

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

Wydział
Inżynierii Sanitarnej i Wodnej



ROZPRAWA DOKTORSKA

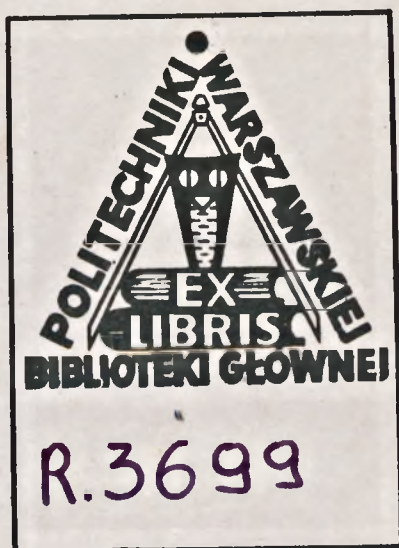
mgr inż. Zbigniewa Chacińskiego

pt. „Analiza współpracy krótkich kotwi liniowych
z gruntami niespoistymi”

WARSZAWA

1983

330241



[624, 023, 943 : 624. 131, 4] : 043

P O L I T E C H N I K A W A R S Z A W S K A

WYDZIAŁ INŻYNIERII SANITARNEJ I WODNEJ

Mgr inż. Zbigniew Chaciński

ANALIZA WSPÓŁPRACY KRÓTKICH KOTWI LINIOWYCH

Z GRUNTAMI NIESPOISTYMI



Praca doktorska

Promotor : Prof.dr inż. Konstanty Fanti

Warszawa - 1963 r.

WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925



WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925

WYSTAWA WARSZAWA 1925

159-8-83d

S p i s t r e ś c i

	str.
1. Cel pracy	3
1.1. Omówienie problemu	3
1.2. Zakres i cel pracy	5
2. Zastosowanie kotwi w hydrotechnice	6
2.1. Omówienie konstrukcji i zasad kotwienia	6
2.1.1. Kotwie prefabrykowane	7
2.1.2. Kotwie iniekcyjne	7
3. Dotychczasowe poglądy o działaniu zakotwień	11
3.1. Teoria pracy kotwi	11
3.1.1. Oddziaływanie gruntu na czoło kotwi	12
3.1.2. Oddziaływanie gruntu na tylną ściankę elementu kotwiącego	26
3.1.3. Oddziaływanie gruntu na powierzchnię boczną liniowego elementu kotwiącego	28
3.2. Wybrane metody obliczania nośności zakotwień liniowych i ich analiza	32
3.2.1. Omówienie metod obliczania wartości P_{gr}	32
3.2.2. Analiza porównawcza metod	41
4. Uwagi i propozycje własne odnoszące się do metodyki badań	45
5. Badania własne	50
5.1. Stanowisko badawcze A (model półprzestrzenny)	50
5.1.1. Opis modelu	50
5.1.2. Modele kotwi i zakres badań	51
5.1.3. Sposób prowadzenia badań i rejestracji wyników	52
5.2. Stanowisko badawcze B (model przestrzenny)	53
5.2.1. Opis modelu	53
5.2.2. Modele kotwi i zakres badań	54
5.3. Charakterystyka gruntu	57
6. Wyniki doświadczeń i ich analiza	59
6.1. Badania jakościowe	59
6.1.1. Doświadczenia na modelu półprzestrzennym A	59
6.1.2. Doświadczenia na modelu przestrzennym B	66

	str.
6.1.3. Teoretyczna interpretacja formy odkształceń gruntu	68
6.2. Ogólne zależności wynikające z badań na modelu przestrzennym	70
6.2.1. Badania w gruncie o naturalnej wilgotności	70
6.2.2. Badania w gruncie sztucznie nawilgoconym	71
6.2.3. Badania w gruncie suchym	73
6.2.4. Porównanie wyników badań w gruncie wilgotnym i suchym	74
6.3. Zależność reakcji gruntu od przesunięcia kotwi	76
6.3.1. Reakcja oddziaływania gruntu na element kotwiący w funkcji przesunięcia	76
6.3.2. Reakcja oddziaływania gruntu na czoło kotwi w funkcji przesunięcia	79
6.3.3. Reakcja oddziaływania gruntu na pobocznice kotwi w funkcji przesunięcia	79
6.4. Oddziaływanie gruntu na kotwie w stanie granicznym	88
6.4.1. Oddziaływanie gruntu na czoło kotwi w stanie granicznym	88
6.4.2. Oddziaływanie gruntu na pobocznice kotwi w stanie granicznym	91
6.5. Badania kotwi formowanych w gruncie poprzez iniekcję	94
6.6 Porównanie zależności wynikających z badań z warunkami rzeczywistymi	96
7. Podsumowanie i wnioski	99
Wykaz literatury	102

1. Cel pracy

1.1. Omówienie problemu

Zakotwienia gruntowe są elementami konstrukcyjnymi, których zadaniem jest zapewnienie stateczności budowli z nimi związanych złożonymi z elementu kotwiącego - kotwi i cięgna, za pomocą których przekazywane są obciążenia z konstrukcji kotwionej na grunt.

Ze względu na kształt elementu kotwiącego, zakotwienia gruntowe można sklasyfikować następująco [8,9,52,66,74] :

- liniowe, w których długość kotwi wielokrotnie przewyższa wymiary poprzeczne, a oś podłużna kotwi pokrywa się z kierunkiem działającej siły,
- płaskie, których kotwie mają postać ustrojów płaskich (płyty lub kraty),
- przestrzenne, których kotwie mają postać ustrojów przestrzennych (bryły).

Ze względu na głębokość położenia elementu kotwiącego pod powierzchnią gruntu, zakotwienia dzielą się na:

- płytkie,
- głębokie.

Wzajemne oddziaływanie na siebie elementu kotwiącego i gruntu jest inne przy położeniu kotwi blisko powierzchni gruntu, a inne przy zagłębieniach znaczniejszych.

Za miarę głębokości położenia kotwi przyjęto w wielu pracach [28,29,30,37,38,39,53,70] stosunek wysokości warstwy gruntu nad kotwią (H) do wymiaru poprzecznego elementu kotwiącego w przekroju pionowym (D) (rys.2.1). Granicę podziału położenia płytkiego i głębokiego stanowi wielkość krytyczna ($\frac{H}{D}$ kryt.), której wartość nie jest dokładnie ustalona lecz spełnia prze-

ważnie warunek $\frac{H}{D} \geq 6$.

Poza wymienionymi kryteriami podziału kotwi istnieje wiele innych [22, 23, 36, 48] nie mających istotnego znaczenia w niniejszej pracy.

Najdokładniej rozpoznaną grupę pod względem teoretycznym i doświadczalnym stanowią kotwie płaskie. Istnieją dokładne metody wyznaczania zdolności kotwiącej i wymiarowania, opracowane na podstawie danych empirycznych i założeń teoretycznych dla tych kotwi [4, 23, 24, 28, 39, 56, 57] .

Znaczna część opracowań, zajmujących się kotwiami płaskimi odnosi się do kotwi płytkich.

Podobnie przedstawia się problem kotwi przestrzennych.

Charakter współpracy kotwi liniowych z gruntem jak dotychczas nie jest dokładnie i jednoznacznie określony. Wynika stąd brak teoretycznie uzasadnionych metod obliczania nośności tych zakotwień [5, 7, 9, 25] . Z opisanych w p.3 przykładów wynika jak różne podejście do rozwiązania problemu reprezentują poszczególni autorzy. Różnice w wartościach nośności obliczonych różnymi metodami dla tych samych parametrów wytrzymałościowych gruntu i geometrycznych kotwi osiągają 6000 % (p.3.2.2). Problemy te wynikają stąd, że wzajemne oddziaływanie na siebie zakotwień gruntowych i otaczającego je gruntu ma charakter przestrzenny. Natomiast klasyczna mechanika gruntów analizuje zasadniczo tylko płaski stan odkształcenia gruntu [1, 28, 39, 57] .

Obecnie rozpatrywane są na drodze teoretycznej jedynie zagadnienia dwuwymiarowe (płaskie). Teoria plastyczności rozwiązuje je w sposób dokładny. Przypadki trójwymiarowe rozwiązywane są przeważnie na drodze doświadczelnej.

1.2. Zakres i cel pracy

Złożoność problemu współpracy zakotwień liniowych z gruntem jest przyczyną znacznego zróżnicowania licznych metod obliczania nośności kotwi liniowych. W wybranych metodach zwrócono uwagę na założenia wyjściowe i wartości nośności kotwi, uzyskiwane tymi metodami.

Podstawowym celem pracy jest przeanalizowanie charakteru współpracy kotwi liniowych, głębokich, o długości $0 < \frac{L}{D} < 16$ z gruntami niespoistymi w oparciu o własne badania laboratoryjne.

Analiza dotyczyła reakcji ośrodka gruntowego od momentu przyłożenia obciążenia zewnętrznego na kotwią do momentu osiągnięcia przez nią nośności granicznej. Nośność graniczna zostanie osiągnięta w przypadku dojścia gruntu w otoczeniu kotwi do stanu granicznego, co pokrywa się z wyczerpaniem zdolności przenoszenia przez grunt zwiększonych obciążeń.

Szczególną uwagę zwrócono na procesy w ośrodku, w stanie poprzedzającym jego zniszczenie w rejonie kotwi. Ostateczny charakter zniszczenia, który decyduje o wielkości obciążenia granicznego, zależy od formy narastania odkształceń, kształtowania się pola naprężeń i historii uplastyczniania się strefy gruntu, współpracującej z kotwią.

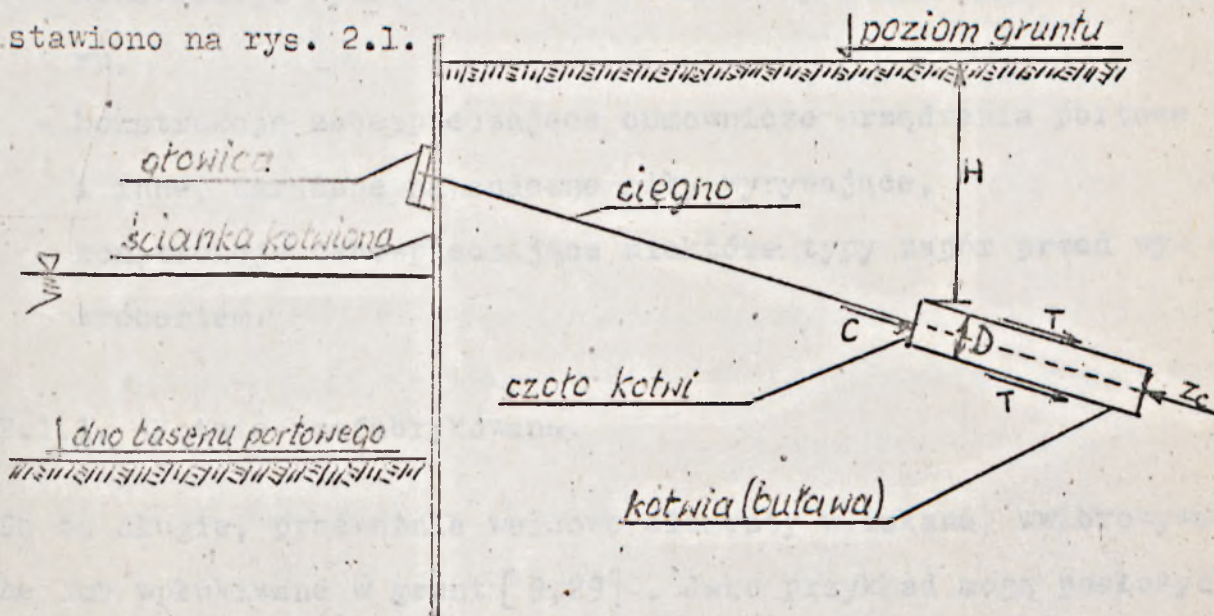
W prowadzonej analizie przebadano również wpływ na nośność:

- kąta pochylenia kotwi do poziomu,
- kształtu czoła kotwi,
- długości kotwi.

2. Zastosowanie kotwi w hydrotechnice

2.1. Opis konstrukcji i zasad kotwienia

Typowy schemat zastosowania kotwi liniowej do utrzymania ^{parcia} ścianki nabrzeża portowego i przejęcia reakcji na ściankę przedstawiono na rys. 2.1.



Rys.2.1. Schemat działania kotwi gruntowej.

Elementem bezpośrednio przekazującym obciążenia na grunt z konstrukcji kotwionej jest kotwia, nazywana też buławą. Buławę z konstrukcją kotwioną łączy ciągno w postaci liny stalowej lub prętów. Ciągno od strony konstrukcji blokowane jest przez głowicę.

W kotwiach płaskich i przestrzennych rolę utrzymującą przejmują płyta lub bryła o dowolnym kształcie.

Kotwie liniowe mogą być [18, 31, 51, 52, 67] :

- prefabrykowane,
- iniektowane (zaczynem cementowym lub żywicami).

W hydrotechnice kotwie liniowe mają zastosowanie jako [9, 42, 43, 44, 45] :

- konstrukcje utrzymujące obudowy głębokich wykopów fundamentowych i trwałe ścianki oporowe, wykonywane w zawieszinach

- tiksotropowych (tzw. szczelinowe),
- elementy nabrzeży oczepowych i cienkościennych murów oporowych,
 - zabezpieczenie lekkich suchych doków, komór śluzowych, płyt dennyh niecki wypadowej, rurociągów podwodnych i innych konstrukcji hydrotechnicznych narażonych na działanie wpru,
 - konstrukcje zabezpieczające cumownicze urządzenia portowe i inne, narażone na znaczne siły wyrwające,
 - konstrukcje zabezpieczające niektóre typy zapór przed wyróceniem.

2.1.1. Kotwie prefabrykowane.

Są to długie, przeważnie walcowe elementy wciskane, wwibrowywane lub wpłukiwane w grunt [9,29]. Jako przykład mogą posłużyć kotwie prefabrykowane systemu TMP [7] często stosowane we Francji przez firmę Soletanche.

2.1.2. Kotwie iniekcyjne.

W związku z szybkim rozwojem poziomu technicznego bazy sprzętowej przedsiębiorstw wykonawczych w ostatnich latach, nastąpił postęp w wykonawstwie zakotwień iniekcyjnych. Ogólnie metoda ich wykonywania jest następująca:

- wykonanie otworu w gruncie,
- wprowadzenie cięgna do otworu,
- utworzenie buławy kotwiącej,
- sprężanie kotwi.

Kotwie iniekcyjne można dzielić ze względu na:

- czas użytkowania,
- konstrukcję,

- technologię wykonawstwa,
- warunki gruntowe,
- charakter pracy w podłożu.

Istnieje wiele technologii wykonywania kotwi iniekcyjnych, gdyż każdy wykonawca stara się opracować sposób najbardziej dostosowany do własnych możliwości sprzętowych i gruntowych. Poniżej zostanie podanych kilka najbardziej charakterystycznych przykładów typów kotwi iniekcyjnych:

1) Kotwie wykonane przez Energopol (zabezpieczenie wykopów Trasy Łazienkowskiej)[18,72] . Wiercono otwór świdrem $\varnothing$ 90 mm. Kąt wiercenia 30° . Długość nawierconego otworu 12,0 m. Odcinek ostatnich 4,0 m poszerzono do $\varnothing$ 300 mm, odizolowano korkiem i włączano zaczyn cementowy o wskaźniku $w/c = 0,45 \div 0,50$ pod ciśnieniem $0,5 \div 1,5 \text{ N/mm}^2$. W ten sposób powstawała buława. Ciśnienie utrzymywano przez 0,5 godz.

2) Zakotwienia systemu TM firmy SIF[7]

Stosuje się rurę TM, wewnątrz której jest ciągną. Rura TM o $\varnothing = 50 \div 100 \text{ mm}$, stalowa, uźebrowana na zewnątrz w celu lepszego powiązania z zaczynem i gruntem. Wyposażona jest na całej długości w klapki zwrotne przez które przedostaje się zaczyn.

Wiercenia przeprowadza się w osłonie rury płaszczowej o większej średnicy.

W systemie TMS rura jest polietylenowa.

W systemie TMD rura kotwiąca w obrębie buławy jest stalowa a na odcinku długości wolnej ciągną z tworzywa sztucznego.

W systemie tym można wielokrotnie doiniektowywać zaczyn, powiększając za każdym razem ciśnienie. Te dodatkowe zastrzyki mają za zadanie lepsze rozparcie gruntu.

3) Zakotwienia systemu IRP firmy Soletanche [7]

Otwór wierci się w osłonie z zawiesziny tiksotropowej. Część otworu o długości planowanej buławy jest odizolowana od części wolnej cięgna nadmuchiwanym rękawem.

Dla kotwi o nośności 16000 kN wystarcza średnica $\varnothing$ 250÷300 mm, dla 2500 kN- $\varnothing$ 100 ÷ 150 mm.

Wzdłuż rury umieszczone są wentyle. Dzięki temu można uzupełnić iniekcję nawet po paru miesiącach.

4) Zakotwienia Bauer-Schrobenhausen (RFN) [62].

Wierci się otwór w ochronie z rury stalowej. Po odwierceniu planowanej długości otworu i wprowadzeniu cięgna, rurę podciąga się stopniowo, włączając zaczyn pod ciśnieniem 0,8÷4,0 MPa.

5) Zakotwienia typu Duplex [67].

Wykonuje się otwór w osłonie rury obsadowej, który iniektuje się zaczynem wprowadzoną drugą rurą wewnętrzną, wypełniając od końca otworu. Cięgno znajduje się w plastikowej osłonie na całej długości. Systemem tym otrzymuje się buławę ściskaną, na którą siła jest przekazywana od końca, co eliminuje pęknięcia występujące przy rozciąganiu betonu.

6) Zakotwienia typu "Dywidag" (Holandia).

Szkielet kotwi stanowi nagwintowany pręt ze stali o dużej wytrzymałości. Stosuje się ten typ głównie w gruntach nawodnionych.

W Wielkiej Brytanii i Stanach Zjednoczonych A.P. wykonawstwo jest zbliżone do wymienionych systemów, jednak tam preferuje się buławy krótsze (3,0 ÷ 6,0 m) o średnicy $\varnothing$ = 40 ÷ 60 cm [20,21,41].

Poza wymienionymi typami zakotwień iniekcyjnych istnieje wiele

innych różniących się szczegółami rozwiązań technicznych.

Zmienia się sposób odwiertu otworu, system wprowadzania iniektu, czy konstrukcję samego ciągu. Dokładne opisy konstrukcyjne pomija się, jako wykraczające poza tematykę pracy. Znajdują się one w [2,7,9,18,20,21,46,61,69].

3. Dotychczasowe poglądy o działaniu^{zu} kotwień.

3.1. Teoria pracy kotwi.

Wartość siły kotwiącej (P) liniowego elementu kotwiącego jest sumą reakcji gruntu na czoło buławy, ściankę tylną i ścianki boczne (w przypadku kształtu walcowego buławy -na pobocznice). W przypadku ruchu kotwi reakcja gruntu na czoło buławy wystąpi w postaci oporu gruntowego (C), na ściankę tylną w postaci parcia czynnego (Z_c), natomiast na pobocznice jako reakcja tarcia (T) (rys.2.1.)

$$P = C - Z_c + T \quad (1)$$

Przed powstaniem ruchu reakcje oporu i parcia czynnego prowadzą się do reakcji parcia spoczynkowego. Wymienione we wzorze (1) siły, (z wyjątkiem parcia czynnego, którego reakcja maleje z przesunięciem) mobilizują się w miarę narastania przemieszczenia do momentu osiągnięcia wartości granicznej. Każda z reakcji osiągnie wartość graniczną przy odpowiadającym jej przesunięciu granicznym . Brak jest jednoznacznie określonych zależności funkcyjnych pomiędzy wartością reakcji a przemieszczeniem, z wyjątkiem niektórych przypadków, dla wymienionych elementów zależności (1), pomimo prowadzonych wielu badań w tym kierunku [17,32,37,38,39,59,71,77] .

Kotwia osiągnie nośność graniczną równą oporowi gruntu doprowadzonego do stanu równowagi granicznej przy określonym przesunięciu granicznym.

Przy rozpatrywaniu takiego stanu pierwszorzędą rolę odgrywają tarcie wewnętrzne i spójność, jako podstawowe parametry wytrzy-

małościowe gruntu. Związek ich z naprężeniami występującymi w gruncie określa prawo Coulomba:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2)$$

gdzie: τ_f, σ' - składowa styczna i normalna naprężenia w danym punkcie gruntu, c' - spójność efektywna gruntu, ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Kąt tarcia wewnętrznego gruntów niespoistych w znacznym stopniu zależy od stopnia zagęszczenia gruntu I_D [59] . Zależność ta ujmowana jest w różny sposób, np:

$$\operatorname{tg} \phi' = 0,58 + \frac{I_D}{2} \quad (3)$$

gdzie: I_D - stopień zagęszczenia gruntu.

Według innych autorów [27] dla $I_D = 0$, $\phi' = 30^\circ$, dla $I_D = 1,0$ $\phi' = 47^\circ$.

3.1.1. Oddziaływanie gruntu na czoło kotwi.

W momencie rozpoczęcia ruchu reakcja parcia spoczynkowego przybiera formę oporu na kotwie napierającą na grunt. Omawianie reakcji parcia spoczynkowego pomija się z uwagi na małe znaczenie dla pracy zakotwienia.

W miarę przesuwania kotwi następuje przemieszczenie poszczególnych ziarn gruntu i zagęszczanie ośrodka, powodujące wzrost oporu gruntu. W tym momencie przed ścianką wyodrębnia się strefa gruntu, w której następuje jego uplastycznienie w całej bryle lub w jej fragmentach, ograniczonych powierzchniami poślizgu. Forma i kształt tej bryły zależy od czynników omówionych w dalszej części rozdziału.

Wartość graniczna odporu wystąpi przy przesunięciu granicznym, przy którym następuje uplastycznienie pewnego obszaru z możliwością ukształtowania się bryły odłamu. Grunt z pierwotnego stanu sprężystego przechodzi stopniowo w stan plastyczny. Istniejące rozwiązania dla płaskiego stanu odnoszą się tylko do stanu granicznego bez uwzględniania stopniowo rozwijającego się zjawiska wraz z przesunięciem.

Klasyczna metoda obliczania wartości maksymalnego, granicznego odporu (również parcia czynnego), oparta jest na teorii Coulomba i prawie Rebhanna, zakładającym powstanie najmniejszej z możliwych bryły odłamu. Teoria Coulomba odnosi się do ścian sięgających powierzchni gruntu i do założonych płaskich powierzchni odłamu (uplastycznienie gruntu tylko w powierzchni odłamu) nachylonych do poziomu pod kątem odłamu (ω).

Dla gruntów sypkich wartość odporu granicznego na 1,0 m ściany o wysokości H' wynosi:

$$C_{gr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H'^2 \quad (4)$$

gdzie: K_p - wsp. odporu granicznego zależny od kąta tarcia wewnętrznego (ϕ'), kąta tarcia pomiędzy gruntem a ścianą (δ), kąta odchylenia ściany od pionu (ψ), oraz kąta nachylenia naziomu do poziomu (β).

Zależność współczynnika (K_p) od wymienionych elementów podana jest w [39]. Dla ściany pionowej i gładkiej a naziomu poziomego mamy:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (5)$$

Przy elementach oddziaływujących na grunt, posadowionych poniżej powierzchni terenu, jak i w przypadku wzrostu kąta (δ)

powierzchnia odłamu staje się krzywoliniowa i rzeczywiste wartości oporu odbiegają od obliczonych wg wzoru (4).

W pracy [27] proponuje się w tych przypadkach operowanie tzw. średnim odporem jednostkowym, będącym stosunkiem oporu całkowitego i pola powierzchni na jakie działa

$$c_{srgr} = \frac{C_{gr}}{A} \quad (6)$$

Można też przy wzroście kąta (δ) zmniejszać wartość współczynnika oporu K_p o 15-30% [27]. Są to metody bardzo nieprecyzyjne. Istnieje wiele teoretycznych metod obliczania maksymalnej granicznej wartości oporu w oparciu o krzywoliniową powierzchnię odłamu [27, 32, 39, 59]. Metody te różnią się między sobą kształtem założonej powierzchni odłamu jak i formą oddziaływania gruntu na ściankę.

Terzaghi i Ohde [39] zakładają uplastycznienie gruntu tylko w powierzchni odłamu, której ślad jest krzywą logarytmiczną, przechodzącą przez dolny koniec ścianki i styczną do niej prostą. Dla takiego kształtu klina oblicza się wartość C_{gr} . Obliczenia można przeprowadzać analitycznie bądź graficznie.

Zmieniając położenie bieguna można przeprowadzić wiele krzywych logarytmicznych przechodzących przez dolny koniec ściany. Dla każdego przypadku oblicza się wartość oporu. Zgodnie z wymienionym już prawem Rebhanna za miarodajną przyjmuje się krzywą, dla której C_{gr} jest najmniejsze.

Krey [39] jako ślad powierzchni odłamu przyjmuje okrąg przecinający dolny koniec ściany i przechodzący w styczną do niego prostą, nachyloną do poziomu pod kątem równym $(45 - \frac{\phi}{2})$.

Natomiast Steck ogranicza od dołu klin odłamu płaszczyznami łamanymi [28].

W metodzie Brinch-Hansena zaleca się obliczanie naprężeń normalnych i stycznych gruntu przy ścianie według następujących wzorów [39] :

$$e = \gamma \cdot d \cdot K_{\gamma} + p \cdot K_p + c \cdot K_c \quad (7)$$

$$f = e \cdot \operatorname{tg} \bar{\delta} + a \quad (8)$$

gdzie: γ - ciężar objętościowy gruntu, $\bar{\delta}$ - kąt tarcia gruntu o ścianę, a - przyczepność /adhezja/ gruntu do ściany, d - głębokość mierzona wzdłuż ściany, K_{γ} , K_p , K_c , - współczynniki zależne od (ϕ) i odczytane z wykresu na rys. 217-1 w pracy [39]. Wymienione metody zakładały uplastycznienie gruntu tylko w powierzchni odłamu zakładając z góry kształt tej powierzchni. Sokołowski [12] zakładając uplastycznienie się całego obszaru odłamu, opiera się na podstawowych równaniach równowagi granicznej:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 ; \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \quad (9)$$

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2 = [(\sigma_z + \sigma_x) \sin \phi' + 2c' \cos \phi']^2 \quad (10)$$

gdzie: σ_x - składowa normalna naprężenia w kierunku osi x ,
 σ_z - składowa normalna naprężenia w kierunku osi z ,
 τ_{xz} - składowa styczna naprężenia w płaszczyźnie równoległej do osi xz ,
 γ - ciężar objętościowy gruntu.

Równanie (10) może być przedstawione w prostszej postaci:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi' + 2c' \cos \phi' \quad (11)$$

gdzie: σ_1, σ_3 - naprężenie główne (tj. dla $\tau_{xz} = 0$).

Punkty ośrodka gruntowego, w których wymienione równania są spełnione znajdują się w stanie równowagi granicznej, a ich

zbiór tworzy obszar uplastycznienia.

Sokołowski rozwiązał te równania numerycznie tzw. metodą charakterystyk.

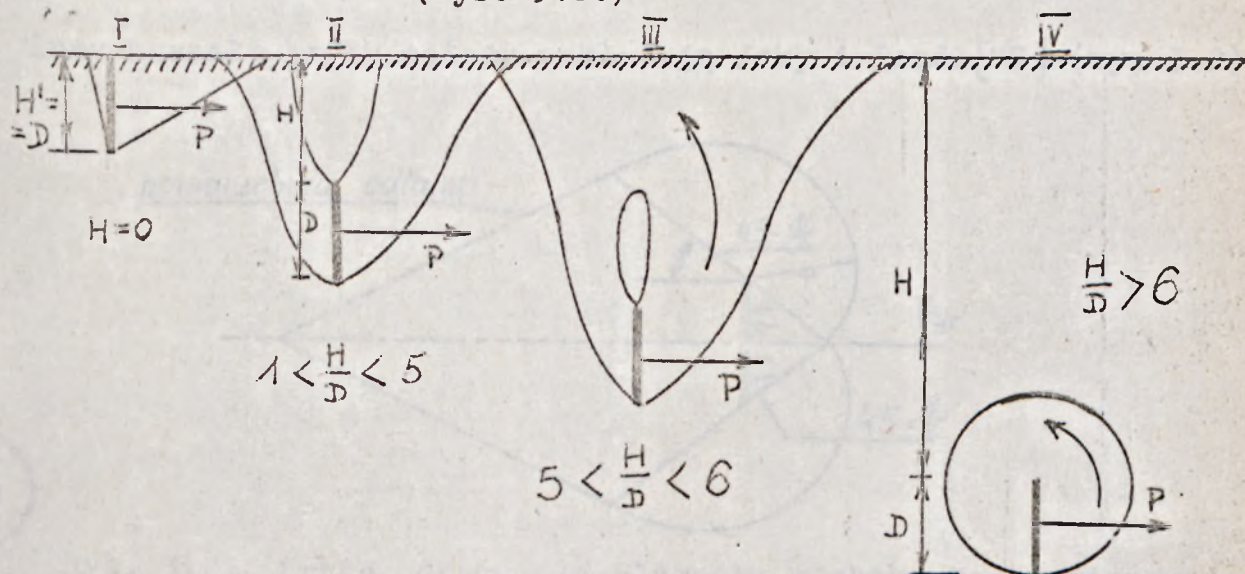
Poza metodą Sokołowskiego istnieje wiele innych metod, opartych na równaniach równowagi granicznej, lecz w inny sposób je rozwiązujących (metodą różnic skończonych, czy metodą aproksymacji nieliniowej, polegającej na rozwinięciu równań w szereg Taylora [12,19] .

Omówione dotychczas analityczne metody obliczania oporu odnoszą się do przypadku, gdy ściana płaska sięga powierzchni gruntu.

Elementy kotwiące z uwagi na charakter pracy posadawiane są pod powierzchnią gruntu.

Metody obliczania wielkości i charakteru oddziaływania gruntu na czoło elementu płaskiego, przemieszczającego się pod powierzchnią gruntu oparte są w większości na wynikach badań laboratoryjnych.

Boucrant [26] na podstawie własnych doświadczeń podaje schemat kształtowania się bryły odkamu w zależności od głębokości położenia elementu (rys. 3.1.)



Rys.3.1. Schemat kształtowania się bryły odkamu w zależności od głębokości położenia elementu.

Przekrój pionowy tej bryły ograniczony jest spiralą logarytmiczną i odcinkami prostymi.

Wartość siły granicznej na 1,0 m długości elementu, w gruntach niespoistych wynosi:

$$C_{gr} = D \cdot \gamma \cdot \left(H + \frac{D}{2}\right) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{2\pi \operatorname{tg} \phi'} \quad (13)$$

Dla elementów o zagłębieniach pośrednich, kiedy $\frac{H}{D}$ nie przekracza wielkości krytycznej (schematy II i III na rys. 31), na podstawie wyników empirycznych, Buchholz podaje zależność na obliczenie wartości nośności w postaci:

$$C_{gr} = \gamma \cdot \frac{(H+D)}{2} \cdot \mu \quad (14)$$

gdzie: μ - współczynnik z nomogramu dla różnych zagłębień i kątów tarcia wewnętrznego ϕ' [28]

Na uwagę zasługuje metoda Hueckel'a [30] ze względu na długą serię badań wykorzystanych do analizy jak i na prostą formę. Autor uważa, że "... skoro nie można znaleźć potwierdzenia wprost w jednej z wielkich teorii ciała stałego, nie powinno się go szukać w zbyt drobiazgowych i skomplikowanych, a nieścisłych założeniach co do kształtu bryły odłamu". Na podstawie wyników doświadczeń doszedł do zależności:

$$C_{gr} = \xi \cdot (H+D)^3 \quad (15)$$

gdzie: ξ - współczynnik zależny od $\frac{H}{D}$ odczytany z tablic [28]
(dla $1 \leq \frac{H}{D} \leq 5$ współczynnik $3,60 \leq \xi \leq 2,18$)

lub obliczony ze wzoru: (16)

$$\xi = \frac{4,63}{\frac{H+D}{D} + 0,25}$$

Autorzy prac [37, 38, 71] proponują zależność:

$$\xi = \frac{4,2}{\left(\frac{H+D}{D}\right)^{0,62}} \quad (17)$$

(formę wzoru podano dla oznaczeń stosowanych w pracy i poprzednich metodach).

Przestrzenny charakter oddziaływania czoła elementów kotwiących.

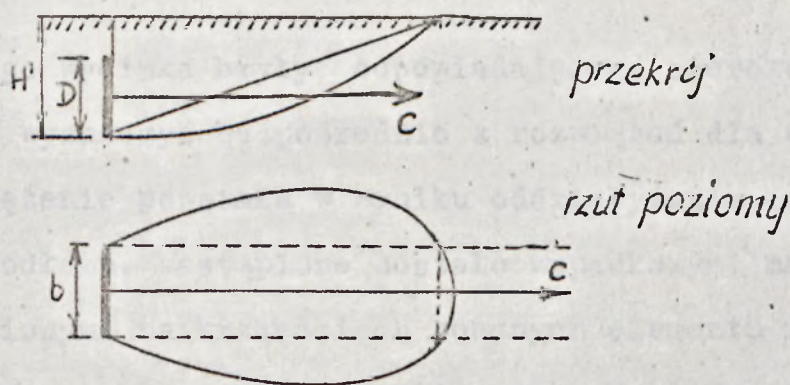
We wstępie stwierdzono, że kotwy są elementami konstrukcyjnymi, których współpraca z gruntem ma charakter trójwymiarowy. Z przeglądu metod obliczania oporu wynika, że wszystkie (poza wzorami (14) i (15) jako empirycznymi dotyczą płaskiego stanu odkształcenia i określają wartości dla długości jednostkowych. W przypadku konstrukcji długich nie ma to zasadniczego znaczenia. Ponieważ elementy kotwiące mają pewien wymiar poprzeczny (prostopadły do płaszczyzny przekroju) to ograniczenia boczne bryły odłamu nie będą się pokrywały z końcami elementu. Bryła odłamu obejmie również strefy gruntu poza krawędziami czoła kotwi. Przy takiej bryle odłamu odpór gruntu przed kotwią jest większy od oporu, jaki by występował przed wycinkiem ściany ciągłej o wymiarach tej kotwi. Odpór, wywołany poprzez strefy boczne, nazywany jest odporem dodatkowym i ma często podstawowe znaczenie dla nośności elementu kotwiącego. Jak wykazano na podstawie doświadczeń, rzeczywista wartość oporu przed płytą o ograniczonym wymiarze poprzecznym (szerokość b), przewyższała około dziesięciokrotnie wartość obliczoną dla ściany o długości (b) wg klasycznej metody Coulomba (wzór 4) [39].

Wielu autorów, opierając się w większości na metodach omówionych w p. 3.1.1. próbowało uwzględnić wpływ stref bocznych bryły odłamu na wartość całkowitego odporu.

Wykorzystując teorię Coulomba do tego celu, można bryłę odporu podzielić płaszczyznami pionowymi na trzy części: środkowy klin odłamu występujący bezpośrednio przed elementem kotwiącym o szerokości równej danemu elementowi i dwie pozostałe po bokach części bryły odporu.

Odpór całkowity będzie sumą odporu "klasycznego", powodowanego klinem środkowym, którego wartość można obliczyć wg wzoru (4) i reakcji tarcia bocznych powierzchni bryły odporu o otaczający grunt. Reakcję tarcia można obliczyć, uwzględniając wartość parcia na powierzchnię boczną klina środkowego wg wzoru (6).

Wyznacza się wartość jednostkowego parcia czynnego na głębokości równej położeniu środka ciężkości bocznej ściany trójkątnej środkowego klina, czyli na głębokości $\frac{1}{3} H'$. Obliczona tą metodą wartość odporu dodatkowego jest nieznaczna i stanowi średnio 10 ÷ 20% wartości odporu "klasycznego", obliczonego dla środkowego klina

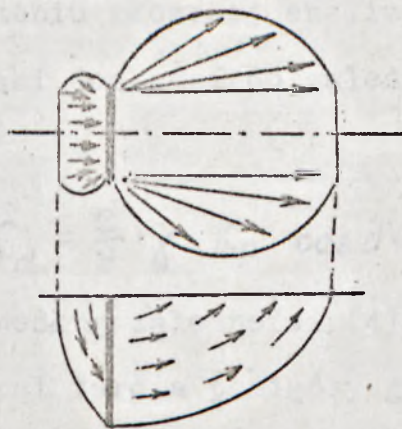


Rys. 3.3. Zarys bryły odłamu [28]

W porównaniu z proporcjami, określonymi na podstawie badań w [39] i wyszczególnionymi w pracy wcześniej, jest to wartość

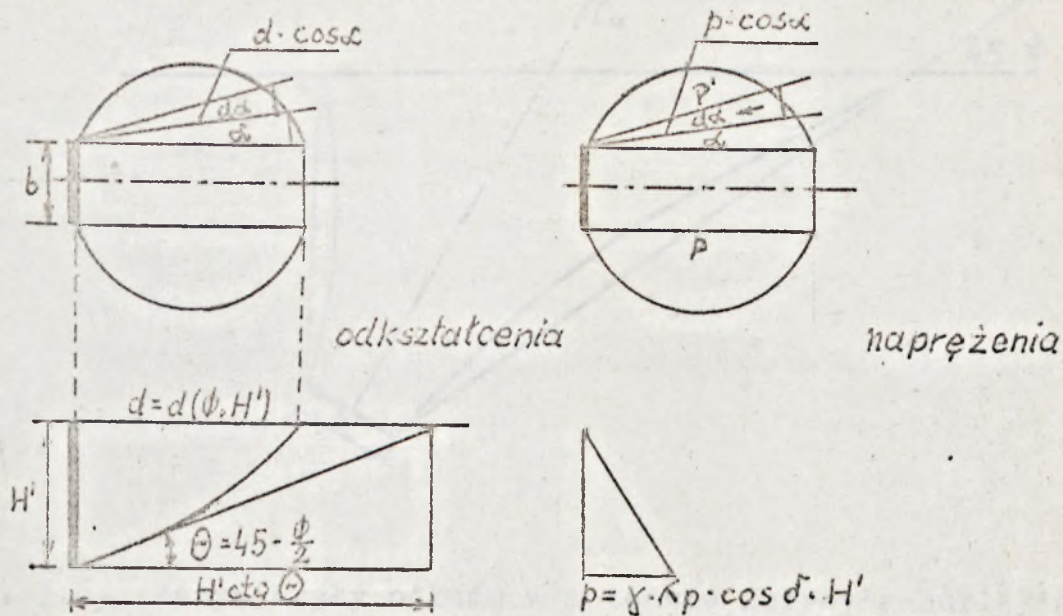
znikoma. Waissenbach [28,39] zwiększa, chociaż nieznacznie, odpór dodatkowy (stref bocznych) poprzez mnożenie kąta tarcia wewnętrznego (ϕ) przez współczynnik 0,45 przy obliczaniu parcia na ścianki boczne klina środkowego.

Na innych zasadach opiera się metoda uwzględniania stref bocznych odporu, opisana w pozycjach [1,56,57] . Oparto się na analizie naprężeń w gruncie w układzie przestrzennym i przyjęto, że ślad bryły odłamu na powierzchni gruntu składa się z dwóch półkoli i prostokąta, odpowiadającego szerokości elementu naciskającego (rys.3.4.)



Rys. 3.4. Zarys bryły odłamu w metodzie Odrobińskiego [57]

Wpływ środkowego wycinka bryły, odpowiadającego szerokości elementu, można wyznaczyć bezpośrednio z rozwiązań dla układu płaskiego. Naprężenie powstałe w wyniku oddziaływania części bocznych bryły odłamu, zastąpione zostało wypadkowymi naprężeniami, zaczepionymi na krawędziach bocznych elementu i działającymi w pionowych płaszczyznach siecznych, wychodzących z tych krawędzi i odczylnych od kierunku działania zewnętrznej siły o kąty (α) (rys.3.5.)



Rys. 3.5. Schemat obliczeniowy do metody Odrobińskiego.

Po przeprowadzeniu złożonej analizy fizycznej i matematycznej [57], Odrobiński dochodzi do zależności na wartość oporu dodatkowego:

$$C_d = \frac{2}{9} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot \cos \delta \cdot \eta \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \cdot H'^3 \quad (18)$$

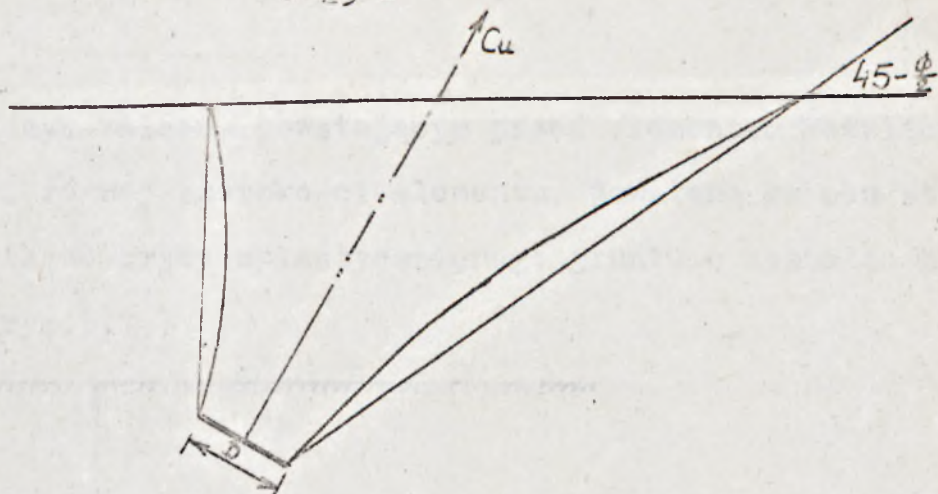
gdzie: $\gamma K_p H'$ - według zależności (4) i (5)

δ - kąt tarcia pomiędzy gruntem a elementem napierającym.

η - współczynnik oznaczający zmniejszenie rzeczywistych wymiarów bryły odłamu w stosunku do przyjmowanych w rozwiązaniach klasycznych. $\eta = f(\phi', H')$

Stosunek oporu dodatkowego, obliczonego wg zależności (17) do oporu środkowego klina nie przekracza wartości 1,0.

Przypadek oddziaływania czoła elementu kotwiącego o przekroju kołowym, pracującego w kierunku pionowym i odchylonym od pionu przeanalizowano w pracach [23, 24]. Rozpatrywane są kotwie płytke tzn. bryła odłamu jest wypierana na powierzchnię. Kształt przyjętej do analizy bryły odłamu w przekroju pionowym przedstawia rys. 3.6.



Rys. 3.6. Zarys bryły odłamu w metodzie Harvey'a-Burley'a [23]

Kształt strefy wypieranej określono na podstawie doświadczeń. Autorzy jako wartość odporu przyjmują siłę, potrzebną do wyparcia tej bryły. Z uwagi na złożoną formę przyjętej bryły odłamu, metoda obliczeń (opisana w [23]) jest oparta na rozbudowanej analizie matematycznej. Całą bryłę dzieli się na wycinki (kliny) ograniczone płaszczyznami przechodzącymi przez oś działania siły i oblicza wartość odporu (c) kolejnych wycinków. Proponuje się podział bryły odłamu płaszczyznami odchylonymi od siebie o kąt $\xi = 1^\circ$

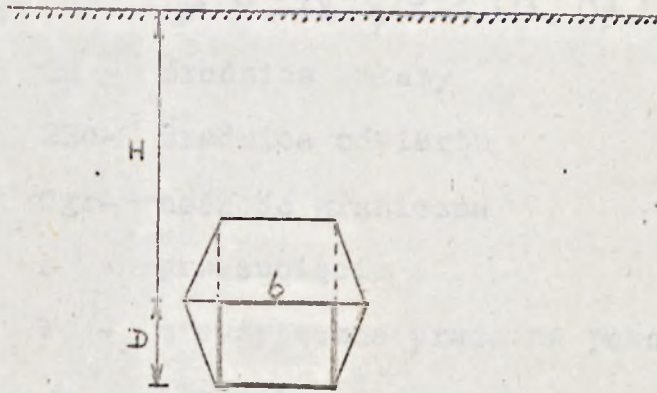
$$C_u = \sum_{\xi=0}^{\xi=2\pi} c \cdot \cos \phi \quad (19)$$

gdzie: c - wartość odporu jednego wycinka.

Z uwagi na pracochłonność metody jak i złożoną formę matematyczną ostatecznej zależności na $c = f(\xi, \alpha, \phi)$ autorzy proponują zastosowanie maszyn matematycznych.

Podobnie jak dla ścian długich, położonych na głębokościach względnych $\frac{H}{D} \gg 6$ (schemat IV rys.3.1.), Bouerout [26] dla elementów o ograniczonej szerokości przyjmuje złożony schemat uplastycznionej bryły odłamu. Zakłada dodatkowo, że

pona poziomym walcem, powstającym przed elementem kotwiącym, o długości równej szerokości elementu, powstaną po obu stronach dodatkowe bryły uplastycznionego gruntu o kształtach stożków (rys.3.7.)



Rys. 3.7. Przekrój bryły odłamu wg Boucraut'a dla $\frac{H}{D} \gg 6$ [28]

Oddziaływanie tych stożków autor podaje jako:

$$2C_d = \frac{8}{3} \cdot \pi \cdot \gamma \cdot H \cdot D^2 \quad (20)$$

Zgodnie ze wzorem (12) dla elementu o szerokości b, wartość oporu wyniesie:

$$C_{gr} = 4 \cdot \pi \cdot \gamma \cdot H \cdot D \cdot \operatorname{tg} \phi' \cdot b$$

Złączenie otrzymamy :

$$C_{pgr} = 4 \cdot \pi \cdot \gamma \cdot H \cdot D (b \cdot \operatorname{tg} \phi' + \frac{2}{3} D) \quad (21a)$$

lub

$$C_{pgr} = 4 \cdot \pi \cdot \gamma \cdot H \cdot D \cdot \operatorname{tg} \phi' (b + \frac{2}{3} D \operatorname{ctg} \phi') \quad (21b)$$

Mariupolskij [47] oparł metodę obliczania oddziaływania czoła elementu kotwiącego głębokiego, na zasadzie rozpychania gruntu przez przemieszczającą się kotwie. Porównał pracę potrzebną do przesunięcia kotwi o określony odcinek (s) do pra-

cy potrzebnej na rozepchnięcie gruntu na boki. Możliwość kształtowania buławy poprzez iniekcję uwzględniono, wprowadzając do wzoru promień odwiertu (R_o).

$$C_{gr} \cdot s - W = q \cdot s \cdot \pi (R^2 - R_o^2) \quad (22)$$

gdzie: $2R$ - średnica buławy

$2R_o$ - średnica odwiertu

C_{gr} - nośność graniczna

s - przesunięcie

W - nieużyteczna praca na pokonanie tarcia rdzenia o grunt

q - naprężenie powodujące rozpychanie otworu.

Po przekształceniach autor otrzymuje wzór na nośność:

$$C_{gr} = \frac{q \cdot \pi (R^2 - R_o^2)}{1 - 0,5 t_g \phi} \quad (23)$$

gdzie: ϕ - określa się z wykresu [47]

W punkcie (3.1.) zaznaczono, że zjawisko oporu narasta (mobilizuje się) w miarę przemieszczania się elementu napierającego na grunt aż do osiągnięcia stanu granicznego.

Wszystkie dotychczas opisane w pracy metody ograniczały się do obliczenia wartości oporu dla stanu granicznego. W pracy [39] przedstawiona jest metoda obliczania wartości oporu przy dowolnym przesunięciu nie przekraczającym granicznego.

Metoda opiera się na analizie serii badań laboratoryjnych z pionowymi płytami kotwiącymi, płytkami ($\frac{H}{D} < 6$) pracującymi w suchym piasku. Wartość tzw. oporu zmobilizowanego albo wzbudzonego odpowiadającego określonemu przesunięciu uzależniona jest od współczynnika mobilizacji (w).

$$w = \frac{e_z}{0,94 \cdot e_z + 0,06 e_{gr}} = \frac{n}{0,94n + 0,06} \quad (24)$$

$$n = \frac{e_z}{e_{gr}} \quad (25)$$

gdzie: e_z - przesunięcie odpowiadające poszukiwanej wartości
odporu zmobilizowanego

e_{gr} - przesunięcie graniczne

Stąd: $C_z = w \cdot C_{gr} \quad (26)$

gdzie: C_z - odpór zmobilizowany (wzbudzony)

C_{gr} - odpór graniczny obliczany metodami klasycznymi
[np. wzór (4) lub (12)]

3.1.2. Oddziaływanie gruntu na tylną ściankę elementu kotwiącego.

Drugim elementem wpływającym na nośność elementu kotwiącego według zależności (1) jest parcie czynne, które powstaje gdy ściana, na którą grunt wywiera nacisk, oddala się od niego. W miarę przemieszczania ściany parcie maleje od wartości równej parciu spoczynkowemu do wartości minimalnej przyjmowanej jako graniczne parcie czynne.

Zakłada się, że w momencie jego powstania w gruncie za ścianą, wydzieliła się bryła gruntu uważana za element sztywny, oddzielona od pozostałej części gruntu powierzchnią odłamu.

Podstawowa zależność na obliczanie wartości parcia czynnego wg teorii Coulomba jest:

$$Z_c = 0,5 \cdot K_c \cdot \gamma \cdot H'^2 \quad (27)$$

gdzie: γ - ciężar objętościowy gruntu

K_c - współczynnik parcia czynnego zależny od kąta

tarcia wewnętrznego gruntu ϕ' , od kąta tarcia gruntu o ścianę δ , oraz od nachylenia ściany i kształtu naziomu.

Z uwagi na dwuwymiarowość zagadnienia w teorii Coulomba, wartość parcia wg wzoru (27) obliczana jest na jednostkę długości ściany.

Dla ściany pionowej i gładkiej oraz naziomu poziomego:

$$K_c = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (28)$$

Dla konstrukcji, które w wyniku działania parcia odchylają się górną częścią, przy niezmiennym położeniu dolnej krawędzi (następuje obrót), rzeczywisty rozkład parcia ma charakter trójkątny wg wzoru (27). Natomiast dla konstrukcji przesuwających się równolegle, wartość parcia nie ulegnie zmianie, a wykres parcia przyjmie charakter paraboliczny. Wnioski te zostały ustalone na podstawie doświadczeń [28].

Podobnie jak na wartość oporu granicznego (punkt 3.1.1.), tak i na wartość parcia czynnego mają wpływ strefy boczne gruntu. Ma to szczególne znaczenie przy ścianach i elementach kotwiących o wymiarze poprzecznym (prostopadłym do płaszczyzny przekroju) ograniczonym.

Strefy boczne gruntu, znajdujące się poza płaszczyznami ograniczającymi wymiar poprzeczny elementu, zaklinowują przesuwającą się bryłę odłamu i zmniejszają wartość parcia czynnego. Oddziaływanie gruntu na tylną ściankę elementów posadowionych na znacznych głębokościach, może zaniknąć całkowicie.

Wpływ parcia czynnego na nośność elementu kotwiącego zwykle pomija się. Z tego też względu nie omawia się w pracy innych metod jego obliczania.

3.1.3. Oddziaływanie gruntu na powierzchnię boczną liniowego elementu kotwiącego.

W przypadku obciążenia i przesunięcia liniowego elementu kotwiącego, oddziaływanie gruntu na powierzchnię boczną wystąpi w postaci tarcia. Reakcja tarcia zależy od wartości nacisku (N) i współczynnika tarcia (f) ujmowanego nieraz w postaci ($\tan \delta$), gdzie (δ) jest to kąt tarcia zewnętrznego.

Ogólnie

$$T = N \cdot f = N \cdot \tan \delta \quad (29)$$

stąd

$$T = \sigma \cdot \tan \delta \quad (30)$$

gdzie:

T - naprężenie styczne w gruncie przy ścianie elementu.

N - siła normalna do powierzchni ściana

$f = \tan \delta$ - współczynnik tarcia

Wartość kąta tarcia zewnętrznego powinna być wyznaczana doświadczalnie [27,30]. Współczynnik tarcia zewnętrznego często jest przyjmowany jako ułamek kąta tarcia wewnętrznego równy $\frac{\phi'}{3}$, $\frac{\phi'}{2}$, najczęściej $\frac{2}{3} \phi'$ [17,19,32,59]. Wartość reakcji tarcia zewnętrznego rośnie w miarę przesunięcia elementu. Mówi się wtedy o mobilizowaniu się tarcia.

Wartość tarcia zmobilizowanego można przedstawić:

$$T_z = T_0 + w_t (T_{gr} - T_0) \quad (31)$$

Gdzie: T_z - tarcie wzbudzone

T_{gr} - tarcie graniczne

T_0 - tarcie spoczynkowe

w_t - wsp.wzbudzenia (mobilizacji) tarcia.

W ośrodku sypkim można przyjąć $T_0 = 0$, stąd:

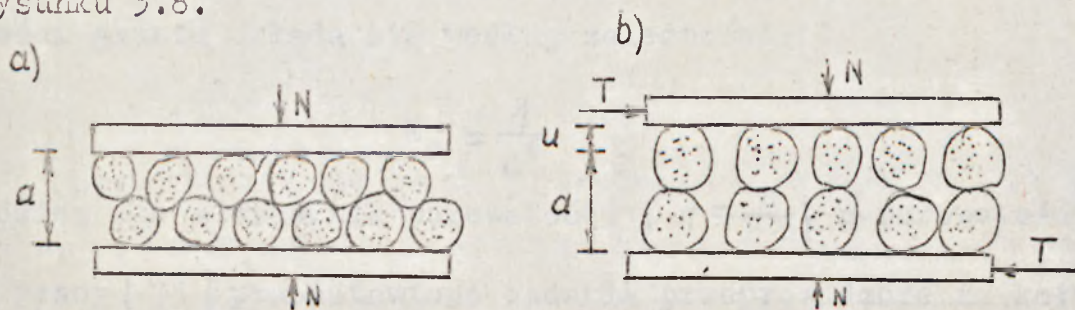
$$T_z = w_t \cdot T_{gr} \quad (32)$$

$$w_t = f(n)$$

Wskaźnik mobilizacji tarcia (w_t) zależy od wielkości wyznaczonej wg zależności (25).

Wielkość (e_z) w tym wzorze określa przesunięcie odpowiadające poszukiwanej wartości tarcia zmobilizowanego, a wielkość (e_{gr}) określa wartość przesunięcia granicznego.

W pracy [34] przyjęto założenie, że w wyniku ruchu elementu kotwiącego następuje przemieszczenia warstwy gruntu przyległego do buławy o wartości (u). Przyjęty schemat pokazano na rysunku 3.8.



Rys. 3.8. Schemat reakcji gruntu wg Wernicka [34]

a) przed rozpoczęciem ruchu kotwi

b) w fazie ruchu kotwi

Ścinanie gruntu może przebiegać w różny sposób:

- zostają ścięte zazębienia między ziarnami,
- nastąpi rozsunięcie się ziaren gruntu, znikną zazębienia i powstanie przesunięcie.

W gruncie bardzo zagęszczonym nastąpi przypadek pierwszy z uwagi na niemożność odkształceń bocznych. W gruntach średnio zagęszczonych i luźnych - drugi. W wyniku zwiększania grubości warstwy biorącej udział w ścinaniu następuje wzrost naprężeń

normalnych do buławy, a tym samym wzrost wartości reakcji tarcia.

Wernicki dochodzi do zależności wyrażającej wielkość przyrostu naprężeń radialnych:

$$\Delta \sigma_r = \frac{u \cdot E_s}{(1+\gamma) \cdot r_0} \quad (33)$$

gdzie: u - wartość wzrostu grubości warstwy aktywnej (a) wg rysunku 3.8.

Wielkość (u) zależy od wartości kąta tarcia wewnętrznego (ϕ), uziarnienia, stopnia zagęszczenia lub porowatości gruntu.

Im grunt jest bardziej zagęszczony tym jest większe zazębienie ziaren, większy kąt tarcia wewnętrznego i mniejsza porowatość. Przyjęto, że wpływ zmian porowatości na wartość modułu ściśliwości gruntu układa się według zależności:

$$E_s = \frac{1}{e^4} \quad (34)$$

gdzie: e - wskaźnik porowatości ($e = \frac{n}{1-n}$; n - porowatość)

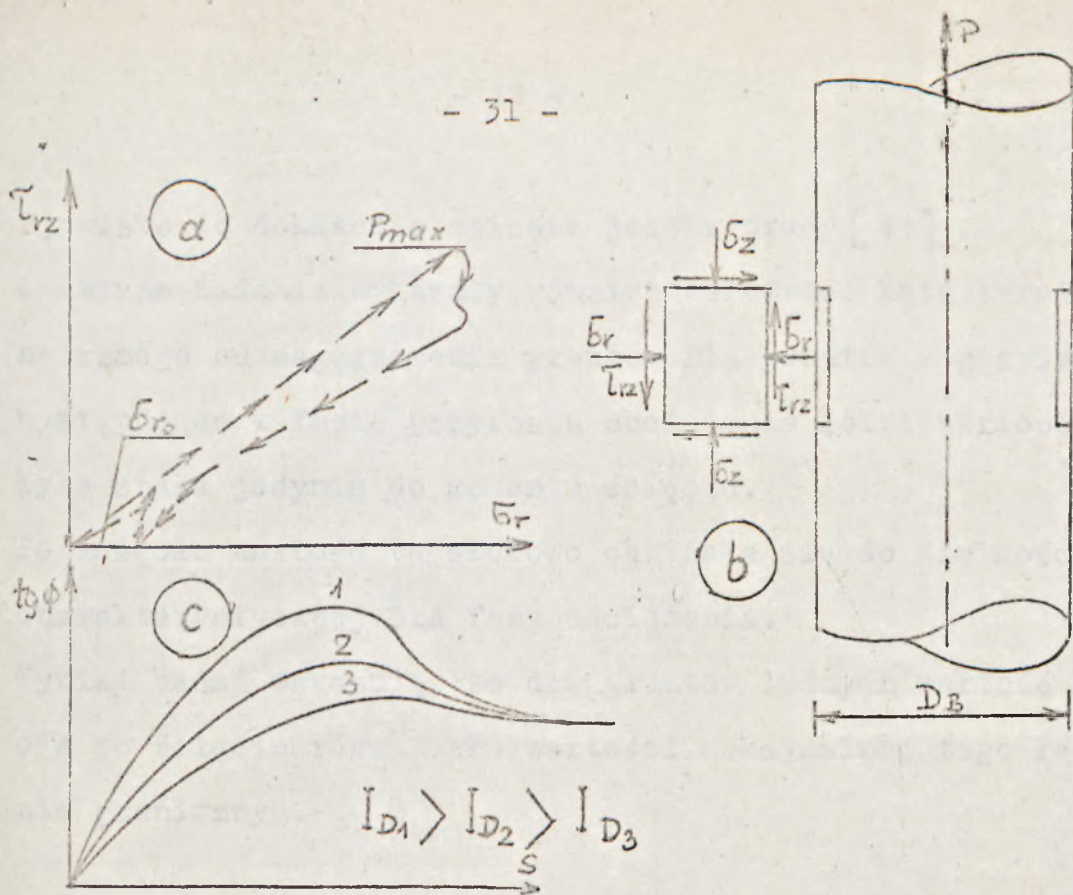
W pracy [75] przedstawiono badania przeprowadzone na kotwach betonowych o średnicy 5 - 10 cm. Umieszczone one były w skrzyni wypełnionej piaskiem o zmiennym zagęszczeniu.

Wyniki badań przedstawione są na rys. 3.9.

Z zależności podanych na rysunkach wynika, że przy stopniowym wzroście siły w kotwie do $P_{\max}$, występował wzrost zarówno naprężenia radialnego (normalnego do pobocznicy buławy) (σ_r), jak i naprężenia stycznego (τ_{rz}).

Przy odciążeniu kotwi następował z kolei spadek obu tych wartości.

Po całkowitym odciążeniu otrzymano naprężenie radialne równe wartości na początku próby, zbliżonej do jednostkowego parcia spoczynkowego σ_0 .



Rys. 3.9. Badania kotwi betonowych [75]

- a) charakter zmian (τ_{rz}) i (σ_r) przy obciążaniu i odciążaniu kotwi,
- b) schemat obciążenia pobocznicy kotwi,
- c) zmiana ($tg \phi$) przy przesunięciu kotwi (s) przy różnym zagęszczeniu gruntu.

Z wykresów wynika, że:

- wzrostowi obciążenia kotwi towarzyszył wzrost składowej normalnej naprężenia gruntu do pobocznicy buławy
- otrzymano dwie odmienne wartości tangensa kąta tarcia wewnętrznego gruntu dla fazy przyrostu i spadku siły w kotwi.

Obie wartości były znacznie większe od wartości otrzymanych z próby ścinania gruntu.

Obserwowane zjawisko wzrostu składowej normalnej naprężenia tłumaczy autor występowaniem zjawiska dylatancji piasku podczas ścinania wzdłuż pobocznicy.

Zjawisko to dokładnie opisane jest w pracy [44] .

Omawiane badania wykazały również zależność kąta tarcia wewnętrzznego od zagęszczenia gruntu. Dla gruntów zagęszczonych występująca w fazie przyrostu obciążenia kotwi wartość kąta (ϕ) była stała jedynie do momentu ścięcia.

Po ścięciu wartość ta skokowo obniżała się do wielkości stałej, charakterystycznej dla fazy odciążenia.

Wyniki badań wskazują, że dla gruntów luźnych wartość kąta tarcia po ścięciu równa była wartości maksymalnej tego kąta w stanie granicznym.

3.2. Wybrane metody obliczania nośności zakotwień liniowych i ich analiza.

3.2.1. Omówienie metod obliczania wartości P_{gr}

A. Metoda oparta na teorii pracy płyt [28,29]:

$$P_{gr} = C_{gr} + T_{gr}$$

gdzie: C_{gr} - opór graniczny czoła kotwi

T_{gr} - opór graniczny powierzchni bocznej

W metodzie tej zaleca się do obliczania wartości C_{gr} stosować wzór (12):

Przy założeniu $b = D$

$$C_{gr} = 4 \cdot \pi \cdot \gamma \cdot H \cdot D^2 \cdot \tan \phi'$$

lub wzór empiryczny [29]

$$C_{gr} = \xi \cdot \gamma \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (35)$$

ξ - wsp. zależny od stosunku $\frac{H}{D}$

$$\text{dla } \frac{H}{D} = 20 \quad \xi = 3000 \quad ; \quad \frac{H}{D} = 50 \quad \xi = 10\,000$$

Wielkości liniowe we wzorze (35) podawane są w (cm)

Opór powierzchni bocznej T_{gr} oblicza się wg wzoru empirycznego [29]:

$$T_{gr} = 7,5 \cdot D \cdot L^2 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (36)$$

Przyjmując przeciętne warunki gruntowe i wykonawcze według danych [48, 29, 72], można obliczyć przykładowo wartość siły P_{gr} :

$$\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0,02 \text{ N/cm}^3$$

$$\phi' = 30^\circ; \operatorname{tg} \phi' = 0,577$$

$$D = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Według (12)} \quad C_{gr} \cong 20 \text{ kN}$$

$$\text{Według (35)} \quad C_{gr} \cong 35 \text{ kN}$$

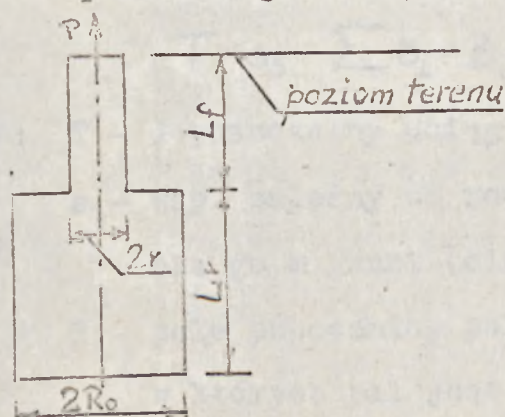
$$T_{gr} = 7,5 \cdot 0,15 \cdot 5,0^2 \cdot 20 \cdot 0,577 = 325 \text{ kN}$$

$$P_{gr1} = 20 + 325 = 345 \text{ kN}$$

$$P_{gr2} = 35 + 325 = 360 \text{ kN}$$

B) Metoda uzależniająca siłę uciągu od naprężeń, spowodowanych wysokością nadkładu [62].

Zakłada się, że naprężenie normalne do buławy jest proporcjonalne do pierwotnego naprężenia pionowego panującego w gruncie.



Nośność całkowita

$$P = C + T$$

gdzie:

T - opór na pobocznicę

C - opór czoła buławy

Rys. 3.10. Schemat oznaczeń do metody (B)

$$T = F_m \left(\bar{\sigma}_m \frac{\tan \phi'}{1 + 2 \tan^2 \phi'} + c \cdot \cos \phi' \right) \quad (37)$$

$$C = R_c^2 \cdot \pi (p_o \cdot T_\gamma + c \cdot T_c) \quad (38)$$

$$F_m = 2 R_c \cdot \pi \cdot L_r ; \quad \bar{\sigma}_m = \left(L_f + \frac{L_r}{2} \right) \cdot \gamma$$

$\bar{\sigma}_m$ - naprężenie pierwotne pionowe w gruncie na rzędnej środka buławy)

T_γ, T_c - współczynniki udźwigu wg wykresu w [62] zależne od wartości (ϕ')

p_o - jednostkowe parcie spoczynkowe na rzędnej górnego końca buławy.

$$p_o = \gamma \cdot L_f (1 - \sin \phi') \quad (39)$$

Dla przyjętych parametrów gruntowych opór poboczniczy

$$T = 2 \cdot 0,075 \cdot \pi \cdot 5,0 \left(125 \cdot \frac{0,577}{1 + 2 \cdot 0,333} \right) \cong 100 \text{ kN}$$

opór czoła:

$$C = 0,075^2 \cdot \pi \cdot 20 \cdot 5,0 \cdot (1 - \sin 30^\circ) \cdot 90 \cong 70 \text{ kN}$$

$$P = C + T = 170 \text{ kN}$$

C) Metoda oparta na zasadzie obliczania uciagu pali wg normy PN-B-02482 [11,29,58]

Zakłada się obliczanie nośności kotwi traktując ją jako pal wyciągany.

$$T = s_b \cdot \sum b_i \cdot B_i \quad (40)$$

gdzie: T - dopuszczalny uciąg pala

s_b - wsp. zależny od rodzaju pala i sposobu wprowadzania go w grunt (dla pali Franki $s_b = 1$)

B_i - pole poboczniczy pala na grubości jednej z warstw w których pal jest pogrążony (w m^2)

bi- jednostkowe dopuszczalne obciążenie gruntu na ścinanie w danej warstwie (PN-B-02482)

- dla gruntu o $I_D = 1,0 - 0,67$ w przypadku żwiru i pospółki (100-70) kPa
- dla piasku grubego i średniego (80-50) kPa
- dla piasku drobnego (60-40) kPa

Dla kotwi iniekcyjnych, w pracy [29] wprowadza się do zależności (40) współczynnik zwiększający $1,5 < k < 4$, w zależności od sposobu wykonywania kotwi. Inni autorzy [72] zalecają wartości współczynnika wyższe ($3 < k < 6$). Współczynniki te wyznaczone są z reguły na podstawie analizy wartości obciążeń próbnych. Metoda ta może mieć zastosowanie do kotwi nieiniekcyjnych o pionowym kierunku działania.

Przyjmując $s_0 = 1$, oraz dla pospółki i żwiru o $I_D = 1,0 \div 0,67$ wartość jednostkowego dopuszczalnego obciążenia gruntu na ścinanie :

$$b_i = (70 \div 100) \text{ kPa}$$

$$T = 1,0 \cdot \sum (70 \div 100) B_i$$

$$B_i = \pi D_L = \pi \cdot 0,25 \cdot 5,0 = 4,0$$

$$T = (280 \div 400) \text{ kN}$$

Uwzględniając współczynniki korekcyjne $T = 420 \div 2400 \text{ kN}$

W zastosowaniu tej metody zaleca się uwzględnienie tylko oddziaływania gruntu na pobocznice [29].

Według autora w przypadkach kiedy grunt oddziałuje na czoło elementu kotwiącego, powinno się uwzględniać również i tę reakcję. Wg [11] reakcja czoła wynosi:

$$C = S_a \cdot a_s \cdot A \quad (41)$$

gdzie: S_a - wsp. zależny od sposobu wprowadzenia pala w grunt

a_s - jednostkowe dopuszczalne obciążenie gruntu bezpośrednio pod ostrzem (jak dla pali pionowych)

A - pole przekroju poprzecznego (m^2),

$$S_a = 1,$$

$$a_s = 2,0 \text{ MPa} = 2000 \text{ kPa}$$

$$A = \frac{\pi \cdot 0,25^2}{4}$$

$$C = 98 \text{ kN}$$

D) Metoda oparta na zasadzie uciągu pala wg Meyerhofa [72]

$$P_{gr} = B (C_a + 0,5 k \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan \delta)$$

gdzie: C_a - adhezja gruntu do buławy wg [72]

B - powierzchnia boczna

k - średni współczynnik parcia gruntu wg [72]

δ - kąt tarcia zewnętrznego między gruntem a buławą

Metoda ta podobnie jak poprzednia opracowana dla pali nie uwzględnia specyficznego charakteru pracy kotwi.

Dla danych warunków gruntowych jak poprzednie i dla:

$$\delta = \phi = 30^\circ$$

$$K = 1$$

$$C_a = 0$$

$$P_{gr} \approx 150 \text{ kN}$$

E) Metoda obliczania nośności wg VUIS z Czechosłowacji [26,33]

$$P_{gr} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

(43)

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi$$

$$\sigma = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot h$$

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z$$

stad: $\sigma = \frac{\gamma \cdot h}{2(1-\nu)}$

gdzie: ν - współczynnik Poissona

Dla kotwi pochyłonych do poziomu pod kątem (α)

$$P_{gr} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_r$$

$$\tau_z = \sigma_x \cdot \tan \phi$$

$$\tau_x = \sigma_z \cdot \tan \phi$$

$$\tau_r = \sigma_z \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sigma_z \cdot \sin \alpha = \sigma_z \cdot \cos \alpha (\tan \phi + \tan \alpha)$$

Przyjmując współczynnik Poissona $\nu = 0,3$ i pozostałe dane jak w punktach poprzednich

$$P_{gr} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi}{2(1-\nu)} = 4,0 \cdot \frac{2,0 \cdot 6,25}{2(1-0,3)} \cdot 0,577 = 210 \text{ kN}$$

F) Metoda Wernera [29,53,74]

$$P_{gr} = 1,5 \cdot \tau \cdot D \cdot \pi \cdot L$$

(44)

$$\tau = \lambda \cdot V \cdot U \cdot \sum (\gamma \cdot H) \cdot \tan \phi$$

$\lambda = f(I_D, D)$ - współczynnik utwardzenia kotwi w gruncie

$V = f(I_D, \frac{D}{L})$ - współczynnik kształtu kotwi

$U = f(H)$ - funkcja głębokości

$\sum (\gamma \cdot H)$ - efektywne naprężenia od naziomu

Współczynniki λ, V, U z odpowiednich nomogramów, przedstawionych w [29,53,74].

Współczynnik liczbowy 1,5 uwzględnia wpływy:

- oporu czołowego gruntu (5-15% nośności)
- efektu skali

Na nomogramach przedstawione są zależności współczynników λ, V, U od kształtu i zagłębienia kotwi.

Zakładając jak poprzednio:

$$D = 15 \text{ cm}, \quad I_D = 0,9, \quad H = 6,25 \text{ m}, \quad \phi = 30^\circ, \quad \frac{L}{D} = 33,3, \\ \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Z wykresów $\lambda = 4,9, \quad V = 1,0, \quad U = 0,97, \quad P_{gr} \approx 1200 \text{ kN}$

G) Metoda oparta na danych z badań terenowych (Littlejohna)
[20, 21, 43, 44, 45, 46, 69]

Oparto się na wielkościach uzyskanych z analizy działania kotwi wykonywanych w Wielkiej Brytani. Polega na stosowaniu wzorów:

- dla gruntów niespoistych:

$$P_{gr} = A \cdot \gamma \cdot \left(H + \frac{L}{2}\right) \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi + B \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \quad (45)$$

- dla gruntów spoistych:

$$P_{gr} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot c_u + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \cdot N_c \cdot c_u \quad (46)$$

gdzie:

A- współczynnik, będący stosunkiem ciśnienia gruntu na buławę do efektywnego naprężenia od nakładu (wartość zależy od metody wykonania).

Przykładowo przy rurach wbijanych

$$A = 1,7 \text{ dla } \phi = 40^\circ; \quad A = 1,4 \text{ dla } \phi = 35^\circ$$

B - współczynnik nośności

$$B = 101 \text{ dla } \phi = 40^\circ; \quad B = 31 \text{ dla } \phi = 35^\circ$$

γ - ciężar objętościowy gruntu

H - głębokość położenia górnego końca buławy

D - efektywna średnica buławy

d - efektywna średnica odwiertu

$$\alpha = 0,3 \div 0,6$$

c_u - kohezja

N_c - współczynnik kohezji (można przyjąć = 9,0)

Są to wzory dla kotwi usytuowanych pionowo. W innych przypadkach należy uwzględnić pochylenie.

Dla założonych poprzednio parametrów:

$$P_{gr} = 1,7 \cdot 20,0 (6,25 + 2,5) \cdot \pi \cdot 0,15 \cdot 5,0 \cdot 0,577 + 101 \cdot 20 \cdot 6,25 \frac{\pi}{4} (0,15^2 - 0,10^2) = 627 \text{ kN}$$

H) Metoda uproszczona oparta na uwzględnieniu tylko tarcia o pobocznice [29].

Wzór na nośność kotwi przy tym założeniu przyjmuje postać:

$$P_{gr} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (47)$$

Uwzględniając przyjęte wcześniej parametry, otrzymuje się

$$P_{gr} = 3,14 \cdot 0,15 \cdot 5,0 \cdot 20,0 \cdot 0,577 = 27 \text{ kN}$$

I) Metoda uproszczona oparta na nośności jednostkowej [20, 21, 41, 46].

$$P_{gr} = L \cdot K_j \quad (48)$$

gdzie: K_j - nośność graniczna 1,0 m kotwi

Na obliczanie nośności K_j różne źródła podają wiele metod.

W gruntach niespoistych można wyznaczyć z warunku:

$$K_j = n \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (49)$$

gdzie: n - nośność 1,0 m kotwi;

(n) można uzależnić od wartości współczynnika filtracji gruntu (k) [29]

$$P_{gr} = 5,0 \cdot 15 \cdot 0,577 \approx 42,5 \text{ kN}$$

k mm/s	Rodzaj gruntu	nośność jednost. n [kN/m]	Warunki
100	piaski grube i żwiry	400-600	gł. położenia H- 12 - 15 m D- kotwi 400 do 600 mm
1 ÷ 100	piaski średnie i drobne	130-170	H - 6-9 D - 180-200 mm

J) W Wielkiej Brytanii [44,45] na podstawie obciążeń próbnych kotwi o długościach od 0,9 do 3,7 m określono :

$$K_j = \pi \cdot D \cdot b_{gr} \quad (50)$$

b_{gr} - współczynnik z tablic

K) Dla gruntów spoistych

$$K_j = \pi \cdot D \cdot u \cdot c_u \quad (51)$$

gdzie: c_u - spójność gruntu

u - współczynnik zmniejszający = 0,6 ÷ 0,75

L) W gruntach spoistych dla zakotwień iniekcyjnych niektórzy autorzy stosują :

$$K_j = \pi \cdot D \cdot p_{max} \quad (52)$$

gdzie: p_{max} - maksymalne ciśnienie iniektu

p_{max} nie może przekraczać wartości:

$$p_1 = \gamma \cdot H (1 - \sin \phi) \quad \text{ i } \quad p_2 = \gamma \cdot H$$

gdzie: H - głębokość położenia kotwi

Według powyższej metody (przy założonych wcześniej parametrach) nośności kształtują się: $P \approx 200 \text{ kN}$

3.2.1. Analiza porównawcza metod.

Zestawienie wielkości nośności kotwi, określonych za pomocą wymienionych metod a obliczonych przykładowo dla tych samych danych wg [18,72]

$\chi = 20 \text{ kN/m}^3$, $D = 0,15 \text{ m}$, $H_c = 6,25 \text{ m}$, $\phi = 30^\circ$, $L = 5,0 \text{ m}$
przedstawia się następująco:

Lp	Metoda	Reakcja czoła kotwi(kN)	Reakcja pobocznic kotwi(kN)	Nośność kotwi [kN]	Różnica w odnies.do wartości minimalnej [%]
1	2	3	4	5	6
1.	A	20-35	325	345-360	1277-1333
2	B	70	100	170	630
3	C	98	420-2400	520-2500	1926-9259
4	D		150	150	555
5	E		210	210	777
6	F		1200	1200	4444
7	G	123	504	627	2322
8	H		27	27	100
9	I		43	43	160
10	J		40	40	148

Analiza nośności granicznych kotwi pozwala zorientować się w zróżnicowaniu metod i założeń prezentowanych przez poszczególnych autorów.

Gdyby przyjąć nośność minimalną wg metody uproszczonej (H) wzór (47) jako wartość porównawczą, to otrzymalibyśmy stosunki [%] jak w kolumnie(6)tablicy.

Analiza przydatności poszczególnych metod, w oparciu tylko o wartości otrzymanych nośności (wg danych wzorów), może prowadzić do błędnych wniosków. Przedstawione w tablicy nośności otrzymano dla jednego wariantu parametrów. Przy innym zestawie parametrów otrzymanoby inne proporcje.

Dlatego powyższe zestawienie nie ma na celu systematyzowania metod pod względem nośności, a jedynie wykazanie ich różnorodności.

Znaczne różnice w wartościach nośności wynikają stąd, że pomimo kilkunastoletniego doświadczenia wykonawczego kotwi grunto-
wych liniowych, nie określono dokładnie i jednoznacznie charakteru współpracy kotwi z gruntem i założeń, umożliwiających uściślenie zasad obliczania nośności. Każdy z autorów, przy opracowywaniu wzorów, za podstawę wyjścia przyjmuje inne czynniki. Różne są też założenia charakteru pracy kotwi.

Analizując każdą z metod należy brać pod uwagę przede wszystkim uwzględniane czynniki, mające wpływ na nośność.

Metody oznaczone literami (C) i (D) zakładają charakter pracy kotwi podobny do pracy pala wyciąganego. Jest to założenie niesłuszne, z uwagi na odmienny charakter oddziaływania gruntu na kotwie i pal, szczególnie w strefie czołowej. Poza tym sama metodyka dotycząca obliczania nośności pala wg wzoru (40) budzi wiele zastrzeżeń [76].

Pomimo, że niektórzy autorzy [29,72] proponują współczynniki korygujące do wzorów na nośność pali przy obliczaniu nośności kotwi, to jednak taka metoda prowadzi tylko do prawdopodobnych wyników w określonych warunkach środowiskowych, takich, dla których dane współczynniki były ustalane. Metoda ta nie uwzględnia specyfiki pracy kotwi liniowych. Zwraca też uwagę duża

rozpiętość wartości współczynników korygujących, które przyjmowane są bez jakiegokolwiek uzasadnienia.

W metodzie (A) proponuje się zastosowanie wzoru (35) opracowanego na podstawie wyników badań ^{kotwi} płytowych płytkich ($\frac{H}{D} < 10$), których współpraca z gruntem układa się odmiennie (wykazały to między innymi badania własne autora) jak kotwi głębokich ($\frac{H}{D} > 10$).

Inną grupę stanowią wzory, oparte na tzw. metodach uproszczonych [wzory (47), (48), (49), (50), (51)]. Są to metody uzależniające nośność całkowitą od nośności jednostkowych, opartych na wybranych parametrach, charakteryzujących dany grunt. Są to metody obliczeniowo bardzo proste, ale mają zastosowanie tylko w warunkach, dla których dane zależności zostały ustalone, jak również dla określonego rodzaju i wymiarów kotwi. Stąd wynika mała uniwersalność tych metod. Opierając się na tych wzorach można projektować tylko kotwie tymczasowe, lub prowadzić obliczenia szacunkowe.

Podobne uwagi dotyczą metody uzależniającej nośność od ciśnienia iniektu w kotwiach iniekcyjnych (wzór 52).

Biorąc pod uwagę, jak niektórzy autorzy [72] podają, że zakotwienia liniowe w praktyce osiągają nośność przekraczającą 100 kN na 1,0 m kotwi, wydaje się przy założeniu $L = 5,0$ m, że metody oznaczone literami (B), (E), (H), (I), (J), dają wartości nośności wyraźnie zaniżone.

Z przedstawionego zestawienia na uwagę zasługują metody opisane literami (F) i (G). Różnice w otrzymanych wartościach nośności są około 100%.

Metoda (G) przedstawiona w [20, 21, 44, 45, 46, 69], a opisana wzorami (45-46) uzależnia nośność od warunków gruntowych. Jest

to metoda powszechnie stosowana w Wielkiej Brytanii. Opracowana została na podstawie wyników z próbnych obciążeń w terenie. Metodą szerzej zalecaną jest opisana w [53,74] i przedstawiona w pracy w p.3.2. (F).

Wzory zostały opracowane na podstawie wyników otrzymanych na modelach w skali 1:1.

Do wzoru wchodzi wielkości zależne od:

- wymiarów kotwi
- głębokości kotwi
- rodzaju gruntu
- stopnia zagęszczenia gruntu

Są opracowane nomogramy, co pozwala na szybsze i łatwiejsze korzystanie z metody.

4. Uwagi i propozycje własne odnoszące się do metodyki badań.

Analizując metody obliczania nośności granicznej zakotwień liniowych przedstawione w p.3.2. zauważyć można, że większość z nich oparta jest na wynikach empirycznych, uzyskiwanych podczas próbnych obciążeń. Dokładność i przydatność metody zależy od parametrów w niej uwzględnionych. Stąd też powinno się je stosować w warunkach, dla których zostały opracowane. Adaptacja ich do warunków innych jest utrudniona z powodu braku pełnej znajomości charakteru oddziaływania gruntu na liniowy element kotwiący [28,29] .

Ścisłych metod obliczania nośności granicznych, opartych na rozwiązaniach analitycznych nie ma, ponieważ brak jest uzasadnionego teoretycznie opisu procesów występujących w gruncie w układzie, z którego wyznaczyć by można reakcję gruntu na czoło, i pobocznice kotwi. Z analizy metod obliczania tych reakcji w formie oporu i tarcia przedstawionych w p.3.1. wynika, że problem przestrzenności zjawiska został rozwiązany tylko dla pewnych warunków pracy kotwi płaskich, płytkich. Jest to potwierdzone w pracach [23,24,56,57] .

Zagadnienie trójwymiarowości zjawiska oporu w zakotwieniach głębokich próbuje się rozwiązać w oparciu o ustalenia dla układów płaski h, przez przyjęcie dodatkowej bryły oporu o określonym kształcie, bądź korzystając tylko z wartości empirycznych. Przyjmowanie fikcyjnych zastępczych brył oporu powinno być tylko wynikiem, a nie podstawą rozważań [57], gdyż może ono zniekształcać charakter procesu i obniżać dokładność wyznaczeń, szczególnie w przypadkach, w których o nośność będzie decydować działanie stref bocznych, nie uwzględnianych w zagadnieniu

płaskim.

Metody oparte na przeliczeniu wartości otrzymanych na modelach fizycznych na skalę naturalną też nasuwają wiele zastrzeżeń [19, 28, 35], z uwagi na trudność spełnienia kryteriów modelowania; nie oznacza to, że modeli takich nie można z powodzeniem wykorzystywać do weryfikacji różnego rodzaju założeń i hipotez roboczych.

Ważnym problemem, przybliżającym do rozwiązania ścisłego, jest opis charakteru oddziaływania gruntu na kotwice przy stopniowym jej obciążeniu. Ostateczna forma zależności, określającej nośność graniczną, powinna uwzględniać analizę stanów ośrodka przed osiągnięciem stanu granicznego gruntu. Stany te decydują o powstaniu mechanizmu zniszczenia i o wartości możliwego w danych warunkach obciążenia granicznego. Forma zniszczenia i kolejność uplastyczniania strefy czynnej gruntu, jak i tworzenie się pola naprężeń i narastanie odkształceń zależą od parametrów wytrzymałościowych gruntu, głębokości położenia kotwi i kierunku obciążenia zewnętrznego [54, 55] .

Dokładny opis charakteru współpracy kotwi z gruntem, przy uwzględnieniu wymienionych uwag, można osiągnąć poprzez wnikliwą analizę wyników badań laboratoryjnych.

W pracy, środkiem do osiągnięcia tego celu były badania modelowe w półprzestrzeni gruntowej, ograniczonej płaszczyzną szyby (p.5). Umożliwiała ona obserwację i rejestrację odkształceń gruntu widocznych w jej płaszczyźnie przy obciążeniu kotwi, z uwzględnieniem kolejności i postaci uplastyczniania poszczególnych stref gruntu do momentu osiągnięcia nośności granicznej, tzn. do stanu, w którym dalsze odkształcanie następuje

bez zwiększania obciążenia.

Zależność wartości obciążenia zewnętrznego od przesunięcia kotwi badano na drugim stanowisku, umożliwiającym przestrzenny charakter pracy kotwi (p.5).

Modele elementów kotwiących w tym przypadku traktowano jako modele fizyczne, spełniające podstawowe warunki układów rzeczywistych [23,24,28,57]. Takie założenie umożliwia ustalenie przebiegu procesu, oraz budowę zależności pomiędzy mierzonymi wielkościami i założonymi parametrami. Tymi wielkościami w badaniach własnych były siły, przesunięcia i wielkości aktywnych stref gruntu. Parametrami zmiennymi - głębokość położenia kotwi, kierunek obciążenia, długość kotwi i kształt czoła kotwi. Badania modelu kotwi w półprzestrzeni (model z szybą), posłużyły do poznania przebiegu procesu a stąd do ustalenia założeń (hipotez roboczych), których weryfikację przeprowadzono na modelu przestrzennym.

Założenie pierwsze, oparte na wynikach badań w ^{por}przestrzeni (p.6.1.) mówiące, że oddziaływanie gruntu na czoło i pobocznicę, kształtuje się niezależnie, umożliwiło wyznaczenie wpływu poszczególnych części buławy w przenoszeniu obciążeń z konstrukcji kotwionej na grunt, oraz określenie roli czoła i pobocznic w kolejnych fazach obciążenia kotwi aż do momentu osiągnięcia ogólnego stanu granicznego. Jako wartość obciążenia przenoszonego przez czoło traktowano nośność tarczy ($L = 0$), o wymiarze poprzecznym jak kotwie liniowej, przy określonych parametrach położenia.

Znając przebieg narastania nośności całkowitej kotwi przy stałym module przesunięcia (1,0 mm), jak i tę samą zależność dla nośności czoła, określono przebieg narastania oddziaływania

gruntu na pobocznicy w funkcji przesunięcia.

Znajomość tej zależności, przy znanych powierzchniach bocznych buław, pozwoliła określić charakter narastania średnich jednostkowych obciążeń pobocznicy przy zmiennych długościach i parametrach określających położenie kotwi (głębokość, nachylenie).

Wymienione zależności mają wpływ na określenie nośności krótkich zakotwień liniowych, w której udział oporu gruntu przed czołem kotwi jest znaczny.

Z analizy metod wykonywania kotwi (p.2.1.), jak również z założonych przykładowo wymiarów buławy (p.3.2.1.) wynika, że za średnicę kotwi przyjmuje się w większości przypadków średnicę odwiertu (lub nieznacznie tylko wymiar ten się powiększa) - obliczeniowa rola czoła buławy w przenoszeniu obciążeń jest wówczas nieznaczna i stąd w większości metod pomijana.

Ostatnio stosuje się kotwie o większej średnicy i krótsze ($D = 40 - 60$ cm, $L = 3,0 - 4,0$ m) [34, 60, 64, 65, 66], w porównaniu z przyjętymi do obliczeń porównawczych ($D = 15$ cm, $L = 5,0$ m). Wymiary te uzyskuje się poszerzając odcinek, na którym ma być ukształtowana kotwia, poprzez odwiert specjalnym świdrem lub metodą wybuchu.

Rozwiązanie takie daje większe możliwości oddziaływania gruntu na czoło kotwi. Taki też rodzaj kotwi odpowiada modelowi analizowanemu w pracy.

Po przeanalizowaniu deformacji gruntu przed czołem kotwi obserwowanych na modelu z szybą, podjęto próbę określenia wartości nośności granicznej czoła kotwi na podstawie analizy charakteru tych odkształceń. Przyjęto przy tym (założenie II), że sko-

rzystać wolno z ogólnej zależności tensora naprężeń od tensora odkształceń. Z zasady tej wynika wniosek, że naprężenia powinny mieć ten sam kierunek co odkształcenia i charakter zmienności naprężeń powinien odpowiadać charakterowi zmienności odkształceń[57]. Zakłada się przy tym, że na rozpatrywanych głębokościach położenia (kotwie głębokie) przy przesunięciu kotwi, powstająca bryła naprężeń będzie symetryczna względem osi kotwi, tzn, że w każdym przekroju poprzecznym przez bryłę naprężeń, wartość ich będzie jednakowa na całym obwodzie.

Z uwagi na fakt, że większość wykonywanych kotwi jest kształtowana poprzez iniekcję, podjęto w pracy badania z tym typem zakotwień. Bezpośrednio w gruncie formowano kotwie poprzez iniekcję żywicy epoksydowych, o wymiarach w przybliżeniu kotwi prefabrykowanych. Badania te miały na celu porównanie narastania nośności przy przesunięciu kotwi z tymi samymi zależnościami dla buław prefabrykowanych.

5. Badania własne.

Badania prowadzono na dwóch stanowiskach badawczych. Model A (p.5.1.), stanowiący pojemnik ze ścianką z szyby, umożliwiał prowadzenie badań w obszarze półprzestrzeni, mających charakter jakościowy. Dzięki szybie można było obserwować i rejestrować odkształcenia gruntu przy zwiększaniu obciążenia kotwi. Obserwacje dotyczyły mechanizmu osiągania przez grunt stanu granicznego, z uwzględnieniem faz poprzedzających ten stan.

Stanowisko B (p.5.2.) umożliwiało badania modelu przestrzennego, dla którego przeprowadzano pomiar wartości sił przy przemieszczaniu elementu kotwiącego z uwzględnieniem zmieniających parametrów geometrycznych kotwi.

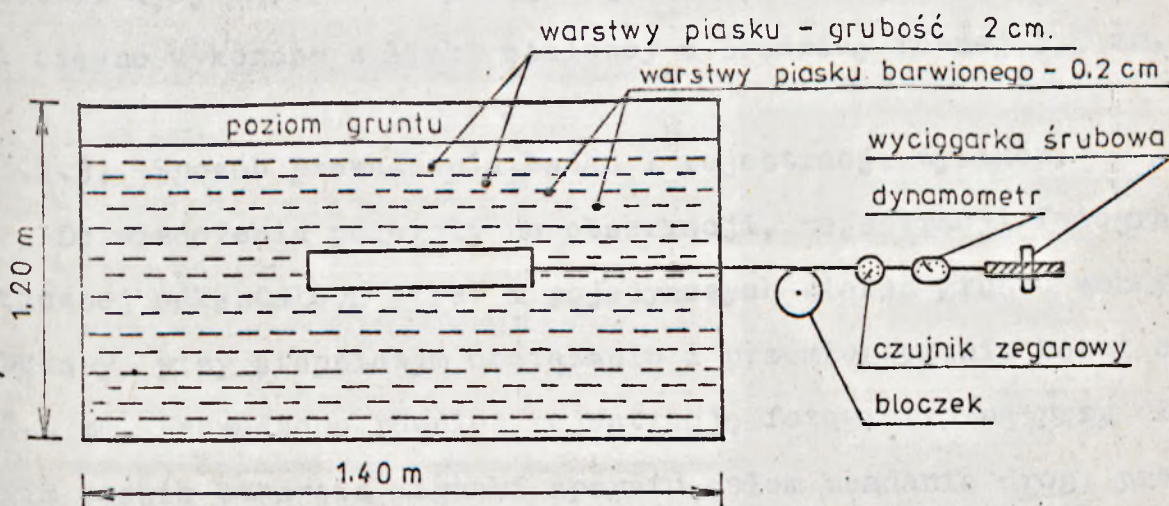
5.1. Stanowisko badawcze A (model półprzestrzenny).

5.1. Opis modelu

Stanowisko badawcze zostało zaprojektowane w formie pojemnika (rys.5.1.) o wymiarach: długość 140 cm, szerokość 30 cm, wysokość 120 cm. Wymiary te uniemożliwiały wpływ bocznych ścianek pojemnika na odkształcenia gruntu i zostały ustalone na podstawie wcześniejszych badań testowych. Ścianą czołową była szyba o grubości 2,0 cm umożliwiająca obserwację zjawisk zachodzących w ośrodku gruntowym.

Pojemnik był wypełniany piaskiem suchym ($w=0,6-0,9\%$) o cechach podanych w p.5.3. usypywanym w formie warstewek poziomych o grubości 20 mm, poprzedzielanych cienkimi warstewkami piasku barwionego o grubości 2,0 mm. Kolejne warstwy były równomiernie zagęszczane ($I_D = 0,6$). Zagęszczenie sprawdzano

Penetrometrem. Podział na warstwy miał ułatwić obserwację i rejestrację odkształceń gruntu.



Rys. 5.1. Schemat stanowiska badawczego A.

5.1.2. Modele kotwi i zakres badań.

Modele badanych elementów kotwiących stanowiły walce betonowe rozpołowione wzdłuż osi o średnicach: $D_1 = 4,5$ cm, $D_2 = 9,0$ cm i długościach: $L_1 = 10$ cm, $L_2 = 20$ cm, $L_3 = 30$ cm, $L_4 = 40$ cm, $L_5 = 50$ cm, $L_6 = 60$ cm, $L_7 = 70$ cm (dla każdej średnicy). Wykonano również półkola z blachy o tych średnicach, traktując, jako kotwie o długości $L = 0,0$ cm. Powleczone je za pomocą betonową w celu zapewnienia tego samego współczynnika tarcia jak modele elementów liniowych. Proporcje wymiarów modeli ($0 \leq \frac{L}{D_1} \leq 15,55$; $0 \leq \frac{L}{D_2} \leq 7,78$) zbliżone były do proporcji kotwi w naturze ($5 < \frac{L}{D} < 10$) (p.4).

Zmienność wymiarów pozwalała na analizę odkształceń gruntu w zależności od tych parametrów.

Kotwie umieszczano poziomo, płaszczyzną przecięcia przy szybie. Głębokość położenia zmieniano o wartość równą (D) w zakresie

$3 \leq \frac{H}{D_1} \leq 15$ i $3 \leq \frac{H}{D_2} \leq 10$, gdzie: H - głębokość położenia górnej krawędzi kotwi.

Kotwie były łączone z wyciągarką śrubową poprzez dynamometr i ciągnio wykonane z linki stalowej o średnicy równej 3,0 mm.

5.1.3. Sposób prowadzenia badań i rejestracji wyników.

Doświadczenia polegały na obserwacji, rejestracji fotograficznej odkształceń stref i pojedynczych ziaren gruntu wokół bryławy, przy stopniowym obciążaniu i przemieszczaniu kotwi co 1,0 mm. Prowadzono również rejestrację fotograficzną przy długim czasie otwarcia migawki aparatu, celem zbadania drogi przemieszczenia poszczególnych ziaren w określonym czasie.

Stały przyrost obciążenia w czasie, zapewniono poprzez stałą ilość obrotów wyciągarki.

Wartość przesunięcia mierzono czujnikiem zegarowym o dokładności odczytu 0,01 mm usytuowanym na ciągnie, przy założeniu, że w zakresach obciążeń doświadczalnych, wydłużenia ciągnia nie było, (teoretyczne wydłużenie dla $P_{\max} = 0,9$ kN wynosi 0,7 mm).

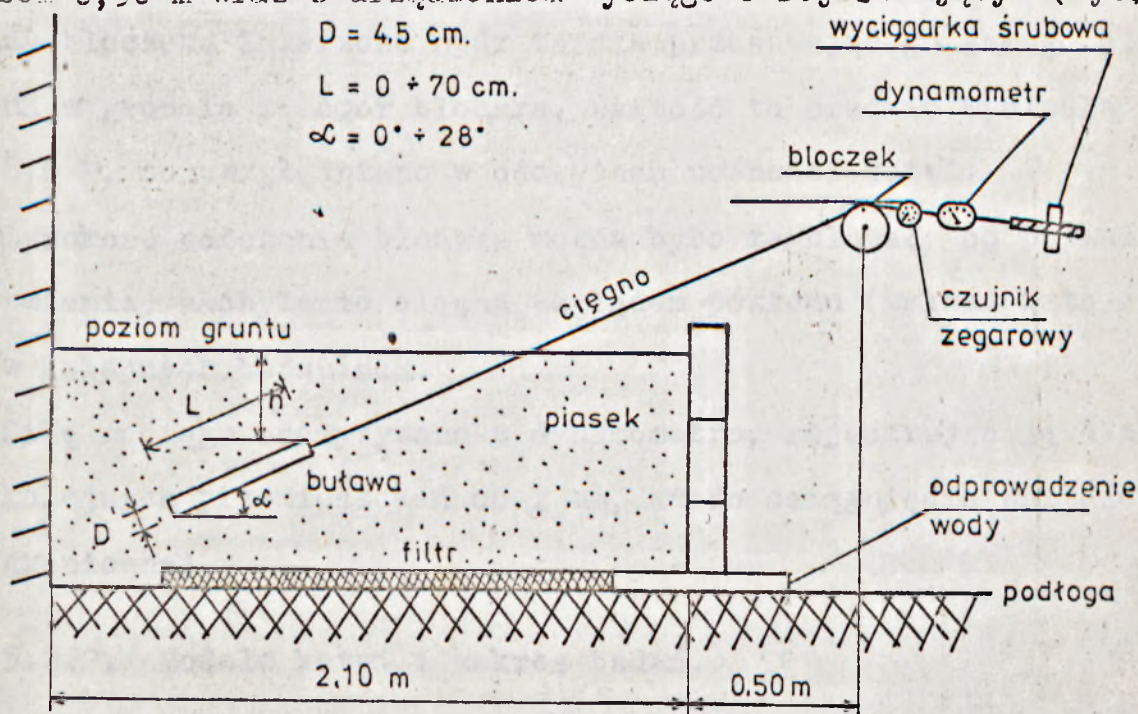
Pomiar obciążenia (na dynamometrze) ciągnia miał określić tylko moment osiągnięcia stanu granicznego przez grunt, co uwiadamiało się brakiem przyrostu siły pomimo pracy wyciągarki. Cel pomiaru obciążenia powodował, że rejestracja wartości siły nie była konieczna. Dlatego też można było pominąć wpływ tarcia ciągnia o grunt i kotwi o szypę na otrzymywane wartości.

Wartość przesunięcia kotwi w momencie osiągnięcia stanu granicznego przez grunt, była przyjmowana jako przesunięcie graniczne (s_{gr}), stanowiące jednocześnie punkt odniesienia w interpretacji zaistniałych zjawisk. Na modelu A wykonano około 250 badań.

5.2. Stanowisko badawcze B (model przestrzenny).

5.2.1. Opis modelu

Stanowisko badawcze zostało zaprojektowane w formie zasobnika gruntowego o wymiarach użytkowych 2,10 x 1,40 i wysokości 0,90 m wraz z urządzeniem wyciągowo-rejestrującym (rys. 5.2.)



Rys. 5.2. Schemat stanowiska badawczego B.

Zasobnik był wypełniany gruntem o cechach podanych w p.5.3. Wyposażono go w drenaż, umożliwiający w przypadku przewidywanego nawilgacania gruntu odprowadzenie odsączającej się wody.

Modele kotwi w gruncie obciążano siłą od wyciągarki śrubowej, poprzez cięgno w postaci stalowej linki (grubość 3,0 mm). Wartość wydłużenia cięgna sprawdzono wcześniej doświadczalnie w zakresie obciążeń mogących zaistnieć podczas badań (1,0 kN). Wydłużenia cięgna praktycznie nie było, co pozwoliło ^{na} interpretację przesunięć cięgna jako przesunięć kotwi. Dlatego przesunięcia były mierzone na cięgnie czujnikiem zegarowym o do-

kładności odczytu 0,01 mm.

Pomiar siły przyłożonej na cięgno dokonywano dynamometrem o zakresie pomiaru do 2000 N i dokładności odczytu 1,0 N, wyposażonego w urządzenie rejestrujące siłę maksymalną, co ułatwiało obserwację momentu osiągnięcia siły granicznej.

Cięgno elementu kotwiącego poprowadzone było przez żołydkowany bloczek. Zmierzono opór tarcia przesuwającego samego cięgna w gruncie i opór bloczka. Wartość ta średnio wyniosła 6,0 N, co uwzględniano w odczytach nośności kotwi.

Wysokość położenia bloczka można było regulować, co pozwalało zmieniać nachylenie cięgna względem poziomu (zmiana kąta α) w kolejnych badaniach.

Siłę naciągu odczytywano z dynamometru, rejestrując ją dla kolejnych przemieszczeń co 1 mm, aż do osiągnięcia wartości granicznej.

5.2.2. Modele kotwi i zakres badań.

Do doświadczeń przygotowano trzy grupy kotwi walcowych prefabrykowanych, betonowych o średnicy $D = 4,5$ cm, każda złożona z modeli o długościach: $L_1 = 10$ cm, $L_2 = 20$ cm, $L_3 = 30$ cm, $L_4 = 40$ cm, $L_5 = 50$ cm, $L_6 = 60$ cm, $L_7 = 70$ cm, $L_8 = 0,0$ cm (tarcza blaszana o średnicy $D = 4,5$ cm, powleczone warstwą zaprawy betonowej w celu zapewnienia podobnej faktury powierzchni jak modele betonowe). Zdecydowano się na jedną średnicę ($D = 4,5$ cm) po wynikach doświadczeń na modelu A, z których wyciągnięto wniosek, że charakter reakcji gruntu na element kotwiący nie zależy od jego przekroju (p.6.1.1.). Dane długości kotwi dawały podobne proporcje wymiarów ($\frac{L}{D}$), jak kotwi stosowanych w praktyce (p.4., p.5.1.).

Wymienione grupy różniły się kształtem czoła buławy, co miało wykazać wpływ tych parametrów na charakter kształtowania nośności czoła kotwi w nawiązaniu do rezultatów badań na modelu A [przy przesunięciu kotwi głębokiej, przed czołem powstawał stożek zagęszczonego gruntu o kącie wierzchołkowym około 55° (p.6.1.1.)].

I - czoło buławy płaskie ($\varphi\beta=0$)

II- czoło buławy w postaci stożka o wysokości $h_{1s} = 4,5$ cm,

III- czoło buławy w postaci stożka o wysokości $h_{2s} = 9,0$ cm

tj. kącie wierzchołkowym $\varphi\beta = 28^{\circ}$.

Ogółem badano 24 kotwie prefabrykowane.

Badania prowadzono przy zmiennych kątach nachylenia kotwi do poziomu ($\varphi\alpha$), co miało wykazać wpływ tego parametru na nośność i zmiennych głębokościach położenia górnej krawędzi czoła buławy względem powierzchni gruntu(II).

Rozpatrywano zakres zmian $\varphi\alpha$ spotykany w praktyce, ustalając trzy wartości $\varphi\alpha_1 = 28^{\circ}$, $\varphi\alpha_2 = 18^{\circ}$ i $\varphi\alpha_3 = 0^{\circ}$ (poziomo).

Natomiast głębokości położenia wynosiły: $H_1 = 34$ cm i $H_2 = 45$ cm. Wartości te dawały możliwość, zgodnie z wynikami badań na modelu A (p.6.1.1.), prowadzenia badań w strefie przejściowej ze strefy płytkiej do głębokiej. ($\frac{H_1}{D} = 7,55$) i w strefie głębokiej ($\frac{H_2}{D} = 10,0$).

Wynika stąd sześć różnych wariantów położenia dla danego rodzaju kotwi. W ten sposób przebadano 144 rodzaje kotwi prefabrykowanych.

W pracy podjęto też próbę ustalenia wpływu wilgotności gruntu na charakter narastania nośności. Opis tych badań zawarty jest w p.6.2. Do analizy przyjęto wyniki doświadczeń

w gruncie suchym ($w = 0,6 - 0,9\%$) i nawilgoconym ($w \approx 12\%$). Uzyskane wartości mierzonych parametrów zestawiono w tablicach od I do VII (w załączniku); są one średnimi z kilku pomierzonych wartości dla danego przypadku. Dokładną ilość powtarzanych badań podano w p.6.2.

Przy rejestracji wartości sił uwzględniano opór cięga przemieszczającego się w gruncie, wynoszący 6,0 N (p.5.2.1.).

Ogółem wykonano około 1600 badań na modelu B z kotwiami prefabrykowanymi.

Poza tym badano kotwie o buławach formowanych w gruncie poprzez iniekcję żywicy epoksydowej. Taki sposób wykonywania kotwi jest w większości przypadków w naturze (p.2.1.). Badania te miały na celu porównanie zależności narastania nośności od przesunięcia kotwi, z tymi samymi zależnościami dla buław prefabrykowanych.

Zastosowanie w doświadczeniach żywicy a nie np. zaczynu cementowego do formowania kotwi, umożliwiło przyspieszenie cyklu badań (żywica wiąże w ciągu kilku godzin).

Metodą wielokrotnych prób, przy zmianach gęstości i ciśnienia iniektowanej żywicy, skonstruowano buławy odpowiadające wymiarom geometrycznym buław prefabrykowanych ($D = 4,5$ cm, $L_1 = 30$ cm, $L_2 = 60$ cm).

Kształt czoła buławy iniektowanej wynikał z formy ukształtowania się w gruncie.

Kotwie iniektowane badano przy nachyleniach i zagłębieniach jak dla elementów prefabrykowanych.

Stąd wynika, że przeanalizowano pracę 12 kotwi iniekcyjnych.

Pomierzone parametry zestawiono w tablicy VIII (załącznik), jako średnie z trzech pomiarów.

W celu zapewnienia prawidłowego naciągu i ułożenia cięgna na początku badania, każdorazowo pomiar siły rozpoczynało od wstępnego naprężenia o wartości 30 N.



Rys. 5.3. Buławy: a) prefabrykowana, b) iniektowana

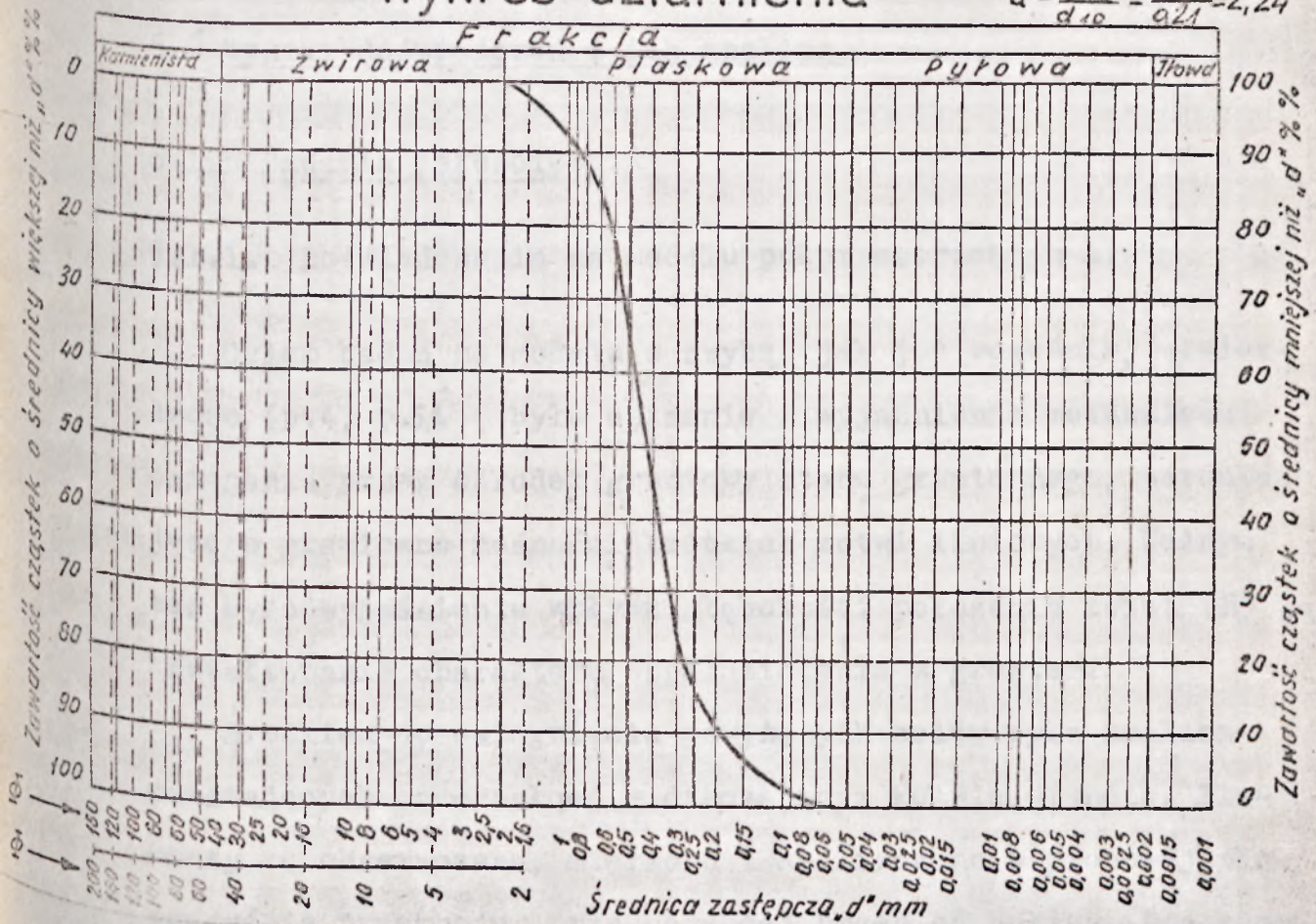
5.3. Charakterystyka gruntu.

Do badań zastosowano piasek wiślany (piasek średni) o krzywej uziarnienia przedstawionej na rys. 5.4. W zależności od serii badań piasek był o wilgotności naturalnej, sztucznie poduszony, lub nawilgaczany poprzez zalanie wodą całego modelu, a następnie jej odsączenie przez filtr siatkowy. Zagęszczenie gruntu, jednakowe we wszystkich badaniach ($I_D = 0,6$), przeprowadzano warstwami (o grubości 2,0 cm na modelu A i 10,0 cm na modelu B), przy stałej ilości energii na każdą warstwę. Zagęszczenie sprawdzano punktowo penetrometrem stożkowym.

Cechy gruntu zestawiono w tablicy 5-I.

Wykres uziarnienia

$$u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,47}{0,21} = 2,24$$



Rys. 5.4. Krzywa uziarnienia gruntu (piasek średni).

Tablica 5-I

Wilgotność w	$w = 0,6-0,9$	$w = 5,6\%$	$w = 12,0\%$
ciężar objętościowy γ	$\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 17,1 \text{ kN/m}^3$
ciężar właściwy γ_s	$\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$
ciężar objętościowy szkieletu gruntowego $\gamma_d = \frac{\gamma}{100 + w} \cdot 100$	$\gamma_d = 16,06 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_d = 15,63 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_d = 15,26 \text{ kN/m}^3$
porowatość $n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$	$n = 0,39$	$n = 0,41$	$n = 0,42$
wskaźnik porowatości $e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$	$e = 0,65$	$e = 0,70$	$e = 0,74$
kąt tarcia wewnętrzzn. ϕ	$\phi_u = 34^\circ$	$\phi_u = 34^\circ$	$\phi_u = 34^\circ$
kohezja c (pozorna*)	$c = 0,0 \text{ kPa}$	* $c = 0,7 \text{ kPa}$	* $c = 1,4 \text{ kPa}$
stopień zagęszczenia I_D	$I_D = 0,60$	$I_D = 0,60$	$I_D = 0,60$

6. Wyniki doświadczeń i ich analiza.

6.1. Badania jakościowe.

6.1.1. Doświadczenia na modelu półprzestrzennym A.

Celem badań na modelu z szybą, jak już wcześniej stwierdzono (p.4, p.5.1.), było opisanie i wyjaśnienie mechanizmu osiągania przez ośrodek gruntowy stanu granicznego, warunkującego graniczne nośności krótkich kotwi liniowych. Ważnym też było wyjaśnienie wpływu głębokości położenia kotwi (H) na kształtowanie charakteru współdziałania z gruntem.

Środkiem do osiągnięcia powyższych celów była analiza powstających odkształceń w otaczającym kotwie gruncie. Elementy te obserwowano, mierzono i analizowano w pionowej płaszczyźnie przekroju, przechodzącej przez oś buławy. Płaszczyznę ograniczającą stanowiła szyba (rys.5.1.).

Opis stanowiska badawczego i modeli kotwi, zakres i sposób prowadzenia badań oraz rejestracji wyników podano w p.5.1.

Z analizy przeprowadzonych doświadczeń wynika, że charakter odkształceń (sposób kształtowania się bryły oporu, parcia i strefy aktywnej - uplastycznionej - gruntu wokół buławy, od początku ruchu do osiągnięcia ostatecznego kształtu w stanie granicznym) zmienia się z zagłębieniem kotwi (H).

Zmiany charakteru odkształceń ze zmianą wartości (H) następują stopniowo, ale w określonych przedziałach głębokości, występują cechy wspólne. Można wyodrębnić trzy strefy zagłębienia, w których charakter ten jest porównywalny.

- I strefa, gdy $\frac{H}{D} \leq 5$
II strefa, gdy $5 < \frac{H}{D} < 9$
III strefa, gdy $\frac{H}{D} \geq 9$

Zagłębienie określa się wartością głębokości względnej, będącej stosunkiem wartości głębokości (H) do wartości średnicy (D), ponieważ wielkość ta jest parametrem uniwersalnym, obejmującym swą formą jednocześnie wielkości D_1 i D_2 .

Możliwość zastosowania takiego zapisu została potwierdzona wynikami badań, stwierdzającymi, że dla odpowiednich stosunków $\frac{H_1}{D_1} = \frac{H_2}{D_2}$ charakter odkształceń jest ten sam.

Charakter odkształceń w poszczególnych strefach przedstawiono schematycznie na rysunkach: 6.3, 6.5, 6.6, 6.7.

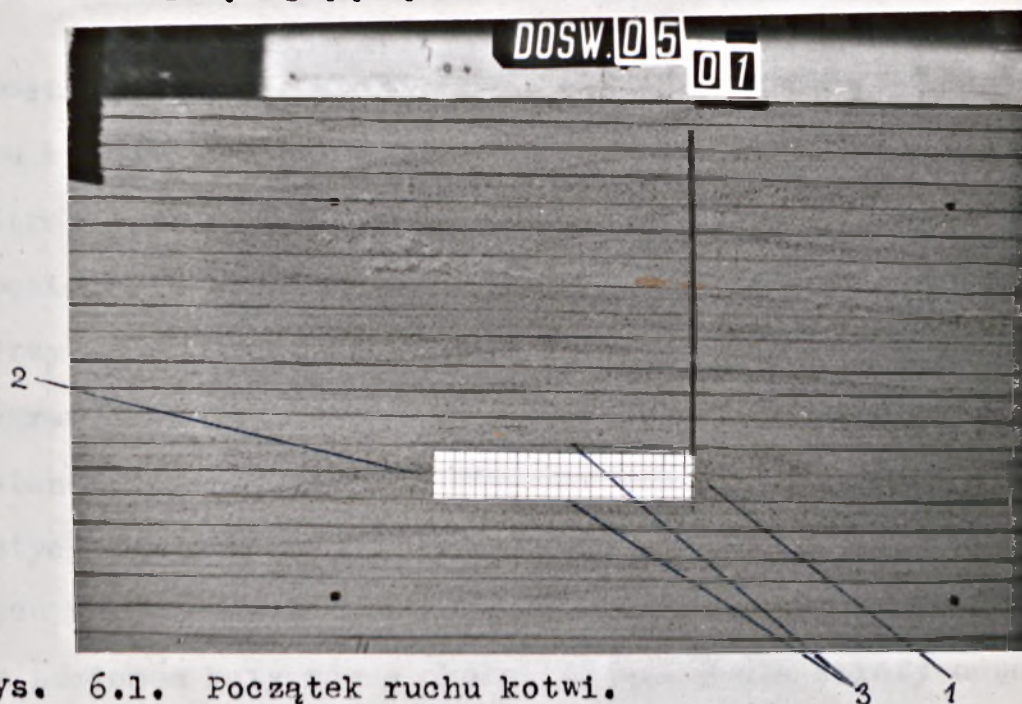
W każdym doświadczeniu moment, w którym rozpoczynał się ruch kotwi bez jednoczesnego zwiększania obciążenia, przyjmowano jako przejście układu w stan graniczny (p.5.1.3). Przesunięcie kotwi do tego momentu oznaczało przesunięcie graniczne (s_{gr}).

Podczas badań, prowadzono szczegółowy zapis zachodzących w gruncie zjawisk w postaci opisów, szkiców, pomiarów odkształceń, rejestracji fotograficznej, zaznaczając jednocześnie wartości przesunięć, przy których miały one miejsce. Przedstawiony w pracy opis zjawisk jest wynikiem analizy poszczególnych form zapisu faktograficznego. Z uwagi na jakościowy charakter badań na modelu A, moment zaistnienia danej sytuacji przy określonym przesunięciu (s) odnoszono do wartości (s_{gr}), jako wielkości rejestrowanej.

W toku badań zaobserwowano, że:

- a) przy przesunięciach kotwi do $(0,15 - 0,2) s_{gr}$ charakter odkształceń jest podobny dla wszystkich przypadków, niezależ-

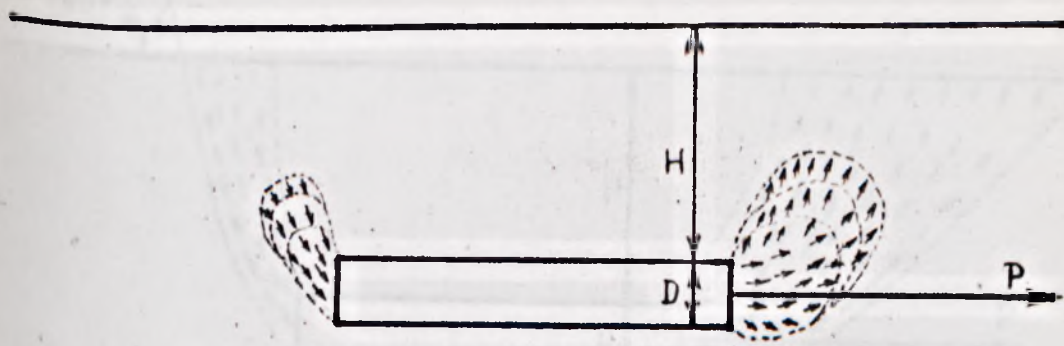
nie od głębokości położenia (H), średnicy (D) i długości (L). Po rozpoczęciu ruchu zagęszczał się grunt, leżący bezpośrednio przed czołem kotwi, czego skutkiem było stopniowe pęcznienie warstewek gruntu (1 na rys.6.1.) i rozluźniał się za buławą, co objawiało się ruchem pojedynczych ziarenek do dołu (2 na rys.6.1.). W tym samym czasie w gruncie przylegającym do górnej i dolnej krawędzi pobocznic buławy, zauważono przemieszczenie ziaren (równoległe do kotwi) w warstwie o grubości 3÷4 mm przylegającej bezpośrednio do kotwi (3 na rys.6.1.)



Rys. 6.1. Początek ruchu kotwi.

b) przy przesunięciach kotwi od $(0,15 - 0,2)s_{gr}$ do s_{gr} charakter odkształceń zmienia się w miarę zwiększania zagębenia:

- w strefie I ($\frac{H}{D} < 5$) przy przesunięciu $s > (0,15 - 0,2)s_{gr}$ zostają zagęszczane coraz dalsze partie gruntu przed kotwią; strefa parcia za kotwią obejmuje również swym zasięgiem coraz większe obszary gruntu (rys.6.2.)

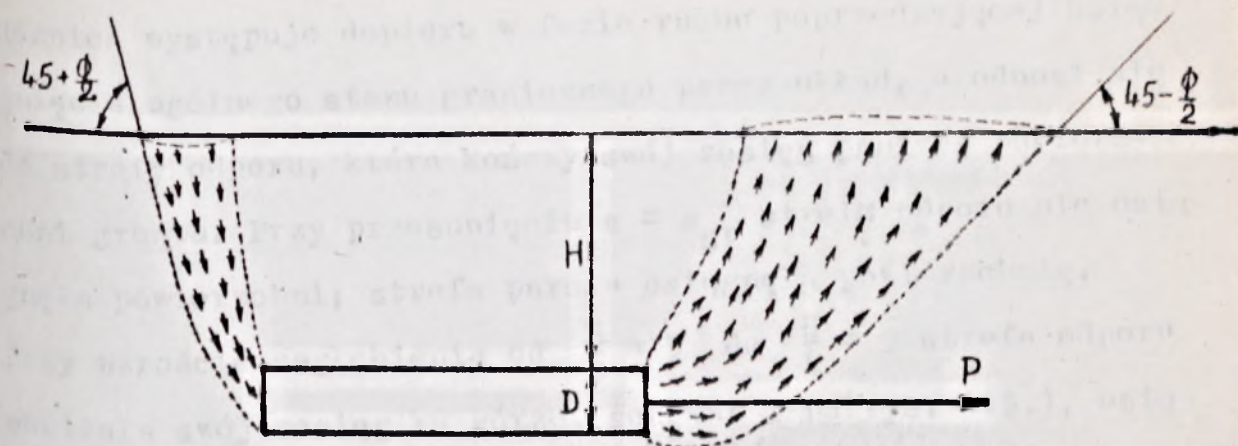


Rys. 6.2. Kształtowanie się strefy oporu gruntu przed czołem i parcia za buławą.

Dostrzega się ruch całej wyodrębnionej masy - w strefie oporu ku górze, w strefie parcia do dołu.

Strefy oporu i parcia rozrastają się do momentu osiągnięcia powierzchni gruntu; strefa parcia osiągnęła poziom gruntu przy $s = 0,8 s_{gr}$, a strefa oporu przy $s = s_{gr}$. Kształt linii ograniczających strefy oporu i parcia w momencie osiągnięcia stanu granicznego całego układu pokazano na rys.6.3. Proste styczne do dolnych linii ograniczających te strefy, w miejscu przecięcia ich z powierzchnią gruntu (poziomą), tworzą z poziomem kąty równe około $(45 - \frac{\phi}{2})$ dla strefy oporu i $(45 + \frac{\phi}{2})$ dla strefy parcia. Nachylenie górnych linii ograniczających te strefy jest większe (rys.6.3). Wynika stąd, że odkształcenia następują w strefie Rankine'a [28,39] .

Należy nadmienić, że operuje się tutaj pojęciem linii poślizgu i strefy oporu i parcia, jako, że opisuje się wyniki obserwacji procesów w przekroju za szybą. W rzeczywistości chodzi tu o bryły oporu przed czołem i parcia za tylną ścianką buławy, ograniczonych powierzchniami poślizgu.



Rys. 6.3. Przekrój przez bryłę odporu i parcia przy $\frac{H}{D} \leq 5$ w stanie granicznym układu.

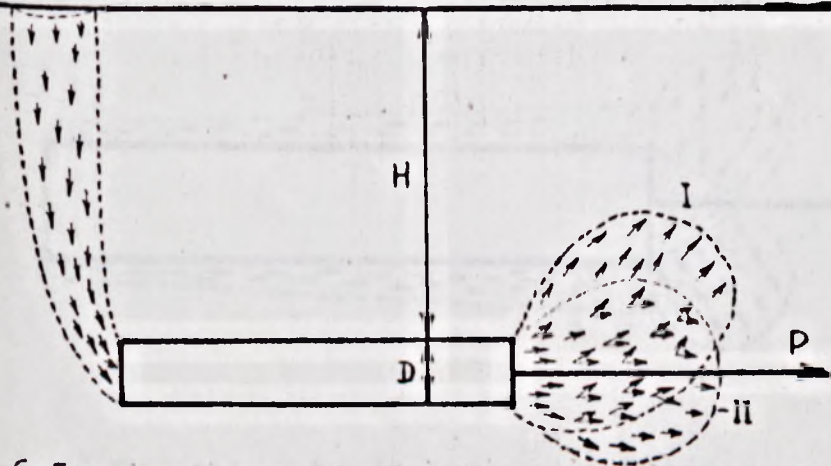
W fazie ruchu kotwi ($0,15 - 0,2$) $s_{gr} \leq s \leq s_{gr}$ ruch warstwy przylegającej do pobocznicy naczyzna zanikać od części czołowej. Strefa ta stopniowo przesuwa się ku tyłowi, obejmując w końcu całą długość kotwi, co miało miejsce przy przesunięciu $s = 0,8 s_{gr}$, tzn. zbliżonym do tego, kiedy bryła parcia osiągnęła poziom gruntu.

- w strefie II ($5 < \frac{H}{D} < 9$) rozwijanie się bryły odporu i parcia przebiegało w podobny sposób jak dla przypadku $\frac{H}{D} \leq 5$ (rys. 6.4.).



Rys. 6.4. Rozwijanie się strefy odporu i parcia przy $5 < \frac{H}{D} < 9$

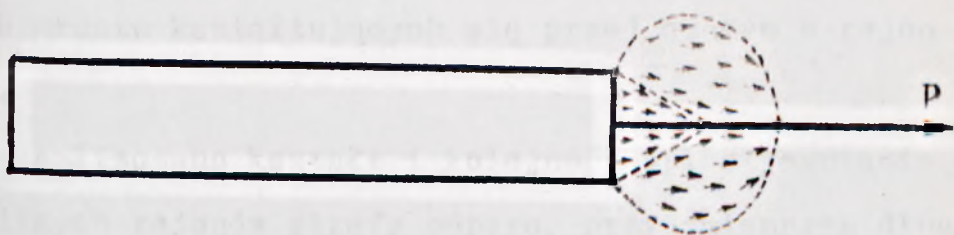
Różnica występuje dopiero w fazie ruchu poprzedzającej osiągnięcie ogólnego stanu granicznego przez układ, a odnosi się do strefy oporu, która kończy swój zasięg poniżej powierzchni gruntu. Przy przesunięciu $s = s_{gr}$ strefa oporu nie osiągnęła powierzchni; strefa parcia osiągnęła powierzchnię. Przy wzroście zagłębienia od $\frac{H}{D} = 5$ do $\frac{H}{D} = 9$ strefa oporu obniżała swój zasięg ku górze (schemat I na rys. 6.5.), osiągając kształt przy $\frac{H}{D} \cong 9$ zbliżony do symetrycznego względem osi kotwi (schemat II na rys. 6.5.). Natomiast kształt strefy parcia został ograniczony w górnej jej części liniami połącznymi, równoległymi do siebie, dochodzącymi do powierzchni gruntu pod kątem 90° (rys. 6.5.).



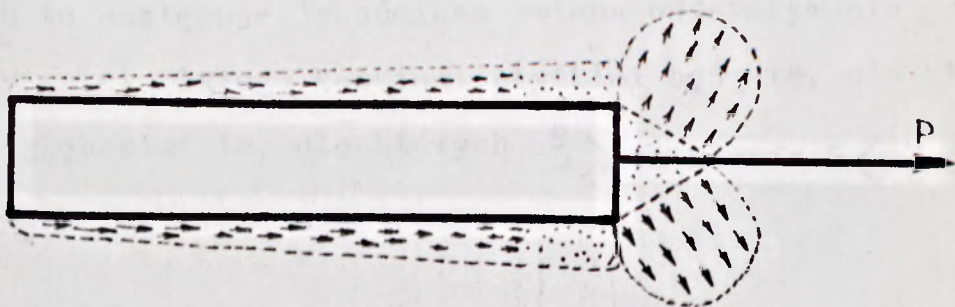
Rys. 6.5. Przekrój przez bryłę oporu i parcia przy $5 < \frac{H}{D} < 9$

Kształtowanie się strefy uplastycznionego gruntu przy bulaniu było podobne jak dla $\frac{H}{D} \leq 5$

- w strefie III ($\frac{H}{D} \gg 9$) przy przesunięciu przekraczającym $(0,15 - 0,20) s_{gr}$ z bryły gruntu (dogęszonego przy $s < (0,15 - 0,2) s_{gr}$) wyodrębnia się bryła o kształcie zbliżonym do stożka opartego podstawą o czoło (w przekroju za szypą jest to trójkąt), wewnątrz którego nie dostrzega się już żadnych zmian w położeniu poszczególnych ziaren płasku (rys. 6.6.).



Rys. 6.6. Kształtowanie się stożka gruntowego przed buławą. Stożek ten wykształca się przy przesunięciu $s = 0,5 \div 0,7 s_{gr}$. Przy dalszym przesuwaniu następuje wyraźne uruchomienie strefy wokół zagęszczonego stożka i rozpychanie gruntu przed kotwią na boki (rys. 6.7.)



Rys. 6.7. Schemat oddziaływania kotwi przy $\frac{H}{D} > 9$.

Stwierdzono, że kąt wierzchołkowy stożka zagęszczonego gruntu wyniósł około 55° niezależnie od wielkości średnicy buławy.

Przy ruchu kotwi w zakresie $(0,15 - 0,2) s_{gr} < s < s_{gr}$ następowały dalsze zmiany strukturalne w gruncie przylegającym do pobocznic buławy. Charakter zmian był podobny do opisanych dla $\frac{H}{D} < 9$. Występowało przesunięcie tylko ziaren w końcowej części modelu, a dogęszczanie i powiększanie strefy aktywnej w początkowej części buławy (rys. 6.7.).

Nie zauważono rozprzestrzeniania się stref zmian strukturalnych gruntu kształtujących się przed czołem w rejon poboczny.

Przeanalizowano kształt i kolejność uplastyczniania się poszczególnych rejonów strefy oporu, przy zmiennych długościach buławy (łącznie z tarczą). Można stwierdzić, że dla stałych parametrów określających położenie kotwi, długość buławy nie ma wpływu na stan odkształceń, a tym samym naprężeń kształtujących się przed czołem buławy.

Z badań wynika, że forma współpracy kotwi z gruntem zmienia się stopniowo w zależności od zagłębienia. Za charakterystyczne przedziały można przyjąć: $\frac{H}{D} \leq 5$, $5 < \frac{H}{D} < 9$, $\frac{H}{D} \geq 9$, w których to następuje jakościowa zmiana oddziaływania gruntu na zakotwienie. Dlatego kotwiami płytkimi będą te, dla których $\frac{H}{D} \leq 5$, a głębokimi te, dla których $\frac{H}{D} \geq 9$. Strefa $5 < \frac{H}{D} < 9$ jest przejściowa.

6.1.2. Doświadczenia na modelu przestrzennym.

We wszystkich doświadczeniach na modelu przestrzennym B, o których mowa w p.(5.2), poddawano analizie wizualno-fotograficznej powierzchnię gruntu w pojemniku w czasie pracy kotwi. Obserwowano i rejestrowano ruchy, wypiętrzenia, zapadnięcia i pęknięcia gruntu przy poszczególnych położeniach buławy. Poza badaniami wymienionymi w p. (5.2.), wykonano serię doświadczeń dla zagłębień $3 < \frac{H}{D} < 7,5$, w których analizie poddawano zmiany na powierzchni gruntu bez rejestracji wartości siły przemieszczeń. Celem tych doświadczeń było zapewnienie tego

samemu przedziału zagłębień, dla jakich wykonywano badania na modelu A i umożliwienie porównania wyników.

Znając położenie buławy, oraz zarys bryły odporu i parcia na powierzchni gruntu, można ustalić domniemany kształt przekroju osiowego i pionowego tych brył, w założeniu, że ograniczony on jest liniami prostymi.

Stwierdzono, że wyparcie bryły odporu na powierzchnię występowało przy tych samych parametrach położenia kotwi jak w przypadku modelu w półprzestrzeni (A).

Kąt nachylenia dolnej krawędzi bryły odporu (chodzi tutaj o krawędź w przekroju pionowym, osiowym bryły) do poziomu, wyniósł około 30° . Wartość tego kąta można zapisać w innej postaci, jako równą $\sim (45 - \frac{\phi}{2})$. Pokrywa się to z wartością kąta otrzymanego na modelu (A).



Rys. 6.8. Zarys bryły odporu na powierzchni gruntu.

Harvey [23] badając kotwie wyciągane do góry, otrzymał podobne wartości kąta. Wynika stąd wniosek, że kąt ten w danych warunkach

gruntowych

Nie zależy od kierunku działającej siły. Kształt zarysu bryły parcia na powierzchni gruntu, tworzącej się za buławą, trudny był do zarejestrowania. Wynika to stąd, że w płasku suchym następowało zamazywanie danej granicy poprzez zasypywanie jej ziarnami ze strefy sąsiedniej.

W gruncie wilgotnym natomiast nie dostrzegano żadnych zmian na powierzchni, z uwagi na prawdopodobne zawieszenie się gruntu nad kawerną spowodowaną przesunięciem buławy. Jest to możliwe z powodu występowania spójności pozornej w płasku wilgotnym. Z badań wynika również, że długość buławy nie ma wpływu na kształt zarysowującej się na powierzchni gruntu krawędź wypychanej bryły odporu. Podobną prawidłowość stwierdzono, jak już opisano, w doświadczeniach na modelu z szybą.

6.1.3. Teoretyczna interpretacja formy odkształceń gruntu.

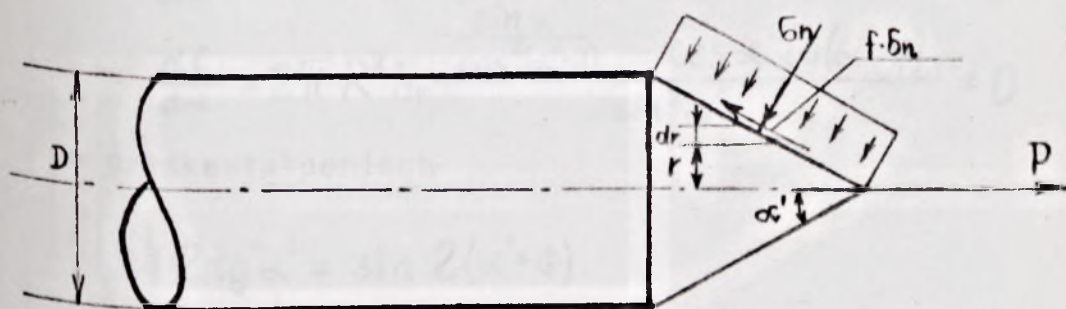
W badaniach (p.6.1.1., 6.1.2.) stwierdzono różne formy współpracy czoła kotwi z gruntem w zależności od zagłębienia (H). Zakotwienia płytkie charakteryzują się tendencją do wypychania bryły odporu na powierzchnię gruntu. Problem ten jest opracowany np.: [23, 24, 28, 30, 75] .

W zakotwieniach głębokich, w pewnej fazie pracy (p.6.1.1.) przed czołem buławy wyodrębia się bryła gruntu silnie zagęszczonego. Bryła ta, przyjmująca formę stożka, ma znaczący wpływ na kształtowanie współpracy kotwi z gruntem.

Na podstawie badań określono kształt stożka (p.6.1.1.).

W pracy próbuje się określić kształt stożka na podstawie wyliczeń analitycznych. W założeniach teoretycznych przyjęto, że spośród możliwych do powstania, wyodrębni się taki stożek, dla którego wykształcenia jest potrzebna najmniejsza siła.

Zakłada się, że w momencie powstania stożka, rozkład naprężeń normalnych do tworzącej $\bar{\sigma}_n$ (rys.6.9.) jest równomierny.



Rys. 6.9. Schemat obciążeń przy powstawaniu stożka zagęszczonego gruntu przed czołem kotwi.

Poza naprężeniami normalnymi $\bar{\sigma}_n$, powstaną na powierzchni poślizgu, pomiędzy stożkiem a otaczającym go gruntem, naprężenia ścinające:

$$\tau_n = f \cdot \bar{\sigma}_n$$

gdzie: f - współczynnik tarcia

w tym przypadku $f = \tan \phi$

gdzie: ϕ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Z warunku równowagi zgodnie z rys. 6.9.

$$C = 2\pi \int_0^R (\bar{\sigma}_n \sin \alpha' + \bar{\sigma}_n f \cos \alpha') \cdot \frac{r \cdot dr}{\sin \alpha'} = \pi R^2 \bar{\sigma}_n \frac{\sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \quad (53)$$

Rzutuując na oś pionową, można określić naprężenia radialne:

$$\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_n \cos \alpha' - \bar{\sigma}_n \cdot f \sin \alpha' = \frac{\bar{\sigma}_n \cos(\alpha' + \phi)}{\cos \phi} \quad (54)$$

stąd:

$$P = \pi R^2 \bar{\sigma}_r \frac{\tan(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha'} \quad (55)$$

Chcąc znaleźć (α') , przy którym (C) będzie najmniejsze, przyrów-

ujemy

$$\frac{dC}{d\alpha} = 0$$

$$\frac{dC}{d\alpha} = 2\pi R^2 \delta_r \frac{\frac{\sin \alpha'}{\cos^2(\alpha' + \phi)} - \cos \alpha' \operatorname{tg}(\alpha' + \phi)}{\sin^2 \alpha'} = 0$$

Po przekształceniach

$$2 \operatorname{tg} \alpha' = \sin 2(\alpha' + \phi) \quad (56)$$

Do badań zastosowano grunt o $\phi = 34^\circ$ (p.5.3.), stąd

$$2\alpha'_{\text{opt}} = 52^\circ \quad (57)$$

Stwierdza się zbliżność wartości kąta wierzchołkowego stożka zagęszczonego gruntu przed czołem kotwi, otrzymanej z wyliczeń teoretycznych z wartością, wynikającą z badań ($2\alpha' \approx 55^\circ$) (p.6.1.1.).

6.2. Ogólne zależności wynikające z badań na modelu przestrzennym.

6.2.1. Badania w gruncie o wilgotności naturalnej w_n .

Rozpoczęto od badań w gruncie $w_n = 5,6\%$, nieprzesegregowanym. Zasadniczym celem tej serii badań było w pierwszej kolejności przetestowanie modelu pod kątem sposobu i zakresu prowadzenia doświadczeń, interpretacji i analizy dokładności otrzymanych wyników.

Badania prowadzono i wyniki rejestrowano zgodnie z warunkami przedstawionymi w (p.5.2.).

Wartości nośności granicznych, jako średnie arytmetyczne z trzech wartości pomierzonych zestawiono w tabelicy I (załącz-

nik), w zależności od kształtu czoła buławy, kąta nachylenia kotwi do poziomu (α) i głębokości położenia czoła (H).

Wystąpiły trudności w interpretacji zależności siły od wzrostu przemieszczenia, z uwagi na różnorodność wyników otrzymanywanych w poszczególnych cyklach badań.

Jak zaznaczono wcześniej, badania te miały charakter również testowy. Stwierdzono, że na brak jednolitego charakteru zależności miała wpływ przede wszystkim zmienna wilgotność w pomieszczeniu, w którym przeprowadzono badania, rzutująca na wilgotność badanego gruntu. Badania były prowadzone w laboratorium wodnym, stąd wynikała znaczna różnica w wilgotności powietrza, w zależności od rodzaju innych badań, prowadzonych w danym okresie.

Aby zapewnić stałą wilgotność całej objętości gruntu, zdecydowano badania prowadzić w piasku sztucznie nawilgaczonym lub podsuszonym.

W celu zminimalizowania wpływów ubocznych przesegregowano dodatkowo piasek, odsiewając ziarna o $\phi > 2$ mm.

Krzywa uziarnienia przedstawiona jest na rys. 5.4.

6.2.2. Badania w gruncie sztucznie nawilgoconym

Przed każdym doświadczeniem, po ułożeniu kotwi, grunt w zasobniku był zalewany wodą, po czym woda była odprowadzana przez filtry denne (rys. 5.2.). Odsączanie wody trwało każdorazowo około 22 godz. Badania prowadzono i wyniki rejestrowano zgodnie z opisem przedstawionym w punkcie (5.2.).

Wilgotność badanego gruntu wynosiła 12%. Wartości podanych granicznych zestawiono w tablicy I (załącznik), w zależności

ci od kształtu czoła buławy, kąta nachylenia kotwi w stosunku do poziomu (α) i głębokości względnej położenia czoła, wyrażonej jako stosunek $\frac{H}{D}$.

Przedstawione wartości nośności w tabelicy są średnimi arytmetycznymi z trzech badań dla określonych warunków.

Zależności nośności granicznych od długości kotwi dla określonego kształtu czoła buławy, głębokości względnej ($\frac{H}{D}$)

i nachylenia (α) przedstawione są graficznie na rysunkach 1, 2, 3 (załącznik). Każdy zestaw wykresów jest dla jednego

kształtu czoła (płaskie, stożek $\alpha\beta = 53^\circ$, stożek $\alpha\beta = 26^\circ$).

Z zestawienia wynika, że wykresy, przedstawiające dane zależności, mają ten sam charakter, niezależnie od rodzaju czoła

i parametrów określających położenia kotwi.

Niezależnie od rodzaju czoła buławy, największe wartości

nośności granicznych osiągane są przy $\alpha = 0^\circ$ i $\frac{H}{D} = 10$,

najmniejsze przy $\alpha = 28^\circ$ i $\frac{H}{D} = 7,5$.

Zmieniając nachylenie z położenia poziomego na $\alpha = 28^\circ$ do poziomu, zmniejsza się nośność o około 16% przy czole płaskim,

12% przy czole w formie stożka $\alpha\beta = 53^\circ$ i 15% przy stożku

$\alpha\beta = 26^\circ$. Jeśli natomiast zagłębienie względne zmienia się

z $\frac{H}{D} = 10,0$ na $\frac{H}{D} = 7,5$, nośność redukuje się o około 8%

przy czole płaskim, 7% przy czole w formie stożka $\alpha\beta = 53^\circ$

i 6% przy czole stożkowym $\alpha\beta = 26^\circ$.

Z analizy wymienionych zależności wynika, że największy wpływ na nośność graniczną ma głębokość położenia i pochylenie kotwi względem poziomu.

Można uznać, że różnice występujące przy porównaniu nośności dla poszczególnych kształtów czoła buławy są znikome i wy-

nikają raczej z błędów pomiarów, niż z określonych zależności między nimi.

Analizując zależność nośności granicznej od przyrostu długości buławy z kolejnych wykresów wynika, że największy przyrost nośności jest przy $2 < \frac{L}{D} < 6$.

W tym przedziale nośność wzrasta 24-29% dla czoła płaskiego, 19-20% dla czoła stożkowego o $\alpha\beta = 53^\circ$ i 22-26% dla czoła stożkowego o $\alpha\beta = 26^\circ$.

Przy dalszym wzroście długości, bezwzględne wartości nośności granicznych rosną, ale przyrost procentowy się zmniejsza.

W przedziale $11 < \frac{L}{D} < 15$ (dla porównania przyjęto tę samą wielkość przedziału równą 4 D) przyrost nośności wyniósł 5-7% dla czoła płaskiego, 5-9% dla czoła stożkowego o $\alpha\beta = 53^\circ$, 7-8% dla czoła stożkowego o $\alpha\beta = 26^\circ$.

6.2.3. Badania w gruncie suchym.

W celu możliwości porównań wyników otrzymanych w gruntach o różnej wilgotności, piasek przeznaczony do badań poduszono do wilgotności 0,6 - 0,9%. Dawało to również możliwości na prowadzenie doświadczeń w gruncie bezkohezyjnym (przy $c=0$). Wartość nośności granicznych zestawiono w tabelicy I (załącznik) w zależności od kształtu czoła buławy, kąta nachylenia w stosunku do poziomu ($\alpha\beta$) i głębokości względnej posadowienia czoła buławy $\frac{H}{D}$. Przedstawione wartości w tabelicy są średnimi z pięciu badań dla określonych warunków.

Zależności nośności granicznych od długości kotwi dla określonego kształtu czoła buławy, głębokości względnej ($\frac{H}{D}$)

i nachylenia (α) przedstawione są graficznie na rysunkach 4, 5, 6 (załącznik).

Charakter przebiegu zależności nośności od długości buławy jest podobny do zależności w piasku nawilgoconym. Podobnie, niezależnie od rodzaju czoła buławy, największe wartości nośności granicznych osiągane są przy $\alpha = 0^\circ$ i $\frac{H}{D} = 10$, najmniejsze przy $\alpha = 28^\circ$ i $\frac{H}{D} = 7,5$.

Zmieniając nachylenie z $\alpha = 0^\circ$ na $\alpha = 28^\circ$ zmniejsza się nośność niezależnie od rodzaju czoła buławy o około 16%.

Zmiana zagłębienia względnego z $\frac{H}{D} = 10$ na $\frac{H}{D} = 7,5$ zmniejsza nośność o 5-6% przy $\alpha = 0^\circ$, 7-8% przy $\alpha = 18^\circ$ i 3-4% przy $\alpha = 28^\circ$. Poszczególne wartości są zbliżone dla kolejnych kształtów czoła buławy.

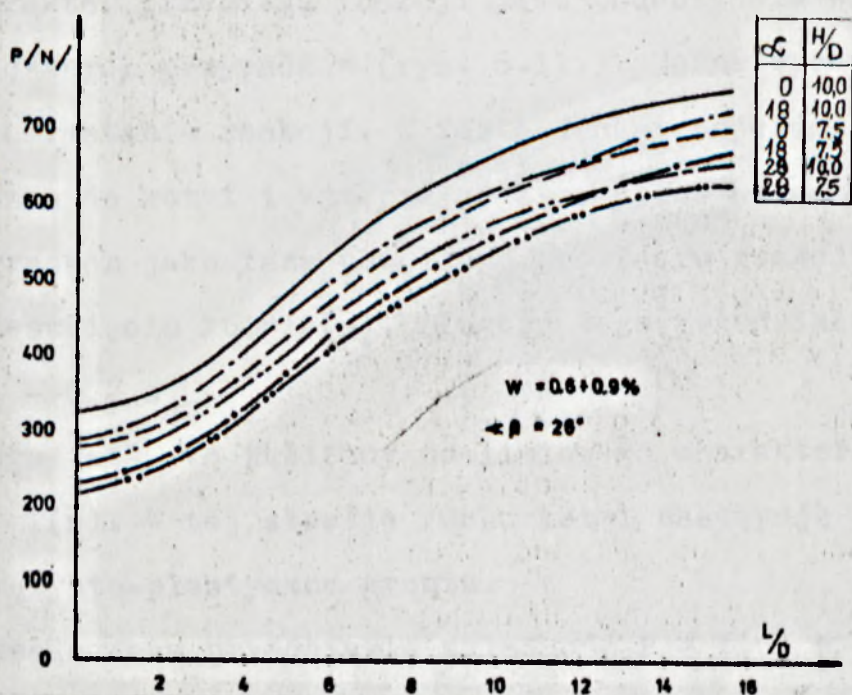
Wynika z powyższego, że przy większych nachyleniach kotwi zmiana głębokości posadowienia buławy ma mniejsze znaczenie. Podobnie jak w gruncie wilgotnym, największy przyrost nośności przy zmianach długości buławy jest przy $2 < \frac{L}{D} < 6$. W tym przedziale nośność wzrasta 24-28% dla czoła płaskiego, 22-24% dla czoła stożkowego o $\alpha = 53^\circ$ i 24-26% dla $\alpha = 26^\circ$. Jak wynika z rysunków 4, 5, 6 przy dalszym wzroście długości, przyrost procentowy wartości nośności zmniejsza się. W przedziale $11 < \frac{L}{D} < 15$ przyrost nośności wynosi 4-6% dla czoła płaskiego, 7-8% dla czoła stożkowego $\alpha = 53^\circ$, 7-8% dla czoła stożkowego $\alpha = 26^\circ$.

6.2.4. Porównanie wyników badań w gruncie wilgotnym i suchym.

Z przedstawionej analizy badań wynika, że odpowiednie zależności wartości nośności granicznych (P_{gr}) kotwi od

parametrów określających ich położenie (α i $\frac{H}{D}$) mają ten sam charakter dla przypadku pracy w gruncie wilgotnym jak i suchym. Natomiast bezwzględne wartości P_{gr} w funkcji (α) i ($\frac{H}{D}$) są różne dla wymienionych wilgotności gruntu. Występuje zmniejszenie tych wartości w gruncie podsuszonym ($w = 0,6 - 0,9\%$) w stosunku do gruntu o $w = 12\%$ o $6 - 17\%$. Większe wartości P_{gr} dla gruntu wilgotnego wynikają z wpływu kohezji i adhezji (przyczepności) [27].

W związku z tym, że charakter zależności P_{gr} od wymienionych parametrów jest podobny tak dla gruntu wilgotnego jak i suchego, dalszą analizę prowadzono w oparciu o wyniki badań w gruncie suchym. Eliminuje się w ten sposób czynnik (kohezję) wpływający tylko na kształtowanie wartości reakcji, nie zmieniający natomiast charakteru procesu narastania reakcji, jako jednego z czynników analizowanych w pracy (p.1.2, p.4). Rysunek 6.10 przedstawia zależność nośności (P) od przyrostu wskaźnika długości ($\frac{L}{D}$) dla określonych parametrów.



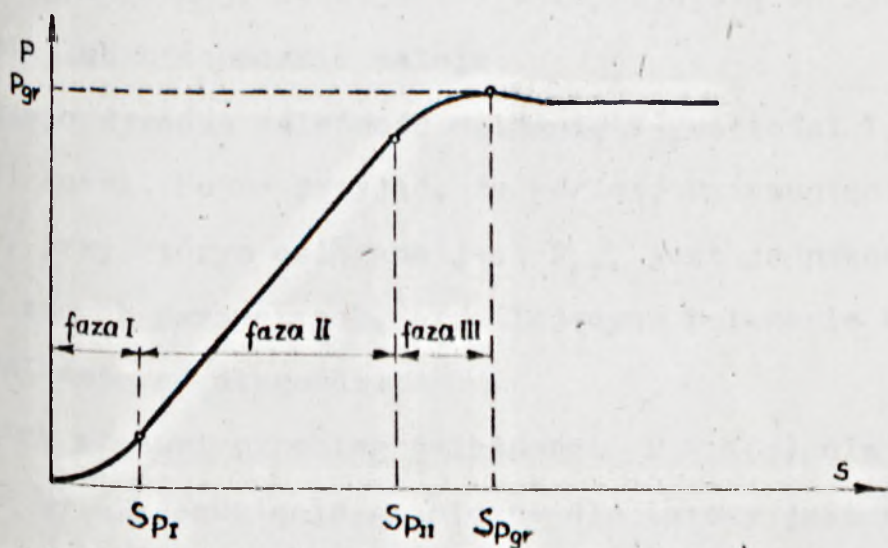
Rys. 6.10. Zależność nośności (P) od przyrostu ($\frac{L}{D}$)

6.3. Zależność reakcji gruntu od przesunięcia kotwi.

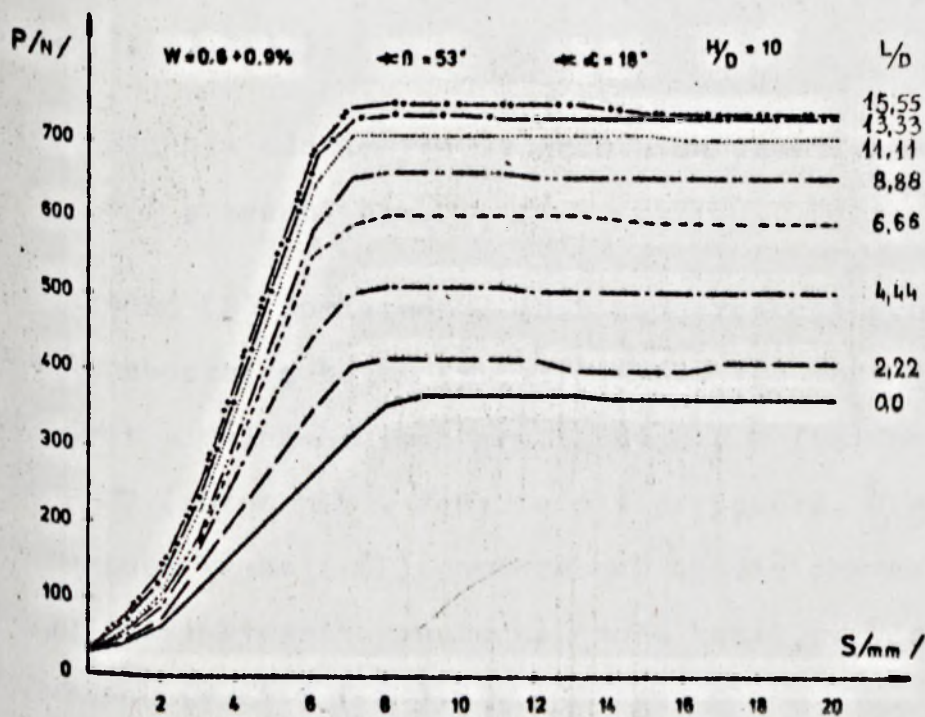
6.3.1. Reakcja oddziaływania gruntu na element kotwicy w funkcji przesunięcia.

Zgodnie z p.(5.2.2.) podczas badań na stanowisku B prowadzono rejestrację wartości siły (P) przyłożonej na ciągną kotwī przy każdorazowym przesunięciu elementu (s) o 1,0 mm. W tablicach II, III, IV, (w załączniku do pracy) zestawione są wartości (P) jako średnie z pięciu pomiarów dla każdego z punktów określających dane przesunięcie. Badania obejmowały zmienne parametry przedstawione w p.(5.2.1.) i (5.2.2.). Na rysunkach nr 10÷27 (załącznik) przedstawione są graficznie zależności $P = f(s)$ dla gruntu suchego ($w = 0,6-0,9\%$). Badania rozpoczynano od obciążenia wstępnego $P = 30N$, które miało zapewnić odpowiednie naprężenie a tym samym wyprostowanie cięgna kotwī. Stąd wymienione zależności mają początek na wartości rzędnej 30N. Charakter przebiegu funkcji jest podobny dla wszystkich analizowanych przypadków (rys. 6.11.). Można wyodrębnić trzy fazy narastania reakcji. W fazie I następuje dopasowanie się gruntu do kotwī i wstępne zagęszczenie. Widoczne to jest na wykresach jako faza powolnego przyrostu reakcji (P) przy przesunięciu kotwī (s). Długość tego przedziału wynosi 0,1 - 0,2 s_{gr} . Druga faza, to zbliżony do liniowego charakter zależności $P = f(s)$. W tej strefie ruchu kotwī następują odkształcenia sprężysto-plastyczne gruntu. Trzecia faza przedstawia zależność $P = f(s)$ w strefie ruchu poprzedzającej osiągnięcie stanu granicznego przez grunt,

jak i sam moment utraty zdolności przenoszenia zwiększonego obciążenia.



Rys. 6.11. Schemat zależności siły (P) od przesunięcia kotwi (s).



Rys. 6.12. Zależność siły (P) od przesunięcia kotwi (s) dla określonych wartości parametrów.

W tej fazie widoczne jest stopniowe zmniejszanie przyrostu siły (P) przy wzrastającym przesunięciu. Po osiągnięciu wartości granicznej, reakcja (P) utrzymuje się na tym samym poziomie lub nieznacznie maleje.

Istnieje wyraźna zależność osiągniętej wartości P_{gr} od długości kotwi. Można przyjąć, że wartość przesunięcia granicznego, przy którym osiągana jest P_{gr} , jest jednakowa przy tych samych parametrach, określających położenie kotwi ($\frac{H}{D}$) niezależnie od długości.

Wyjątek stanowi przebieg zależności $P = f(s)$ dla tarczy ($\frac{L}{D} = 0$). Przesunięcie graniczne dla tarczy jest znacznie większe jak dla pozostałych rozpatrywanych długości. Ta zależność istnieje przy wszystkich analizowanych przypadkach położenia kotwi a wynika z tego, że wartość (T_{gr}) jako składnik (P), osiągana jest przy przesunięciu mniejszym jak (C_{gr}) (p.6.3.2, 6.3.3.).

6.3.2. Reakcja oddziaływania gruntu na czoło kotwi w funkcji przesunięcia.

Wartość (P) pomierzona, jest sumą reakcji gruntu na czoło i pobocznice kotwi (p.3.1.). Takl też rodzaj reakcji ujęty jest w zależnościach graficznych $P = f(s)$ na rysunkach nr 10 ÷ 27. (załącznik). Jedynie dla przypadku $\frac{L}{D} = 0$ (tarcza) wartość reakcji (P) pomierzona, będzie charakteryzować reakcję oddziaływania gruntu na czoło kotwi, przy określonych parametrach (α) i ($\frac{H}{D}$).

Według określenia w(p.3) wartość P_{gr} dla $\frac{L}{D} = 0$ będzie wartością oporu granicznego gruntu (C_{gr}). Natomiast przebieg

funkcji $P_{gr} = f(s)$ dla $\frac{L}{D} = 0$ będzie charakteryzował formę mobilizowania oporu przy wzroście przesunięcia.

Charakter narastania oporu do wartości granicznej (C_{gr}) jest jakościowo podobny do przebiegu zależności $P = f(s)$. Zostało to przeanalizowane w p.(6.3.1.)

6.3.3. Reakcja oddziaływania gruntu na poboczną kotwę w funkcji przesunięcia.

W punkcie (6.1.1.) przedstawiono interpretację współpracy kotwi z gruntem na podstawie badań jakościowych, wykonanych na modelu półprzestrzennym A. Na podstawie analizy wyników badań postawiono wniosek, że reakcje oporu przed czołem elementu kotwiącego i tarcia na pobocznicę kształtują się niezależnie od siebie wraz z przesunięciem kotwi. W związku z tym rozdzielono liczbowe wartości reakcji przypadające na odpór i tarcie. Odjęto od pomierzonych wartości reakcji (R_{s_1}) dla kolejnych przesunięć (s_1) wartości reakcji (C_{s_1}) dla kotwi o $\frac{L}{D} = 0$ przy tych samych przesunięciach (s_1). Otrzymano w ten sposób wartości reakcji gruntu na pobocznicy (T_{s_1}) dla kolejnych wartości przesunięć kotwi (s_1). Zależności te zestawiono w tablicach II, III, IV. (załącznik). Na rysunkach nr 28 ÷ 45 (załącznik) wymienione zależności przedstawiono graficznie.

Analizując kolejne przypadki zwrócić trzeba uwagę na dużą regularność w charakterze przebiegu narastania reakcji oddziaływania gruntu na pobocznicy do momentu osiągnięcia wartości granicznej. Kształt krzywych, przedstawiających zależności $T = f(s)$ jest podobny dla wszystkich długości i para-

metrów określających położenie kotwi.

W pierwszej fazie przesunięcia przy $s = 0,2 \div 0,3 s_{gr}$ rys.6.13) przyrost wartości reakcji tarcia jest nieznaczny, co świadczy o pewnych przemieszczeniach i wzajemnym dopasowywaniu się ziarn gruntu. To samo zjawisko widoczne jest na rysunkach nr $10 \div 27$ ilustrujących wzbudzanie się oporu wraz z przesunięciem (p.6.3.2.). Wynika to zapewne z braku możliwości pełnego zagęszczenia gruntu przy samym modelu kotwi.

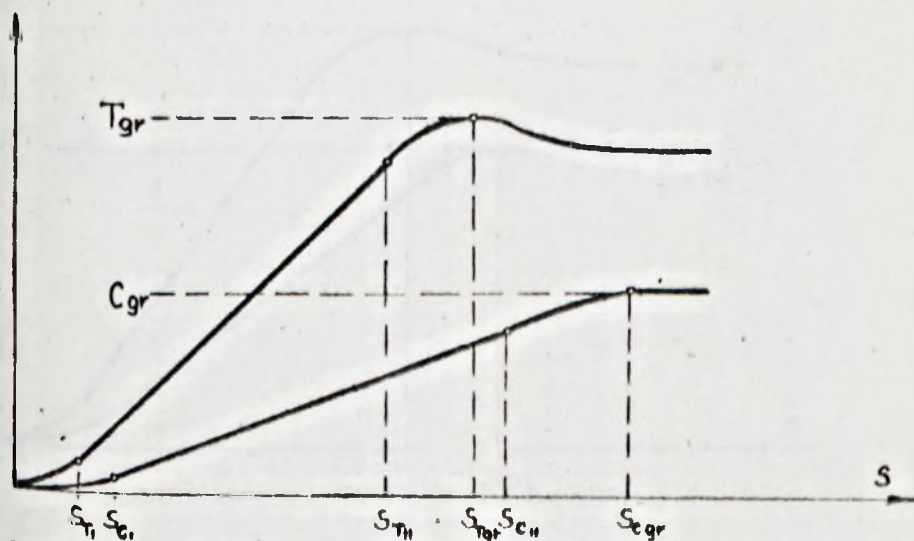
Przy dalszym przesunięciu budawy zależność wartości reakcji tarcia od przemieszczenia ma charakter zbliżony do prostoliniowego. W tej fazie ruchu angażuje się do współpracy z budawą coraz większy obszar masy gruntowej. Następuje przemieszczanie i dogęszczanie gruntu w strefie aktywnej (p.6.1.1.). Zmieniają się tym samym cechy wytrzymałościowe gruntu.

Przy przesunięciu poprzedzającym osiągnięcie wartości T_{gr} , charakter ten zmienia się. Strefa gruntu w otoczeniu pobocznic budawy, gdzie występują podwyższone naprężenia, zaczyna się uplastyczniać.

Po osiągnięciu wartości granicznej, krzywa zależności reakcji tarcia od przesunięcia $T = f(s)$ wykazuje tendencje malejące. Doświadczenia wykazały, że zmniejszanie się reakcji tarcia po osiągnięciu wartości granicznej może zaznaczyć się w sposób bardziej gwałtowny lub maleć stopniowo. Są to różnice nie mające praktycznego znaczenia.

Analizując w punkcie (6.3.2) przebieg zależności oporu od przemieszczenia stwierdzono, że krzywa po osiągnięciu wartości granicznej utrzymywała się na tym samym poziomie lub opadała w nieznacznym tylko stopniu.

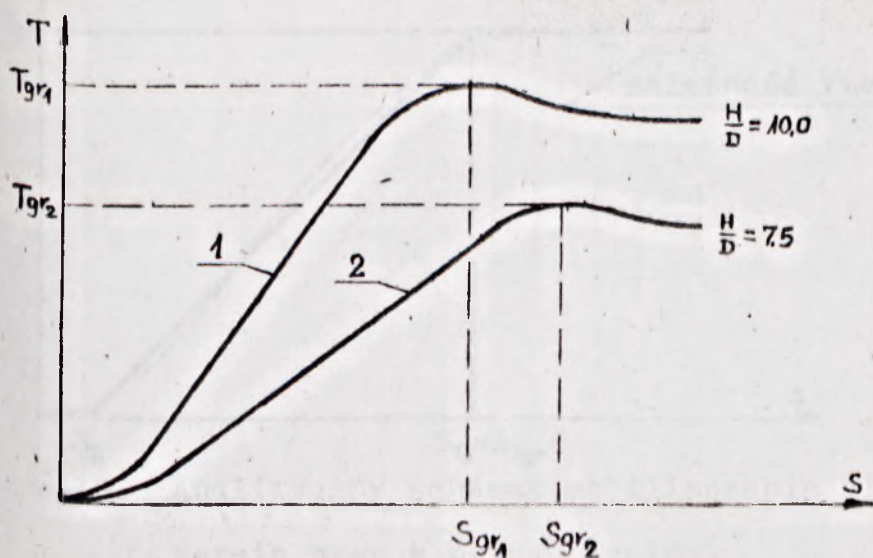
Schematyczne zestawienie zależności $T = f(s)$ i $C = f(s)$ przedstawiono na rys. 6.13.



Rys. 6.13. Schemat mobilizowania się reakcji tarcia i odporu.

Porównując przebieg narastania reakcji oddziaływania gruntu na czoło i poboczną kotw stwierdza się, że reakcja tarcia osiąga wartość graniczną przy mniejszym przesunięciu niż odpór (rys. 6.13). Średnio różnica ta wynosi 30%, przy czym mniejsze znaczenie ma tutaj kąt pochylenia kotwi (α), a większe głębokość położenia, wyrażona w wielkości ($\frac{H}{D}$).

W każdym z przebadanych przypadków, przy wartości $\frac{H}{D} = 10,0$ reakcja tarcia osiągała wartości graniczne przy przesunięciu około 20% mniejszym niż przy $\frac{H}{D} = 7,5$ (rys. 6.14). Przy $\frac{H}{D} = 7,5$ wartości graniczne (T_{gr}) są niższe jak dla przypadków $\frac{H}{D} = 10,0$. Wynika stąd, że przy zwiększaniu głębokości położenia kotwi wzrasta bezwzględna graniczna wartość reakcji oddziaływania gruntu na poboczną (T_{gr}) a mniejsza wartość przesunięcia granicznego (s_{gr}).



Rys. 6.14. Schemat zależności reakcji tarcia (T) od przesunięcia (s) przy zmiennym zagłębieniu kotwi.

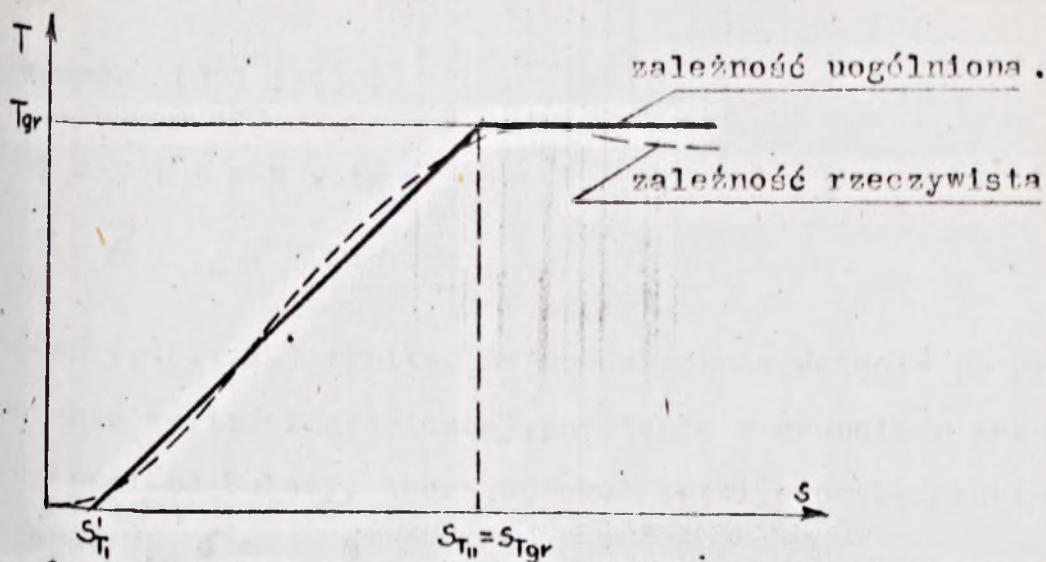
Graniczna wartość reakcji tarcia osiągnięta zostanie w momencie dojścia gruntu, otaczającego kotwę do stanu granicznego. Stwierdzono, że charakter dochodzenia zależności

$T = f(s)$ do wartości granicznej jest zbliżony do prostoliniowego (rys. 6.13.) – faza ruchu $s_{TI} \div s_{TII}$. W tej fazie

ruchu siły tarcia zmieniają się wprost proporcjonalnie do przesunięcia zgodnie z prawem Hooke'a. Wymieniony przedział pracy kotwi ma zasadniczy wpływ na ostateczne kształtowanie się stanu granicznego przez grunt.

Można uprościć zależność $T = f(s)$ do schematu uogólnionego, przedstawionego na rys. 6.15.

Odcinek prostej wzrostu (T) od (s) w fazie s'_{TI} do s'_{Tgr} ma charakter uogólnionej prostej kierunkowej. Powstała ona po przez graficzne wyrównanie krzywej rzeczywistej.



Rys. 6.15. Analityczny schemat mobilizowania się reakcji tarcia wraz z przesunięciem.

Początkową fazę ruchu pominięto w schemacie uogólnionym, ponieważ, co wcześniej zaznaczono, przedział ten ma znikome znaczenie przy kształtowaniu wartości granicznej. Założono również, że po osiągnięciu wartości granicznej, wartość (T) nie zmienia się przy dalszym przesunięciu kotwi. Nie pokrywa się to w pełni z charakterem zależności $T = f(s)$, przedstawionym na rys. nr. 6.13. Założenie takie jest jednak możliwe, z uwagi na charakter pracy kotwi, gdzie zasadniczą rolę odgrywa wartość graniczna. Nie ma znaczenia przebieg zależności $T = f(s)$ po przekroczeniu tej wartości.

Ogólnie można napisać:

$$T = F_T \cdot \tau = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau \quad (58)$$

Gdzie: F_T - powierzchnia boczna kotwi

τ - jednostkowy opór tarcia

Wartość (T) wzrasta wraz z przesunięciem kotwi (s).

Ponieważ powierzchnia danej kotwi jest stała, stąd wynika, że wartość (τ) również jest zmienna z przesunięciem (s).

Wg wzorów (29) i (30)

$$T = N \cdot f = N \cdot \operatorname{tg} \delta$$

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta$$

Z badań (p.6.1.1.) wynika, że powierzchnia ściegła po przekroczeniu wartości granicznej, powstanie w gruncie w pewnej odległości od buławy, tworząc wokół kotwi otoczkę gruntu.

Dlatego: $\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \phi$

W granicznym stanie równowagi naprężenia ścinające na powierzchni ścinania są równe granicznej wytrzymałości gruntu na ścinanie i zgodnie z prawem Coulomba mają postać:

$$\tau_{gr} = \sigma_{gr} \cdot \operatorname{tg} \phi + c$$

Naprężenie normalne (σ_{gr}) jest sumą naprężenia pierwotnego (σ_1) i dodatkowego (σ_2) (wzbudzonego). Grunt w strefie kontaktu z kotwią ma określoną gęstość, która zależy od naprężenia pierwotnego i wpływa na początkową wartość tarcia (tarcie spoczynkowe).

Naprężenie σ_1 będzie od głębokości położenia kotwi. Jak zaznaczono w punkcie (3.1.3.) wielkość tę, z uwagi na minimalną wartość można pominąć. Wielkość jest zmienna i wzbudza się przy przesuwaniu kotwi do osiągnięcia wartości granicznej.

Przy przesuwaniu kotwi rośnie strefa aktywna gruntu wokół buławy, a w niej następuje dogęszczanie gruntu (punkt 6.1.1.). Prowadzi to wzrost wartości naprężeń normalnych σ_2 . W miarę wzrostu zagęszczenia zmienia się też kąt tarcia wewnętrzznego (punkt 3.1.).

Biorąc pod uwagę powyższe zależności i przyjmując grunt bezkohezyjny ($c=0$) można napisać:

$$\tau = \sigma_{(s)} \cdot \operatorname{tg} \phi_{(s)} \quad (59)$$

Korzystając z uogólnionej zależności $T = f(s)$ i wzoru (59) można naprężenia ścinające (τ) przedstawić w funkcji przesunięcia (s) i uogólnionego współczynnika (u), wyrażającego sprężysto-plastyczne odkształcenia gruntu przy przesuwaniu kotwi. Współczynnik ten wyraża również zmiany cech fizycznych gruntu, przy mobilizowaniu się tarcia wraz z przemieszczeniem.

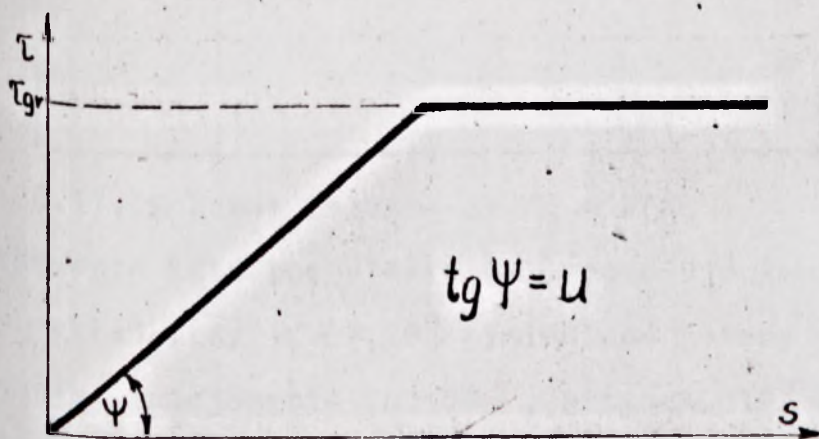
$$\tau = u \cdot s \quad (60)$$

$$\tau_{gr} = u \cdot s_{gr} \quad (60a)$$

gdzie: s - przesunięcie

u - uogólniony współczynnik tarcia

Zależność ta przedstawiona jest schematycznie na rys.nr 6.16.



Rys. 6.16. Schemat uogólnionej zależności $\tau = f(s)$

Podstawiając zależność (60) do wzoru (58) otrzymuje się:

$$T = F_T \cdot u \cdot s \quad (61)$$

$$T_{gr} = F_T \cdot u \cdot s_{gr} \quad (61a)$$

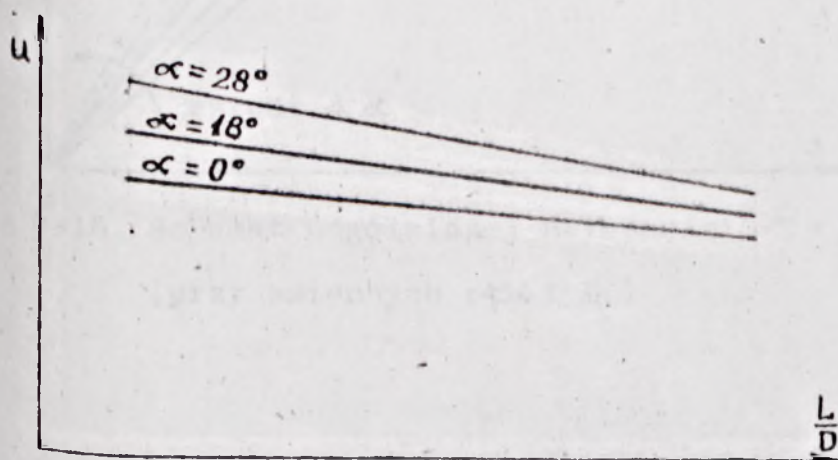
Wartość (T_{gr}) oraz (u), otrzymane na podstawie wyników badań, zestawiono w tabelicy VII (załącznik). Zależności

$T = f(s)$ uogólnione, przedstawiono graficznie na rysunkach nr 46 ÷ 63 (załącznik).

Z analizy zależności przedstawionych w tabelicy VII i na rys.

nr 46 ÷ 63 wynika, że uogólniony współczynnik tarcia (u) równomiernie maleje przy wzroście długości buławy. W przypadkach objętych badaniami, przy wzroście długości buławy o 700% współczynnik (u) zmalał o 30-50%.

Schemat zależności $u = f\left(\frac{L}{D}\right)$ przedstawiony jest na rys. (6.17.).



Rys. 6.17. Schemat zależności $u = f\left(\frac{L}{D}\right)$

Zwiększenie kąta pochylenia (α) powoduje zmniejszenie (u).

Na przykład przy $\alpha = 28^\circ$ wymienione zmiany długości powodują zmniejszenie $u \sim 50\%$, przy $\alpha = 18^\circ$ zmniejszenie $u \sim 40\%$, przy $\alpha = 0$ (poziomo) zmniejszenie $u \sim 30\%$.

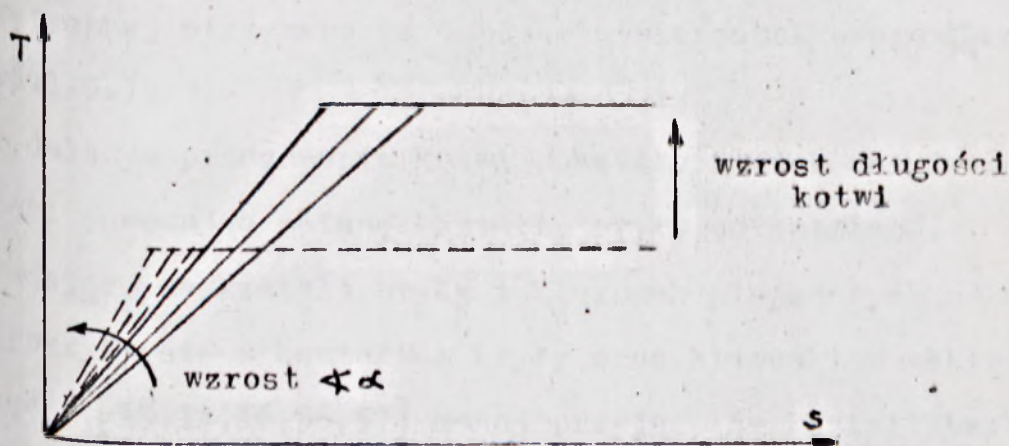
Z powyższego wynika, że charakter mobilizowania się reakcji tarcia w miarę przemieszczeń kotwi, w znacznym stopniu będzie zależał od długości buławy i kąta jej pochylenia. Przy buławach krótszych nieznaczne przesunięcia będą w zasadniczo

sposób wpływały na wartości reakcji tarcia .

Zwiększając kąt pochylenia kotwi do poziomu (α) zależność ta wzrasta .

W przypadku butaw dłuższych wzrost przemieszczenia nie ma tak dużego znaczenia . Zależność ta jest najmniejsza przy poziomym położeniu kotwi .

Schemat zależności $T = f(s)$ przy zmiennych długościach i nachyleniu , przedstawiony jest na rys. (6.18.) .



Rys. 6.18. Schemat uogólnionej zależności $T = f(s)$.
(przy zmiennych : α i L)

6.4. Oddziaływanie gruntu na kotwę w stanie granicznym.

6.4.1 Oddziaływanie gruntu na czoło kotwi w stanie granicznym.

W punkcie (6.1.1.) przeanalizowano charakter reakcji gruntu przy przesunięciu kotwi w oparciu o badania na modelu półprzestrzennym A. Stwierdzono powstawanie przed czołem kotwi, w pewnej fazie ruchu, bryły zagęszczonego gruntu w formie sztywnego stożka, o kącie wierzchołkowym $\angle \beta \approx 55^\circ$. Z analizy teoretycznej otrzymano wartość kąta wierzchołkowego $\angle \beta = 52^\circ$ (p.6.1.5.).

Przy dalszym przesuwaniu kotwi powstały stożek rozpięra grunt na boki powodując zmianę kształtu bryły odkształceń.

Zakładając, że kształt bryły i kierunek miejscowych odkształceń pokrywa się z kształtem bryły oraz kierunkiem wektorów naprężeń [13,14,16,56,57] można przyjąć, że kształt bryły naprężeń dla stanu granicznego w przekroju wzdłuż osi będzie jak na rys.(6.7.).

Zakładając się, że przy rozpiętraniu gruntu na boki przez stożek (można mówić o zjawisku tunelowania [23,24] rozkład naprężeń normalnych do powierzchni bocznej stożka w kolejnych przekrojach prostopadłych do osi jest równomierny. Stąd bryła naprężeń we wszystkich przekrojach osiowych będzie miała ten sam kształt przekroju.

Dla uproszczenia parabolę zastąpiono trapezem (rys.6.19.).

Na podstawie przedstawionego na rysunku schematu można obliczyć reakcję oddziaływania gruntu na czoło kotwi w stanie granicznym.

$$C_{gr} = \frac{2\pi \sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \left[R_1^2 \left(\bar{\epsilon}_2 - \frac{\bar{\epsilon}_1}{2} \right) + \bar{\epsilon}_3 \frac{R^2 - R_1^2}{2} + \right. \\ \left. + (\bar{\epsilon}_2 - \bar{\epsilon}_3) \frac{R^2 - 2RR_1 - 5R_1^2}{6} \right] \quad (62)$$

Wartość reakcji (C_{gr}) jest równa objętości torusa, powstałego przez obrót trapezu dookoła osi kotw. Aby uprościć formę zależności (62), można trapez zastąpić równoważnym prostokątem.

W tym przypadku

gdzie: - graniczna wartość naprężenia normalnego (wytrzymałość na docisk)

$$C_{gr} = \frac{2\pi \sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \left[R_1^2 \cdot \frac{\bar{\epsilon}_d}{2} + \bar{\epsilon}_d \frac{R^2 - R_1^2}{2} + 0 \right]$$

$$C_{gr} = \frac{2\pi \sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \cdot \frac{\bar{\epsilon}_d}{2} \cdot \left(\frac{R_1^2}{2} + \frac{R^2}{2} - \frac{R_1^2}{2} \right)$$

$$C_{gr} = \pi R^2 \bar{\epsilon}_d \cdot \frac{\sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \quad (63)$$

Do obliczenia ($\bar{\epsilon}_n$) można wykorzystać wzór Dörra [11]:

$$\bar{\epsilon}_n = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \sum \chi_i \cdot h_i \quad (64)$$

gdzie: χ_i - ciężary objętościowe kolejnych warstw gruntu nad kotwią,

h_i - miąższość kolejnych warstw gruntu zalegających nad kotwią.

Podstawiając (64) do (63) otrzymamy się:

$$C_{gr} = \pi R^2 \frac{\sin(\alpha' + \phi)}{\sin \alpha' \cos \phi} \cdot \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \sum \chi_i \cdot h_i \quad (65)$$

gdzie: α' - połowa kąta wierzchołkowego zagęszczonego stołka ze wzoru (56)

6.4.2. Oddziaływanie gruntu na pobocznice kotwi w stanie granicznym.

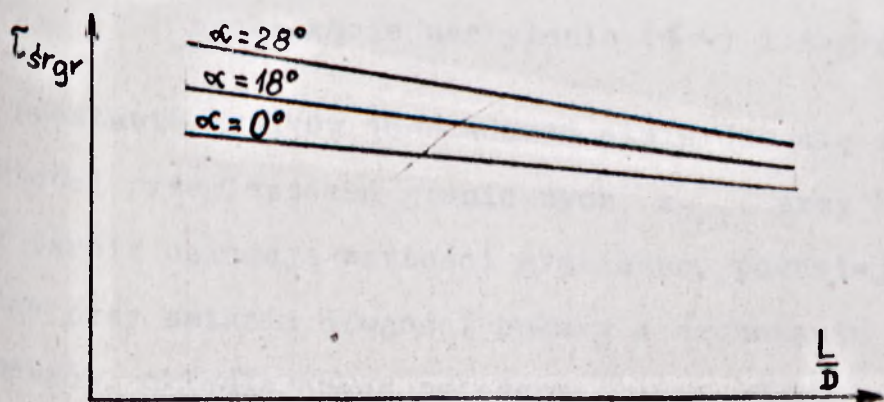
W momencie osiągnięcia stanu granicznego przez grunt w strefie przylegającej do pobocznic kotwi, reakcja tarczy osiąga wartość graniczną (T_{gr}). Średnie obciążenie jednostkowe pobocznic dla danej długości kotwi (L) osiągnęło również wartość graniczną ($\bar{\tau}_{gr}$).

Wartości (T_{gr}) i ($\bar{\tau}_{gr}$) dla badanych przypadków zestawione są w tablicy VII (w załączniku). Na rysunkach nr 7÷9 (w załączniku) przedstawione są graficznie zależności $\bar{\tau}_{gr} = f(\frac{L}{D})$. Analiza zależności $\bar{\tau}_{gr} = f(\frac{L}{D})$ wykazała, że wartość średnich granicznych naprężeń ścinających równomiernie maleje przy wzroście długości buławy.

Przy stopniowym wzroście długości buławy od $\frac{L}{D} = 2,22$ do $\frac{L}{D} = 15,55$ wartość $\bar{\tau}_{gr}$ zmniejszyła się przy $\alpha = 28^\circ \sim 50\%$, przy $\alpha = 18^\circ \sim 40\%$, przy $\alpha = 0^\circ$ (poziomo) $\sim 30\%$.

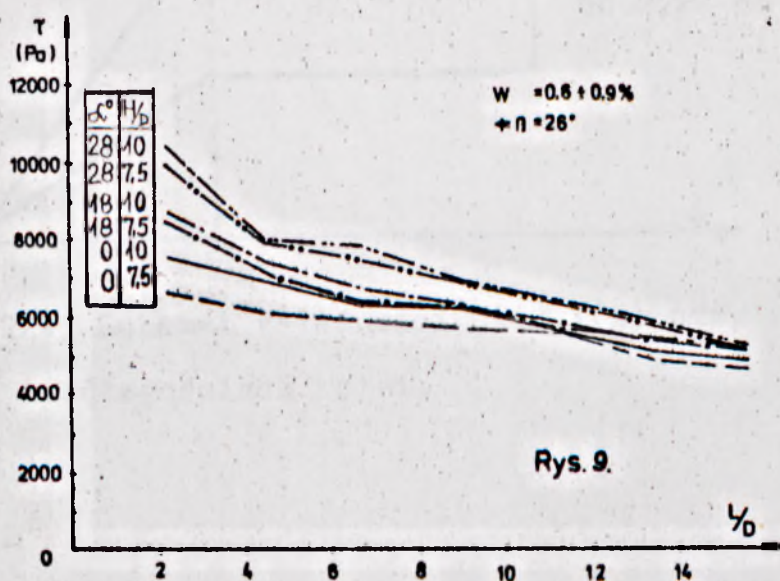
Wynika stąd, że zwiększenie kąta nachylenia (α) powoduje zmniejszenie wartości ($\bar{\tau}_{gr}$) dla określonej długości kotwi.

Schemat zależności $\bar{\tau}_{gr} = f(\frac{L}{D})$ przedstawiony jest na rys. 6.20.



Rys. 6.20. Schemat zależności $\bar{\tau}_{gr} = f(\frac{L}{D})$

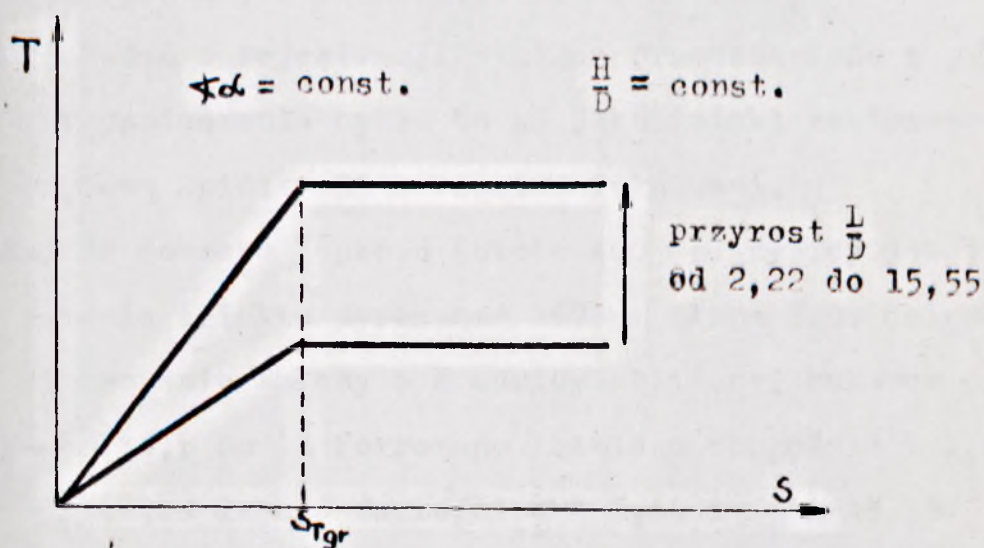
Stwierdza się, że kotwia krótsza jest bardziej sprężona. Analiza doboru odpowiedniej długości buławy ze względu na naprężenie ($\bar{\tau}_{gr}$) będzie miała szczególne znaczenie przy większym kącie nachylenia kotwi (α). Wynika to stąd, że przy większych nachyleniach nieznaczne zmiany długości powodują duże zmiany wartości granicznych naprężeń ($\bar{\tau}_{gr}$) (rys. 6.20, rys. 6.21.).



Rys. 6.21. Zależność średniego granicznego jednostkowego oporu tarcia od przyrostu długości przy zmienionych: kącie nachylenia (α) i zagłębieniu ($\frac{H}{D}$)

Na podstawie wyników doświadczeń stwierdza się również, że wartości przemieszczeń granicznych s_{Tgr} , przy których reakcje tarcia osiągają wartości graniczne, pozostają niezmiennie przy zmianie długości buławy a zachowaniu stałych parametrów, określających położenie kotwi ($\alpha, \frac{H}{D}$) (rys. 6.21.).

Wniejsze wartości s_{Tgr} osiągane są przy większych głębokościach i to niezależnie od kąta pochylenia. Wynika stąd, że reakcja tarcia szybciej się mobilizuje przy większych zagłębieniach kotwi.



Rys. 6.22. Schemat zależności $T = f(s)$ przy zmiennych długościach kotwi.

6.5. Badania kotwi formowanych w gruncie poprzez iniekcję.

Z uwagi na fakt, że większość kotwi w naturze wykonywana jest metodą iniekcji (p.2.1.2.), podjęto badania z tym rodzajem buław na modelu B. Celem było porównanie współdziałania z gruntem kotwi prefabrykowanych i iniektowanych.

Metodykę badań i rejestracji wyników przedstawiono w p.(5.2.).

W celu przyspieszenia cyklu badań, jako iniekt zastosowano żywicę epoksydową Epidian 55 z rozcieńczalnikami.

Metodą prób dobrano lepkość (około 400 Cp) żywicy jak i ciśnienie tłoczenia iniektu wynoszące 167 cm słupa H_2O . Celem prób było uformowanie buławy o średnicy zbliżonej buławom prefabrykowanym ($D=4,5$ cm). Formowano kotwie o długościach $l_1 = 30$ cm i $l_2 = 60$ cm, co dawało wartości $\frac{l_1}{D} = 6,66$ i $\frac{l_2}{D} = 13,33$



Rys. 6.22. Buława formowana w gruncie metodą iniekcji.

Iniekt tłoczono rurką $\varnothing 5$ mm perforowaną na końcowym odcinku 30 cm lub 60 cm, umieszczoną w gruncie według wyznaczonych parametrów. Rurka, z uwagi na zapewnienie prawidłowej iniekcji, wystawała ponad poziom gruntu, spełniając jednocześnie rolę ciągną. Sprawdzono doświadczalnie wartość oporu przy wyciąganiu odcinka rurki z gruntu. Wartość oporu przyjęto 16 N, uwzględ-

niając ją przy rejestracji wyników. Kąty nachylenia do poziomu wynosiły $\alpha_1 = 28^\circ$, $\alpha_2 = 18^\circ$, $\alpha_3 = 0$ (poziomo); głębokości położenia czoła 34 cm i 45 cm.

Do analizy przyjęto wyniki z 36 badań.

Zestawione w tablicy VIII wartości (P) są średnimi z trzech pomiarów dla tych samych parametrów. Na rysunkach nr 64, 65, 66, 67 przedstawiono zależności siły (P) od przesunięcia kotwi (s).

Wynika z nich, że charakter narastania wartości nośności w funkcji przesunięcia buławy jest podobny do charakteru przebiegu tych samych zależności dla buław prefabrykowanych (rys. 10-27)

Różnice istnieją jedynie w pierwszej fazie ruchu, kiedy przy kotwiach prefabrykowanych następował wolniejszy wzrost nośności w porównaniu z iniektowanymi. W gruncie przylegającym do buław prefabrykowanych następowało w pierwszej fazie (rys. 6.11.)

ułożenie i dopasowanie ziaren gruntu.

W kotwiach iniektowanych nie zauważono tego zjawiska, ponieważ w gruncie przylegającym do buławy następuje chemiczne i mechaniczne połączenie ziaren.

Z zestawienia w tablicy VIII wynika, że średni jednostkowy opór gruntu wzdłuż pobocznic ($\bar{T}_{gr}$) dla kotwi iniekcyjnych przekracza wielokrotnie wartość oporu dla kotwi prefabrykowanych przy tych samych parametrach położenia. Różnice wynikają stąd, że przy kotwiach iniekcyjnych współpracuje z buławą większa bryła gruntu. W tablicy VIII przedstawiona jest wielkość D_{teor} , będąca wartością średnicy buławy, która przeniosłaby obciążenie T_{gran} Przy założeniu, że jednostkowy opór gruntu wzdłuż pobocznic ma wartość równą jak przy buławach prefabrykowanych.

Z zestawienia tego wynika, że średnice D_{teor} są około (160-170%) większe od przyjętej średnicy buławy ($D = 4,5$ cm),

niezależnie od położenia kotwi.

Należy zaznaczyć, że po każdym doświadczeniu butawa była mierzona i do analizy przyjmowano tylko te, których wymiary odpowiadały założonym.

W praktyce, jako średnicę obliczeniową kotwi przyjmuje się najczęściej średnicę odwiertu $[18,66,72]$, lub w nieznacznym stopniu powiększa się $[53]$. Często jest ona korygowana po odkopaniu kotwi próbnych.

Z przedstawionych rezultatów badań wynika, że dla zakresu długości $6,66 < \frac{L}{D} < 13,33$ do obliczeń powinno się przyjmować: $D_{obl.} = (1,6 - 1,7) D_{odwiertu}$. Wniosek ten postawiono, uwzględniając założenie, że układ badawczy traktowano jako układ rzeczywisty (p.4).

6.6. Porównanie zależności, wynikających z badań z warunkami rzeczywistymi.

W punkcie (3.2.) przeanalizowano niektóre metody obliczania nośności kotwi liniowej, zestawiając otrzymane nimi wartości dla tych samych parametrów:

$$\chi = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$R = 0,075 \text{ m}$$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

Dla tych wartości można obliczyć nośność kotwi w oparciu o analizę i wyniki badań przedstawione w pracy.

Ogólna zależność:

$$F = C + T$$

Do obliczenia oddziaływania czoła (C), można skorzystać z

zależności (65):

$$C = \pi R^2 \frac{\sin(\frac{\alpha}{2} + \phi)}{\sin \frac{\alpha}{2} \cos \phi} \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot H$$

Z zależności (56) wartość $\phi = 26^\circ$, stąd:

$$C = 18,6 \text{ kN}$$

Obliczając wartość (T) można skorzystać z wniosku, wynikającego z badań kotwi formowanych w gruncie poprzez iniekcję, że średnica obliczeniowa (D_{obl}) jest 1,6 - 1,7 raza większa od średnicy teoretycznej (odwiertu). Wynika z tego i z zależności (58), że:

$$T = (1,6 - 1,7) \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

wg [77] (str.430) wartość (τ), dla warunków przyjętych w p. 3.2. i $I_D = 0,67 - 1,0$, można przyjąć równą 70-80 kPa, stąd:

$$T = (264 - 320) \text{ kN}$$

$$P = (282,6 - 338,6) \text{ kN}$$

Wartości (C) i (T) wg analizowanych metod w p.(3.2.) wyniosły:

$$C = (20 \div 123) \text{ kN}, \quad T = (27 \div 2500) \text{ kN}$$

Proporcje wymiarów kotwi modelowych były dobrane do proporcji wymiarów kotwi rzeczywistych (krótkich poszerzanych) (p.4.).

Kotwie te miały wymiary:

$$D = 40 \div 60 \text{ cm}$$

$$L \approx 4,0 \text{ m}$$

Stąd:

$$C = (132 - 298) \text{ kN}$$

$$T = (211 - 256) \text{ kN}$$

$$F = (343 - 554) \text{ kN}$$

Z zestawienia tego wynika znaczny udział czoła kotwi w przenoszeniu obciążeń. W zależności (65), wielkość (R) występuje w drugiej potęgze, stąd nieznaczne nawet podwyższenie wartości (R), powoduje duży przyrost wartości (C).

7. Podsumowanie i wnioski.

W wyniku analizy charakteru współpracy kotwi liniowych z gruntem niespoistym, przeprowadzonej na podstawie badań, można wyciągnąć następujące wnioski i uwagi:

1. Wyjaśniono przebieg procesu deformacji gruntu przy zwiększaniu obciążenia kotwi. Stwierdzono, że:

- przy $\frac{H}{D} \leq 5$ (kotwie płytkie) występuje wyparcie gruntu przez czoło na powierzchnię gruntu. Bryła parcia docodzi również do powierzchni.
 - przy $\frac{H}{D} > 9$ (kotwie głębokie) bryły odporu i parcia nie dosięgają powierzchni terenu. Oddziaływanie czoła objawia się rozpięciem gruntu na boki.
 - przy $5 < \frac{H}{D} < 9$ występuje strefa przejściowa, gdzie mogą wystąpić zjawiska rejestrowane zarówno przy kotwiach płytkich i głębokich.
2. Nośność kotwi wzrasta wraz z jej przesunięciem do wartości granicznej występującej przy przesunięciu granicznym.
3. Przyrost nośności nie następuje proporcjonalnie do przyrostu długości. W kotwiach krótkich przyrost ten jest znaczniejszy.
4. Nośność kotwi zależy od kąta nachylenia jej do poziomu i maleje przy wzroście nachylenia. Największą wartość nośności osiąga przy położeniu poziomym.
5. W przypadku kotwi głębokich ($\frac{H}{D} \gg 9$), przy przesunięciu poprzedzającym osiągnięcie stanu granicznego, przed czołem kotwi powstaje stożek zagęszczonego gruntu o takim kącie między tworzącymi, że opór czoła kotwi jest najmniejszy.

6. Wykazano, że nośność całkowita może być rozpatrywana jako suma oddziaływania gruntu na czoło i pobocznice kotwi, a składniki te są od siebie niezależne.
7. Reakcje czoła w postaci oporu i pobocznic w postaci oporu tarcia rosną przy przesunięciu kotwi. Reakcja tarcia osiąga wartość graniczną przy przesunięciu około 30% mniejszym jak odpór.
8. Wykazano, że przy wzroście głębokości położenia kotwi wzrasta graniczna wartość reakcji tarcia a maleje wartość przesunięcia przy jakim jest ona osiągana.
9. Wartość średnich granicznych jednostkowych oporów tarcia równomiernie maleje przy wzroście długości kotwi. (Kotwia krótsza jest bardziej sprężona).
10. Zwiększenie kąta nachylenia kotwi do poziomu powoduje zmniejszenie średnich granicznych jednostkowych oporów tarcia przy zachowaniu stałej długości.
11. Wartość przemieszczenia granicznego, przy którym reakcja tarcia osiąga wartość graniczną nie zmienia się przy zmianie długości kotwi i stałych parametrach $(\alpha, \frac{H}{D})$.
12. Określono zależność na obliczanie nośności czoła kotwi liniowej głębokiej, mającą postać:

$$C_{gr} = \frac{\pi D^2 \sin(\frac{\alpha}{2} + \phi)}{4 \sin \frac{\alpha}{2} \cos \phi} \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot \sum \gamma_i H_i$$

gdzie: D - średnica kotwi, γ_i - ciężary objętościowe kolejnych warstw gruntu nad kotwią, H_i - miąższość kolejnych warstw gruntu zalegających nad kotwią, ϕ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu, α - z zależności $2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \sin 2(\frac{\alpha}{2} + \phi)$.

13. W kotwjach iniektowanych następuje ścięcie gruntu w stanie granicznym, w pewnej odległości od pobocznej kotwi, tworząc otoczkę z gruntu.
14. Wyniki badań wskazują na zasadność stosowania kotwi krótkich o znacznych przekrojach poprzecznych.

Spis literary .

1. Baran L., Dembicki E., Odrobiński W., Stability tests of pile foundations subjected to the action of overturning moment "
2. Basable A.D. " Ground anchors-difficulties and remedies " Civil Engineering XII 1975.
3. Beveridge R.L. " Repairs and extensions to concrete structures using resin anchored bars ." Civil Engineering and Public Works Review VII 1973.
4. Boyes R.G. " Structural and cut -off diaphragm walls " Applied science Publishers Ltd Ltd 1975.
5. Breth H., Stroh D. : Ursachen der Verformung im Boden beim Aushub tiefer Baugruben und konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von verankerten Baugruben. Baningenieur 11.3.1976.
6. Bruce M.C., Branthoover G.L., Richards J.W., " Cut slope stabilization using rock bolts ". Transportation Engineering Journal I 1979.
7. Bustamante M., Forestier J.F., Lacour J., Sevestre J.; Essais prealables de tirants precontraints definitifs , pour la voie gauche de Seine , pont de Saint -Cloud - pont de Sevres . Travaux Nr 481 Avril 1975.
8. Cheng C.Y., Duncan J.M.: Analysis of soil movement around a deep excavation. Joun. of the Soil Mech. a Found . Division SM 1970.
9. Civil Engineering II 1975 " On the behaviour and expediency of Ground Anchors".
10. Clough G.W., Tsui Y.: Performance of tied - back walls in clay . Journal of the Geotechnical Eng. Division , GT 12. 1974.
11. Dec T. "Fundamentowanie . Obliczanie fundamentów na palach WAT 1979.
12. Dembicki E. "Stany graniczne gruntów , teoria i zastosowanie" Gdańskie Towarzystwo Naukowe 1970.
13. Drescher A. "Zastosowanie modelowych materiałów czułych optycznie do anlizy stanu naprężenia w ośrodkach sypkich." IPPT PAN 1970.
14. Drescher A., Ostaficzuk S., Rudowski S., Trąmpczyński W. " Fotogrametryczna metoda pomiaru płaskiej deformacji ". Rozprawy inżynierskie 25.1.1976.
15. Dunham R.K. " Some aspects of resin anchored rock bolting " Tunnels and Tunnelling , VII 1973.

16. Endicott L.J. "The determination of stress fields from plane strain data " Geotechnique 24 nr 4. 1974
17. Fiedler K " Analiza odporu zapory betonowej na aluwialach karpaccich ".
18. Gajda J., Abczyńska B., Czapliński J., Mikoszewski J.,
"Zabezpieczenie budynków przy głębokim wykopie
Trasy Łazienkowskiej". Inżynieria i Budownictwo
nr 1, 1976.
19. Głuszkow G. "Statyka i dynamika сооруżeń zagłębionych
w grunt " Moskwa 1972.
20. Hanna T.H. " Design and construction of ground anchors "
CIRIA REPORT VII 1977.
21. Hanna T.H. "Ground anchors" Developments in soil mechanics-1
Applied Science Pub. 1978
Grouting design and practice".
22. Hanna T.H., Sivapalm E. " The behaviour of dead anchors
subjected to repeated and alternating loads".
"Ground Engineering " IV.1978.
23. Harvey R.C., Burley E. "Behaviour of shallow inclined anchorage
in cohesionless sand " "Ground Engineering "
vol 6 , Nr 5 IX 1973.
24. Harvey R.C., Burley E., Daniel W.T. " Files and anchors asse-
ssment of shaft resistance " Civil Engineering
XI 1975.
25. Habib F.: Rapport general de la session speciale " Les ancrage
notamment en terrain meuble". VII Congr. Intern.
de la Soc . Intern. de Mec. des Sols et des Trav,
de Foundations Mexico 1969.
26. Hobst S., Zajic "Kotwieni do hornin" 1975.
27. Hueckel S. "Budowle morskie " wyd. II . Wydawnictwo Morskie 1975
28. Hu'eckel S. "Zakotwienia gruntowe w hydrotechnice. Zdolność
kotwiąca sztywnych , płaskich zakotwień pionowych
lub ukośnych o ciągach poziomych ". IBW-PAN
Biblioteka Naukowa Hydrotechnika Nr 3 1970.
29. Hueckel S. " Zakotwienia gruntowe w hydrotechnice . Zdolność
kotwiąca zakotwień liniowych ". IBW-PAN Biblioteka
Naukowa hydrotechnika Nr 4 1978.
30. Hueckel S. "Zdolność kotwiąca sztywnych elementów poziomych
pogrążonych w gruncie sypkim". Archiwum Hydrotechnik
zeszyt 3 , t. VII 1960.
31. Jelinek R., Ostermayer E.: Verpressanker in Boden,
Bauingenieur Nr 3 1976.
32. Jeske T., Przedecki T., Rossiński B. "Mechanika gruntów" PWN 1966

33. Klein K., "Predpate kotvy v horninach " VUIS Bratislava 1976.
34. Konferencja „Wysokie Tatry " Czechosłowacja .
35. Krasnikow N.D., "Dinamiczeskije swojstwa gruntow i metody ich opriedielenija ". Leningrad 1970.
36. Kurałowicz Zygmunt „ Zakotwienia gruntowe iniekcyjne w budownictwie hydrotechnicznym " „Inżynieria Morska " nr 2 1980.
37. Kwaśniewski J., Szaraniec T., "Zdolność kotwiąca pętli wiotkich w gruntach sypkich . Badania modelowe". „ Rozprawy hydrotechniczne" zeszyt 14 1963.
38. Kwaśniewski J., Szaraniec T., "Dodatkowe badania modelowe nad zdolnością kotwiącą płyt płużnych". „Rozprawy hydrotechniczne " zeszyt 14 1963.
39. Kwaśniewski J., "Zależność funkcyjna między odporem a przemieszczeniem elementu kotwiącego w gruncie" Państwowe Wyd. Naukowe 1967.
40. Littlejohn G.S., Bruce D.A., "Long- term performance of high capacity rock anchors at Devonport". Ground Engineering X 1979.
41. Littlejohn G.S., Bruce D.A., "Rock anchors - state of the art- Part 1 : Design, Part 2 : Construction, Part 3 : Stressing and testing , Ground Engineering V , VII, IX, X, XI 1975, V 1976.
42. Littlejohn G.S., B. Jack, "Anchored diaphragm walls in sand" „Ground Engineering I 1972.
43. Littlejohn G.S., "Ground anchors in civil engineering" „Ground Engineering " V 1968.
44. Littlejohn G.S., Jack B.J., "Anchored diaphragm walls in sand- some designe and construction considerations". The Journal of the Institution of Highway Engineers IV 1971.
45. Littlejohn G.S., Jack B., "Anchored diaphragm walls in sand " Ground Engineering X 1971.
46. Littlejohn G.S. „ Soil anchors" Ground Engineering 1970.
47. Mariupolskij L.G., "Niesuszczaja sposobnost ankiernych fundamentow" Osnowanija Fundamentow i Mechanika Gruntow 1/1965.
48. Najder T. : „Technika wykonywania zakotwień iniekcyjnych" IBDiM 1978.
49. Najder T. „Uwzględnienie sprężysto -plastycznego modelu

- pracy podłoża gruntowego w schemacie działania kotwy liniowej" „Inżynieria Morska ” nr 2/1980
50. Nicholson P.J. „Rock anchor system for securing failing wall”. Transportation Engineering Journal III 1979.
51. Norma RFN DIN 4125 : Erd- und Felsanker
Blatt 1 . Verpressanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein. Bemessung Ausführung und Prüfung .Juni 1972. Teil 2 . Verpressanker für dauernde Verankerungen (Daueranker) im Lockergestein. Bemessung, Ausführung und Prüfung, Februar 1976.
52. Osondu J. Uzomaka, University of Nigeria „Prestressed ground anchors” The Consulting Engineer 12, 1973
53. Ostermayer H., Werner H.U.: Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik Vorträge der Baugrundtagung 1972 Stuttgart, Herausgeb. v. DGEG Esson 1972.
54. Odrobiński W. . " Analiza nośności podłoża uwarstwionego obciążonego fundamentem. pasmowym " Archiwum Hydrotechniki 1/ 1974.
55. Odrobiński W. „ Badania modelowe nośności uwarstwionego podłoża fundamentowego " Archiwum Hydrotechniki 4/1973.
56. Odrobiński W. „ Nośność graniczna elementów kotwiących obciążonych siłami poziomymi ".Archiwum Hydrotechniki tom XVII 1970.
57. Odrobiński W. „Wyznaczanie naprężeń granicznych w podłożu w układzie przestrzennym dla fundamentów obciążonych siłami poziomymi " Archiwum Hydrotechniki tom XVI 1969.
58. Fawlikowski W., Święcki J.„ Fundamentowanie na palach Franki”. Wyd. „Budownictwo i Architektura” 1957.
59. Piętkowski R.„Mechanika gruntów ” Wydawnictwo Budownictwo i Architekta 1967.
60. Polska Norma „Posadowienie bezpośrednio budowli ” PN-81/B-03020
61. Prestressed Concrete Institute „Tentative recommendations for prestressed rock and soil anchors” Chicago IX 1974.
62. Prospekt firmy Bauer RFN.
63. Recommendations of the Committee for Waterfront Structures” EAU 1975/1978 Berlin.

64. „Recommandations Concernant la Conception, le Calcul, L'execution et le Controle des Tirants D'ancrage" 1977 Paris.
65. Rumszynskij I.E. „Matematyceskaja obrabotka rezultatow eksperymenta " Moskwa 1971. \
66. Schultze E.: Einige neue Gründungsverfahren der letzten Jahre Beiträge zur Internationalen Tagung für Bodenmechanik und Grundbau- Budapest 1963. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau ,Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen 1964.
67. Schwarz H. Permanentverankerung einer 30 m hohen Stützwand im Stuttgarter Tonmergel durch korrosionsgeschützte Injektionsanker , Sysrem Duplex. Die Bautechnik Nr 9, 1972.
68. Sliwinski Z. „Anchored diaphragm walls in sand" „Ground Engineering " 11, 1971.
69. Somerville A. „Ground Anchors " Civil Engineering III 1980
70. Stroh D. : Finite Element analysis of deep excavation. Deutsche Beiträge zur Geotechnik - Essen Nr2/ 1974.
71. Szaraniec T. „Zdolność kotwiąca ciągu płyt pionowych" „Rozprawy hydrotechniczne " zeszyt 12 1962.
72. Zwieca M. „Podstawy badań i projektowania grutowych kotew zastrzykowych " 1979.
73. Turner M.J. „Rock anchors at Loch Kishorn" Ground Engineering IV 1977.
74. Werner H.U.: Load carrying behaviour of grouped ground anchors . Proc.Ist Baltic Conference SMFE Gdańsk 1975.
75. Vernick E. „Stresses and strains of the surface of anchors" „Revue Francaise de Geotechnique" I 1978 nr3.
76. Wikun Z „Nośność pali " Prace Naukowe Instytutu Geotechniki Politechniki Wrocławskiej Nr 13 1980 .
77. Wikun Z. „Zarys geotechniki " WKL 1982.
78. Youssef Torki „Badania parcia czynnego niespoistego dwuwarstwowego ośrodka gruntowego na mury oporowe" „Archiwum hydrotechniki " TomXVIII 1971.

ZAŁĄCZNIK

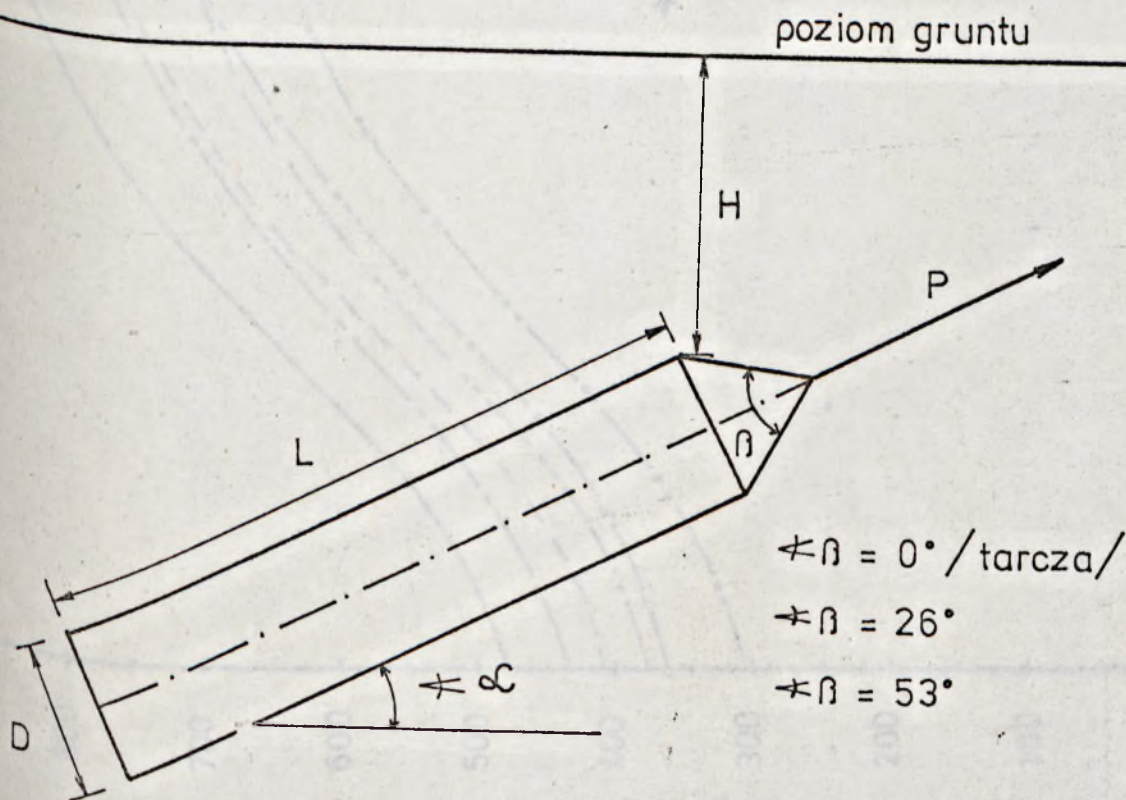
Spis rysunków w załączniku do pracy.

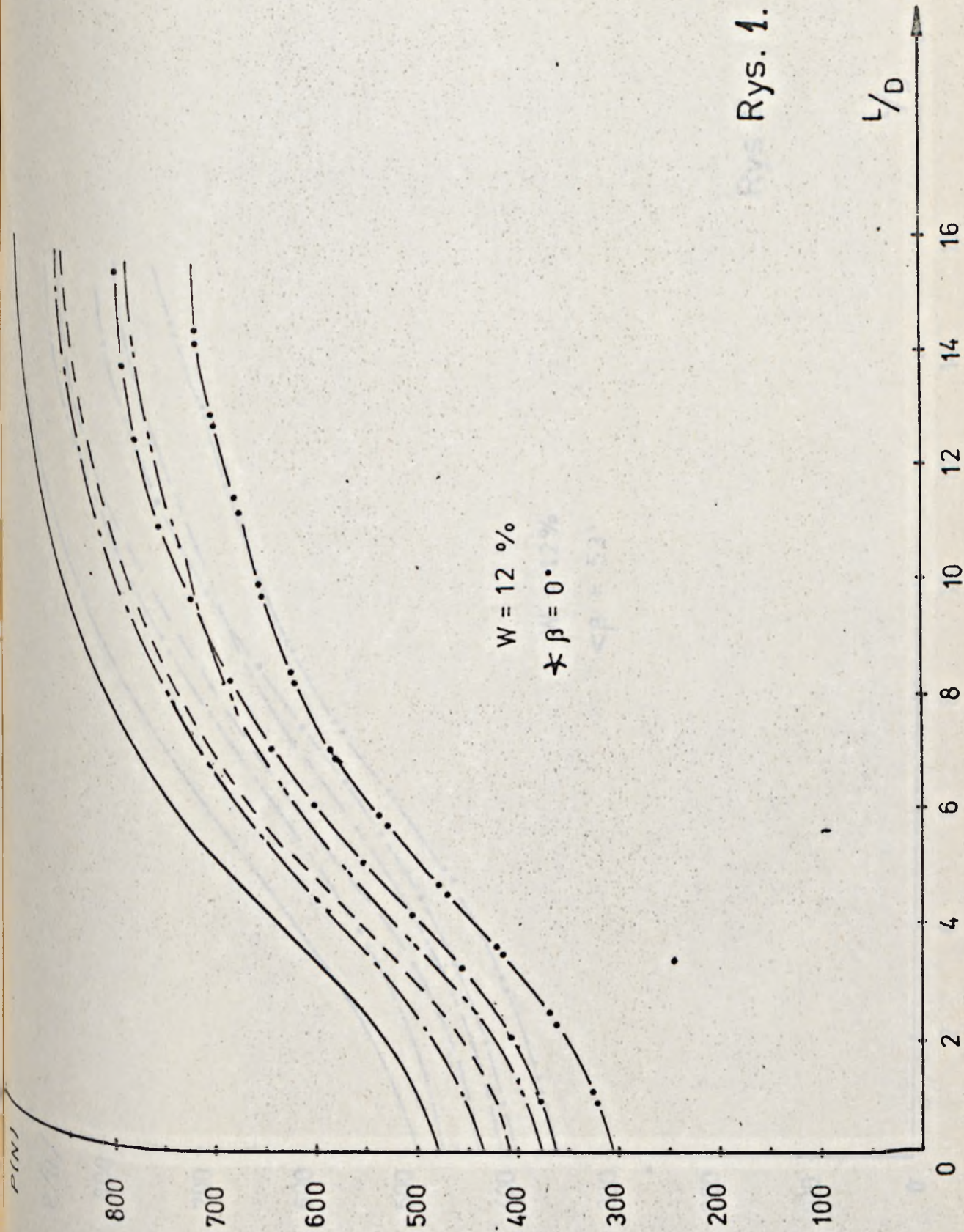
1. Rysunki przedstawiające zależność siły (P_{gr}) od przyrostu długości ($\frac{L}{D}$) rys.nr 1-6
2. Rysunki przedstawiające zależność jednostkowych obciążeń wzdłuż pobocznicy buławy ($\tilde{T}$) od wskaźnika długości ($\frac{L}{D}$) rys.nr 7-9
3. Rysunki przedstawiające zależność siły (P) od przesunięcia kotwi (s) rys.nr 10-27
4. Rysunki przedstawiające zależność średnich wartości obciążeń pobocznicy buławy (T) od przesunięcia (s) rys.nr 28-45
5. Rysunki przedstawiające zależność jednostkowych obciążeń wzdłuż pobocznicy buławy ($\tilde{T}$) od przesunięcia kotwi (s) rys.nr 46-63
6. Rysunki przedstawiające zależność siły (P) od przesunięcia (s) dla kotwi iniektowanych w grunt rys.nr 64-67

Uwaga: określenie oznaczeń na rysunkach znajduje się na stronach tytułowych.

Rysunki przedstawiające
 zależność siły $/P/$
 od przyrostu długości $/L/D/$.

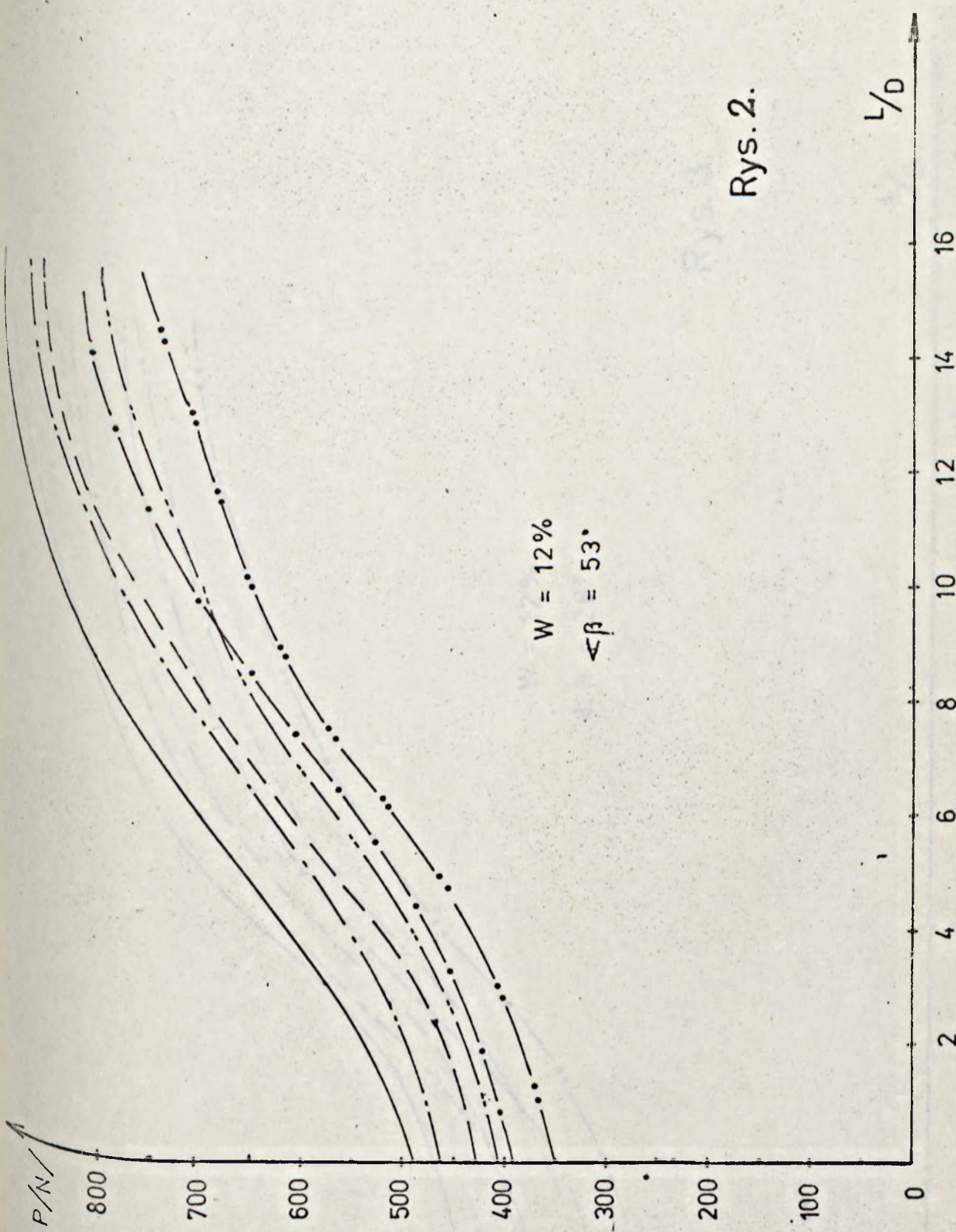
$H/D = 10$	—————	$\alpha = 0^\circ$
$H/D = 10$	— · — · — · —	$\alpha = 18^\circ$
$H/D = 7.5$	-----	$\alpha = 0^\circ$
$H/D = 10$	— · — · — · —	$\alpha = 28^\circ$
$H/D = 7.5$	— · — · — · —	$\alpha = 18^\circ$
$H/D = 7.5$	— · — · — · —	$\alpha = 28^\circ$





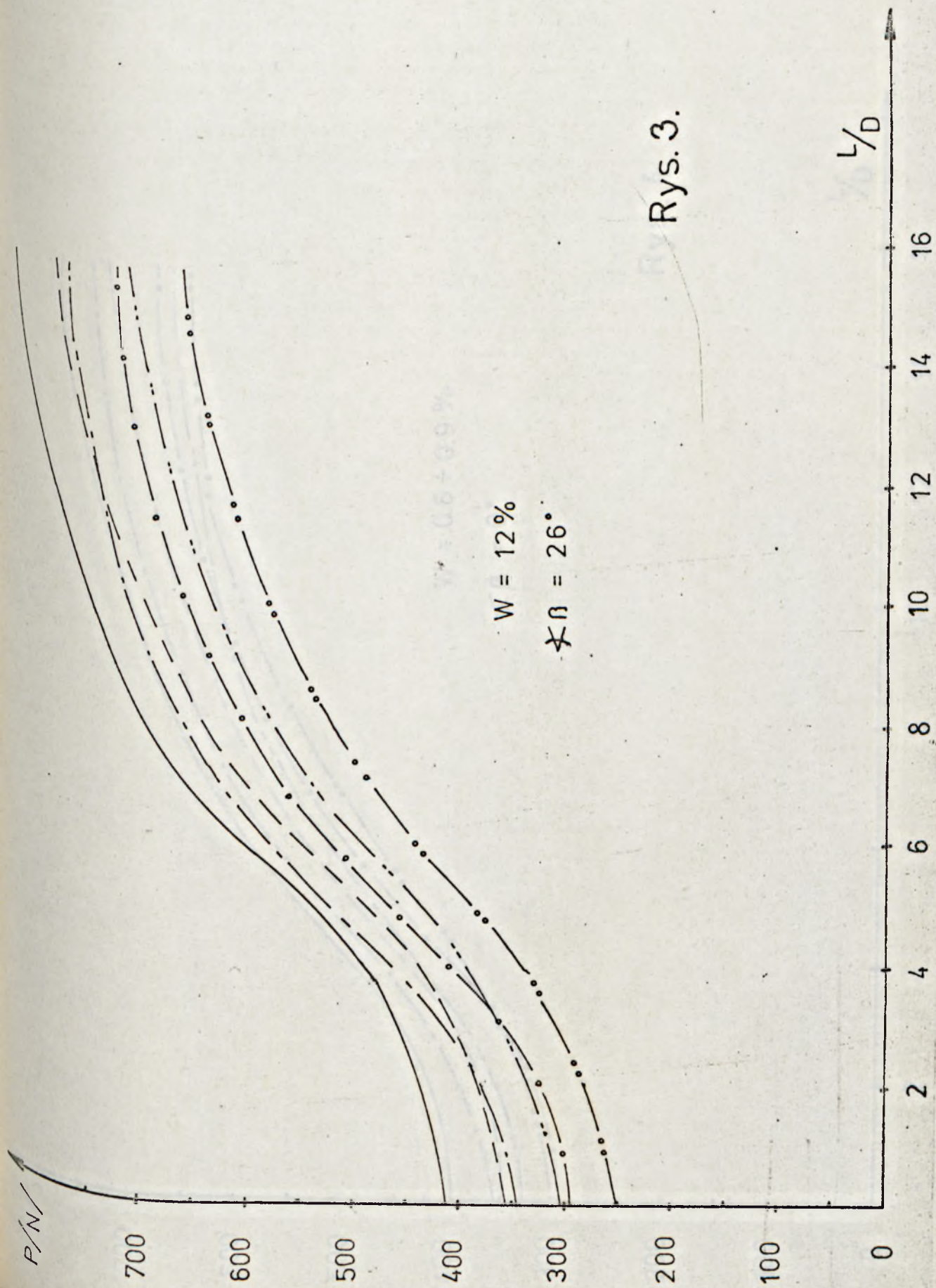
$W = 12\%$
 $\star \beta = 0$

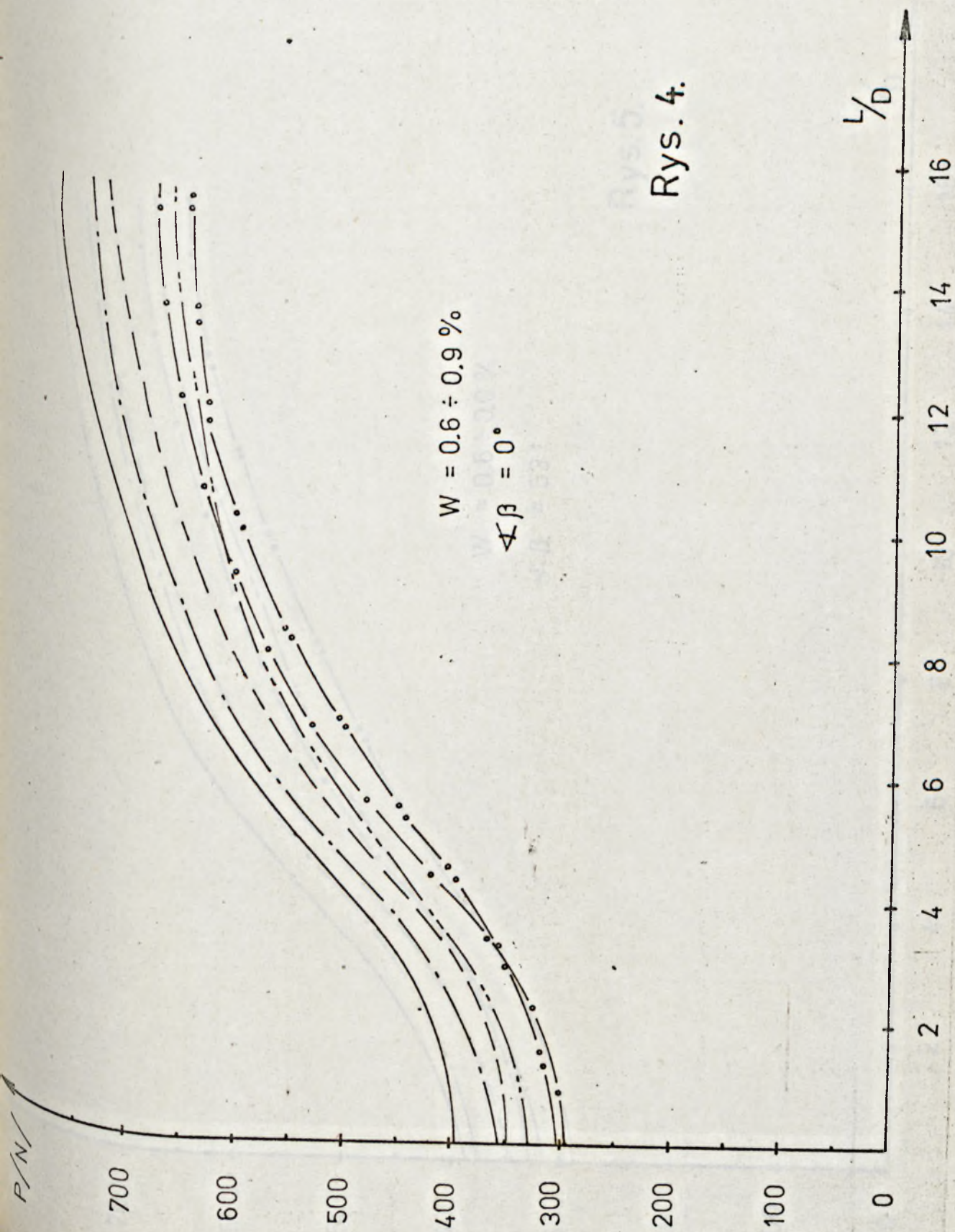
Rys. 1.



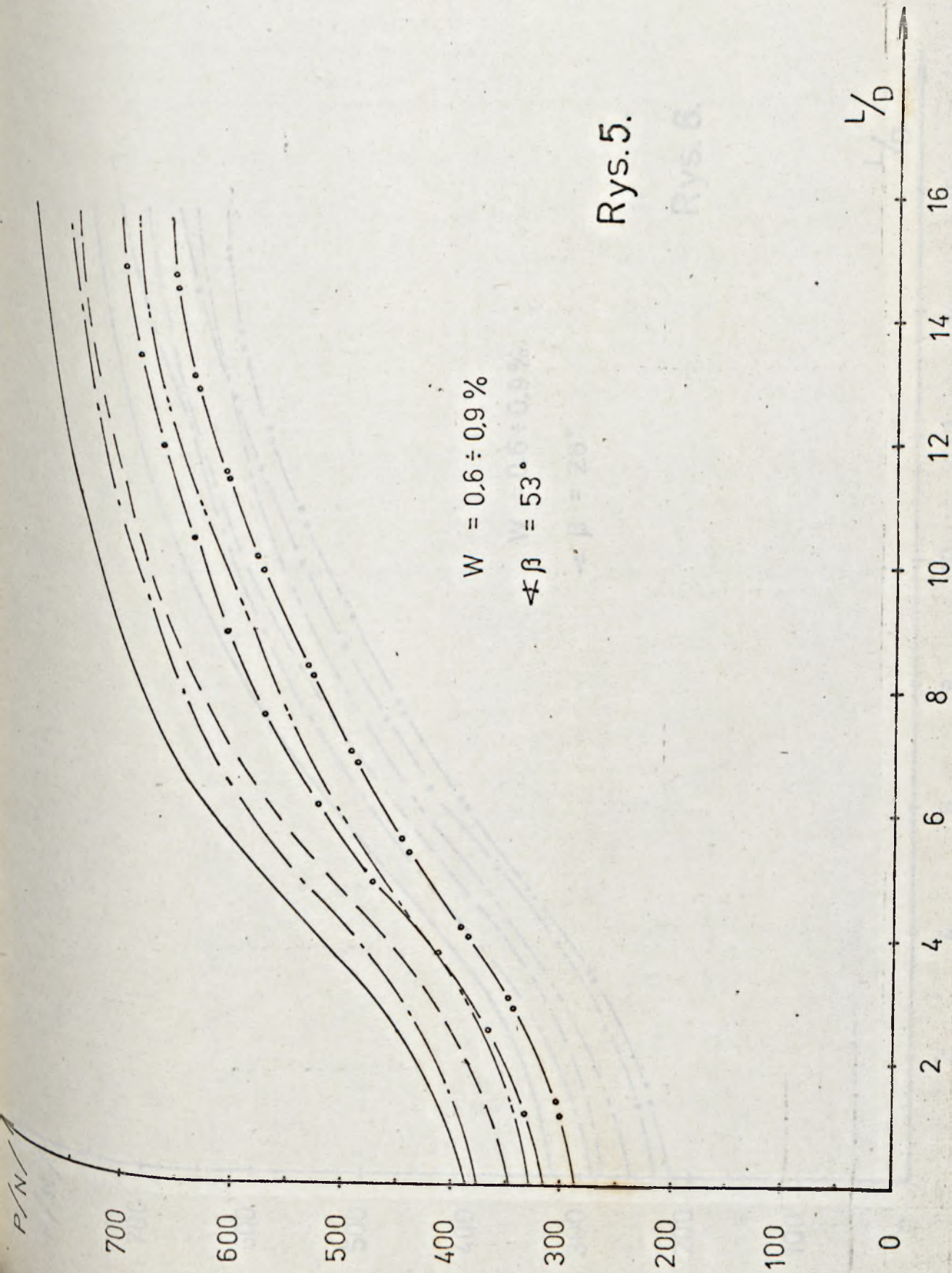
$W = 12\%$
 $\angle \beta = 53^\circ$

Rys. 2.

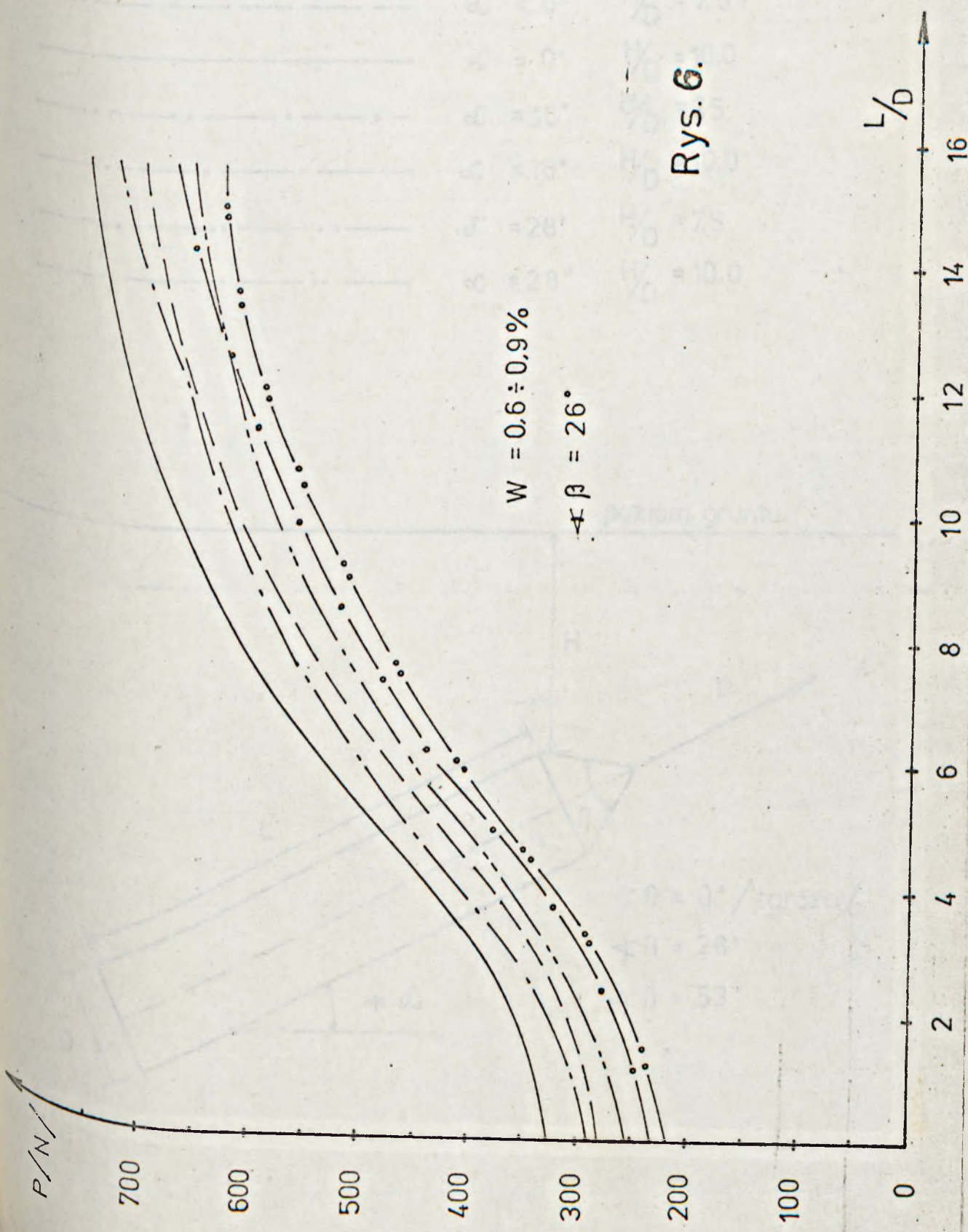




Rys. 4.



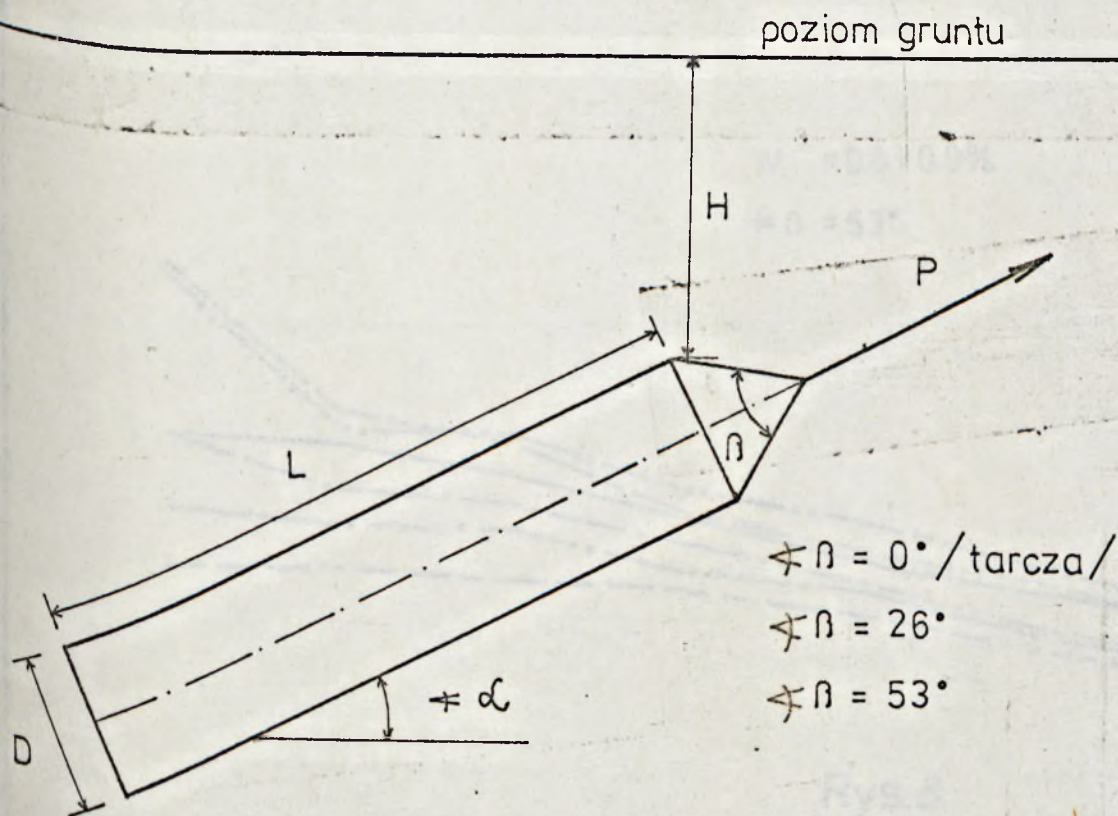
Rys.5.

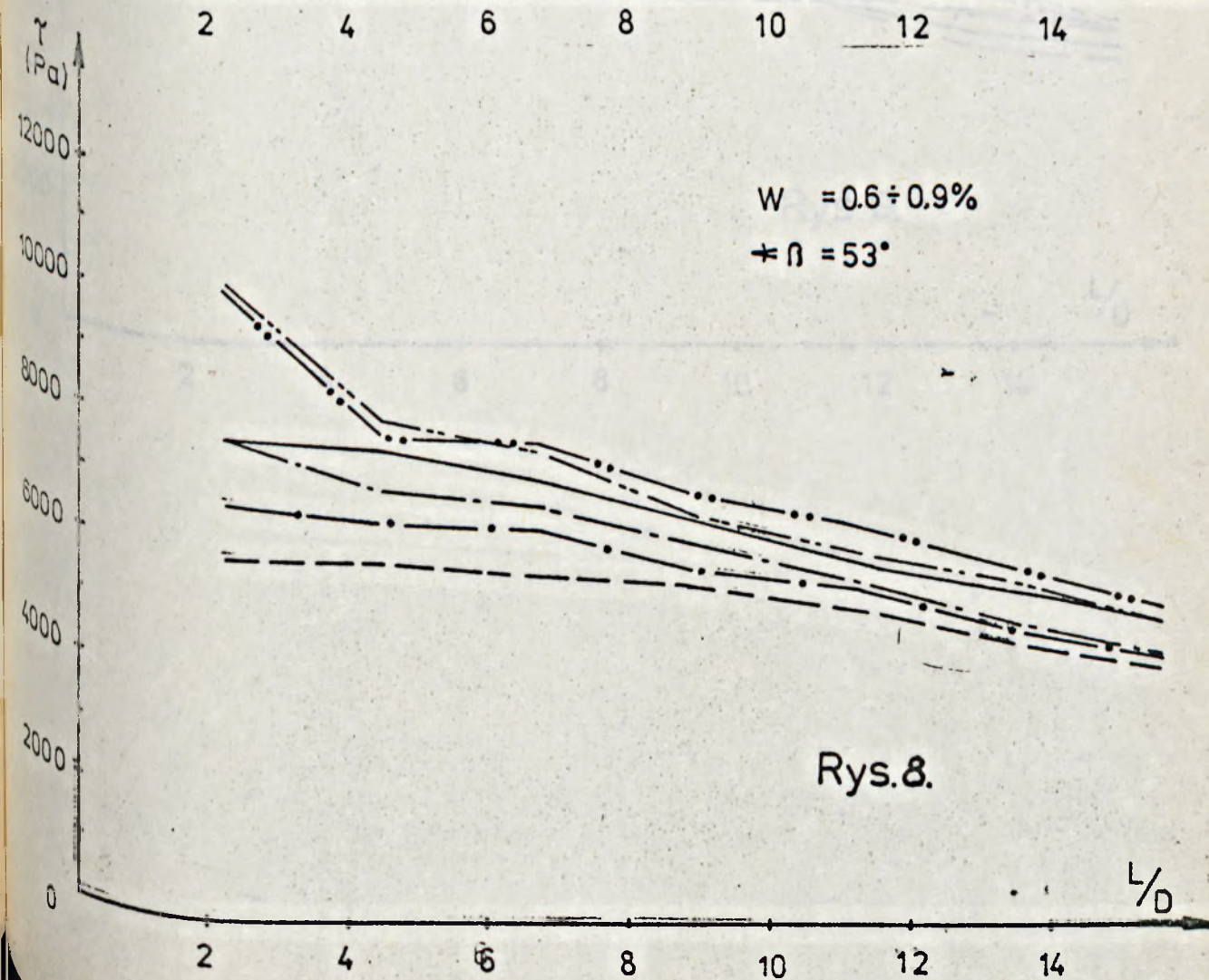
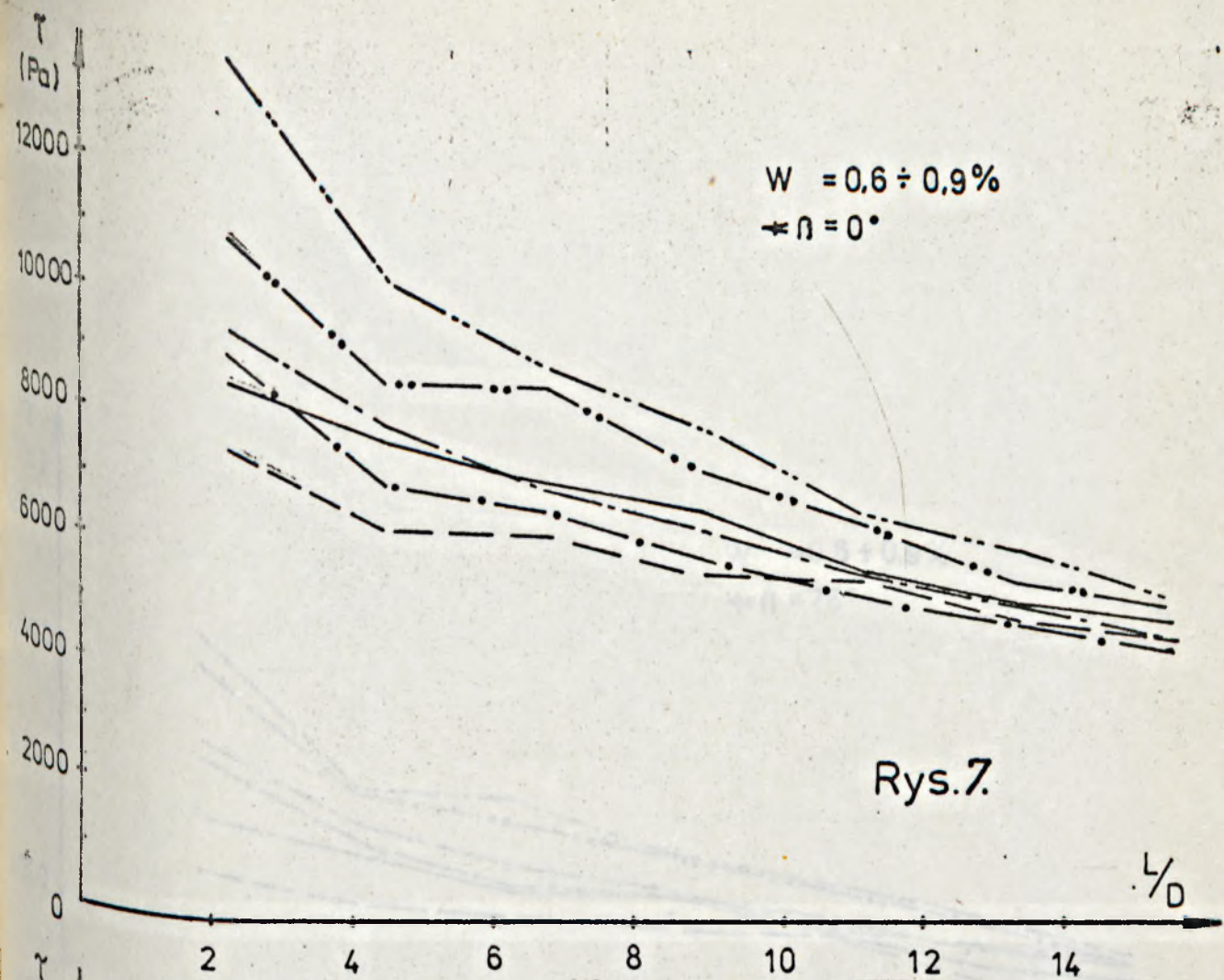


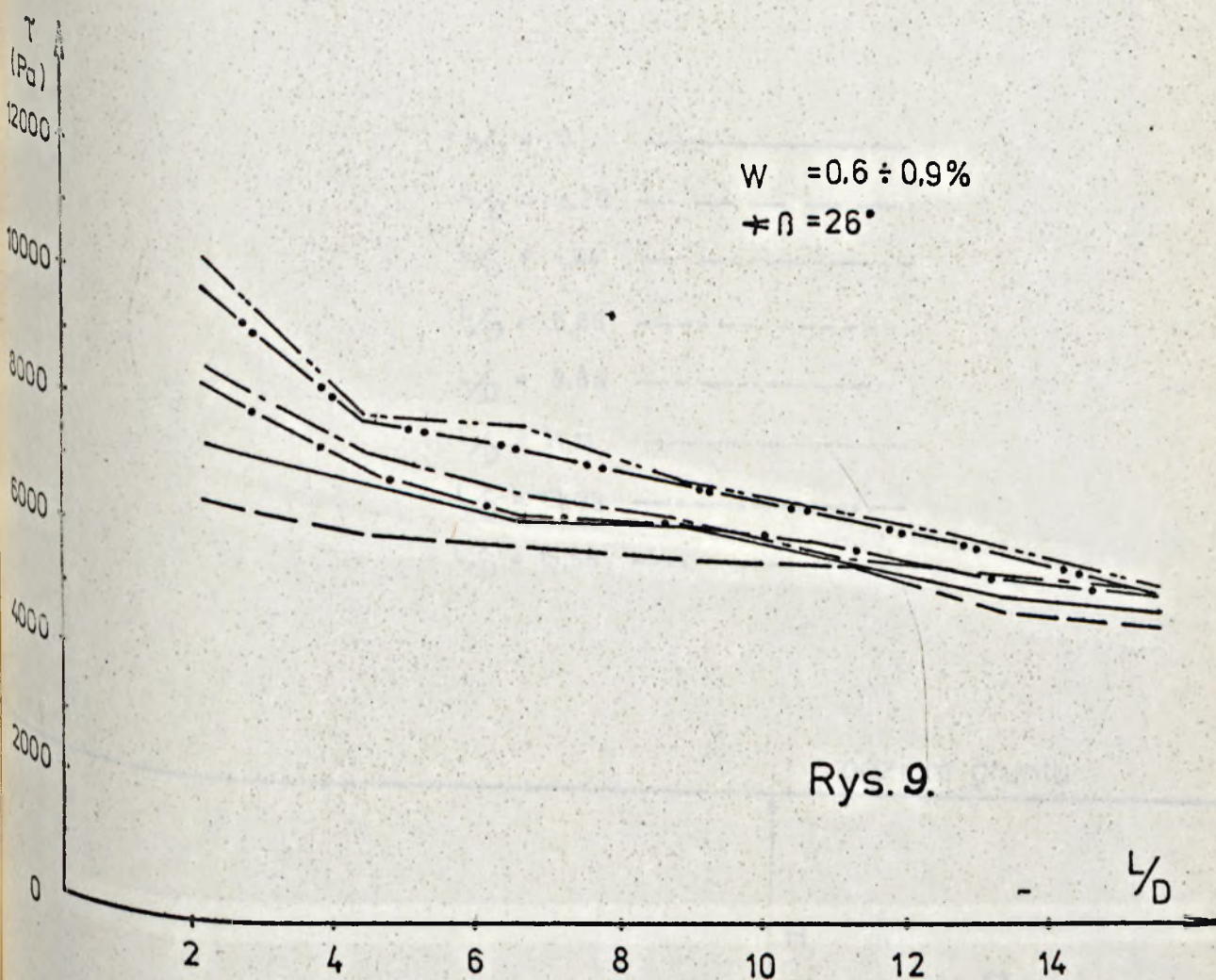
Rys. 6.

Rysunki przedstawiające zależność wielkości jednostkowych obciążeń wzdłuż pobocznicy butawy (τ) od wskaźnika długości L/D .

	$\alpha = 0^\circ$	$H/D = 7.5$
	$\alpha = 0^\circ$	$H/D = 10.0$
	$\alpha = 18^\circ$	$H/D = 7.5$
	$\alpha = 18^\circ$	$H/D = 10.0$
	$\alpha = 28^\circ$	$H/D = 7.5$
	$\alpha = 28^\circ$	$H/D = 10.0$

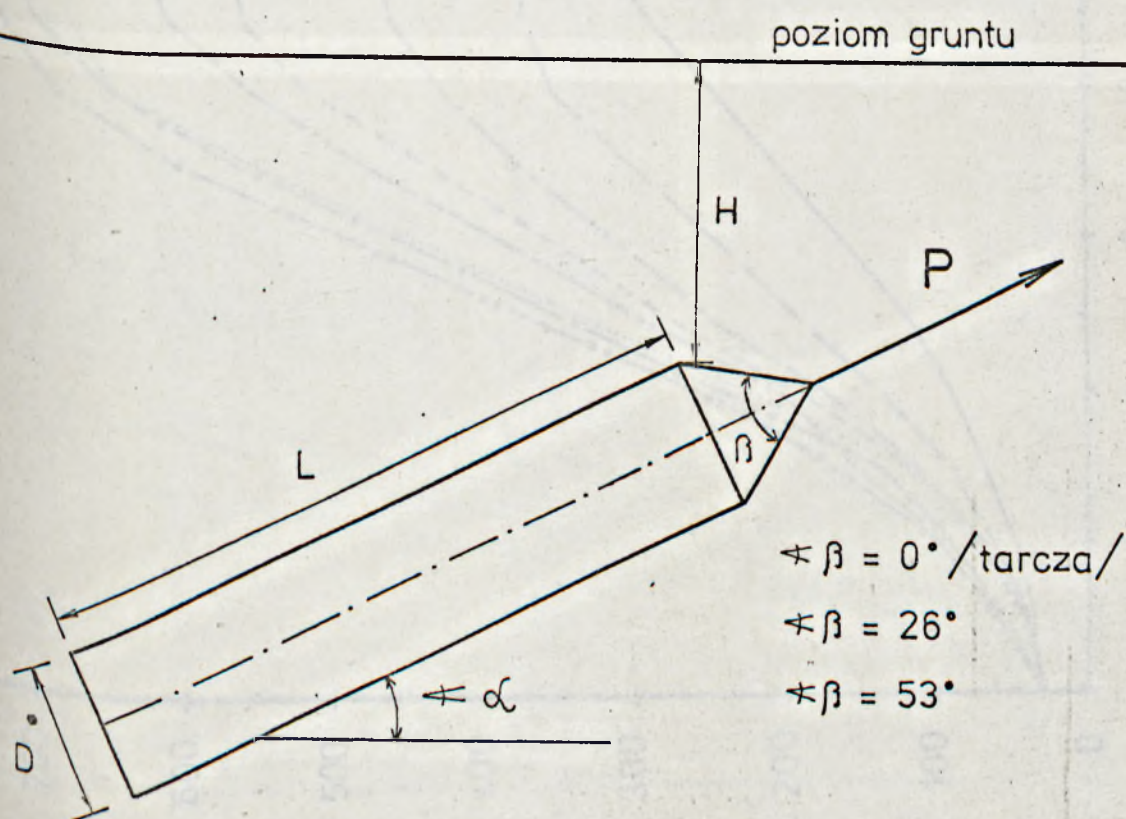






Zestaw rysunków przedstawiających
zależność siły $/P/$
od przesunięcia kotwy $/S/$

$L/D = 0$	_____
$L/D = 2,22$	-----
$L/D = 4,44$	- - - - -
$L/D = 6,66$	- - - - -
$L/D = 8,88$	-
$L/D = 11,11$	
$L/D = 13,33$	- . - . - .
$L/D = 15,55$	- . . - . . - . .



PNV

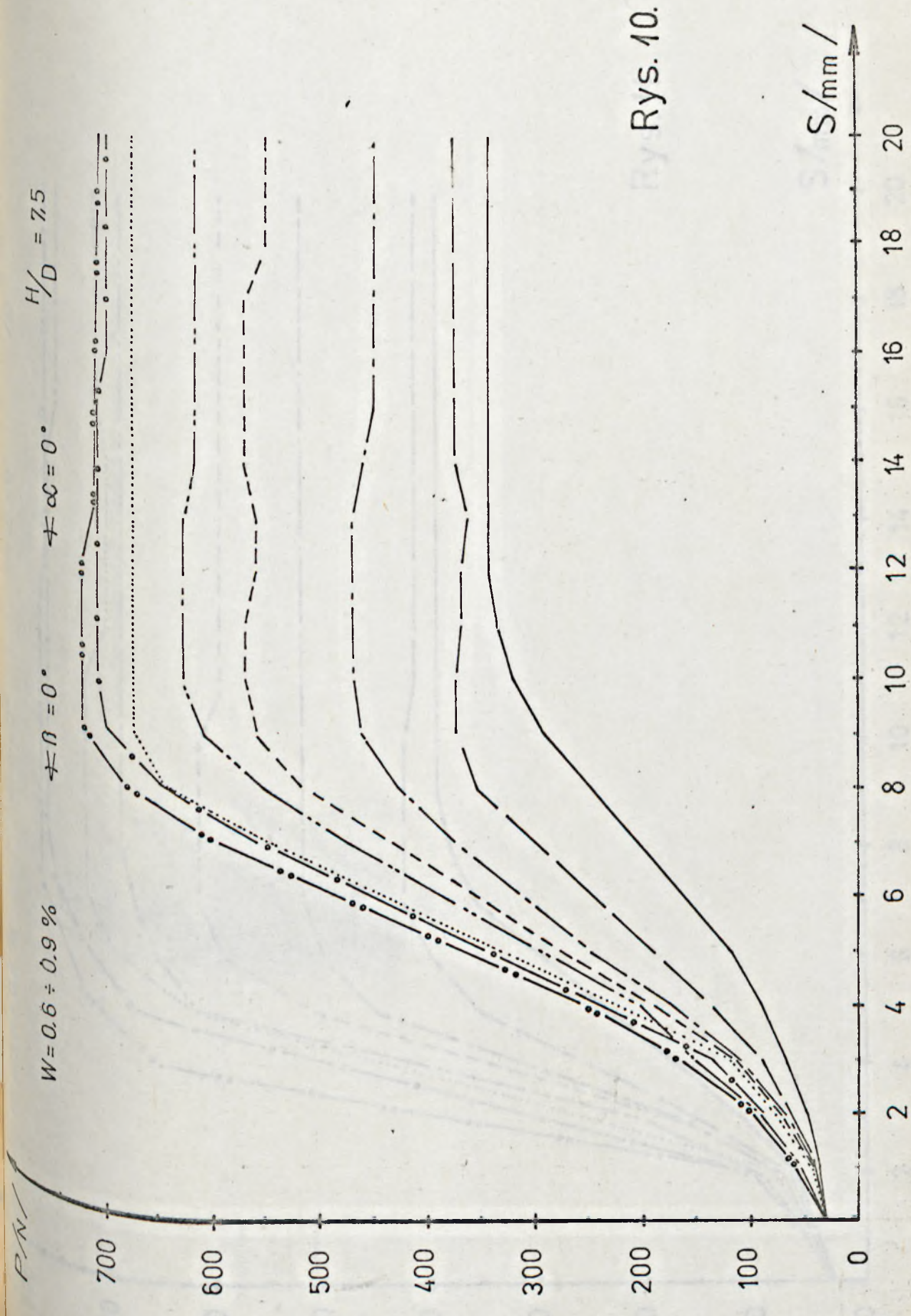
$$H/D = 7.5$$

$$\pm \alpha = 0^\circ$$

$$\pm \beta = 0^\circ$$

$$W = 0.6 \div 0.9 \%$$

Rys. 10.

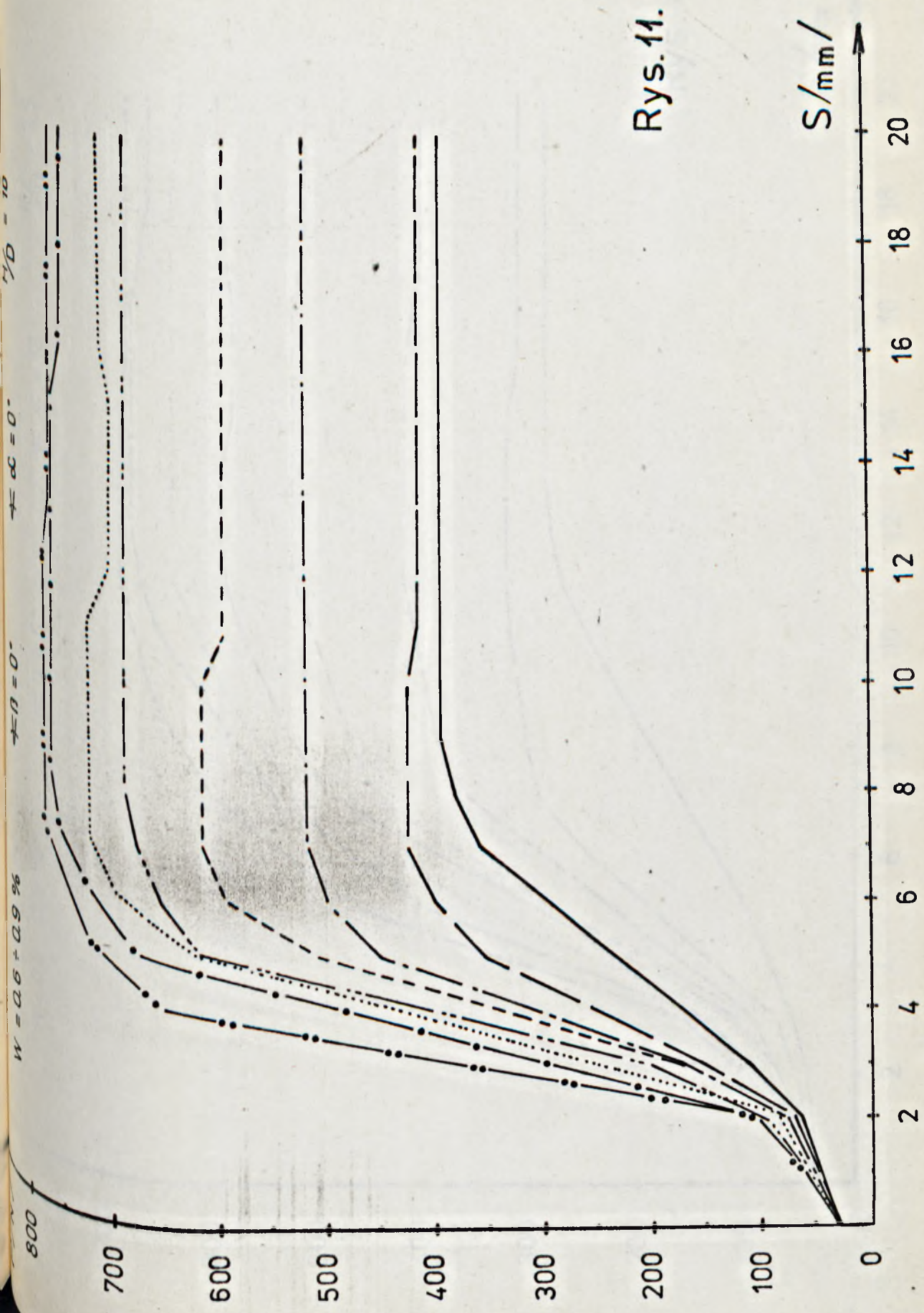


$\gamma_D = 10$

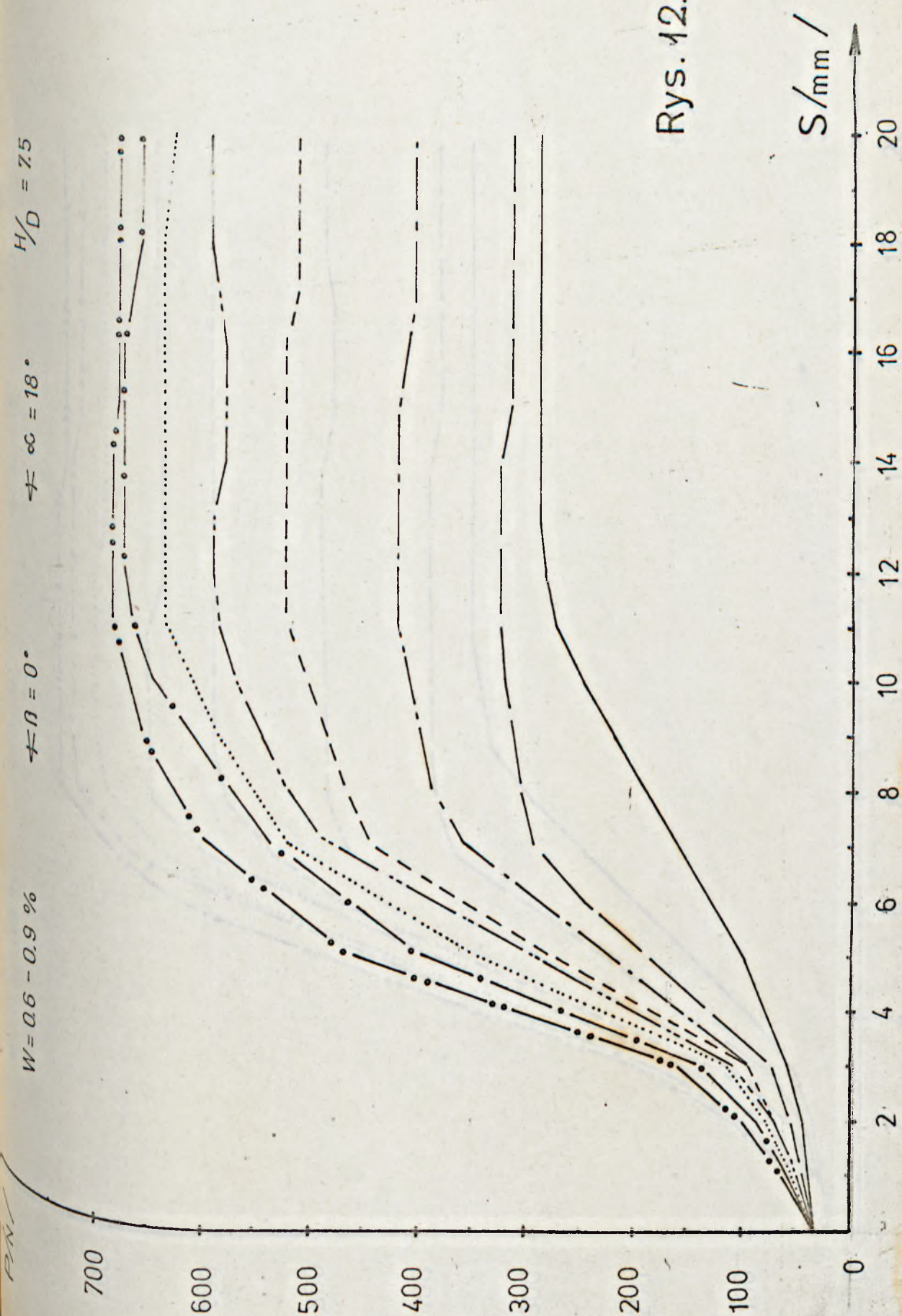
$\alpha = 0^\circ$

$\beta = 0^\circ$

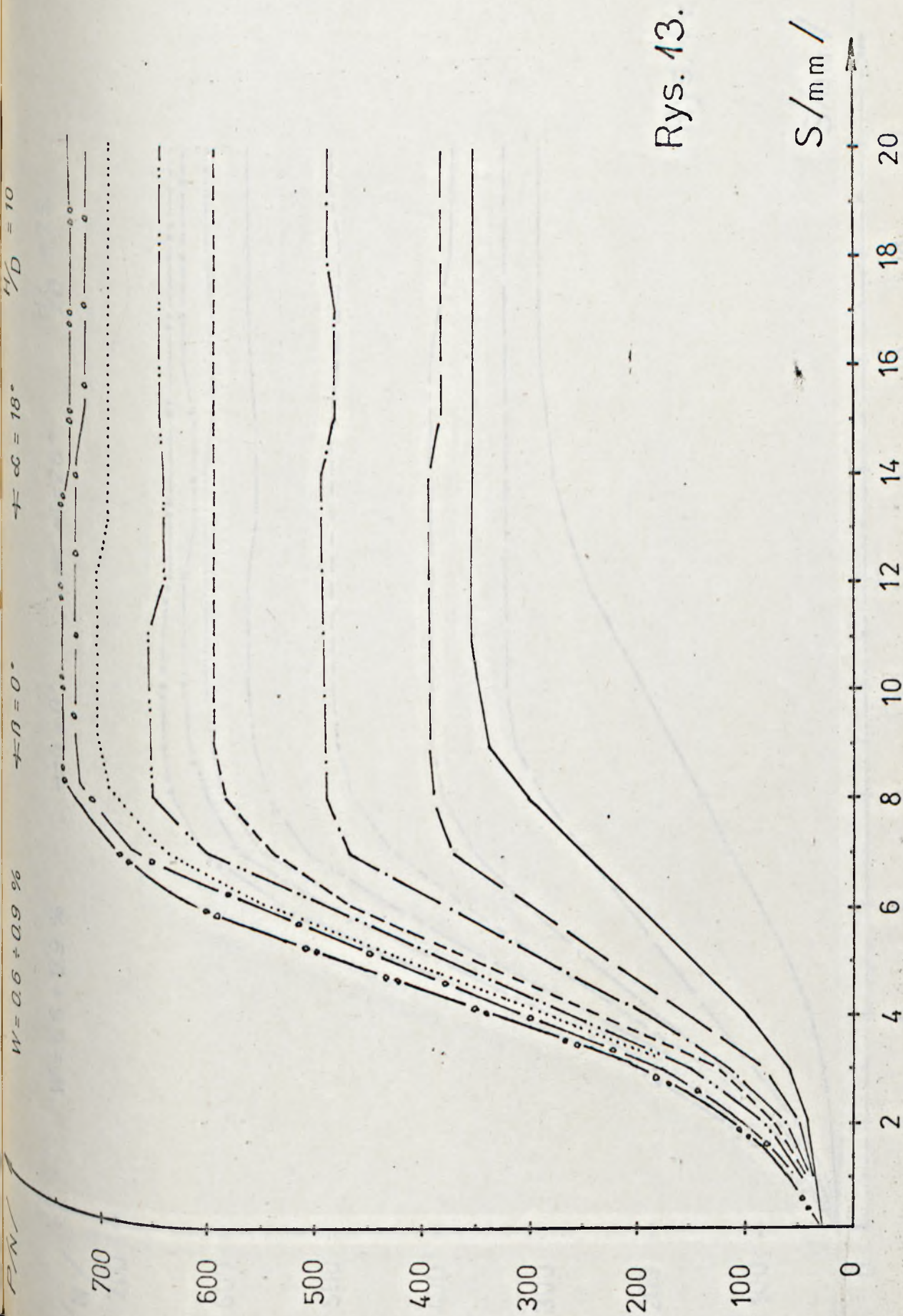
$W = 0.6 \div 0.9 \%$



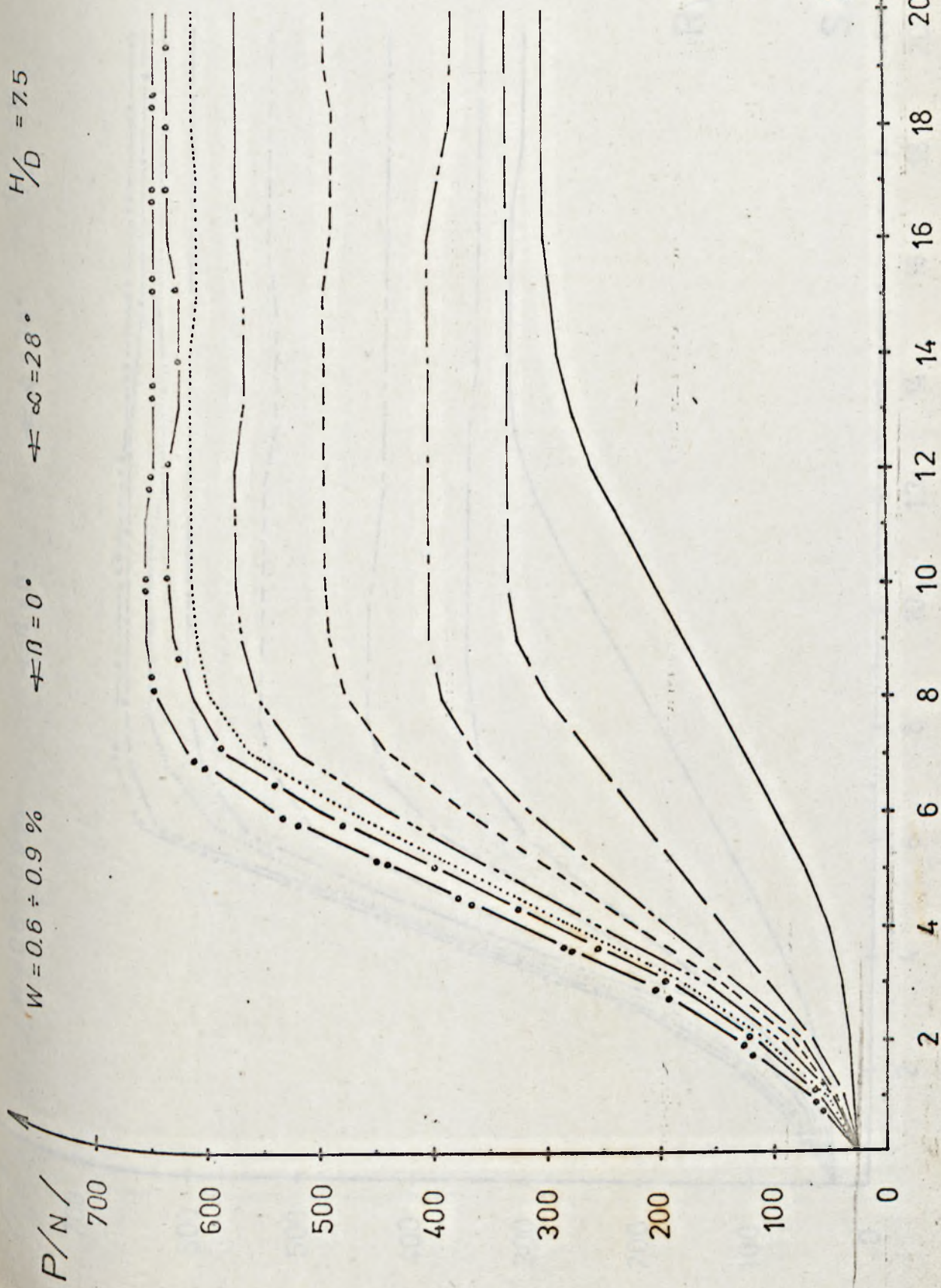
$W = 0.6 - 0.9\%$
 $\pm \alpha = 0^\circ$
 $\pm \alpha = 18^\circ$
 $H/D = 75$



Rys. 12.

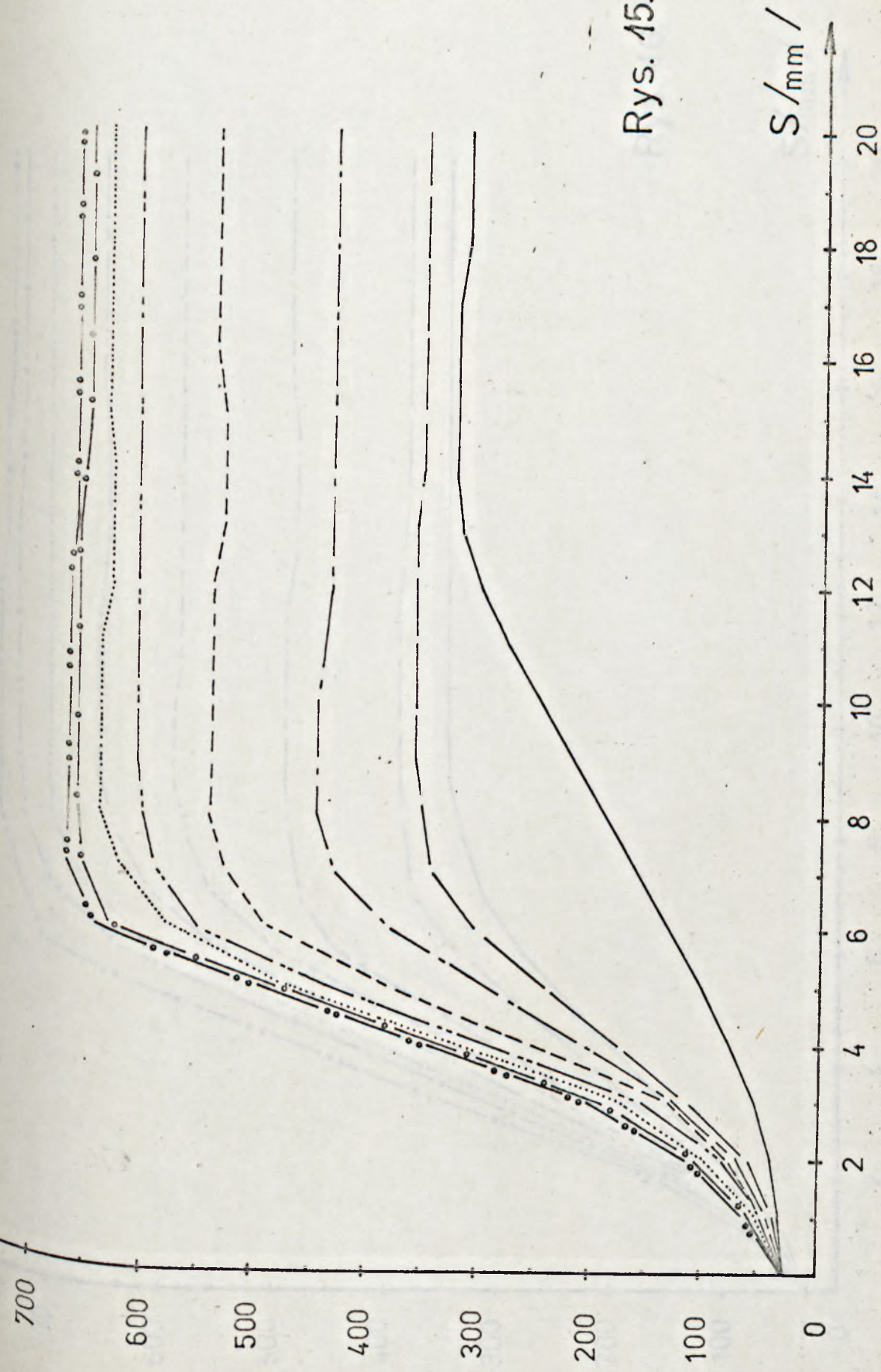


Rys. 13.



Rys. 14.

P/N $W = 0.6 \div 0.9\%$ $\alpha = 0^\circ$ $H/D = 10$



Rys. 15.

$H/D = 7.5$

$\alpha = 0^\circ$

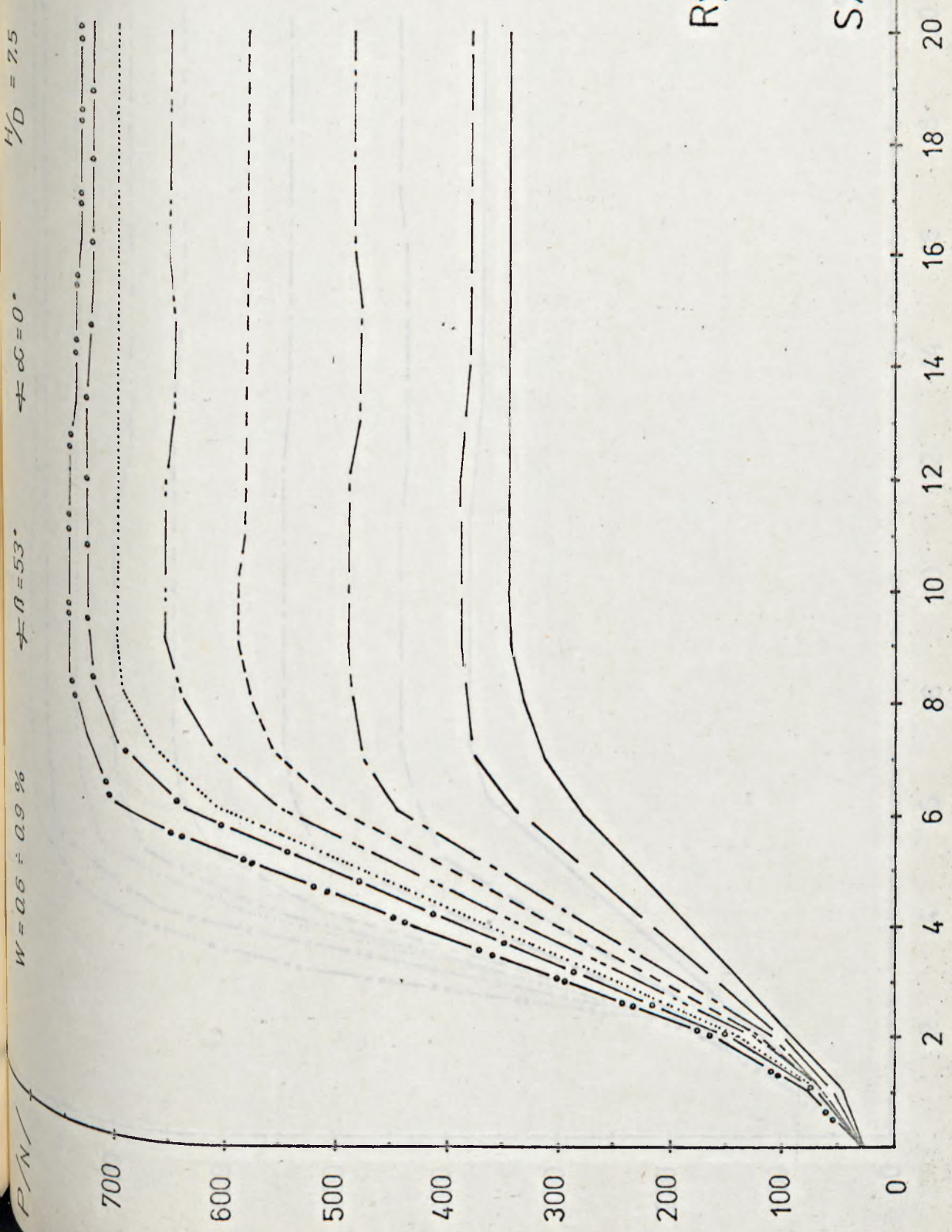
$\beta = 53^\circ$

$W = 0.6 \div 0.9 \%$

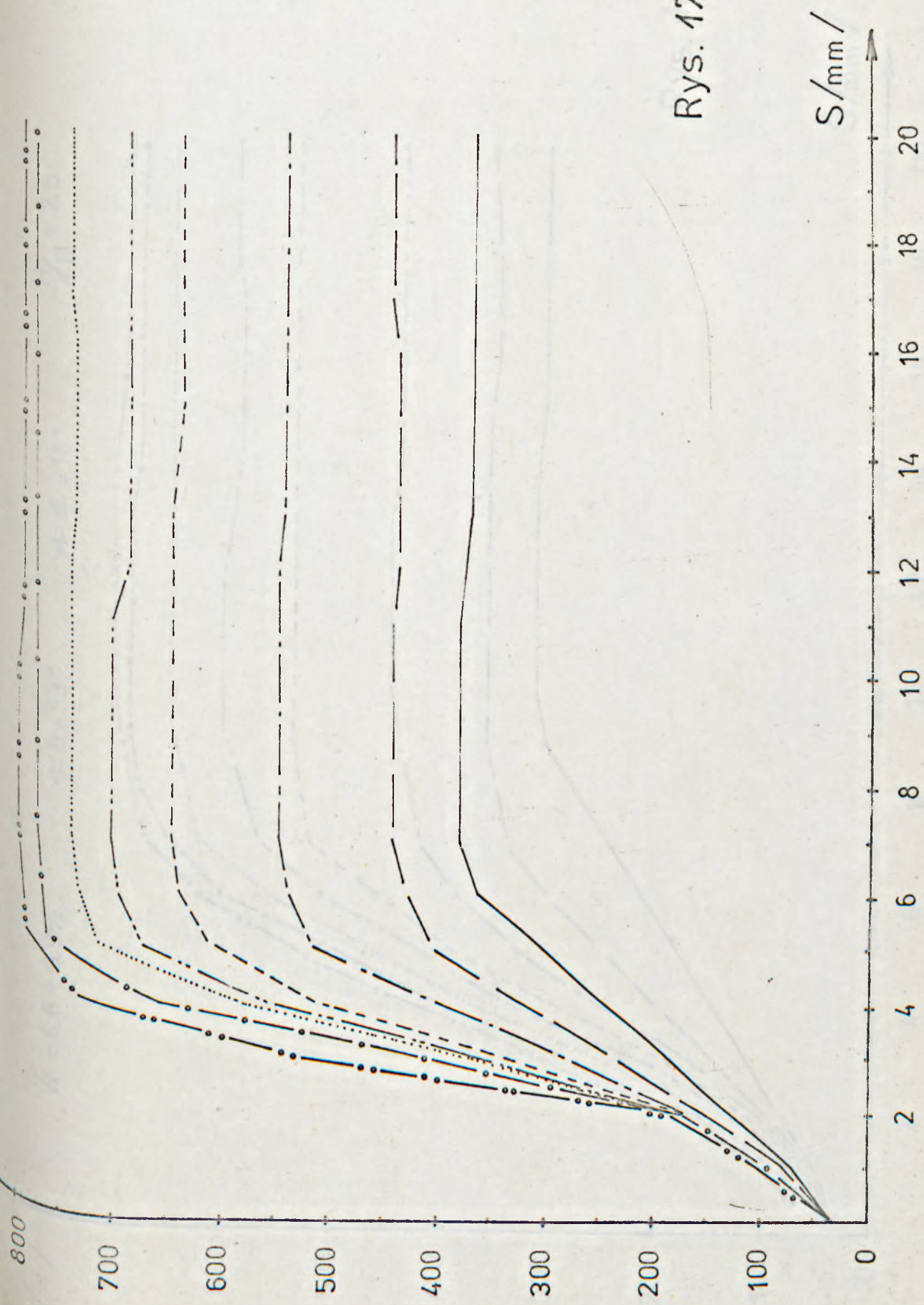
P/N

Rys. 16.

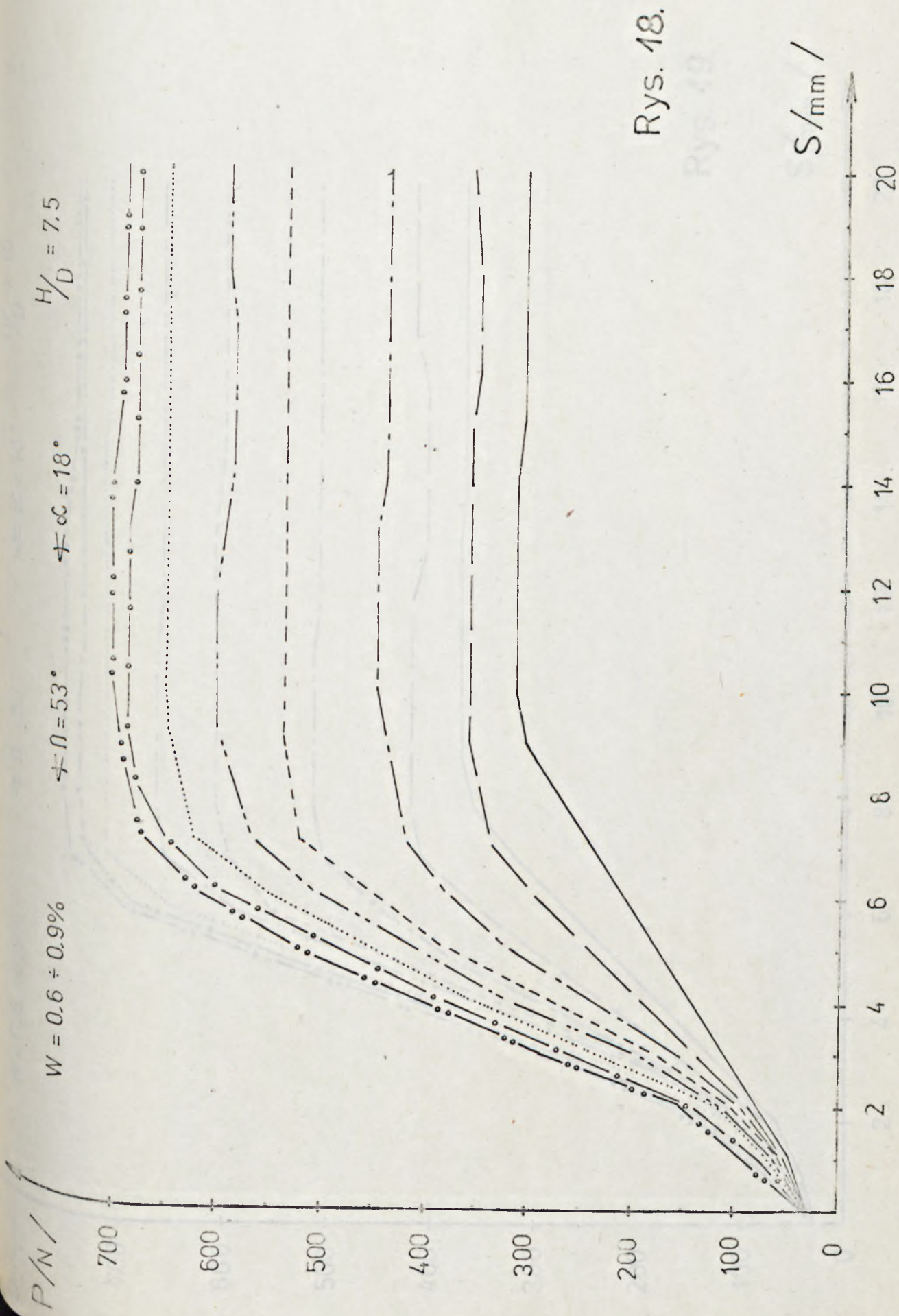
S/mm



$W = 0.6 + 0.9\%$ $\varphi = 0^\circ$ $\varphi = 53^\circ$ $\varphi = 90^\circ$



Rys. 17.

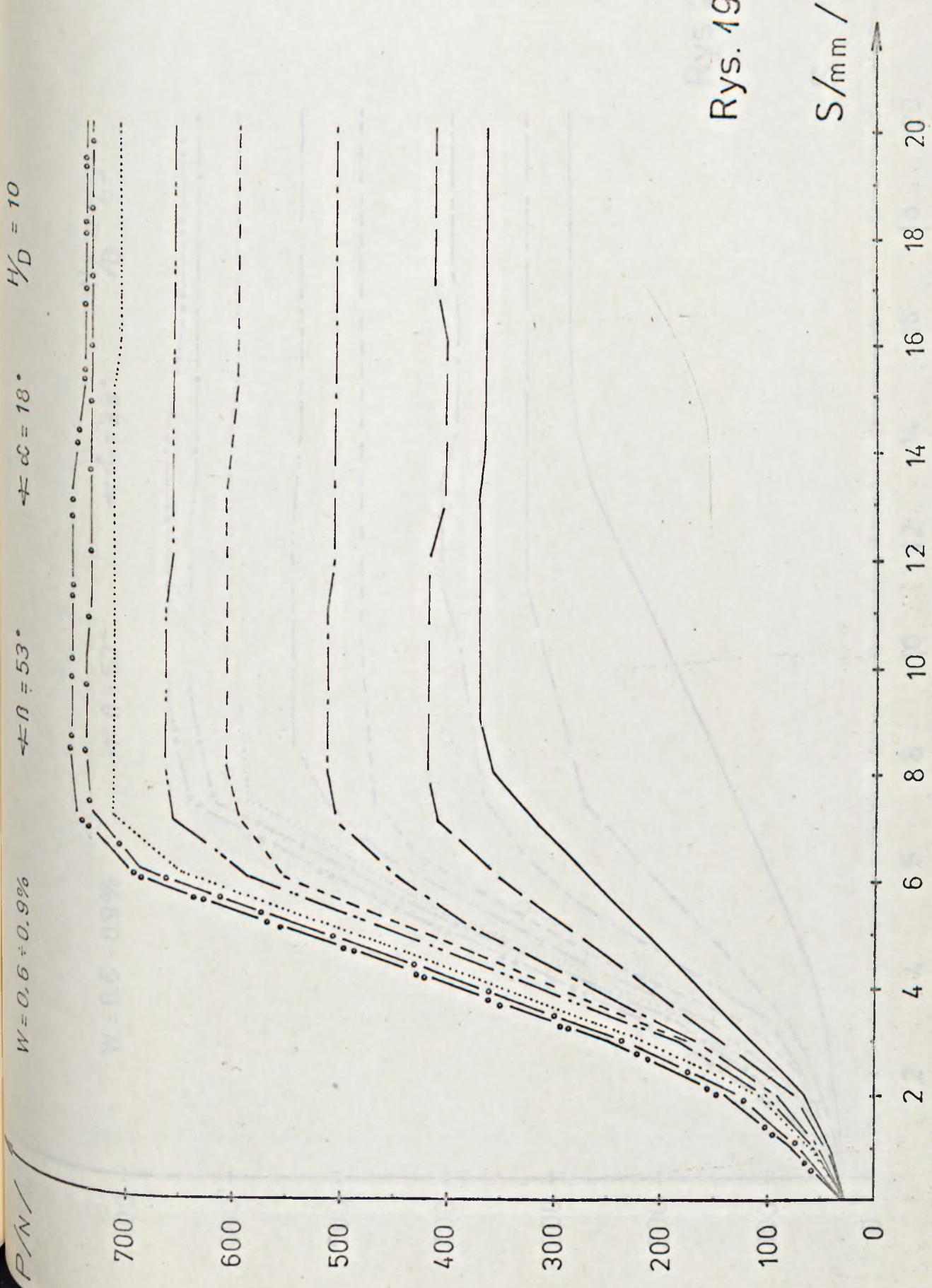


Rys. 18.

$W = 0.6 \div 0.9\%$ $\alpha = 53^\circ$ $\alpha = 18^\circ$ $H/D = 10$

Rys. 19.

S/mm



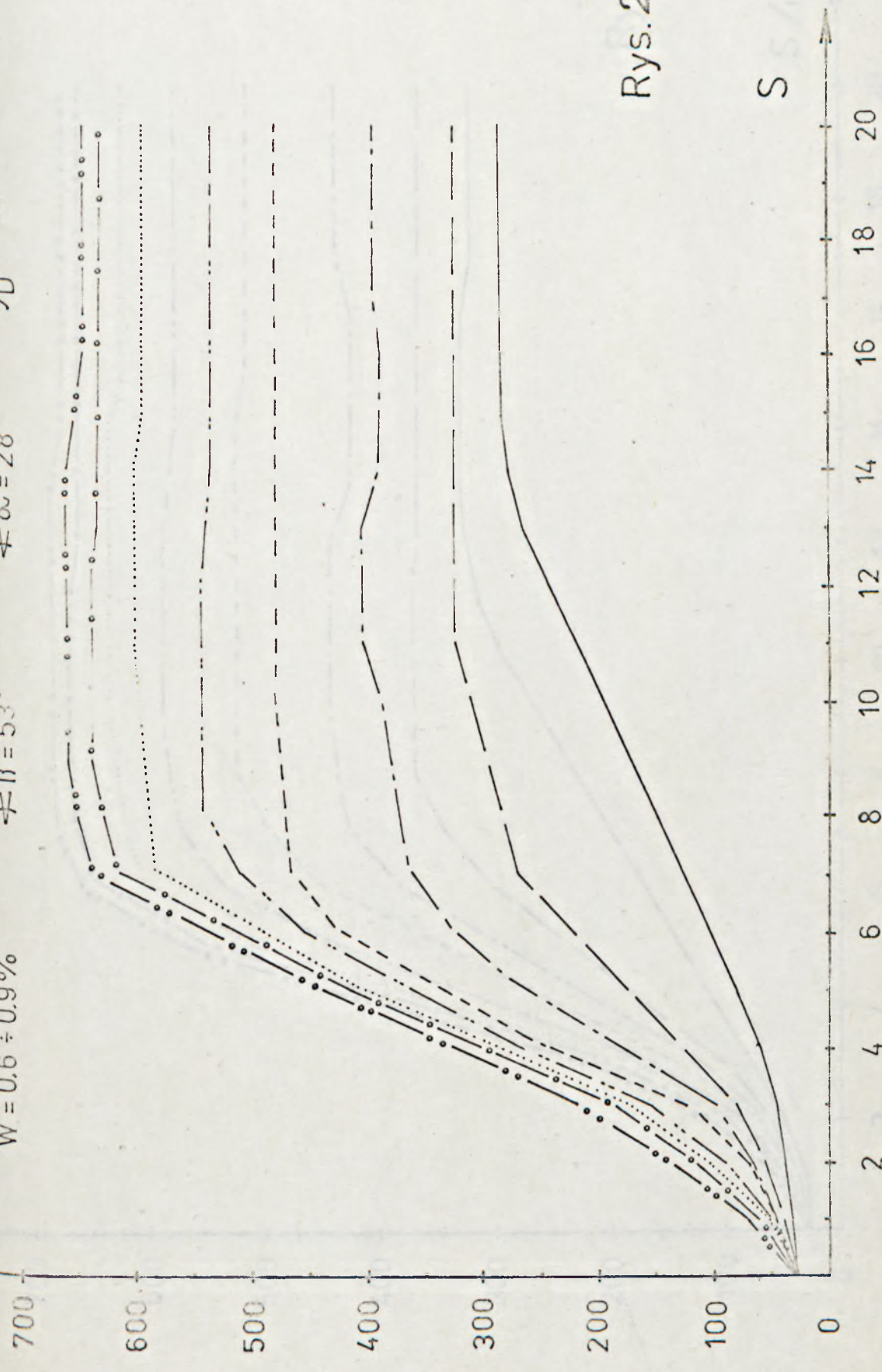
P/N

$H/D = 7.5$

$\alpha = 28^\circ$

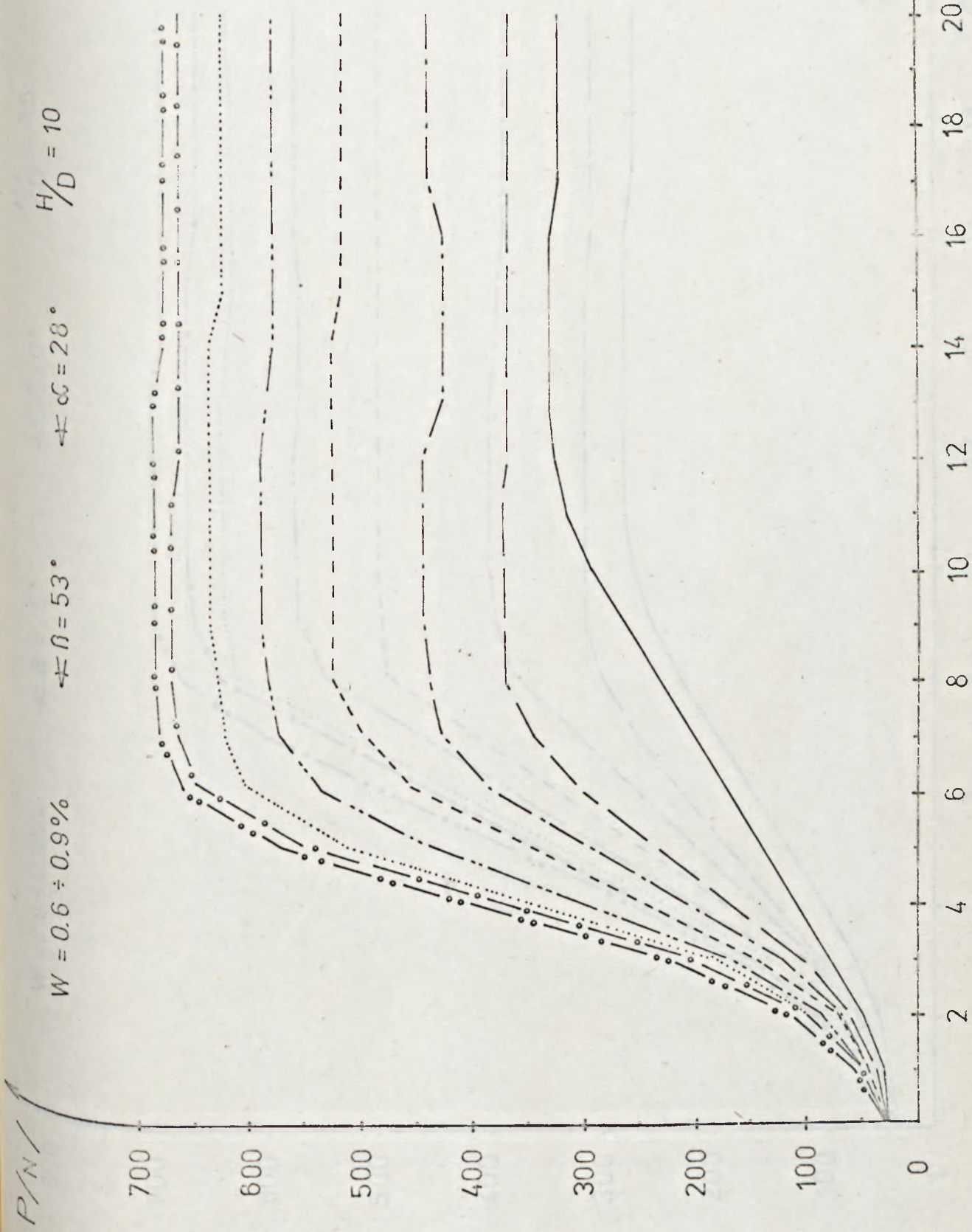
$\beta = 53^\circ$

$W = 0.6 \div 0.9\%$



Rys. 20.

S



$W = 0.6 \div 0.9\%$ $\alpha = 53^\circ$ $H/D = 10$

Rys. 21.

S/mm

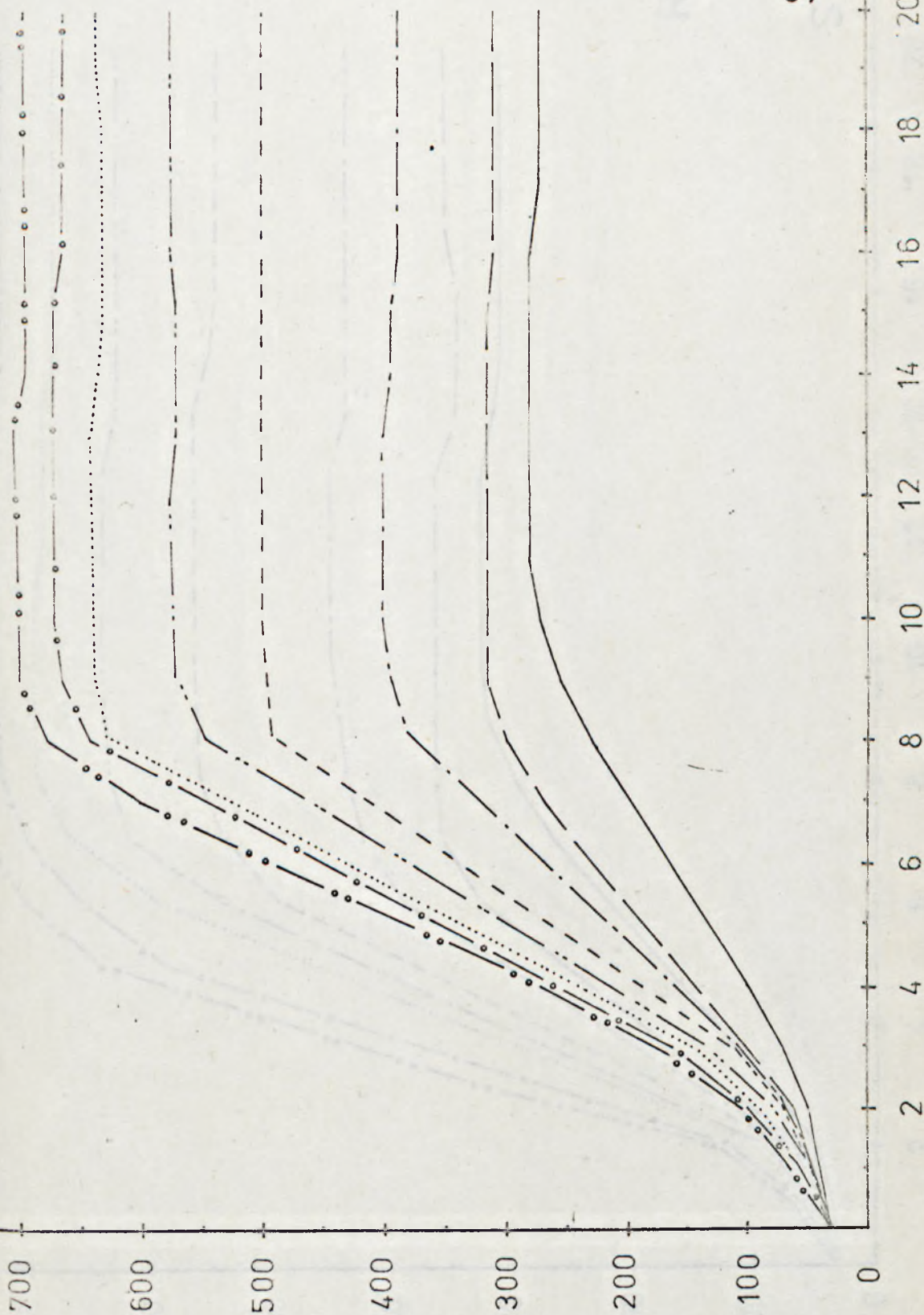
Рис.

$$H/D = 7.5$$

$$\alpha = 0^\circ$$

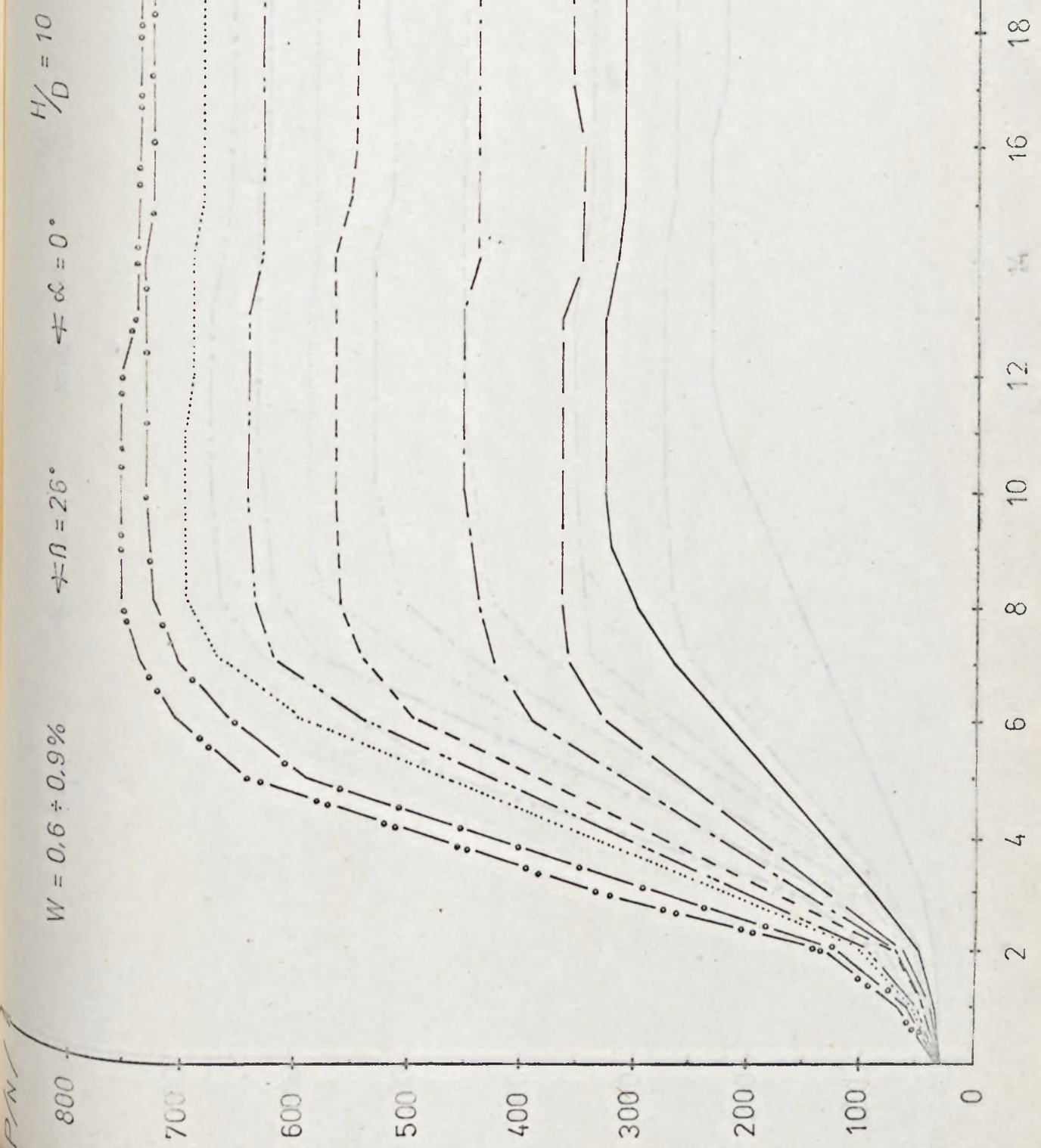
$$\beta = 26^\circ$$

$$W = 0.6 \div 0.9\%$$



Rys. 22.

S/mm



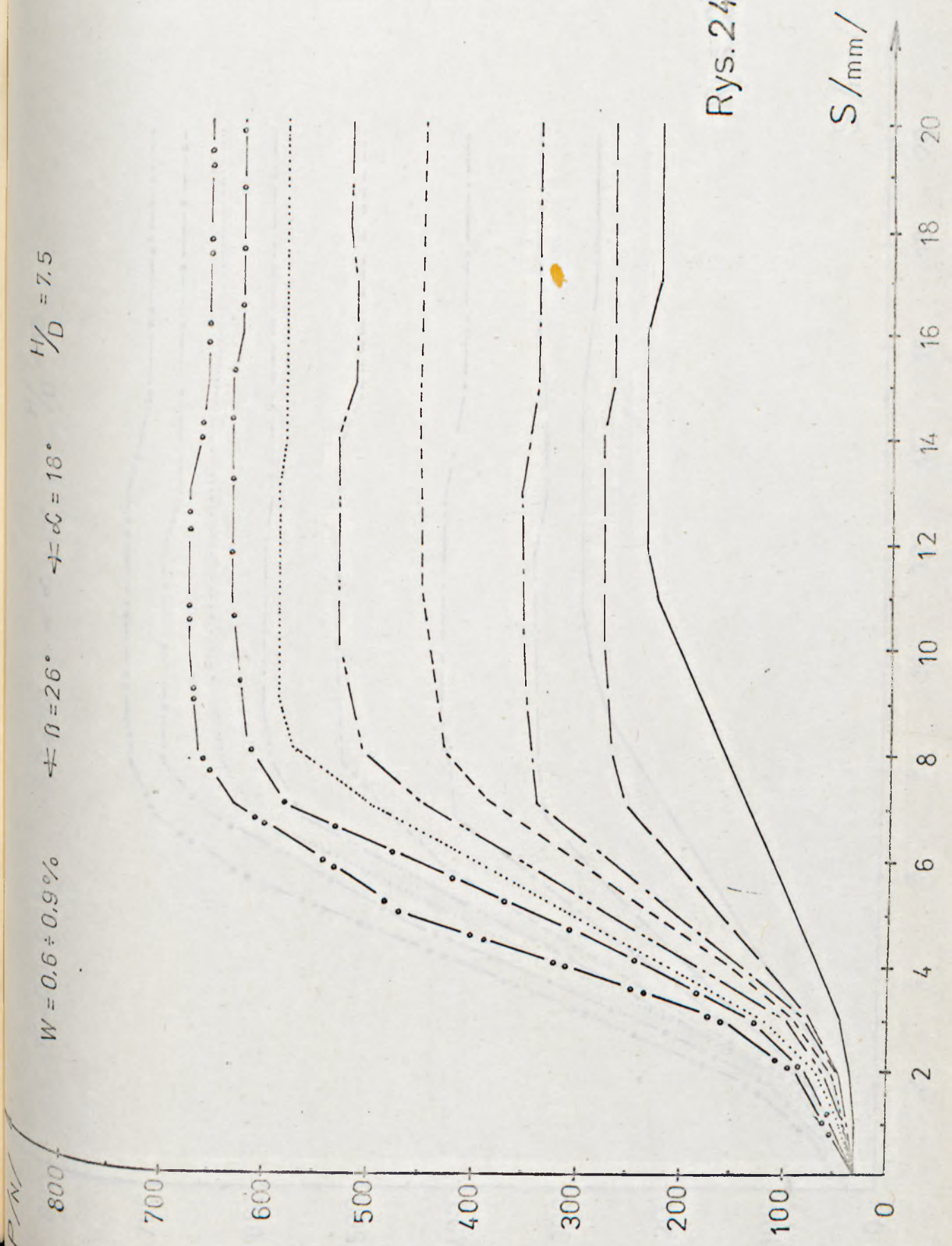
Rys. 23.

PNV

$W = 0.6 \div 0.9\%$ $\alpha = 26^\circ$ $\gamma = \alpha = 18^\circ$ $H/D = 7.5$

Rys. 24.

$S/\text{mm/}$



$H/D = 10$

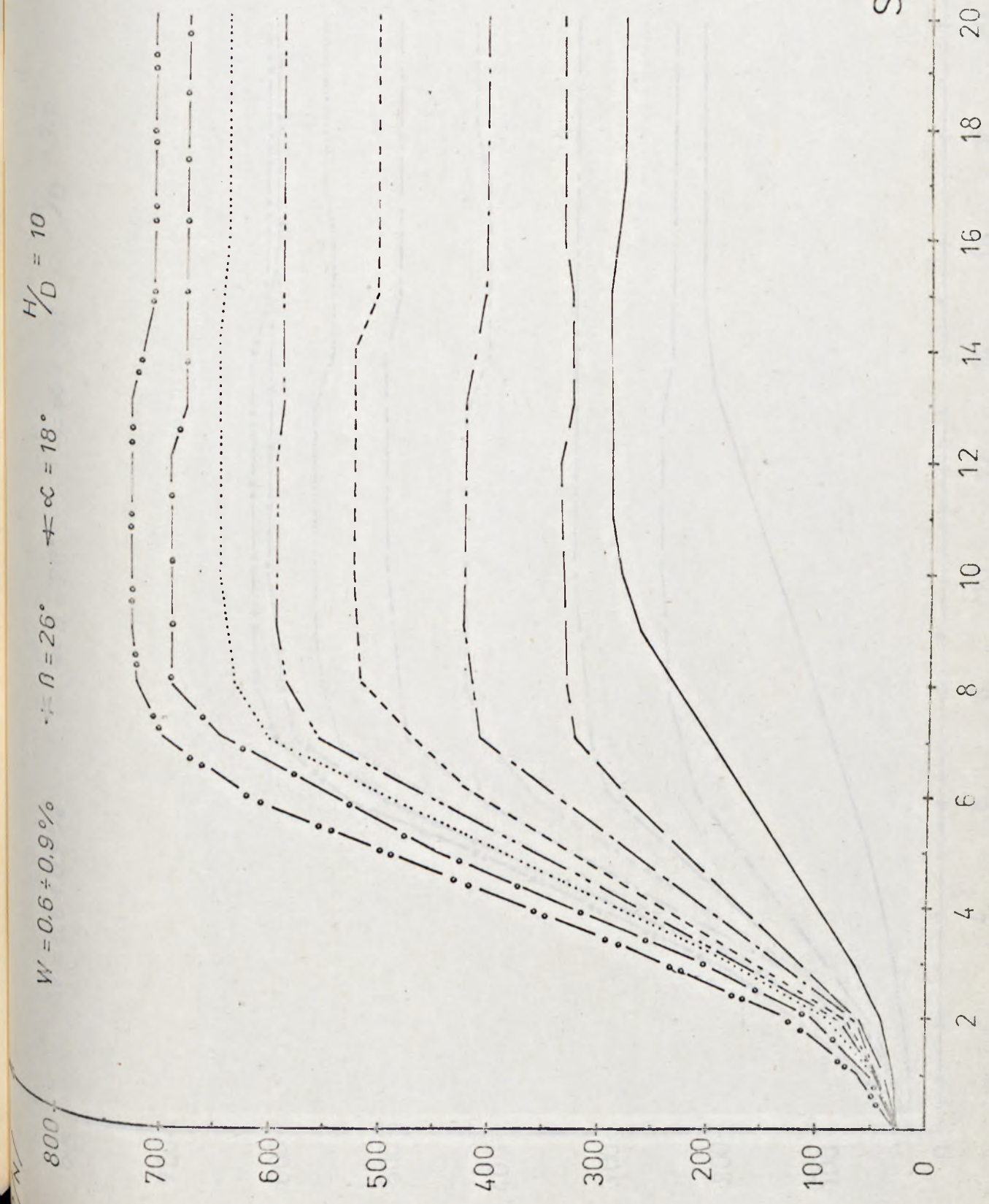
$\alpha = 18^\circ$

$\beta = 26^\circ$

$W = 0.6 \div 0.9\%$

Rys. 25.

$S/\text{mm/}$



$$H/D = 7.5$$

$$\alpha = 28^\circ$$

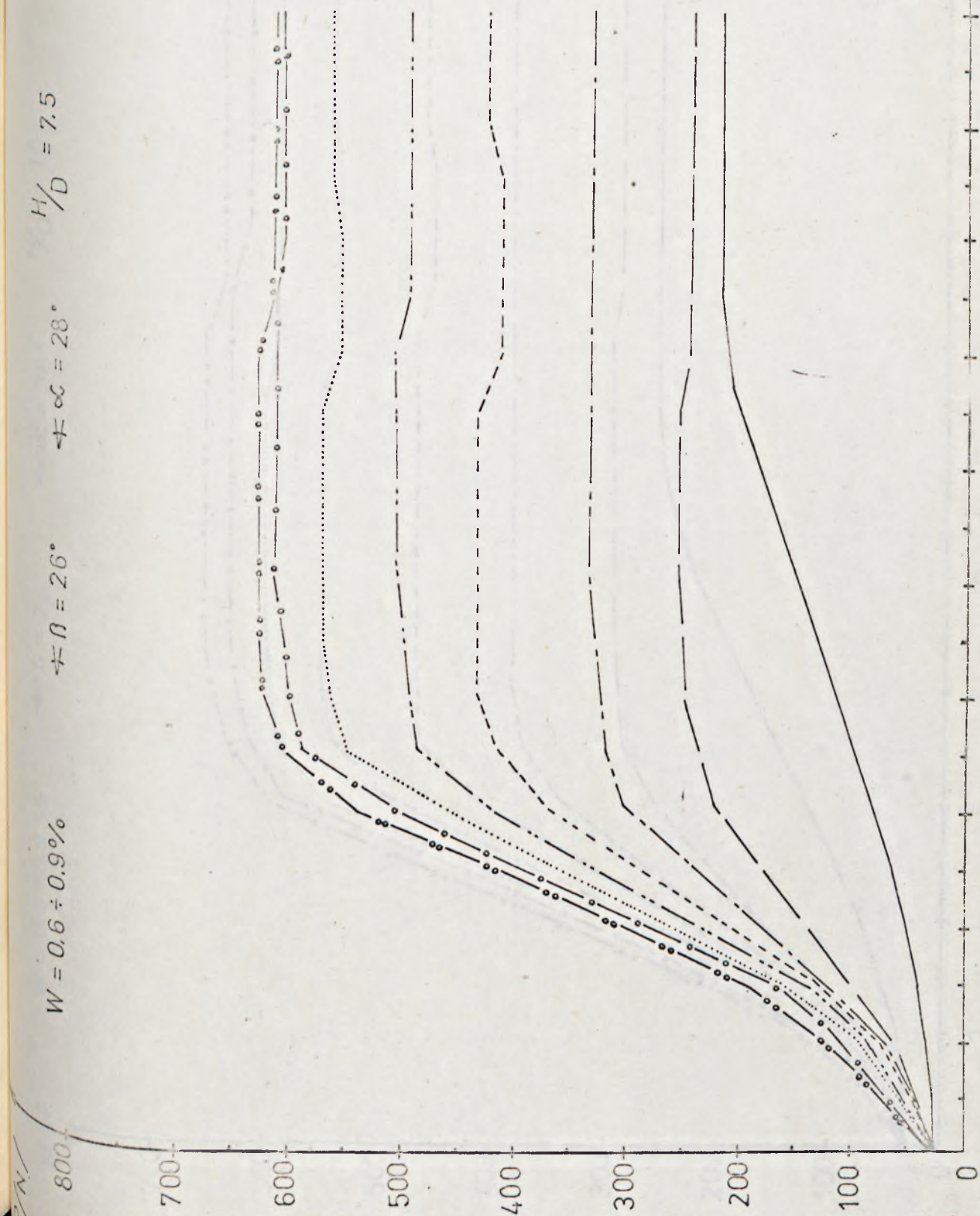
$$\beta = 26^\circ$$

$$W = 0.6 \div 0.9\%$$

Rys. 26.

$S/\text{mm}/$

2 4 6 8 10 12 14 16 18 20

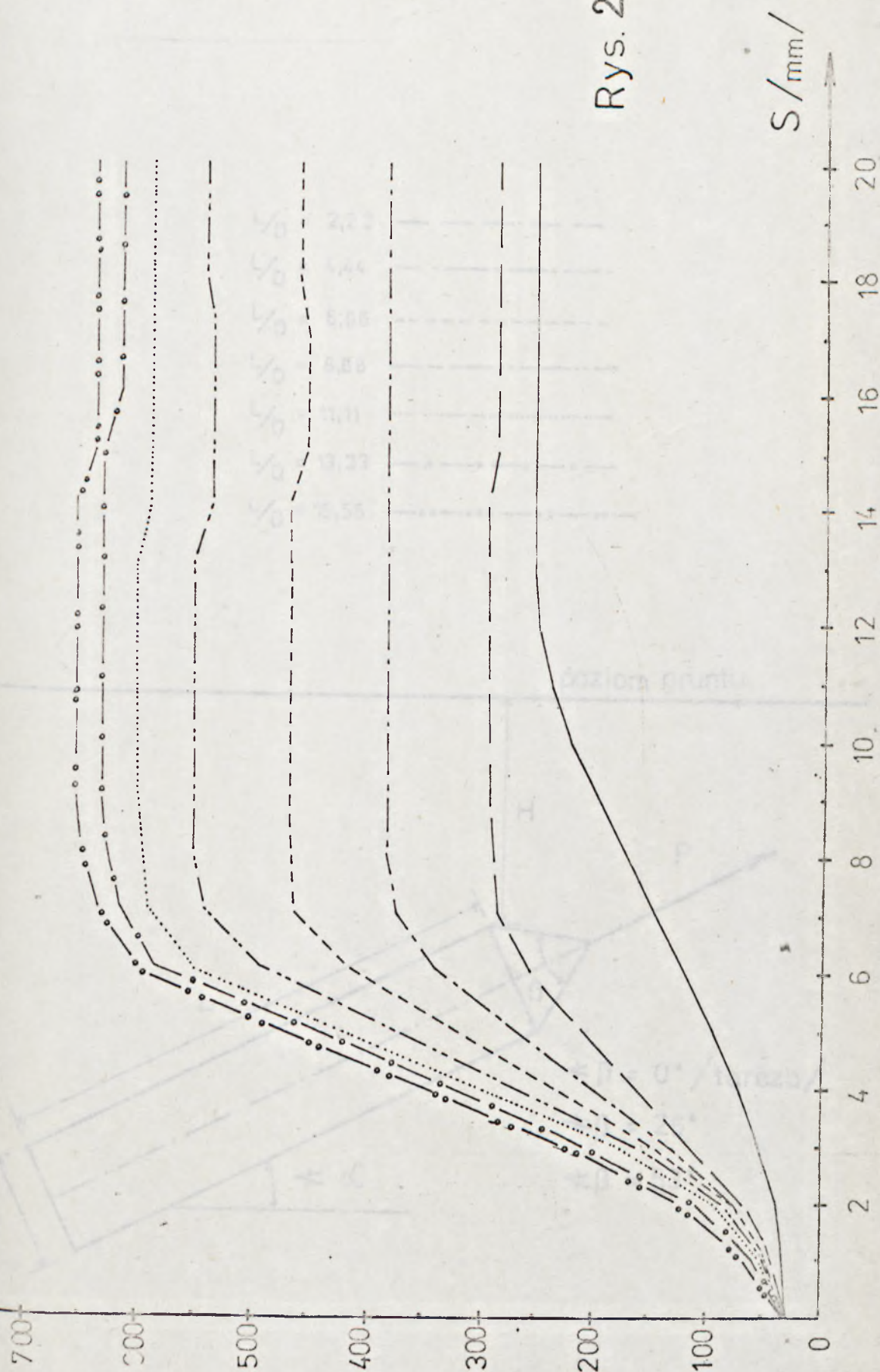


$$H/D = 10$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$\beta = 26^\circ$$

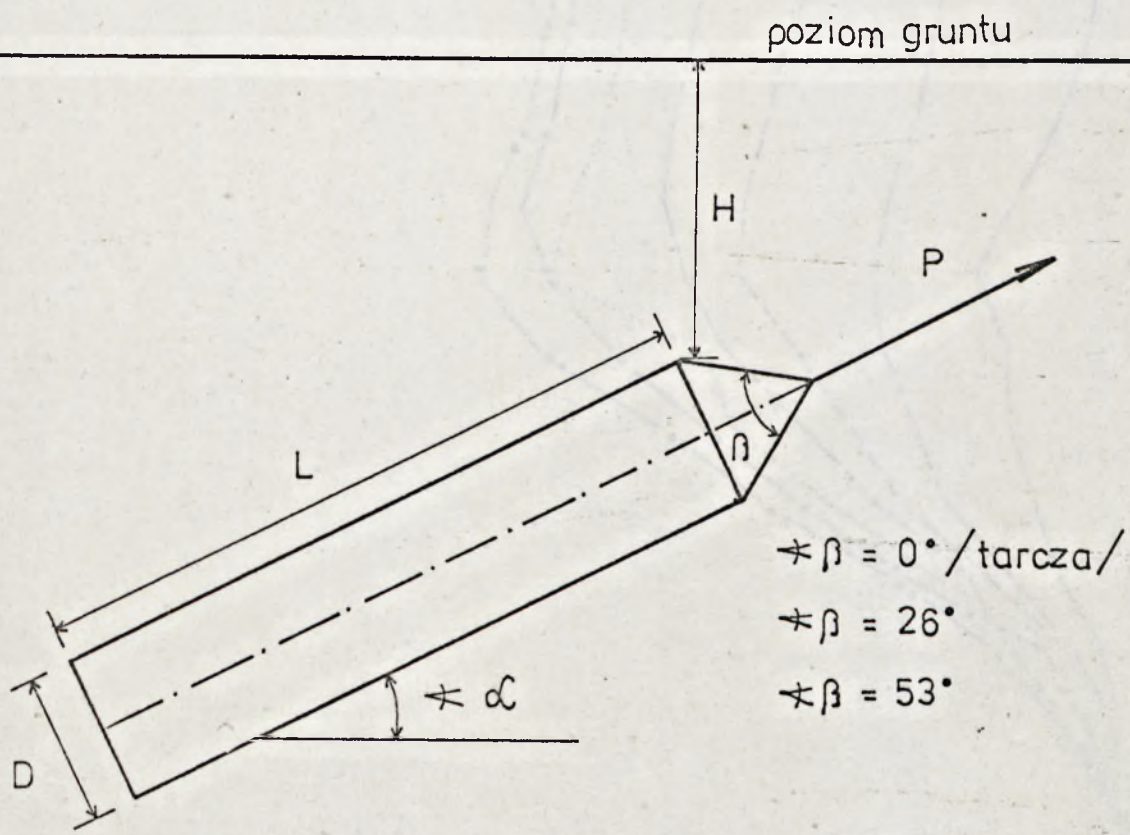
$$W = 0.6 \div 0.9 \%$$



Rys. 27.

Rysunki przedstawiające zależność wielkości obciążeń pobocznic butawy (T) od przesunięcia (S).

- $L/D = 2,22$ — — — — —
- $L/D = 4,44$ - - - - -
- $L/D = 6,66$ - - - - -
- $L/D = 8,88$ — — — — —
- $L/D = 11,11$
- $L/D = 13,33$ — — — — —
- $L/D = 15,55$ — — — — —

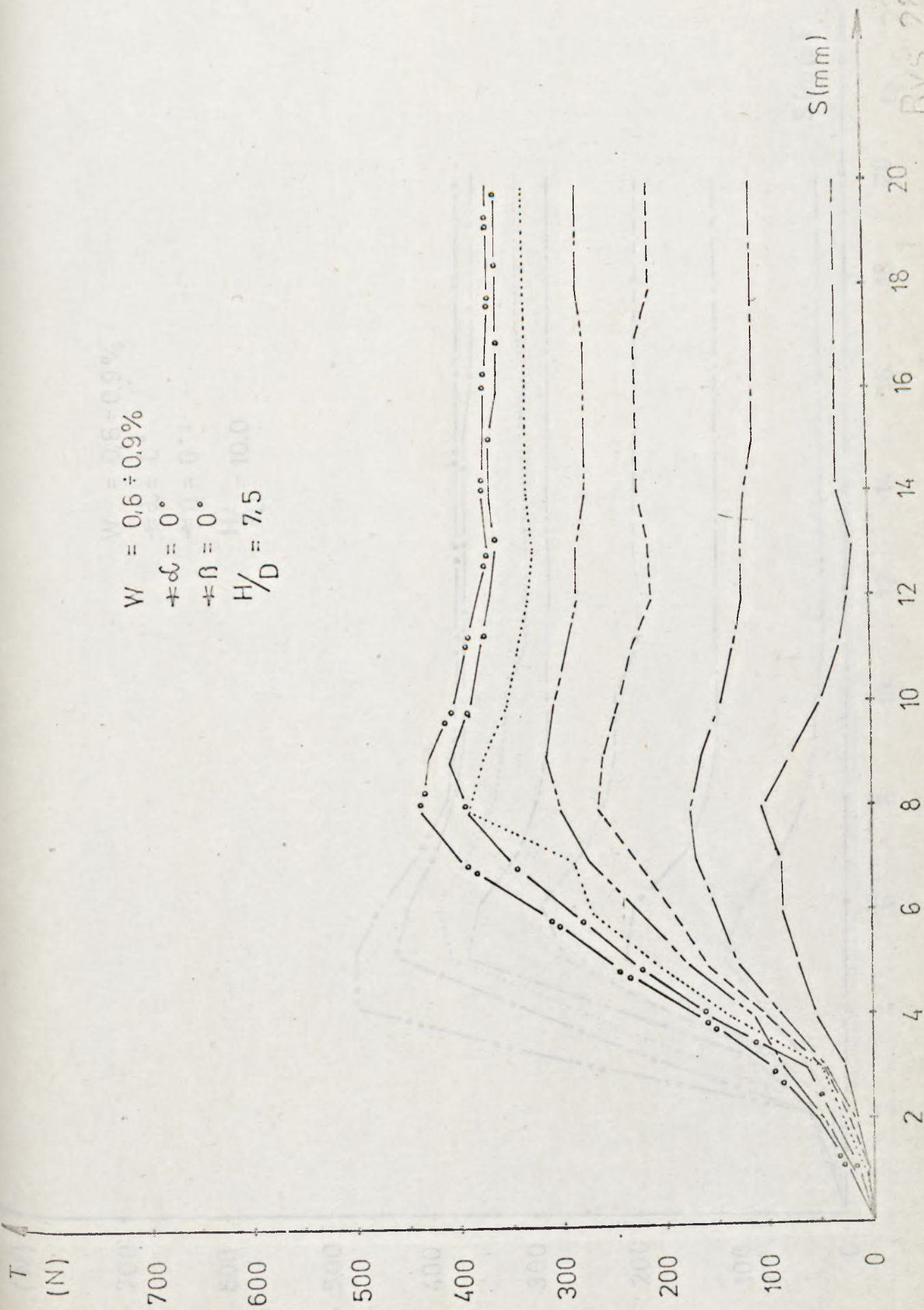


$$VI = 0,6 \div 0,9\%$$

$$\pm \alpha = 0^\circ$$

$$\pm \beta = 0^\circ$$

$$H/D = 7,5$$

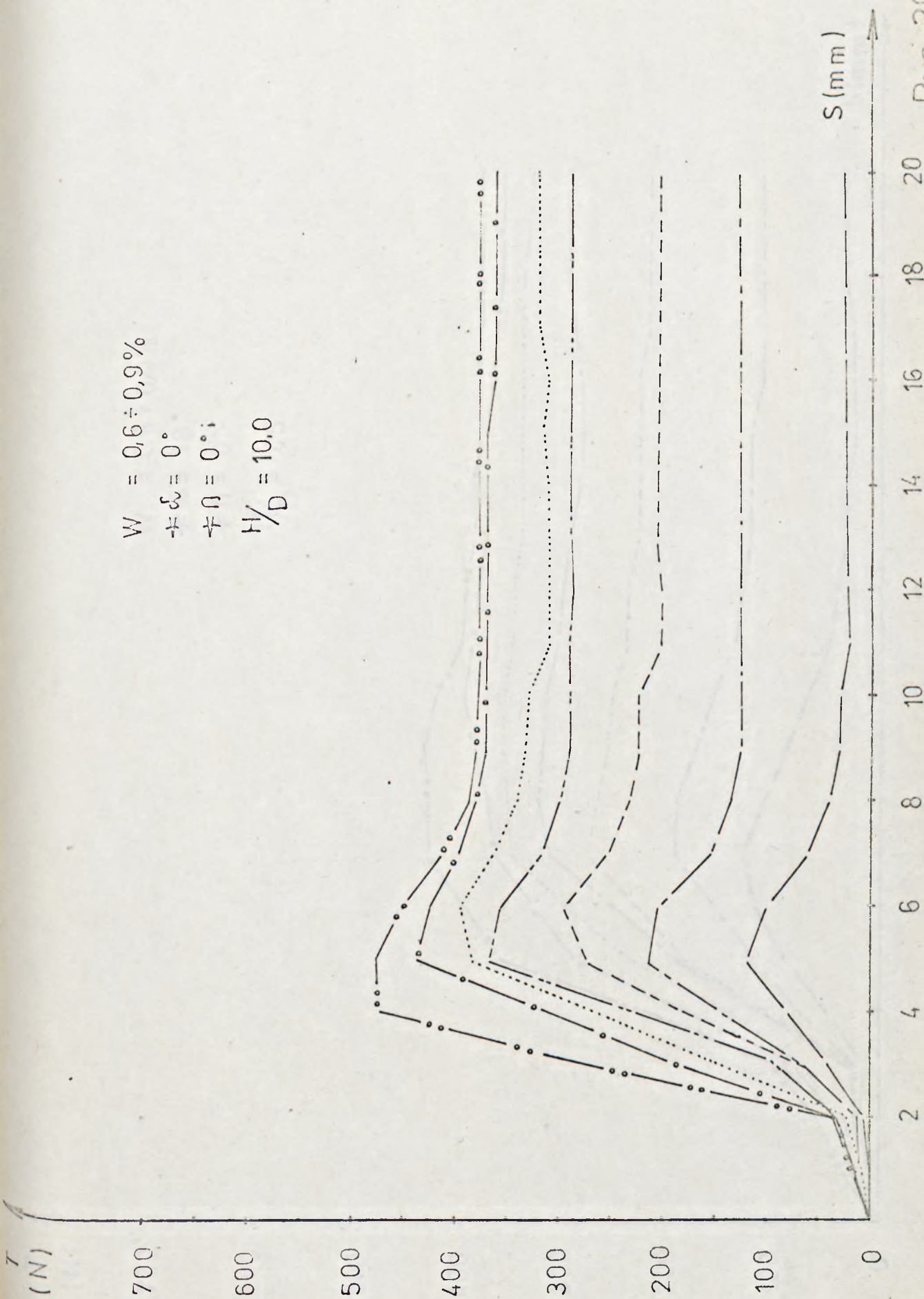


$$W = 0,6 \pm 0,9\%$$

$$\pm \delta = 0^\circ$$

$$\pm \alpha = 0^\circ$$

$$H/D = 10,0$$

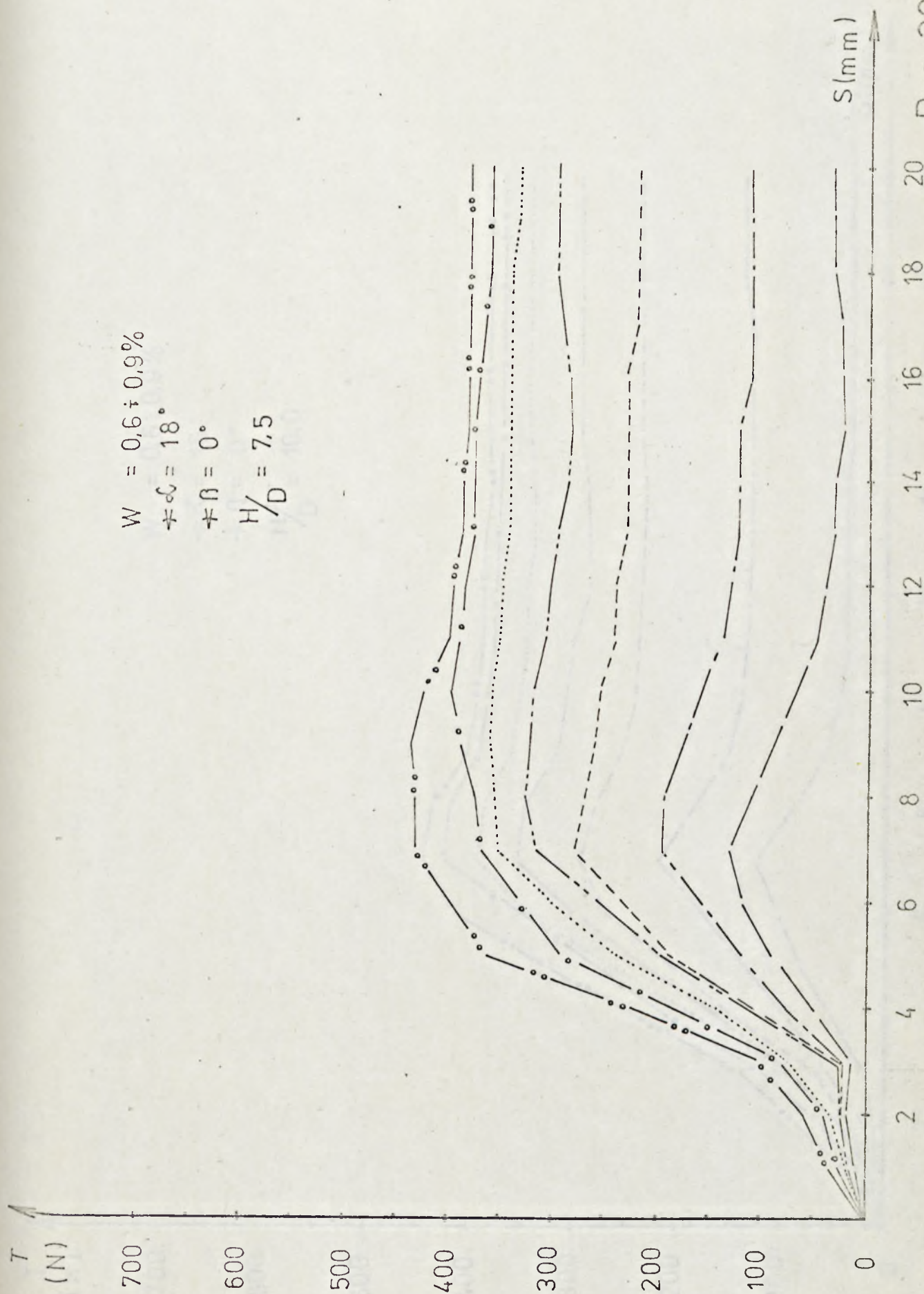


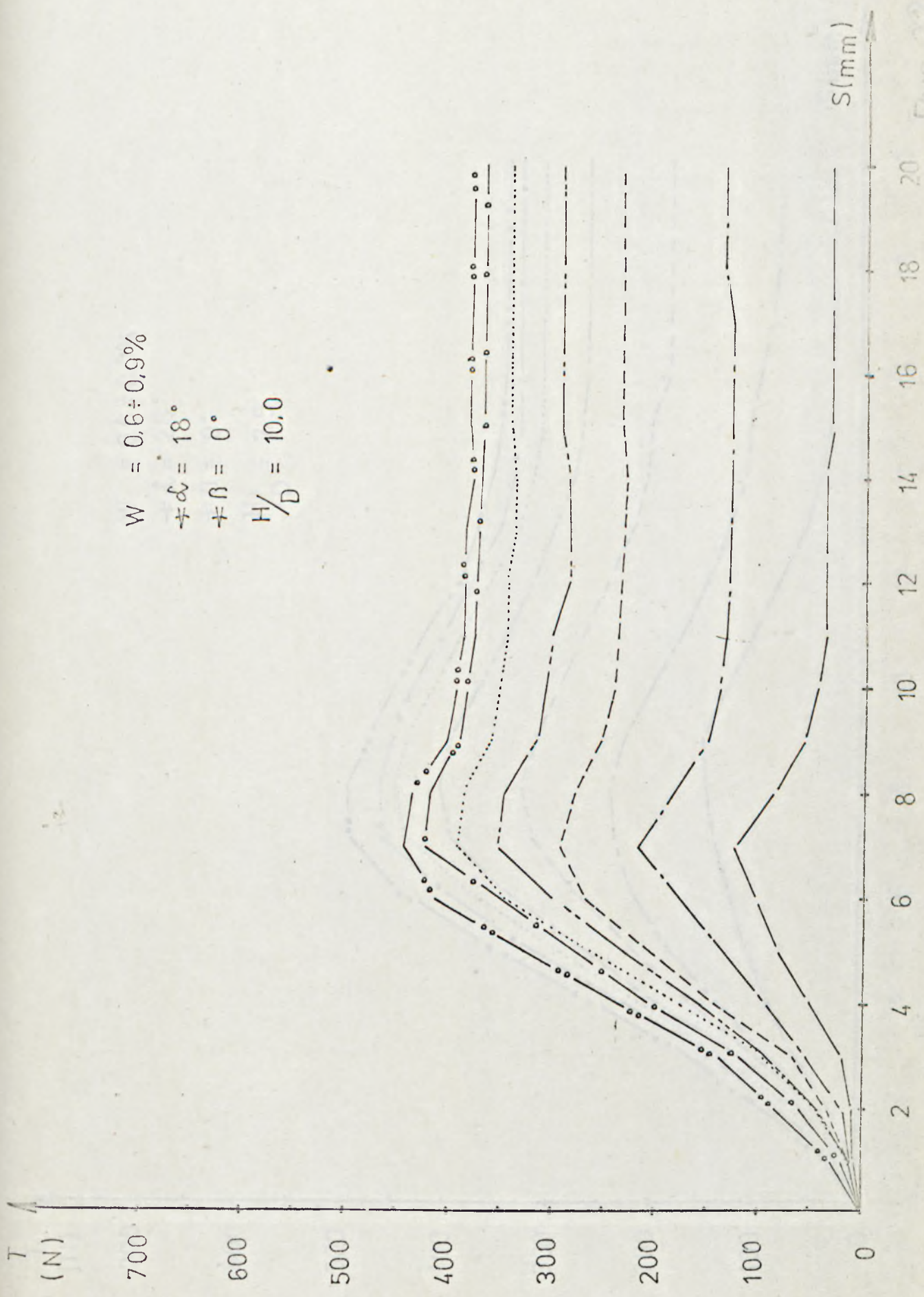
$$W = 0,6 \pm 0,9\%$$

$$\alpha = 18^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$H/D = 7,5$$





$W = 0.6 \div 0.9\%$

$\pm \alpha = 18^\circ$

$\pm \beta = 0^\circ$

$H/D = 10.0$

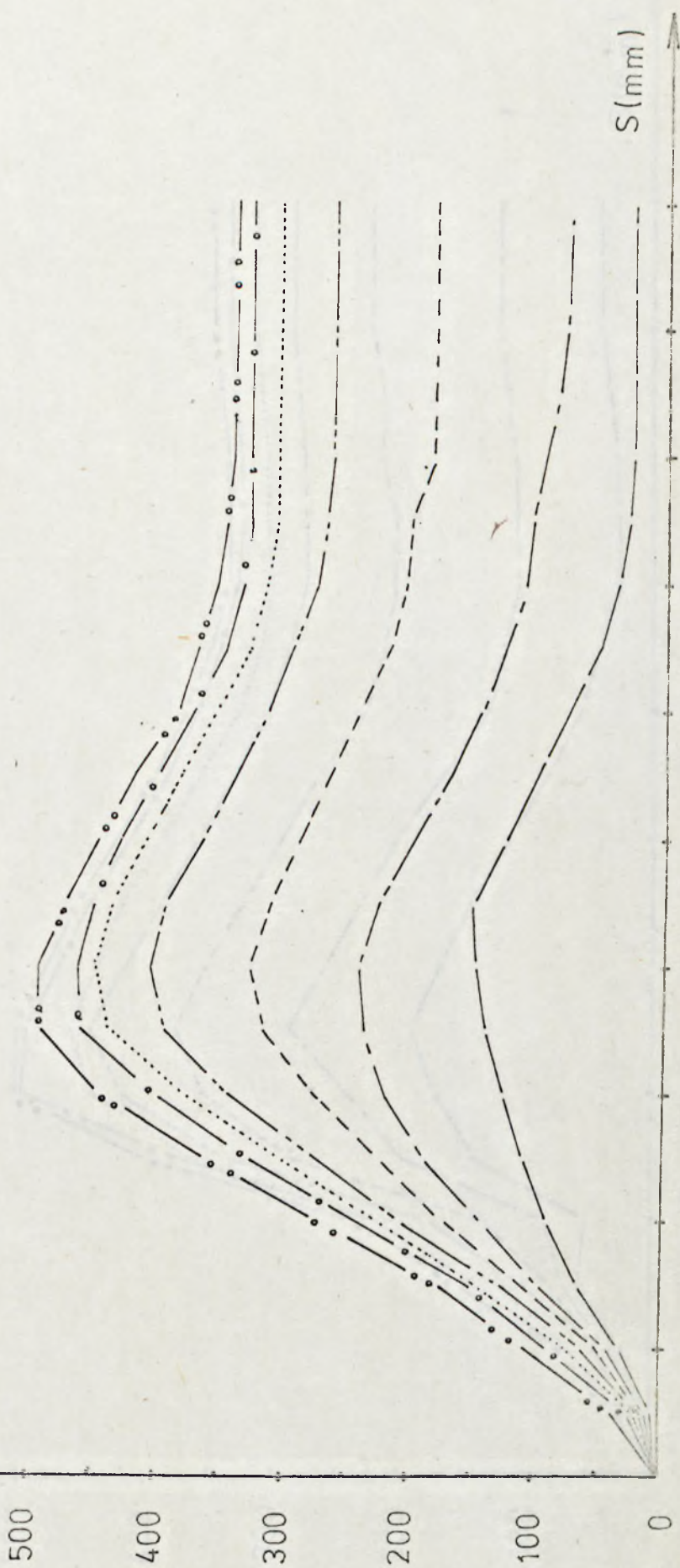
T (N)

$W = 0,6 \div 0,9\%$

$\pm \alpha = 28^\circ$

$\pm \beta = 0^\circ$

$H/D = 7,5$



S (mm)

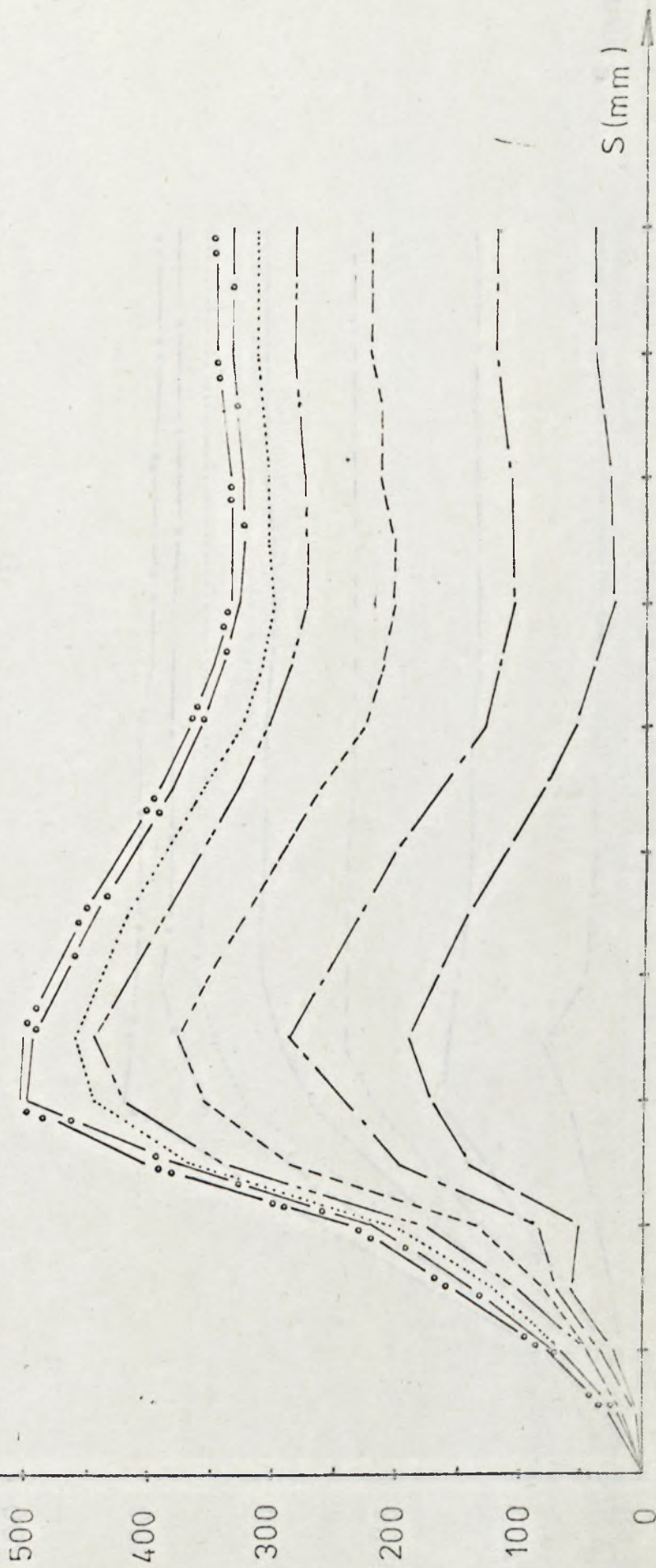
7
(N)

$$W = 0.6 \pm 0.9\%$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$H/D = 10.0$$



2

4

6

8

10

12

14

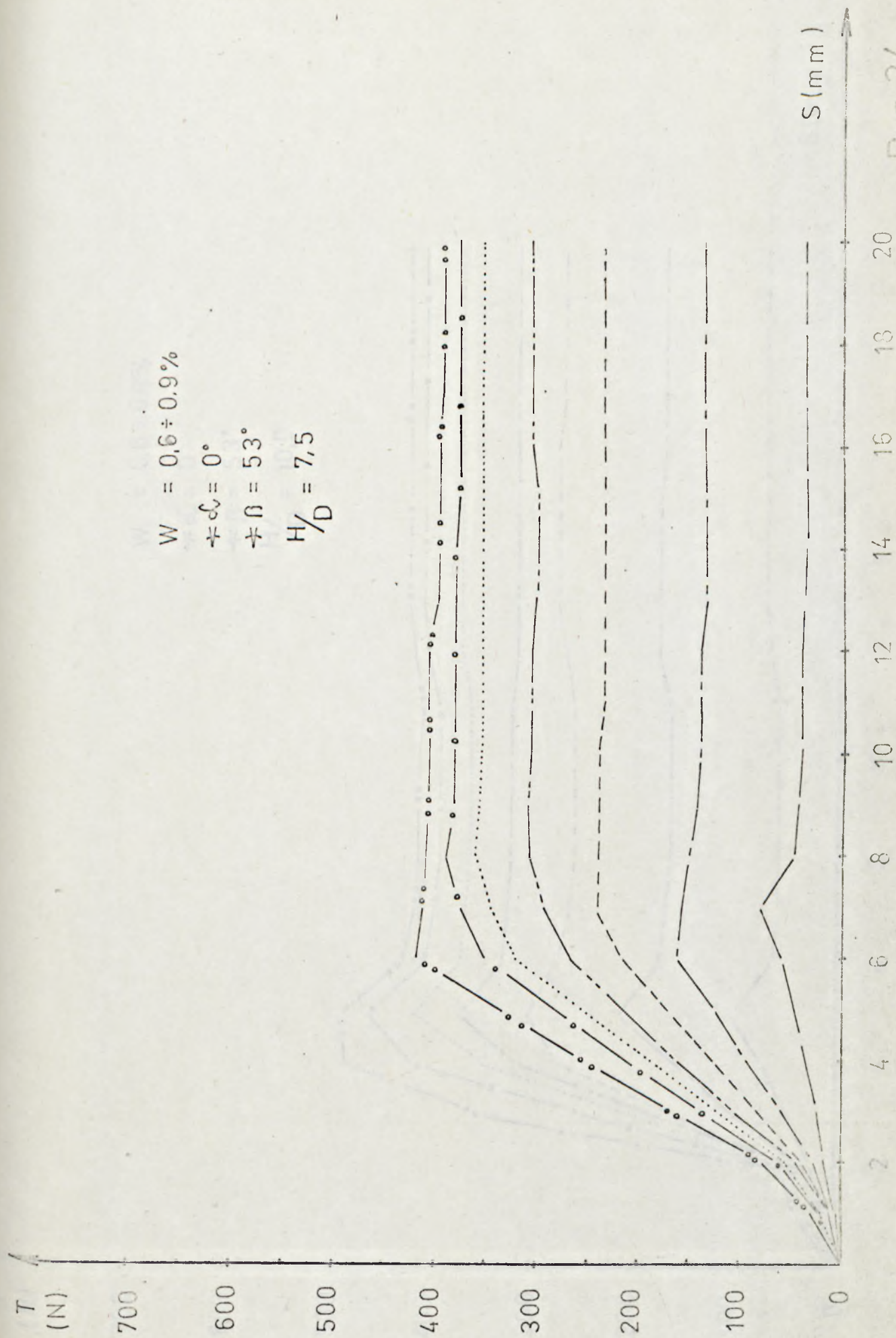
16

18

20

S (mm)

Rys. 33

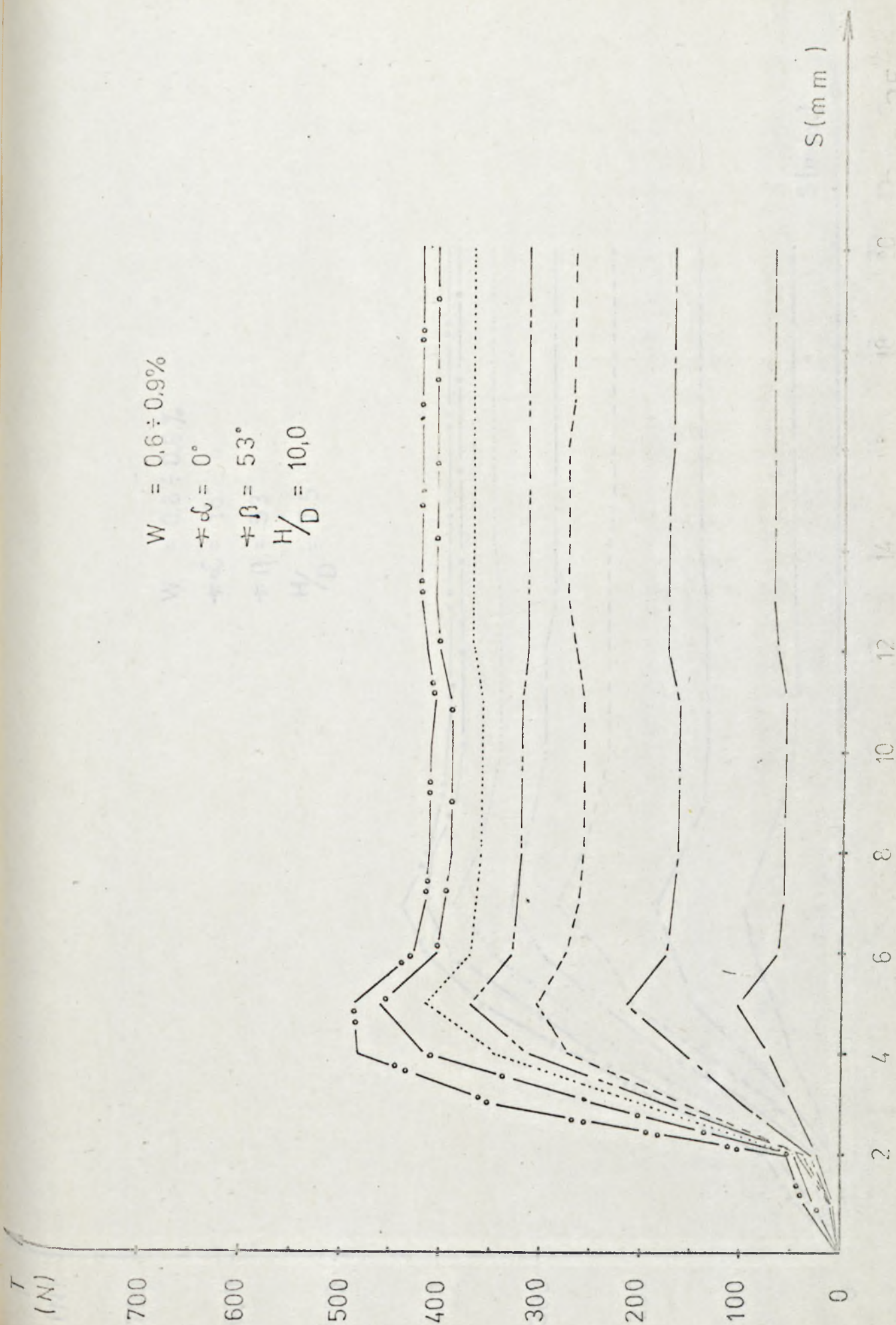


$$W = 0,6 \div 0,9\%$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\beta = 53^\circ$$

$$H/D = 10,0$$

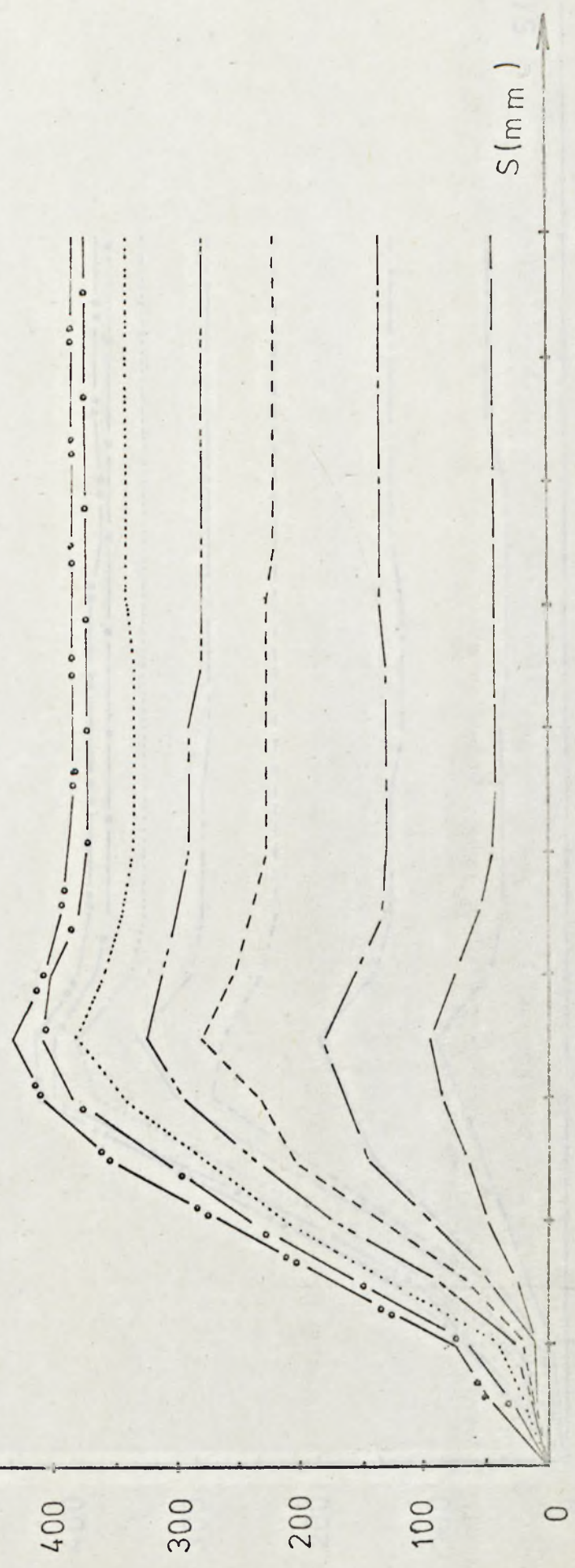


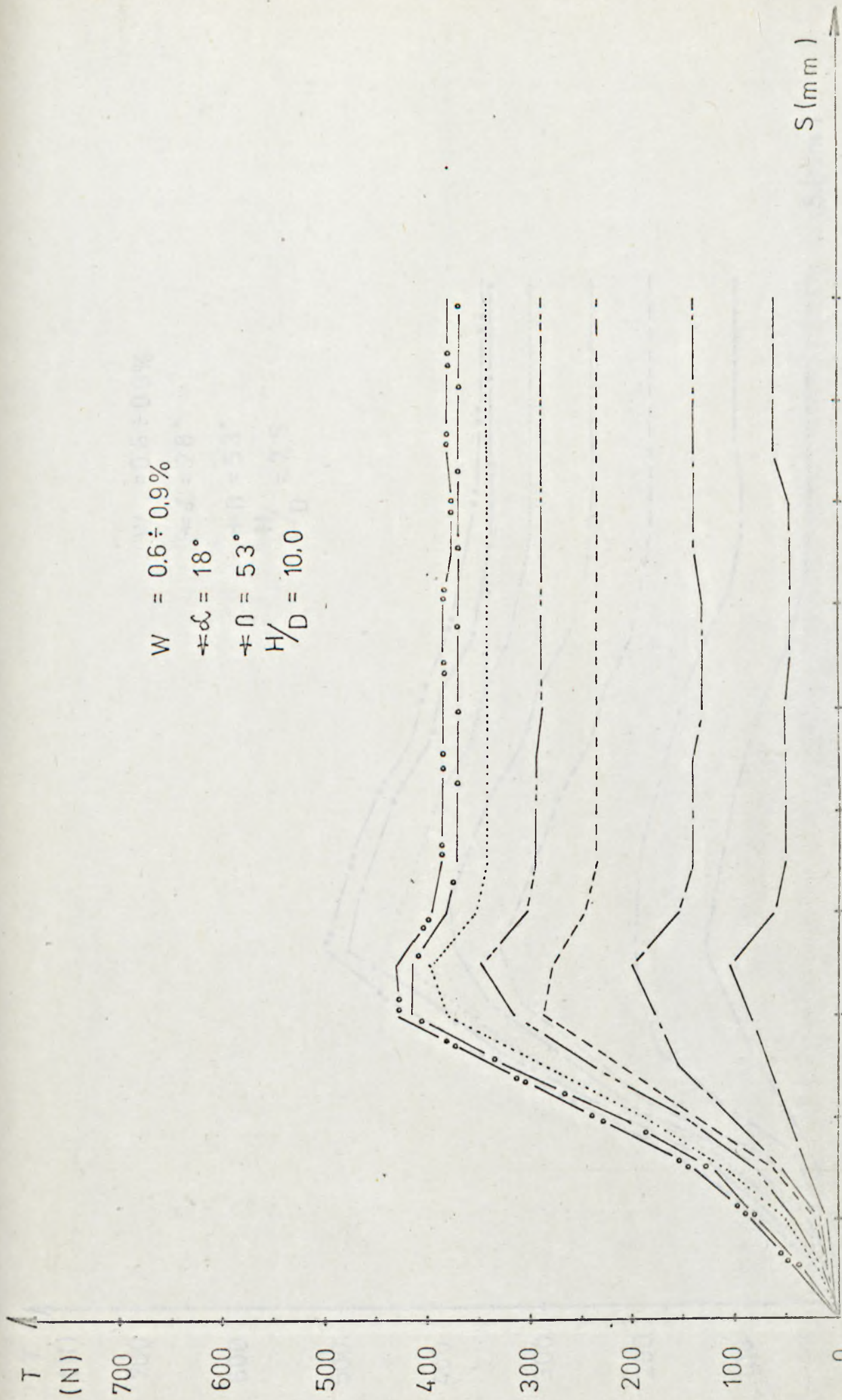
$W = 0.6 \div 0.9\%$

$\varphi = 18^\circ$

$\varphi = 53^\circ$

$H/D = 7.5$





$W = 0.6 \pm 0.9\%$

$\alpha = 18^\circ$

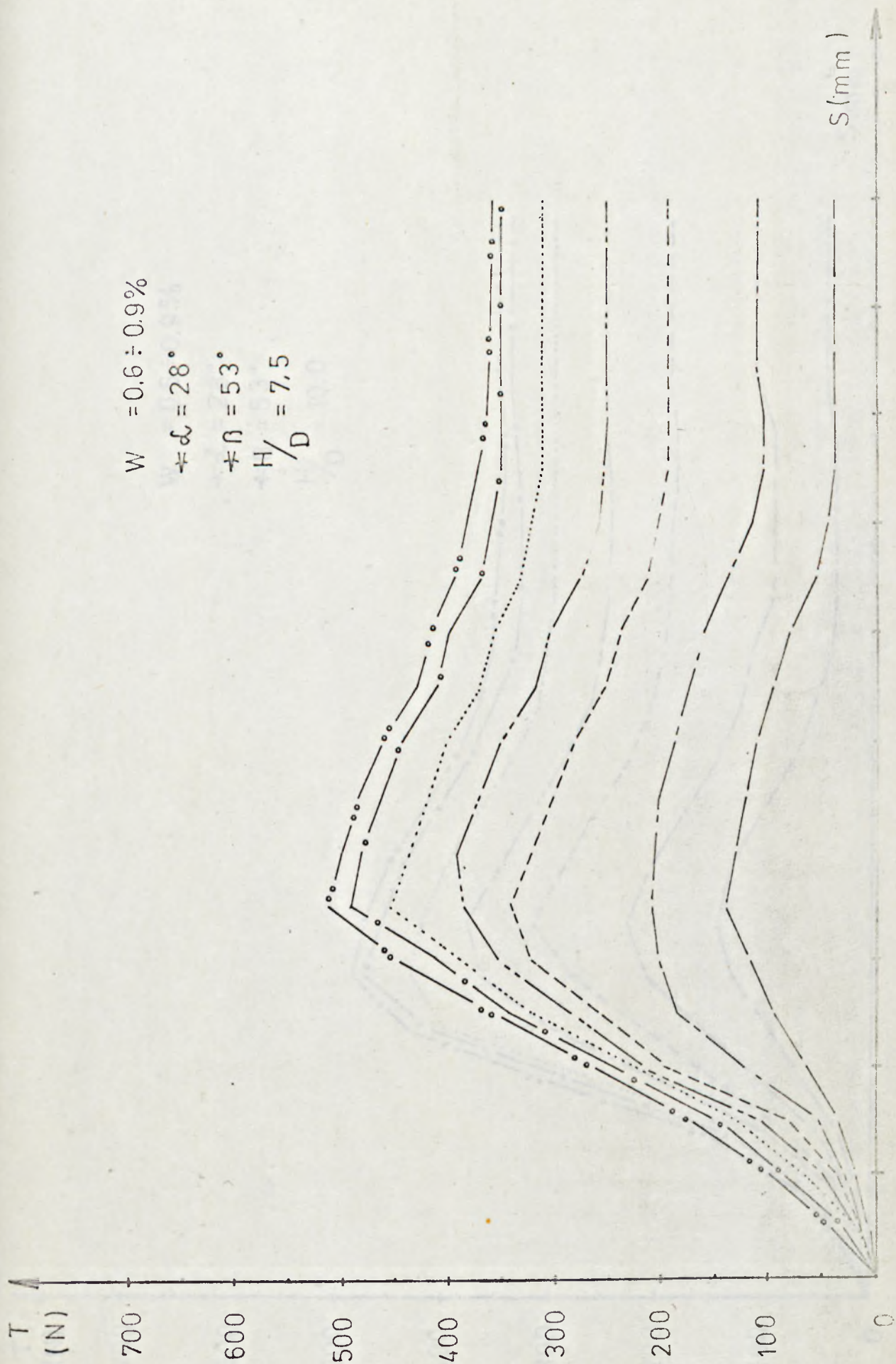
$\beta = 53^\circ$

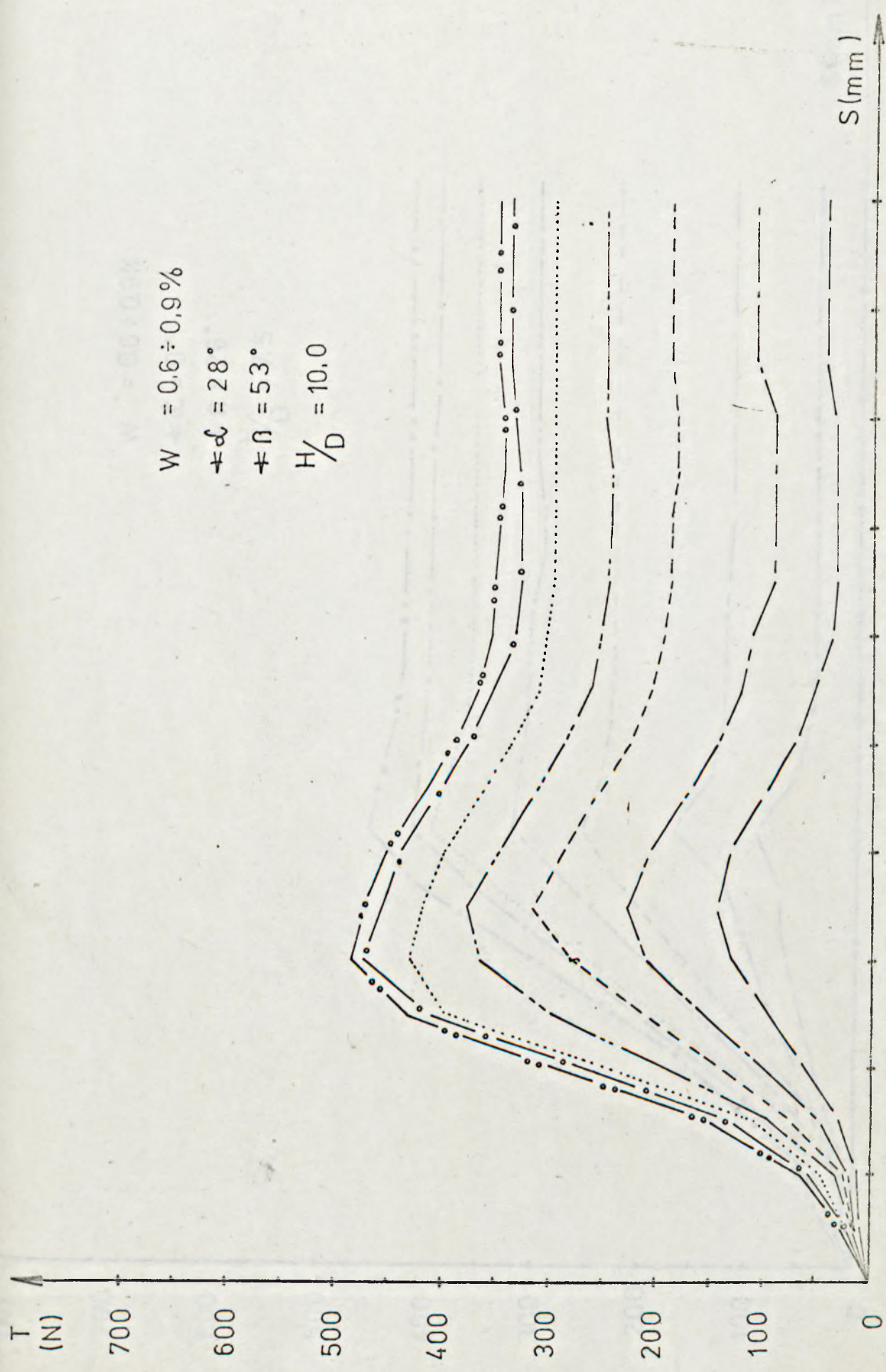
$H/D = 10.0$

$S(\text{mm})$

2 4 6 8 10 12 14 16 18 20

Rys. 37





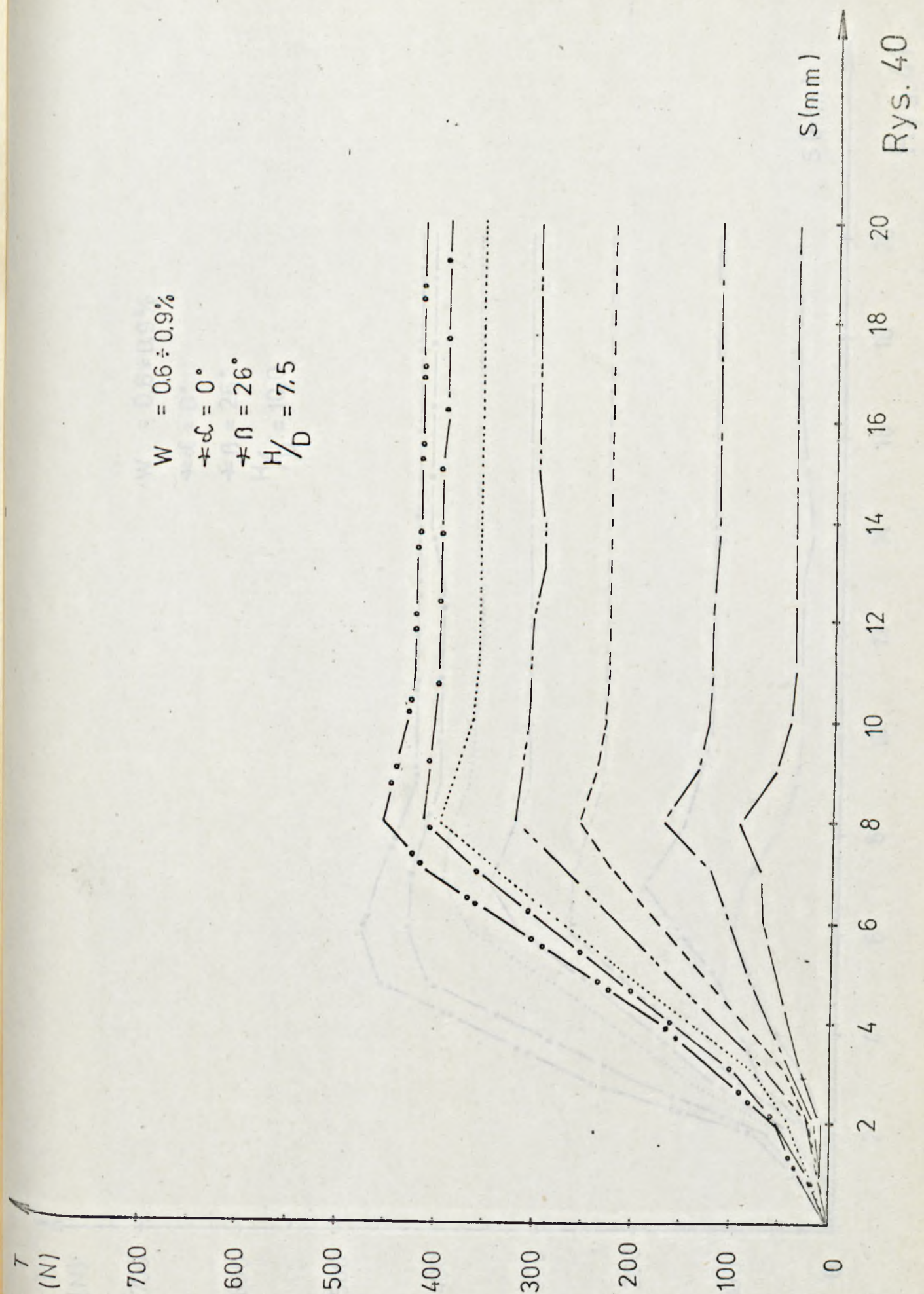
$W = 0.6 \div 0.9\%$
 $\alpha = 28^\circ$
 $\beta = 53^\circ$
 $H/D = 10.0$

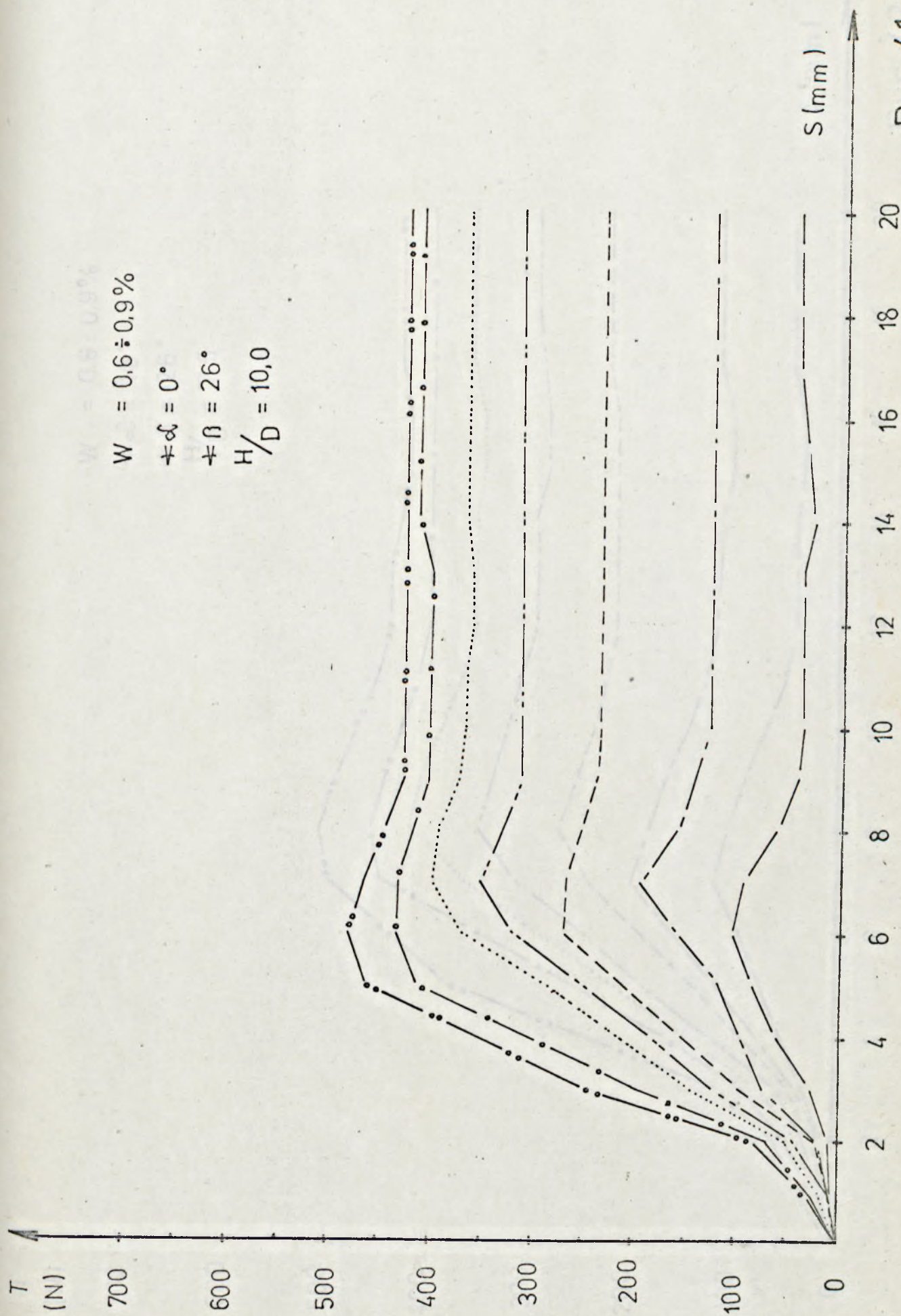
$$W = 0.6 \div 0.9\%$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\beta = 26^\circ$$

$$H/D = 7.5$$



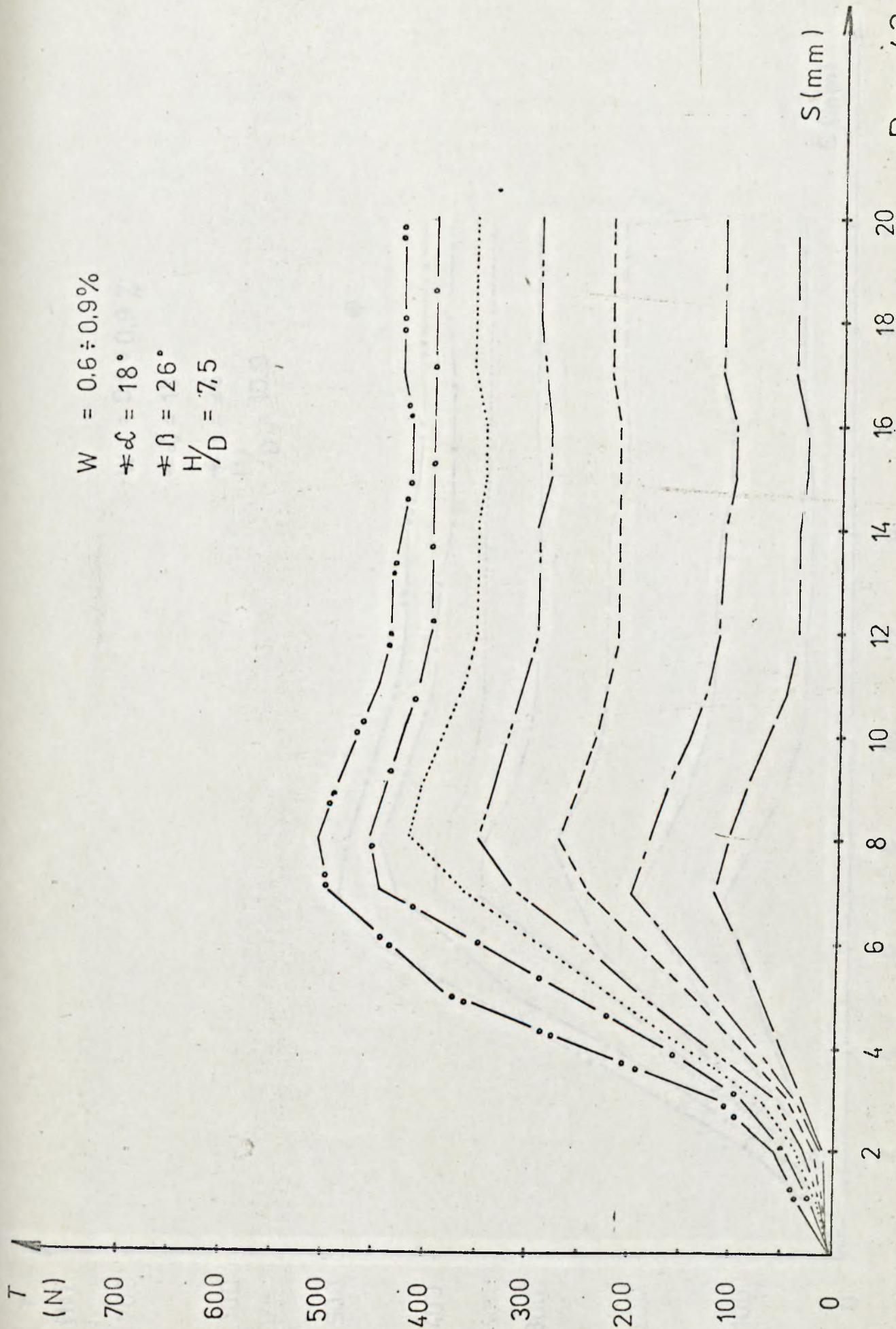


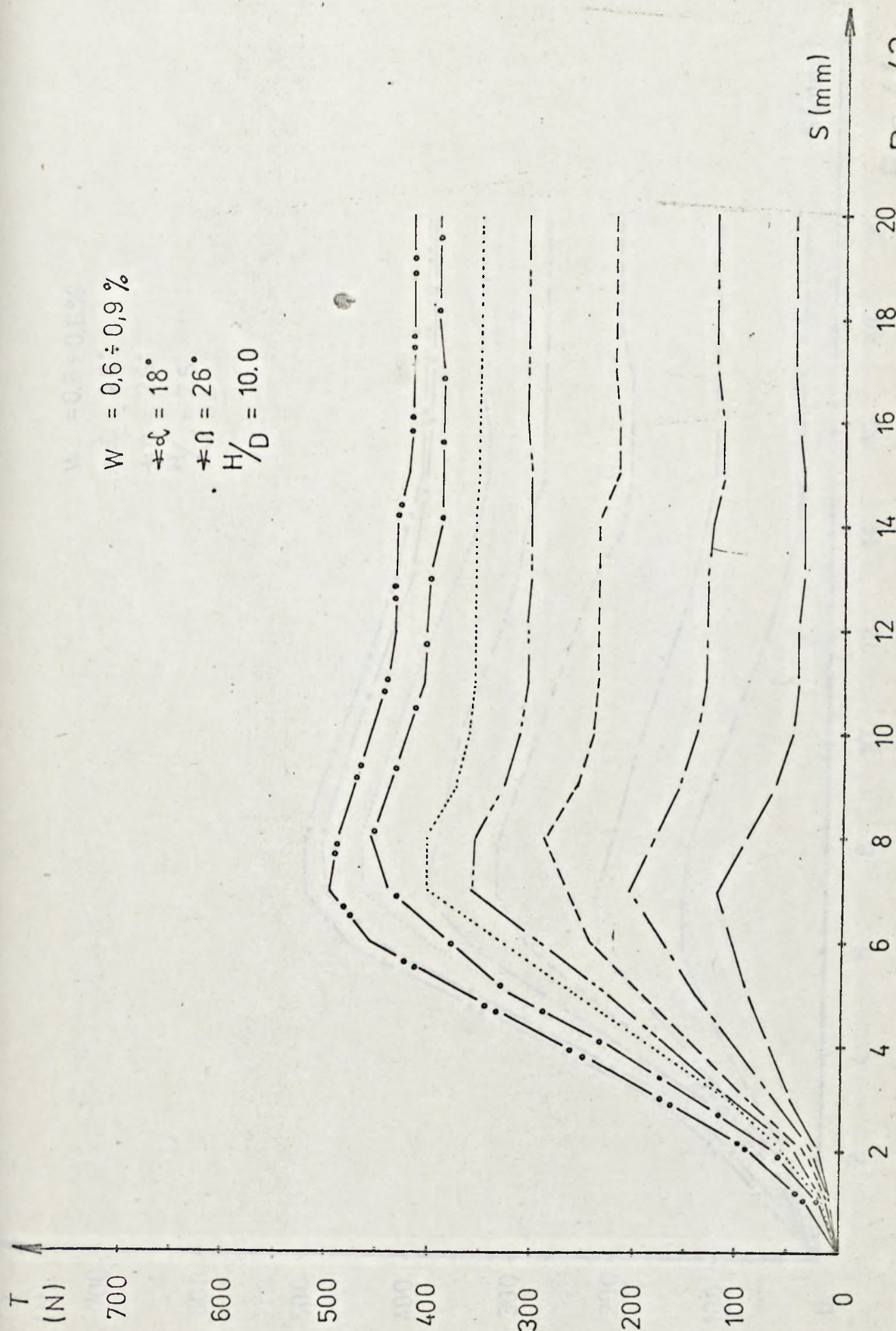
$W = 0,6 \div 0,9\%$

$\alpha = 0^\circ$

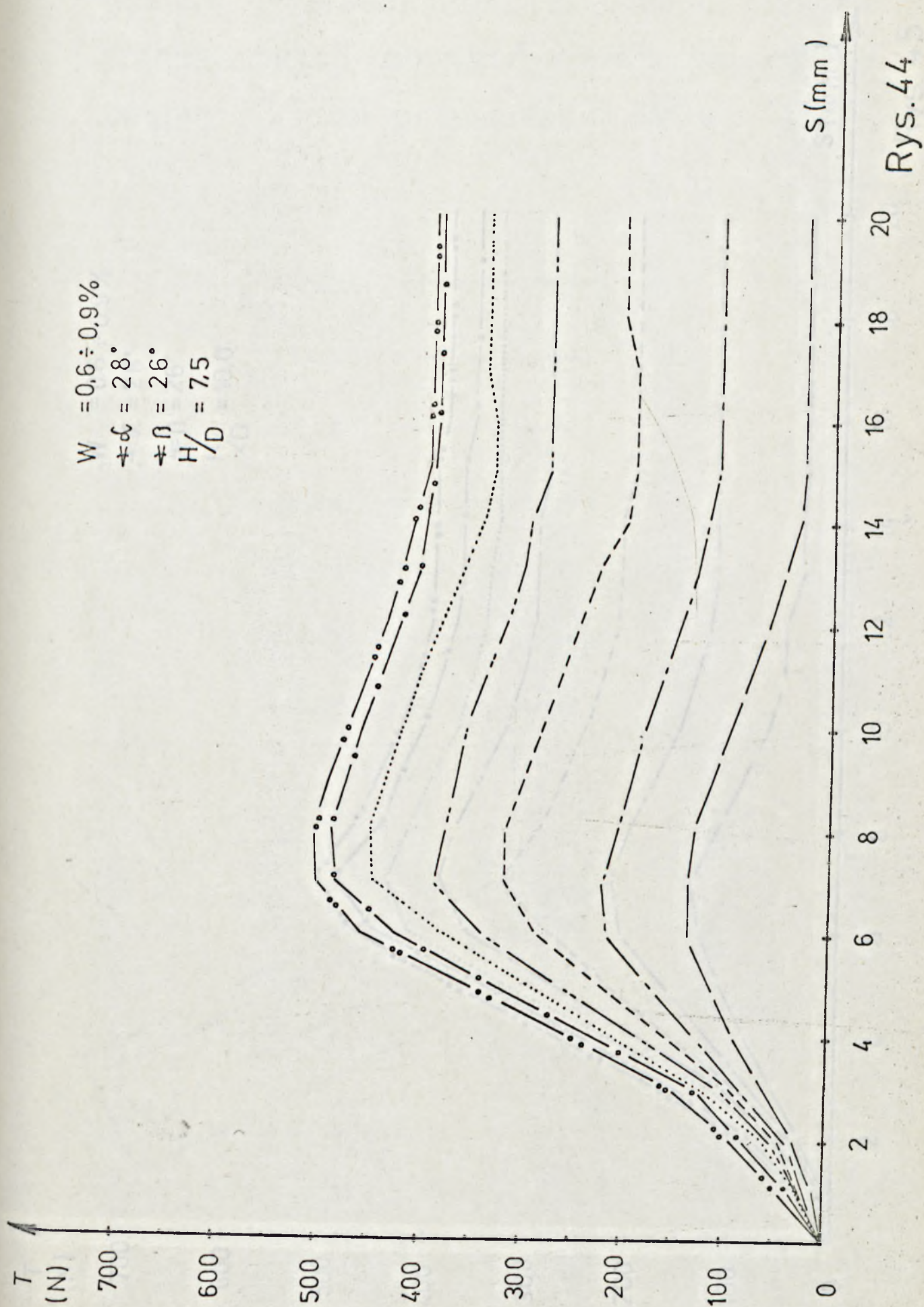
$\beta = 26^\circ$

$H/D = 10,0$





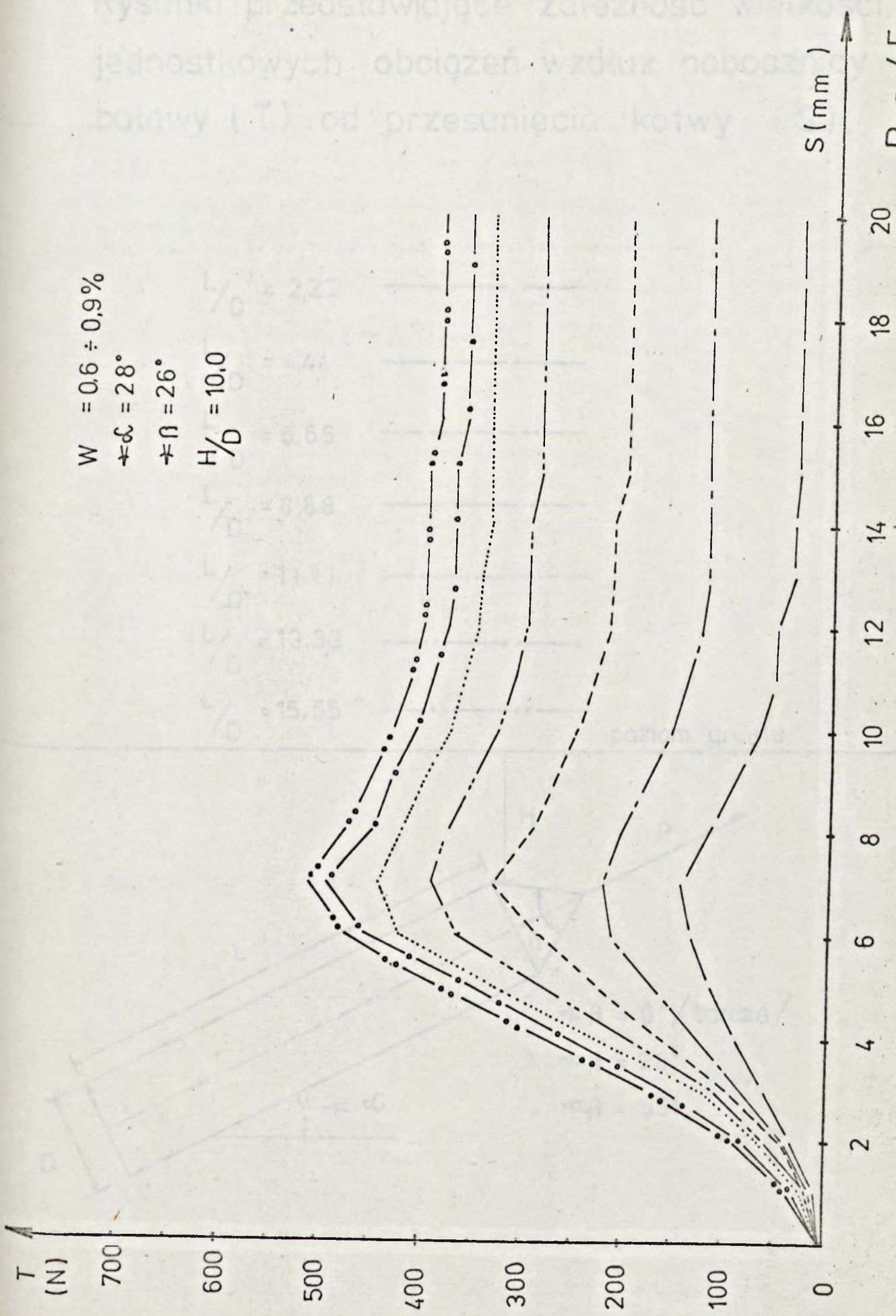
$W = 0,6 \div 0,9\%$
 $\alpha = 28^\circ$
 $\beta = 26^\circ$
 $H/D = 7,5$



Rysunki przedstawiające zależność wielkości jednostkowych obciążeń wzdłuż pobocznej balawy (T) od przesunięcia kołwy

Rys. 45

$W = 0.6 \pm 0.9\%$
 $\alpha = 28^\circ$
 $\beta = 26^\circ$
 $H/D = 10.0$



Rysunki przedstawiające zależność wielkości jednostkowych obciążeń wzdłuż pobocznicy butawy (τ) od przesunięcia kotwy (S).

$$L/D = 2,22 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

$$L/D = 4,44 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

$$L/D = 6,66 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

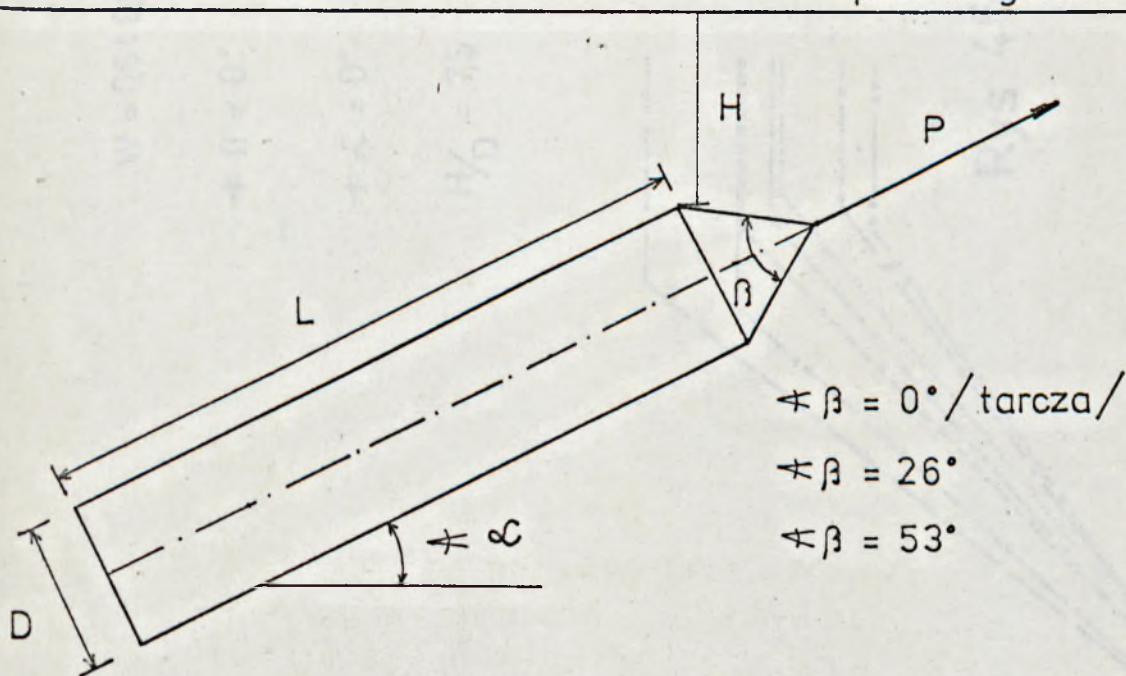
$$L/D = 8,88 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

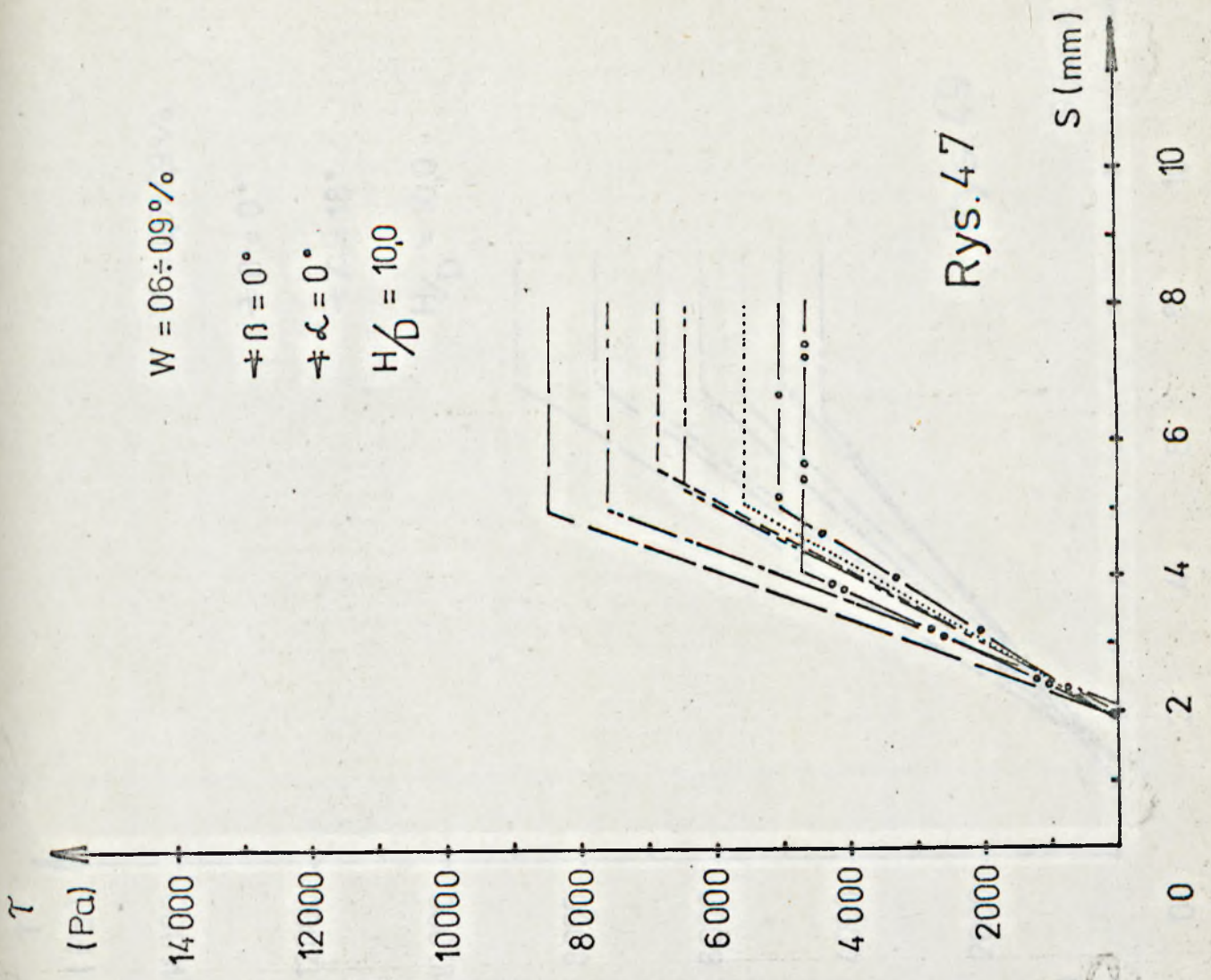
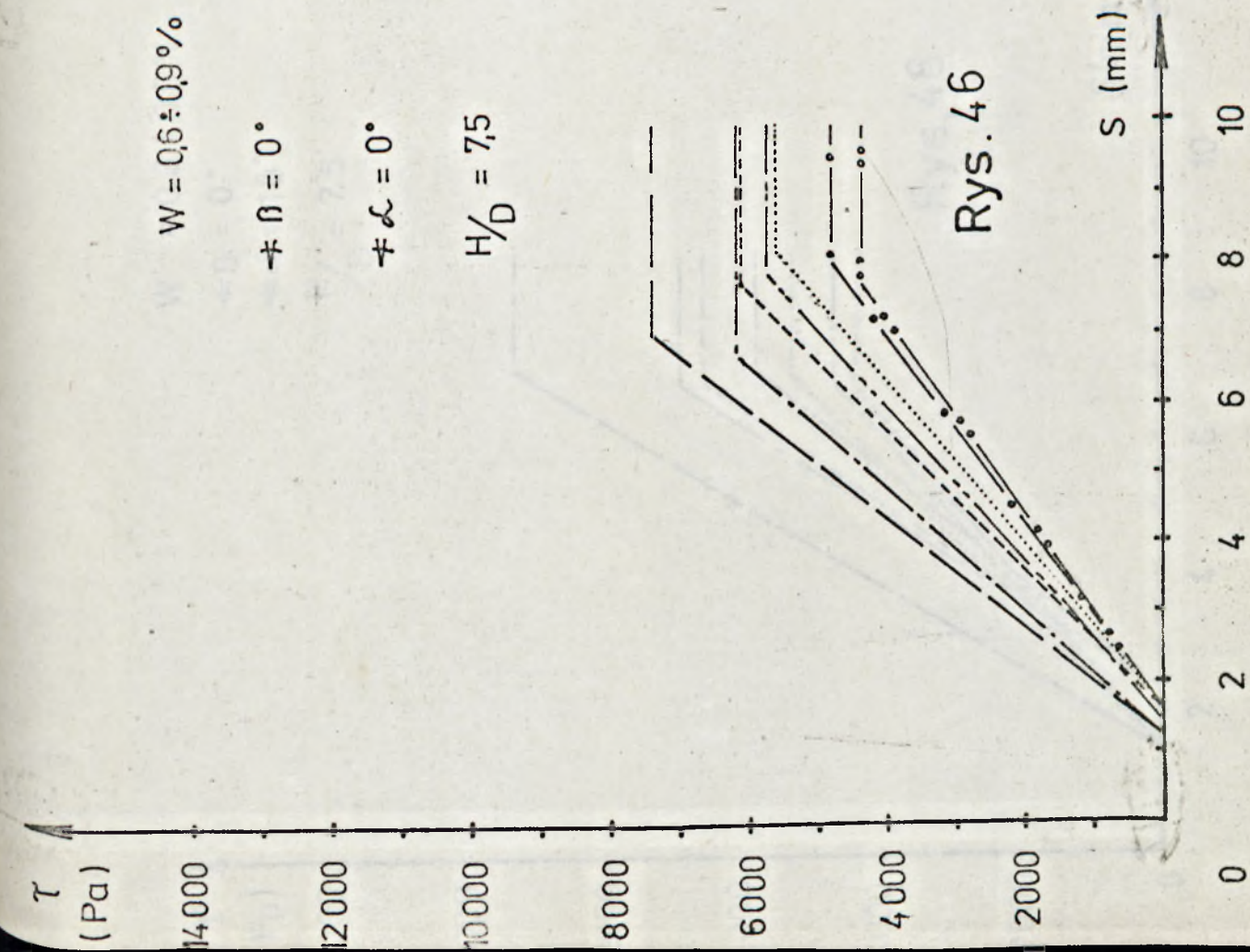
$$L/D = 11,11 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

$$L/D = 13,33 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

$$L/D = 15,55 \quad \text{---} \text{---} \text{---}$$

poziom gruntu





$$W = 0,6 \div 0,9\%$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\alpha = 18^\circ$$

$$H/D = 7,5$$

τ
(Pa)

4000

3000

2000

1000

0

τ

(Pa)

4000

3000

2000

1000

0

Rys. 48

S (mm)

2 4 6 8 10

$$W = 0,6 \div 0,9\%$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\alpha = 18^\circ$$

$$H/D = 10,0$$

τ
(Pa)

14000

12000

10000

8000

6000

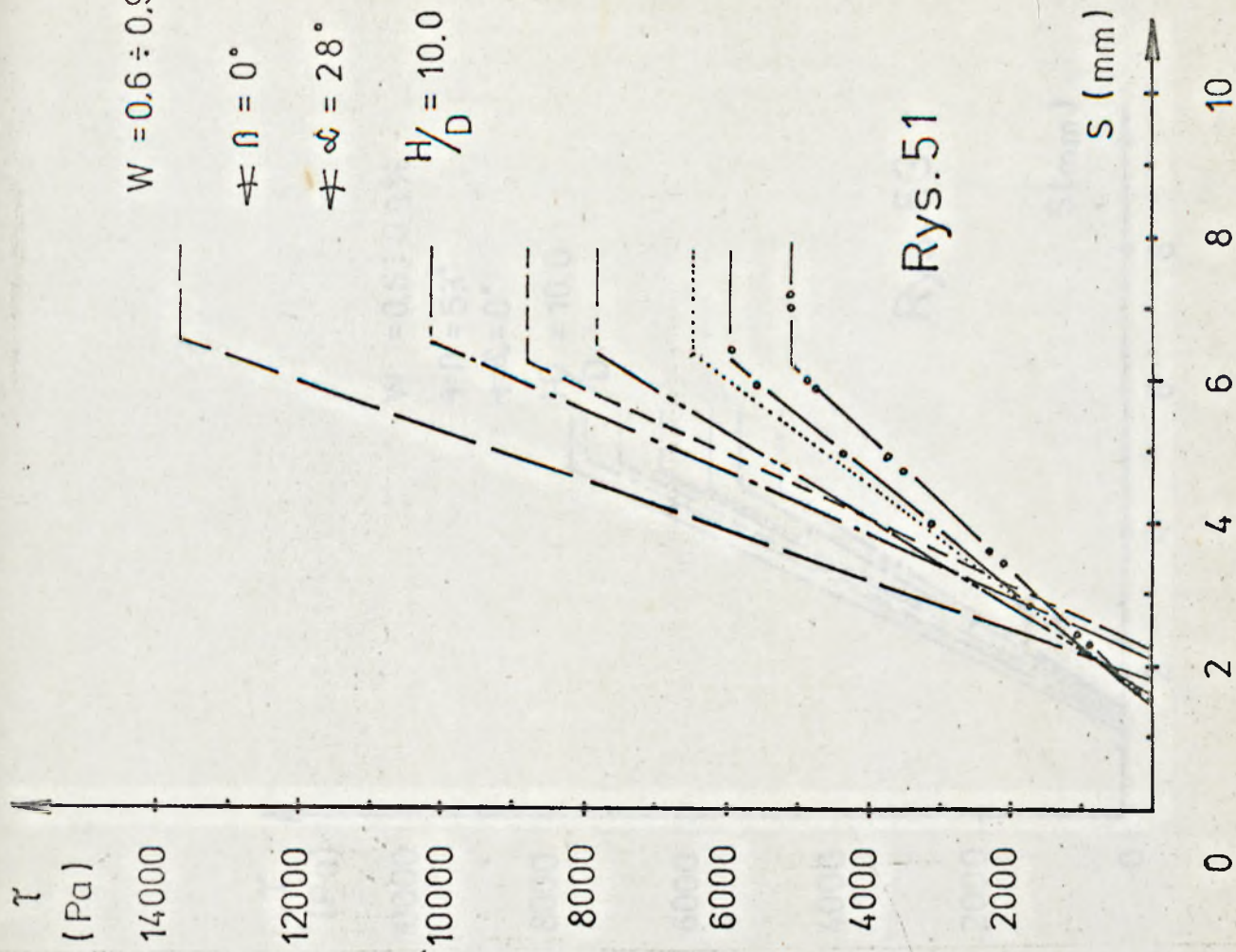
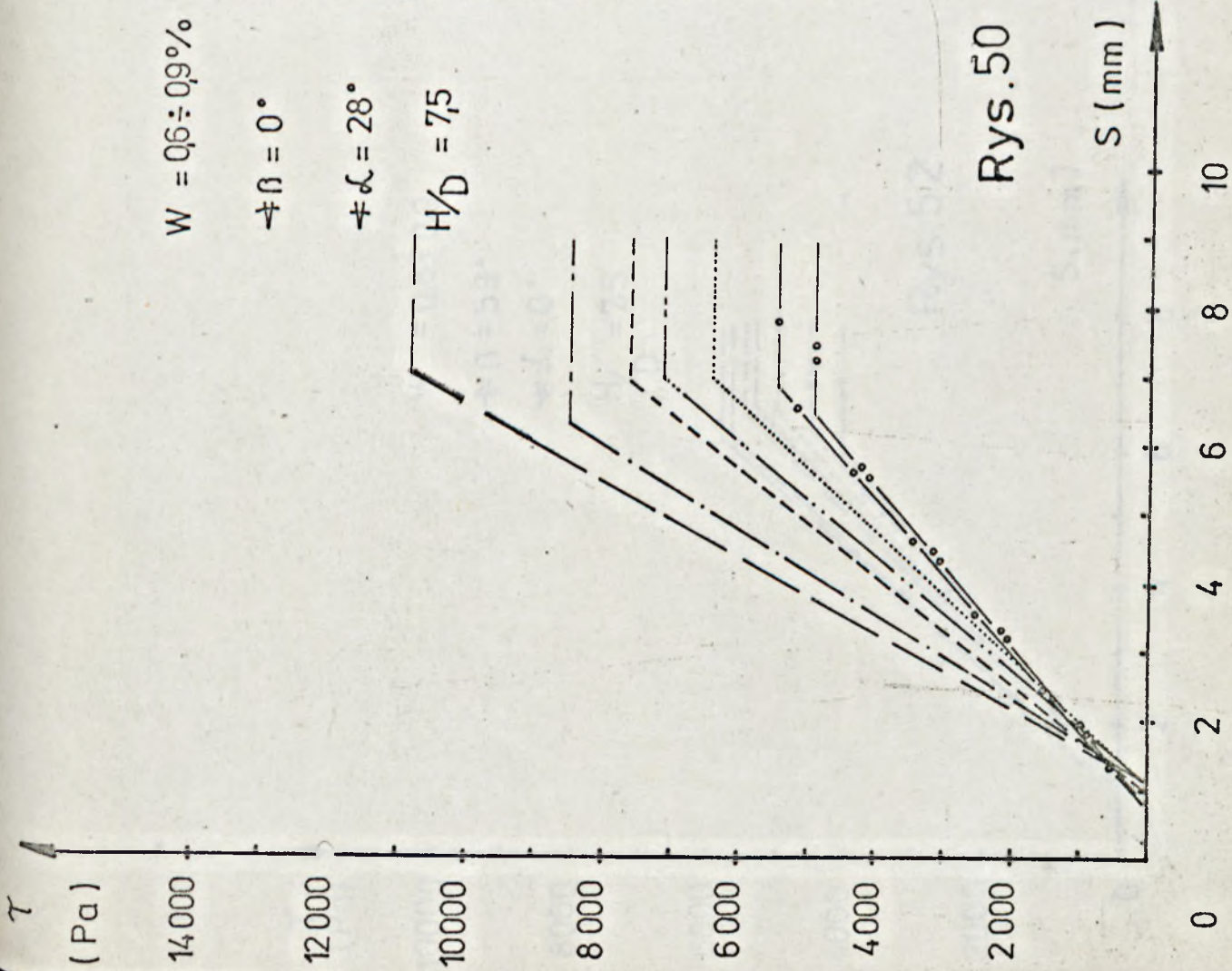
4000

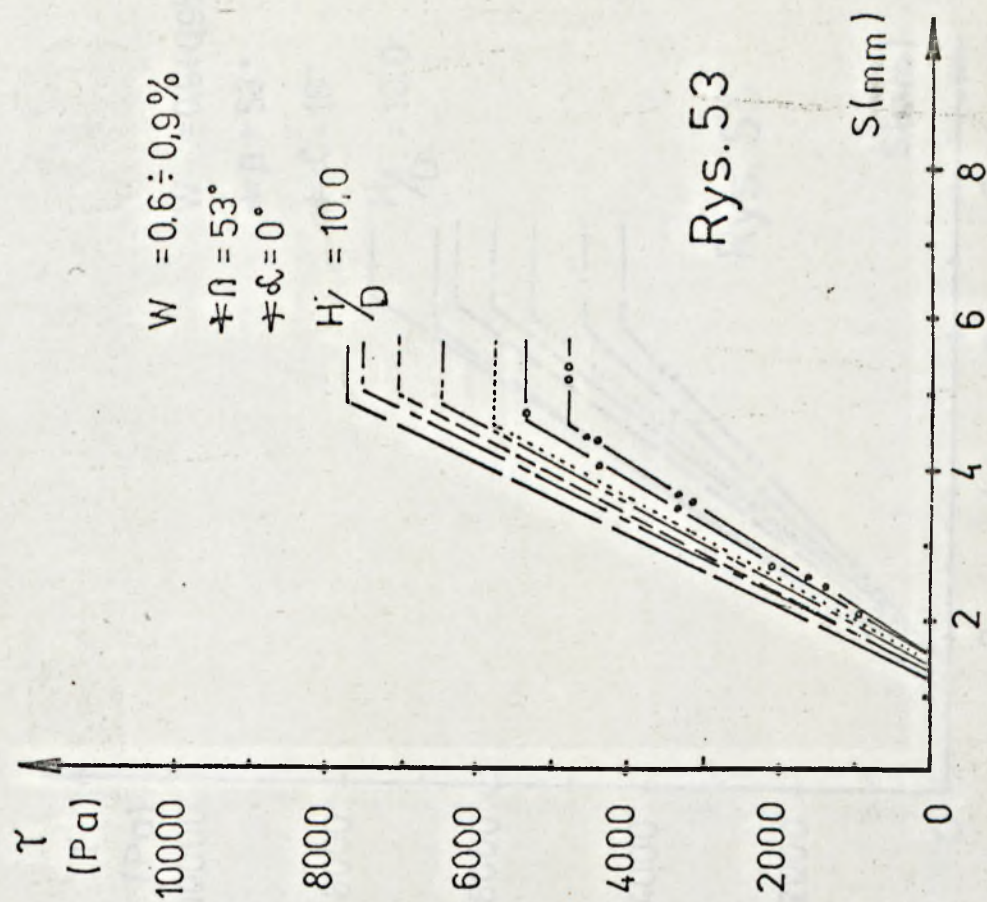
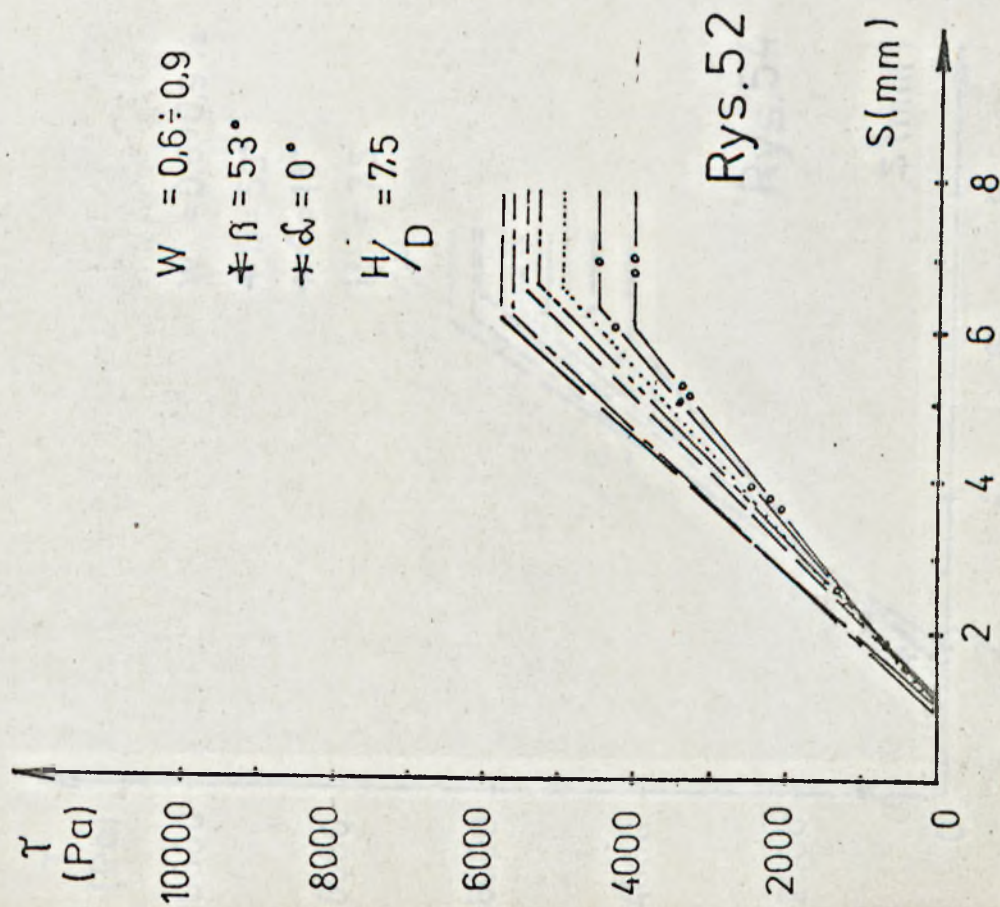
2000

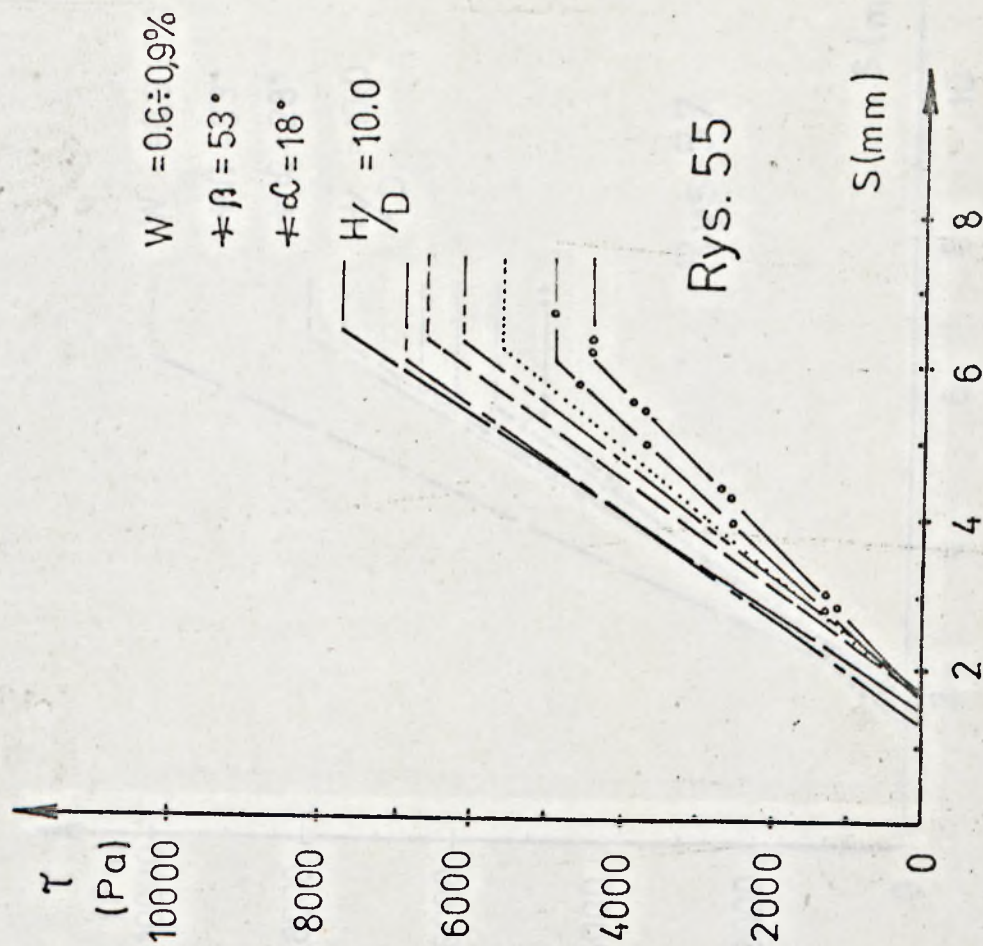
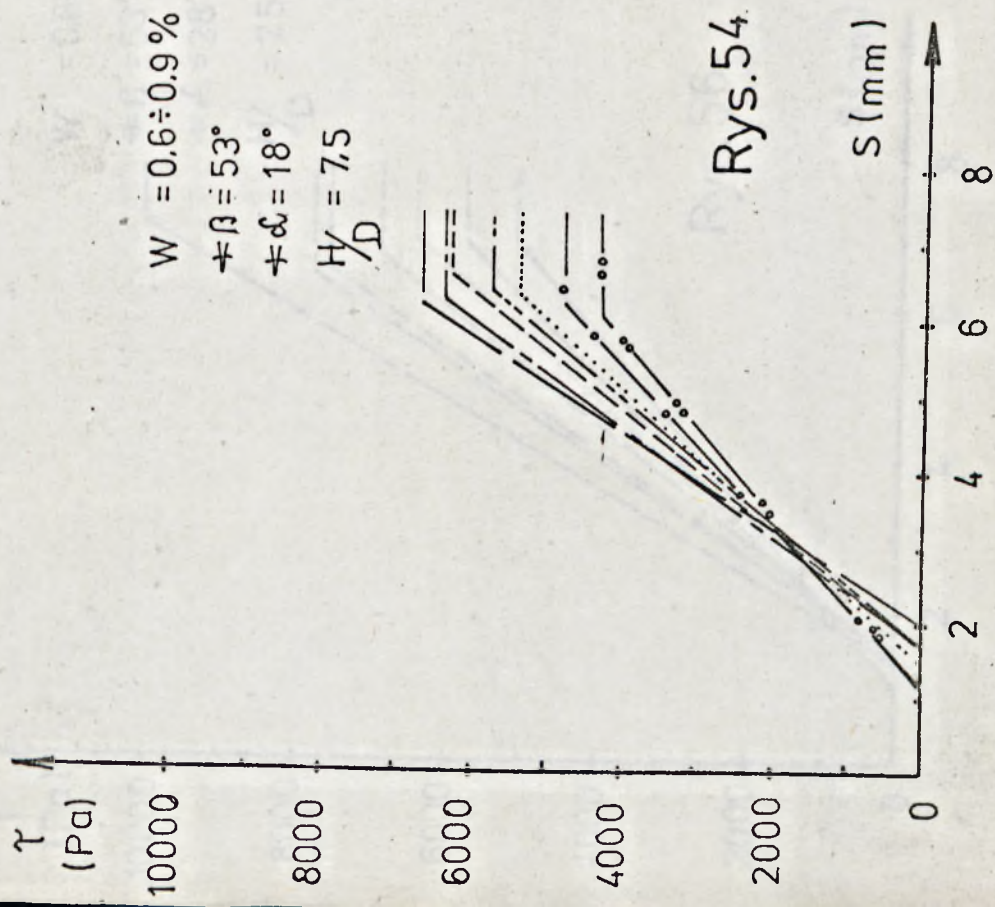
Rys. 49

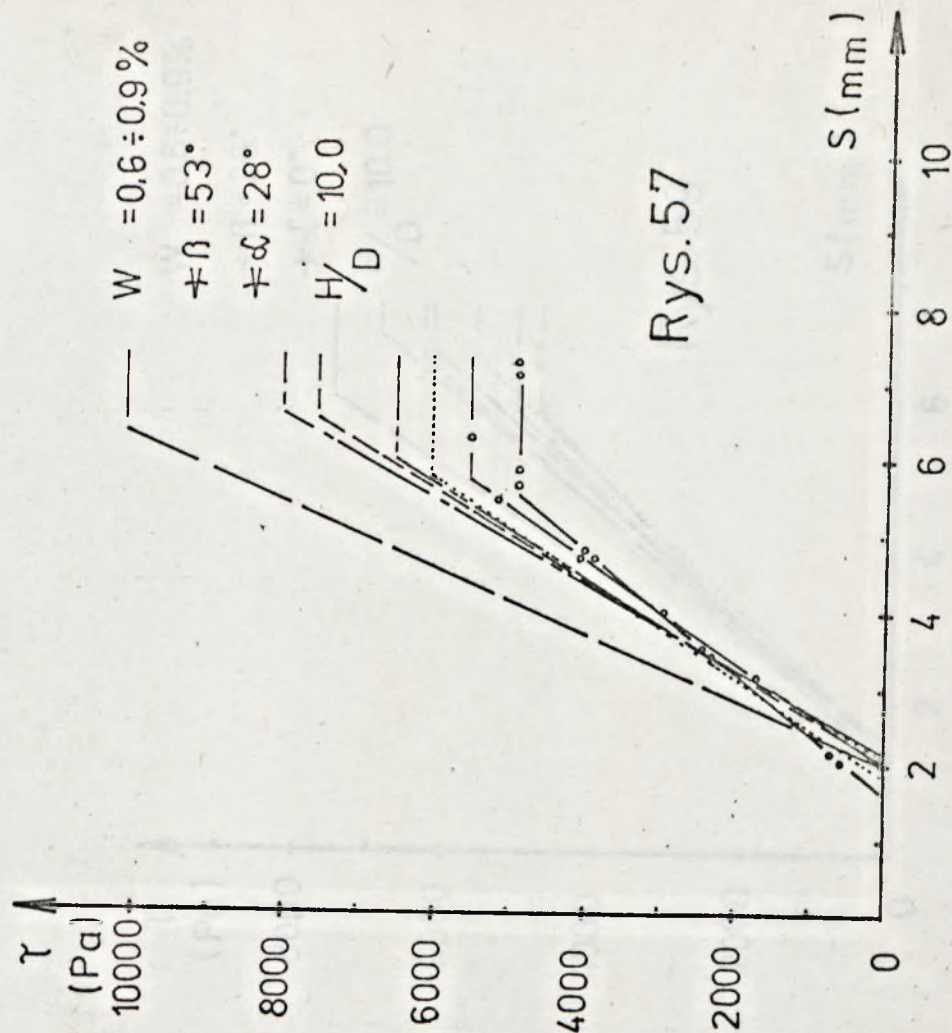
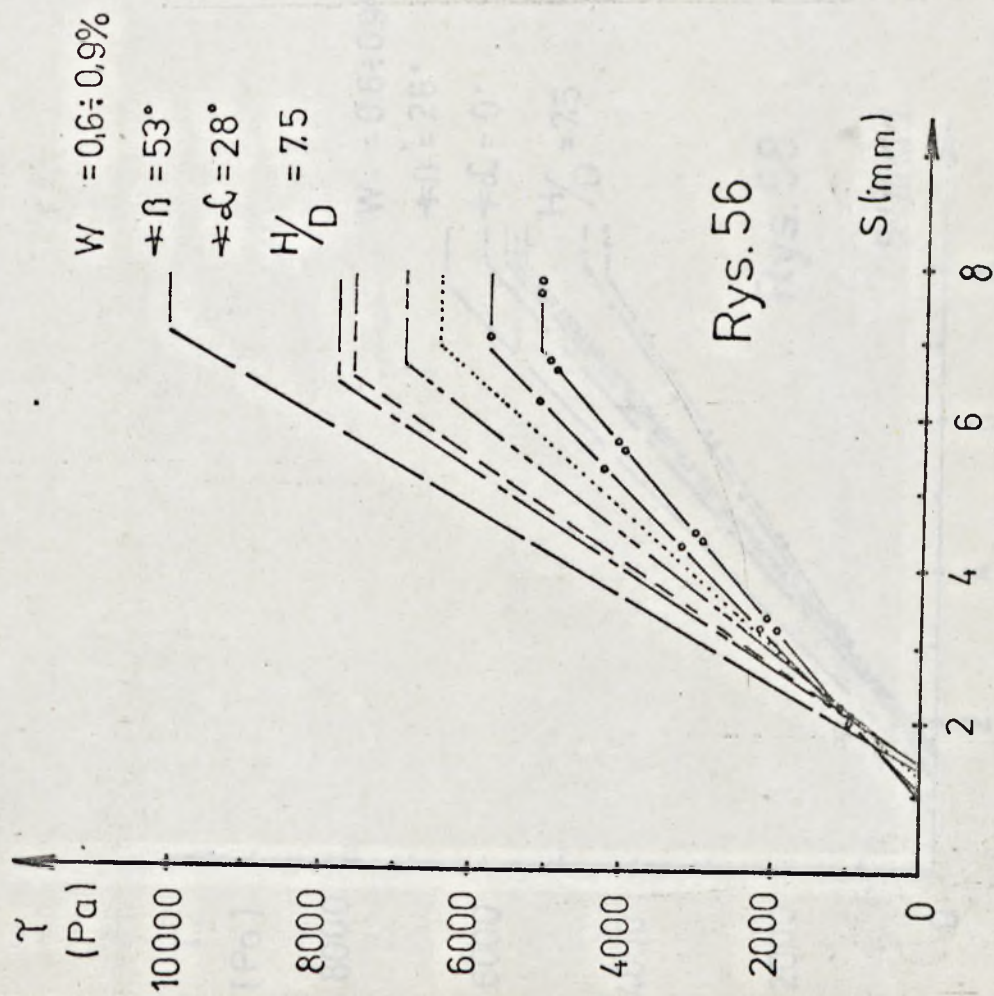
S (mm)

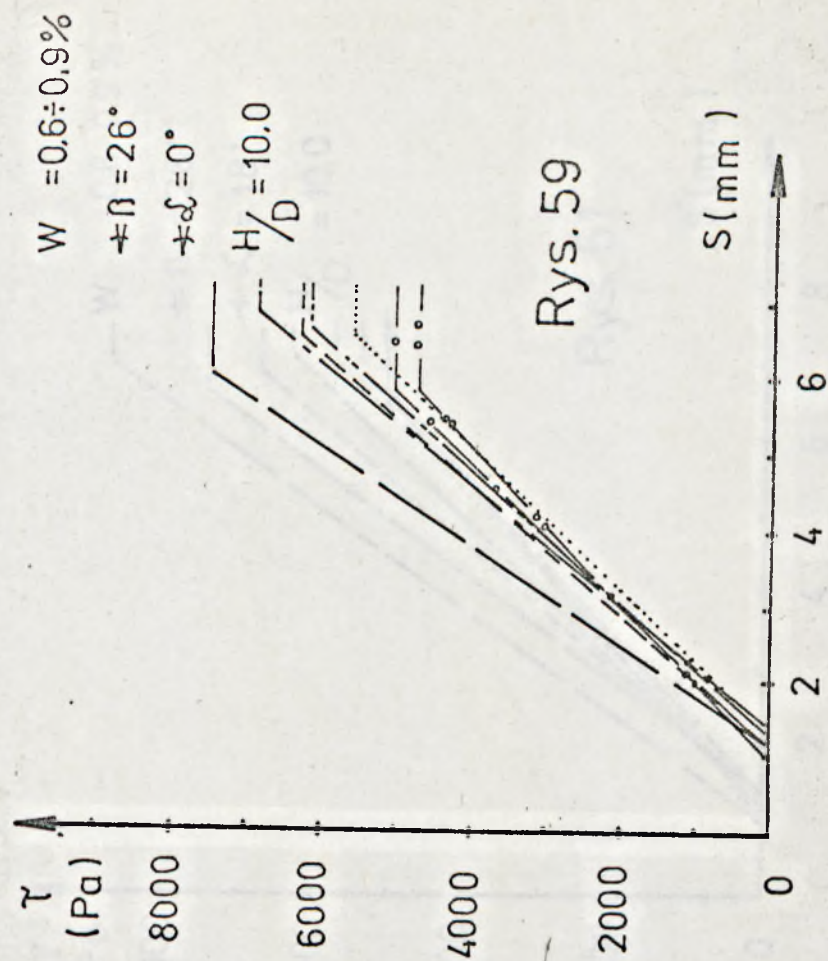
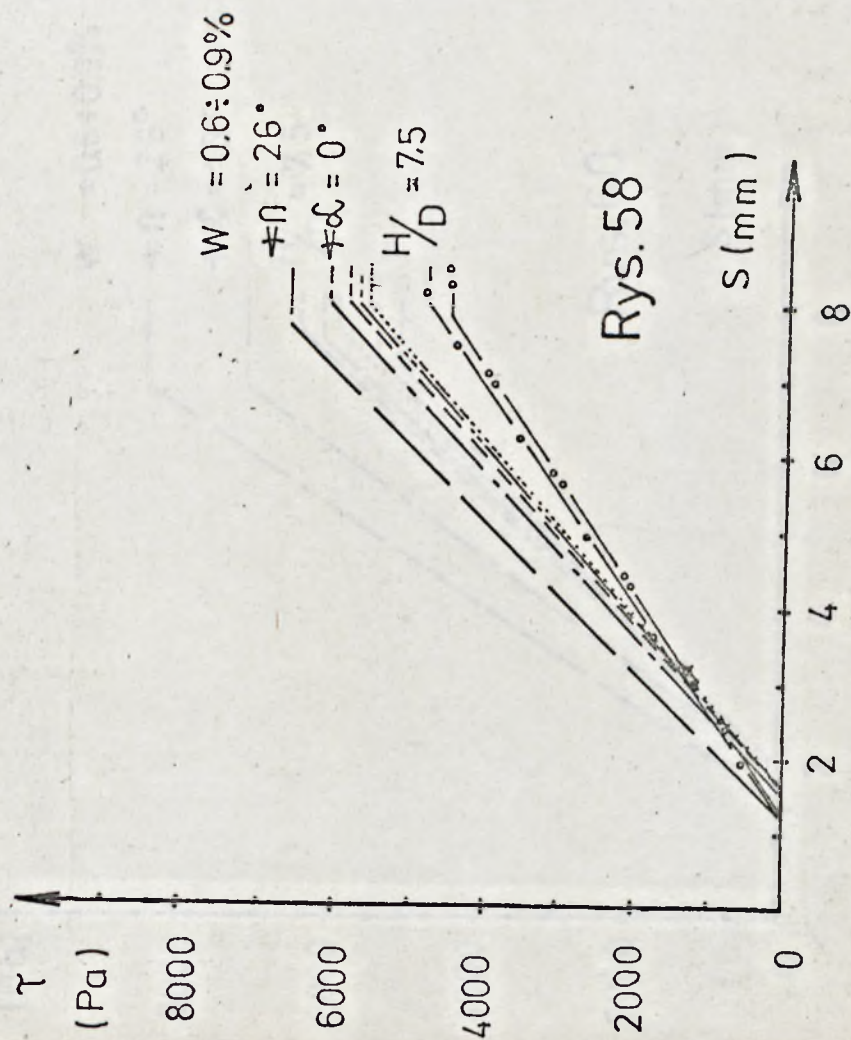
0 2 4 6 8 10

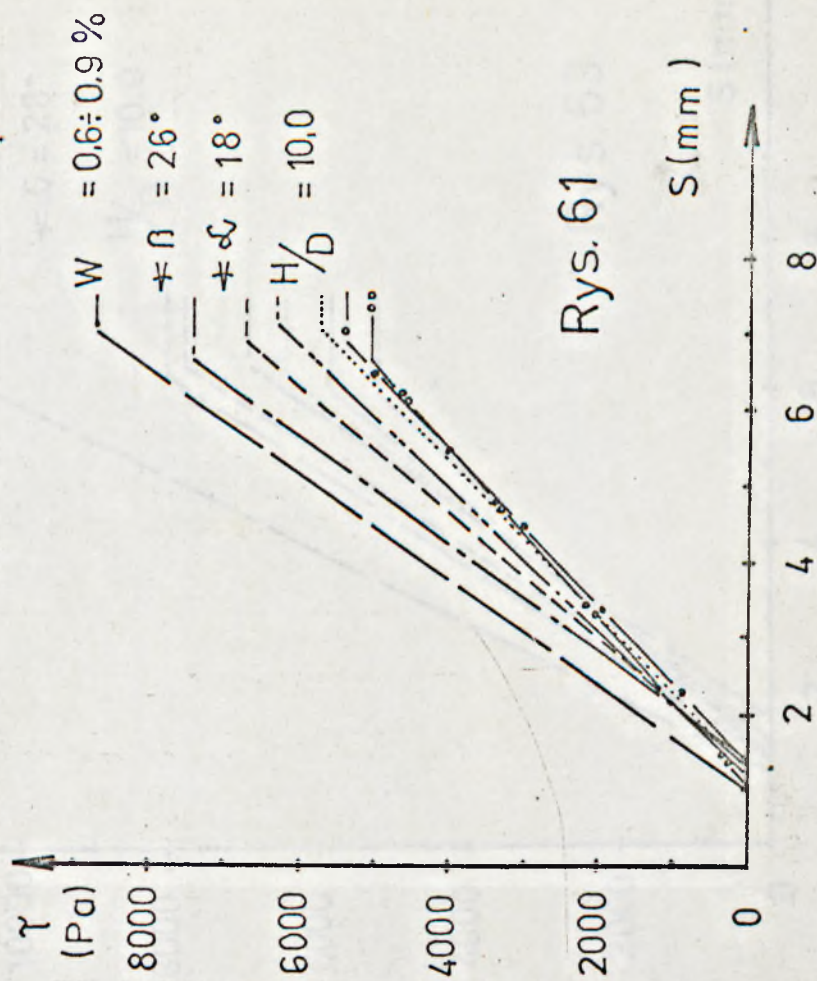
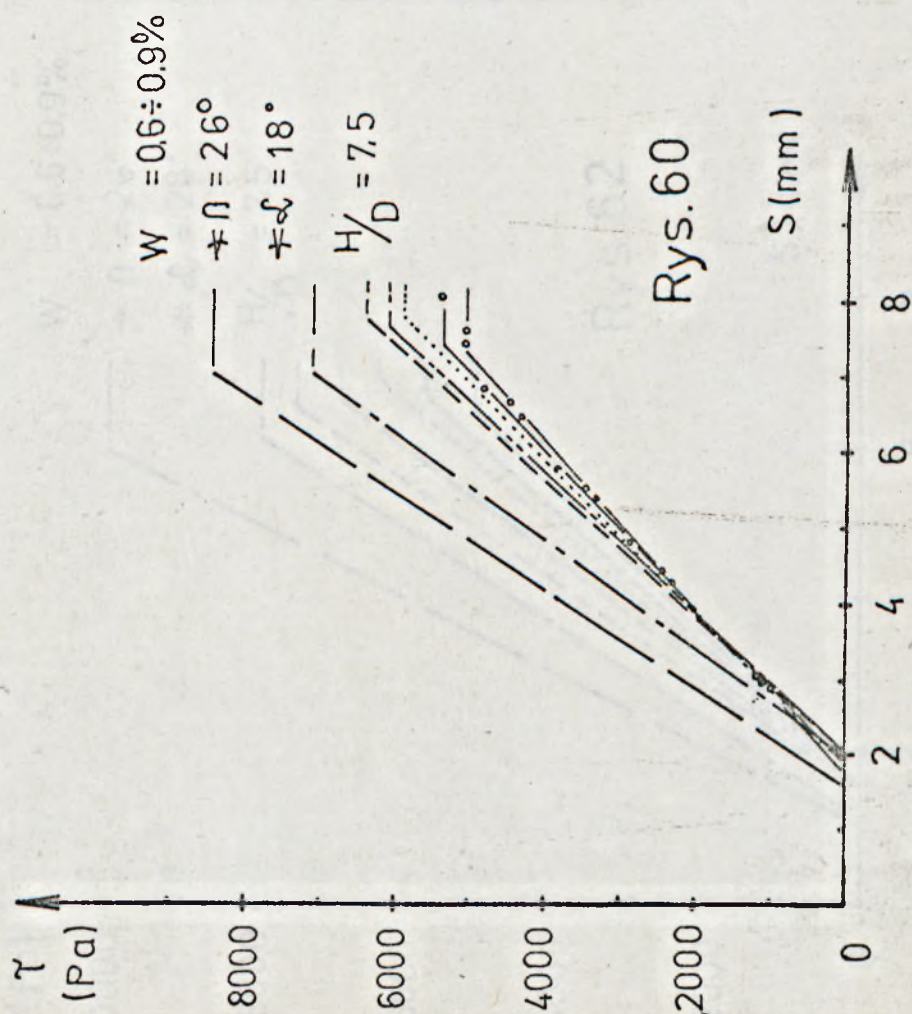


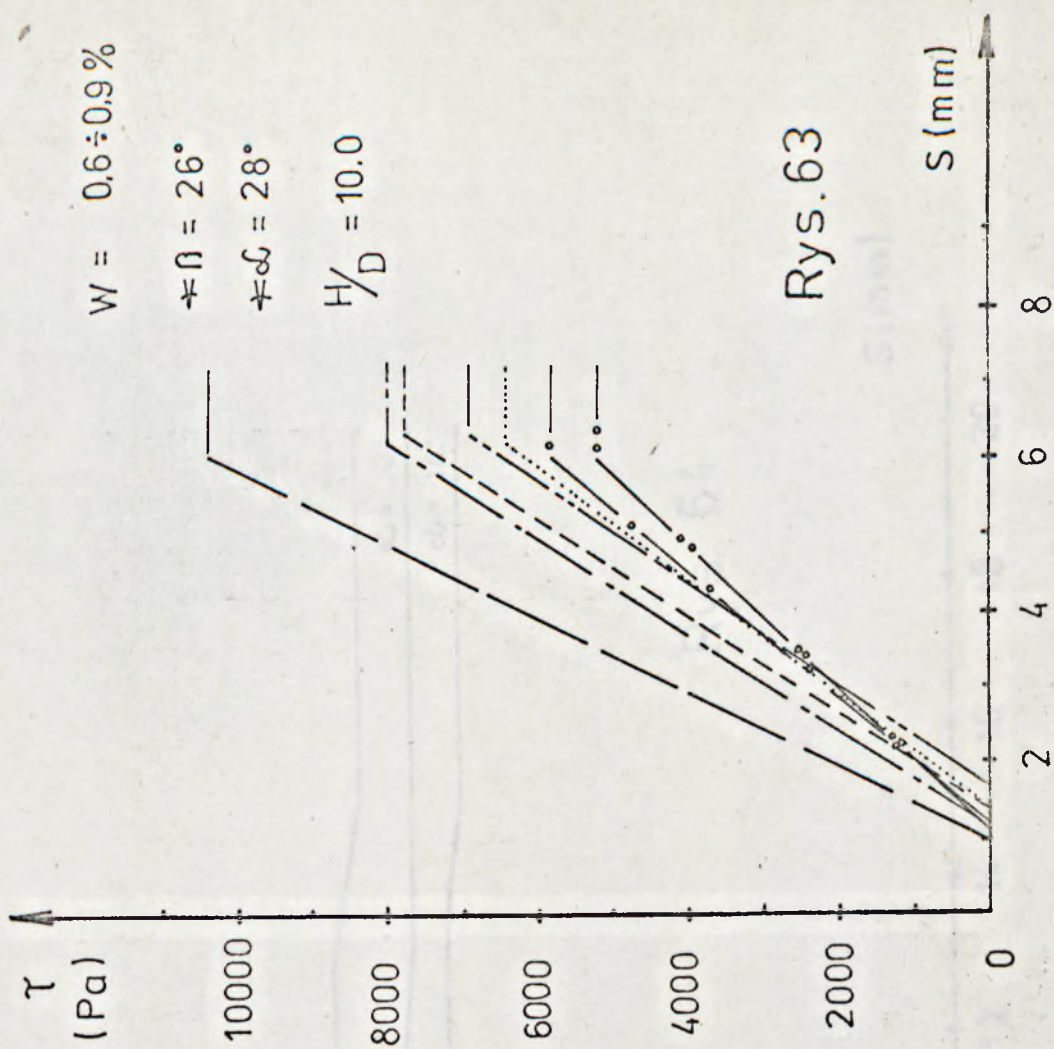
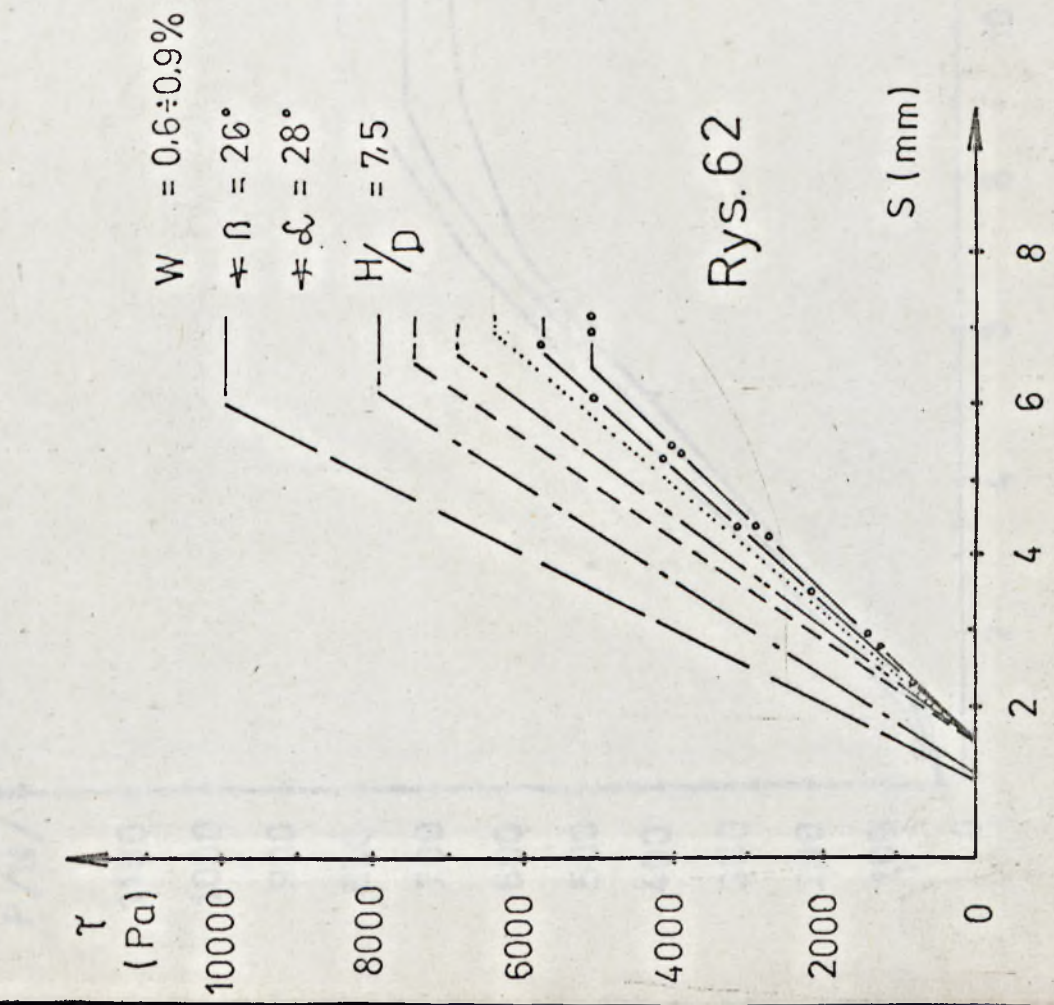




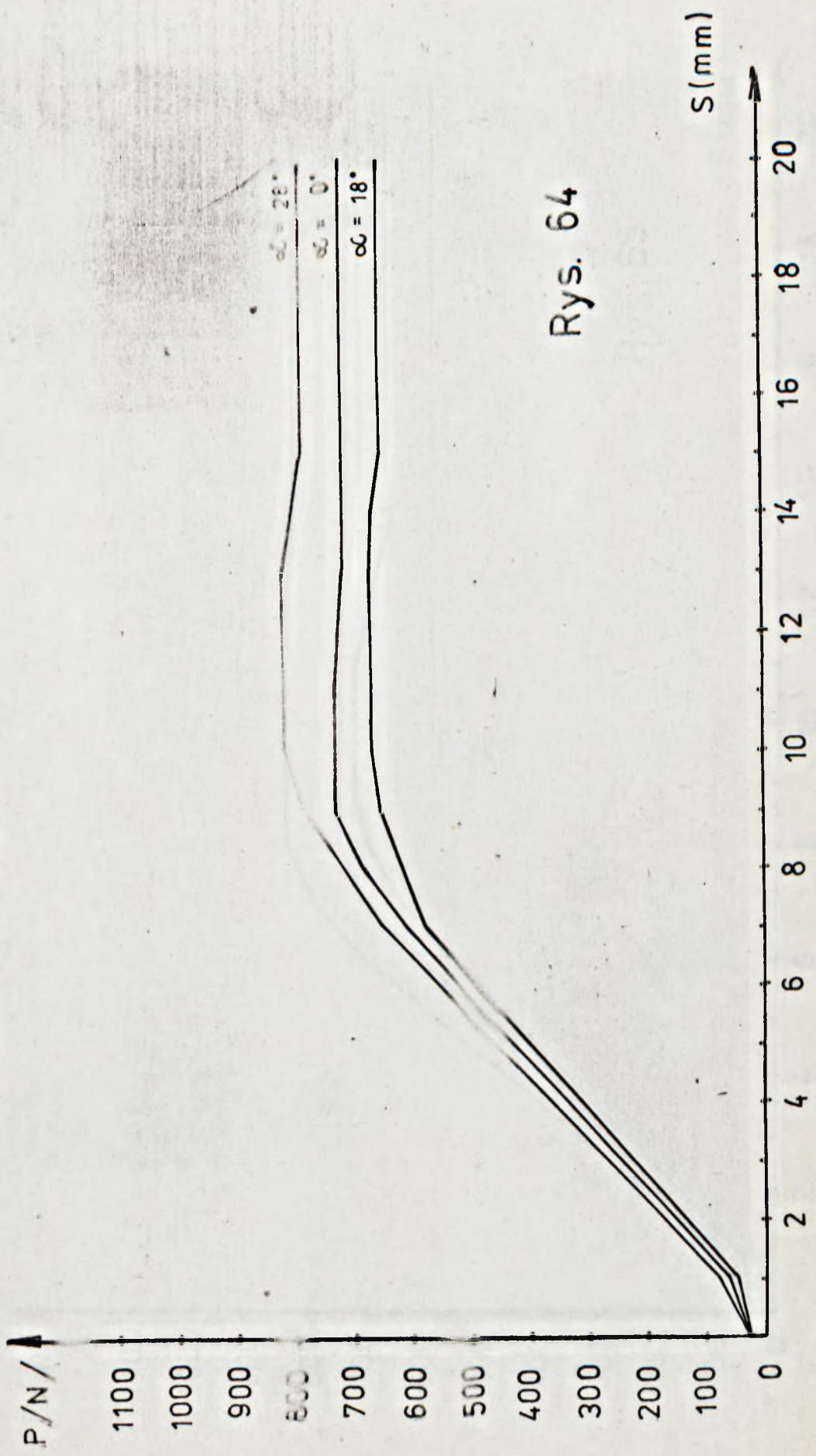






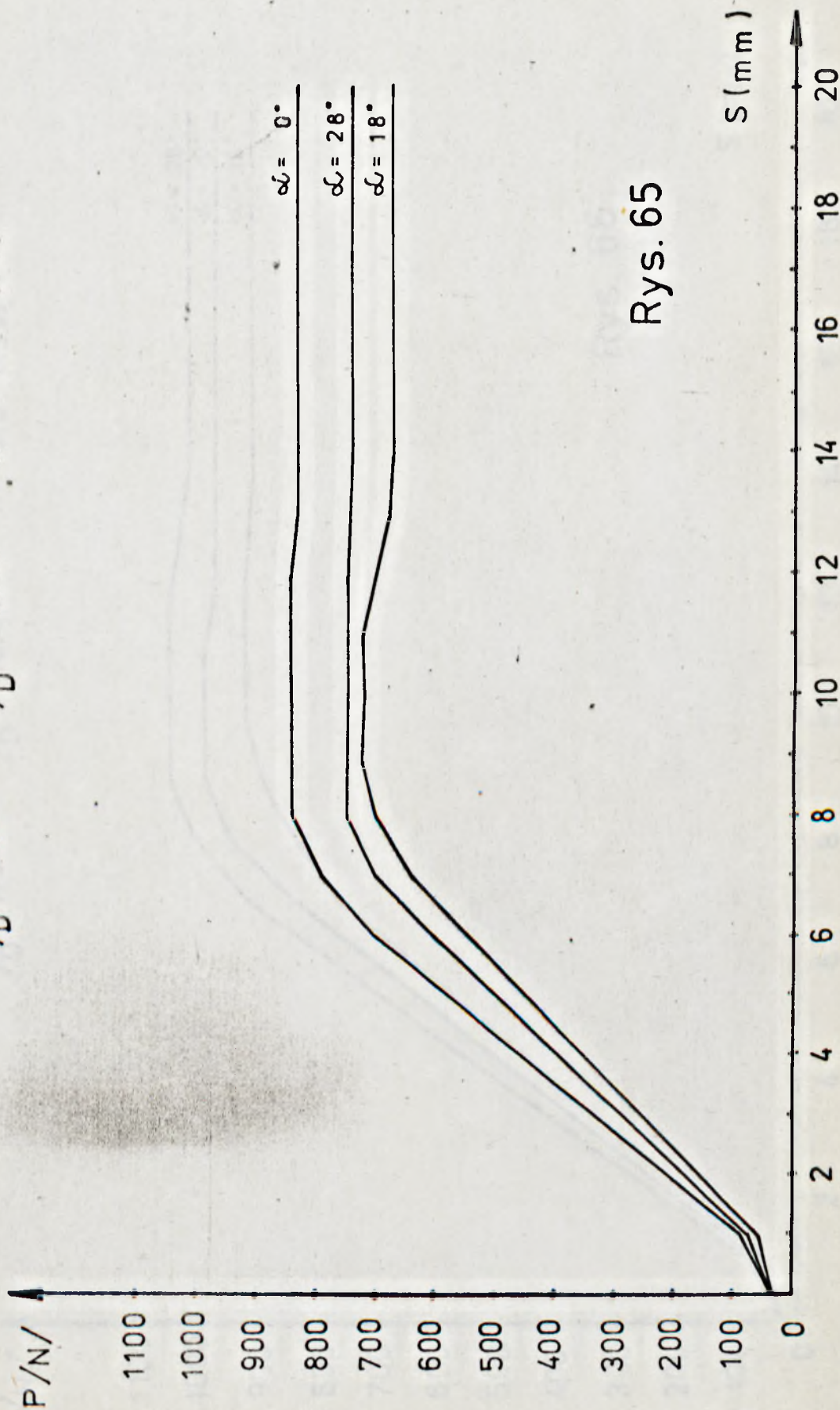


Kotwia iniektowana. $P = f(s)$
 $H/D = 7.5$ $L/D = 6.66$ $W = 0.6 - 0.9\%$



Rys. 64

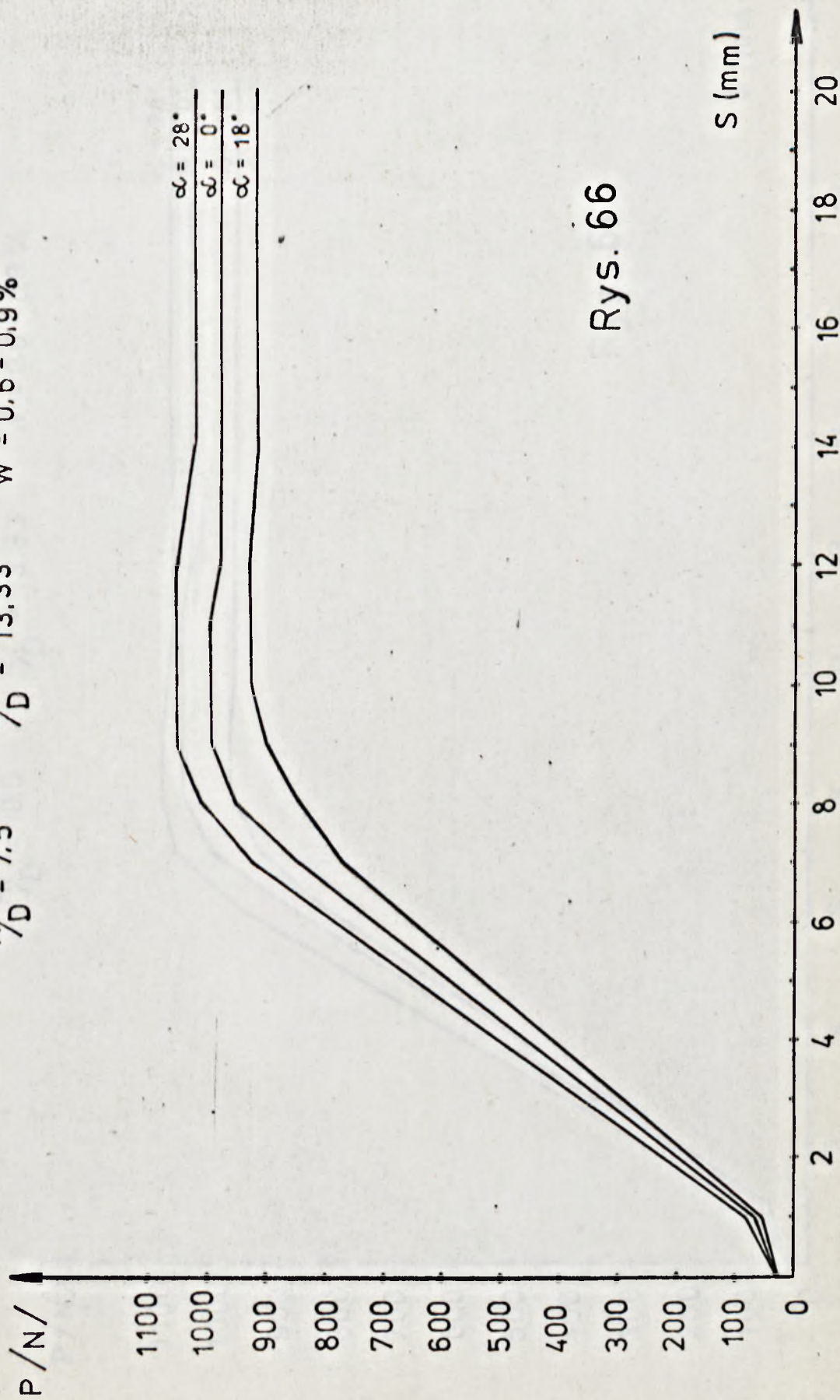
Kotwica iniektowana $P = f(s)$
 $H/D = 10.0$ $L/D = 6.66$ $W = 0.6 - 0.9\%$



Rys. 65

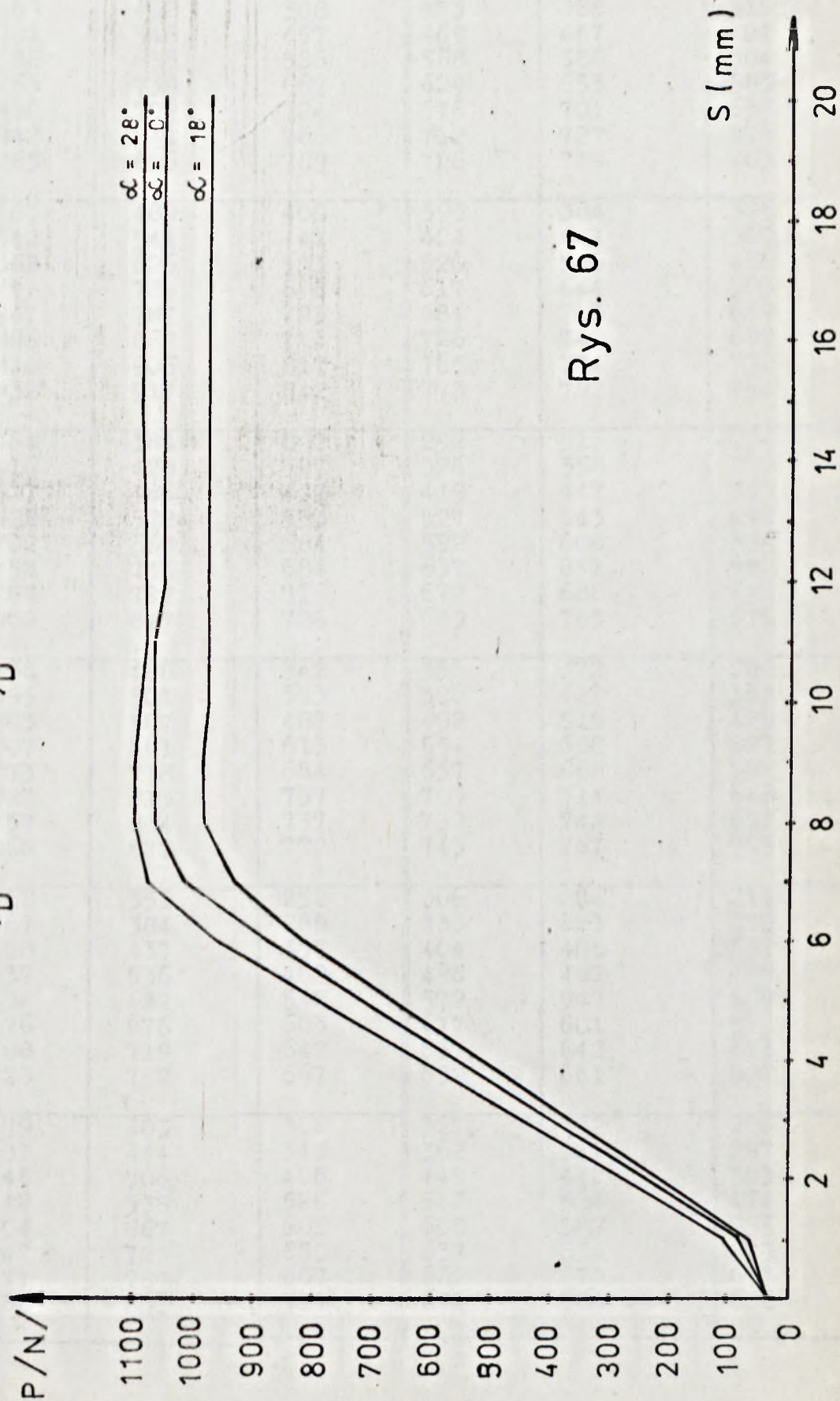
Kotwica iniektowana $P = f(s)$

$H/D = 7.5$ $L/D = 13.33$ $W = 0.6 - 0.9\%$



Rys. 66

Kotwia iniektowana $P = f(s)$
 $H/D = 10.0$ $L/D = 13.33$ $W = 0.6 - 0.9\%$



Rys. 67

wilgotność gruntu			w = 5,6%			w = 12,0%			w = 0,6 ÷ 0,9%		
Kąt	Wskaźnik głębokości H/D	Wskaźnik długości L/D	rodzaj czoła buławy								
			płaskie	stożek 53°	stożek 26°	płaskie	stożek 53°	stożek 26°	płaskie	stożek 53°	stożek 26°
0°	H/D=7,5	0,0	482	432	399	411	427	356	346	347	278
		2,22	498	465	437	469	462	388	373	388	316
		4,44	504	483	490	587	546	457	469	487	401
		6,66	621	527	530	686	635	586	568	586	504
		8,88	632	603	590	763	739	667	629	653	583
		11,11	690	675	680	816	792	724	676	701	638
		13,33	696	687	707	842	841	766	712	727	676
		15,55	763	780	738	863	856	789	726	749	703
	H/D=10,0	0,0	486	457	438	483	489	409	393	384	326
		2,22	494	473	466	542	541	441	424	441	367
		4,44	528	495	490	668	626	513	520	546	456
		6,66	593	536	546	771	724	646	617	644	563
		8,88	628	590	587	847	787	723	684	703	642
		11,11	690	618	627	886	868	774	726	742	697
		13,33	729	668	692	916	906	817	765	774	732
		15,55	792	730	741	932	917	842	773	792	754
18°	H/D=7,5	0,0	464	438	427	364	384	292	292	316	236
		2,22	486	457	461	416	425	327	326	358	277
		4,44	512	509	518	517	486	432	419	447	353
		6,66	561	527	531	628	572	553	527	543	453
		8,88	628	592	597	702	668	684	592	606	534
		11,11	667	612	628	758	746	684	637	651	592
		13,33	704	709	717	787	722	716	672	688	636
		15,55	793	761	747	802	817	726	683	703	675
	H/D=10,0	0,0	483	444	452	436	466	342	356	372	289
		2,22	491	483	503	495	501	383	396	422	333
		4,44	521	512	514	603	567	487	492	516	426
		6,66	563	547	558	707	661	613	594	608	527
		8,88	618	608	597	773	738	684	657	668	597
		11,11	637	627	624	827	813	737	703	714	648
		13,33	695	658	677	857	864	757	732	742	692
		15,55	738	697	695	868	877	772	743	757	726
28°	H/D=7,5	0,0	426	432	448	308	351	252	306	284	219
		2,22	468	457	462	367	384	289	333	323	253
		4,44	522	533	541	468	437	357	404	406	337
		6,66	576	568	573	537	536	469	498	482	438
		8,88	593	596	604	634	622	548	572	547	509
		11,11	612	621	618	676	676	603	617	601	573
		13,33	667	631	647	708	719	642	637	642	613
		15,55	693	687	668	723	752	667	652	661	627
	H/D=10,0	0,0	447	453	437	379	403	308	327	332	256
		2,22	463	474	476	431	444	343	362	371	297
		4,44	512	496	499	548	506	408	449	442	383
		6,66	587	543	536	642	538	526	542	524	474
		8,88	594	578	587	704	667	603	608	582	556
		11,11	628	609	631	742	723	653	637	634	603
		13,33	673	627	657	771	769	687	662	673	633
		15,55	695	673	683	788	801	711	671	686	656

Głębokość
płaskie

Zmiana reakcji przy przesunięciu kotwi [N]

Tablica II

Reakcja pomierzona F [N]

Reakcja tarcia T [N]

przesunięcie w [mm] S

przesunięcie w [mm] S

kat	Głębokość	Askażnik dl. butaw. L/D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0°	0,0	0,0	37	47	68	87	116	162	266	356	296	324	336	346	346	342	342	342	342	342	342	342	0	15	24	51	72	86	90	104	77	49	32	22	16	30	30	30	30	28	28	28
	2,22	2,22	37	62	92	138	188	248	296	356	373	373	368	368	362	372	372	372	372	370	370	1	15	44	85	132	152	170	176	166	145	133	123	123	120	110	110	110	112	112	112	
	4,44	4,44	38	62	112	172	248	314	376	428	462	469	469	469	469	462	452	452	452	454	454	454	1	21	48	191	162	194	228	264	258	244	232	212	212	224	224	224	224	210	210	210
	6,66	6,66	38	68	116	188	278	356	434	515	554	568	568	558	558	566	566	566	566	552	552	552	19	49	86	117	176	222	272	300	312	305	293	283	283	274	274	274	274	276	276	276
	8,88	8,88	56	96	154	204	292	384	478	552	608	629	629	629	629	616	616	614	614	616	616	616	7	29	50	137	210	274	288	390	376	352	340	330	326	330	330	332	332	332	332	
	11,11	11,11	44	76	118	224	326	436	494	642	672	676	676	676	672	672	674	674	674	674	674	674	15	39	64	155	286	286	348	390	406	388	376	366	362	366	366	366	358	358	358	358
13,33	13,33	52	86	132	242	342	448	554	642	702	712	712	712	708	708	708	700	700	700	700	700	21	49	96	165	250	316	396	434	428	402	390	380	368	372	372	370	370	368	364	366	
15,55	15,55	58	96	164	252	366	478	596	686	724	726	726	726	714	714	714	712	712	710	706	708																					
0°	0,0	0,0	46	64	112	172	234	296	358	384	392	393	393	393	390	390	392	392	392	392	392	0	4	40	80	120	100	62	40	32	31	23	23	24	24	26	26	26	26	26	24	
	2,22	2,22	46	68	152	252	354	396	420	424	424	424	416	416	414	414	418	418	418	418	416	8	12	60	14	214	206	156	136	128	127	127	125	126	128	126	128	128	128	128	128	
	4,44	4,44	54	76	172	312	448	502	514	520	520	520	518	516	518	518	520	520	520	520	520	8	12	62	174	274	296	256	233	225	224	203	203	208	208	206	204	204	204	204	204	
	6,66	6,66	54	76	174	346	508	592	614	617	617	617	596	596	598	598	596	596	596	596	596	12	32	90	220	368	358	318	300	292	291	291	289	292	292	290	290	290	290	290	290	
	8,88	8,88	58	96	202	392	602	654	676	684	684	684	682	682	682	682	682	682	682	682	682	8	20	142	262	384	398	364	342	334	333	333	311	314	314	312	316	320	320	320	320	
	11,11	11,11	54	84	254	434	618	694	722	726	726	726	704	704	704	704	708	712	712	712	712	16	34	186	310	438	426	398	381	373	372	372	372	372	370	370	364	364	364	364	364	
13,33	13,33	62	98	398	482	672	722	756	765	765	765	765	765	762	762	762	756	756	756	756	16	36	264	474	478	452	414	389	381	380	377	377	376	376	374	376	376	376	376	376		
15,55	15,55	62	100	376	646	712	748	772	773	773	773	770	770	766	766	766	768	768	768	768	768																					
18°	0,0	0,0	38	44	62	82	98	128	162	192	218	246	274	284	292	292	292	290	290	290	290	8	18	12	50	88	118	132	114	94	74	50	42	34	34	24	26	26	28	28	28	
	2,22	2,22	46	62	74	132	186	246	294	306	312	322	324	326	326	326	316	316	316	318	318	318	14	24	20	74	118	160	196	194	178	162	140	135	127	127	127	116	116	116	118	118
	4,44	4,44	52	68	82	156	216	288	358	386	396	408	414	419	419	419	419	496	406	406	408	408	14	24	24	102	184	230	282	274	266	258	244	243	235	235	232	234	224	224	224	224
	6,66	6,66	52	68	86	184	282	358	444	466	484	504	518	527	527	527	524	524	514	514	514	514	14	24	26	114	190	256	316	326	324	322	312	308	300	290	288	290	296	300	300	300
	8,88	8,88	52	68	88	196	288	384	478	518	542	568	586	592	592	582	580	580	586	590	590	590	18	34	72	144	240	302	354	358	364	362	354	353	345	345	345	342	342	342	338	336
	11,11	11,11	56	78	116	226	338	430	516	550	582	608	628	637	637	637	637	632	632	632	628	626	24	38	76	182	294	334	370	376	390	400	392	388	380	380	380	376	372	368	366	366
13,33	13,33	62	82	138	264	392	462	532	568	608	646	666	672	672	672	672	666	662	658	656	656	24	38	76	182	294	334	370	376	390	400	392	388	380	380	380	376	372	368	366	366	
15,55	15,55	66	102	162	308	462	528	594	624	656	674	678	683	683	683	678	678	678	678	678	678	28	58	100	226	364	400	432	432	438	428	404	399	391	391	386	388	386	386	386	388	
18°	0,0	0,0	34	42	60	102	150	204	248	304	338	348	354	356	356	356	352	352	352	352	352	8	10	18	52	81	101	126	88	58	48	40	38	40	40	33	31	31	33	33	33	
	2,22	2,22	42	52	82	154	231	305	374	392	396	396	394	394	396	396	385	383	383	385	385	385	10	18	54	90	13															

czoło buławy
STOŻEK 53°

Zmiana reakcji przy przesunięciu kotwi [N]

Tablica III

SPECZ. 53°			Reakcja pomierzona P (N)																		Reakcja teoretyczna T (N)																							
			przesunięcie w (mm) s																		przesunięcie w (mm) s																							
Kąt α	Głębokość H	Wskaźnik dł. buławy L/D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
0°	H _D = 7,5	0,0	46	87	136	183	233	283	316	334	345	347	347	347	347	347	347	347	347	347	347	347	9	17	24	34	45	57	82	49	43	41	41	41	38	34	34	34	36	36	36	34		
		2,22	55	104	160	217	278	340	378	383	388	388	388	388	385	381	381	381	381	383	383	383	381	9	26	56	93	79	163	161	149	142	140	140	140	144	132	132	136	137	137	137	137	
		4,44	55	113	192	276	312	446	477	483	487	487	487	487	481	479	479	483	484	484	484	484	11	37	78	124	170	215	238	240	241	239	236	236	236	236	234	234	234	234	234	234	234	
		6,66	57	124	214	307	403	498	554	574	586	586	583	583	583	583	581	581	581	581	581	581	11	41	101	159	209	265	292	304	308	306	306	306	299	299	299	304	304	304	304	304	304	304
		8,88	57	128	237	342	442	548	608	638	653	653	653	653	646	646	646	651	651	651	651	651	22	52	117	183	250	319	346	359	356	354	354	354	354	352	352	352	354	354	352	352	352	352
		11,11	68	139	253	366	483	602	662	693	701	701	701	701	701	699	699	699	701	701	699	699	22	61	134	209	280	350	377	388	382	380	380	384	384	380	380	376	376	376	376	376	376	376
13,33	68	148	270	392	513	633	693	722	727	727	727	727	727	723	723	723	723	723	723	723	28	74	162	251	335	419	411	409	404	402	402	402	395	395	395	392	390	390	390	390	390	390		
15,55	74	161	298	434	568	702	727	743	749	749	749	749	742	742	742	739	737	737	737	737	28	74	162	251	335	419	411	409	404	402	402	402	395	395	395	392	390	390	390	390	390	390		
0°	H _D = 10,0	0,0	68	128	186	245	302	362	378	384	484	384	384	373	367	367	365	365	367	367	367	367	6	24	48	72	109	66	63	57	57	57	57	66	69	69	71	71	72	72	72	72	72	72
		2,22	74	152	234	317	406	428	441	441	441	441	439	436	436	436	436	439	439	439	439	6	29	96	155	215	175	168	162	162	162	162	173	175	175	177	172	171	171	171	171	171	171	
		4,44	74	157	282	400	517	537	546	546	546	546	546	542	542	542	538	538	538	538	538	9	40	152	268	305	276	266	260	260	260	260	269	275	272	274	274	268	268	270	270	270	270	
		6,66	77	168	338	513	607	638	644	644	644	644	644	642	642	639	636	636	635	635	637	637	9	40	177	312	369	331	325	319	319	319	319	315	317	317	316	316	317	317	317	317	317	317
		8,88	77	168	363	557	671	693	703	703	703	703	703	688	684	684	684	684	684	684	684	25	44	196	341	413	371	364	358	358	358	357	368	367	367	369	369	373	373	373	373	373	373	
		11,11	93	172	382	586	715	733	742	742	742	742	741	741	734	734	734	734	740	740	740	740	25	46	237	413	461	406	396	390	390	390	399	405	405	407	409	407	407	407	407	407	407	407
13,33	93	174	423	658	763	768	774	774	774	774	774	772	772	772	772	774	774	774	774	35	54	342	481	484	426	414	408	408	408	403	414	420	420	420	418	418	418	418	418	418	418			
15,55	103	182	528	726	786	788	792	792	792	792	787	787	787	787	787	785	785	785	785	785	35	54	342	481	484	426	414	408	408	408	403	414	420	420	420	418	418	418	418	418	418	418		
18°	H _D = 7,5	0,0	46	78	113	144	177	210	242	275	304	314	316	316	316	316	309	309	308	308	308	308	8	8	25	48	65	86	95	75	53	44	42	42	42	40	47	43	44	44	44	44	44	
		2,22	54	86	139	192	242	296	337	350	357	358	358	358	356	356	352	352	352	352	352	8	11	43	93	146	167	181	157	134	133	131	131	131	128	135	133	134	134	134	134	134	134	
		4,44	54	89	156	237	323	377	423	432	438	447	447	447	447	444	444	442	442	442	442	8	18	64	134	205	232	281	255	239	229	227	227	227	232	232	233	233	233	233	233	233		
		6,66	54	96	177	278	382	452	523	530	543	543	543	543	541	541	541	541	541	541	541	16	26	84	173	236	293	324	311	302	292	290	290	278	271	278	278	279	288	288	288	288	288	
		8,88	62	104	197	317	413	503	566	586	606	606	606	606	594	587	587	587	587	587	587	17	39	125	209	277	342	382	362	344	337	335	335	335	342	340	340	342	342	342	342	342	342	
		11,11	63	117	238	353	454	552	624	637	648	651	651	651	651	651	651	649	649	650	660	30	64	148	240	309	383	409	403	381	374	372	372	372	374	374	375	375	375	375	375	375	375	
13,33	76	141	261	384	486	593	651	678	685	688	688	688	685	683	683	683	683	683	683	46	73	173	259	350	407	432	408	393	389	387	387	387	388	385	386	386	386	386	385	385				
15,55	92	151	286	403	527	617	674	683	697	703	703	703	703	703	697	694	694	694	693	693	46	73	173	259	350	407	432	408	393	389	387	387	387	388	385	386	386	386	386	385	385			
18°	H _D = 10,0	0,0	41	65	116	167	216	266	317	362	372	372	372	372	372	368	368	368	366	366	366	366	6	11	28	45	66	86	109	60	50	50	50	46	46	46	46	46	46	46	46			
		2,22	47	76	144	212	282	352	408	422	422	422	422	408	404	404	404	416	416	416	416	11	18	52	99	152</																		

Kąt α	Wskaźnik głębokości H/D	Wskaźnik dł. buławy L/D	Pow. boczna buławy (cm ²)	P _{gran} (N)	S _{P gran} (mm)	T _{gran} (N)	S _{T gran} (mm)	Wskaźnik kierunkowy funkcji T=f(s) uogóln.	T _{gran} = T _{gran} /pow. boczna [Pa]	Wskaźnik kierunkowy funkcji τ=f(s) uogóln.	S _{T gran} = S _{T gran} uogólnione
0°	H/D = 7,5	0,0	0,0	346	12,0						
		2,22	141,3	373	9,0	104	8,0	17,92	7400	1280	7,0
		4,44	282,6	469	10,0	176	8,0	32,63	6200	1153	6,0
		6,66	429,9	568	10,0	264	8,0	43,30	6100	1000	7,7
		8,88	565,2	629	10,0	312	9,0	52,04	5523	924	7,6
		11,11	706,50	676	10,0	390	8,0	60,94	5503	855	8,1
		13,33	847,8	712	10,0	406	9,0	63,43	4831	751	8,0
		15,55	989,1	726	10,0	434	8,0	70,02	4408	713	7,7
0°	H/D=10,0	0,0	0,0	393	10,0						
		2,22	141,3	424	8,0	120	5,0	37,52	8501	2665	5,0
		4,44	282,6	520	8,0	214	5,0	71,33	7572	2531	5,0
		6,66	429,9	617	8,0	296	6,0	87,14	6885	2032	5,5
		8,88	565,2	684	8,0	368	5,0	108,21	6511	1970	5,2
		11,11	706,5	726	8,0	398	6,0	124,41	5636	1754	5,0
		13,33	847,8	765	8,0	438	5,0	132,72	5166	1583	5,0
		15,55	989,1	773	8,0	478	5,0	217,33	4833	1491	4,0
0°	H/D = 7,5	0,0	0,0	292	13,0						
		2,22	141,3	326	12,0	126	7,0	22,91	8917	1623	7,0
		4,44	282,6	419	12,0	196	7,0	43,62	6936	1534	6,8
		6,66	429,9	527	12,0	282	7,0	61,32	6559	1432	6,8
		8,88	565,2	592	12,0	326	8,0	69,43	5768	1231	7,0
		11,11	706,5	637	12,0	364	9,0	70,00	5152	1001	6,8
		13,33	847,8	672	12,0	400	10,0	76,93	4718	904	6,8
		15,55	989,1	683	12,0	432	7,0	86,45	4368	883	6,5
0°	H/D=10,0	0,0	0,0	356	12,0						
		2,22	141,3	396	9,0	132	7,0	29,33	9342	2066	6,5
		4,44	282,6	492	9,0	220	7,0	40,05	7785	1423	7,0
		6,66	429,9	594	9,0	293	7,0	58,61	6816	1364	6,5
		8,88	565,2	657	9,0	353	7,0	63,03	6246	1113	6,9
		11,11	706,5	703	9,0	394	7,0	74,31	5577	1065	6,7
		13,33	847,8	732	9,0	425	7,0	73,31	5013	863	7,0
		15,55	989,1	743	9,0	444	7,0	80,73	4489	824	6,5
0°	H/D=7,5	0,0	0,0	306	17,0						
		2,22	141,3	333	10,0	152	9,0	26,23	10757	1860	7,0
		4,44	282,6	404	9,0	241	8,0	46,31	8528	1631	6,3
		6,66	429,9	498	10,0	326	8,0	55,33	8374	1293	6,9
		8,88	565,2	572	10,0	404	8,0	70,91	7148	1254	6,9
		11,11	706,5	617	10,0	449	8,0	77,42	6355	1103	6,9
		13,33	847,8	637	10,0	464	8,0	77,31	5473	924	6,8
		15,55	989,1	653	10,0	495	8,0	90,03	5005	913	6,3
0°	H/D=10,0	0,0	0,0	327	14,0						
		2,22	141,3	362	9,0	192	7,0	38,40	13588	2721	6,4
		4,44	282,6	449	8,0	285	7,0	64,71	10085	2293	6,5
		6,66	429,9	542	8,0	377	7,0	94,33	8769	2203	6,2
		8,88	565,2	608	8,0	441	7,0	95,93	7803	1694	6,3
		11,11	706,5	637	9,0	460	7,0	97,94	6511	1385	6,3
		13,33	847,8	662	8,0	500	6,0	106,43	5898	1263	6,2
		15,55	989,1	671	9,0	505	6,0	107,42	5106	1094	6,2

Kąt α	Wskaźnik głębokości H/D	Wskaźnik dł. buławy L/D	Pow. boczna buławy [cm ²]	P _{gran} [N]	S _{T gran} [mm]	T _{gran} [N]	S _{T gran} [mm]	Wskaźnik kierunkowy funkcji T=f(s) uogóln.	T _{gran} = T _{gran} /pow. boczna [Pa]	Wskaźnik kierunkowy funkcji T=f(s) uogóln.	S _{T gran} = S _{T gran} uogólnione
0°	H/D=7,5	0,0	0,0	347	10,0						
		2,22	141,3	388	9,0	82	7,0	16,44	5803	1160	6,2
		4,44	282,6	487	9,0	163	6,0	31,34	5768	1109	6,2
		6,66	429,9	586	9,0	241	9,0	45,47	5606	1057	6,5
		8,88	565,2	653	9,0	308	9,0	57,03	5449	1009	6,6
		11,11	706,5	701	9,0	359	8,0	66,48	5081	940	6,6
		13,33	847,8	727	9,0	388	8,0	74,62	4577	880	6,3
		15,55	989,1	749	9,0	419	6,0	85,51	4236	864	6,0
0°	H/D=10,0	0,0	0,0	384	8,0						
		2,22	141,3	441	7,0	109	5,0	31,14	7714	2204	4,8
		4,44	282,6	546	7,0	215	5,0	59,72	7608	2113	5,0
		6,66	429,9	644	7,0	305	5,0	89,71	7095	2087	4,8
		8,88	565,2	703	7,0	369	5,0	108,53	6529	1920	4,8
		11,11	706,5	742	7,0	413	5,0	133,22	5845	1835	4,6
		13,33	847,8	774	7,0	461	5,0	158,97	5437	1875	4,5
		15,55	989,1	792	7,0	484	5,0	166,90	4893	1687	4,5
18°	H/D=7,5	0,0	0,0	316	11,0						
		2,22	141,3	358	10,0	95	7,0	22,09	6723	1563	6,3
		4,44	282,6	417	10,0	181	7,0	41,14	6405	1456	6,1
		6,66	429,9	543	9,0	271	7,0	57,35	6303	1286	6,6
		8,88	565,2	606	9,0	324	7,0	67,50	5732	1194	6,4
		11,11	706,5	651	10,0	382	7,0	79,58	5407	1126	6,3
		13,33	847,8	688	10,0	409	7,0	81,80	4824	965	6,2
		15,55	989,1	703	10,0	432	7,0	88,16	4367	891	6,0
18°	H/D=10,0	0,0	0,0	372	9,0						
		2,22	141,3	422	8,0	109	7,0	22,71	7714	1607	6,4
		4,44	282,6	516	8,0	197	7,0	40,65	6971	1515	6,4
		6,66	429,9	608	8,0	287	6,0	62,39	6675	1451	6,3
		8,88	565,2	668	8,0	345	7,0	76,66	6104	1356	6,3
		11,11	706,5	714	7,0	397	7,0	90,22	5619	1277	6,2
		13,33	847,8	742	8,0	416	6,0	96,74	4907	1141	6,0
		15,55	989,1	757	8,0	432	7,0	98,18	4367	993	6,0
28°	H/D=7,5	0,0	0,0	284	15,0						
		2,22	141,3	323	11,0	142	7,0	25,35	10049	1794	7,0
		4,44	282,6	406	11,0	221	7,0	45,10	7820	1596	6,4
		6,66	429,9	482	11,0	332	7,0	68,40	7723	1545	6,4
		8,88	565,2	547	9,0	392	8,0	75,38	6936	1334	6,6
		11,11	706,5	601	10,0	456	7,0	82,91	6454	1173	6,8
		13,33	847,8	642	10,0	492	7,0	86,32	5803	1018	6,8
		15,55	989,1	661	10,0	512	7,0	88,28	5176	892	6,8
28°	H/D=10,0	0,0	0,0	332	13,0						
		2,22	141,3	371	9,0	144	7,0	33,49	10191	2370	6,3
		4,44	282,6	442	8,0	228	7,0	50,67	8068	1793	6,6
		6,66	429,9	524	9,0	328	7,0	72,89	7629	1695	6,3
		8,88	565,2	582	8,0	376	7,0	94,00	6653	1683	5,9
		11,11	706,5	634	8,0	432	6,0	113,68	6115	1609	5,7
		13,33	847,8	673	8,0	474	6,0	124,73	5591	1471	5,7
		15,55	989,1	686	8,0	486	6,0	124,62	4914	1260	5,5

Kąt α	Wskaźnik głębokości H/D	Wskaźnik dł. buławy L/D	Pow. boczna buławy [cm ²]	P gran [N]	S _{P gran} [mm]	T gran [N]	S _{T gran} [mm]	Wskaźnik kierunkowy funkcji $T=f(s)$ uogóln.	T gran = T gran / pow. boczna [Pa]	Wskaźnik kierunkowy funkcji $\tau=f(s)$	S _{T gran} = S _{T gran} uogólnione
0°	$H/D = 7,5$	0,0	0,0	278	12,0						
		2,22	141,3	316	9,0	94	8,0	14,46	6653	1023	7,7
		4,44	282,6	401	10,0	173	8,0	25,82	6122	942	8,0
		6,66	429,9	504	10,0	254	8,0	39,69	5908	923	8,0
		8,88	565,2	583	10,0	322	8,0	51,11	5697	904	8,0
		11,11	706,5	638	9,0	400	8,0	61,54	5662	871	8,0
		13,33	847,8	676	10,0	414	8,0	66,77	4883	718	8,0
		15,55	989,1	703	10,0	454	8,0	69,85	4590	706	7,7
0°	$H/D = 10,0$	0,0	0,0	326	10,0						
		2,22	141,3	367	9,0	106	6,0	22,08	7501	1562	6,0
		4,44	282,6	456	10,0	196	7,0	36,29	6936	1284	6,8
		6,66	429,9	563	9,0	271	5,0	51,13	6304	1189	6,5
		8,88	565,2	642	10,0	352	7,0	65,19	6228	1153	6,6
		11,11	706,5	697	8,0	400	7,0	80,00	5662	1132	6,4
		13,33	847,8	732	10,0	436	7,0	92,77	5143	1094	5,8
		15,55	989,1	754	9,0	482	6,0	102,55	4873	1037	5,8
18°	$H/D = 7,5$	0,0	0,0	236	12,0						
		2,22	141,3	277	10,0	119	7,0	22,03	8422	1559	7,0
		4,44	282,6	353	9,0	201	7,0	40,20	7113	1423	7,0
		6,66	429,9	453	11,0	273	8,0	47,89	6350	1114	7,7
		8,88	565,2	534	11,0	350	8,0	62,50	6192	1106	7,5
		11,11	706,5	592	10,0	418	8,0	70,85	5916	1003	7,8
		13,33	847,8	636	11,0	457	8,0	81,61	5390	998	7,2
		15,55	989,1	675	11,0	507	8,0	95,66	5126	967	7,1
18°	$H/D = 10,0$	0,0	0,0	289	11,0						
		2,22	141,3	333	9,0	123	7,0	20,50	8705	1451	7,0
		4,44	282,6	426	9,0	210	7,0	40,38	7431	1429	6,6
		6,66	429,9	527	9,0	289	8,0	52,55	6722	1222	6,8
		8,88	565,2	597	9,0	357	7,0	62,63	6316	1108	7,0
		11,11	706,5	648	10,0	404	8,0	70,88	5718	1003	7,0
		13,33	847,8	692	9,0	458	8,0	84,81	5402	1000	6,8
		15,55	989,1	726	9,0	508	7,0	92,22	5135	969	6,5
28°	$H/D = 7,5$	0,0	0,0	219	15,0						
		2,22	141,3	253	9,0	141	7,0	28,20	9979	1996	6,0
		4,44	282,6	337	10,0	223	7,0	44,60	7891	1578	6,1
		6,66	429,9	438	9,0	321	8,0	64,20	7467	1493	6,5
		8,88	565,2	509	10,0	389	7,0	77,80	6882	1376	6,6
		11,11	706,5	573	10,0	451	8,0	82,00	6384	1160	7,0
		13,33	847,8	613	10,0	489	8,0	99,79	5768	1131	6,7
		15,55	989,1	627	9,0	508	8,0	103,67	5136	1048	6,5
28°	$H/D = 10,0$	0,0	0,0	256	13,0						
		2,22	141,3	297	9,0	147	7,0	29,40	10404	2080	6,0
		4,44	282,6	383	8,0	225	7,0	45,00	7962	1592	6,2
		6,66	429,9	474	9,0	335	7,0	68,37	7793	1590	6,3
		8,88	565,2	556	9,0	391	7,0	85,00	6918	1504	6,3
		11,11	706,5	603	9,0	453	7,0	96,38	6412	1364	6,2
		13,33	847,8	633	9,0	498	7,0	105,96	5874	1249	6,0
		15,55	989,1	656	9,9	517	7,0	107,71	5227	1089	6,0

Tablica VIII

Kąt α°	Wskaznik bieżeniowy H/D	Wskaznik skrajny H/D	Długość buzawy [cm]	F _{gran} [N]	s _{pr} [mm]	T _{gr} [N]	s _t [mm]	T _{gr} [Pa]	buzawy prefab.			D _{teor} [cm]	$\left(\frac{D_{teor}}{D_{buz}}$
									dla $\phi = 55^\circ$	dla $\phi = 55^\circ$	dla $\phi = 55^\circ$		
0°	H/D - - 7,5	6,66 15,55	429,9 847,8	727 993	9,0 9,0	429 666	8,0 8,0	10000 7660	5606 4577	5908 4885	5908 4885	7,43 7,43	1,33 1,33
0°	H/D - - 10,0	6,66 15,55	429,9 847,8	834 1064	8,0 8,0	503 748	8,0 8,0	11832 8818	7095 5457	6304 5145	6304 5145	7,99 7,99	1,33 1,33
18°	H/D - - 7,5	6,66 15,55	429,9 847,8	684 927	10,0 10,0	429 664	8,0 8,0	10000 8068	6303 4824	6350 5390	6350 5390	7,11 7,11	1,33 1,33
18°	H/D - - 10,0	6,66 15,55	429,9 847,8	721 978	9,0 8,0	432 719	7,0 7,0	10510 8480	6675 4907	6722 5402	6722 5402	7,12 7,12	1,33 1,33
28°	H/D - 7,5	6,66 15,55	429,9 847,8	809 1054	10,0 9,0	530 790	8,0 8,0	12330 9518	7723 5803	7467 5768	7467 5768	7,16 7,16	1,33 1,33
28°	H/D - 10,0	6,66 15,55	429,9 847,8	843 1098	8,0 9,0	589 819	7,0 7,0	13708 9625	7609 5591	7793 5974	7793 5974	7,15 7,15	1,33 1,33

Biblioteka Główna



36

99