

INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

**ANALIZA
TEORETYCZNO - DOŚWIADCZALNA
NOŚNOŚCI UZWOJONYCH SŁUPÓW
O PRZĘKROJU PIERŚCIENIOWYM
PODDANYCH ŚCISKANIU OSIOWEMU**

Jarosław MICHAŁEK

Praca Doktorska

Promotor:

prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński

Słowa kluczowe:

słupy uzwojone, przekrój pierścieniowy, odkształcalność i nośność betonu

Wrocław, 1998

1. WSTĘP	5
1.1. GENEZA TEMATU	5
1.2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES PRACY	5
2. AKTUALNY STAN WIEDZY - PRZEGLĄD LITERATURY	6
2.1. WŁAŚCIWOŚCI BETONU WIROWANEGO	6
2.1.1. Struktura betonu wirowanego	6
2.1.2. Wskaźnik w/c betonu wirowanego	8
2.1.3. Parametry technologiczne wirowania	9
2.1.4. Wytrzymałość na ściskanie betonu wirowanego	11
2.1.5. Współczynnik sprężystości betonu wirowanego	14
2.2. SŁUPY UZWOJONE	16
2.2.1. Uzwojone słupy pełne	16
2.2.2. Uzwojone słupy o przekroju pierścieniowym	29
2.3. PODSUMOWANIE	37
3. TEZY PRACY	38
4. BADANIA DOŚWIADCZALNE	39
4.1. ZAKRES BADAŃ	39
4.2. WYKONANIE ELEMENTÓW BADAWCZYCH	39
4.3. SKŁAD MIESZANKI BETONOWEJ DO WYKONANIA ELEMENTÓW BADAWCZYCH	45
4.4. CECHY ODKSZTAŁCALNOŚCIOWE I WYTRZYMAŁOŚCIOWE MATERIAŁÓW	48
4.4.1. Beton	48
4.4.2. Stal zbrojeniowa	52
4.5. STANOWISKO BADAWCZE I APARATURA POMIAROWA	54
4.6. WYNIKI BADAŃ SŁUPÓW WIBROWANYCH	57
4.6.1. Program badań	57
4.6.2. Nośność graniczna słupów	60
4.6.3. Odkształcenia podłużne betonu	66
4.6.4. Współczynnik sprężystości betonu	70
4.6.5. Odkształcenia obwodowe na powierzchni betonu	71
4.6.6. Współczynnik Poisson'a	74
4.6.7. Odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu na grubości ścianki elementu	76
4.6.8. Odkształcenia prętów uzwojenia	77
4.6.9. Wnioski z badań doświadczalnych słupów wibrowanych	81
4.7. WYNIKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH SŁUPÓW WIROWANYCH	82
4.7.1. Program badań	82
4.7.2. Nośność graniczna słupów	83
4.7.3. Odkształcenia podłużne betonu	88
4.7.4. Współczynnik sprężystości betonu	91
4.7.5. Odkształcenia obwodowe na powierzchni betonu	92
4.7.6. Współczynnik Poisson'a	95
4.7.7. Odkształcenia prętów uzwojenia	98
4.7.8. Wnioski z badań doświadczalnych elementów wirowanych	100
5. BADANIA TEORETYCZNE	102
5.1. NAPRĘŻENIA I ODKSZTAŁCENIA W OSIOWO ŚCISKANYCH PIERŚCIENIOWYCH SŁUPACH UZWOJONYCH	102
5.1.1. Założenia do modelu teoretycznego	102
5.1.2. Zadanie 1	103
5.1.3. Zadanie 2	106
5.1.4. Superpozycja rozwiązań	107
5.2. NOŚNOŚĆ ŚCISKANYCH OSIOWO PIERŚCIENIOWYCH SŁUPÓW UZWOJONYCH	111

5.2.1. Wpływ uzwojenia na nośność elementu.....	111
5.2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na nośność elementu.....	121
5.2.3. Wpływ zbrojenia podłużnego na nośności elementu	121
5.2.4. Wpływ smukłości na nośność elementu.....	122
5.2.5. Propozycja wzoru określającego nośność ściskanych osiowo słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym.....	122
5.3. WNIOSKI DO BADAŃ TEORETYCZNYCH.....	126
6. BADANIA NUMERYCZNE	127
6.1. ZAŁOŻENIA TEORETYCZNE	127
6.2. WARSTWICE NAPRĘŻEŃ ŚCISKANYCH OSIOWO SŁUPÓW PIERŚCIENIOWYCH	129
6.3. SKUTECZNA ŚREDNICA BETONOWEGO RDZENIA PIERŚCIENIOWEGO SŁUPA UZWOJONEGO.....	136
6.4. WNIOSKI DO BADAŃ NUMERYCZNYCH.....	139
7. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE.....	139
8. LITERATURA	141

Wykaz ważniejszych oznaczeń:

Duże litery łacińskie:

D - średnica zewnętrzna przekroju słupa pierścieniowego,
 E_a - współczynnik sprężystości stali zbrojeniowej,
 E_b - współczynnik sprężystości betonu wibrowanego,
 E_b^u - współczynnik sprężystości betonu w wibrowanych elementach uzwojonych,
 E_b^w - współczynnik sprężystości betonu wirowanego,
 E_b^{uw} - współczynnik sprężystości betonu w wirowanych elementach uzwojonych,
 F_{ac} - pole przekroju zbrojenia podłużnego,
 F_b - pole przekroju betonu,
 F_j - pole przekroju betonowego rdzenia uzwojonego,
 F_u - zastępcze pole przekroju uzwojenia,
 P - podłużna siła ściskająca,
 P_n^u - nośność graniczna słupa uzwojonego,
 P_n^b - nośność graniczna słupa betonowego,
 R_a - wytrzymałość obliczeniowa stali prętów podłużnych,
 R_{au} - wytrzymałość obliczeniowa stali prętów uzwojenia,
 R_e - granica plastyczności stali prętów podłużnych,
 R_{eu} - granica plastyczności stali prętów uzwojenia,
 R_r - wytrzymałość betonu na rozciąganie przez rozłupywanie próbek walcowych,
 R_s - wytrzymałość słupowa betonu na ściskanie,
 R_w - słupowa (pierścieniowa) wytrzymałość betonu wirowanego na ściskanie.

Małe litery łacińskie:

c_u - skok uzwojenia,
 d - średnica wewnętrzna przekroju słupa pierścieniowego,
 d_j - średnica betonowego rdzenia słupa uzwojonego,
 f_u - pole przekroju jednego pręta uzwojającego,
 t - grubość ścianki słupa pierścieniowego.

Litery greckie:

ε_{az} - odkształcenia zbrojenia podłużnego,
 ε_{au} - odkształcenia zbrojenia uzwojającego,
 ε_{bz} - odkształcenia podłużne betonu,
 $\varepsilon_{b\phi}$ - odkształcenia obwodowe na powierzchni betonu,
 $\varepsilon_{b\phi}^r$ - odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu,
 μ_u - stopień uzwojenia przekroju ($\mu_u = F_u / F_j$),
 ν - współczynnik odkształcenia poprzecznego betonu (współczynnik Poisson'a),
 ξ_a - stopień wydrążenia przekroju ($\xi_a = d / d_j$),
 σ_{bz} - naprężenia w betonie w kierunku podłużnym.

1. WSTĘP

1.1. Geneza tematu

W latach 1987 - 1990 w laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej uruchomiono pierwszą w kraju, prototypową linię laboratoryjną do produkcji sprężonych i częściowo sprężonych żerdzi wirowanych [12,39,41,43]. Możliwość wytwarzania betonowych elementów wirowanych dała podstawę do przeprowadzenia badań i obserwacji zjawisk związanych z tą technologią, poznania właściwości fizycznych i mechanicznych betonu wirowanego oraz cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych konstrukcji wirowanych.

Ze względu na liczne zalety betonu wirowanego (wysoka wytrzymałość, duża szczelność i odporność na korozję, gładka powierzchnia zewnętrzna, minimalna szybkość karbonizacji) oraz możliwość częściowej mechanizacji i automatyzacji procesu wytwarzania prętowych elementów prefabrykowanych, zainteresowano się tym sposobem zagęszczania betonu do produkcji żerdzi energetycznych [10,31,34,40,69,85,86], słupów trakcyjnych i oświetleniowych [42,54], masztów [44], pali [44,56] i słupów dla budownictwa powszechnego [33,69]. Z elementów wirowanych wykonywano również rury kanalizacyjne [1,2,10,44], kominy [44], mosty [44,67], hale przemysłowe [22,33,48,64,65,66,68,69,96,97] i estakady [68,94,95,97].

Optymalnym przekrojem elementów wykonywanych metodą wirowania betonu jest przekrój pierścieniowy [43,54,56,85,86]. Cechą charakterystyczną elementów z betonu wirowanego jest najczęściej niejednorodny, uwarstwiony przekrój poprzeczny. Stopień tego uwarstwienia zależy od wielu czynników. Jednym z nich jest konsystencja mieszanki betonowej. Mieszanki płynne ulegają większemu rozfrakcjonowaniu w czasie wirowania niż mieszanki gęstoplastyczne. Ideałem w dążeniu technologów betonu wirowanego jest uzyskanie przekrojów jednorodnych [16,18,19], gwarantujących osiągnięcie najlepszych cech wytrzymałościowych i użytkowych wyrobów betonowych.

Zjawiska zachodzące w czasie wirowania różnych mieszanek betonowych oraz związane z tym właściwości konstrukcji z betonu wirowanego nie są do końca poznane. Szczególnie mało poznanymi konstrukcjami są ściskane, uzwojone słupy pierścieniowe, które mogą być produkowane w prosty sposób poprzez wirowanie betonu. Przeprowadzone w 1995 roku w laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej wstępne badania wytrzymałościowe osiowo ściskanych, uzwojonych próbek pierścieniowych [32,35] dały pozytywne rezultaty i jednocześnie wykazały szereg ciekawych i nie rozwiązanych dotąd problemów. Zachęciło to autora pracy do zajęcia się tym tematem.

1.2. Przedmiot, cel i zakres pracy

Przedmiotem pracy są teoretyczne i doświadczalne badania osiowo ściskanych słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym produkowanych w technologii wirowania betonu. Badaniami objęto przekroje pierścieniowe grube (tzn. o stopniu wydrążenia przekroju $\xi_a = d/d_j \leq 0,55$), charakteryzujące się jednorodnym i uwarstwowionym (niejednorodnym) rozkładem składników betonu na grubości ścianki. W celu uniknięcia wpływu czynników przypadkowych na jakość wyników badań elementów wirowanych o jednorodnym rozkładzie składników betonu, elementy do badań doświadczalnych (seria I) wykonano z betonu wibrowanego. Założono więc, że struktura betonu wibrowanego nieznacznie przybliży strukturę nierozfrakcjonowanego betonu wirowanego. Elementy pierścieniowe o niejednorodnym rozkładzie składników betonu (seria II) wykonano jako wirowane z półcieklej mieszanki betonowej.

Celem pracy jest określenie cech odkształcalnościowych i wytrzymałościowych osiowo ściskanych słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym, produkowanych w technologii wirowania betonu. Poznanie tych cech umożliwiło opracowanie modelu matematycznego opisującego zachowanie się słupów pierścieniowych w zależności od stopnia wydrążenia przekroju ($\xi_a = d / d_j$) i stopnia uzwojenia poprzecznego $\mu_u = F_u / F_j$. Celem praktycznym pracy jest podanie wytycznych do obliczania i projektowania pierścieniowych słupów uzwojonych, możliwych do realizacji w technologii wirowania betonu.

Dla osiągnięcia postawionych celów wykonano:

- badania analityczne, opisujące w sposób teoretyczny zachowanie się uzwojonych elementów pierścieniowych poddanych działaniu osiowemu obciążenia ściskającego, analizą objęto elementy o przekroju jednorodnym (wibrowane) i uwarstwione (wirowane z mieszanki półciekłej), wyprowadzono również wzory określające nośność tego typu elementów,
- badania numeryczne, dające obraz promieniowych i obwodowych naprężeń wewnątrz elementów jednorodnych i uwarstwionych, przeanalizowano rozkład tych naprężeń na grubości ścianki elementu,
- badania doświadczalne, weryfikujące założenia teoretyczne oraz obrazujące rzeczywiste zachowanie się uzwojonych słupów pierścieniowych pod działaniem doraźnego obciążenia osiowego; wykonano analizy doświadczalne wpływu uzwojenia oraz grubości ścianki elementu na cechy odkształcalnościowe i wytrzymałościowe pierścieniowych słupów uzwojonych.

2. AKTUALNY STAN WIEDZY - PRZEGLĄD LITERATURY

2.1. Właściwości betonu wirowanego

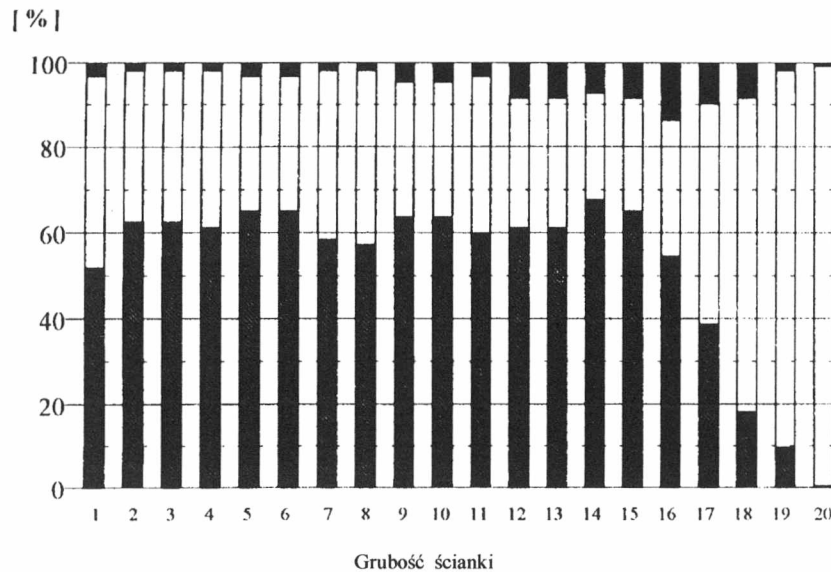
2.1.1. Struktura betonu wirowanego

Wirowanie betonu to proces formowania i zagęszczania mieszanki betonowej na skutek działania siły odśrodkowej, powstającej w czasie szybkiego ruchu obrotowego formy względem jej osi podłużnej. Podczas wirowania płynnej mieszanki betonowej zachodzi w niej szereg zjawisk fizyko - mechanicznych, odróżniających elementy wirowane z takiej mieszanki od elementów wirowanych z mieszanki gęstoplastycznej. Te ostatnie pod względem struktury betonu są porównywalne z elementami wykonanymi z betonu wibrowanego. Problemem jest jednak uzyskanie pierścieniowych elementów z betonu wibrowanego o gładkości i szczelności powierzchni zewnętrznej dorównującej betonowi wirowanemu.

W przypadku zagęszczania metodą wirowania płynnej mieszanki betonowej uzyskuje się beton o niejednorodnej, warstwowej strukturze. Niejednorodność ta spowodowana jest rozsegregowaniem się składników mieszanki betonowej podczas ruchu obrotowego formy. Składniki o większej masie (grube ziarna) układają się po stronie zewnętrznej, natomiast komponenty o mniejszej masie (zaczyn) - po stronie wewnętrznej. Na rys.2.1 [3] przedstawiono przykładowy rozkład kruszywa, zaczynu i powietrza na grubości ścianki elementu wirowanego. Wykres ten jest wynikiem badania struktury betonu wirowanego za pomocą komputerowej analizy obrazu. Jak widać na rys.2.1 próbka charakteryzuje się znacznym rozsegregowaniem składu. Ostatni wewnętrzny pasek wskazuje na zerową zawartością kruszywa i prawie stuprocentową zawartością zaczynu cementowego.

Rozfrakcjonowanie składników płynnej mieszanki betonowej jest zjawiskiem niekorzystnym i powoduje zmniejszenie wytrzymałości betonu w porównaniu z tą jaką występowałaby przy równomiernym rozłożeniu składników mieszanki o mniejszej zawartości

wody. Duże upłynnienie mieszanki jest jednak niezbędne ze względu na przyjmowany w produkcji przemysłowej elementów sposób podawania mieszanki betonowej do wnętrza formy, polegający na jej pompowaniu. Achverdov w swoich pracach [1,2] próbuje zmniejszyć efekt rozsegregowania poprzez wirowanie warstwowe. Dilger i Ghali, a także Rao [17,18,19] i Adesiyun [3] proponują natomiast odpowiedni dobór zarówno składników mieszanki jak i parametrów wirowania.



Rys.2.1. Zawartości procentowe (kolejno od dołu do góry) kruszywa, zaczynu i powietrza na grubości ścianki elementu wirowanego [3]

Liczne próby prowadzone z betonem pompowalnym wykazały, że praktycznie nie udaje się otrzymać, po zakończeniu procesu wirowania, betonu jednorodnego. Wynika to między innymi z warunku na siłę odśrodkową p [1], która jest zależna od ciężaru i średnicy poszczególnych ziaren. Siła odśrodkowa p powoduje szybkie przemieszczanie się ciężkich ziaren na zewnątrz płynnej mieszanki w początkowym okresie wirowania betonu. Można ją wyznaczyć z następującego wzoru:

$$p = \frac{4}{3g} \pi r_z^3 \gamma_z \rho \omega^2, \quad (2.1)$$

gdzie:

g - przyciąganie ziemskie;

r_z - promień ziarna;

γ_z - ciężar ziarna;

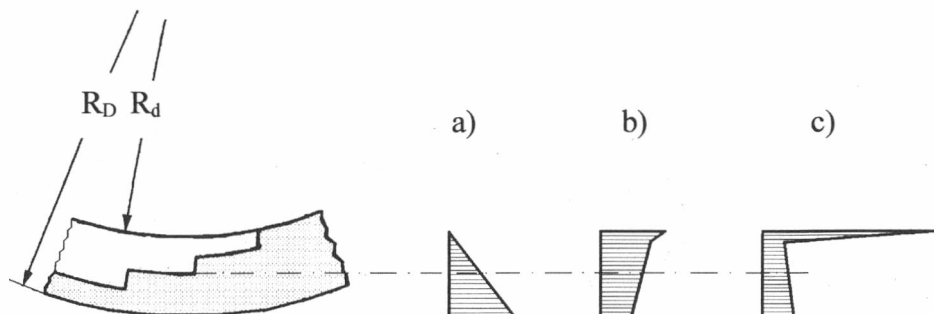
ρ - odległość od osi obrotu formy do środka ziarna;

ω - prędkość kątowna.

Jedynym sposobem na zredukowanie a nawet uniknięcie rozfrakcjonowania betonu może być zmiana technologii podawania masy betonowej. Zastosowanie właściwego składu oraz konsystencji mieszanki betonowej, przy pełnej kontroli parametrów technicznych, jak czas i prędkość wirowania, daje możliwość uzyskania betonu o jednorodnej strukturze. Ten sposób podejścia potwierdzają najnowsze badania opublikowane w lipcu 1997 r przez Dilgera i Rao [19].

2.1.2. Wskaźnik w/c betonu wirowanego

Metoda wirowania plastycznych mieszanek betonowych należy do grupy metod zagęszczania betonu powodujących obniżenie wskaźnika w/c. Ilość zastosowanej wody w mieszance betonowej zależy od wykorzystywanych urządzeń do wirowania. I tak w przypadku form otwieranych stosowana mieszanka betonowa ma konsystencję gęstoplastyczną, co wiąże się z niewielką ilością potrzebnej wody zarobowej. Przy zastosowaniu form nieotwieranych pojawia się problem ciśnieniowego podawania mieszanki betonowej do wnętrza formy. Pociąga to za sobą potrzebę upłynnienia mieszanki, co wpływa na wzrost ilości wody zarobowej. Rozpływ mieszanki podczas wirowania następuje pod wpływem siły normalnej (radialnej) i trwa aż do momentu zaistnienia równowagi pomiędzy siłami powodującymi jej układanie, a wewnętrznym oporem stawianym przez świeżo zagęszczaną mieszankę. Wywołane ciśnienie normalne zostaje w pierwszej fazie przyjęte przez wodę znajdującą się między ziarnami tworzywa. Powoduje to wzrost ciśnienia hydrostatycznego, pod wpływem którego zaczyna się filtracja wody ku wewnętrznej powierzchni ścianki elementu i jednocześnie następuje zagęszczenie mieszanki betonowej. Przemieszczająca się woda zabiera ze sobą najdrobniejsze części składowe mieszanki betonowej, tj. głównie cement (rys.2.2). W rezultacie poszczególne warstwy ścianki charakteryzują się różnymi wartościami w/c i różną zawartością cementu.



Rys.2.2. Rozkład na grubości ścianki elementu wirowanego [1]:

- a) ciśnienia prasującego,
- b) porowatości,
- c) zawartości cementu.

W przypadku betonu wirowanego należy więc mówić o wskaźniku wodno - cementowym początkowym $(w/c)_p$ (tzn. przed zawirowaniem) oraz końcowym $(w/c)_k$. Vadluga oraz Kudzis [99], a także Achverdov [1] podają zależność matematyczną do określania średniego wskaźnika $(w/c)_k$ w postaci:

$$(w / c)_k = x K_{n,g} + \frac{W_k + W_p}{C}, \quad (2.2)$$

gdzie:

x - współczynnik wyrażający stosunek $(w/c)_p$ do $K_{n,g}$, wg [1] $x = 1,05$ dla betonu podczas jednowarstwowego wirowania i $x = 0,95$ dla trzywarstwowego wirowania,

$K_{n,g}$ - wskaźnik konsystencji właściwej wyrażający ilość wymaganej wody dla uzyskania konsystencji właściwej zaczynu cementowego przy pomiarze czasu wiązania cementu metodą Vicata. Dla najczęściej stosowanych cementów $K_{n,g}$ wg [1] zmienia się od 0,24 do 0,30 dm³/kg.

Wskaźnikowi $K_{n,g}$ odpowiada w normie [79] niezbędny wskaźnik wodno - cementowy dla wykonania oznaczenia normalnej konsystencji i czasu wiązania cementu przyrządem Vicata,

W_k , W_p - ilość wody zaabsorbowana przez ziarna kruszywa, pory,
 C - masa cementu w 1 m³ mieszanki betonowej.

Wzór (2.2) ma odniesienie do mieszanek betonowych o konsystencji ciekłej i półciekłej. Dla mieszanek o konsystencji gęstoplastycznej zmiana końcowego wskaźnika wodno - cementowego $(w/c)_k$ w stosunku do $(w/c)_p$ jest niezauważalna. Dilger i Rao [19] proponują przyjmować wskaźnik (w/c) w granicach 0,27÷0,30.

2.1.3. Parametry technologiczne wirowania

Na cechy fizyczne i mechaniczne betonu wirowanego zasadniczy wpływ ma rodzaj zastosowanych urządzeń wirujących. Proces wirowania elementu odbywa się na wirówce. Stosuje się wirówki rolkowe, pasowe lub pracujące przy osiowym zamocowaniu form. W zależności od zastosowanej wirówki można spodziewać się różnych cech betonu, charakterystycznych dla danego rodzaju urządzenia. Batašev w pracy [8] przytacza wyniki badań Androsova, w których porównano wytrzymałości próbek przygotowanych na wirówce rolkowej z wytrzymałościami próbek przy osiowym zamocowaniu. Androsow stwierdza, że wytrzymałości próbek przy identycznych parametrach wyjściowych nie są jednakowe. Wytrzymałość próbek wykonanych na wirówce rolkowej są wyższe o 10 ÷ 20 % od wytrzymałości próbek otrzymanych na wirówce osiowej. Achverdov [1] tłumaczy to zjawisko dodatkowym wibrowaniem betonu wynikającym z drgań powstających pomiędzy formą a rolkami.

W produkcji elementów metodą wirowania stosowane są formy stalowe otwierane i nieotwierane. Rodzaj formy oraz rodzaj wirówki warunkują sposób zasypu mieszanki betonowej, a więc wpływają pośrednio na cechy fizyczne i mechaniczne zagęszczanego betonu.

Znaczący wpływ na właściwości betonu wirowanego mają parametry technologiczne, jak czas i prędkość wirowania. Achverdov [1] podaje równania empiryczne dla ustalenia czasu wirowania t_w :

- dla zaczynu cementowego:

$$t_w = 0,825 \frac{(R_D - R_d)^2}{p}, \quad (2.3)$$

- dla mieszanki betonowej:

$$t_w = 0,755 \frac{(R_D - R_d)^2}{p}, \quad (2.4)$$

gdzie:

$$p = \frac{m_b \omega^2 (R_D^3 - R_d^3)}{3gR_D}, \quad (2.5)$$

R_D - zewnętrzny promień elementu [m],

R_d - wewnętrzny promień elementu [m],

p - ciśnienie prasujące na powierzchni zewnętrznej [kPa],

m_b - masa objętościowa mieszanki betonowej [kN/m³],

ω - prędkość kątowna [1/s],

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²].

W tab.2.1 przedstawiono wyniki badań Achverdova [1], uwzględniające wpływ wielkości zastosowanego ciśnienia prasującego, składu mieszanki betonowej i grubości ścianki formowanego elementu na czas trwania procesu wirowania rur o promieniu wewnętrznym $R_d = 30$ cm.

Tab. 2.1

Grubość ścianki [cm]	Ciśnienie prasujące [kPa]	Czas wirowania t_w w minutach przy zawartości cementu w kilogramach w 1 m ³ betonu		
		450	500	600
3,5	500	1,2 (1,8)	1,4 (2,0)	1,7 (2,4)
	220	2,8 (4,1)	3,1 (4,6)	3,8 (5,5)
	150	4,0 (6,0)	4,6 (6,8)	5,5 (8,0)
	70	9,0 (13,0)	10,0 (14,4)	12,0 (17,0)
5,0	500	2,5 (3,7)	2,8 (4,1)	3,4 (5,0)
	220	5,8 (8,5)	6,4 (9,4)	5,7 (11,2)
	150	8,5 (12,4)	9,4 (13,8)	11,4 (16,4)
	70	18,0 (26,6)	20,0 (29,6)	24,2 (35,0)

Uwaga! Wartości bez nawiasu dotyczą cementu o $K_{n,g} = 0,24$ dm³/kg, natomiast wartości w nawiasie cementu o $K_{n,g} = 0,28$ dm³/kg.

Podstawiając do wzoru (2.5) wartości $\omega = 2\pi n/60$, $g = 9,81$ m/s² oraz $m_b = 25$ kN/m³ i odpowiednio go przekształcając otrzymano ilość obrotów formy n w ciągu jednej minuty:

$$n = 10,361 \sqrt{\frac{R_D}{R_D^3 - R_d^3} P}. \quad (2.6)$$

Wpływ prędkości wirowania na właściwości zaczynu cementowego badali Achverdov, Šalimo i Korobcov [1]. W tab.2.2 zaprezentowano zmienność cech fizycznych i mechanicznych próbki zaczynu cementowego ($K_{n,g} = 0,27$ dm³/kg) w zewnętrznej (Z) i wewnętrznej (W) warstwie elementu w zależności od prędkości wirowania. Właściwości określano na wycinanych z większych próbek cylindrach o wysokości 20 mm. Przed badaniem z powierzchni wewnętrznej usunięto warstwę szlamu.

Tab. 2.2

Prędkość wirowania	Ciężar objętościowy		Wytrzymałość na ściskanie		Ciężar właściwy		Porowatość	
	g/cm ³		kG/cm ²		g/cm ³		%	
m/s	W	Z	W	Z	W	Z	W	Z
0*	1,95		500		2,42		19,4	
20	1,95	2,12	460	700	2,37	2,45	17,75	13,75
40	2,00	2,14	500	750	2,38	2,48	16,20	13,70
60	2,06	2,16	590	940	2,38	2,50	13,90	13,60
70	2,07	2,18	620	960	2,38	2,52	13,60	13,10

* kontrolne elementy wibrowane

Jak widać parametry technologiczne wywierają wpływ na cechy odkształcalnościowe i mechaniczne betonu wirowanego. Prezentowane związki matematyczne mają najczęściej uzasadnienie do przypadku stosowanego przez badacza rodzaju wirówki, rodzaju form oraz stosowanego reżimu technologicznego.

2.1.4. Wytrzymałość na ściskanie betonu wirowanego

Wśród badaczy betonu panuje przekonanie, że wytrzymałość na ściskanie betonu wirowanego jest większa niż betonu wibrowanego. Do tej pory nie ma jednak jednomyślności co do tego jak ją określać. Dodatkowo wyznaczenie wytrzymałości na ściskanie betonu wirowanego staje się skomplikowane z powodu braku ujednoliconych metod pobierania i wykonywania próbek.

Achverdov [1] proponuje, aby wytrzymałość betonu wirowanego R_w określać według wzoru:

$$R_w = \frac{K_c R_{cem} \sqrt{1 + \eta_x}}{1 + 1,65 K_{n,g} \frac{(w/c)_k - 1,65 K_{n,g}}{K_{n,g}}}, \quad (2.7)$$

gdzie:

K_c - współczynnik zależny od rodzaju zastosowanego kruszywa, dla żwiru $K_c = 1$, dla tłucznia $K_c = 1,1$;

R_{cem} - klasa cementu w MPa,

$$\eta_x = 0,68\eta, \quad (2.8)$$

η - procentowa zawartość dodatków w cemencie,

$K_{n,g}$ - wskaźnik konsystencji właściwej jak we wzorze (2.2)

$(w/c)_k$ - wskaźnik wodno-cementowy betonu po zawirowaniu wg wzoru (2.2).

Batašev w swojej pracy [8] proponuje wzór określający pierścieniową wytrzymałość betonu wirowanego $\bar{R}_w$ w funkcji wytrzymałości betonu wibrowanego. Wytrzymałość betonu wibrowanego $\bar{R}_{\phi 10}$ określono na próbkach sześciennych o wymiarach boku 100 mm i opisano następującym wyrażeniem:

$$\bar{R}_w = 3,473 \bar{R}_{\phi 10} - 0,0637 \bar{R}_{\phi 10}^2 + 5,541 \cdot 10^{-4} \bar{R}_{\phi 10}^3, \quad (2.9)$$

Vadluga oraz Kudzis w pracy [99] proponują, podobnie jak Batašev [8], wzór wiążący wytrzymałość betonu wirowanego z wytrzymałością betonu wibrowanego w postaci:

$$\bar{R}_w = 0,8 K_1 \bar{R}_{\phi 10}, \quad (2.10)$$

gdzie:

K_1 - współczynnik określony wg wzoru:

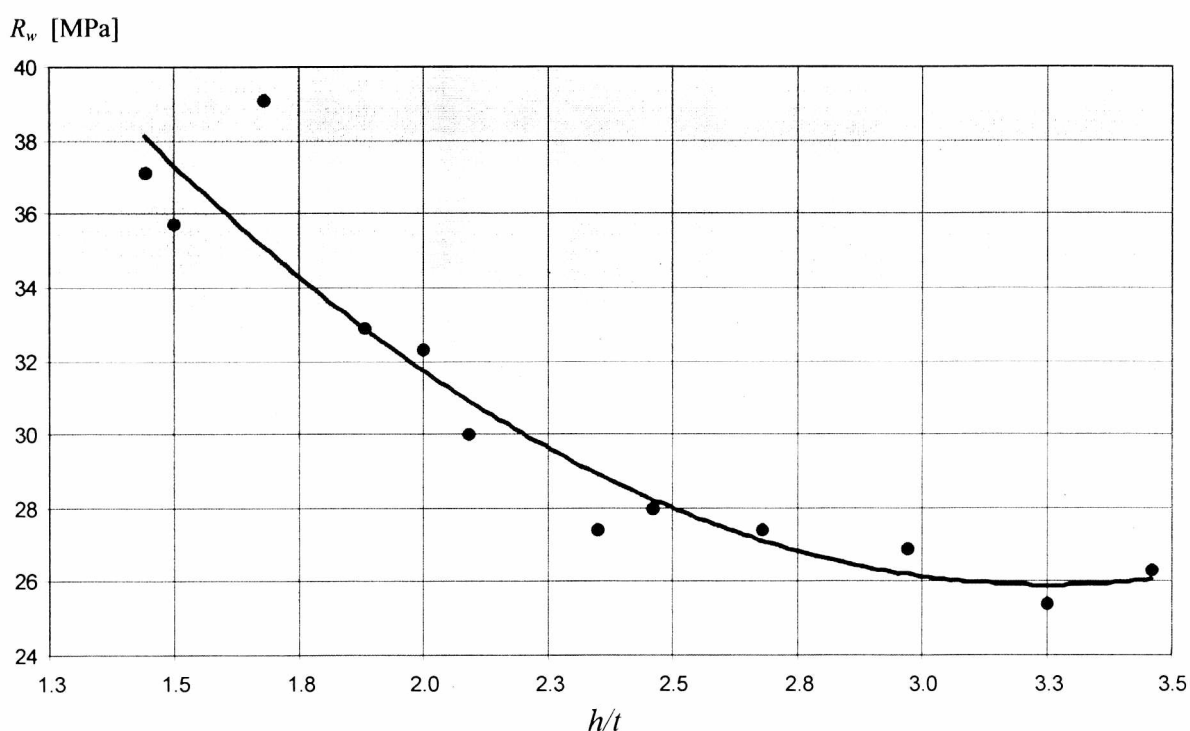
$$K_1 = \frac{\sqrt{1-\eta_k}}{\sqrt{1-\eta_p}} \cdot \frac{(w/c)_k - 0,5}{(w/c)_p - 0,5}, \quad (2.11)$$

η_p, η_k - procentowa zawartość dodatków w cemencie przed wirowaniem i po wirowaniu,

$(w/c)_p$ - wskaźnik wodno-cementowy przed zawirowaniem,

$(w/c)_k$ - wskaźnik wodno-cementowy po zawirowaniu, obliczony ze wzoru (2.2).

Vadluga i Kudzis [99] analizowali również wpływ wysokości próbki h i grubości ścianki t na wartość wytrzymałości betonu wirowanego R_w . Na rys.2.3 zaprezentowano wyniki ich badań jako zależność pomiędzy wytrzymałością betonu wirowanego R_w a stosunkiem h/t . Jak widać na rys.2.3 dla parametru $h/t > 3$ wytrzymałość betonu wirowanego osiąga wartość stałą. Jest to wynik przejścia do stanu jednoosiowego ściskania. Poniżej wartości $h/t = 3$ wytrzymałość wzrasta, gdyż coraz mocniej zaczynają oddziaływać warunki zamocowania próbki.



Rys.2.3. Wykres zależności wytrzymałości betonu wirowanego R_w od h/t przy osiowym ściskaniu [99]

Adesiyun [3] badał wpływ kilku parametrów, jak: punkt piaskowy (X_1 w %), zawartość cementu (X_2 w kg/m^3), zawartość superplastyfikatora Betoplast 1 (X_3 w %), prędkość wirowania (X_4 w obr./min.), czas wirowania (X_5 w minutach) na pierścieniową wytrzymałość betonu wirowanego R_w (w MPa). Próbkę wykonywane były na wirówce rolkowej. Adesiyun zaproponował wzór uwzględniający powyższe parametry w postaci:

$$R_w = 127,733913 - 1,631772X_1 - 0,286848X_2 + 0,004792X_1X_2 - 0,001432X_1X_4 + 0,005201X_2X_3 + 0,000193X_2X_4 + 0,007262X_2X_5 - 0,005489X_4X_5 \quad (2.12)$$

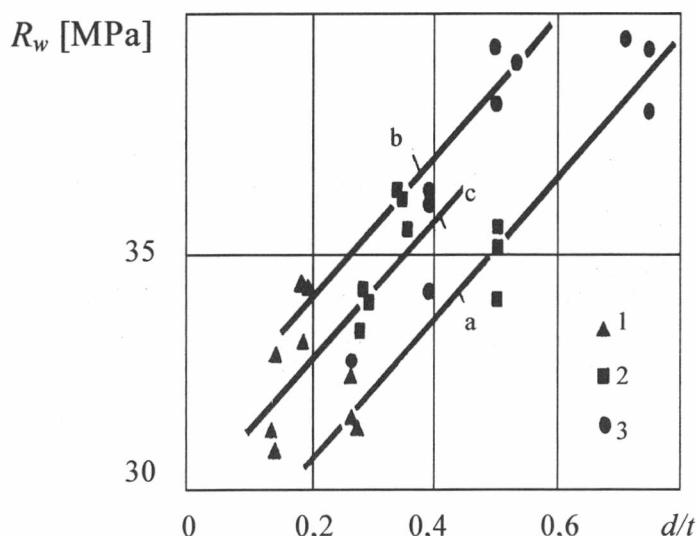
Wyniki doświadczalne i otrzymane z powyższego wzoru wykazały bardzo dobrą zgodność.

Adesiyun zaproponował również teoretyczną zależność pomiędzy wytrzymałością kostkową betonu na ściskanie $R_{\phi 15}$ a wytrzymałością betonu wirowanego R_w :

$$R_w = 4,5780 \left(R_{\phi 15} \right)^{0,6084}. \quad (2.13)$$

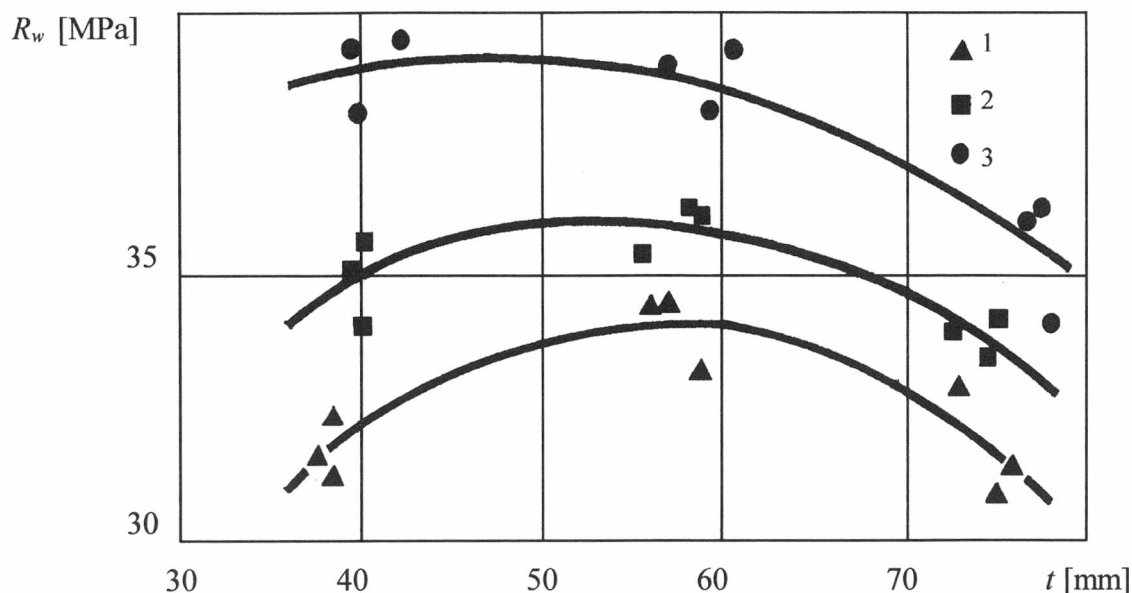
Problemem wpływu wielkości ziaren kruszywa oraz grubości ścianki na wytrzymałość betonu wirowanego zajął się Aksomitas [5]. Wykonał on szereg próbek wirowanych na cemencie portlandzkim klasy 40 MPa, kruszywie granitowym o frakcjach $5 \div 10$, $5 \div 20$, $5 \div 30$ mm i średniej wielkości uziarnienia piasku naturalnego. Próbki o średnicy zewnętrznej 500 mm, grubości ścianki $t = 35 \dots 80$ mm i wysokości $h = (5 \dots 10)t$ przygotowano na wirówce pasowej. Zależność pomiędzy pierścieniową wytrzymałością betonu wirowanego R_w a wielkością ziaren kruszywa grubego d (maksymalna średnica ziaren danego rodzaju kruszywa) odniesioną do grubości ścianki t w oparciu o [5] zaprezentowano na rys. 2.4.

Na rys.2.4 widać, że wytrzymałość wzrasta wraz ze zwiększeniem wielkości ziaren kruszywa grubego. Interesującym wynikiem tych badań był fakt, że największe wytrzymałości nie osiągnęły elementy o najgrubszych ściankach.



Rys.2.4. Zależność wg [5] pomiędzy pierścieniową wytrzymałością betonu wirowanego R_w a d/t dla: $t = 39$ mm (a), $t = 58$ mm (b), $t = 75$ mm (c) i frakcji kruszywa $5 \div 10$ mm (1), $5 \div 20$ mm (2), $5 \div 30$ mm (3)

Aby pokazać wpływ grubości ścianki na wytrzymałość betonu wirowanego Aksomitas [5] sporządził wykres zaprezentowany na rys.2.5. Z rysunku tego wynika, że największe wytrzymałości R_w osiągały elementy o grubości ścianek od $t = 45$ do $t = 60$ mm. Zarówno zwiększanie jak i zmniejszanie grubości ścianki t powoduje zmniejszenie pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego R_w . Świadczyć to może, że istnieje pewna optymalna grubość ścianki, przy której element osiąga największe wartości wytrzymałości na ściskanie.



Rys.2.5. Zależność wg [5] pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego R_w od grubości ścianki elementu t i wielkości ziaren kruszywa 5 ÷ 10 mm (1), 5 ÷ 20 mm (2), 5 ÷ 30 mm (3)

Wzory na pierścieniową wytrzymałość betonu wirowanego R_w mają charakter empiryczny. Istnieją badania, których wyniki pokazano wyżej, gdzie badacze próbują opisać wytrzymałość betonu R_w w zależności od uwzględnionych przez siebie parametrów. Proponowane wzory wykazują przeważnie dobrą zgodność w badanym obszarze. Trzeba jednak pamiętać, że wytrzymałość R_w zależy od bardzo wielu parametrów materiałowych i technologicznych. Uwzględnienie ich wszystkich jest rzeczą niemożliwą. Bardziej celowe jest powiązanie wytrzymałości betonu wirowanego R_w z wytrzymałością kostkową betonu wibrowanego.

2.1.5. Współczynnik sprężystości betonu wirowanego

Badaniami współczynnika sprężystości betonu wirowanego E_b^w zajmował się Batašev [8], który do obliczania współczynnika sprężystości próbek pierścieniowych zaproponował wzór w postaci:

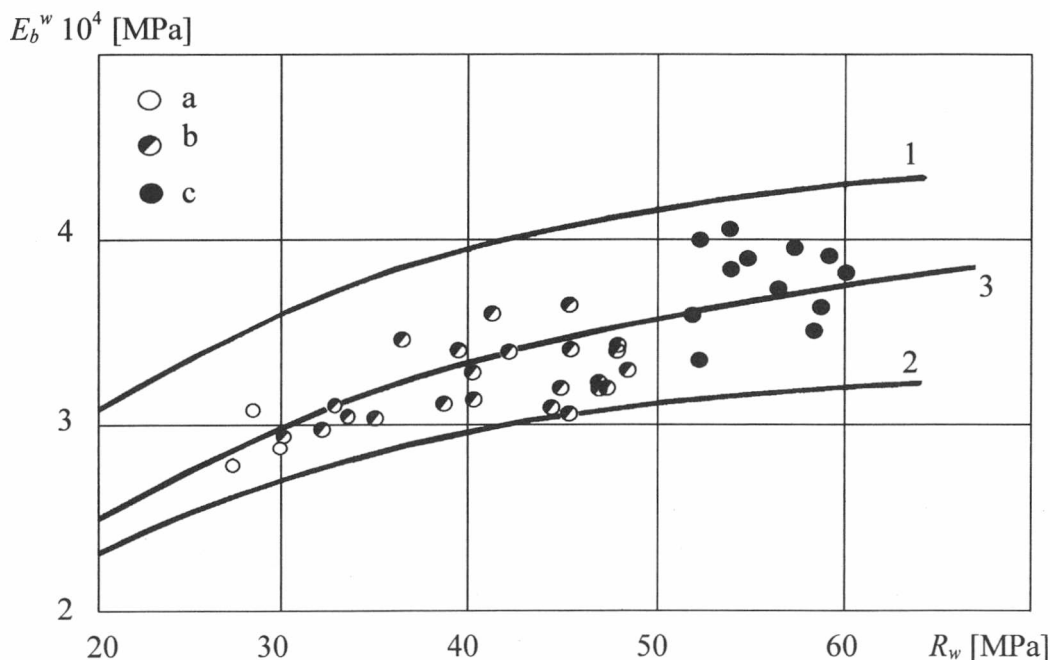
$$E_b^w = \frac{100000}{1 + \frac{80}{R_w}}. \quad (2.14)$$

Podobne wyrażenie dla betonu wirowanego klasy do 80 MPa proponuje również Vadluga [98]:

$$E_b^w = \frac{100000}{2 + \frac{40}{R_w}}. \quad (2.15)$$

W powyższych wzorach współczynnik E_b^w jest funkcją pierścieniowej wytrzymałości na ściskanie betonu wirowanego R_w . Zależność pomiędzy tymi dwoma wielkościami wynikającą z badań doświadczalnych przedstawiono na rys.2.6.

Próbki pierścieniowe zastosowane do badań współczynnika sprężystości E_b^w betonu wirowanego miały wysokość 600 mm, średnicę zewnętrzną 260 mm i grubości ścianek $20 \div 33$ mm. Elementy wykonywano z cementu portlandzkiego klasy 50 MPa, tłucznia granitowego o ziarnach od 5 do 20 mm i piasku kwarcowego. Wirowanie odbywało się na wirówce rolkowej. Z rys.2.6 wynika, że wartości współczynnika sprężystości E_b^w znajdują się pomiędzy wartościami normowymi dla betonów zwykłych i drobnoziarnistych. Wartość współczynnika E_b^w wzrasta z wiekiem betonu oraz wartością pierścieniowej wytrzymałości R_w betonu wirowanego na ściskanie.



Rys.2.6. Zależność współczynnika sprężystości E_b^w od pierścieniowej wytrzymałości R_w betonu wirowanego w chwili badania po: 1dobie (a), 28 ÷ 40 dobach (b) i po 1,5 roku (c) [98]

- 1 - wg normy [90] dla betonu zwykłego,
- 2 - wg normy [90] dla betonu drobnoziarnistego,
- 3 - wg wzoru (2.14)

Kudzis [44] cytuje za Vadlugiem wzór na współczynnik sprężystości E_b^w betonu wirowanego. Dodatkowo stwierdza, że współczynnik sprężystości $E_{b,r}^w$ betonu wirowanego podczas rozciągania jest mniejszy od E_b^w i wynosi:

$$E_{b,r}^w = (0,8 \div 0,9) E_b^w. \quad (2.16)$$

Nieco różniący się wzór na współczynnik sprężystości E_b^w betonu wirowanego prezentują w pracy [48] Lastočkin, Pecold i Tarasov:

$$E_b^w = \frac{100000}{1,066 + \frac{95,7}{R_w}}. \quad (2.17)$$

Adesiyun w swojej pracy [3] na podstawie badań doświadczalnych zaproponował zależność pomiędzy współczynnikiem sprężystości E_b^w (w GPa) a pierścieniową wytrzymałością na ściskanie betonu wirowanego R_w (w MPa) w postaci:

$$E_b^w = 2,228(R_w)^{0,695}. \quad (2.18)$$

Wartości współczynnika E_b^w otrzymane ze wzorów (2.15) i (2.18) przy wyższych wytrzymałościach betonu wirowanego R_w (powyżej 40 MPa) różnią się nieznacznie. Gdy wytrzymałość R_w jest mniejsza od 40 MPa różnice sięgają ponad 20 %. Wzory (2.17) i (2.18) dają natomiast wręcz identyczne wyniki (różnice sięgają maksymalnie do 1,8 %). Wyniki znacznie odbiegające od wyżej wymienionych wartości otrzymujemy natomiast ze wzoru (2.14).

2.2. Słupy uzwojone

2.2.1. Uzwojone słupy pełne

Nośność i odkształcalność betonowych, uzwojonych słupów pełnych była przedmiotem wielu prac badawczych i doświadczalnych. Osiowo ściskany element żelbetowy, mający uzwojenie w postaci wkładki o kształcie linii śrubowej obejmującej wkładki podłużne, może przenieść znacznie większe obciążenie niż ściskany element żelbetowy, którego wkładki podłużne są jedynie usztywnione za pomocą rzadko rozmieszczonych strzemion poprzecznych. Właściwą tego przyczyną jest działanie uzwojenia. Pierwsze badania pełnych słupów uzwojonych przeprowadził Considère (1902 r.) [58]. Jest on również autorem wzoru na nośność takiego słupa:

$$P_n = 1,5 R_s A_r + \sigma_{pl} (A_s + 2,4 A_u), \quad (2.19)$$

gdzie:

- P_n - siła niszcząca,
- R_s - wytrzymałość słupowa betonu na ściskanie,
- σ_{pl} - granica plastyczności stali zbrojeniowej (prętów podłużnych i uzwojenia),
- A_r - powierzchnia przekroju rdzenia betonowego,
- A_s - sumaryczna powierzchnia przekroju prętów podłużnych,
- A_u - zastępczy przekrój uzwojenia obliczany ze wzoru:

$$A_u = \frac{\pi D_r a_u}{s}, \quad (2.20)$$

w którym:

- D_r - średnica uzwojonego rdzenia betonowego,
- a_u - powierzchnia przekroju pręta uzwojenia,
- s - skok spirali.

Considère wprowadził do wzoru (2.19) dwa współczynniki. Pierwszy współczynnik (1,5) uwzględniał zaobserwowany doświadczalnie wzrost wytrzymałości betonu pracującego w słupie uzwojonym. Drugi współczynnik (2,4) wynikał z zaobserwowanej podczas badań

eksperymentalnych większej skuteczności uzwojenia w stosunku do zbrojenia podłużnego. Wzór Considère'a wykazywał dobrą zgodność z wynikami badań.

Problematyką słupów uzwojonych przed II wojną światową zajmowali się między innymi Kleinlogel A. (1910 r.), Mörsch E. (1923 r.), Gehler W. (1928 r.), Emperger F. (1931 r.), Freudenthal A. (1933 r.). Mörsch [58] zaproponował wzór na obliczanie siły dopuszczalnej P_{dop} w słupach uzwojonych:

$$P_{dop} = \sigma_b (F_k + n F_e + m F_s) , \quad (2.21)$$

gdzie:

- σ_b - naprężenia dopuszczalne dla betonu,
- F_k - powierzchnia przekroju rdzenia betonowego,
- F_e - powierzchnia przekroju zbrojenia podłużnego,
- F_s - zastępczy przekrój uzwojenia obliczany według wzoru (2.20),
- n, m - współczynniki empiryczne o wartościach $n = 15, m = 45$.

Dopiero po roku 1932 wprowadzono zależność pomiędzy wartościami współczynników n i m a wytrzymałością betonu W_b :

- a) przy wytrzymałości kostkowej betonu $W_b \leq 16,0$ MPa, $n = 15, m = 45$,
- b) dla $W_b > 16,0$ MPa oraz przy zagwarantowaniu dobrego wykonania:

$$n = \frac{\sigma_s}{W_b} \quad \text{oraz} \quad m = \frac{\sigma_s}{W_b} , \quad (2.22)$$

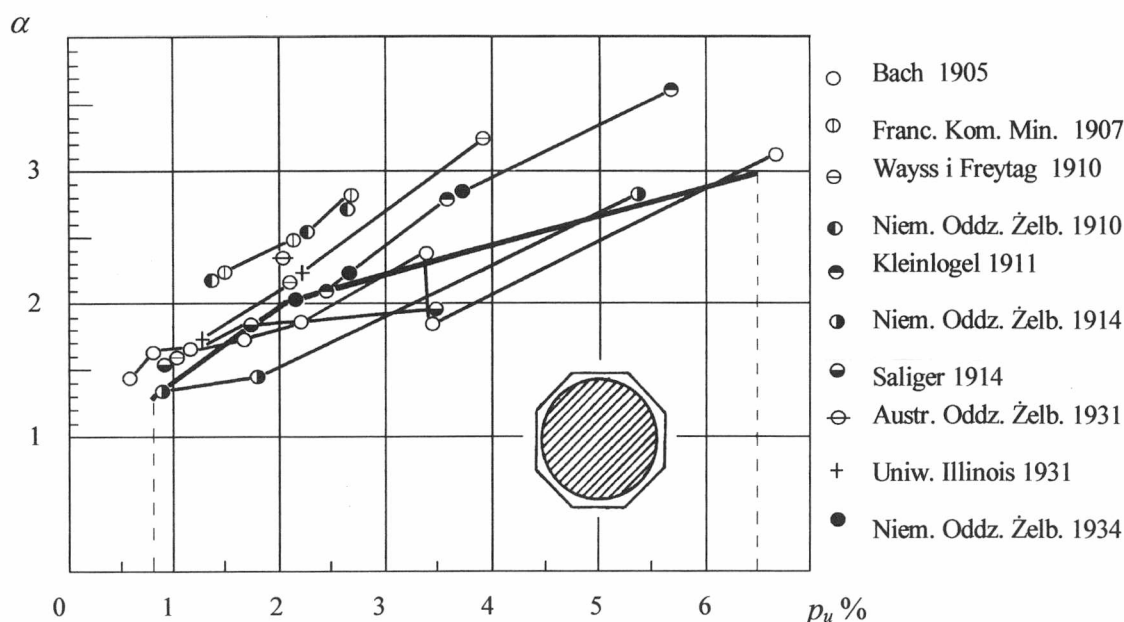
gdzie σ_s oznacza granicę plastyczności stali zbrojeniowej. Prawie wszystkie kraje europejskie w swoich normach przyjęły wzór Mörsch'a.

W Polsce zagadnieniem słupów uzwojonych zajmował się profesor Politechniki Lwowskiej Kuryłło (1948 r.). Przeprowadził on 112 ośmiobocznych słupków o średnicy koła wpisanego 20 cm i wysokości 60 cm. Elementy badawcze zbrojone były ośmioma wkładkami podłużnymi o średnicy od 12 do 16 mm. Druty uzwojenia zmieniały średnicę od 5 do 10 mm, przy czym skok uzwojenia wahał się od 3,2 do 4 cm. Opierając się na doświadczeniach własnych oraz badaczy francuskich i niemieckich, Kuryłło [46,47] przyjął poniższy wzór określający siłę niszczącą P_n słupa uzwojonego:

$$P_n = R_s \frac{220}{R_w} \alpha A_r + \sigma_{pl} A_s , \quad (2.23)$$

gdzie:

- R_s - 28-dniowa wytrzymałość słupowa betonu (kG/cm²),
- R_w - 28-dniowa wytrzymałość kostki betonowej o wymiarach 20 x 20 x 20 cm,
- σ_{pl} - granica plastyczności prętów podłużnych,
- A_r, A_s - jak we wzorze (2.19).



Rys.2.7. Wartości współczynnika α wg badań doświadczalnych [46,47]

Pośredni wpływ uzwojenia na powiększenie nośności rdzenia Kuryłło uwzględnił przez wprowadzenie większego od jedności współczynnika α (rys.2.7), zależnego od procentu uzwojenia p_u :

$$p_u = \frac{A_u}{A_r}, \quad (2.24)$$

gdzie:

A_u , A_r - jak we wzorze (2.19).

W latach pięćdziesiątych zagadnieniem słupów uzwojonych zajmował się Olszak. Postawił sobie za cel rozważyć zagadnienie elementów uzwojonych w podwójnym ujęciu:

- 1) stan graniczny z uwzględnieniem nieliniowości i anizotropii rdzenia betonowego,
- 2) stan użytkowy przy uwzględnieniu reologicznych własności rdzenia.

W pracy [62], autor zajął się stanem naprężeń i odkształceń w uzwojonym słupie pełnym w zakresie teorii sprężystości. Rozpatrzono ustrój anizotropowy, w danym przypadku cylindrycznie ortotropowy. Okazało się to pożyteczne ze względu na występowanie znacznej różnicy (w zależności od poziomu obciążenia elementu) naprężeń w kierunku podłużnym i kierunku poprzecznym oraz co za tym idzie, również wartości cech materiałowych związanych z tymi kierunkami. W celu uproszczenia zagadnienia do problemu płaskiego (w płaszczyznach prostopadłych do osi podłużnej rozpatrywanego elementu ściskanego) zastąpiono uzwojenie spiralne zastępczym płaszczem ciągłym z blachy stalowej. Płaszcz ten nie bierze udziału w bezpośrednim przenoszeniu sił podłużnych.

W wyniku analiz autor otrzymał wzory na wielkości naprężeń i odkształceń w stanie sprężystym oraz wielkość ciśnienia p (naprężenia promieniowego) pomiędzy warstwą betonu a płaszczem stalowym w postaci:

$$p = -\frac{1}{2} \varphi_u \sigma_u, \quad (2.25)$$

gdzie:

φ_u - moc uzwojenia, wg wzoru (2.24),

σ_u - naprężenia w uzwojeniu [MPa].

Na tym etapie, autor uznał rozwiązanie zadania na terenie teorii sprężystości za wyczerpane. Dla konkretnych danych liczbowych wykazał, że teoria oparta o założenia odkształceń liniowo-sprężystych nie jest w stanie wytłumaczyć zachowania się słupów uzwojonych ani w obszarze użytkowym, ani też w chwili osiągnięcia granicy ich nośności.

Olszak tłumaczy w dalszej części pracy [62] że, wykorzystanie uzwojenia pozostaje nieznaczne tak długo dopóki naprężenia w betonie nie osiągną wartości równych wytrzymałości betonu na ściskanie. Dopiero w miarę przekraczania tej granicy i dalszego wzrostu naprężeń w betonie odkształcenia poprzeczne pobudzają uzwojenie do wydajnej pracy. Tym efektywnym włączeniem się uzwojenia do pracy przy przenoszeniu obciążenia pionowego, autor tłumaczy obserwowany fakt odpadania otuliny. Ostateczne zniszczenie elementu, wg autora, może być wywołane dwiema przyczynami:

I) na skutek wyczerpania nośności rdzenia:

Ia) zniszczony zostanie rdzeń przy nienaruszonym uzwojeniu,

Ib) rdzeń zostanie zniszczony po przekroczeniu granicy plastyczności uzwojenia,

II) na skutek wyczerpania nośności uzwojenia.

Praktycznie rzecz biorąc, do ustalenia nośności granicznej P_{gr} z uwzględnieniem teorii Mohra, służy wzór:

$$P_{gr} = \alpha P_0, \quad (2.26)$$

gdzie P_0 jest porównawczą nośnością słupa o tym samym przekroju i z tego samego betonu, nie wzmocnionego uzwojeniem. Współczynnik α zależny jest od typu zniszczenia elementu i należy go przyjmować jako mniejszy z dwóch następujących wartości:

$$\alpha_{Ia} = \frac{1}{1 - 3,33 \frac{\varphi_u}{2 \frac{E_p}{E_u} + (1 - \nu_p)}}, \quad (2.27)$$

$$\alpha_{II} = \frac{\xi Q}{R_s} \left(\frac{1}{\nu_{p3} n_3} + \frac{1 - \nu_p}{2 \nu_{p3}} \varphi_u \right). \quad (2.28)$$

gdzie:

Q - granica plastyczności uzwojenia,

R_s - wytrzymałość słupowa betonu na ściskanie,

$\nu_p, \nu_{3p}, \nu_{p3}$ - współczynnik Poisson'a między kierunkami ortogonalnymi: obwodowym a promieniowym, podłużnym a obwodowym i promieniowym, obwodowym i promieniowym a podłużnym,

E_p - współczynnik sprężystości betonu w kierunku obwodowym i promieniowym,

E_u - współczynnik sprężystości uzwojenia,

ξ - współczynnik uwzględniający fakt, że w chwili osiągnięcia granicy plastyczności stali Q , nośność słupa nie jest jeszcze w pełni wyczerpana ($\xi \geq 1$).

Jak widać skuteczność wzmocnienia poprzez uzwojenie jest funkcją ucisku poprzecznego wytworzonego w wyniku przeciwstawienia się uzwojenia odkształceniom poprzecznym rdzenia betonowego. Opór ten wzrasta z mocą uzwojenia φ_u i z jego granicą plastyczności Q . Wytrzymałość betonu R_s wpływa na skuteczność wzmocnienia w sensie przeciwnym.

W zagadnieniu drugim, dotyczącym stanów użytkowych z uwzględnieniem reologicznych własności rdzenia, opisanych w pracy [61], w celu uchwycenia istotnych cech badanych zjawisk rozpatrzono model elementu możliwie prosty, prowadzący w rdzeniu do jednorodnego stanu naprężeń ściskających. Do analizy wpływu zjawisk reologicznych posłużono się funkcją pełzania zapisaną w postaci funkcji wykładniczej Dischingera. W rozważaniach pominięto wpływ pełzania stali na rozpatrywane zjawisko.

W wyniku przeprowadzonych analiz okazało się, że na skutek występowania odkształceń opóźnionych od pełzania betonu stan naprężeń zmienia się. Zmiana ta ma charakter jakościowy i ilościowy. Zmiana jakościowa wyraża się np. w zmienności w czasie wzajemnego stosunku wartości poszczególnych składowych stanu naprężenia i odkształcenia. Zmianę ilościową charakteryzuje np. przyrost w czasie ciśnienia bocznego, przenoszącego się z uzwojenia na rdzeń. Znajomość funkcji zmiany ciśnienia bocznego w czasie umożliwia podanie reszty charakterystycznych wielkości, jak np.: naprężenia w spirali $\sigma_u(t)$, odkształcenia poprzeczne $\varepsilon_p(t)$, odkształcenia podłużne $\varepsilon_3(t)$, itp.

Teoretyczne prace Olszaka pozwoliły przybliżyć się znacznie do rzeczywistego przebiegu zjawisk towarzyszących przyrostowi obciążeń i związanych z nimi odkształceń. Przyrost nośności słupa uzwojonego w porównaniu do elementu nieuzwojonego można wytłumaczyć wzrostem wytrzymałości betonu pracującego w trójosiowym stanie naprężeń ściskających. Przyrost ten Olszak wyraża, podobnie jak Kuryłło, poprzez wprowadzenie współczynnika α , zależnego od typu zniszczenia elementu oraz parametrów betonu i uzwojenia. Na opisany przebieg zjawisk Olszak nałożył procesy związane z pełzaniem rdzenia poddanego ściskaniu trójosiowemu. Stanowi to w przypadku słupów uzwojonych przypadek pojedynczy tego typu analizy. Mimo pozytywnych cech opracowań zauważyć należy, że w wyniku zastosowanych uproszczeń pominięto problem nieciągłości przyłożenia naprężeń bocznych oddziałujących na rdzeń betonowy oraz związane z tym zagadnienie skutecznej średnicy rdzenia.

Omawiając sposoby wymiarowania elementów uzwojonych Rüsch i Stöckl w pracy [84] zauważają, że przyrost nośności słupów uzwojonych można wyliczać w oparciu o dwa sposoby. Pierwszy z nich zakłada, że uzwojenie wywołuje w betonie trójosiowy stan naprężeń ściskających. Przyrost nośności słupów uzależnia się od zwiększenia wytrzymałości betonu:

$$\beta_1 = \beta_c + k p . \quad (2.29)$$

gdzie:

- β_1 - wytrzymałość betonu w trójosiowym stanie naprężeń,
- β_c - wytrzymałość betonu w jednoosiowym stanie naprężeń,
- k - współczynnik zależny od kąta tarcia wewnętrznego betonu,
- p - naprężenia poprzeczne powstające na styku betonu i uzwojenia.

Zmienność współczynnika k w zależności od przeprowadzonych badań doświadczalnych zamieszczono w tab.5.2 ÷ 5.4 niniejszej pracy. Autorzy opracowania [84] przyjęli wartość $k = 4$. Wyrażając naprężenia poprzeczne p w postaci wzoru:

$$p = \frac{1}{2} \frac{F_{eq}}{F_k} \sigma_{eq} , \quad (2.30)$$

otrzymali wzór na przyrost siły ΔP_{eq} wynikający z zastosowania spirali:

$$\Delta P_{eq} = F_k k p = 2 F_{eq} \sigma_{eq} , \quad (2.31)$$

gdzie:

F_{eq} - zastępczy przekrój uzwojenia, wg wzoru (2.20),

F_k - przekrój rdzenia betonowego,

σ_{eq} - naprężenia w uzwojeniu.

Drugi sposób zakłada, że rdzeń betonowy w słupie uzwojonym, podobnie jak woda zamknięta w cylindrze, wywiera ciśnienie boczne na uzwojenie. Dla wody mamy więc:

$$\Delta P_{eq, woda} = \frac{1}{2} F_{eq} \sigma_{eq}. \quad (2.32)$$

Stosunek naprężeń poprzecznych do podłużnych w betonie jest inny niż dla wody. Dla betonu autorzy proponują przyjąć wartość tego stosunku jako $\mu_b = 1/5$. Przyrost siły ΔP_{eq} można więc zapisać ostatecznie w postaci:

$$\Delta P_{eq} = \frac{1}{\mu_b} \Delta P_{eq, wody} = 2,5 F_{eq} \sigma_{eq}. \quad (2.33)$$

Menne w swojej pracy [53] oparł się na założeniu zwiększonej wytrzymałości betonu pracującego w złożonym stanie naprężeń ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = p$):

$$\beta_1 = \beta_c + 2\gamma p. \quad (2.34)$$

Współczynnik γ podany tu został na podstawie badań Müllera [55] i wynosi:

$$\gamma = 3,25 e^{-0,125 \sqrt[4]{p}}, \quad (2.35)$$

Wartość naprężeń poprzecznych p obliczać należy wg wzoru (2.30). Pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.29). W praktycznym zastosowaniu Menne proponuje przyjmować wartość $\gamma = 1,7$. Ostatecznie wzór na nośność N_u słupów uzwojonych przyjął postać:

$$N_u = F_k \left(\beta_c + 1,7 k_\beta \frac{F_w \beta_{sw}}{F_k} \right) + F_e \beta_s, \quad (2.36)$$

gdzie:

F_w - zastępczy przekrój uzwojenia, wg wzoru (2.19),

F_e - przekrój stali podłużnej,

F_k - przekrój rdzenia betonowego, obliczony ze wzoru:

$$F_k = \frac{\pi d_{ki}^2}{4} - F_e, \quad (2.37)$$

d_{ki} - skuteczna średnica rdzenia betonowego, obliczona wg wzoru:

$$d_{ki} = d_k - \frac{a_w - d_w}{2}, \quad (2.38)$$

a_w - skok uzwojenia,

d_k - zewnętrzna średnica słupa,

d_w - średnica uzwojenia,

β_c - wytrzymałość betonu w jednoosiowym stanie naprężeń,

β_s - wytrzymałość stali podłużnej,

β_{sw} - wytrzymałość uzwojenia,

$$k_\beta = 1 + \frac{\beta_c - 200}{1000}. \quad (2.39)$$

W wyniku dalszych analiz teoretycznych Menne wprowadza pewne zmiany w ostatecznym kształcie wzoru na nośność N_u słupów uzwojonych:

$$N_u = (F_k - F_e) \beta_c + F_e \beta_s + 1,85 F_w \beta_{sw} \left(1 - \frac{a_w}{d_k} \right). \quad (2.40)$$

Oznaczenia jak dla wzoru (2.36).

Pojawiający się we wzorze (2.40) współczynnik $(1 - a_w/d_k)$ uwzględnia nieciągłość przyłożenia obciążenia bocznego wywołanego oddziaływaniem spirali na rdzeń betonowy. Pomiędzy zwojami spirali wytwarzają się przesklepienia naprężeń, których nachylenie zależne jest od skoku spirali. Jednorodny stan naprężeń ściskających występuje więc w pewnej odległości od powierzchni zewnętrznej rdzenia. Menne proponuje by ostatecznie wartość skutecznej średnicy rdzenia betonowego d_o obliczać ze wzoru:

$$d_o = d_k - \frac{a_w}{2} \operatorname{ctg} \alpha. \quad (2.41)$$

Kąt α opisuje kąt nachylenia stycznych do parabol naprężeń powstających pomiędzy poszczególnymi zwojami.

W pracy [91] Stöckl i Menne prezentują badania doświadczalne uzwojonych słupów pod działaniem obciążenia mimośrodowego. Wyniki tych badań pokazały, że słupy uzwojone mogą pracować również pod niewielkim obciążeniem mimośrodowym. Całkowity mimośród działania siły nie powinien przekraczać warunku:

$$e + f_w \leq 0,25 d_k, \quad (2.42)$$

gdzie:

e - mimośród statyczny,

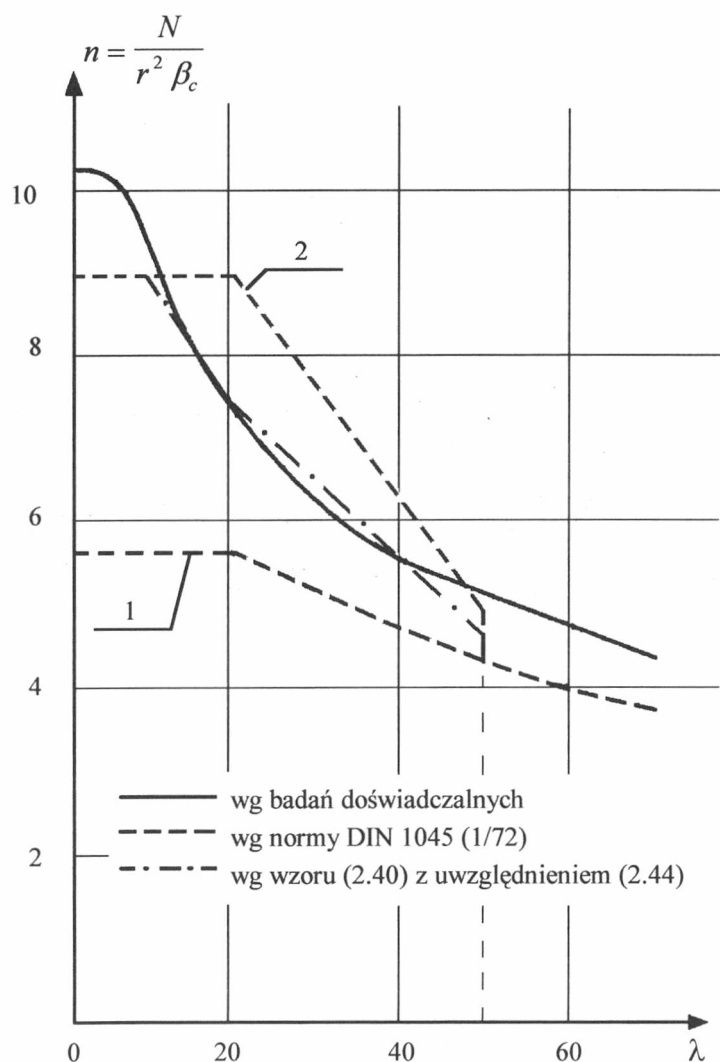
f_w - mimośród wywołany momentem dodatkowym wg teorii II rzędu:

$$f_w = d_k \left(0,125 + \frac{\lambda - 20}{240} \right). \quad (2.43)$$

Ważność warunku (2.43) określona jest dla smukłości $\lambda = l_0/i \in \langle 20 \div 50 \rangle$ ($l_0/d \in \langle 5 \div 12,5 \rangle$). Dla smukłości $\lambda = 10$ ($l_0/d = 2,5$) nie uwzględnia się dodatkowego wpływu mimośrodów f_w . Pomiędzy $\lambda = 10$ i $\lambda = 20$ należy przeprowadzać interpolację liniową. Przyrost nośności słupów spowodowany uzwojeniem we wzorze (2.40) należy mnożyć dodatkowo przez współczynnik:

$$\left(1 - \frac{4M}{Nd_k}\right) = \left(1 - \frac{4e}{d_k}\right) \geq 0. \quad (2.44)$$

Na rys.2.8 przedstawiono przykładowy wykres zależności pomiędzy nośnością słupa ściskanego osiowo wyrażoną bezwymiarowym współczynnikiem n a smukłością λ elementu.



Rys.2.8. Porównanie nośności doświadczalnej i teoretycznej słupów ściskanych osiowo [91]

Na rys.2.8 również zaprezentowano wyniki analiz dla elementów nieuzwojonych (krzywa nr 1) i uzwojonych (krzywa nr 2). Stopień zbrojenia podłużnego i uzwojającego był jednakowy i wynosił 4 %. Dodatkowe parametry: $d/d_k = 1/0,9$; $a_w/d_k = 0,1$. Jak widać w zakresie smukłości λ do 20 (wg [20]) lub do 10 (wg wzoru (2.40) z uwzględnieniem współczynnika (2.44)) występuje wyraźny przyrost nośności wywołany uzwojeniem w porównaniu z elementem nieuzwojonym. Wyniki otrzymane ze wzoru (2.40) z uwzględnieniem współczynnika (2.44)

wykazują dużą zgodność z wynikami otrzymanymi z badań doświadczalnych. Norma [20] w zakresie smukłości λ od 10 do 50 zawyża wartości nośności w porównaniu z wynikami badań. Powyżej smukłości $\lambda = 50$ korzystny wpływ uzwojenia zanika całkowicie.

Podjęcie badaczy niemieckich do problemu słupów uzwojonych jest podejściem bardzo nowatorskim. Uwzględniono nieciągłość przyłożenia obciążenia bocznego wywołanego oddziaływaniem spirali, co doprowadziło do zdefiniowania skutecznej średnicy rdzenia betonowego. Dodatkowo pokazano, że pozytywny wpływ uzwojenia można uwzględniać nawet jeśli słupy pracują pod niewielkim obciążeniem mimośrodowym. Analiza wpływu smukłości potwierdziła zakres stosowności elementów uzwojonych. Zachowanie się elementów smukłych znalazło odzwierciedlenie w proponowanych przez badaczy wzorach na nośność słupów uzwojonych.

W badaniach Mandera, Priestley'a i Parka [52] oraz Joen'a i Parka [30], podobnie jak u badaczy niemieckich, przyjęto, że przyrost nośności słupów uzwojonych w stosunku do elementów nieuzwojonych związany jest z pracą betonu w trójosiowym stanie naprężeń, co zapisano w postaci:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l, \quad (2.45)$$

gdzie podobnie jak we wzorze (2.29) oznaczono:

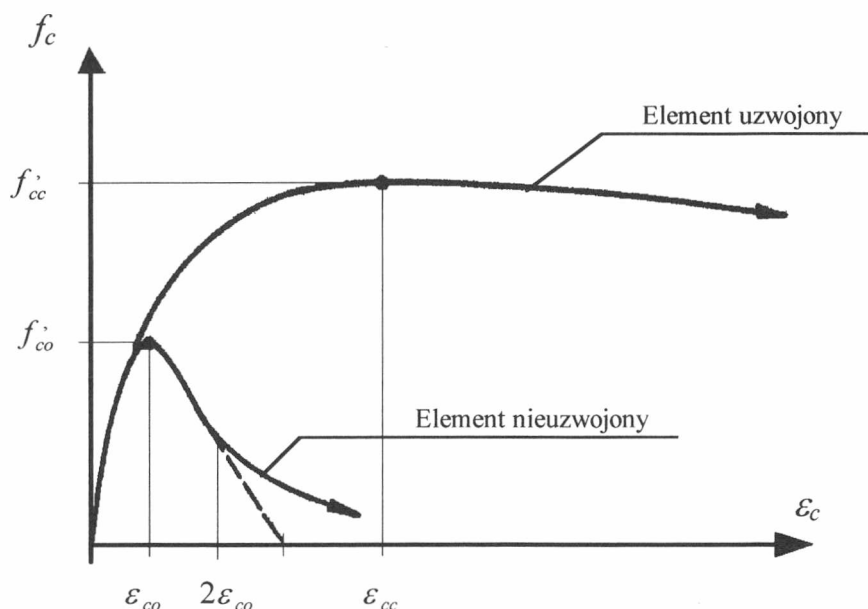
f'_{cc} - wytrzymałość betonu w trójosiowym stanie naprężeń,

f'_{co} - wytrzymałość betonu w jednoosiowym stanie naprężeń,

k_1 - współczynnik zależny od parametrów betonu,

f_l - naprężenia poprzeczne powstające na styku betonu i uzwojenia.

Zmianę zachowania się słupa uzwojonego w stosunku do słupa nieuzwojonego zaprezentowano na rys.2.9. Z przedstawionych na nim wykresów wynika, że zastosowanie uzwojenia prócz podniesienia nośności elementu, zwiększa również jego odkształcalność.



Rys.2.9. Poglądowy model naprężenia - odkształcenia dla elementów uzwojonych i nieuzwojonych wg [52]

Wartość korespondujących z f'_{cc} odkształceń podłużnych ε_{cc} opisano funkcją zależną od podłużnych odkształceń ε_{co} elementu nieuzwojonego:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right), \quad (2.46)$$

gdzie:

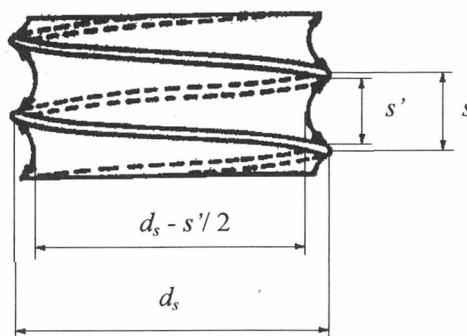
k_2 - doświadczalny współczynnik zależny od właściwości materiałowych betonu oraz wielkości naprężeń bocznych, wg [52] przyjmuje wartości od 3 do 6.

Pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.45).

Uwzględnienie nieciągłości przyłożenia obciążenia bocznego dokonano poprzez wprowadzenie współczynnika k_e :

$$f'_l = f_l k_e. \quad (2.47)$$

Współczynnik k_e wyraża stosunek skutecznego przekroju rdzenia A_e do przekroju rdzenia betonowego A_{cc} pomniejszonego o zbrojenie podłużne. W celu określenia skutecznego przekroju rdzenia A_e przyjęto, że naprężenia w kierunku poprzecznym pomiędzy zwojami tworzą parabole, których styczne nachylone są pod kątem 45° do poziomemu (rys.2.10).



Rys.2.10. Skuteczna średnica rdzenia betonowego dla pełnych słupów uzwojonych wg [30]

W ostateczności współczynnik k_e przyjmie postać:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)}{\frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc})} = \frac{1 - \frac{s'}{2 d_s}}{1 - \rho_{cc}}, \quad (2.48)$$

gdzie:

ρ_{cc} - stopień zbrojenia podłużnego.

Pozostałe symbole wyjaśniono na rys.2.10.

Z rozkładu sił w przekroju uzwojonym wiadomo, że:

$$2 f_{yh} A_{sp} = f_l s d_s, \quad (2.49)$$

gdzie:

f_{yh} - wytrzymałość stali uzwojenia,
 A_{sp} - przekrój pręta uzwojenia.

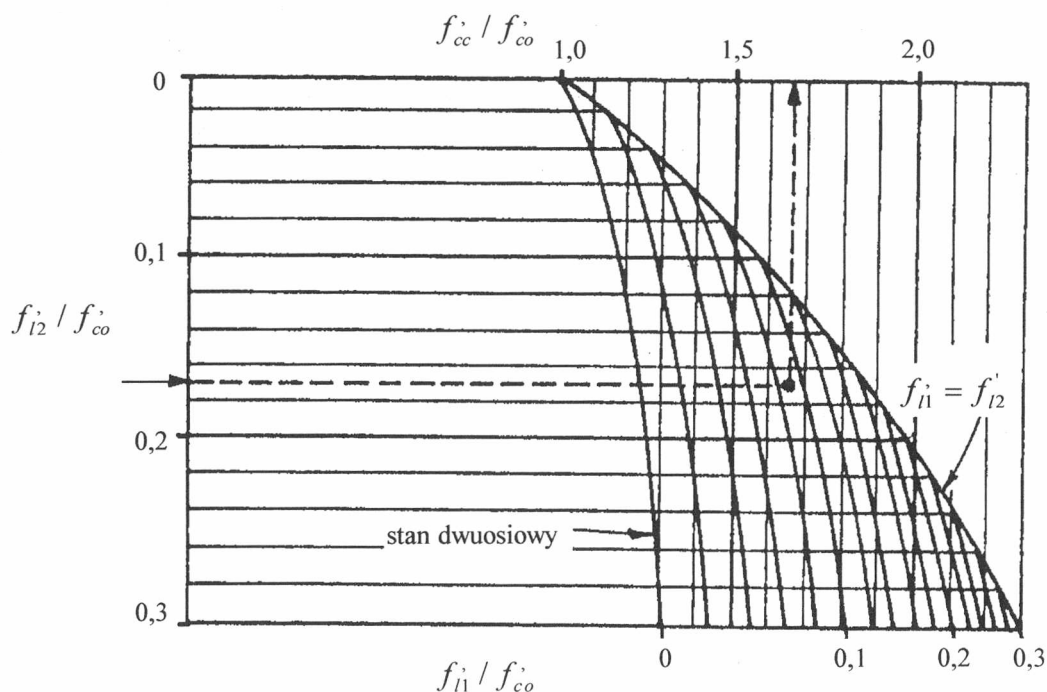
Przekształcając wzór (2.49) oraz wprowadzając współczynnik ρ_s wyrażający stosunek zastępczego przekroju uzwojenia do skutecznego przekroju rdzenia betonowego (jak we wzorze (2.24)) otrzymano:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh}, \quad (2.50)$$

co po uwzględnieniu współczynnika k_e prowadzi do:

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}. \quad (2.51)$$

Ostatecznie do określania wytrzymałości betonu w trójosiowym stanie naprężeń, wywołanym zastosowaniem uzwojenia, przyjęto konstytutywny, zmodyfikowany pięcioparametrowy model zniszczenia opisany przez Willama i Warnke'a [102]. Obliczeniowa powierzchnia graniczna została oparta na badaniach Schickerta i Winklera [88] w trójosiowym stanie naprężeń. Ogólne rozwiązanie kryterium zniszczenia w wieloosiowym stanie naprężeń dla dwóch naprężeń poprzecznych f_{l1}' i f_{l2}' pokazano na rys.2.11.



Rys.2.11. Zależność pomiędzy naprężeniami bocznymi a wytrzymałością betonu w trójosiowym stanie naprężeń [52]

Dla słupów uzwojonych, gdzie zakłada się równość naprężeń promieniowych i obwodowych ($f_{l1}' = f_{l2}'$) prezentowany wykres ulega znacznym uproszczeniom. Jak widać na rys.2.11 wraz ze wzrostem wartości naprężeń bocznych wartość wytrzymałości betonu f_{cc}' wzrasta.

Gdy rdzeń betonowy znajduje się w stanie trójosiowego ściskania, z równymi naprężeniami bocznymi f_l' autorzy opracowań [30,52] wykazują, że wytrzymałość f_{cc}' można opisać wzorem:

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f_l'}{f_{co}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}'} - 1,254 \right). \quad (2.52)$$

W polskich przepisach dotyczących obliczania słupów uzwojonych badania betonu w trójosiowym stanie naprężeń nie znalazły głębszego odbicia. Norma [70] wprowadziła, podobnie do prezentowanych już analiz badaczy niemieckich, rozdzielenie całkowitej nośności słupa uzwojonego na nośność związaną z betonem pracującym w jednoosiowym stanie naprężeń ściskających, stałą podłużną oraz przyrostu nośności wynikającego z zastosowania uzwojenia. Obliczanie siły niszczącej ściskanych osiowo słupów uzwojonych wyznaczano wg wzoru:

$$N_n = F_r R_s + F_z Q_r + 2,5 F_u Q_{ru}, \quad (2.53)$$

gdzie:

R_s - wytrzymałość słupowa betonu na ściskanie,

Q_r - granica plastyczności stali prętów podłużnych,

Q_{ru} - granica plastyczności stali uzwojenia,

$F_r = \frac{\pi \cdot d_r^2}{4}$ - przekrój rdzenia betonowego zawartego wewnątrz osi uzwojenia o średnicy d_r ,

F_z - powierzchnia przekroju prętów podłużnych,

F_u - zastępczy przekrój uzwojenia obliczony jak we wzorze (2.20).

Obliczona nośność słupa nie mogła przy tym przekroczyć wartości obliczonej wg wzoru:

$$N_n \leq 1,5 (F_b R_s + F_z Q_r), \quad (2.54)$$

gdzie:

F_b - powierzchnia przekroju poprzecznego słupa o średnicy zewnętrznej d .

Ponadto norma [70] ograniczała smukłość słupów uzwojonych: $l_o/d \leq 12$ (l_o - długość obliczeniowa słupa, d - średnica słupa).

W normie [78] dostosowano wzory (2.53) i (2.54) na nośność słupów uzwojonych do metody stanów granicznych, nie zmieniając ich istoty:

$$N \leq 0,9 R_b F_j + R_{ac} F_{ac} + 2,5 R_{au} F_u, \quad (2.55)$$

$$N \leq 1,5 (0,9 R_b F_b + R_{ac} F_{ac}), \quad (2.56)$$

gdzie:

R_b - wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie,

R_a - wytrzymałość obliczeniowa stali prętów podłużnych,

R_{au} - wytrzymałość obliczeniowa stali uzwojenia,

- F_j - pole przekroju betonowego rdzenia uzwojonego,
 F_{ac} - pole przekroju zbrojenia podłużnego,
 F_u - zastępcze pole przekroju uzwojenia jak we wzorze (2.20).

Wpływ niezamierzonego mimośrodowość siły podłużnej uwzględniono poprzez współczynnik 0,9 redukujący o 10% wytrzymałość obliczeniową betonu. W ocenie wpływu smukłości na nośność słupów uzwojonych, obecnie obowiązująca norma [78] jest ostrożniejsza niż norma [70] z 1956 roku [70], gdyż ogranicza smukłość do $l_o/d \leq 10$. Takie podejście do problemu zastosowano również w projekcie nowej normy [83], zmieniając jedynie oznaczenia dostosowane do norm obowiązujących w Unii Europejskiej.

Trzeba w tym miejscu zaznaczyć, iż problem osiowości obciążenia oraz smukłości słupów uzwojonych został odmiennie potraktowany w normach innych krajów.

Badania eksperymentalne betonu w trójosiowym stanie naprężenia przeprowadzone przez Richarta, Brandtzaega, Browna, Staehle'go i Draffina opisane w pracach [37,59,58] oraz prace Iyengara, Desayi i Reddy'ego [28], Mennego i Stöckla [53,91], a także Rüscha [84] umożliwiły Nowakowskiemu [59] podanie następującego wzoru na przyrost nośności słupa ΔN_u , uzyskany poprzez zastosowanie uzwojenia:

$$\Delta N_u = 2,3 \left(1 - \frac{c_u}{d_j} \right) R_{au} F_u \left(1 - \frac{8e}{d_j} \right), \quad (2.57)$$

gdzie:

- c_u - skok spirali,
 d_j - średnica przekroju rdzenia betonu,
 e - mimośród siły podłużnej,
 R_{au} oraz F_u jak we wzorze (2.55).

Zakres ważności wzoru (2.57) podobnie jak w normie [20] został ograniczony warunkiem:

$$e \leq 0,125d_j, \quad (2.58)$$

Oznacza to, że w przypadku gdy siła obciążająca słup przyłożona jest na granicy rdzenia przekroju ($e = 0,125d_j$), w uzwojeniu usytuowanym przy mniej ściskanej krawędzi słupa mogą wystąpić niewielkie naprężenia rozciągające. W betonowym rdzeniu panuje jeszcze wówczas korzystny dla nośności słupa przestrzenny stan naprężeń ściskających. Ważność powyższego wzoru Nowakowski poparł wynikami własnych badań [59]. Przebadł on 45 uzwojonych elementów słupowych, analizując wpływ średnicy prętów uzwojenia, wysokości słupów, a także wpływ mimośrodu siły ściskającej.

Drugim, obok mimośrodu, czynnikiem mającym wpływ na nośność elementów uzwojonych jest smukłość. Problem wpływu smukłości sprowadza się do ustalenia dopuszczalnej wartości smukłości, dla której można jeszcze uwzględnić przyrost nośności słupa spowodowany działaniem uzwojenia. Niewiele jest jednak badań, które dotyczyłyby tego zagadnienia. Opierając się na wynikach uzyskanych przez innych badaczy, m.in. Müllera [55], Nowakowski [59] proponuje uwzględniać wpływ smukłości $\lambda = l_o/i$, począwszy od $\lambda = 30$, natomiast jako dopuszczalną wartość uznaje $\lambda = 50$. W związku z powyższym przyrost

nośności ΔN_u wywołany oddziaływaniem uzwojenia w zakresie $\lambda = 30 \div 50$ ($l_0/d_j = 7,5 \div 12,5$) należy pomnożyć przez współczynnik S_λ :

$$S_\lambda = \frac{50 - \lambda}{20}. \quad (2.59)$$

W rezultacie otrzymuje się następujący wzór na nośność słupa uzwojonego:

$$N = R_s F_j + R_e F_a + 2,3 \left(1 - \frac{c_u}{d_j} \right) R_{eu} F_u \left(1 - \frac{8e}{d_j} \right) S_\lambda, \quad (2.60)$$

gdzie:

R_s - wytrzymałość słupowa betonu,

F_j - powierzchnia przekroju rdzenia betonowego,

R_e - granica plastyczności stali zbrojenia podłużnego,

F_a - pole przekroju zbrojenia podłużnego,

R_{eu} - granica plastyczności stali zbrojenia uzwajającego,

Pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.57).

Wzór (2.60) ujęto w pierwotnej wersji projektu nowej normy [83], jednak ostatecznie nie został on w końcowym opracowaniu uwzględniony.

2.2.2. Uzwojone słupy o przekroju pierścieniowym

Wraz z pojawieniem się technologii wirowania oraz możliwością wykorzystania elementów wirowanych jako słupy w budownictwie powszechnym i przemysłowym pojawiła się na nowo potrzeba dokonania teoretyczno - doświadczalnej analizy nośności ściskanych słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym.

Według Kudzisa [44] i Kłockova [38] nośność nieuzwojonych, osiowo ściskanych słupów o przekroju pierścieniowym wyraża się wzorem:

$$N_p = \varphi \left(\bar{R}_b F_b + \sigma_m F_a \right), \quad (2.61)$$

gdzie:

$\bar{R}_b$ - średnia wytrzymałość betonu wirowanego określona doświadczalnie,

F_b - przekrój betonu,

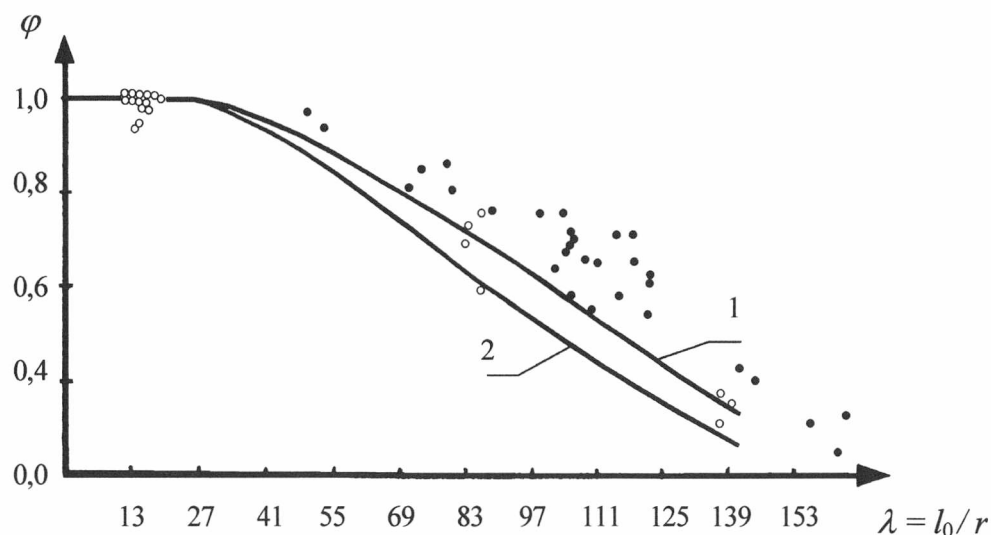
σ_m - granica plastyczności stali zbrojenia podłużnego,

F_a - pole przekroju zbrojenia podłużnego.

Współczynnik φ , wyrażający wpływ smukłości elementu $\lambda = l_0 / r$ (r - promień zewnętrzny przekroju), został podany za Čistjakovem i Kłockovem [14] w tab.2.3 i na rys.2.12.

Tab. 2.3

l_0/r	28	35	42	48	55	62	69	76	89	90	97	104	111	118	125	132	139
φ	1,00	0,98	0,94	0,90	0,85	0,80	0,74	0,69	0,63	0,58	0,54	0,50	0,46	0,41	0,37	0,33	0,29



Rys.2.12. Wykres zależności współczynnika φ od smukłości elementu λ [14]

- 1 - krzywa normowa dla słupów pierścieniowych wg [90],
- 2 - krzywa proponowana do obliczeń elementów o przekroju pierścieniowym,
- - wyniki doświadczalne dla elementów o przekroju kwadratowym,
- - wyniki doświadczalne dla elementów o przekroju pierścieniowym.

Wzór (2.61) nie uwzględnia przyrostu nośności słupa spowodowanego uzwojeniem. Uwzględnienie wpływu zbrojenia poprzecznego w postaci spirali na nośność elementów o przekroju pierścieniowym zaproponowali Gvozdev i Kuznecov [25] oraz Vasilev, Matkov i Filipov [100], zwiększając wytrzymałości betonu R_b do R_b^*

$$R_b^* = R_b + k \mu_k R_{au}, \quad (2.62)$$

gdzie:

k - współczynnik efektywności zbrojenia poprzecznego, który w przypadku zbrojenia spiralą wynosi wg [25]:

$$k = 2 \left(1 - \frac{7,5 e_0}{d_j} \right) \geq 0, \quad (2.63)$$

gdzie:

μ_k - stopień zbrojenia uzwajającego:

$$\mu_k = F_u / F_j, \quad (2.64)$$

F_u - zastępcze pole przekroju uzwojenia, jak we wzorze (2.20),

F_j - pole przekroju betonowego rdzenia,

R_{au} - granica plastyczności stali zbrojenia uzwajającego,

e_0 - mimośród siły bez uwzględnienia wpływu smukłości,

d_j - średnica rdzenia betonowego.

Analizując wzór (2.63) można zauważyć, że przy ściskaniu mimośrodowym efektywność uzwojenia maleje. Przy ściskaniu osiowym współczynnik efektywności zbrojenia poprzecznego k wynosi 2. Porównując wzór (2.62) ze wzorami (2.34) i (2.45) zauważyć można liczne podobieństwa, jednak interpretacja pojawiających się współczynników empirycznych jest często różna.

Lipatov [49] obserwował w swoich badaniach spadek nośności uzwojonego elementu pierścieniowego w miarę zmniejszania się grubości ścianki przekroju. Wspólnie z Karpinskim [37], jako pierwsze przybliżenie, podali empiryczną zależność pomiędzy wytrzymałością betonu uzwojonych próbek pierścieniowych R_{bo} a stopniem wydrążenia przekroju K :

$$R_{bo} = R_b \sqrt{1 - K^2}, \quad (2.65)$$

gdzie:

R_{bo} - wytrzymałość betonu w uzwojonej próbce pierścieniowej,

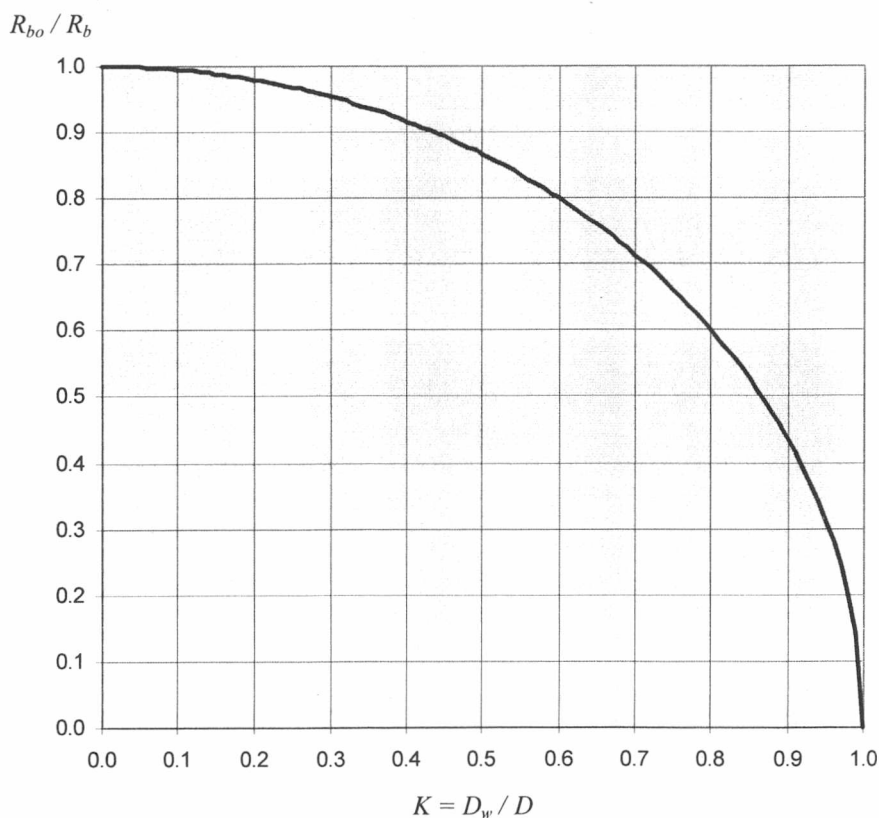
R_b - wytrzymałość betonu w uzwojonej próbce pełnej,

$$K = D_w / D, \quad (2.66)$$

D_w - wewnętrzna średnica przekroju,

D - zewnętrzna średnica przekroju.

Zależność (2.65) przedstawiono w sposób graficzny na rys.2.13.



Rys.2.13 Zależność pomiędzy wytrzymałością betonu uzwojonego elementu pierścieniowego a grubością ścianki [37]

Dla elementów pełnych ($K = 0$) $R_{bo} = R_b$. Natomiast wraz ze zmniejszaniem grubości ścianki maleje wartość R_{bo} . Spadek wytrzymałości betonu uzwojonych elementów pierścieniowych spowodowany zmniejszaniem się grubości ścianki można tłumaczyć tym, że dla cienkich ścianek w elemencie panuje dwuosiowy stan naprężeń ściskających. Jeśli grubość ścianki jest dostatecznie duża, to stan naprężeń przybliży się do trójosiowego ściskania.

Na bazie wspomnianych doświadczeń Karpinskij [37] zaproponował wzór na dopuszczalną siłę obliczeniową N przy ściskaniu osiowym w postaci:

$$N = 0,4 P_p, \quad (2.67)$$

Wartość siły N we wzorze (2.67) została pomniejszona o współczynnik bezpieczeństwa równy 2,5. Dla elementów pierścieniowych, uwzględniając wzór (2.65) mamy:

$$P_p = \sqrt{1 - K^2} F_b R_b. \quad (2.68)$$

Ostatecznie wartość dopuszczalnej siły obliczeniowej N wynosi:

$$N = 0,4 \sqrt{1 - K^2} F_b R_b. \quad (2.69)$$

Ważność wzoru (2.68) Karpinskij ograniczył warunkiem na smukłość elementu $l_0 / D = 12$.

W pracy [37] Karpinskij prezentuje również badania pierścieniowych słupów uzwojonych ze spiralą zwykłą oraz naprężoną. Autor poddawał badaniom elementy pierścieniowe o zewnętrznym promieniu $D = 20$ cm, wysokości $H = 100$ cm i stopniu wydrążenia $D_w/D = 0,45$. W celach porównawczych wykonywano również elementy pełne. Gotowe elementy owijano spiralą o średnicy 1,5 mm ($f_u = 1,767$ mm²) i skoku $c_u = 4$ mm. Spiralę naprężano od 0 do 75 % jej granicy plastyczności σ_o ($\sigma_o = 2000$ MPa). Słupowa wytrzymałość betonu R_s na ściskanie w chwili badania wynosiła 55 MPa (klasa betonu 60 MPa). Na podstawie doświadczeń Karpinskij proponuje obliczać nośność pierścieniowych elementów uzwojonych poddanych ściskaniu osiowemu ze wzoru:

$$P_p = F_b R_b. \quad (2.70)$$

Wartość wytrzymałości betonu na ściskanie R_b elementu uzwojonego przyjmować należy na podstawie wyników doświadczalnych w zależności od ciśnienia bocznego p wywieranego przez spiralę oraz stopnia jej sprężenia. Wybrane „krzywe wytrzymałości” dla elementów pełnych oraz drażonych, w oparciu o [37], zaprezentowano na rys.2.14. Ciśnienie boczne obliczono w oparciu o wzór:

$$p = \frac{2 f_u}{c_u D} \sigma_o. \quad (2.71)$$

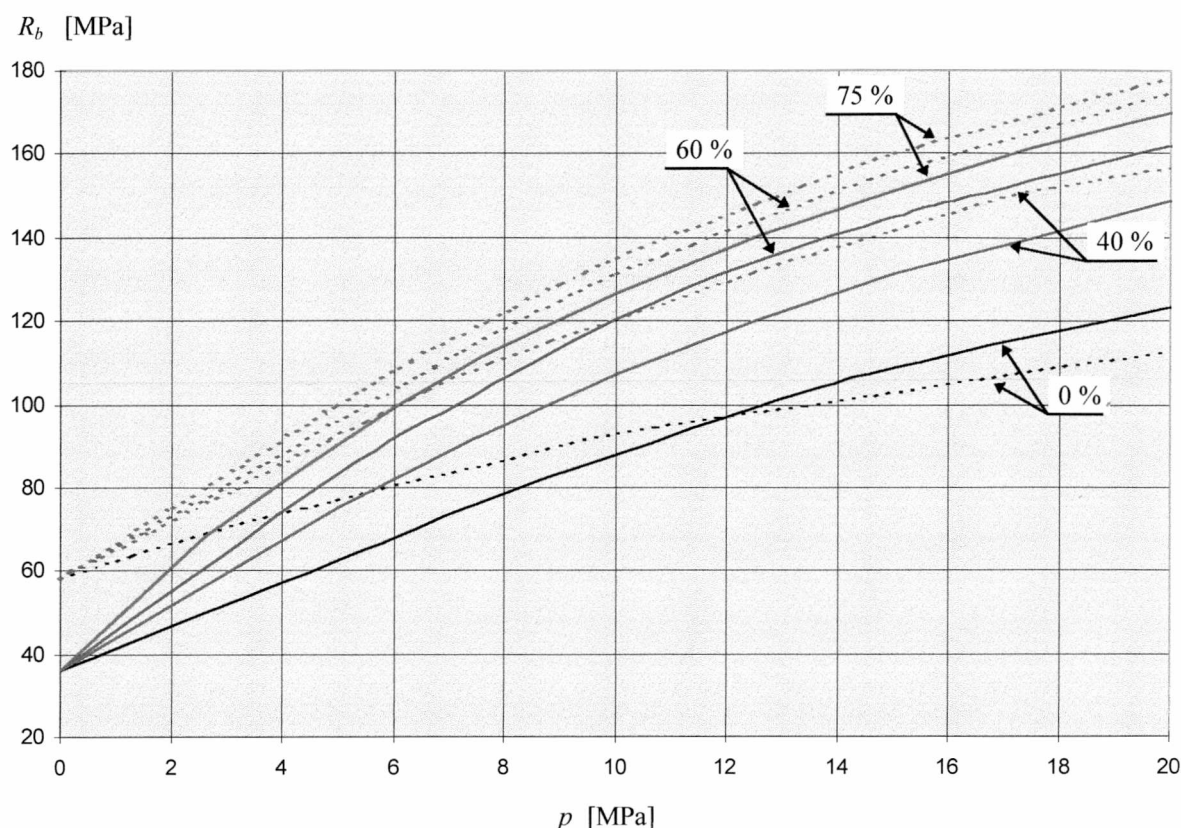
gdzie:

D - zewnętrzna średnica słupa,

c_u - skok spirali,

σ_o - granica plastyczności stali uzwajającej,

f_u - przekrój pręta spirali.



Rys.2.14. Zależność pomiędzy dopuszczalną wytrzymałością betonu R_b na ściskanie a ciśnieniem bocznym p w słupach uzwojonych o różnym stopniu sprężenia spirali (linią ciągłą oznaczono słupy pierścieniowe, linia przerywana słupy pełne)

Na rys.2.14. w procentach przedstawiono stopień sprężenia spirali w stosunku do jej granicy plastyczności σ_o . Z przedstawionych na tym rysunku wykresów wynika, że wytrzymałość betonu R_b słupów pierścieniowych (linia ciągła) i pełnych (linia przerywana) wzrasta wraz ze zwiększeniem ciśnienia bocznego p , a więc zwiększeniem przekroju spirali f_u bądź zmniejszeniem skoku uzwojenia c_u . Obserwowany wzrost wytrzymałości betonu R_b w słupach uzwojonych dla badanego przekroju o stopniu wydrążenia 0,45 (przekrój grubościenny) oraz przekroju pełnego związany jest z pracą elementu w trójosiowym stanie naprężeń. Wprowadzenie wstępnego naprężenia w spirali powoduje wcześniejszą pracę uzwojenia oraz wzrost wartości R_b . Na rys.2.14 w procentach oznaczono stopień naprężenia spirali w stosunku do jej granicy plastyczności σ_o .

Nośność w słupach uzwojonych można również określić wg Karpinskiego [37] innym wzorem:

$$P_p = F_b R_s + \alpha F_T \sigma_o, \quad (2.72)$$

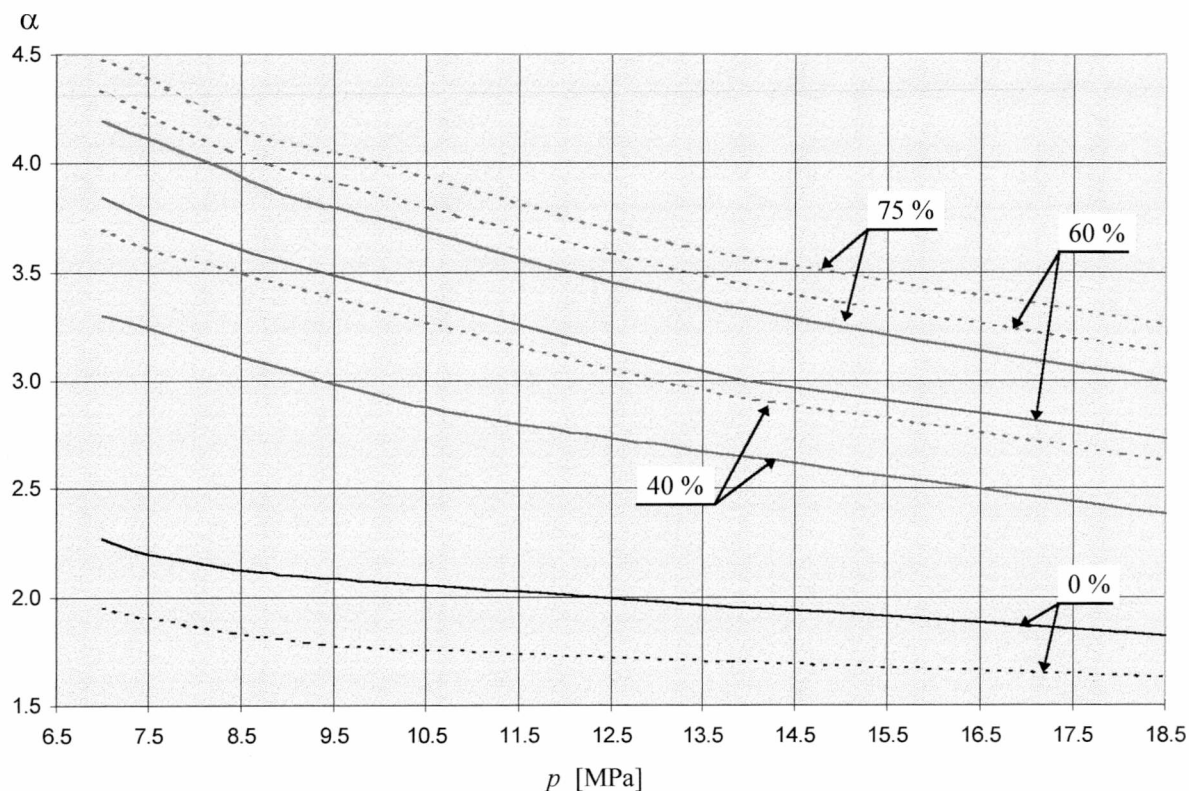
gdzie:

R_s - słupowa wytrzymałość betonu,

F_T - zastępczy przekrój uzwojenia, liczony jak we wzorze (2.20).

Pojawiający się we wzorze (2.72) współczynnik α , zwany współczynnikiem efektywności uzwojenia, jest wielkością doświadczalną zależną od klasy betonu, intensywności działania ciśnienia bocznego p , wartości wstępnego naprężenia spirali, a także dla elementów pierścieniowych od stopnia ich wydrążenia. Teoretyczny opis zależności współczynnika α od

wspomnianych czynników jest bardzo trudny. Karpinskij proponuje przyjmować wartości α na podstawie badań doświadczalnych. Na rys.2.15 zaprezentowano wybrane krzywe dla elementów pełnych (linia przerywana) oraz pierścieniowych (linia ciągła) odzwierciedlające zależność pomiędzy α a ciśnieniem p . Wykres sporządzono na podstawie danych jak dla rys.2.14. Identycznie jak na rys.2.14 w procentach oznaczono stopień naprężenia spirali w stosunku do jej granicy plastyczności σ_o .



Rys.2.15. Doświadczalna zależność pomiędzy współczynnikiem α a ciśnieniem bocznym p w słupach uzwojonych o różnym stopniu sprężenia spiralą

Wyniki przedstawione na rys.2.15 wykazały, że wstępne naprężenie spirali w sposób znaczący wpływa na wartość współczynnika α . Wzrost stopnia uzwojenia, a co za tym idzie wzrost ciśnienia bocznego p powoduje spadek wartości α . Różnice wartości współczynnika α dla przebadanych słupów pełnych i uzwojonych, niezależnie od wartości p , są w miarę stałe i wahają się średnio około 10 %.

W prezentowanych wzorach (2.69), (2.70) i (2.72) nie uwzględniano oddziaływania zbrojenia podłużnego. Wpływ ten należy uwzględnić poprzez zwiększenie wartości siły o wartość, którą przeniosą pręty zbrojenia podłużnego: $R_a F_a$.

W instrukcja do projektowania [89] zaproponowano, aby uzwojone elementy pełne i pierścieniowe grubościennne, ze spiralą wstępnie sprężoną, poddane ścisłaniu osiowemu, przy $l_0 / d \leq 12$, obliczać z następującego, tylko jednego wzoru:

$$N \leq m \left[R_s F_j + R_a F_a + 8 R_{au} F_u \frac{t}{d_j} \left(1 - \frac{t}{d_j} \right) \right], \quad (2.73)$$

gdzie:

m - współczynnik warunków pracy elementu, w przypadku badań przyjmować należy $m = 1$
 R_s - wytrzymałość słupowa betonu wibrowanego,

R_a, R_{au} - granica plastyczności stali podłużnej i uzwojenia,
 F_j - przekrój poprzeczny rdzenia betonowego,
 F_a - przekrój poprzeczny zbrojenia podłużnego,
 F_u - zastępczy przekrój uzwojenia, jak we wzorze (2.20),
 d_j - średnica rdzenia betonowego,
 t - grubość ścianki elementu, dla słupa pełnego $t = 0,5d_j$.

Po przekształceniach wzór (2.73), dla słupa pełnego, przyjmie postać:

$$N \leq R_s F_j + R_a F_a + 2R_{au} F_u. \quad (2.74)$$

Wzór (2.74) jest analogiczny do wzoru (2.72), z tą różnicą, że współczynnik α jest tu wartością stałą. Jak pokazano na rys. 2.15 α jest jednak wielkością zmienną. Takie potraktowanie problemu prowadzi więc do zaniżania wyników. Dla słupów ze spiralą bez naprężenia wstępnego można uznać wzór (2.74) za poprawny.

Określeniem wpływu grubości ścianki, stopnia zbrojenia podłużnego oraz wielkości ziaren kruszywa grubego na nośność uzwojonych elementów wirowanych zajęli się Aksomitas i Kudzis [6]. Badane przez nich próbki, wykonane na wirówce pasowej, miały średnicę zewnętrzną $D = 500$ mm i grubość ścianki zmieniającą się w granicach $35 \div 85$ mm ($d/D = 0,66 \div 0,86$). Wysokość próbek uzależniona była od grubości ścianki t i zmieniała się od $(5 \div 10) t$. Elementy zbrojono prętami podłużnymi o średnicy 10 mm oraz spiralą $\varnothing 5$ mm co 10 cm. Zmianę stopnia zbrojenia podłużnego ($1 \div 4,5$ %) regulowano liczbą prętów. Pierścieniowa wytrzymałość betonu wirowanego wynosiła $30 \div 40$ MPa. Analiza wyników pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanych próbek zbrojonych R_b' i wirowanych próbek betonowych R_b pokazała, że ze zwiększeniem grubości ścianki stosunek R_b'/R_b wzrasta (rys. 2.16). Podobne zachowanie obserwowano analizując zmiany głównego modułu sprężystości E_b'/E_b . Na rys. 2.16 pokazano, że wielkość R_b'/R_b dla elementów grubościennych w większości przypadków przekracza jedynkę. Dla tych samych próbek stosunek E_b'/E_b był bliski jedności. Świadczy to o tym, że odkształcenia sprężyste wirowanego betonu zbrojonego i niezbrojonego nie różnią się. Badania pokazały również, że pierścieniowa wytrzymałość betonu R_b' i R_b praktycznie nie zależy od wielkości ziaren kruszywa. Stwierdzono, że wraz ze zwiększeniem wielkości ziaren kruszywa oraz grubości ścianki elementu maleje wpływ stopnia zbrojenia podłużnego na pierścieniową wytrzymałość betonu.

Ostatecznie Aksomitas i Kudzis postawili wniosek, że nie należy wykonywać elementów o ściankach mniejszych niż 50 mm. Dodatkowo otulina zbrojenia od strony wewnętrznej i zewnętrznej nie powinna być mniejsza niż 20 mm i nie mniej niż średnica pręta podłużnego. Stopień wpływu zbrojenia podłużnego na pierścieniową wytrzymałość betonu wirowanego autorzy proponują określać z zależności:

$$R_b' / R_b = 1 - \beta \mu, \quad (2.75)$$

Pojawiający się we wzorze współczynnik β uwzględnia wielkość ziaren zastosowanego kruszywa granitowego. Dla współczynnika α :

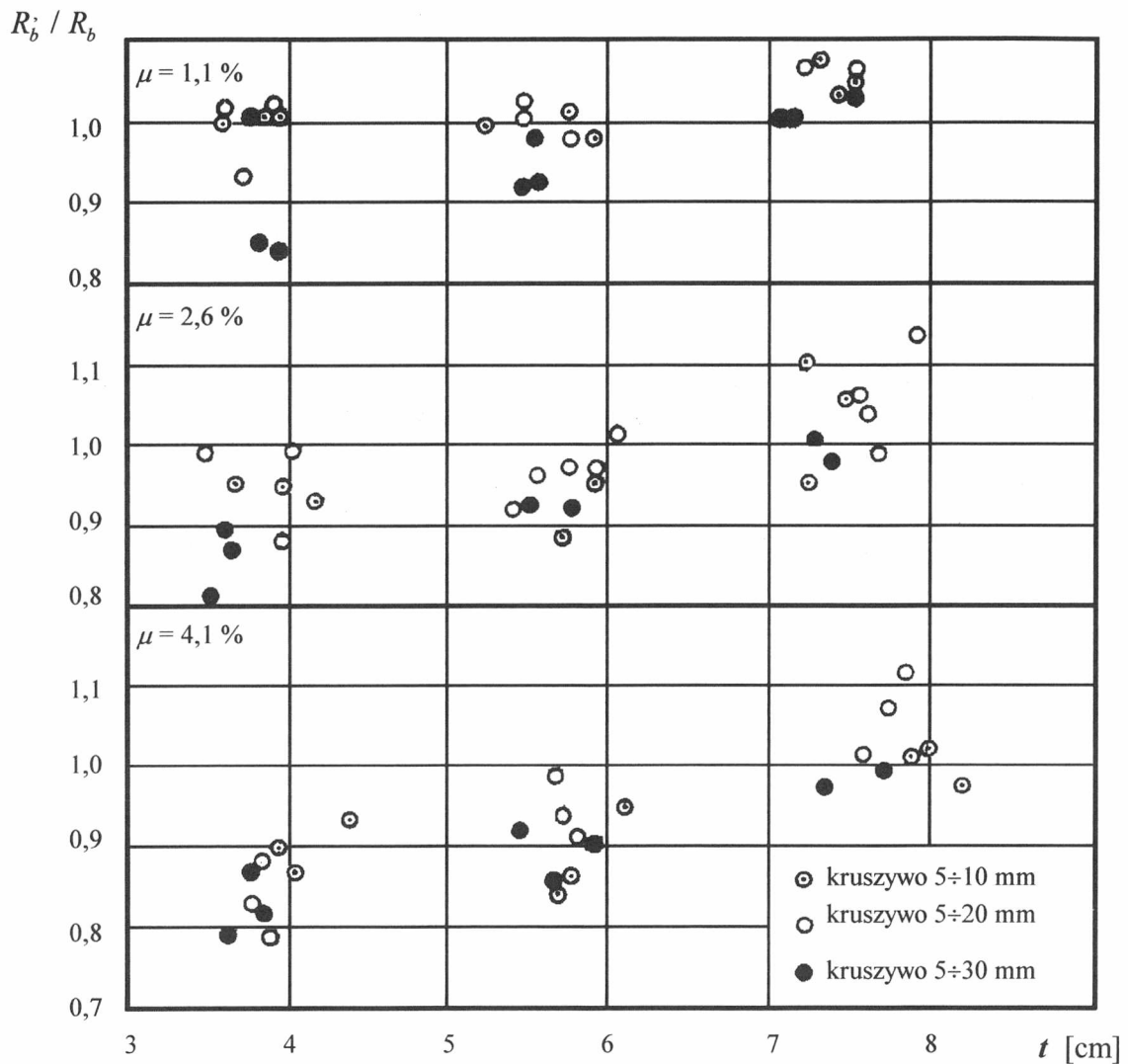
$$\alpha = \frac{(r_2 - r_s)}{(r_s - r_1)} > 0,4 \quad (2.76)$$

gdzie:

r_1, r_2 - wewnętrzny i zewnętrzny promień przekroju,

r_s - promień na jakim rozmieszczono pręty podłużne w przekroju

oraz frakcji kruszywa granitowego $5 \div 10$, $5 \div 20$ i $5 \div 30$ należy β przyjmować kolejno 3,0; 1,5 i 2,5. Dla $\alpha \leq 0,4$ i frakcji kruszywa granitowego powyżej wymienionych, współczynnik $\beta = 0$.



Rys.2.16. Zależność wg [6] pomiędzy R_b' / R_b a grubością ścianki t , przy różnym stopniu zbrojenia podłużnego μ i wielkości ziaren d kruszywa grubego

Kudzis i Kvjadaras [45] przebadali 174 wirowane próbki pierścieniowe (wirówka rolkowa) o średnicy zewnętrznej $D = 260$ mm, wysokości 240 mm i grubości ścianki $20 \div 40$ mm ($d/D = 0,69 \div 0,85$). Próbki zbrojono spiralą $\varnothing 3$ mm i $\varnothing 5$ mm, a skok spirali c_u wynosił 25 i 50 mm. Autorzy analizowali wpływ długotrwałego obciążenia i zbrojenia uzwajającego na

mechaniczne cechy betonu wirowanego podczas ściskania osiowego. Badania pokazały, że długotrwałe obciążenie o wielkości około 40 % pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego powoduje wzrost tej wytrzymałości do 30 %. Kudzis i Kyjadaras wykazali również, że uzwojenie praktycznie nie miało wpływu na doraźną wytrzymałość betonu wirowanego.

Do podobnego wniosku, dotyczącego wpływu uzwojenia na pierścieniową wytrzymałość betonu wirowanego, doszli Minčinja i Pecol'd [64]. Badali oni wirowane elementy pierścieniowe (wirówka pasowa) o wysokości 2000 mm, średnicy zewnętrznej $D = 500$ mm i grubości ścianki 80 i 100 mm ($d/D = 0,60 \div 0,68$). Słupy zbrojono prętami podłużnymi $\varnothing 14$ i $\varnothing 16$ mm oraz spiralą $\varnothing 4$ mm o skoku na wysokości co 20, 40 i 80 mm. Minčinja i Pecol'd stwierdzili, że zbrojenie uzwajające w badanych elementach pierścieniowych wykazuje mniejszy nacisk na jądro przekroju betonowego aniżeli w słupach pełnych, co powoduje również zmniejszenie oddziaływania uzwojenia na nośność elementu. Analizowali oni także zależność pomiędzy charakterem pracy elementu i jego obciążeniem a stopniem uzwojenia.

2.3. Podsumowanie

Analiza aktualnego stanu wiedzy, prezentowanego w oparciu o dostępne publikacje, wykazuje, że problematyka pełnych słupów uzwojonych znalazła bogate odzwierciedlenie w analizach doświadczalnych oraz teoretycznych. Przebadano elementy uzwojone pod obciążeniem doraźnym [28,30,34,46,47,52,53,55,57,59,58,84,91] i długotrwałym [52,84], osiowym [28,34,46,47,52,53,55,57] i mimośrodowym [30,53,59,58,84,91]. Analizowano pracę uzwojonych słupów krępych oraz smukłych [53,59,91]. Starano się teoretycznie uwzględnić niejednorodność cech materiałowych w różnych kierunkach [62], a także wpływ zjawisk reologicznych [61].

Rezultaty prezentowanych badań potwierdziły m.in. możliwość dopuszczenia w przypadku słupów uzwojonych obciążenia działającego na pewnym, niewielkim mimośrodku $e \leq 0,125d_j$, co umożliwiłoby bardziej rzeczywiste uwzględnienie mimośrodków niezamierzonych. Wiele z omawianych w przeglądzie literatury propozycji zmian podejścia do zagadnień słupów uzwojonych znalazło się w przepisach innych krajów. W Polsce znalazły one odzwierciedlenie jedynie w pierwotnej wersji projektu nowej normy [83], jednak ostatecznie pozostawiono podejście do problematyki jeszcze z roku 1956 [70].

Ostatecznie można stwierdzić, że wszystkie przeprowadzone na przestrzeni wielu lat, w różnych krajach, badania nad pełnymi słupami uzwojonymi wymagają całościowej analizy wyników w celu jednoznacznej interpretacji oraz propozycji gotowych, nowoczesnych formuł do projektowania. Tego typu analiza stworzyłaby możliwość szerszego zastosowania pełnych słupów uzwojonych w praktyce.

Problem uzwojonych słupów o przekroju pierścieniowym nie został wg autora jeszcze dostatecznie rozpoznany. Autorowi pracy nie udało się dotrzeć do literatury niemiecko - i angielskojęzycznej, w której zajmowano by się interesującymi dla niego problemami. Nie znaczy to, że nigdzie poza dawnym ZSRR nie zajmowano się uzwojonymi słupami pierścieniowymi. Przykładem jest tu informacja techniczna niemieckiej firmy Pfeiderer Verkehrstechnik GmbH & Co. [69], gdzie prezentowane są słupy o znacznym stopniu uzwojenia zastosowane w budownictwie przemysłowym. Innym tego typu przykładem jest artykuł Nigelsa [56], gdzie podawane są jedynie wymagane stopnie uzwojenia dla pierścieniowych pali zwykłych oraz poddawanych oddziaływaniom sejsmicznym.

Z przedstawionej analizy literatury widać, że zajmowano się pierścieniowymi elementami uzwojonymi pod osiowym obciążeniem doraźnym [5,6,14,25,34,35,37,49,64,99,100] i długotrwałym [45]. Analizowano wpływ smukłości [14,99], grubości ścianki elementu [5,6,34,35,37,49,99], stopnia uzwojenia [6,25,34,35,37,45,49,64,100], stopnia zbrojenia

podłużnego [6,37], wpływ wstępnego sprężenia spirali [37], a nawet wpływ wielkość ziaren kruszywa grubego [5,6] na cechy mechaniczne i odkształcalnościowe pierścieniowych słupów uzwojonych. Większość analiz i wniosków oparta jest na badaniach doświadczalnych, a przytaczane wzory teoretyczne obarczone są licznymi współczynnikami empirycznymi. Brakuje tutaj spójnej analizy teoretycznej, skorelowanej z wynikami badawczymi. W rozważaniach doświadczalnych, poza nielicznymi wyjątkami [34,35,37,49], pominięto znaczny obszar wirowanych elementów grubościennych. Najczęściej nie obserwowano pozytywnego oddziaływania uzwojenia dla elementów o stopniu wydrążenia powyżej $d/D = 0,6$.

Przekroje pierścieniowe wykonywane są głównie w technologii wirowania betonu, gdyż w technologii wibrowania otrzymanie przekroju pierścieniowego jest bardziej pracochłonne i nieopłacalne. Fakt braku analiz teoretycznych może więc wynikać z niedostatecznie określonych właściwości fizycznych i mechanicznych betonu wirowanego, których rozpoznanie wymaga uwzględnienia znacznej liczby parametrów. Prezentowane w przeglądzie literatury zależności pomiędzy parametrami materiałowymi i technologicznymi a cechami betonu wirowanego są najczęściej prawdziwe jedynie w badanym przez autora zakresie.

Przeprowadzone na przestrzeni wielu lat badania nad pierścieniowymi słupami uzwojonymi wymagają całościowej analizy wyników, spójności z badaniami nad uzwojonymi słupami pełnymi oraz jednoznacznych wzorów do projektowania. Poszukiwanie poprawnych rozwiązań tych problemów jest w pełni uzasadnione, gdyż projektowanie elementów ściskanych poprawne pod względem teoretycznym, konstrukcyjnym i ekonomicznym, stanowi jedno z zasadniczych zagadnień budownictwa inżynierskiego. Stworzyłoby to również możliwość szerszego zastosowania słupów wirowanych, które coraz wyraźniej wkraczają na polski rynek budowlany.

3. TEZY PRACY

Na podstawie zaprezentowanego przeglądu literatury postawiono następujące tezy:

- ① Zastosowanie spirali uzwajającej o określonym skoku w osiowo ściskanych elementach pierścieniowych, przy pewnej grubości ścianki, wywołuje trójosiowy stan naprężeń ściskających, co w rezultacie powoduje wzrost nośności tego typu słupów w stosunku do analogicznych elementów betonowych.
- ② Istnieje możliwość opracowania jednolitej metody obliczania pierścieniowych słupów uzwojonych poddanych ściskaniu osiowemu, w której uzwojone słupy pełne będą rozwiązaniem szczególnym.
- ③ Do obliczania wirowanych słupów uzwojonych, cechujących się niejednorodną strukturą betonu, można adaptować (np. poprzez wprowadzenie odpowiednich współczynników) wzory opracowane dla uzwojonych elementów o strukturze jednorodnej.

W celu potwierdzenia tez pracy zrealizowano program badań przedstawiony w punkcie 1.2 niniejszej rozprawy.

4. BADANIA DOŚWIADCZALNE

4.1. Zakres badań

W celu określenia wpływu intensywności zbrojenia poprzecznego (spirali) oraz grubości ścianki przekroju na nośność i odkształcalność spiralnie zbrojonych betonowych słupów pierścieniowych, poddanych doraźnemu ściskaniu osiowemu, przeprowadzono dwie serie badań doświadczalnych. Pierwsza seria badań obejmowała 42 słupy (pierścieniowe - 38 szt. i pełne - 4 szt.), wykonane z betonu wibrowanego odwzorowującego nierozfrakcjonowany na grubości ścianki beton wirowany. W drugiej serii wykonano badania 12 elementów pierścieniowych z betonu wirowanego, cechującego się niejednorodnym rozkładem składników betonu na grubości ścianki.

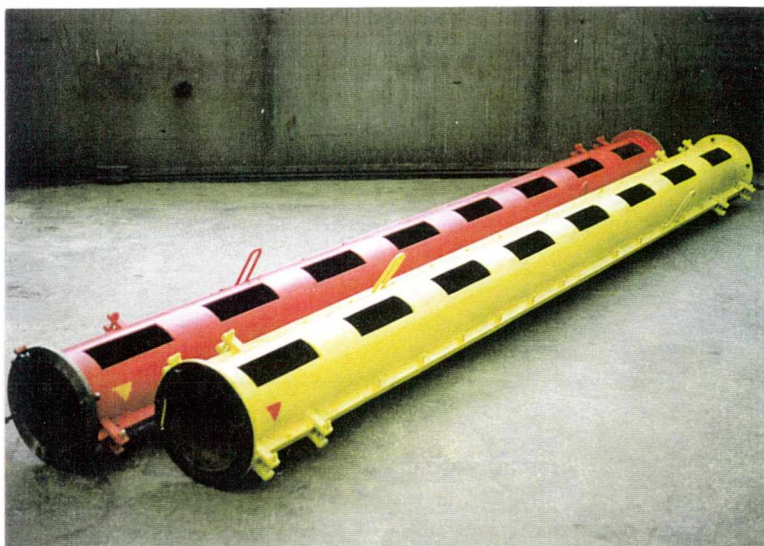
Wielkościami stałymi dla wszystkich elementów badanych obu serii była wysokość słupów $H = 1300$ mm, średnica zewnętrzna $D = 258$ mm i przekrój zbrojenia podłużnego $F_{ac} = 328,1$ mm² (3 pręty żebrowane $\varnothing 12$ ze stali 34GS). We wszystkich elementach uzwojonych stosowano jako spiralę stal 34GS o średnicy $\varnothing 6$ mm. Jako wielkość zmienną (jednakową dla obu serii) przyjęto skok spirali ($c_u = 26, 46$ i 66 mm). Dla elementów serii pierwszej zastosowano trzy grubości ścianki słupów pierścieniowych ($t = 62,5; 75,0$ i $91,0$ mm). Grubość ścianek słupów wirowanych (seria II) zmieniała się w granicach $t = 47 \div 85$ mm.

Zmianę grubości ścianek słupów pierścieniowych charakteryzuje w pracy tzw. stopień wydrążenia przekroju $\xi_a = d / d_j$, który określa stosunek średnicy wewnętrznej d do zewnętrznej d_j rdzenia przekroju. Intensywność uzwojenia słupów charakteryzuje stopień uzwojenia $\mu_u = F_u / F_j$, wyrażający stosunek zastępczego przekroju uzwojenia F_u do powierzchni przekroju rdzenia (jądra) słupa uzwojonego F_j .

Oprócz badań słupów uzwojonych, wykonano również badania cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych betonu i stali. Badania te opisano w punkcie 4.4 pracy.

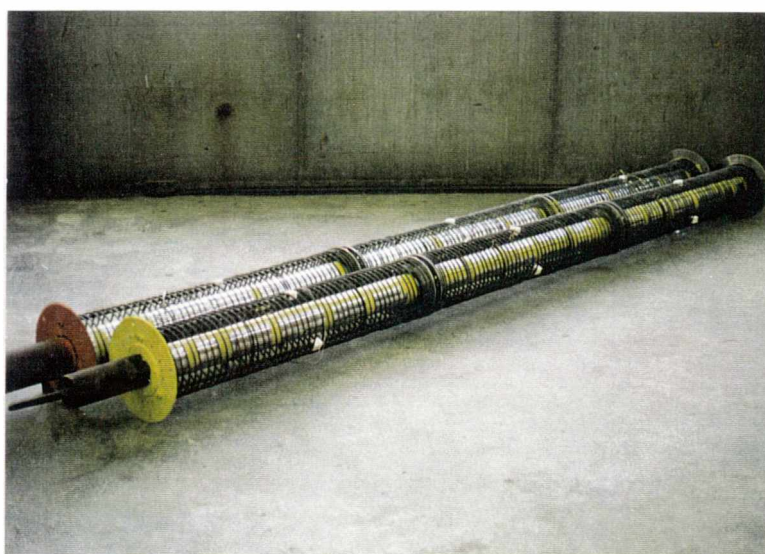
4.2. Wykonanie elementów badawczych

Elementy serii pierwszej realizowano jako wibrowane w czterometrowych formach stalowych dzielonych podłużnie (rys.4.1). W jednej formie wykonywano jednocześnie trzy jednakowe elementy o długości 1300 mm, oddzielone od siebie stalowymi przekładkami. Do uformowania otworów podłużnych w słupach użyto wyciąganych rdzeni stalowych. Aby uniknąć przyczepności mieszanki betonowej do rdzenia, owijano go styropianem z folią aluminiową o łącznej grubości 2 mm.



Rys.4.1. Formy stalowe do wykonywania elementów wibrowanych (seria I)

Słupy zbrojono poprzecznie spiralą ze stali żebrowanej 34GS o średnicy 6 mm. Spirala była dowiązywana drutem wiązałkowym do trzech żebrowanych prętów podłużnych o średnicy 12 mm, rozmieszczonych na obwodzie co 120° . Przy końcach elementów spirala była zagęszczana, a końce jej odpowiednio wygięte w celu zakotwienia w betonie. Przykład gotowych koszy zbrojeniowych przedstawiono na rys.4.2.



Rys.4.2. Przykład gotowych koszy zbrojeniowych

Betonowanie odbywało się w pozycji poziomej przez wykonane w formie okienka (rys.4.1). Beton w formie zagęszczano na stole wibracyjnym. Po upływie siedmiu dni elementy wyciągano i układano w pryzmę (rys.4.3) Przez okres następnych siedmiu dni po wyciągnięciu z formy elementy przechowywano w warunkach wilgotnych pod przykryciem foliowym w temperaturze około 19°C .



Rys.4.3. Przechowywanie gotowych elementów

W tab.4.1 zestawiono wszystkie typy słupów serii pierwszej:

Tab. 4.1

Lp.	Oznaczenie typu słupa	Ilość	d	c_u	$F_u = \frac{\pi d_j f_u}{c_u}$	$F_j = \frac{\pi (d_j^2 - d^2)}{4}$	$\xi_a = \frac{d}{d_j}$	$\mu_u = \frac{F_u}{F_j} 100$
		[szt.]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	-	[%]
1	S ₁₁	4	133,0	26	855	32103	0,55	2,66
2	S ₁₂	3		46	483			1,50
3	S ₁₃	3		66	337			1,05
4	S _{1B}	3		∞	0	38386	0,52	0,0
5	S ₂₁	4	108,0	26	855	36835	0,45	2,32
6	S ₂₂	3		46	483			1,31
7	S ₂₃	3		66	337			0,91
8	S _{2B}	3		∞	0	43118	0,42	0,0
9	S ₃₁	3	76,1	26	855	41448	0,31	2,06
10	S ₃₂	3		46	483			1,17
11	S ₃₃	3		66	337			0,81
12	S _{3B}	3		∞	0	47731	0,29	0,0
13	S _{P1}	1	0,0	26	855	45996	0,00	1,86
14	S _{P2}	1		46	483			1,05
15	S _{P3}	1		66	337			0,73
16	S _{PB}	1		∞	0	52279		0,0

Uwaga:

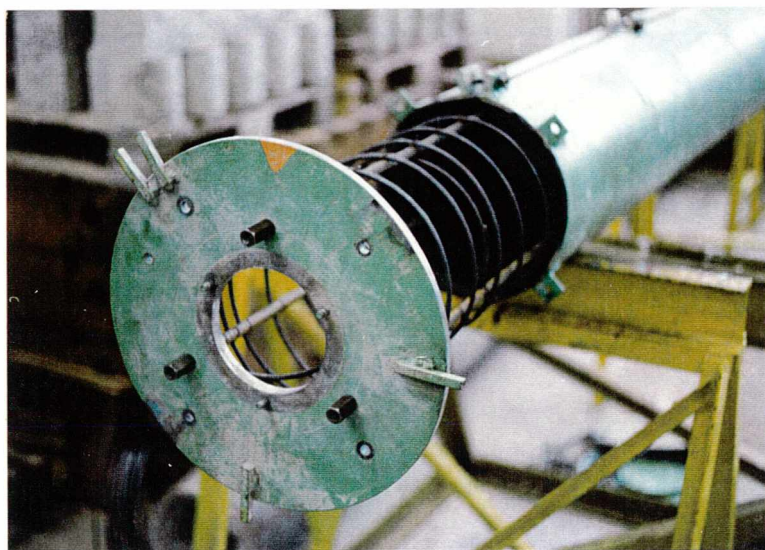
W oznaczeniu typu słupa np. S₁₁, pierwsza cyfra przyporządkowana jest średnicy wewnętrznej (np. „1” odpowiada średnicy $d = 133$ mm), natomiast druga skokowi spirali (np. „1” → $c_u = 26$ mm). Litera B informuje, że element nie posiadał zbrojenia poprzecznego, a litera P, że przekrój był pełny. Zewnętrzna średnica przekroju wszystkich słupów wynosi $D = 258$ mm, średnica rdzenia słupa uzwojonego $d_j = 242$ mm, przekrój uzwojenia $f_u = 29,232$ mm². Dla słupów betonowych (bez uzwojenia - $F_u = 0$) przyjęto $d_j = D$.

Elementy serii drugiej (wirowane) wykonywane były w czterometrowych formach dzielonych (rys.4.4). Formę stanowiła rura stalowa przecięta wzdłuż na całej długości. W jednej formie wykonywano trzy elementy o długości 1300 mm, oddzielone od siebie stalowymi przekładkami. Dla każdego typu słupa wykonano po jednym elemencie. Kształt pierścieniowy przekroju otrzymywano podczas wirowania w wyniku siły odśrodkowej, powstającej w czasie szybkiego ruchu obrotowego formy względem jej osi podłużnej. Siła ta powoduje, że składniki o większej masie (grube ziarna) układają się po stronie zewnętrznej, natomiast komponenty o mniejszej masie (zaczyn) po stronie wewnętrznej.



Rys.4.4. Formy do wykonywania elementów wirowanych (seria II)

Wirowane elementy uzwojone zbrojono jak słupy serii pierwszej. Przygotowany kosz zbrojeniowy był wsuwany do formy podstawowej (rys.4.5).

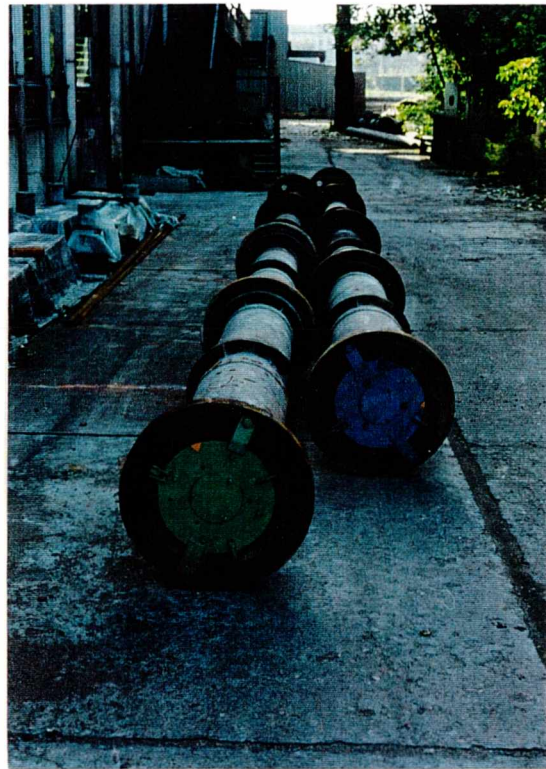


Rys.4.5. Wsuwanie kosza zbrojeniowego do formy podstawowej

Następnie poskręcane formy podstawowe umieszczano w formach „matkach” (rys.4.7) służących do formowania strunobetonowych żerdzi wirowanych (rys.4.6).



Rys. 4.6.



Rys. 4.7.

Rys.4.6. Formy „matki”

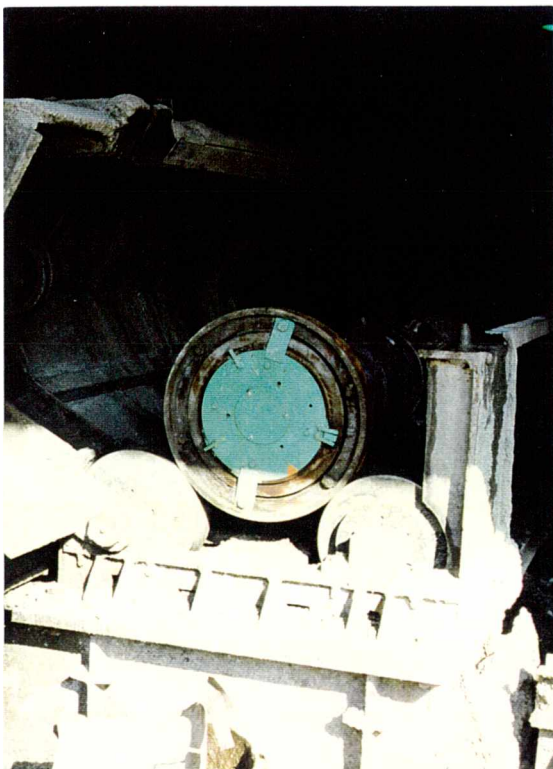
Rys.4.7. Zainstalowane formy podstawowe wewnątrz form „matek”

Napełnianie form podstawowych masą betonową odbywało się za pomocą stalowego trzpienia wprowadzającego beton pod ciśnieniem do wnętrza formy (rys.4.8).

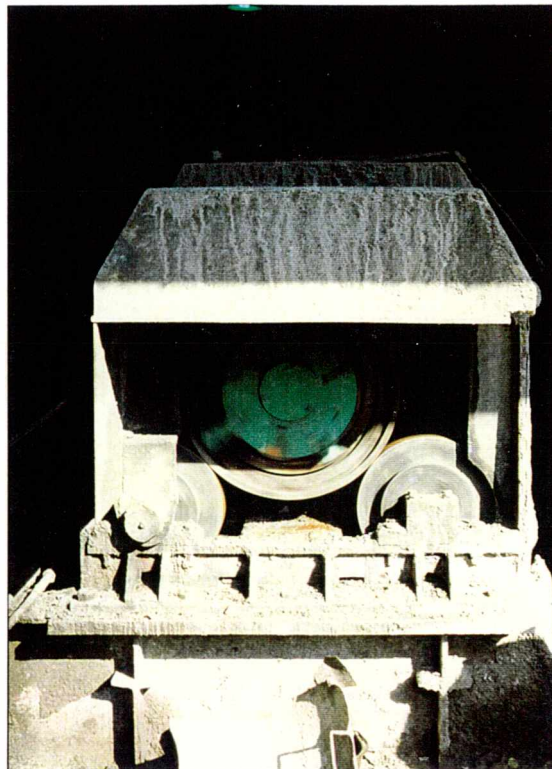


Rys.4.8. Podawanie betonu do wnętrza formy podstawowej

Po napełnieniu formy betonem, przenoszono ją na wirówkę rolkową (rys.4.9) i poddawano procesowi wirowania (rys.4.10) z prędkością 700 obr./min. w czasie 6 minut.



Rys.4.9. Formy w wirówce



Rys.4.10. Formy podczas wirowania.

Po zawirowaniu elementów betonowych wewnątrz formy podstawowej, wlewano z nich tzw. mleczko, wyciągano z formy „matki” i pozostawiano zamknięte w formie podstawowej przez okres 7 dni. Po tym terminie formy podstawowe rozkręcano i wyciągano z nich gotowe elementy (rys.4.11). Gotowe elementy poukładane w pryzmę przechowywano przez okres następnych siedmiu dni pod przykryciem foliowym (jak elementy serii I) w temperaturze około 19°C.



Rys.4.11. Wyciąganie gotowego elementu z formy podstawowej

W tab.4.2 zestawiono wszystkie typy wykonanych słupów serii drugiej

Tab. 4.2

Lp.	Oznaczenie typu słupa	d	c_u	$F_u = \frac{\pi d_j f_u}{c_u}$	$F_j = \frac{\pi (d_j^2 - d^2)}{4}$	$\xi_a = \frac{d}{d_j}$	$\mu_u = \frac{F_u}{F_j} 100$
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	-	[%]
1	SW ₁₁	118	26	855	35060	0,49	2,44
2	SW ₁₂		46	483			1,38
3	SW ₁₃	164	66	337	24872	0,68	1,35
4	SW ₂₁	108	26	855	36835	0,45	2,32
5	SW ₂₂		46	483			1,31
6	SW ₂₃		66	337			0,91
7	SW ₃₁	88	26	855	39914	0,36	2,14
8	SW ₃₂		46	483			1,21
9	SW ₃₃		66	337			0,84
10	SWB-a	164	∞	0,0	31155	0,64	0,0
11	SWB-b	118	∞		41343	0,46	0,0
12	SWB-c	138	∞		37322	0,53	0,0

Opis oznaczeń w tab.4.2 jak w tab.4.1. Dodatkowo litera W w opisie oznaczenia typu słupa informuje, że element wykonano w technologii wirowania betonu.

4.3. Skład mieszanki betonowej do wykonania elementów badawczych

Do wykonywania betonu wykorzystano cement portlandzki CP45 z cementowni Strzelce Opolskie i naturalne kruszywa płukane o frakcjach 0 ÷ 2 i 2 ÷ 8 ze złoża w Mietkowie koło Wrocławia. Parametry cementu CP45 określone na podstawie badań własnych oraz przez producenta, na podstawie [77,79] zamieszczono poniżej:

- gęstość cementu: 3,14 g/cm³
- czas wiązania:
 - początkowy: 100 min;
 - końcowy: 160 min;
- zmiana objętości określona metodą Le Chateliera: 0,4 mm;
- stopień rozdrobnienia metodą analizy sitowej:
 - sito Ø0,09 mm - 1,75 %;
 - sito Ø0,2 mm - 0,03 %;
- powierzchnia właściwa według Blaine'a: 3430 cm²/g;
- wytrzymałość na ściskanie:
 - po 2 dniach: 28,5 MPa;
 - po 28 dniach: 51,8 MPa;
- straty prażenia: 1,0 %;
- zawartość części nierozpuszczalnych w HCl: 0,2 %;
- zawartość części rozpuszczalnych w HCl: 99,8 %;
- zawartość CaO: 65,2 %.

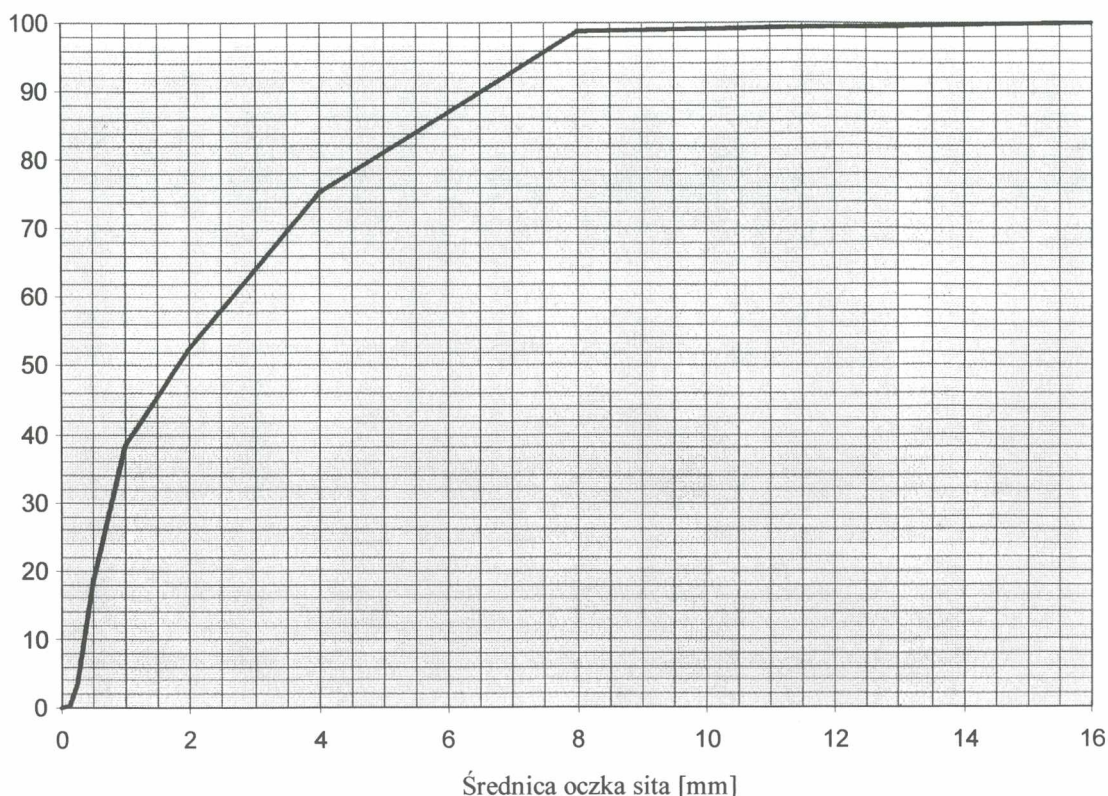
Charakterystyka kruszywa o frakcjach 0÷2 i 2÷8 mm połączonego doświadczalnie (ze względu na maksymalną szczelność stosu okruszowego) w stosunku 4,5 (0÷2) do 6 (2÷8) przedstawia się następująco:

- gęstość określona w kolbie Le Chateliera [71]: 2,61 g/cm³;
- gęstość pozorna określona w cylindrze pomiarowym [72]: 2,53 g/cm³;
- gęstość nasypowa [76]
 - w stanie luźnym: 1,71 g/cm³;
 - w stanie zagęszczonym: 1,94 g/cm³;
- porowatość [74]: 3,07 %;
- szczelność [73]: 0,9693;
- jamistość [75]
 - w stanie luźnym: 32 %;
 - w stanie utrzęsionym: 23 %;
- straty prażenia [27]
 - kruszywo drobne: 0,43 %;
 - kruszywo grube: 0,82 %;
- części nierozpuszczalne w HCl [27]
 - kruszywo drobne: 98,5 %;
 - kruszywo grube: 97,4 %;
- części rozpuszczalne w HCl [27]
 - kruszywo drobne: 1,45 %;
 - kruszywo grube: 2,62 %;
- zawartość CaO [27]
 - kruszywo drobne: 0,2 %;
 - kruszywo grube: 0,4 %;
- skład ziarnowy [82] określony na próbce 3000 g przedstawiono w tab.4.3 i na rys.4.12.

Tab.4.3

Średnica sita [mm]	Frakcja [mm]	Pozostało na sicie [g]	Przechodzi przez sito [%]
0	0÷0,125	9,3	0
0,125	0,125÷0,25	97,5	0,31
0,25	0,25÷0,5	443,0	3,56
0,5	0,5÷1,0	603,0	18,33
1,0	1,0÷2,0	423,0	38,43
2,0	2,0÷4,0	683,0	52,53
4,0	4,0÷8,0	703,0	75,29
8,0	8,0÷16,0	38,2	98,73
16,0	16,0÷32,0	0,0	0
		Σ 3000	

Przechodzi przez sito [%]



Rys.4.12. Krzywa uziarnienia kruszywa

Dobór składników na 1 m³ mieszanki betonowej w oparciu o [29], dla projektowanego betonu B35 i założonej konsystencji plastycznej, przedstawiono poniżej:

- cement portlandzki → 410 kg;
- kruszywo → 1624 kg;
- woda → 226 dm³;
- wskaźnik w/c → 0,55

Mieszanke betonową przygotowywano w betoniarnie wolnospadowej o pojemności 200 dm³. Czas mieszania wynosił około 10 minut. Dla obu serii badawczych wykonywano identyczne mieszanki betonowe. Różnicę stanowiła 1 procentowa domieszka (w stosunku do masy cementu) środka uplastyczniającego Betoplast 1 [81,93], zastosowana do mieszanki serii drugiej. Użycie Betoplastu 1 było spowodowane potrzebą zmiany konsystencji mieszanki z plastycznej na półciekłą, w celu zapewnienia pompowalności betonu podczas wypełniania form masą betonową. Betonowanie elementów odbywało się zgodnie z opisem podanym w punkcie 4.2.

Konsystencję mieszanki określano każdorazowo za pomocą stożka opadowego [80]. Opad stożka dla elementów serii I wahał się od 3,5 do 6,0 cm, co odpowiada wg normy [80] konsystencji plastycznej K3. Natomiast dla elementów serii II określono konsystencję:

- przed podaniem Betoplastu 1 (opad stożka: 5 ÷ 6 cm - konsystencja plastyczna K3);
- po podaniu Betoplastu 1 (opad stożka: 13 ÷ 16,5 cm - konsystencja ciekła K5).

Po związaniu betonu dla elementów serii pierwszej na wybranych losowo próbkach walcowych oraz dla serii drugiej na wyciętych z betonowych elementów wirowanych plastrach o grubości do 20 mm określono cechy fizyczne na podstawie [80] oraz w oparciu o [13,27] skład mieszanek stwardniałego betonu. Wyniki analiz przedstawiono w tab.4.4.

Jak widać w tab.4.4 powstałe podczas wirowania ciśnienie prasujące powoduje odpowietrzenie mieszanki betonowej i odprowadzenie pewnej ilości wody zarobowej z

zawieszonymi w niej wysokodispersyjnymi cząstkami. Wynikiem tego jest między innymi obniżenie zawartości cementu oraz wyjściowego wskaźnika w/c. Spadek wskaźnika wodno - cementowego nie jest jednak duży. Według danych z pracy [1] wskaźnik ten przy badanej mieszance powinien wynosić około 0,32.

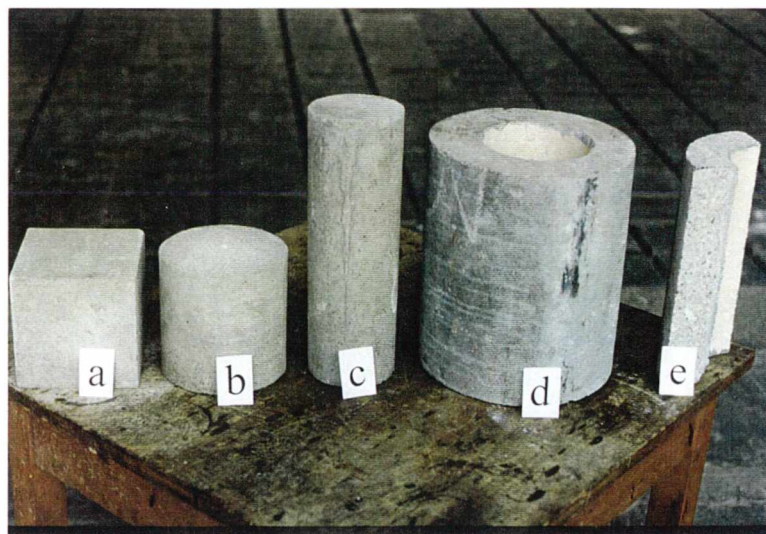
Tab.4.4

Oznaczenie	Jednostka	Beton wibrowany	Beton wirowany
Zawartość CaO	%	12,8	10,4
Zawartość części rozpuszczalnych	%	24,4	19,8
Zawartość części nierozpuszczalnych	%	75,5	80,1
Straty prażenia	%	5,1	3,5
Gęstość pozorna	kg/m ³	2120	2330
Nasiakliwość	%	7,3	5,2
Porowatość	%	15,2	12,1
Zawartość części przyłączonych	kg	109,1	74,5
Zawartość cementu	kg/m ³	410	390
w/c	-	0,55	0,42

4.4. Cechy odkształcalnościowe i wytrzymałościowe materiałów

4.4.1. Beton

Dla każdego badanego elementu serii pierwszej i drugiej betonowano z tego samego zarobu trzy próbki sześciennie 150×150×150 mm (rys.4.13a), trzy próbki walcowe Ø160×160 mm (rys.4.13b) i jeden słupek Ø113×350 mm (rys.4.13c). Próbkę wibrowano przez około 30 sekund na stole wibracyjnym. Dla elementów serii drugiej dodatkowo wykonywano w formach jak dla elementów badanych, wirowane słupy betonowe o długości 4 m i średnicy Ø258 mm. Następnie cięto je piłą na mniejsze próbki o wysokości odpowiadającej pięciokrotnej grubości ścianki (rys.4.13d) oraz poprzecznie na słupki (rys.4.13e).



Rys.4.13. Stosowane do badań wytrzymałościowych próbki dla serii pierwszej i drugiej

Po rozformowaniu (po około siedmiu dobach dla elementów i 24 godzinach dla próbek) zarówno modele słupów jak i próbki kontrolne były przechowywane przez okres następnych 7 dni w warunkach wilgotnych pod przekryciem z folii w temperaturze około 19°C.

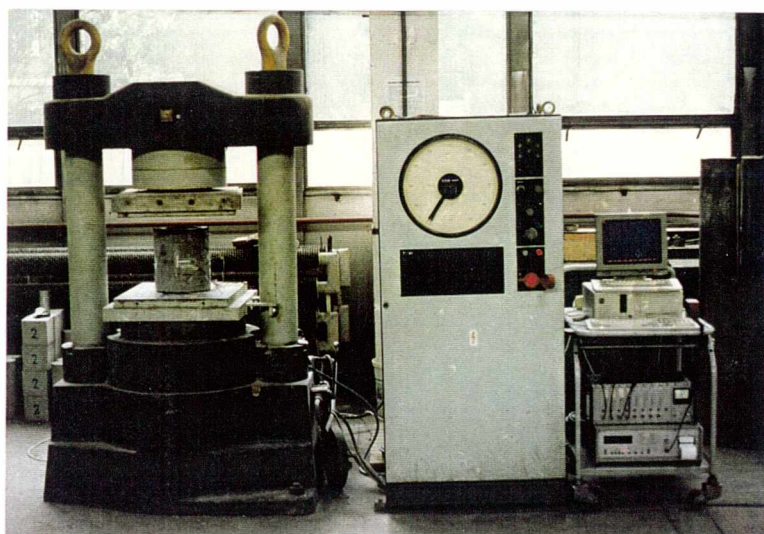
Średnia wytrzymałość betonu po 28 dniach, określona na kostkach wynosiła $R_{\phi 15} = 43,535 \text{ MPa}$, co odpowiada klasie betonu około B40. W przeddzień badania słupów określano średnie cechy wytrzymałościowe i odkształcalnościowe betonu:

- wytrzymałość betonu na ściskanie $\bar{R}_{\phi 15}$ (zgniatanie trzech próbek sześciennych o krawędzi 150 mm);
- wytrzymałość betonu na rozciąganie $\bar{R}_r$ metodą Brazylijską (rozłupanie trzech walców o średnicy i wysokości 160 mm);
- sieczny moduł odkształcenia betonu $\bar{E}_b$ określony jako wartość stosunku przyrostu naprężeń do przyrostu odkształceń w przedziale naprężeń $0,1 \div 0,3$ średniej wytrzymałości na ściskanie [15] (sześciokrotne obciążanie i odciążanie słupków walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm)
- wytrzymałość słupowa betonu na ściskanie $\bar{R}_s$ (zgniatanie przy siódmym cyklu obciążenia próbek stosowanych do wyznaczenia współczynnika sprężystości $\bar{E}_b$).

Dodatkowo dla słupów serii drugiej określano:

- sieczny moduł odkształcenia betonu wirowanego $\bar{E}_b^w$ przez sześciokrotne obciążanie i odciążanie trzech próbek pierścieniowych, otrzymanych z pocięcia wirowanych słupów betonowych;
- pierścieniową wytrzymałość na ściskanie betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$, poprzez zgniatanie podczas siódmego cyklu obciążenia trzech próbek pierścieniowych, stosowanych do wyznaczania współczynnika sprężystości $\bar{E}_b^w$;
- wytrzymałość słupową betonu wirowanego na ściskanie $\bar{R}_{ss}^w$, przez zgniatanie czterech próbek wyciętych poprzecznie z próbki pierścieniowej.

Badania próbek przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej EDB - 400 produkcji NRD (VEB Leipzig) o zakresie 0 - 4000 kN (rys.4.14). Wyniki badań cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych betonu próbek pobranych przy betonowaniu poszczególnych elementów podano w tab.4.5 i tab.4.6.



Rys.4.14. Maszyna wytrzymałościowa EDB - 400

Tab.4.5

Seria	Lp.	Oznaczenie typu słupa	$\bar{R}_{\nabla 15}$	$\bar{R}_r$	$\bar{R}_s$	$\bar{E}_b$
			[MPa]			
S E R I A I	1	S ₁₁	52,254	2,671	40,758	29149
	2	S ₁₂	51,947	2,671	40,716	30436
	3	S ₁₃	49,986	2,639	41,547	29275
	4	S _{1B}	50,013	2,637	41,049	35036
	5	S ₂₁	51,043	2,659	41,506	24928
	6	S ₂₂	52,430	2,641	40,882	29085
	7	S ₂₃	50,822	2,680	41,049	31319
	8	S _{2B}	52,060	2,693	42,877	32533
	9	S ₃₁	51,833	2,645	41,547	28297
	10	S ₃₂	50,404	2,653	43,874	29332
	11	S ₃₃	51,631	2,692	42,877	28926
	12	S _{3B}	51,108	2,656	41,880	30174
	13	S _{P1}	49,733	2,648	41,880	30123
	14	S _{P2}	50,729	2,663	45,868	31285
	15	S _{P3}	49,272	2,675	40,882	29764
	16	S _{PB}	51,501	2,653	42,877	29064
		Średnia	51,048	2,661	42,004	29920

Tab.4.6

Seria	Lp.	Oznaczenie typu słupa	$\bar{R}_{\nabla 15}$	$\bar{R}_r$	$\bar{R}_s$	$\bar{E}_b$	$\bar{R}_s^w$	$\bar{R}_{\nabla 15}^w$	$\bar{R}_{ss}^w$	$\bar{E}_b^w$
			[MPa]							
S E R I A II	1	SW ₁₁	50,733	2,610	41,880	27304	49,664	71,056	43,850	35480
	2	SW ₁₂	51,578	2,612	39,885	28018				
	3	SW ₁₃	49,169	2,644	38,888	27687				
	4	SW ₂₁	50,114	2,677	43,874	29381	48,249	68,810	44,370	35754
	5	SW ₂₂	50,038	2,663	42,877	28378				
	6	SW ₂₃	49,595	2,630	39,885	27906				
	7	SW ₃₁	49,852	2,611	40,882	26873	44,563	63,034	44,982	35143
	8	SW ₃₂	49,746	2,657	38,888	27965				
	9	SW ₃₃	50,885	2,675	42,877	28369				
	10	SW _{B-a}	50,257	2,647	39,885	27563	44,517	62,963	45,000	34774
	11	SW _{B-b}	50,847	2,662	40,882	29479				
	12	SW _{B-c}	50,147	2,666	38,888	26965				
		Średnia	50,247	2,646	40,799	27991	46,748	66,466	44,551	35288

Na podstawie liczb zestawionych w tab.4.5 i tab.4.6 można stwierdzić, że istnieje duża powtarzalność wyników $\bar{R}_{\nabla 15}$, $\bar{R}_r$ oraz $\bar{R}_s$ dla poszczególnych elementów. Świadczyć to może, że spełniono jedno z przyjętych założeń, aby beton wszystkich elementów był jednakowy.

Średnia wytrzymałość betonu wibrowanego $\bar{R}_{\nabla 15}$ (całkowita liczba próbek wynosiła 162 szt.) dla wszystkich elementów wynosi 50,705 MPa (średnie odchylenie standardowe $s = 2,658$ MPa, współczynnik zmienności $v = 5,24$ %). Odpowiada to klasie betonu w chwili badania około B45.

Wytrzymałość na rozciąganie $\bar{R}_r$ została określona przez rozłupywanie próbek walcowych wzdłuż tworzących. Średnia wytrzymałość $\bar{R}_r$ określona na 162 próbkach wyniosła 2,655 MPa (średnie odchylenie standardowe $s = 0,246$ MPa, współczynnik zmienności $v = 9,27\%$). Stosunek $\bar{R}_r / \bar{R}_{\phi 15}$ wynosi około 0,052. Wartość tego stosunku np. wg [92] powinien zawierać się pomiędzy 0,083 a 0,125.

Wytrzymałość na ściskanie, tzw. słupową $\bar{R}_s$, wyznaczono na próbkach wydłużonych. Przebadano 54 próbki, tj. po jednej dla każdego rodzaju elementu. Średnia wytrzymałość słupowa wyniosła 41,402 MPa, średnie odchylenie standardowe $s = 1,820$ MPa, a współczynnik zmienności $v = 4,38\%$. Z porównania wytrzymałości słupowej z kostkową otrzymano wartość $\bar{R}_s / \bar{R}_{\phi 15} = 0,817$.

Średnia pierścieniowa wytrzymałość betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$ wynosi 46,748 MPa. Mająca jej odpowiadać wytrzymałość słupowa $\bar{R}_{ss}^w$ określona na słupkach wyciętych z próbki pierścieniowej jest o około 5 % mniejsza i wynosi $\bar{R}_s^w = 44,551$ MPa. Powstającą niewielką różnicę w wynikach można tłumaczyć trudnościami podczas centrowania próbki w maszynie wytrzymałościowej. Można również dopatrywać się różnic w sposobie pracy próbki. Wycinając słupek z pierścienia uwolniono przytrzymane dotychczas więzi w kierunku obwodowym.

Aby móc porównać cechy wytrzymałościowe betonu wirowanego z cechami betonu wibrowanego, na podstawie [78] dokonano przeliczenia pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$ na odpowiadającą mu wytrzymałość kostkową $\bar{R}_{\phi 15}^w$. Średnia wytrzymałość kostkowa betonu wirowanego wynosi $\bar{R}_{\phi 15}^w = 66,466$ MPa. Wytrzymałość $\bar{R}_{\phi 15}^w$ była 1,32 razy większa od wytrzymałości kostkowej betonu wibrowanego $\bar{R}_{\phi 15}$ (tab.4.6).

Porównano również współczynniki sprężystości betonu wibrowanego $\bar{E}_b$ i wirowanego $\bar{E}_b^w$. Średni współczynnik sprężystości betonu wibrowanego wynosi 28956 MPa i jest 1,22 razy mniejszy od współczynnika sprężystości betonu wirowanego.

W celu sprawdzenia poprawności cytowanych w punktach 2.1.4. i 2.1.5. wzorów teoretycznych podstawiono dane dotyczące betonu z tab.4.6 do teoretycznych wzorów zaczerpniętych z literatury i służących do określania pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$ oraz współczynnika sprężystości betonu wirowanego $\bar{E}_b^w$. Wyniki zamieszczono w tab.4.7 (kolumny 2 i 5) i porównano z własnymi wynikami badań. Dodatkowo na podstawie [78] dokonano przeliczenia pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$ na odpowiadającą mu wytrzymałość kostkową $\bar{R}_{\phi 15}^w$ (kolumna 3) oraz określono współczynnik przeliczeniowy pomiędzy $\bar{R}_{\phi 15}^w$ a kostkową wytrzymałością betonu wibrowanego $\bar{R}_{\phi 15}$ otrzymaną z badań (kolumna 4).

Tab.4.7

Autor	$\bar{R}_s^w$ [MPa]	$\bar{R}_{\phi 15}^w$ [MPa]	$\bar{R}_{\phi 15}^w / \bar{R}_{\phi 15}$	$\bar{E}_b^w$ [MPa]
1	2	3	4	5
Batašev [8] (2.9), (2.14)	78,490	120,926	1,54	42322
Vadluga, Kudzis [99, 44] (2.10), (2.15)	58,412	85,312	1,46	37294
Lastočkin i inni [48] (2.17)	-	-	-	37088
Adesiyun [3] (2.13), (2.18)	49,892	71,419	1,43	37768
Badania własne	46,748	66,466	1,32	35288

Jak widać wartości wyników teoretycznych i doświadczalnych, poza wynikami Bataševa, są bardzo zbliżone. Wartość pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego $\overline{R}_s^w$ najbliższą doświadczalnej otrzymano ze wzoru (2.13) zaproponowanego przez Adesiyuna [3]. Wartość współczynnika sprężystości $\overline{E}_b^w$ najbliższą doświadczalnej otrzymano natomiast ze wzoru (2.17) autorstwa Lastočkin, Pecol'd, Tarasov [48]. Zaprezentowane współczynniki przeliczeniowe (kolumna 4) są wyższe w porównaniu ze współczynnikiem otrzymanym z badań własnych. Batašev [8] podaje, że w wyniku doświadczeń, w zależności od wielu parametrów, otrzymuje się wartości współczynnika przeliczeniowego w przedziale $1,2 \div 2,0$.

4.4.2. Stal zbrojeniowa

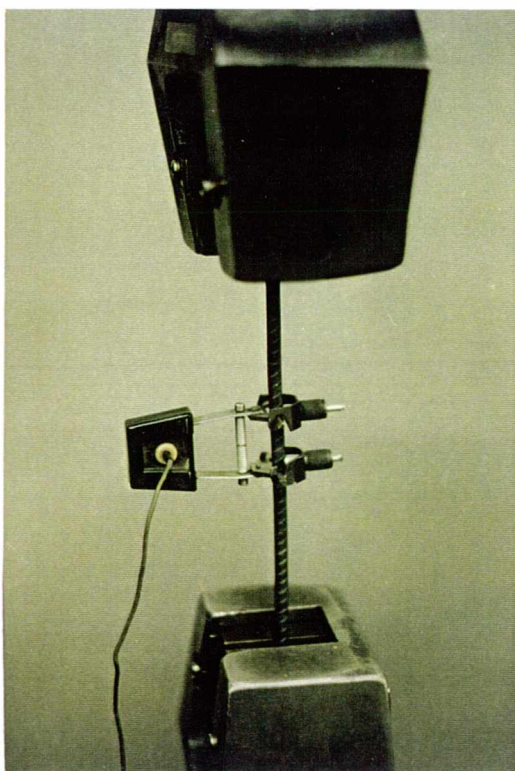
Zbrojenie podłużne słupów zostało wykonane ze stali żebrowanej 34GS o średnicy 12 mm. Zbrojenie spirali natomiast ze stali żebrowanej 34GS o średnicy 6 mm. Dla wybranych losowo trzech próbek każdej ze stali określono:

- średnicę nominalną d_n ,
- granicę plastyczności R_e i R_{eu} ,
- wytrzymałość na rozciąganie R_m ,
- współczynnik sprężystości E_a .

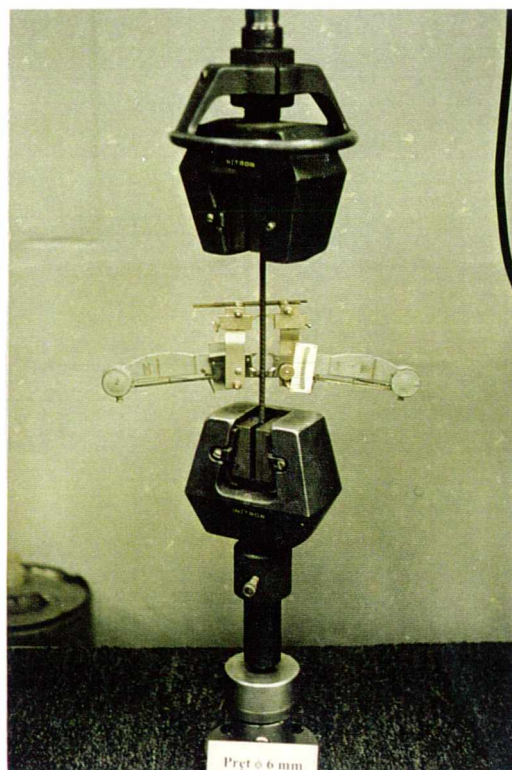
Badania przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej produkcji angielskiej INSTRON Model 1126 (rys.4.15). Granicę plastyczności określono przy zastosowaniu ekstensometru elektronicznego INSTRON o bazie pomiarowej 25 mm (rys.4.16). Współczynnik sprężystości uzyskano przy użyciu aparatu Huggenbergera o bazie pomiarowej 60 mm i przełożeniu $i = 1241$ działek/1mm (rys.4.17).



Rys.4.15. Maszyna wytrzymałościowa INSTRON Model 1126 do badań próbek stali



Rys.4.16.



Rys.4.17.

Rys.4.16. Określanie granicy plastyczności stali za pomocą ekstensometru

Rys.4.17. Określanie współczynnika sprężystości stali za pomocą aparatu Huggenbergera

Średnie wartości wyników badań cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych stali $\varnothing 12$ mm przedstawiono w tab.4.8 a stali $\varnothing 6$ mm w tab.4.9.

Tab.4.8

<i>Lp.</i>	d_a	d_n	S_0	L	ΔL	$\varepsilon_m = \Delta L/L$	R_e	R_m	E_a
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	12	11,98	112,721	160	0,047	29,38	476,8	693,1	209040
2		11,65	106,596		0,045	28,13	500,3	734,1	220250
3		11,84	110,102		0,046	28,75	488,2	711,4	213880
4		11,72	107,881		0,047	29,38	496,3	726,1	217590
Średnie:		11.80	109,359	160	0,046	28,91	490,4	716,2	215190

Tab.4.9

<i>Lp.</i>	d_a	d_n	S_0	L	ΔL	$\varepsilon_m = \Delta L/L$	R_{eu}	R_m	E_a
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	6	6,16	29,802	160	0,028	17,50	432,9	729,8	208720
2		5,94	27,712		0,027	16,88	465,5	775,8	219800
3		6,12	29,417		0,028	17,50	438,5	722,4	206800
4		6,18	29,996		0,029	18,13	430,1	680,8	205470
Średnie:		6,1	29,232	160	0,028	17,50	441,8	727,2	210198

W tab.4.8 i 4.9 przyjęto następujące oznaczenia:

d_a - średnica pręta,

d_n - średnica nominalna (obliczeniowa) ze wzoru:

$$d_n = 1,274 \sqrt{\frac{G}{l}}, \quad (4.1)$$

G - masa próbki pręta [g],

l - długość całkowita próbki pręta [mm],

S_o - przekrój obliczeniowy pręta,

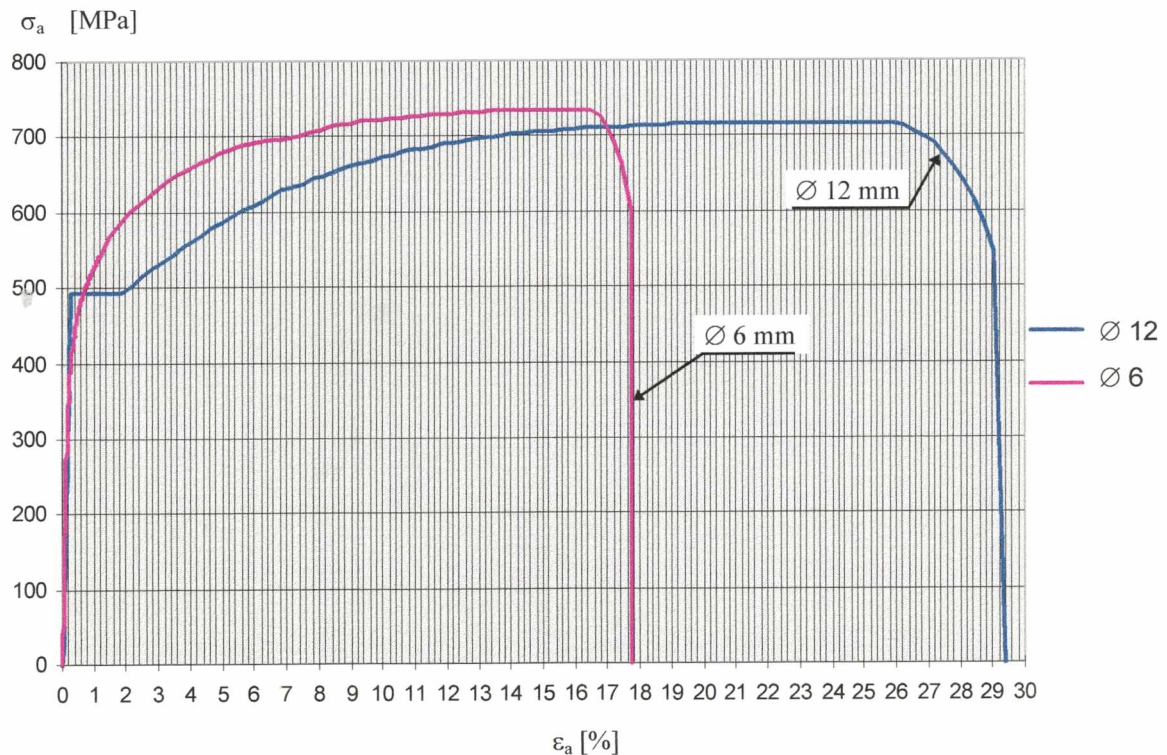
L - baza pomiarowa,

ΔL - wydłużenie graniczne przy zerwaniu próbki,

ε - odkształcenie graniczne w chwili zerwania próbki,

R_m - wytrzymałość stali na rozciąganie.

Na rys.4.18 przedstawiono zależność $\sigma_a - \varepsilon_a$ stali zbrojeniowej gatunku 34GS stosowanej w elementach badawczych.

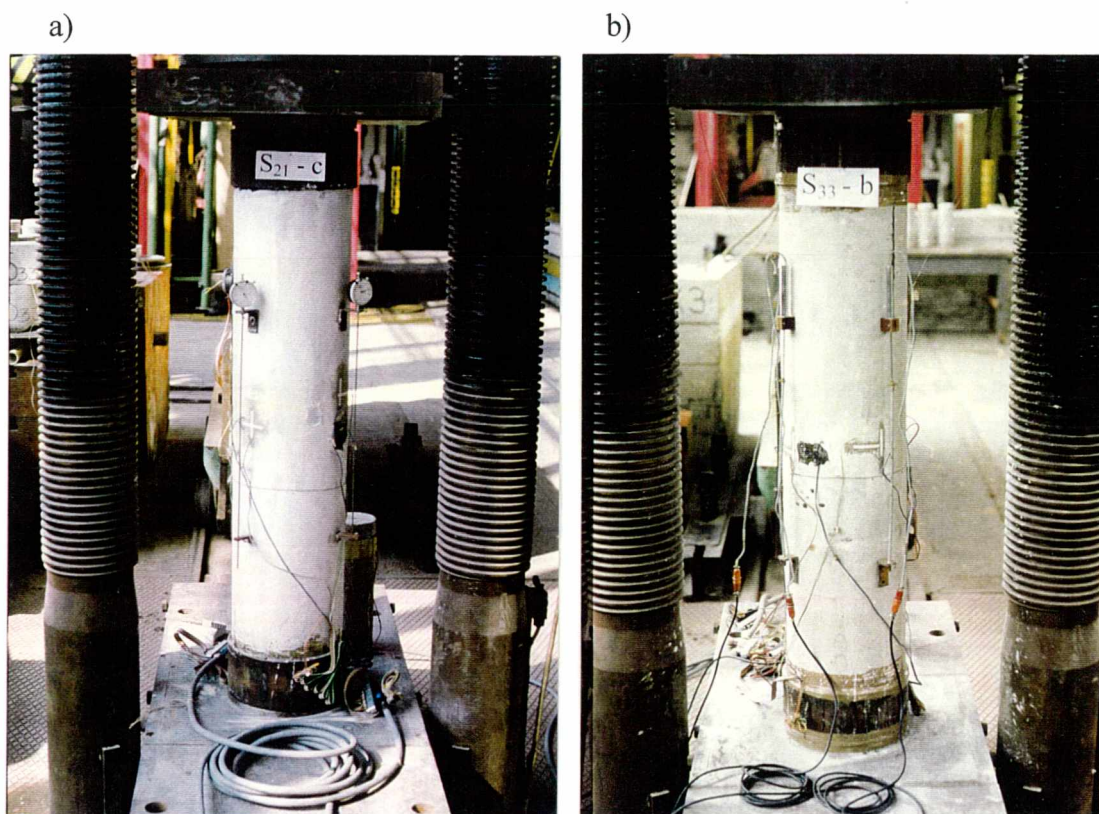


Rys.4.18. Wykres zależności $\sigma_a - \varepsilon_a$ dla stali zbrojeniowej gatunku 34GS

4.5. Stanowisko badawcze i aparatura pomiarowa

Badania wytrzymałościowe przeprowadzono w laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej na maszynie wytrzymałościowej o zakresie 0 - 6000 kN i symbolu DRMB - 600 produkcji NRD (VEB Leipzig) (rys.4.19). Elementy badawcze przed umieszczeniem w prasie zaopatrywano w stalowe płyty czołowe w celu zapewnienia równoległości z płaszczyznami dociskowymi prasy oraz dla części elementów stalowe kołnierze

(w górnej i dolnej części) służące do wzmocnienia stref przypodporowych. Wszystkie dodatkowe elementy stalowe łączono z elementem badanym żywicą epoksydową EPIDIAN 5.



Rys.4.19. Elementy na stanowisku badawczym:

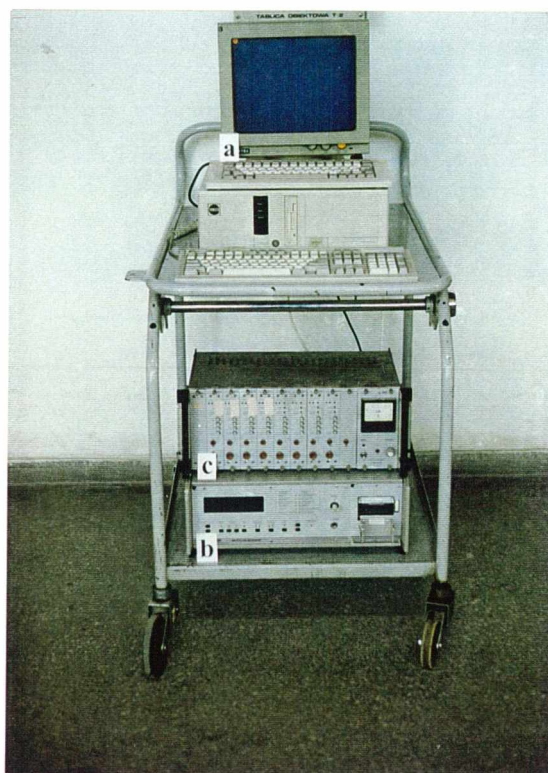
- a) pomiar odkształceń podłużnych betonu przy pomocy czujników zegarowych,
- b) pomiar odkształceń podłużnych betonu przy pomocy czujników indukcyjnych

Obciążenie przykładano skokowo co 60 kN. Czas utrzymania obciążenia determinowany był czasem potrzebnym do wykonania odczytów na przyrządach pomiarowych i wynosił od 10 sekund (przy zastosowaniu indukcyjnych czujników przemieszczeń liniowych - rys.4.19b) do około 2 minut (przy zastosowaniu czujników zegarowych - rys.4.19a). Dla każdego elementu wykonano sześć cykli obciążenie - odciążenie oraz siódmy cykl do zniszczenia.

Dla każdego poziomu obciążenia rejestrowano następujące wielkości:

- odkształcenia podłużne betonu,
- odkształcenia prętów zbrojenia podłużnego,
- odkształcenia obwodowe na powierzchni betonu,
- odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu na grubości ścianki elementu,
- odkształcenia uzwojenia.

Pomiar wszystkich wielkości dokonywano w połowie wysokości elementów. Do rejestracji wyników użyto komputera PC IBM 486 DX (rys.4.20a) oraz wielokanałowego systemu pomiarowego UPM 100 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik (rys.4.20b). Czujniki indukcyjne wymagały zastosowania dodatkowo jeszcze przyrządu pomiarowego z falą nośną do czujników transformatorowych CFT 500 (rys.4.20c).



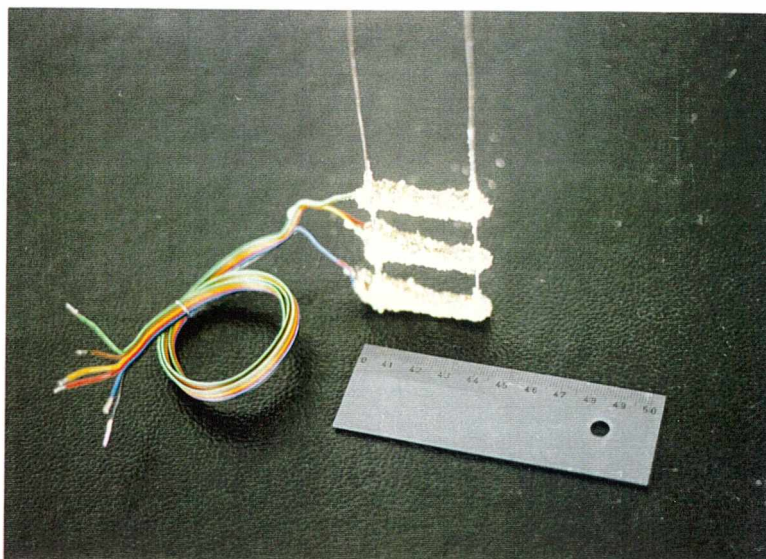
Rys.4.20. Aparatura pomiarowa i rejestrująca wyniki badań

Odkształcenia podłużne betonu mierzono za pomocą rozmieszczonych co 90° tensometrów elektrooporowych typu RL = 300/50. W celu obserwacji na wysokości słupa uśrednionych odkształceń podłużnych betonu stosowano czujniki zegarowe o dokładności 0,01 mm (rys.4.19a), bądź indukcyjne czujniki przemieszczeń liniowych o zakresie ± 10 mm (rys.4.19b). Pomiaru dokonywano na bazie 50 cm. Czujniki zegarowe i czujniki indukcyjne były umieszczone równolegle do tensometrów elektrooporowych. Mocowano je bezpośrednio do łapek stalowych, przylepionych do betonu klejem na bazie żywicy epoksydowej (rys.4.19).

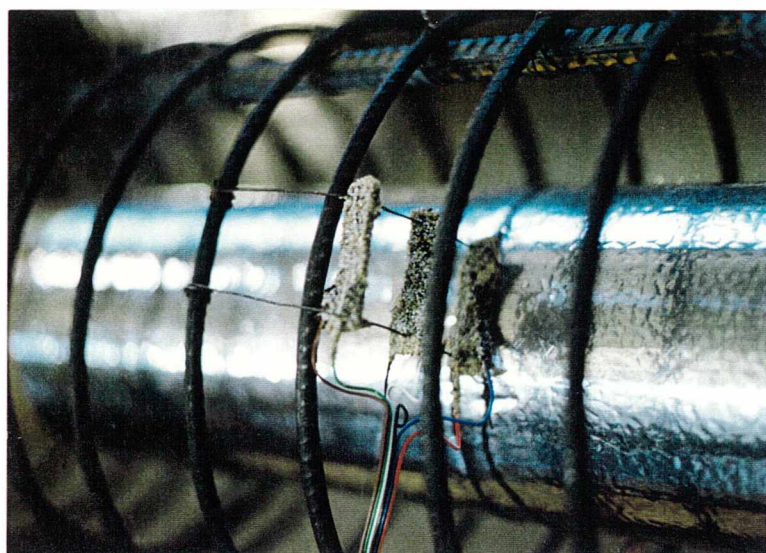
Odkształcenia zbrojenia podłużnego mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych typu RL = 120/20. Tensometry naklejano na każdym z prętów w środku jego wysokości dzięki specjalnie przygotowanym „okienkom”. Po zainstalowaniu i zabezpieczeniu czujników „okienka” wypełniano żywicą epoksydową EPIDIAN 5 z wypełniaczem w postaci piasku oraz cementu.

Odkształcenia obwodowe na zewnętrznej powierzchni betonu mierzono w połowie wysokości elementu za pomocą rozmieszczonych co 90° tensometrów elektrooporowych typu RL = 300/50. Odkształcenia te identyfikowano z odkształceniami poprzecznymi betonu.

Odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu na grubości ścianki mierzono specjalnymi sondami przystosowanymi do pomiarów odkształceń wewnątrz betonu. Sonda taka (rys.4.21) stanowi układ tensometrów typu RL = 120/20, nalepionych na płytki z tworzywa sztucznego o grubości 1,5 mm. Aby zapewnić przyczepność sondy do betonu, pokryto ją klejem epoksydowym EPIDIAN5 i drobnym piaskiem. Płytki sondy rozsunięto na odpowiednie odległości, w celu pomiaru odkształceń w strefie wewnętrznej, środkowej i zewnętrznej betonu. Sondy mocowano do szkieletu zbrojeniowego (rys.4.22) bezpośrednio przed betonowaniem.



Rys.4.21. Sonda do pomiaru odkształceń obwodowych wewnątrz betonu



Rys.4.22. Sposób mocowania sondy do pomiaru odkształceń obwodowych wewnątrz betonu

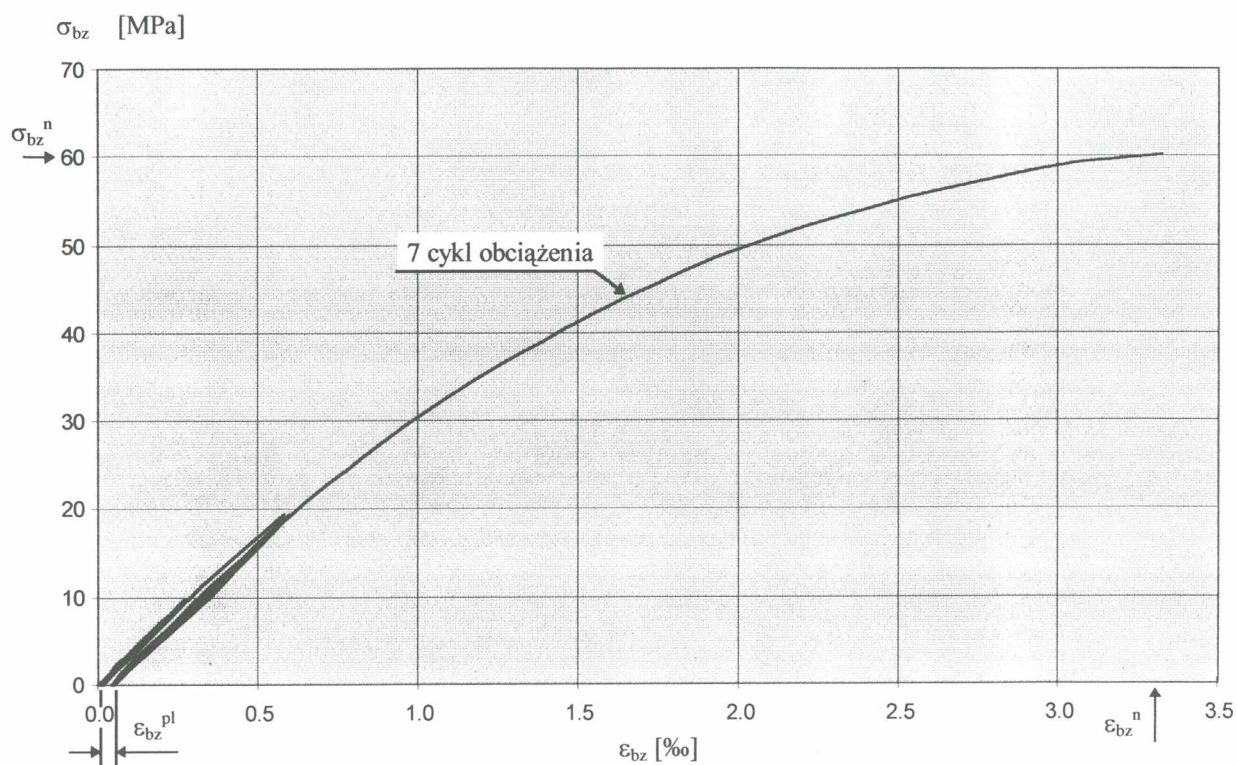
Odkształcenia zbrojenia uzwajającego (spiral) w słupach mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych typu RL = 120/20. Tensometry były naklejane na zewnętrznej stronie uzwojenia po wcześniejszym jego odkuciu i przygotowaniu. Dla każdego elementu w środkowej jego części klejono na przeciwległych stronach po jednym tensometrze elektrooporowym.

4.6. Wyniki badań słupów wibrowanych

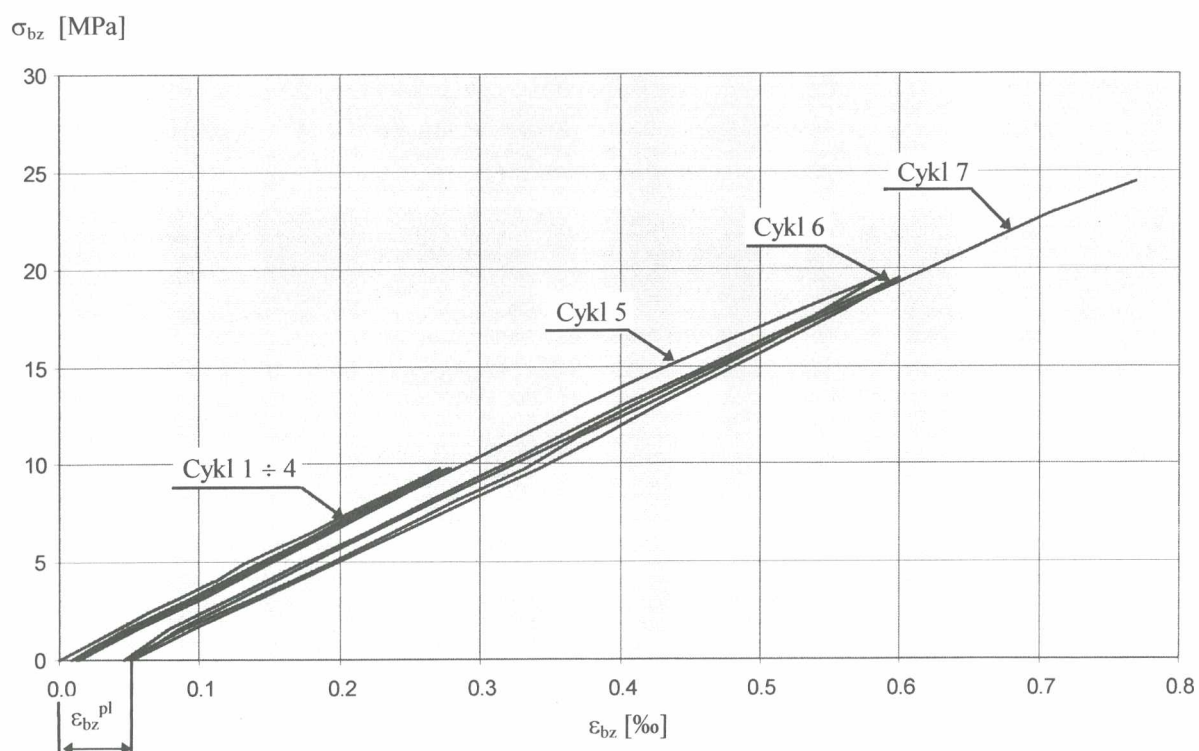
4.6.1. Program badań

W ramach I etapu badań doświadczalnych wykonano (tab.4.1) i poddano doraźnym próbom wytrzymałościowym 42 słupy formowane w technologii wibrowania betonu (w tym 38 szt. słupów pierścieniowych). Poszczególne typy słupów pierścieniowych różniły się średnicą wewnętrzną przekroju poprzecznego i zbrojeniem uzwajającym. W celu osiągnięcia najbardziej wiarygodnych wyników badań słupy pierścieniowe wykonano i badano w minimum trzech

egzemplarzach. Tylko porównawcze słupy pełne typu S_p wykonano po 1 szt. Słupy pierścieniowe w przeważającej części (29 szt.) zrealizowano jako uzwojone. Słupy betonowe (pierścieniowe - 9 szt. i pełny - 1 szt.) służyły do celów porównawczych z odpowiednimi słupami uzwojonymi. Szczegółowe informacje o wykonanych słupach podano w punkcie 4.2 pracy.



Rys.4.23. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ uzyskana z badań słupa S_{21d}



Rys.4.24. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ jak na rys.4.23, ale z powiększeniem strefy obciążeń pierwszych sześciu cykli

Program badań słupów wibrowanych podporządkowany został postawionemu w pracy celowi badań, tj. poznaniu rzeczywistych cech odkształcalnościowych i wytrzymałościowych pierścieniowych słupów uzwojonych pod doraźnym obciążeniem osiowym. Dla wszystkich słupów zrealizowano ten sam program badań, składający się z sześciu cykli obciążeń wstępnych (do poziomu około 1/3 nośności granicznej) i siódmego cyklu obciążenia elementu do zniszczenia. Realizację takiego sposobu obciążania badanych elementów można prześledzić na rys.4.23 i 4.24, na których przedstawiono zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ uzyskaną z badań słupa S_{21d}.

Napężenia podłużne w betonie σ_{bz} wyznaczono ze wzoru:

$$\sigma_{bz} = \frac{P - P_a}{F_{bn}}, \quad (4.2)$$

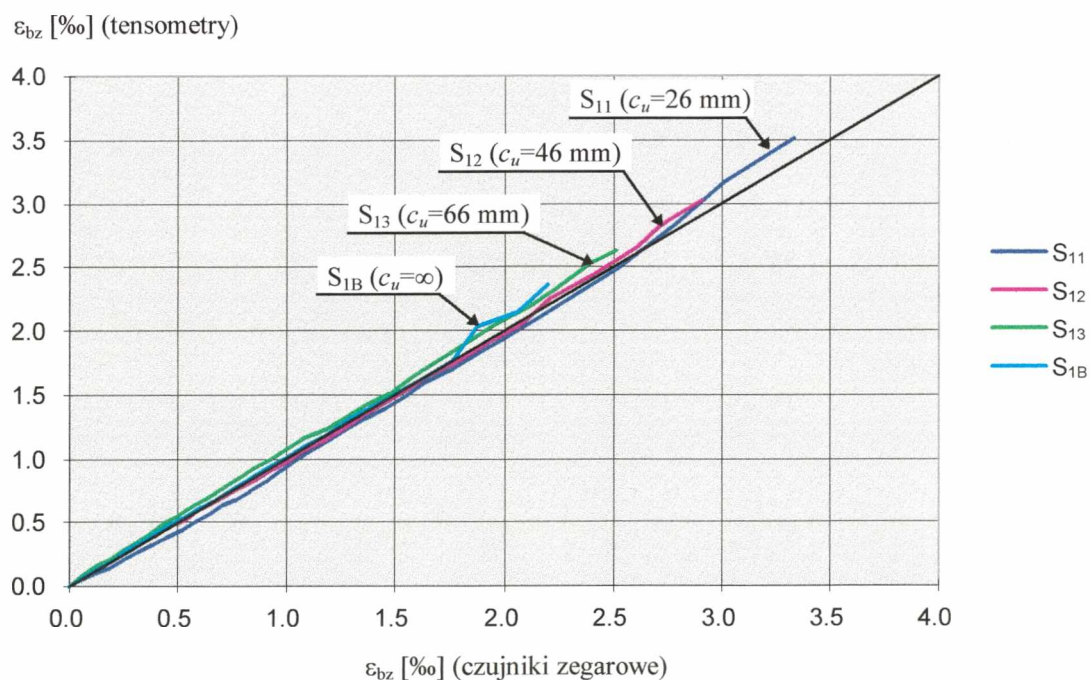
gdzie:

P - podłużna siła obciążająca badany słup,

P_a - siła przenoszona przez zbrojenie podłużne,

F_{bn} - przekrój betonu netto.

Odształcenia podłużne betonu ε_{bz} mierzono na powierzchni betonu w kierunku wysokości słupa za pomocą czterech tensometrów elektrooporowych (na rys.4.23 i 4.24 odkształcenia ε_{bz} podano jako średnie wartości z odczytów tych tensometrów). Odształcenia podłużne betonu ε_{bz} można było również wyznaczyć na podstawie odczytów czujników zegarowych lub indukcyjnych. Różnice pomiędzy wartościami odkształceń podłużnych betonu otrzymanymi z tensometrów elektrooporowych a wartościami z czujników zegarowych i indukcyjnych są niewielkie. Przykładowy wykres porównawczy dla elementów o $\xi_a = 0,55$ i zmiennym stopniu uzwojenia μ_u przedstawiono na rys.4.25.



Rys.4.25. Porównanie wartości wyników odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} otrzymanych z tensometrów elektrooporowych oraz czujników zegarowych i indukcyjnych dla elementów o $\xi_a = 0,55$ i zmiennym stopniu uzwojenia μ_u

Podczas obciążania każdego słupa skokowo zmieniającą się siłą P mierzono:

- odkształcenia podłużne betonu ε_{bz} ,
- odkształcenia obwodowe betonu na powierzchni $\varepsilon_{b\varphi}$ i wewnątrz $\varepsilon_{b\varphi}^r$,
- odkształcenia zbrojenia podłużnego ε_{az} i uzwajającego ε_{au} .

Wyniki badań 42 słupów w postaci dokumentacji zdjęciowej i filmowej, zapisów odkształceń na dyskietkach, wykresów, zestawień, tabel, itp. są w posiadaniu autora. W pracy przedstawiono tylko wyniki niezbędne do określenia istotnych cech odkształcalnościowych i wytrzymałościowych badanych elementów.

4.6.2. Nośność graniczna słupów

Celem badań niszczących było poznanie:

- sił niszczących dla słupów uzwojonych P_n^u i betonowych P_n^b ,
- odkształceń plastycznych (trwałych) betonu ε_{bz}^{pl} po sześciu cyklach obciążenia i odciążenia słupa,
- maksymalnych, rejestrowanych odkształceń podłużnych betonu w słupie ε_{bz}^n ,
- mechanizmu (obrazu) zniszczenia słupa.

Wielkości te dla wszystkich badanych słupów podano w tab.4.10. W tab.4.10 literami a, b, c, i d oznaczono kolejne słupy danego typu. Mechanizm zniszczenia charakteryzujący się ścięciem betonu opisano kątem ścięcia betonu ω , mierzonym między płaszczyzną podstawy słupa a płaszczyzną ścięcia.

Tab.4.10

Lp.	Oznaczenie typu słupa		P_n^u [kN] P_n^b [kN]	ε_{bz}^{pl} [‰]	ε_{bz}^n [‰]	Mechanizm zniszczenia słupa
1	S ₁₁	a	1800	0,150	3,59	Zgniecenie betonu w górnej części
2		b	1890	0,070	2,63	Zgniecenie betonu w połowie wysokości
3		c	1950	0,033	2,58	Zgniecenie betonu stref przypodporowych i w strefie środkowej
4		d	2100	0,056	3,19	Ścięcie betonu ($\omega=41^\circ$) w dolnej części
5	S ₁₂	a	1660	0,170	2,43	Zgniecenie betonu w połowie wysokości
6		b	1770	0,058	2,93	Zgniecenie betonu w połowie wysokości
7		c	1710	0,036	2,82	Ścięcie betonu ($\omega=49^\circ$) w środkowej części
8	S ₁₃	a	1620	0,032	2,69	Ścięcie betonu ($\omega=47^\circ$) w dolnej części
9		b	1680	0,033	2,50	Zgniecenie betonu w dolnej części
10		c	1580	0,063	2,36	Zgniecenie betonu w dolnej części

11	S _{1B}	a	1490	0,022	2,43	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w górnej części
12		b	1400	0,029	2,32	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w górnej części
13		c	1440	0,017	2,48	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w górnej i środkowej części
14	S ₂₁	a	2180	0,250	3,02	Zgniecenie betonu w połowie wysokości
15		b	1980	0,158	2,82	Zgniecenie betonu w górnej części
16		c	2040	0,057	3,73	Zgniecenie betonu w połowie wysokości
17		d	2240	0,051	3,26	Ścięcie betonu ($\omega=45^\circ$) w dolnej części
18	S ₂₂	a	2000	0,049	3,43	Zgniecenie betonu w dolnej części
19		b	2180	0,034	3,38	Ścięcie betonu ($\omega=54^\circ$) w górnej części
20		c	1980	0,050	3,19	Ścięcie betonu ($\omega=54^\circ$) w środkowej części
21	S ₂₃	a	1900	0,027	2,35	Ścięcie betonu ($\omega=58^\circ$) powyżej połowy wysokości
22		b	1820	0,044	2,17	Ścięcie betonu ($\omega=57^\circ$) poniżej środka wysokości
23		c	1860	0,062	2,69	Zgniecenie betonu w dolnej części
24	S _{2B}	a	1640	0,023	2,48	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w dolnej części
25		b	1800	0,024	3,03	Nagłe ścięcie betonu ($\omega=56^\circ$) i odpadnięcie fragmentu ścianki poniżej środka wysokości
26		c	1700	0,010	2,59	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki poniżej połowy wysokości
27	S ₃₁	a	2520	0,035	3,32	Ścięcie betonu ($\omega=58^\circ$) powyżej połowy wysokości
28		b	2760	0,103	3,59	Zgniecenia betonu w połowie wysokości
29		c	2490	0,026	2,50	Ścięcie betonu ($\omega=59^\circ$) powyżej połowy wysokości
30	S ₃₂	a	2220	0,057	3,08	Ścięcie betonu ($\omega=59^\circ$) w połowie wysokości
31		b	2290	0,044	3,11	Ścięcie betonu ($\omega=58^\circ$) w połowie wysokości
32		c	2140	0,033	2,69	Zgniecenie betonu w dolnej części

33	S ₃₃	a	2000	0,035	2,21	Ścięcie betonu ($\omega=63^\circ$) poniżej połowy wysokości
34		b	2070	0,039	2,17	Ścięcie betonu ($\omega=61^\circ$) powyżej połowy wysokości
35		c	2130	0,041	3,23	Ścięcie betonu ($\omega=58^\circ$) powyżej połowy wysokości
36	S _{3B}	a	1880	0,010	2,19	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w dolnej części
37		b	1860	0,014	2,13	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki w górnej części
38		c	1900	0,006	2,36	Nagłe odpadnięcie fragmentu ścianki poniżej połowy wysokości
39	S _{P1}		2810	0,052	2,84	Ścięcie betonu ($\omega=60^\circ$) w połowie wysokości
40	S _{P2}		2500	0,06,3	2,47	Ścięcie betonu ($\omega=54^\circ$) w górnej części
41	S _{P3}		2310	0,043	2,56	Ścięcie betonu ($\omega=61^\circ$) w połowie wysokości
42	S _{PB}		2160	0,013	2,36	Odpadnięcie fragmentu ścianki w górnej części

a)



b)



Rys.4.26. Zniszczenie słupów uzwojonych:

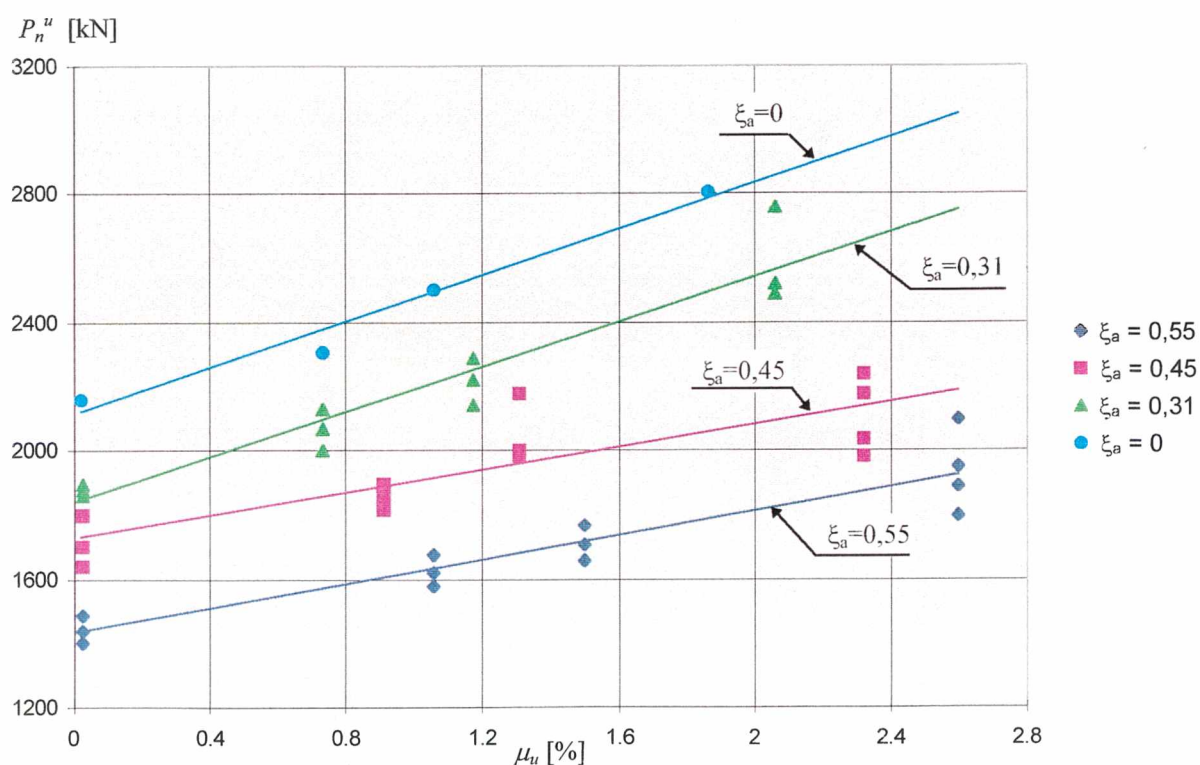
- a) przez ściecie betonu,
- b) przez odpadnięcie otuliny i zgniecenie betonu

Najczęściej występującym mechanizmem zniszczenia słupów uzwojonych (tab.4.10) było ściecie betonu (rys.4.26a). Kąt ścicia betonu ω wahał się od 41° do 61° ($\bar{\omega} = 55^\circ$). Pojawiło się

również kilka przypadków zniszczenia elementu przez zgniecenie betonu (rys.4.26b). Typowe dla elementów betonowych było natomiast nagłe, bardzo głośne zniszczenie, objawiające się odpadnięciem sporych fragmentów ścianki elementu (rys.4.27).



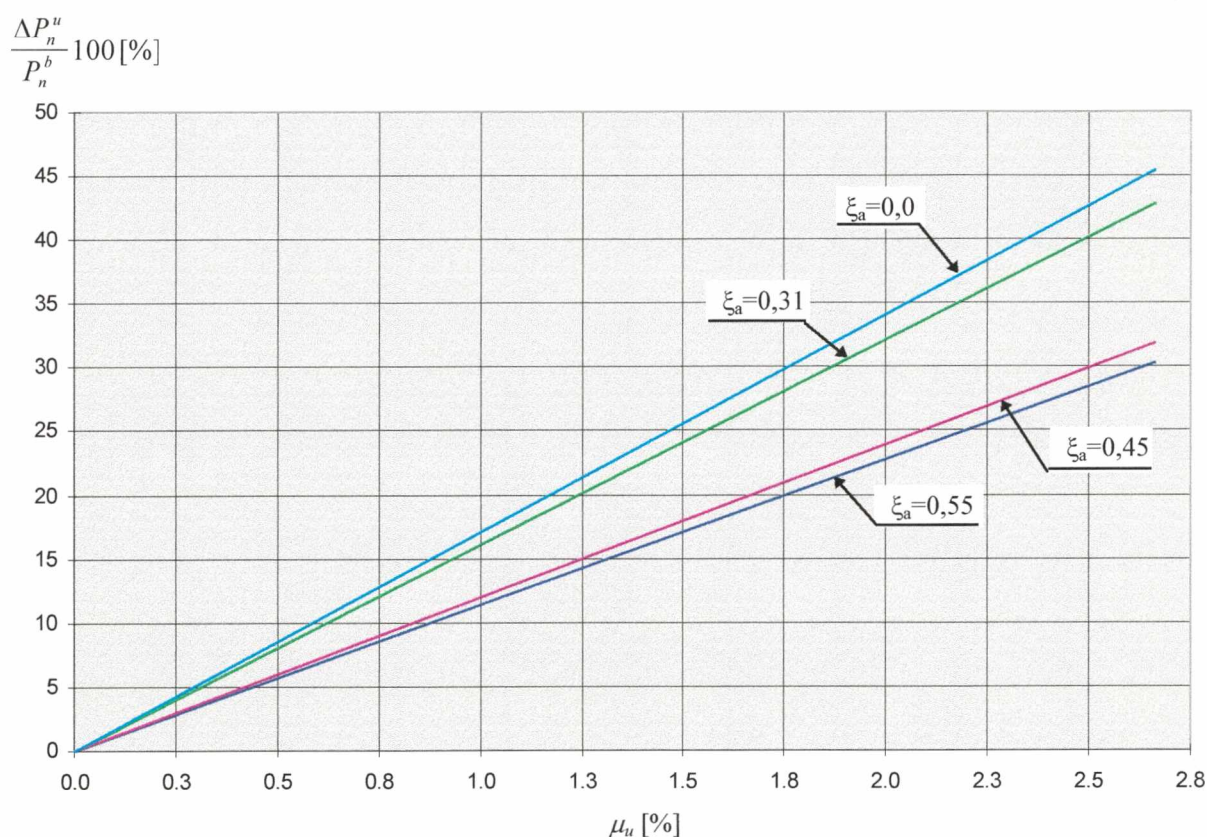
Rys.4.27. Zniszczenie elementu betonowego przez zgniecenie betonu (odpadnięcie fragmentu ścianki)



Rys.4.28. Nośność uzwojonych słupów pierścieniowych P_n^u w zależności od stopnia uzwojenia μ_u

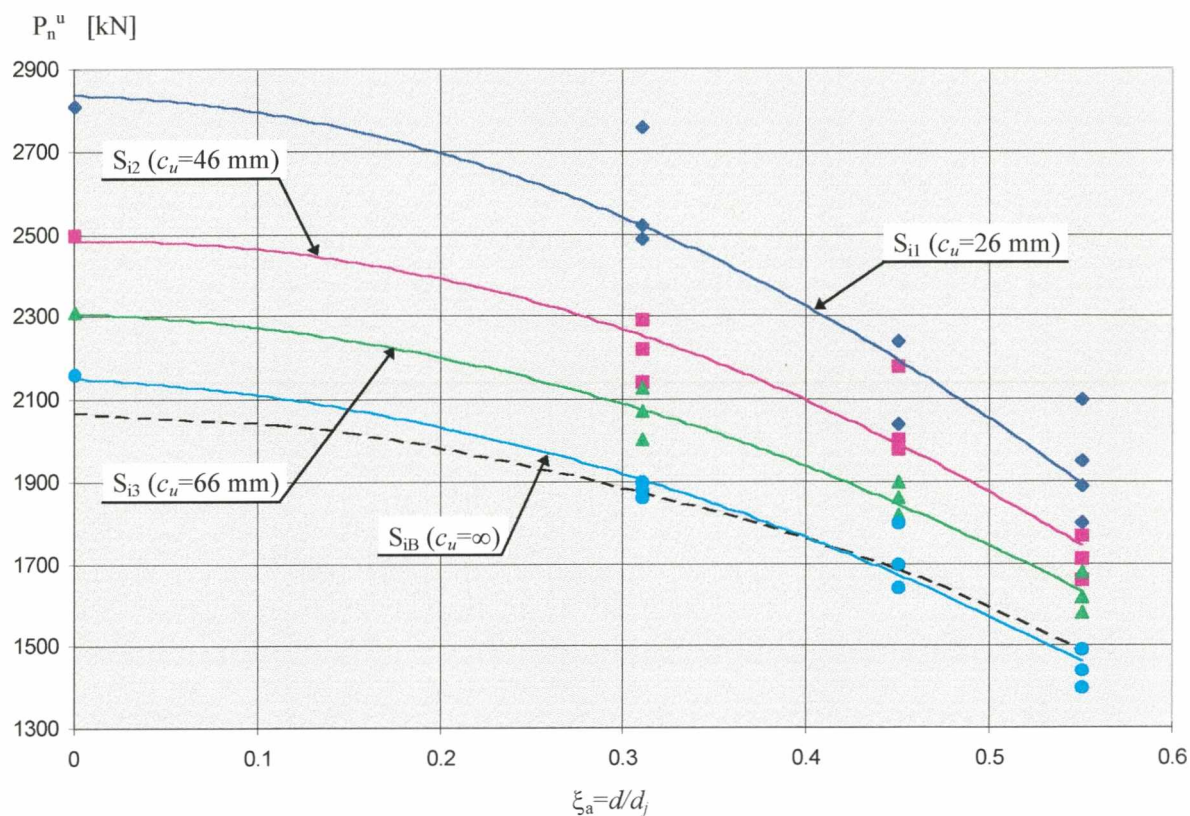
Zmianę nośności P_n^u uzwojonych słupów pierścieniowych w zależności od stopnia uzwojenia μ_u pokazano na rys.4.28. Z rys.4.28 wynika, że wzrost stopnia uzwojenia słupa μ_u (zagęszczenie zwojów spirali) powoduje zwiększenie nośności słupa. Dla elementów o ściankach cienkich ($\xi_a = 0,45$ oraz $\xi_a = 0,55$) przyrost ten jest jednak mniej intensywny niż dla słupów o ściankach grubych ($\xi_a = 0,31$) oraz pełnych ($\xi_a = 0,0$).

Na rys.4.29 pokazano względny ($\Delta P_n^u / P_n^b$) przyrost nośności słupów uzwojonych $\Delta P_n^u = P_n^u - P_n^b$ w stosunku do nośności słupów nieuzwojonych P_n^b , w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia przekroju ξ_a . Z rys.4.29 wynika że, zmiana stopnia uzwojenia słupa μ_u powoduje wprost proporcjonalny przyrost jego nośności. Maksymalny przyrost nośności rzędu 40 % zaobserwowano dla słupów pełnych i prawie pełnych o wysokim stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,7\%$ ($c_u = 18 \div 20$ mm). Słupy pierścieniowe o mniejszej grubości ścianki ($\xi_a = 0,45 \div 0,55$) przy tym samym stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,7\%$ ($c_u = 22 \div 26$ mm) wykazują około 30 % przyrost nośności w stosunku do analogicznych słupów nieuzwojonych (betonowych).

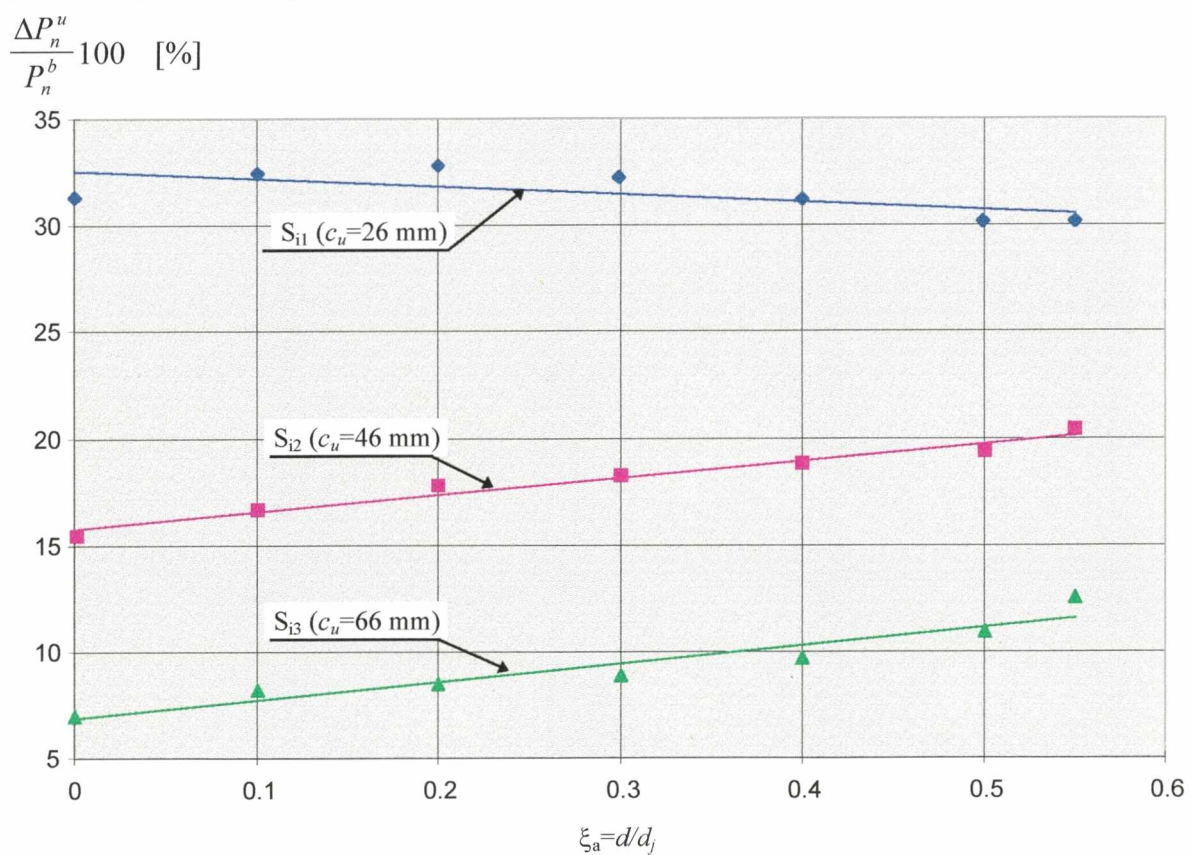


Rys.4.29. Względny przyrost nośności słupów uzwojonych w stosunku do nośności słupów nieuzwojonych w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia przekroju ξ_a

Na rys.4.30 przedstawiono zmianę nośności uzwojonych słupów pierścieniowych P_n^u w zależności od grubości ścianki przekroju, wyrażoną współczynnikiem ξ_a . Jak widać na rys.4.30 wraz ze wzrostem stopnia wydrążenia przekroju ξ_a nośność maleje. Linia przerywaną zaznaczono teoretyczną nośności słupów betonowych, wyznaczoną dla średniej wytrzymałości słupowej betonu na ściskanie $\bar{R}_s$, określonej na próbkach walcowych o średnicy 113 mm i wysokości 350 mm. Nośność obliczona na podstawie badania próbek (linia przerywana) prawie pokrywa się z nośnością betonowych elementów badawczych.



Rys.4.30. Nośność graniczna uzwojonych słupów pierścieniowych w zależności od stopnia wydrążenia przekroju ξ_a



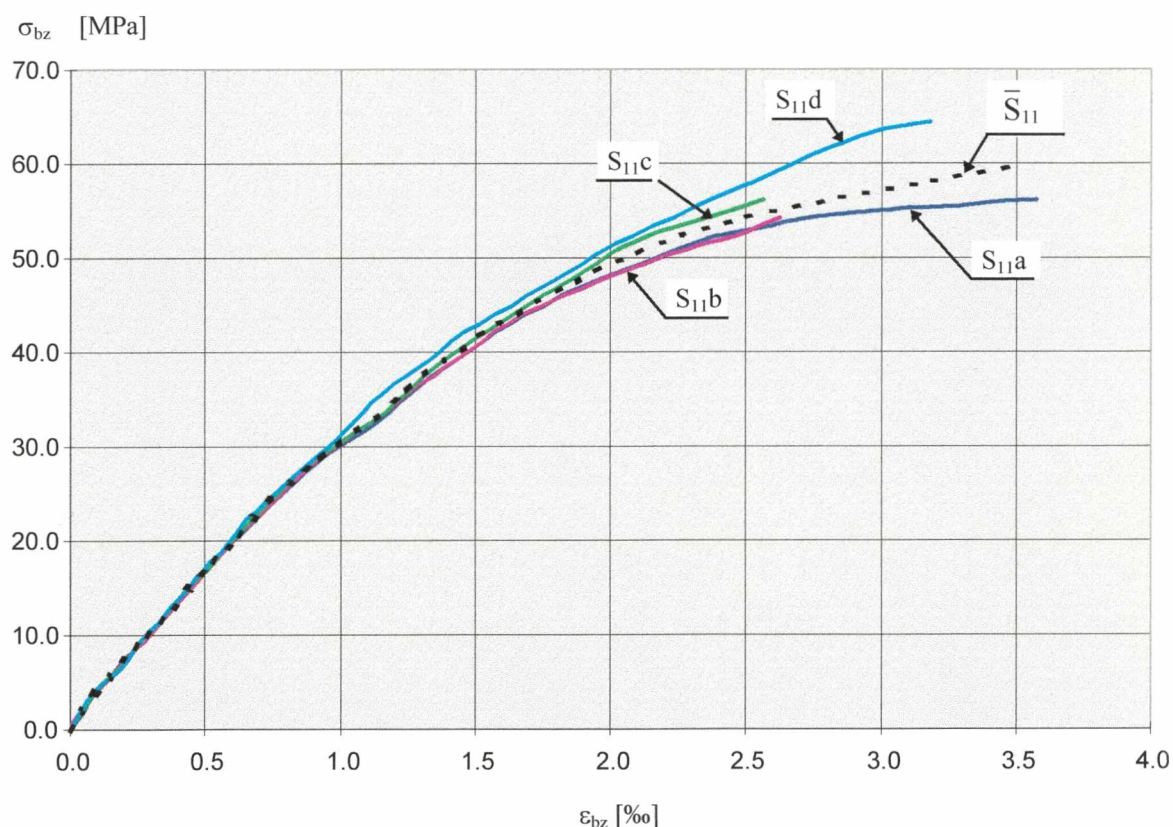
Rys.4.31. Względny przyrost nośności słupów uzwojonych $\Delta P_n^u / P_n^b$ w zależności od ξ_a (dla różnych wartości c_u)

Na rys.4.31 (w oparciu o rys.4.30) przedstawiono względny przyrost nośności słupów uzwojonych $\Delta P_n^u / P_n^b$ w zależności od ξ_a (dla różnych wartości c_u). Jak widać na rys.4.31 względny przyrost nośności słupów uzwojonych praktycznie nie zależy od grubości ścianki, a jedynie od skoku spirali. Jest to szczególnie widoczne dla słupów o małym skoku spirali $c_u = 26$ mm.

4.6.3. Odształcenia podłużne betonu

W celu poznania doraźnych cech odkształcalnościowych betonu w pierścieniowych słupach uzwojonych i betonowych w pracy przedstawiono zależności między podłużnymi naprężeniami w betonie σ_{bz} i średnimi odkształceniami ε_{bz} betonu dla siódmego cyklu obciążenia (odkształcenia ε_{bz}^{pl} po sześciu cyklach i odkształcenia ε_{bz}^n dla siódmego cyklu, dla każdego badanego słupa podano w tab.4.10).

Przykład uzyskania średnich odkształceń betonu ε_{bz} dla czterech identycznych słupów (a, b, c, d) typu S₁₁ pokazano na rys.4.32 w formie wykresu zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ (linia przerywana).

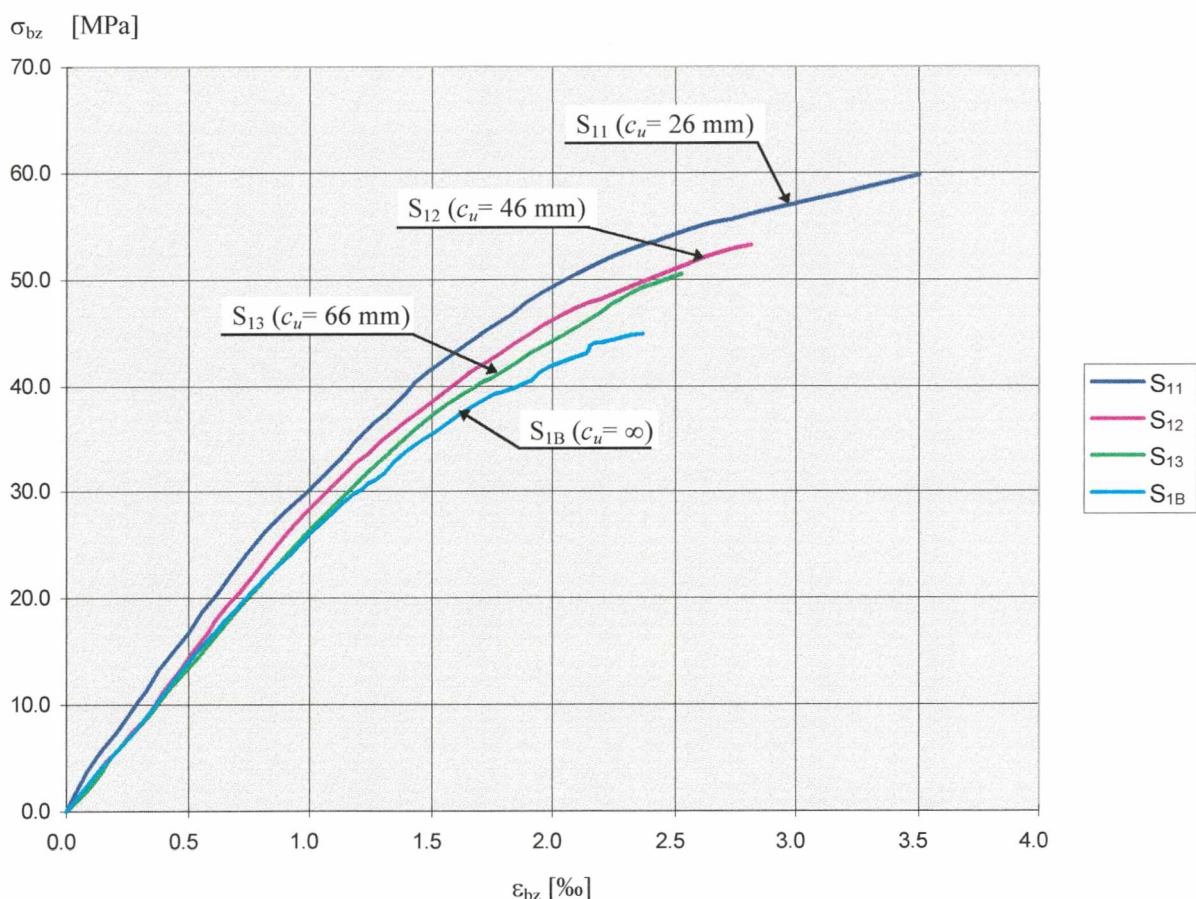


Rys.4.32. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla pierścieniowych słupów uzwojonych typu S₁₁ ($\xi_a = 0,55$; $c_u = 26$ mm)

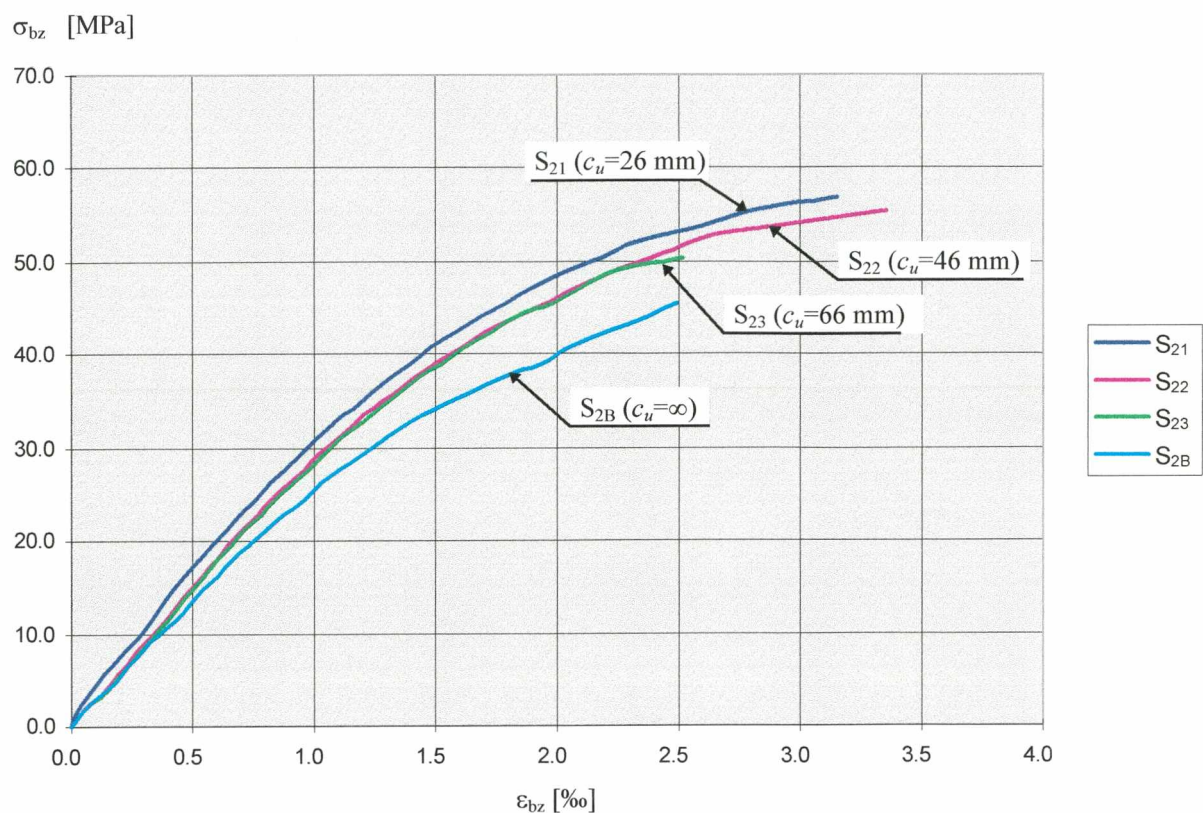
Poszczególne wykresy na rys.4.32 wykonane linią ciągłą prezentują średnie wielkości odkształceń ε_{bz} otrzymane z czterech tensometrów naklejonych podłużnie na każdym słupie. Jak widać na rys.4.32 uzyskano bardzo dobrą zgodność wyników odkształceń podłużnych betonu dla czterech jednakowo wykonanych słupów typu S₁₁.

Wykresy zależności średnich odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} od naprężeń σ_{bz} dla słupów pierścieniowych o różnym stopniu wydrążenia przekroju ξ_a i stopniu uzwojenia μ_u przedstawiono na rys.4.33, 4.34 i 4.35. Na rys.4.36 podano natomiast zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla słupów pełnych ($\xi_a = 0$), zbrojonych poprzecznie jak słupy pierścieniowe.

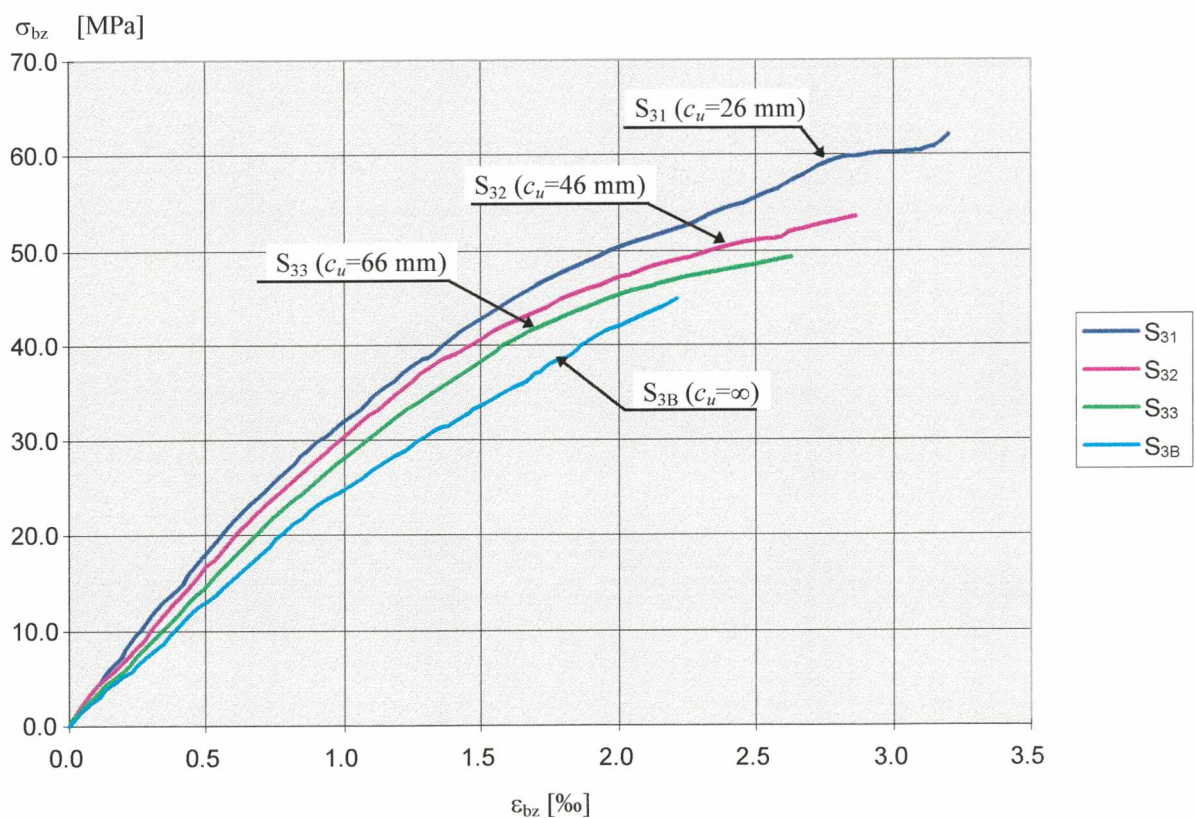
Jak widać na rys.4.33 ÷ 4.36 wartość odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} zależy od stopnia uzwojenia elementu μ_u . Dla tego samego poziomu naprężeń w betonie σ_{bz} , wraz ze wzrostem μ_u (zagęszczenie zwojów spirali) maleją odkształcenia podłużne betonu ε_{bz} . Maksymalne pomierzone odkształcenia podłużne betonu ε_{bz}^n dla elementów betonowych wynoszą około 2,5 ‰. Zastosowanie spirali, w zależności od stopnia uzwojenia μ_u , powoduje wzrost odkształceń ε_{bz}^n do około 3,5 ‰. Na podstawie analizy rys.4.33 ÷ 4.36 stwierdzono, że wszystkie krzywe dla poszczególnych słupów pierścieniowych mieszczą się w obszarze określonym przez zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla pełnego słupa o skoku spirali $c_u = 26$ mm (S_{P1}) i pełnego słupa betonowego (S_{PB}).



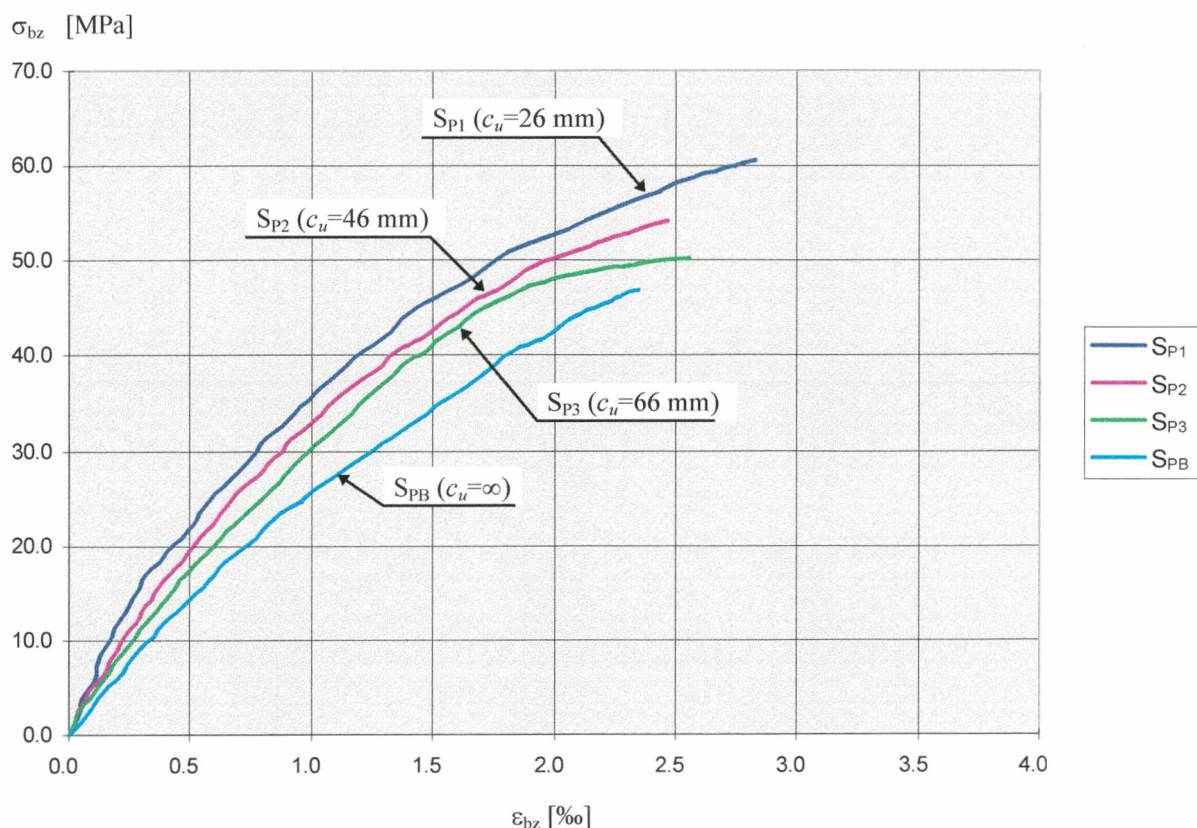
Rys.4.33. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,55$



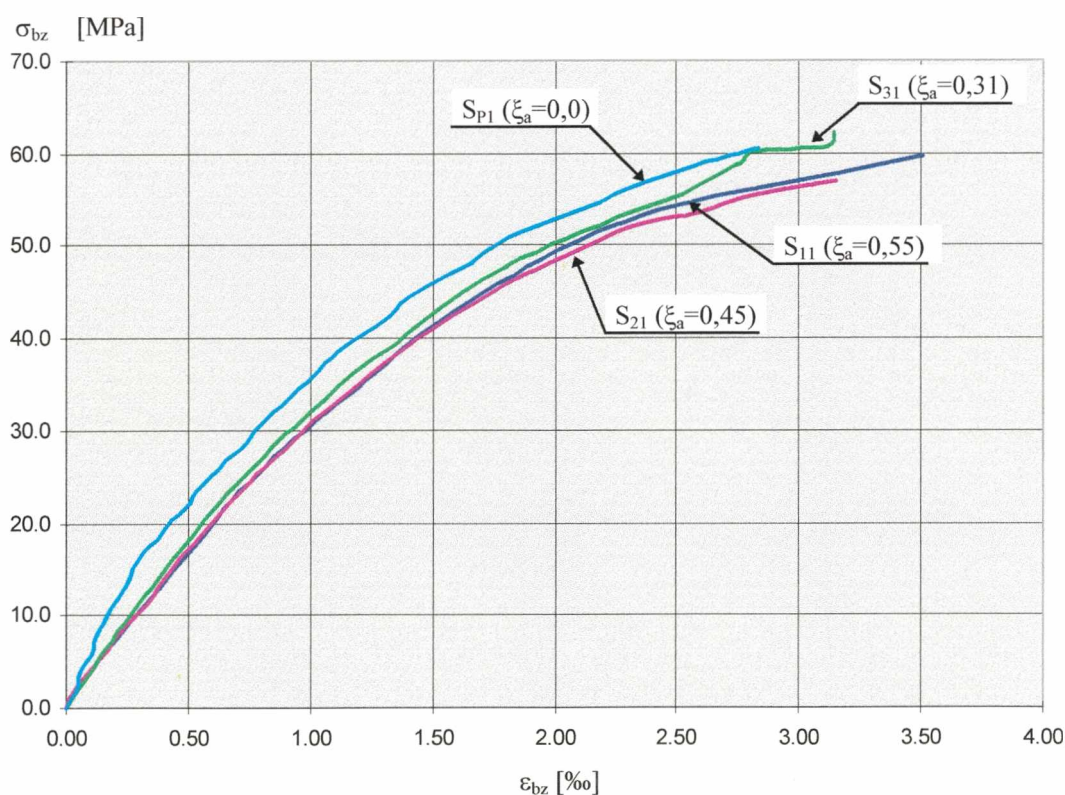
Rys.4.34. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,45$



Rys.4.35. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,31$



Rys.4.36. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla porównawczych słupów pełnych ($\xi_{sa} = 0$), zbrojonych spiralą jak słupy pierścieniowe

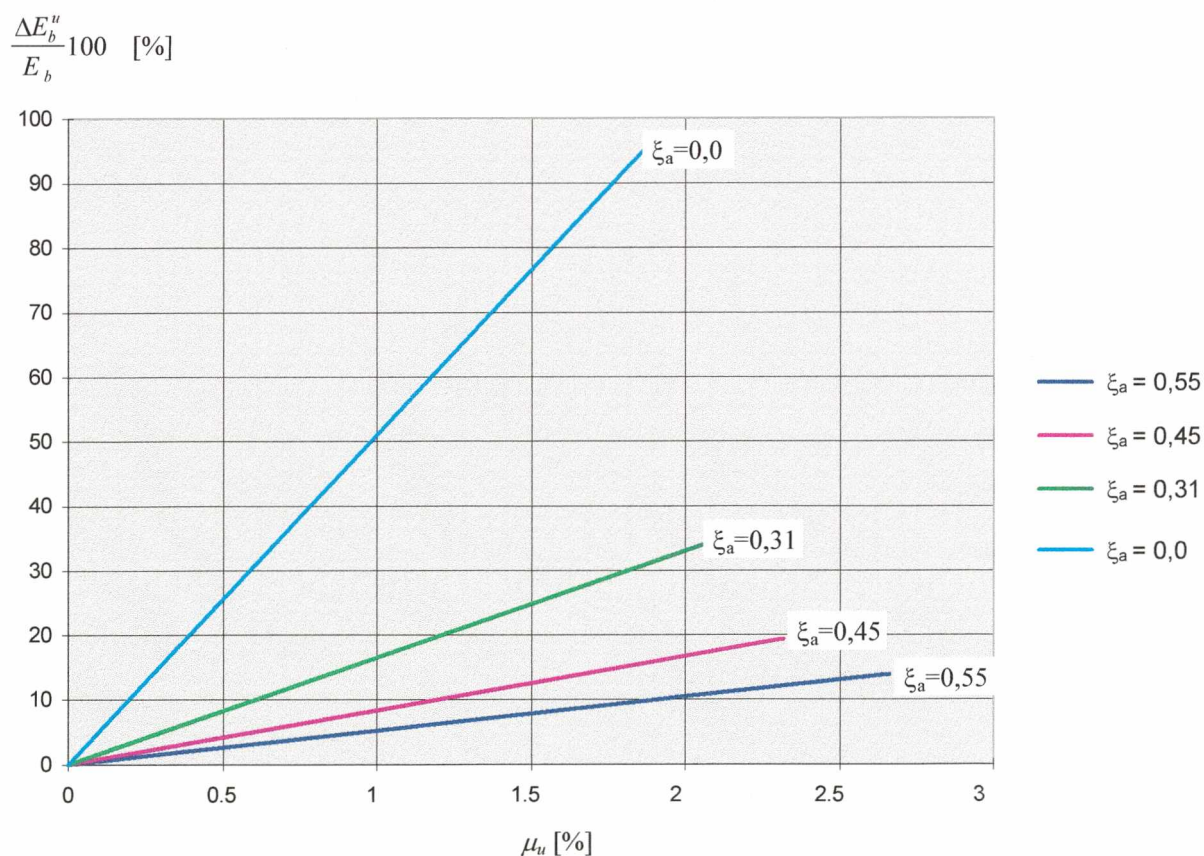


Rys.4.37. Porównanie zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla elementów uzwojonych o zmiennym przekroju poprzecznym i skoku spirali $c_u = 26$ mm

Na rys.4.37 przedstawiono przykładowe wykresy zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla elementów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym przekroju poprzecznym ($\xi_a = 0,0 \div 0,55$). Z rys. 4.37 wynika, że odkształcenia ε_{bz} w nieznacznym stopniu zależą od grubości ścianki przekroju pierścieniowego (krzywe dla elementów pierścieniowych prawie pokrywają się). Wyróżnia się tu jedynie element o przekroju pełnym, w którym przy jednakowym poziomie naprężenia σ_{bz} , odkształcenia są najmniejsze. Różnice między przekrojem pełnym a pierścieniowym zanikają całkowicie dla elementów betonowych.

4.6.4. Współczynnik sprężystości betonu

Na podstawie wykresów zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ (rys.4.33 ÷ 4.36) określono dla poszczególnych elementów wartość siecznego modułu odkształcenia betonu (współczynnik sprężystości E_b). Współczynnik sprężystości betonu E_b zdefiniowano w oparciu o pracę [15], jako wartość stosunku przyrostu naprężeń do przyrostu odkształceń w przedziale naprężeń $(0,10 \div 0,30) \bar{R}_s$. Wyniki obliczeń w postaci względnego przyrostu współczynnika sprężystości betonu słupów uzwojonych E_b^u w stosunku do współczynnika sprężystości betonu elementów nieuzwojonych ($E_b = 26760$ MPa) w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia przekroju ξ_a przedstawiono na rys.4.38.



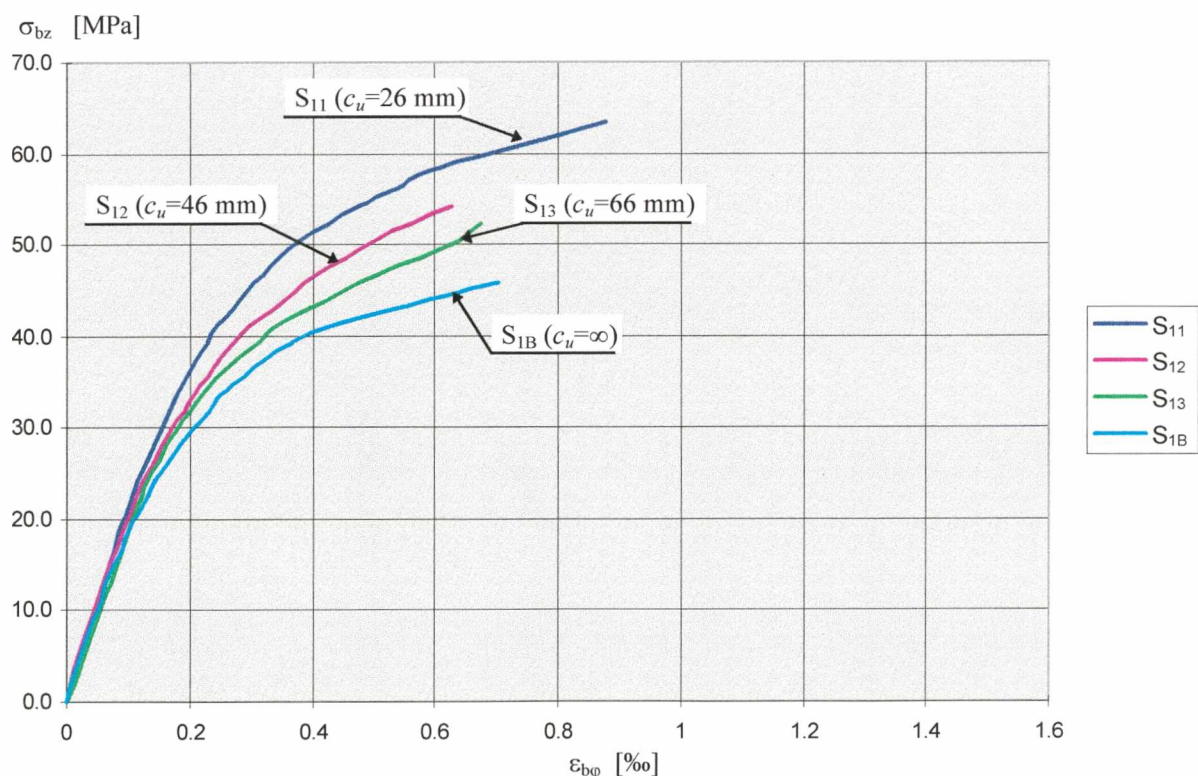
Rys.4.38. Względny przyrost $\Delta E_b^u / E_b$ współczynnika sprężystości betonu słupów uzwojonych E_b^u w stosunku do współczynnika sprężystości betonu słupów nieuzwojonych E_b w zależności od μ_u i ξ_a

Zmienność średniego współczynnika sprężystości betonu E_b^u wykazuje pewne prawidłowości zarówno w przypadku zmian parametru ξ_a , jak i parametru μ_u . Wraz ze wzrostem stopnia uzwojenia μ_u wzrasta wartość E_b^u . Dla cienkich ścianek przekroju pierścieniowego ($\xi_a = 0,55$) i uzwojenia o skoku $c_u = 26$ mm przyrost ten jest stosunkowo niewielki i wynosi około 15 %. Wraz ze zwiększaniem grubości ścianki przekroju przy stałym skoku spirali $c_u = 26$ mm, względny przyrost współczynnika sprężystości betonu E_b^u zmienia się od 20 % ($\xi_a = 0,45$) do 35 % ($\xi_a = 0,31$). Najbardziej widoczny wzrost wartości E_b^u (rzędu 95 %) pojawia się dla przekroju pełnego ($\xi_a = 0,0$).

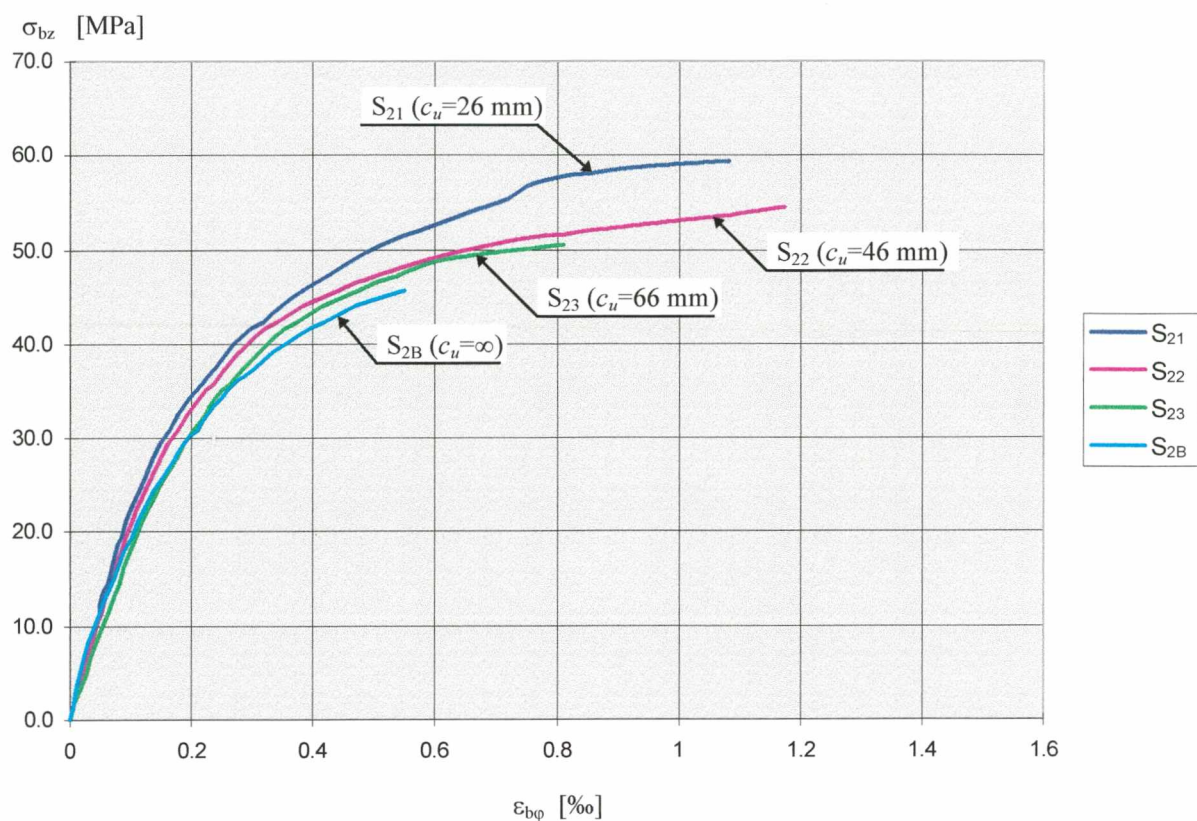
4.6.5. Odształcenia obwodowe na powierzchni betonu

Wyniki pomiarów odkształceń obwodowych na powierzchni betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ pokazano na wykresach, przedstawiających ich zależność od naprężeń podłużnych betonu σ_{bz} . Na rys.4.39 ÷ 4.42 przedstawiono zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wszystkich badanych typów słupów.

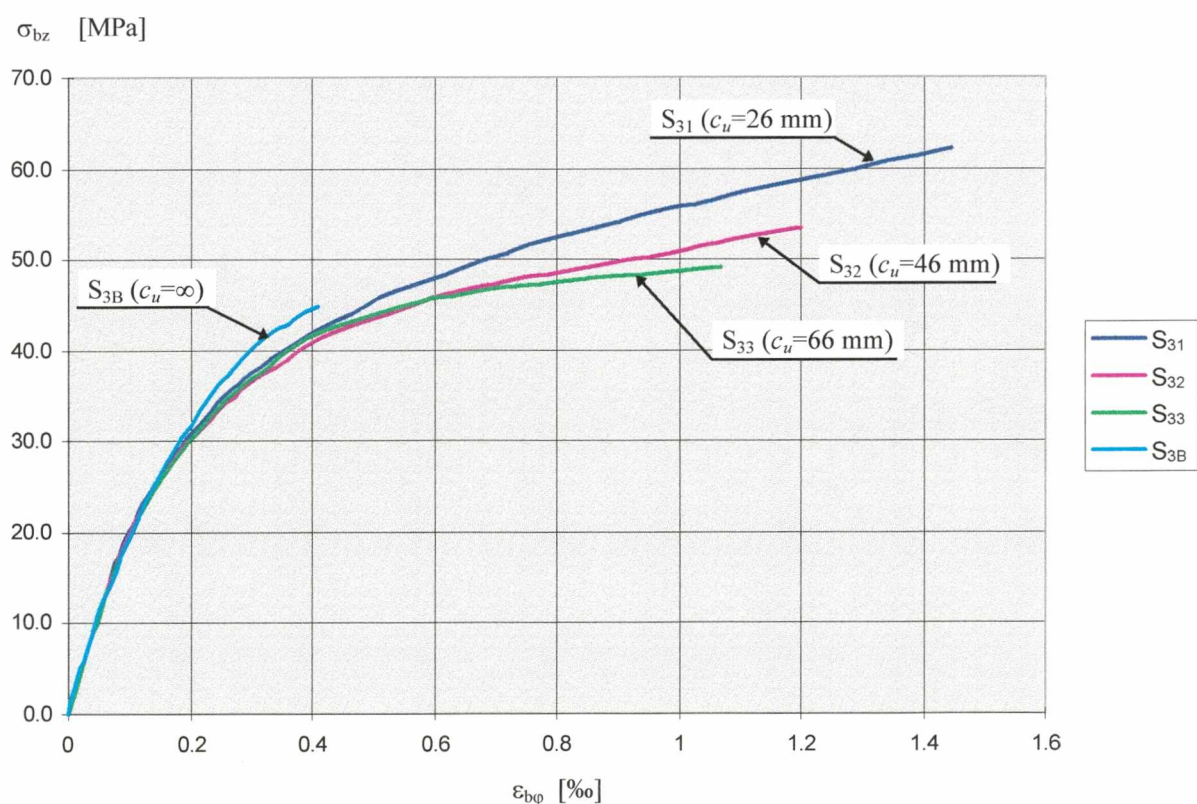
Na podstawie rys.4.39 ÷ 4.42 stwierdzono, że wartość odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ zależy od poziomu naprężeń σ_{bz} oraz stopnia uzwojenia μ_u . Do poziomu naprężeń $\sigma_{bz} = 20$ MPa (około 1/3 obciążenia niszczącego) krzywe dla wszystkich słupów pokrywają się. Po przekroczeniu granicy $\sigma_{bz} = 20$ MPa wraz ze zmniejszaniem się skoku spirali przy stałym poziomie naprężeń σ_{bz} maleją odkształcenia obwodowe betonu $\varepsilon_{b\varphi}$. Świadczy to o dodatniej roli jaką pełni spirala w powstawaniu trójosiowego stanu naprężeń w betonowym rdzeniu uzwojonych słupów pierścieniowych, zwiększają ich nośność P_n^u proporcjonalnie do mocy zbrojenia uzwajającego.



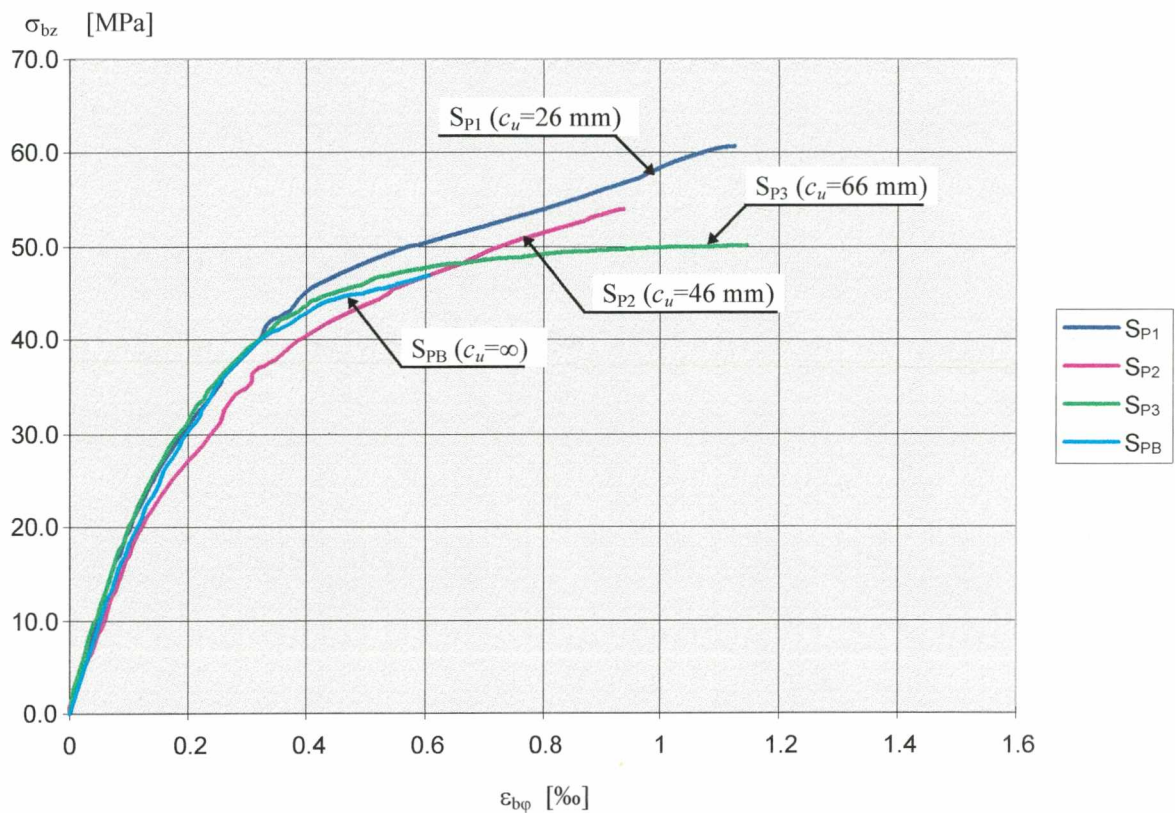
Rys.4.39. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,55$



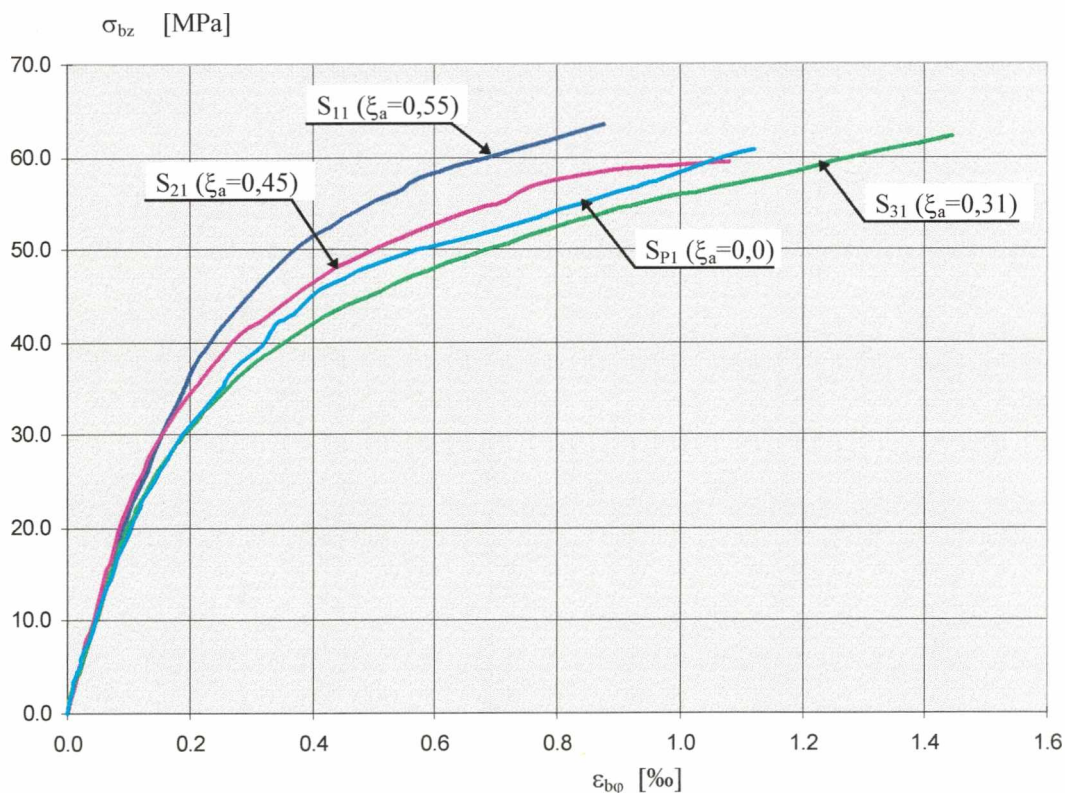
Rys.4.40. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,45$



Rys.4.41. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,31$



Rys.4.42. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla porównawczych słupów pełnych ($\xi_a = 0,0$), zbrojonych spiralą jak słupy pierścieniowe

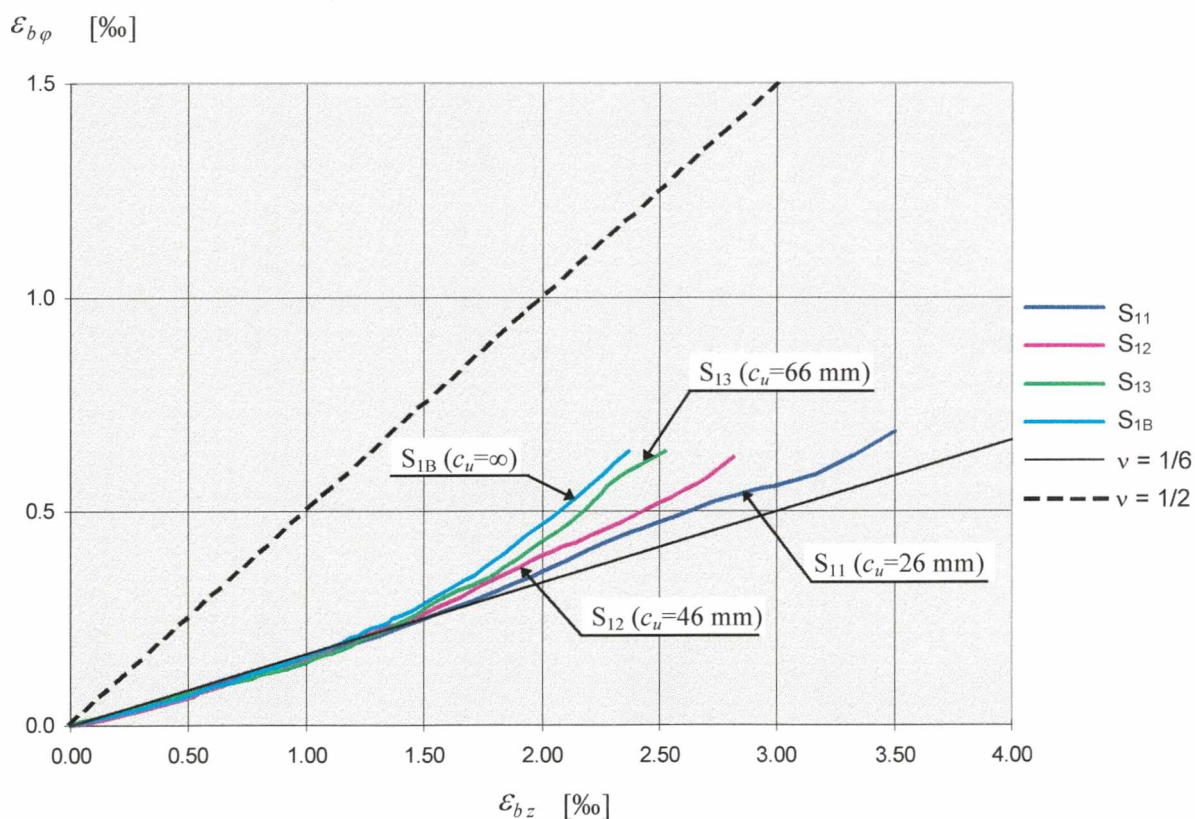


Rys.4.43. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla elementów pierścieniowych zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 26$ mm

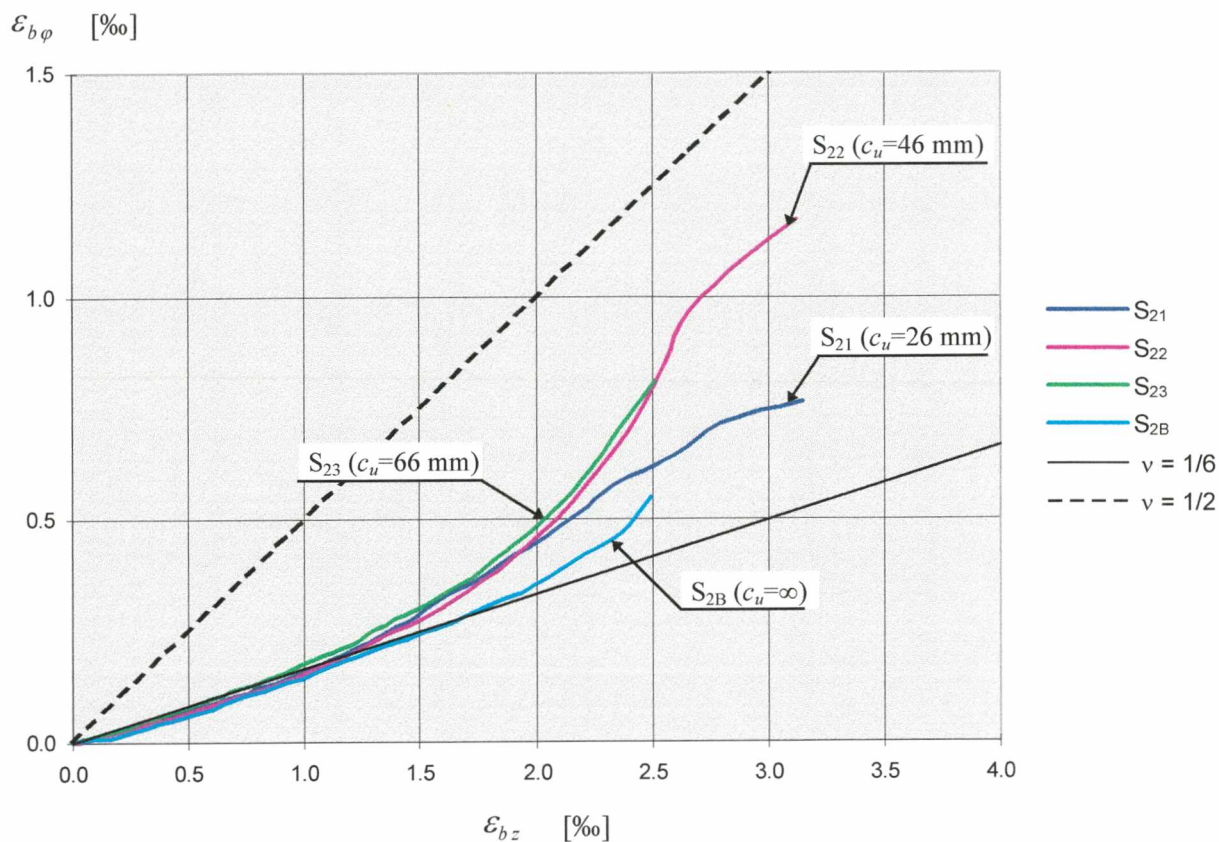
Na rys.4.43. przedstawiono przykładowe wykresy zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla elementów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym przekroju poprzecznym ($\xi_a = 0,0 \div 0,55$). Wraz ze zwiększeniem grubości ścianki przekroju pierścieniowego wzrastają wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$. Tendencja ta utrzymuje się również dla innych elementów, tj. zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 46$ mm i $c_u = 66$ mm.

4.6.6. Współczynnik Poisson'a

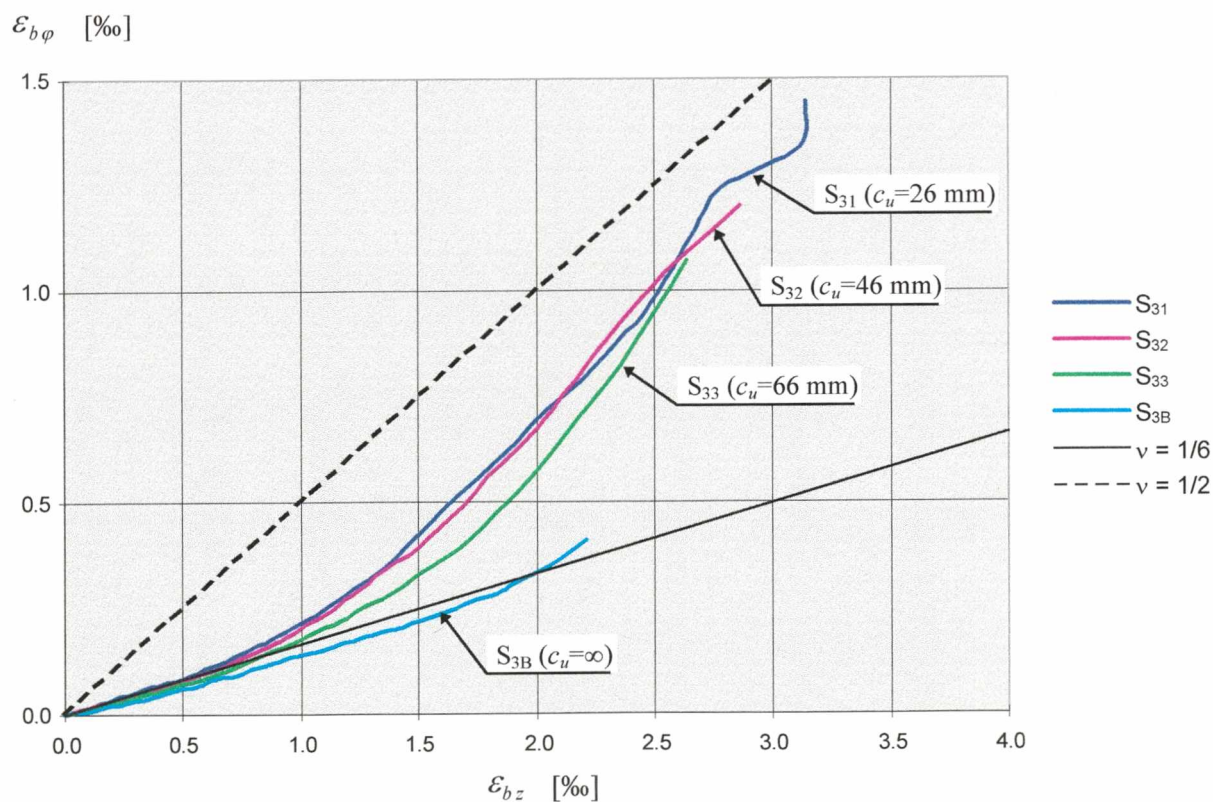
W konstrukcjach z betonu zakłada się [78], że odkształcenia poprzeczne do kierunku siły ściskającej wynoszą około 1/6 odkształceń podłużnych. W rzeczywistości stosunek ten jest zmienny, gdyż zależy również od stanu naprężeń w betonie i stopnia jego wyężenia. Na rys.4.44 ÷ 4.47 pokazano zależność pomiędzy odkształceniami podłużnymi ε_{bz} i poprzecznymi $\varepsilon_{b\varphi}$ betonu w słupach pierścieniowych oraz pełnych, przy zmiennym stopniu uzwojenia μ_u .



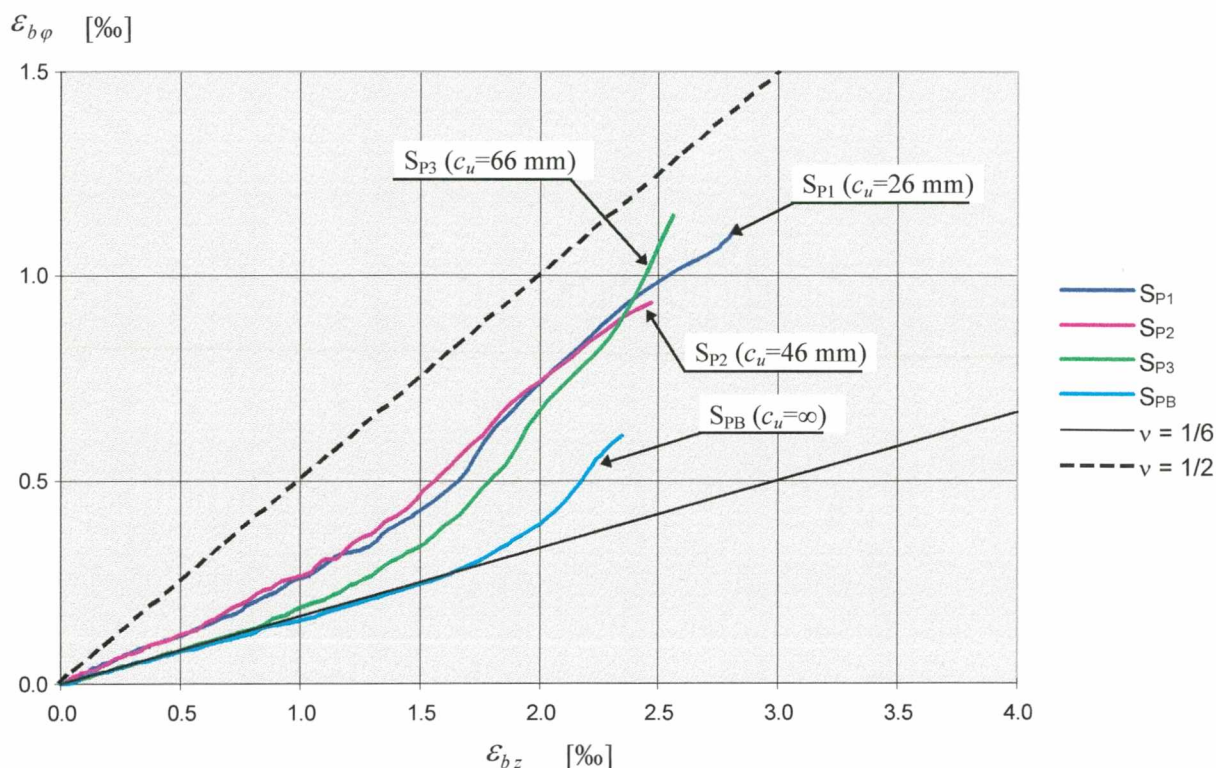
Rys.4.44. Zależność $\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wyężenia $\xi_a = 0,55$



Rys.4.45. Zależność ε_{bz} - $\varepsilon_{b\varphi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_\alpha = 0,45$



Rys.4.46. Zależność ε_{bz} - $\varepsilon_{b\varphi}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_\alpha = 0,31$

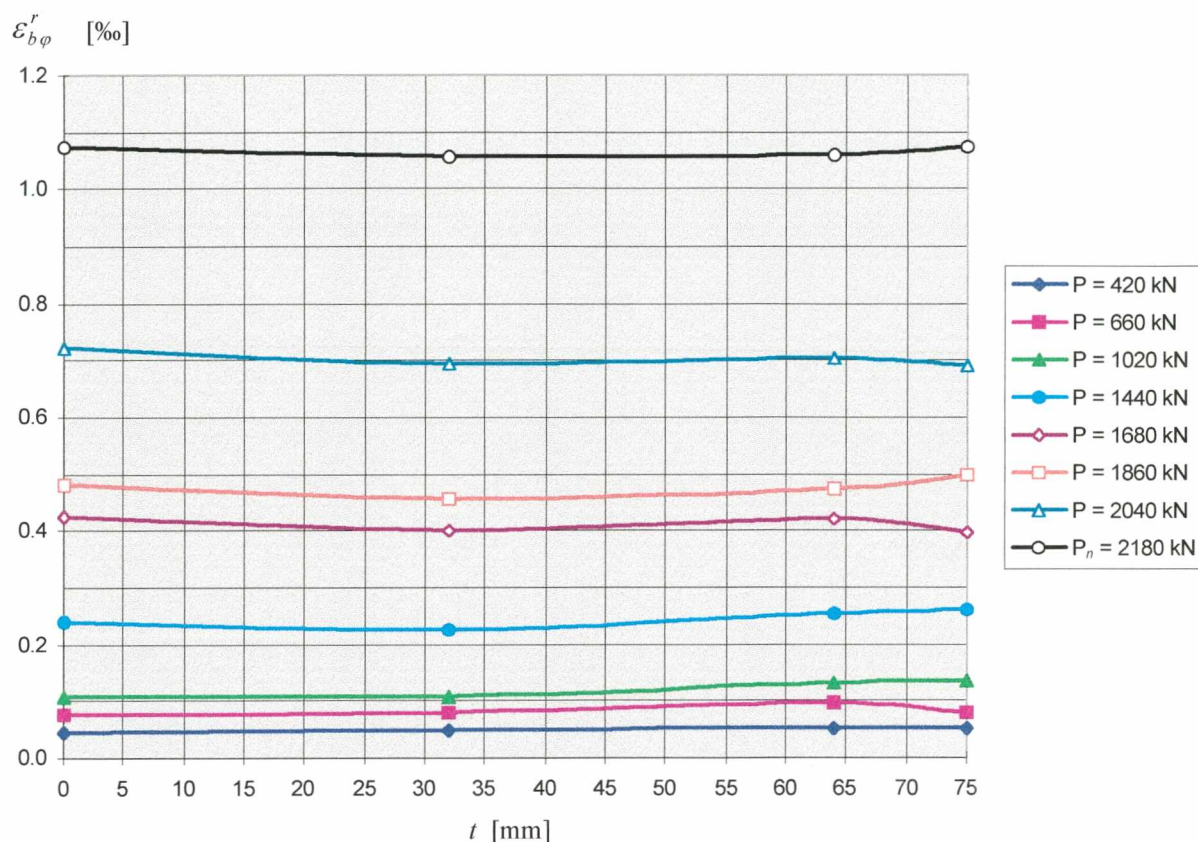


Rys.4.47. Wykres zależności między odkształceniami podłużnymi ε_{bz} i poprzecznymi $\varepsilon_{b\varphi}$ betonu w porównawczych słupach pełnych ($\xi_a = 0,0$), zbrojonych spiralą jak słupy pierścieniowe

Jak widać na rys.4.44 ÷ 4.47 współczynnik Poisson'a ν , definiowany jako stosunek odkształceń poprzecznych $\varepsilon_{b\varphi}$ do podłużnych ε_{bz} betonu, wzrasta wraz z naprężeniami σ_{bz} od wartości około 1/6 dla poziomu naprężeń $\sigma_{bz} = 20$ MPa (1/3 obciążenia niszczącego) i w chwili zniszczenia zbliża się do wartości 1/2.

4.6.7. Odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu na grubości ścianki elementu

Odształcenia obwodowe wewnątrz betonu $\varepsilon_{b\varphi}^r$ na grubości ścianki t elementu pomierzono dzięki specjalnie skonstruowanym sondom. Do pomiarów odkształceń użyto trzech czujników odpowiednio rozsuniętych (kolejne punkty na rys.4.48 od lewej), aby mierzyć odkształcenia w wewnętrznej, środkowej i zewnętrznej strefie ścianki. Pojawiający się na wykresie czwarty punkt (pierwszy od prawej) jest wynikiem pomiarów odkształceń obwodowych na powierzchni betonu $\varepsilon_{b\varphi}$. Wyniki pomiarów pokazały (rys.4.48), że odkształcenia obwodowe na grubości ścianki $\varepsilon_{b\varphi}^r$ dla danego poziomu obciążenia są stałe.



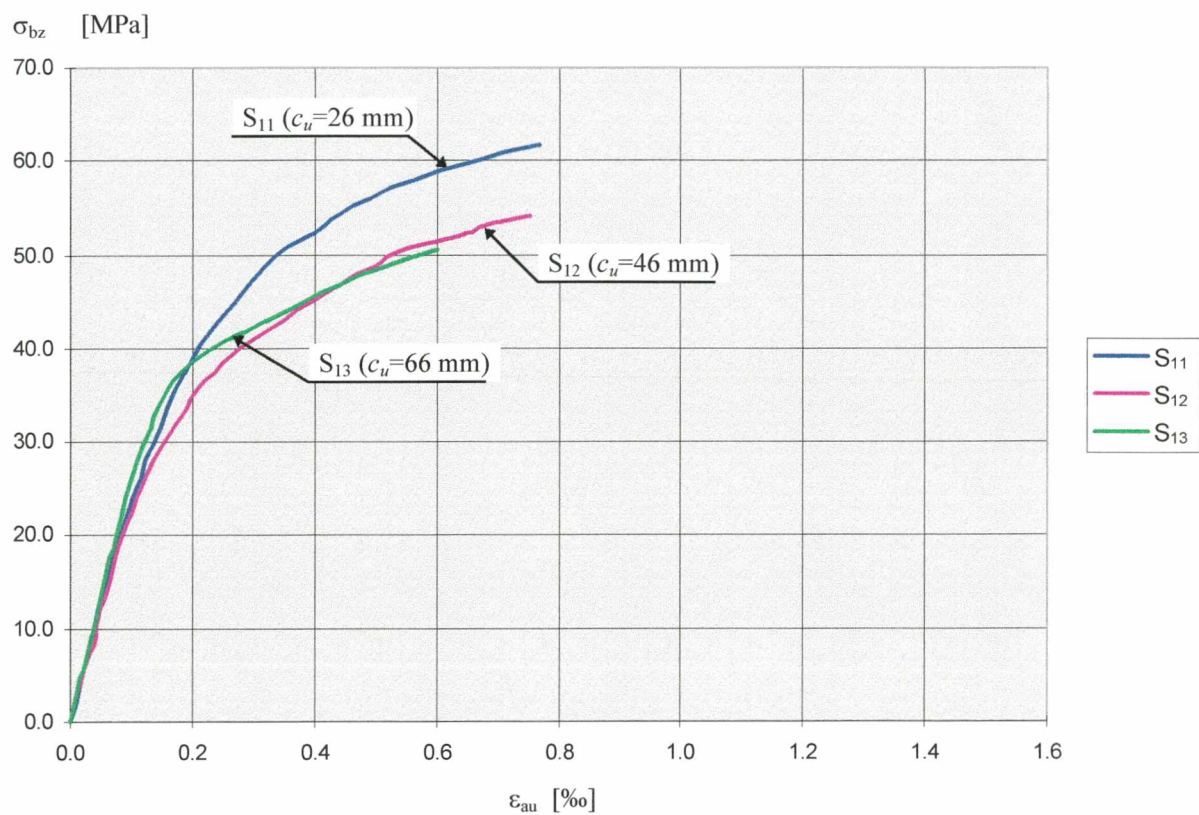
Rys.4.48. Rozkład odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}^r$ na grubości ścianki t elementu S_{21a}

4.6.8. Odkształcenia prętów uzwojenia

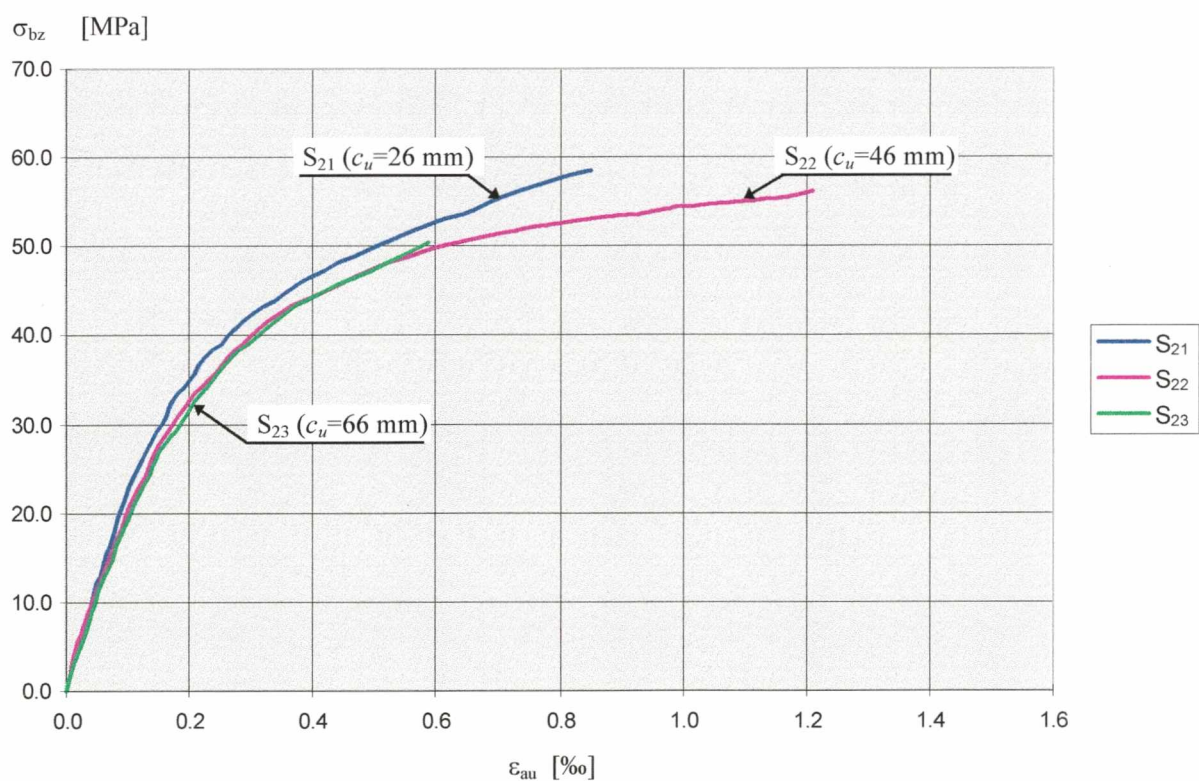
Wyniki pomiarów odkształceń spirali ε_{au} przedstawiono na wykresach w postaci zależności tych odkształceń od naprężeń podłużnych w betonie σ_{bz} . Na rys.4.49 ÷ 4.52 pokazano zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla wszystkich badanych typów słupów.

Na podstawie rys.4.49 ÷ 4.52 stwierdzono, że wartości odkształceń spirali ε_{au} (podobnie jak wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$) zależą od poziomu naprężeń σ_{bz} oraz stopnia uzwojenia μ_u . Wraz ze zmniejszeniem skoku spirali c_u przy stałym poziomie naprężeń σ_{bz} maleją odkształcenia spirali ε_{au} .

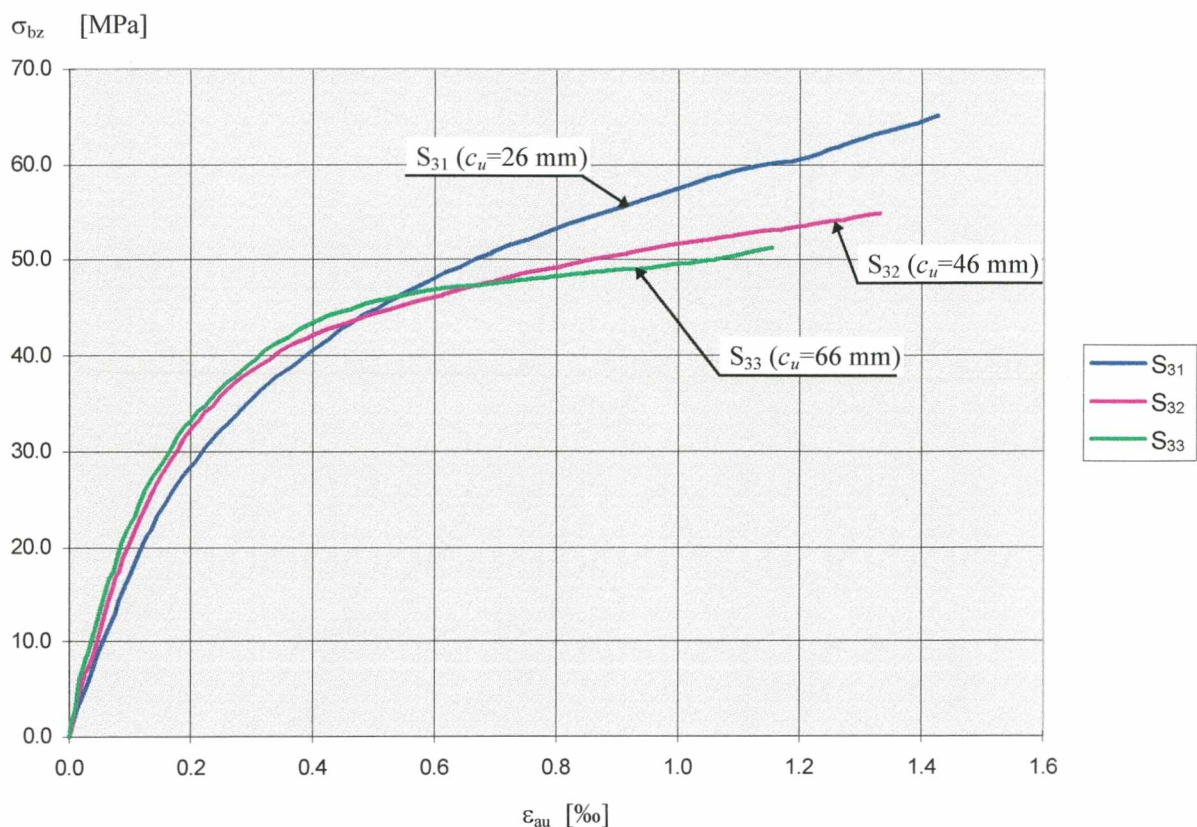
Maksymalne pomierzone odkształcenia spirali ε_{au} nie przekraczają wartości 1,4 ‰. Pomimo niskich wskazań tensometrów, obserwowano często w miejscu zniszczenia elementu, zerwane zwoje spirali. Wynikać to może z faktu, że pomiaru odkształceń spirali ε_{au} dokonywano w połowie wysokości słupa, natomiast znaczna większość elementów niszczyła się w innych miejscach.



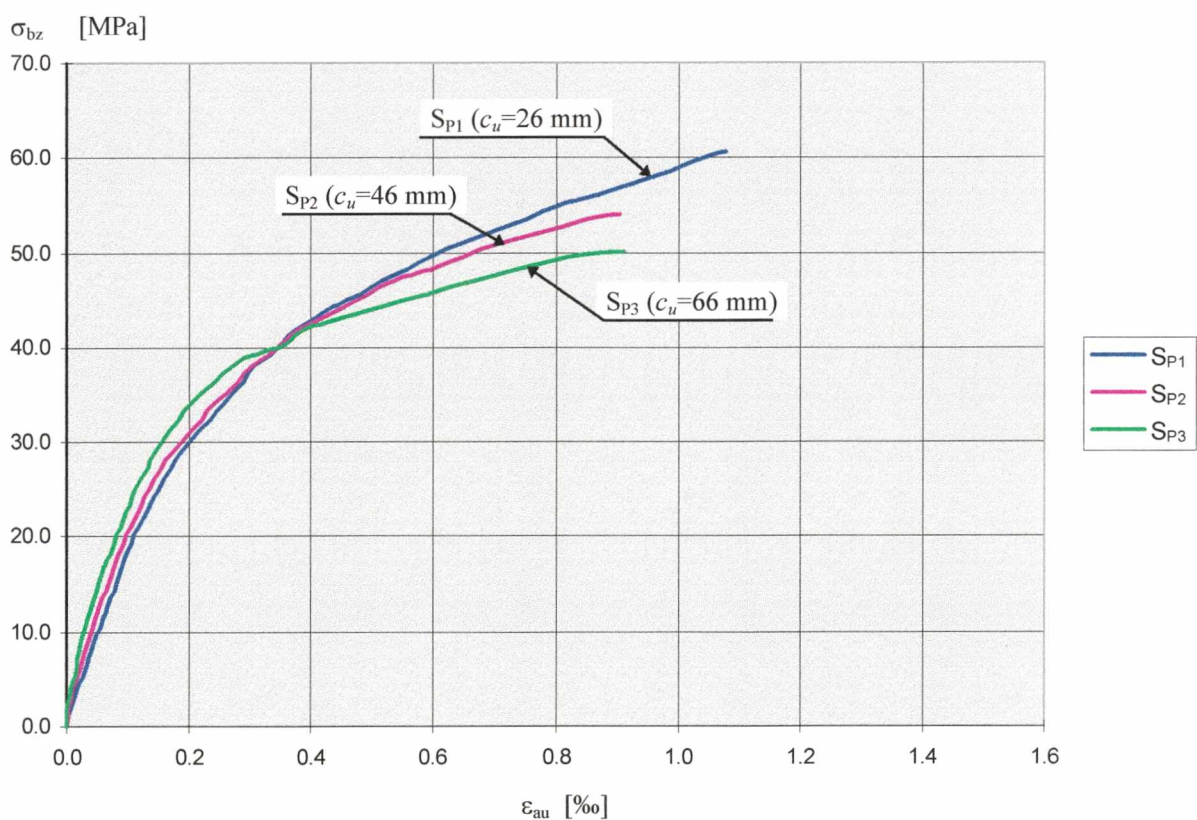
Rys.4.49. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,55$



Rys.4.50. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,45$

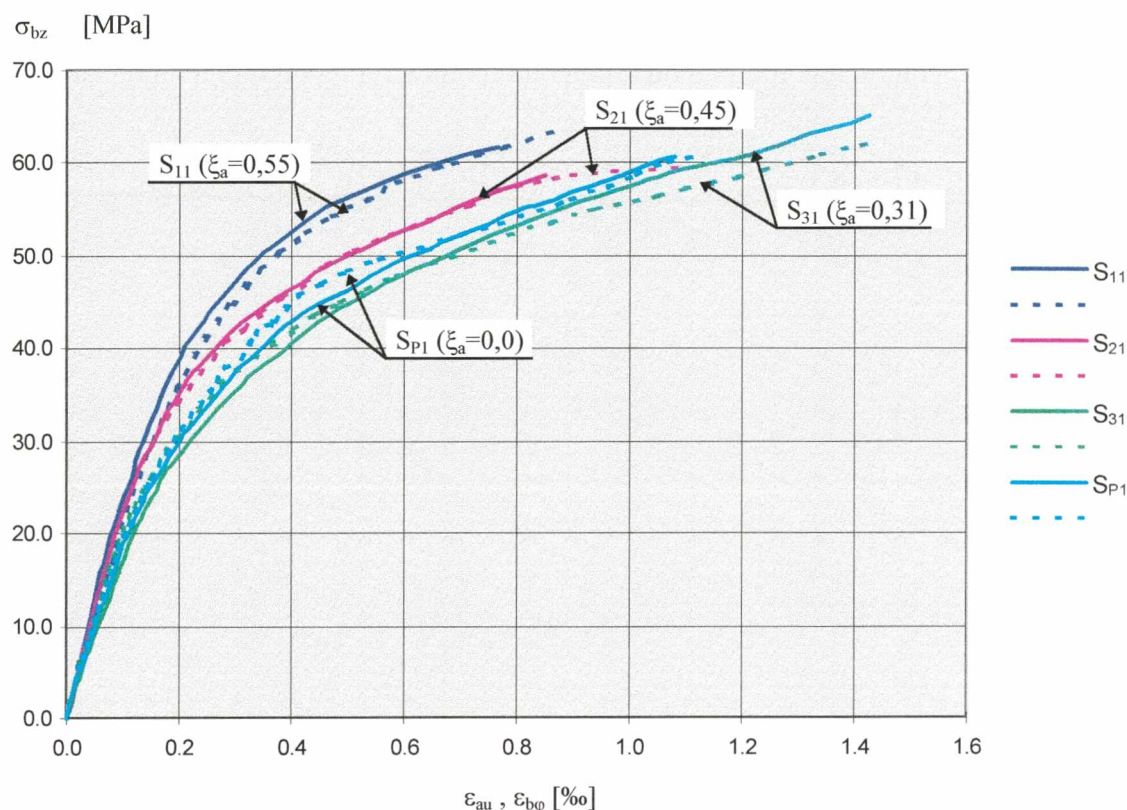


Rys.4.51. Zależność $\sigma_{bz} - \epsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,31$



Rys.4.52. Zależność $\sigma_{bz} - \epsilon_{au}$ dla porównawczych słupów pełnych ($\xi_a = 0,0$), zbrojonych spiralą jak słup pierścieniowe

Na rys.4.53 przedstawiono przykładowe wykresy porównawcze zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ oraz $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla elementów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym przekroju poprzecznym ($\xi_a = 0,0 \div 0,55$).



Rys.4.53. Porównanie zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ oraz $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla elementów pierścieniowych zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 26$ mm

Na podstawie rys.4.53 można stwierdzić, że różnice pomiędzy wartościami odkształceń mierzonych na spirali ε_{au} (linia ciągła) a wartościami odkształceń mierzonych na powierzchni betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ (linia przerywana) są niewielkie. Prawdopodobnie tak dobrą zgodność odkształceń ε_{au} i $\varepsilon_{b\varphi}$ w pełnym zakresie wyężenia elementu można tłumaczyć miejscem pomiaru (nie zawsze jest to miejsce zniszczenia) oraz małą grubości otuliny (około 5 mm). Taka niewielka grubość otuliny jest niedopuszczalna w praktycznych zastosowaniach. Jednak w badaniach eksperymentalnych można spotkać takie otuliny (np. w badaniach Richarta, Brandtzaega i Browna, opisanych w pracach [37,59], otulina w zasadzie licowała z zewnętrzną krawędzią uzwojenia). Potwierdzeniem zgodności odkształceń ε_{au} i $\varepsilon_{b\varphi}$ może być fakt, że w większości przypadków podczas niszczenia słupów nie obserwowano odpadania otuliny. Takie zachowanie się słupa wyjaśniają m.in. Rüşch i Stöckl w pracy [84], gdzie podali jako jedną z przyczyn odpadania otuliny zróżnicowanie odkształcalności poprzecznej betonu między zwojami i na samych zwojach.

4.6.9. Wnioski z badań doświadczalnych słupów wibrowanych

Badania czterdziestu dwóch wibrowanych elementów słupowych pozwoliły wyciągnąć następujące wnioski:

- 1) Słupy najczęściej niszczyły się poprzez ściecie betonu (43 %) i zgniecenie betonu (33 %). Pozostałe przypadki dotyczą elementów betonowych, dla których typowe było nagłe, bardzo głośne zniszczenie, objawiające się odpadnięciem sporych fragmentów ścianki elementu.
- 2) Zwiększenie stopnia uzwojenia słupa pierścieniowego μ_u powoduje proporcjonalny wzrost jego nośności (rys.4.29). Maksymalny przyrost rzędu 40 % obserwowano dla słupów pełnych ($\xi_a = 0,0$) i prawie pełnych ($\xi_a = 0,31$) o wysokim stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,7$ %. Przy tym samym stopniu uzwojenia słupy pierścieniowe o mniejszej grubości ścianki ($\xi_a = 0,45 \div 0,55$) wykazują tylko 30 % przyrost nośności w stosunku do analogicznych słupów betonowych. Względny przyrost nośności słupów uzwojonych praktycznie nie zależy od grubości ścianki elementu (rys.4.31).
- 3) Wartość odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} zależy od stopnia uzwojenia elementu μ_u . Dla tego samego poziomu naprężeń w betonie σ_{bz} , wraz ze wzrostem μ_u maleją odkształcenia ε_{bz} . Zastosowanie spirali powoduje wzrost maksymalnych odkształceń podłużnych betonu ε_{bz}^n do około 3,5 ‰ (dla elementów betonowych $\varepsilon_{bz}^n = 2,5$ ‰).
- 4) Wraz ze wzrostem stopnia uzwojenia słupa μ_u wzrasta wprost proporcjonalnie wartość współczynnika sprężystości betonu E_b^u (rys.4.38). Dla cienkich ścianek przekroju pierścieniowego ($\xi_a = 0,55$) i uzwojenia o skoku $c_u = 26$ mm przyrost ten jest stosunkowo niewielki i wynosi około 15 %. Najbardziej widoczny wzrost wartości E_b^u (rzędu 95 %) pojawia się dla przekroju pełnego ($\xi_a = 0,0$).
- 5) Wartość odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$ zależy od poziomu naprężeń σ_{bz} oraz stopnia uzwojenia μ_u . Wraz ze zwiększaniem się skoku spirali c_u przy stałym poziomie naprężeń σ_{bz} rosną odkształcenia obwodowe betonu $\varepsilon_{b\phi}$. Różnice pomiędzy odkształceniami spirali ε_{au} a odkształceniami obwodowymi betonu $\varepsilon_{b\phi}$ są niewielkie.
- 6) Współczynnik Poissona nie jest wartością stałą i wzrasta wraz z naprężeniami σ_{bz} od wartości 1/6 (dla poziomu naprężeń $\sigma_{bz} = 20$ MPa, co odpowiada 1/3 obciążenia niszczącego) do około 1/2 w chwili zniszczenia.
- 7) Odkształcenia obwodowe wewnątrz betonu na grubości ścianki $\varepsilon_{b\phi}^r$ dla danego poziomu obciążenia są stałe (rys.4.48).

Prezentowane wnioski 2 ÷ 5 w sposób jednoznaczny wskazują na występowanie w pierścieniowych słupach uzwojonych trójosiowego stanu naprężeń, co potwierdza pierwszą tezę pracy.

4.7. Wyniki badań doświadczalnych słupów wirowanych

4.7.1. Program badań

W ramach II etapu badań doświadczalnych wykonano (tab.4.2) i przebadano dwanaście słupów pierścieniowych formowanych w technologii wirowania. Wszystkie słupy wykonywane były na wirówce rolkowej. Wirowano 6 minut z prędkością 700 obr./min. Dziewięć słupów zrealizowano jako uzwojone. Trzy słupy betonowe posłużyły do celów porównawczych z odpowiednimi słupami uzwojonymi. Szczegółowe informacje o wykonanych słupach podano w punkcie 4.2. pracy.

W trakcie wirowania półpłynnej masy betonowej nastąpiło jej rozfrakcjonowanie, co zaprezentowano na rys.4.54. Obserwowana próbka miała grubość ścianki około 55 mm. Jak widać lżejsze składniki masy betonowej ułożyły się po wewnętrznej stronie przekroju (od lewej), natomiast ziarna cięższe po zewnętrznej. Wyraźnie na rys.4.54 można wyróżnić trzy powstałe warstwy (patrzac od lewej):

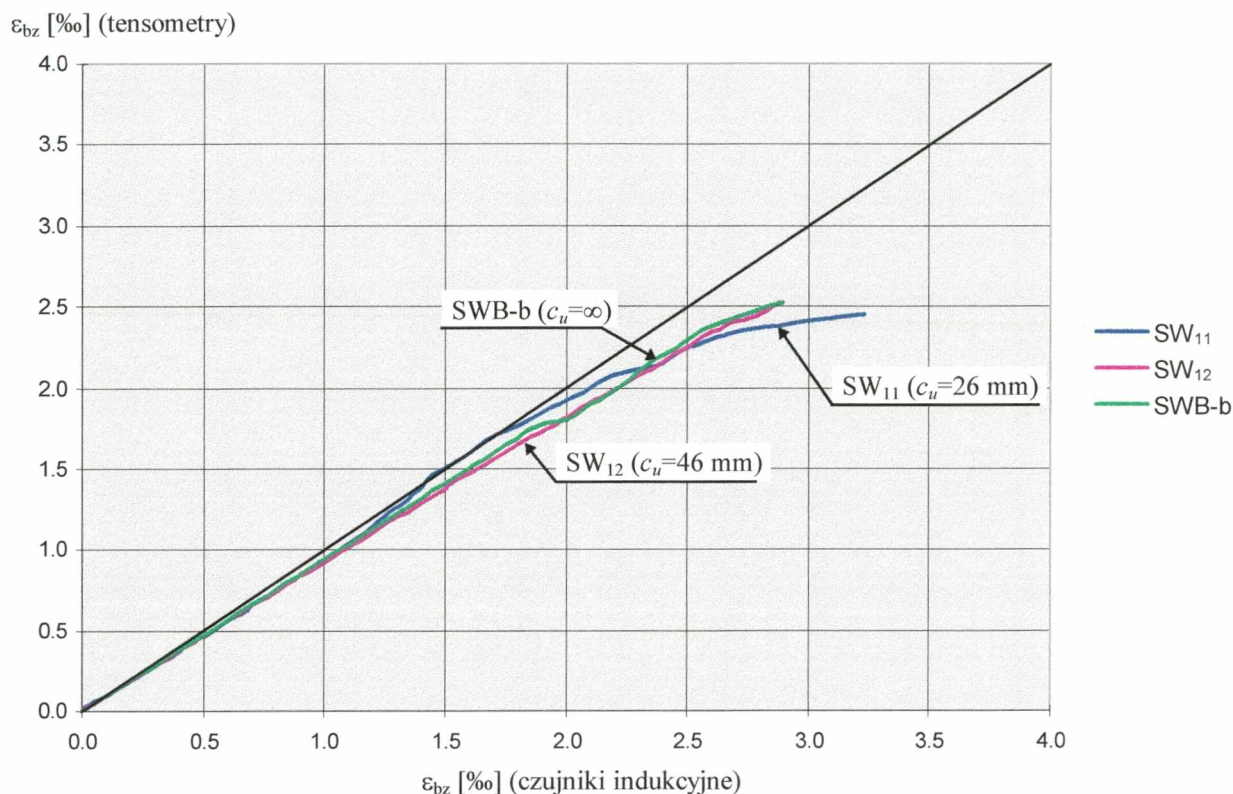
- 1) zaczyn cementowy z drobnym kruszywem (grubość około 8,5 mm),
- 2) beton z zawartością kruszywa o ziarnach nie przekraczających średnicy 3,5 mm (grubość około 14 mm),
- 3) beton z zawartością kruszywa o ziarnach przekraczających 3,5 mm (grubość około 33 mm).



Rys.4.54. Struktura betonu wirowanego

Wszystkie elementy wirowane wzmocniono obejmami stalowymi w obrębie stref przypodporowych oraz zaopatrzone w płyty czołowe zapewniające równoległość z płaszczyznami dociskowymi prasy. Program obciążania słupów wirowanych oraz parametry mierzone były identyczne jak dla elementów wibrowanych.

Podobnie jak dla słupów wibrowanych odkształcenia podłużne betonu ε_{bz} mierzono przy pomocy tensometrów oraz czujników indukcyjnych. Różnice pomiędzy wielkościami odkształceń podłużnych elementu otrzymanymi z tensometrów elektrooporowych a wielkościami z czujników indukcyjnych są niewielkie, co pokazano na rys.4.55.



Rys.4.55 Porównanie wyników odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} otrzymanych tensometrów oraz czujników indukcyjnych dla elementów o $\xi_u = 0,55$ i zmiennym stopniu uzwojenia μ_u

Wyniki badań 12 słupów w postaci dokumentacji zdjęciowej i filmowej, zapisów odkształceń na dyskiecie, wykresów, zestawień, tabel, itp. są w posiadaniu autora. W pracy zamieszczono tylko wyniki niezbędne do określenia istotnych cech odkształcalnościowych i wytrzymałościowych badanych elementów.

4.7.2. Nośność graniczna słupów

Wyniki badań sił niszczących dla słupów uzwojonych P_n^u oraz betonowych P_n^b , odkształcenia plastyczne betonu ε_{bz}^{pl} , maksymalne, rejestrowane odkształcenia betonu ε_{bz}^n dla poszczególnych elementów wraz z mechanizmem zniszczenia słupów zaprezentowano w tab.4.11. Opis kąta ω przyjęto identyczny jak w tab.4.10.

Jak widać w tab.4.11 uzwojone słupy wirowane niszczyły się przez ścięcie betonu (rys.4.56a) oraz zgniecenie betonu (rys.4.56b). Średni kąt ścięcia $\bar{\omega}$ betonu dla elementów wirowanych wynosił około 50° . Elementy betonowe niszczyły się w sposób nagły poprzez rozsypanie się ścianek elementu (rys.4.57).

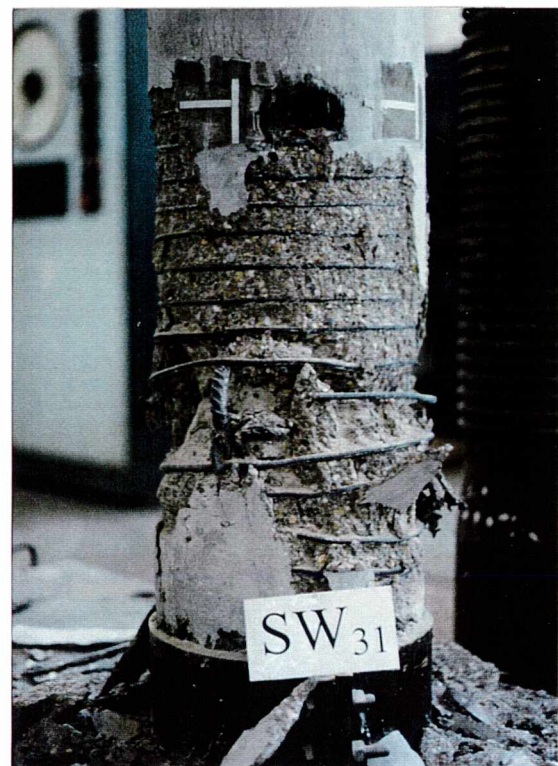
Tab.4.11

Lp.	Oznaczenie typu słupa	P_n^u [kN] P_n^b [kN]	ε_{bz}^{pl} [‰]	ε_{bz}^n [‰]	Mechanizm zniszczenia słupa
1	SW ₁₁	2670	0,030	2,46	Zgniecenie betonu w dolnej części
2	SW ₁₂	2550	0,016	2,53	Nagłe ścięcie betonu ($\omega=49^\circ$) w dolnej części
3	SW ₁₃	1310	0,061	1,91	Zgniecenie betonu w dolnej części
4	SW ₂₁	2490	0,040	2,87	Ścięcie betonu ($\omega=47^\circ$) w dolnej części
5	SW ₂₂	2310	0,034	2,44	Ścięcie betonu ($\omega=49^\circ$) w dolnej części
6	SW ₂₃	2160	0,034	2,50	Ścięcie betonu ($\omega=47^\circ$) w dolnej części
7	SW ₃₁	2220	0,028	2,76	Zgniecenie betonu w dolnej części
8	SW ₃₂	1980	0,044	2,20	Ścięcie betonu ($\omega=56^\circ$) powyżej połowy wysokości
9	SW ₃₃	1750	0,043	2,33	Zgniecenie betonu w dolnej części
10	SWB-a	1290	0,012	2,19	Nagłe rozsypanie się elementu
11	SWB-b	2100	0,010	2,53	Nagłe rozsypanie się elementu
12	SWB-c	1860	0,013	2,38	Nagłe rozsypanie się elementu

a)



b)



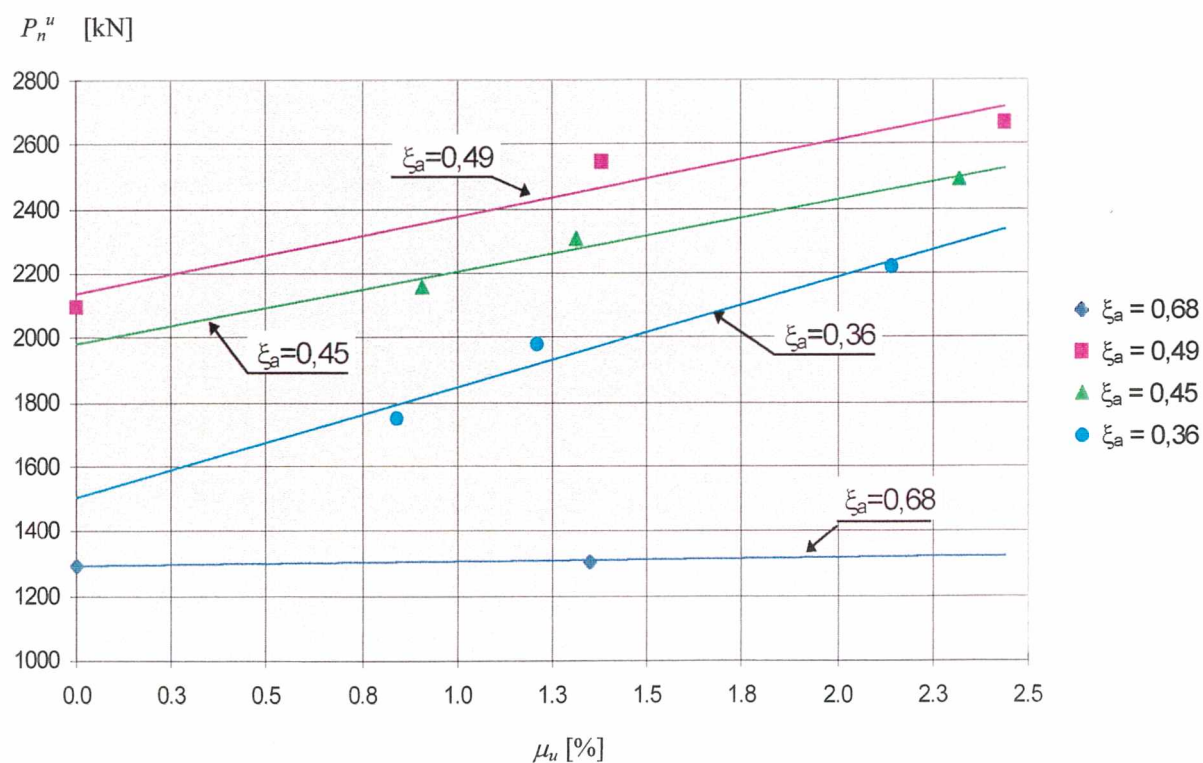
Rys.4.56. Zniszczenie wirowanych słupów uzwojonych:

- a) przez ścięcie betonu,
- b) przez odpadnięcie otuliny i zgniecenie betonu



Rys.4.57. Zniszczenia betonowego elementu wirowanego przez zgniecenie betonu

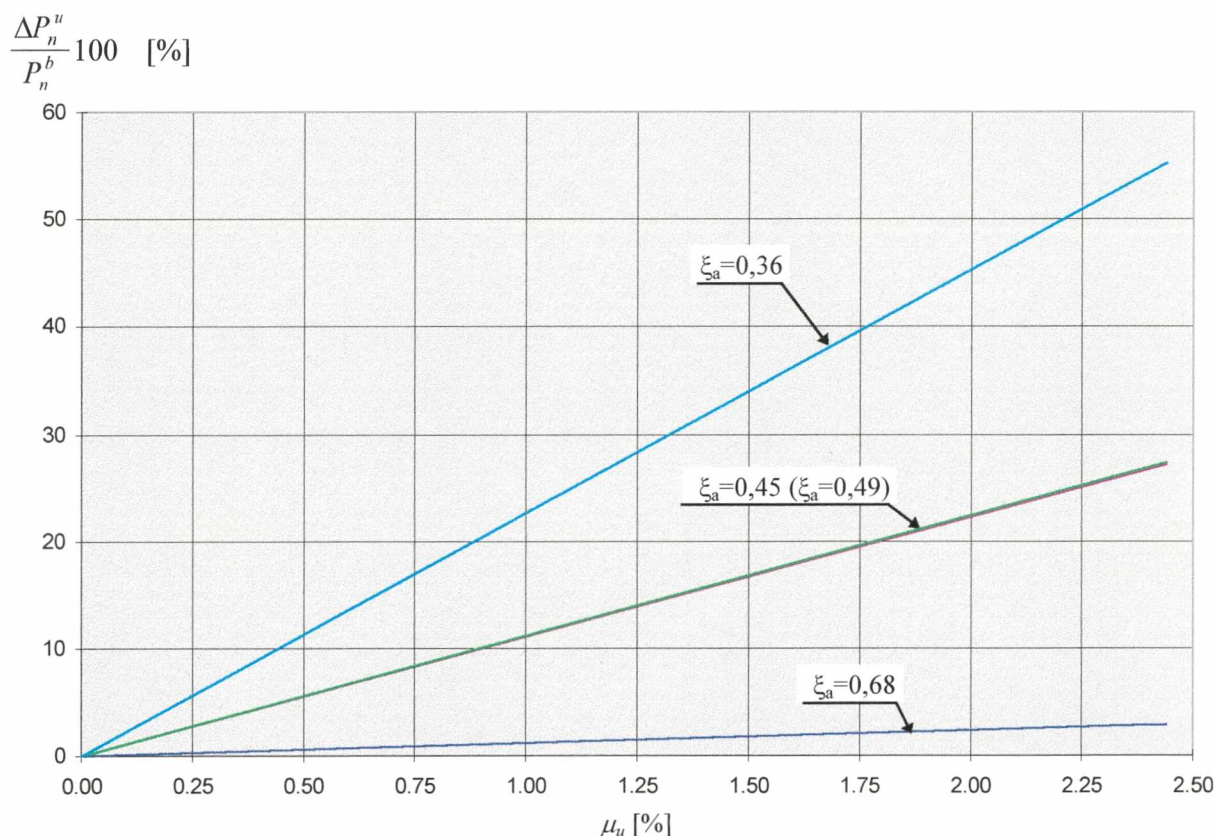
Na rys.4.58. przedstawiono zależność nośności P_n^u wirowanych słupów pierścieniowych od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia ξ_a .



Rys.4.58. Nośność wirowanych słupów pierścieniowych P_n^u w zależności od stopnia uzwojenia μ_u

Na rys.4.58 widać, że wzrost stopnia uzwojenia μ_u powoduje zwiększenie nośności wirowanych słupów pierścieniowych P_n^u . Dla elementów o ściankach cienkich ($\xi_a = 0,68$) przyrost ten jest minimalny. Interesującym jest fakt, że elementy o ściankach grubych ($\xi_a = 0,36$) wykazały mniejszą nośność aniżeli słupy o ściankach cieńszych ($\xi_a = 0,45$ i $\xi_a = 0,49$). Intensywność wzrostu nośności (kąt nachylenia krzywej do poziomu) słupów uzwojonych o ściankach grubych jest jednak największa.

Na rys.4.59 pokazano względny przyrost nośności wirowanych słupów uzwojonych ΔP_n^u w stosunku do nośności wirowanych słupów nieuzwojonych P_n^b , w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia ξ_a .

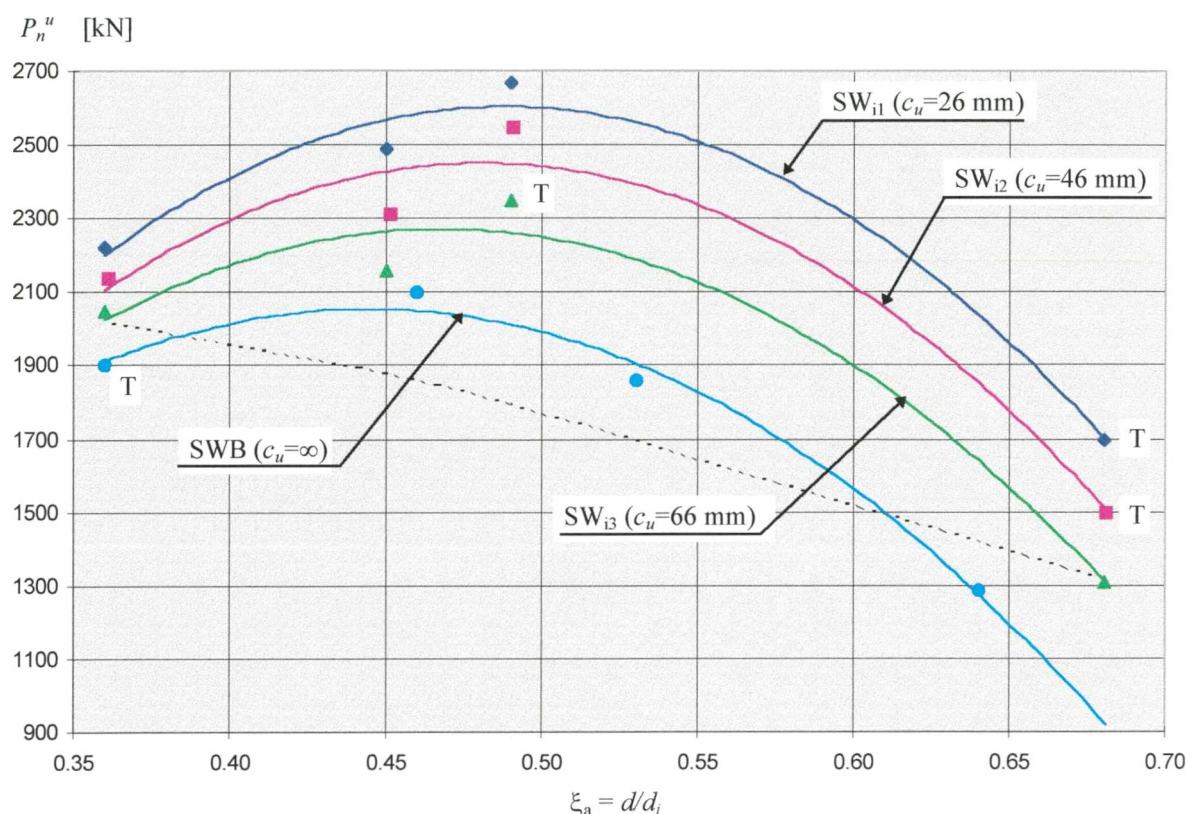


Rys.4.59. Względny przyrost nośności wirowanych słupów uzwojonych w stosunku do nośności wirowanych słupów nieuzwojonych, w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia ξ_a .

Maksymalny przyrost nośności, widoczny na rys.4.59, rzędu 55 % obserwowano dla wirowanych słupów o ściankach grubych ($\xi_a = 0,36$) i wysokim stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,44$ % ($c_u = 23$ mm). Zmniejszenie grubości ścianki o około 13 % przy tym samym stopniu uzwojenia powoduje zmniejszenie przyrostu nośności o połowę. Elementy o ściankach cienkich ($\xi_a = 0,68$) przy $\mu_u = 2,44$ % ($c_u \approx 37$ mm) wykazują bardzo niewielki, zaledwie 3 % przyrost nośności w stosunku do analogicznych wirowanych słupów betonowych.

Na rys.4.60 przedstawiono zależność pomiędzy nośnością graniczną wirowanych, uzwojonych słupów pierścieniowych P_n^u a stopniem wydrążenia przekroju ξ_a . Linia przerywaną zaznaczono przebieg teoretycznej nośności słupów betonowych, wyznaczonej dla średniej pierścieniowej wytrzymałości betonu wirowanego $\bar{R}_s^w$, określonej zgodnie z punktem 4.4.1.

Nośność wyznaczona na podstawie badania próbek odbiega od nośności betonowych elementów badawczych, szczególnie dla elementów o ściankach średniej grubości ($\xi_a = 0,46$ i $\xi_a = 0,53$).



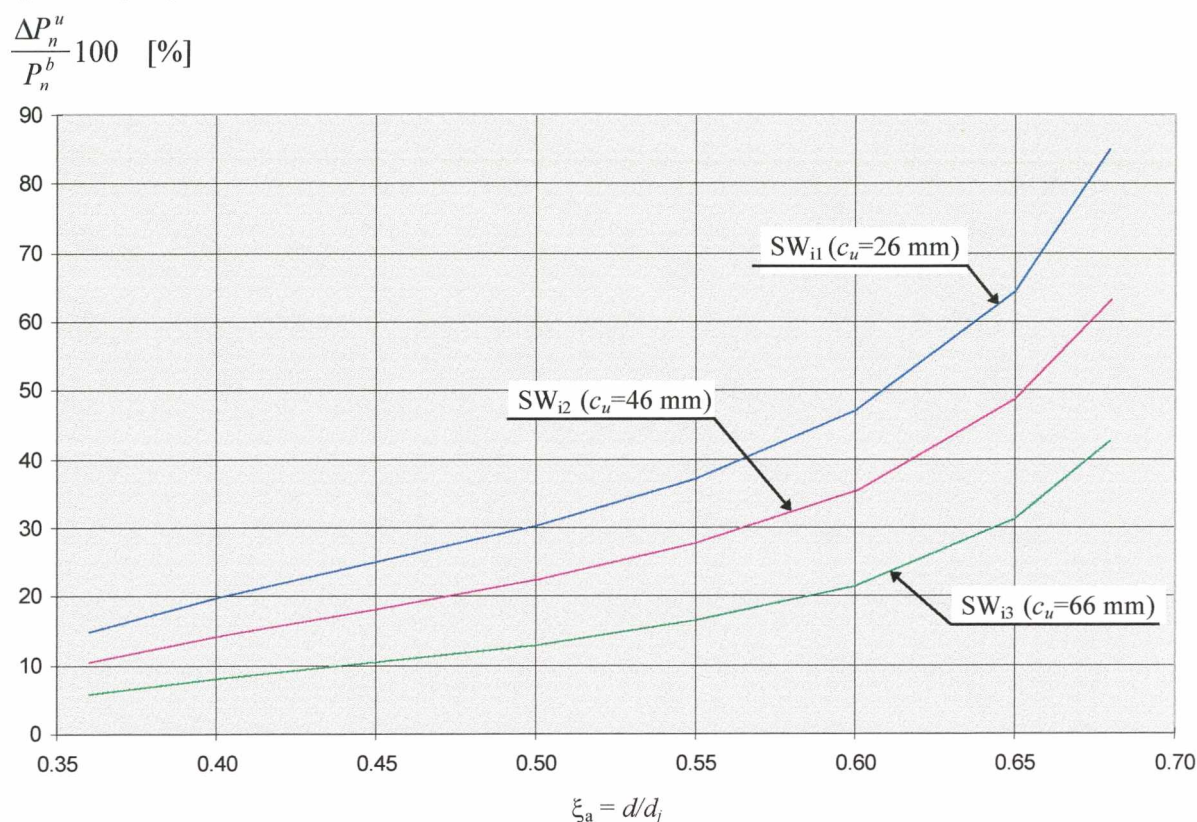
Rys.4.60. Nośność wirowanych, uzwojonych słupów pierścieniowych w zależności od ξ_a

Nie wszystkie prezentowane na rys.4.60 punkty odzwierciedlają wyniki badań doświadczalnych. Literą „T” oznaczono teoretyczne punkty, które prawdopodobnie znajdować się będą we wskazanych miejscach. Jak widać na rys.4.60 wzrost stopnia wydrążenia od wartości $\xi_a = 0,36$ do około $\xi_a = 0,45 \div 0,50$ powoduje zwiększenie nośności wirowanych słupów pierścieniowych P_n^u . Dalszy wzrost ξ_a wywołuje już tylko spadek P_n^u . Tego typu kształt wykresów potwierdza badania Aksomitasa [5], cytowane w punkcie 2.1.4. pracy.

Na rys.4.61 w oparciu o rys.4.60 przedstawiono względny przyrost nośności ΔP_n^u wirowanych słupów uzwojonych w stosunku do nośności wirowanych słupów betonowych P_n^b w zależności od ξ_a (dla różnych wartości skoku uzwojenia c_u). Z rys.4.61 wynika, że zmiana stopnia wydrążenia przekroju ξ_a do około 0,50 powoduje liniowy wzrost względnego przyrostu nośności. Dla $\xi_a > 0,50$ względny przyrost nośności słupa ma charakter krzywoliniowy (paraboliczny). Maksymalny przyrost nośności rzędu 80 % zaobserwowano dla słupów o niewielkiej grubości ścianki ($\xi_a = 0,68$) i uzwojeniu o skoku $c_u = 26 \text{ mm}$ ($\mu_u \approx 3,44 \%$). Wirowane słupy pierścieniowe o ściankach grubych ($\xi_a = 0,36$) przy tym samym skoku uzwojenia $c_u = 26 \text{ mm}$ ($\mu_u \approx 2,14 \%$) wykazują przyrost zaledwie 18 %. Nośność słupów grubych ($\xi_a = 0,36$) o skoku spirali $c_u = 66 \text{ mm}$ ($\mu_u \approx 0,84 \%$) w stosunku do identycznych słupów nieuzwojonych różni się tylko około 7 %. Wraz ze zmniejszeniem grubości ścianki różnica ta wzrasta i dla $\xi_a = 0,68$ ($\mu_u \approx 1,35 \%$) wynosi $\approx 40 \%$.

Prezentowane na rys.4.60 i 4.61 kształty wykresów można tłumaczyć niejednorodnością przekroju betonowego. Uwarstwienie przekroju pociąga za sobą zróżnicowanie cech

wytrzymałościowych i odkształcalnościowych poszczególnych warstw. Warstwy zewnętrzne są na ogół dobrze zagęszczone i zawierają kruszywo o największych ziarnach, przez co posiadają wysokie parametry wytrzymałościowe. Grubość tej właśnie warstwy będzie głównie wpływać na nośność całego przekroju. Wraz ze zmniejszaniem grubości ścianki udział procentowy warstwy najmocniejszej wzrasta.

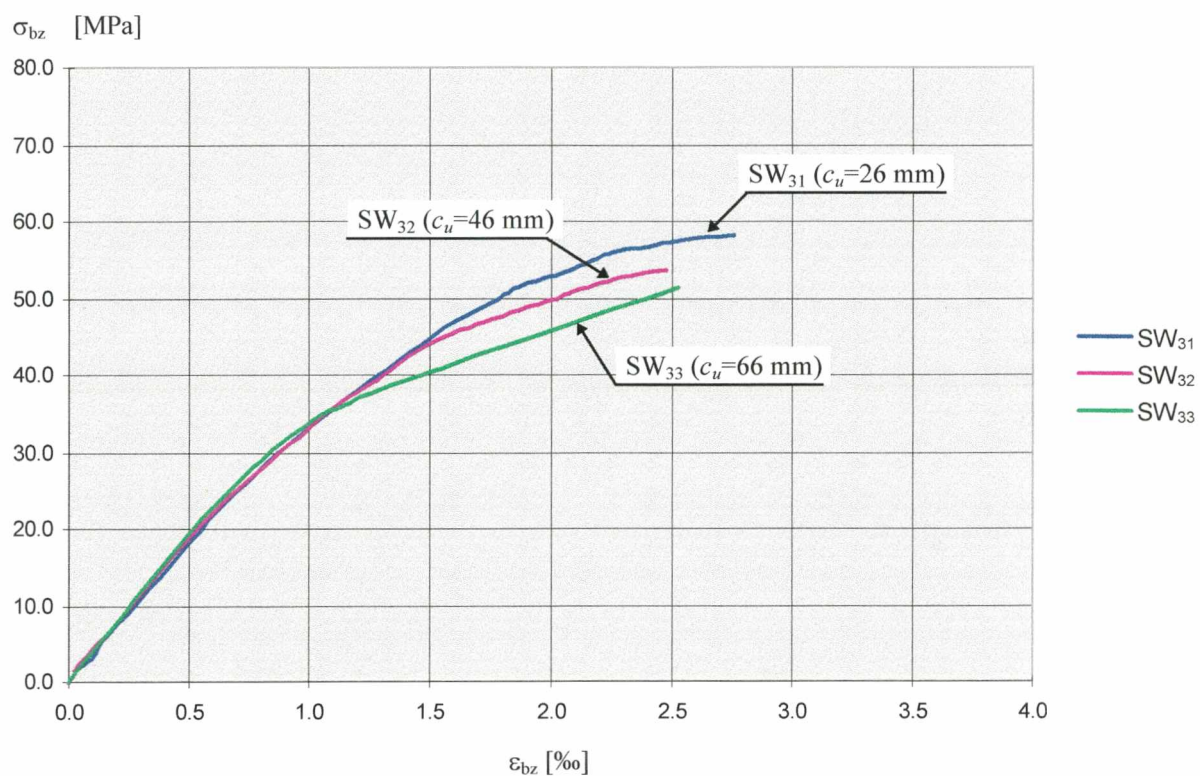


Rys.4.61. Względny przyrost nośności wirowanych słupów uzwojonych $\Delta P_n^u / P_n^b$ w zależności od ξ_a (dla różnych wartości c_u)

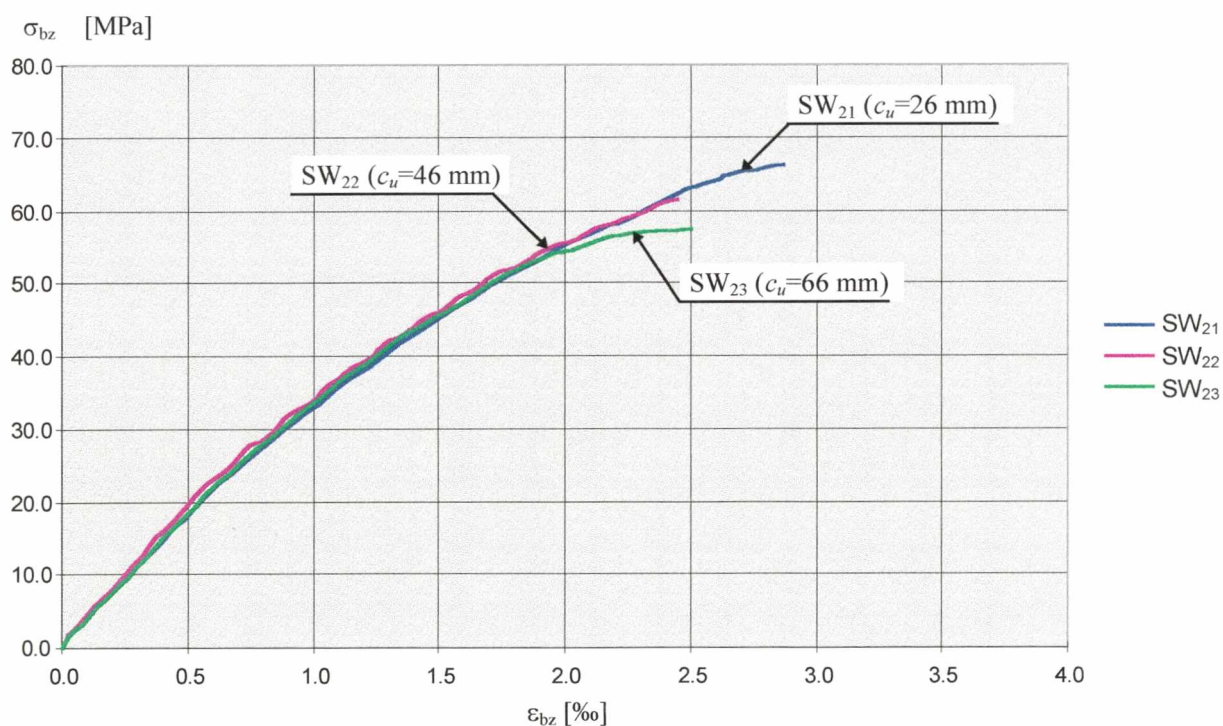
4.7.3. Odkształcenia podłużne betonu

Podobnie jak to miało miejsce dla słupów wibrowanych, w celu poznania doraźnych cech odkształcalnościowych przedstawiono zależności pomiędzy naprężeniami σ_{bz} i średnimi odkształceniami betonu ε_{bz} dla siódmego cyklu obciążenia. Wykresy zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o różnym stopniu wydrążenia przekroju ξ_a i stopniu uzwojenia μ_u pokazano na rys.4.62 ÷ 4.65.

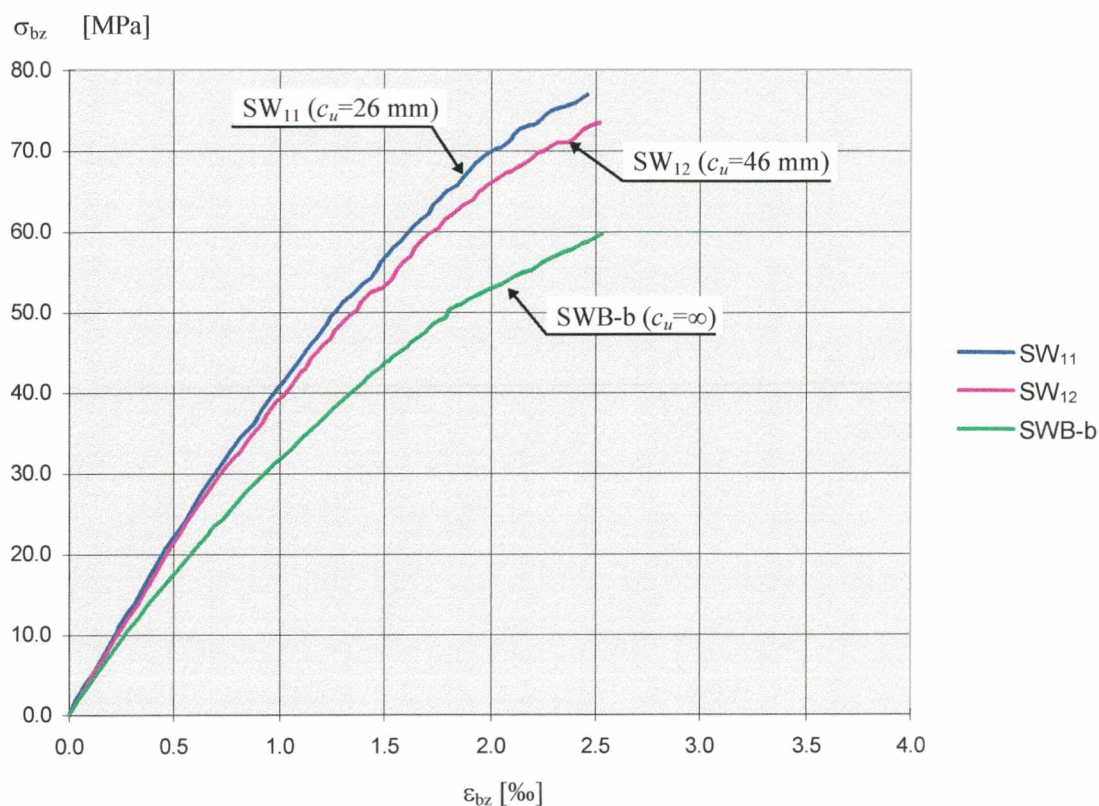
Jak widać na rys.4.62 ÷ 4.65 wartość odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} zależy od stopnia uzwojenia μ_u . Wraz ze wzrostem stopnia uzwojenia μ_u , dla tego samego poziomu naprężeń w betonie σ_{bz} , należą odkształcenia ε_{bz} . Wyjątek od reguły stanowią tu krzywe prezentowane na rys.4.64, gdzie dla całego zakresu obciążeń nie obserwowano większych różnic pomiędzy odkształceniami podłużnymi betonu ε_{bz} dla słupów o różnym stopniu uzwojenia μ_u . Maksymalne, pomierzone odkształcenia betonu ε_{bz}^n dla słupów betonowych nie przekraczają 2,5 ‰, natomiast dla słupów uzwojonych 2,9 ‰.



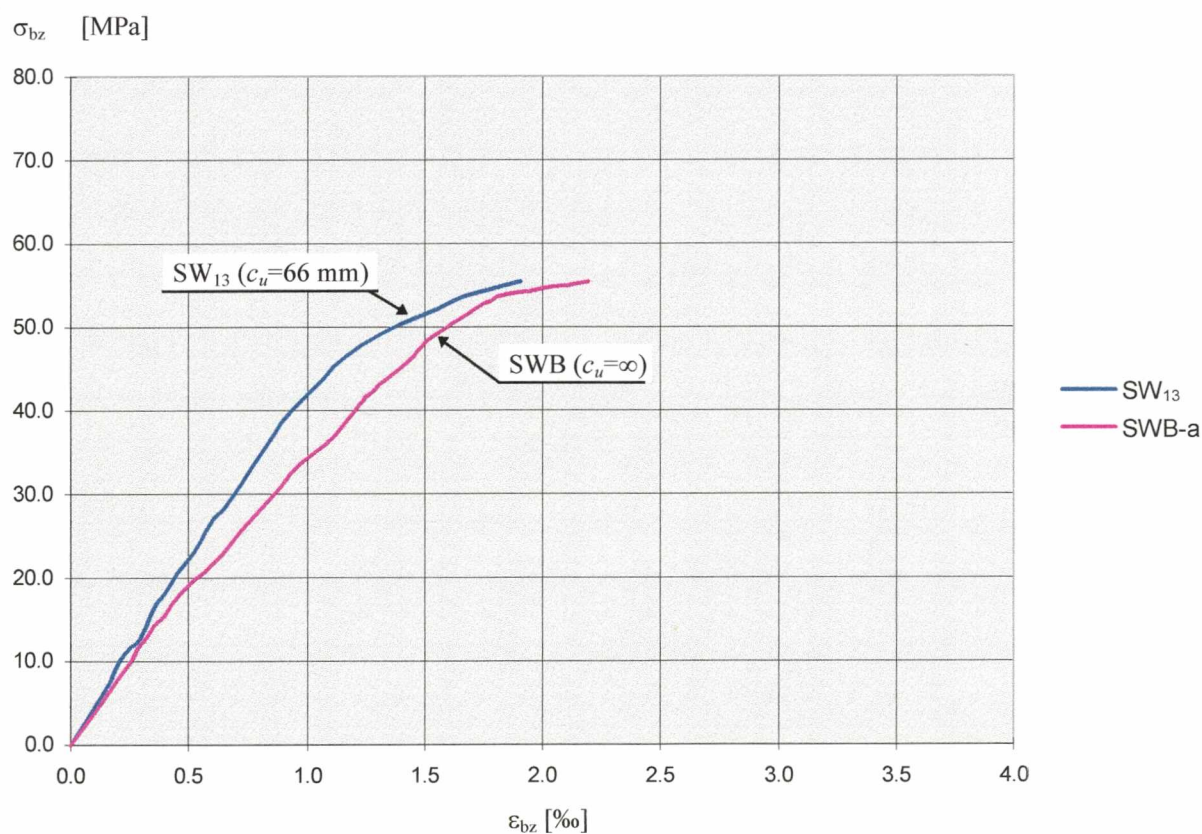
Rys.4.63. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,36$



Rys.4.64. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,45$

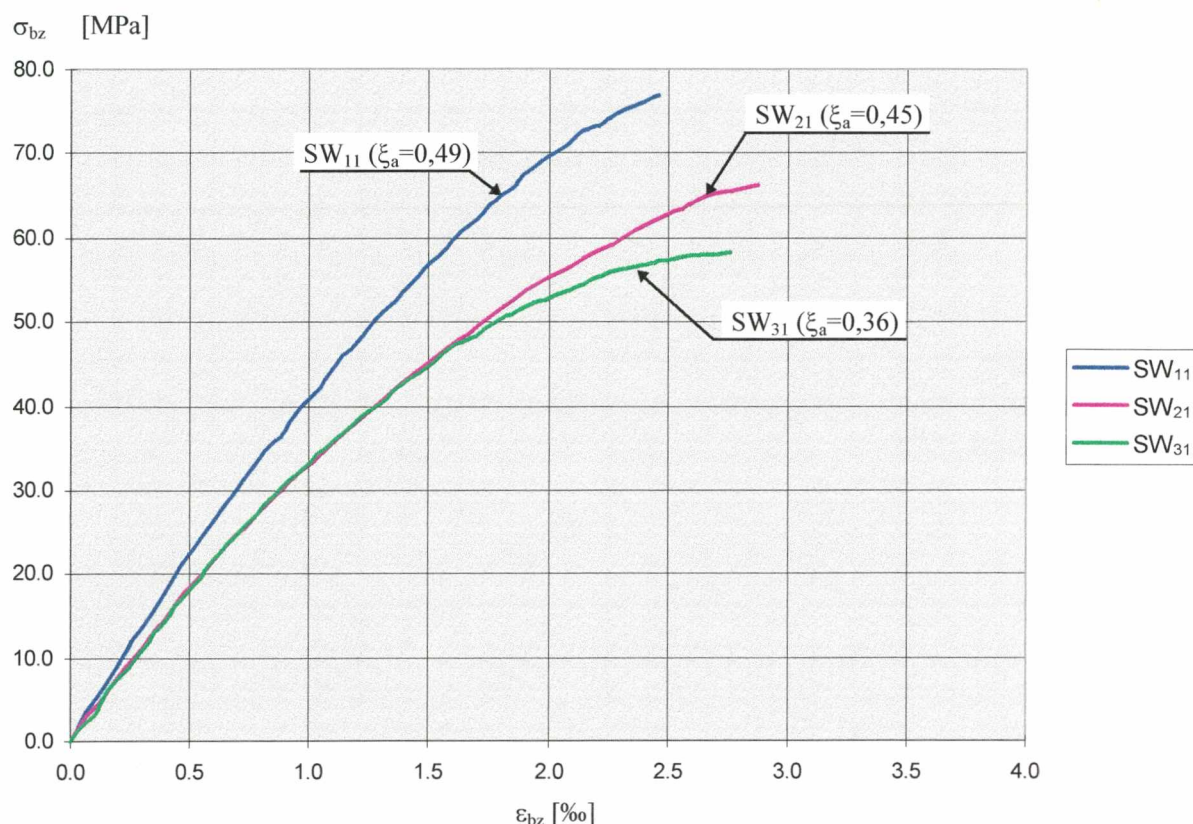


Rys.4.62. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych $\alpha \xi_a = 0,49$



Rys.4.65. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych $\alpha \xi_a = 0,68$

Na rys.4.66 przedstawiono przykładowe wykresy zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym współczynnikiem wydrążenia przekroju ($\xi_a = 0,36 \div 0,49$).

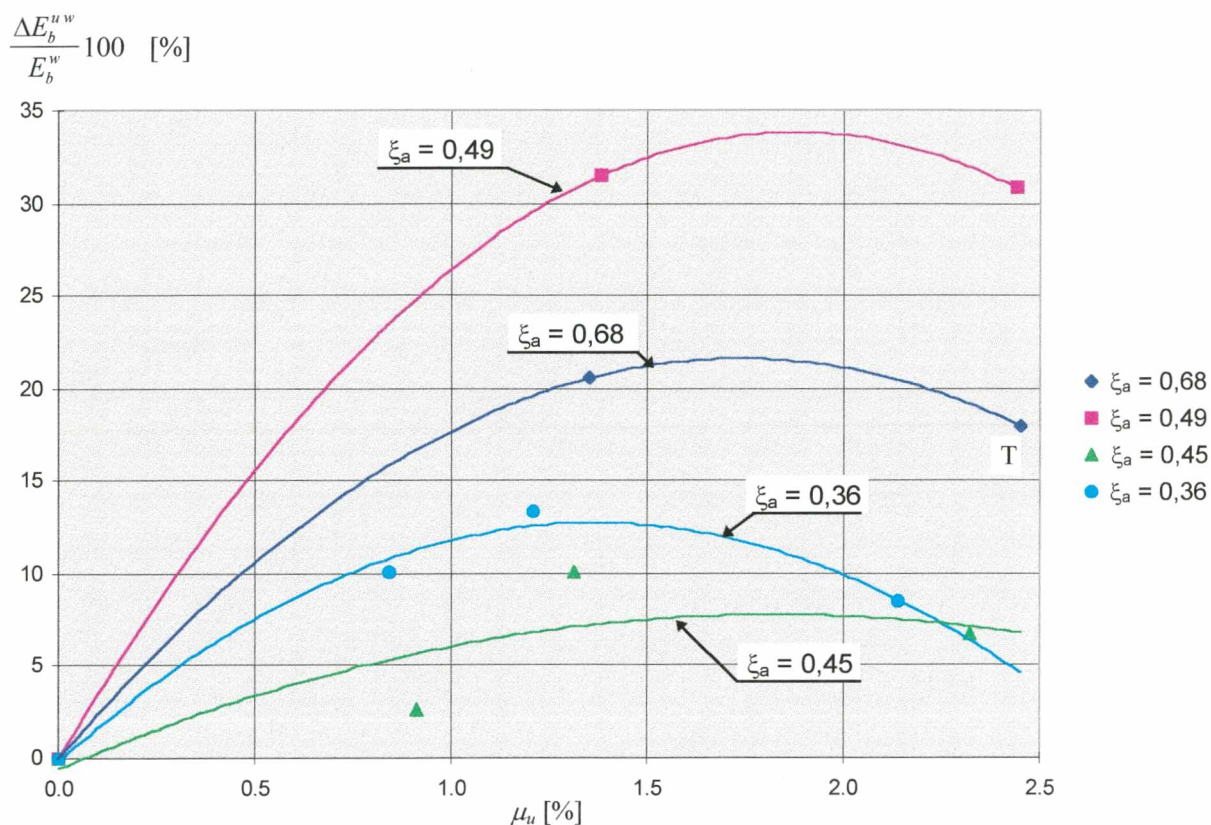


Rys.4.66. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ dla wirowanych słupów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym współczynnikiem wydrążenia przekroju ($\xi_a = 0,36 \div 0,49$).

Na rys.4.66 widać, że wartość odkształceń podłużnych betonu ε_{bz} zależy od grubości ścianki przekroju. Zwiększanie współczynnika wydrążenia przekroju ξ_a (a tym samym zmniejszanie grubości ścianki) dla tego samego poziomu naprężeń σ_{bz} powoduje spadek odkształceń ε_{bz} .

4.7.4. Współczynnik sprężystości betonu

Na podstawie wykresów $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ (rys.4.62 ÷ 4.65) określono dla poszczególnych elementów wirowanych współczynnik sprężystości betonu wirowanego E_b^{uw} , definiowany jak dla pierścieniowych słupów wibrowanych (punkt 4.6.4.). Wyniki obliczeń w postaci względnego przyrostu współczynnika sprężystości wirowanych słupów uzwojonych ΔE_b^{uw} w stosunku do współczynnika sprężystości betonu wirowanych słupów nieuzwojonych ($E_b^w = 34422$ MPa) w zależności od stopnia uzwojenia μ_u i stopnia wydrążenia przekroju ξ_a przedstawiono na rys.4.67.

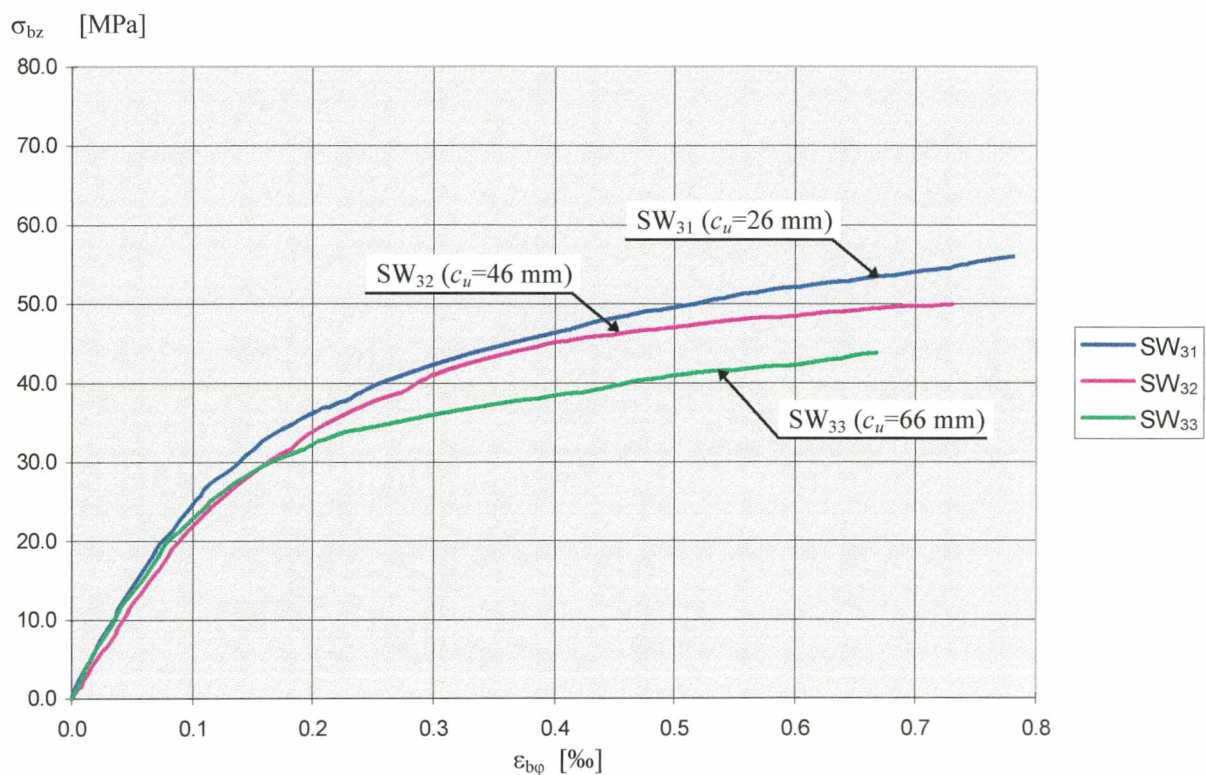


Rys.4.67. Względny przyrost współczynnika sprężystości betonu wirowanych słupów uzwojonych w stosunku do współczynnika sprężystości betonu słupów betonowych w zależności od μ_u i ξ_a

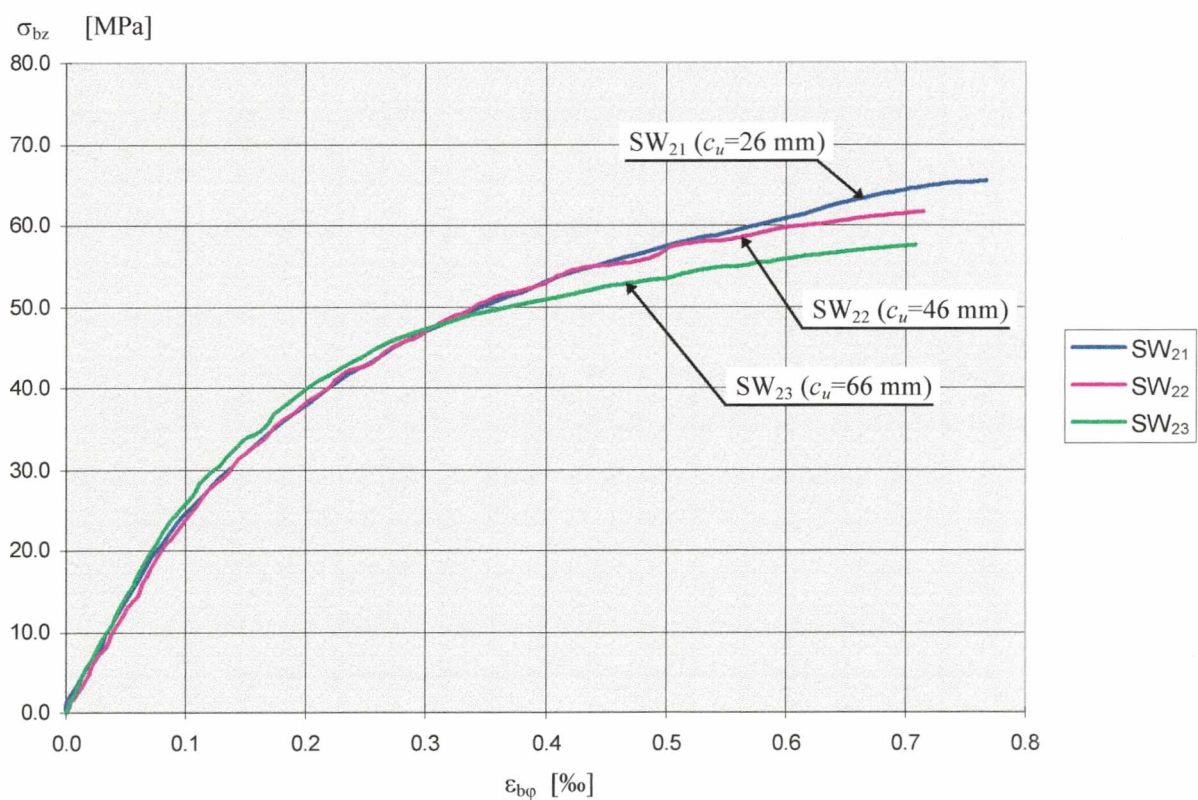
Jak widać na rys.4.67 wraz ze wzrostem stopnia uzwojenia μ_u wzrasta w niewielkim stopniu wartość E_b^{uw} . Maksymalny przyrost rzędu 35 % obserwowano dla słupa o $\xi_a = 0,49$. Nie można jednak odnaleźć jednoznacznej zależności pomiędzy względnym przyrostem współczynnika betonu E_b^{uw} a grubością ścianki słupa (ξ_a). Wynikać to może z niewielkich różnic w odkształceniach podłużnych ε_{bz} jakie można obserwować na rys.4.66.

4.7.5. Odkształcenia obwodowe na powierzchni betonu

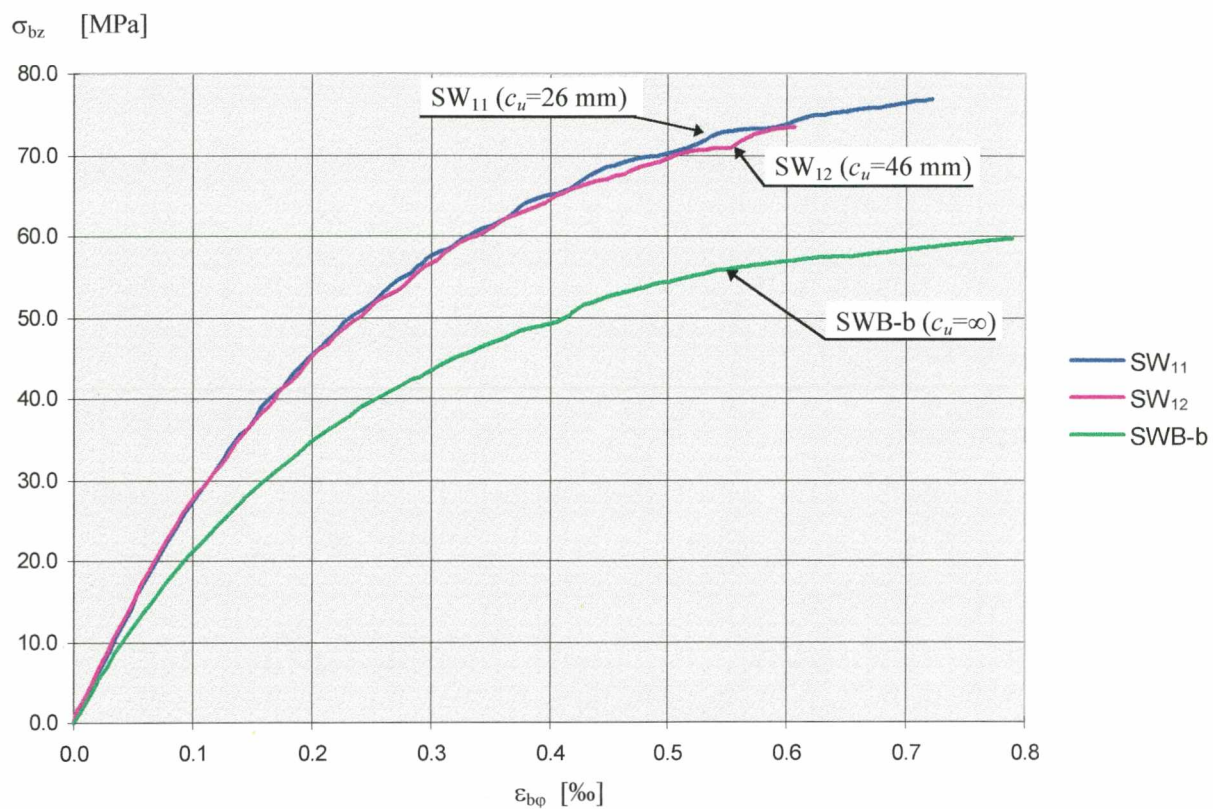
Na rys.4.68 ÷ 4.71 przedstawiono zależność odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$ od naprężeń podłużnych betonu σ_{bz} dla wszystkich badanych słupów wirowanych. Na podstawie rys. 4.68 ÷ 4.71 stwierdzono, że wielkość odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$ zależy od poziomu naprężeń σ_{bz} i w sposób nieznaczny od stopnia uzwojenia μ_u . Szczególnie w końcowej fazie obciążania elementu obserwuje się, że wraz ze zwiększaniem skoku spirali c_u rosną odkształcenia obwodowe betonu $\varepsilon_{b\phi}$. Maksymalne wartości odkształceń betonu $\varepsilon_{b\phi}$ dla poszczególnych słupów różnią się nieznacznie i nie przekraczają 0,8 ‰.



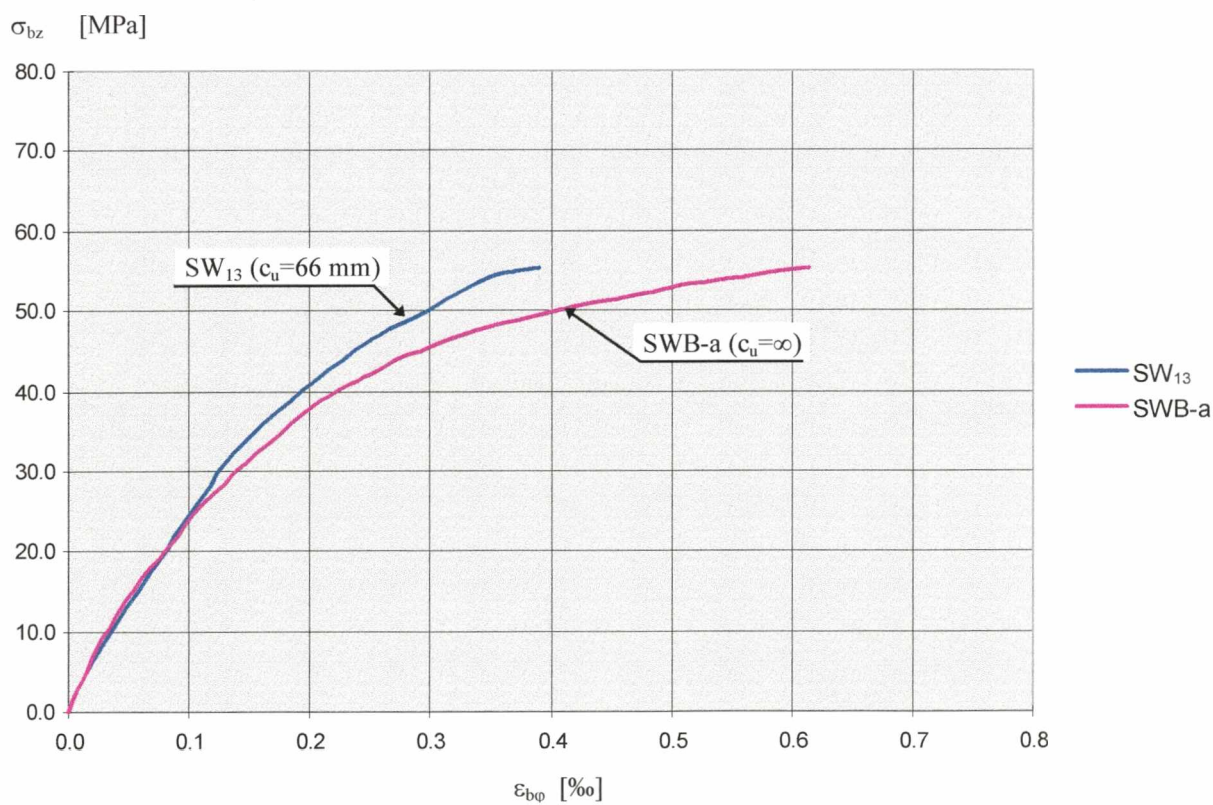
Rys.4.68. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów wirowanych o $\xi_a = 0,36$



Rys.4.69. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów wirowanych o $\xi_a = 0,45$

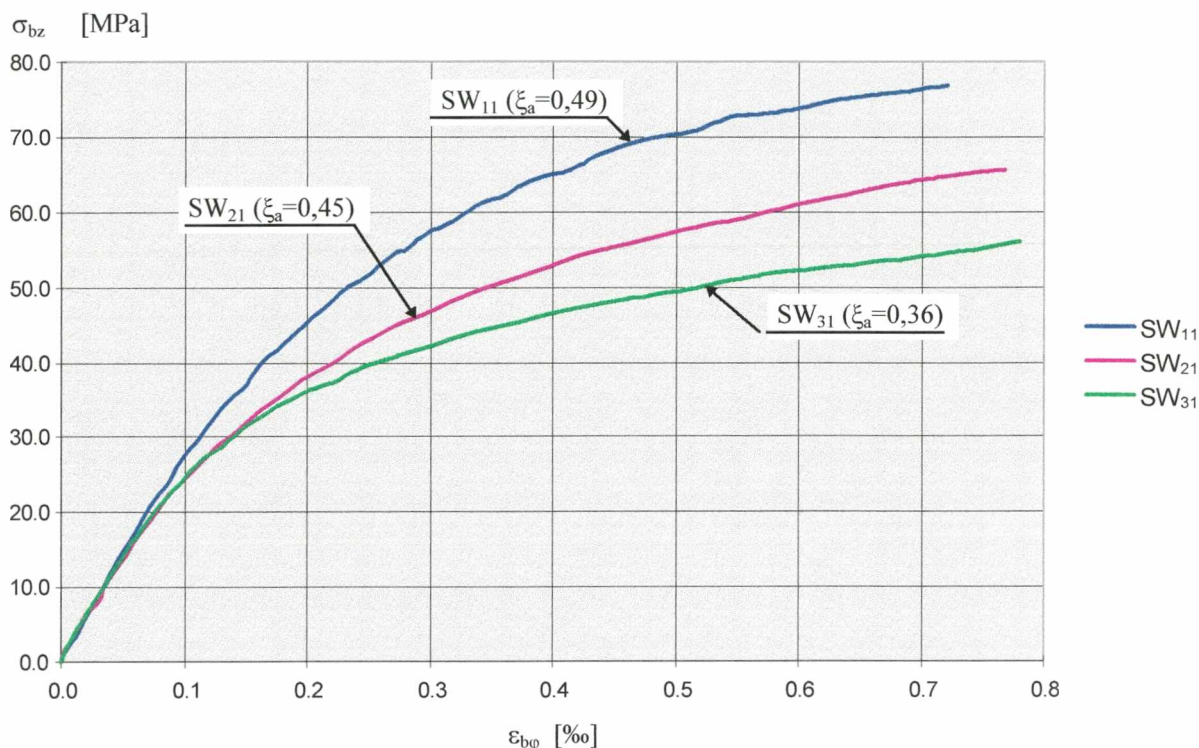


Rys.4.70. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów wirowanych o $\xi_a = 0,49$



Rys.4.71. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla uzwojonych słupów wirowanych o $\xi_a = 0,68$

Na rys.4.72 pokazano przykładowe zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wirowanych elementów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm i zmiennym przekroju poprzecznym ($\xi_a = 0,36 \div 0,49$).

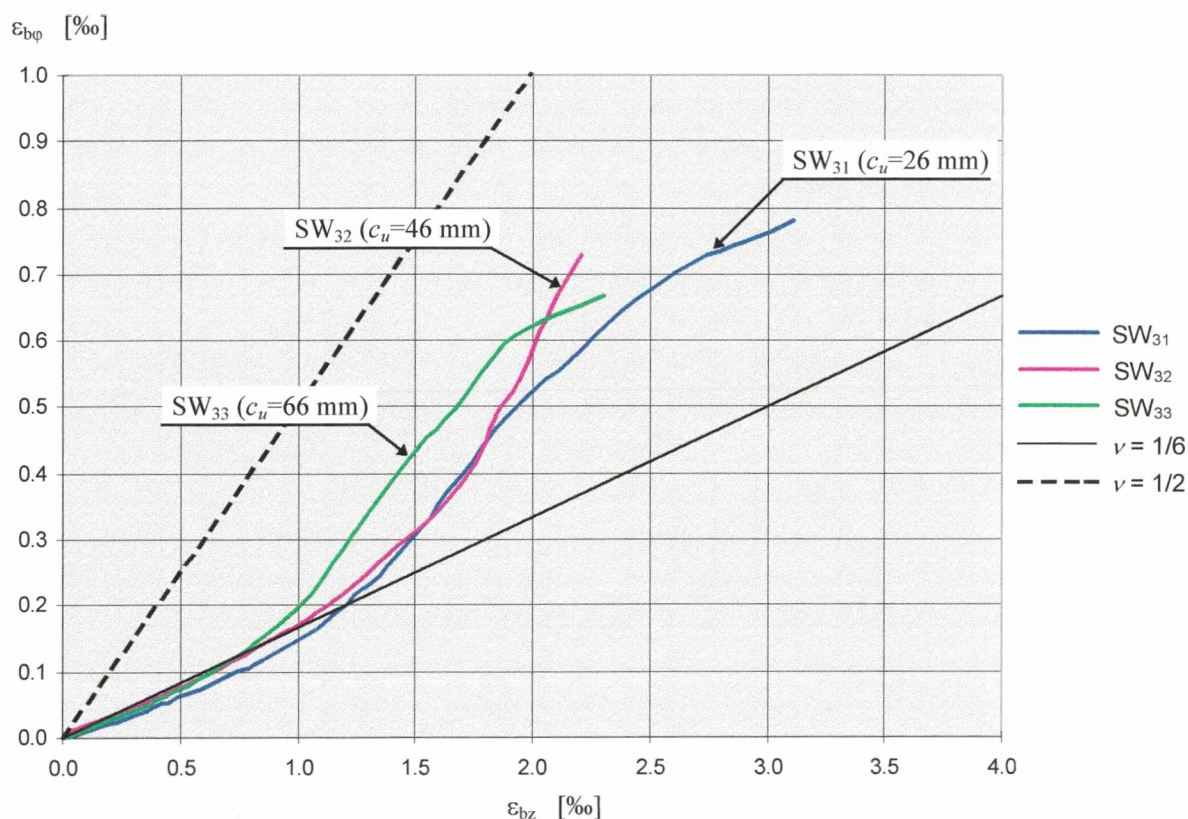


Rys.4.72. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 26$ mm

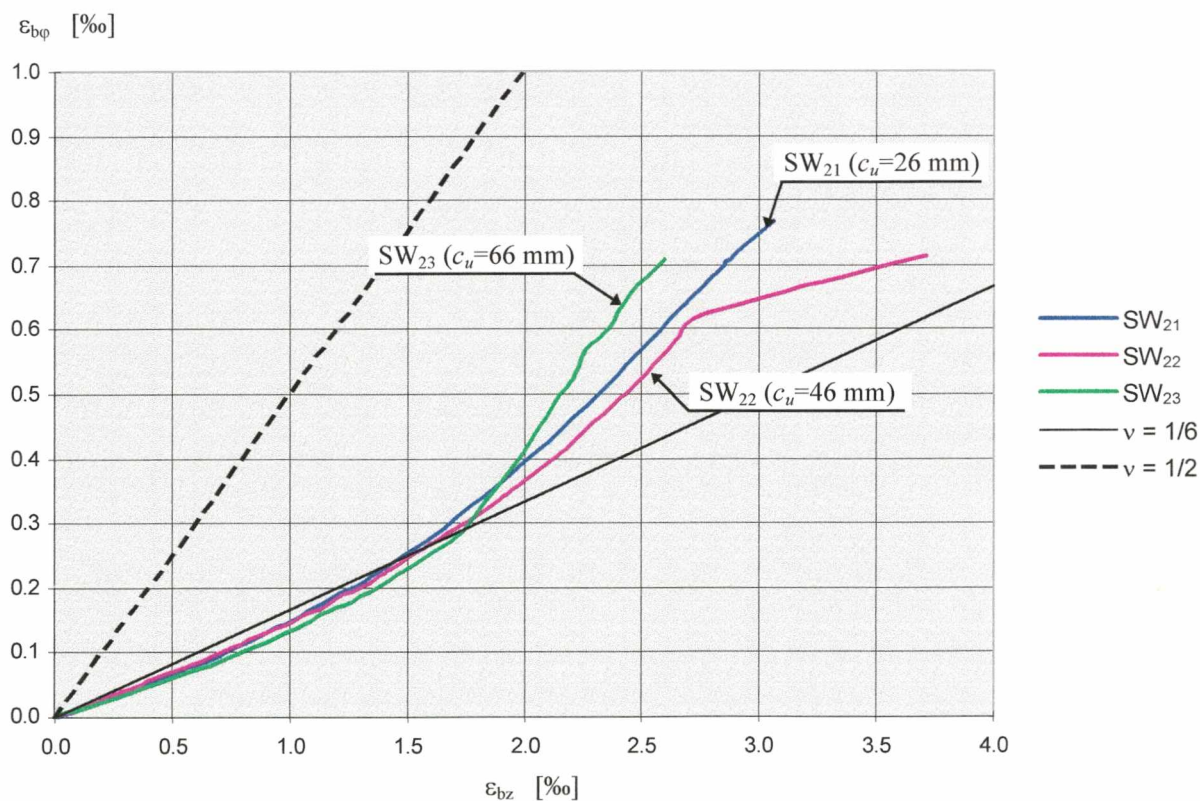
Na podstawie rys.4.72 widać, że wraz ze zwiększaniem grubości ścianki wzrastają wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$. Obserwowana zależność ma miejsce również dla słupów zbrojonych spiralą o większym skoku spirali ($c_u = 46$ mm i $c_u = 66$ mm). Dla wirowanych elementów betonowych ($c_u = \infty$) niezależnie od parametru ξ_a wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ są zbliżone dla pełnego zakresu obciążenia.

4.7.6. Współczynnik Poisson'a

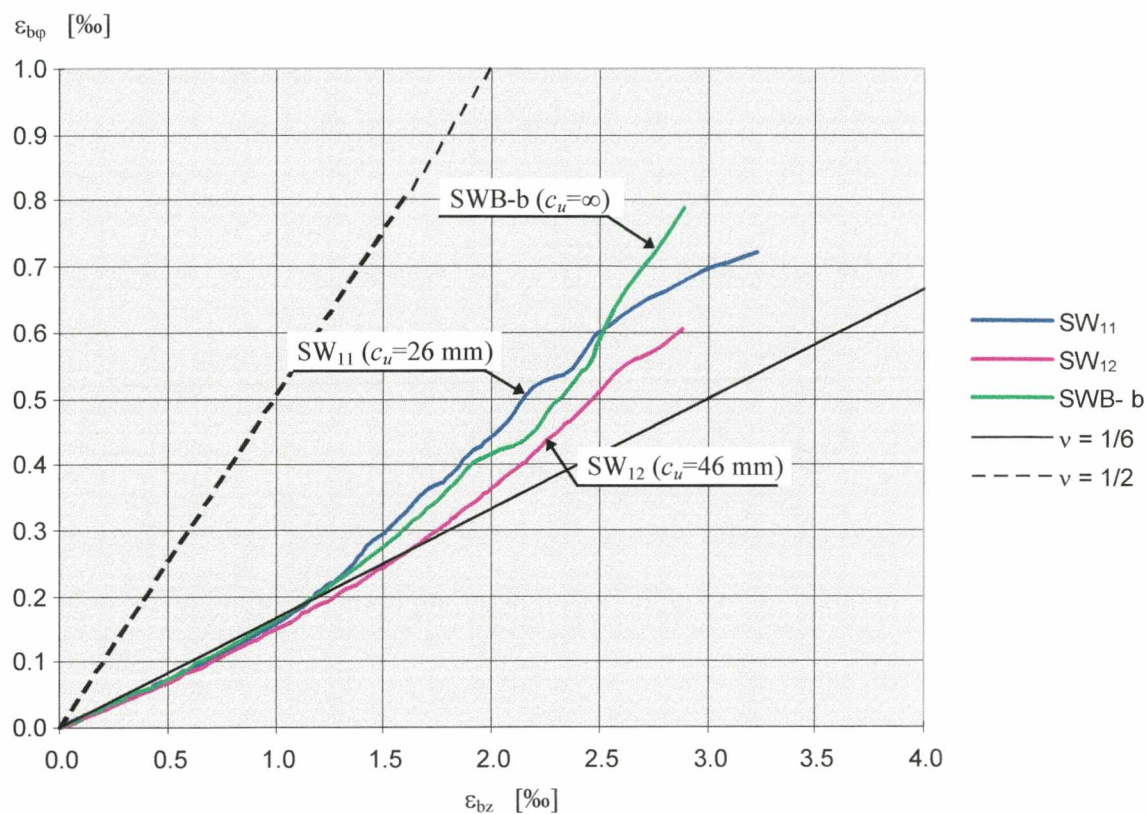
Podobnie jak dla elementów wibrowanych, tak i dla słupów wirowanych współczynnik Poisson'a ν , definiowany jako stosunek odkształceń poprzecznych betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ do odkształceń podłużnych ε_{bz} , nie jest wartością stałą. Obserwowana na rys.4.73 ÷ 4.76 zależność pomiędzy $\varepsilon_{b\varphi}$ a ε_{bz} dla wirowanych słupów pierścieniowych pokazuje, że wartość współczynnika Poisson'a ν zmienia się wraz ze wzrostem naprężeń σ_{bz} od wartości 1/6 (dla $\sigma_{bz} \approx 35$ MPa) do około 1/3 w chwili zniszczenia.



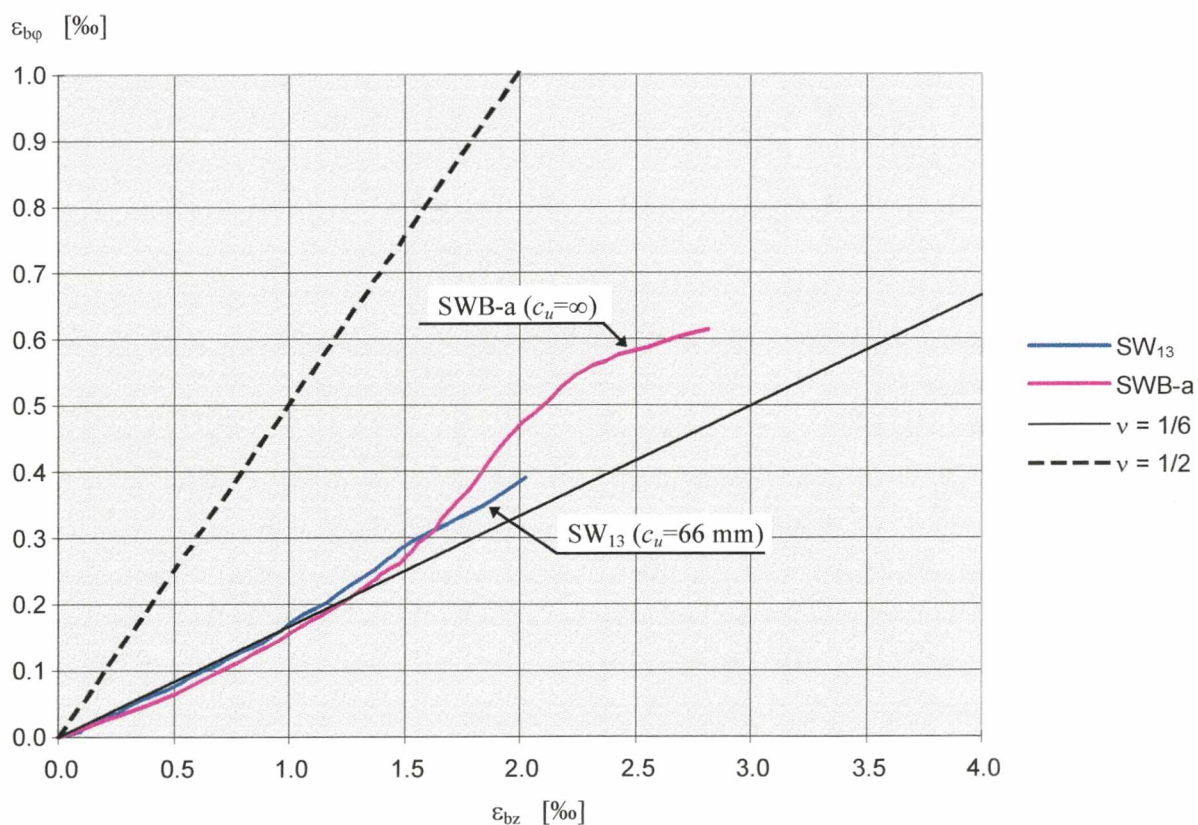
Rys.4.73. Zależność $\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_a = 0,36$



Rys.4.74. Zależność $\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_a = 0,45$



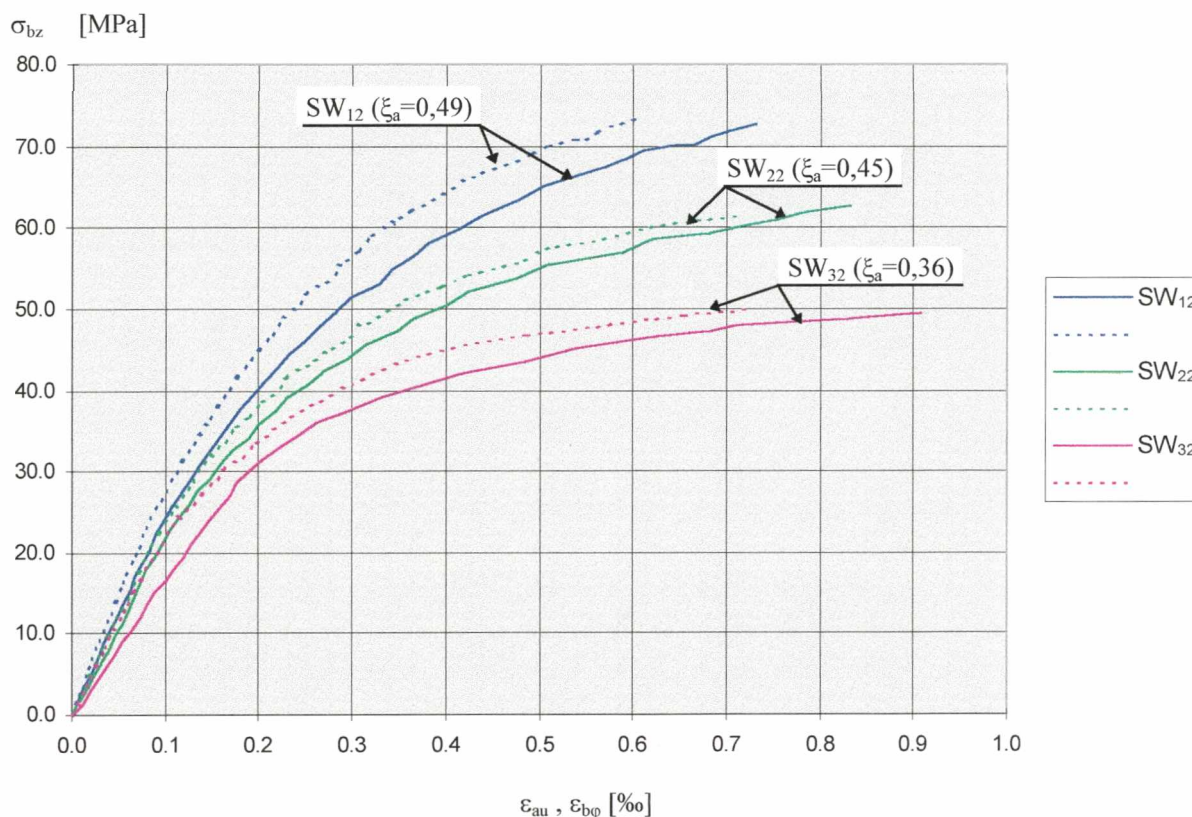
Rys.4.75. Zależność $\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_\alpha = 0,49$



Rys.4.76. Zależność $\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{b\phi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych o stałym stopniu wydrążenia $\xi_\alpha = 0,68$

4.7.7. Odształcenia prętów uzwojenia

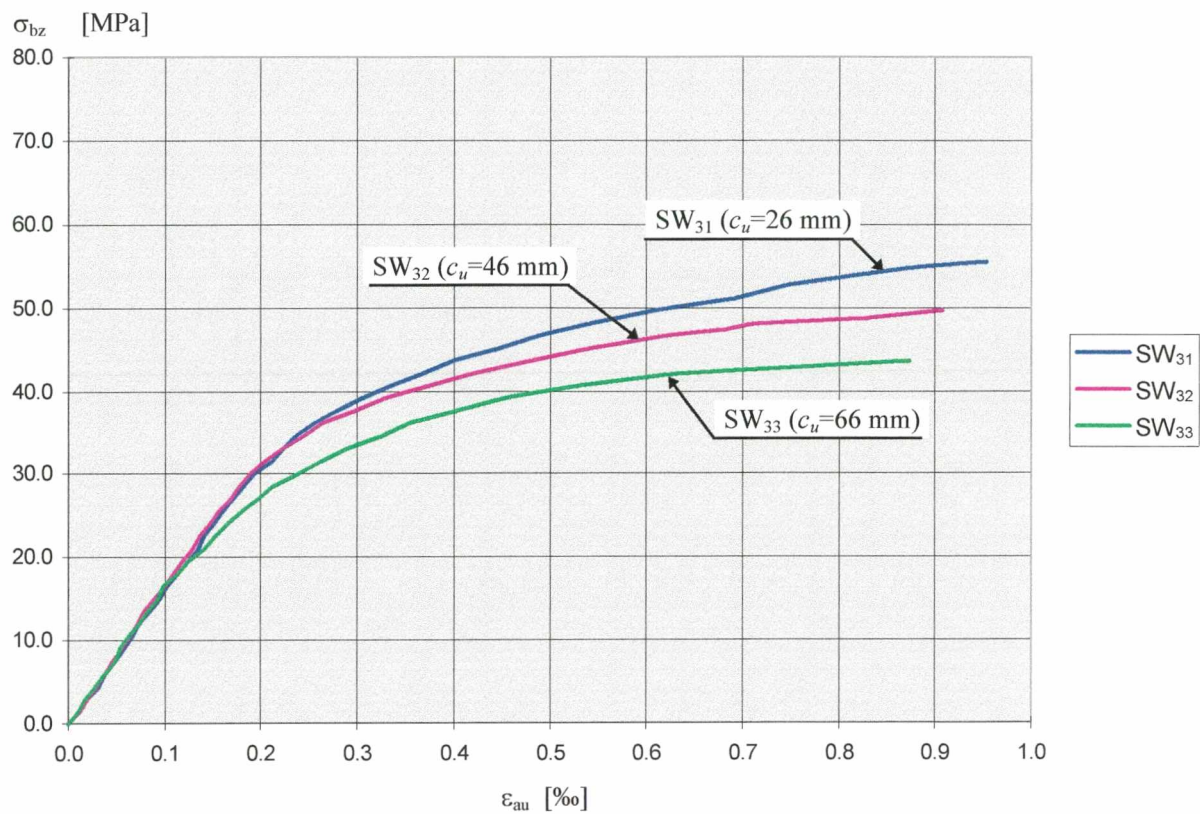
Wyniki pomiarów odkształceń spirali ε_{au} , podobnie jak dla elementów wibrowanych, przedstawiono na wykresach w postaci zależności od naprężeń podłużnych w betonie σ_{bz} . Różnice pomiędzy wartościami odkształceń mierzonych na spirali ε_{au} a wartościami odkształceń mierzonych na powierzchni betonu $\varepsilon_{b\varphi}$ pokazano na rys.4.77 dla wirowanych słupów pierścieniowych zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 46$ mm i zmiennym przekroju poprzecznym ($\xi_a = 0,36 \div 0,49$).



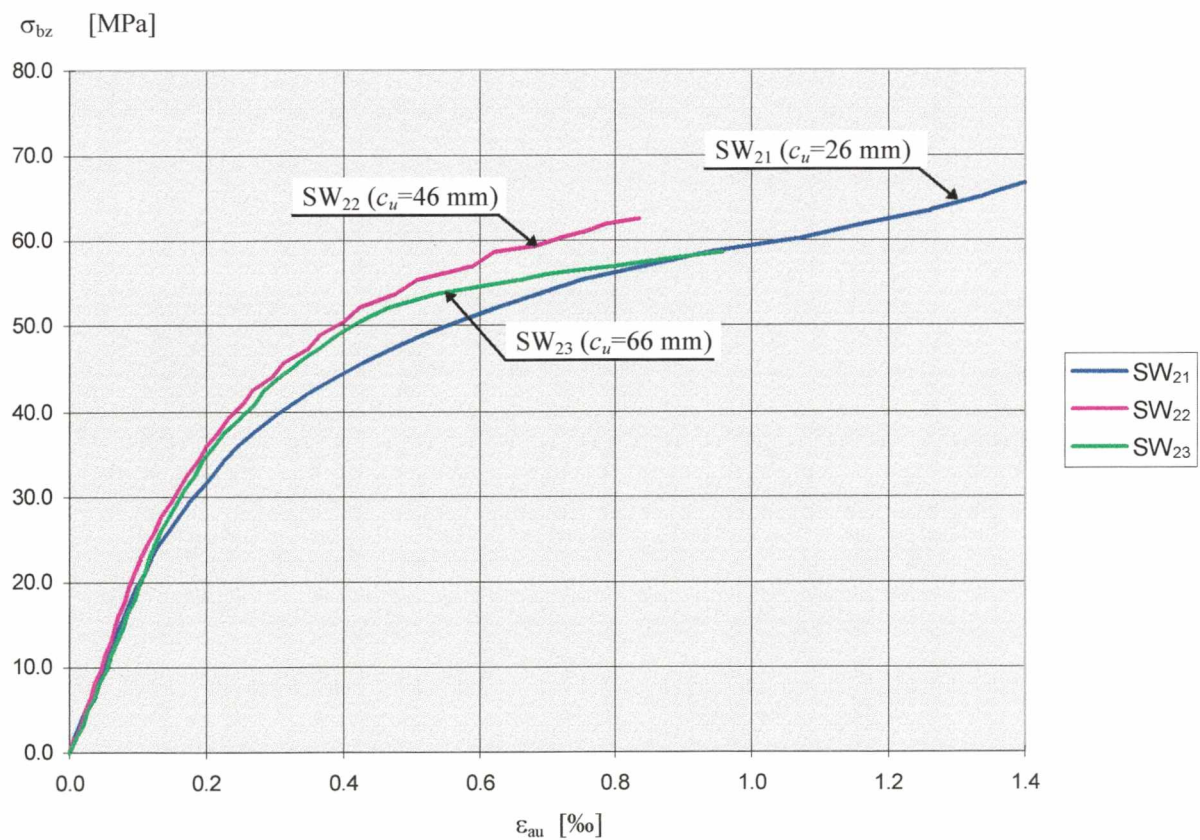
Rys.4.77. Porównanie zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ oraz $\sigma_{bz} - \varepsilon_{b\varphi}$ dla wirowanych słupów pierścieniowych zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 46$ mm

Na rys.4.77 linią ciągłą zaznaczono odkształcenia mierzone na spirali ε_{au} , natomiast linią przerywaną odkształcenia mierzone na betonie $\varepsilon_{b\varphi}$. Jak widać, dla każdego badanego wirowanego słupa uzwojonego odkształcenia mierzone na spirali ε_{au} są większe aniżeli odkształcenia pomierzone na betonie $\varepsilon_{b\varphi}$. Różnice te są jednak nieznaczne.

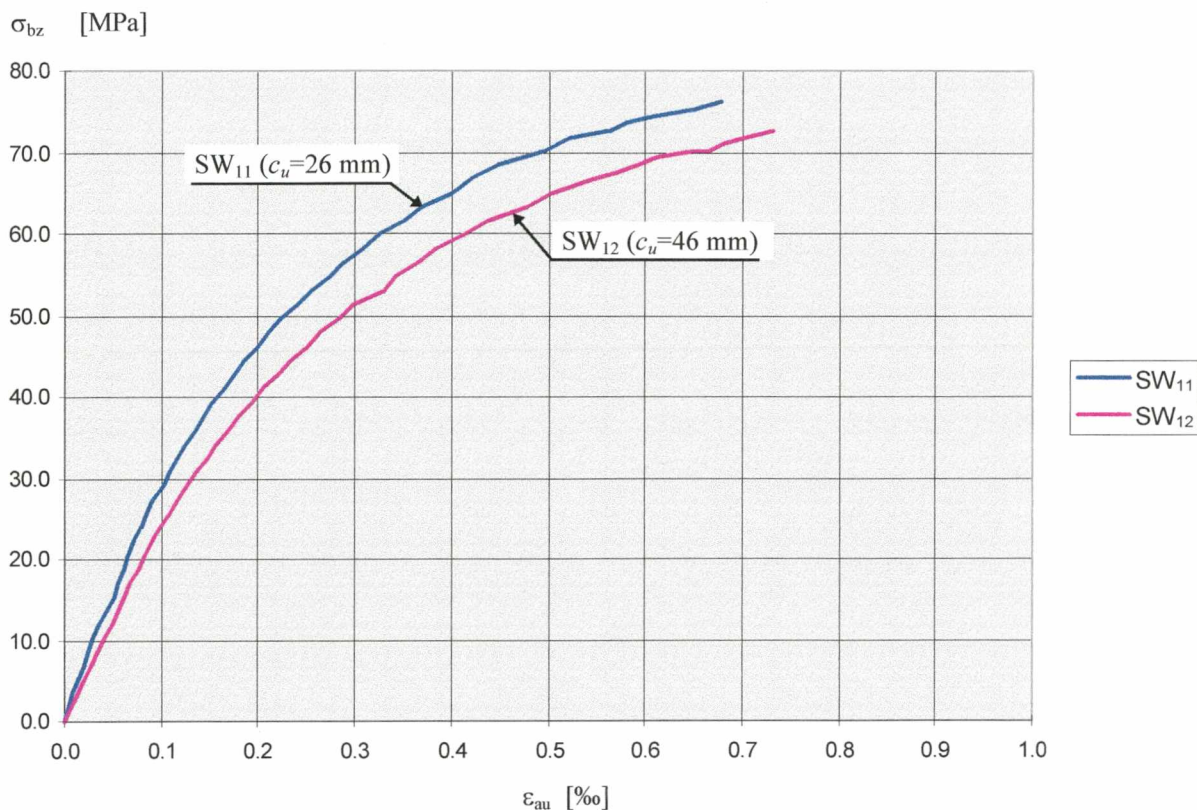
Na rys.4.78 ÷ 4.80 pokazano zależności $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla wszystkich badanych typów słupów.



Rys.4.78. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,36$



Rys.4.79. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,45$



Rys.4.80. Zależność $\sigma_{bz} - \varepsilon_{au}$ dla uzwojonych słupów pierścieniowych o $\xi_a = 0,49$

Na podstawie rys.4.78 ÷ 4.80 stwierdzono, że wraz ze zmniejszeniem skoku spirali c_u przy stałym poziomie naprężeń σ_{bz} maleją odkształcenia spirali ε_{au} . Podobną zależność uzyskano dla wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$.

Podobnie jak dla słupów wibrowanych notowano niski poziom wskazań tensometrów na spirali, choć zdarzało się obserwować w chwili zniszczenia słupa zerwanie zwojów. Maksymalne pomierzone odkształcenia spirali ε_{au} nie przekraczają wartości 1,0 ‰. Wyjątkiem jest element SW₂₁ gdzie obserwowano odkształcenia spirali rzędu 1,4 ‰.

4.7.8. Wnioski z badań doświadczalnych elementów wirowanych

Po przebadaniu dwunastu wirowanych słupów pierścieniowych zdefiniowano następujące wnioski:

- 1) W trakcie wirowania półpłynnej mieszanki betonowej nastąpiło jej rozfrakcjonowanie (rys.4.54).
- 2) Wirowane słupy uzwojone niszczyły się głównie poprzez ścięcie betonu (42 %) i zgniecenie betonu (33 %). Średni kąt ścięcia betonu wyniósł około 50°. Elementy betonowe niszczyły się w sposób nagły (rozsypanie się ścianek elementu).
- 3) Wzrost stopnia uzwojenia μ_u powoduje zwiększenie nośności wirowanych słupów uzwojonych (rys.4.59). Największy przyrost nośności rzędu 55 % obserwowano dla słupów o ściankach grubych ($\xi_a = 0,36$) i wysokim stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,44$ % ($c_u \approx 23$ mm).

Elementy o ściankach cienkich ($\xi_a = 0,68$) przy analogicznym stopniu uzwojenia $\mu_u = 2,44$ % ($c_u \approx 37$ mm) wykazują niewielki, zaledwie 3 % przyrost nośności w stosunku do wirowanych słupów betonowych.

- 4) Zmiana stopnia wydrążenia od wartości $\xi_a = 0,36$ do około $\xi_a = 0,45 \div 0,50$ powoduje zwiększenie nośności wirowanych słupów pierścieniowych P_n^u (rys.4.60). Dalszy wzrost ξ_a wywołuje już tylko spadek P_n^u . Tego typu kształt wykresów potwierdza badania Aksomitasa [5], cytowane w punkcie 2.1.4. pracy.
- 5) Maksymalny względny przyrost nośności (rys.4.61) rzędu 80 % notowano dla elementów cienkościennych ($\xi_a = 0,68$) zbrojonych spiralą o skoku $c_u = 26$ mm ($\mu_u \approx 3,44$ %). Zwiększenie skoku spirali do $c_u = 66$ mm przy tej samej wartości $\xi_a = 0,68$ ($\mu_u \approx 1,35$ %) powoduje spadek przyrostu nośności o połowę. Elementy grubościennne ($\xi_a = 0,36$) wykazują bardzo niewielkie przyrosty nośności, dla $c_u = 66$ mm ($\mu_u \approx 0,84$ %) około 5 %, natomiast dla $c_u = 26$ mm ($\mu_u \approx 2,14$ %) maksymalnie do 18 %. Tego typu zachowanie słupów wirowanych można tłumaczyć niejednorodnością przekroju betonowego. Uwarstwienie przekroju pociąga za sobą zróżnicowanie cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych poszczególnych warstw. Warstwy zewnętrzne są na ogół dobrze zagęszczone i zawierają kruszywo o największych ziarnach, przez co posiadają wysokie parametry wytrzymałościowe. Grubość tej właśnie warstwy będzie głównie wpływać na nośność całego przekroju. Wraz ze zmniejszaniem grubości ścianki udział procentowy warstwy najmocniejszej wzrasta.
- 6) Wraz ze wzrostem stopnia uzwojenia μ_u , dla tego samego poziomu naprężeń w betonie σ_{bz} , maleją odkształcenia ε_{bz} (rys.4.63 ÷ 4.65). Również zwiększanie współczynnika wydrążenia przekroju ξ_a a tym samym zmniejszanie grubości ścianki, dla tego samego poziomu naprężeń σ_{bz} , powoduje spadek odkształceń ε_{bz} .
- 7) Wzrost stopnia uzwojenia μ_u powoduje zwiększenie w niewielkim stopniu wartość współczynnika sprężystości betonu wirowanego E_b^{uw} . Maksymalny przyrost rzędu 35 % obserwowano dla słupa o $\xi_a = 0,49$ (rys.4.67).
- 8) Wartość odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$ zależy od poziomu naprężeń σ_{bz} i w sposób nieznaczny od stopnia uzwojenia μ_u (rys.4.68 ÷ 4.71). Szczególnie w końcowej fazie obciążania elementu obserwuje się, że wraz ze zwiększaniem skoku spirali c_u rosną odkształcenia obwodowe betonu $\varepsilon_{b\phi}$.
- 9) Wartość współczynnika Poisson'a ν nie jest wartością stałą i zmienia się wraz ze wzrostem naprężeń σ_{bz} od wartości 1/6 (dla $\sigma_{bz} \approx 35$ MPa) do około 1/3 w chwili zniszczenia.
- 10) Podobnie jak dla wartości odkształceń obwodowych betonu $\varepsilon_{b\phi}$, wraz ze zmniejszeniem skoku spirali c_u przy stałym poziomie naprężeń σ_{bz} maleją odkształcenia spirali ε_{au} (rys.4.78 ÷ 4.80).

Prezentowane wnioski 3 ÷ 6 wskazują na występowanie w uzwojonym słupie wirowanym trójosiowego stanu naprężeń, co potwierdza pierwszą tezę pracy. Wnioski 1, 4 i 5 pokazują natomiast pojawiające się różnice pomiędzy elementami wirowanymi a słupami o jednolitej strukturze betonu, co pośrednio potwierdza tezę trzecią.

5. BADANIA TEORETYCZNE

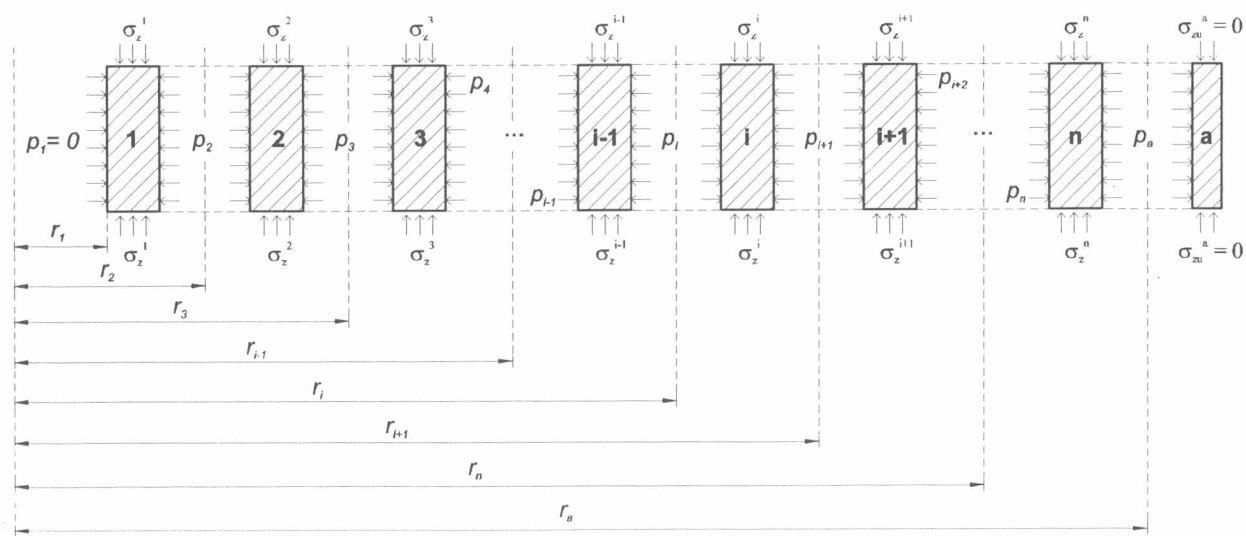
5.1. Naprężenia i odkształcenia w osiowo ściskanych pierścieniowych słupach uzwojonych

5.1.1. Założenia do modelu teoretycznego

Celem badań teoretycznych jest próba dokonania opisu stanu naprężeń i odkształceń od doraźnego obciążenia osiowego w betonie uzwojonego słupa o przekroju pierścieniowym. Jako parametr wyjściowy przyjęto, że beton ma cechy materiału liniowo sprężystego. Zajęto się również zagadnieniem nośności tego typu elementów i możliwością opisaną jej wzorami analitycznymi. W tej części zadania przyjęto model betonu jako sprężysto - idealnie plastyczny.

Beton zagęszczony metodą wirowania może charakteryzować się niejednorodną, warstwową strukturą (opis struktury badanego betonu wirowanego zamieszczono w punkcie 4.6.1. pracy). Tego typu struktura stwarza trudności związane z opisem cech fizycznych i mechanicznych betonu na grubości ścianki słupa. Zmianę parametrów materiałowych na grubości ścianki można wyrazić poprzez funkcję globalną, bądź poprzez uśrednienie (skokowo) parametrów dla poszczególnych warstw.

Do wyznaczenia teoretycznego stanu naprężeń i odkształceń w betonie uzwojonego słupa wirowanego przyjęto przekrój warstwowy o n - warstwach (rys.5.1). W każdej z warstw można założyć materiał o stałych cechach fizycznych i mechanicznych.



Rys.5.1. Schemat powstających na styku poszczególnych warstw naprężeń radialnych, zwanych ciśnieniem

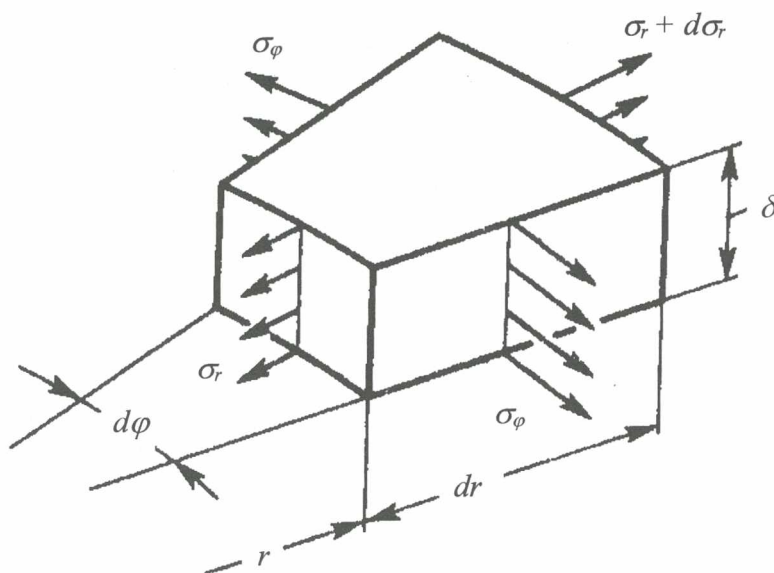
W wyniku oddziaływania podłużnej siły ściskającej P , element doznaje odkształceń poprzecznych, które są krępowane przez spiralę o przekroju f_u i skoku c_u . W przyjętym modelu

obliczeniowym (podobnie jak w przypadku uzwojonych słupów pełnych [62,63]) uzwojenie zastąpiono ciągłym płaszczem stalowym (warstwa „a” na rys.5.1) o zerowej sztywności w kierunku podłużnym. Na styku poszczególnych warstw materiału powstają naprężenia promieniowe, zwane ciśnieniem p (rys.5.1).

Rozpatrzono dwa typy zadania będące rezultatem superpozycji rozwiązania pełnego. Pierwsze zadanie dotyczy opisu zachowania się wybranej (i - tej) warstwy, w postaci pierścienia obciążonego ciśnieniem zewnętrznym p_{i+1} oraz wewnętrznym p_i . Drugie zadanie dotyczy natomiast oddziaływania siły ściskającej P_i w elemencie o nieskrępowanych odkształceniach poprzecznych.

5.1.2. Zadanie 1

Wydzielenie z elementu pierścienia płaskiego o grubości $\delta = 1,0$ pozwoliło rozpatrywać stan naprężeń i odkształceń jako niezależny od współrzędnej z w kierunku podłużnym ($\sigma_z = 0$). Wskaźniki r , φ odnoszą się będą kolejno do kierunków radialnego i obwodowego. Symetria osiowa oraz sposób obciążania elementu ciśnieniem p_i oraz p_{i+1} wyklucza możliwość wystąpienia naprężeń stycznych. Obraz naprężeń działających na bokach wyciętego myślowo elementarnego klina przedstawiono na rys.5.2. Naprężenia promieniowe σ_r i obwodowe σ_φ są naprężeniami głównymi.



Rys.5.2. Rozkład naprężeń w nieskończenie małym wycinku

Aby móc określić wielkości naprężeń σ_r oraz σ_φ posłużono się jedynym, nie będącym tożsamością, warunkiem równowagi elementarnego klina, a mianowicie sumą rzutów sił na kierunek promienia:

$$-\sigma_r r d\varphi \delta - (2\sigma_\varphi dr \delta) \sin\left(\frac{d\varphi}{2}\right) + (\sigma_r + d\sigma_r)(r + dr)d\varphi \delta = 0. \quad (5.1)$$

Zakładając, że $\sin(d\varphi/2) \approx d\varphi/2$, pomijając małe trzeciego rzędu oraz skróceniu przez $dr d\varphi \delta$ równanie równowagi wewnętrznej sprowadza się do równania różniczkowego zwyczajnego w postaci:

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + \sigma_r - \sigma_\varphi = 0. \quad (5.2)$$

Uwzględniając uogólnione prawo Hooke'a dla płaskiego stanu naprężeń oraz równania:

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_\varphi = \frac{u}{r}, \quad (5.4)$$

gdzie: u - przemieszczenie w kierunku radialnym

otrzymano dodatkowe równania na σ_r i σ_φ w funkcji przemieszczenia u , które jest z kolei funkcją promienia r :

$$\frac{u}{r} = \frac{1}{E_b} (\sigma_\varphi - \nu_b \sigma_r), \quad (5.5)$$

$$\frac{du}{dr} = \frac{1}{E_b} (\sigma_r - \nu_b \sigma_\varphi). \quad (5.6)$$

Zastosowane tutaj uogólnione prawo Hooke'a słuszne jest tylko dla sprężystych materiałów izotropowych. W związku z tym w obrębie danej warstwy przyjęto, że współczynniki sprężystości betonu w kierunku promieniowym E_r^i , obwodowym E_φ^i i podłużnym E_z^i są sobie równe i wynoszą E_b^i . Identyczne zależności przyjęto pomiędzy współczynnikami Poisson'a ν_b^i .

Różniczkując teraz równanie (5.5) po zmiennej r otrzymano:

$$\frac{du}{dr} = \frac{r}{E_b^i} \frac{d}{dr} (\sigma_\varphi - \nu_b^i \sigma_r) + \frac{1}{E_b^i} (\sigma_\varphi - \nu_b^i \sigma_r). \quad (5.7)$$

Z porównania równań (5.6) i (5.7) mamy:

$$\frac{r}{1 + \nu_b^i} \frac{d}{dr} (\sigma_\varphi - \nu_b^i \sigma_r) + (\sigma_\varphi - \sigma_r) = 0. \quad (5.8)$$

Rozwiązując układ równań (5.2) i (5.8) otrzymano:

$$\sigma_r = A + \frac{B}{r^2}. \quad (5.9)$$

$$\sigma_{\varphi} = 2A - \sigma_r = A - \frac{B}{r^2}, \quad (5.10)$$

Przyjmując warunki na brzegach warstwy:

$\Rightarrow$ dla $r = r_i$ jest $\sigma_r = -p_i$,

$\Rightarrow$ dla $r = r_{i+1}$ jest $\sigma_r = -p_{i+1}$,

otrzymano wielkości stałych A i B :

$$A = \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2}, \quad (5.11)$$

$$B = \frac{(p_{i+1} - p_i) r_i^2 r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2}, \quad (5.12)$$

co doprowadziło do określenia, na podstawie (5.9) i (5.10), wielkości naprężeń σ_r^i oraz σ_{φ}^i w i -tej warstwie:

$$\sigma_r^i = \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} - \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{r^2 (r_{i+1}^2 - r_i^2)}. \quad (5.13)$$

$$\sigma_{\varphi}^i = \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} + \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{r^2 (r_{i+1}^2 - r_i^2)}, \quad (5.14)$$

Korzystając ze związku (5.5) określono wielkość przemieszczeń u_r^i w kierunku promieniowym i -tej warstwy:

$$u_r^i = \frac{p_i r_i^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_{i+1}^2 (1 + \nu_b^i)] - p_{i+1} r_{i+1}^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_i^2 (1 + \nu_b^i)]}{(r_{i+1}^2 - r_i^2) E_b^i r}. \quad (5.15)$$

W przypadku warstwy wewnętrznej (pierwszej na rys.5.1) ciśnienie działa tylko z jednej strony ($p_i = p_1 = 0$). Wzory (5.11) ÷ (5.15) ulegną częściowej zmianie. Stałe A i B przyjmą postać:

$$A = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2}, \quad (5.16)$$

$$B = \frac{p_{i+1} r_i^2 r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2}. \quad (5.17)$$

Naprężenia promieniowe σ_r^1 oraz obwodowe σ_{φ}^1 wyniosą więc:

$$\sigma_r^1 = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} \left(1 - \frac{r_i^2}{r^2}\right), \quad (5.18)$$

$$\sigma_\varphi^1 = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2}\right), \quad (5.19)$$

oraz przemieszczenia u_r^1 w kierunku promieniowym:

$$u_r^1 = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_i^2 (1 + \nu_b^i)]}{(r_{i+1}^2 - r_i^2) E_b^i r}. \quad (5.20)$$

Przedstawione we wzorach (5.13) ÷ (5.15) rozwiązanie jest szczególnym rozwiązaniem zagadnienia Lamé'go dla rury grubościenniej nieskończenie długiej [9,101]. Podobne podejście do problemu można również znaleźć w pracy Amina [7] dotyczącej stanu naprężeń i odkształceń w zbiornikach ciśnieniowych reaktorów jądrowych.

5.1.3. Zadanie 2

W zadaniu drugim zajęto się określeniem oddziaływania siły ściskającej P w nieskrępowanym poprzecznie elemencie na wielkość naprężeń oraz odkształceń dla poszczególnych warstw przekroju. Założono, że wartości naprężeń radialnych σ_r oraz obwodowych σ_φ są równe zero. Wartość siły P_i dla poszczególnych warstw, zależnie od cech materiałowych oraz przekroju poprzecznego, przy założeniu jednakowych odkształceń podłużnych, rozkłada się w postaci:

$$P_i = \frac{A_i E_b^i}{\sum_{k=1}^{k=n} A_k E_b^k} P. \quad (5.21)$$

Korzystając z warunków:

$$\varepsilon_\varphi = \frac{u}{r} = -\frac{\nu_b^i}{E_b^i} \sigma_z^i, \quad (5.22)$$

oraz

$$\sigma_z^i = -\frac{P_i}{\pi (r_{i+1}^2 - r_i^2)}, \quad (5.23)$$

określono wartość przemieszczenia radialnego u_r^i :

$$u_r^i = \frac{\nu_b^i r P_i}{\pi E_b^i (r_{i+1}^2 - r_i^2)}. \quad (5.24)$$

5.1.4. Superpozycja rozwiązań

Superpozycja obu rozwiązań daje pełny obraz stanu naprężeń i odkształceń w uzwojonym i uwarstwionym elemencie pierścieniowym obciążonym siłą ściskającą P . Otrzymano wielkości naprężeń dla poszczególnych warstw:

$$\sigma_r^i = \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} - \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{r^2 (r_{i+1}^2 - r_i^2)}. \quad (5.25)$$

$$\sigma_\varphi^i = \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} + \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{r^2 (r_{i+1}^2 - r_i^2)}, \quad (5.26)$$

$$\sigma_z^i = -\frac{P_i}{\pi (r_{i+1}^2 - r_i^2)}, \quad (5.27)$$

a także wielkość odkształceń promieniowych u_r^i :

$$u_r^i = \frac{\nu_b^i r P_i}{\pi E_b^i (r_{i+1}^2 - r_i^2)} + \frac{p_i r_i^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_{i+1}^2 (1 + \nu_b^i)] - p_{i+1} r_{i+1}^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_i^2 (1 + \nu_b^i)]}{(r_{i+1}^2 - r_i^2) E_b^i r}. \quad (5.28)$$

Dla warstwy wewnętrznej będzie natomiast:

$$\sigma_r^i = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} \left(1 - \frac{r_i^2}{r^2}\right), \quad (5.29)$$

$$\sigma_\varphi^i = -\frac{p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2}\right), \quad (5.30)$$

$$\sigma_z^i = -\frac{P_i}{\pi (r_{i+1}^2 - r_i^2)}, \quad (5.31)$$

$$u_r^i = \frac{\nu_b^i r P_i}{\pi E_b^i (r_{i+1}^2 - r_i^2)} - \frac{p_{i+1} r_{i+1}^2 [r^2 (1 - \nu_b^i) + r_i^2 (1 + \nu_b^i)]}{(r_{i+1}^2 - r_i^2) E_b^i r}. \quad (5.32)$$

Aby móc rozwiązać postawione zadanie istnieje potrzeba określenia wartości poszczególnych ciśnień na stykach warstw. Skorzystano z warunku, że przemieszczenia radialne u_r^i na stykach warstw będą jednakowe:

$$u_r^i(r = r_{i+1}) = u_r^{i+1}(r = r_{i+1}). \quad (5.33)$$

Po podstawieniu (5.28) otrzymano równanie:

$$\frac{\nu_b^i r_{i+1} P_i}{\pi E_b^i (r_{i+1}^2 - r_i^2)} + \frac{p_i r_i^2 [r_{i+1}^2 (1 - \nu_b^i) + r_{i+1}^2 (1 + \nu_b^i)] - p_{i+1} r_{i+1}^2 [r_{i+1}^2 (1 - \nu_b^i) + r_i^2 (1 + \nu_b^i)]}{(r_{i+1}^2 - r_i^2) E_b^i r_{i+1}} =$$

$$\frac{\nu_b^{i+1} r_{i+1} P_{i+1}}{\pi E_b^{i+1} (r_{i+2}^2 - r_{i+1}^2)} + \frac{p_{i+1} r_{i+1}^2 [r_{i+1}^2 (1 - \nu_b^{i+1}) + r_{i+2}^2 (1 + \nu_b^{i+1})] - p_{i+2} r_{i+2}^2 [r_{i+1}^2 (1 - \nu_b^{i+1}) + r_{i+1}^2 (1 + \nu_b^{i+1})]}{(r_{i+2}^2 - r_{i+1}^2) E_b^{i+1} r_{i+1}} \quad (5.34)$$

Podstawiając stałe oraz wykorzystując warunek (5.21) można równanie (5.34) uprościć do:

$$\alpha_1 P + \alpha_2 p_i + \alpha_3 p_{i+1} = \alpha_4 P + \alpha_5 p_{i+1} + \alpha_6 p_{i+2} \quad (5.35)$$

Wykonując podobne działania dla styków poszczególnych warstw, pamiętając, że dla warstwy wewnętrznej ciśnienie $p_i = p_1 = 0$ oraz na styku warstwy betonu ze stalą (uzwojenie) przemieszczenie radialne u_r^a wynosi:

$$u_r^a = \frac{p_a r_a^2 c_u}{E_a f_u}, \quad (5.36)$$

otrzymano układ n równań z n niewiadomymi, gdzie n oznacza liczbę warstw:

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & & & & \\ M_{21} & M_{22} & M_{23} & & & 0 \\ & M_{32} & M_{33} & M_{34} & & \\ & & & \dots & & \\ & & & M_{ii-1} & M_{ii} & M_{ii+1} \\ & 0 & & & & \dots \\ & & & & M_{nn-1} & M_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p_2 \\ p_3 \\ p_4 \\ \dots \\ p_{i+1} \\ \dots \\ p_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{11} \\ N_{21} \\ N_{31} \\ \dots \\ N_{i1} \\ \dots \\ N_{n1} \end{bmatrix} \cdot P. \quad (5.37)$$

Współczynniki M_{ij} (tworzą macierz pasmową) oraz N_{il} oznaczają stałe materiałowe.

Przykładowo dla trzech warstw układ równań będzie wyglądał następująco:

$$\begin{bmatrix} -(\alpha_2 + \alpha_5) & \alpha_4 & 0 \\ \beta_3 & -(\beta_2 + \beta_6) & \beta_5 \\ 0 & \gamma_3 & -(\gamma_2 + \gamma_4) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p_2 \\ p_3 \\ p_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_3 - \alpha_1 \\ \beta_4 - \beta_1 \\ \gamma_1 \end{bmatrix} \cdot P, \quad (5.38)$$

przy czym:

$$\alpha_1 = \frac{\nu_b^1 r_2 A_1}{\pi (r_2^2 - r_1^2) (A_1 E_b^1 + A_2 E_b^2 + A_3 E_b^3)}, \quad (5.39)$$

$$\alpha_2 = \frac{r_2 \left[r_2^2 (1 - \nu_b^1) + r_1^2 (1 + \nu_b^1) \right]}{E_1^\perp (r_2^2 - r_1^2)}, \quad (5.40)$$

$$\alpha_3 = \frac{\nu_b^2 r_2 A_2}{\pi (r_3^2 - r_2^2) (A_1 E_b^1 + A_2 E_b^2 + A_3 E_b^3)}, \quad (5.41)$$

$$\alpha_4 = \frac{r_3^2 \left[r_2^2 (1 - \nu_b^2) + r_2^2 (1 + \nu_b^2) \right]}{E_b^2 r_2 (r_3^2 - r_2^2)}, \quad (5.42)$$

$$\alpha_5 = \frac{r_2 \left[r_2^2 (1 - \nu_b^2) + r_3^2 (1 + \nu_b^2) \right]}{E_b^2 (r_3^2 - r_2^2)}, \quad (5.43)$$

$$\beta_1 = \frac{\nu_b^2 r_3 A_2}{\pi (r_3^2 - r_2^2) (A_1 E_b^1 + A_2 E_b^2 + A_3 E_b^3)}, \quad (5.44)$$

$$\beta_2 = \frac{r_3 \left[r_3^2 (1 - \nu_b^2) + r_2^2 (1 + \nu_b^2) \right]}{E_b^2 (r_3^2 - r_2^2)}, \quad (5.45)$$

$$\beta_3 = \frac{r_2^2 \left[r_3^2 (1 - \nu_b^2) + r_3^2 (1 + \nu_b^2) \right]}{E_b^2 r_3 (r_3^2 - r_2^2)}, \quad (5.46)$$

$$\beta_4 = \frac{\nu_b^3 r_3 A_3}{\pi (r_4^2 - r_3^2) (A_1 E_b^1 + A_2 E_b^2 + A_3 E_b^3)}, \quad (5.47)$$

$$\beta_5 = \frac{r_4^2 \left[r_3^2 (1 - \nu_b^3) + r_3^2 (1 + \nu_b^3) \right]}{E_b^3 r_3 (r_4^2 - r_3^2)}, \quad (5.48)$$

$$\beta_6 = \frac{r_3 \left[r_3^2 (1 - \nu_b^3) + r_4^2 (1 + \nu_b^3) \right]}{E_b^3 (r_4^2 - r_3^2)}, \quad (5.49)$$

$$\gamma_1 = \frac{\nu_b^3 r_4 A_3}{\pi (r_4^2 - r_3^2) (A_1 E_b^1 + A_2 E_b^2 + A_3 E_b^3)}, \quad (5.50)$$

$$\gamma_2 = \frac{r_4 \left[r_4^2 (1 - \nu_b^3) + r_3^2 (1 + \nu_b^3) \right]}{E_b^3 (r_4^2 - r_3^2)}, \quad (5.51)$$

$$\gamma_3 = \frac{r_3^2 [r_4^2 (1 - \nu_b^3) + r_4^2 (1 + \nu_b^3)]}{E_b^3 r_4 (r_4^2 - r_3^2)}, \quad (5.52)$$

$$\gamma_4 = \frac{r_4^2 c_u}{E_a f_u}. \quad (5.53)$$

Po rozwiązaniu układu równań (5.38) otrzymano zależności:

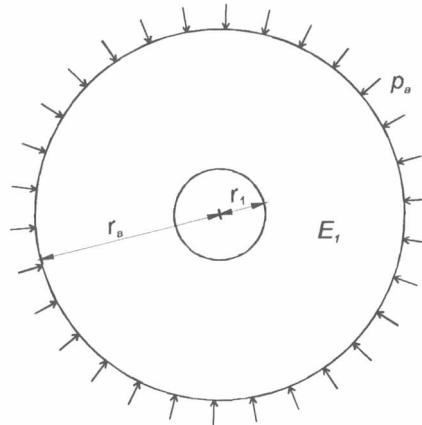
$$p_a = - \frac{\{(\alpha_2 + \alpha_5)[(\beta_2 + \beta_6)\gamma_1 + (\beta_1 - \beta_4)\gamma_3] + \beta_3[(\alpha_1 - \alpha_3)\gamma_3 - \alpha_4\gamma_1]\} \cdot P}{(\alpha_2 + \alpha_5)[\gamma_3\beta_5 - (\beta_2 + \beta_6)(\gamma_2 + \gamma_4)] + \alpha_4\beta_3(\gamma_2 + \gamma_4)} = \xi \cdot P, \quad (5.54)$$

$$p_2 = - \frac{\{[\beta_5\gamma_3 - (\beta_2 + \beta_6)(\gamma_2 + \gamma_4)] \cdot \xi - (\beta_2 + \beta_6)\gamma_1 + (\beta_4 - \beta_1)\gamma_3\} \cdot P}{\beta_3\gamma_3}, \quad (5.55)$$

$$p_3 = \frac{[(\gamma_2 + \gamma_4) \cdot \xi - \gamma_1] \cdot P}{\gamma_3}. \quad (5.56)$$

Jak widać w przypadku przekroju uwarstwionego rozwiązanie jest dość skomplikowane. Problemem jest tu również znajomość wartości cech fizycznych i mechanicznych dla poszczególnych warstw. Istnieją tylko nieliczne próby określenia tych cech [1,3,4,8,16,18,19], jednak dotyczą one najczęściej warstw zewnętrznych.

W przypadku elementów wibrowanych przyjmuje się, że beton ma strukturę jednorodną [29]. Przy takim założeniu można przyjąć, że mamy do czynienia z elementem jednowarstwowym (rys.5.3).



Rys.5.3. Schemat przekroju jednowarstwowego

Wzory na naprężenia oraz odkształcenia będą identyczne ze wzorami (5.29) ÷ (5.32) jak dla warstwy wewnętrznej, przy założeniu jednowarstwowości przekroju. Zakładając, że odkształcenia promieniowe betonu (5.32) i stali (5.36) na styku warstw są jednakowe:

$$\frac{\nu_b^1 r_a P}{\pi E_b^1 (r_a^2 - r_1^2)} - \frac{p_a r_a^2 [r_a^2 (1 - \nu_b^1) + r_1^2 (1 + \nu_b^1)]}{(r_a^2 - r_1^2) E_b^1 r_a} = \frac{p_a r_a^2 c_u}{E_a f_u}, \quad (5.57)$$

otrzymano wielkość ciśnienia p_a na styku warstw:

$$p_a = \frac{\nu_b^1 E_a f_u P}{\pi \left\{ E_b^1 r_a c_u (r_a^2 - r_1^2) + E_a f_u [r_a^2 (1 - \nu_b^1) + r_1^2 (1 + \nu_b^1)] \right\}}. \quad (5.58)$$

Warunkiem sprawdzającym poprawność rozwiązania jest porównanie go z rozwiązaniem literaturowym dla słupa pełnego ($r_1 = 0$). Daje to wielkości naprężeń równe:

$$\sigma_r^1 = \sigma_\varphi^1 = p_a, \quad (5.59)$$

$$\sigma_z^1 = \frac{P}{\pi r_a^2}. \quad (5.60)$$

Natomiast ciśnienie p_a wynosi:

$$p_a = \frac{\nu_b^1 E_a f_u P}{\pi r_a^2 [E_b^1 r_a c_u + E_a f_u (1 - \nu_b^1)]}. \quad (5.61)$$

Wzór (5.61) jest zgodny ze wzorem dla uzwojonych słupów pełnych proponowanym m.in. przez Olszaka [62], Kaufmana i innych [63] oraz Suwalskiego ze współautorami [92].

5.2. Nośność ściskanych osiowo pierścieniowych słupów uzwojonych

5.2.1. Wpływ uzwojenia na nośność elementu

Zastosowanie spirali uzwajającej wywołuje w rdzeniu słupa powstanie trójosiowego stanu naprężeń ściskających. W przypadku słupów pełnych występował szczególny przypadek stanu naprężeń ściskających: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ($\sigma_z > \sigma_\varphi = \sigma_r$). Dla słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym sytuacja jest bardziej ogólna: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ($\sigma_z > \sigma_\varphi > \sigma_r$).

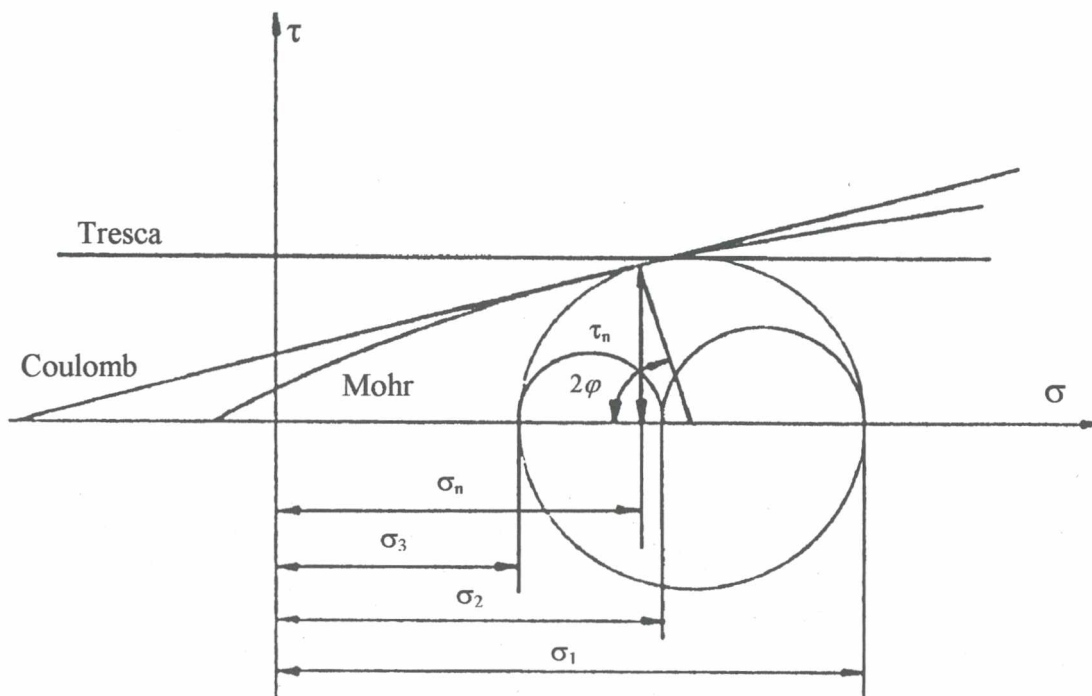
Większość omówionych w literaturze przez m.in. Biliszczuka [11], Eibla i Iványiego [21], Godyckiego - Ćwirko [23,24] czy Wojewódzkiego i innych [103] hipotez wytrzymałościowych nie znalazła szerszego praktycznego zastosowania. Posługiwanie się wyidealizowanym modelem odbiegającym od rzeczywistego materiału, trudność eksperymentalnej weryfikacji założeń powoduje, że nie ma możliwości znalezienia jednej ścisłej, ogólnie ważnej teorii. Idealem byłoby, gdyby teoria wytrzymałości była determinowana równaniem zawierającym minimalną liczbę stałych materiałowych, które można wyznaczyć z prostych badań eksperymentalnych.

W konstrukcjach z betonu, wg Godyckiego - Ćwirko [23], dużą rolę odgrywa hipoteza największego naprężenia stycznego Mohra [23]. Nie należy oczywiście przy stosowaniu tej teorii zapominać, że nie uwzględnia ona wszystkich parametrów, m.in. wpływu średniego naprężenia głównego.

Według hipotezy największego naprężenia stycznego zniszczenie materiału nastąpi, gdy naprężenia styczne osiągną wartość krytyczną, co daje warunek graniczny w postaci:

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \leq \tau_{kr} \quad (5.62)$$

Mohr w odróżnieniu od Coulomba (prostoliniowy związek pomiędzy τ_n a σ) oraz Tresci ($\tau_n = \text{const.}$) uzależnił graniczną wartość naprężeń stycznych od naprężeń normalnych uzyskując krzywoliniowy przebieg $\tau_n(\sigma)$, (rys.5.4).

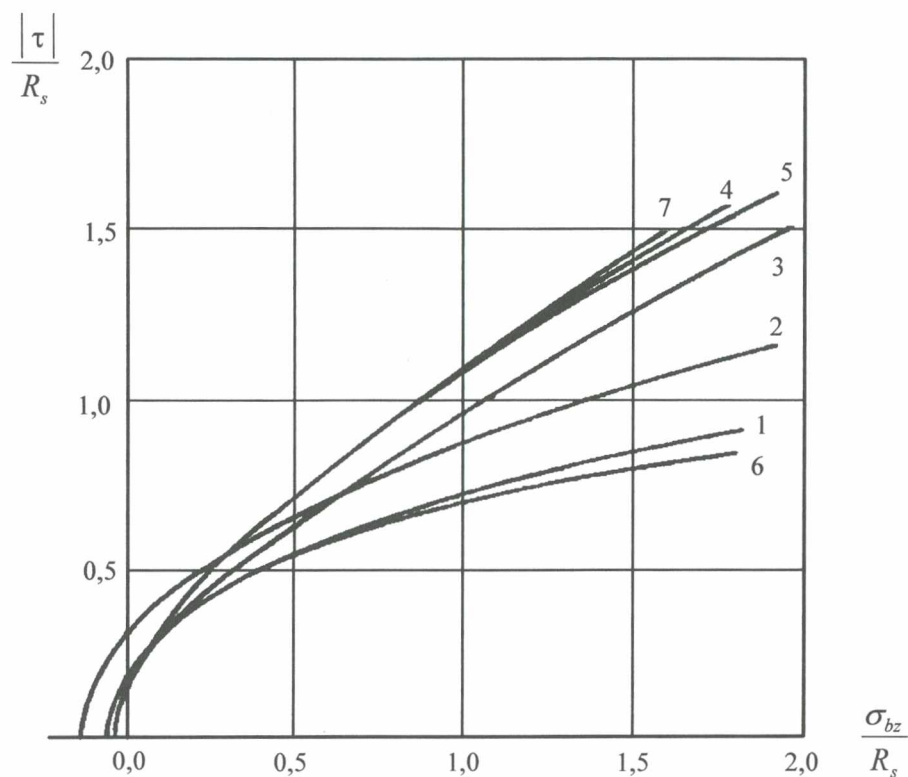


Rys.5.4. Graficzne przedstawienie hipotezy największego naprężenia stycznego [53]

Określenie krzywej granicznej Mohra wymaga uprzedniego eksperymentalnego wyznaczenia granicznych kół naprężeń z kilku badań, takich jak jednoosiowe ściskanie, rozciąganie, itp. Mohr nie sprecyzował analitycznie kształtu krzywej. Nie ma jedynej, słusznej dla wszystkich stanów naprężeń, krzywej granicznej, lecz istnieje cała rodzina tych krzywych zawarta w pewnym obszarze [23].

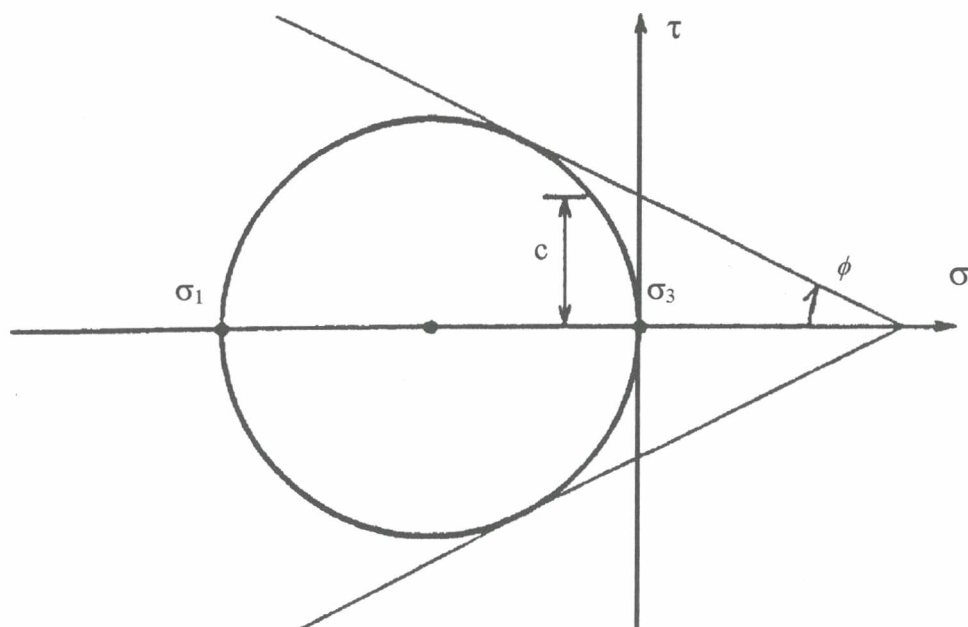
Obwiednie graniczne kół naprężeń Mohra można więc analitycznie interpretować różnymi krzywymi, co znacznie rozszerza możliwości tej teorii. Na podstawie pracy Olszaka [62], na rys.5.5 przedstawiono różne krzywe graniczne otrzymane z badań doświadczalnych.

W tym stanie rzeczy można, bez większego błędu, przyjąć krzywą graniczną jako linię prostą styczną do granicznych kół naprężeń rozciągającego i ściskającego. Kąt nachylenia linii stycznej odpowiada kątowi tarcia wewnętrznego betonu ϕ (rys.5.6).



Rys.5.5. Obwiednie kół naprężeń Mohra wg [62] otrzymane na podstawie badań doświadczalnych:

- 1 - L.Vandepierre (1926) beton uzwojony,
- 2 - W.Gehler (1922) przypadek szczególny,
- 3 - M.Roš, A.Eichinger (1928) zaczyn, parcie boczne hydrauliczne,
- 4 - M.Roš, A.Eichinger (1928) zaczyn, parcie boczne hydrauliczne,
- 5 - M.Roš, A.Eichinger (1928) zaczyn, parcie boczne hydrauliczne,
- 6 - L.Baes, L.Vandepierre (1930) beton uzwojony,
- 7 - A.Caquot, L.P.Brice (1930) beton, parcie boczne hydrauliczne



Rys.5.6. Aproksymacja krzywej granicznej Mohra [16]

Kąt tarcia wewnętrznego betonu ϕ nie jest wartością stałą i jest zależny od cech materiałowych oraz stanu panujących w materiale naprężeń. Zmianę wartości kąta ϕ dla betonu w zależności od przeprowadzonych badań zamieszczono w tab.5.1.

Tab.5.1

Lp	Autor	Wartość kąta ϕ
1	Luong [50]	$25^\circ \div 30^\circ$
2	de Borst [16]	$30^\circ \div 40^\circ$
3	Lenkiewicz, Poznański, Suwalski [92]	37°
4	Herrmann, Poliakov, Tzschichholz [26]	40°
5	Kleinlogel [59]	41°
6	Rossi [87]	45°

Współczynnik c nazywa się kohezją i określa wzorem:

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \cdot R_s, \quad (5.63)$$

Hipotezę Mohra dla trójosiowego stanu naprężeń, przy założeniu, że obwiednię kół granicznych zamieni się na linie proste, można przedstawić graficznie w postaci piramidy sześciobocznej (rys.5.7). Równania dla każdej z sześciu płaszczyzn granicznych w przestrzeni można zapisać wg de Borsta [16] w postaci analitycznej:

$$\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64a)$$

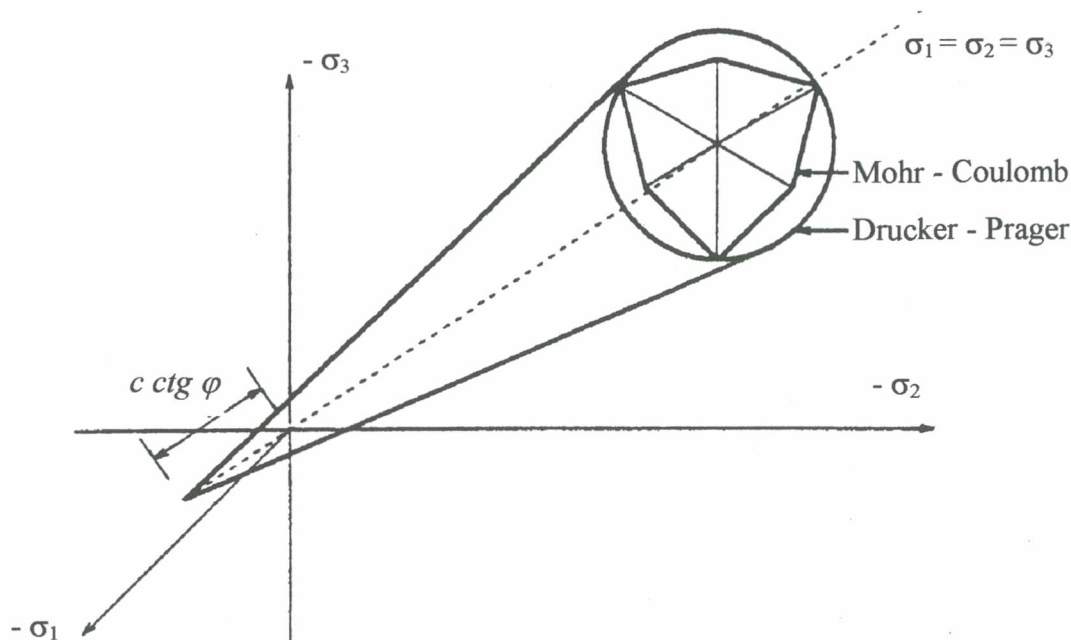
$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64b)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64c)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64d)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64e)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2) \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0, \quad (5.64f)$$



Rys.5.7. Graficzne przedstawienie hipotezy Mohra w trójosiowym stanie naprężeń [16]

Gładką aproksymacją powierzchni Mohra - Coulomba jest warunek Druckera - Pragera (rys.5.7). W przypadku trójwymiarowym ma on następującą postać [103]:

$$A(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) + C(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) + 2a\sigma_0(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - \sigma_0^2 = 0, \quad (5.65)$$

gdzie:

$$A = \frac{2}{3}(b^2 - 3a^2), \quad (5.66a)$$

$$C = -2\left(a^2 + \frac{1}{3}b^2\right), \quad (5.66b)$$

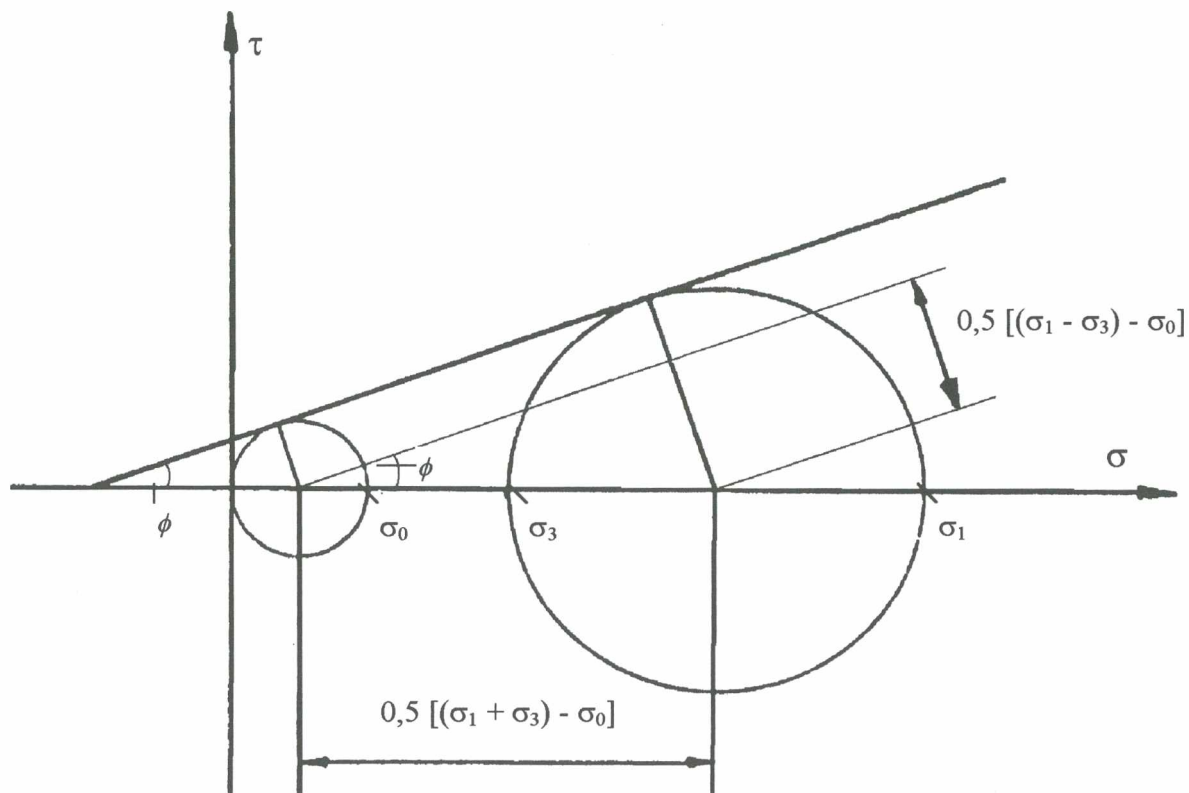
$$a = \frac{1 - \alpha}{\alpha}, \quad (5.66c)$$

$$b = \frac{\sqrt{3}(1 - 2\alpha)}{\sqrt{2}\alpha}, \quad (5.66d)$$

α - stosunek wytrzymałości betonu w próbie dwuosiowego ściskania do wytrzymałości betonu w próbie jednoosiowego ściskania.

Powyższy warunek jest zadowalająco zgodny z wynikami badań doświadczalnych tylko w obszarze dwuosiowego ściskania dla płaskiego stanu naprężenia [103].

Menne [53] analizując aproksymację krzywej granicznej prostą wyprowadził zależność pomiędzy naprężeniami głównymi (rys.5.8).



Rys.5.8. Aproxymacja krzywej granicznej Mohra - prostą wg Menne'go [53]

Z rys.5.8 wynika, że:

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_0}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_0}{2}} \quad (5.67)$$

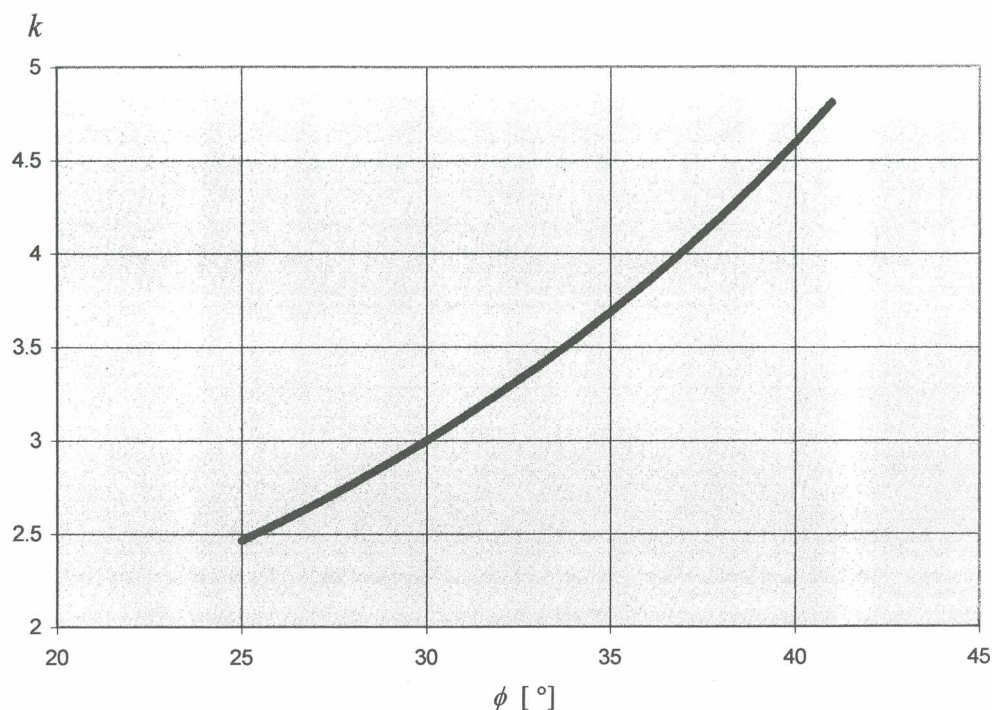
Po przekształceniu, równanie (5.67) można zapisać następująco:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 = \sigma_0 + \operatorname{tg}^2(45^\circ + 0,5\phi) \sigma_3 \quad (5.68)$$

Przyjmując jedną z określonych przez badaczy wartość kąta ϕ (Tab.5.1) jako stałą otrzymamy równanie liniowe:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + k \sigma_3 \quad (5.69)$$

Identyczne równanie otrzymuje się przekształcając odpowiednio wzór (5.64a). Na rys.5.9 przedstawiono zależność współczynnika k od wartości kąta tarcia wewnętrznego betonu ϕ . Wartości k obliczono w oparciu o wzór (5.69), natomiast przedział zmienności ϕ przyjęto zgodnie z tab.5.1.



Rys.5.9. Zależność pomiędzy współczynnikiem k a wartością kąta tarcia wewnętrznego betonu ϕ

W tab.5.2 zaczerpniętej z [59] przedstawiono propozycje różnych autorów odnośnie wartości współczynnika k . Wartość k określono na podstawie badań eksperymentalnych dotyczących wytrzymałości betonu pracującego w trójosiowym, obrotowo - symetrycznym stanie naprężeń ściskających.

Tab.5.2

Lp.	Autorzy	Rok	Wytrzymałość jednoosiowa R_s [MPa]	Naprężenia prostopadłe $p=\sigma_2=\sigma_3$ [MPa]	Wartość współczynnika k
1	Richart F. E., Brandzaeg A., Brown R. L.	1928	7,4 ÷ 25,8	≤ 30,0	4,1
2	Bellamy C. J.	1961	-	8,4 ÷ 42,2	2,82 ÷ 3,80
3	Feeser L. J., Chinn J.	1962	36,8	10,8 ÷ 43,0	3,818
4	Ti Huang	1964	-	-	4,0
5	Suwalski L. i inni	1964	-	-	4,0
6	Chinn J., Zimmerman R. M.	1965	30,0 ÷ 70,0	≤ 500,0	3,0 ÷ 6,0
7	Ben Zvi E., Muller G., Rosenthal J.	1966	-	-	2,0 ÷ 6,0
8	Martin C. W.	1968	36,6 ÷ 47,3	8,0 ÷ 17,8	4,0
9	Hannat D. J., Frederick C. O.	1968	-	≤ 5,5 R_s	4,0
10	Hobbs D. W.	1971	15,0 ÷ 57,5	≤ 25,0	4,6 ± 0,1
11	Burdette E. G., Hilsdorf H. K.	1971	25,4 ÷ 31,6	30,6 ÷ 170,0	3,5
12	Michajłow W. W.	1971	-	-	4,0
13	Müller K.F.	1975	7,4 ÷ 70,0	≤ 500,0	$6,5e^{-0,125 p^{0,25}}$
14	Menne B.	1977	-	≤ R_s	4,6
15	Steckiewicz R., Sobolewski J.	1979	5,5	≤ 2,0	5,4 ÷ 7,0
16	Nowakowski A. B.	1983	19,1 ÷ 27,8	3,5 ÷ 6,2	4,0 ÷ 6,2

Przyrost nośności słupa ΔP osiągnięty na skutek oddziaływania ciśnienia bocznego p_a określono całkując różnicę naprężeń $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_0$:

$$\Delta P = \int_A \Delta\sigma dA = \sum_{i=1}^{i=n} \int_{A_i} k_i \sigma_3^i dA_i = \sum_{i=1}^{i=n} \int_0^{2\pi} \int_{r_i}^{r_{i+1}} k_i \sigma_3^i r dr d\varphi = 2\pi \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \int_{r_i}^{r_{i+1}} k_i \sigma_3^i r dr. \quad (5.70)$$

Podstawiając do równania (5.70) wielkość (5.25) otrzymano ostatecznie wzór na przyrost nośności słupa:

$$\Delta P = 2\pi \sum_{i=1}^{i=n} k_i \left[\frac{1}{2} \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} (r_{i+1}^2 - r_i^2) + \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{(r_{i+1}^2 - r_i^2)} \ln\left(\frac{r_i}{r_{i+1}}\right) \right]. \quad (5.71)$$

Dla przekroju jednowarstwowego (elementy wibrowane) wzór (5.71) ulega uproszczeniom:

$$\Delta P = -2\pi k \frac{p_a r_a^2}{r_a^2 - r_1^2} \left[r_1^2 \ln\left(\frac{r_1}{r_a}\right) + \frac{1}{2} (r_a^2 - r_1^2) \right]. \quad (5.72)$$

Podstawiając naprężenia p_a obliczone z uwzględnieniem naprężeń w stali uznawającej σ_{au} według wzoru:

$$p_a = \frac{f_u \sigma_{au}}{r_a c_u}, \quad (5.73)$$

oraz przyjmując, że:

$$\xi_a = \frac{r_1}{r_a}, \quad (5.74)$$

otrzymano

$$\Delta P = -\frac{1}{1 - \xi_a^2} \left[\xi_a^2 \ln \xi_a + \frac{1}{2} (1 - \xi_a^2) \right] k F_u \sigma_{au}. \quad (5.75)$$

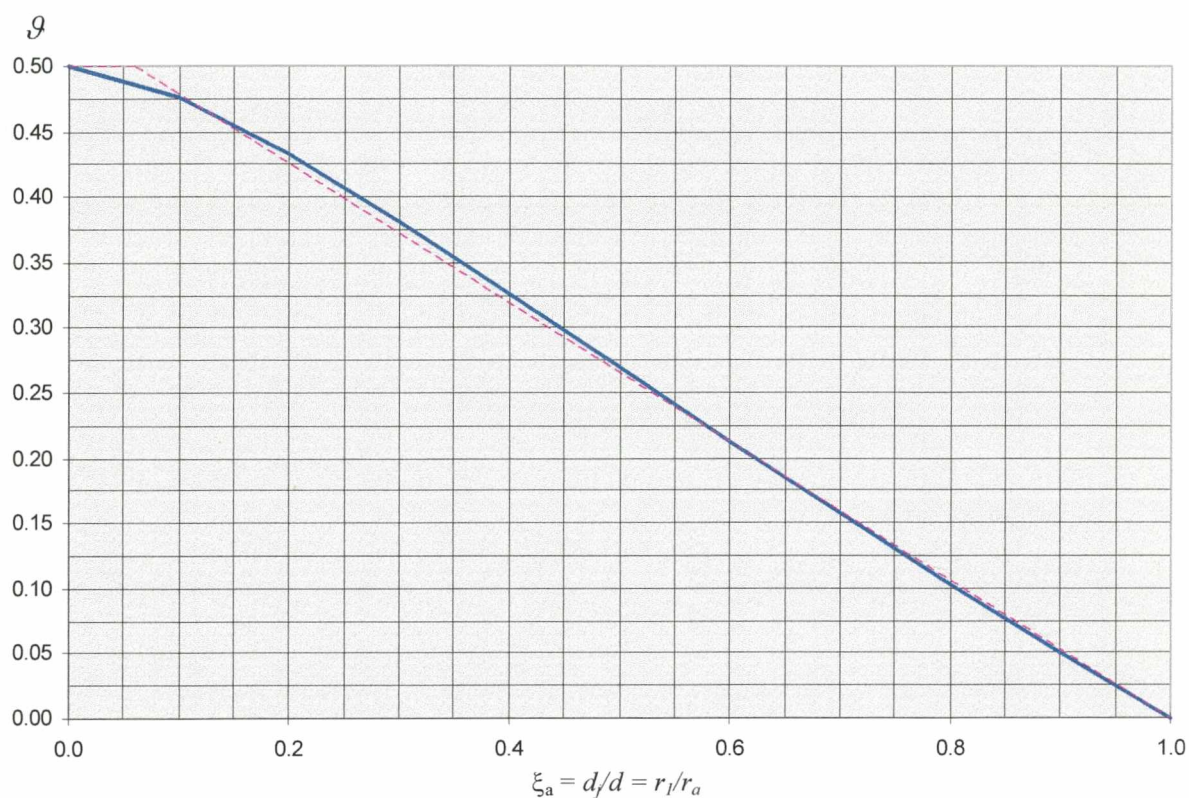
Wprowadzając współczynnik

$$\mathcal{G} = \frac{1}{1 - \xi_a^2} \left[\xi_a^2 \ln \xi_a + \frac{1}{2} (1 - \xi_a^2) \right], \quad (5.76)$$

można ostatecznie zapisać wzór na przyrost nośności słupa spowodowany zastosowaniem spirali uznawającej w postaci:

$$\Delta P = -\mathcal{G} k F_u \sigma_{au}. \quad (5.77)$$

Na rys.5.10 przedstawiono (linia ciągła) zależność pomiędzy współczynnikiem $\mathcal{G}$ a współczynnikiem wydrążenia przekroju ξ_a . Linia przerywaną zaznaczono ewentualną aproksymację wykresu $\mathcal{G} - \xi_a$ odcinkami prostymi.



Rys.5.10. Zależność pomiędzy współczynnikiem $\mathcal{G}$ a współczynnikiem wydrążenia przekroju ξ_a .

Dla przekroju pełnego ($r_l \rightarrow 0$) jest natomiast:

$$\Delta P = -\frac{1}{2} k F_u \sigma_{au}. \quad (5.78)$$

Wzór (5.78) jest zgodny z rozwiązaniem prezentowanym w literaturze [30,52,63,92,99]. Znak minus we wzorach informuje o kierunku działania siły (ściskanie).

Na podstawie badań własnych wartość współczynnika k dla elementów o przekroju pierścieniowym przedstawiono w tab.5.3. Wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń $\sigma_1 = R_{ccc}$ obliczono dzieląc średnią nośność słupa, pomniejszoną o część siły przenoszoną przez pręty podłużne, przez powierzchnię betonowego rdzenia pomniejszoną o powierzchnię przekroju poprzecznego prętów podłużnych. Naprężenia prostopadłe p_a obliczono z uwzględnieniem naprężeń w stali uzwajającej, w chwili zniszczenia elementu, równym granicy plastyczności stali uzwajającej R_{eu} według wzoru (5.73). Jako wytrzymałość jednoosiową $\sigma_0 = R_s$ przyjęto średnią wytrzymałość słupową betonu. Z powodu braku cech materiałowych poszczególnych warstw dla elementów wirowanych, przyrost naprężeń spowodowany uzwojeniem, obliczono dzieląc przyrost siły ze wzoru (5.77) dla wszystkich elementów, przez powierzchnię betonowego rdzenia pomniejszoną o powierzchnię przekroju poprzecznego prętów podłużnych. Po przekształceniach wzór na współczynnik k przyjął postać:

$$k = \frac{(R_{ccc} - R_s)}{\mu_u \vartheta R_{eu}} \quad (5.79)$$

Tab.5.3

Lp.	Symbol	F_j [m ²]	$\overline{R}_s$ [MPa]	R_{ccc} [MPa]	p_a [MPa]	k	ϕ [°]
1	S ₁₁	0,032103	40,758	55,898	4,102	5,186	42,6
2	S ₁₂	0,032103	40,716	48,909	2,319	4,965	41,7
3	S ₁₃	0,032103	41,547	46,201	1,616	4,047	37,1
4	S ₂₁	0,036835	41,506	52,487	4,102	3,430	33,3
5	S ₂₂	0,036835	40,882	50,954	2,319	5,566	44,1
6	S ₂₃	0,036835	41,049	45,760	1,616	3,735	35,3
7	S ₃₁	0,041448	41,547	59,135	4,102	4,648	40,2
8	S ₃₂	0,041448	43,874	49,213	2,319	2,647	26,8
9	S ₃₃	0,041448	42,877	45,626	1,616	1,955	18,9
10	S _{p1}	0,045996	41,880	58,053	4,102	3,825	35,8
11	S _{p2}	0,045996	45,868	51,264	2,319	2,258	22,7
12	S _{p3}	0,045996	40,882	47,102	1,616	3,735	35,3

Współczynnik k dla przebadanych słupów uzwojonych zmienia się od wartości 1,96 do 5,57. Średnia wartość współczynnika k dla pierścieniowych elementów wibrowanych wynosi 4,02. Dla uzwojonych słupów pełnych $k = 3,27$. Jak widać w tab.5.3 kąt tarcia wewnętrznego ϕ wyliczony na podstawie danych doświadczalnych ze wzoru (5.68) waha się od 18,9° do 44,1° Dla słupów pierścieniowych wartość średnia $\phi = 35,6^\circ$, natomiast dla słupów pełnych wynosi $\phi = 31,3^\circ$. Wyniki te są zgodne z wcześniej przedstawionymi w tab.5.1 wynikami literaturowymi. Trzeba również w tym momencie stwierdzić, że kąt ścięcia betonu ω podczas zniszczenia elementów wibrowanych prezentowany w tab.4.10 nie odpowiada wprost kątowi tarcia wewnętrznego betonu ϕ . Kąt ω jest większy od kąta ϕ średnio o 20,5°.

Trochę inaczej wygląda sprawa w przypadku elementów wirowanych. Przekrój takiego elementu może składać się z kilku warstw o różnych właściwościach fizycznych i mechanicznych. Taki stan powoduje występowanie dla każdej z warstw odmiennego współczynnika k . Wyniki analiz zaprezentowane w tab.5.4 rozumieć należy jako próbę uśrednienia wartości współczynnika k .

Tab.5.4

Lp	Symbol	F_j [m ²]	$\overline{R}_s^w$ [MPa]	R_{ccc} [MPa]	p_a [MPa]	k	ϕ [°]
1	SW ₁₁	0,035060	49,664	72,306	4,102	7,396	49,6
2	SW ₁₂	0,035060		68,850	2,319	11,088	56,6
3	SW ₁₃	0,024872		46,898	1,616	-	-
4	SW ₂₁	0,036835	48,249	63,857	4,102	4,938	41,5
5	SW ₂₂	0,036835		58,925	2,319	5,976	45,5
6	SW ₂₃	0,036835		54,815	1,616	5,273	42,9
7	SW ₃₁	0,039914	44,563	52,067	4,102	2,227	22,3
8	SW ₃₂	0,039914		46,002	2,319	-	-
9	SW ₃₃	0,039914		40,191	1,616	-	-

Dla przebadanych wirowanych elementów uzwojonych współczynnik k zmienia się w granicach od 1,23 do 11,09. Średnia wartość współczynnika k dla elementów wirowanych wynosi 6,15 i jest o 35 % większa od wartości dla elementów wibrowanych. Kąt tarcia wewnętrznego ϕ wyliczony jak poprzednio ze wzoru (5.68) waha się od 22,3° do 56,6° (średnia 43,1°). Średnia wartość kąta tarcia wewnętrznego ϕ jest niższa od kąta ścięcia betonu ω (tab.4.11) o średnio 7°.

Na podstawie analiz tab.5.3 i 5.4 można stwierdzić, że wartość współczynnika k dla elementów wibrowanych jest zdecydowanie niższa aniżeli dla słupów wirowanych. Podobnie jest z wartością kąta tarcia wewnętrznego betonu ϕ . Wyliczony w oparciu o wzór (5.68) kąt ϕ mieści się w granicach określonych przez innych badaczy (tab.5.1). Średnia wartość kąta ϕ jest większa od wartości kąta ścięcia betonu ω i nie można jednoznacznie utożsamiać obu kątów.

5.2.2. Wpływ wytrzymałości betonu na nośność elementu

Zasada budowy wzorów na nośność elementów uzwojonych jest dwojaka:

- wpływ uzwojenia jest traktowany jako czynnik zwiększający wytrzymałość betonu rdzenia. Wzory w tym przypadku mają przeważnie postać dwuczłonową np. [47].
- wpływ uzwojenia jest uwzględniany jako oddzielny czynnik, określający udział uzwojenia w nośności całego elementu. Wzory mają wówczas na ogół postać trójczłonową np. [59].

W przypadku rozpatrywanego przez autora zadania wpływ uzwojenia uwzględniono jako oddzielny składnik. Powoduje to, że część siły przenoszona przez jądro przekroju betonowego zostanie wyrażona wzorem:

$$N_b = R_s (F_j - F_{ac}). \quad (5.80)$$

Jako wytrzymałość słupową R_s rozumie się tu wartość otrzymaną w wyniku badania próbek kontrolnych zgodnie z punktem 4.4.1. Dla słupów wirowanych będzie to R_w .

5.2.3. Wpływ zbrojenia podłużnego na nośności elementu

W badaniach elementów uzwojonych o przekroju pierścieniowym zastosowano po trzy pręty podłużne o średnicy 12 mm, które stanowić miały jedynie stelaż do dowiązania spirali uzwojającej. Z pomiarów odkształceń stali wynika, że dla wartości obciążenia słupa bliskich obciążeniu maksymalnemu naprężenia w prętach podłużnych przekraczały granicę plastyczności. Podczas badań eksperymentalnych nie obserwowano zjawiska wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego. Występujące w niektórych elementach wyboczenie prętów następowało po zniszczeniu elementu, czyli po zerwaniu lub uplastycznieniu spirali. Można więc stwierdzić, że zbrojenie podłużne w pierścieniowych słupach uzwojonych spełnia taką samą rolę jak w słupach zwykłych, czyli przenosi część siły ściskającej o wielkości:

$$N_a = F_{ac} R_e. \quad (5.81)$$

5.2.4. Wpływ smukłości na nośność elementu

Wpływ smukłości na nośność elementu oraz sposób jej uwzględniania w obliczeniach, na podstawie informacji literaturowych, opisano w punktach 2.1 oraz 2.2. Zagadnienie to nie było przedmiotem badań, w związku z tym przyjęto elementy o smukłościach znacznie mniejszych aniżeli uznane za wielkości graniczne. Dla elementów wibrowanych i wirowanych $\lambda = l_0 / D$ wynosiło około 5,4 ($\lambda = l_0 / i = 19 \div 21$).

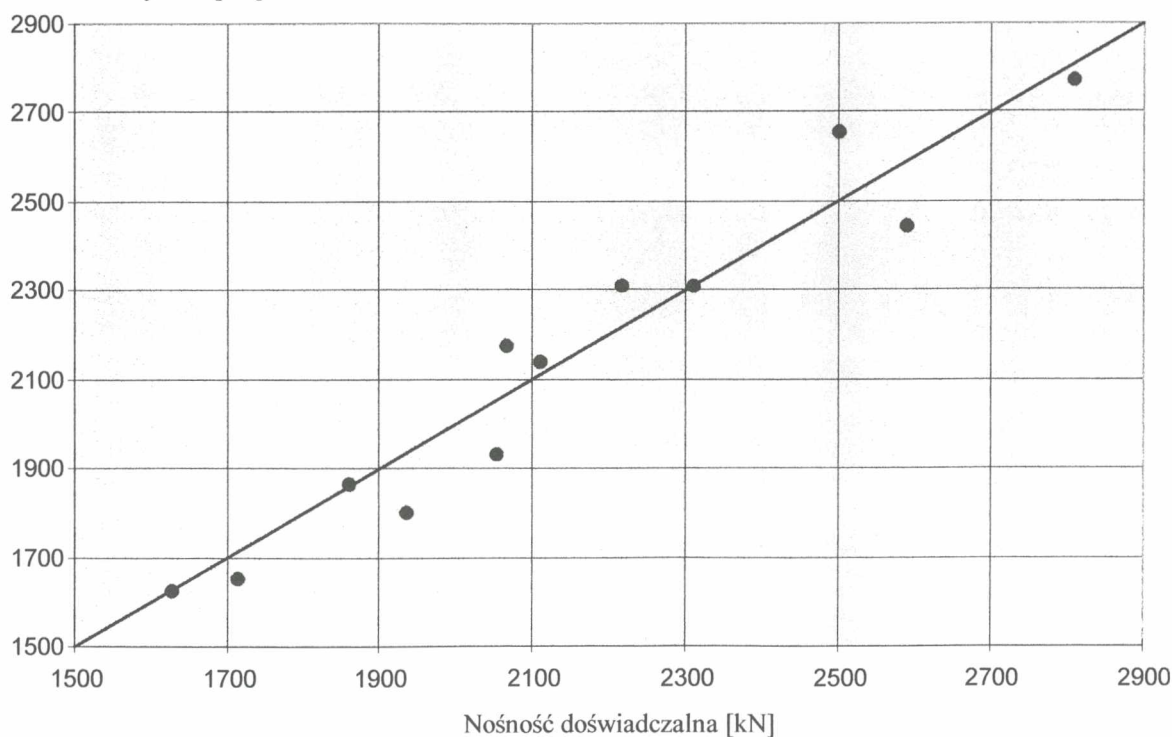
5.2.5. Propozycja wzoru określającego nośność ściskanych osiowo słupów uzwojonych o przekroju pierścieniowym

W wyniku przeprowadzonych analiz autor proponuje wzór określający nośność pierścieniowych słupów uzwojonych ściskanych osiowo w postaci:

$$N = R_s (F_j - F_{ac}) + R_e F_{ac} + k \vartheta F_u R_{eu}. \quad (5.82)$$

Współczynnik k jest wielkością doświadczalną i do obliczeń proponuje się przyjęcie średniej wartości k . Dla pierścieniowych elementów wykonanych w technologii wibrowania jest to wartość $k = 4,02$, natomiast dla słupów wirowanych $k = 6,15$. Wartości współczynnika ϑ należy obliczać według wzoru (5.76), bądź odczytywać bezpośrednio z wykresu $\vartheta - \xi_a$ (rys.5.9). Dla elementów pełnych $\vartheta = 0,5$ w związku z tym na podstawie prac [78,83] współczynnik k we wzorze (5.82) powinien osiągnąć wartość $k = 5,0$. Badania własne wykazały natomiast, że dla uzwojonych słupów pełnych średnia wartość $k = 3,27$.

Nośność teoretyczna [kN]



Rys.5.11. Porównanie średniej nośności doświadczalnej oraz obliczonej ze wzoru (5.82) dla wibrowanych uzwojonych słupów pierścieniowych i pełnych

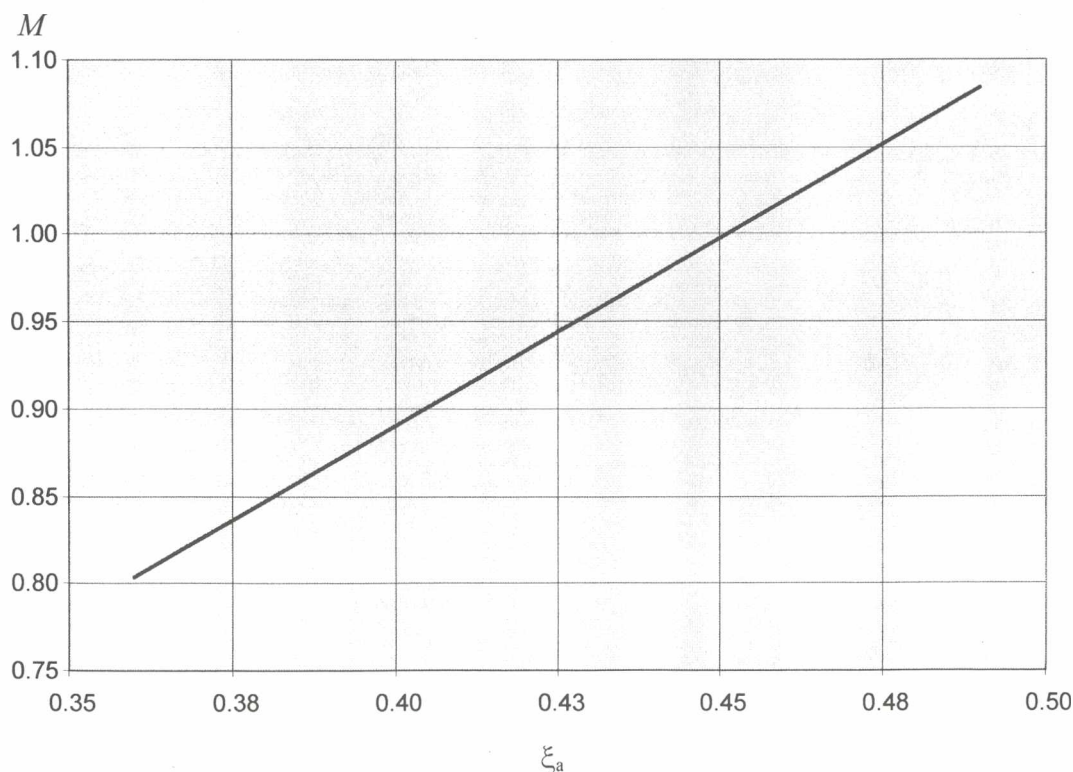
Na rys.5.11 zaprezentowano porównanie średniej nośności doświadczalnej oraz obliczonej ze wzoru (5.82) dla wibrowanych elementów pierścieniowych przyjmując średnią wartość współczynnika dla słupów pierścieniowych i pełnych $k = 3,65$. Jak widać na rys.5.11 zgodność średnich wyników doświadczalnych i teoretycznych jest dobra. Maksymalne różnice nie przekraczają 7 %.

Dla elementów uwarstwionych wzór na nośność powinien przyjąć kształt:

$$N = R_s(F_j - F_{ac}) + R_e F_{ac} + 2\pi \sum_{i=1}^{i=n} k_i \left[\frac{1}{2} \frac{p_i r_i^2 - p_{i+1} r_{i+1}^2}{r_{i+1}^2 - r_i^2} (r_{i+1}^2 - r_i^2) + \frac{(p_i - p_{i+1}) r_i^2 r_{i+1}^2}{(r_{i+1}^2 - r_i^2)} \ln\left(\frac{r_i}{r_{i+1}}\right) \right] \quad (5.83)$$

Wartości poszczególnych ciśnień na stykach warstw wyliczać należy poprzez rozwiązanie układu równań (5.37). Istnieje również potrzeba określenia wartości współczynnika k dla każdej warstwy osobno. Z powodu braku możliwości wyznaczenia cech fizycznych i mechanicznych poszczególnych warstw, zadanie dla przekroju uwarstwionego sprowadzono do zadania jednowarstwowego o średnich wartościach parametrów.

Uwarstwienie w betonie wirowanym jest cechą losową i próba opisu nośności wprost wzorem (5.82) jak dla elementów wibrowanych, będzie obarczona dużym błędem. Przyjęto, że współczynnik k dla elementów wirowanych przyjmie wartość średnią równą 6,15. Dodatkowo wprowadzono, określony na podstawie porównania wyników doświadczalnych oraz teoretycznych, współczynnik M uwzględniający różnice wynikające z zastosowanej technologii zagęszczania betonu. Współczynnik M w zależności od stopnia wydrążenia przekroju ξ_a przyjmować należy na podstawie rys.5.12.



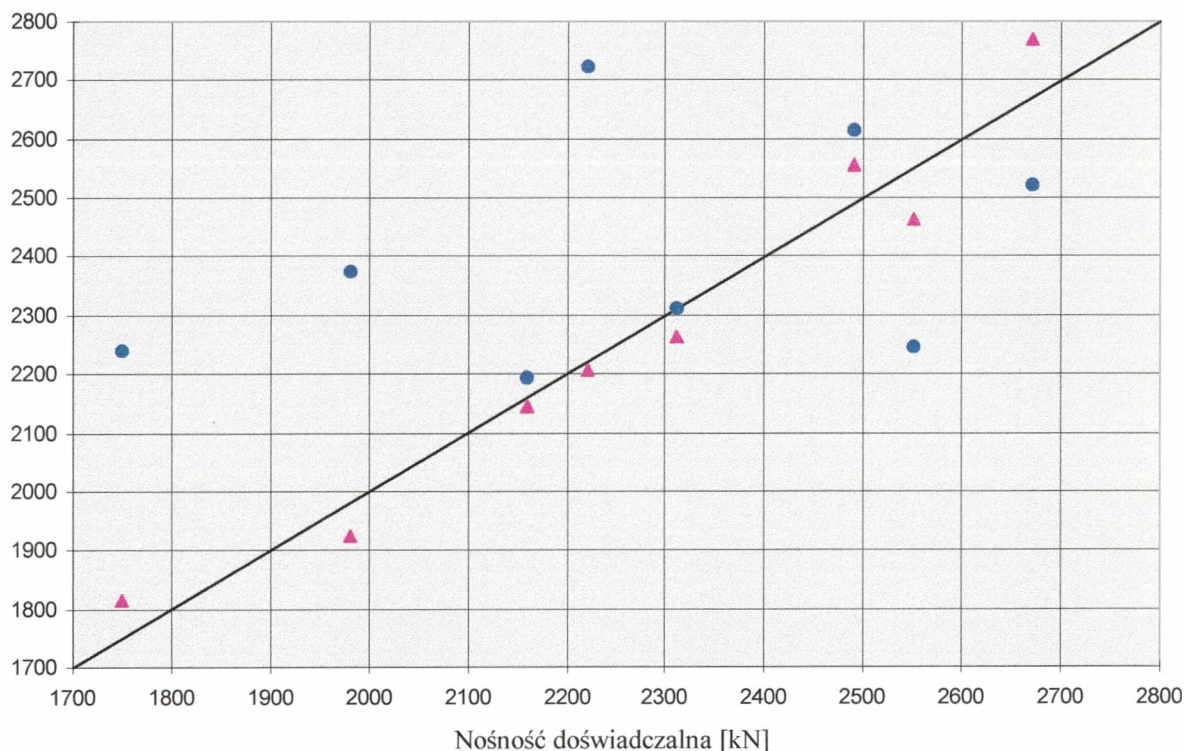
Rys.5.12. Zmienność współczynnika M w zależności od stopnia wydrążenia przekroju ξ_a

Wzór na nośność elementów wirowanych po modyfikacjach przyjmie postać:

$$N = M \left[R_s (F_j - F_{ac}) + R_e F_{ac} + k \vartheta F_u R_{eu} \right]. \quad (5.84)$$

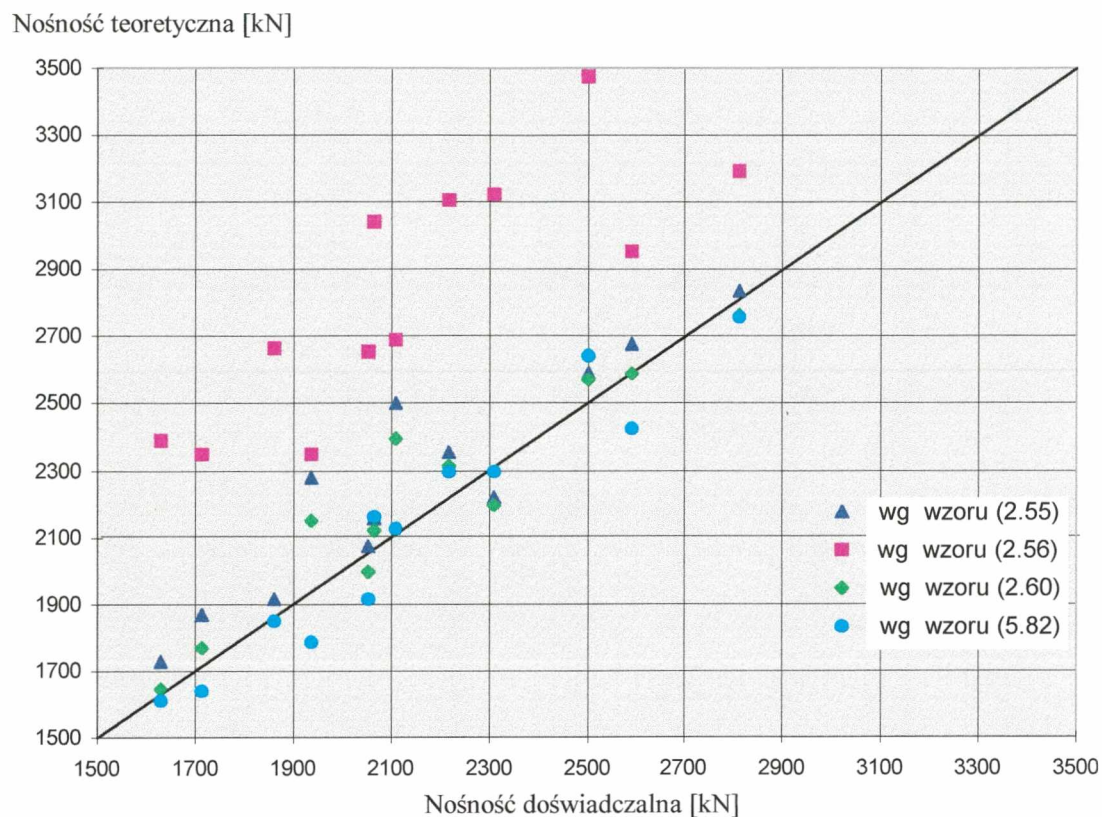
Na rys.5.13 przedstawiono porównanie średniej nośności doświadczalnej oraz obliczonej ze wzorów (5.82) przyjmując wartość $k = 6,15$ (oznaczenie kółkami) i wzoru (5.84) wprowadzając dodatkowo mnożnik M (oznaczenia trójkątami). Jak widać na rys.5.13 różnice pomiędzy wartościami doświadczalnymi a teoretycznymi bez uwzględnienia współczynnika M są znaczne i wahają się od 0,13 do 22 %. Po wprowadzeniu współczynnika M różnice nie przekraczają 3,5 %.

Nośność teoretyczna [kN]



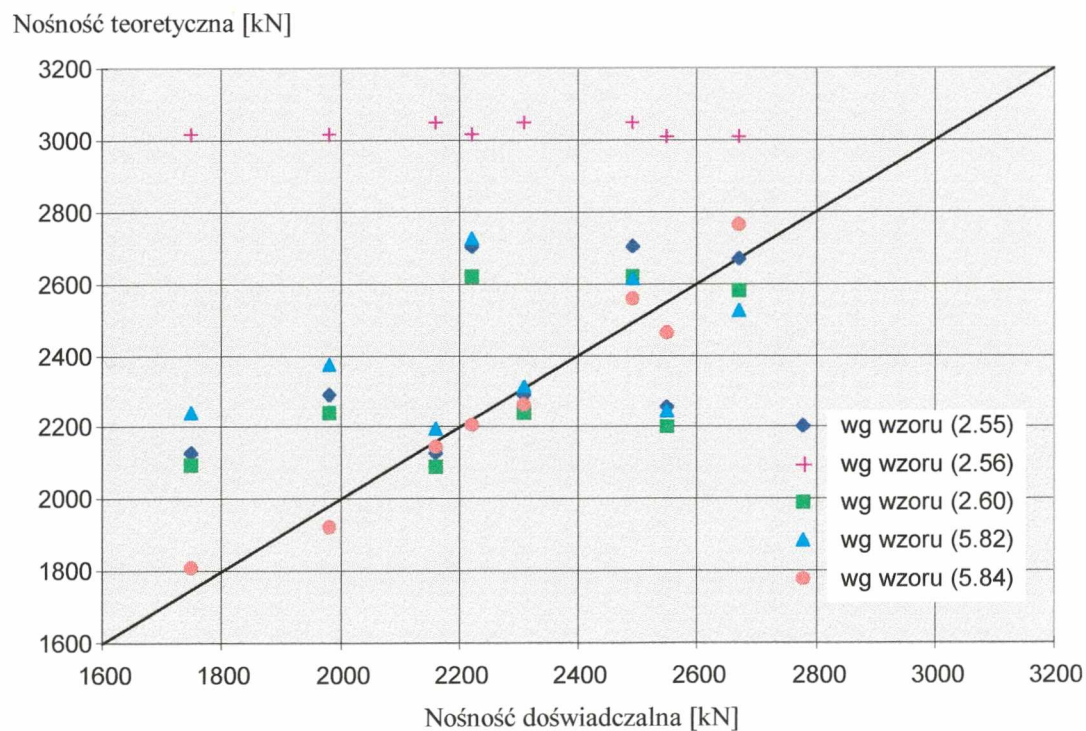
Rys.5.13. Porównanie średniej nośności doświadczalnej oraz obliczonej ze wzoru (5.84) dla wirowanych elementów pierścieniowych

Na rys.5.14 porównano wyniki dla słupów wibrowanych otrzymane ze wzorów (5.82) i (5.84) z wartościami określonymi na podstawie wzorów normowych (2.55) i (2.56) [78,83], a także wzoru (2.60) zaczerpniętego z pracy Nowakowskiego [59]. Na podstawie rys.5.14 stwierdzono, że wzory normowe, a w szczególności wzór (2.56), cechują się tendencją zawyżania nośności pierścieniowych słupów uzwojonych w porównaniu do wyników doświadczalnych. Maksymalne różnice dla wzoru (2.55) sięgają 15 %, natomiast dla wzoru (2.56) aż do 32 %. Wzór (2.60) wykazał niewielkie różnice (do 12 %) w stosunku do wyników doświadczalnych. Wzór (5.82), jak wspomniano wcześniej, wykazuje dobrą zgodność z wynikami badań i maksymalna różnica nie przekracza 7 %.



Rys.5.14. Porównanie wyników teoretycznych określonych ze wzorów (2.55), (2.56), (2.60) i (5.82) z wynikami doświadczalnymi dla elementów wibrowanych

Podobną analizę przeprowadzono dla elementów wirowanych. Otrzymane wyniki zamieszczono na rys.5.15.



Rys.5.15. Porównanie wyników teoretycznych określonych ze wzorów (2.55), (2.56), (2.60), (5.82) i (5.84) z wynikami doświadczalnymi dla elementów wirowanych

Na podstawie rys.5.15 zaobserwowano, że proponowane w normach [78,83] wzory, jak poprzednio, zawyżają wyniki w stosunku do wyników doświadczalnych. Maksymalne różnice wyników dla wzorów (2.55) i (5.82) są zbliżone i sięgają do 18 %. Wzór (2.56) daje natomiast wartości większe nawet do 42 %. Wzór (2.60) proponowany przez Nowakowskiego [59] zawyża wyniki maksymalnie do 16,5 %. Wprowadzenie współczynnika poprawkowego M we wzorze (5.84) spowodowało zmniejszenie różnic pomiędzy wynikami teoretycznymi i doświadczalnymi do zaledwie 3,5 %.

5.3. Wnioski do badań teoretycznych

W wyniku przeprowadzonych analiz teoretycznych otrzymano następujące wnioski:

1. W zakresie sprężystym do wyznaczenia stanu naprężeń oraz odkształceń można posługiwać się wzorami (5.25) ÷ (5.27) i (5.28). Dla elementów jednowarstwowych (elementy wirowane) wspomniane wzory ulegną częściowym uproszczeniom.
2. Ciśnienie powstające na styku poszczególnych warstw dla przekroju uwarstwionego można określać, pamiętając o warunku zgodności odkształceń styków tych warstw, rozwiązując układ równań (5.37).
3. Dla przekroju jednowarstwowego ciśnienie na styku warstw beton - stal określono wzorem (5.58). Dla przekroju pełnego (promień wewnętrzny jest równy zero) otrzymano wzór (5.61). Jest on zgodny ze wzorami proponowanymi w literaturze [61,63,92] dla uzwojonych słupów pełnych.
4. Zgodnie z literaturą [53,59] zastosowano i określono doświadczalnie współczynnik materiałowy betonu k . Dla elementów wibrowanych (tab.5.3) zmienia się on od wartości 1,96 do 5,57. Średnia wartość dla pierścieniowych elementów wibrowanych wynosi $k = 4,02$, natomiast dla słupów pełnych $k = 3,27$. Dla elementów wirowanych (tab.5.4) wartość współczynnika k zmienia się w granicach od 1,23 do 11,09. Średnia wartość współczynnika k dla elementów wirowanych wynosi 6,15 i jest o 35 % większa od wartości dla elementów wibrowanych.
5. Bezpośrednio ze współczynnikiem k związany jest kąt tarcia wewnętrznego betonu ϕ . Jak widać w tab.5.3 kąt tarcia wewnętrznego betonu ϕ słupów wibrowanych, wyliczony na podstawie danych doświadczalnych ze wzoru (5.68), waha się od $18,9^\circ$ do $44,1^\circ$. Dla słupów pierścieniowych wartość średnia $\phi = 35,6^\circ$, natomiast dla słupów pełnych wynosi $\phi = 31,3^\circ$. Kąt tarcia wewnętrznego betonu ϕ słupów wirowanych (tab.5.4) waha się natomiast od $22,3^\circ$ do $56,6^\circ$ (średnia $43,1^\circ$).
6. Średnia wartość kąta ϕ dla słupów wibrowanych i wirowanych jest większa od wartości kąta ścięcia betonu ω (tab.4.10 i 4.11) i nie można jednoznacznie utożsamiać obu kątów.
7. W wyniku przeprowadzonych analiz do określania nośności pierścieniowych słupów uzwojonych ściskanych osiowo proponuje się wzór (5.84). Uzwojone słupy pełne można obliczać wg tego samego wzoru przyjmując wartość promienia wewnętrznego r_1 równą zero. Występujący we wzorze (5.84) współczynnik M uwzględnia cechy zastosowanej technologii

zagęszczania betonu, a także uwarstwienie przekroju. Dla słupów wibrowanych $M = 1$, natomiast dla elementów wirowanych M powinien być określany doświadczalnie. Dla przeprowadzonych przez autora badań, M można przyjmować z rys.5.12. Pojawiający się we wzorze (5.84) współczynnik ϑ należy obliczać wg wzoru (5.76), bądź odczytywać z rys.5.10. Współczynnik k należy przyjmować dla słupów wibrowanych równy 3,67 a dla słupów wirowanych $k = 6,15$. Wyniki otrzymane na podstawie wzoru (5.84) wykazują dobrą zgodność z wynikami doświadczalnymi (rys.5.11 i 5.13).

8. Analiza wyników określonych na podstawie danych doświadczalnych ze wzoru (5.84) wykazała, że dla wibrowanych słupów uzwojonych o skoku spirali $c_u = 26$ mm korzystny wpływ uzwojenia (zwiększenie nośności słupa) obserwuje się dla stopnia wydrążenia przekroju ξ_a nie przekraczającego wartości 0,62. Zwiększenie skoku uzwojenia c_u powoduje, że korzystny wpływ uzwojenia obserwuje się dopiero dla słupów o coraz grubszych ściankach.
9. Warunki środowiskowe w jakich będzie pracował pierścieniowy słup uzwojony kształtują minimalną grubość ścianki przekroju. Wg [83] minimalna grubość otuliny dla środowiska suchego wynosi 20 mm, co daje minimalną grubość ścianki przekroju równą około $t = 35$ mm (dla danych przyjętych w tab.4.1 jest to przekrój o $\xi_a \approx 0,73$). Natomiast maksymalna grubość otuliny dla środowiska agresywnego chemicznie wynosi 40 mm, co daje ściankę o grubości około $t = 55$ mm ($\xi_a \approx 0,57$).

Na podstawie przedstawionych wniosków 1 ÷ 3 i 7 widać, że istnieje jednolita metoda obliczania uzwojonych słupów pierścieniowych i pełnych poddanych ściskaniu osiowemu, co potwierdza tezę drugą. Zastosowana technologia zagęszczania betonu zmusza do odrębnego potraktowania elementów wirowanych i wibrowanych. Wyrazem tego są prezentowane wnioski 4, 5 i 7. Wnioski te potwierdzają trzecią tezę pracy.

6. BADANIA NUMERYCZNE

6.1. Założenia teoretyczne

Celem badań numerycznych było jakościowe zobrazowanie stanu naprężeń w uzwojonym elemencie o przekroju pierścieniowym poddanym ściskaniu osiowemu. Zastosowanie metod numerycznych umożliwiło zajrzenie „w głąb” materiału, co przy innych badaniach nie było możliwe. Próbowano znaleźć odpowiedź jak wygląda rozkład naprężeń wewnątrz obciążonego osiowo uzwojonego elementu pierścieniowego.

Analizy numeryczne wykonano w oparciu o metodę elementów skończonych programem LUSAS [51]. Przyjęto dla elementów wibrowanych beton jako materiał izotropowy, liniowosprężysty, o cechach betonu określonych na podstawie badań próbek ($\bar{R}_{\phi 15} = 50,705$ MPa, $\bar{E}_b = 28956$ MPa). Uzwojenie wyjściowo modelowano w czterech wariantach:

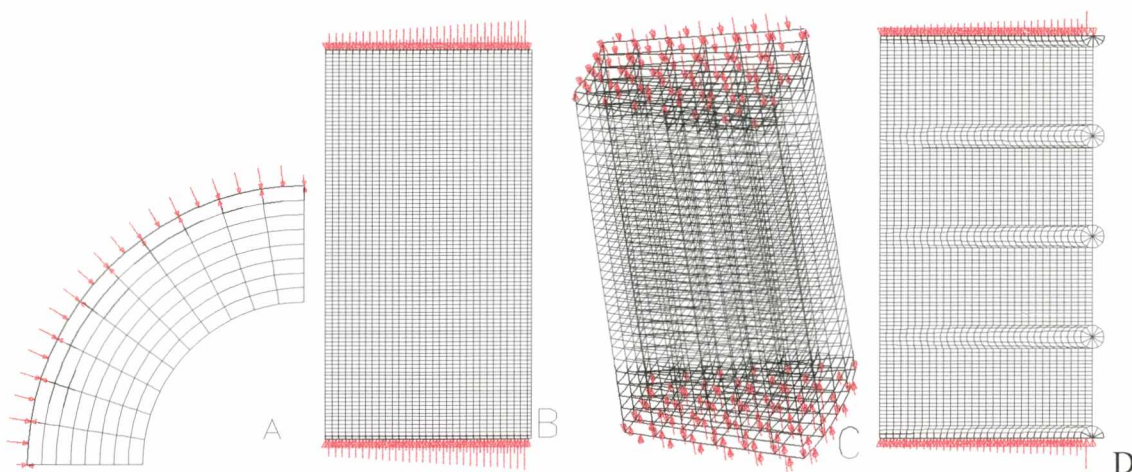
- A) Spirale zamieniono na ciśnienie zewnętrzne, równomiernie obciążające element. Teoretyczną wartość ciśnienia określono ze wzoru (5.58);

B) Spiralę zastąpiono ciągłym płaszczem stalowym o grubości $g = f_u / c_u$;

C) Spiralę zamodelowano za pomocą trójwęzłowych, trójwymiarowych, izoparametrycznych elementów prętowych o trzech stopniach swobody w każdym węźle;

D) Spiralę zamodelowano za pomocą sześciowęzłowych, osiowosymetrycznych, izoparametrycznych elementów bryłowych o dwóch stopniach swobody w każdym węźle.

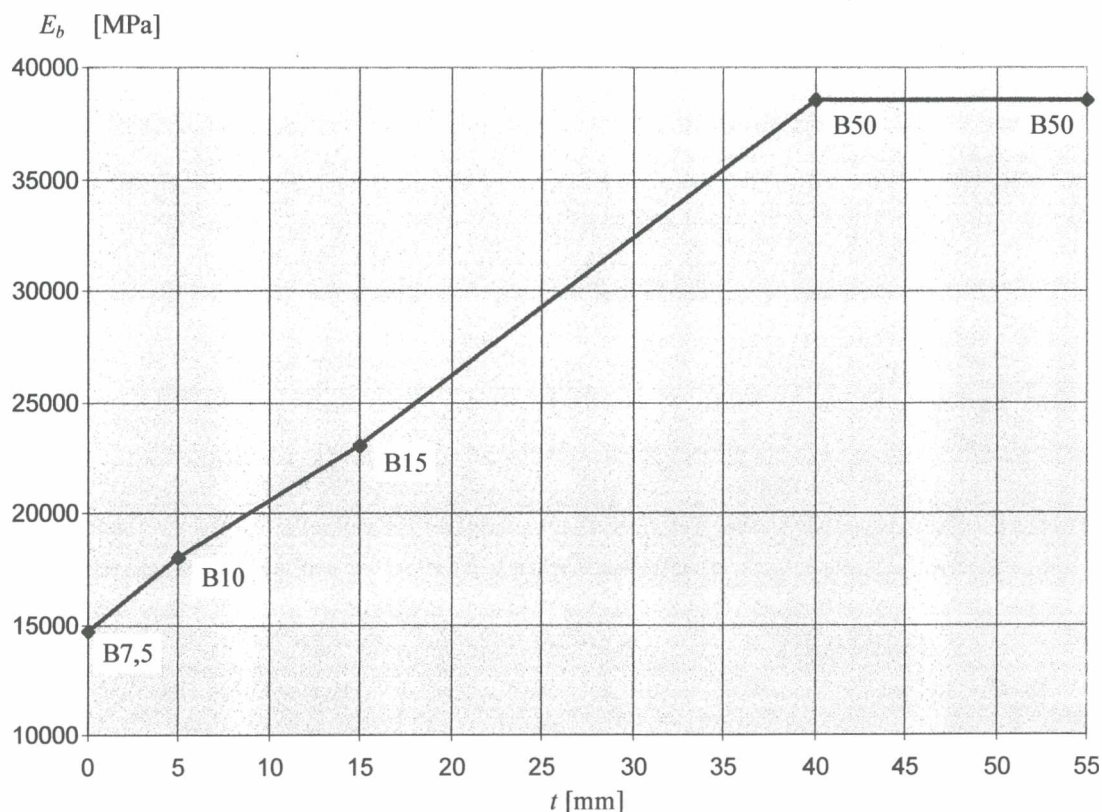
Materiał jakim jest beton modelowano dla trzech pierwszych wariantów (A ÷ C) w postaci dwudziestowęzłowych, trójwymiarowych, izoparametrycznych elementów o trzech stopniach swobody w każdym węźle. Dla wariantu D zastosowano ośmiowęzłowe, osiowosymetryczne, izoparametryczne elementy bryłowe o dwóch stopniach swobody w każdym węźle. Przyjęte modele zaprezentowano na rys.6.1.



Rys.6.1 Wyjściowe modele obliczeniowe

Zastosowanie metod numerycznych pozwoliło również prześledzić teoretyczny przypadek ściskanego osiowo przekroju uwarstwionego. W praktyce bardzo trudno, a wręcz niemożliwe jest określenie cech fizycznych i mechanicznych dla poszczególnych warstw. Do analiz przyjęto przekrój czterowarstwowy. Beton każdej z warstw traktowano jako materiał izotropowy, liniowosprężysty. Dane materiałowe przyjęto na podstawie normy [78]. Zmienność współczynnika sprężystości betonu E_b na grubości ścianki t pokazano na rys.6.2. Beton oraz uzwojenie elementu uwarstwionego modelowano zgodnie z wariantem D.

Obciążenie zewnętrzne dla każdego z wariantów modelowano w postaci stałego przemieszczenia pionowego $u_z = 0,0183$ mm na górnej i dolnej powierzchni elementu. Symetria kołowa obciążenia i konstrukcji umożliwiła przy zastosowaniu odpowiednich warunków brzegowych rozpatrywanie wycinka elementu w modelach A i C o rozwartości kolejno 90° i 30° . Wysokość rozpatrywanego elementu była zawsze równa czterem skokom spirali (w osiach zwojów).

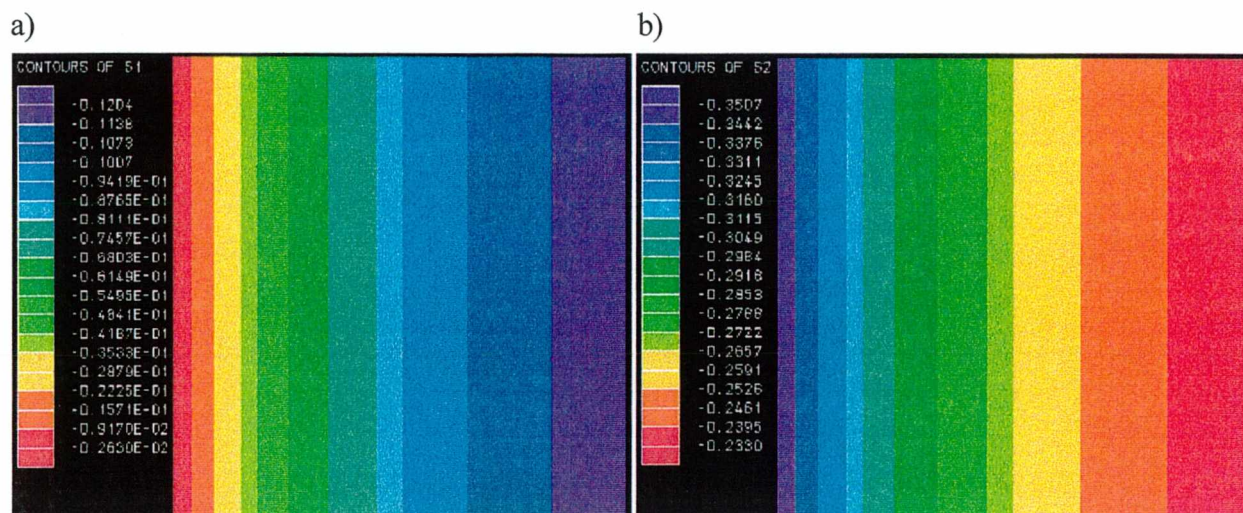


Rys.6.2. Zmienność współczynnika sprężystości betonu E_b na grubości ścianki $t = 55$ mm dla elementu czterowarstwowego

6.2. Warstwie naprężeń ściskanych osiowo słupów pierścieniowych

Dla poszczególnych wariantów oraz danych doświadczalnych sporządzono warstwie naprężeń promieniowych σ_r oraz obwodowych σ_ϕ na grubości ścianki dla słupa uzwojonego o skoku spirali $c_u = 26$ mm i stopniu wydrążenia przekroju $\xi_a = 0,55$.

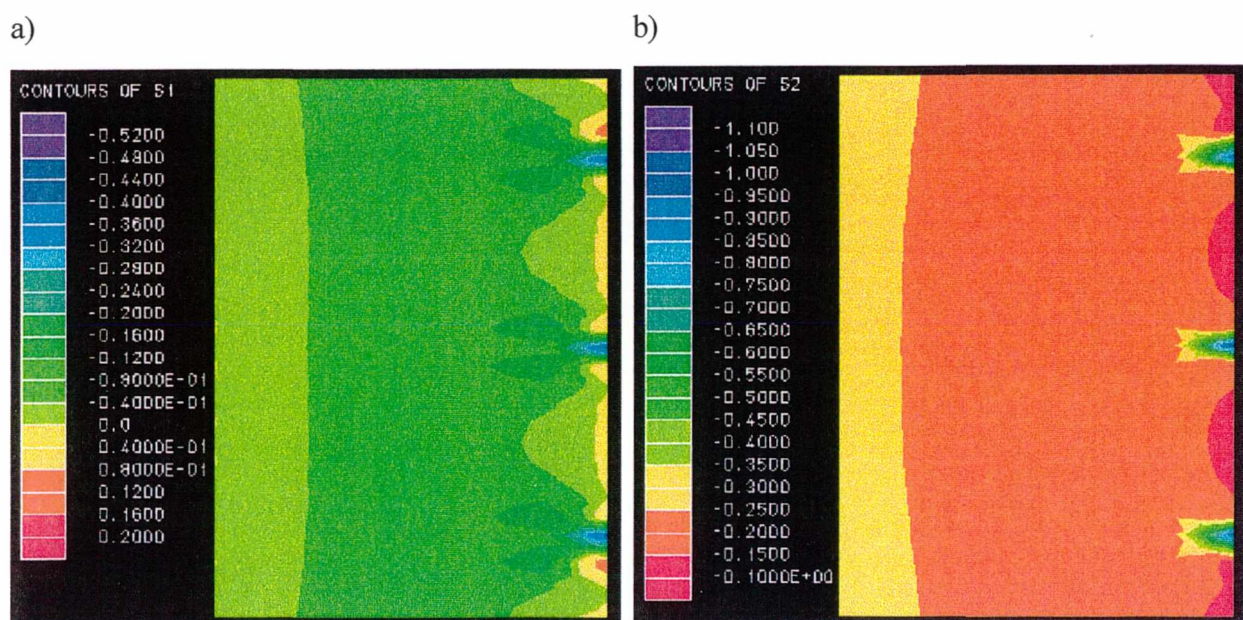
Na rys.6.3 zaprezentowano rozkład warstw naprężeń promieniowych σ_r i obwodowych σ_ϕ dla uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant A. Dla wariantu B układ warstw na grubości ścianki jest identyczny. Jak widać na rys.6.3 warstwie naprężeń rozkładają się równomiernie na całej wysokości elementu. Jest to wynikiem ciągłego i równomiernego oddziaływania ciśnienia bocznego (wariant A) lub płaszcza stalowego (wariant B). Na całej grubości ścianki t panuje jednorodny, trójosiowy stan naprężeń ściskających.



Rys.6.3. Warstwyce naprężeń promieniowych σ_r (a) i obwodowych σ_ϕ (b) dla uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant A

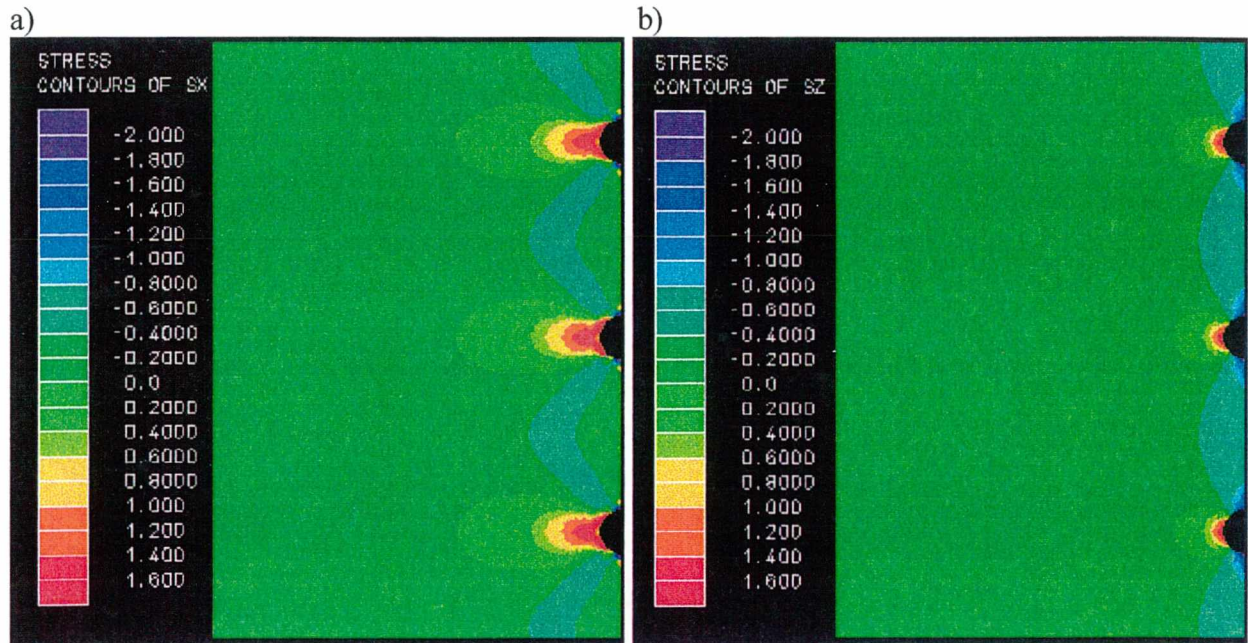
Dla tego samego typu słupa i przy tym samym poziomie wyężenia na rys.6.4 przedstawiono mapę warstwic dla wariantu C. Analizując rysunki warstwic pod uwagę należy brać środkowy wycinek elementu. Skrajne fragmenty elementu obarczone są zniekształcającym wpływem warunków brzegowych.

Jak widać na rys.6.4 bardziej odpowiadające rzeczywistości uwzględnienie spirali powoduje powstawanie stref zaburzeń wokół poszczególnych prętów uzwojenia. Pod spiralą powstaje obszar znacznego ściskania, związany z „wciskaniem się” spirali w beton. Pomiędzy zwojami powstają natomiast przesklepienia, gdzie naprężenia σ_r są niewielkimi naprężeniami ściskającymi, a nawet przechodzą w rozciąganie. Naprężenia obwodowe σ_ϕ na całej grubości ścianki są naprężeniami ściskającymi. Rozpatrując tak zamodelowany element należy wyróżnić dwa charakterystyczne przekroje, tj. pomiędzy zwojami oraz na poziomie pręta spirali.



Rys.6.4. Warstwyce naprężeń promieniowych σ_r (a) i obwodowych σ_ϕ (b) dla uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant C

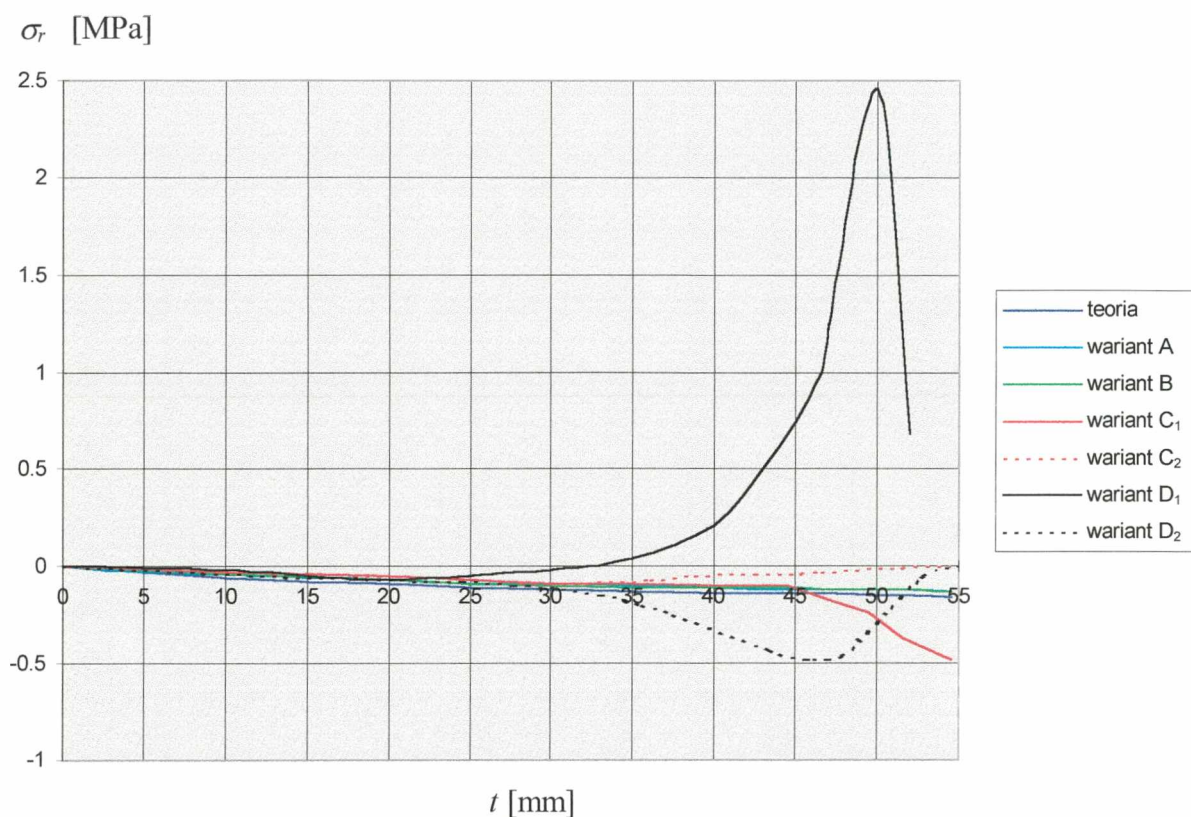
Na rys.6.5 pokazano rozkład warstw naprężeń σ_r i σ_ϕ na grubości ścianki t dla modelu D. Wszystkie parametry zachowano jak dla modeli wcześniejszych.



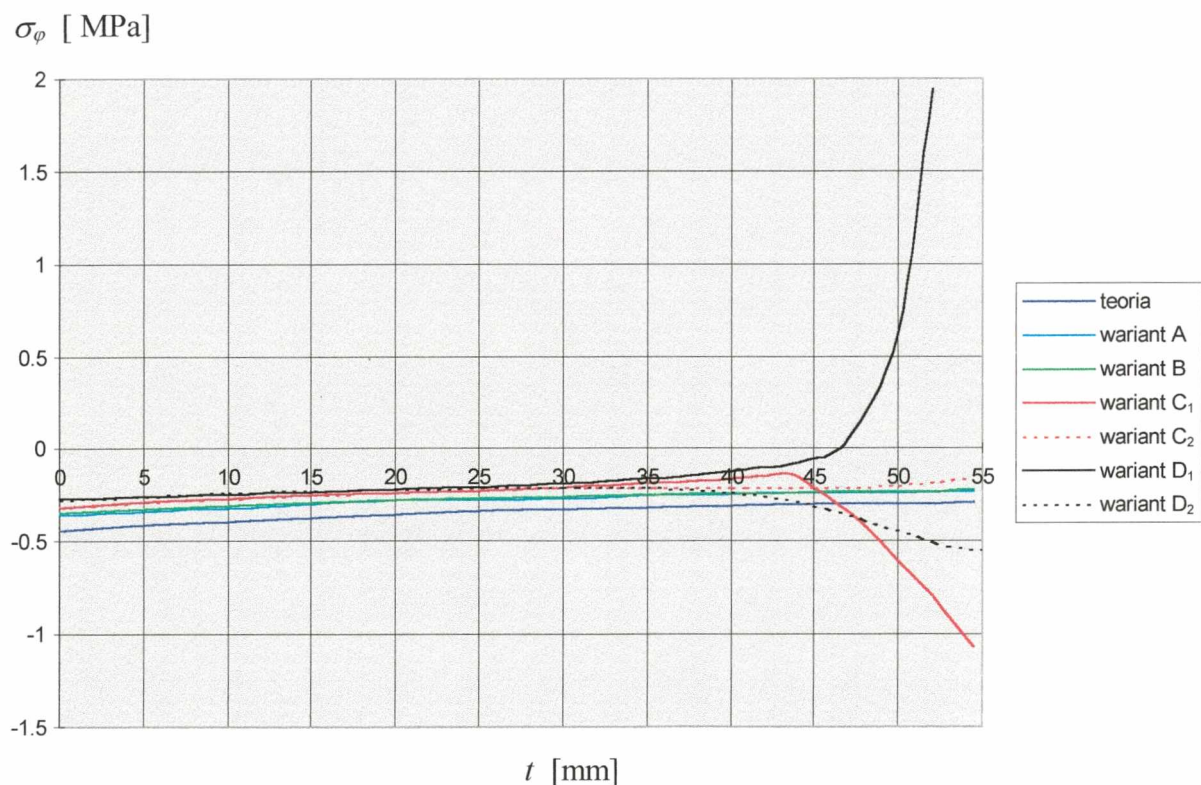
Rys.6.5. Warstwy naprężeń promieniowych σ_r (a) i obwodowych σ_ϕ (b) dla uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant D

Prezentowany na rys.6.5 układ warstw naprężeń dla modelu D jest zbliżony do rozkładu dla modelu C. Model D jest jednak dalszym krokiem w celu bliższego opisanie rzeczywistego stanu w jakim znajduje się pierścieniowy słup uzwojony. Wprowadzenie elementów modelujących rzeczywistą średnicę pręta spirali ($\varnothing 6$ mm) pozwoliło obserwować pracę uzwojenia oraz jego oddziaływanie na beton. Bezpośrednio pod prętem występuje strefa znacznego rozciągania wynikająca prawdopodobnie ze zróżnicowania odkształcalności rozciąganej stali uzwojenia oraz betonu. W kierunku obwodowym dominują naprężenia ściskające, natomiast strefa naprężeń rozciągających ogranicza się do niewielkiego obszaru w otoczeniu pręta spirali. Przypuszczalnie, aż do momentu zerwania połączeń pomiędzy stalą a betonem (osiągnięcie przez beton wytrzymałości na rozciąganie) naprężenia rozciągające będą wzrastały. Pomiędzy zwojami tworzą się również jak poprzednio charakterystyczne przesklepienia naprężeń.

Na rys.6.6 i 6.7 przedstawiono rozkład naprężeń σ_r i σ_ϕ w postaci wykresów dla poszczególnych przekrojów, dla elementu o parametrze $\xi_a = 0,55$ i uzwojeniu o skoku $c_u = 26$ mm. Tego typu wykresy dają możliwość dokładnej obserwacji zmian wielkości naprężeń na grubości ścianki t elementu dla poszczególnych wariantów modelowania. W celu uzupełnienia załączono wyniki teoretyczne określone w oparciu o wzory (5.18), (5.19) i (5.58). Pojawiające się oznaczenia C_1 , D_1 informują, że jest to przekrój na poziomie spirali, natomiast oznaczenia C_2 , D_2 pomiędzy zwojami spirali.



Rys.6.6. Rozkład naprężeń promieniowych σ_r na grubości ścianki t



Rys.6.7. Rozkład naprężeń obwodowych σ_φ na grubości ścianki t

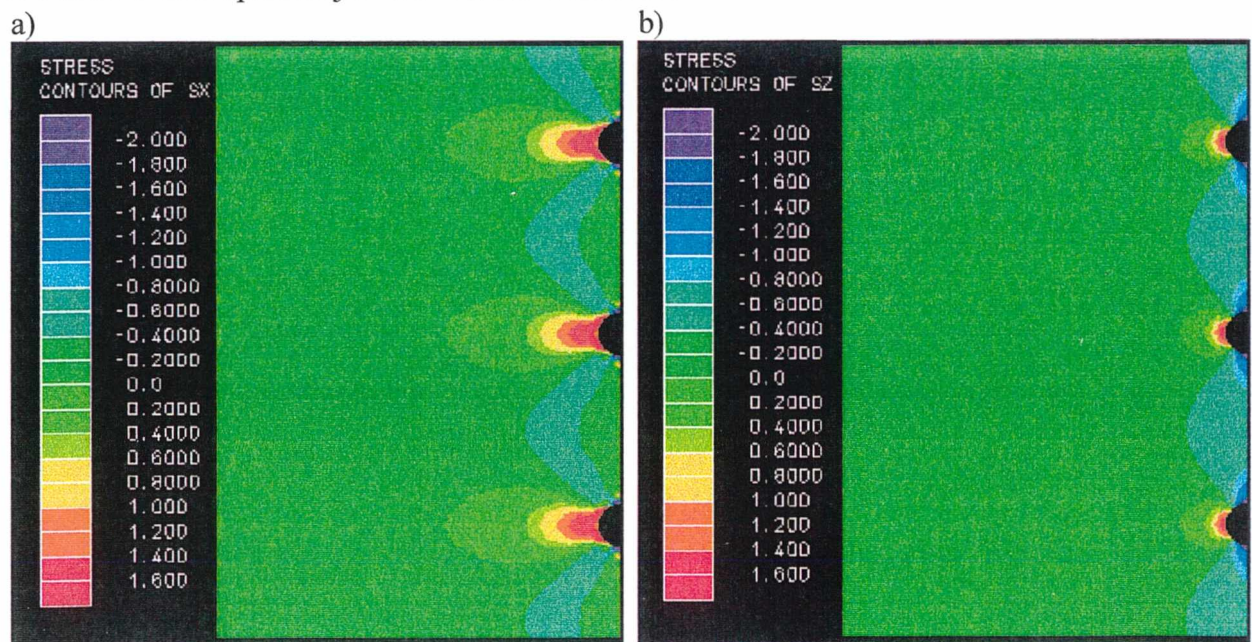
Obserwowany na rys.6.6 rozkład naprężeń promieniowych pokazuje, że wszystkie przyjęte modele wykazują dobrą zgodność w pewnej odległości od spirali. Wariant A oraz B przebiegają prawie przez te same punkty. Oba wspomniane warianty są zbliżone do rozwiązania

teoretycznego, które stanowi superpozycję stanu płaskiego w płaszczyźnie (r, φ) oraz jednoosiowego ściskania w płaszczyźnie (z) , co utwierdza przekonanie o poprawności tego rozwiązania przy zastosowanych założeniach. Dla wariantów C i D bardziej zbliżone do rozwiązania teoretycznego są przekroje pomiędzy zwojami, choć i one przed krawędzią zewnętrzną wykazują pewne zaburzenia. Interesującym jest, że dla wszystkich przypadków naprężenia promieniowe są naprężeniami ściskającymi, poza jednym przypadkiem. Jest to rozkład naprężeń dla wariantu D w przekroju na poziomie spirali, gdzie tuż pod spiralą pojawiają się naprężenia rozciągające. Obserwowany zasięg pojawienia się zaburzeń sięga od 10 do około 23 mm licząc od zewnętrznej krawędzi przekroju.

Przebieg naprężeń obwodowych na grubości ścianki (rys.6.7) jest podobny dla wszystkich analizowanych wariantów. Krzywe dla wariantów A i B, podobnie jak poprzednio, pokrywają się. Wyniki teoretyczne nieznacznie odbiegają od pozostałych i na większości grubości ścianki wartości teoretyczne są większe od wartości otrzymanych w sposób numeryczny. Zachwianie tej proporcji następuje w strefie zaburzeń, która sięga tu do około 10 mm, licząc od zewnętrznej krawędzi przekroju. Podobnie jak poprzednio wyróżnia się tu wariant D w przekroju na poziomie spirali. Naprężenia obwodowe dla tego modelu w pobliżu krawędzi zewnętrznej przechodzą ze stanu ściskania do rozciągania.

Rozpatrywane warianty wykazały, że przyjęte założenia teoretyczne są właściwe w pewnej odległości od zewnętrznej krawędzi przekroju. W pobliżu prętów uzwojenia powstaje strefa zaburzeń, której wielkość może mieć wpływ na ostateczną nośność elementu.

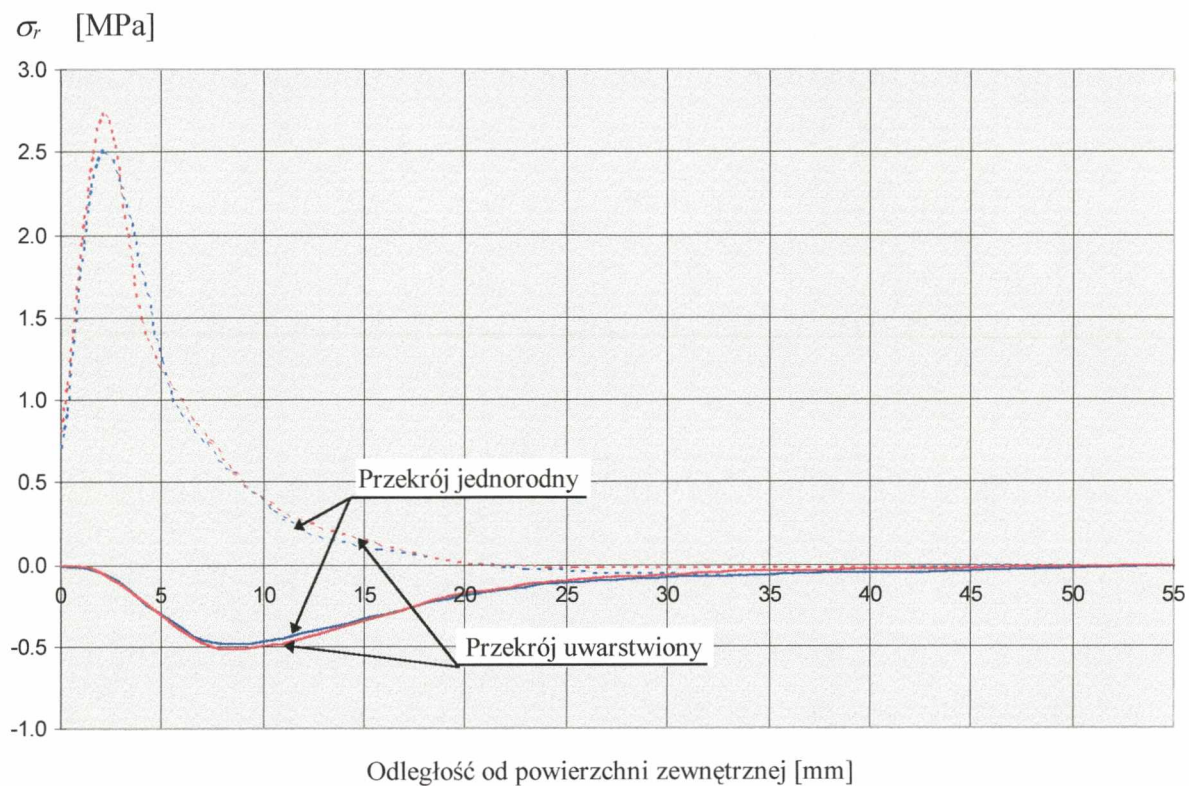
Na rys.6.8 przedstawiono warstwicę naprężeń σ_r i σ_φ dla uzwojonego ($c_u = 26$ mm), pierścieniowego ($\xi_a = 0,55$) słupa uwarstwionego. Układ warstw przyjęto zgodnie z rys.6.2. Do modelowania przekroju zastosowano wariant D.



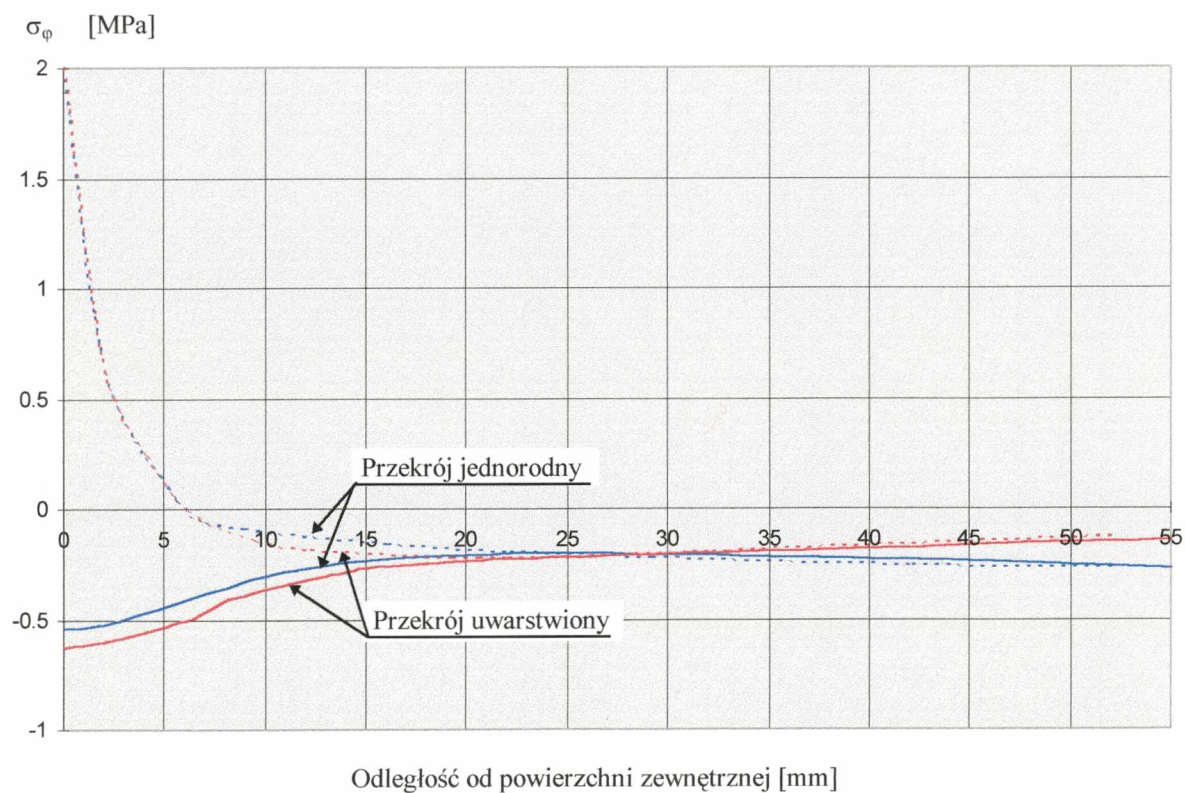
Rys.6.8. Warstwicę naprężeń promieniowych σ_r (a) i obwodowych σ_φ (b) dla uwarstwionego, uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant D

Jak widać na rys.6.8 układ warstw naprężeń promieniowych σ_r i obwodowych σ_φ jest wręcz identyczny do prezentowanego na rys.6.5 rozkładu dla przekroju jednorodnego.

Aby móc wykazać różnice pomiędzy przekrojem uwarstwowym i jednorodnym na rys.6.9 i 6.10 pokazano rozkłady naprężeń promieniowych σ_r i obwodowych σ_φ na grubości ścianki t .

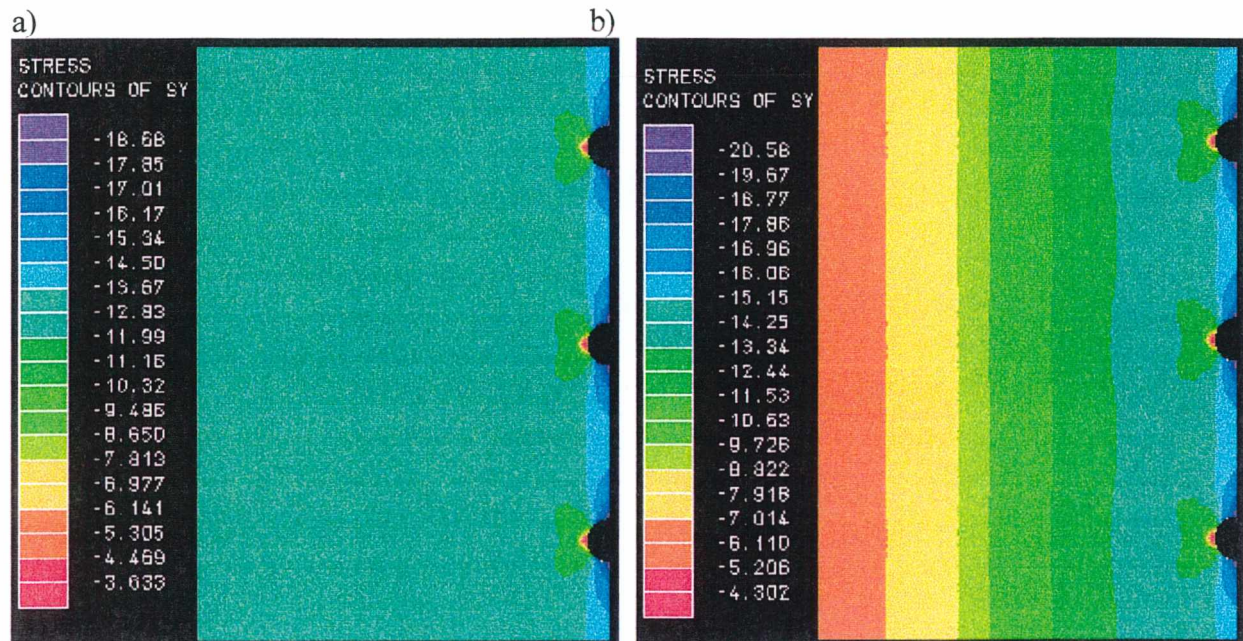


Rys.6.9. Rozkład naprężeń promieniowych σ_r na grubości ścianki dla elementów jednorodnego i uwarstwowionego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$, wariant D)



Rys.6.10. Rozkład naprężeń obwodowych σ_ϕ na grubości ścianki dla elementów jednorodnego i uwarstwowionego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$, wariant D)

Linia ciągłą na rys.6.9 i 6.10 oznaczono wykresy w przekroju pomiędzy zwojami spirali, natomiast linią przerywaną w przekroju przez spiralę. Jak widać na rys.6.9 i 6.10 wystąpienie uwarstwienia przekroju nie powoduje istotnych zmian wartości naprężeń w porównaniu z elementem jednorodnym. W odróżnieniu od słupów jednorodnych uwarstwienie powoduje przegrupowanie rozkładu naprężeń ściskających w kierunku pionowym σ_{bz} , co pokazano na rys.6.11.

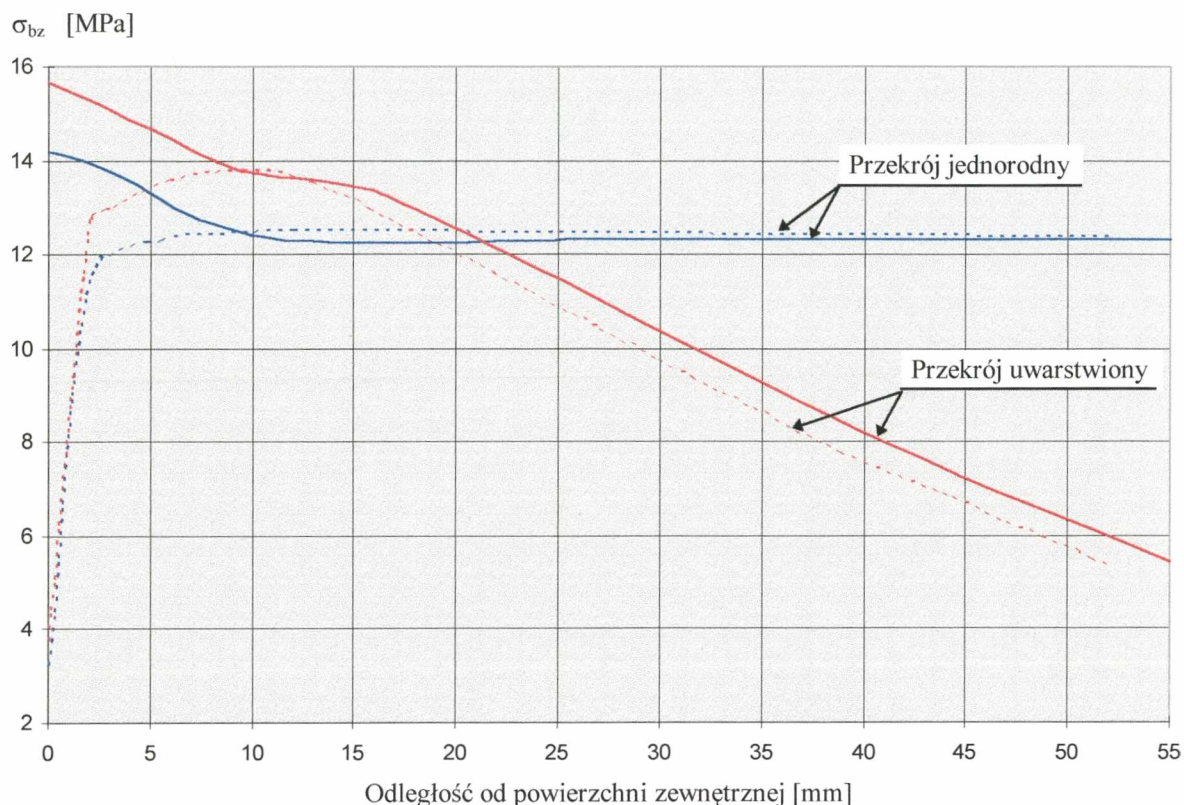


Rys. 6.11. Warstwy naprężeń w kierunku pionowym σ_{bz} dla uzwojonego elementu pierścieniowego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$) - wariant D:

- a) słup jednorodny,
- b) słup uwarstwiony

Jak widać na rys. 6.11a rozkład naprężeń pionowych σ_{bz} dla elementu jednorodnego jest stały. W pobliżu prętów spirali oraz pomiędzy nimi powstaje strefa zaburzeń zniekształcająca obraz naprężeń σ_{bz} . Na rys. 6.11b pokazano plan warstw naprężeń σ_{bz} dla słupa uwarstwowionego. Rozkład naprężeń w tym przypadku nie jest funkcją stałą.

Szczegółowe porównanie rozkładu naprężeń σ_{bz} na grubości ścianki dla słupa jednorodnego i uwarstwowionego przedstawiono na rys.6.12.



Rys.6.12. Rozkład naprężeń pionowych σ_{bz} na grubości ścianki dla elementów jednorodnego i uwarstwowionego ($c_u = 26$ mm, $\xi_a = 0,55$, wariant D)

Linia ciągłą oznaczono wykresy w przekroju pomiędzy prętami uzwojenia, natomiast linią przerywaną w przekroju przez spiralę. Rozkład naprężeń ściskających σ_{bz} na grubości ścianki dla słupa jednorodnego niezależnie od przekroju jest stały. Dla elementu uwarstwowionego rozkład naprężeń σ_{bz} jest funkcją zmienną. Dla prawie całej grubości ścianki można przyjąć, że rozkład naprężeń σ_{bz} ma charakter liniowy. Największe naprężenia obserwuje się w warstwach zewnętrznych (z betonu B50), natomiast najmniejsze dla warstw wewnętrznych (B7,5 ÷ B10).

6.3. Skuteczna średnica betonowego rdzenia pierścieniowego słupa uzwojonego

Założony model teoretyczny nie uwzględnia wpływu poszczególnych zwojów spirali na rozkład naprężeń promieniowych i obwodowych. W rzeczywistości element pracuje nieco inaczej, co pokazały modele numeryczne (C i D) oraz badania doświadczalne. Na rys.6.13 przedstawiono jeden z elementów, który po zniszczeniu podobny jest do „gwintowanego pręta”.

Znaczyć to może, że ciśnienie boczne przekazywane na rdzeń słupa przez uzwojenie można traktować jako równomiernie rozłożone dopiero w pewnej odległości od pobocznic rdzenia. Pomiedzy poszczególnymi zwojami powstaje obszar, w którym naprężenia są małe lub wcale ich nie ma, a nawet może występować niewielkie rozciąganie. Z dotychczasowej analizy numerycznej widać już potwierdzenie takiego stanu (np. rys.6.4 i 6.5). Zarówno dla naprężeń promieniowych, jak i obwodowych można wyróżnić obszar, w pewnej odległości od pobocznic rdzenia, poza zasięgiem zaburzeń, gdzie naprężenia ściskające są równomiernie rozłożone na grubości ścianki.



Rys.6.13. Element badawczy po zniszczeniu

Skuteczną średnicę d_o betonowego słupa uzwojonego można by zapisać w postaci:

$$d_o = d_j - 2f_o, \quad (6.1)$$

gdzie:

d_j - średnica betonowego rdzenia uzwojonego liczona w osiach prętów uzwojenia,

f_o - zasięg strefy zaburzeń wywołanej prętami uzwojenia.

Problemem dotyczącym przebiegu naprężeń radialnych w pełnym słupie uzwojonym zajmował się Freudenthal, co omówiono m.in. w pracy [36]. Oszacował on zasięg zaburzeń od zwojów spirali na około:

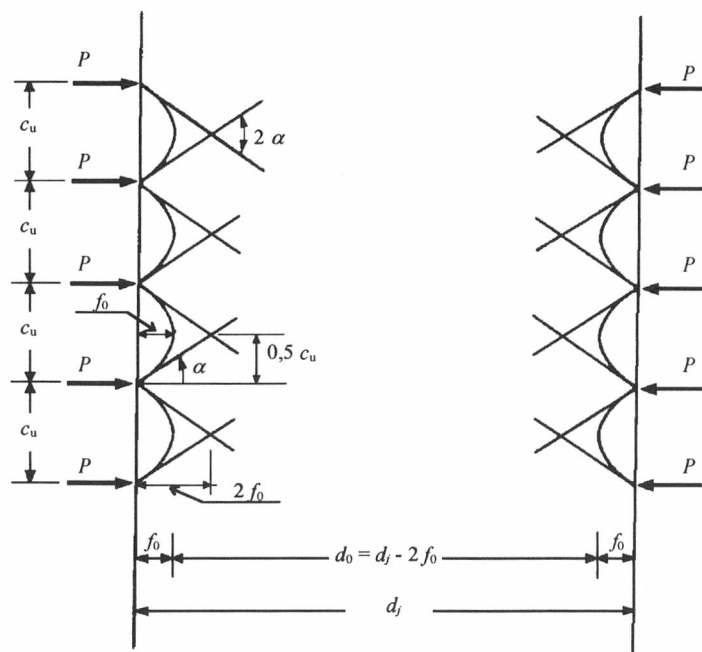
$$f_o = 0,25(c_u - d_u), \quad (6.2)$$

gdzie: d_u - średnica pręta uzwojenia.

Przyjmując, że skok spirali mierzony w osiach wynosi $c_u = 26$ mm, a średnica pręta uzwojenia $d_u = 6$ mm, to wartość $f_o = 5$ mm. W identyczny sposób jak Freudenthal wartość f_o proponuje obliczać Müller w pracy [55].

Widoczny na rys.6.6 zasięg strefy zaburzeń od prętów spirali wynosi około 20 mm dla wariantu D i około 10 mm dla wariantu C. Porównując otrzymaną wartość $f_o = 5$ mm z zasięgiem strefy zaburzeń odczytanym z rys.6.9 widać, że obliczona ze wzoru (6.2) wartość jest minimum o połowę mniejsza od wyniku z obliczeń numerycznych.

Menne w swojej pracy [53] założył, że rozkład naprężeń pomiędzy zwojami ma kształt paraboliczny, a zasięg zaburzeń od prętów spirali zależy od „kąta promieniowania” 2α (rys.6.14).



Rys.6.14. Skuteczna średnica betonowego rdzenia słupa uzwojonego [53]

Wartość kąta α wg Mennego zmienia się od $26,5^\circ$ do $45,0^\circ$, a zasięg zaburzeń od prętów spirali wyraża się wzorem:

$$f_0 = 0,25 c_u \operatorname{ctg} \alpha \quad (6.3)$$

Uwzględniając dane jak wyżej wartość f_0 zmienia się więc od 6,5 mm ($\alpha = 45,0^\circ$) do 13,0 mm ($\alpha = 26,5^\circ$). Porównując otrzymane wartości f_0 z zasięgiem strefy zaburzeń odczytanym z rys.6.9 widać, że dla wariantu C można przyjąć „kąć promieniowania” równy $26,5^\circ$. Dla wariantu D obliczona ze wzoru (6.3) wartość stanowi około połowę wyniku otrzymanego z obliczeń numerycznych.

W pracach [30,52] Mander, Park i inni przyjęli, że kąt nachylenia stycznych do parabol naprężeń (rys.2.10) jest stały i wynosi 45° . Strefa zaburzeń f_0 wyraża się wzorem:

$$f_0 = 0,25 s', \quad (6.4)$$

$$s' = c_u - d_u. \quad (6.5)$$

Podstawiając dane, tj. $c_u = 26$ mm, $d_u = 6$ mm otrzymano $s' = 20$ mm oraz zasięg strefy zaburzeń $f_0 = 5$ mm.

Zasięg strefy zaburzeń od zwojów spirali dla modelu C można wstępnie opisać według teorii Mennego [53] wzorem (6.3) przy założeniu, że kąt $\alpha = 26,5^\circ$. Dla modelu D proponowany zapis nie jest w pełni wystarczający. Jednak w modelu D można spodziewać się, że strefa zaburzeń ulegnie zmniejszeniu na skutek poślizgu spirali względem betonu. Można to wywnioskować z rys.6.7, gdzie naprężenia obwodowe σ_ϕ w betonie na styku ze spiralą osiągają wytrzymałość betonu na rozciąganie.

6.4. Wnioski do badań numerycznych

Na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych wyciągnięto następujące wnioski:

1. Zastosowanie metod numerycznych pozwoliło „zajrzeć w głąb” materiału i prześledzić rozkłady naprężeń promieniowych i obwodowych, co przy innych badaniach nie było możliwe.
2. Rozpatrywane warianty opisane w punkcie 6.1 pracy wykazały, że w uzwojonym słupie o przekroju pierścieniowym, w pewnej odległości od zewnętrznej krawędzi przekroju panuje trójosiowy stan naprężeń ściskających. W pobliżu prętów uzwojenia powstaje strefa zaburzeń, która w zależności od przyjętego modelu sięga od 10 do 20 mm (rys.6.6 i 6.7). Pomędzy poszczególnymi zwojami powstają przesklepienia (rys.6.4 i 6.5).
3. Uwarstwienie przekroju nie spowodowało istotnych zmian wartości naprężeń promieniowych σ_r i obwodowych σ_ϕ w porównaniu z elementem jednorodnym. Uwarstwienie przekroju powoduje natomiast przegrupowanie naprężeń ściskających σ_{bz} w kierunku pionowym polegające na większym wyężeniu warstw zewnętrznych w stosunku do wewnętrznych (rys.6.12).
4. Zasięg strefy zaburzeń od zwojów spirali dla modelu C (rys.6.1c) można wstępnie opisać według teorii Mennego [53] wzorem (6.3) przy założeniu, że kąt $\alpha = 26,5^\circ$. Dla modelu D (rys.6.1d) proponowany zapis nie jest wystarczający. Uwzględnienie strefy zaburzeń jest szczególnie ważne dla przekrojów pierścieniowych, gdyż w sposób znaczący może wpłynąć na zmniejszenie przekroju rdzenia betonowego, a tym samym na nośność słupa.

Prezentowany drugi wniosek w sposób jednoznaczny potwierdza pierwszą tezę pracy. We wniosku trzecim pokazano natomiast, że uwarstwienie może spowodować różnice w pracy poszczególnych warstw. Zmusza to więc do uwzględniania rozkładu cech fizycznych i mechanicznych na grubości ścianki, co jednoznacznie potwierdza trzecią tezę pracy.

7. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki teoretyczno - doświadczalnych badań ściskanych osiowo uzwojonych betonowych słupów o przekroju pierścieniowym. Ponieważ wnioski szczegółowe zawarte zostały w treści poszczególnych rozdziałów pracy, niżej przedstawiono tylko te mające bezpośredni związek z tezami pracy.

1. Zastosowanie spirali w betonowych słupach pierścieniowych powoduje zmniejszenie odkształceń poprzecznych $\varepsilon_{b\phi}$ i podłużnych ε_{bz} elementu w stosunku do odkształceń elementów betonowych. Wywołane jest to powstaniem w betonie trójosiowego stanu naprężeń ściskających. Wynikiem działania tego stanu naprężeń jest wzrost nośności uzwojonych słupów pierścieniowych P_n^u w stosunku do nośności P_n^b analogicznych słupów betonowych.

2. Wartość względnego przyrostu nośności $\Delta P_n^u / P_n^b$ słupów uzwojonych w stosunku do słupów nieuzwojonych uzależniona jest od stopnia uzwojenia μ_u oraz stopnia wydrążenia przekroju ξ_a . Dla słupów wibrowanych i wirowanych względny przyrost nośności $\Delta P_n^u / P_n^b$ jest proporcjonalny do zmiany stopnia uzwojenia μ_u . Największe przyrosty nośności obserwuje się dla słupów o ściankach grubych i wysokim stopniu uzwojenia μ_u (rys.4.29 i 4.59).
3. Dla elementów wibrowanych wartość $\Delta P_n^u / P_n^b$ praktycznie nie zależy od grubości ścianki, a jedynie od skoku spirali, co jest szczególnie widoczne dla słupów o małym skoku spirali $c_u = 26 \text{ mm}$ (rys.4.31). Dla elementów wirowanych natomiast wraz ze wzrostem stopnia wydrążenia przekroju ξ_a wzrasta wartość względnego przyrostu nośności $\Delta P_n^u / P_n^b$ (rys.4.61). Wniosek ten potwierdził wcześniejsze badania Aksomitasa [5]. Tego typu zależność można tłumaczyć zróżnicowaniem cech wytrzymałościowych i odkształcalnościowych poszczególnych warstw. Warstwy zewnętrzne są na ogół dobrze zagęszczone i zawierają kruszywo o największych ziarnach, przez co posiadają wysokie parametry wytrzymałościowe. Grubość tej właśnie warstwy będzie głównie wpływać na nośność całego przekroju. Wraz ze zmniejszaniem grubości ścianki udział procentowy warstwy najmocniejszej wzrasta.
4. W wyniku przeprowadzonych analiz do określania nośności pierścieniowych słupów uzwojonych ściskanych osiowo proponuje się wzór (5.84). Uzwojone słupy pełne można obliczać wg tego samego wzoru przyjmując wartość promienia wewnętrznego r_1 równą zero. Występujący we wzorze (5.84) współczynnik M uwzględnia cechy zastosowanej technologii zagęszczania betonu, a także uwarstwienie przekroju. Dla słupów wibrowanych $M = 1$, natomiast dla elementów wirowanych M powinien być określany doświadczalnie. Dla przeprowadzonych przez autora badań, M można przyjmować z rys.5.12. Pojawiający się we wzorze (5.84) współczynnik ϑ należy obliczać wg wzoru (5.76), bądź odczytywać z rys.5.10. Współczynnik k należy przyjmować dla słupów wibrowanych równy 3,67 a dla słupów wirowanych $k = 6,15$. Wyniki otrzymane na podstawie wzoru (5.84) wykazują dobrą zgodność z wynikami doświadczalnymi (rys.5.11 i 5.13).
5. Na podstawie analiz numerycznych stwierdzono, że w uzwojonym słupie o przekroju pierścieniowym trójosiowy stan naprężeń ściskających panuje dopiero w pewnej odległości od zewnętrznej krawędzi (rys.6.6 i 6.7). W pobliżu prętów uzwojenia powstaje strefa zaburzeń, która w zależności od przyjętego modelu obliczeniowego (punkt 6.1 pracy) sięga od 10 do 20 mm. Według wzorów zaczerpniętych z prac [30,36,52,53,55] zasięg strefy zaburzeń waha się od 5 do 13 mm. Właściwe uwzględnienie strefy zaburzeń jest szczególnie ważne dla przekrojów pierścieniowych, gdyż w sposób znaczący może wpłynąć na zmniejszenie przekroju rdzenia betonowego, a tym samym na nośność słupa.
6. W oparciu o przeprowadzone badania oraz zdobyte doświadczenia autor uważa za słuszne rozszerzenie, w przyszłości badań o wpływy parametrów reologicznych, a także wpływ obciążeń mimośrodowych oraz smukłości.

Prezentowane wnioski 1,2 i 5 wykazały istnienie w uzwojonym słupie pierścieniowym trójosiowego stanu naprężeń, przez co została potwierdzona pierwsza teza pracy. Wnioski 1 i 2 w sposób pośredni oraz wniosek 4 wskazują na możliwość stworzenia jednolitej metody

obliczania uzwojonych słupów pierścieniowych i pełnych, co potwierdza drugą tezę pracy. Trzecią tezę pracy uzasadniają natomiast wnioski 3 i 4, wykazując potrzebę odrębnego podejścia do analiz uzwojonych słupów wirowanych.

8. LITERATURA

- [1] Achverdov I.N. *Železobetonnye napornye centrifugirovannye truby*, Izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, Moskva 1967
- [2] Achverdov I.N. *Novoe v technologii železobetonnykh centrifugirovannykh rastrubnykh trub*, Beton i železobeton 5/1961
- [3] Adesiyun A. Effect of manufacturing processes on the physical and mechanical properties of concrete used in the production of spun - cast electric poles, Rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska 1996
- [4] Adesiyun A., Kamiński M., Kubiak J., Łodo A. Laboratory test on the properties of spun concrete, Proceedings of the Third Interuniversity Research Conference, Technical University of Wrocław, University of Technology Eindhoven, Szklarska Poręba 1994, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 68/21
- [5] Aksomitas G.A. K voprosu mikrotreščinoobrazovanija v centrifugirovannom betone, *Železobetonnye konstrukcii*, Vil'njus 15/1987
- [6] Aksomitas G.A., Kudzis A.P. Ocenka procnosti centrifugirovannogo betona v szatykh élementach, Ocenka procnosti betona i železobetona, Vil'njus 1984
- [7] Amin K.A.M. Stan naprężeń i odkształceń w zbiornikach ciśnieniowych reaktorów jądrowych z uwzględnieniem skurczu i pęczania betonu, Rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska 1976
- [8] Batašev V.M. Procnost', treščinostojkost' i deformacii železobetonnykh élementov s mnogorjadnym armirovaniem, Kiev „Budivel'nik” 1978
- [9] Beljaev N.M. Soprotivlenie materialov, Izdatel'stvo „Nauka” Glavnaja Redakcija Fiziko - Matematičeskoj Literatury, Moskva 1976
- [10] Bielawski J., Chrabczyński G., Hładyniuk W. Specjalne metody zagęszczania w procesie formowania elementów prefabrykowanych, Problematyka Budownictwa, z.45, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1973
- [11] Biliszczuk J. Beton - tworzywo do budowy mostów, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej 32, seria: Monografie 10, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1986
- [12] Bloch M., Łodo A., Stodolny A. Linia przemysłowa produkcji wirowanych słupów energetycznych typu E12, III Konferencja Naukowo - Techniczna „Betonowe konstrukcje cienkościenne”, Wrocław - Karpacz 1993
- [13] BS:1881:Part 124:1988 - Testing concrete. Methods for analysis of hardened concretes
- [14] Cistjakov A.A., Klockov A.G. Éksperimental'noe issledovanie central'no szatykh gibkikh železobetonnykh élementov kol'cevogo secenija, Vestnik Lvovskogo Politechničeskogo Instituta 7/1965
- [15] Dąbrowski K., Stachurski W., Zieliński J.L. Konstrukcje betonowe, Arkady, Warszawa 1982
- [16] De Borst R. Computational methods in non - linear solid mechanics, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, 1993
- [17] Dilger W.H., Ghali A. Improved concrete poles. Report for the Canadian Electrical Association, Prepared by Stanley Associates Engineering LTD Calgary, Alberta 1980 - cz.I,

- Improved technology for spun - cast concrete poles, Prepared by Dilger - Ghali Civil Engineering Consultants LTD Calgary, Alberta 1984 - cz.II
- [18] Dilger W.H., Ghali A., Rao S.V.K.M. Improving the durability and performance of spun - cast concrete poles, PCI Journal, vol.41, no.2, march/april 1996
 - [19] Dilger W.H., Rao S.C.K.M. High performance concrete mixtures for spun - cast concrete poles, PCI Journal, vol.42, no.4, july/august 1997
 - [20] DIN 1045 Beton und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung, 1978
 - [21] Eibl J., Iványi G. Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 260/1976
 - [22] Geršanok R.A., Smirnov S.G., Šer M.O., Šilov A.E., Šamkut' S.V., Tokarev A.V. Železobetonnye centrifugirovannye kolonny odnoétažnych proizvodstvennykh zdaniy, Informacionnyj Listok 85-118, Belorusskij naucno - issledovatel'skij institut naucno - techniceskoj informacii i tehniko - ékonomiceskich issledovanij Gosplana BSSR, Minsk 1985
 - [23] Godycki - Ćwirko T. Mechanika betonu, Arkady, Warszawa 1982
 - [24] Godycki - Ćwirko T. Ścinanie w żelbecie, Arkady, Warszawa 1968
 - [25] Gvozdev A.A. Novoe v proektirovanii betonnykh i železobetonnykh konstrukcij, STROJIZDAT 1978
 - [26] Herrmann H.J., Poliakov A.N.B., Tzschichholz F. Examples of fractals in rock mechanics, Symposium on size - scale effects in the failure mechanisms of materials and structures, 3 -7 October 1994, Turin, Italy
 - [27] Instrukcja ITB nr 277 Określanie składu stwardniałego betonu, Warszawa 1986
 - [28] Iyengar K.T.S.R., Desayi P., Reddy K.N. Stress - strain characteristics of concrete confined in steel binders, Magazine of concrete research, vol.22, no.72, september 1970
 - [29] Jamróży Z. Technologia betonu, Skrypt Politechniki Krakowskiej, Kraków 1978
 - [30] Joen P.H., Park R. Flexural strength and ductility analysis of spirally reinforced prestressed concrete piles, PCI Journal, vol.35, no.4, july/august 1990
 - [31] Kalandadze V.Š. Racionalnyj tip opor iz sbornogo centrifugirovannogo železobetona, Beton i železobeton 3/1963
 - [32] Kamiński M. i inni Badania elementów sprężonych i częściowo sprężonych o przekroju pierścieniowym, wykonanych metodą wirowania betonu, Raport Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej 6 / 1995
 - [33] Kamiński M., Łodo A., Michałek J. Elementy z betonu wirowanego w zastosowaniu do konstruowania słupów w budownictwie powszechnym i przemysłowym, IV Konferencja Naukowo - Techniczna „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym, Wrocław - Szklarska Poręba 1994
 - [34] Kamiński M., Kubiak J., Łodo A., Adesiyun A. Kupski J., Michałek J., Oleszkiewicz T. Badania elementów o przekroju pierścieniowym z betonu wirowanego, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 1996
 - [35] Kamiński M., Michałek J. Badania żelbetowych elementów o przekroju pierścieniowym poddanych ściskaniu osiowemu, XVII Sympozjum Mechaniki Eksperymentalnej Ciała Stałego, Jachranka 1996
 - [36] Kamiński M., Michałek J., Wróblewski R. Theoretical stress analysis in axially compressed concrete elements of ring section, VI. Vedecká konferencia, Zbornik prednášok, 3.sekcia: Aplikácia progresivnych metod pri statickej a dynamickej analýze konštrukcii, Stavebná fakulta Technickej univerzity v Košiciach, Košice 1997
 - [37] Karpinskij V.I. Beton v predvaritel'no naprjažennoj spiral'noj obojme, ORGTRANSSTROJ Moskva 1961

- [38] Klockov A.G. K rascetu železobetonnych élementov kol'cevogo secenija, rabotajuščich v oblasti vtorogo slučaja vnecentrennogo sžatija, Vestnik L'vovskogo Ordena Lenina Politechničeskogo Instituta „Voprocы sovremennogo stroitel'stva" 35/1969
- [39] Kubiak J., Łodo A. Nowoczesne tendencje w kształtowaniu żerdzi energetycznych z betonu, Konferencja Naukowo - Techniczna „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym”, Zamek Książ k. Wałbrzycha, Prace naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Nr54, Konferencje Nr17, 1988
- [40] Kubiak J., Łodo A. Żerdzie wirowane w zastosowaniu do konstrukcji słupów zespolonych, IV Konferencja Naukowo - Techniczna „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym, Wrocław - Szklarska Poręba 1994
- [41] Kubiak J., Łodo A. Polska wersja technologii wytwarzania strunobetonowych żerdzi wirowanych, t.4, XXXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1992
- [42] Kubiak J., Łodo A. Sprężone słupy oświetleniowe i oświetleniowo - trakcyjne, IV Konferencja Naukowo - Techniczna „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym, Wrocław - Szklarska Poręba 1994
- [43] Kubiak J., Łodo A. Technologia wirowania betonu - stan istniejący i perspektywy rozwoju, III Konferencja Naukowo - Techniczna „Betonowe konstrukcje cienkościenne”, Wrocław - Karpacz 1993
- [44] Kudzis A.P. Železobetonnye konstrukcii kol'cevogo secenija, Izdatel'stvo „Mintis”, Vil'njus 1975
- [45] Kudzis A.P., Kvjadaras A.B. Vlijanie dlitel'nogo nagruženija i spiral'nogo armirovanija na mechaniceskie svojstva centrifugirovannogo betona pri osevom sžatii, Beton i železobeton 5/1971
- [46] Kuryłło A. Nowe doświadczenia ze słupami uzwojonymi, Inżynieria i Budownictwo 11/1952
- [47] Kuryłło A. Studium nad słupami uzwojonymi, Budownictwo i Architektura, Warszawa 1954
- [48] Lastockin V.G., Pecol'd T.M., Tarasov V.V. Opyt proizvodstva i primenenija centrifugirovannykh konstrukcij v promyšlennom stroitel'stvie, Belorusskij nauczno - issledovatel'skij institut nauczno - techniceskoj informacii i techniko - ékonomiceskich issledovanij Gosplana BSSR, Minsk 1985
- [49] Lipatov A.F. Issledovanie pročnosti trubobetonnych élementov, Trudy CNIIS, Transželdorizdat 1956
- [50] Luong M.P. Representativeness of laboratory strength testing, Symposium on size - scale effects in the failure mechanisms of materials and structures, 3 -7 October 1994, Turin, Italy
- [51] LUSAS v.11 Finite Element System. User Manual., FEA Ltd. 1991
- [52] Mander J.B. Priestley M.J.N., Park R. Theoretical stress - strain model for confined concrete, Journal of the structural division, ST8 august 1973
- [53] Menne B. Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 285/1977
- [54] Meyer A. Schleuderbeton - seine Herstellung und Verwendung, Betonstein - Zeitung, 7/1952
- [55] Muller K.F. Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit wendelbewehrter Stahlbetonsäulen, Dissertation, Technische Universität München, 1975
- [56] Nigels M.C. Recommended practice for design, manufacture and installation of prestressed concrete piling, PCI Journal, vol.38, no.2, march/april 1993
- [57] Nowakowski A.B. Badania piaskobetonowych słupów uzwojonych pod obciążeniem doraźnym, Inżynieria i Budownictwo 8/1986

- [58] Nowakowski A.B. Dyskusja wzoru na nośność słupów uzwojonych w świetle krajowych i zagranicznych przepisów normowych oraz badań nad betonem pracującym w trójosiowym stanie naprężeń ściskających, *Zaszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej* Nr 441, *Budownictwo* 33, 1984
- [59] Nowakowski A.B. Nośność żelbetowych słupów uzwojonych ściskanych osiowo i mimośrodowo, *Rozprawa doktorska*, Politechnika Łódzka 1983
- [60] Nowakowski A.B. Nośność słupów uzwojonych, t.II, XXXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Kraków - Krynica 1985
- [61] Olszak W. Z zagadnień teorii elementów uzwojonych w świetle reologicznych własności materiałów, *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, t.VI, z.2, Warszawa 1954
- [62] Olszak W. Zagadnienia teorii elementów uzwojonych, cz. I i II, *Archiwum Inżynierii Lądowej*, t. VI, z. 2/1960
- [63] Olszak W., Kaufman S., Eimer C., Bychawski Z. *Teoria konstrukcji sprężonych*, PWN, Warszawa 1961
- [64] Pecol'd T.M., Mincenja T.P. Issledovat', razrabotat' i vnedrit' żelezobetonnye centrifugirovannye élementy s vysokoprocnoj armaturoj, *Belorusskij ordena trudovogo krasnogo znameni politechniceskij institut*, Minsk 1981
- [65] Pecol'd T.M., Pastuškov G.P., Rak N.A., Tarasov V.V., Lastockin V.G., Sugak K.S., Zikeev L.H. Opyt promenenija centrifugirovannykh kolonn v promyšlennom stroitel'stve, *Promyšlennoe stroitel'stvo* 4/1980
- [66] Pecol'd T.M., Tarasov V.V. Éffektivnye żelezobetonnye kolonny kol'cevogo secenija, izgotavlivarmye metodom centrifugirovanija, *Informacionnyj Listok* 19, *Belorusskij naucno - issledovatel'skij institut naucno - techniceskoj informacii i techniko - ékonomiceskich issledovanij Gosplana BSSR*, Minsk 1978
- [67] Pecol'd T.M., Tarasov V.V., Teleš E.A., Geršanok R.,A., Monin A.,M., Tukaj E.M. Truboprovodnyj most, *Abtorskoe Svidetel'stvo* 855111, *Gosudarstvennyj Komitet SSSR Po Delam Izobretenij i Otkrytij*, 1981
- [68] Pecold M., Pastuszkow G. Słupy wirowane w budynkach przemysłowych i budowlach inżynierskich, *Inżynieria i Budownictwo* 6/1990
- [69] Pfeleiderer Verkehrstechnik GmbH & Co. - Technische Information: Rundstützen
- [70] PN-56/B-03260 Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [71] PN-76/B-06714.02 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie gęstości w kolbie Le Chateliera
- [72] PN-76/B-06714.06 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie gęstości pozornej w cylindrze pomiarowym
- [73] PN-76/B-06714.08 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie szczelności
- [74] PN-76/B-06714.09 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie porowatości
- [75] PN-76/B-06714.10 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie jamistości
- [76] PN-77/B-06714.07 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie gęstości nasypowej
- [77] PN-78/B-04301 Cement. Metody badań. Analiza chemiczna
- [78] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [79] PN-88/B-04300 Cement. Metody badań. Oznaczanie cech fizycznych.
- [80] PN-88/B-06250 Beton zwykły
- [81] PN-90/B-06243 Domieszki do betonu. Domieszki uplastyczniające i upłynniające. Wymagania i badania efektów oddziaływania na beton
- [82] PN-91/B-06714.15 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczanie składu ziarnowego
- [83] PrPN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie

- [84] Rüsch H., Stöckl S. Versuche an wandelbewehrten Stahlbetonsäulen unter kurz- und langfristig wirkenden zentrischen Lasten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 205/1969
- [85] Rodgers T.E. Guide for design of prestressed concrete poles, PCI Journal vol.28, no.3, may/june 1983
- [86] Rodgers T.E. Prestressed concrete poles: state of the art., PCI Journal, vol.29, no.5, september/october 1984
- [87] Rossi P. A probabilistic discrete cracking model of concrete in tension and compression, Symposium on size - scale effects in the failure mechanisms of materials and structures, 3 -7 October 1994, Turin, Italy
- [88] Schickert G., Winkler H. Results of tests concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 277/1979
- [89] SN 10-57 Instrukcija po projektovanju predvaritel'no napražennych železobetonnych konstrukcij, Gosstrojizdat 1958
- [90] SNiP II-B. 1-62 Betonnye i železobetonnye konstrukcii. Normy projektirovanija, Moskva 1962
- [91] Stöckl S., Menne B. Versuche an wandelbewehrten Stahlbetonsäulen unter exzentrischer Belastung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 251/1975
- [92] Suwalski L. i inni Teoria betonu i żelbetu. Budownictwo Betonowe, t.II, Arkady, Warszawa 1964
- [93] Świadectwo dopuszczenia do stosowania w budownictwie nr 645/87: Betoplast 1 oraz Betoplast 2 i Betoplast 2a superplastyfikatory do betonu, ITB Warszawa, 1988
- [94] Tarasov V.V. Centrifugirovannye opory dla mnogojarusnoj prokladki nadzemnych trudoprovodov, Informacionnyj Listok 84-119, Belorusskij nauczno - issledovatel'skij institut nauczno - techniceskoj informacii i techniko - ekonomiceskich issledovanij Gosplana BSSR, Minsk 1984
- [95] Tarasov V.V., Petsold T.M. Prestressed centrifugal span trestles, The Ninth International Congress of the FIP, Stockholm 6 - 10 june 1982
- [96] Tarasov V.V., Tokarev A.V. Éffektivnye železobetonnye kolonny dla promzdani, oborudovannyh mostovymi kranami, Informacionnyj Listok 84-116, Belorusskij nauczno - issledovatel'skij institut nauczno - techniceskoj informacii i techniko - ekonomiceskich issledovanij Gosplana BSSR, Minsk 1984
- [97] Tarasow W., Pecold T. Nowe konstrukcje z betonu wirowanego w budynkach halowych i inżynierskich, IV Konferencja Naukowo - Techniczna „Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym, Wrocław - Szklarska Poręba 1994
- [98] Vadluga R.R. Issledovanie raboty trubchatych obrazcov iz centrifugirovannogo vysokoprocnoego betona pri central'nom i vnecentrennom szatii, Issledovanija po železobetonnym konstrukcijam, II, Vil'nius 1966
- [99] Vadluga R.R., Kudzis A.P. O procnosti centrifugirovannogo betona pri szatii, Izdatel'stvo „Mintis”, Vil'nius 1966
- [100] Vasil'ev A.P., Matkov H.G., Filipov B.P. Pročnost' i deformativnost' szatych elementov s kosvennym armirovaniem, Beton i železobeton 4/1973
- [101] Walczak J. Wytrzymałość materiałów oraz podstawy teorii sprężystości i plastyczności, t. I i II, PWN, Warszawa - Kraków 1977
- [102] Willam K.J., Warnke E.P. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering, vol.19, 1975
- [103] Wojewódzki W., Jemioło S., Lewiński P.M., Szwed A. O relacjach konstytutywnych modelujących własności mechaniczne betonu, Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, 128/1995