha_m}{14 \alpha_m} = 7000 \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 200 \alpha_m^{3/4}$	RYE נוסחה INELLS נוסחה FANNING נוסחה
הנוסחה הינציה להודו. לדעת מוציקה היא מהאימה לקרי השפופות המפורסם ביותר בהודו, פונדקו כפרו ענן. במקרים ששטח התחום גדול מהקבל $q_m = C_p \alpha_m^{3/4}$ (המפרסם ב <i>Technical Report, 1948, Central Engineering and Hydrodynamic Research, Pune, India</i>). Fanning, "Hydrology" (המפרסם ב <i>Water and water supply</i>).	הנוסחה מתייחסת לתחום החנקות כלשהו. כמאיי ככל התחום מתנאי, כך הגשם = זמן הריכוז. עוצמה הגשם הממוצעת \bar{P} מהאימה לתנאי זה. $q_m = C_p \alpha_m^{3/4}$ (המפרסם ב <i>Proc. Ind. C.E., Vol. 194</i>)	$q_m = (640 K) \bar{P} \alpha_m^{3/4}$ $q_m = 0.0033 C_p \bar{P} \alpha_m^{3/4}$ $q_m = C_p \bar{P} \alpha_m^{3/4}$	לפי נוסחה (2.3-1) CHAMBER נוסחה RHIND נוסחה ISKROWSKI נוסחה

בציור 78 מומחש השוני הרב האפשרי בתלויות של Q_p ב- a_0 (למעשה, בציור מוצגת ספיקת השיא הסגולית, $q_p = \frac{Q_p}{a_0}$, בתלות ב- a_0). כמו-כן, ניתן להבחין במגמת השתנות החזקה n (שבנוסחה (5-11)) בתלות בגודל שטח תחום ההתנקזות.



(א) הנחונים הינם
מקומות שונים
בעולם
(ב) $1 \text{ sq. mile} \approx 2.59 \text{ km}^2$

a_0 = שטח תחום ההתנקזות (במילים מרובעים)

ציור 78: תלות ספיקת השיא הסגולית בגודל שטח תחום ההתנקזות - לפי Toebes (1960)

ג. נוסחאות Fuller

נוסחאות Fuller נמצאות בשימוש בארה"ב. הנוסחאות הן:

$$(5 - 12) \dots (Q_p)_R = Q_{ave} (1 + 0.8 \log R)$$

$$(5 - 13) \dots Q_{ave} = C_F \cdot a_0^{0.8}$$

כאשר :

$(Q_p)_R$ = ספיקת השיא לתקופת חזרה של R שנים (ב- ft^3/sec).

R = תקופת החזרה (בשנים).

Q_{ave} = ספיקת השיא הממוצעת; כאשר אינה ידועה-מחשבים לפי נוסחה (5-13).

a_0 = גודל שטח תחום ההתנקזות (במילים מרובעים).

C_F = מקדם התלוי גם ביחידות ה- Q_{ave} ו- a_0 . בדרך כלל

מניחים $C_F = 75$ עבור היחידות הנ"ל.

נוסחת Fuller, שלא כנוסחאות האחרות שנסקרו לעיל, מתחשבת בתקופת החזרה של ספיקת התכן הדרושה. יש להדגיש שיש להשתמש בה רק מחוסר ברירה, כשלא ניתן לבצע ניתוח סטטיסטי של ספיקות שיא או של גשמים - ראה קונטרס מס' 6.

5.5.6 הדגמת השתנות מקדם ספיקת השיא.

מקדם ספיקת השיא, שבנוסחאות האמפיריות השונות, משתנה באופן ניכר בתלות באופי ובכמות הגשמים, בתכונות תחום ההתנקזות ובגודלו וכן בתלות בתקופת החזרה.

לשם המחשת השתנות ניכרת זו מובאים להלן המקדמים המומלצים להודו ע"י - Technical Committee of the State - Flood Control Board for Estimating Design Discharges :

(ראה - (Central Board of Irr. and Power, 1967):

א. ספיקות התכן יחושבו לפי Boston Society Formula : $Q = C\sqrt{a_0}$,

כאשר: Q ב- ft^3/sec ו- a_0 (שטח תחום ההתנקזות)

ב- Sq.miles. ערכו של המקדם C יקבע:

(1) עבור אזורים בהם עובי הגשם השנתי פחות

מ-20" (כ-500 מ"מ) - $C = 200$.

(2) באזורים בהם עובי הגשם השנתי הוא בין 20" ל-30"

(500 עד 750 מ"מ) - $C = 480$.

(3) עבור אזורים מרגלות ההרים (sub-mountainous areas), שבהם

עובי הגשם השנתי כ-30" - $C = 2,000$.

(4) עבור אזורים גבעות, שבהם עובי הגשם השנתי כ-30" - המקדם

יקבע בכל מקרה בהתאם לחקירה מיוחדת.

ב. תלות ספיקת התכן בסוג המבנה ובגודל תחום ההתנקזות:

(1) תחום ההתנקזות קטן מ- 1 מיל מרובע (כ-2.5 קמ"ר) - ספיקת השיא תהיה בהתאם לחישוב על סמך הנוסחה הנ"ל.

(2) עבור עבודות ניקוז באפיקים בהם הספיקה המחושבת היא 100 רגל-מעוקב לשניה או יותר:

(א) עבור תחומי התנקזות קטנים מ-10 מילים מרובעים - 75% מ- Q המחושב כנ"ל.

(ב) עבור תחומי התנקזות ששטחים שווה או גדול מ-10 מילים מרובעים - הספיקה בהתאם לחישוב על סמך הנוסחה הנ"ל.

(3) עבור עבודות ניקוז באפיקים ובאפיקים משניים שבהם הספיקה קטנה מ-100 רגל מעוקב לשניה - 50% מהספיקה הנ"ל או - 4 רגל מעוקב-לשניה-למיל-מרובע, הערך הגדול מבין השניים.

(4) להסדרת נחל בקטע שבו יש להקים גשרים:

(א) גשרים על דרכים ראשיות או בעלות חשיבות - מלוא הספיקה.
(ב) גשרים בדרכים משניות - הספיקה כמו ב-(3) לעיל.

דוגמה זו ממחישה היטב את ההשתנות הרבה של מקדם הספיקה (עד כדי סדרי גודל). ראת הטעויות הניכרות שעלויות להגרם ע"י שימוש בנוסחאות ובמקדמים מתוך ספרות מקצועית או טכנית, שאינם מתאימים בהכרח לתנאים הנתונים.

5.5.7 ספיקות שיא מכסימליות מוחלטות.

בארה"ב ובארצות אחרות נמצאו נוסחאות, בעלות אופי אזורי, לתאור ספיקות שיא מכסימליות מוחלטות, $(Q_p)_{M.A.}$ - המייצגות את עוטפות תלות ספיקות השיא המכסימליות שנמדדו בגודל שטח תחום ההתנקזות. על נוסחאות אלה נמנות הנוסחאות הבאות:

לפי Izzard (1954) עבור Kansas (ארה"ב) -

$$(Q_p)_{M.A.} = 5,000 \sqrt{a_0} \quad \dots (5 - 14)$$

לפי Butler (1957) עבור מזרח ארה"ב -

$$(Q_p)_{M.A.} = 6,000 \sqrt{a_0} \quad \dots (5 - 15)$$

לפי Wilson (1969) עבור סקוטלנד (הוגדר כ- Catastrophic Floods) -

$$(Q_p)_{M.A.} = 3,000 \sqrt{a_0} \quad \dots (5 - 16)$$

בכל הנוסחאות הנ"ל: $(Q_p)_{M.A.}$ = ספיקת שיא מכסימלית מוחלטת ב- ft^3/sec ;
 a_0 = שטח תחום ההתנקזות במילים מרובעים (sq.miles). נוסחאות אלה
ממחישות את האופי האזורי של ספיקות השיא.

Toebe (1960) תאר באופן גרפי את תלות ספיקות השיא המכסימליות בעולם
(למעשה - ספיקות השיא הסגוליות - $q_p = Q_p/a_0$) בגודל שטח תחום ההתנקזות
(a_0) - ראה ציור 78.

העוספות המתאימות לנתונים שבציור 82 הן :

$$\left. \begin{array}{l} (5-17) \dots (q_p)_{M.A.} = \frac{6,000}{(a_0)^{1/4}} \\ (5-17) \dots (Q_p)_{M.A.} = 6,000 (a_0)^{3/4} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{עבור} \\ 1 \leq a_0 \leq 100 \text{ sq.miles} \end{array}$$

עבור :

$$\left. \begin{array}{l} (5-18) \dots (q_p)_{M.A.} = \frac{15,000}{a_0^{1/2}} \\ (5-18) \dots (Q_p)_{M.A.} = 15,000 \sqrt{a_0} \end{array} \right\} 100 < a_0 \leq 10,000 \text{ sq.miles}$$

עבור :

$$\left. \begin{array}{l} (5-19) \dots (q_p)_{M.A.} = \frac{150,000}{a_0^{3/4}} \\ (5-19) \dots (Q_p)_{M.A.} = 150,000 a_0^{1/4} \end{array} \right\} a_0 > 10,000 \text{ sq.miles}$$

בנוסחאות הנ"ל: $(Q_p)_{M.A.}$ ברגל מעוקב לשנייה; $(q_p)_{M.A.}$ ברגל מעוקב לשנייה
למיל מרובע; a_0 במילים מרובעים.

מנוסחאות אלה מתברר שחזקת a_0 , (n) , קטנה עם הגידול ב- a_0 .

למעשה, ניתן לבטא את העוספת באמצעות נוסחה אחת:

עבור a_0 10 מילים מרובעים -

$$(5-20) \dots (Q_p)_{M.A.} = 10,000 \sqrt{a_0}$$

בעוד שעבור $a_0 \geq 10$ מילים מרובעים יש להשתמש בנוסחאות (5-17)

ו- (5-17).

יש להדגיש - כי אין אפשרות לאמץ את הערכים המכסימליים המתקבלים

מהנוסחאות הנ"ל ללא בדיקה; מאחר ואומדנים אלה יהיו שמרניים ביותר

ולעתים עלולים להיות גדולים בסדר גודל אחד, או אף בשני סדרי גודל,

מהספיקות המכסימליות האפשריות למעשה באזור נתון. לעומת זאת, ניתן לראות

בערכים אלה - גבול עליון מכסימלי אפשרי.

חישוב ספיקת הכן לתקופות חזרה קצרות יותר, על סמך ספיקת השיא המכסימלית המוחלטת, מומלצת ע"י Morgan (Wilson, 1969):

$$(Q_p)_R = (Q_p)_{M.A.} \cdot \left(\frac{R}{500}\right)^{1/3} \quad \dots (21 - 5)$$

כאשר: R = תקופת החזרה של ספיקת התכן.
למעשה, הבעייה העקרית במקרים אלה היא אומדן $(Q_p)_{M.A.}$ - מאחר ואין הצדקה לאומדנים שמרניים ביותר עבור תקופות חזרה קצרות.

הערה:

בכל מקרה של צורך לקבוע ספיקת שיא מכסימלית מוחלטת (מכסימלית אפשרית) - יש להזמין חוות דעת של הידרולוג מומחה.

5.6 דוגמאות חישוב

דוגמה 5.1: בדיקת אפשרות השימוש בשיטת הידרוגרם היחידה.

נתון:

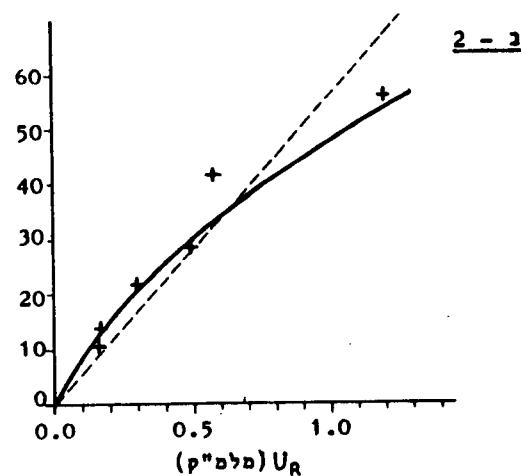
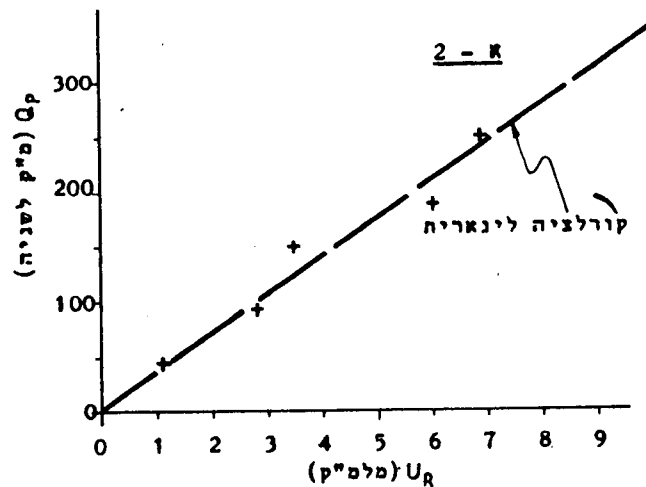
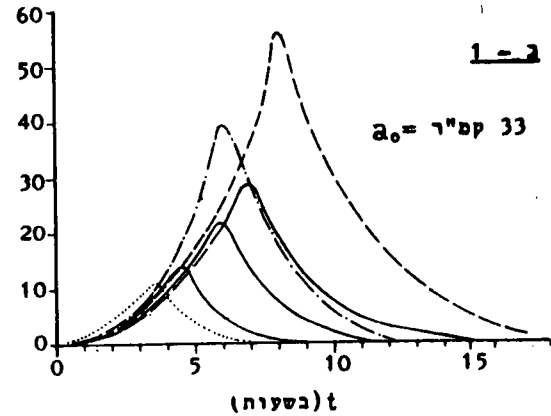
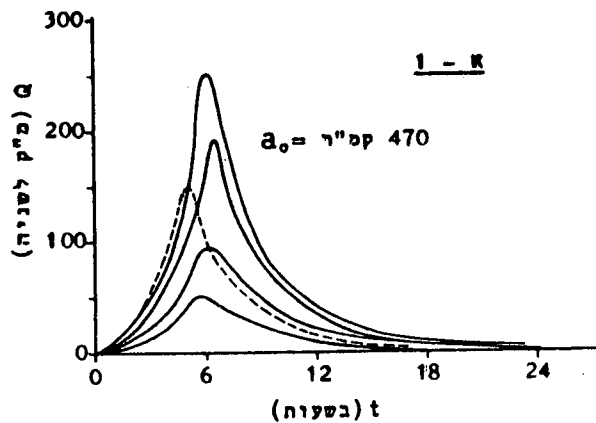
בציור להלן מתוארים הידרוגרמים של נגר עילי ישיר (לאחר הפרדת זרימות הבסיס), שנמדדו בשני תחומי התנקזות: (א-1) הידרוגרמים שנמדדו בנחל קישון, במאגר כפר ברוך (שטח תחום ההתנקזות 470 קמ"ר a_0); (ב-1) הידרוגרמים שנמדדו בנחל Gallego, בקולומביה (שטח תחום ההתנקזות 33 קמ"ר a_0). כמו-כן, נתונות תלויות ספיקות השיא (Q_p) בנפחי הגיאוויות המתאימות (U_R) , שחושבו על סמך ההידרוגרמים הנתונים (א-2 ו ב-2, שלהלן).

דרוש:

לקבוע האם מותר להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה לשם הערכת גיאוויות תכן עבור הנחלים הנ"ל.

פתרון:

(א) ההידרוגרמים וכן התלות הלינארית שבין Q_p ל- U_R בנחל קישון - מורים כי ניתן להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה עבור נחל זה, בנקודת הריכוז הנתונה. במקרה זה $t_p \approx 6$ שעות ו- $T_B \approx 24$ שעות. הערכת T_B בכ-18 שעות לא תגרום לטעויות משמעותיות, היות ועקום הדעיכה של ההידרוגרם שטוח והספיקות אחרי 18 שעות הינן קטנות.



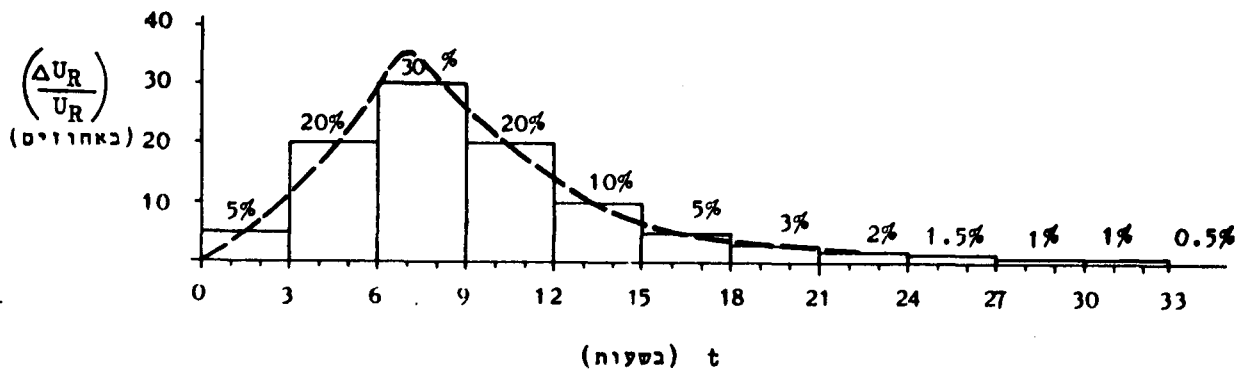
(ב) ההידרוגרמים שנמדדו בנחל Gallego אינם תואמים את עקרונות שיטת הידרוגרם היחידה - הן בגיאויות קטנות (עם ספיקות שיא קטנות) והן בגיאויות גדולות. מסקנה זו מתבקשת גם מצויר ב-2 לעיל, שבו חלות Q_p -ב- U_R אינה לינארית (ע"ג נייר לוגריתמי מחקבלת חלות לינארית). לכן, אין להשתמש בשיטת הידרוגרם היחידה עבור נחל זה.

יש להעיר, שאם היחה התייחסות לחלות Q_p -ב- U_R בלבד - ניתן היה להעביר קו קורלציה לינארית בקירוב (ראה קו מרוסק בצויר ב-2), שהיה מתאר בקירוב חלות זו; וזאת מחוסר נחונים במידה מספקת, בפרט בערכים הגבוהים. לכן, יש להדגיש, כי יש לבחון גם את ההידרוגרמים ולא להסתפק במבחן הלינאריות הנ"ל - לפני שמקבלים החלטה על אפשרויות השימוש בשיטת הידרוגרם היחידה.

דוגמה 5.2 : שימוש בהידרוגרם לא-מימדי

נחון:

לצורך תכנון ניצול מי-גיאוויות נחל אלכסנדר הוכנה סדרת זרימות סנסתיות-משוחררות בשיטת סטנפורד (שיטת המאזן ההידרולוגי). בשיטה זו שוחררו ספיקות יומיות ממוצעות בנחל לחקופה של 25 שנה. מאחר ובתכנון היה צורך לבדוק מספר אלטרנטיבות של הסתיות הזרימות-היה צורך בידיעת הידרוגרמי גיאוויות התכן. לשם כך נוצל המידע המועט שהיה ובאמצעותו נמצא - שניתן לבטא את גיאוויות השיא בנחל באמצעות הידרוגרם לא-מימדי כמתואר בצירור שלהלן.



דרוש:

- לחשב ולסרטט את ההידרוגרם המתאים לגיאואות תכן שנפחה 7.0 מלמ"ק (חקופת החזרה של גיאואות תכן זו הוערכה ב-100 שנה), אם ידוע שבנחל זה אין זרימות בסיס.
- לקבוע את ספיקת השיא של הידרוגרם התכן.

פתרון:

- הספיקות הממוצעות של הידרוגרם התכן (מעוגלות למספרים שלמים) המסוכמות בסבלה להלן חושבו לפי הנוסחה הבא:

$$\bar{Q}_i (\text{m}^3/\text{sec}) = \frac{(P_i/100) \times U_R (\text{m}^3)}{\Delta t_i (\text{hr.}) \times 3,600}$$

$$\bar{Q}_i (\text{m}^3/\text{sec}) = \frac{7,000,000}{3 \times 3,600} (P_i/100) \approx 650 \times (P_i/100) \quad \text{במקרה זה:}$$

$$\bar{Q}_i = \text{כאשר: } \Delta t_i \text{ = הספיקה הממוצעת בפרק הזמן}$$

$$P_i = \text{אחוז הנגר הישיר והחסי עבור } \Delta t_i \text{ (שווה } \Delta U_R/U_R \text{ באחוזים).}$$

$$U_R = \text{נפח הגיאואות = נפח הנגר הישיר (מאחר ואין זרימת בסיס}$$

בנחל).

$$\Delta t_i = \text{מרווח זמן (} \Delta t_i = 3 \text{ שעות: } 0 - 3; 3 - 6; 6 - 9; \text{ וכו')}.$$

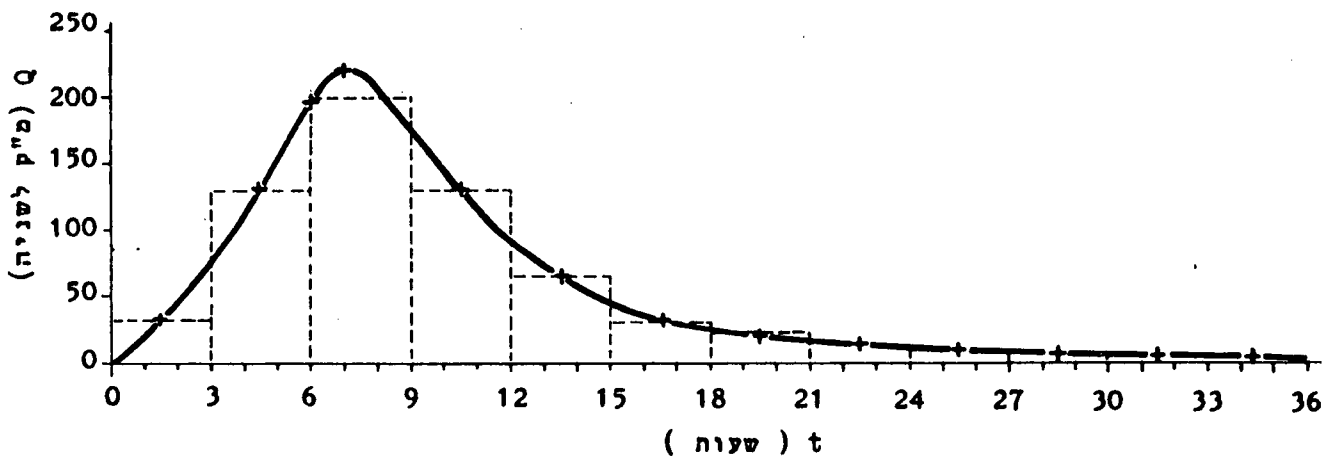
18-15	15-12	12 - 9	9 - 6	6 - 3	3 - 0	בשעות	t_1
32	65	130	195	130	32	מ"ק לשנייה	\bar{Q}_1
36-33	33-30	30-27	27-24	24-21	21-18	בשעות	t_1
3	6	6	10	13	20	מ"ק לשנייה	\bar{Q}_1

ב.

(1) ניתן למצוא את הספיקות הרגעיות ע"י העברת עקום רצוף ששטחו ישווה לשטח הידרוגרם הערכים הממוצעים (ראה בציורים שלעיל ולהלן, וכן - הסברים בדוגמה 1.6).

(2) במקרה זה מחקבלת ספיקת שיא רגעית הגדולה בכדי כ-20% בלבד מספיקת השיא הממוצעת (ראה ציור להלן). ספיקה זו היא -

$$Q_p = 1.2 \bar{Q}_p = 1.2 \times 195 = 224 \text{ מ"ק לשנייה} - 220 \text{ מ"ק לשנייה}$$



דוגמה 5.3: שיחזור והערכת הידרוגרם תכן על סמך נתונים חלקיים.

נתון:

(1) בנחל מסויים, המצוי באזור פיתוח נידח, נבחר קטע באורך של

כ-80 מ' לשם ביצוע מדידות הידרומטריות. הותקנו אמות,

שאורכן 2.00 מ', בחלקו המעלי ובחלקו המורדי של קטע זה.

בגיאות "השיא" הראשונה נסחפה אחת האמות והצופה רשם את

השתנות מפלס המים בעת הגיאות באמצעות האמה שנותרה - ראה

טבלה להלן.

01:52	01:40	01:25	01:14	00:55	00:40	00:24	00:11	23:50	23:35	23:22	23:07	22:53	22:40	22:20	זמן
1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.0	↓ (מ')

04:48	04:35	04:30	04:25	04:10	04:00	03:45	03:33	03:23	03:13	03:00	02:49	02:35	02:23	02:08	זמן
1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	(2.10)	(2.20)	(2.10)	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	↓ (מ')

07:15	07:09	07:05	06:59	06:54	06:48	06:40	06:24	06:15	05:58	05:50	05:40	05:30	05:20	05:00	זמן
0.0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	↓ (מ')

מקרא:

זמן בשעות ובדקות ($xx=xx:yy$ שעות שעות ו- yy דקות)
 l_1 רום מפלס המים ליד האמה ב-מסרים.
 () רום מוערך (מאחר ואורך האמה היה 2.0 מ' בלבד).

- (2) ממדידות הידרולטריות בחחומי התנקזות אחרים שבאיזור, הדומים בתכניותיהם לתחום ההתנקזות הנתון, התברר - שמקדם הנגר העילי הישיר בעת גיאוויות שיא מגיע עד לכדי 40% ($K = 0.40$).
- (3) שטח תחום ההתנקזות הנתון הוא כ-40 קמ"ר.

דרוש:

- א. לאמוד את ההידרוגרם הסכמתי (משולשי) הצפוי מסופת שיא, שבה עובי הגשם הוא 100 מ"מ ומשכו שעה אחת (סופת תכן זו הוערכה לתקופת חזרה של 25 שנה, על סמך ניתוח איזורי של גשמים).
- ב. להעריך את השגיאה האפשרית בהערכת ספיקת השיא ומהי משמעותה המעשית של השגיאה האפשרית.

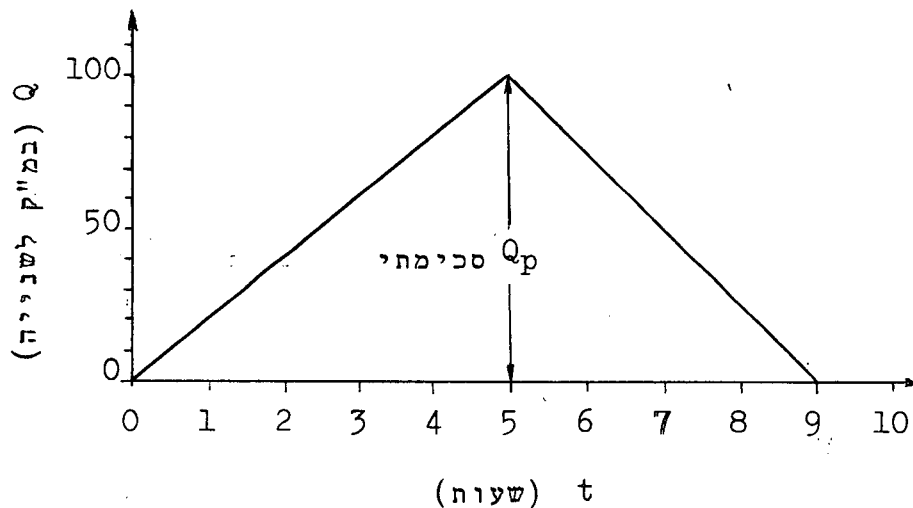
פתרון:

א. (1) על סמך הנתונים, שבטבלה לעיל, ניתן להעריך את t_p ואח
 $T_B : t_p =$ משך מתחילת הגיאות (שעה 22:20) ועד להשגת
 ספיקת השיא - בקירוב, זמן השגת רום מכסימלי (03:33);
 $T_B =$ משך הגיאות. מתקבל: 5 שעות $t_p \approx$ ואילו 9 שעות $T_B \approx$.

(2) נפח הגיאות חוערך בכ-
 $U_R = K \times a_0 \times D =$
 $= 0.40 \times 40 \times 10^6 \times 100 \times 10^{-3} = 1.6 \times 10^6 \text{ מ"ק}; (1.6 \times 10^6 \text{ מ"ק})$

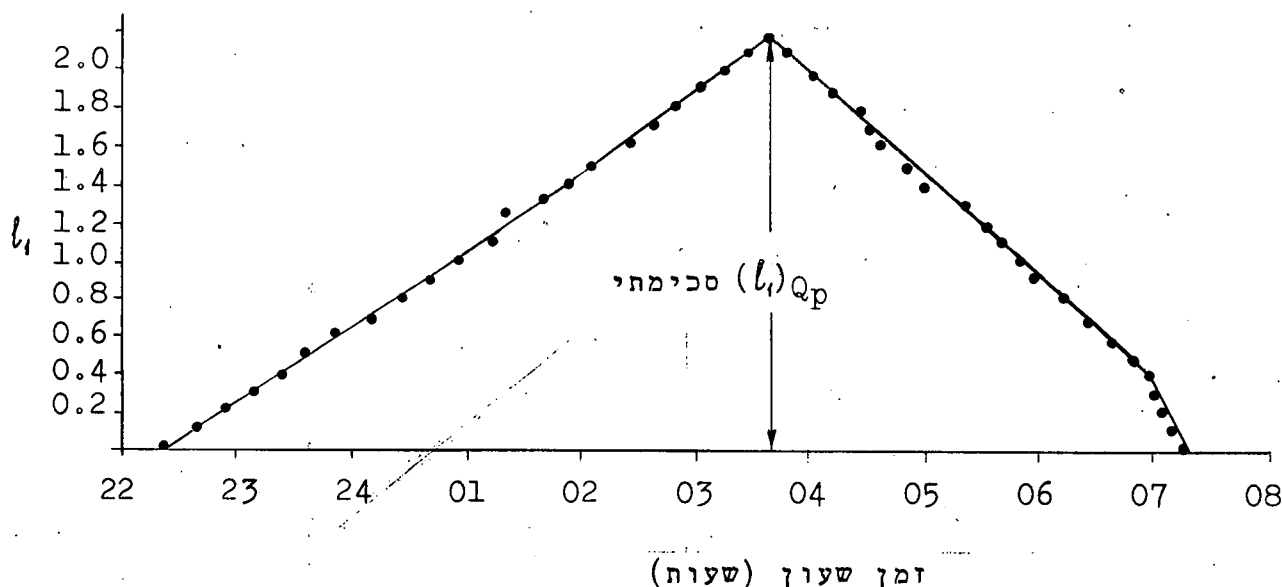
(3) בהנחת הידרוגרם סכימתי משולשי -
 $U_R = \frac{1}{2} Q_p \times T_B \rightarrow$
 $Q_p = \frac{2U_R}{T_B} = \frac{2 \times 1.6 \times 10^6}{9 \times 3,600} = 99 \text{ מ"ק לשנייה} \rightarrow Q_p \approx 100 \text{ מ"ק לשנייה}$

(4) ההידרוגרם הסכימתי יהיה איפה -



(5) הערה: הנחת הידרוגרם בצורת משולש שווה שוקיים (שבו
 $4\frac{1}{2}$ שעות $t_p = \frac{1}{2} T_B$) לא היתה משנה באופן
 משמעותי את ההידרוגרם.

ב. (1) סרטוט תלות l בזמן t (ראה ציור להלן) מורה על שינוי
 כמעט לינארי של רום פני המים בנחל בתלות בזמן.



מכאן, אם נניח שהגרדיינט ההידרולי כמעט קבוע יהיה $v \propto f(h^{2/3})$ (לפי נוסחת מאנינג) ואילו $A \propto f(h^2)$ ולכן $Q = v \times A \propto f(h^{5/3})$. אם $Q \propto f(h^2)$ יהיה Q_p האמיתי גדול בכדי 50% מ- Q_p סכימתי; אם $Q \propto f(h^3)$ יהיה Q_p האמיתי גדול בכדי כ-100% מ- Q_p הסכימתי. מאחר ו- Q_p האמיתי יכול להיות "תיאורטית" בין 150 ל-200 מ"ק לשנייה - רצוי לוודא זאת באמצעות חישובים הידרוליים, שיושטחו על: חתך הזרימה המכסימלית והגרדיינט ההידרולי (-על סמך סימני מים של הגאות, או - בליט ברירה - על השיפוע האורכי הממוצע של קרקעית הנחל באזור המדידה).

דוגמה 5.4: מציאת תלות ספיקת השיא בגשם הסופתי הממוצע על סמך נתונים מועטים.

נתון:

בתכנון פיתוח אזור נידח מסויים יש לכלול הגנה על אזור הפיתוח מפני שטפונות, שמקורן בזרימת נחלים רבים לתוכו. מאחר ולא היו נתוני זרימה בנחלים אלה - הוקמו, על ידי המתכננים, מספר תחנות הידרומטריות ומטאורולוגיות, מיד עם קבלת הזמנת התכנון. ספיקות השיא שנמדדו באחד מהנחלים והגשם הממוצע הסימולטני על פני תחום ההתנקזות - מסוכמים בטבלה להלן. נתונים אלה הושגו תוך שנה אחת!

80.0	60.0	45.0	40.0	30.0	20.0	17.0	10.0	7.5	5.0	5.0	\bar{D}_a (מ"מ)
50.0	40.0	23.0	30.0	15.0	8.0	12.0	7.5	6.5	4.0	2.0	Q_p (מ"ק לשנייה)

מקרא:

\bar{D}_a = עובי ממוצע של הגשם הסופתי על פני תחום ההתנקזות (ב-מ"מ).
 Q_p = ספיקת השיא (במ"ק לשנייה).

הערה: עובי הגשם הסופתי הנתון יחד למעשה, במשך כשעה אחת או פחות.

דרוש:

- לאמוד את ספיקת השיא הצפויה אחת ל-25 שנה, אם נמצא בניתוח אזורי של גשמים כי העובי הממוצע המתאים לספיקת התכן הוא כ-100 מ"מ.
- לאמוד את ספיקת השיא הצפויה אחת ל-50 שנה.
- התברר, מתחקיר תושבי האזור, כי גיאוויות השיא שנמדדו פוקדות את האזור אחת ל-5 שנים (בקירוב) - מהו אומדן ספיקת השיא הצפויה אחת ל-50 שנה?

פתרון:

- על פי הנתונים נמצאה תלות בין Q_p לבין \bar{D}_a (ראה ציור בעמ' הבא) - תלות מכסימלית עבור $(Q_p)_{\max}$, ותלות מינימלית (עבור $(Q_p)_{\min}$). תלויות אלה הינן בקירוב לינאריות, כאשר:

$$(Q_p)_{\max} [m^3/sec] \simeq 0.75(\bar{D}_a)[mm]$$
- עבור $\bar{D}_a = 100$ מ"מ, מתקבלת ספיקת שיא מכסימלית בשעור 75 מ"ק לשנייה.

ב. לפי מקדמי תקופת החזרה שבטבלה 15 :

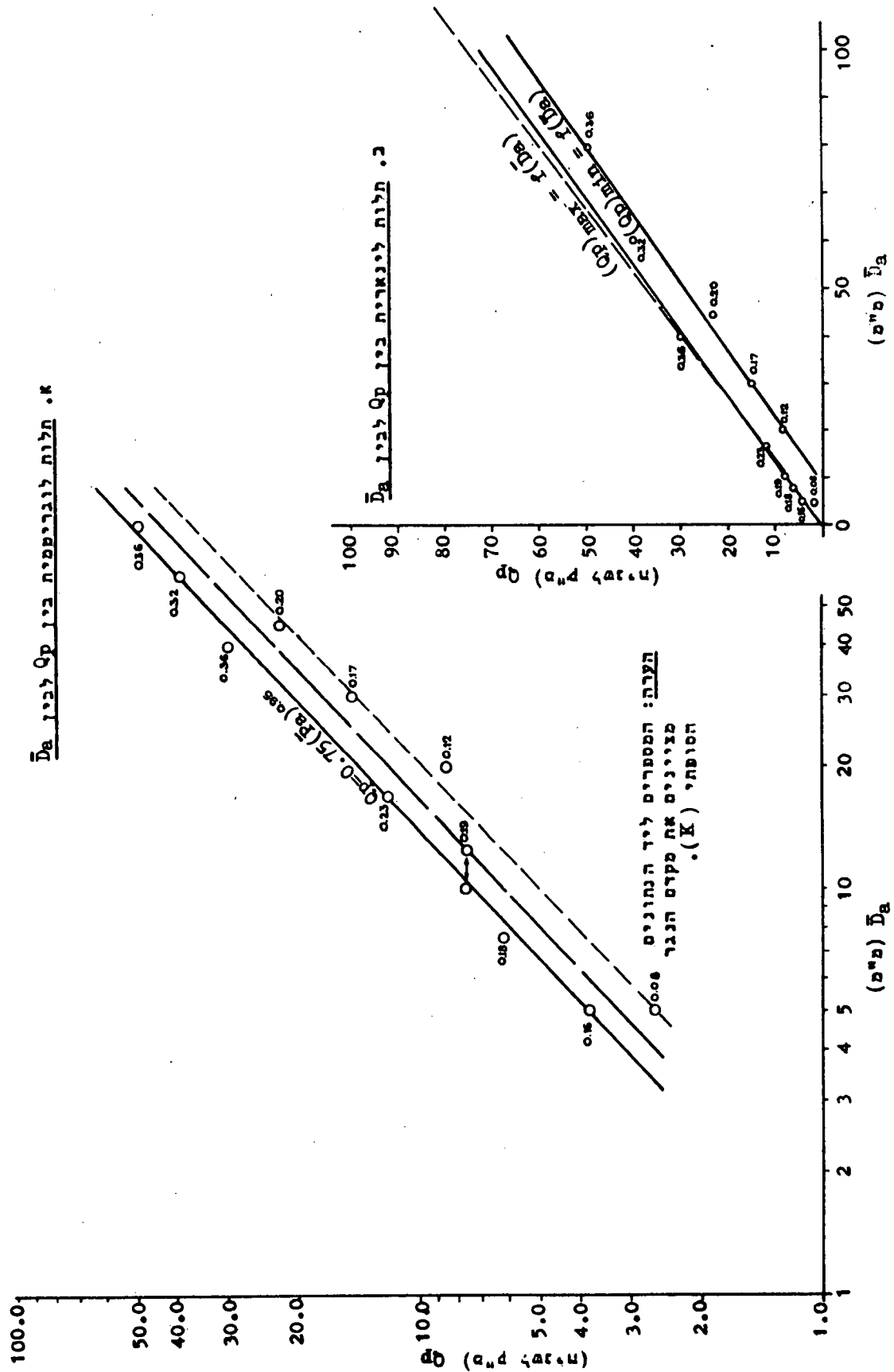
$$\frac{(Q_p)_{25}}{(Q_p)_{50}} = \frac{1.25}{1.50} \rightarrow (Q_p)_{50} = (Q_p)_{25} \frac{1.50}{1.25} = 1.2(Q_p)_{25}$$

לפיכך מתקבל שספיקת השיא הצפויה אחת ל-50 שנה היא:

$$(Q_p)_{50} = 1.2 \times 75 = 90 \text{ מ"ק לשנייה}$$

- ספיקת השיא המכסימלית שנמדדה היא 50 מ"ק לשנייה. לספיקה זו תקופת חזרה של 5 שנים (לפי הנתון). לפיכך, לפי טבלה 15 -

$$(Q_p)_{50} = 2.0(Q_p)_5 = 2 \times 50 = 100 \text{ מ"ק לשנייה}$$



דוגמה 5.5: השימוש בפקטורים השונים לאומדן ספיקות שיא.

נתון:

תחום ההתנקזות שעבורו ספיקות השיא שבדוגמה 5.4 הינו מעגלי
(פקטור צורה = $S.F. = 1.25$); כיסוי הקרקע בו מעורב
(mixed cover); חציו תלול - השיפוע גדול מ-2% וחציו האחר
שטוח (כ-0.2%); שטחו 30 קמ"ר.

דרוש:

לאמוד את ספיקות השיא בתחום התנקזות אחר באותו אזור -
שטחו 60 קמ"ר, צורתו מלבנית בקירוב, כשאורך אפיקו הראשי
12.0 ק"מ Lch ; כ-40% משטחו תלול יותר מ-2% והוא מכוסה
כסוי מעורב; חלקו האחר (60%) הוא שטוח ומהווה אזור מרעה
(Pasture). הנח שספיקות השיא משתנות בתלות בגודל השטח
לפי חזקה $0.75 (= 3/4)$.

פתרון:

(א) השפעת גודל שטח תחום ההתנקזות (לפי הנתון):

$$R.A.F. = \left[\frac{(a_0)}{(a_0)} \right]^{3/4} = \left(\frac{60.0}{30.0} \right)^{3/4} = (2.0)^{3/4} = 1.68$$

כאשר: האינדקס התחתני I מציין את תחום ההתנקזות הנתון
ואילו II מציין את תחום ההתנקזות שעבורו מבוקשת
ספיקת השיא; $R.A.F.$ = פקטור גודל השטח היחסי.

(ב) השפעת הצורה (לפי ציור 54, שבסעיף 3.6.3):

$$\frac{L}{B} = \frac{L}{a_0} = \frac{L^2}{a_0^2} = \frac{12^2}{60^2} = 2.4 \leftarrow (S.F.)_{II} = 0.80; (S.F.)_I = 1.25$$

$$R.S.F. = \frac{(S.F.)_{II}}{(S.F.)_I} = \frac{0.8}{1.25} = 0.64 \quad \text{ולכן} -$$

(ג) השפעת כיסוי הקרקע (ראה טבלה 15):

$$(L.F.)_I = 1.0 \times 0.5 + 0.6 \times 0.5 = 0.80 \quad \text{במקרה I} -$$

$$(L.F.)_{II} = 1.0 \times 0.4 + 0.4 \times 0.6 = 0.64 \quad \text{במקרה II} -$$

$$R.L.F. = \frac{(L.F.)_{II}}{(L.F.)_I} = \frac{0.64}{0.80} = 0.80 \quad \text{ולכן} -$$

(ד) על סמך הפקטורים הנ"ל תהיינה ספיקות השיא בתחום התנקזות II :

$$(Q_p)_{II} = (Q_p)_I \times (R.A.F.) \times (R.S.F.) \times (R.L.F.) = \\ = (Q_p)_I \times 1.68 \times 0.64 \times 0.80 = 0.86 (Q_p)_I$$

ולכן, אחת ל-50 שנה צפויה ספיקת שיא -

$$(Q_p)_{II} = 0.86 \times 90 = 77 \text{ מ"ק לשנייה}$$

$$(Q_p)_{II} = 0.86 \times 100 = 86 \text{ מ"ק לשנייה}$$

בכדי להיות לצד הבטחון נמליץ על 85 מ"ק לשנייה (למעשה שתי הספיקות הנ"ל באותו סדר גודל).

הערה: אף על פי ששטח תחום התנקזות II גדול פי שתיים משטח

תחום התנקזות I - ספיקות השיא הצפויות ממנו באותן

תקופות חזרה הינן קטנות יותר; זאת, בגלל צורתו ואופי

כיסוי הקרקע בו.

דוגמה 5.6: מציאת ספיקת תכן על פי נפח גיאותרון.

נתון:

נפחי הגיאותרון בנחל קישון, במאגר כפר ברוך, שוחזרו לתקופה של 75 שנה על סמך נתוני גשם יומיים. נתונים אלה שימשו לשם ניתוח סטטיסטי של נפח הגיאותרון, שלפיו נמצא כי נפח גיאותרון שתפקוד את המאגר אחת ל-200 שנה, הוא כ-8.8 מלמ"ק. במשך מספר שנים מצומצם נאסף מידע אשר אפשר מציאת תלות בין ספיקות השיא ולבין נפחי הגיאותרון הסופתיות - ראה ציור א-2 שבדוגמה 5.1.

דרוש:

לאמוד את ספיקת השיא הצפויה אחת ל-200 שנה.

פתרון:

מתוך ציור א-2 שבדוגמה 5.1, נמצאה עבור נפח גל-גיאותרון בשעור

$$Q_p = 305 \approx 300 \text{ מ"ק לשנייה}$$

דוגמה 5.7: אומדן הידרוגרמי תכן פשוטים ומרוכבים ללא נתוני זרימה.

נתון:

תחום התנקזות ששטחו (a_0) 100 קמ"ר, אורך אפיקו הראשי (L)

30 ק"מ מהפרש הרומים בין מעלה האפיק הראשי לבין נקודת

הריכוז (H) 300 מ'. תכונות תחום ההתנקזות הן כשל התחום

שבדוגמה 4.4.

את תחום ההתנקזות פוקדת סופת שיא הגורמת לגשם הנמשך יממה ועוביו המצטבר הממוצע על פני תחום ההתנקזות ($\sum \bar{D}_a$) ניתן לביטוי לפי הנוסחה $(\sum \bar{D}_a) = 75\sqrt{t_R}$ כאשר: t_R = משך הגשם, בשעות ו- \bar{D}_a = עוביו במ"מ.

דרוש:

לחשב את הידרוגרם התכן מסופת השיא המרוכבת הנתונה בהתאם לשיטת Soil Cover Complex (ראה סעיף 4.4).

הפתרון:

הסברים לפתרון - ראה סעיפים 5.4.1 ו-5.4.2.
(1) פירוט הגשם מסופת התכן הנתונה הוא -

24	12	6	5	4	3	2	1	0	שעות	$\sum(t)$
368	259	184	168	150	130	106	75	0	מ"מ	$\sum(\bar{D}_a)$
109	75	16	18	20	24	31	75		מ"מ	$\Delta(\bar{D}_a)$
109	75	34		44	31	75			מ"מ	$(\bar{D}_a)^*$
12	6	2		2	1	1			שעות	t_R^*

כאשר:

$\sum t$ = זמן מצטבר מתחילת הסופה
 $\sum(\bar{D}_a)$ = עובי הגשם המצטבר הממוצע על פני תחום ההתנקזות.
 $\Delta(\bar{D}_a)$ = עובי הגשם לפרקי זמן של שעה אחת עד ל-6 שעות
 ואח"כ בין 6 ל-12 שעות ובין 12 ל-24 שעות.
 $(\bar{D}_a)^*$ = עובי הגשם למשכי זמן
 t_R^* = משכי זמן של גשמים המסווגים כגשמים סופתיים בודדים.

(2) חלוקה לסופות גשם בודדות -

החלוקה למשכי זמן של "סופות בודדות" נעשה באופן שניתן להניח כי בכל "סופה בודדת" עוצמות הגשם השעת פחות או יותר אחידות.

כדי לקבל את הספיקות הגדולות ביותר מסופת התכן יש לקבוע את סדר הופעת ה"סופות הבודדות" בשש השעות הראשונות כך - שהגשם השעתי המכסימלי יהיה במרכז, למשל -

6	5	4	3	2	1	מס' סידורי של הסופה i =
12	6	2	1	1	2	t_R^* (שעות)
109	75	44	75	31	34	$(\bar{D}_a)^*$ (מ"מ)
368	259	184	140	65	34	$\Sigma(\bar{D}_a)^*$ (מ"מ)
24	12	6	4	3	2	$\Sigma(t_R^*)$ (שעות)

(3) אומדן משך הריכוז -

משך הריכוז (T_c) הוא תכונה של תחום ההתנזרות. נחשבו על פי נוסחה (3 - 8) שבסעיף 3.3.4, כדלקמן -

$$T_c(\text{min.}) \approx 5.0 \left(\frac{L(\text{km})}{\sqrt{50}} \right)^{3/4} = 5.0 \left[\frac{30.0}{(0.01)^{1/2}} \right]^{3/4} = 5.0 \times 72 = 360 \text{ דקות}$$

$$T_c = \frac{360}{60} = 6.0 \text{ שעות}$$

$$(0.01 = \frac{300}{30 \times 10^3} = H/L = S_o)$$

(4) הערכת פרמטרי הזמן של ההידרוגרמים -

פרמטרי הזמן (t_p ו- T_B) יוערכו על פי הנוסחות המפורסות בסעיף 5.4.1:

$$t_p = \frac{1}{2} T_r + 0.6 T_c = \frac{1}{2} t_R^* + 0.6 T_c$$

$$T_B = 2.67 t_p$$

הפרמטרים שחושבו בהתאם לנוסחאות אלה מסוכמים בטבלה שלהלן:

6	5	4	3	2	1	מס' סידורי של הסופה (i)
12	6	2	1	1	2	T_r^*
6	3	1	0.5	0.5	1	$\frac{1}{2} T_r^*$
3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	$\sim 0.6 \times T_c$
9.5	6.5	4.5	4.0	4.0	4.5	t_p
25.0	17.0	12.0	11.0	11.0	12.0	T_B

הערות:

(א) הערך $T_c = 0.6 \times 3.6 = 3.6$ עוגל, מסעמי נוחות, ל-3.5 כי בלאו הכי הוא אומדן).

(ב) ערכי t_p ו- T_B עוגלו לחצאי שעות; כשאפס שלאחר הנקודה מציין סדר גודל בלבד ולא דיוק הנתון.

(5) הערכת נפח הגיאומטריות (ההידרוגרמים) הבודדות -

לפי ציור 67 (שבסעיף 4.4.3), על פי שיטת Soil Cover Complex, ועבור $CN^* = 90$ (בדוגמה 4.4 הוערך $CN^*_{max} = 91$) עבור תחום ההתנקזות הנתון במצב רווייה; למען הנוחיות עוגל ערך זה, מחקבלים הערכים כדלקמן -

6	5	4	3	2	1	i
74	50	20	50	12	15	D_e (מ"מ)
7.4	5.0	2.0	5.0	1.2	1.5	U_R (מל"מ"ק)

(6) הערכת ספיקות השיא של ההידרוגרמים הבודדים -

ספיקות השיא תחושבנה (לפי המוסבר בסעיף 5.4.1), בהנחה שההידרוגרם הינו סכימתי-משולשי (מאחר $t_p > t_R^*$). לפיכך -

$$(Q_p)_i = \frac{2 \times (U_R)_i}{(T_B)_i \times 3600}$$

כאשר: $(Q_p)_i$ במ"ק לשנייה; $(U_R)_i$ במ"ק; ו- T_B בשעות. בהתאם לכך חושבו ספיקות השיא וסוכמו בטבלה שלהלן:

6	5	4	3	2	1	i
7.4	5.0	2.0	5.0	1.2	1.5	$(U_R)_i$ במל"מ"ק
25.0	17.0	12.0	11.0	11.0	12.0	$(T_B)_i$ בשעות
160	160	90	250	60	70	$(Q_p)_i$

1. The first part of the report deals with the general situation of the country and the progress of the work of the Commission. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

2. The second part of the report deals with the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

3. The third part of the report deals with the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

4. The fourth part of the report deals with the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

5. The fifth part of the report deals with the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

6. The sixth part of the report deals with the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country. It also mentions the results of the work of the Commission in the field of the study of the history of the country.

(7) הידרוגרם הסופה המורכבת -

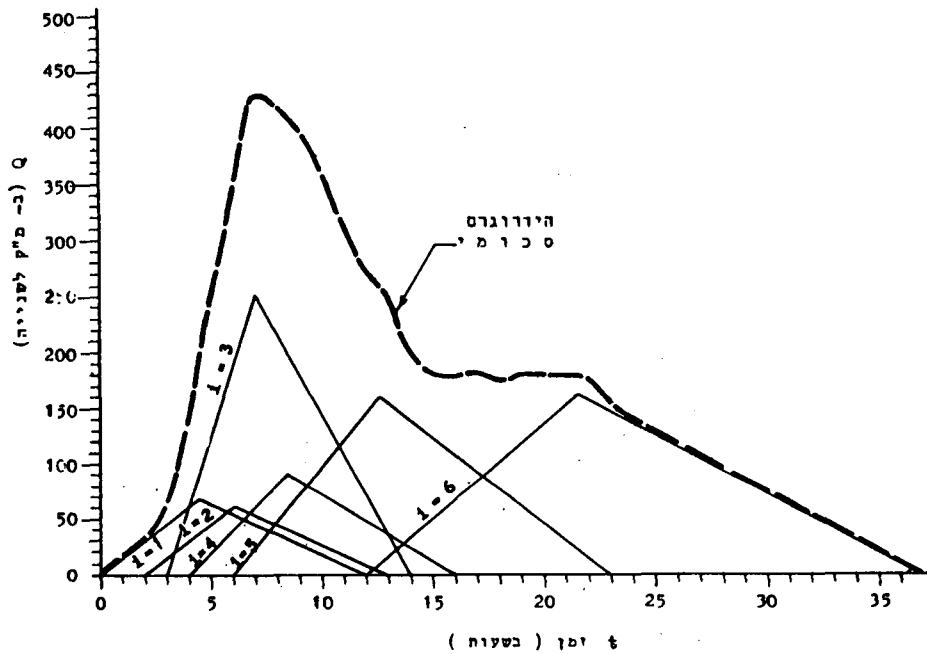
הידרוגרם הסופה, המורכבת מששת הסופות הבודדות, יהיה סופרפוזיציה של ששת ההידרוגרמים הנ"ל - עבורם חושבו פרמטרי הזמן (t_p ו- T_B) וספיקות השיא (Q_p) - בהנחה שההידרוגרמים הינם, כאמור, משולשיים. כל הידרוגרם מתחיל מנקודה אחרת. זמן ההתחלה יהיה זמן תחילת הגשם של ה"סופה הבודדת" (i), וזמן הסיום יהיה לאחר T_B שעות. לפיכך, ניתן לסכם את הפרמטרים לפיהם נסרטט את ההידרוגרמים ונבצע את הסופרפוזיציה כדלקמן:

הערה:	6	5	4	3	2	1	i
כל הזמנים בשעות	12.0	6.0	4.0	3.0	2.0	0	זמן תחילת ההידרוגרם
	9.5	6.5	4.5	4.0	4.0	4.5	t_p
	21.5	12.5	8.5	7.0	6.0	4.5	זמן ספיקת השיא
	25.0	17.0	12.0	11.0	11.0	12.0	T_B
	37.0	23.0	16.0	14.0	13.0	12.0	זמן סוף ההידרוגרם
	160	160	90	250	60	70	Q_p (מ"ק לשנייה)

(8) תוצאות

מהסופרפוזיציה של ההידרוגרמים הבודדים התקבל ההידרוגרם הסכומי שהוא מהווה הידרוגרם התכן. מתוך כך מתברר - שספיקת השיא של הידרוגרם זה נגרמה מהגשמים של שש השעות הראשונות, כשהשפעה רבה ביותר לגשם השעתי המכסימלי (ולמיקומו ביחס לסופות הבודדות שמלפניו ומאחוריו).

למעשה - לא הגיוני שהגשמים "הקלים" (בעוצמות הנמוכות יחסית) שירדו בתקופה שבין 6 ל-12 שעות ובין 12 ל-24 שעות גרמו לנגר יחסי רב יותר מהגשמים החזקים שקדמו להם (היחס שבין הנגר לגשם בתקופות הנ"ל גדול יותר). אך, כפי שמסתבר - לטעויות מעין אלה יש השפעה על נפח ההידרוגרם הכולל, אך השפעה מועטה על ספיקות השיא הדבר נגרם עקב "קיצוץ" שנעשה כתוצאה מ- t_p ו- T_B הגדולים יחסית (כי $t_p = \frac{1}{2} t_R^* + 0.6 T_C$ ואילו t_R^* גדול יחסית).



דוגמה 5.8 : שימוש בנוסחה הרציונלית

נחון:

- (1) תחום ההתנקזות של נחל השופט עד לכביש מגידו-יוקנעם הוא כ-14.5 קמ"ר ומשך הריכוז המתאים, שחושב לפי נוסחה (3-8), סעיף 3.3.4, הוא - 97 דקות.
- (2) תחום ההתנקזות של אפיק משני, המתנקז לעמק ממורדות הכרמל, הוא כ-1.75 קמ"ר עד לכביש הנ"ל, ומשך הריכוז המתאים חושב כ-30 דקות.
- (3) הגשם האופייני לאזור הנידון - מיוצג ע"י התחנה המטאורולוגית של חיפה, שנחתו בדוגמאות 2.10 ו-2.11 שבקונטרס מס' 4.
- (4) מחישוב הנתונים ההידרומטריים ונחוני הגשם הסימולטניים של האזור החקבל שמקדם ספיקת השיא, שבנוסחה הרציונלית הוא - $C_p = 0.15$, לכל היותר.

דרוש:

לחשב את ספיקות השיא התכנוניים המוערכות לתקופת חזרה של 50 שנה עבור נחל השופט והאפיק המשני, בנקודות הריכוז הנתונות.

הפתרון:

(א) גשם התכן -

גשם התכן המתאים לתקופת חזרה של 50 שנה ומשך של -

97 דקות $(t_R)_1 = (T_C)_1$, עבור נחל השופט, הוא - 32 מ"מ לשעה $(I)_1$

ולמשך של 30 דקות $(t_R)_2 = (T_C)_2$, עבור האפיק המשני, הוא

79 מ"מ לשעה $(I)_2$. מאחר ותחומי ההתנקזות קטנים, נניח, בכדי

להיות לצד הבטחון, כי עוצמות הגשם הנקודתי הנ"ל שוות לעוצמות

הממוצעות של גשמי התכן על פני תחומי ההתנקזות.

(ב) ספיקת השיא עבור נחל השופט לתקופת חזרה של 50 שנה תוערך

(לפי נוסחה 5-17 שבסעיף 5.5.2) ב-

$$(Q_p)_1 = C_p \frac{a_0 (\text{קמ"ר}) \times I (\text{מ"מ לשעה})}{3.6} = 0.15 \frac{14.5 \times 32}{3.6} = 19.2$$

(מ"מ לשניה)

$$(Q_p)_1 \simeq 20.0 \text{ מ"מ לשנייה}$$

הערה: העיגול כלפי מעלה נובע מכך - שתוצאות החישוב הן אומדן

ספיקת השיא הצפויה; האפס לאחר הנקודה מציין סדר גודל

בלבד ולא את דיוק ההערכה.

(ג) באופן דומה מחשבים את ספיקת השיא הצפויה באפיק המשני -

$$(Q_p)_2 = 0.15 \frac{1.75 \times 79}{3.6} = 5.7$$

(מ"מ לשנייה)

$$(Q_p)_2 \simeq 6.0 \text{ מ"מ לשנייה}$$

דוגמה 5.9: חישוב ספיקת שיא משטח עירוני.

נתון:

הנתונים כמו בדוגמה 4.7, כשבנוסף נתון - שמשך גשם התכן היה

שעה אחת ותקופת החזרה היא 25 שנה. כמו-כן, נתון שמשך הריכוז

הוערך כשווה למשך גשם התכן.

דרוש:

להעריך את ספיקת השיא הצפויה בתקופת חזרה של 50 שנה.

הפתרון:

(א) לפי הנתונים - עוצמת גשם התכן היא 90 מ"מ לשעה I , וניתן

להשתמש בנוסחה הרציונלית.

Page 1

Subject: [Illegible]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

[Illegible text block]

(ב) מאחר ולפי המוסבר בסעיף 5.5.3, ניתן להניח כי $C_p = K$ עבור תחומי התנקזות קטנים - לפי דוגמה 4.7 : $\bar{C}_p = \bar{K} = 0.76$.

(ג) לפי הנוסחה הרציונלית (ראה דוגמה 5.8) -

$$Q_p = 0.76 \frac{90 \times 1.0}{3.6} = 19.0 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(שטח תחום ההתנקזות הוא 1.0 קמ"ר = 1,000 דונם).

(ד) ניתן היה לחשב את ספיקת התכן (Q_p) גם לפי הנוסחה

$Q_p = \frac{U_R}{T_c} = \frac{U_R}{t_R}$ (בהנחת הידרוגרם משולשי-סכימתי שווה שוקיים).
מאחר ו-3,600 שניות = 1 שעה $T_c = t_R$ ואילו 68,500 מ"ק $U_R =$
(ראה דוגמה 4.7) - מתקבל -

$$Q_p = \frac{U_R}{t_R} = \frac{68,500}{3,600} = 19.0 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(ה) פקטור תקופת החזרה לפי טבלה 16 הוא 1.2, כלומר:

$$(Q_p)_{50} = (Q_p)_{25} \times 1.2 = 19.0 \times 1.2 = 23.0 \text{ מ"ק לשנייה}$$

דוגמה 5.10 : שימוש בשיטת האיזוכרונות להערכת הידרוגרם תכן וספיקת שיא.

הערות: הדוגמה לקוחה מדו"ח תה"ל, פ"מ 749, אוקטובר 1969:

"הנגר העילי בתוואי כביש שרם-א-שיח - אילת". ראה הסברים

בסעיף 5.4.3, צורת ההידרוגרם - בציור 74 וצורת תחום

ההתנקזות בציור 23, בקונטרס זה.

נתון:

תחום התנקזות, ששטחו כ-200 קמ"ר ואורך אפיקו הראשי 36 ק"מ

בקירוב (כדוגמת זה המתואר בציור 23), נמצא באיזור מדברי.

תחום ההתנקזות מכוסה בהרים ובגבעות מסלע גרניטי שבור,

שאורך מדרונותיהם כ-500 מ' ושיפוען כ- $S = 0.5$ (1:2 בקירוב).

הנגר מתנקז במספר ואדיות, מהם שניים גדולים - הזורמים

כמעט לכל אורכו, שהמהירות הממוצעת בהם כ-2 מ' לשנייה,

ורוחבם הממוצע כ-75 מ'.

הגשמים שעוצמותיהם גדולות יחסית היורדים באזור זה הינם

קצרי משך - משכם כ-15 עד 20 דקות. במשכי זמן אלה - העוצמות

הממוצעות על פני עשרות קמ"ר הן כ-35 עד 45 מ"מ לשעה בהתאמה,

בתדירות של אחת ל-10 עד 20 שנה.

האיבודים מחמת חידור בואדיות הגדולים הוערכו בקצב של

כ-1 מ' ליממה.

the first of these is the fact that the
 the second is the fact that the
 the third is the fact that the

the fourth is the fact that the
 the fifth is the fact that the
 the sixth is the fact that the
 the seventh is the fact that the
 the eighth is the fact that the

the ninth is the fact that the
 the tenth is the fact that the
 the eleventh is the fact that the
 the twelfth is the fact that the

the thirteenth is the fact that the
 the fourteenth is the fact that the
 the fifteenth is the fact that the
 the sixteenth is the fact that the

the seventeenth is the fact that the
 the eighteenth is the fact that the

the nineteenth is the fact that the
 the twentieth is the fact that the
 the twenty-first is the fact that the
 the twenty-second is the fact that the
 the twenty-third is the fact that the

the twenty-fourth is the fact that the
 the twenty-fifth is the fact that the

the twenty-sixth is the fact that the
 the twenty-seventh is the fact that the
 the twenty-eighth is the fact that the
 the twenty-ninth is the fact that the

the thirtieth is the fact that the
 the thirty-first is the fact that the

דרוש:

להעריך את ספיקת התכן ואת הידרוגרם התכן, עבור תחום ההתנקזות הנתון לתקופת חזרה של 10 עד 20 שנה, לפי שיטת האיזוכרונות (ההערכות דרושות לשם תכנון גשר בסמוך לנקודת הריכוז הנתונה).

הפתרון:

(א) כללי

תחום ההתנקזות הנתון גדול מדי (יחסית למשך הגשם) מכדי שנוכל להשתמש בנוסחה הרציונלית. משך הריכוז, על פי אורך האפיק הראשי והמהירות הממוצעת, הוא - 5 שעות = 18,000 שניות $T_c = L_{ch}/\bar{v} = \frac{36,000}{2}$ לכן, נשתמש בשיטת האיזוכרונות.

(ב) חישוב משך הריכוז של הזרימה המדרונית -

לפי נוסחת Izzard (ראה נוסחה (1-8), שבסעיף 1.2.6) הוא -

$$t_c = t_e \approx 500 c_e \left(\frac{1}{S_0}\right)^{1/3} \left(\frac{1}{I_e}\right)^{2/3} = 500 \times 0.03 \left(\frac{500}{0.5}\right)^{1/3} \left(\frac{1}{30}\right)^{2/3}$$

$$t_c \approx 15 \text{ דקות}$$

הגשם העודף I_e הוערך בהנחה שההפסדים במדרון מחמת חידור הם כ- 5 מ"מ לשעה; המקדם הוצא מסבלה 1; היות המדרונות הינם חלקים יחסית - היה ניתן להניח שהזרימה הינה למינרית. עבור גשם עודף בעוצמה של 40 מ"מ לשעה (5-45) היה מתקבל משך ריכוז של 16.5 דקות.

(ג) גשם התכן -

בהתאם לאמור ב-(ב) לעיל - בוחרים בגשם תכן שעוצמתו הממוצעת 35 מ"מ לשעה ועוצמתו הממוצעת העודפת (לאחר ניכוי איבודים) כ- 30 מ"מ לשעה.

(ד) האיזוכרונות -

המרחק בין האיזוכרונות - לאורך האפיק הראשי והואדיות העקריים, הוא -

$$\Delta L = \bar{v} \times t_e = 2.0 \times (15 \times 60) = 1800 \text{ מ'}$$

בהתאם לכך, סורטטו האיזוכרונות על גבי מפה טופוגרפית ונמדדו השטחים הבין-איזוכרוניים. נמצא, שהשטח הבין-איזוכרוני הגדול ביותר הוא כ- 28 קמ"ר.

(ה) ספיקת השיא ללא הפחתת איבודי חלחול באפיקים -

ספיקת השיא מתקבלת מהתנקזות השטח הבין-איזוכרוני הגדול ביותר (28 קמ"ר = a_m). בהנחה שניתן להזניח את השפעות הילוך הגיאות באפיקים, מתקבל (לפי נוסחה 17 - 5) -

$$Q_p = \frac{I_e (Q_m^2) (m^2 \text{ לשעה})}{3.6} = \frac{30 \times 28}{3.6} = 234 \text{ מ"ק לשנייה}$$

מאחר $I_e =$ עוצמת הגשם העודף, אין צורך לכפול ב- C_p .

(ו) ספיקת השיא לאחר הפחתת האיבודים באפיקים -

נמצא, שהשטח הבין-איזורוני הגדול ביותר נמצא במרחק של 26 ק"מ מנקודת הריכוז (הוא בין איזוכרונה 14 לבין איזוכרונה 15). כמו כן מתברר כי הזרימה היתה בשני ואדיות זהים כמעט, שהתחברו בסמוך לנקודת הריכוז, שהרוחב הממוצע של כל אחד מהם היה כ-75 מ'. לפיכך, השטח המחלחל בשני הואדיות הוא -

$$A = 2 \times L \times B = 2 \times 26,000 \times 75 \text{ (מ"ר)}$$

היות ונפח המים שגרם לספיקת השיא כיסה שטח זה תוך כדי התקדמותו והיות ושעור האיבודים (החידור) היה 1.0 מ' ליממה $= \frac{1}{86,400}$ מ' לשנייה - הספיקה תקטן בשעור :

$$\Delta Q_F = A \times \frac{1}{86,400} = 2 \times 26,000 \times 75 \times \frac{1}{86,400} = 45 \text{ מ"ק לשנייה}$$

לכן, ספיקת השיא לאחר ניכוי האיבודים באפיק תהיה:

$$Q_p = 234 - 45 \approx 190 \text{ מ"ק לשנייה}$$

היות והחישוב הינו מקורב והתוצאות הינם אומדנים - ניתן לקבוע

$$Q_p = 200 \text{ מ"ק לשנייה}$$

(ז) הידרוגרם התכן -

ספיקות השיא של כל שטח בין-איזורוני מתקבלות בתום 15 דקות - לאחר שכל השטח הבין-איזורוני מתנקז. בהנחה, שניתן לתאר, בקירוב את ההידרוגרם הסכימתי של כל שטח בין-איזורוני כמשולש שווה שוקיים שבו 15 דקות $(t_p)_1$ ואילו 30 דקות $(t_p)_2 = 2(t_p)_1$ ואילו $(Q_p)_1$ יחושב באופן דומה למוסבר לעיל - יתקבל ההידרוגרם הכולל של תחום ההתנקזות מסופרפוזיציה של ההידרוגרמים של כלל השטחים הבין-איזורוניים (ראה ציור 74).

Todd, D. (ed). - Water Encyclop. (1970): סמך: היפוך יחידות, על סמך: 1970

יחידות אורך CONVERSION FACTORS FOR LENGTH	יחידות שטח CONVERSION FACTORS FOR AREA	יחידות נפח CONVERSION FACTORS FOR VOLUME
<p>1 mil = 1×10^{-3} in. = 0.0254 mm. = 0.08333 ft. = 0.0278 yd. = 25.4 mm. = 2.54 cm. = 0.0254 m. = 12 in. = 0.3333 yd. = 1.89×10^{-4} mi. = 30.48 cm. = 0.3048 m. = 3.048×10^{-4} km.</p> <p>1 inch = 36 in. = 3 ft. = 5.68×10^{-4} mi. = 91.44 cm. = 0.9144 m. = 9.144×10^{-4} km.</p> <p>1 foot = 5280 ft. = 1760 yd. = 1609.3 m. = 1.609 km.</p> <p>1 mile = 1×10^{-3} mm. = 3.937×10^{-5} in.</p> <p>1 micron = 0.03937 in. = 0.1 cm. = 1×10^{-3} m.</p> <p>1 mm = 0.3937 in. = 0.03281 ft. = 0.01094 yd. = 10 mm. = 0.01 m. = 1×10^{-5} km.</p> <p>1 centimeter = 39.37 in. = 3.281 ft. = 1.094 yd. = 6.21×10^{-4} mi. = 1000 mm. = 100 cm. = 1×10^{-3} km.</p> <p>1 meter = 3280.8 ft. = 1093.6 yd. = 0.621 mi. = 1×10^5 cm. = 1000 m.</p> <p>1 kilometer = 6 ft.</p> <p>1 fathom = 5280 yd. = 3 mi. = 4.828 km.</p> <p>1 league (land) = 6076.1 ft. = 1.151 mi. = 1.852 km.</p> <p>1 international nautical mile = 1 centimeter = 1 decimeter = 1 meter = 1 dekameter = 1 hectometer = 1 kilometer. $1 \mu = 1 \text{ micron} = 10^{-3} \text{ mm}$ $1 \text{ PA} = 10^{-8} \text{ cm}$</p>	<p>1 sq. inch = 6.944×10^{-3} ft.² = 7.716×10^{-4} yd.² = 6.452 cm.²</p> <p>1 sq. foot = 144 in.² = 0.1111 yd.² = 2.296×10^{-5} acre = 3.587×10^{-6} mi.² = 929.0 cm.²</p> <p>1 sq. yard = 1296 in.² = 9 ft.² = 2.066×10^{-4} acres = 3.228×10^{-7} mi.² = 0.8361 m.² = 8.361×10^{-5} hectare</p> <p>1 acre = 43,560 ft.² = 4840 yd.² = 1.562×10^{-3} mi.² = 4046.9 m.² = 0.4947 hectare = 4.047×10^{-3} km.²</p> <p>1 sq. mile = 2.788×10^7 ft.² = 3.098×10^6 yd.² = 640 acres = 2.590×10^6 m.² = 259.0 hectares = 2.590 km.² = 1 section (of land)</p> <p>1 township = 36 mi.² = 36 sections (of land)</p> <p>1 sq. centimeter = 0.1550 in.² = 1.076×10^{-3} ft.² = 1.196×10^{-4} yd.² = 1×10^{-4} m.²</p> <p>1 sq. meter = 1550.0 in.² = 10.76 ft.² = 1.196 yd.² = 2.471×10^{-4} acre = 1×10^{-4} hectare = 1×10^{-6} km.²</p> <p>1 hectare = 1.076×10^5 ft.² = 1.196×10^4 yd.² = 2.471 acres = 3.861×10^{-3} mi.² = 1×10^4 m.² = 0.01 km.²</p> <p>1 sq. kilometer = 1.076×10^7 ft.² = 1.196×10^6 yd.² = 247.1 acres = 0.3861 mi.² = 1×10^6 m.² = 100 hectares</p> <p>1 cfs = 1 cubic ft per second 1 cms = 1 cubic m per second</p>	<p>cubic inch = 4.329×10^{-3} gal. = 5.787×10^{-4} ft.³ = 16.39 cm.³ = 0.01639 liter</p> <p>1 gallon = 231 in.³ = 0.1337 ft.³ = 4.951×10^{-3} yd.³ = 3.785×10^{-3} cm.³ = 3.785 liters = 3.785×10^{-3} m.³</p> <p>1 cubic foot = 1728 in.³ = 7.481 gal = 0.03704 yd.³ = 2.832×10^4 cm.³ = 28.32 liters = 0.02832 m.³</p> <p>1 cubic yard = 4.666×10^4 in.³ = 27 ft.³ = 0.7646 m.³ = 6.198×10^{-4} acre-foot</p> <p>1 acre-inch = 2.715×10^4 gal. = 3630 ft.³</p> <p>1 acre-foot = 3.259×10^5 gal. = 43,560 ft.³ = 1234 m.³</p> <p>1 cubic centimeter = 0.06102 in.³ = 2.642×10^{-4} gal. = 3.532×10^{-5} ft.³ = 1×10^{-3} liter</p> <p>1 liter = 61.02 in.³ = 0.2642 gal. = 0.03532 ft.³ = 1000 cm.³ = 1×10^{-3} m.³</p> <p>1 cubic meter = 254.2 gal. = 35.32 ft.³ = 1.307 yd.³ = 1×10^6 cm.³ = 1000 liters</p> <p>1 Imperial gallon = 277.4 in.³ = 1.201 gal. = 0.1604 ft.³ = 4.546 liters</p> <p>1 cfs-day = 1.98 acre-feet = 0.0372 in. -mi.²</p> <p>1 inch of rain = 5.610 gal/yd.² = 2.715×10^4 gal./acre</p> <p>1 inch-mi.² = 2.323×10^6 ft.³ = 53.3 acre-feet = 26.9 cfs-days</p> <p>1 barrel (oil) = 42 gal.</p> <p>1 million gallons = 3.069 acre-feet</p> <p>1 pint = 28.875 in.³ = 0.5 qt. = 0.473 liter</p> <p>1 quart = 57.75 in.³ = 2 pt. = 0.25 gal. = 0.946 liter</p>

נ ס פ ח ב

ה ש ל מ ו ת ב ה י ד ר ו מ ט ר י ה

ב - 1: כללי

קיימים שלושה סוגים עקריים של תחנות הידרומטריות:

(א) תחנות המושתתות על מבנים מכויללים מראש -

על סוג זה נמנים מבנים עם חתכי בקרה פשוטים (למשל: המגלשים השונים), ומבנים עם חתכי בקרה לא-פשוטים (למשל: מזרמי פרשל, מגלשי בלמונסה וכו'). במקרים אלה, עקומי הכיול התיאורטיים ידועים מראש וניתן להשתמש בהם לצרכים מעשיים; כלומר: ידועה מראש תלות הספיקה בעומק המים שבמעלה למבנה, עד ליחסי טיבוע מוגדרים.

(ב) תחנות מכויללות -

על סוג זה נמנות התחנות שכוילו לאחר הקמתן, או לאחר בחירת מיקומן, באמצעות מד זרם. הכיול נעשה על ידי מדידת המהירויות בחתכי זרימה שונים, חישוב הספיקות שזרמו בעומקי (מפלסי) מים שונים. סרטוט הנתונים על גבי נייר מילימטרי או נייר דו-לוגריתמי מאפשר מציאת עקום הכיול הממשי של התחנה (ראה דוגמאות ב-1 ו-ב-2). תחנות אלה יכולות להיות מושתתות על חתכי בקרה שעקום הכיול שלהם אינו ידוע מראש.

(ג) תחנות לא מכויללות -

על סוג זה נמנות התחנות - שנמדדת בהן השתנות רומי פני המים באפיק בתלות בזמן בעת מעבר גיאויזות (הן ע"י תצפיות ישירות - ע"י צופה והן ע"י רישום אוטומטי - באמצעות לימניגרף), מבלי שקיים כיול כלשהו של התחנה. במקרים אלה אין מנוס משימוש בנוסחאות מקורבות המקובלות בהידרוליקה.

תחנות הידרומטריות מסוג (א) ו-(ב) הנ"ל אינן מהוות בעייה ואין קושי לפענח את נתונין: בתחנות מסוג (2) קיים עקום כיול מדוד; בתחנות מסוג (א) ניתן להכין עקומי כיול - על סמך נוסחאות ומקדמים מספרות הידרומטרית מתאימה (ראה: מדריך לאינג'ינר - בנאות חלק ג, עמ' 1480 - 1513, וכן - מדריך לאינג'ינר - מדעי יסוד - הידרומיכניקה והידראוליקה; Troskolanski (1960); King & Brater (1963); Addison (1949); Barry (1964); ואחרים.

נספח זה מוקדש בעיקרו לתחנות מסוג (ג), שהן התחנות "הבעייתיות" - מבחינת מהנדס המים (והניקוז), הנתקל בהן (או המקיס אותן) באזורי פיתוח. למרות זאת, נמצא כנחוץ להעיר מספר הערות בקשר לבדיקת עקומי כיול של תחנות מסוג (ב).

ב - 2: בדיקת עקומי כיול של תחנות הידרומטריות.

א. כללי

כפי שמומחש בדוגמה ב - 1, מסרסטים את עקום הכיול הן על גבי נייר מילימטרי והן על גבי נייר דו-לוגריתמי. ביצוע אקסטרפולציה של עקום הכיול על גבי נייר דו-לוגריתמי קלה יותר, אך אינה מספקת אומדן סביר ללא בדיקת עקום הכיול; בפרט אם משתמשים בעקום לביצוע אקסטרפולציה רחוקה מנקודות הכיול. השימוש בנייר דו-לוגריתמי והתוויית עקום כיול כקו ישר בנייר זה מושתתים על ההנחה - שניתן לבטא את הספיקה באמצעות הנוסחה הבאה:

$$Q = K_Q h^N \quad \dots (1 - ב)$$

אשר משמעותה - קו ישר בנייר דו-לוגריתמי:

$$\log Q = \log K_Q + N \log h \quad \dots (2 - ב)$$

למקדמים K_Q ו- N יש משמעות גיאומטרית הניתנת לייחוס לחתך האפיק.

פונקציה זו שימושית כאשר חתך האפיק משתנה בתלות ברום באופן מודרג - ללא קפיצות.

ב. בדיקת המקדם החזקתי (N)

בהתאם לנוסחת מאנינג -

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} AR^{2/3} \quad \dots (3 - ב)$$

כאשר: n = מקדם החספוס למאנינג; S = הגרדיינט ההידרולי;

A = החתך המורטב; R = הרדיוס ההידרולי.

במקרים רבים בהם n ו- S קבועים ואילו $f_2(h)$ $f_1(h) = C$ $AR^{2/3} = f_1(h)$ נוסחת מאנינג נתנת להכתב גם כ-

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} C f_2(h) = K_2 f(h) \quad \dots (4 - ב)$$

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100. 101. 102. 103. 104. 105. 106. 107. 108. 109. 110. 111. 112. 113. 114. 115. 116. 117. 118. 119. 120. 121. 122. 123. 124. 125. 126. 127. 128. 129. 130. 131. 132. 133. 134. 135. 136. 137. 138. 139. 140. 141. 142. 143. 144. 145. 146. 147. 148. 149. 150. 151. 152. 153. 154. 155. 156. 157. 158. 159. 160. 161. 162. 163. 164. 165. 166. 167. 168. 169. 170. 171. 172. 173. 174. 175. 176. 177. 178. 179. 180. 181. 182. 183. 184. 185. 186. 187. 188. 189. 190. 191. 192. 193. 194. 195. 196. 197. 198. 199. 200. 201. 202. 203. 204. 205. 206. 207. 208. 209. 210. 211. 212. 213. 214. 215. 216. 217. 218. 219. 220. 221. 222. 223. 224. 225. 226. 227. 228. 229. 230. 231. 232. 233. 234. 235. 236. 237. 238. 239. 240. 241. 242. 243. 244. 245. 246. 247. 248. 249. 250. 251. 252. 253. 254. 255. 256. 257. 258. 259. 260. 261. 262. 263. 264. 265. 266. 267. 268. 269. 270. 271. 272. 273. 274. 275. 276. 277. 278. 279. 280. 281. 282. 283. 284. 285. 286. 287. 288. 289. 290. 291. 292. 293. 294. 295. 296. 297. 298. 299. 300. 301. 302. 303. 304. 305. 306. 307. 308. 309. 310. 311. 312. 313. 314. 315. 316. 317. 318. 319. 320. 321. 322. 323. 324. 325. 326. 327. 328. 329. 330. 331. 332. 333. 334. 335. 336. 337. 338. 339. 340. 341. 342. 343. 344. 345. 346. 347. 348. 349. 350. 351. 352. 353. 354. 355. 356. 357. 358. 359. 360. 361. 362. 363. 364. 365. 366. 367. 368. 369. 370. 371. 372. 373. 374. 375. 376. 377. 378. 379. 380. 381. 382. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392. 393. 394. 395. 396. 397. 398. 399. 400. 401. 402. 403. 404. 405. 406. 407. 408. 409. 410. 411. 412. 413. 414. 415. 416. 417. 418. 419. 420. 421. 422. 423. 424. 425. 426. 427. 428. 429. 430. 431. 432. 433. 434. 435. 436. 437. 438. 439. 440. 441. 442. 443. 444. 445. 446. 447. 448. 449. 450. 451. 452. 453. 454. 455. 456. 457. 458. 459. 460. 461. 462. 463. 464. 465. 466. 467. 468. 469. 470. 471. 472. 473. 474. 475. 476. 477. 478. 479. 480. 481. 482. 483. 484. 485. 486. 487. 488. 489. 490. 491. 492. 493. 494. 495. 496. 497. 498. 499. 500. 501. 502. 503. 504. 505. 506. 507. 508. 509. 510. 511. 512. 513. 514. 515. 516. 517. 518. 519. 520. 521. 522. 523. 524. 525. 526. 527. 528. 529. 530. 531. 532. 533. 534. 535. 536. 537. 538. 539. 540. 541. 542. 543. 544. 545. 546. 547. 548. 549. 550. 551. 552. 553. 554. 555. 556. 557. 558. 559. 560. 561. 562. 563. 564. 565. 566. 567. 568. 569. 570. 571. 572. 573. 574. 575. 576. 577. 578. 579. 580. 581. 582. 583. 584. 585. 586. 587. 588. 589. 590. 591. 592. 593. 594. 595. 596. 597. 598. 599. 600. 601. 602. 603. 604. 605. 606. 607. 608. 609. 610. 611. 612. 613. 614. 615. 616. 617. 618. 619. 620. 621. 622. 623. 624. 625. 626. 627. 628. 629. 630. 631. 632. 633. 634. 635. 636. 637. 638. 639. 640. 641. 642. 643. 644. 645. 646. 647. 648. 649. 650. 651. 652. 653. 654. 655. 656. 657. 658. 659. 660. 661. 662. 663. 664. 665. 666. 667. 668. 669. 670. 671. 672. 673. 674. 675. 676. 677. 678. 679. 680. 681. 682. 683. 684. 685. 686. 687. 688. 689. 690. 691. 692. 693. 694. 695. 696. 697. 698. 699. 700. 701. 702. 703. 704. 705. 706. 707. 708. 709. 710. 711. 712. 713. 714. 715. 716. 717. 718. 719. 720. 721. 722. 723. 724. 725. 726. 727. 728. 729. 730. 731. 732. 733. 734. 735. 736. 737. 738. 739. 740. 741. 742. 743. 744. 745. 746. 747. 748. 749. 750. 751. 752. 753. 754. 755. 756. 757. 758. 759. 760. 761. 762. 763. 764. 765. 766. 767. 768. 769. 770. 771. 772. 773. 774. 775. 776. 777. 778. 779. 780. 781. 782. 783. 784. 785. 786. 787. 788. 789. 790. 791. 792. 793. 794. 795. 796. 797. 798. 799. 800. 801. 802. 803. 804. 805. 806. 807. 808. 809. 810. 811. 812. 813. 814. 815. 816. 817. 818. 819. 820. 821. 822. 823. 824. 825. 826. 827. 828. 829. 830. 831. 832. 833. 834. 835. 836. 837. 838. 839. 840. 84

the 1990s, the number of people in the world who are under 15 years of age is expected to increase from 1.1 billion to 1.5 billion. The number of people aged 65 and over is expected to increase from 200 million to 400 million. The number of people aged 15 and over is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15 and over is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion. The number of people aged 15 and over is expected to increase from 3.5 billion to 4.5 billion.

מהשוואת נוסחות (ב - 1) ו- (ב - 4) מתקבל ש-

$$K_2 = K_Q \text{ ואילו } f_2(h) = h^N.$$

מניתוח הביטוי $AR^{2/3} = f(h) = Ch^N$ עבור חתכים משולשי, מלבני וטרפזי מסתבר ש- $1 < N < 3$, כלומר: המקדם החזקתי (N) יכול לקבל, בדרך כלל, ערכים שבין 1 ל-3. ככל שחתך האפיק שואף למשולש - ישאף N ל-3; ככל שהחתך שואף לחתך מלבני - ישאף N ל-1. בנחלים טבעיים מתקבל, בדרך כלל, $1.5 < N < 2.5$.

ג. משמעות המקדם K_Q

בעוד שלמקדם N יש משמעות גיאומטרית - באשר הוא מאפיין את הגיאומטריה של חתך האפיק, יש למקדם K_Q משמעות כמותית. לנהר, או לנחל גדול, שבו זורמות ספיקות גדולות גם בעומקים קטנים יחסית של מים - יהיו ערכים K_Q גדולים; ולהיפך - לנחלים קטנים יהיו מקדמים K_Q קטנים. המקדם K_Q מאפיין את כושר המעבירות של הנחל, או הנהר.

ד. מסקנות

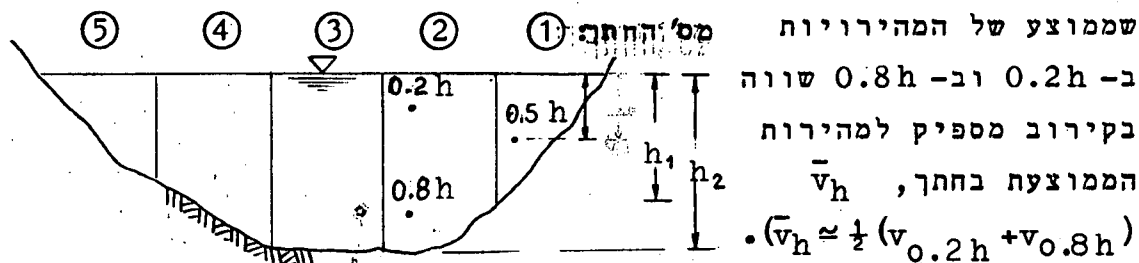
ניתן להעזר בתכונות הנ"ל של N ושל K_Q לשם בדיקת סבירות עקומי כיול. בבדיקה זו בוקדים אם הערכים המחושבים הינם סבירים, בהתייחס לסדר הגודל הצפוי של המקדמים. פרט לבדיקת סבירות זו, בהתייחסותנו לעקום הכיול תקבע במדה רבה בהתאם לרציפות הנקודות - המייצגות את הספיקות המכויילות; או, במילים אחרות - בהתאם למידת הפיזור של הנקודות המכויילות. דוגמה לבדיקת עקומי כיול - ראה דוגמה ב - 2.

ה. ביצוע המדידות ההידרומטריות לצרכי כיול

(1) מדידות באמצעות מד-זרם

המדידות ההידרומטריות, לצרכי כיול התחנה ההידרומטרית, נעשות בדרך כלל באמצעות מד-זרם, המורד למקומות שונים בחתך המורטב (בתוך המים הזורמים) - באמצעות כבלים. חתך הזרימה מחולק לקטעים אנכיים, שבכל אחד מהם מודדים את המהירויות. על סמך המהירויות הממוצעות בחתכים האנכיים השונים - מחשבים את הספיקה, כסכום של הספיקות החלקיות בחתכים אלה.

מסתפקים במדידת המהירויות בעומקים $0.2h$ ו- $0.8h$ (h = עומק המים בחתך) מאחר ונמצא -



בקטעים רדודים אפשר להסתפק במדידה אחת בעומק $0.5h$ עד $0.6h$ מפני המים, כמייצגת את המהירות הממוצעת בחתך.

(2) מדידות באמצעות מצוף

שיטת מדידה זו, שתוסבר להלן, אינה מדויקת ומומלץ - להשתמש בה רק מחוסר ברירה ולשם אומדן.

מדידת המהירות, בשיטה זו, נעשית - באמצעות מצוף (או, בלי ברירה, גוף צף כלשהו) הנזרק למים. מודדים את פרק הזמן שהיה דרוש למצוף לעבור קטע באורך מסויים, שנקבע קודם לכן. אומדן המהירות הממוצעת של המים הזורמים נקבע ע"י מכפלת מהירות המצוף במקדם 0.5 עד 0.7.

פרט לאי דיוק באומדן המהירות הממוצעת, ישנם אי דיוקים באומדן השטח המורטב של הנחל וכן כתוצאה של אי התחשבות בחלקי חתך "מתים" (שמהם אין ספיקה למורד הזרם - מערבולות וכו').

ב - 3: חישוב עקום כיול לתחנה הידרומטרית לא מכויילת.

א. בחירת מיקום התחנה

תחנה הידרומטרית לא מכויילת היא, בדרך כלל, קטע מנחל - אשר נבחר לשמש כתחנה הידרומטרית ואשר מודדים בו את השתנות רום פני המים ומחשבים את הספיקות המתאימות על סמך נוסחאות הידרוליות. כדי שתחנה הידרומטרית זו תוכל להיות יעילה, כלומר: שניתן יהיה לחשב את הספיקות ברמת דיוק סבירה, צריך למקמה בהתאם לקריטריונים הבאים:

(1) יש למקמה בקטע יציב של הנחל - שבו הקרקעית והדפנות יציבים ואינם נתונים לחתירה או לשיקוע, אשר עלולים לשנות את החתכים.

the first of these is the fact that the
the second is the fact that the

the third is the fact that the
the fourth is the fact that the
the fifth is the fact that the
the sixth is the fact that the

the seventh is the fact that the
the eighth is the fact that the

the ninth is the fact that the

the tenth is the fact that the
the eleventh is the fact that the

the twelfth is the fact that the
the thirteenth is the fact that the

the fourteenth is the fact that the
the fifteenth is the fact that the

the sixteenth is the fact that the
the seventeenth is the fact that the

the eighteenth is the fact that the
the nineteenth is the fact that the

the twentieth is the fact that the

the twenty-first is the fact that the

the twenty-second is the fact that the
the twenty-third is the fact that the

the twenty-fourth is the fact that the
the twenty-fifth is the fact that the

the twenty-sixth is the fact that the
the twenty-seventh is the fact that the

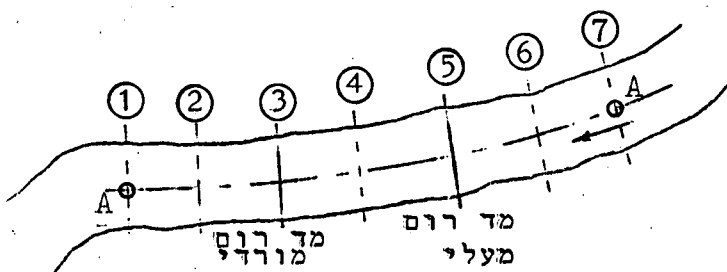
the twenty-eighth is the fact that the
the twenty-ninth is the fact that the

the thirtieth is the fact that the
the thirty-first is the fact that the

- (2) יש למקמה בקטע ישר של הנחל, עד כמה שהדבר ניתן.
- (3) יש למקמה בקטע שבו תהיה הזרימה בלתי מופרעת ע"י מכשולים, או השפעות מהמורד. למשל: אין למקמה במעלה לגשר - כאשר קיים חשש שיווצר עקום הערמות במעלה לגשר בתנאים מסויימים או במעלה למפל - כאשר קיים חשש שעקום ההערמות (Bakwater curve) עלול להגיע עד לתחנה בספיקות מסויימות.
- (4) יש למקמה בקטע שבו השפוע האורכי של הקרקעית הינו אחיד (פחות או יותר).
- (5) יש למקמה בקטע שבו אין שינויים ניכרים או פתאומיים בחתכים הרוחביים של אפיק הנחל.
- (6) אורך קטע הנחל אשר יהווה את התחנה ההידרומטרית יהיה מספר עשרות מטרים. בנחלים קטנים רצוי כ-5 עד 10 פעמים B, בקירוב, כאשר: $B =$ רוחב האפיק בפני המים בעת מעבר ספיקות שכיחות. בנחלים בהם זורמות ספיקות של מספר עשרות מ"ק לשנייה - כ-50 עד 100 מ' אם כי אין זה הכרחי. הקטע היציב והבלתי מופרע יהיה גדול יותר - רצוי שיהיה באותו אורך כלפי המורד ואותו אורך למעלה התחנה. התחנה ההידרומטרית הלא מכוילת מהווה קטע מהנחל - באשר רצוי למדוד את מפלסי פני המים בשני מקומות בנחל, המהווים את קצוות הקטע. המיקום של התחנה יקבע לאחר סיור בשטח - לאורך הנחל, בסביבת נקודת הריכוז שבה יש למדוד את הספיקות, ולאחר ביצוע מדידות טופוגרפיות כמפורט להלן. בעת הסיור יש לאמוד את מקדם החספוס למאנינג ולתאר (במילים) את קטע הנחל הנ"ל מורדו ומעלו.

ב. מדידות טופוגרפיות וחשובים גיאומטריים.

- המדידות הטופוגרפיות יבוצעו לאורך קטע הגדול בכפי שלוש מהקטע הדרוש עבור התחנה ההידרומטרית המוצעת. המדידות יכללו:
- (1) מדידת חתך לאורך קרקעית הנחל (ראה חתך A-A בתרשים שלהלן).
 - (2) מדידת חתכים רוחביים - ראה תרשים להלן:



לפחות 7 חתכים רוחביים + חתכים רוחביים בכל מקום שבו נראה שינוי משמעותי בחתך.

(3) תסורטס תנוחת הנחל, כולל במעלה ובמורד התחנה ההידרומטרית המוצעת, תוך ציון מכשולים או מבנים - אם הם קיימים. וכן יסורטס חתך לאורך והחתכים הרוחביים - כל אחד לחוד וכן זה על גבי זה.

אם נמצא שהקטע שנבחר עונה על הקריטריונים שצויינו ב- א' לעיל - יבוצעו חישובים גיאומטריים ויוכנו עקומי: $A=f(h)$, $R=f(h)$ ו- $AR^{2/3}=f(h)$. השוואת העקומים הנ"ל תאפשר בדיקת מידת אחידות החתכים הרוחביים.

לאחר שיעשה שימוש בקטע שנבחר לצרכים הידרומטריים - יבוצעו מדידות חוזרות של החתך האורכי והחתכים הרוחביים לאחר תום עונת המדידות הראשונה או לאחר מעבר ספיקות חריגות (אם עברו במשך העונה). לאחר מכן ניתן להסתפק במדידות כנ"ל רק לאחר מעבר ספיקות חריגות - עד שיוכח שהאפיק בקטע שנבחר הינו יציב. יש להשאיר בכל חתך שנמדד יתדות מאוזנות - בקצוות המדרונות - אשר יהוו נקודות ייחוס למדידת רומים ויסמנו את מקום החתכים שנמדדו.

ג. ציוד התחנה ההידרומטרית

(1) רצוי שמדידות מפלסי פני המים יבוצעו בשני מקומות - במעלה ובמורד הקטע שנבחר לשמש כתחנה הידרומטרית. בשני מקומות אלה מומלץ להקים מדי-רום רושמים (לימניגרפים) ולידס מדי רום פשוטים (אמות). אם ניתן לבצע מדידות רום בתיכפות רצוייה - בכל עת שעוברת גאות בנחל, ניתן להסתפק במד-רום רושם אחד (+ אמה צמודה) ולבצע הקריאות באמה השנייה.

(2) מחוסר ברירה ניתן להסתפק בשתי אמות - אם ניתן לבצע בהן מדידות סימולטניות באמצעות צופה (למשל: ע"י רישום הזמנים בכל פעם שמפלס פני המים בנחל עלה ב-10 ס"מ).

(3) מחוסר ברירה ניתן להסתפק במד-רום רושם (לימניגרף) אחד. במקרים אלה יש להשלים המידע ע"י מדידת רומי פני המים המכסימליים לאחר מעבר גאותות - על פי סימני המים או/ו על פי מדידות "מכסימטרו" - מד רום פני מים מכסימליים (ראה תאור להלן).

(4) כבקרה למדידות באמצעות צופה ישמשו - לימניגרף, או/ו "מכסימטרו" - שימוקמו הן בחתך המעלי והן בחתך המורדי של קטע המדידה.

התקנת לימניגרפים מחייבת תשומת לב בקביעת תחתיתם - לבל יסתמו בסחופת. בכל מקרה, כאמור לעיל, תוצמד אמה לצינור הלימניגרף. ניתן להכין את "המכסימטרו" הוא צינור $\varnothing 2$ מחורר התקוע באדמה, כשבתוכו מוכנס ברזל בניין, או מוט כלשהו, הניתן להוצאה מהצינור. המוט הפנימי - ימרח בגיר לפני או אחרי כל מדידה. קודקוד הצינור יאוזן (ימדד רומו) - כך, שניתן יהיה למדוד בפשטות ובמהירות את רום פני המים המכסימליים שהיו בעת מעבר הגיאות. יש להקפיד על מדידות רום פני המים המכסימליים לאחר מעבר כל גיאות, אם הדבר אפשרי, או לאחר מעבר מספר גיאויות - בליט ברירה. מדידות אלה יבוצעו ע"י הצופה - אם אין צורך בביקורת (הוכח שהצופה מהימן), או ע"י צוות הפיקוח - אם יש צורך בביקורת.

ד. הנתונים לצרכים הידרומטריים ואופן הכנתם

משתמשים לצרכים הידרומטריים בשלושה סוגי נתונים:

(1) לימניגרמות - רישומי מד-רום המפלס הרושם, או ברישומים התכופים של הצופה.

(2) רישומי סימני מים של גיאויות או גיאויות שיא; או - כתחליף, או השלמה, - מדידות "המכסימטרו".

(3) החתכים הטופוגרפיים שנמדדו.

פענוח הלימניגרמות יעשה באופן הבא:

(א) מסרטטים על נייר שקוף סקלות של זמן ורום בהתאם לקנה המידה של הרישום בלימניגרף.

(ב) שמים את הנייר השקוף על גבי הלימניגרמה וקוראים את הרומים והזמנים המתאימים.

(ג) רושמים את הקריאות בטבלה ומסרטטים את הנתונים - רום כנגד זמן.

(ד) משלימים את העקום $h = f(t)$ ע"י השלמת קצותיו. ההשלמה דרושה היות והלימניגרף אינו מודד את מפלס המים מהקרקעית (כי קצהו התחתון מוגבה במקצת מהקרקעית).

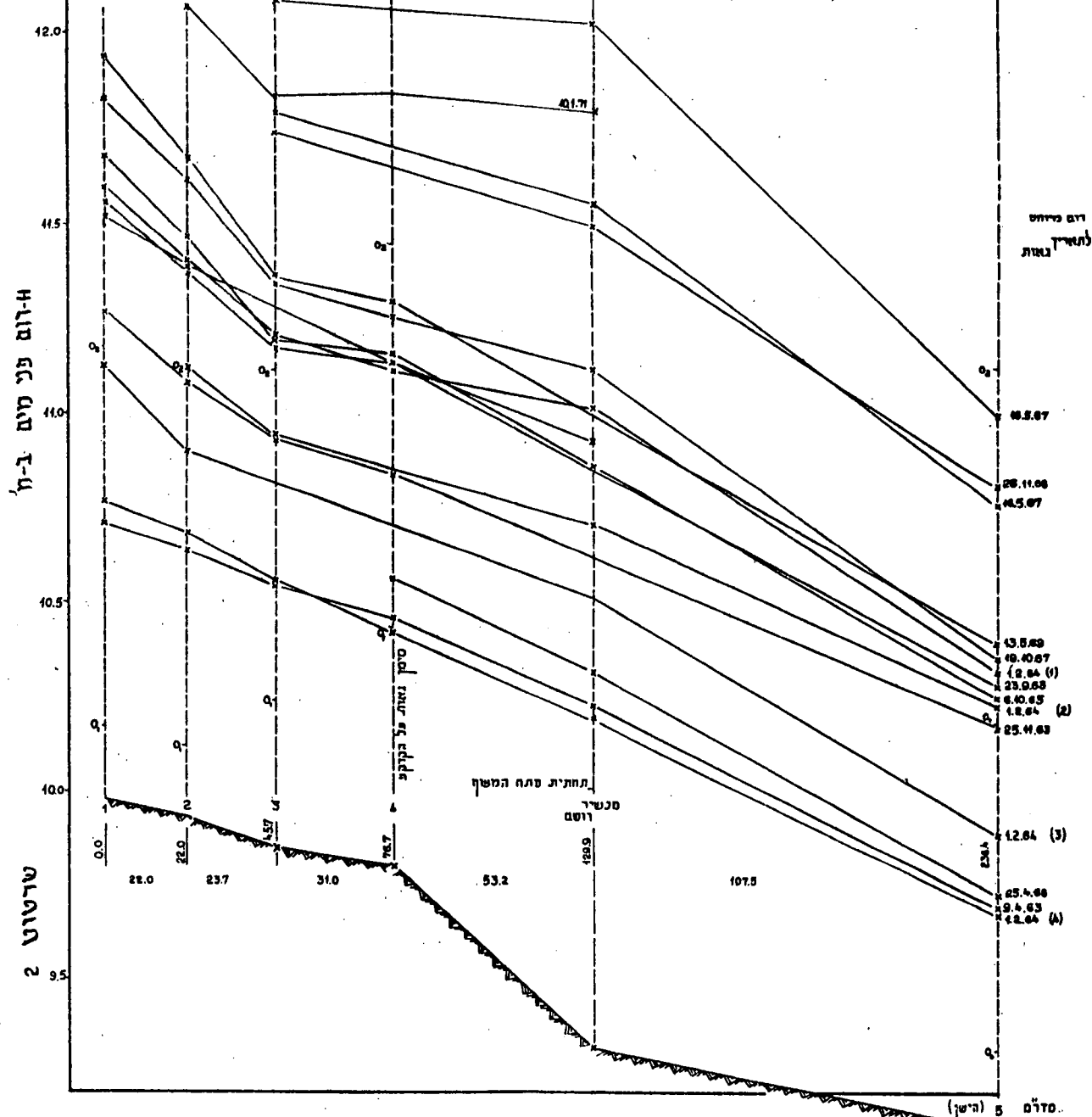
פענוח נתוני פני מים מכסימליים

נתוני פני מים מכסימליים משמשים כבקרה כאשר התחנה מצוידת בשני לימניגרפים, או כאשר מבוצעות תצפיות בו-זמניות בשתי אמות. כאשר התחנה מצוידת בלימניגרף אחד בלבד, או באמה אחת בלבד, שבה

נחל פארן - צוואר הבקבוק שיפוצי פני המים בגאווות

קנה מידה: לרום 1:10, למרחק 1:1000

לפי מדידות קרקעית ואיון ביום 2.5.63, נקודת היחס +10.00 תחתית פתח המצוף



הוצא מתוך דו"ח היח' לנגר-עילי, האגף להידרולוגיה,
תה"ל - דצמבר 1971 : נחל פארן - תחנת צואר הבקבוק,
חישוב גיאווות לתקופת המדידות 1951/52 - 1970/71.

לפי משפט הרציפות:

$$(6 - ב) \dots \frac{1}{2}g(V_1^2 - V_2^2) = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)$$

לפי נוסחת מאנינג:

$$(7 - ב) \dots Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} = K \times S_f^{1/2}$$

כאשר: K = כושר המעבירות של האפיק ו- S_f גרדיינט הידרולי.

אם הגרדיינט ההידרולי הממוצע הוא ממוצע גיאומטרי, אז -

$$(8 - ב) \dots \bar{S}_f = \sqrt{(S_f)_1 \times (S_f)_2}$$

ועל פי משוואה (7 - ב) מתקבל -

$$(9 - ב) \dots S_f = \frac{Q^2}{K^2}$$

לכן, בהנחה ש- L קטן, ניתן לכתוב:

$$\bar{S}_f = \sqrt{\frac{Q^2}{K_1^2} \times \frac{Q^2}{K_2^2}} = \frac{Q^2}{K_1 \times K_2} = \frac{h_f}{L}$$

כלומר:

$$(10 - ב) \dots h_f = \frac{Q^2 L}{K_1 \times K_2}$$

על סמך משוואות (6 - ב) ו- (10 - ב) מתקבל -

$$\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) = \frac{L Q^2}{K_1 \times K_2} - \left[(Z_w)_1 - (Z_w)_2 \right]$$

או -

$$(Z_{w_1} - Z_{w_2}) = Q^2 \left[\frac{L}{K_1 \times K_2} - \frac{1}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \right]$$

ולכן, ע"י חילוך Q מתקבל -

$$(11 - ב) \dots Q = \sqrt{\frac{(Z_{w_1} - Z_{w_2})}{\frac{L}{K_1 \times K_2} - \frac{1}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} = \sqrt{\frac{(Z_{w_1} - Z_{w_2})}{\frac{L}{K_1 \times K_2} - \frac{1}{2g A_1^2} \left(1 - \frac{A_1^2}{A_2^2} \right)}}$$

$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$

במשוואה (ב - 11) מופיעים ערכים מדודים, אשר מייצגים את התכונות הגיאומטריות של חתכי המדידה, התלויים ב- Z_{W1} וב- Z_{W2} (רומי פני המים המדודים בחתך המדידה המעלי $(Z_W)_1$) ובחתך המדידה המורדי $(Z_W)_2$. לכן, ניתן לחשב ישירות את Q . ללא נוסחה מקורבת זו, שבה הונח ש- L קטן יחסית, היה צורך לחשב את Q ע"י ניסוי וטעייה (trial & error), כלומר: עבודה מיגעית.

לשימוש בנוסחה (ב- 11) נוחיות רבה - מאחר ואפשר להכין מראש "עקומי כיול" עבור $Q = f(Z_1; \Delta Z)$, כלומר: Q בתלות ב- Z_{W1} (רום פני המים בחתך המעלי) והפרשי רומים שונים בפני המים בין החתך המעלי לחתך המורדי.

כאשר משתמשים בשלושה חתכים, נוסחת הספיקה תהיה:

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta h_{13}}{\frac{L_{12}}{K_1 K_2} + \frac{L_{23}}{K_2 K_3} - \frac{1}{2g} A_1 \left[1 - \left(\frac{A_1}{A_3} \right)^2 \right]}} \quad \text{או - (ב - 12)}$$

$$Q = K_3 \sqrt{\frac{\Delta h_{13}}{\frac{K_3^2}{K_1 K_2} L_{12} + \frac{K_3^2}{K_2 K_3} L_{23} - \frac{K_2^2}{2g A_1^2} \left[1 - \left(\frac{A_1}{A_3} \right)^2 \right]}} \quad \text{(ב - 13)}$$

כאשר האינדקס 12 מציין בין חתך 1 לחתך 2; 32 מציין בין חתך 2 לחתך 3; 13 בין חתך 1 לחתך 3.

ראה דוגמה ב - 3.

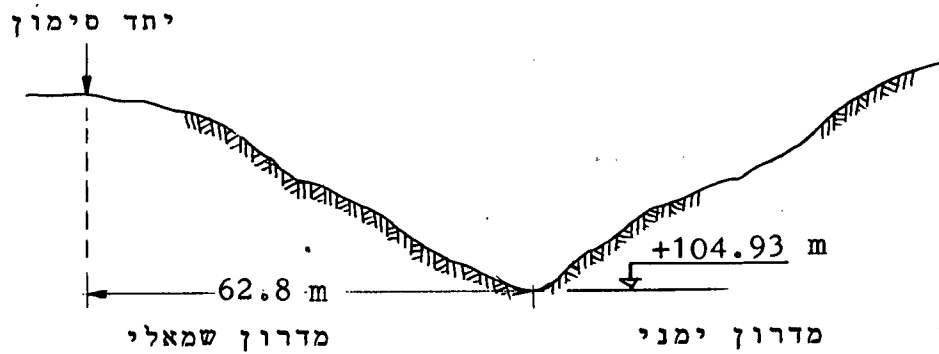
דוגמה ב - 1: בדיקת עקום כיול של תחנה הידרומטרית ומהימנותו וביצוע אקסטרפולציה להערכת ספיקה בתחום הלא-מכוייל.

נתון :

(1) קטע מסויים של אפיק נהר נמצא כתמאים לשמש לצרכים הידרומטריים - מאחר והתברר שבקטע זה האפיק יציב ואחיד (מבחינת חתכיו הרוחביים והשיפוע האורכי של הקרקעית). אי לכך כוייל אחד מחתכיו עד לרום מסויים באמצעות מד-זרם.

(2) מידות החתך המכוייל נתונות להלן:

| רום הנקודה
(ב-מ') | | מרחק הנקודה מיתר
הסימון (ב-מ') | |
|----------------------|--|-----------------------------------|-------------|
| | | מידרון שמאלי | מידרון ימני |
| + 105.0 | | 55.4 | 66.6 |
| + 106.0 | | 47.1 | 71.9 |
| + 107.0 | | 42.9 | 74.0 |
| + 108.0 | | 40.0 | 76.1 |
| + 109.0 | | 35.0 | 79.5 |

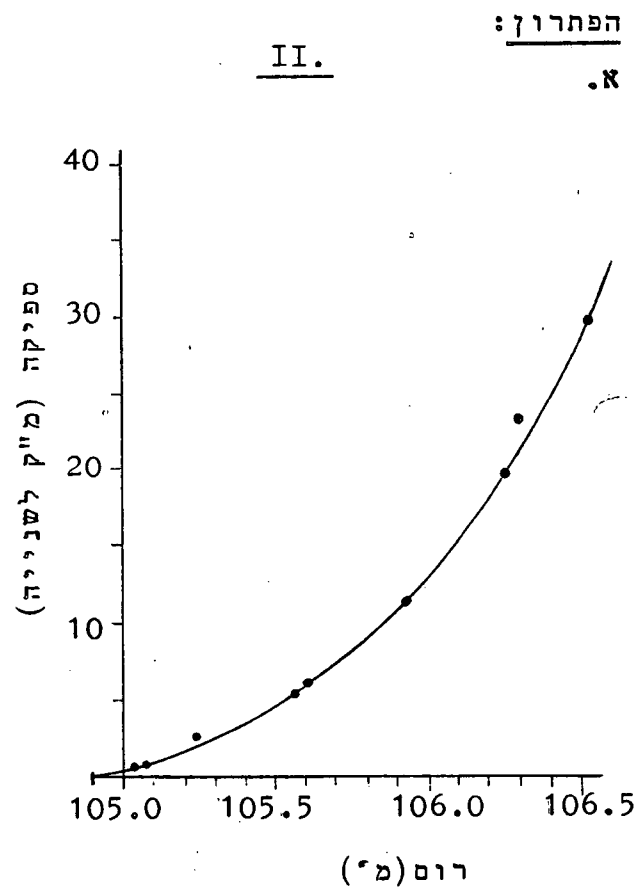
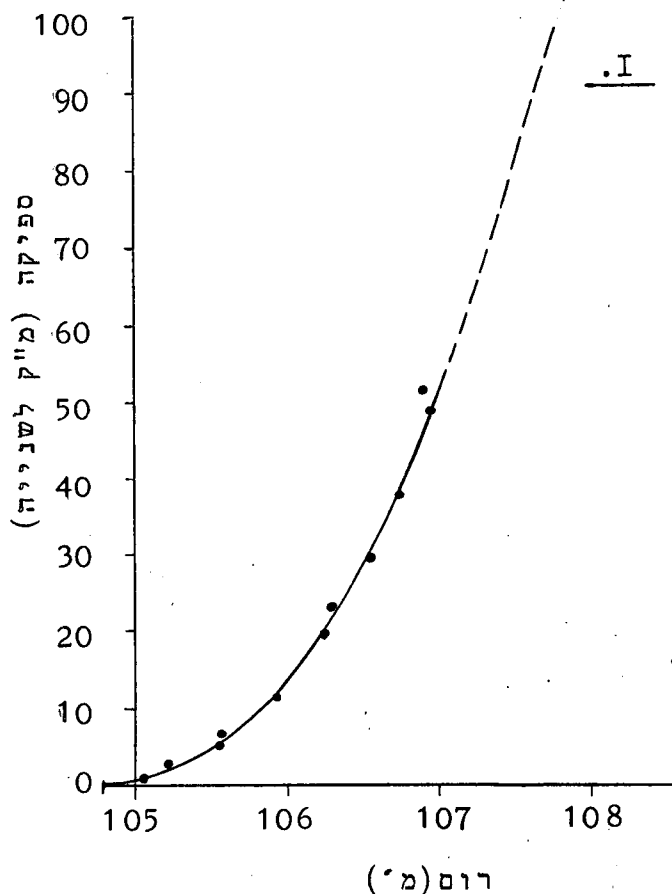


(3) נתוני הכיול מפורטים להלן:

| מספר
המדירה | מועד המדידה | | מיפלס המים
מטר | הספיקה
מ"ק לשנייה |
|----------------|-------------|-------|-------------------|----------------------|
| | תאריך | שעה | | |
| 1 | 21.11.66 | 11:30 | + 105.03 | 0.45 |
| 2 | 15.12.66 | 12:30 | + 105.07 | 0.80 |
| 3 | 23.12.66 | 10:00 | + 105.25 | 2.50 |
| 4 | 29.12.66 | 14:00 | + 105.57 | 5.21 |
| 5 | 3.1.67 | 10:10 | + 105.60 | 6.40 |
| 6 | 3.1.67 | 15:20 | + 105.94 | 11.6 |
| 7 | 4.1.67 | 08:00 | + 106.25 | 20.0 |
| 8 | 4.1.67 | 13:00 | + 106.29 | 23.5 |
| 9 | 28.1.67 | 16:30 | + 106.55 | 30.0 |
| 10 | 29.1.67 | 09:00 | + 106.73 | 38.0 |
| 11 | 17.1.68 | 10:20 | + 106.88 | 52.0 |
| 12 | 17.1.68 | 14:10 | + 106.92 | 49.0 |

דרוש:

- א. לסרטט את עקום הכיול ($Q = f(h)$) על גבי נייר מילימטרי.
 - ב. לחשב ולסרטט את העקומים: $A = f(h)$ (1); $AR^{2/3} = f(h)$ (2); כאשר: h = עומק המים בנהר; A = השטח המורטב; R = הרדיוס ההידרולי.
 - ג. לסרטט את עקום הכיול על גבי נייר לוג-לוג, וחשב את המקדמים n ו- K , שבנוסחה $Q = K h^n$ (בהנחה שניתן לתאר הזרימה בנהר בקטע זה באמצעות נוסחה זו).
 - ד. לחשב את הביטויים $f(h) = (Q/AR^{2/3})$, עבור נחוני הכיול וסרטט גרף עבור פונקציה זו.
 - ה. לחשב ע"י אקסטרפולציה את הספיקה באפיק כאשר רום פני המים הוא $108.0 + m$:
- (1) לפי עקום הכיול שעל גבי הנייר המילימטרי.
 - (2) לפי הנחת הקשר הלוגריתמי (הנוסחה הלוגריתמית).
 - (3) בעזרת עקום $f(h) = (Q/AR^{2/3})$.
- ו. לקבוע את הספיקה הסבירה המתאימה לרום $108.0 +$.
 - ז. לחוות דעה - האם הכיול שנעשה הינו מספיק ומאפשר לבצע את האקסטרפולציה שנעשתה.



מצויר I מומחש היטב שאי אפשר לבצע אקסטרפולציה משמעותית מעקום הכיול הלינארי הנ"ל.

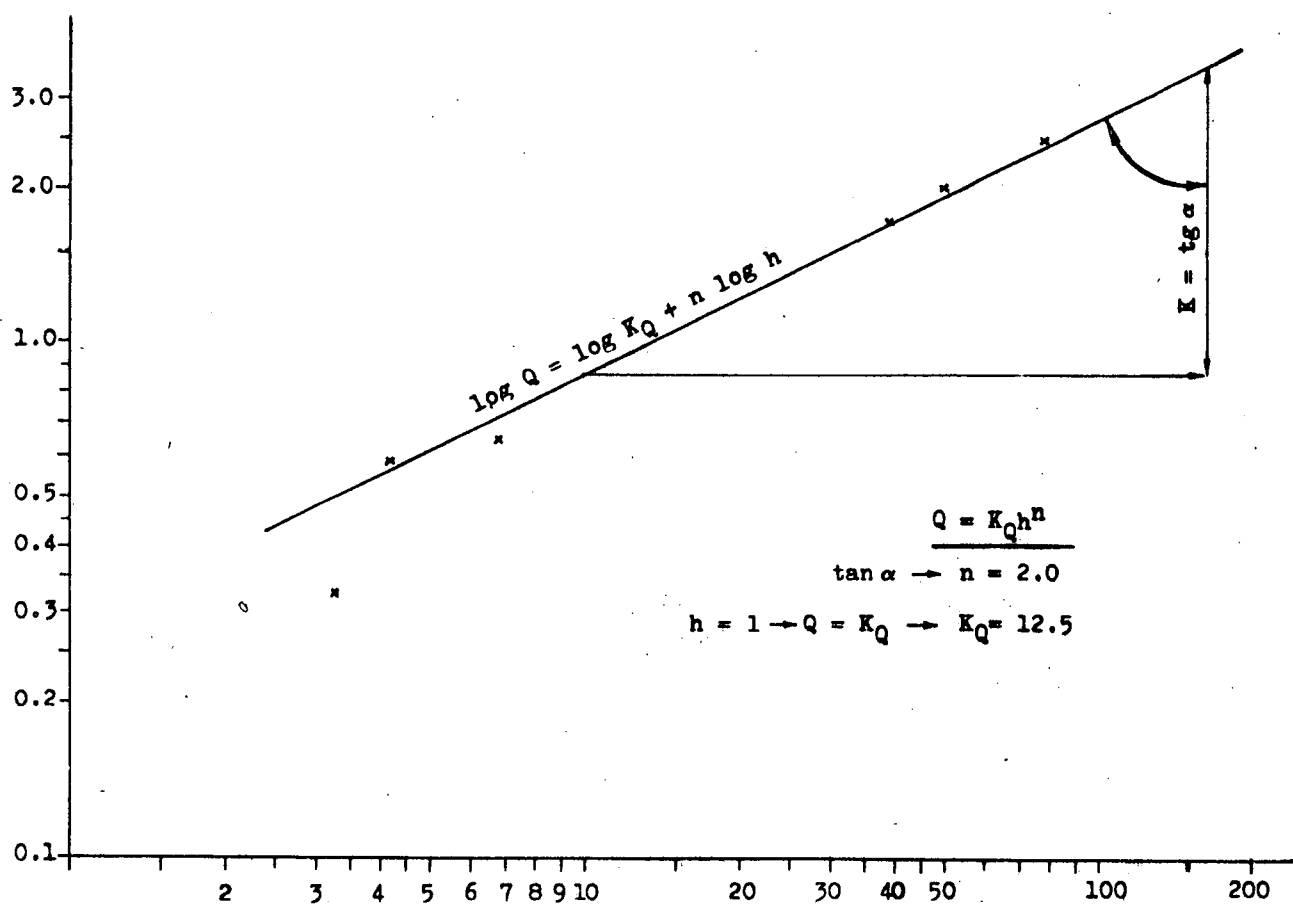
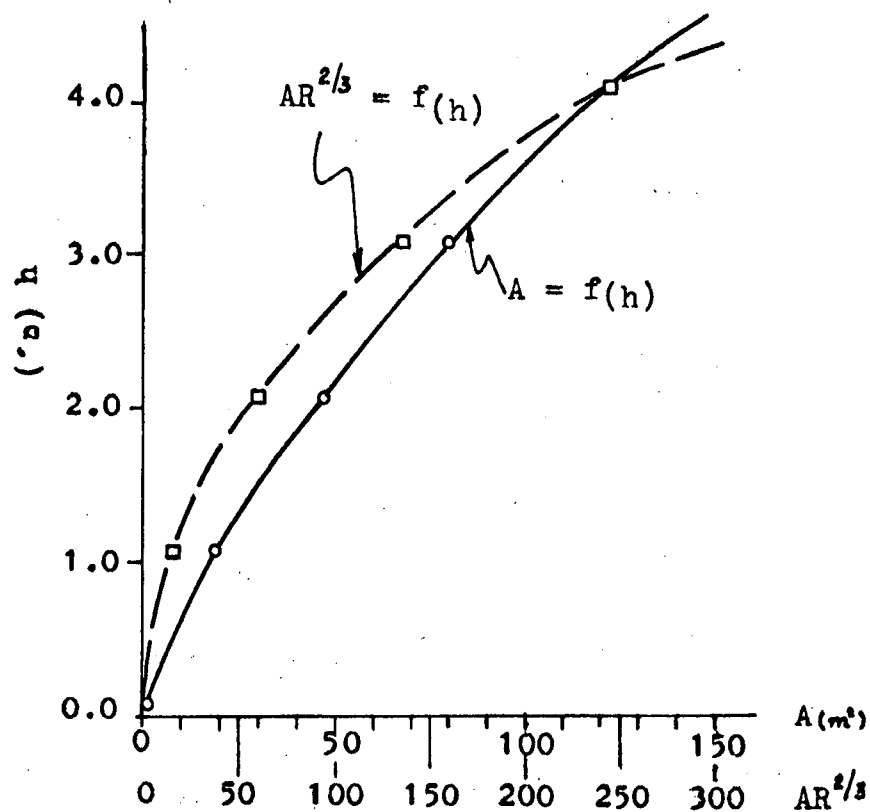
מצויר II מתברר ש- $Q=0$ ברום $+104.93$, בקירוב, כלומר: $Z_0 = +104.93$

ב. (1)

| שטח מצטבר
A (מ"ר) | שטח
(מ"ר) | הפרש
גבהים
(מ') | מרחק בין
מדרונות
(מ') | מרחק מידרון
משמאל ליתד
(מ') | מרחק מידרון
מימין ליתד
(מ') | עומק
(h)
(מ') | רום
(מ') |
|----------------------|--------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------|
| 0.0 | 0.78 | 0.07 | 0 | 62.8 | 62.8 | 0.0 | +104.93 |
| 0.78 | 18.00 | 1.0 | 11.2 | 55.4 | 66.6 | 0.07 | +105.0 |
| 18.78 | 27.99 | 1.0 | 24.8 | 47.1 | 71.9 | 1.07 | +106.0 |
| 46.73 | 33.60 | 1.0 | 31.0 | 42.9 | 74.0 | 2.07 | +107.0 |
| 80.33 | 40.30 | 1.0 | 36.1 | 40.0 | 76.1 | 3.07 | +108.0 |
| 120.63 | | | 44.5 | 35.0 | 79.5 | 4.07 | +109.0 |

(2)

| $AR^{2/3}$ | שטח
מצטבר
ΣA
(מ"ר) | $R^{2/3}$
(מ') | רדיוס
הידראולי
R
(מ') | היקף
מורטב
מצטבר
(מ') | היקף
מורטב
(מ') | עומק
h
(מ') | רום
(מ') |
|------------|-------------------------------------|-------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------|-------------------|-------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | | 0.0 | 104.93 |
| 0.13 | 0.78 | 0.17 | 0.07 | 11.20 | 11.20 | 0.07 | 105.0 |
| 15.79 | 18.78 | 0.84 | 0.75 | 24.95 | 13.75 | 1.07 | 106.0 |
| 60.06 | 46.73 | 1.30 | 1.48 | 31.65 | 6.65 | 2.07 | 107.0 |
| 134.8 | 80.33 | 1.675 | 2.17 | 37.05 | 5.40 | 3.07 | 108.0 |
| 241.60 | 120.63 | 1.91 | 2.64 | 45.69 | 8.64 | 4.07 | 109.0 |



הצורה הלוגריתמית של הנוסחה $Q = K_Q h^n$ היא -

$$\log Q = \log K_Q + n \log h$$

לפיכך:

$$\log Q_1 = \log K_Q + n \log h_1$$

$$\log Q_2 = \log K_Q + n \log h_2$$

ולכן -

$$n = \frac{\log Q_2 - \log Q_1}{\log h_2 - \log h_1}$$

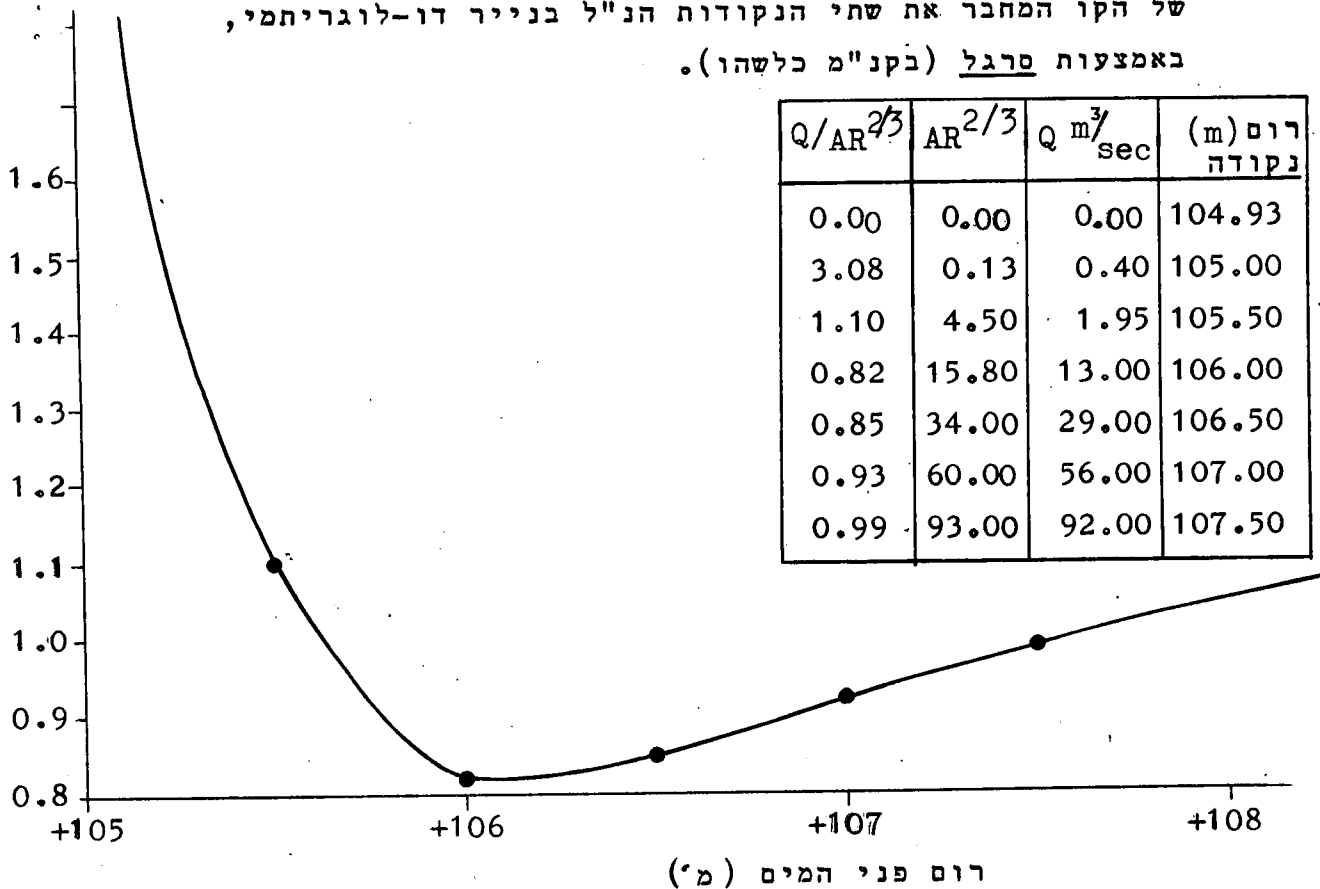
לאחר מציאת n ניתן לחשב את K_Q . כמו כן, ניתן למצוא את K_Q על פי :

$$\log Q_{h=1.0} = \log K_Q + n \log 1.0 = \log K_Q$$

במקרה שלפנינו:

$$n \approx 2.0 ; K_Q = 12.5$$

הערה: חישוב n לפי הנוסחה לעיל ניתן להעשות ע"י הצבת ערכי $(Q_1; h)$ ו- $(Q_2; h_2)$ בנוסחה, או - ע"י מדידת ההיטלים - האופקי והאנכי, של הקו המחבר את שתי הנקודות הנ"ל בנייר דו-לוגריתמי, באמצעות סרגל (בקנ"מ כלשהו).



ניתן להבחין בכך שהביטוי $Q/AR^{2/3}$ אינו קבוע, כלומר:
 $\frac{1}{n} S^{1/2} (= Q/AR^{2/3})$ אינו קבוע ומשתנה עם הרום (לפי עומק המים).

ה. (1) במקרה זה, אקסטרפולציה על פי עקום הכיול שעל גבי הנייר המילימטרי הינה חסרת משמעות - כי טווח השגיאה האפשרי הינו גדול.

(2) עבור $Z = +108.0$ מתקבל $h = 3.07$ מ' $h = Z - Z_0 = 108.0 - 104.93 = 3.07$ מ'

עבור $h = 3.07$ מ' מתקבל, מעקום הכיול בנייר הדו-לוגריתמי, $Q \approx 133$ מ"ק לשנייה.

(3) עבור $Z = +108.0$ מתקבל מגרף $Q/AR^{2/3} = f(Z)$

ערך של 1.05 , $\frac{Q}{AR^{2/3}} = 1.05$, בעוד שמעקום ב - ב' לעיל (או

בטבלה שב- ב' (2) מתקבל $Q/AR^{2/3} = 1.05$ עבור $Z = +108.0$ מ'.

כלומר: 140 מ"ק לשנייה $Q = 1.05 \times AR^{2/3} = 1.05 \times 135 \approx 142 \approx 140$ מ"ק לשנייה

ו. למעשה שתי התוצאות הנ"ל הינן זהות וניתן לאמץ ספיקה בשעור

$Q = 140$ מ"ק לשנייה.

ז. הכיול שנעשה אינו מספיק, מאחר ואינו כולל טווח ספיקות גדול במדה

מספקת. בכל זאת, לאור התוצאות הטובות של הספיקות שכווילו

והמקדמים הסבירים בפונקציה הלוגריתמית ($Q = K_Q h^n$; $n=2$) וכן של

$Q/AR^{2/3} \approx 1.0$ ניתן להתייחס אל הספיקה הנ"ל כאל אומדן סביר.

דוגמה ב - 2 : בדיקת עקומי כיול.

נתון:

בשתי תחנות הידרומטריות בוצע כיול - בתחנה A, שהוקמה

על יובל משני ובתחנה B שהוקמה על האפיק הראשי (שהיובל

הנ"ל הוא אחד מכ-10 יובלים זהים, פחות או יותר).

תוצאות הכיול סורטטו על גבי נייר דו-לוגריתמי, הועברו

עקומי כיול (כקווים ישרים) וחושבו המקדמים K_Q ו-N

כדלקמן:

| N | K_Q | מקדמי עקום הכיול |
|------|-------|------------------|
| 2.94 | 11.5 | בתחנה A |
| 6.25 | 2.2 | בתחנה B |

דרוש:

לחות דעה על עקומי הכיול.

התשובה

עקומי הכיול אינם סבירים מהסיבות הבאות:

- (1) לא מתקבל על הדעת שמקדם K_Q ביובל המשני יהיה גדול מזה של האפיק הראשי. מקדם האפיק הראשי צריך להיות גדול יותר, בדי הרבה, לעומת מקדם היובל המשני.
- (2) המקדם החזקתי N עבור האפיק הראשי נראה מוגזם מאוד - $6.25 > N > 1.5$.

דוגמה ב - 3:

נתון:

בנחל בשור ע"י רעים נמדדו פני מים מכסימליים לאחר גיאות ה-19.1.1965. על סמך סימני המים נמדדו החתכים המורטבים בשלושה חתכים א', ב', ו-ג', בקטע מסויים של האפיק, שנראה היה כי הוא יציב ואחיד, פחות או יותר. כמו כן, חושב ההיקף המורטב והרדיוס ההידרולי. מקדם n למאנינג הוערך בשלושת החתכים בכ- $n = 0.035$.
להלן סיכום הנתונים:

| הקטע | א - ב | ב - ג | א - ג |
|--|---------|-------|--------------------------------|
| $L =$ אורך הקטע
$\Delta h =$ שפילת פני המים | 145 מ' | 76 מ' | 221 מ' |
| | 0.61 מ' | 0.36 | $\Delta h_{\text{א-ג}} = 0.95$ |

| החתך | n | $1/n$ | A מ"ר | R מ' | $R^{2/3}$ | $K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$ |
|-------|-------|-------|---------|--------|-----------|----------------------------|
| א - א | 0.035 | 28.6 | 214 | 4.03 | 2.53 | 15,500 |
| ב - ב | 0.035 | 28.6 | 220 | 4.08 | 2.55 | 16,050 |
| ג - ג | 0.035 | 28.6 | 225 | 4.40 | 2.68 | 17,300 |

דרוש:

לאמוד את ספיקת השיא שזרמה בגיאות הנתונה.

הפתרון:

לפי נוסחה (ב - 13):

$$Q = K_1 \sqrt{\frac{\Delta h}{L_{1,2} \times \frac{K_1^2}{K_2 \times K_2} + L_{2-3} \frac{K_1^2}{K_2 K_2} - \frac{K_1^2}{2g A_k^2} \left[1 - \left(\frac{A_k}{A_2} \right)^2 \right]}}$$

$$Q = 17,300 \sqrt{\frac{0.95}{\frac{17,300^2}{15,500 \times 16,050} \times 145 + \frac{17,300^2}{16,050 \times 17,300} \times 76 - \frac{17,300^2}{2 \times 10 \times 214} \left[1 - \left(\frac{214}{225} \right)^2 \right]}}$$

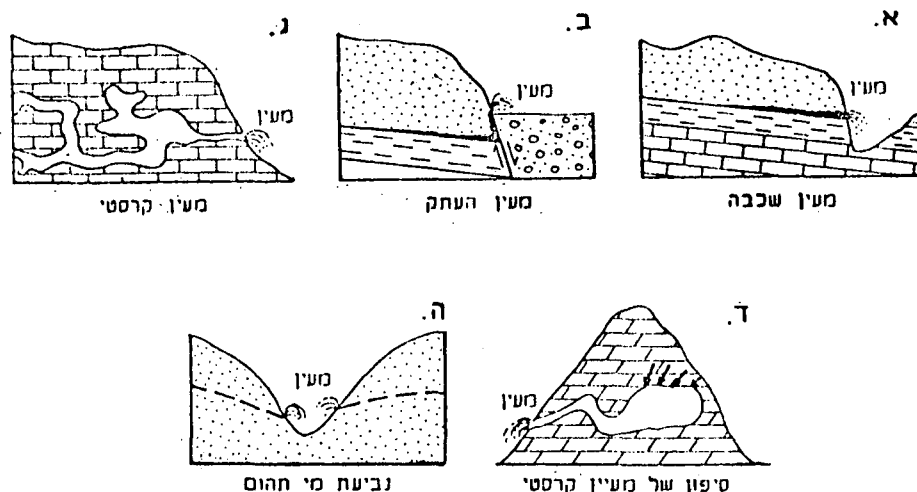
מחבלת התוצאה:

$$Q \cong 1000 \text{ מ"ק לשנייה}$$

נ ס פ ח ג

נ ס פ ח ג: ס י ו ג מ ע י י נ ו ת
מחוך: "גיאולוגיה - יסודות ותהליכים",
מאת: עקיבא פלכסר (1969).

- מעין הינו יציאה טבעית מרוכזת (פריצה) של מים מחוך קרקע או מסלע.
מבחינים במספר סוג מעיינות (ראה ציור להלן):
- (1) מעין שכבה - מקורו בזרימה בחוך אקוויפר פריאטי על גבי שכבה אטימה (אקוויקלור), או בזרימה בחוך אקוויפר כלוא. הזרימה היא בגרביטציה וכוונה הוא בהתאם לסטרטופיקציה ונטיית השכבות. מעיינות רבים בארץ הינם מסוג זה: מעיינות עין-גדי, מעיינות ודי קלט ומעיינות קטנים בהרי ירושלים והגליל.
 - (2) מעין העחק - המים נעים באקוויפר עד למקום שבירה (העחק), שם הם פוגשים בשכבה אטימה, מטפסים לאורך השבר ופורצים החוצה. מעיינות מסוג זה הינם המעיינות בשולי עמק יזרעאל המערבי (מעיינות יוקעס, זריק ואחרים), מעיינות הגלבוע, עמק חרוד ויריחו.
 - (3) מעין קרסטי - המים נעים במחילות, מערות ותעלות ההמסה הרבות שבגיר ובדולומיט, שנוצרו עקב תופעת הקרסט. על סוג זה נמנים מעיינות הירקון ומעיינות רבים בגליל, כגון: מעיינות כברי.
 - בחלק ממעיינות הקרסט מורגשת זרימה בפעימות, שמקורה בפעולת סיפון - הנגרמת ממערכת ההובלה המתאימה לתופעה זו, שנוצרה עקב תופעת הקרסט.
 - (4) נביעות מי תהום - מי תהום נובעים מחוך הקרקע במקומות בהם הינם גבוהים יותר מהקרקע, למשל: כאשר הם פוגשים בערוץ או נחל. נביעות מעין אלה יוצרות בנחל זרימות בסיס ממושכות (בנוסף על, או במקום, המעיינות).



REFERENCES -

- Airport Drainage - U.S. Dept. of Commerce, Civil Aeronautics Administration, Nov. 1956.
- Amorocho. & Orlob. - Nonlinear Analysis of Hydrologic Systems. Water Resources Center Contribution No. 40. Sanitary Res. Lab., Uni. of Cal., Berkeley. Nov. 1961.
- Anderson, D.G. - Effect of Urban Development on Floods in Northern Virginia. USGS, Open File Report.
- Armentrout, C.L. & Bissell, R.B. - "Channel Slope Effect on Peak Discharge of Natural Streams", ASCE, HY.2, February 1970.
- Askew, A.J. - Derivation of Formulae for Variable Lag Time. Jour. of Hydrology, April 1970.
- אבישור א. - חישוב הזרימות מסדרות גשם יומיים, הנדסה ואדריכלות, כרך , ע"מ 367-363, נובמבר, 1958.
- Barnes, B.S. - The Structure of Discharge Recession Curves. Tran. Amer. Geophys. Union, 20:721-725. 1939.
- Barnes, B.S. - Consistency of Unitgraphs. J. Hydr. Div., ASCE, 85, (HY8): 39-65. August 1959.
- Bekchourine, A. Siline - Hydrogeology of Irrigated Lands. Foreign Languages Publishing House, Moscow, 1963.
- Benson, M.A. - Channel-Slope Factor in Flood Frequency Analysis. ASCE, Vol. 85, No. HY4, Proc. Paper 1994, April 1959.
- בן-צבי, א. - סקר על יחסי גשם ונגר בשטחים עירוניים, השרות ההידרולוגי ירושלים, אוקטובר, 1970.
- Bernard, M.M. - An Approach to Determinate Stream Flow. Trans. AMSCE 100:347-395. 1953.
- Bharat Singh and S.R. Agrawal. - Utilization of Drag for Velocity Measurement in Channels. Irrigation and Power. Vol. 22, No. 1, pp 9-27, January 1965.
- Brakensiek, D.L. - Hydrodynamics of Overland Flow and Nonprismatic Channels. 1965 Annual Meeting, Amer. Soc. of Agr. Eng., Univ. of Georgia, June 1965.
- Butler, S.S. - Engineering Hydrology. Published by Prentice-Hall, New York, 1957.
- Carlston, C.W. - Drainage Density and Stream Flow. U.S. Geol. Surv. Prof. Paper 422-C, Washington D.C., 1963.
- Carter, R.W. & Godfrey, R.G. - Storage and Flood Routing, Manual of Hydrology: Part 3. Flood-Flow Techniques. Geol. Sur. Water-Supply Paper 1543-B, 1960.
- Central Board of Irrigation and Power - Symposium on Economics and Financing of Irrigation, Drainage and Flood Control. Pub. No. 85, pp 40-41. New Delhi, Aug. 1967.

- Chen, C.W. & R.P. Shubinski - Computer Simulation of Urban Storm Water Runoff. ASCE, HY2, February 1971.
- Chow, V.T. - Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins. University of Illinois Bulletin, Vol. 59, No. 65, March 1962.
- Chow, V.T. - Handbook of Applied Hydrology. Published by McGraw Hill, New York, 1964.
- Chow, V.T. - Open Channel Hydraulics. Published by McGraw Hill, 680 p, New York, 1959.
- Clark, C.O. - Storage and the Unit Hydrograph. Proc. Amer. Soc. C.E. 69:1419-1447. 1943.
- Committee on Hydrology of the Hydraulics Division. Hydrology Handbook. ASCE, Manual of Engineering Practice, No. 28, New York, 1957.
- Cook, H.L. - The Effect of Land Management Upon Runoff and Groundwater. Proc. of U.N.S.C., Vol. IV, Water Resources. 1951.
- Cook, H.L. - The Infiltration Approach to the Calculation of Surface Runoff. Transactions, American Geophysical Union, Vol. XXVII, pp 726-747, October 1946.
- Creager, Justin & Hinds - Eng. for Dams, Vol. I. Wiley, N.Y., 1945.
- Crawford, N.H. and R.K. Linsley - Digital Simulation in Hydrology, Stanford Watershed Model N. Tech. Report No. 39. Dept. of C.E., Stanford Univ., July 1966.
- Davis, C.V. & K.E. Sorensen - Handbook of Applied Hydraulics, McGraw-Hill, 1969 (3rd ed.).
- Design of Small Dams - U.S.B.R., 1965.
- Eagleson, Peter S. - Dynamic Hydrology, McGraw-Hill, 1970.
- Edson, C.G. - Parameters for Relating Unit Hydrographs to Watershed Characteristics. Trans. Amer. Geophys. Union, 32:591-596.
- Esprey, Morgan, Masch - A Study of Some Effects of Urbanization on Storm Runoff from a Small Watershed. Texas Water Commission, July 1965.
- Free, G.R., G.M. Browning & G.W. Musgrave - Relative Infiltration and Related Physical Characteristics of Certain Soils. U.S. Dept. Agr., Tech. Bull. 729, 1940.
- פלכסר ע. - גיאולוגיה-יסודות ותהליכים. הוצאת האוניברסיטה העברית, ירושלים, 1969.
- Golani, P. and C.L. Larson - Effects of Channel Characteristics of Time Parameters for Small Watershed Runoff Hydrographs. Water Resources Research Center, Univ. of Minnesota, Minneapolis, Min., May 1971.

- Gordon & Geyer - Elements of Water Supply and Waste Water Disposal, 1961.
- Gray, D.M. - Derivation of Hydrograph for Small Watersheds from Measurable Physical Data. Agricultural and Home Economics Exp. Station, Iowa State University of Science and Technology, AMES, U.S.A., RES. Bul. 506, June 1962.
- Guide to Hydrometeorological Practice - WHO, No. 168, TP. 82, Secretariat of the World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland, 1965.
- Hickok, Keppel & Rafferty - Hydrograph Synthesis for Small Arid-Land Watersheds. Agr. Eng. 40:608-611. 1959.
- Horner & Flynt. - Relation Between Rainfall and Runoff from Urban Areas. Trans. AMER. Soc. Civ. Eng., 101:140-216. 1936.
- Horton, R.E. - Erosional Development of Streams and Their Drainage Basins: Hydro-Physical Approach to Quantitative Morphology. Bul. Geol. Soc. AMER. 56:275-370. 1945.
- Houk, I.E. - Irrigation Engineering, Vol. I, John Wiley & Sons, Inc., 1957.
- Hydrology Handbook - Prepared by the Committee on Hydrology of the Hydraulics Division, ASCE. - Manual of Eng. Practice, No. 28, New York, 1957.
- Israelson O.W. and V.E. Hansen. - Irrigation Principles and Practices. Published by John Wiley. Third Edition, 447 p. New York, 1962.
- Izzard, C.F. - The Surface-Profile of Overland Flow. Tran. Amer. Geophys. Union, pt. VI, pp. 959-968. 1944.
- Izzard, C.F. - Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces, Proc. Highway Research Board, Vol. 26, pp. 129-150, 1946.
- Johnstone & Cross - Elements of Applied Hydrology. The Roland Press Co., New York, 1949.
- Keulegan, G.H. - Spatially Varied Discharge Over a Sloping Plane. Tran. Amer. Geophys. Union, pt. VI, pp. 956-959. 1944.
- Kerby, W.S. - Time of Concentration for Overland Flow. Civil Engr. 10(3), 174, March, 1959.
- King H.W. and E.F. Brater. - Handbook of Hydraulics for Solution of Hydrostatic and Fluid Flow Problems. Published by McGraw Hill, Fifth Edition, New York, 1963.
- Kirpich, Z.P. - Time Concentration of Small Agricultural Watersheds. Civil Engrg. 10(6), June 1940.
- Kohler M.A. and R.K. Linsley. - Predicting the Runoff from Storm Rainfall. U.S.A. Department of Commerce, Weather Bureau, Research Paper No. 34, 9 p, Washington, September 1951.
- Kornitz, D. - Storm Water Runoff in the Nahal Soreq Basin during the Hydrological Year 1951-52. Reprint from "Final Report to Ford Foundation, Sub-Project A-1". Small Watershed Studies, Appendix V, submitted by S. Irmay, 7 p, Jerusalem, July 1956.

- Larson, C.L. - A Two Phase Approach to the Prediction of Peak Rates and Frequencies of Runoff for Small Ungaged Watersheds. Dept. of C.E. Tech. Report No. 53, Stanford Univ. June 1965.
- Langbein, W.B. & Iseri, K.T. - General Introduction and Hydrologic Definitions, Manual of Hydrology: Part 1. General Surface-Water Techniques. Geol. Sur. Water-Supply Paper 1541-A, Wash., 1960.
- לחמי חוה- הערכת נפחי גלי גיאות בעזרת סדרות גשמים וגיאומטריות מתקופה חופפת קצרת. (תיזת מגיסטר), הפאקולטה להנדסה אזרחית, הטכניון חיפה, יוני 1966.
- ליטוין, י. - ניתוח איזורי של זרימות הנגר העל-קרקעי לצורך הכנת נתונים לפרוייקטים הנדסיים, חיבור מגיסטר, הפאקולטה להנדסה אזרחית, הטכניון, חיפה, יוני 1971.
- Liggett, J.A. - Unsteady Open Channel Flow with Lateral Inflow. Stanford Univ., Dep. of C.E., Technical Rep. 2, July 1959.
- Linsley R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus - Applied Hydrology. Published by McGraw Hill, 689 p, New York, 1949.
- Linsley R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus - Hydrology for Engineers. Published by McGraw Hill, 340 p, New York, 1958.
- Linsley & Crousford - Computation of a Synthetic Streamflow Record on a Digital Computer. Dept. of C.E., Stanford Univ., Stanford, Calif. 1960.
- Luthin, I.N. - Drainage Engineering. John Wiley & Sons. 1966.
- מירו פ. - ניתוח הידרולוגי של זרימות בנהרות ובמעיינות, תה"ל, ת"א (תקציר) 1968.
- מרכוס פ. ו-פ. מירו - הידרולוגיה עילית של הנחלים סנונית, עדה וברקן (נחלי מנשה) תה"ל, ת"א פ.מ. 314, מרץ 1962.
- Mero, F. and Y. Bonne - Storm Runoff in Nahal Ayalon. Tahal, Tel-Aviv, P.N. 620, June 1966.
- Margali & Linsley - Computer Analysis of Overland Flow, ASCE. HY.3, May, 1965.
- Miller, J.F. and J.L.H. Paulhus. - Rainfall Runoff Relations for Small Basins. American Geophysical Union, Vol. 38, No. 2, pp 216-218, 1957.
- Minshall, N.E. - Predicting Storm Runoff on Small Experimental Watersheds Jour. Hydr. Div. ASCE, 86(HY8): 17-38. August 1960.
- מירו פ. מ. נגב ו-א. גלזר- מאגר כפר ברון - גיאומטריות שנת 1961/1962 והסתברותן. תה"ל, אוגוסט 1962.
- נוימן י. -נסיון למדידה אווופוטנספירצה באמצעות שיטת מאזן חום ותורת הטורבולציה. כתבים מטאו, סדרה ה' מס' 6 השרות המטאורולוגי 1957.
- נגב מ. ו-י. בונה-שחזור זרימות והסתברות ספיקות שיא ליד כביש החוף נחלי שורק ורובין. הוצאת המדור למים עיליים, תה"ל, ת"א, מרץ 1964.
- נגב מ. ., קלר ו-א. בן-צבי - הסתברות ספיקות שיא במוצא נחל לכיש. תה"ל, ת"א פ.מ. 343, מרץ 1963.

- Nash, J.E. - Systematic Determination of Unit-Hydrograph Parameters. Jour. of Geophys. Res., Vol. 64. January 1959.
- O'Donnel, T. - Instantaneous Unit Hydrograph by Harmonic Analysis. Commission of Surface Water, I.A.S.H., Pub. 51, pp. 546-597, 1960.
- Pierce, C.H. - Investigations of Methods and Equipment Used in Stream Gauging. U.S.A. Geological Survey, Washington D.C., Government Printing Office, Paper No. 868A, 10 p, 1941.
- Potter, W.D. - Surface Runoff from Agricultural Watersheds. Research Report No. 11-B, Highway Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1950.
- Preuss, F.A. & Todd, D.K. - Specific Yield of Unconsolidated Alluvium. Water Resources Center Contr. No. 76, Univ. of Calif., Berkeley, 1963.
- Ramser, C.E. - Runoff from Small Agricultural Areas. Jour. Agr. Res., 34:797-823. 1927.
- Ree, W.O. and F.R. Crow - Culverts as Water Runoff Measuring Devices. Agricultural Engineering, pp 28-31, January 1954.
- Reich, B.M. - Design Hydrographs for Very Small Watersheds from Rainfall. Civ. Eng. Section, Colorado State University. Fort Collins, Colorado, July 1962.
- Richards, B.D. - Flood Estimation & Control. Chapman & Hall Ltd., London, 1950.
- Richards, M. & Strahl, J.A. - Elements of River Forecasting, 1967.
- Rouse, H. - Engineering Hydraulics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1950.
- Rogers, R.A. - Rational Method of Storm Drainage Design. Jour. of Irr. and Drainage, ASCE., Vol. 94, No. IR4, Dec. 1968.
- Searcy, J.K. - Effect of Basin Characteristics on Yield. Unpublished Report, 13 p. December 1956.
- Sharp, A.L., A.E. Gibbs, W.J. Owen and B. Harris. - Application of the Multiple Regression Approach in Evaluating Parameters Affecting Water Yield of River Basins. Journal of Geophysical Research. Vol. 65, No. 4, pp 1273-1286, April 1960.
- Sharp, B.B. - Flow Measurement with Suspension Wire. Proceedings, A.S.C.E., Journal of Hydraulics Division, Vol. 90, No. HY2, pp 37-53, March 1964.
- Strahler, A.N. - Equilibrium Theory of Erosional Slopes Approached by Frequency Distribution Analysis. Part I. Amer. Jour. Sci., Vol. 248, No. 10, Oct. 1950.
- Snyder, F.F. - Synthetic Unit Graphs. Tran. Amer. Geophys. Union, 19:447-454. 1938.
- Sellin - Flow in Channels, MacMillan, 1969.

- Tahal - Sondotechnica - Plano Nacional de Irricao, Fase 1, Diagnostico Preliminar. 1970.
- Taylor & Schwarz - Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Basin Characteristics. Tran. Amer. Geophys. Union, 33:325-246. 1952.
- תמיר ר. - נגר וסחף באזנים קטנים בדרום. הסימפוזיון השנתי השני לבעיות סחף, האוניברסיטה העברית, ירושלים, 1969.
- Todd, D. (ed.) - Water Encyclopedia, Port Washington. Water Information Center, 1970.
- Toebe, C. - Applied Hydrology. Technical Corresponding School, New Zealand Dept. of Education, 1960.
- Toebe, C. & Ouryvaev V. (ed.) - An International Guide for Research and Practice. Unesco, 1970.
- Turner, A.K. - The Control of Roadside Erosion. Soil Conservation Authority of Victoria, Australia, 1957.
- Unesco, 1970 - See: Toebe & Ouryvaev.
- Urquhart - Handbook of Civil Engineering, McGraw-Hill. 1950.
- U.S. Dept. Agr., S.C.S. - Eng. Handbook, Section 4, Hydrology, Supplement A. U.S. Dept. Agr., Wash. D.C. 1957.
- U.S.G.S. - Flow-Duration Curves - Searcy, 1542-A.
- U.S.G.S. - Storage and Flood Routing - Carter & Godfrey, 1543-B.
- U.S. Dept. of Commerce - Civil Aeronautics Administration; Airport Drainage, Nov. 1956.
- U.S. Bureau of Reclamation - Design of Small Dams, 1965.
- Ward, R.C. - Principles of Hydrology. McGraw-Hill, 1967.
- Wei, T.C. and C.L. Larson - Effects of Areal and Time Distribution of Rainfall on Small Watershed Runoff Hydrographs. Water Reso. Res. Center. Univ. of Minnesota, Minneapolis Min., March 1971.
- White, Elizabeth L. & Reich, Brian M. - Behavior of Annual Flood in Limestone Basins in Pennsylvania. Journal of Hydrology, 10, 1970.
- Wilson, E.M. - Engineering Hydrology, Macmillan, London, 1969.
- Wisler, C.O. and E.F. Brater. - Hydrology. Published by John Wiley, Second Edition, 419 p, New York, 1959.
- WHO, 1965 - See: Guide to Hydrometeorological Practice.

ב"צ כנורי

הנדסת נקוז

מדריך למהנדסי מים

חלק ראשון: נקוז על-קרקעי

קונטרס מס' 1: תעלת העפר

1965

הוצאת תכנון המים לישראל

מ ב ו א

מדריך זה ניתן בידי מהנדס המים על מנת להקל על עבודתו היום-יומית. הוא אינו בא למלא את מקומו של ספר מדעי או מקצועי אשר הכרחיים ללימוד יסודי ולהעמקת הידע.

הרעיון להוצאתו לאור נולד בחברת תכנון המים לישראל בע"מ, שראתה צורך לרכז את מכלול הידיעות בשטח הנקוז שהצטבר במשך שנים רבות בידי חוקרים, מהנדסים וחקלאים ברחבי תבל, ולהוסיף את פרי נסיונם של מהנדסי הנקוז הישראליים. כוונה נוספת לתת כעין שיטות תקניות לחשובים ולתכנון, במקום עשרות השיטות - לעתים סותרות - הנמצאות בשמוש בארץ, על יסוד הרקע השונה של מהנדסי המים.

החומר שיינתן במדריך זה אינו פרי מחקרו האישי של המחבר. הוא לקט אותו ממקורות רבים והוסיף את נסיונו האישי אותו רכש תוך התקופה, בה עמד בראש מפעלי הנקוז במסגרת תכנון המים לישראל.

הסברים ובאורים עיוניים יינתנו רק בקיצור והדגש יושם על מתן שיטות שימושיות לתכנון מפעלי נקוז. הנוסחות, טבלאות, דיאגרמות ונומוגרמות תלווה בהוראות לשמוש בהן. תנתנה דוגמות מספריות רבות לפתרון מלא של בעיות הקשורות בנושא. הן חושבו בדיוק של סרגל חישוב.

הקלה נוספת תושג ע"י השימוש ביחידות המטריות ונתונים המופיעים בספרות האנגלית, תורגמו ליחידות המקובלות בישראל.

לאור החומר הרב, אותו מדריך זה צריך לכסות, הוא יחולק לשני חלקים עקריים: החלק הראשון יוקדש לנקוז על-קרקעי, לרכות הסדרת נחלים ומניעת שטפונות והחלק השני יטפל בנקוז תת-קרקעי.

לנוחיות השמוש יפורסמו שני החלקים בצורת קונטרסים וכל קונטרס יוקדש לנושא אחד בלבד.

תודת המחבר נחונה לאינג' ד. שוהם עבור בדיקת הטיוטה והערותיו בעלות הערך, למר א. אלפנביין ולגב' ו. שחר עבור הכנת הציורים הנאים.

בתקווה שמדריך זה יהיה לעזר לאלה העוסקים בנקוז, הנני מוסר אותו לידי מהנדסי המים בישראל.

פרופ/מ ב"צ כנורי

חיפה, דצמבר 1965

תכנ הענינים

עמוד

מ ב ו א

האלמנטים המרכיבים של נקוז על-קרקעי

| | |
|----|---|
| 1 | 1. התעלה |
| 2 | 1.1 הגדרות ומינוח |
| 3 | 1.2 הידרוליקה של התעלה ומשטרי הזרימה |
| 5 | 1.2.1 זרימה קצובה ותמידית |
| 23 | 1.2.2 חתך אופטימלי מבחינה הידרולית |
| 27 | 1.2.3 פתרון לבעיות שונות בזרימה קצובה ותמידית |
| 33 | 1.2.4 זרימה קריטית, על-קריטית ותת-קריטית |
| 40 | 1.2.5 זרימה תמידית, משחנה בהדרגה |
| 40 | א. השיטה המלאה |
| 45 | ב. השיטה המקורבת |
| 46 | ג. שיטת החישוב לפי רילמן (Rühlmann) |
| | ד. שיטת חישוב לעקומי שפילה, לפי טולקמיט |
| 50 | (Tolkmitt) |
| | 1.2.6 קביעת הציר ההידרולי לספיקות שונות ולרומים |
| 54 | תחיליים שונים |
| 56 | השיטה הגרפית של ליץ' (Leach) |
| 63 | שיטת אסקופיא (Escoffier) |
| 73 | 1.3 חתירה וכח הגריפה |
| 81 | 1.4 המהירות הגבולית |
| 85 | 1.5 שפוע דפנות התעלה |
| 86 | 1.6 תעלות עפר יציבות |
| 89 | ביבליוגרפיה |

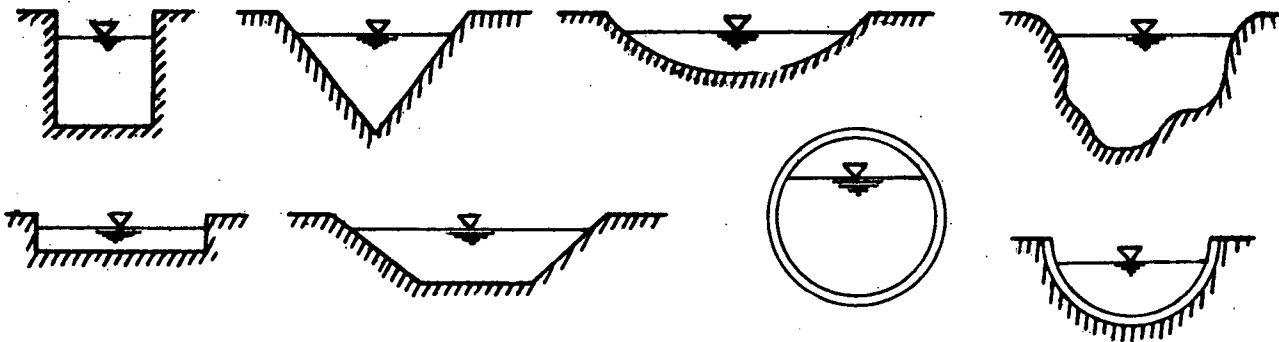
האלמנטים המרכיבים של נקוז על-קרקעי

כל מפעל נקוז על-קרקעי מורכב בדרך כלל מהאלמנטים הבאים, מכלם או מחלקם:

- א. התעלה, על כל צורוחיה ומידוחיה, חפורה באדמה ללא צפוי, מצופה בצפויים שונים או בנויה מכל חומר שהוא.
 - ב. מפל המים, עם מחקנים לאבטלת האנרגיה או בלעדיהם, זקוף או משופע, בעל חתך מלבני, טרפזי או אחר.
 - ג. מעביר המים, בנוי בחתך מלבני, מורכב מצנורות, בעל צורת פרסה או כל צורה אחרת, בנוי מחלקים טרומיים או בנוי במקום.
 - ד. הגשר העומד באפיק או בתעלה ומשפיע ע"י נציביו על תנאי הזרימה.
 - ה. הגשר האירי וחצי אירי על צורותיו השונות.
 - ו. מחקן השפך, דרכו נכנסים המים מתעלה אחת למשניה.
 - ז. מחקן ההסיה, לשנוי כוון הזרימה לגבי הספיקה כלה או חלקה.
 - ח. מחקן החלוקה, לשם חלוקת הספיקה לשתי תעלות או יותר, לפי יחס קבוע מראש.
 - ט. סוללת המגן למניעת הצפת שטחים, הבנויה על פי רב עפר.
- במבנים מיוחדים, המופיעים במפעלי נקוז רק לעתים נדירות וצורתם אינדיבידואלית לכל מקרה ומקרה, לא נספל במסגרת מדריך זה.

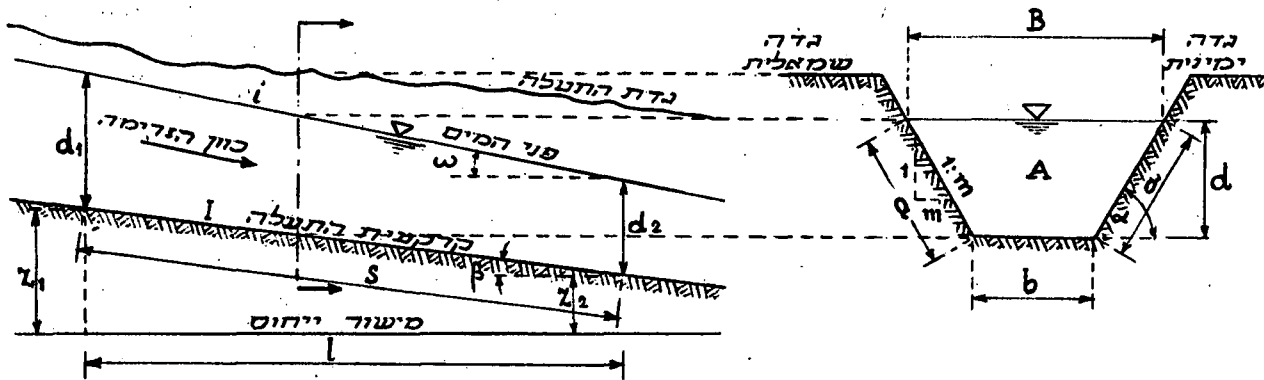
ה ת ע ל ה .1

כל מובל, כו זורם נוזל, אשר מוגבל רק מצדדיו ובקרקעיותו,
אך סני הנוזל חפשיים, נקרא בשם "תעלה".
התעלה יכולה להיות: טבעית או מלאכותית,
חפורה באדמה ללא כל צפוי,
מצופה בחמרים שונים,
כנויה מכטון, מאכנים, מלכנים או מחומר אחר,
עשויה מצנורוה מכל חומר שהוא,
בעלת צורה מלכנית, משולשית, טרפזית, מעגלית,
חצי מעגלית או צורה לא סדירה.
(עייין ציור מס' 1)



ציור מס' 1

1.1 הגדרות ומנוח



א2

חתך אורכי של התעלה

ב2

חתך רוחבי של התעלה

ציור מס' 2

- $d_{(m)}$ - עומק המים בתעלה בחתך רוחבי מסוים.
- $b_{(m)}$ - רוחב קרקעית התעלה בחתך רוחבי מסוים.
- $B_{(m)}$ - רוחב פני המים בחתך רוחבי מסוים.
- $z_{(m)}$ - גובה קרקעית התעלה מעל למישור ייחוס.
- $l_{(m)}$ - המרחק האופקי בין שני חתכים רוחביים סמוכים.
- $s_{(m)}$ - המרחק בין שני חתכים רוחביים סמוכים, מדוד במקביל לקרקעית התעלה.
- α - זווית בין דופן התעלה למישור האופקי.
- β - זווית בין קרקעית התעלה למישור האופקי.
- ω - זווית פני המים למישור האופקי.
- m - $ctg \alpha$
- $1:m$ - $tg \alpha$ ביסווי לשיפוע דופן התעלה.

- I - $\frac{Z_1 - Z_2}{S} = \tan \beta$ - שפוע אורכי של קרקעית התעלה.
- i - $\frac{(Z_1 + d_1) - (Z_2 + d_2)}{S}$ - שפוע אורכי של פני המים.
- J - שפוע קו האנרגיה.
- $A_{(m)}$ - $bd + md^2 = (b + md)d$ - שטח חתך הרוחבי התפוס ע"י המים.
- $a_{(m)}$ - $d\sqrt{1+m^2}$ - אורך דופן התעלה מהקרקעית עד פני המים.
- $P_{(m)}$ - $b + 2a = b + 2d\sqrt{1+m^2}$ - ההיקף המרטב של התעלה.
- $R_{(m)}$ - $\frac{A}{P}$ - הרדיוס ההידרולי.
- $\bar{d}_{(m)}$ - $\frac{A}{B}$ - העומק הממוצע של המים.
- $Q(m^3/sec)$ - ספיקה - נפח המים העובר דרך חתך רוחבי מסוים ביחידת הזמן.
- $U(m/sec)$ - מהירות הזרימה הממוצעת של המים בחתך רוחבי מסוים.

1.2 הידרוליקה של התעלה ומשטרי הזרימה

החשובים ההידרוליים מאפשרים:

- (א) לקבוע בדרך חשובית את הספיקה (Q) ואת המהירות הממוצעת (U), כאשר מוכרים כל הערכים הגיאומטריים בשני חתכים רוחביים סמוכים לפחות,
- (ב) לקבוע את הערכים הגיאומטריים הדרושים, כאשר נתונות הספיקה והמהירות הממוצעת.
- (ג) לקבוע את השתנות מצב פני המים בתעלה, כאשר נתונים השנויים בערכים הגיאומטריים בין חתכים רוחביים שונים.
- (ד) לקבוע את השתנות מצב פני המים בתעלה, כאשר הערכים הגיאומטריים קבועים (פרט לעומק המים) אך משתנית הספיקה, או המהירות הממוצעת או שתיהן גם יחד.

הואיל ובחתך רוחבי מסוים ובמרחק זעיר ממנו (ΔS) אפשר להניח שכל הערכים הם בלתי משתנים (אלא אם יש שנוי בזמן), קיימים היחסים הקבועים הבאים:

$$\begin{cases} U = \frac{Q}{A} \\ Q = UA \\ A = \frac{Q}{U} \end{cases}$$

בהתאם להשתנות הערכים השונים כפונקציה של המקום ושל הזמן
אפשר להבדיל בין משטרי הזרימה הבאים:

טבלה מס' 1

| שם המשטר | ב ט ו י | ת א ו ר |
|-----------------|--|--|
| זרימה קצובה | $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$ | המהירות זהה בין חתך וחתך |
| זרימה לא קצובה | $\frac{\partial u}{\partial t} \neq 0$ | המהירות משתנית בין חתך וחתך |
| זרימה מואצת | $\frac{\partial u}{\partial t} > 0$ | המהירות הולכת וגדלה בכוון
הזרימה |
| זרימה מואטת | $\frac{\partial u}{\partial t} < 0$ | המהירות הולכת וקטנה בכוון
הזרימה |
| זרימה תמידית | $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$ | המהירות בחתך מסוים אינה משתנית
בזמן |
| זרימה לא תמידית | $\frac{\partial u}{\partial t} \neq 0$ | המהירות בחתך מסוים משתנית בזמן |

לפיכך אפשריים הצרופים הבאים:

$$\text{זרימה קצובה ותמידית} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = 0 ; \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$\text{זרימה לא קצובה אך תמידית} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = 0 ; \frac{\partial u}{\partial x} \neq 0$$

$$\text{זרימה קצובה אך לא תמידית (מקרה לא סביר)} \quad \frac{\partial u}{\partial t} \neq 0 ; \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$\text{זרימה לא קצובה ולא תמידית.} \quad \frac{\partial u}{\partial t} \neq 0 ; \frac{\partial u}{\partial x} \neq 0$$

1.2.1 זרימה קצובה ותמידית

באופן כללי אפשר להניח מקרה, בו בחתך מס' 1 עוברת ספיקה Q_1 ושטח חתך זה הוא A_1 , ובחתך מס' 2 עוברת ספיקה Q_2 , ושטח חתך זה A_2 . כלומר, בין שני החתכים מתווספת או נגרעת ספיקה בשיעור של $\Delta Q = Q_1 - Q_2$. יכול לקרות מצב, בו

$$v_1 = \frac{Q_1}{A_1}, \quad v_2 = \frac{Q_2}{A_2}$$

$$v_1 = v_2$$

זאת לכאורה זרימה קצובה. למעשה בין שני החתכים האלה קיים קטע מעבר, בו הזרימה אינה קצובה, אף כי לגבי החתכים המרוחקים (1 ו-2) קיים התנאי של אי-השתנות המהירות.

אין לראות, אם כן, במצב זה זרימה קצובה, אלא שתי תעלות שונות עם תנאים שונים. על קטע המעבר נדון בפסקה, הדנה בזרימה לא קצובה.

$$\frac{\partial Q}{\partial l} = 0 \quad \text{זרימה קצובה אמיתית היא, כאשר גם}$$

ואז:

$$(2) \quad \frac{\partial v}{\partial l} = \frac{\partial Q}{\partial l} = \frac{\partial A}{\partial l} = \frac{\partial d}{\partial l} = 0$$

כלומר:

$$(3) \quad d_1 = d_2 = d_3 = \dots = d_n$$

$$(4) \quad I = i$$

כלומר שפוע פני המים זהה עם שפוע הקרקעית.

הנוסחות המקובלות לחשוב זרימה קצובה ותמידית הן:

1. נוסחת מנינג (Manning):

$$(5) \quad v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{R I}$$

2. נוסחת שזי (Chézy):

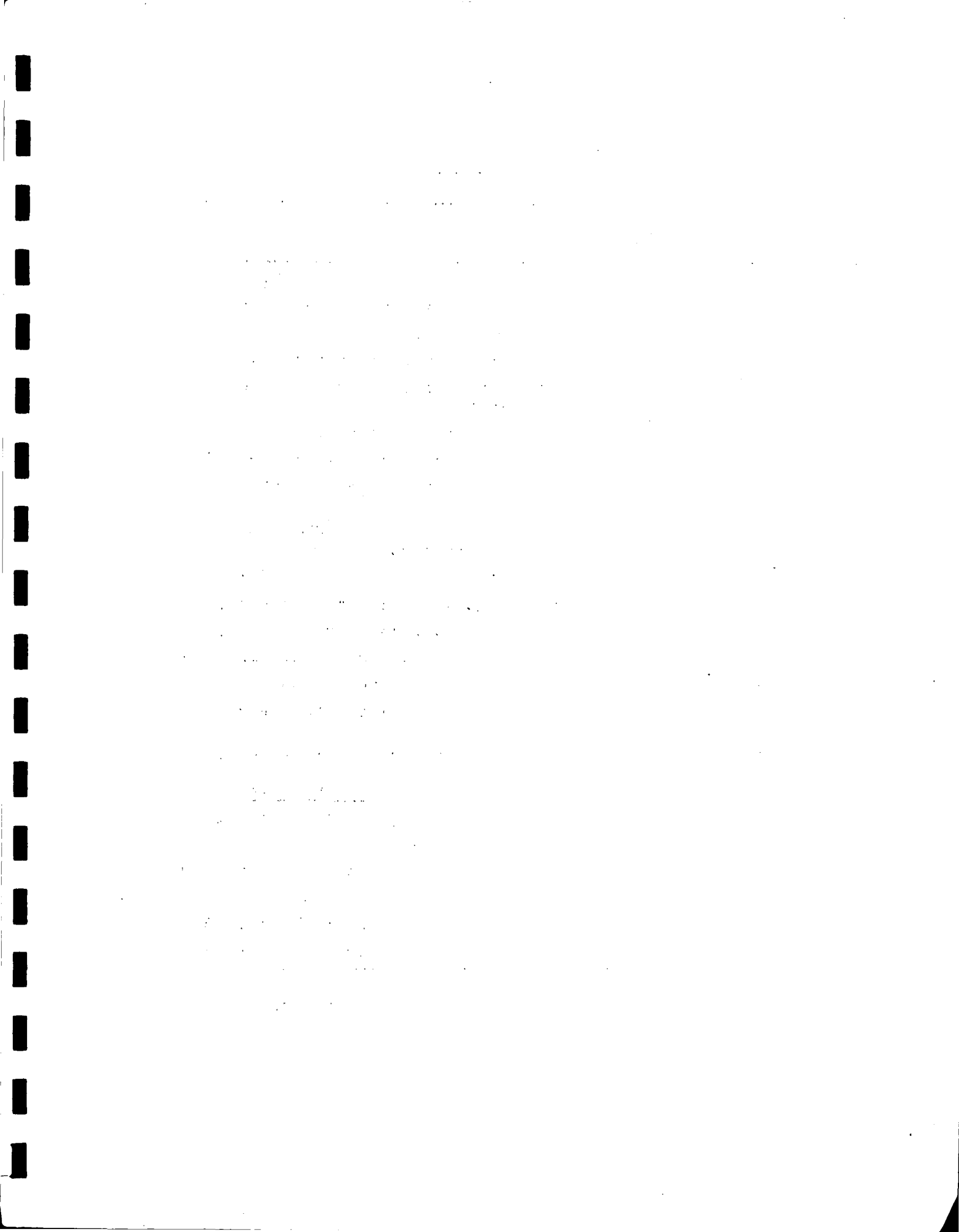
$$U = c \sqrt{RT} \quad (6)$$

לפי מנינג, הערך "n" מלוי בחומר ובטיב החעלה בלבד. ערכי "n" ניחנים בטבלה מס' 2, ערכי $R^{2/3}$ בטבלה מס' 3 וערכי $l^{1/2}$ בטבלה מס' 4.

טבלה מס' 2: ערכי "ח" בנוסחת מנינג

| מ צ כ | | | | טיב הרפנות |
|-------|--------|-------|-------|--|
| רע | כינוני | טוב | מצוין | |
| | | | | <u>תעלה</u> |
| 0.025 | 0.023 | 0.020 | 0.017 | 1. תעלת עפר, ישרה וסדירה |
| 0.040 | 0.030 | 0.028 | 0.023 | 2. תעלת עפר, חפורה במחפר צף |
| 0.035 | 0.033 | 0.030 | 0.023 | 3. תעלה חצובה כסלע, חלקה וסדירה |
| - | 0.045 | 0.040 | 0.035 | 4. תעלה חצובה כסלע, לא חלקה ולא סדירה |
| 0.040 | 0.035 | 0.030 | 0.025 | 5. אפיק סלעי מחוספס, צמחיה בורות |
| 0.035 | 0.033 | 0.030 | 0.028 | 6. קרקעית עפר, רפנות מאכך גזיל |
| 0.030 | 0.028 | 0.025 | 0.020 | 7. תעלה מתפתלת, איטית |
| | | | | <u>אפיק טבעי</u> |
| 0.033 | 0.030 | 0.028 | 0.025 | 1. נקי, ישר, ללא שרטונות ובורות |
| 0.040 | 0.035 | 0.033 | 0.030 | 2. כנ"ל, עם קצת צמחיה ואכנים |
| 0.045 | 0.040 | 0.035 | 0.033 | 3. מתפתל, נקי, קצת שרטונות ובורות |
| 0.055 | 0.050 | 0.045 | 0.040 | 4. כנ"ל, מים רדודים, פחות סדיר |
| 0.050 | 0.045 | 0.040 | 0.035 | 5. כמו מס' 3, קצת צמחיה ואכנים |
| 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.045 | 6. כמו מס' 4, חתכים סלעיים |
| 0.080 | 0.070 | 0.060 | 0.050 | 7. קטע איטי, צמחיה רבה או כורות עמוקים |
| 0.150 | 0.125 | 0.100 | 0.075 | 8. קטע עם הרבה מאד צמחיה סכוכה |
| | | | | <u>תעלה עם צפוי</u> |
| 0.035 | 0.033 | 0.030 | 0.025 | 1. צפוי אכני גזיל, כלי טיט מקשר |
| 0.030 | 0.025 | 0.020 | 0.017 | 2. צפוי אכני גזיל, עם טיט מקשר |
| 0.021 | 0.019 | 0.016 | 0.014 | 3. צפוי כטון מוטז (גניט) |
| 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 4. צפוי כטון חלק מאד |
| 0.015 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 5. צפוי כטון רגיל, חכנית מתכת |
| 0.018 | 0.016 | 0.016 | 0.015 | 6. צפוי כטון רגיל, חכניות עץ |

הערה: טבלה זו העתקה מ"מדריך לאנג'ינר".



טבלה מס' 3: ערכי $R^{2/3}$ בנוסחת מנינג

| R | .00 | .01 | .02 | .03 | .04 | .05 | .06 | .07 | .08 | .09 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| .0 | .000 | .046 | .074 | .097 | .117 | .136 | .153 | .170 | .186 | .201 |
| .1 | .215 | .229 | .243 | .256 | .269 | .282 | .295 | .307 | .319 | .331 |
| .2 | .342 | .353 | .364 | .375 | .386 | .397 | .407 | .418 | .428 | .438 |
| .3 | .448 | .458 | .468 | .477 | .487 | .497 | .506 | .515 | .525 | .534 |
| .4 | .543 | .552 | .561 | .570 | .578 | .587 | .596 | .604 | .613 | .622 |
| .5 | .630 | .638 | .647 | .655 | .663 | .671 | .679 | .687 | .695 | .703 |
| .6 | .711 | .719 | .727 | .735 | .743 | .750 | .758 | .765 | .773 | .781 |
| .7 | .788 | .796 | .803 | .811 | .818 | .825 | .832 | .840 | .847 | .855 |
| .8 | .862 | .869 | .876 | .883 | .890 | .897 | .904 | .911 | .918 | .925 |
| .9 | .932 | .939 | .946 | .953 | .960 | .966 | .973 | .980 | .987 | .993 |
| 1.0 | 1.000 | 1.007 | 1.013 | 1.020 | 1.027 | 1.033 | 1.040 | 1.046 | 1.053 | 1.059 |
| 1.1 | 1.065 | 1.072 | 1.078 | 1.085 | 1.091 | 1.097 | 1.104 | 1.110 | 1.117 | 1.123 |
| 1.2 | 1.129 | 1.136 | 1.142 | 1.148 | 1.154 | 1.160 | 1.167 | 1.173 | 1.179 | 1.185 |
| 1.3 | 1.191 | 1.197 | 1.203 | 1.209 | 1.215 | 1.224 | 1.227 | 1.233 | 1.239 | 1.245 |
| 1.4 | 1.251 | 1.257 | 1.263 | 1.269 | 1.275 | 1.281 | 1.287 | 1.293 | 1.299 | 1.305 |
| 1.5 | 1.310 | 1.316 | 1.322 | 1.328 | 1.334 | 1.339 | 1.345 | 1.351 | 1.357 | 1.362 |
| 1.6 | 1.368 | 1.374 | 1.379 | 1.385 | 1.391 | 1.396 | 1.402 | 1.408 | 1.413 | 1.419 |
| 1.7 | 1.424 | 1.430 | 1.436 | 1.441 | 1.447 | 1.452 | 1.458 | 1.463 | 1.469 | 1.474 |
| 1.8 | 1.480 | 1.485 | 1.491 | 1.496 | 1.502 | 1.507 | 1.513 | 1.518 | 1.523 | 1.529 |
| 1.9 | 1.534 | 1.539 | 1.545 | 1.550 | 1.556 | 1.561 | 1.566 | 1.571 | 1.577 | 1.582 |
| 2.0 | 1.587 | 1.593 | 1.598 | 1.603 | 1.608 | 1.613 | 1.619 | 1.624 | 1.629 | 1.634 |
| 2.1 | 1.639 | 1.645 | 1.650 | 1.655 | 1.660 | 1.665 | 1.671 | 1.676 | 1.681 | 1.686 |
| 2.2 | 1.691 | 1.697 | 1.702 | 1.707 | 1.712 | 1.717 | 1.722 | 1.727 | 1.732 | 1.737 |
| 2.3 | 1.742 | 1.747 | 1.752 | 1.757 | 1.762 | 1.767 | 1.772 | 1.777 | 1.782 | 1.787 |
| 2.4 | 1.792 | 1.797 | 1.802 | 1.807 | 1.812 | 1.817 | 1.822 | 1.827 | 1.832 | 1.837 |
| 2.5 | 1.842 | 1.847 | 1.852 | 1.857 | 1.862 | 1.867 | 1.871 | 1.876 | 1.881 | 1.886 |
| 2.6 | 1.891 | 1.896 | 1.900 | 1.905 | 1.910 | 1.915 | 1.920 | 1.925 | 1.929 | 1.934 |
| 2.7 | 1.939 | 1.944 | 1.949 | 1.953 | 1.958 | 1.963 | 1.968 | 1.972 | 1.977 | 1.982 |
| 2.8 | 1.987 | 1.992 | 1.996 | 2.001 | 2.006 | 2.010 | 2.015 | 2.020 | 2.024 | 2.029 |
| 2.9 | 2.034 | 2.038 | 2.043 | 2.048 | 2.052 | 2.057 | 2.062 | 2.066 | 2.071 | 2.075 |
| 3.0 | 2.080 | 2.085 | 2.089 | 2.094 | 2.099 | 2.103 | 2.108 | 2.112 | 2.117 | 2.122 |
| 3.1 | 2.126 | 2.131 | 2.135 | 2.140 | 2.144 | 2.149 | 2.153 | 2.158 | 2.163 | 2.167 |
| 3.2 | 2.172 | 2.176 | 2.180 | 2.185 | 2.190 | 2.194 | 2.199 | 2.203 | 2.208 | 2.212 |
| 3.3 | 2.217 | 2.221 | 2.226 | 2.230 | 2.234 | 2.239 | 2.243 | 2.248 | 2.252 | 2.257 |
| 3.4 | 2.261 | 2.265 | 2.270 | 2.274 | 2.279 | 2.283 | 2.288 | 2.292 | 2.296 | 2.301 |
| 3.5 | 2.305 | 2.310 | 2.314 | 2.318 | 2.323 | 2.327 | 2.331 | 2.336 | 2.340 | 2.345 |
| 3.6 | 2.349 | 2.353 | 2.358 | 2.362 | 2.366 | 2.371 | 2.375 | 2.379 | 2.384 | 2.388 |
| 3.7 | 2.392 | 2.397 | 2.401 | 2.405 | 2.409 | 2.414 | 2.418 | 2.422 | 2.427 | 2.431 |
| 3.8 | 2.435 | 2.439 | 2.444 | 2.448 | 2.452 | 2.457 | 2.461 | 2.465 | 2.469 | 2.474 |
| 3.9 | 2.478 | 2.482 | 2.486 | 2.490 | 2.495 | 2.499 | 2.503 | 2.507 | 2.511 | 2.516 |
| 4.0 | 2.520 | 2.524 | 2.528 | 2.532 | 2.537 | 2.541 | 2.545 | 2.549 | 2.553 | 2.558 |
| 4.1 | 2.562 | 2.566 | 2.570 | 2.574 | 2.579 | 2.583 | 2.587 | 2.591 | 2.595 | 2.599 |
| 4.2 | 2.603 | 2.607 | 2.611 | 2.616 | 2.620 | 2.624 | 2.628 | 2.632 | 2.636 | 2.640 |
| 4.3 | 2.644 | 2.648 | 2.653 | 2.657 | 2.661 | 2.665 | 2.669 | 2.673 | 2.677 | 2.681 |
| 4.4 | 2.685 | 2.689 | 2.693 | 2.698 | 2.702 | 2.706 | 2.710 | 2.714 | 2.718 | 2.722 |
| 4.5 | 2.726 | 2.730 | 2.734 | 2.738 | 2.742 | 2.746 | 2.750 | 2.754 | 2.758 | 2.762 |
| 4.6 | 2.766 | 2.770 | 2.774 | 2.778 | 2.782 | 2.786 | 2.790 | 2.794 | 2.798 | 2.802 |
| 4.7 | 2.806 | 2.810 | 2.814 | 2.818 | 2.822 | 2.826 | 2.830 | 2.834 | 2.838 | 2.842 |
| 4.8 | 2.846 | 2.850 | 2.854 | 2.858 | 2.862 | 2.865 | 2.869 | 2.873 | 2.877 | 2.881 |
| 4.9 | 2.885 | 2.889 | 2.893 | 2.897 | 2.901 | 2.904 | 2.908 | 2.912 | 2.916 | 2.920 |

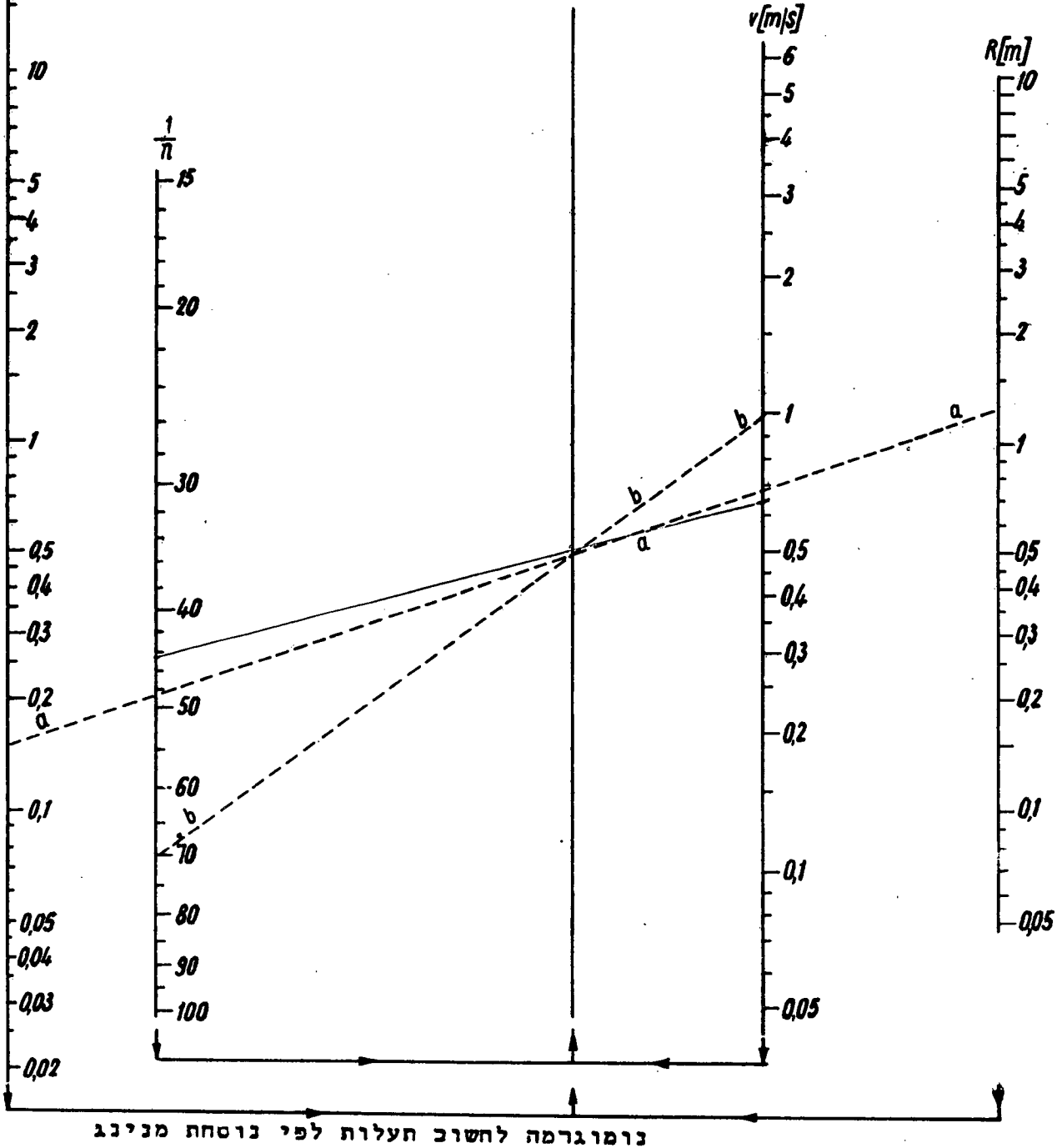
טבלה מס' 4 : ערכי $\frac{1}{2}$ בנוסחת מנינג

| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| .0001 | .01000 | .01049 | .01095 | .01140 | .01183 | .01225 | .01265 | .01304 | .01342 | .01378 |
| .0002 | .01414 | .01449 | .01483 | .01517 | .01549 | .01581 | .01612 | .01643 | .01673 | .01703 |
| .0003 | .01732 | .01761 | .01789 | .01817 | .01844 | .01871 | .01897 | .01924 | .01949 | .01975 |
| .0004 | .02000 | .02025 | .02049 | .02074 | .02098 | .02121 | .02145 | .02168 | .02191 | .02214 |
| .0005 | .02236 | .02258 | .02280 | .02302 | .02324 | .02345 | .02366 | .02387 | .02408 | .02429 |
| .0006 | .02449 | .02470 | .02490 | .02510 | .02530 | .02550 | .02569 | .02588 | .02608 | .02627 |
| .0007 | .02646 | .02665 | .02683 | .02702 | .02720 | .02739 | .02757 | .02775 | .02793 | .02811 |
| .0008 | .02828 | .02846 | .02864 | .02881 | .02898 | .02915 | .02933 | .02950 | .02966 | .02983 |
| .0009 | .03000 | .03017 | .03033 | .03050 | .03066 | .03082 | .03098 | .03114 | .03130 | .03146 |
| .0010 | .03162 | .03178 | .03194 | .03209 | .03225 | .03240 | .03256 | .03271 | .03286 | .03302 |
| .001 | .03162 | .03317 | .03464 | .03606 | .03742 | .03873 | .04000 | .04123 | .04243 | .04359 |
| .002 | .04472 | .04583 | .04690 | .04796 | .04899 | .05000 | .05099 | .05196 | .05292 | .05385 |
| .003 | .05477 | .05568 | .05657 | .05745 | .05831 | .05916 | .06000 | .06083 | .06164 | .06245 |
| .004 | .06325 | .06403 | .06481 | .06557 | .06633 | .06708 | .06782 | .06856 | .06928 | .07000 |
| .005 | .07071 | .07141 | .07211 | .07280 | .07348 | .07416 | .07483 | .07550 | .07616 | .07681 |
| .006 | .07746 | .07810 | .07874 | .07937 | .08000 | .08062 | .08124 | .08185 | .08246 | .08307 |
| .007 | .08367 | .08426 | .08485 | .08544 | .08602 | .08660 | .08718 | .08775 | .08832 | .08888 |
| .008 | .08944 | .09000 | .09055 | .09110 | .09165 | .09220 | .09274 | .09327 | .09381 | .09434 |
| .009 | .09487 | .09539 | .09592 | .09644 | .09695 | .09747 | .09798 | .09849 | .09899 | .09950 |
| .010 | .10000 | .10050 | .10100 | .10149 | .10198 | .10247 | .10296 | .10344 | .10392 | .10440 |
| .01 | .1000 | .1049 | .1095 | .1140 | .1183 | .1225 | .1265 | .1304 | .1342 | .1378 |
| .02 | .1414 | .1449 | .1483 | .1517 | .1549 | .1581 | .1612 | .1643 | .1673 | .1703 |
| .03 | .1732 | .1761 | .1789 | .1817 | .1844 | .1871 | .1897 | .1924 | .1949 | .1975 |
| .04 | .2000 | .2025 | .2049 | .2074 | .2098 | .2121 | .2145 | .2168 | .2191 | .2214 |
| .05 | .2236 | .2258 | .2280 | .2302 | .2324 | .2345 | .2366 | .2387 | .2408 | .2429 |
| .06 | .2449 | .2470 | .2490 | .2510 | .2530 | .2550 | .2569 | .2588 | .2608 | .2627 |
| .07 | .2646 | .2665 | .2683 | .2702 | .2720 | .2739 | .2757 | .2775 | .2793 | .2811 |
| .08 | .2828 | .2846 | .2864 | .2881 | .2898 | .2915 | .2933 | .2950 | .2966 | .2983 |
| .09 | .3000 | .3017 | .3033 | .3050 | .3066 | .3082 | .3098 | .3114 | .3130 | .3146 |
| .10 | .3162 | .3178 | .3194 | .3209 | .3225 | .3240 | .3256 | .3271 | .3286 | .3302 |

$I [‰]$

לשמוש מהיר בנוסחת מנינג קיימות נומוגרמות שונות.
השמושית ביותר, הנותנת את היחסים בין הערכים: U ; R , I , n .
מוגשת בציר מס' 3.

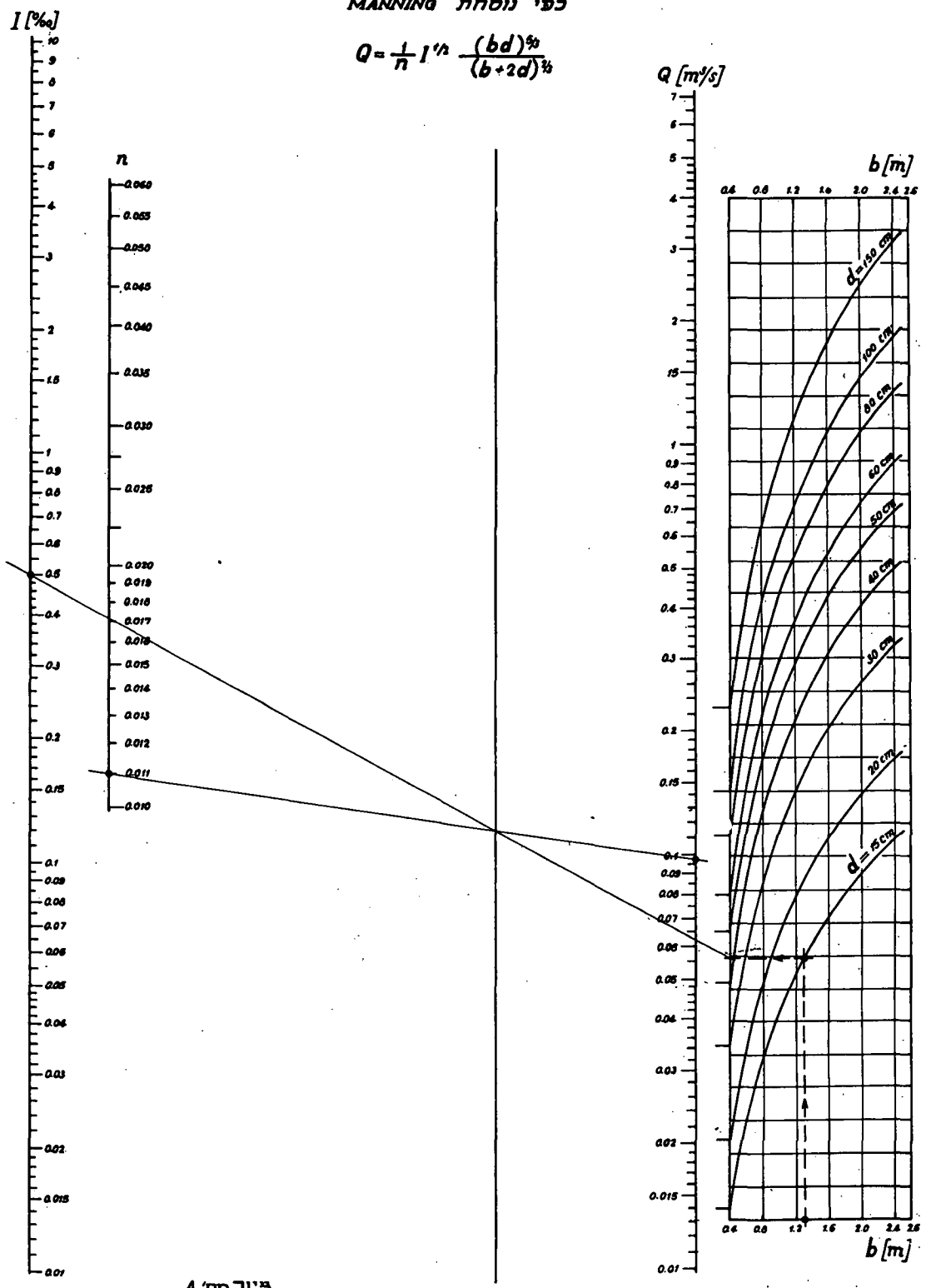
$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$



ציר מס' 3

נומוגרמה לחשוב הזרימה בתעלות סלבריות
לפי נוסחת MANNING

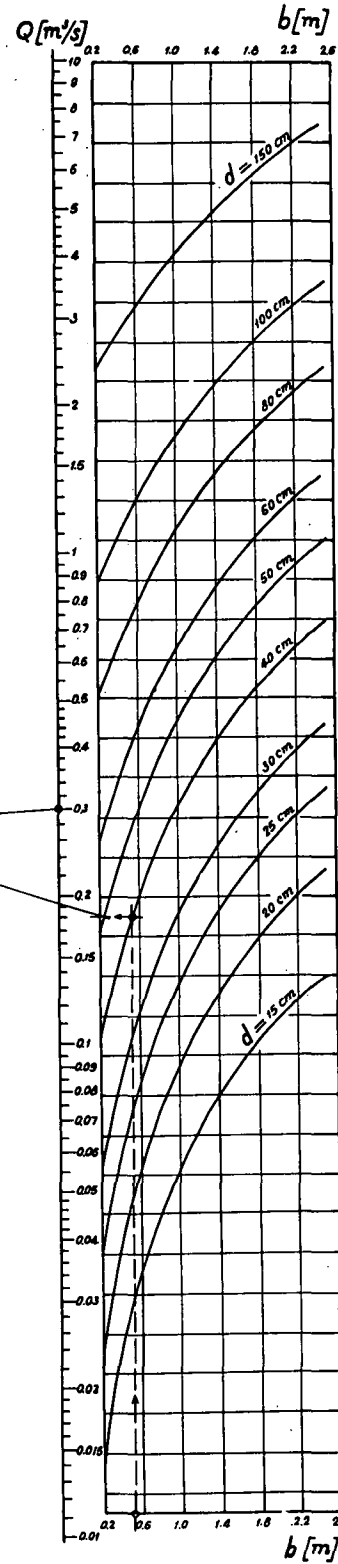
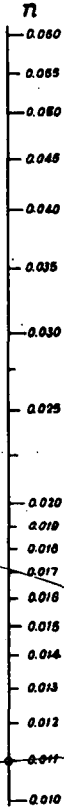
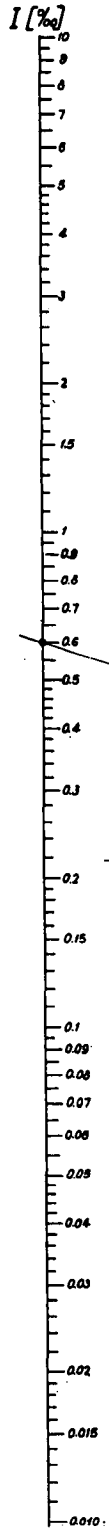
$$Q = \frac{1}{n} I^{1/3} \frac{(bd)^{2/3}}{(b+2d)^{2/3}}$$



ציור מס' 4

נומוגרמה לחשוב תעלה טרפזית, שפוע חדפנות 1:1
לפי נוסחת MANNING

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \frac{(bd + d^2)^{3/2}}{(b + 2.828d)^{1/2}}$$



פיור סס' 5

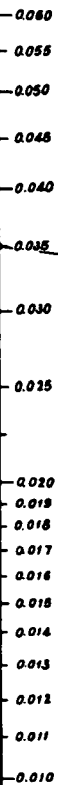
נומוגרמה לחשוב העלה סדפונית, שפוע הדפנות 1:1
לפי נוסחת MANNING

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \frac{(bd + 1.49 d^{3/2})^{4/3}}{(b + 3.6 d)^{2/3}}$$

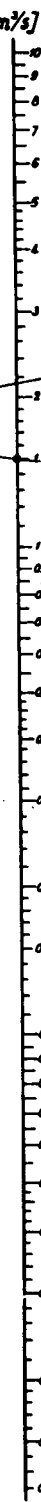
$I [\%]$



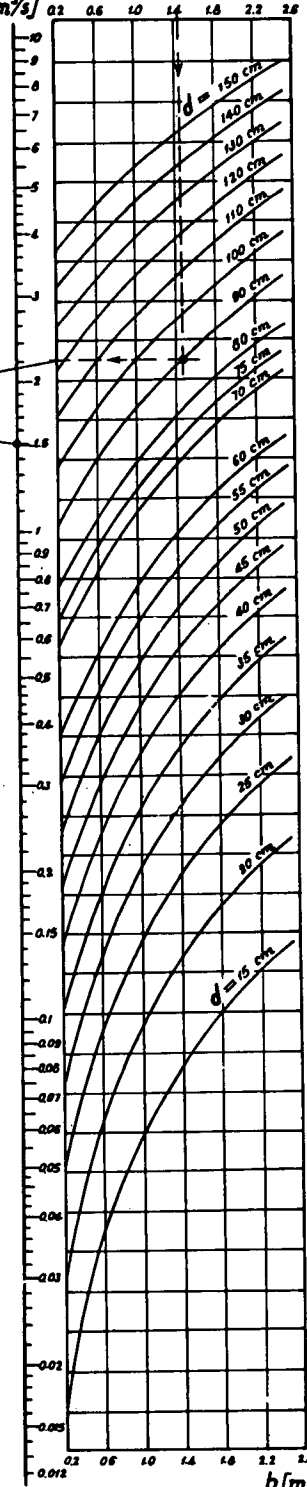
n



$Q [m^3/s]$



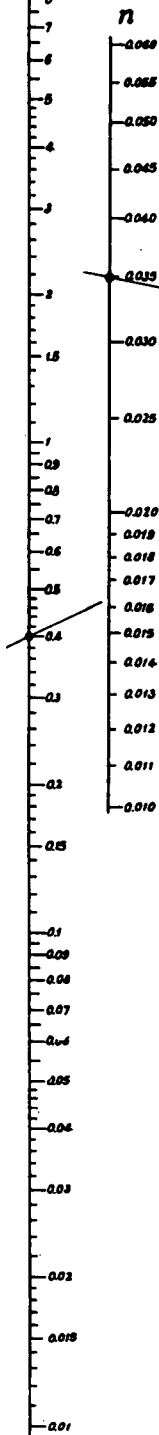
$b [m]$



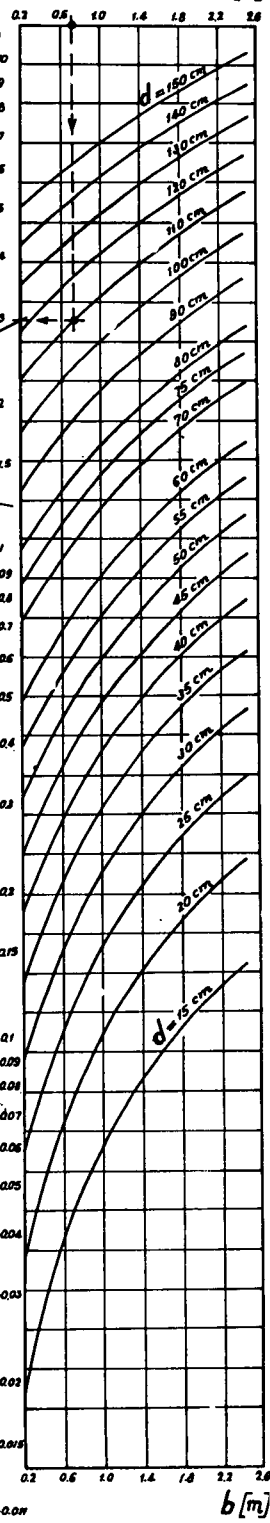
נומוגרמה לחשוב תעלה טרפזית, שפוע הדפנות 1:2
לפי נוסחת MANNING

$I [\%]$

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \frac{(bd + 2d^2)^{3/2}}{(b + 4.472d)^{3/2}}$$



$Q [m^3/s]$



ציור מס' 7

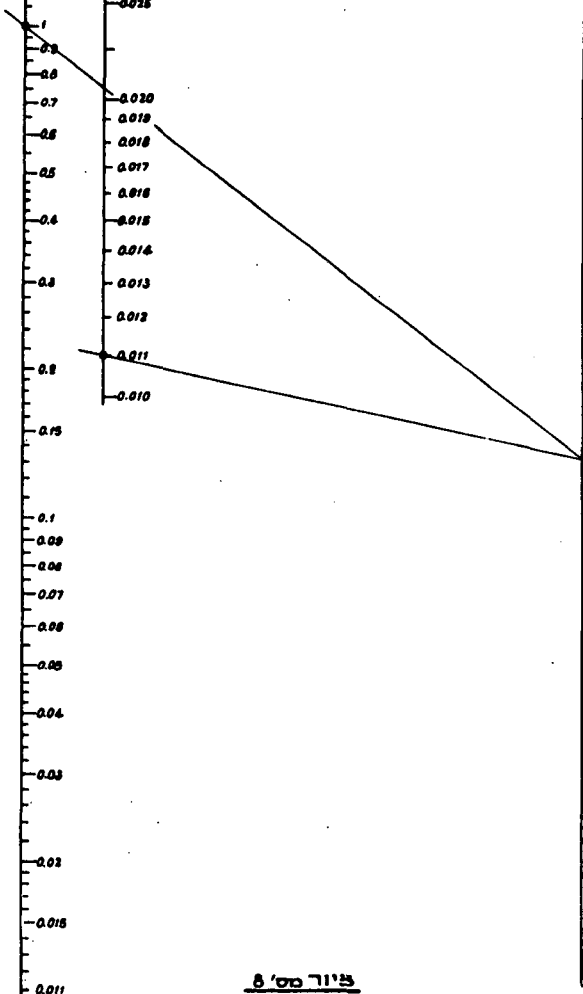
נומוגרמה לחשוב תעלה טרפזית, שפוע הדפנות 1:3
לפי נוסחת MANNING

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \frac{(bd + 3d^2)^{3/2}}{(b + 6.324d)^{3/2}}$$

$I [\%]$



n

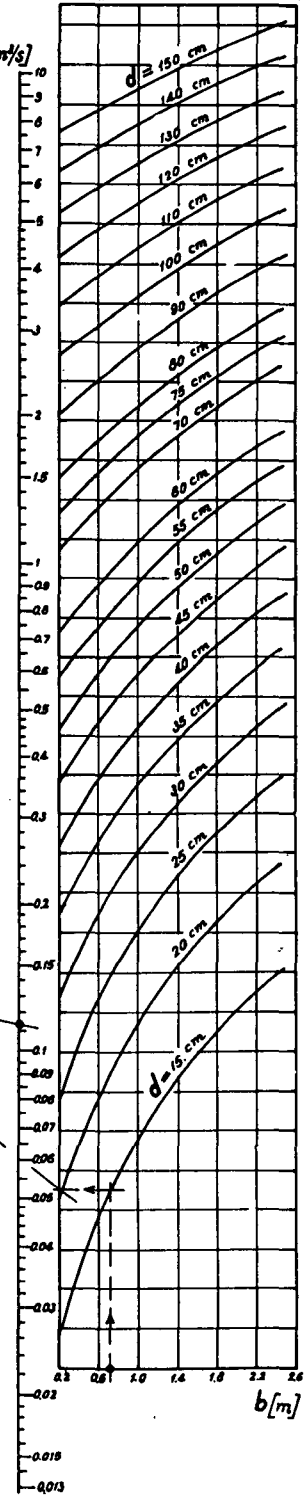


בס"מ 8

$b [m]$

0.2 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5

$Q [m^3/s]$



$b [m]$

הואיל וקביעה נכונה של מקדם החכוך "n" קובעת את נכונות החשוב ואת תוצאותיו, והואיל והתאורים הקשורים לערכים המספריים הם איכותיים בלבד ונתונים במדה רבה לשקולו האישי של המהנדס, נתנת סדרת צלומים אשר נלקחה מהספר:

Ven Te Chow : Open - Channel Hydraulics

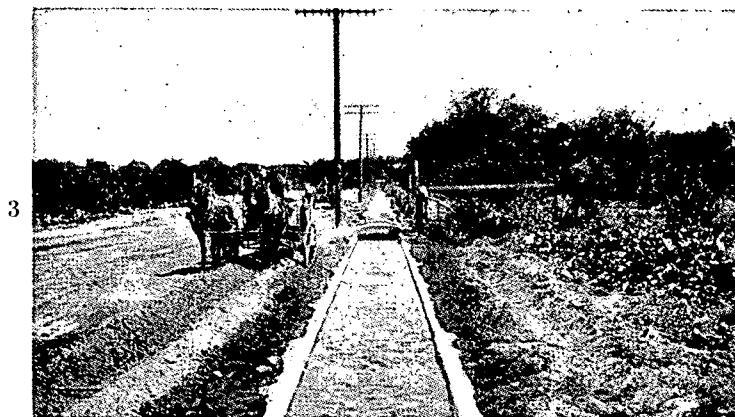
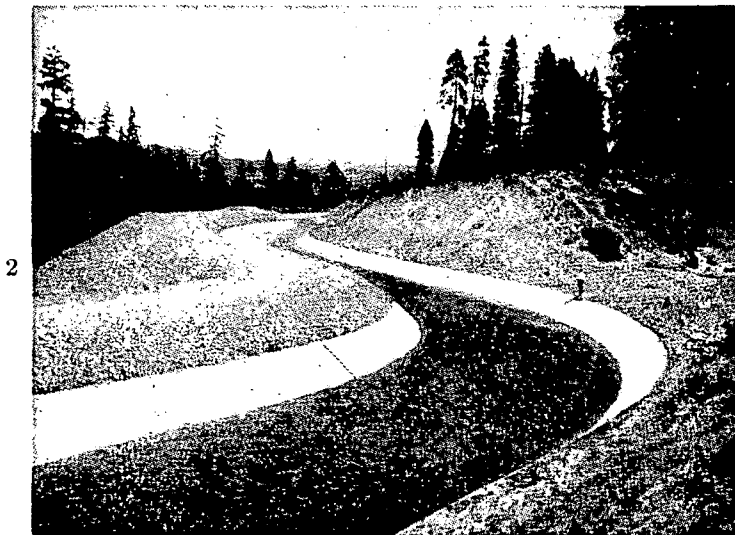
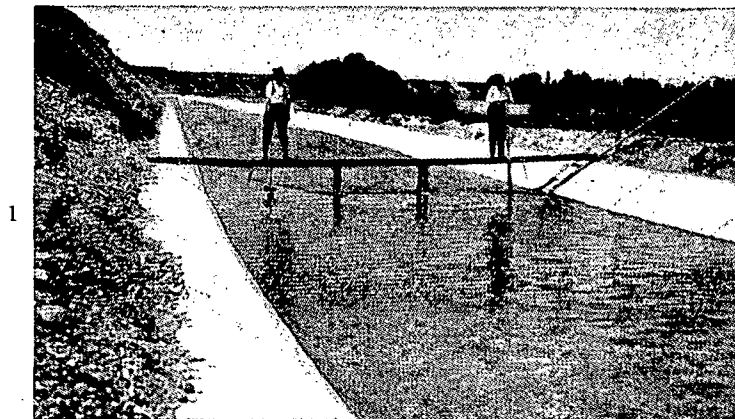
וברשותם האדיבה של:

U. S. Department of Agriculture
McGraw - Hill Book Co.

צלומים אלה נתנים בעמודים 17, 18, 19 ו-20.

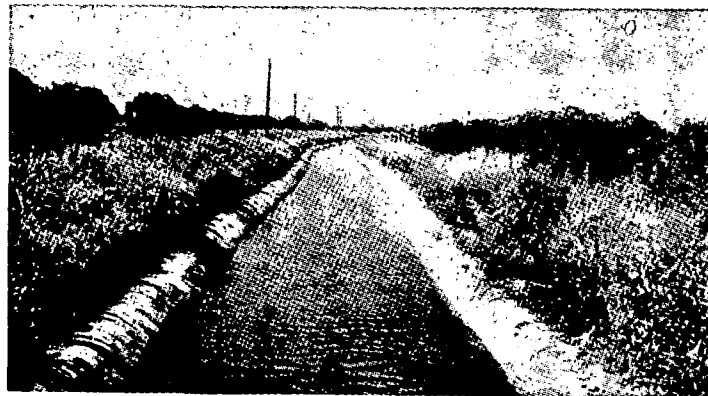
למעשה הערך "n" אינו קבוע אף באותו סוג תעלה, אלא תלוי במדת מה בצורת התעלה ובעומק המים. בתעלות נקוז רגילות אפשר להתעלם משנויים אלה.

גם צפיפות הצמחיה וגבהה משפיעים על מקדם "n". על זה ידובר בקונטרס מס' 2, בסעיף הדן בתעלות דשואות.



1. $n = 0.012$. Canal lined with concrete slabs having smooth neat cement joints and very smooth surface, hand-troweled and with cement wash on concrete base.
2. $n = 0.014$. Concrete canal poured behind screeding and smoothing platform.
3. $n = 0.016$. Small concrete-lined ditch, straight and uniform, bottom slightly dished, the sides and bottom covered with a rough deposit, which increases the n value.

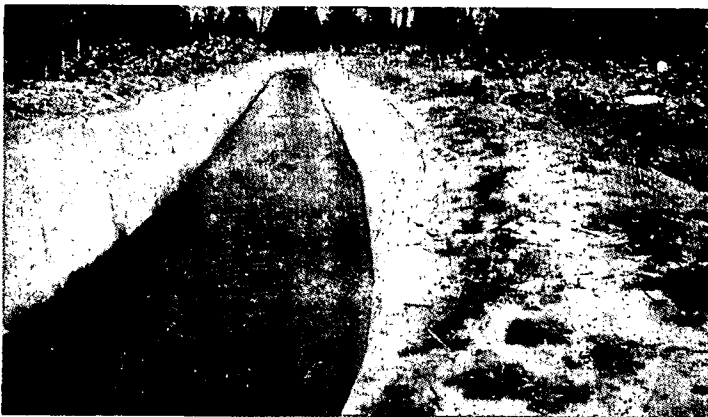
1. $n = 0.012$. תעלה מצופה בלוחות בטון, משקים בסיס צמנט, שטח פנים מעובד בטיח צמנט חלק מאוד.
 2. $n = 0.014$. תעלה בטון יצוקה ומחולקת ע"י מכונה מיוחדת, לפני תבנית.
 3. $n = 0.016$. תעלה קטנה, ישרה ואחידה, מצופה בטון. קרקעית וצדדים מכוסים בשכבה משקעים.



4



5



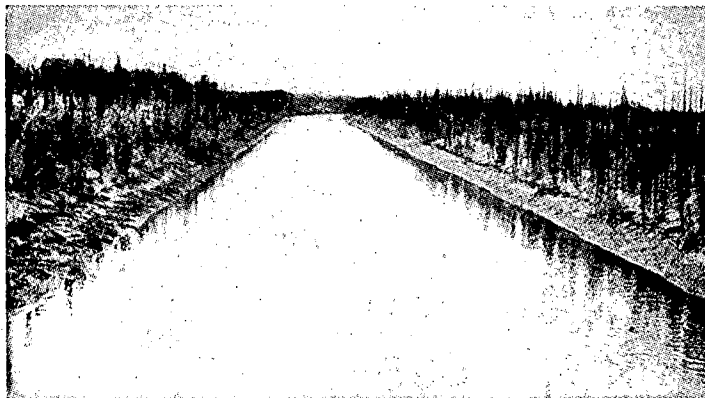
6

4. $n = 0.018$. Shot-concrete lining without smooth treatment. Surface covered with fine algae and bottom with drifting sand dunes.

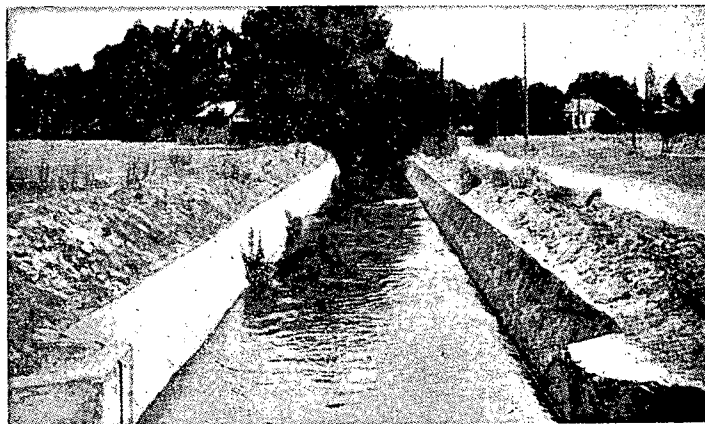
5. $n = 0.018$. Earth channel excavated in a clay loam, with deposit of clean sand in the middle and slick silty mud near the sides.

6. $n = 0.020$. Concrete lining made in a rough lava-rock cut, clean-scoured, very rough, and deeply pitted.

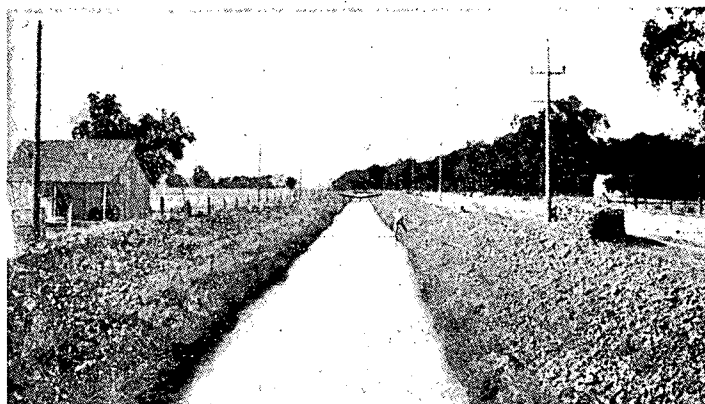
| | | |
|-------------------------------------|-------------|----|
| צפוי תעלה ב-"בנייט" | .72 = 0.018 | 4. |
| כדיונות של חול. | | |
| תעלה עפר חסורה בחסרה-חסימית. | .72 = 0.018 | 5. |
| צפוי בסוף על דמנות תעלה חסובה בסלע. | .72 = 0.020 | 6. |



7



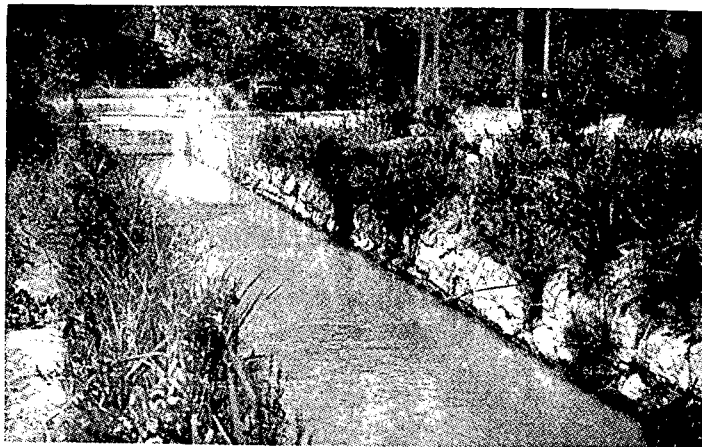
8



9

7. $n = 0.020$. Irrigation canal, straight, in hard-packed smooth sand.
 8. $n = 0.022$. Cement-plaster lining applied directly to the trimmed surface of the earth channel. With weeds in broken places and loose sand on bottom.
 9. $n = 0.024$. Canal excavated in silty clay loam. Slick and hard bed.

העלה השקיייה, ישרה בחול מיושב היטב וחלק. $n = 0.020$ 7.
 צפוי של טיח צמנט, כרוח ישר על המנים המיושרות של העלה העפר, צמחיה במדקים, חול רפה על הקרקעיה. $n = 0.022$ 8.
 העלה חסורה בקרקע חמרה-טיגיה-חרסיחיה. שטח המנים חלקלק וקשה. $n = 0.024$ 9.



10



11



12

10. $n = 0.024$. Ditch lined on both sides and bottom with dry-laid unchinked rubble. Bottom quite irregular, with scattered loose cobbles.

11. $n = 0.026$. Canal excavated on hillside, with upper bank mostly of willow roots and lower bank with well-made concrete wall. Bottom covered with coarse gravel.

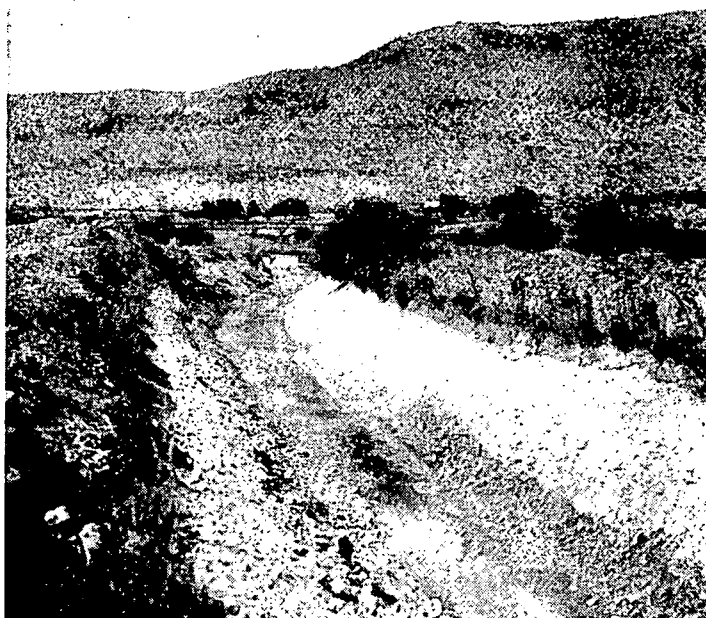
12. $n = 0.028$. Cobble-bottom channel, where there is insufficient silt in the water or too high a velocity, preventing formation of a graded smooth bed.

10. $n = 0.024$. תעלה מצופה בקרקעיה ובדפנותיה באבנים, ללא סיס מקשר וללא סחיטת החללים. הקרקעיה אינה סדירה, עם אבנים רמות מפורזות.
11. $n = 0.026$. תעלה חפורה בצלע הר. הגדה העליונה מכוסה סידוריות ושיחים, התחתונה מצופה בטון. הקרקעיה מכוסה צירורות גסים.
12. $n = 0.028$. אפיק באבנים וצירורות. המים מכילים פחות מדי סין או המהירות גדולה מדי מכדי לאפשר החלקה ע"י סין.

13



14



15



13. $n = 0.029$. Earth canal excavated in alluvial silt soil, with deposits of sand on bottom and growth of grass.

14. $n = 0.030$. Canal with large-cobblestone bed.

15. $n = 0.035$. Natural channel, somewhat irregular side slopes; fairly even, clean and regular bottom; in light gray silty clay to light tan silt loam; very little variation in cross section.

תעלה עפר, חפורה באדמת טין אלוביאלית, עם משקעי חול בקרקעית ובגידול עשבייה בצדדים. $n = 0.029$.
 אפיק עם קרקעית של חלוקי-נחל גדולים. $n = 0.030$.
 אפיק טבעי, שטופי הדפנות בטקצת בלתי סדירים; הקרקעית אחידה ודי ישרה. שוניים קטנים כלבר בחתכים הרחביים. האדמה חרסית-טינית או חמרה-טינית. $n = 0.035$.



16



17

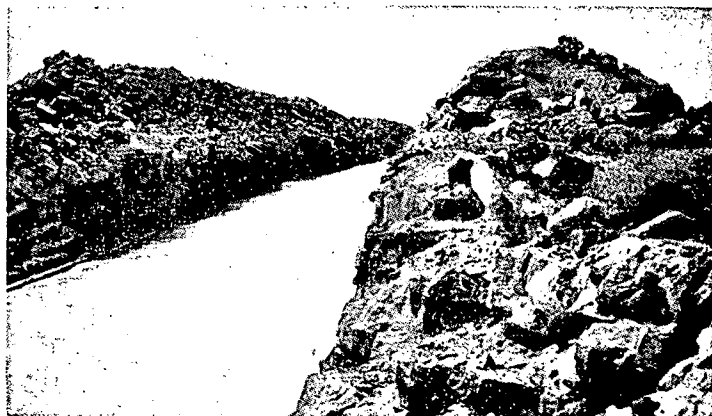


18

16. $n = 0.040$. Rock channel excavated by explosives.
 17. $n = 0.040$. Ditch in clay and sandy loam; irregular side slopes, bottom, and cross section; grass on slopes.
 18. $n = 0.045$. Dredge channel, irregular side slopes and bottom, in black, waxy clay at top to yellow clay at bottom, sides covered with small saplings and brush, slight and gradual variations in cross section.

16. $n = 0.040$. תעלה חצובה בסלע ע"י חומרי-נפץ.
 17. $n = 0.040$. תעלה בהרסית ובחמרה-חולית. הקרקעית, השפועים והתחת לא סדירים. עשבייה על השפועים.
 18. $n = 0.045$. תעלה חסורה ע"י מחפר צף. קרקעית וצדדים לא סדירים. שנויים הדרגתיים בתחת הרוחבי. הצדדים עם צמחיה ושיחים. הקרקע משתנה בהרסית חסורה למעלה עד להרסית חצובה בקרקעית.

19



20



21



19. $n = 0.050$. Dredge channel with very irregular side slopes and bottom, in dark-colored waxy clay, with growth of weeds and grass. Slight variation in shape of cross section for variation in size.

20. $n = 0.060$. Ditch in heavy silty clay; irregular side slopes and bottom; practically entire section filled with large-size growth of trees, principally willows and cottonwoods. Quite uniform cross section.

21. $n = 0.080$. Dredge channel in black slippery clay and gray silty clay loam, irregular wide slopes and bottom, covered with dense growth of bushy willows, some in bottom; remainder of both slopes covered with weeds and a scattering growth of willows and poplars, no foliage; some silting on bottom.

| | | |
|---|-------------|-----|
| העלה חפורה ע"י מחפר צר, עם קרקעית הצדדים מאד לא סדירים. שנויים קלים בצורה החתך ומידותיו. צמחייה ועשבייה. קרקע חרסיתית דונוגית כהה. | .72 = 0.050 | 19. |
| העלה בהרסית-סינית כבדה. צורה לא סדירה, אך החתך די אחיד. כמעט כל החתך תפוס ע"י עצים, בעיקר צפצפה וערבה. | .72 = 0.060 | 20. |
| העלה חפורה ע"י מחפר צר בהרסית חלקלקה ובחמרה חרסיתית-סינית. הקרקעית והשפועים הרחבים בלתי סדירים. צמחייה צפופה, בעיקר בשפועים אך כמעט בלי עלים. מעט סחף על הקרקעית. | .72 = 0.080 | 21. |



22



23



24

22. $n = 0.110$. Same as (21), but with much foliage and covered for about 40 ft with growth resembling smart weed.

23. $n = 0.125$. Natural channel floodway in median fine sand to fine clay, none side slopes; fairly even and regular bottom with occasional flat bottom sloughs; variation in depth; practically virgin timber, very little undergrowth except occasional dense patches of bushed and small trees, some logs and dead fallen trees.

24. $n = 0.150$. Natural river in sandy clay soil. Very crooked course, irregular side slopes and uneven bottom. Many roots, trees and bushes, large logs and other drift on bottom; trees continually falling into channel due to bank caving.

22. $n = 0.110$. כמו סמ' 21, אבל עם הרבה עלים.
 23. $n = 0.125$. אזור הצפה טבעי בחול דק-בינוני עד חרסית דקה. אין שמוקים צדדיים. קרקעית מחוץ או יוחר אחידה וסדירה עם בורות רדודים פה ושם. שנויים בעומק. יער צפיר עם סמס מאד עשביה בין העצים פרט לבתמים מקריים עם שיחים. באי-אלה מקומות גזעי-עצים נחים.
 24. $n = 0.150$. נהר טבעי בקרקע של חרסית-חולית. מרוץ מחתל מאד, שמוקים לא סדירים, קרקעית לא אחידה. עצים ושיחים, גזעים ומכשולים אחרים על הקרקעית. עצים שלמים נופלים לאטק עקב החירה מחמת בגרות.

2. בנוסחת שזי (Chézy): $V = C\sqrt{RJ}$ המקדם "C" הוא פונקציה של סוג החומר וסיב התעלה (כלומר מדה החספוס) ונוסף לזה של הרדיוס ההידרולי.

מקובלות 2 נוסחות בהקשר לכך:

(א) נוסחת בזין (Bazin):

$$(7) \quad C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} = \frac{87\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

ערכי מקדם "m", כמו כן מספרים מחושבים לערך "C" נתנים בטבלאות מס' 5 ו-6.

(ב) נוסחת גנגילי-קוטר (Ganguillet - Kutter)

$$(8) \quad C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{1}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{1}) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

בתור ערך "n" אפשר להשתמש בערכי מנינג (טבלה מס' 2 עמוד 7). הנוסחה

מבחינה מימדית אינה נכונה. אף כי במקרים רבים היא נותנת תוצאות מתקבלות על הדעת, אין להמליץ על השמוש בה, אלא בנהרות טבעיים בלבד.

טבלה מס' 5: ערכי מקדם "m" בנוסחת בזין (Bazin)

| ב מ צ ב | | | | סיב הדפנות |
|---------|--------|-------|--------|-----------------------------------|
| רע | בינוני | טוב | מצויין | |
| | | | | <u>תעלה</u> |
| 1.05 | 0.88 | 0.70 | 0.50 | תעלת עפר, ישרה וסדירה |
| 2.10 | 1.75 | 1.38 | 1.05 | תעלת עפר עם צמחיה, אבנים וכו' |
| 2.30 | 2.05 | 1.75 | 1.38 | תעלה חצובה בסלע |
| | | | | <u>אפיק טבעי</u> |
| 2.10 | 1.75 | 1.38 | 1.05 | במצב סדיר |
| 4.85 | 3.50 | 2.40 | 1.75 | עם צמחיה, אבנים וכו' |
| | | | | <u>תעלה עם צפוי</u> |
| 0.22 | 0.14 | 0.055 | - | צפוי בטון עם טיח צמנט חלק מאד |
| 0.33 | 0.275 | 0.22 | 0.055 | לוחות עץ או צפוי אבן חלק |
| 1.38 | 1.05 | 0.69 | 0.50 | צפוי אבני גויל בטיט צמנט, סתוח גס |
| 1.75 | 1.60 | 1.38 | 1.05 | צפוי אבני גויל ללא טיט, סתוח גס |

טבלה מס' 6: ערכי מקדם "C" לפי נוסחת בזיין. (נוסחה מס' 7)

| R | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | R | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| 0.05 | 68.5 | 50.7 | 28.4 | 18.1 | 12.8 | 9.9 | 0.70 | 81.1 | 73.0 | 56.1 | 43.1 | 34.1 | 28.1 |
| 0.06 | 69.8 | 52.6 | 30.2 | 19.4 | 13.8 | 10.7 | 0.75 | 81.3 | 73.4 | 56.8 | 43.9 | 34.8 | 28.8 |
| 0.07 | 70.9 | 54.2 | 31.7 | 20.6 | 14.7 | 11.4 | 0.80 | 81.5 | 73.8 | 57.4 | 44.6 | 35.5 | 29.4 |
| 0.08 | 71.8 | 55.6 | 33.1 | 21.7 | 15.5 | 12.1 | 0.85 | 81.7 | 74.1 | 58.0 | 45.2 | 36.1 | 30.0 |
| 0.09 | 72.5 | 56.7 | 34.4 | 22.7 | 16.3 | 12.7 | 0.90 | 81.8 | 74.4 | 58.6 | 45.9 | 36.7 | 30.6 |
| 0.10 | 73.1 | 57.7 | 35.5 | 23.6 | 17.0 | 13.3 | 0.95 | 81.9 | 74.7 | 59.1 | 46.5 | 37.3 | 31.1 |
| 0.11 | 73.6 | 58.7 | 36.5 | 24.4 | 17.6 | 13.9 | 1.00 | 82.0 | 75.0 | 59.6 | 47.0 | 37.8 | 31.6 |
| 0.12 | 74.1 | 59.5 | 37.4 | 25.2 | 18.3 | 14.4 | 1.10 | 82.2 | 75.4 | 60.6 | 48.0 | 38.8 | 32.6 |
| 0.13 | 74.6 | 60.2 | 38.2 | 25.9 | 18.9 | 14.9 | 1.20 | 82.4 | 75.9 | 61.3 | 48.9 | 39.7 | 33.5 |
| 0.14 | 75.0 | 60.9 | 39.0 | 26.7 | 19.4 | 15.3 | 1.30 | 82.6 | 76.3 | 62.0 | 49.8 | 40.6 | 34.3 |
| 0.15 | 75.3 | 61.5 | 39.7 | 27.2 | 19.9 | 15.8 | 1.40 | 82.8 | 76.6 | 62.6 | 50.6 | 41.4 | 35.1 |
| 0.16 | 75.6 | 62.1 | 40.5 | 27.8 | 20.4 | 16.2 | 1.50 | 82.9 | 76.9 | 63.2 | 51.3 | 42.2 | 35.8 |
| 0.17 | 75.9 | 62.7 | 41.2 | 28.4 | 20.9 | 16.6 | 1.60 | 83.0 | 77.2 | 63.8 | 52.0 | 42.9 | 36.5 |
| 0.18 | 76.2 | 63.2 | 41.8 | 29.0 | 21.4 | 17.0 | 1.70 | 83.1 | 77.5 | 64.3 | 52.6 | 43.6 | 37.1 |
| 0.19 | 76.5 | 63.6 | 42.4 | 29.5 | 21.8 | 17.3 | 1.80 | 83.2 | 77.7 | 64.8 | 53.2 | 44.2 | 37.7 |
| 0.20 | 76.7 | 64.1 | 42.9 | 30.0 | 22.3 | 17.7 | 1.90 | 83.3 | 77.9 | 65.2 | 53.8 | 44.8 | 38.3 |
| 0.21 | 76.9 | 64.5 | 43.5 | 30.5 | 22.7 | 18.1 | 2.00 | 83.4 | 78.1 | 65.6 | 54.3 | 45.3 | 39.9 |
| 0.22 | 77.1 | 64.9 | 44.0 | 30.9 | 23.1 | 18.4 | 2.20 | 83.6 | 78.5 | 66.4 | 55.3 | 46.4 | 39.9 |
| 0.23 | 77.3 | 65.2 | 44.4 | 31.4 | 23.4 | 18.7 | 2.40 | 83.7 | 78.8 | 67.1 | 56.2 | 47.3 | 40.8 |
| 0.24 | 77.5 | 65.5 | 44.8 | 31.8 | 23.8 | 19.0 | 2.60 | 83.8 | 79.1 | 67.7 | 57.0 | 48.1 | 41.7 |
| 0.25 | 77.6 | 65.9 | 45.3 | 32.2 | 24.2 | 19.3 | 2.80 | 83.9 | 79.4 | 68.2 | 57.7 | 48.9 | 42.5 |
| 0.26 | 77.8 | 66.2 | 45.7 | 32.6 | 24.5 | 19.6 | 3.00 | 84.0 | 79.6 | 68.7 | 58.3 | 49.7 | 43.3 |
| 0.27 | 78.0 | 66.5 | 46.1 | 33.0 | 24.8 | 19.9 | 3.20 | 84.1 | 79.8 | 69.2 | 58.9 | 50.4 | 44.0 |
| 0.28 | 78.1 | 66.8 | 46.5 | 33.4 | 25.2 | 20.2 | 3.40 | 84.2 | 80.0 | 69.6 | 59.5 | 51.0 | 44.6 |
| 0.29 | 78.3 | 67.0 | 46.9 | 33.7 | 25.5 | 20.5 | 3.60 | 84.3 | 80.2 | 70.0 | 60.1 | 51.6 | 45.2 |
| 0.30 | 78.4 | 67.3 | 47.3 | 34.1 | 25.8 | 20.7 | 3.80 | 84.4 | 80.4 | 70.4 | 60.6 | 52.2 | 45.8 |
| 0.31 | 78.5 | 67.6 | 47.6 | 34.3 | 26.1 | 21.0 | 4.00 | 84.4 | 80.5 | 70.7 | 61.0 | 52.7 | 46.4 |
| 0.32 | 78.6 | 67.8 | 47.9 | 34.7 | 26.4 | 21.2 | 4.50 | 84.6 | 80.9 | 71.5 | 62.1 | 53.9 | 47.6 |
| 0.33 | 78.8 | 68.0 | 48.2 | 35.1 | 26.7 | 21.5 | 5.00 | 84.7 | 81.2 | 72.1 | 63.0 | 55.0 | 48.8 |
| 0.34 | 78.9 | 68.2 | 48.5 | 35.4 | 26.9 | 21.7 | 5.50 | 84.8 | 81.4 | 72.7 | 63.8 | 55.8 | 49.8 |
| 0.35 | 79.0 | 68.4 | 48.8 | 35.7 | 27.2 | 22.0 | 6.00 | 84.9 | 81.6 | 73.2 | 64.6 | 56.6 | 50.7 |
| 0.36 | 79.1 | 68.6 | 49.2 | 36.0 | 27.5 | 22.2 | 6.50 | 85.0 | 81.8 | 73.7 | 65.2 | 57.5 | 51.6 |
| 0.37 | 79.2 | 68.8 | 49.5 | 36.3 | 27.7 | 22.4 | 7.00 | 85.0 | 82.0 | 74.1 | 65.8 | 58.3 | 52.3 |
| 0.38 | 79.2 | 69.0 | 49.8 | 36.6 | 28.0 | 22.7 | 7.50 | 85.1 | 82.2 | 74.5 | 66.4 | 58.9 | 53.0 |
| 0.39 | 79.3 | 69.2 | 50.1 | 36.8 | 28.2 | 22.9 | 8.00 | 85.2 | 82.3 | 74.8 | 66.9 | 59.5 | 53.7 |
| 0.40 | 79.4 | 69.4 | 50.4 | 37.1 | 28.5 | 23.1 | 8.50 | 85.2 | 82.4 | 75.1 | 67.4 | 60.1 | 54.3 |
| 0.41 | 79.5 | 69.6 | 50.6 | 37.4 | 28.7 | 23.3 | 9.00 | 85.3 | 82.6 | 75.4 | 67.8 | 60.7 | 54.9 |
| 0.42 | 79.6 | 69.7 | 50.9 | 37.6 | 28.9 | 23.5 | 9.50 | 85.3 | 82.7 | 75.7 | 68.2 | 61.2 | 55.6 |
| 0.43 | 79.7 | 69.9 | 51.1 | 37.9 | 29.2 | 23.7 | 10.00 | 85.3 | 82.8 | 75.9 | 68.5 | 61.6 | 56.0 |
| 0.44 | 79.7 | 70.1 | 51.4 | 38.1 | 29.4 | 23.9 | 11.00 | 85.4 | 83.0 | 76.4 | 69.2 | 62.5 | 57.0 |
| 0.45 | 79.8 | 70.2 | 51.6 | 38.4 | 29.6 | 24.1 | 12.00 | 85.5 | 83.1 | 76.8 | 69.9 | 63.3 | 57.8 |
| 0.46 | 79.9 | 70.4 | 51.8 | 38.6 | 29.8 | 24.3 | 13.00 | 85.5 | 83.3 | 77.1 | 70.4 | 63.9 | 58.6 |
| 0.47 | 80.0 | 70.5 | 52.0 | 38.8 | 30.0 | 24.5 | 14.00 | 85.6 | 83.4 | 77.4 | 70.9 | 64.5 | 59.3 |
| 0.48 | 80.0 | 70.6 | 52.3 | 39.1 | 30.2 | 24.7 | 15.00 | 85.6 | 83.5 | 77.7 | 71.3 | 65.1 | 59.9 |
| 0.49 | 80.1 | 70.8 | 52.5 | 39.3 | 30.4 | 24.8 | 16.00 | 85.7 | 83.6 | 78.0 | 71.7 | 65.6 | 60.5 |
| 0.50 | 80.2 | 70.9 | 52.7 | 39.5 | 30.6 | 25.0 | 17.00 | 85.7 | 83.7 | 78.3 | 72.1 | 66.1 | 61.1 |
| 0.55 | 80.4 | 71.5 | 53.7 | 40.5 | 31.6 | 25.9 | 18.00 | 85.7 | 83.8 | 78.5 | 72.5 | 66.6 | 61.6 |
| 0.60 | 80.7 | 72.1 | 54.6 | 41.4 | 32.5 | 26.7 | 19.00 | 85.8 | 83.9 | 78.7 | 72.8 | 67.0 | 62.1 |
| 0.65 | 80.9 | 72.6 | 55.4 | 42.3 | 33.3 | 27.4 | 20.00 | 85.8 | 84.0 | 78.8 | 73.0 | 67.3 | 62.5 |

m = 0.85 : 4 סוג
m = 1.30 : 5 "
m = 1.75 : 6 "

m = 0.06 : 1 סוג
m = 0.16 : 2 "
m = 0.46 : 3 "

הערה: לערכי "m" ו- "R" שאינם כלולים בטבלה, יש לחשב את מקדם "C" לפי נוסחה מס' 7.

1.2.2 חתך אופטימלי מבחינה הידרולית

את הספיקה העוברת דרך חתך מסוים של תעלה קובעים - נוסף לחספוס (n) ולשפוע הארכי (I) - לא שטח החתך (A) בלבד, אלא צורת התעלה, הבאה לבטוי ברדיוס ההידרולי (R). את אותו שטח החתך אפשר להשיג בתעלה צרה ועמוקה וברחבה ורדודה. הרדיוס ההידרולי - וכתוצאה מכך גם הספיקה - יהיה שונה בשני החתכים. בשטח חתך נתון יכולה אם כן לעבור הספיקה המכסימלית, כאשר צורת התעלה היא כזאת, שהרדיוס ההידרולי הגדול ביותר. לחתך זה קוראים "חתך אופטימלי מבחינה הידרולית".

בין כל החתכים האפשריים הרדיוס ההידרולי הגדול ביותר (לגבי שטח חתך נתון) בחתך מעגלי וחצי מעגלי. אך הואיל וחתך זה ברב המקרים (למשל בתעלת עפר) אינו מעשי, בונים תעלות מלבניות, משולשיות או טרפזיות.

בין כל התעלות הטרפזיות הרדיוס ההידרולי הגדול ביותר (בשטח חתך נתון) בחתך אשר צורתו מחצית של משושה משוכלל. במקרה זה $\alpha = 60^\circ$; $m = 0.58$.

בכל החתכים אשר אופטימליים מבחינה הידרולית, קיים היחס:

$$R = \frac{d}{2}$$

לגבי תעלות טרפזיות, בעלות שפועי דפנות שונים, בצורתן האופטימלית מבחינה הידרולית, קיימים הקשרים הבאים:

טבלה מס' 7: היחסים בין מידות העלה אופטימלית

| $\rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}}$ | $\rho_P = \frac{P}{\sqrt{A}}$ | $\rho_a = \frac{a}{\sqrt{A}}$ | $\rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}}$ | $\rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}}$ | $\rho_d = \frac{d}{\sqrt{A}}$ | $\frac{b}{d}$ | m |
|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------|------|
| 0.3536 | 2.8284 | 0.7071 | 1.4142 | 1.4142 | 0.7071 | 2.0000 | 0.00 |
| 0.3795 | 2.6352 | 0.8486 | 1.6972 | 0.9382 | 0.7590 | 1.2361 | 0.50 |
| 0.3799 | 2.6321 | 0.8784 | 1.7567 | 0.8574 | 0.7598 | 1.1521 | 0.58 |
| 0.3698 | 2.7044 | 1.0460 | 2.0919 | 0.6127 | 0.7396 | 0.8284 | 1.00 |
| 0.3579 | 2.7939 | 1.1459 | 2.2917 | 0.5022 | 0.7158 | 0.7016 | 1.25 |
| 0.3446 | 2.9021 | 1.2423 | 2.4846 | 0.4173 | 0.6891 | 0.6056 | 1.50 |
| 0.3311 | 3.0206 | 1.3345 | 2.6689 | 0.3515 | 0.6621 | 0.5309 | 1.75 |
| 0.3180 | 3.1446 | 1.4222 | 2.8444 | 0.3003 | 0.6361 | 0.4721 | 2.00 |
| 0.2944 | 3.3971 | 1.5851 | 3.1702 | 0.2268 | 0.5887 | 0.3852 | 2.50 |
| 0.2742 | 3.6467 | 1.7345 | 3.4690 | 0.1780 | 0.5485 | 0.3246 | 3.00 |
| 0.2426 | 4.1213 | 2.0010 | 4.0019 | 0.1195 | 0.4853 | 0.2462 | 4.00 |
| 0.2193 | 4.5597 | 2.2364 | 4.4728 | 0.0868 | 0.4386 | 0.1979 | 5.00 |
| 0.2013 | 4.9661 | 2.4495 | 4.8990 | 0.0666 | 0.4027 | 0.1654 | 6.00 |

היחסים של טבלה מס' 7, בצורה נוסחות:

$$(9) \quad \frac{b}{d} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$(10) \quad \rho_d = \frac{d}{\sqrt{A}} = \frac{1}{(2\sqrt{1+m^2} - m)^{1/2}}$$

$$(11) \quad \rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}} = \frac{2(\sqrt{1+m^2} - m)}{(2\sqrt{1+m^2} - m)^{1/2}}$$

$$(12) \quad \rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}} = \frac{2\sqrt{1+m^2}}{(2\sqrt{1+m^2} - m)^{1/2}}$$

$$(13) \quad \rho_a = \frac{a}{\sqrt{A}} = \frac{\sqrt{1+m^2}}{(2\sqrt{1+m^2}-m)^{1/2}} = \frac{\rho_b}{2}$$

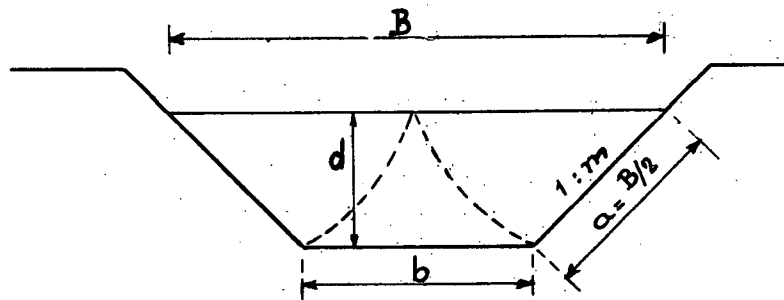
$$(14) \quad \rho_p = \frac{P}{\sqrt{A}} = 2(2\sqrt{1+m^2}-m)^{1/2} = \frac{2}{\rho_d}$$

$$(15) \quad \rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}} = \frac{1}{2(2\sqrt{1+m^2}-m)^{1/2}} = \frac{1}{\rho_p} = \frac{\rho_d}{2}$$

מנוסחות אלה נובעים עוד כמה קשרים:

$$R = \frac{d}{2} ; \quad a = \frac{B}{2}$$

קשר אחרון זה מאפשר קביעה גרפית של חתך אופטימלי: (עיין ציור 9)



ציור מס' 9

דוגמת חישוב מס' 1:

נתונים: $m = 2$; $U = 0.8 \text{ m/sec}$; $Q = 8.5 \text{ m}^3/\text{sec}$

דרוש: לקבוע חתך שיהיה אופטימלי מבחינה הידרולית.

מהלך החישוב:

$$1. \quad A = \frac{Q}{U} = 10.6 \text{ m}^2$$

$$2. \quad \sqrt{A} = 3.255 \text{ m}$$

$$3. \quad d = \rho_d \sqrt{A} = 0.636 \times 3.255 = 2.07 \text{ m}$$

$$b = \rho_b \sqrt{A} = 0.3003 \times 3.255 = 0.98 \text{ m} \quad .4$$

$$\frac{b}{d} = \frac{0.98}{2.07} = 0.472 \quad .5 \quad \text{בדיקה:}$$

נכון.

$$B = \rho_B \sqrt{A} = 2.8444 \times 3.255 = 9.26 \text{ m} \quad .6$$

$$B = b + 2md = 0.98 + 2 \times 2 \times 2.07 = 9.26 \text{ m} \quad .7 \quad \text{בדיקה:}$$

$$a = \rho_a \sqrt{A} = 1.4222 \times 3.255 = 4.63 \text{ m} \quad .8$$

$$a = \frac{B}{2} = \frac{9.26}{2} = 4.63 \text{ m} \quad .9 \quad \text{בדיקה:}$$

$$P = \rho_p \sqrt{A} = 3.1446 \times 3.255 = 10.24 \text{ m} \quad .10$$

$$P = b + 2a = 0.98 + 2 \times 4.63 = 10.24 \text{ m} \quad .11 \quad \text{בדיקה:}$$

$$R = \rho_R \sqrt{A} = 0.318 \times 3.255 = 1.035 \text{ m} \quad .12$$

$$R = \frac{d}{2} = \frac{2.07}{2} = 1.035 \text{ m} \quad .13 \quad \text{בדיקה:}$$

בדוגמה זו הנחנו מראש את המהירות הממוצעת, $U = 0.8 \text{ m/sec}$. אמנם, מהירות זו תתקיים רק בשפוע ארכי מסוים ובמקדם חכוך n מסוים. יש לבדוק אם כן, שכאשר $n = 0.025$, באיזה שפוע ארכי תתקבל המהירות הנחונה. לפי מנינג (נוסחה מס' 5):

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$8.5 = 10.6 \frac{1}{0.025} 1.035^{2/3} I^{1/2}$$

$$I = 0.38\%$$

כלומר, רק כאשר $I = 0.38\%$, $n = 0.025$, והתעלה בעלת צורה אופטימלית מבחינה הידרולית, מעבירה התעלה בדיוק $Q = 8.5 \text{ m}^3/\text{sec}$

דוגמת חישוב מס' 2:

$$I = 0.9\% ; n = 0.03 ; m = 3 ; Q = 8.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

דרוש: לקבוע חתך אופטימלי מבחינה הידרולית.

מהלך החישוב:

$$R = \frac{d}{2} ; \frac{b}{d} = 0.3246 \quad .1$$

$$A = bd + md^2 = 0.3246d^2 + 3d^2 = 3.3246d^2 \quad .2$$

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = 3.3246d^2 \frac{1}{0.03} \left(\frac{d}{2}\right)^{2/3} \left(\frac{0.9}{1000}\right)^{1/2} \quad .3$$

$$d = 1.69m ; b = 0.3246 \times 1.69 = 0.55m \quad .4$$

דוגמת חישוב מס' 3:

נתונים: $Q = 12.0 \frac{m^3}{sec}$; $I = 0.1\%$; $m = 0$; (תעלה מלבנית) ;

$n = 0.01$ (תעלה בטון).

דרוש: חתך אופטימלי מבחינה הידרולית.

מהלך החישוב:

$$\frac{b}{d} = 2.00 \quad (\text{מתוך טבלה מס' 7}) \quad .1$$

$$A = b \cdot d = 2.00d^2 \quad .2$$

$$R = \frac{d}{2} \quad .3$$

נוסחת מנינג: .4

$$12.00 = 2d^2 \frac{1}{0.01} \left(\frac{d}{2}\right)^{2/3} \left(\frac{0.1}{1000}\right)^{1/2}$$

$$d = 2.33m ; b = 2d = 4.66m$$

1.2.3 פתרון לבעיות שונות בזרימה קצובה וחמידית

א. נתונים: m, b, d, n, I

דרוש: Q, v

$$Q = Av ; v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} ; A = A(m, b, d)$$

ב. נתונים: m, b, d, n, Q

דרוש: v, I

$$I = \left(\frac{nQ}{AR^{2/3}}\right)^2 ; v = \frac{Q}{A} ; A = A(m, b, d)$$

1. The first part of the report
describes the general situation
of the country and the
main problems of the
population.

2. The second part of the report
describes the main problems of the
population and the
main problems of the
population.

3. The third part of the report
describes the main problems of the
population and the
main problems of the
population.

4. The fourth part of the report

describes the main problems of the

population and the

main problems of the

population and the

main

problems of the population and the

ג. נתונים: m, b, n, l, Q

דרוש: d, v

$$\frac{[(b+md)d]^{\frac{5}{3}}}{[b+2d\sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{3}}} = \frac{nQ}{l^{\frac{1}{2}}}$$

הפתרון:

מזה יש לחשב את "d"

$$v = \frac{Q}{(b+md)d}$$

ד. נתונים: m, d, n, l, Q

דרוש: b, v

הפתרון: כמו במקרה ג', אלא שכעת הנעלם "b" במקום "d"

ה. נתונים: m, n, Q, l, R

דרוש: v, b, d

הערה: המקרה, בו נתון הרדיוס ההידרולי, נראה בשלב זה של הדיון כבלתי מציאותי, אך יימצא בו שימוש רב לאחר הדיון בכח הגרילפה (פרק 1.3 עמוד 65).

הפתרון: + מניחין שהערך "b" הוא מכפלה של עומק המים "d"

$$b = x \cdot d$$

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} l^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{Q}{v} = A = bd + md^2 = d^2(x+m)$$

$$P = b + 2\sqrt{1+m^2}d = d(x+2\sqrt{1+m^2}) = \frac{A}{R}$$

נכניס ערך עזר:

(16)

$$y = \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{d(x+2\sqrt{1+m^2})}{d\sqrt{x+m}} = \frac{x+2\sqrt{1+m^2}}{\sqrt{x+m}}$$

+ הערה: שיטת חישוב זו עובדה ע"י פרופ' י. פטר.



את U אפשר לחשב מהנתונים

את A אפשר לחשב $A = \frac{Q}{U}$

את P אפשר לחשב $P = \frac{A}{R}$

את y אפשר לחשב $y = \frac{P}{\sqrt{A}}$

נשאר אם כן הנעלם היחיד, " X ",

להקלח משואה (16) נתנת דיאגרמה (ציור מס' 10 עמוד 30) בה ניתן הערך " y " כפונקציה של הערך " X ", לערכי " m " שונים.

דוגמת חישוב מס' 4:

נתונים: $Q = 50.0 \frac{m^3}{sec}$; $I = 1.5\%$; $R = 1.33 m$; $n = 2$; $n = 0.025$

דרוש: U, b, d

מהלך החישוב:

$$U = \frac{1}{0.025} 1.33^{2/3} \left(\frac{1.5}{1000}\right)^{1/2} = 1.88 \frac{m}{sec} \quad .1$$

$$A = \frac{50}{1.88} = 26.6 m^2 \quad .2$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{26.6}{1.33} = 20.0 m \quad .3$$

$$y = \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{20.0}{\sqrt{26.6}} = 3.88 \quad .4$$

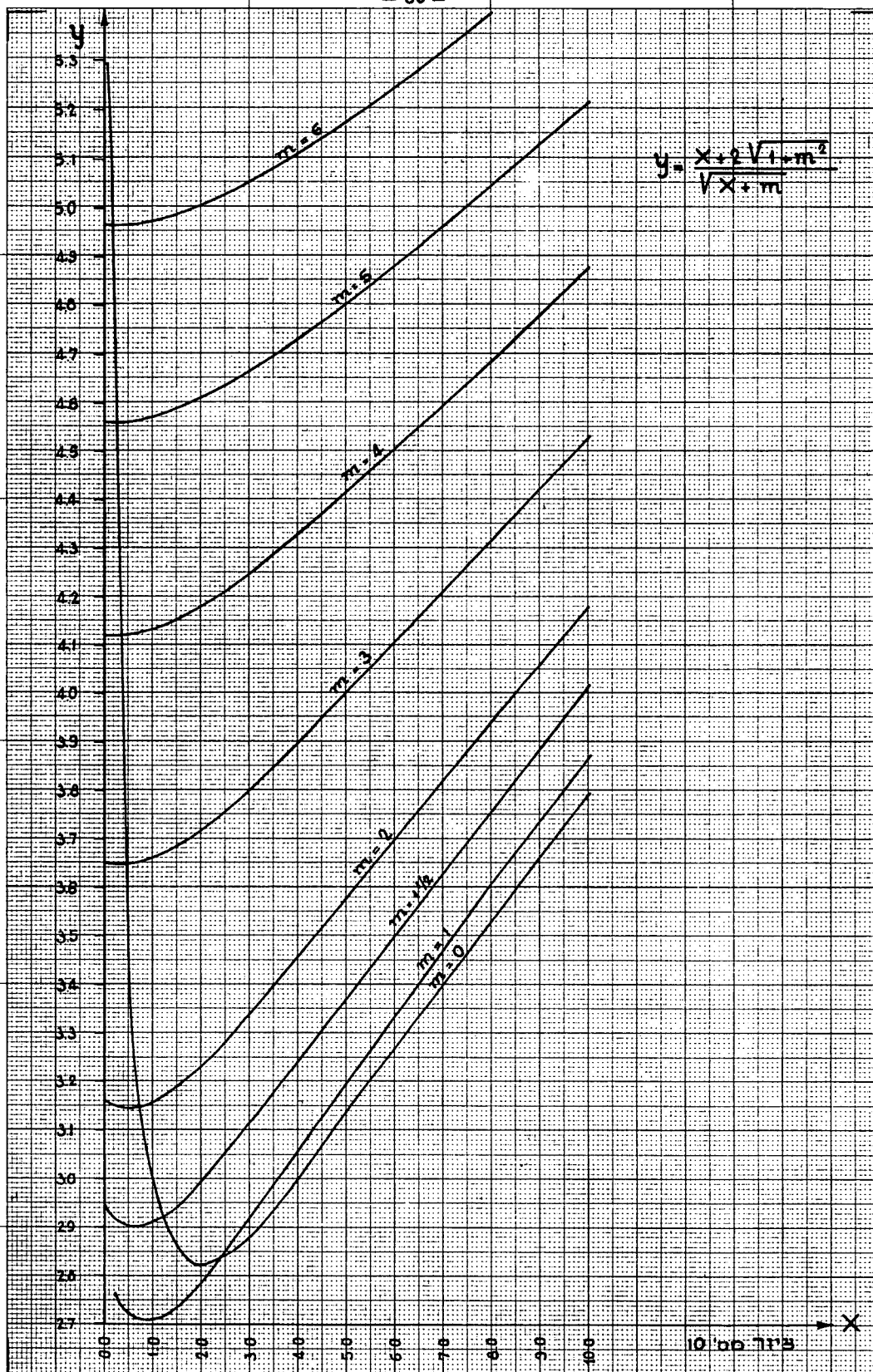
$$X = 7.50 \quad \text{מהדיאגרמה (ציור מס' 10)} \quad .5$$

$$P = d(X + 2\sqrt{1 + n^2}) = d(7.50 + 2\sqrt{5}) \quad .6$$

$$d = \frac{P}{7.5 + 2\sqrt{5}} = \frac{20.00}{11.97} = 1.67 m \quad .7$$

$$b = X \cdot d = 7.50 \times 1.67 = 12.50 m \quad .8$$

שטח חישוב זה אינה נותנת תמיד תוצאות. יכול לקרות שהערך " y " כל כך קטן שאין ערך " X " מתאים לו (זה קורה על פי רב, כאשר " R " גדול מאוד). יכול לקרות גם מקרה, כאשר מבחינה מתימטית קיים אמנם פתרון, אך צורת התעלה המתקבלת אינה מעשית.



דוגמת חישוב מס' 5:

נתונים: $Q = 50.0 \frac{m^3}{sec}$; $l = 1.5\%$; $R = 2.00 m$; $m = 2$; $n = 0.025$

דרושים: u, b, d

מהלך החישוב:

$$u = \frac{1}{0.025} 2.0^{2/3} \left(\frac{1.5}{1000}\right)^{1/2} = 2.46 \frac{m}{sec} \quad .1$$

$$A = \frac{50.0}{2.46} = 20.3 m^2 \quad .2$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{20.3}{2.0} = 10.15 m \quad .3$$

$$y = \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{10.15}{\sqrt{20.3}} = 2.25 \quad .4$$

לערך "y" זה אין ערך "X" מתאים (עיינן ציור מס' 10).

דוגמת חישוב מס' 6:

נתונים: $Q = 50.0 \frac{m^3}{sec}$; $l = 1.5\%$; $R = 0.67 m$; $m = 2$; $n = 0.025$

דרושים: u, d, b

מהלך החישוב:

$$u = 1.19 \frac{m}{sec} \quad .1$$

$$A = \frac{Q}{u} = 42.0 m^2 \quad .2$$

$$P = \frac{A}{R} = 62.7 m \quad .3$$

$$y = \frac{P}{\sqrt{A}} = 9.66 \quad .4$$

$$X = 87 \quad : 16 \text{ מנוסחה מס' } \quad .5$$

$$d = \frac{P}{X + 2\sqrt{5}} = \frac{62.7}{87 + 4.48} = 0.69 m \quad .6$$

$$b = 87 \times 0.69 = 60.03 m \quad .7$$

תעלה אשר רוחב קרקעיתה 60 מטר ועמקה רק כ-70 ס"מ, אינה מעשית.

דוגמת חישוב מס' 7:

נתונים: $Q = 50.0 \frac{m^3}{sec}$; $I = 1.5\%$; $m = 2$; $n = 0.025$; $X = 2$

דרושים: b, d, v

מהלך החישוב:

$$y = \frac{x + 2\sqrt{1+m^2}}{\sqrt{x+m}} = \frac{2 + 2\sqrt{1+4}}{\sqrt{2+2}} = 3.24 \quad .1$$

$$A = bd + md^2 = d^2(x+m) = 4d^2 \quad .2$$

$$\sqrt{A} = 2d \quad .3$$

$$y = 3.24 = \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{P}{2d} \quad .4$$

$$P = 2d \cdot 3.24 = 6.48d \quad .5$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4d^2}{6.48d} = 0.617d \quad .6$$

$$Q = 50.0 = A \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = 4d^2 \frac{1}{0.025} (0.617d)^{2/3} \left(\frac{1.5}{1000}\right)^{1/2} \quad .7$$

$$d = 2.47m \quad \text{מחוך זה מחושב:} \quad .8$$

$$b = Xd = 2 \times 2.47 = 4.94m$$

המשואה הכללית למקרה זה:

$$(17) \quad d = \left[\frac{Qn}{I^{1/2}} \cdot \frac{(x+2\sqrt{1+m^2})^{3/2}}{(x+m)^{5/3}} \right]^{3/8}$$

אם נציב בבטוי זה את המקרה הפרטי, כאשר $R = \frac{d}{2}$ ו- $X = \frac{b}{d}$ לפי טבלה מס' 7 (עמוד 24), נקבל חתך אופטימלי מבחינה הידרולית.

1.2.4 זרימה קריטית, על קריטית ותת-קריטית

בזרימה בתעלה מציינים בשם "אנרגיה סגולית" את הסכום של עומק המים (d) והעומד המהירות $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$. לפיכך:

$$\varepsilon = d + \frac{v^2}{2g}$$

בתעלה בעלת צורה קבועה יכולה לעבור ספיקה נתונה בעומק קטן ומהירות גדולה או בעומק גדול ומהירות קטנה, הכל לפי תנאי החספוס והשפוע הארכי. בהתאם לכך האנרגיה הסגולית תהיה שונה בכל מצב. יש אמנם שני עמקים, בהם האנרגיה הסגולית זהה:

$$\varepsilon = d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

בכל עומק אחד (לגבי ספיקה נתונה) האנרגיה הסגולית תהיה קטנה יותר או גדולה יותר.

קיים עומק אחד, יחיד, לגבי אותה צורת תעלה ואותה ספיקה בה האנרגיה הסגולית היא מינימום. לעמק זה קוראים "עומק קריטי". זרימה בעומק זה נקראת "זרימה קריטית" והמהירות בעומק זה היא "המהירות הקריטית".

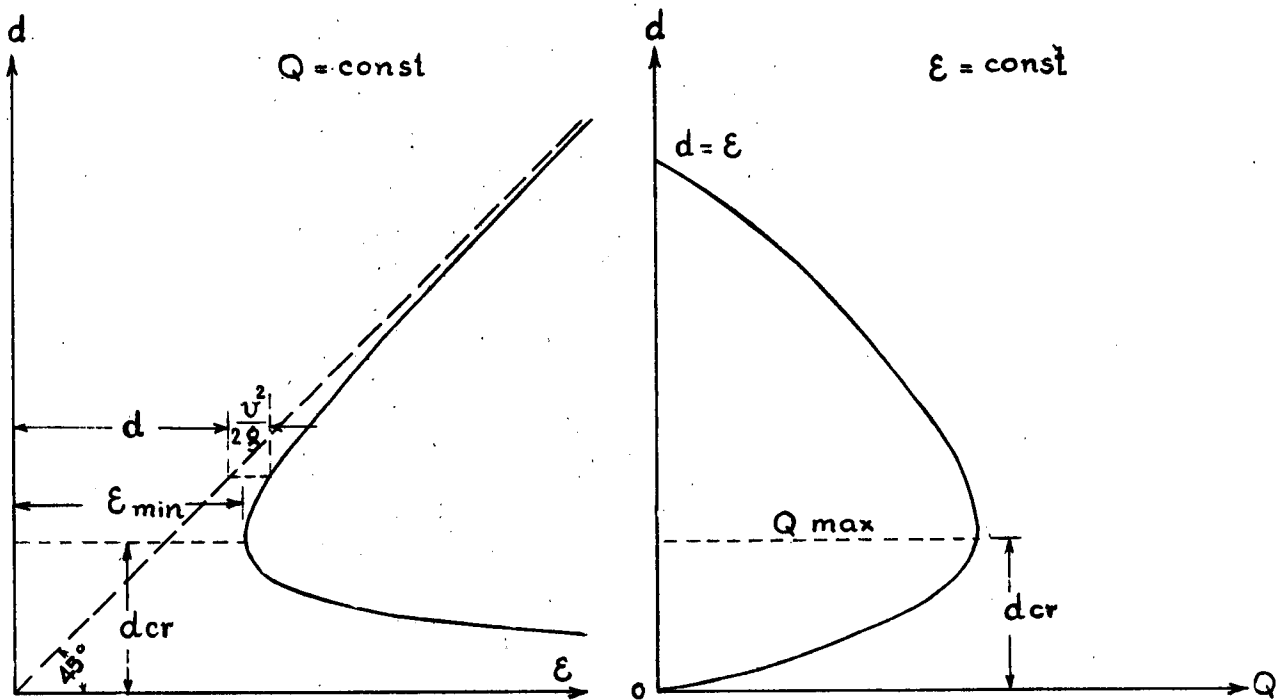
כאשר המהירות גדולה מהמהירות הקריטית, דובר על זרימה על-קריטית, וכאשר היא קטנה מהמהירות הקריטית, דובר על זרימה תת-קריטית.

בספרות מגדירים גם את הזרימה התת-קריטית בתור זרימה שקטה ואת העל-קריטית בתור זרימה סוערת.

לפי הגדרה אחרת: כאשר האנרגיה הסגולית קבועה וצורת התעלה נתונה, אך משתנה החספוס או השיפוע הארכי, הרי בכל מצב של עמק תעבר ספיקה אחרת. ישנם תמיד שני עמקים, בהם (באנרגיה סגולית קבועה) עוברת אותה ספיקה: פעם במהירות גדולה ועמק קטן ופעם להיפך. הספיקה המכסימלית עוברת בעמק הקריטי.

הקריטריונים של העמק הקריטי, אם כן:

1. בספיקה קבועה האנרגיה הסגולית היא מינימום.
 2. באנרגיה סגולית קבועה הספיקה היא מכסימום.
- שתי הדיאגרמות (ציור מס' 11) מראות את היחסים הנ"ל.



ציור מס' 11

רכוז הנוסחות לזרימה קריטית, בתעלה מלבנית:

(18) $q = \frac{Q}{b}$ ספיקה סגולית:

(19) $\varepsilon_{min} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \frac{3}{2} d_{cr}$

(20) $q_{max} = \sqrt[3]{g d_{cr}^3} = \sqrt[3]{g \left(\frac{2}{3} \varepsilon_{min}\right)^3}$

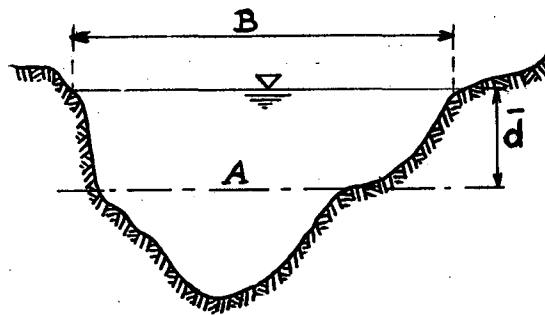
$$(21) \quad d_{cr} = \frac{2}{3} \varepsilon_{min} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^3 g}} = \frac{v_{cr}^2}{g}$$

$$(22) \quad v_{cr} = \sqrt{d_{cr} g} = \sqrt[3]{q g} = \sqrt[3]{\frac{Q g}{b}}$$

$$(23) \quad \frac{v_{cr}}{\sqrt{d_{cr} g}} = 1$$

| | | | |
|------|--------------------------|-----------------------------|-------|
| (24) | קוראים "מספר פרוד" | $\frac{v}{\sqrt{d g}} = Fr$ | לערך: |
| | הזרימה קריטית | $Fr = 1$ | כאשר |
| | הזרימה על-קריטית (סוערת) | $Fr > 1$ | כאשר |
| | הזרימה תת-קריטית (שקטה) | $Fr < 1$ | כאשר |

רכוז הנוסחות לזרימה קריטית בחעלה לא מלבנית



העמק ההידרולי:

$$(25) \quad \bar{d} = \frac{A}{B}$$

$$(26) \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{A_{cr}^3}{B_{cr}}$$

$$(27) \quad \frac{v_{cr}^2 A_{cr}^2}{g} = \frac{A_{cr}^3}{B_{cr}} ; \quad \frac{v_{cr}^2}{g} = \frac{A_{cr}}{B_{cr}} = \bar{d}_{cr}$$

$$(28) \quad v_{cr} = \sqrt{g \bar{d}_{cr}}$$

$$(29) \quad \frac{v_{cr}}{\sqrt{g \bar{d}_{cr}}} = Fr = 1$$

דוגמת חישוב מס' 8:

נתונים: תעלה מלבנית, $b = 2.00 \text{ m}$, $Q = 8.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

דרוש: ε_{\min} ; v_{cr} ; d_{cr}

הפתרון:

$$d_{cr} = \sqrt[3]{\frac{64}{4 \times 9.81}} = 1.18 \text{ m}$$

$$v_{cr} = \sqrt{d_{cr} g} = \sqrt{1.18 \times 9.81} = 3.4 \text{ m/sec}$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{3}{2} d_{cr} = 1.77 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{\min} = d_{cr} + \frac{v_{cr}^2}{2g} = 1.18 + 0.59 = 1.77 \text{ m} \quad \text{בקרה:}$$

דוגמת חישוב מס' 9:

נתונים: תעלה טרפזית; $b = 2.00 \text{ m}$; $m = 2$; $Q = 8.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

דרוש: v_{cr} ; d_{cr}

הפתרון:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_{cr}^3}{B_{cr}}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{64}{9.81} = 6.53$$

$$A_{cr} = (b + m d_{cr}) d_{cr} = (2.00 + 2 \times d_{cr}) d_{cr} = 2(d_{cr}^2 + d_{cr})$$

$$A_{cr}^3 = 8(d_{cr}^2 + d_{cr})^3$$

$$B_{cr} = b + 2m d_{cr} = 2.00 + 4 d_{cr}$$

$$6.53 = \frac{[2(d_{cr}^2 + d_{cr})]^3}{2 + 4 d_{cr}}$$

$$d_{cr} = 0.88 \text{ m}$$

$$A_{cr} = 2(0.88^2 + 0.88) = 3.31 \text{ m}^2$$

$$B_{cr} = 2 + 4 \times 0.88 = 5.52 \text{ m}$$

$$\bar{d} = \frac{A_{cr}}{B_{cr}} = 0.60 \text{ m}$$

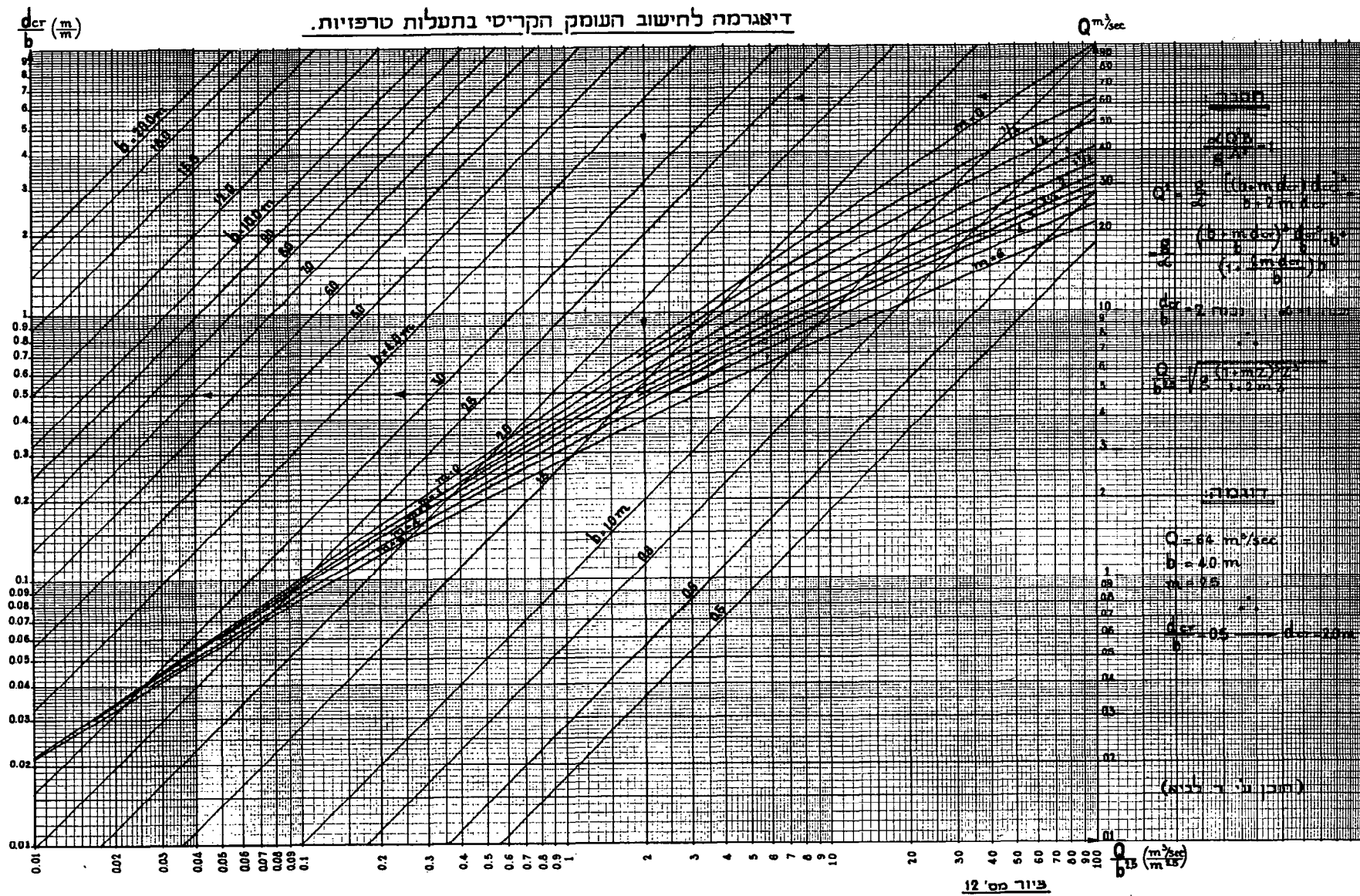
$$v_{cr} = \sqrt{g\bar{d}} = \sqrt{9.81 \times 0.60} = 2.42 \text{ m/sec}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{8.00}{3.31} = 2.42 \text{ m/sec}$$

בקרה:

הואיל והנוסחה, ממנה ניתן לחשב את העמק הקריטי בתעלות לא מלבניות (נוסחה מס' 26) נחנת לפתרון ע"י קרובים בלבד, עובדה שיטה נוחה ושימושית ע"י ה"ה ד. שוהם ור. לביא, עבור תעלות טרפזיות. דיאגרמה זו ניתנת על עמוד מס' 39.

דיאגרמה לחישוב העומק הקריטי בתעלות טרפזיות.





1.2.5 זרימה תמידית, משתנה בהדרגה

את הזרימה הזאת מאפיינים היחסים: (עיי' טבלה מס' 1)

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial l} &\neq 0 & \frac{\partial v}{\partial t} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial l} &= 0 & \frac{\partial Q}{\partial t} &= 0 \end{aligned}$$

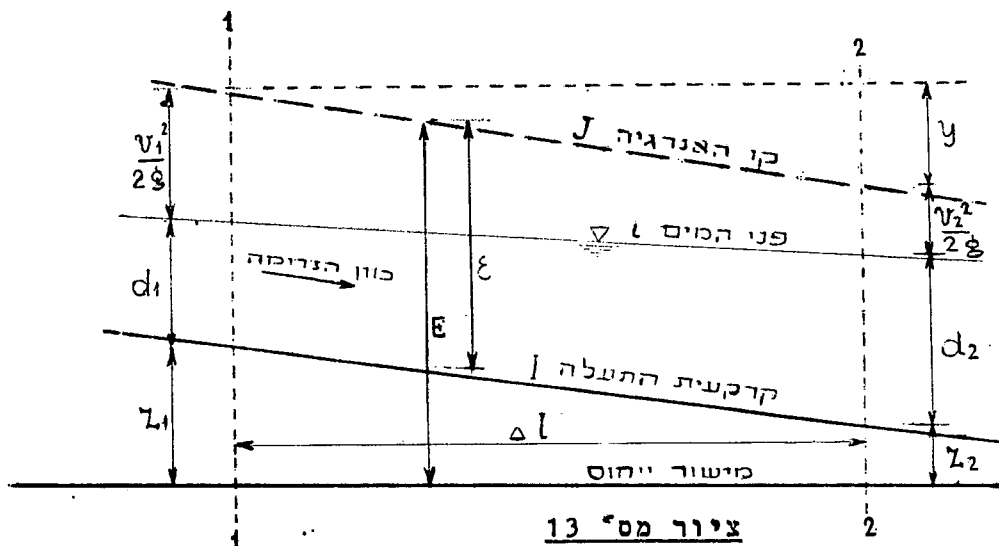
מספר המקרים של זרימה המשתנה בהדרגה, בעוד הספיקה נשארת קבועה הן במקום והן בזמן, רב מאד. כל שנוי הדרגתי בעומק התעלה, ברחבה, בשפוע הדפנות, בשפוע האורכי וכו', כמו כן רוב התופעות הקורות בזרימה עקב מכשולים, שייכים לסוג זה. הואיל ומדריך זה אינו מתכוון להיות ספר להידרוליקה, נספל רק באותן התופעות התדירות הקורות בתעלת נקוז. בפרק זה נתן שיטות חישוב לשתי תופעות עיקריות: הערמות המים בזרימה תת-קריטית ושפילת המים בזרימה תת-קריטית.

התופעות ההידרוליות עקב מבנים הידרוליים (מעביר מים, ספים וכו') יידונו בפרקים המספלים במבנים אלה.

שלוש שיטות חישוב שונות תמסרנה במדריך זה:

- א. השיטה המלאה.
- ב. השיטה המקורבת.
- ג. השיטה בעזרת טבלאות ודיאגרמות (שיטת רילמן (Rühlmann)).

א. השיטה המלאה



יש להכניס כמה הגדרות חדשות:

$$(30) \quad E = z + d + \frac{v^2}{2g} \quad \text{האנרגיה הכוללת:}$$

$$(31) \quad \mathcal{E} = d + \frac{v^2}{2g} \quad \text{האנרגיה הטגולית:}$$

$$(32) \quad J = \frac{E_1 - E_2}{\Delta l} = \frac{\Delta E}{\Delta l} \quad \text{הגרדיאנט ההידרולי:}$$

$$(33) \quad y = E_1 - E_2 = \Delta E \quad \text{הפסד האנרגיה:}$$

$$J = \frac{-\Delta E}{\Delta l} = -\frac{\Delta}{\Delta l} \left(\frac{v^2}{2g} + d \right) - \frac{\Delta z}{\Delta l}$$

$$- \frac{\Delta z}{\Delta l} = 1$$

$$- \frac{\Delta}{\Delta l} \left(\frac{v^2}{2g} + d \right) = - \frac{\Delta \mathcal{E}}{\Delta l}$$

לאחר הצבות מחאימות:

$$(34) \quad \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{\Delta l} = 1 - \bar{J}$$

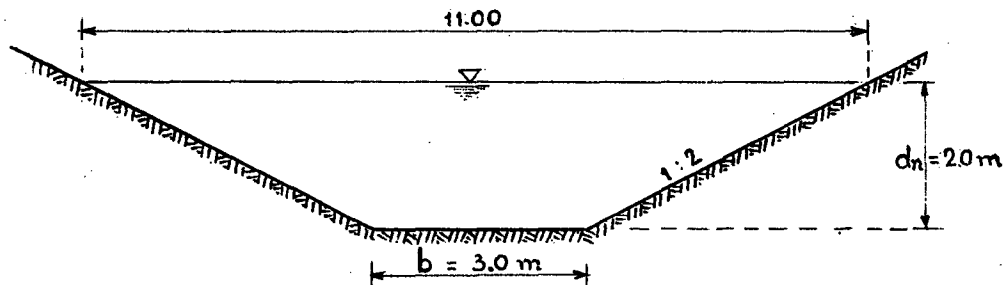
$$(35) \quad \bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2}$$

$$(36) \quad \begin{cases} J_1 = \left[\frac{n Q}{A_1 R_1^{2/3}} \right]^2 \\ J_2 = \left[\frac{n Q}{A_2 R_2^{2/3}} \right]^2 \end{cases}$$

את החישוב הנוח ביותר לבצע בצורה טבלרית. את החישוב מבצעים עד למרחק בו קיימת עוד העומות (או שפילה) של כמה סנטימטרים. את מהלך החישוב נראה בדוגמת חישוב מס' 10.

דוגמת חישוב מס' 10:

בתעלה, אשר חתכה הרחבי נתון בציור מס' 14, בונים סף, המערים את המים - מיד במעלה הסף - ב-2.00 מ'. יש לחשב את קו ההעומות.



ציור מס' 14

$$n = 0.025$$

$$I = 0.5\%$$

$$A_n = (3.0 + 2 \times 2.0) \times 2.0 = 14.00 \text{ m}^2$$

$$P_n = 3.0 + 2\sqrt{5} \times 2.0 = 11.96 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{14.00}{11.96} = 1.17 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{1}{0.025} \cdot 1.17^{2/3} \left(\frac{0.5}{1000} \right)^{1/2} = 0.99 \sim 1.0 \text{ m/sec}$$

$$Q = 14.00 \times 1.0 = 14.00 \text{ m}^3/\text{sec}$$

הערה: הסימן "n" לרגלי A, P, R, ו-V מסמנות את הערכים בתנאי צרימה תקינה (normal)

1-1

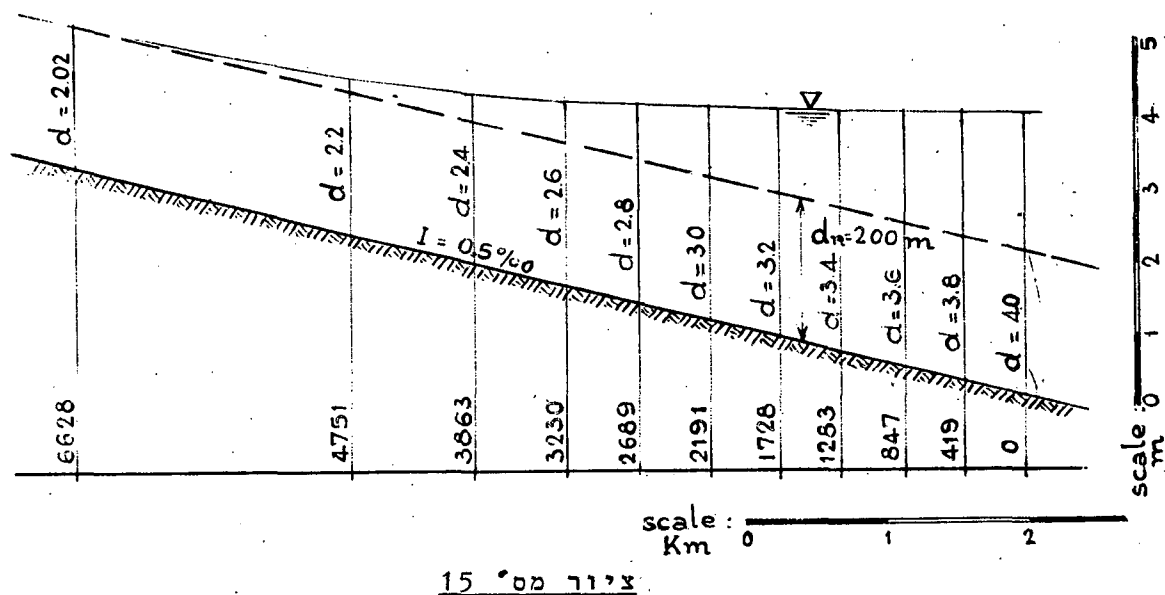
1-1

$\frac{\delta E}{I-7}$

| 14 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
|-------------------|-------------------|----------------------|------------------|------------|-------------------|---------------------------------|-------------------------|----------------|----------------------------------|------------|------------|--------------------------|------------|
| Σl
(m) | Δl
(m) | $I = \bar{J}$
(‰) | \bar{J}
(‰) | J
(‰) | ΔE
(m) | $E = d + \frac{v^2}{2g}$
(m) | $\frac{v^2}{2g}$
(m) | v
(m/sec) | $R^{2/3}$
(m ^{2/3}) | R
(m) | P
(m) | A
(m ²) | d
(m) |
| 0 | | | | 0.02 | | 4.005 | 0.005 | 0.32 | 1.645 | 2.11 | 20.89 | 44.00 | 4.0 |
| 419 | 419 | 0.475 | 0.025 | 0.03 | 0.199 | 3.806 | 0.006 | 0.35 | 1.598 | 2.02 | 19.99 | 40.30 | 3.8 |
| 847 | 428 | 0.465 | 0.035 | 0.04 | 0.199 | 3.607 | 0.007 | 0.38 | 1.545 | 1.92 | 19.10 | 36.70 | 3.6 |
| 1283 | 436 | 0.455 | 0.045 | 0.05 | 0.198 | 3.409 | 0.009 | 0.42 | 1.502 | 1.84 | 18.20 | 33.35 | 3.4 |
| 1728 | 445 | 0.445 | 0.055 | 0.06 | 0.198 | 3.211 | 0.011 | 0.46 | 1.447 | 1.74 | 17.34 | 30.08 | 3.2 |
| 2191 | 463 | 0.425 | 0.075 | 0.09 | 0.197 | 3.014 | 0.014 | 0.52 | 1.391 | 1.64 | 16.40 | 27.00 | 3.0 |
| 2689 | 498 | 0.395 | 0.105 | 0.12 | 0.197 | 2.817 | 0.017 | 0.58 | 1.339 | 1.55 | 15.55 | 24.01 | 2.8 |
| 3230 | 541 | 0.360 | 0.140 | 0.16 | 0.195 | 2.622 | 0.022 | 0.66 | 1.287 | 1.46 | 14.65 | 21.30 | 2.6 |
| 3863 | 633 | 0.305 | 0.195 | 0.23 | 0.193 | 2.429 | 0.029 | 0.75 | 1.233 | 1.37 | 13.65 | 18.70 | 2.4 |
| 4751 | 888 | 0.215 | 0.285 | 0.34 | 0.191 | 2.238 | 0.038 | 0.86 | 1.173 | 1.27 | 12.85 | 16.30 | 2.2 |
| 6628 | 1877 | 0.090 | 0.410 | 0.48 | 0.169 | 2.069 | 0.049 | 0.98 | 1.119 | 1.18 | 12.03 | 14.22 | 2.02 |

ציור מס' 15 מראה את הציר ההידרולי (עקום פני המים) כתוצאה

החישוב הטבלרי



דוגמת חישוב מס' 11:

באותה התעלה, שתוארה בדוגמת חישוב מס' 10, נופלים המים בחתך מסוים, ותוך כדי נפילתם עוברים את העמק הקריטי. יש לחשב את קו השפילה.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_{cr}^3}{B_{cr}} = \frac{14.00^2}{9.81} = 20.00$$

$$d_{cr} = 1.03 \text{ m}$$

| Σl
(m) | Δl
(m) | $1 - \bar{J}$
(‰) | \bar{J}
(‰) | J
(‰) | $\Delta \varepsilon$
(m) | $\varepsilon = d + \frac{v^2}{2g}$
(m) | $\frac{v^2}{2g}$
(m) | v
(m/sec) | $R^{2/3}$
(m ^{2/3}) | R
(m) | P
(m) | A
(m ²) | d
(m) |
|-------------------|-------------------|----------------------|------------------|------------|-----------------------------|---|-------------------------|----------------|----------------------------------|------------|------------|--------------------------|------------|
| 0 | | -0.25 | 7.4 | 0.04 | 1.40 | 0.37 | 2.68 | 0.781 | 0.69 | 7.60 | 5.21 | 1.03 | |
| | 7.6 | -5.25 | 5.75 | 0.04 | 2.26 | 0.47 | 3.03 | 1.01 | 1.12 | 11.22 | 18.32 | 1.775 | |
| 8 | | 0.03 | 14.1 | 0.11 | 1.44 | 0.24 | 2.16 | 0.847 | 0.78 | 8.36 | 6.48 | 1.20 | |
| | 41.5 | -2.65 | 3.15 | 0.11 | 2.39 | 0.25 | 2.54 | 1.12 | 1.12 | 11.22 | 24.13 | 2.138 | |
| 49 | | | 2.2 | | 1.55 | 0.15 | 1.72 | 0.918 | 0.88 | 9.26 | 8.12 | 1.40 | |
| | 120.0 | -1.25 | 1.75 | | -0.15 | | | | | | | | |
| 169 | | | 1.3 | | 1.70 | 0.10 | 1.41 | 0.987 | 0.98 | 10.15 | 9.92 | 1.60 | |
| | 310.0 | -0.55 | 1.05 | | -0.17 | | | | | | | | |
| 479 | | | 0.8 | | 1.87 | 0.07 | 1.18 | 1.046 | 1.07 | 11.05 | 11.88 | 1.80 | |
| | 1200.0 | -0.15 | 0.65 | | -0.18 | | | | | | | | |
| 1679 | | | 0.5 | | 2.05 | 0.05 | 1.00 | 1.110 | 1.17 | 11.94 | 14.00 | 2.00 | |

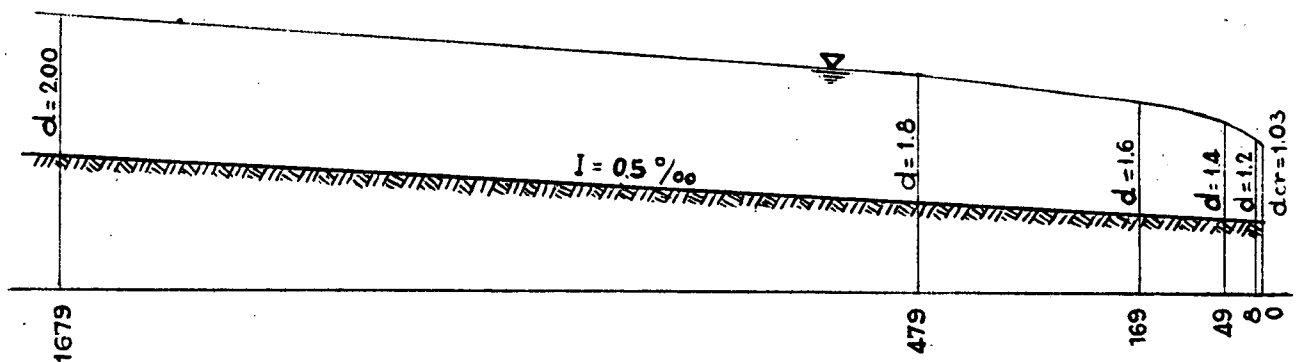
$Q^{4/3}$
1.176
1.444

ציור מס' 16 מראה את הציר ההידרולי כחוצאת

החשוב הטבלרי

$$OL = \frac{\Delta \varepsilon}{I - J} = \frac{-0.163}{-0.00421} = 42.14 \sim 42$$

$$\text{ק"כ: } \frac{1:10.000}{1:100}$$



ציור מס' 16

ב. השיטה המקורבת

בחישוב מקורב של קו ההערמות מניחים שהעקום הוא פרבולה רבועית, אשר הציר שלה מאונך, משיק אחד - זה שבנקודת ההערמות המקסימלית - הוא אפקי ומשיק אחר הוא בפני המים התקינים. לפיכך מבוסס כל החישוב על שקולים גיאומטריים בלבד.

$$(37) \quad h = \frac{l}{2} \alpha = \frac{l}{2} I$$

מרחק ההערמות:

$$(38) \quad l = \frac{2h}{I}$$

בכל חתך שהוא קיימים היחסים
הגיאומטריים:

$$h' = DF = DE + EF$$

$$EF = BK - GK = h - l'I$$

$$\frac{BC}{BM} = \frac{l'^2}{l^2}$$

$$BM = h; \quad BC = DE$$

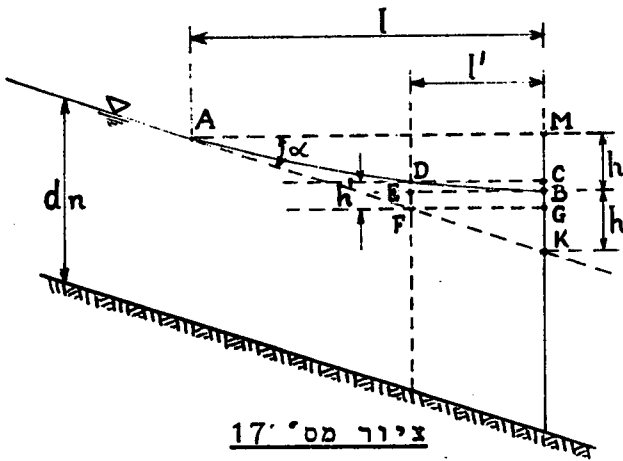
$$\frac{DE}{h} = \frac{l'^2}{l^2}$$

$$DE = h \frac{l'^2}{l^2} = \frac{h l'^2}{\left(\frac{2h}{I}\right)^2} = \frac{l'^2 I^2}{4h}$$

$$(39) \quad h' = \frac{l'^2 I^2}{4h} + h - l'I$$

דוגמת חישוב מס' 12:

בדוגמה זו נבחן את אותה התעלה, לגביה חושב הציר ההידרולי בדוגמת חישוב מס' 10, עם אותה ההערמות התחילית, אלא בשיטה המקורבת במקום השיטה המלאה. לשם נוחיות ההשוואה נחשב את עומק המים באותם המרחקים מהסף, אשר נתקבלו בדוגמה מס' 10.



| d | h' | $\frac{(l'I)^2}{4h}$ | $(l'I)^2$ | l'I | h | l' |
|------|------|----------------------|-----------|-------|------|------|
| 4.00 | 2.00 | 0 | 0 | 0 | 2.00 | 0 |
| 3.80 | 1.80 | 0.005 | 0.04 | 0.21 | 2.00 | 419 |
| 3.60 | 1.60 | 0.022 | 0.18 | 0.42 | 2.00 | 847 |
| 3.41 | 1.41 | 0.052 | 0.41 | 0.64 | 2.00 | 1283 |
| 3.23 | 1.23 | 0.092 | 0.74 | 0.86 | 2.00 | 1728 |
| 3.05 | 1.05 | 0.150 | 1.21 | 1.10 | 2.00 | 2191 |
| 2.89 | 0.89 | 0.225 | 1.80 | 1.34 | 2.00 | 2689 |
| 2.71 | 0.71 | 0.327 | 2.61 | 1.615 | 2.00 | 3230 |
| 2.54 | 0.54 | 0.467 | 3.73 | 1.93 | 2.00 | 3863 |
| 2.32 | 0.32 | 0.700 | 5.63 | 2.375 | 2.00 | 4751 |
| 2.06 | 0.06 | 1.373 | 10.98 | 3.31 | 2.00 | 6628 |

אם נשוה את תוצאות חישוב זה עם אלו בדוגמת חישוב מס' 10, ואם נציין את העמקים שנחקבלו בדוגמה מס' 10 ב- d_1 ואת העמקים בדוגמה מס' 12 ב- d_2 ונבטא את הסטיה בין שתי התוצאות:

$$\Delta = 100 \frac{d_1 - d_2}{d_1}$$

מתקבלת הסטיה המקסימלית בין שני החישובים 5.8% בלבד.

ג. שיטת החישוב לפי רילמן (Rühlmann)

שיטה זו נחנת לפתרון באמצעות דיאגרמות או טבלאות. השיטה הטבלרית נוחה יותר לשימוש ולכן היא בלבד ניתנת במדריך זה.

השיטה נכונה באותם המקרים, בהם צורת חתך התעלה פחות או יותר קבועה ואין הבדל ניכר בין רוחב פני המים במצב הערמות לבין המצב חתקין. כלומר היא נכונה בעיקר בתעלות או נחלים רחבים.

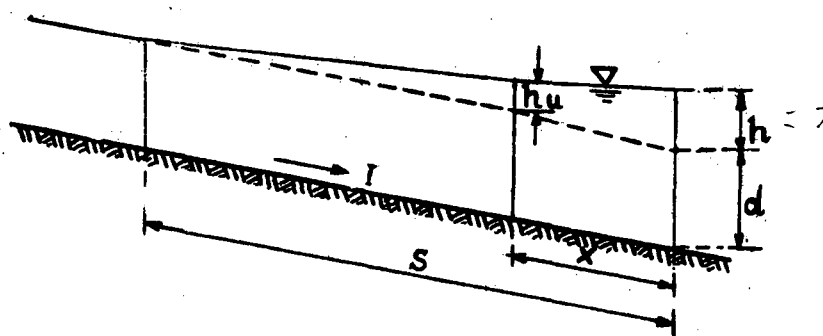
נוסחת רילמן:

$$(40) \quad \frac{1}{d} x = f\left(\frac{h}{d}\right) - f\left(\frac{h_u}{d}\right)$$

$$(41) \quad x = \frac{d}{1} \left[f\left(\frac{h}{d}\right) - f\left(\frac{h_u}{d}\right) \right]$$

כאשר $h_u = 0$ (סוף ההערכות), אפשר לכתוב,

$$(42) \quad S = \frac{d}{1} f\left(\frac{h}{d}\right)$$



ציור מס' 18

טבלה מס' 8: חישוב ציר הידרולי לפי רילמן

| $\frac{h_u}{d}$ | $f(\frac{h_u}{d})$ | $\frac{h_u}{d}$ | $f(\frac{h_u}{d})$ | $\frac{h_u}{d}$ | $f(\frac{h_u}{d})$ | $\frac{h_u}{d}$ | $f(\frac{h_u}{d})$ |
|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| 0.010 | 0.0067 | 0.240 | 1.2254 | 0.54 | 1.7170 | 1.50 | 2.8337 |
| 0.015 | 0.1452 | 0.250 | 1.2461 | 0.56 | 1.7444 | 1.60 | 2.9401 |
| 0.020 | 0.2444 | 0.260 | 1.2664 | 0.58 | 1.7714 | 1.70 | 3.0458 |
| 0.025 | 0.3222 | 0.270 | 1.2861 | 0.60 | 1.7980 | 1.80 | 3.1508 |
| 0.030 | 0.3863 | 0.280 | 1.3054 | 0.62 | 1.8243 | 1.90 | 3.2553 |
| 0.035 | 0.4411 | 0.290 | 1.3243 | 0.64 | 1.8503 | 2.00 | 3.3594 |
| 0.040 | 0.4889 | 0.300 | 1.3428 | 0.66 | 1.8759 | 2.10 | 3.4631 |
| 0.045 | 0.5316 | 0.310 | 1.3610 | 0.68 | 1.9014 | 2.20 | 3.5664 |
| 0.050 | 0.5701 | 0.320 | 1.3789 | 0.70 | 1.9266 | 2.30 | 3.6694 |
| 0.055 | 0.6053 | 0.330 | 1.3964 | 0.72 | 1.9517 | 2.40 | 3.7720 |
| 0.060 | 0.6376 | 0.340 | 1.4136 | 0.74 | 1.9765 | 2.50 | 3.8745 |
| 0.070 | 0.6958 | 0.350 | 1.4306 | 0.76 | 2.0010 | 2.60 | 3.9768 |
| 0.080 | 0.7482 | 0.360 | 1.4473 | 0.78 | 2.0254 | 2.70 | 4.0789 |
| 0.090 | 0.7933 | 0.370 | 1.4638 | 0.80 | 2.0495 | 2.80 | 4.1808 |
| 0.100 | 0.8353 | 0.380 | 1.4801 | 0.82 | 2.0735 | 2.90 | 4.2826 |
| 0.110 | 0.8739 | 0.390 | 1.4962 | 0.84 | 2.0975 | 3.00 | 4.3843 |
| 0.120 | 0.9098 | 0.400 | 1.5119 | 0.86 | 2.1213 | 3.50 | 4.8914 |
| 0.130 | 0.9434 | 0.410 | 1.5275 | 0.88 | 2.1449 | 4.00 | 5.3958 |
| 0.140 | 0.9751 | 0.420 | 1.5430 | 0.90 | 2.1683 | 4.50 | 5.8993 |
| 0.150 | 1.0051 | 0.430 | 1.5583 | 0.92 | 2.1916 | 5.00 | 6.4019 |
| 0.160 | 1.0335 | 0.440 | 1.5734 | 0.94 | 2.2148 | 6.00 | 7.4056 |
| 0.170 | 1.0608 | 0.450 | 1.5884 | 0.96 | 2.2380 | 8.00 | 9.4097 |
| 0.180 | 1.0869 | 0.460 | 1.6032 | 0.98 | 2.2611 | 10.00 | 11.4117 |
| 0.190 | 1.1119 | 0.470 | 1.6179 | 1.00 | 2.2839 | 15.00 | 16.4139 |
| 0.200 | 1.1361 | 0.480 | 1.6324 | 1.10 | 2.3971 | 20.00 | 21.4147 |
| 0.210 | 1.1595 | 0.490 | 1.6468 | 1.20 | 2.5075 | 30.00 | 31.4153 |
| 0.220 | 1.1821 | 0.500 | 1.6611 | 1.30 | 2.6179 | 50.00 | 51.4157 |
| 0.230 | 1.2040 | 0.520 | 1.6893 | 1.40 | 2.7264 | 100.00 | 101.4158 |

הערה: הערך $f(\frac{h}{d})$ נמצא באותה טבלה, כאשר $\frac{h_u}{d} = \frac{h}{d}$

דוגמת חישוב מס' 13:

נש

נתונים: כמו בדוגמת חישוב מס' 10, עמוד 42 :

$$Q = 14.0 \frac{m^3}{sec} \quad \text{ספיקה}$$

$$I = 0.5\% \quad \text{שפוע אורכי}$$

$$h = 2.00 m \quad \text{הערמות תחילית}$$

$$d_n = 2.00 m \quad \text{עומק חקין}$$

שאלה מס' 1: באיזה מרחק מהסף תהיה ההערמות ? $h_u = 1.0 m$

$$\frac{h}{d} = \frac{2.00}{2.00} = 1.0 \quad ; \quad \frac{h_u}{d} = \frac{1.0}{2.0} = 0.5$$

$$f\left(\frac{h}{d}\right) = 2.2839 \quad ; \quad f\left(\frac{h_u}{d}\right) = 1.6611$$

$$X = \frac{2.00}{0.0005} (2.2839 - 1.6611) = 2491.2 m$$

שאלה מס' 2: באיזה מרחק תהיה ההערמות 1% של העמק החקין ?
(אפשר לומר שבאפן מעשי זהו סוף ההערמות).

$$h_u = 0.01 \times 2.00 = 0.02 m$$

$$\frac{h_u}{d} = \frac{0.02}{2.00} = 0.01$$

$$f\left(\frac{h_u}{d}\right) = 0.0067$$

$$S = \frac{2.00}{0.0005} (2.2839 - 0.0067) = 9108.8 m$$

שאלה מס' 3: מה תהיה ההערמות במרחק של 3230 m במעלה הסף ?

$$X = 3230 = \frac{2.00}{0.0005} \left[2.2839 - f\left(\frac{h_u}{d}\right) \right]$$

$$f\left(\frac{h_u}{d}\right) = 1.4764$$

$$\frac{h_u}{d} = 0.38$$

$$h_u = 0.38 \times 2.00 = 0.76 m$$

שאלה מס' 4: על התעלה הנתונה בונים במקום מסוים גשר. במרחק של 1000 מ' במעלה הגשר יש מד-מפלסים מדויק. במקום זה מדדו הערמות מכסימלית של 30 ס"מ. מה היתה ההערמות ליד הגשר? נציין את מקום הגשר בסימן "1" ואת מקום מד-המפלס בסימן "2".

$$\frac{h_2}{d} = \frac{0.30}{2.00} = 0.15 \quad ; \quad f\left(\frac{h_2}{d}\right) = 1.0051$$

$$1000 = \frac{2.00}{0.0005} \left[f\left(\frac{h_1}{d}\right) - 1.0051 \right]$$

$$f\left(\frac{h_1}{d}\right) = 1.2551$$

$$\frac{h_1}{d} = 0.255$$

$$h_1 = 2.00 \times 0.255 = 0.51 \text{ m}$$

ד. שיטת חישוב לעקומי שפילה, לפי טולקמיט (Tolkmitt)

השיטה דומה לשיטת רילמן רק המספרים שונים. היא נכונה לתעלות מלבניות ותעלות פרבוליות בלבד.
הנוסחה בסיסית:

$$(43) \quad X = \frac{d_n}{l} \left\{ \mu [f(y) - f(y_0)] - (y - y_0) \right\}$$

בנוסחה זאת:

d_n - העמק התקין.

d_0 - העמק בקצה השפילה.

l - שיפוע קרקעית התעלה.

y - היחס בין העמק בחתך מסוים לבין העמק התקין. $\frac{d}{d_n}$

y_0 - היחס בין העמק בקצה השפילה לבין העמק התקין. $\frac{d_0}{d_n}$

$$1 - \left(\frac{d_w}{d_n}\right)^3 = \mu \quad \text{עבור תעלות מלבניות}$$

$$1 - \left(\frac{d_w}{d_n}\right)^4 = \mu \quad \text{עבור תעלות פרבוליות}$$

$$d_w = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad \text{לתעלה מלבנית}$$

$$d_w = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{T_g^2 g}} \quad \text{לתעלה פרבולית}$$

כאשר $T =$ רוחב פני המים

טבלה מס' 9: חישוב עקום השפילה לפי טולקמיט

| y | $f(y)$
לחתך מלבני | $f(y)$
לחתך פרבולי |
|-------|----------------------|-----------------------|
| 0.995 | 2.452 | 1.889 |
| 0.990 | 2.319 | 1.714 |
| 0.980 | 2.085 | 1.536 |
| 0.970 | 1.946 | 1.431 |
| 0.960 | 1.847 | 1.355 |
| 0.950 | 1.769 | 1.296 |
| 0.940 | 1.705 | 1.246 |
| 0.930 | 1.650 | 1.204 |
| 0.920 | 1.602 | 1.166 |
| 0.910 | 1.559 | 1.133 |
| 0.900 | 1.521 | 1.103 |
| 0.850 | 1.367 | 0.980 |
| 0.800 | 1.253 | 0.887 |
| 0.750 | 1.159 | 0.808 |
| 0.700 | 1.078 | 0.739 |
| 0.650 | 1.006 | 0.676 |
| 0.600 | 0.939 | 0.617 |
| 0.500 | 0.819 | 0.506 |
| 0.400 | 0.789 | 0.402 |

דוגמת חישוב מס' 14:

נחונים: תעלה מלבנית, $d_n = 1.8 \text{ m}$; $Q = 7.00 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$; $I = 1.2\%$; $b = 2.50 \text{ m}$,
עקב הוצאת חלק מהספיקה בנקודה מסוימת, נוצרה שפילה, והעומק
המוקטן בנקודה זו $d_o = 1.2 \text{ m}$.

שאלה 1: מה אורך עקום השפילה עד למקום, בו $d = 0.99 d_n$?

$$d_n = 1.80 \quad ; \quad I = 0.0012$$

$$y = \frac{d}{d_n} = 0.99$$

$$f(y) = 2.319$$

$$y_o = \frac{d_o}{d_n} = \frac{1.20}{1.80} = 0.667$$

$$f(y_o) = 1.030$$

$$d_{cr} = \sqrt[3]{\frac{7.00^2}{2.5^2 \times 9.81}} = 0.93 \text{ m}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{d_{cr}}{d_n}\right)^3 = 1 - \left(\frac{0.93}{1.80}\right)^3 = 0.8635$$

$$X = \frac{1.80}{0.0012} \left\{ 0.8635 [2.319 - 1.030] - (0.99 - 0.667) \right\} = 1185 \text{ m}$$

שאלה 2: באיזה מרחק מאותה נקודה יהיה עמק המים 1.55 מ'?

$$d = 1.55$$

$$y = \frac{d}{d_n} = \frac{1.55}{1.80} = 0.86$$

$$f(y) = 1.397$$

$$X = \frac{1.80}{0.0012} \left\{ 0.8635 (1.397 - 1.03) - (0.860 - 0.667) \right\} = 186.0 \text{ m}$$

שאלה 3: מה יהיה עמק המים במרחק של 500 m במעלה הנקודה הקובעת ?
במקרה זה יש לעבוד בקרובים, כי בנוסחה יש שני נעלמים: $f(y)$; y

$$x \frac{1}{d_n} + \mu f(y_0) - y_0 = \mu f(y) - y$$

$$500 \frac{0.0012}{1.8} + 0.8635 \times 1.030 - 0.667 = 0.8635 f(y) - y$$

$$0.552 = 0.8635 f(y) - y$$

$$d = 1.70 \text{ m}$$

התקרבות ראשונה: מניחים:

$$y = \frac{1.70}{1.80} = 0.944$$

$$f(y) = 1.7306$$

$$0.8635 f(y) - y = 0.550$$

ההנחה היתה מתקבלת על הדעת. אם ההנחה הראשונה לא היתה נכונה, מניחים עמק אחר, וחוזרים על החישוב.

שאלה 4: יש לחשב את עקום השפילה בכל ארכו בצורה טבלרית:

| $X_{(m)}$ | $y - y_0$ | $f(y) - f(y_0)$ | μ | $\frac{d_n}{I}$ | $f(y)$ | y | $d_{(m)}$ |
|-----------|-----------|-----------------|--------|-----------------|--------|-------|-----------|
| 0 | 0 | 0 | | | 1.030 | 0.667 | 1.20 |
| 12 | 0.033 | 0.048 | | | 1.078 | 0.700 | 1.26 |
| 88 | 0.133 | 0.223 | 0.8635 | 1500 | 1.253 | 0.800 | 1.44 |
| 286 | 0.233 | 0.491 | | | 1.521 | 0.900 | 1.62 |
| 532 | 0.283 | 0.739 | | | 1.769 | 0.950 | 1.71 |
| 1185 | 0.323 | 1.289 | | | 2.319 | 0.990 | 1.78 |

1.2.6 קביעת הציר ההידרולי לספיקות שונות ולרומים תחיליים שונים

בפרק 1.2.5 נתנו שיטות לחישוב הציר ההידרולי (עקום פני המים) כאשר הספיקה קבועה וכאשר הרום התחילי של פני המים (מוגבה או מונמך) נתון מראש. לעתים קרובות קיימת הדרישה לקביעת הציר ההידרולי לספיקות שונות (אף כי לפרק זמן החישוב הספיקה נחשבת קבועה) ולרומים תחיליים שונים.

כדוגמה ניתנים שני מקרים:

(א) לתוך אפיק ראשי נשפך נחל צדדי (או תעלה צדדית). באפיק הראשי משתנית מדי פעם הספיקה וע"י כך משתנה רוֹם פני המים בנקודת המפגש של שני האפיקים. גם באפיק הצדדי יכולות לעבר ספיקות שונות. כאשר עומדים להסדיר את הנחל הצדדי, יש לדעת מה יהיה בו הציר ההידרולי עקב שנוי כפול זה: רומים שונים בנקודת המפגש וספיקות שונות באפיק הצדדי.

(ב) בנחל בונים סכר למניעת שטפונות. בספיקות שונות של הנחל יהיה רוֹם הגלישה מעל לסכר שונה. יש לדעת את הציר ההידרולי למקרים רבים אלה.

אם קיים הצרך להכיר את הציר ההידרולי ל-5 רומים תחיליים ול-5 ספיקות שונות, היה צורך לעבד 25 חישובים של הציר ההידרולי.

על מנת למנע את העבודה הרבה הזאת, עובדו שיטות לקצור הדרך, והן ניתנות בפרק זה.

קיימים כמה יחסים אשר תאורם הגרפי מקל על מהלך החישובים:

- א. היחס בין רוֹם פני המים לבין העומד המהירותי (עיין ציור מס' 19).
- ב. היחס בין רוֹם פני המים לבין הגרדיאנט ההידרולי (עיין ציור מס' 20).

נרשם מחדש את יחסי היסוד:

$$(44) \quad v = \frac{Q}{A} \quad ; \quad \frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2} = f_1(Q^2)$$

$$(45) \quad J = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} = f_2(Q^2)$$

אם הספיקה משתנית בעוד שהחתך נשאר קבוע, אפשר לכתוב:

$$(46) \quad \frac{v_1^2}{2g} ; \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2$$

$$(47) \quad J_1 : J_2 = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2$$

מיחסים אלה נובע שאם מעלים את עקום השתנות העומד המהירות כפונקציה של רום פני המים לגבי ספיקה אחת, אפשר ע"י הזזה מקבילה לקבל את העקום לכל ספיקה אחרת (ציור מס' 19). אותו הדין לגבי הגרדיאנט ההידרולי (ציור מס' 20).

דוגמת חישוב מס' 15:

נקח את אותה תעלה שחושבה בדוגמת חישוב מס' 10 (עמוד 42) ואת הציר ההידרולי אשר חושב להערמות תחילית של 2.00 m, עבור ספיקה של $Q = 14.0 \text{ m}^3/\text{sec}$.

נניח שרום קרקעות התעלה ליד הסף, הוא 100,00 +.

כל המספרים בטבלה הבאה הועתקו מטבלת החישוב של אותה דוגמה.

| Q
(m ³ /sec) | J ‰ | $\frac{v^2}{2g}$
(m) | רום פני
המים
(m) | d
(m) | רום
הקרקעית
(m) | המרחק
מהסף
(m) |
|----------------------------|------|-------------------------|------------------------|----------|-----------------------|----------------------|
| 14.00 | 0.02 | 0.005 | + 104.00 | 4.00 | + 100.00 | 0 |
| | 0.03 | 0.006 | + 104.01 | 3.80 | + 100.21 | 419 |
| | 0.04 | 0.007 | + 104.02 | 3.60 | + 100.42 | 847 |
| | 0.05 | 0.009 | + 104.04 | 3.40 | + 100.64 | 1283 |
| | 0.06 | 0.011 | + 104.06 | 3.20 | + 100.86 | 1728 |
| | 0.09 | 0.014 | + 104.10 | 3.00 | + 101.10 | 2191 |
| | 0.12 | 0.017 | + 104.14 | 2.80 | + 101.34 | 2689 |
| | 0.16 | 0.022 | + 104.21 | 2.60 | + 101.61 | 3230 |
| | 0.23 | 0.029 | + 104.33 | 2.40 | + 101.93 | 3863 |
| | 0.34 | 0.038 | + 104.58 | 2.20 | + 102.38 | 4751 |
| | 0.48 | 0.049 | + 105.33 | 2.02 | + 103.31 | 6628 |

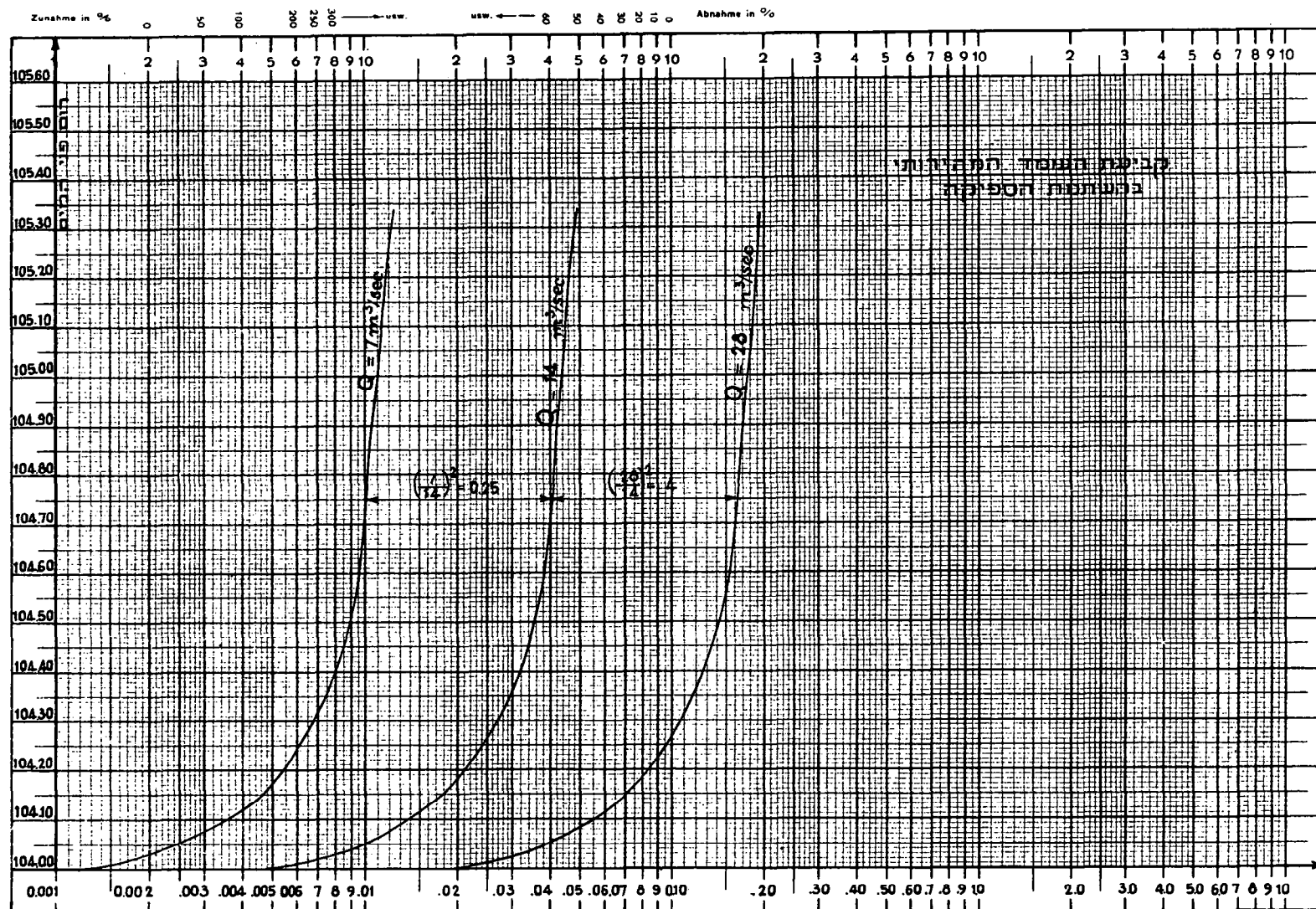
בציור מס' 19 העלינו תחילה את עקום השתנות העומד המהירות כפונקציה של רום פני המים, עבור הספיקה המחושבת: $Q=14.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

עבור $Q=7.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ יש להזיז שמאלה את העקום, כך שכל אבסיסה תהיה ביחס של $\left(\frac{7.0}{14.0}\right)^2 = 0.25$ לאבסיסה הקודמת.

עבור $Q=28.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ הוזנו את העקום ימינה ביחס של $\left(\frac{28}{14}\right)^2 = 4$.

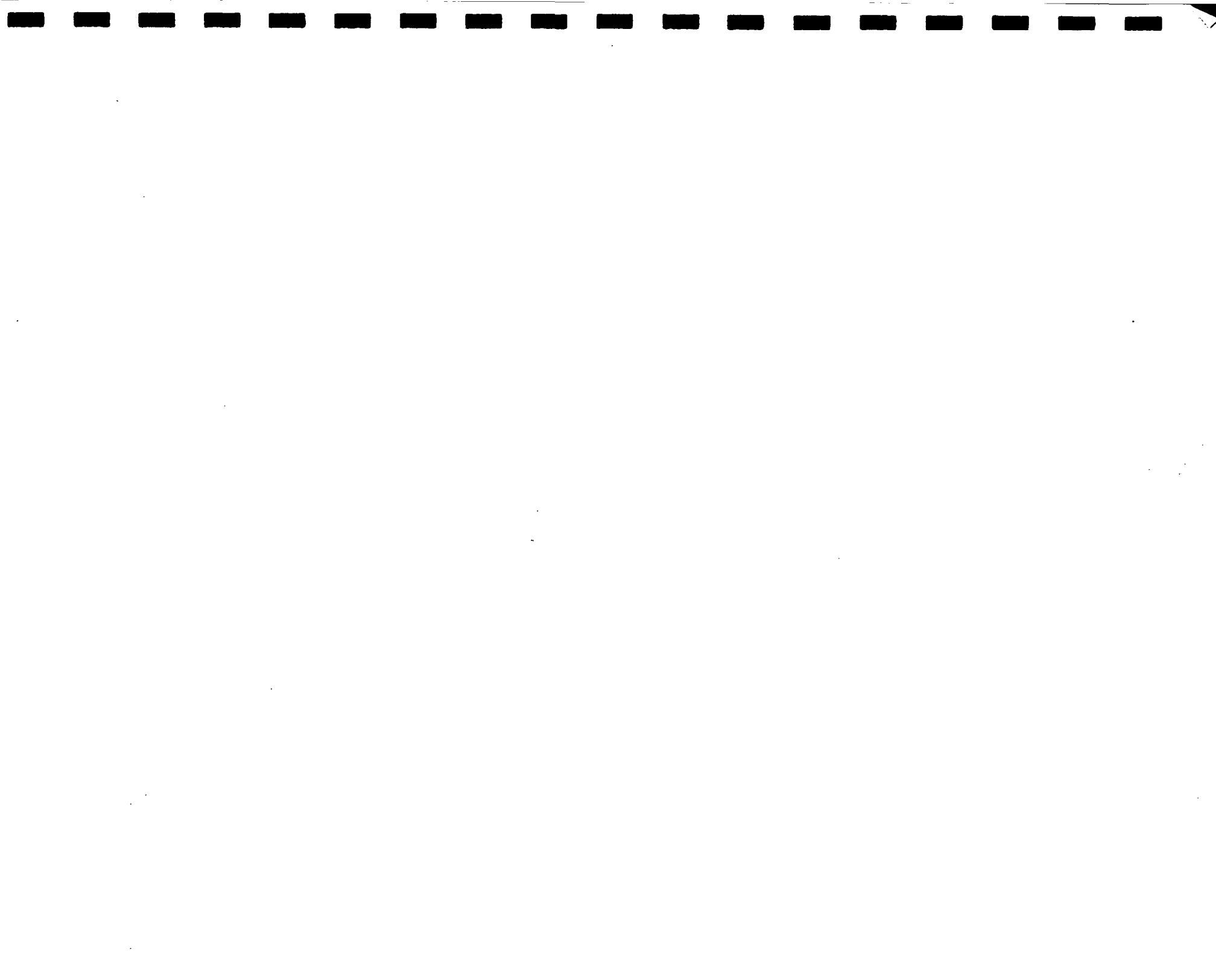
השימוש בנייר לוגריטמי מאפשר בנקל לבצע את הפעולה הזאת. אותו הדין לגבי הגרדיאנט ההידרולי (ציור מס' 20).

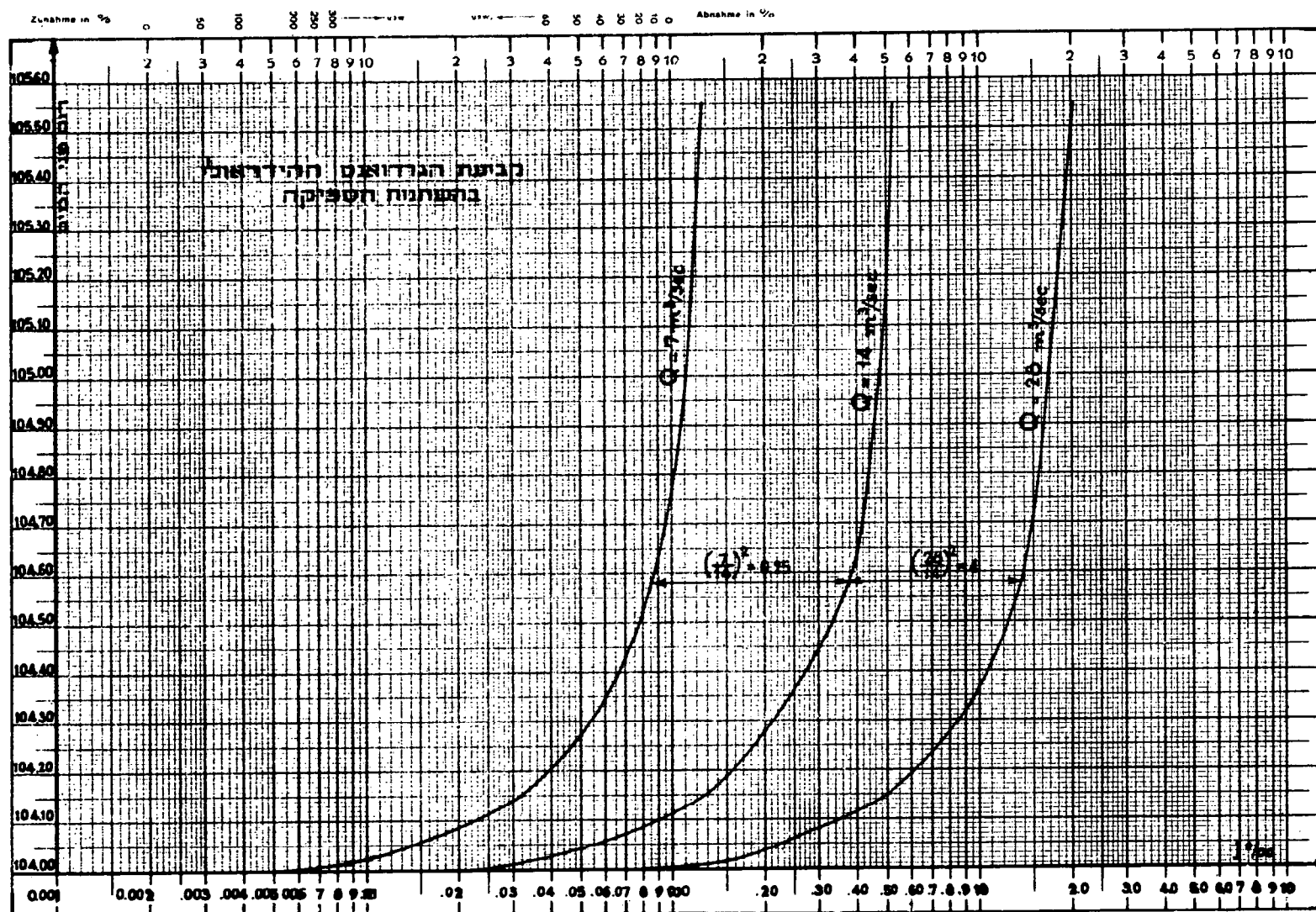
השיטה הגרפית של ליץ' (Leach) מאפשרת חישוב של צירים הידרוליים, כאשר הספיקה קבועה בעוד הרום התחילי נמצא במצבים שונים. שיטה זו אמנם מחייבת את הכנת הציר ההידרולי ל-3-4 רומים תחיליים, אך לאתר מכן אפשר לעשות אינטרפולציה נוחה ונכונה לרומי-ביניים. גדיים את מהלך החישוב ע"י דוגמה.



עומד מהירות $v_{1/2}$

צ'ור מס' 19





פיוור מס' 20



דוגמת חישוב מס' 16:

באפיק רחב זורמת ספיקה $Q = 50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$. שיפוע האפיק יהעומק
החקין: $I = 2\%$; $d_n = 1.0 \text{ m}$. בנסודה מסוימת של האפיק בנו סכר נפתח שבעזרתו
אפשר להערים את פני המים עד כדי שני מטרים. רום קרקעית האפיק ליד הסכר
+ 100.00. רום פני המים יכול להיות בכל מצב, בין + 101.00 לבין + 103.00.
לצורך הוצאת מים מהאפיק לתעלות השקיה, יש לדעת את עקום ההסרמות לכל מיני
מצבי ביניים של הרום התחילי.

מהלך ראשון: מכינים את עקום ההסרמות ל-3 מצבים:

א. כאשר הרום התחילי + 101.00 (הסכר פתוח לגמרי).

ב. כאשר הרום התחילי + 102.00

ג. כאשר הרום התחילי + 103.00

החישוב נעשה לפי שיטת רילמן, וכאן נראה רק את התוצאות. ציור מס' 21
מראה את שלשת הצירים ההידרוליים המחושבים.

מפלס פני המים:

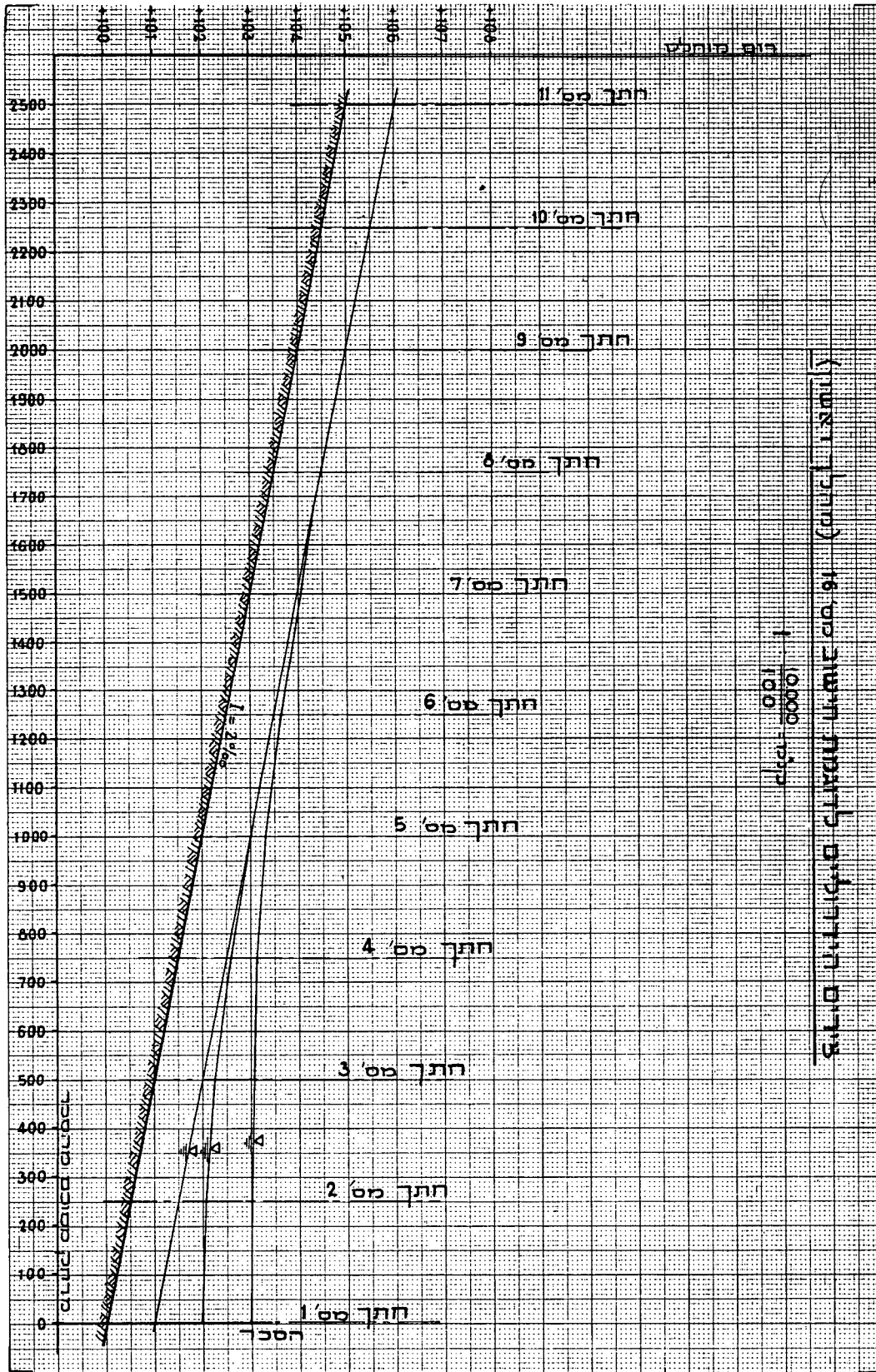
| כאשר העומק התחילי | | | בחתך מס' |
|-------------------|--------|--------|----------|
| 3.00 m | 2.00 m | 1.00 m | |
| 103.00 | 102.00 | 101.00 | 1 |
| 103.02 | 102.09 | 101.50 | 2 |
| 103.06 | 102.27 | 102.00 | 3 |
| 103.14 | 102.59 | 102.50 | 4 |
| 103.31 | 103.02 | 103.00 | 5 |
| 103.61 | 103.50 | 103.50 | 6 |
| 104.03 | 104.00 | 104.00 | 7 |
| 104.50 | 104.50 | 104.50 | 8 |
| 105.00 | 105.00 | 105.00 | 9 |
| 105.50 | 105.50 | 105.50 | 10 |
| 106.00 | 106.00 | 106.00 | 11 |

על מנת ליצור את הדיאגרמה, המהווה את הקשר בין הרום בהתחלת כל קטע
ובסופו, נרשום את הקשרים הבאים, לאור הטבלה הקודמת:

| רום פני המים | | ה ק ט ע |
|--------------|-------------|---------|
| בסוף הקטע | בהתחלת הקטע | |
| 101.50 | 101.00 | 1 - 2 |
| 102.09 | 102.00 | |
| 103.03 | 103.00 | |
| 102.00 | 101.50 | 2 - 3 |
| 102.27 | 102.09 | |
| 103.06 | 103.02 | |
| 102.50 | 102.00 | 3 - 4 |
| 102.59 | 102.27 | |
| 103.14 | 103.06 | |
| 103.00 | 102.50 | 4 - 5 |
| 103.02 | 102.59 | |
| 103.31 | 103.14 | |
| 103.50 | 103.00 | 5 - 6 |
| 103.50 | 103.02 | |
| 103.61 | 103.31 | |
| 104.00 | 103.50 | 6 - 7 |
| 104.00 | 103.50 | |
| 104.03 | 103.61 | |
| 104.50 | 104.00 | 7 - 8 |
| 104.50 | 104.00 | |
| 104.50 | 104.03 | |

מחתך 8 והלאה, פני המים זהים עם פני המים
התקינים.

מהלך שני: כעת יש להעלות דיאגרמה של כל קטע, כאשר האבסיסה מראה את
רום פני המים בחתכים הבלתי זוגיים של כל קטע והאורדינטה
את רום פני המים בחתך הזוגי של אותו קטע (עיין ציור מס'
22).

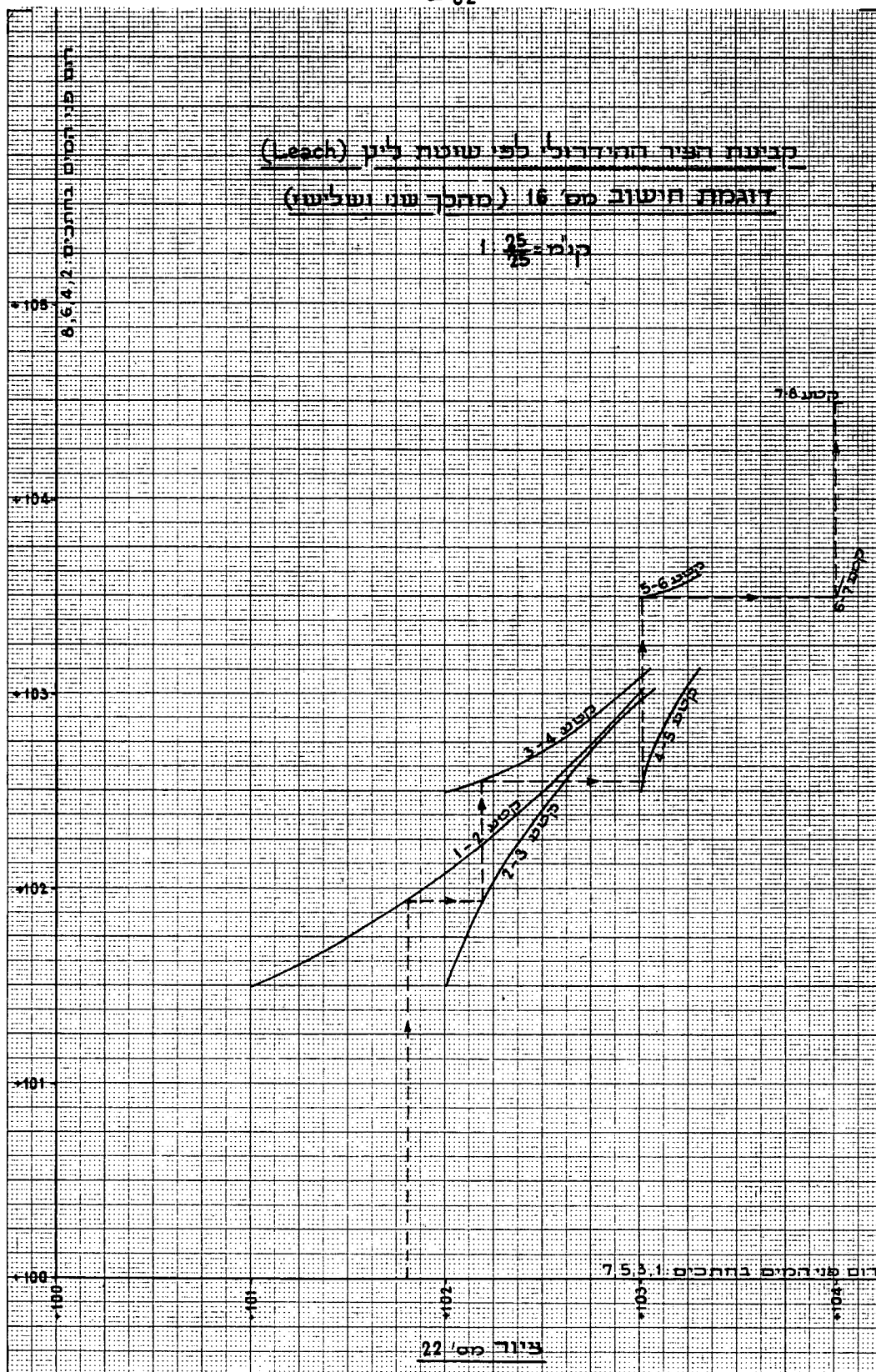


ציר 21' מס'

ציר 10' מס' (מחיר זאטון)

דוגמת חישוב מס' 16 (מסך שני ושלישי)

1. $\frac{25}{25} = 1$ קומ



10/07/18

0.00005

5.6

מהלך שלישי: אם ברצוננו לדעת, מה יהיה רום פני המים בכל אחד מהחתכים, כאשר העומק ההתחלתי (בחתך מס' 1) למשל 1.80 מטר, עלינו לשרטט את הקו הזיק-זקי, המסומן בשרטוט מס' 22.

למקרה כאשר גם העומק התחילי וגם הספיקה משתנים, קיימות כמה שיטות גרפיות. כאן נתנת השיטה לפי אסקופיא (Escoffier). שיטה נוחה ומהירה ויש להמליץ עליה. יתרונה הנוסף שאפשר להשתמש בה גם בחתכים לא פריזמטיים, כגון נחלים טבעיים. חסרונה היחיד, שהיא מזניחה את העומד המהירותי, כלומר מניחה כי $J = i$, וז"א שיפוע פני המים שווה לגרדיאנט ההידרולי. במהירות קטנות, הרגילות בתעלות נקוז או בנחלים טבעיים, הזנחה זו גורמת לשגיאה קטנה בלבד.

$$J = \frac{H}{L} \quad \text{לפי הזנחה זו:}$$

H - ההבדל בין מפלס המים בתחילת קטע מסוים לבין זה בסוף הקטע.
 L - אורך הקטע הנבדק.

נוסחת מנינג מחקבלת איפוא:

$$(48) \quad Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \left(\frac{H}{L} \right)^{3/2}$$

$$(49) \quad H = L \left(\frac{Q n}{A R^{2/3}} \right)^{2/3}$$

אם עוד נכניס את הסימן:

$$(50) \quad P = \left(\frac{n}{A R^{2/3}} \right)^2$$

נקבל:

$$(51) \quad H = P L Q^2$$



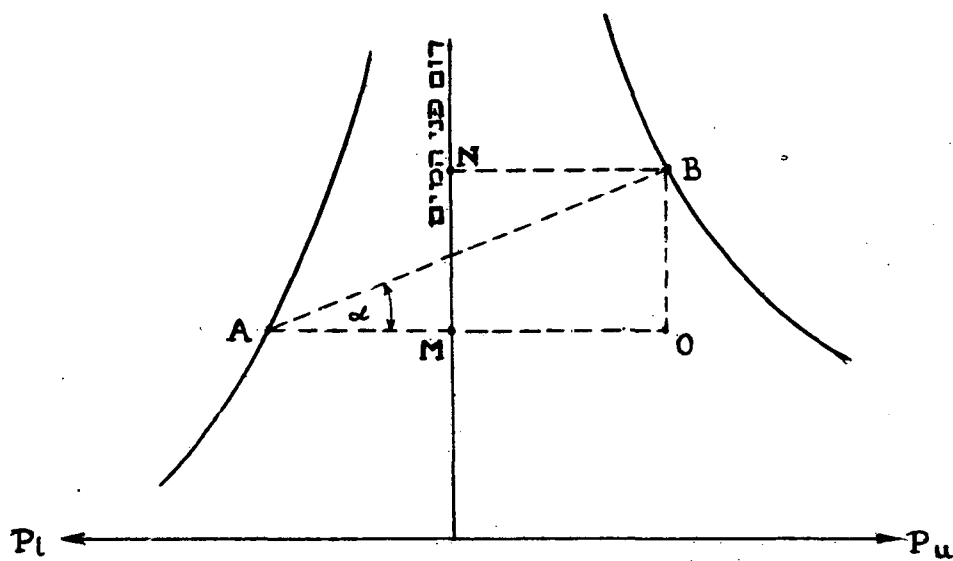
נציין עוד: $P_l = P$ הערך P בקצה התחתון של הקטע,
 $P_u = P$ הערך P בקצה העליון של הקטע,
 ונכניס בנוסחה (51) את הערך הממוצע:

$$(52) \quad H = \frac{P_l + P_u}{2} LQ^2$$

או בצורה אחרת:

$$(53) \quad \frac{LQ^2}{2} = \frac{H}{P_l + P_u}$$

נעלה כעת בדיאגרמה את P_l ואת P_u כפונקציה של רום פני המים,
 כך שבצד שמאל של ציר קואורדינטה נעלה את כל הערכים שבקצה התחתון
 של הקטע ובצד ימין את אלה של הקצה העליון (עיין ציור מס' 23).



ציור מס' 23

יש לציין שעקב שפוע קרקעית התעלה, לאותו רום פני המים שייך בקצה
 העליון של הקטע עומק קטן יותר מאשר בקצה התחתון. משום כך לאותו רום
 שייך P_l קטן יותר ו- P_u גדול יותר.

בציור האורך $P_l = MA$ ברום המתאים לפני המים בקצה התחתון
 $P_u = NB$ ברום המתאים לפני המים בקצה העליון
 $H = MN = BO$ הבדל הרומים בין שני הקצוות של הקטע.
 אם משרטטים את הקו AB כך ששפועו יהיה $\frac{LQ^2}{2}$, אז מתקבל:

$$\frac{MN}{AM+NB} = \frac{LQ^2}{2} = \frac{H}{P_l + P_u}$$

השאלה עוד, כיצד לשרטט קו ששפועו יהיה $\frac{LQ^2}{2}$. לצורך זה עלינו לבדוק את המימדים של כל הבטויים.

המימד של n'' בנוסחת מנינג, הוא sec/m^3

המימד של A בנוסחת מנינג, הוא m^2

המימד של R בנוסחת מנינג, הוא m

לפי זה, המימד של P' = sec^2/m^6

המימד של $\frac{H}{P_l + P_u}$ m^7/sec^2

המימד של $\frac{LQ^2}{2}$ m^7/sec^2

רואים, אם כן, שהמימדים בשני צדי המשוואה מס' (53) זהים.

אם נקח את אורך הקטע $L = 100 \text{ m}$; והספיקה $Q = 5 \text{ m}^3/\text{sec}$, הרי דרוש כי

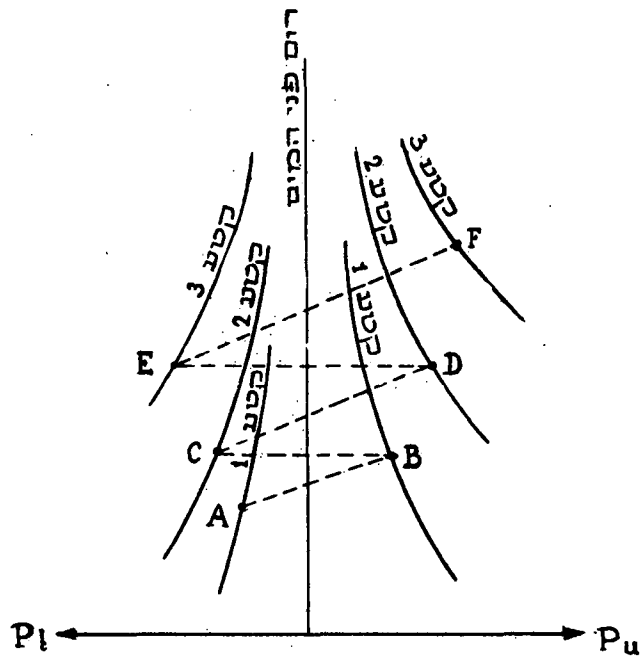
$$\frac{BO}{AM+MO} = \frac{H}{P_l + P_u} = \frac{100 \cdot 5^2}{2} = 1250 = \tan \alpha$$

כלומר $BO = 1250$ יחידות של הרומים

$AO =$ יחידה של ערכי P

באופן גיאומטרי כמובן לא מתקבלת זווית α כי היחידות שונות ל- H ול- P

הקצה העליון של כל קטע זהה עם הקצה התחתון של הקטע הבא. אפשר, אם כן, את הרום שנחבל בתור רום של קטע עליון, להעביר ע"י קו אופקי לעקום הקצה התחתון של הקטע הבא (עיין ציור 24).



ציור מס' 24

דוגמת חישוב מס' 17: (עיין ציור 25)

לשם פשטות הדוגמה נקח תעלה מלבנית, אשר רוחב קרקעיתה 10 מ', ושפועה האורכי 5‰. התעלה בנויה מבטון, $n = 0.01$. מהלך החישוב נכון לגבי כל צורה של תעלה, לרבות חתכים בלתי סדירים ובלתי שווים של נחל טבעי.

| רום הקרקעית | אורך הקטע | מרחק מהתחלה | חתך מס' |
|-------------|-----------|-------------|---------|
| +100.00 | 500 | 0.00 | 1 |
| +102.50 | 500 | 500.00 | 2 |
| +105.00 | 500 | 1000.00 | 3 |
| +107.50 | 500 | 1500.00 | 4 |
| +110.00 | 500 | 2000.00 | 5 |
| +112.50 | | 2500.00 | 6 |

| P_u | P_l | $R_u^{2/3}$ | $R_l^{2/3}$ | A_u | A_l | רום פני המים | | פונק
המים | קטע |
|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------|-------|--------------|-------------|--------------|-----|
| | | | | | | בסוף הקטע | בתחילת הקטע | | |
| 1.28×10^{-6} | 1.28×10^{-6} | 0.885 | 0.885 | 10.00 | 10.00 | +103.50 | +101.00 | 1.0 | 1-2 |
| 1.50×10^{-7} | 1.50×10^{-7} | 1.270 | 1.270 | 20.00 | 20.00 | +104.50 | +102.00 | 2.0 | |
| 2.16×10^{-8} | 2.16×10^{-8} | 1.700 | 1.700 | 40.00 | 40.00 | +106.50 | +104.00 | 4.0 | |
| 1.28×10^{-6} | 1.28×10^{-6} | 0.885 | 0.885 | 10.00 | 10.00 | +106.00 | +103.50 | 1.0 | 2-3 |
| 1.50×10^{-7} | 1.50×10^{-7} | 1.270 | 1.270 | 20.00 | 20.00 | +107.00 | +104.50 | 2.0 | |
| 2.16×10^{-8} | 2.16×10^{-8} | 1.700 | 1.700 | 40.00 | 40.00 | +109.00 | +106.50 | 4.0 | |
| 1.28×10^{-6} | 1.28×10^{-6} | 0.885 | 0.885 | 10.00 | 10.00 | +108.50 | +106.00 | 1.0 | 3-4 |
| 1.50×10^{-7} | 1.50×10^{-7} | 1.270 | 1.270 | 20.00 | 20.00 | +109.50 | +107.00 | 2.0 | |
| 2.16×10^{-8} | 2.16×10^{-8} | 1.700 | 1.700 | 40.00 | 40.00 | +111.50 | +109.00 | 4.0 | |
| 1.28×10^{-6} | 1.28×10^{-6} | 0.885 | 0.885 | 10.00 | 10.00 | +111.00 | +108.50 | 1.0 | 4-5 |
| 1.50×10^{-7} | 1.50×10^{-7} | 1.270 | 1.270 | 20.00 | 20.00 | +112.00 | +109.50 | 2.0 | |
| 2.16×10^{-8} | 2.16×10^{-8} | 1.700 | 1.700 | 40.00 | 40.00 | +114.00 | +111.50 | 4.0 | |
| 1.28×10^{-6} | 1.28×10^{-6} | 0.885 | 0.885 | 10.00 | 10.00 | +113.50 | +111.00 | 1.0 | 5-6 |
| 1.50×10^{-7} | 1.50×10^{-7} | 1.270 | 1.270 | 20.00 | 20.00 | +114.50 | +112.00 | 2.0 | |
| 2.16×10^{-8} | 2.16×10^{-8} | 1.700 | 1.700 | 40.00 | 40.00 | +116.50 | +114.00 | 4.0 | |

בציור מס' 25 הועלו הדיאגרמות של P_u ו- P_l כפונקציה של רום פני המים.

באותו ציור קבענו את רומי פני המים לצורך הדגמה, ל-3 מקרים:

(א) $\frac{LQ^2}{2} = 1,600.000$; רום התחלתי + 104.00 ; $Q = 80 \text{ m}^3/\text{sec}$

(ב) $\frac{LQ^2}{2} = 2,500.000$; רום התחלתי + 104.00 ; $Q = 100$ "

(ג) $\frac{LQ^2}{2} = 10,000.000$; רום התחלתי + 103.50 ; $Q = 200$ "



דוגמת חישוב מס' 18 (עיין ציורים 26 ו-27).

בציור מס' 26 נתון החתך האורכי וכמה חתכים רוחביים של נחל טבעי.

יש לקבוע את רומי פני המים בכל חתך רוחבי לשתי ספיקות שונות ולשני רומים

חחיליים. מקדם החיכוך $n = 0.04$

| חתך מס' | מרחק מתחילה | אורך הקטע | רומ הקרקעית |
|---------|-------------|-----------|-------------|
| 1 | 0 | | + 100.0 |
| 2 | 500 | 500 | + 100.8 |
| 3 | 1000 | 500 | + 100.8 |
| 4 | 1500 | 500 | + 101.7 |
| 5 | 2000 | 500 | + 101.6 |
| 6 | 2500 | 500 | + 102.5 |

| קטע | עומק המים | רומ פני המים | | $A_u (m^2)$ | $A_l (m^2)$ | $R_u^{2/3}$ | $R_l^{2/3}$ | $P_u \times 10^6$ | $P_l \times 10^6$ |
|-------|-----------|--------------|-----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------------|-------------------|
| | | בתחילת הקטע | בסוף הקטע | | | | | | |
| 1 - 2 | 1.0 | +101.00 | +101.8 | 3.6 | 5.6 | 0.75 | 0.85 | 219.0 | 70.6 |
| | 2.0 | +102.00 | +102.8 | 9.2 | 12.0 | 1.12 | 1.20 | 15.0 | 7.7 |
| | 3.0 | +103.00 | +103.8 | 15.9 | 19.1 | 1.36 | 1.20 | 3.4 | 3.1 |
| | 4.0 | +104.00 | +104.8 | 23.6 | 26.8 | 1.52 | 1.58 | 1.3 | 0.9 |
| 2 - 3 | 1.0 | +101.80 | +101.8 | 5.6 | 3.0 | 0.85 | 0.74 | 70.6 | 325.0 |
| | 2.0 | +102.80 | +102.8 | 12.0 | 7.0 | 1.20 | 1.00 | 7.7 | 32.6 |
| | 3.0 | +103.80 | +103.8 | 19.1 | 11.6 | 1.20 | 1.16 | 3.1 | 8.8 |
| | 4.0 | +104.80 | +104.8 | 26.8 | 17.0 | 1.58 | 1.30 | 0.9 | 3.2 |
| 3 - 4 | 1.0 | +101.80 | +102.7 | 3.0 | 3.4 | 0.74 | 0.68 | 325.0 | 300.0 |
| | 2.0 | +102.80 | +103.7 | 7.0 | 8.3 | 1.00 | 1.00 | 32.6 | 23.2 |
| | 3.0 | +103.80 | +104.7 | 11.6 | 14.0 | 1.16 | 1.22 | 8.8 | 5.5 |
| | 4.0 | +104.80 | +105.7 | 17.0 | 20.8 | 1.30 | 1.36 | 3.2 | 2.0 |
| 4 - 5 | 1.0 | +102.70 | +102.6 | 3.4 | 3.8 | 0.68 | 0.79 | 300.0 | 177.0 |
| | 2.0 | +103.70 | +103.6 | 8.3 | 8.8 | 1.00 | 1.09 | 23.2 | 17.3 |
| | 3.0 | +104.70 | +104.6 | 14.0 | 15.0 | 1.22 | 1.28 | 5.5 | 4.3 |
| | 4.0 | +105.70 | +105.6 | 20.8 | 24.3 | 1.36 | 1.54 | 2.0 | 1.1 |
| 5 - 6 | 1.0 | +102.60 | +103.5 | 3.8 | 1.9 | 0.79 | 0.65 | 177.0 | 1040.0 |
| | 2.0 | +103.60 | +104.5 | 8.8 | 5.6 | 1.09 | 0.91 | 17.3 | 61.0 |
| | 3.0 | +104.60 | +105.5 | 15.0 | 11.0 | 1.28 | 1.12 | 4.3 | 10.5 |
| | 4.0 | +105.60 | +106.5 | 24.3 | 18.3 | 1.54 | 1.27 | 1.1 | 2.9 |

הערה: שטחי החתכים נמדדו בדרך מקורבת בלבד.

לאחר העלאת העקומים של P_1 ו- P_4 כפונקציה של רום פני המים, עלינו לקבוע את שפוע הקו הזיק-זקי כך שיהיה:

$$\frac{LQ^2}{2} = \frac{H}{P_1 + P_4}$$

נקח לדוגמה שתי ספיקות עם שני רומים תחיליים:

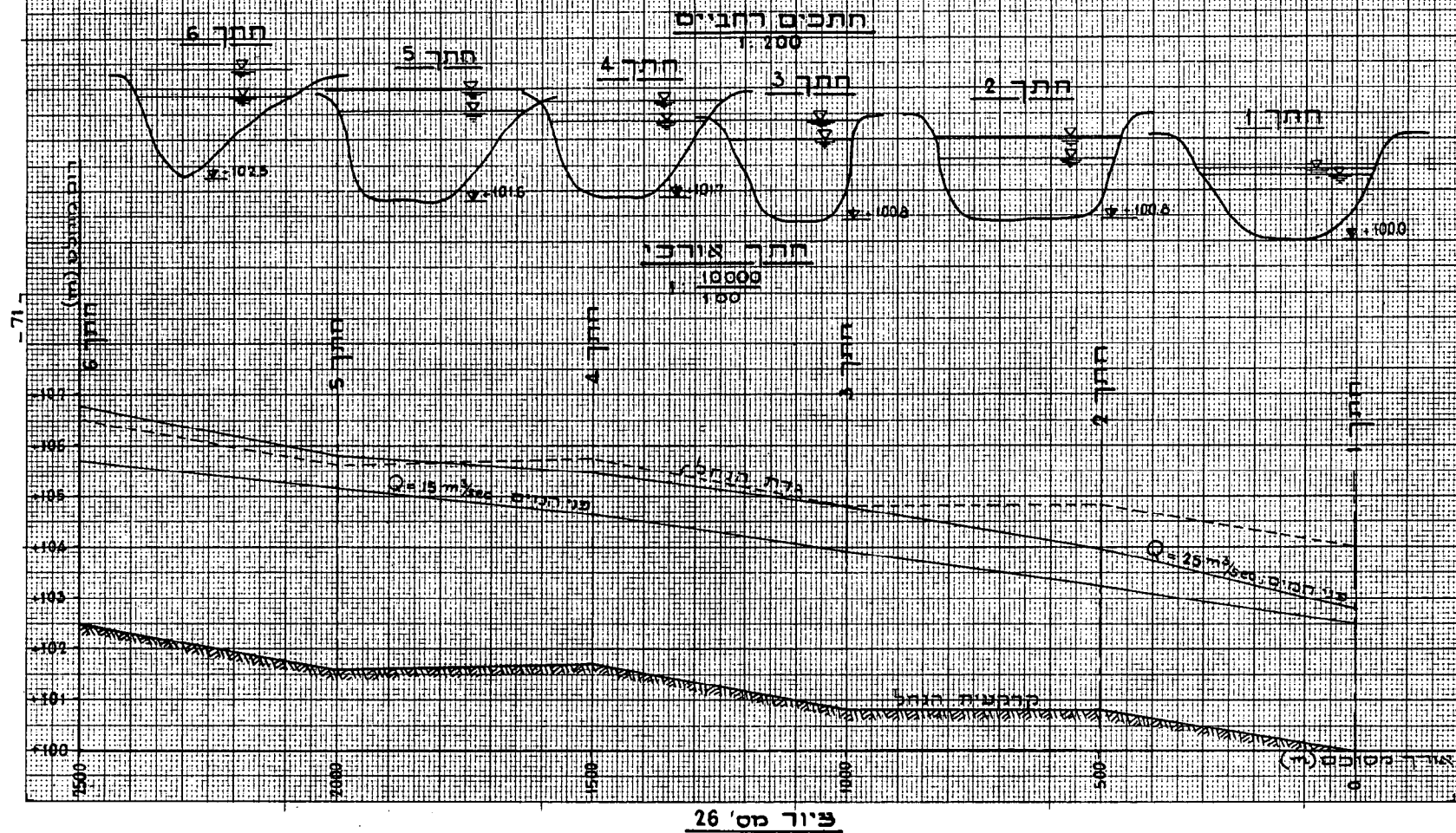
$$\begin{aligned} \frac{LQ^2}{2} &= 56.250 & ; & \text{רום תחילי } + 102.50 & ; & Q = 15 \text{ m}^3/\text{sec} & \text{(א)} \\ \frac{LQ^2}{2} &= 156.250 & ; & \text{רום תחילי } + 102.80 & ; & Q = 25 \text{ m}^3/\text{sec} & \text{(ב)} \end{aligned}$$

את קביעת השפוע יש לראות בגוף ציור מס' 27.

מפלסי פני המים, כפי שהם נתקבלו מתוך ציור מס' 27, מסומנים בציור מס' 26, הן בחתך האורכי והן בחתכים הרוחביים.

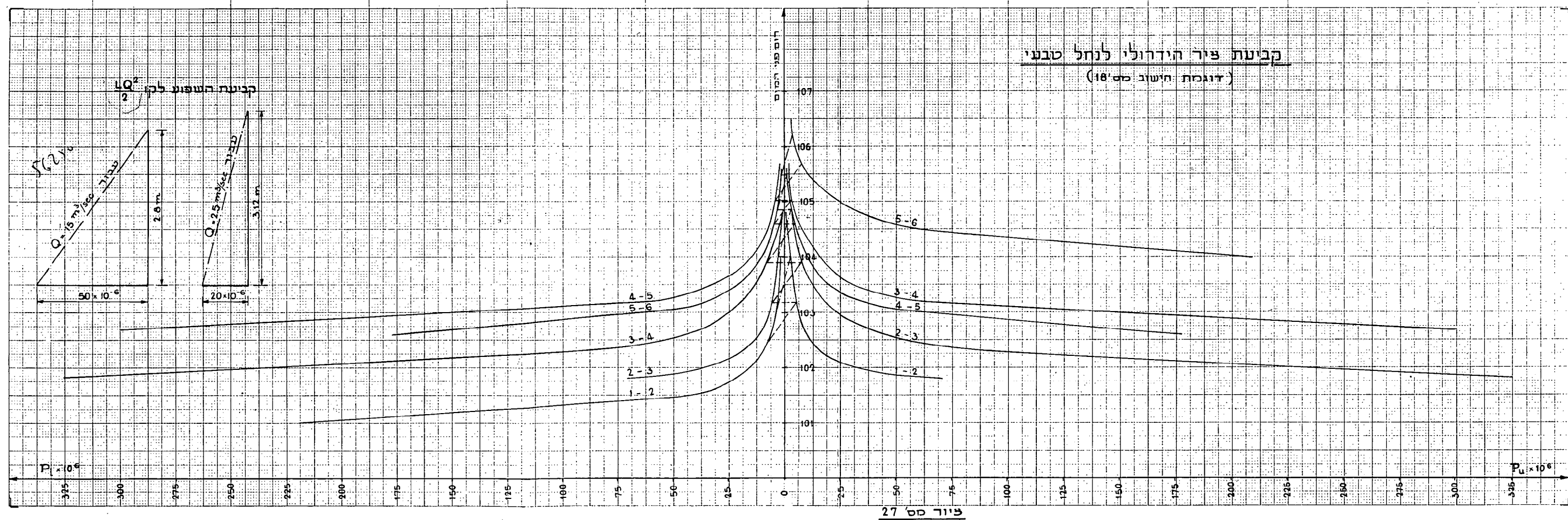
הן מהדיאגרמה (ציור מס' 27) והן מהחתכים (ציור מס' 26) ברור שבמקרה (ב') קיימת סכנת שטפון בחתך 3 והן בחתכים 6 - 5. ביתר החתכים המים נשארים באפיק.

קבועת ציר הידרולי כנחל טבעי
(דוגמת חישוב מס' 18)





קביעת ציור הידרולי לנחל טבעי
(דוגמת חישוב מס' 18)



1.3 החתירה וכח הגריפה

המים - תוך כדי זרימתם - מפעילים כחות על גרגרי העפר, מהם מורכבות גדות התעלה וקרעיתה. כחות אלה לפעמים מנתקים חלק מהגרגרים ממקומם, מרימים ומסיעים אותם למקום אחר. במקומות הנחוק מתהווים בורות היכולים לגרום במשך הזמן להתמוטטות התעלה כלה. לתופעה זו קוראים "חתירה" או "ארוזיה".

הכח הגורם לתופעה זו, נקרא: כח הגריפה.

הנוסחה המקובלת לכח הגריפה, היא נוסחת Du Bois

$$(54) \quad S = \tau R J \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2} = \text{kg/m}^2$$

בנוסחה זאת: τ = המשקל הסגולי של המים (kg/m^3) (לשמוש בתעלה נקוד אפשר לקחת $\tau = 1000 \text{ kg/m}^3$).
 R = הרדיוס ההידרולי של התעלה. (m)
 J = הגרדיאנט ההידרולי (m/m)

באופן דימנזיונלי למעשה "S" הוא כח ליחידות שטח, כלומר מאמץ. משום כך יש מחברים הכותבים:

$$(55) \quad \tau = \tau R J$$

יש לציין שמאמץ גזירה ממוצע כזה אינו מבטא בדרך חד-משמעית את הגורם לחתירה ויתכן שקיימים גם כחות ניצביים (לחץ ומתיחה), המשפיעים על תופעות החתירה. נושא זה טרם נחקר די הצורך.

כאשר התעלה רחבה מאד ביחס לעמקה, אפשר לקחת במקום הרדיוס ההידרולי את העומק, ואז הנוסחה מתקבלת:

$$S = \tau d J$$

לגבי אותם ערכי כח הגריפה (מאמץ גזירה ממוצע), בהם החתירה מתחילה לפעול, עובדו נתונים נסיוניים ע"י Fortier & Scobey

טבלה מס' 9: ערכי כח הגריפה הגבולי

| S_o (kg/m ²) | | סוג הקרקע |
|----------------------------|------------|-------------------------|
| במים המכילים קולוידים | במים נקיים | |
| 0.35 | 0.15 | 1. חול דק, חמרה חולית |
| 0.75 | 0.25 | 2. חמרה טינית, חמרה |
| 0.75 | 0.35 | 3. חרסית, צורות דקים |
| 2.20 | 1.20 | 4. חערבת מטיץ עד צורות |
| 3.30 | 1.50 | 5. חרסית קשה מאד, צורות |

לגבי ספיקות גאות הקורות לעתים רחוקות בלבד ונמשכות זמן קצר, מותר לעבור את הערכים הנתונים בטבלה מס' 9, עד כדי 30% ($S \leq 1.3 S_o$) אך בתנאי שבספיקות ממושכות יהיה $S \leq S_o$

השמוש בכח גריפה גבולי נותן אפשרויות נוספות לתכנון נכון של תעלה.

אם לגבי תעלה מסוימת ידועים הערכים: n, m, J, S_o

$$S_o = \gamma R J \quad \text{וכח הגריפה}$$

$$R_o = \frac{S_o}{\gamma J} \quad \text{נובע}$$

$$u_o = \frac{1}{n} R_o^{2/3} J^{1/2} \quad \text{מכך אפשר לחשב לפי מנינג:}$$

$$A = \frac{Q}{u_o} \quad \text{ואת השטח}$$

קבלנו אם כן את R ואת A . מחוץ ערכים אלה

$$P = \frac{A}{R}$$

כעת, לפי השיטה שהוסברה בסעיף 1.2.3 (עמוד 30, ציור מס' 10) אפשר לחשב את מידות התעלה.

להקלת החישובים עובדה ע"י ד"ר י. פטר דיאגרמה (עיין ציור מס' 28).
בדיאגרמה זו קובעים מראש את כח הגריפה הגבולי (S_0) ואת הגרדיאנט ההידרולי (J). לפי הקו המקוטע מקבלים את הרדיוס ההידרולי הדרוש ומזה את מהירות הזרימה הממוצעת.

הדיאגרמה נותנת את המהירות למקרה, כאשר $n = 0.025$.

לכל מקרה אחר (n_1) מקבלים את המהירות הממוצעת ע"י היחס:

$$V_1 = V_{n=0.025} \frac{0.025}{n_1}$$

דוגמת חישוב מס' 19:

נתונים: $Q = 50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$; $J = 1.5\%$; $S_0 = 2\%$; $n = 0.025$; $m = 2$

דרוש: לתכנן תעלה בה יהיה $S = S_0$

מהדיאגרמה או מחישוב: $R = 1.33 \text{ m}$

$$V = 1.88 \text{ m/sec}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{50}{1.88} = 26.6 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{26.6}{1.33} = 20.0 \text{ m}$$

כעת ממשיכים לפי השיטה בעמוד 28:

$$y = \frac{P}{\sqrt{A}} = \frac{20.00}{\sqrt{26.6}} = 3.88$$

מהדיאגרמה (ציור מס' 10) מוצאים ל- $m = 2$

$$X = 7.50$$

$$P = d (X + 2\sqrt{m^2 + 1}) = (7.50 + 2\sqrt{5}) = 11.97d$$

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress, dated January 1, 1862.

2. The second part is a report from the Secretary of the Treasury, dated January 1, 1862, on the state of the Treasury.

3. The third part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 1, 1862, on the state of the Interior.

4. The fourth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1862, on the state of the Navy.

5. The fifth part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1862, on the state of the War.

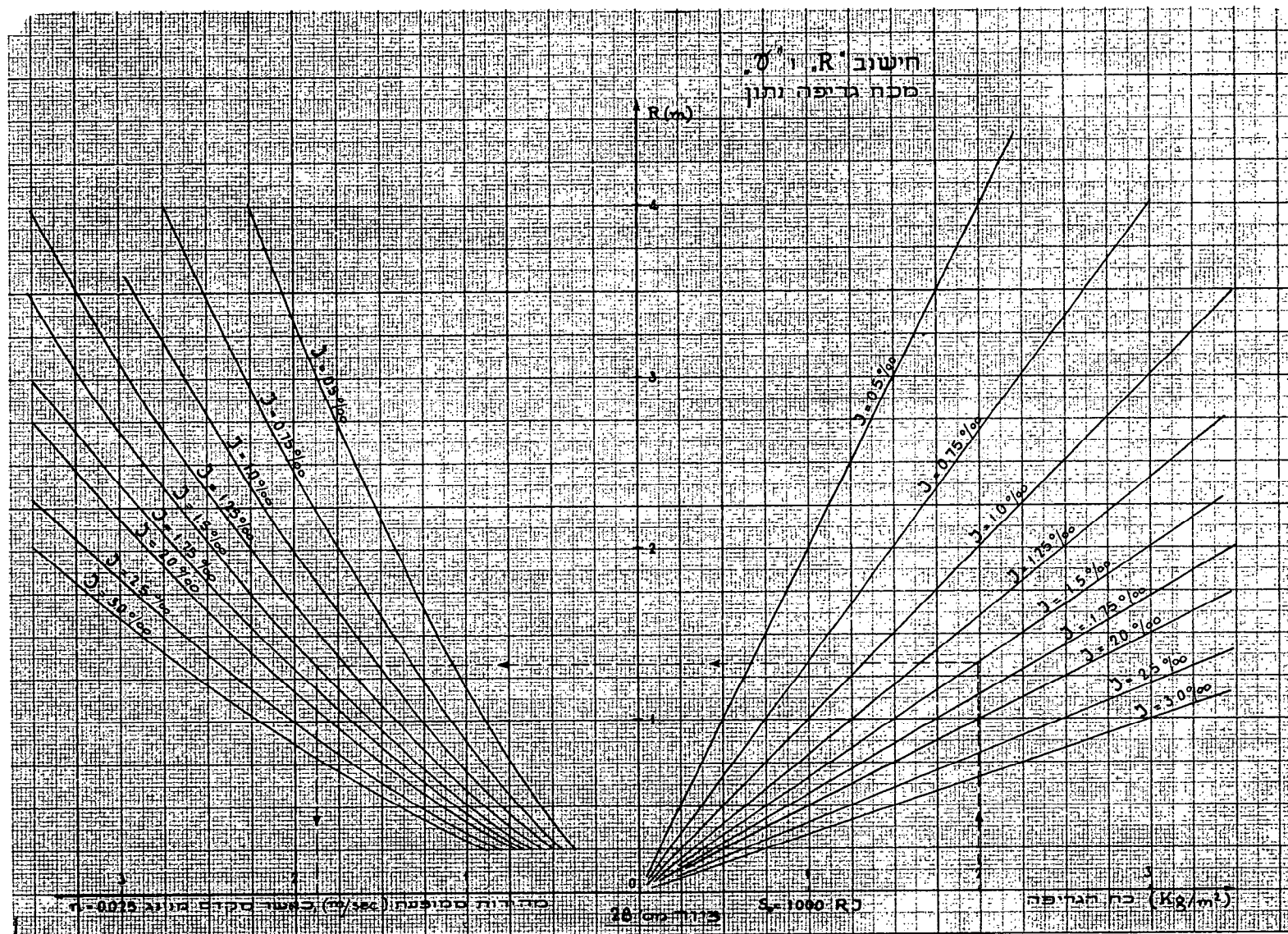
6. The sixth part is a report from the Secretary of the State, dated January 1, 1862, on the state of the State.

7. The seventh part is a report from the Secretary of the War, dated January 1, 1862, on the state of the War.

8. The eighth part is a report from the Secretary of the Navy, dated January 1, 1862, on the state of the Navy.

9. The ninth part is a report from the Secretary of the Interior, dated January 1, 1862, on the state of the Interior.

10. The tenth part is a report from the Secretary of the Treasury, dated January 1, 1862, on the state of the Treasury.





$$d = \frac{P}{11.97} = \frac{20.00}{11.97} = 1.67 \text{ m}$$

$$b = \lambda d = 7.50 \times 1.67 = 12.50$$

חתך זה אינו אופטימלי מבחינה הידרולית אך מעביר את הספיקה הנתונה בשפוע הנתון ובכח גריפה נתון.

דוגמת חישוב מס' 20:

בדוגמת החישוב מס' 5 (עמוד 3) היה נתון $R = 2.00 \text{ m}$ ו- $J = 1.5\%$. נתונים אלה מתאימים לכח גריפה $S = 3 \text{ kg/m}$. לבעיה זו לא היה פתרון, כלומר בנתונים של הדוגמה אי-אפשר לנצל את כח הגריפה הגבולי במלואו.

דוגמת חישוב מס' 21:

אם לא ניתן לתכנן תעלה בעלת צורה מעשית בניצול מלא של כח הגריפה הגבולי, רצוי לתכנן את התעלה בחתך אופטימלי מבחינה הידרולית ולבדוק איזה כח גריפה מתקבל.

נתונים: $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$; $J = 1.5\%$; $m = 2$; $n = 0.025$;
דרוש: חתך אופטימלי מבחינה הידרולית, d , b , S

לפי השיטה של חישוב תעלה אופטימלית

$$R = \frac{d}{2}; \frac{b}{d} = 0.47; b = 0.47d; \rho_d = 0.636 = \frac{d}{\sqrt{A}}$$

$$A = \frac{d^2}{0.636^2} = 2.47 d^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{500}{2.47 d^2} = \frac{1}{n} \left(\frac{d}{2} \right)^{3/2} J^{1/2}$$

לאחר הצבת הערכים n ו- J מקבלים:

$$d = 3.12 \text{ m}$$

$$R = \frac{d}{2} = 1.56 \text{ m}$$

$$b = 0.47 \times 3.12 = 1.47 \text{ m}$$

$$A = 2.47 d^2 = 24.0 \text{ m}^2$$

$$S = 1000RJ = 1000 \times 1.56 \times \frac{1.5}{1000} = 2.34 \text{ kg/m}^2 < S_0$$

דוגמת חישוב מס' 22:

נחוני התעלה כמו בדוגמה הקודמת, $S_o = 3 \text{ kg/m}^3$

מה הספיקה אותה תעלה אופטימלית יכולה להעביר בניצול מלא של כח הגריפה הגבולי ?

$$S_o = 3 \text{ kg/m}^3 = 1000 \text{ RJ}$$

$$R = \frac{d}{2}$$

$$S_o = 1000 \frac{d}{2} \text{ J}$$

$$d = \frac{S_o \cdot 2}{1000 \text{ J}} = \frac{2 \times 3}{1000 \times \frac{1.5}{1000}} = 4.0 \text{ m}$$

$$\frac{b}{d} = 0.47 ; b = 0.47 \times 4.0 = 1.88 \text{ m}$$

$$A = 2.47 d^2 = 39.52 \text{ m}^2$$

$$U = \frac{1}{0.025} \left(\frac{4.0}{2} \right)^{2/3} \left(\frac{1.5}{1000} \right)^{1/2} = 2.46 \text{ m/sec}$$

$$Q = AU = 39.52 \times 2.46 = 97.2 \text{ m}^3/\text{sec} > 50 \text{ m}^3/\text{sec}$$

דוגמת חישוב מס' 23:

בדוגמת חישוב מס' 6 (עמוד 31) היו הנחונים העיקריים: $R = 0.67 \text{ m}$; $J = 1.5\%$. נחונים אלה מתאימים לכח גריפה $S = 1 \text{ kg/m}^3$.

אם אנו קובעים $S_o = 1 \text{ kg/m}^3$, הרי מקבלים תעלה (עין דוגמה מס' 6), אשר אינה מעשית: $b = 60.00 \text{ m}$; $d = 0.69 \text{ m}$.

נתקבלה תעלה מאד רחבה ומאד רדודה.

אם רוצים - על אף כח הגריפה הגבולי הקטן - לקבל תעלה בעלת צורה מעשית, אין דרך אלא להקטין את השפוע האורכי.

דוגמת חישוב מס' 24:

הנתונים יהיו שוב: $Q = 50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$; $J = 1.5\%$; $n = 2$; $n = 0.025$

$$S_o = 1 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

רוצים תעלה אופטימלית מבחינה הידרולית

$$\frac{b}{d} = 0.47 \quad ; \quad b = 0.47d$$

$$A = bd + 2d^2 = 2.47d^2$$

$$R = \frac{d}{2} \quad d = 2R$$

$$A = 2.47 (2R)^2 = 9.88 R^2$$

$$S_o = 1000RJ \quad ; \quad R = \frac{S_o}{1000J}$$

$$U = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{9.88 R^2} = \frac{Q}{9.88 \left(\frac{S_o}{1000J}\right)^2} = \frac{Q \cdot 10^6 J^2}{9.88 S_o^2}$$

$$U = \frac{1}{n} \left(\frac{S_o}{1000J}\right)^{2/3} J^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{S_o^{2/3}}{100 J^{1/2}}$$

$$\frac{Q \cdot 10^6 J^2}{9.88 S_o^2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{S_o^{2/3}}{100 J^{1/2}}$$

$$J = \left[\frac{9.88}{n} \cdot \frac{S_o^{2/3}}{10^8 Q} \right]^{3/2}$$

לאחר הצבת הערכים המספריים מתקבל

$$d = 3.77 \text{ m}$$

$$b = 1.77 \text{ m}$$

$$A = 35.10 \text{ m}^2$$

הקטנת השפוע האורכי של התעלה לעומת השפוע הטבעי של הקרקע בציר התעלה

מחייבת בנית מפלי-מים (עיין ציור מס' 27).

1. The first part of the report is a general introduction to the subject of the study. It discusses the importance of the study and the objectives of the research.

2. The second part of the report is a literature review. It discusses the work of other researchers in the field and identifies the gaps in the existing knowledge.

3. The third part of the report is a description of the research methodology. It discusses the methods used to collect and analyze the data.

4. The fourth part of the report is a presentation of the results of the study.

5. The fifth part of the report is a discussion of the results and their implications.

6. The sixth part of the report is a conclusion. It summarizes the findings of the study and provides recommendations for future research.

7. The seventh part of the report is a list of references.

8. The eighth part of the report is an appendix. It contains additional information that is relevant to the study.

9. The ninth part of the report is a glossary. It defines the terms used in the study.

10. The tenth part of the report is a list of figures and tables.

11. The eleventh part of the report is a list of abbreviations.

12. The twelfth part of the report is a list of symbols.

13. The thirteenth part of the report is a list of footnotes.

14. The fourteenth part of the report is a list of appendices.

15. The fifteenth part of the report is a list of references.

16. The sixteenth part of the report is a list of symbols.

17. The seventeenth part of the report is a list of footnotes.

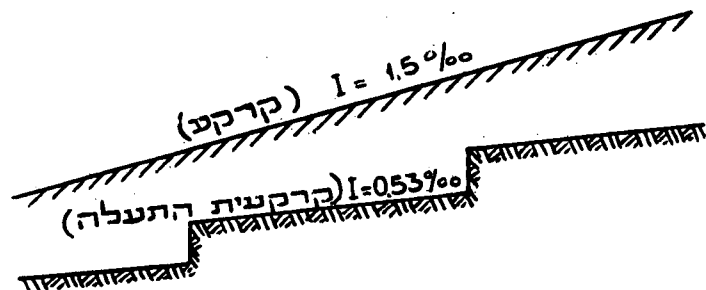
18. The eighteenth part of the report is a list of appendices.

19. The nineteenth part of the report is a list of references.

20. The twentieth part of the report is a list of symbols.

21. The twenty-first part of the report is a list of footnotes.

22. The twenty-second part of the report is a list of appendices.



ציור מס' 29

על מפלי המים ידובר בקונטרס מס' 3.

דוגמת חישוב מס' 25:

ראינו בדוגמה מס' 6 (עמוד 31) שלא מפלים נחקבל פתרון בלתי מעשי
($b = 60.00 \text{ m}$; $d = 0.69 \text{ m}$). אפשר להקטין את מספר המפלים או את
גבהם, אם מותרים מצד אחד על החתך האופטימלי מבחינה הידרולית, אך לא
משתדלים לפתור את הבעיה לגמרי בלי מפלים.
יהיו שוב אותם הנתונים: $Q = 50.0 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$; $J_1 = 1.5‰$; $n = 2$; $\eta = 0.025$;
 $S_o = 1.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

נבחר ביחס $b = 10d$

$$A = bd + 2d^2 = 12d^2$$

$$P = b + 2\sqrt{5}d = 14.47d$$

$$R = \frac{12d^2}{14.47d} = 0.83d ; d = \frac{R}{0.83}$$

$$A = 12\left(\frac{R}{0.83}\right)^2 = 17.4R^2$$

$$S_o = 1000RJ_2 ; R = \frac{S_o}{1000J_2}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{17.4R^2} = \frac{Q}{17.4\left(\frac{S_o}{1000J_2}\right)^2} = \frac{10^6 Q J_2^2}{17.4 S_o^2}$$

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{S_o}{1000J_2} \right)^{2/3} J_2^{1/3} = \frac{1}{n} \cdot \frac{S_o^{2/3}}{100 J_2^{2/3}} = \frac{10^6 Q J_2^2}{17.4 S_o^2}$$

$$J_2 = \left[\frac{1}{n} \cdot \frac{S_o^{2/3}}{Q} \cdot \frac{17.4}{10^8} \right]^{3/2}$$

$$J_z = 0.69\%$$

$$d = 1.76 \text{ m}$$

$$b = 17.6 \text{ m}$$

$$A = 37.17 \text{ m}^2$$

מדוגמה זו ובהשוואה עם דוגמה מס' 6 נראה, שעל אף השנוי הניכר בחתך התעלה ("b" נשתנה מ- 60.00m ל- 17.6m; "d" נשתנה מ- 0.69m ל- 1.76m) השפוע האורכי נשתנה רק במעט (מ- 1.5% ל- 0.69%).

הואיל ומספר האפשרויות וקומבינציות (היחס בין רוחב לעומק וכתוצאה מכך גובה המפלס והרווח ביניהם) אין סופי, יש לבחור בחתך התעלה לפי שקולים כלכליים.

1.4 המהירות הגבולית

שיטה אחרת לשמירת התעלה בפני חתירה, היא הגבלת המהירות הממוצעת לערך מכסימלי שאין עמו חתירה. למהירות זו קוראים "מהירות גבולית".

רוב החוקרים, שקבעו ערכים נסויים ל-"מהירות הגבולית" מיחסים אותה למרקם הקרקע.

טבלה מס' 10 נותנת את הגדרת גודל הגרגרים וציון מס' 28 את הגדרת קרקעות שונות, לפי המצאות גרגרים בעלי גדלים שונים במרקם.

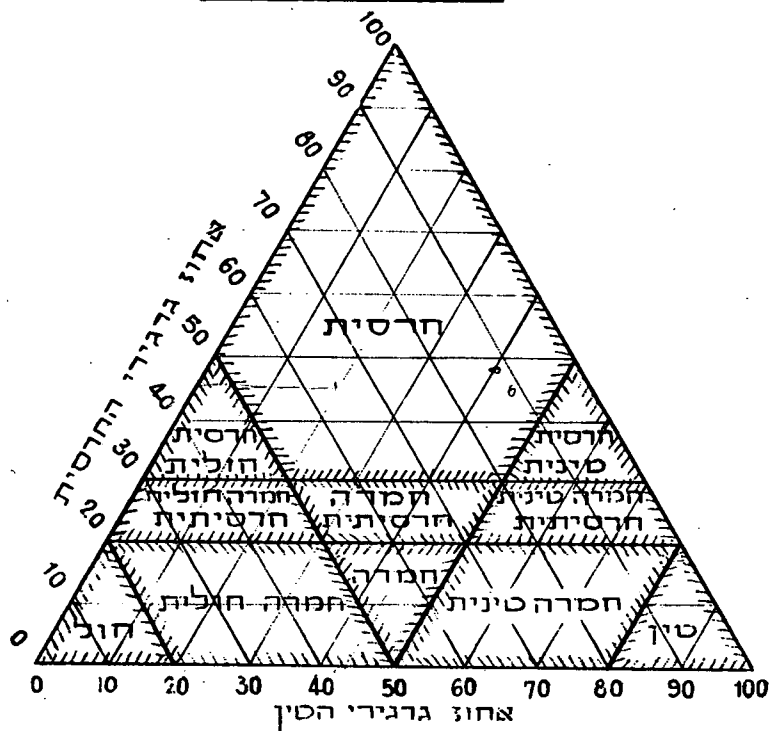
טבלה מס' 10: הגדרת גרגרי הקרקע

| גודל הגרגיר $\frac{m}{m}$ | | | | | | | | |
|---------------------------|--------|-----|------|--------|-------|-------|--------|--------|
| 20 | 0.6 | 0.2 | 0.06 | 0.02 | 0.006 | 0.002 | 0.0006 | 0.0002 |
| גס | בינוני | דק | גס | בינוני | דק | גס | בינוני | דק |
| חול | | | טיין | | | חרסית | | |

גרגרים גדולים מ-2 מ"מ נקראים:

5.0 - 2.0 צרורות דקים
10.0 - 5.0 צרורות בינוניים
100.0 - 10.0 צרורות גדולים
100.0 אבנים →

הגדרת מרקמי הקרקע



ציור מס' 30

את המהירות הגבולית קבעו החוקרים FORTIER & SCOBEE לאדמות שונות, לגבי חעלות לא חדשות כדלקמן:

טבלה מס' 11: מהירות גבולית ממוצעת

| מהירות גבולית ממוצעת m/sec | | סוג קרקע האפיק |
|------------------------------|-----------|------------------------------|
| מים עם סחף קולוידלי | מים נקיים | |
| 0.75 | 0.45 | 1. חול דק מאד |
| 0.75 | 0.55 | 2. חמרה - חולית |
| 0.90 | 0.60 | 3. חמרה - סנינית |
| 1.00 | 0.60 | 4. סין אלוביאלי בלי קולוידים |
| 1.00 | 0.75 | 5. חמרה צפופה |
| 1.50 | 1.10 | 6. חרסית קשה, קולוידית |
| 1.80 | 1.80 | 7. חרסית קשה מאד |
| 1.50 | 0.75 | 8. צרורות דקים |
| 1.80 | 1.20 | 9. צרורות בינוניים וגסים |
| 1.80 | 1.50 | 10. אבנים |

הערות: (1) לערכים אלה אפשר להוסיף 0.15 m/sec , כאשר עומק המים עולה על 1.0 מטר ויש להחטיר 0.15 m/sec , כאשר המים מכילים סחף גם מאד.

(2) לכל הערכים הנ"ל אפשר להוסיף עד 30% עבור ספיקות נדירות ובעלות משך קצר, בחנאי שלגבי זרימות נמשכות ותדירות ערכי הטבלה יישמרו.

החוקרים הרוסיים מבדילים במהירות הגבולית בין קרקעות קשירות (קוהסיביות) ולא קשירות. את המהירות הגבולית בקרקעות קשירות קושרים -נוסף למרקם - לצפיפות הקרקע ובקרקעות לא קשירות לגודל הגרגיר השלט, כלומר, אותו גודל גרגיר אשר 50% מכלל הגרגרים קטן ממנו. (עיי' טבלאות מס' 12 ו-13).

הם נותנים גם מקדמי תיקון בהתאם לעומק המים (טבלה מס' 14) ולגבי עקמומיות האפיק (טבלה מס' 15).

הערה מס' 2: מתחת לטבלת FORTIER & SCOBEE (טבלה מס' 11) בעינה עומדת גם לגבי הנתונים הרוסיים.

טבלה מס' 12: מהירות גבולית ממוצעת בקרקעות קשירות

הערה: עומק מים 1.0 מ', התעלה ישרה

| צפיפות | | | | | גרגירים % | |
|--------------------|---------|---------|-----------|----------------------------|-----------|---------|
| מועטה | בינונית | גבוהה | גבוהה מאד | משקל נפחי | פחות | מ-0.005 |
| עד 1.2 | 1.2-1.7 | 1.7-2.0 | 2.0-2.15 | מהירות ממוצעת מותרת מ/שניה | מ"מ | מ"מ |
| חרסית חולית כבדה | 0.40 | 0.85 | 1.20 | 1.70 | 50 - 70 | 50 - 30 |
| חרסית חולית רזה | 0.40 | 0.80 | 1.10 | 1.60 | 70 - 80 | 30 - 20 |
| לם במצב שקוע, סופי | - | 0.70 | 1.00 | 1.30 | 80 - 90 | 20 - 10 |



טבלה מס' 13: מהירות גבולית ממוצעת בקרקעות לא קשירות

הערה: עומק מ"מ 1.0 מ', החעלה ישרה

| מהירות מותרת
מ/שניה | גודל גרגיר
מ"מ | סוג הקרקע |
|------------------------|-------------------|------------------------|
| 0.20 | 0.005 | סיין דק |
| 0.30 | 0.05 | סיין גס - חול דק |
| 0.45 | 0.25 | חול דק |
| 0.60 | 1.00 | חול בינוני |
| 0.75 | 2.50 | חול גס |
| 0.85 | 5.00 | חול גס וצרורות דקים |
| 1.05 | 10 | צרורות קטנים |
| 1.20 | 15 | צרורות קטנים |
| 1.45 | 25 | צרורות גדולים |
| 1.85 | 40 | צרורות גדולים |
| 2.40 | 75 | צרורות גדולים עם אבנים |
| 2.80 | 100 | אבנים |
| 3.35 | 150 | אבנים |
| 3.80 | 200 | אבנים |
| 4.35 | 300 | אבנים |

טבלה מס' 14: מקדמי תיקון של המהירות הגבולית לעמקים שונים

| | | | | | | | | |
|------|------|------|-----|-----|------|-----|-----|------------|
| 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 1.0 | 0.75 | 0.5 | 0.3 | עומק, מטר |
| 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.1 | 1.0 | 0.95 | 0.9 | 0.8 | מקדם תיקון |

טבלה מס' 15: מקדמי תיקון של המהירות הגבולית לגבי תעלות

לא ישרות

| מקדם תיקון | תעלה ישרה |
|------------|---------------------|
| 1.00 | תעלה מחפחלת מעט |
| 0.95 | תעלה מחפחלת בינונית |
| 0.87 | תעלה מחפחלת מאד |
| 0.78 | |

1.5 שפוע דפנות התעלה

לפי המלצת משרד הפיתוח של ארצות הברית (U.S. Bureau of Reclamation) יש להשתמש בשפועי דפנות כדלקמן:

טבלה מס' 16: (לפי U.S.B.R.)

| שיפוע הדפנות | | סוג הקרקע |
|--------------------|------------------------|----------------------------|
| 1:מ | בתעלות עד 1,20 מ' עומק | |
| בתעלות יותר עמוקות | | |
| | 1 : 0 | כבול |
| 1 : 1 | 1 : 1/2 | חרסית קשה |
| 1 : 1 1/2 | 1 : 1 | חמרה חרסיתית
חמרה סינית |
| 1 : 2 | 1 : 1 1/2 | חמרה חולית |
| 1 : 3 | 1 : 2 | חול |

בתעלות בהן הספיקה משתנית בין גבולות רחבים (ואלה הן תעלות הנקוץ האופייניות בארץ) מומלצים ע"י המחבר השפועים האלה:

טבלה מס' 17: שיפוע דפנות התעלה לפי נסיון בארץ

| שיפוע הדפנות | | סוג הקרקע |
|--------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 : מ | בתעלות עד 1.0 מ' עומק מים | |
| בתעלות יותר עמוקות | | |
| 1 : 1/2 | 1 : 1/4 | כבול |
| 1 : 1 1/2 | 1 : 1 | חרסית קשה |
| 1 : 2 | 1 : 1 1/2 | חמרה חרסיתית
חמרה סינית |
| 1 : 3 | 1 : 2 | חמרה חולית |
| 1 : 4 | 1 : 3 | חול |

הערכים בטבלאות מס' 16 ומס' 17 הם נסיוניים לתעלות טרפזיות. אם רוצים לחשב את השפועים לתעלות אחרות (למשל פרבוליות), יש לדעת את זווית השפיכה הטבעית של האדמות השונות (עיי' טבלה מס' 18).

טבלה מס' 18: זווית שפיכה טבעית של קרקעות שונות

| זווית השפיכה | | |
|--------------|-----------|--------------|
| רטוב | יבש | |
| 60° - 75° | 60° - 75° | כבול |
| * 20° - 25° | 40° - 50° | חרסית קשה |
| 20° - 28° | 40° - 45° | חמרה חרסיתית |
| 15° - 25° | 25° - 30° | חמרה סינית |
| 15° - 25° | 30° - 35° | חמרה חולית |
| | | חול |

* במצב לא קשיר

לכאורה קיימת סתירה בין נתוני טבלה 17 וטבלה 18. למשל בחול רטוב זווית השפיכה הטבעית היא 15° - 25° ושפוע הדפנות המותר הוא 4 : 1 אשר זה מתאים ל-14°. אך בעיקר באדמות לא קשירות הגזירה הנגרמת ע"י הזרימה עלולה להרוס את התעלה אף בזווית קטנה מזווית השפיכה הטבעית.

1.6 תעלות עפר יציבות

השאלה, מהם הגורמים המשפיעים על יציבות תעלה עפר בפני חתירה, נמצאת עדין בשלבי מחקר.

כאן ניתנות רק שתי הנחות אשר נמצאות לכאורה בסתירה, אך בסוף סעיף זה תנתן המלצה.

(א) אם מסתמכים על כח הגריפה הגבולי או על מהירות ממוצעת גבולית, רצוי שערכים אלה לא ישתנו (או במדה קטנה בלבד) ע"י שנוי הספיקה. אם מרשים שנויים נכרים בערכים אלה, הרי קיימות שתי אפשרויות אשר שתיהן לא רצויות:

1. מתכננים את התעלה כך שבספיקה רגילה המהירות הממוצעת תהיה המהירות הגבולית. במקרה זה בספיקות גדולות יותר תעבור המהירות הממוצעת את הגבול המותר. אמנם לספיקות נדירות ובעלות משך קצר הותרה תוספת של 30%, אך ישנן גם ספיקות גדולות הנמשכות זמן רב ואז כבר המצב מסוכן.

2. מתכננים את התעלה כך שבספיקות השיא תהיה המהירות הממוצעת המהירות הגבולית. במקרה זה בספיקות קטנות יותר המהירות תהיה קטנה יותר והתעלה אינה מנוצלת מבחינה כלכלית. עלול אף לקרות שבספיקות קטנות המהירות תהיה כה קטנה, שהסחף אשר במים ישקע ויסתום את התעלה.

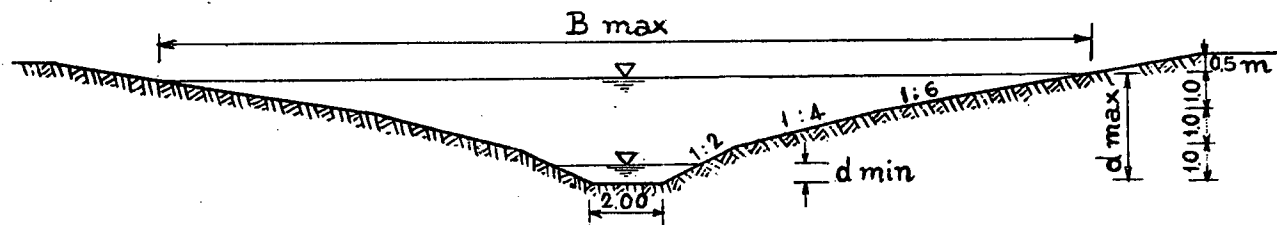
יש אם כן להשתדל - בעיקר בתעלות גדולות - לתכנן חתך רוחבי בצורה כזאת שהרדיוס ההידרולי (הקובע הן את המהירות והן את כח הגריפה) לא ישתנה עם שנוי העומק.

חתך כזה קיים באופן תיאורטי, אך הוא קשה מאד הן לחישוב (צורתו לפי קו של קוסינוס היפרבולי) והן לביצוע.

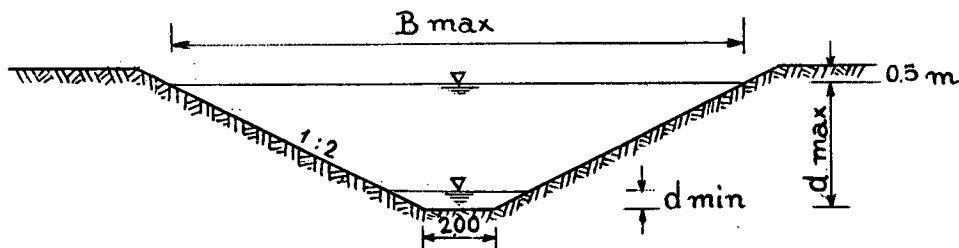
מתקרב לצורה זו במידת מה חתך, בו שפוע הדפנות נעשה כלפי מעלה יותר ויותר שטוח.

דוגמת חישוב מס' 26:

נשוא לצורך בדיקת מצב זה שתי תעלות. בשתיהן הגרדינט ההידרולי יהיה 1‰ ושתיהן צריכות להעביר $Q_{\min} = 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ ו- $Q_{\max} = 50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ (עיין ציורים מס' 31 ו-32). בשתיהן $n = 0.025$.



ציור 32



ציור מס' 31

הזרימה בספיקה של $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$
כמו במקרה הקודם, והמהירות
 $U_{min} = 0.64 \text{ m/sec}$

$d_{min} = 0.51 \text{ m}$
 $A_{min} = 1.54 \text{ m}^2$
 $R_{min} = 0.36 \text{ m}$
 $U_{min} = 0.64 \text{ m/sec}$
 $Q_{min} = 0.99 \approx 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

$d_{max} = 3.0 \text{ m}$
 $A_{max} = 34.0 \text{ m}^2$
 $R_{max} = 1.26 \text{ m}$
 $U_{max} = 1.47 \text{ m/sec}$
 $Q_{max} = 50 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $B_{max} = 32.0 \text{ m}$

$d_{max} = 3.30 \text{ m}$
 $A_{max} = 28.4 \text{ m}^2$
 $R_{max} = 1.68 \text{ m}$
 $U_{max} = 1.79 \text{ m/sec}$
 $Q_{max} = 50.8 \approx 50 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $B_{max} = 17.20 \text{ m}$

אם המהירות הגבולית נקבעה עבור ספיקת השיא $U_{max} = 1.5 \text{ m/sec}$,
הרי המקרה הראשון מחייב מפלים, המקרה השני לא. לעומת זאת, במקרה
השני רוחב השטח שיש להפקיעו לצורך התעלה גדול בהרבה מבמקרה הראשון.
קובע אם כן השקול הכלכלי בין שתי האלטרנטיבות.

ביבליוגרפיה לקונטרס מס' 1

1. Advani, R.M.: Critical depth in trapezoidal channels, Journal of the Hydraulic Division, Proceeding of the A.S.C.E., May 1962.
2. Chow, Ven Te: Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Edition.
3. Escoffier, Francis F.: Graphical Calculation of Backwater. Engineering News-Record, June 27, 1946.
4. Escoffier, Francis F.: Hydrologic and Hydraulic Analysis. Computation of Backwater Curves in River Channels. Corps of Engineers - Engineering Manual, Part CXIV, Chapter 9, May 1952.
5. Frevert & Schwab: Soil and Water Conversation Engineering, John Wiley Inc. and Chapman & Hall Edition, 1959.
6. King: Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill, 1954.
7. Peter, Dr. Yehuda: Cross-Sections and Drops in the Design of Earth Channels. Civil Engineering and Power Works Review, August 1960.
8. Peter, Dr. Jehuda: Channels and Drops; Some Peculiarities, Civ. Eng. and Public Works Review, September 1964.
9. Press: Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Verlag Wasser und Boden, 1960.
10. Roe and Ayres: Engineering for Agricultural Drainage, McGraw-Hill, 1954.
11. Schewior-Press: Hilfstafeln für Meliorationsarbeiten, 1954.
12. Schmidt, M.: Gerinnehydraulik, Bauverlag GMBH - Wiesbaden 1957.
13. Seelye: Data Book for Civil Engineers Design, John Wiley Edit., 1951.
14. Streeter, V.L.: Fluid Mechanics, International Student Edition, 1962.
15. U.S.B.R.: Design of Small Dams.

NATIF

AMNON

