

**INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ
Raport serii PRE nr 14/2006**

*Zachowanie się ortotropowych powłok walcowych
w ośrodku gruntowym pod statycznym
i dynamicznym obciążeniem zewnętrznym*

mgr inż. Bartłomiej Kunecki

Rozprawa doktorska

Promotor:

Prof. dr hab. inż. Ernest Kubica

Słowa kluczowe:

powłoki walcowe, przepust stalowy, badania w pełnej skali,
Metoda Elementów Skończonych.

Wrocław, 2006

Strona 1



Spis treści

1. Wstęp	
1.1. Wprowadzenie.....	6
1.2. Cel i zakres pracy	8
2. Badania teoretyczne i doświadczalne dotyczące przepustów z blach falistych	
2.1. Wstęp	9
2.2. Metody projektowe	9
2.2.1. Przepusty sztywne	9
2.2.1.1. Sztywność przepustu	10
2.2.1.2. Przepust sztywny ułożony w rowie.....	11
2.2.1.3. Przepust sztywny ułożony w wykopie odsłoniętym	13
2.2.1.4. Przepust sztywny ułożony w wykopie odsłoniętym nieidealnym	15
2.2.2. Przepusty podatne.....	16
2.2.2.1. Ugięcie (Równanie Iowa)	17
2.2.2.2. Siła obciążająca (ściskająca) ściankę przepustu	19
2.2.2.2.1. Metoda Marstona – Spanglera	19
2.2.2.2.2. Metoda Kleina.....	20
2.2.2.2.3. Teoria ściskania pierścieniowego (obwodowego)	21
2.2.2.2.4. Metoda zgodna z normą kanadyjską (Canadian Highway Bridge Design Code - CHBDC) i amerykańską (Ontario Highway Bridge Design Code - OHBDC)	23
2.2.2.2.5. Metoda zgodna z normą American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	25
2.2.2.2.6. Metoda współpracy z gruntem.....	26
2.2.2.2.7. Metoda Vaslestad.....	27
2.2.2.2.8. Analityczna metoda sprężysta.....	29
2.2.2.2.9. Metody numeryczne	31
2.2.2.2.9.1. Metoda Sprężyn.....	31
2.2.2.2.9.2. Metoda Elementów Skończonych (MES)	32
2.2.2.3. Wyboczenie ścianki przepustu podatnego	34
2.3. Wybrane badania przepustów podatnych w skali naturalnej	
2.3.1. Przepusty kolejowe w Międzyzlesiu	36
2.3.1.1. Konstrukcja przepustu	36
2.3.1.2. Grunt nasypu.....	37
2.3.1.3. Wyniki pomiarów przy próbnym obciążaniu.....	37
2.3.2. Przepust drogowy na drodze krajowej nr 11	38
2.3.2.1. Konstrukcja przepustu	38
2.3.2.2. Obciążenia.	39
2.3.2.3. Wyniki pomiarów.	40

2.3.3.	Przepust drogowy w miejscowości Jeleniów	42
2.3.3.1.	Konstrukcja przepustu	42
2.3.3.2.	Wyniki pomiarów	42
2.3.4.	Przepust w Tolpinrud (Norwegia)	45
2.3.4.1.	Konstrukcja przepustu	45
2.3.4.2.	Aparatura pomiarowa.....	45
2.3.4.3.	Wyniki pomiarów	46
2.3.5.	Przepust w Dovre (Norwegia).....	49
2.3.5.1.	Opis konstrukcji.....	49
2.3.5.2.	Wyniki pomiarów	51
2.3.6.	Przepust w Elkhart Creek (Kanada)	54
2.3.6.1.	Opis konstrukcji.....	54
2.3.6.2.	Wyniki pomiarów	55
2.3.7.	Przepust w Leigh Creek (Australia)	57
2.3.7.1.	Opis konstrukcji.....	57
2.3.7.2.	Wyniki pomiarów	58
2.3.8.	Badania Armco i Thyssen	64
2.3.8.1.	Opis konstrukcji.....	64
2.3.8.2.	Program i wyniki testów	65
2.4.	Podsumowanie stanu badań i sformułowanie tez.....	71
3.	Badania modelowe	
3.1.	Stanowisko badawcze	74
3.2.	System zbierania i akwizycji danych	75
3.3.	Obiekt badań	76
3.4.	Obciążenia.....	78
3.4.1.	Schematy obciążeń	80
3.4.1.1.	Obciążenia statyczne.....	80
3.4.1.2.	Obciążenia zmęczeniowe.....	81
3.4.1.3.	Próba zniszczenia.....	81
3.4.2.	Wartości obciążeń dla poszczególnych wariantów badań.....	82
3.4.3.	Wartości obciążenia zmęczeniowego.....	82
3.4.4.	Program badań.....	84
3.5.	Pomiary, przemieszczeń, odkształceń, sił parcia w gruncie oraz kontrola geometrii	84
3.5.1.	Pomiary geometrii podczas obsypywania gruntem	84
3.5.2.	Pomiary przemieszczeń.....	85
3.5.3.	Pomiary odkształceń.....	86
3.5.4.	Pomiary sił parcia w gruncie	88
3.5.5.	Punkty pomiarowe.....	88
3.6.	Badania gruntu	89

3.7. Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4	90
3.7.1. Symetryczne obciążenie statyczne	91
3.7.2. Symetryczne obciążenie zmęczeniowe	107
3.7.3. Asymetryczne obciążenie statyczne	136
3.8. Wyniki pomiaru geometrii przepustu Multiplate GL4.....	145
3.9. Wyniki badania gruntu.....	146
4. Wyznaczenie wyężenia przepustu metoda elementów skończonych	
4.1. Element powłokowy SHELL4	151
4.2. Element bryłowy SOLID	155
4.2.1. Sprężysty-idealnie plastyczny model gruntu Druckera – Pragera.....	157
4.2.2. Metoda iteracyjna Newtona - Raphona dla zagadnienia nieliniowości fizycznej.....	158
4.3. Dyskretyzacja modelu badanego przepustu	161
4.4. Wyniki analizy numerycznej.....	162
4.5. Wpływ warunków brzegowych na rozkład naprężeń w gruncie i powłoce przepustu.....	168
4.5.3. Przesunięcie obudowy stanowiska badawczego.....	174
4.6. Przepusty o przekroju eliptycznym	176
5. Podsumowanie i wnioski	
5.1. Badania statyczne.....	185
5.1.1. Siły wewnętrzne:	185
5.1.2. Przemieszczenia i deformacje	185
5.1.3. Obciążenia asymetryczne	186
5.1.4. Naprężenia w gruncie	186
5.1.5. Badania z obciążeniem cyklicznym	186
5.2. Zachowanie się przepustów podatnych w czasie - fazy pracy przepustu.....	188
5.3. Rozkład naprężeń nad kluczem przepustu podatnego o dużej rozpiętości.....	189
5.4. Analiza wyników z obliczeń numerycznych.....	192
5.5. Zalecenia dotyczące przyszłych badań	193
6. Literatura.....	195

1. Wstęp

1.1. Wprowadzenie

Konstrukcje podatne ze stalowych blach falistych o dużych rozpiętościach są powszechnie stosowane na świecie w budownictwie drogowym i kolejowym, do budowy mostów, tuneli, przepustów, przejść podziemnych dla pieszych, zabezpieczeń lawinowych.

Konstrukcje te mają różnorodne kształty, jednak większość z nich to konstrukcje o przekrojach zamkniętych i rozpiętości do ok. 12.0 m. Obecnie coraz częściej spotyka się przepusty otwarte o przekroju skrzynkowym, tzw. *box culvert*, oparte na fundamentach betonowych oraz przepusty łukowe, których rozpiętość sięga nawet 20.0 m (tzw. *super-span*), jak pokazany na rysunku 1.1 przepust wybudowany w Kanadzie (największy tego typu przepust z blachy falistej na świecie) oraz największy jak do tej pory w Europie przepust na drodze krajowej nr 5 Wrocław - Poznań (rysunek 1.2). Grubości fałdowych blach stalowych lub aluminiowych mieszczą się w przedziale od 2.75 mm do 8.00 mm.



Rys. 1.1. Przepust Kemess Arch w Kanadzie o rozpiętości ponad 20 m.

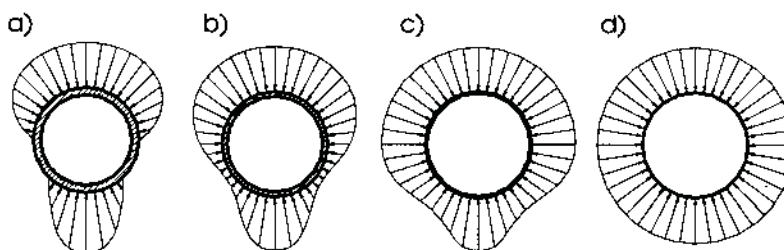


Rys. 1.2. Przepust na drodze krajowej nr 5 Wrocław-Poznań.
Jeden z największych w Europie o rozpiętości ok. 17 m.

Konstrukcje te są podatne i znaczną część obciążeń przenoszą poprzez współpracę z otaczającym je gruntem. Projektowanie konstrukcji wymaga zrozumienia tej współpracy i określenia sił występujących w konstrukcji.

Grunt uważany jest jako istotny element nośny układu systemu grunt-konstrukcja. Przemieszczenie konstrukcji w kierunku zewnętrznym powoduje nacisk na grunt, a tym samym zwiększenie jego sztywności. Opisana współpraca konstrukcji przepustu z otaczającym go ośrodkiem gruntowym ma decydujący wpływ na rozkład obciążeń działających wokół przepustu. Na rysunku 1.3 przedstawiono schematy rozkładów

obciążeń według Dreschera dla kołowego przepustu sztywnego, sprężystego, podatnego i idealnie podatnego, w jednakowych warunkach ich ułożenia i przy jednakowym zagłębieniu w gruncie [105].



Rys. 1.3. Rozkłady obciążeń w jednakowych warunkach ułożenia i obciążenia dla przekroju:
a) sztywnego, b) sprężystego, c) podatnego, d) idealnie podatnego.

Przepusty sztywne wykonane z takich tradycyjnych materiałów jak: beton, żelbet, kamionka, zagłębione w gruncie, praktycznie nie odkształcają się pod wpływem działających na nie obciążeń. Brak deformacji przekroju sprawia, że rozkład obciążeń charakteryzuje się dużymi koncentracjami w górnej i dolnej strefie przepustu szczególnie, gdy grunt został słabo zagęszczony w strefach bocznych wykopu. Taki rozkład obciążeń jest bardzo niekorzystny, ponieważ momenty zginające w najbardziej wytężonych przekrojach przyjmują wtedy duże wartości, przy czym stan maksymalnych koncentracji obciążeń występuje bezpośrednio po zasypaniu wykopu.

Inaczej zachowują się przepusty podatne z blach falistych i tworzyw sztucznych ułożone w gruncie. Dzięki swojej elastyczności współdziałają one przy przenoszeniu obciążeń z otaczającym je ośrodkiem gruntowym. Dlatego właśnie podczas wymiarowania takich przepustów nie rozpatruje się pracy samych powłok przepustów, lecz analizuje pracę układu przepust-ośrodek gruntowy.

Podstawą interakcji układu przepust-ośrodek gruntowy jest deformacja przekroju obciążonej konstrukcji, odpowiadająca jej reakcja gruntu oraz tzw. zjawisko przesklepienia. Zjawisko przesklepienia powstaje w gruncie nad koroną przepustu, pod wpływem przemieszczenia do wewnątrz konstrukcji w górnej jej części. Deformacja ta wywołuje powstawanie naprężeń ścinających działających w gruncie ku dołowi w płaszczyźnie pionowej, co powoduje dociążenie lub odciażenie konstrukcji. Z kolei boczne przemieszczenia konstrukcji, działające na zewnątrz, trafiają na opór otaczającego gruntu. Tak więc ośrodek gruntowy otaczający przewód ogranicza wielkość deformacji przekroju. Ograniczenie to jest tym większe, im sztywniejszy jest grunt w strefach bocznych przepustu, co zależy od rodzaju gruntu i od stopnia jego zagęszczenia. Odpowiedzią na nacisk stref bocznych przepustu na grunt jest parcie bierne, czyli odpór gruntu. Wartość odkształcenia zagłębionych przepustów podatnych z blach falistych i tworzyw sztucznych jest zatem zależna nie tylko od parametrów wytrzymałościowych materiału konstrukcyjnego, ale także od parametrów wytrzymałościowych otaczającego ją gruntu.

Najważniejszym etapem w procesie budowy jest ułożenie zasyпки wokół konstrukcji. Zasyпка powinna być wykonana warstwami z materiału dobrej jakości, niespoistego, przepuszczalnego, dobrze zagęszczonego, ułożonego symetrycznie po obu stronach konstrukcji. Szczegółowe zalecenia dotyczące montażu konstrukcji z blach falistych zawarte są w [K1, K3]. Podczas procesu obsypywania boczne parcie gruntu powoduje przemieszczanie się boków przepustu do wewnątrz, natomiast korony przepustu do góry. Zjawisko takie powodowane jest nakładaniem i zagęszczaniem kolejnych warstw gruntu. Wartość momentów zginających w ścianie przepustu wraz ze wzrostem wysokości naziomu maleje.

Jak dotąd większość metod projektowych bazuje na doświadczeniach zdobytych przy budowie innych konstrukcji, a nie na modelach analitycznych, z uwagi na to, że te drugie są skomplikowane, pomimo prostoty samego układu przepust – grunt.

Modelowanie analityczne związane jest z następującymi trudnościami:

- tymczasowe obciążenia montażowe w trakcie zagęszczania obsyпки,
- poślizg na granicy powierzchnia zewnętrzna przepustu – grunt,
- nieliniowość materiałowa gruntu i konstrukcji,
- różnorodność kształtów geometrycznych,
- inne cechy jak np. belki usztywniające.

Obecnie najlepszą metodą, dzięki której można opisać większość warunków brzegowych tego skomplikowanego problemu jest **Metoda Elementów Skończonych**.

1.2. Przedmiot, cel i zakres pracy

Przedmiotem opracowania są przepusty podatne o dużych rozpiętościach wykonane ze stalowej blachy falistej poddane statycznemu oraz dynamicznemu (cyklicznemu) obciążeniu zewnętrznemu.

Celem opracowania jest określenie interakcyjnej nośności powłok łukowych w ośrodku gruntowym stanowiących konstrukcję nośną podatnych przepustów drogowych i kolejowych.

Zakres opracowania obejmuje następujące elementy:

- Omówienie najważniejszych metod projektowych dotyczących przepustów.
- Zestawienie wybranych badań przepustów podatnych w skali naturalnej.
- Sformułowanie tezy.
- Badania laboratoryjne przepustu łukowego zamkniętego w skali rzeczywistej.
- Wykonanie analizy numerycznej.
- Analiza wyników i wnioski

Po analizie dotychczasowych rozwiązań i wyników zebranych na podstawie wybranych badań przepustów podatnych w skali rzeczywistej za niezbędne uznano przeprowadzanie badań laboratoryjnych przepustu łukowego zamkniętego w skali rzeczywistej pod kontrolowanym obciążeniem oraz przy dokładnie sprawdzonych warunkach gruntowych.

Badania modelowe przeprowadzono na przepuscie stalowym typu „multiplate” dostarczonym przez firmę ViaCon. Badany przepust został wykonany z arkuszy blachy falistej o wymiarach fali 150 x 50 mm i grubości ścianki $t=3.75$ mm, łączonych ze sobą zakładkowo na śruby wysokiej wytrzymałości. Pofalowanie blachy było w kierunku podłużnym przepustu w celu uzyskania większej sztywności w kierunku obwodowym. Długość modelu wynosiła 14.40 m, szerokość – 2.99 m i wysokość – 2.40 m.

Do przeprowadzenia testów wykorzystano stanowisko do badań elementów konstrukcji mostowych w skali rzeczywistej, na którym zbudowano specjalne ściany oporowe. Pomiedzy ściany wprowadzono konstrukcję przepustu, którą obsypano gruntem. Tak przygotowany przepust poddano obciążeniu przy użyciu dwóch siłowników hydraulicznych oraz specjalnie zaprojektowanej płyty do przekazywania obciążenia z siłowników na grunt i badany obiekt.

Badania polegały na rejestracji w połowie długości modelu następujących wielkości:

- Przemieszczeń normalnych do płaszczyzny powłoki w trzech punktach obwodu (przy użyciu czujników indukcyjnych).
- Odkształceń obwodowych w 14 punktach obwodu (przy użyciu tensometrów elektrooporowych), przy czym w każdym punkcie pomiarowym były umieszczone dwa tensometry – jeden na grzbiecie fali, drugi na przyległym wgłębieniu.
- Naprężeń w gruncie w ośmiu punktach obwodu i dwóch punktach naziomu (przy użyciu tzw. presjometrów).

Rozwiązania teoretyczne uzyskano wykorzystując Metodę Elementów Skończonych budując numeryczny, trójwymiarowy model konstrukcji przepustu, otaczającego go gruntu oraz ścian obudowy stanowiska badawczego. Metalową blachę przepustu odwzorowano jako powłokę z materiału liniowo-sprężystego wykorzystując element typu „Shell”, natomiast otaczający grunt opisano wykorzystując sprężysto-idealnie plastyczny model gruntu wg Druckera - Pragera i elementy typu „Solid”.

2. Badania teoretyczne i doświadczalne dotyczące przepustów z blach falistych

2.1. Wstęp

Przepusty podziemne stosowane są powszechnie w budownictwie drogowym i kolejowym. Konstrukcje o mniejszych średnicach używane są głównie do odprowadzania ścieków i budowania systemów drenaży. Z kolei o większych średnicach używane są do budowy przejść podziemnych, przejazdów gospodarczych, tuneli drogowych lub małych mostów. W Norwegii od roku 1983 używa się podatnych stalowych przepustów z blachy fałdowej do zabezpieczenia dróg przed lawinami.

W niniejszym punkcie przedstawiono przegląd tradycyjnych metod stosowanych w projektowaniu przepustów sztywnych i podatnych.

2.2. Metody projektowe

Projektowanie przewodów zanurzonych w gruncie tradycyjnie opiera się na doświadczeniach zebranych przy obserwacji zachowań wcześniej zbudowanych konstrukcji. Ogólne reguły projektowe bazują na doświadczeniach z obserwacji rur o mniejszych średnicach, zbudowanych za pomocą technologii obecnie niestosowanych.

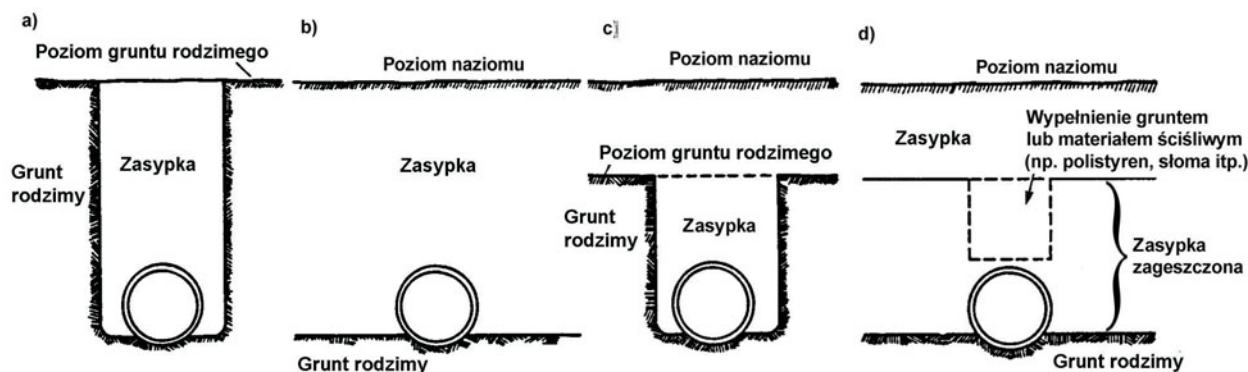
Wiadomo, że wielkość i rozkład obciążeń na przepust od ciężaru gruntu oraz obciążeń zewnętrznych zależy od względnej sztywności przepustu. Z tego względu wyróżniono przepusty sztywne (np. betonowe) i podatne (np. ze stalowych blach falistych, aluminium lub plastiku).

Teorią obliczania przewodów zanurzonych w gruncie zajmowali się badacze z wielu krajów, m.in. Marston, Spangler, Tchobotarioff (USA), Wetzorke (Niemcy), Voellmy (Szwajcaria), Vaslestad (Norwegia), Jakobsen (Szwecja), Klein i Jemielianow (Rosja). Początkowo teorie obliczeniowe dotyczyły rur sztywnych, gdyż innych wówczas nie znano. Prekursorami tych teorii byli Marton i Spangler, którzy wyznaczyli wypadkowe parcie gruntu G na rurę sztywną ułożoną w wykopie. Swoje teorie weryfikowali badaniami prowadzonymi w latach 1919-1940 na Stanowym Uniwersytecie Iowa. Metoda oparta na ich teorii jest stosowana w USA, Japonii i większości krajów europejskich.

2.2.1. Przepusty sztywne

Teoria Martona - Spanglera opiera się na założeniu, że obciążenie ciężarem kolumny gruntu znajdującego się nad rurą jest redukowane poprzez przesklepienie, w którym część ciężaru gruntu przekazywana jest na sąsiadujące pryzmy gruntu. Takie założenie powoduje, że w niektórych przypadkach obciążenie przekazywane na rurę może być mniejsze niż ciężar zalegającego nad rurą gruntu. W innych przypadkach, obciążenie rury może rosnąć wskutek odwrotnego przesklepienia, w którym obciążenie pochodzące od pryzm bocznych gruntu jest przekazywane na grunt zalegający bezpośrednio nad rurą.

W celu określenia kierunku przekazywania obciążeń należy określić kierunek wzajemnych przemieszczeń lub tendencji do przemieszczeń pomiędzy pryzmą gruntu zalegającą bezpośrednio nad rurą a sąsiednimi pryzmami gruntu.



Rys. 2.1. Klasy przepustów wg teorii Marstona - Spanglera:

a) przepust w rowie, b) przepust w wykopie otwartym, c), d) przepust w wykopie nieidealnym.

Teoria Martona - Spanglera dzieli przepusty podziemne na dwie podstawowe klasy: przepusty ułożone w rowie i przepusty ułożone w wykopie otwartym. Wśród przepustów ułożonych w wykopie otwartym wyróżnia się przepusty w wykopie otwartym nieidealnym. Dla każdej z klas przepustów przyjmuje się, że ciężar przyzmy gruntu nad przepustem jest powiększony lub pomniejszony o wartość tarcia pomiędzy sąsiadującymi przyzmy gruntu po obu stronach przepustu i jest przenoszona przez przepust.

Przepust w rowie to rura ułożona w stosunkowo wąskim wykopie (rowie), co powoduje powstawanie sił tarcia na granicy pomiędzy ściankami wykopu a zasypką – rysunek 2.1a.

Przepust w wykopie otwartym to rura ułożona i obsypana gruntem innym niż grunt rodzimy – rysunek 2.1b. Przepust w wykopie nieidealnym jest przypadkiem przepustu w wykopie otwartym, szczególnym ze względu na dwa poziomy obsybkki nad przewodem – rysunek 2.1c lub zastosowanie warstwy materiału ściśliwego – rysunek 2.1d.

2.2.1.1. Sztywność przepustu

Sztywność przepustu (sztywność obwodowa) wyznaczana jest doświadczalnie i mierzona jako odporność na ugięcie obwodowe w wyniku podzielenia siły działającej na próbkę przez długość tej próbki i ugięcie, co wyraża się wzorem:

$$S = \frac{F \cdot f}{L \cdot dv}, \quad (1)$$

gdzie:

S – sztywność przepustu,

F – siła działająca na jednostkę długości,

L – długość próbki,

dv – ugięcie,

f – współczynnik ugięcia zdeformowanego przepustu wyznaczony ze wzoru:

$$f = 10^{-5} \left(1860 + 2500 \frac{dv}{d_m} \right), \quad (2)$$

d_m – uśredniona średnica przepustu.

Do celów projektowych przyjmuje się różne wartości sztywności obwodowej w zależności od norm i wytycznych stosowanych w różnych krajach. Przepisy CEN (Comité Européen de Normalisation) oraz normy ISO definiują sztywność obwodową zależnością:

$$S = \frac{EI}{d_m^3}, \quad (3)$$

gdzie:

E – moduł sprężystości materiału, z którego wykonana jest konstrukcja,

I – moment bezwładności przekroju ścianki przepustu,

d_m – j.w.

Badanie sztywności obwodowej wg normy PN-EN ISO 9969 polega na ściskaniu próbki ułożonej między dwiema równoległymi płytami. Badanie wykonuje się na trzech próbkach o tej samej średnicy. Sztywność obwodową wyznacza się w kiloniuutonach jako średnią arytmetyczną z obciążeń trzech próbek, korzystając z następującej zależności:

$$S_i = \frac{0,0186 + 0,025 \cdot Y_i \cdot F_i}{D_w \cdot L_i \cdot Y_i}, \quad (4)$$

gdzie:

F_i – siła odpowiadająca 3 % deformacji średnicy przewodu dla i-tej próbki, [kN]

L_i – długość i-tej próbki, [m]

D_w – średnica wewnętrzna, [m]

Y_i – odkształcenie odpowiadające 3 % ugięciu, [m]

Według norm niemieckich DIN, sztywność obwodową wyznacza się z zależności:

$$S_R = \frac{EI}{r_m^3}, \quad (5)$$

gdzie:

$$r_m = \frac{d_z^2 + d_w^2}{4} - \text{średni promień przewodu,}$$

d_z – średnica zewnętrzna,

d_w – średnica wewnętrzna,

E – j.w.,

I – j.w.

W normie amerykańskiej American Society for Testing Materials (ASTM) określa się sztywność obwodową przy ugięciu 5% i wyraża ją stosunkiem F/dv.

W tabeli nr 2.1 zestawiono sztywności obwodowe wyznaczone na podstawie różnych norm [25].

Tabela 2.1. Zestawienie sztywności obwodowych obliczonych wg różnych norm [25].

Sztywność nominalna			SN2500	SN5000	SN10000	SN15000	SN20000
Oznaczenie	Jedn.	Norma					
S	N/m ²	ISO, CEN	2500	5000	10000	15000	20000
S _R	N/mm ²	DIN, ATV	0.02	0.04	0.08	0.12	0.16
F/dv	psi	ASTM	18	36	72	108	144

Często klasyfikuje się rury ze względu na sztywność używając kryterium Kleina, które wyraża się zależnością:

$$n = \frac{E_g r_m^3}{E \cdot e^3}, \quad (6)$$

gdzie:

E_g – moduł odkształcalności gruntu,

E – moduł Younga materiału, z którego wykonany jest przewód,

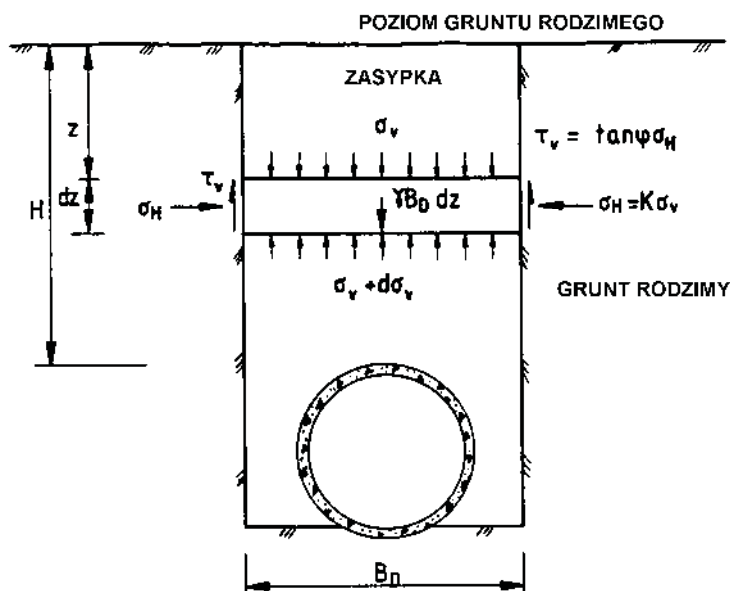
r_m – średni promień rury,

e – grubość ścianki rury.

W przypadku rur sztywnych kryterium przyjmuje wartość $n < 1$, dla rur podatnych $n > 1$.

2.2.1.2. Przepust sztywny ułożony w rowie

Teoria pierwotnie została przedstawiona przez Marstona w 1913 r. i bazowała na teorii silosów Janssena. Wyodrębniono jednostkowy element zasypki (dz), na który działa siła ścinająca od ciężaru gruntu, co pokazano na rysunku 2.2.



Rys. 2.2. Przepust w wykopie (rowie).

Naprężenia ścinające τ_v działające na krawędziach wykopu są proporcjonalne do naprężeń normalnych pionowych σ_v na całej szerokości wykopu:

$$\tau_v = K \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \sigma_v, \quad (7)$$

gdzie:

σ_v – naprężenia normalne pionowe,

φ – kąt tarcia wewnętrznej zasyпки,

K – współczynnik parcia czynnego gruntu wyrażony zależnością:

$$K = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}. \quad (8)$$

Oznacza to, że współczynnik tarcia pomiędzy zasypką a gruntem rodzimym równy jest $\operatorname{tg}(\varphi)$. Użycie czynnego parcia gruntu powoduje, że pionowe i boczne naprężenia są naprężeniami głównymi, bez uwzględnienia naprężeń ścinających.

Ostatecznie maksymalne obciążenie, jakie działa na przepust, wyznacza się ze wzoru:

$$W_C = C_D \cdot \gamma \cdot B_D^2, \quad (9)$$

gdzie:

W_C – obciążenie przepustu działające w górnej części przepustu,

γ – ciężar właściwy zasyпки,

B_D – szerokość wykopu,

C_D – współczynnik obciążeniowy równy:

$$C_D = \frac{1 - e^{-2K \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \frac{H}{B_D}}}{2K \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}, \quad (10)$$

H – wysokość naziomu.

Równanie określające współczynnik obciążeniowy C_D wyraża się równaniem zależnym od iloczynu $K \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$ oraz stosunku H do B_D . Wartości K i φ można wyznaczyć doświadczalnie, ale w praktyce przyjmuje się wartości K i $\operatorname{tg}(\varphi)$ wyznaczone dla znanych typów gruntów. Wartość iloczynu K i $\operatorname{tg}(\varphi)$ waha się od 0.106 dla miękkich glin ($\varphi = 8^\circ$) do 0.192 dla żwirów i piasków dobrze zagęszczonych ($\varphi = 30^\circ - 35^\circ$).

Poniżej w tabeli 2.2 zestawiono przykładowe wartości φ , K oraz iloczynu $K \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$ dla różnych typów gruntów przyjęte w norweskiej normie do projektowania mostów z 1985 r. (Bruprosjektering, 03 Støttemurer) [25].

Tabela 2.2. Zestawienie K i $tg(\varphi)$ dla różnych rodzajów gruntu.

Rodzaj Gruntu	φ	$tg(\varphi)$	K	$K \cdot tg(\varphi)$
Żwir	35°	0.70	0.27	0.19
Piasek	33°	0.65	0.29	0.19
Twarde gliny i namuły	26°	0.49	0.39	0.19

Z przedstawionego powyżej zestawienia wynika, że iloczyn $K \cdot tg(\varphi)$ ma stałą wartość dla wszystkich przedstawionych typów gruntu. Maksymalną wartość iloczyn ten osiąga dla $\varphi=30^\circ$ i wynosi 0.192.

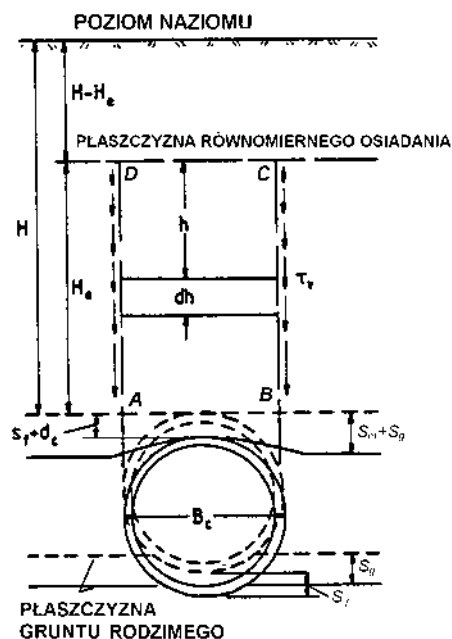
Christensen zauważył, że bardziej poprawna wartość współczynnika K wyraża się wzorem [89]:

$$K = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad (11)$$

Selig i Packard wykazali, że obciążenia wyznaczone zgodnie z teorią Martona – Spanglera są większe w porównaniu z obciążeniami otrzymanymi za pomocą metody elementów skończonych przy użyciu programu SPIDA. Wykazali przy użyciu koła Mohra, że maksymalna wartość iloczynu $K \cdot tg(\varphi)$ wynosi $\sin(\varphi)$ [90].

2.2.1.3. Przepust sztywny ułożony w wykopie odsłoniętym

Podobnie jak dla przepustu w rowie, Marton stworzył równanie równowagi dla warunków pracy przepustu w wykopie całkowicie odsłoniętym. Naprężenia ścinające τ działają do dołu i powodują obciążenie rury większe niż ciężar gruntu znajdującego się w pryzmie bezpośrednio nad rurą. Sytuację pokazano na rysunku 2.3.



Rys. 2.3. Przepust w wykopie odsłoniętym.

Obciążenie wyrażone jest następującą zależnością:

$$W_c = C_c \gamma B_c^2, \quad (12)$$

gdzie:

B_c – średnica zewnętrzna przewodu,

γ – j.w.,

C_c – współczynnik obciążeniowy wyrażony wzorem:

$$C_c = \frac{e^{2K \cdot tg(\varphi) \frac{H}{B_c}} - 1}{2K \cdot tg(\varphi)}. \quad (13)$$

W przypadku przepustów ułożonych pod dostatecznie wysokimi nasypami naprężenia ścinające zanikają na pewnej głębokości nad przepustem, dla której to głębokości osiadania są równomierne. Dzieje się tak dlatego, iż nie występują względne przemieszczenia pomiędzy sąsiadującymi pryzmami gruntu, a więc nie powstają siły ścinające w tej strefie.

Jeżeli odległość od góry przepustu do poziomu płaszczyzny równomiernych osiadań (H_e) jest mniejsza od wysokości nasypu (H), wówczas mamy do czynienia z występowaniem płaszczyzny osiadań równomiernych. Sytuację taką określa się jako pracę przepustu w warunkach nasypu niepełnego, ponieważ siły ścinające nie powstają w pełnym zakresie wysokości nasypu H . Jeżeli odległość H_e jest większa od wysokości nasypu H , płaszczyzna osiadań równomiernych nie występuje i mamy do czynienia z pracą przepustu w warunkach wykopu całkowitego. Siły ścinające nad przepustem występują wówczas na całej wysokości H .

Wielkość i kierunek względnych przemieszczeń pomiędzy pryzmą wewnętrzną (prostokąt ABCD – rysunek 2.3) i sąsiadującymi pryzmami gruntu zewnętrznego uzależnione są od osiadań samego przepustu i gruntu przyległego do niego. Osiadania te uwzględnia współczynnik zwany współczynnikiem osiadania i wyraża się wzorem:

$$r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m}, \quad (14)$$

gdzie:

r_{sd} – współczynnik osiadania,

s_m – osiadanie powstałe od obciążenia pryzmą gruntu pobocznego na głębokości H ,

s_g – osiadanie płaszczyzny gruntu rodzimego,

s_f – osiadanie podstawy przepustu,

d_c – różnica średnicy pionowej przepustu.

Teoretyczne wyznaczenie współczynnika osiadania dla konkretnego przypadku jest bardzo trudne, a czasami niemożliwe. Dlatego współczynnik ten uważa się za wielkość empiryczną, a jego wartości dobiera się na podstawie obserwacji istniejących przepustów. Wykresy do projektowania uwzględniające współczynnik osiadania są zebrane m.in. w pracy Younga i Trotta [33].

Znanych jest wiele alternatywnych metod znajdowania płaszczyzny równomiernych osiadań. Wästlund i Eggwertz uznali, że powinno uwzględniać się w obliczeniach osiadania ciężar całej masy gruntu [34]. Janson zaproponował metodę podobną do teorii Spanglera z tą różnicą, że do wyznaczenia osiadania sugerował przyjąć tylko ciężar gruntu nad płaszczyzną osiadań równomiernych, a za wysokość H_e przyjąć wartość równą 0.97 średnicy zewnętrznej przepustu (B_c) [35]. Aadnesen proponował przyjąć wysokość powierzchni równomiernych osiadań jako $H_e = 0.8 \cdot B_c$ [36]. Taka wartość jest użyta w Normie Norweskiej dotyczącej projektowania rur żelbetowych (NS 3027 og 3028).

Poniżej w tabeli 2.3 przedstawiono wartości iloczynu $K \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$ dla różnych teorii obliczeniowych przy $\varphi = 31^\circ$ [22].

Tabela 2.3. Zestawienie iloczynu $K \times \operatorname{tg}(\varphi)$ dla różnych teorii obliczeniowych dla $\varphi = 31^\circ$ [22].

Autorzy	K	Wartość K	$K \times \operatorname{tg}(\varphi)$
Janbu (1957) i Christensen (1963)	$\cos^2(\varphi)$	0.73	0.44
Ladany i Hoyaux (1969)	$\frac{\sin 2\varphi}{2}$	0.73	0.44
Aadnesen (1973)	$1 - \sin(\varphi)$	0.49	0.30
Spangler i Handy (1982)	$\frac{1 - \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$	0.32	0.19

2.2.1.4. Przepust sztywny ułożony w wykopie odsłoniętym nieidealnym

Spangler zauważył, że w niektórych wcześniejszych doświadczeniach Marstona obciążenia na odsłonięte przepusty były do 95 % większe niż ciężar gruntu zalegającego nad konstrukcją [86]. Próba

wyeliminowania wzrostu obciążeń na przepust doprowadziła do stworzenia metody budowy przepustu w wykopie nieidealnym.

Hong odnotował parcie na koronę sztywnej rury około 1.5-razy większe niż przyłożone obciążenie [87]. Penman zmierzył parcie gruntu na sztywnym przepuscie żelbetowym poniżej 53 m nasypu kamiennego [88]. Wartość pomierzonego parcia pionowego na koronę przepustu wynosiła około 200% wielkości naprężeń oczekiwanych na tym poziomie przy nieobecności przepustu.

W przypadku budowy przepustu w wykopie niedoskonałym jest on montowany jako przepust odsłonięty. Następnie zasypka gruntowa zalegająca po bokach przepustu i ponad nim jest zagęszczana do wysokości około jednej średnicy ponad koronę przepustu. Jednocześnie wykonuje się wykop o szerokości równej rozpiętości przepustu aż do poziomu klucza konstrukcji. Powstałą pustkę wypełnia się bardzo luźnym „ściśliwym materiałem”, co pokazano na rysunku 2.4. Materiał ściśliwy to zwykle luźne niezagęszczone grunty, polistyren, a kiedyś materiały organiczne tj.: trawa, słoma lub kolby kukurydzy. Po wypełnieniu wykopu kontynuuje się budowę nasypu w sposób tradycyjny.

Katona zakwestionował długotrwałą stabilność materiałów organicznych jako materiałów używanych do wzbudzenia efektu przesklepienia [92]. W wyniku jego badań najbardziej przydatnym do tego celu okazał się polistyren spieniony (styropian).

Celem tej metody jest spowodowanie większego osiadania wewnętrznej przyzmy gruntu w stosunku do przyzmy zewnętrznej, w ten sposób wytworzą się naprężenia ścinające skierowane w górę wzdłuż boków przyzmy wewnętrznej. Wynikowe obciążenie przepustu dzięki temu zmaleje. Wzór określający obciążenia w wykopie:

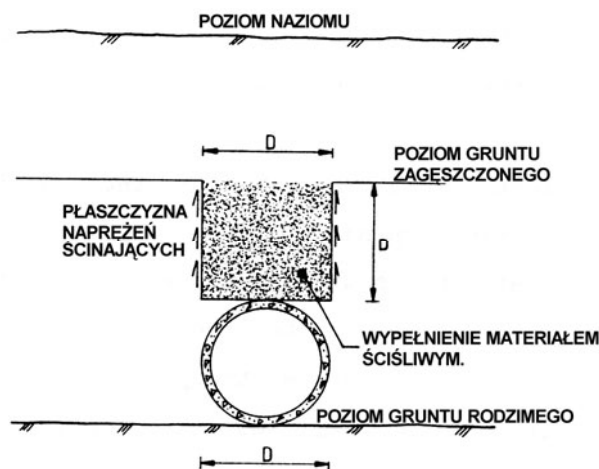
$$W_C = C_N \gamma D^2, \quad (15)$$

gdzie:

C_N – współczynnik obciążeniowy będący funkcją współczynnika określonego stosunkiem wysokości naziomu do szerokości wykopu i wsp. osiadania r_{ds} .

D – j.w.,

γ – j.w.



Rys. 2.4. Przepust w wykopie odsłoniętym nieidealnym.

Teoria Marstona i Spanglera określając obciążenia generalnie ignoruje efekty redystrybucji obciążeń na parcie poziome. Należy uznać to za błąd, ponieważ zjawisku przesklepienia towarzyszą dwa elementy: redukcja parcia gruntu na podatną część konstrukcji i wzrost parcia w pozostałych jej częściach [22].

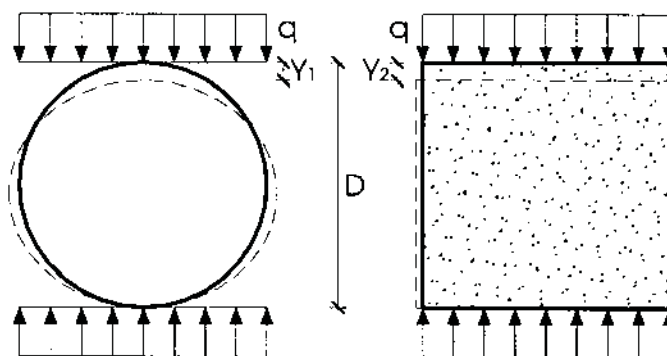
Bjerrum i inni wskazali, że wzrost parcia na sąsiadujące niepodatne obszary jest równy lub większy niż redukcja parcia na części podatnej [93]. Wskazali oni również, że zmiany parcia są proporcjonalne do wielkości modułu odkształcalności gruntu. Są one zatem większe w gęstych piaskach niż w piaskach luźnych, a także większe w piaskach niż w glinie lub mułach.

Selig i Packard wykonali metodą elementów skończonych (program SPIDA) analizę przepustu w wykopie nieidealnym. Wykazano, że obciążenia poziome są bardziej niebezpieczne niż pionowe [91]. Wykazano również, że pominięcie współpracy gruntu z rurą w teorii Marstona-Spanglera w przypadku wykopu nieidealnego jest błędnym podejściem.

2.2.2. Przepusty podatne

Wraz z pojawieniem się na rynku stalowych rur cienkościennych oraz rur z tworzyw sztucznych stwierdzono, że dotychczasowe metody obliczeniowe nie są przydatne. W przypadku rur podatnych należało, bowiem uwzględnić udział gruntu stanowiącego obsypkę przewodu w przenoszeniu obciążeń. Miarą współpracy przewodu z otaczającym go ośrodkiem gruntowym jest stosunek deformacji pionowej przekroju obciążonej rury do pionowego odkształcenia przylegającej warstwy zasypki.

Gdy deformacja przekroju rury była większa niż odkształcenie warstwy gruntu $Y_1 > Y_2$, wtedy układ przepust-grunt traktowano jako podatny (współpracujący). W przeciwnym przypadku, gdy $Y_1 \leq Y_2$ układ określano jako sztywny (niewspółpracujący) [17].



Rys. 2.5. Schemat do analizy sztywności przepust – grunt [17].

Kryteria projektowe.

Podatne przepusty stalowe wymiaruje się w stanach granicznych użytkowania i nośności. Przy projektowaniu przepustów podatnych stosowane są trzy główne kryteria projektowe:

1. Kryterium ugięcia.
2. Kryterium siły obciążającej ściankę przepustu.
3. Kryterium wyboczeniowe.

Istotą konstrukcji podatnych jest ich współdziałanie z otaczającym gruntem przy udziale zjawiska przesklepienia. W tabeli 2.4 podano podstawowe założenia projektowe w zależności od rodzaju układu (sztywny, podatny) [17].

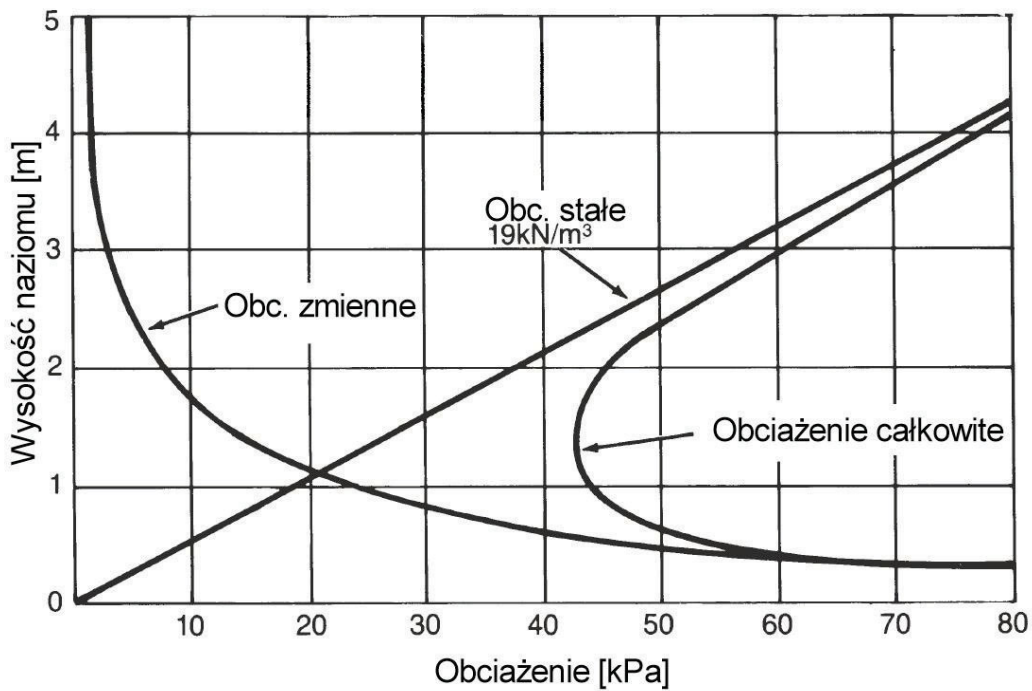
Tabela 2.4. Założenia do projektowania [17].

Rodzaj przepustu	Czynniki określające nośność	Charakterystyka statyczna układu	Dopuszczalne odkształcenie względne
SZTYWNE	Wytrzymałość materiału rury	Przepust stanowi samodzielny układ statyczny	~0 %
PODATNE	Wytrzymałość materiału rury i wytrzymałość gruntu	Przepust i grunt stanowią współpracujący układ statyczny	>5 %

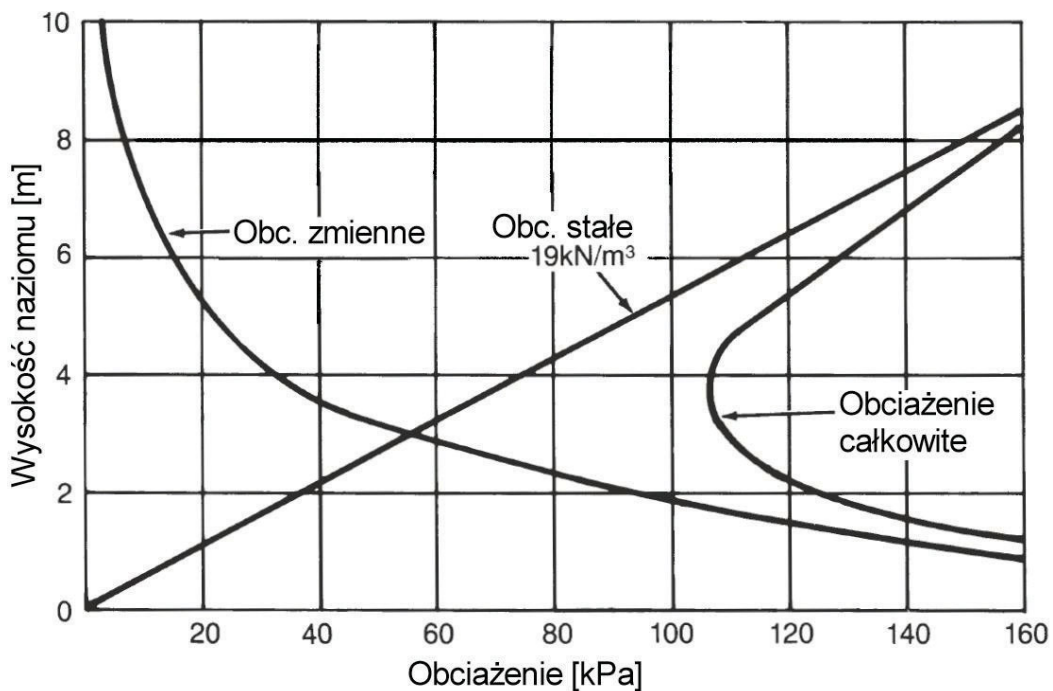
Obciążenia.

Konstrukcje podatne, podobnie jak wszystkie inne obiekty inżynierskie, poddawane są działaniu obciążeń stałych i zmiennych. **Obciążenia stałe** to otaczający konstrukcje grunt oraz warstwy nawierzchni drogowej lub kolejowej. Ciężar własny konstrukcji stalowej jest pomijany jako relatywnie mały. **Obciążenia zmienne** to obciążenie drogowe lub kolejowe ustalane zgodnie z obowiązującymi normami.

Na rysunkach 2.6 i 2.7 pokazano zależności obciążeń stałych i zmiennych od wysokości naziomu. Wykresy sporządzono na podstawie normy projektowej obowiązującej w Kanadzie: Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) dla obciążeń zmiennych **drogowych i kolejowych** [30].



Rys. 2.6. Wykres zmienności obciążenia stałego i zmiennego drogowego w zależności od wysokości naziomu [30].

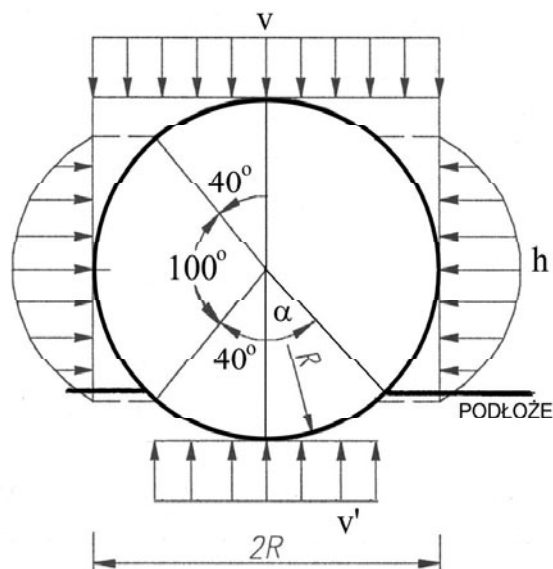


Rys. 2.7. Wykres zmienności obciążenia stałego i zmiennego kolejowego w zależności od wysokości naziomu [30].

2.2.2.1. Ugięcie (Równanie Iowa)

Najbardziej znanym równaniem określającym ugięcie jest równanie Iowa, autorstwa Spranglera, obliczające zmianę średnicy poziomej konstrukcji podatnych.

Podczas badań rur podatnych o przekroju kołowym zauważono, że w trakcie przykładania obciążenia rury zmieniały kształt z kołowego na eliptyczny. Spangler założył, że parcia są proporcjonalne do przemieszczeń i przedstawił ich rozkład przedstawiony na rysunku 2.8.



Rys. 2.8. Rozkład parcia gruntu wg założenia Spanglera.

Założenia do teorii Spanglera dotyczące rozkładu parcia gruntu dla przewodu podatnego są następujące:

1. Obciążenia pionowe od góry rozkładają się równomiernie na szerokości rury i wyrażają się wzorem:

$$v = \frac{W_c}{2R}, \quad (16)$$

gdzie:

W_c – obciążenie przepustu na jednostkę długości,
 R – średni promień przepustu.

2. Reakcja u podstawy rury jest równa obciążeniu pionowemu i rozkłada się równomiernie na szerokości 2α zgodnie z rysunkiem 2.8 i wyrażają się wzorem:

$$h = \frac{W_c}{2R \sin(\alpha)} = \frac{v}{\sin(\alpha)}, \quad (17)$$

3. Parcie poziome rozkłada się parabolicznie na szerokości 100° zgodnie z rysunkiem 2.8 i wyraża się wzorem:

$$h = e \frac{\Delta x}{2} = E' \frac{\Delta x}{2R}, \quad (18)$$

gdzie:

e – moduł biernego odporu,
 $E' = er$ – moduł reakcji gruntu,
 R – średni promień przepustu,
 Δx – odkształcenie poziome wyrażone wzorem:

$$\Delta x = \frac{D_1 K W_c R^3}{EI + 0,061 E' R^3}, \quad (19)$$

gdzie:

E – moduł Younga dla materiału rury,
 K – stała podłoża zależna od kąta α ,
 I – moment bezwładności przekroju ścianki rury na jednostkę długości,
 D_1 – współczynnik ugięcia.

W równaniu Iowa można wyróżnić trzy podstawowe elementy opisujące ugięcie:

$$\Delta x = \frac{\text{współczynnik obciążenia}}{\text{współczynnik sztywności pierścieniowej} + \text{współczynnik sztywności gruntu}},$$

gdzie:

$$\text{współczynnik obciążenia} = D_1 \cdot K \cdot W_C,$$

$$\text{współczynnik sztywności pierścieniowej} = EJ / R^3,$$

$$\text{współczynnik sztywności gruntu} = 0.061 \cdot E'.$$

Zaleca się, aby ugięcie przepustów stalowych nie przekraczało 5% nominalnej średnicy. Za przepust uszkodzony uznajecie się przepust, którego średnica pionowa uległa odkształceniu rzędu 20%.

Z badań doświadczalnych wynika, że w równaniu Spanglera największy wpływ na ugięcie rury ma moduł reakcji gruntu E' . Stwierdzono, że wartość E' zmienia się w zależności od rodzaju gruntu i stopnia zagęszczenia. Przyjęto, że moduł E' można oszacować, korzystając z zależności [96]:

$$E' = k \cdot M_s, \quad (20)$$

gdzie:

k – współczynnik zmieniający się od 0.7 do 1.5 w zależności od rodzaju gruntu,

M_s – moduł edometryczny gruntu.

2.2.2.2. Siła obciążająca (ściskająca) ściankę przepustu

Głównym kryterium wytrzymałościowym przy projektowaniu przepustów podatnych jest założenie, że siła występująca w ściance przepustu nie przekroczy wartości powodującej ścięcia połączeń konstrukcyjnych lub nie spowoduje osiągnięcia granicy plastyczności materiału, z którego wykonany jest przepust.

Do wyznaczenia siły działającej na ściankę przepustu podatnego od roku 1941 używano następujących metod projektowych:

1. **Metoda Marstona – Spanglera** (1941).
2. **Metoda Kleina** (1951).
3. **Teoria ściskania pierścieniowego (obwodowego)** (White i Laser – 1960).
4. **Metoda Canadian Highway Bridge Design Code** (CHBDC) - wg kanadyjskiej normy do projektowania mostów (2000) oraz **Ontario Highway Bridge Design Code** (OHBDC) - normy do projektowania mostów ze stanu Ontario USA (1992).
5. **Metoda współpracy z gruntem** (SCI Soil-Culvert Interaction) (Duncan, Drawski – 1983).
6. **Metoda Vaslestada** (1990).
7. **Metoda American Association of State Highway and Transportation Officials** (AASHTO) wg normowej specyfikacji do projektowania mostów Amerykańskiego Zrzeszenia Pracowników Autostrad i Transportu (1996).
8. **Analityczna metoda sprężysta.**
9. **Metody numeryczne:**
 - a. Metoda Sprężyn.
 - b. Metoda Elementów Skończonych MES (FEM - Finite Element Method).

2.2.2.2.1. Metoda Marstona – Spanglera

Metoda Marstona – Spanglera jest jedną z najstarszych metod i zalecana jest dla konstrukcji podatnych o przekrojach kołowych o małych średnicach. Rozkład parcia gruntu wg metody Marstona – Spanglera pokazano na rysunku 2.9. Na podstawie założeń przedstawionych w punkcie „Ugięcie (Równanie) Iowa” niniejszej rozprawy wyznaczone zostały wyrażenia określające siłę w ściance przepustu:

$$T_c = 0.7 P_v R, \quad (21)$$

$$T_h = 0.7 P_v R, \quad (22)$$

oraz momenty zginające:

$$M_c = 0.02 P_v R^2, \quad (23)$$

$$M_h = -0.02 P_v R^2, \quad (24)$$

gdzie:

T_c – siła w kluczu i podstawie rury,

T_h – siła w części bocznej rury,

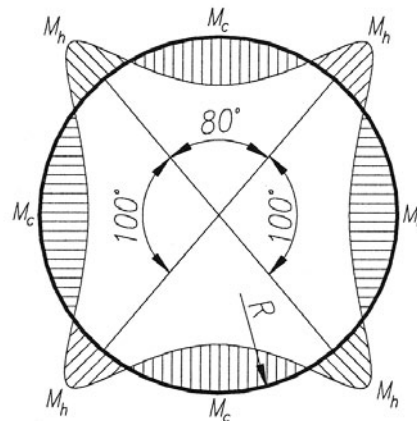
P_v – obciążenie pionowe,

M_c – moment jak na rysunku 2.9,

M_h – moment jak na rysunku 2.9,

R – promień.

Rozkład momentów zginających został pokazany na rysunku 2.9.



Rys. 2.9. Wykres momentów zginających.

2.2.2.2.2. Metoda Kleina

Metoda przedstawiona przez Kleina zakłada, że deformacji przepustu przeciwdziałą czynny odpór gruntu, wskutek czego następuje pewne zmniejszenie naprężeń w materiale rury, co zostaje uwzględnione przez zastosowanie współczynnika ζ zmniejszającego sumę momentów zginających. Dla rur sztywnych współczynnik $\zeta=1$, natomiast dla przewodów podatnych współczynnik ten oblicza się wg następującej zależności [107]:

$$\zeta = \frac{1}{1 + \frac{1}{E} \left(\frac{r_m}{e} \right)^3 \left(0,842 \frac{E_g}{b} r - 4 \frac{Q_g + Q_z}{D_z} \right)}, \quad (25)$$

gdzie:

E – moduł Younga dla materiału rury,

E_g – moduł sprężystości gruntu,

D_z – średnica zewnętrzna przewodu,

e – grubość ścianki przewodu,

r_m – średni promień przewodu,

b – odległość między ścianką rury a ścianką wykopu,

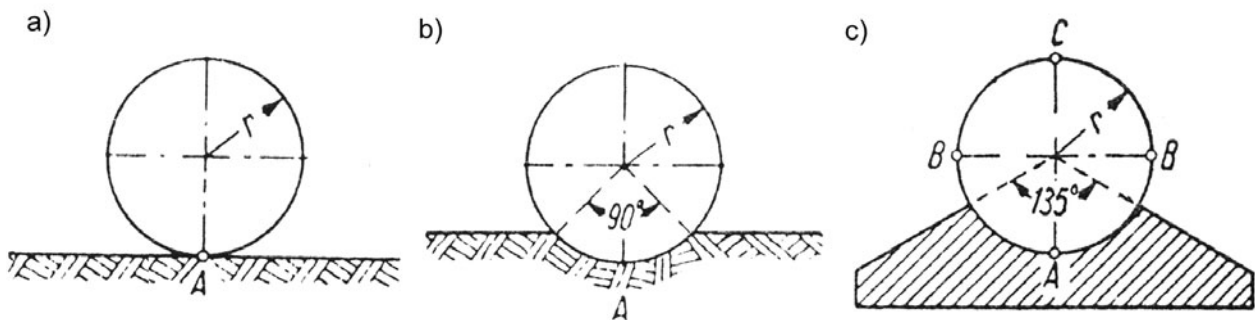
Q_z – obciążenie zewnętrzne,

Q_g – obciążenie pionowe od naziomu o szerokości D_z wyznaczane ze wzoru:

$$Q_g = \gamma H D_z, \quad (26)$$

H – wysokość naziomu.

Metoda wprowadza podział na przepusty ułożone na podłożu z gruntu rodzimego – rysunek 2.10a, na podłożu gruntowym wyprofilowanym, pokazanym na rysunku 2.10b oraz na podłożu betonowym jak na rysunku 2.10c [19].



Rys. 2.10. Sposoby podparcia przepustów wg metody Kleina i Jamielnikowa:

a) na podłożu gruntowym, b) na podłożu gruntowym wyprofilowanym, c) na podłożu betonowym [19].

Naprężenie w ściance rury oblicza się dla przekroju, w którym jest ono maksymalne wg wzoru:

$$\sigma = \frac{\zeta \cdot M}{W} \pm \frac{N}{A} \leq \sigma_d, \quad (27)$$

gdzie:

M – moment zginający,

N – siła osiowa,

W – wskaźnik wytrzymałości na zginanie na l m,

A – pole powierzchni przewodu na l m,

ζ – współczynnik ze wzoru nr (25),

σ_d – naprężenie dopuszczalne (dla przewodów w gruncie przyjmuje się współczynnik bezpieczeństwa – 2.5).

Ze wzoru na współczynnik ζ zmniejszający momenty wynika, że im mniejsza jest grubość ścianki, tym współczynnik ten staje się mniejszy. Wynika to z faktu, że rura o cieńszych ściankach (podatna) ulega większej deformacji, wywołując tym samym większy czynny odpór ziemi, co z kolei wpływa na zmniejszenie momentu. Jednak zarówno deformacja rury jak i zmniejszenie momentu jest ograniczone. Ograniczenie to jest zawarte w dodatkowym warunku określającym granice stosowalności wzoru (25), tj.:

$$\zeta > 0,02. \quad (28)$$

Uwzględnienie tego ograniczenia doprowadza do ustalenia dolnej granicy grubości ścianek t wyrażonej w następujący sposób:

$$t > 0,008 \cdot D, \quad (29)$$

gdzie:

t – grubość ścianki przewodu,

D – średnica przewodu.

2.2.2.2.3. Teoria ściskania pierścieniowego (obwodowego)

Po wypełnieniu dobrze zagęszczonym gruntem dostatecznie wysokiego naziomu rurę podatną można analizować jako cienki pierścień poddany ściskaniu. Teoria opierała się na założeniu, że niejednorodny rozkład parcia ma niewielki wpływ na wielkość i rozkład sił osiowych (Marton, Spangler). Założenie to jest prawdziwe dla rur podatnych, dla których wysokość naziomu przekracza 1/8 średnicy rury.

Ścianka przepustu wg teorii ściskania obwodowego powinna być tak zaprojektowana, aby umożliwić przeniesienie naprężeń pierścieniowych powstałych wskutek pionowego parcia gruntu na poziome klucza konstrukcji. Jednolite parcie P jest sumą obciążeń od gruntu i obciążeń zewnętrznych i wyraża się wzorem:

$$P = \gamma H + q, \quad (30)$$

gdzie:

H – wysokość naziomu,

γ – ciężar właściwy gruntu,

q – zmienne obciążenie zewnętrzne naziomu.

Zgodnie z teorią ściskania obwodowego siła ściskająca w ścianie przepustu o przekroju kołowym wyraża się wzorem:

$$T = P \frac{d}{2}, \quad (31)$$

gdzie:

- T – siła ściskająca w ścianie przepustu,
- P – obciążenie wyznaczone ze wzoru nr 30,
- d – średnica rury.

W ścianie przepustu o kształcie niekołowym parcie gruntu uzależnione jest od krzywizny przekroju poprzecznego, przy czym wielkość sił ściskających w ścianie przepustu pozostaje stała na całym obwodzie. Wielkość parcia gruntu na przepust wyznacza się z zależności:

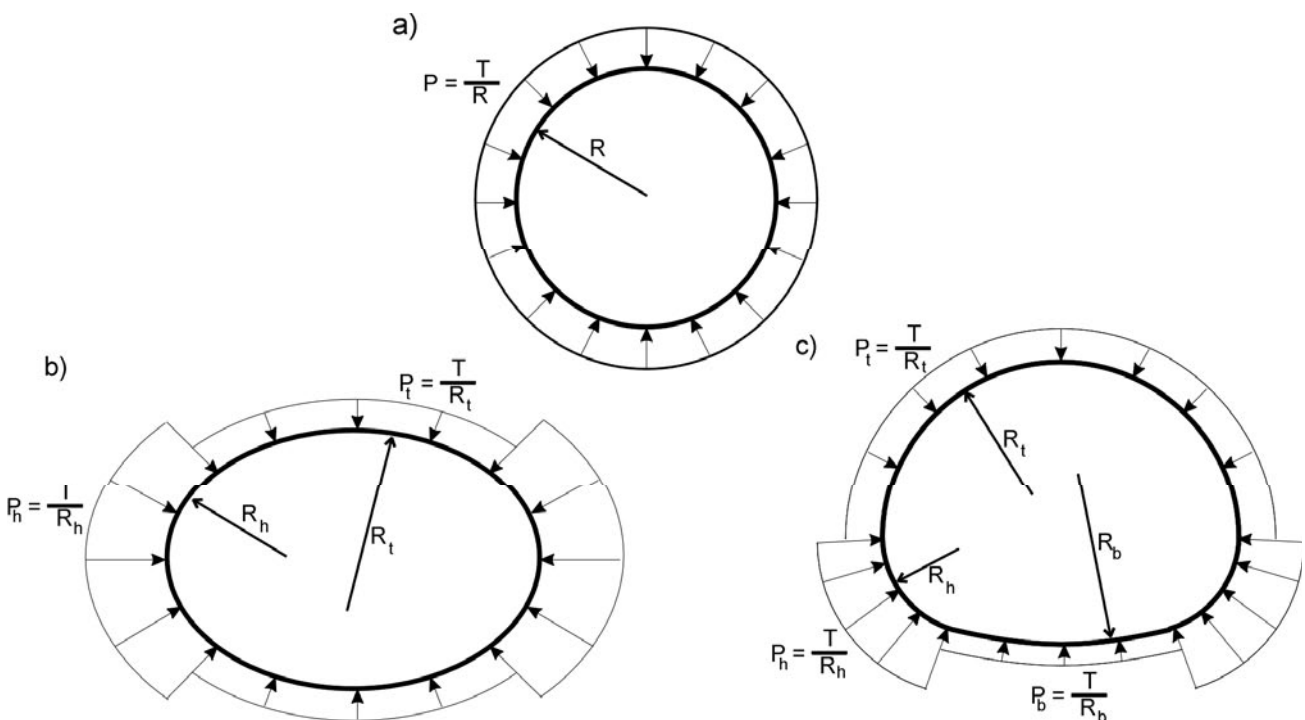
$$P = \frac{T}{R_n} \Rightarrow T = P R_n, \quad (32)$$

gdzie:

- T – siła ściskająca w ścianie przepustu,
- R_n – promień krzywizny w danym punkcie.

Z powyższego wzoru wynika, że parcie gruntu jest odwrotnie proporcjonalne do promienia krzywizny przekroju w danym punkcie, a więc jest największe tam, gdzie promień krzywizny jest najmniejszy, na przykład w pachwinie przekroju łukowo-kołowego, co potwierdzają badania. Przykłady rozkładów parcia gruntu wg teorii ściskania pierścieniowego pokazano na rysunku 2.11.

Podstawową różnicą powyższej metody w stosunku do teorii Spanglera jest nieuwzględnienie warunku ugięcia. Uznano, że nie ma potrzeby sprawdzania innych warunków wytrzymałościowych, jeżeli połączenia śrubowe przepustu i sam przepust są zaprojektowane ze względu na siły obwodowe [94]. Jednocześnie podkreślono istotną wagę nadzoru podczas wykonywania zasypki na budowie.



Rys. 2.11. Rozkład parcia gruntu wg teorii ściskania pierścieniowego dla przepustu: a) kołowego, b) eliptycznego poziomego, c) łukowego zamkniętego.

2.2.2.2.4. Metoda zgodna z normą kanadyjską (Canadian Highway Bridge Design Code - CHBDC) i amerykańską (Ontario Highway Bridge Design Code - OHBDC)

Metoda projektowa oparta na kanadyjskiej normie: Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) i normie z Ontario: Ontario Highway Bridge Design Cod (OHBDC) polega na sprawdzeniu wytrzymałości ścianki na ściskanie oraz sprawdzeniu sztywności montażowej. W metodach tych uwzględniane jest zjawisko przesklepienia. Dodatkowo norma kanadyjska podaje procedury do wymiarowania przepustów skrzynkowych (tzw. *box culvert*) [25, 30].

Całkowitą siłę w ścianie przepustu wyznacza się z zależności:

$$T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L (1 + \phi), \quad (33)$$

gdzie:

T_f – całkowita siła osiowa w ścianie przepustu,

α_D – współczynnik obciążenia stałego,

T_D – siła osiowa wywołana obciążeniem stałym,

α_L – współczynnik obciążenia zmiennego,

T_L – siła osiowa wywołana obciążeniem zmiennym,

ϕ – współczynnik dynamiczny.

Siłę osiową T_D wywołaną obciążeniem stałym wyznacza się ze wzoru:

$$T_D = 0.5 (1.0 - 0.1 C_S) A_f W, \quad (34)$$

gdzie:

A_f – współczynnik przesklepienia odczytywany z rysunku 2.14,

W – ciężar kolumny gruntu zalegającego nad przepustem – rysunek 2.13,

C_S – parametr sztywności osiowej wyznaczany z zależności:

$$C_s = 1000 \frac{E_s D_v}{E A}, \quad (35)$$

gdzie:

D_v – wysokość efektywna przepustu zależna od przekroju poprzecznego pokazana na rysunku 2.12,

E – moduł Younga stali, z której wykonano przepust,

A – pole przekroju poprzecznego blachy falistej,

E_s – efektywny moduł sieczny gruntu, który można przyjmować z tabeli 2.5 lub jako:

$$E_s = \frac{E_g}{1 - \nu^2}, \quad (36)$$

gdzie:

E_g – moduł Younga dla gruntu,

ν – współczynnik Poissona dla gruntu.

Siłę osiową T_L wywołaną obciążeniem zmiennym użytkowym wyznacza się ze wzorów:

$$T_L = 0.5 D_h \sigma_L m_f, \quad (37)$$

lub

$$T_L = 0.5 l_t \sigma_L m_f, \quad (38)$$

gdzie:

D_h – rozpiętość efektywna przepustu pokazana na rysunku 2.12,

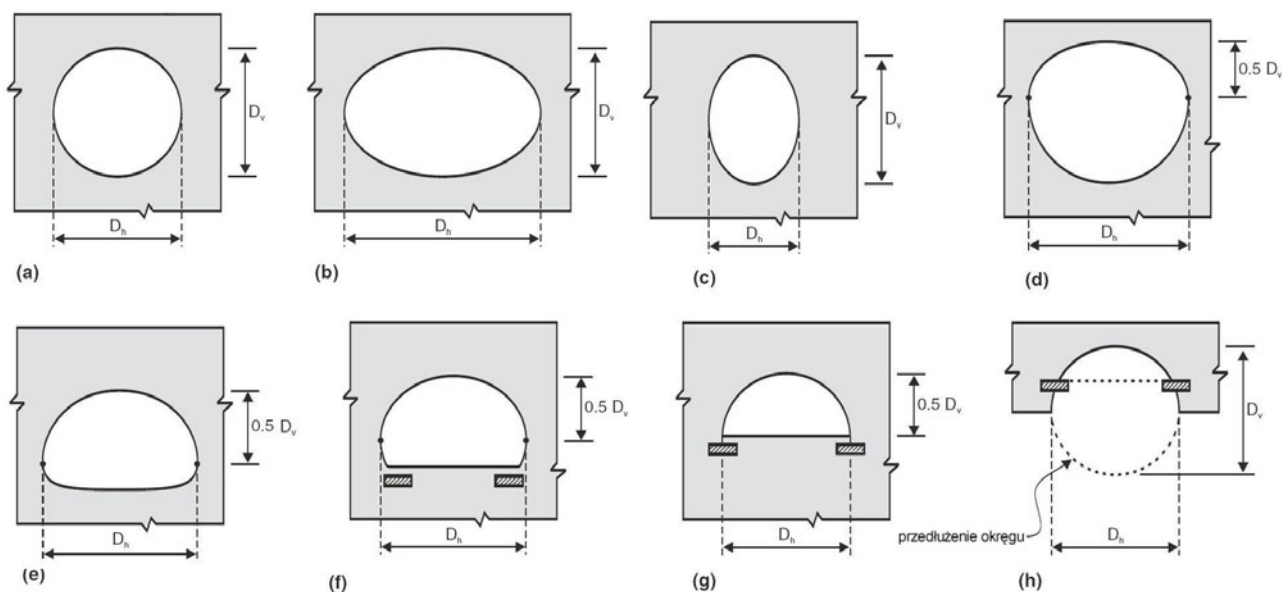
$l_t = 1.45 + 2H$,

H – wysokość naziomu,

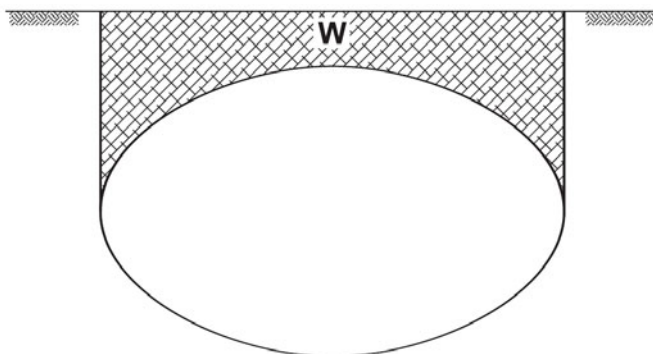
σ_L – ciśnienie zewnętrzne,

m_f – współczynnik zależny od ilości pasów drogowych nad przepustem

(1.0 dla jednego pasa ruchu; 0.9 dla dwóch lub więcej pasów ruchu).



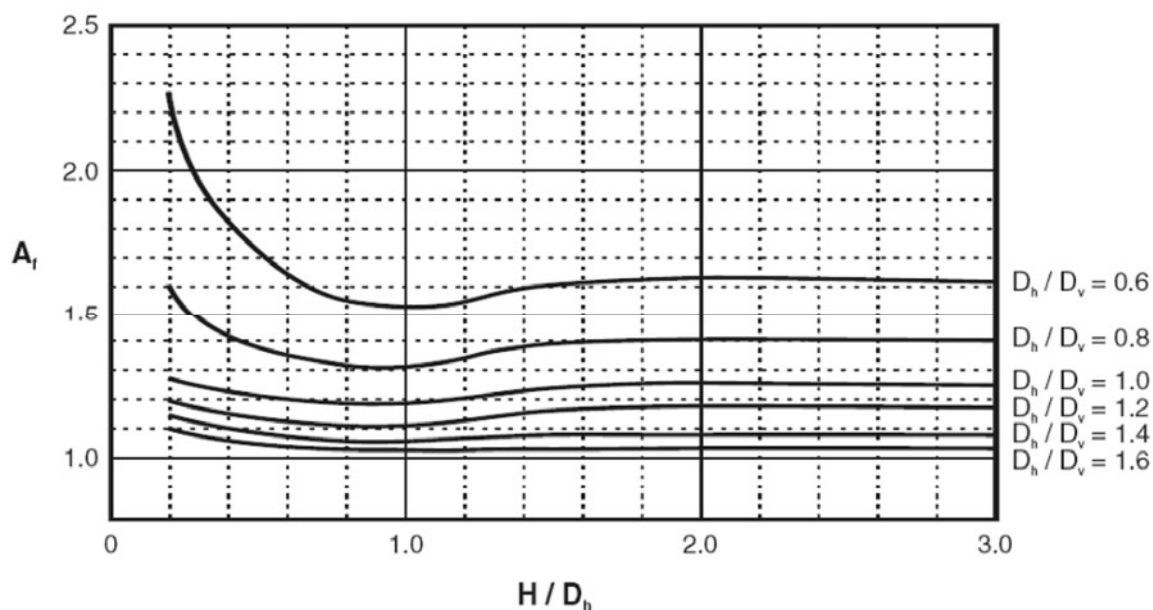
Rys. 2.12. Definicja D_v i D_h dla różnych kształtów przepustów, a - kołowy, b - eliptyczny poziomy, c - eliptyczny pionowy, d - gruszkowy, e - łukowy zamknięty, f, g, h - łukowy [30].



Rys. 2.13. Powierzchnia W przyjmowana we wzorze nr 34 [30].

Tabela 2.5. Zestawienie modułów siecznych E_s dla różnych rodzajów gruntów wg CHBDC [30].

Grupa gruntu	Zagęszczenie wg Proctora Normalnego	Moduł sieczny E_s [MPa]
Żwir Piasek żwirowy Pospółka.	85% – 90%	6
	90% – 95%	12
	> 95%	24
Piasek gliniasty Żwir gliniasty Ił piaszczysty	85% – 90%	3
	90% – 95%	6
	> 95%	12



Rys. 2.14. Wykres do wyznaczania współczynnika przesklepienia A_f w metodzie CHBDC [30].

2.2.2.2.5. Metoda zgodna z normą American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Wymiarowanie przepustu zgodnie ze specyfikacją American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), podobnie jak w przypadku OHBDC, polega na pominięciu momentów zginających i uwzględnieniu tylko sił osiowych. W metodzie AASHTO rozpatrywane są następujące kryteria:

- uplastycznienie ścianki przepustu,
- wyboczenie ścianki przepustu,
- wytrzymałość połączeń płaszczy stalowych,
- sztywność montażowa.

Obliczeniowa siła w ściance przepustu T wyznaczana jest zgodnie z teorią ściskania pierścieniowego i wynosi:

$$T = 0,5(\alpha_L \cdot \varphi \cdot P_L + \alpha_D \cdot P_D) D_h, \quad (39)$$

gdzie:

D_h – rozpiętość konstrukcji,

P_D – charakterystyczne obciążenie stałe na poziomie klucza konstrukcji,

P_L – charakterystyczne równomierne rozłożone obciążenie zmienne na poziomie klucza konstrukcji,

φ – współczynnik dynamiczny,

α_L – współczynnik obciążenia zmiennego,

α_D – współczynnik obciążenia stałego.

Gdy na nasypie występuje nawierzchnia, wówczas należy jej ciężar dodać do obciążenia stałego P_D używając wzoru:

$$P_D = \gamma H + q_n, \quad (40)$$

gdzie:

γ – ciężar właściwy gruntu,

q_n – ciężar nawierzchni,

H – wysokość naziomu.

2.2.2.2.6. Metoda współpracy z gruntem

Metoda została zaproponowana przez Duncana i Drawskiego w 1983 [97]. Metoda powstała na podstawie wyników kilkuletnich badań na obiektach rzeczywistych, modelach oraz badań z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych. W metodzie tej, oprócz sił osiowych występujących w ścianie konstrukcji, uwzględniono również momenty zginające. Dodatkowo metoda ta rozpatruje dwie fazy pracy konstrukcji:

- faza montażu (gdy zasypka osiągnęła poziom klucza konstrukcji),
- faza użytkowania (gdy zasypka osiągnęła projektowany poziom).

Metoda uwzględnia niebezpieczeństwo powstania przegubów plastycznych w konstrukcji. Poziom wyężenia konstrukcji jest określany za pomocą współczynnika bezpieczeństwa. W metodzie uwzględniono ponadto względną sztywność konstrukcji i otaczającej ją zasypki.

Konstrukcja jest projektowana przy uwzględnieniu dwóch warunków. Pierwszy z nich, związany z fazą montażu, zakłada, że poziom zasypki jest równy poziomowi klucza konstrukcji, zatem wysokość naziomu $H=0$. W tym przypadku moment zginający M i siła w ścianie konstrukcji T są obliczane z uwzględnieniem obciążeń stałych z następujących zależności:

$$M = R_B K_{m1} \gamma D_h^3, \quad (41)$$

$$T = K_{p1} \gamma D_h^2, \quad (42)$$

gdzie:

γ – ciężar właściwy gruntu,

R_B – bezwymiarowy współczynnik redukcyjny zależny od stosunku wysokości do rozpiętości konstrukcji,

K_{p1} – bezwymiarowy współczynnik uzależniony od wysokości zasypki znajdującej się poniżej poziomu klucza konstrukcji,

K_{m1} – bezwymiarowy współczynnik zależny od parametru N_f wyrażonego zależnością:

$$N_f = \frac{E_s D_h^2}{EI}, \quad (43)$$

gdzie:

E_s – moduł sieczny,

D_h – rozpiętość konstrukcji,

E – moduł sprężystości materiału, z którego wykonana jest ścianka,

I – moment bezwładności ścianki konstrukcji na jednostkę długości.

Drugi warunek zakłada, że zasypka osiągnęła ostateczny poziom (faza użytkowania). W tym przypadku uwzględniane są również obciążenia zmienne, a moment M i siła T w ścianie konstrukcji określone są równaniami:

$$M = R_B (K_{m1} \gamma D_h^3 - K_{m2} \gamma D_h^2 H) + R_L K_{m3} D_h LL, \quad (44)$$

$$T = K_{p1} \gamma D_h^2 + K_{p2} \gamma D_h H + K_{p3} LL, \quad (45)$$

gdzie:

γ – ciężar właściwy gruntu,

D_h – rozpiętość konstrukcji,

R_L – współczynnik zależny od N_f i H/D_h ,

K_{p2} – bezwymiarowy współczynnik uzależniony od wysokości naziomu, czyli zasypki znajdującej się powyżej poziomu klucza konstrukcji,

K_{p3} – bezwymiarowy współczynnik uzależniony od H/D_h ,

K_{m2} i K_{m3} – bezwymiarowy współczynnik zależny od parametru N_f ,

LL – równomiernie rozłożone obciążenie zmienne.

Dodatkowo w metodzie przewidziano sprawdzenie wytrzymałości połączeń poszczególnych blach. Projektowany przepust musi spełniać poniższy warunek wyrażony zależnością:

$$F_s = \frac{P_s}{T_{\max}} \geq 2, \quad (46)$$

gdzie:

F_s – współczynnik bezpieczeństwa,

P_s – wytrzymałość łąca zależna od ilości śrub,

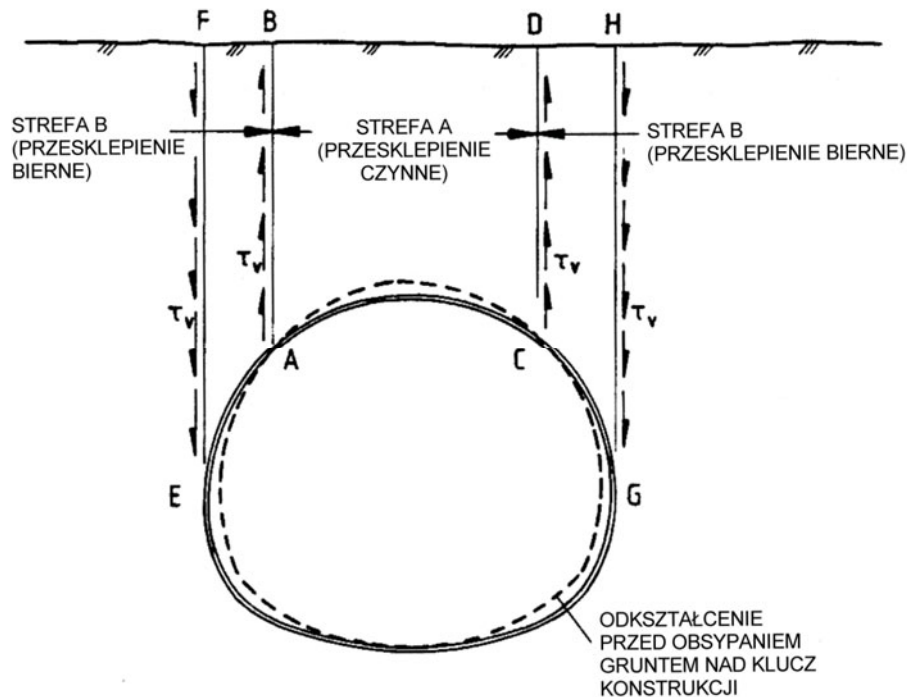
T_{\max} – maksymalna siła w ścianie przepustu.

2.2.2.2.7. Metoda Vaslestada

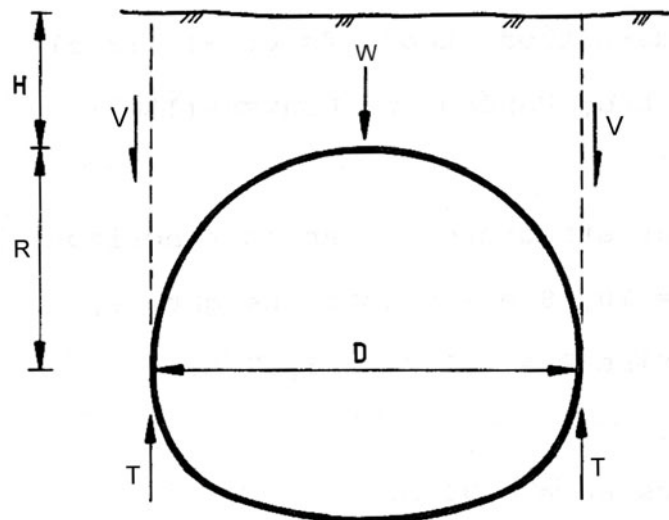
Metoda Vaslestada zalecana jest do projektowania konstrukcji podatnych o dużych rozpiętościach. Podobnie do metody CHBDC i AASHTO, metoda ta pomija wpływ momentów zginających powstających w ścianie konstrukcji, a uwzględnia jedynie siły osiowe. Zgodnie z metodą Vaslestada sprawdzana jest wytrzymałość ścianki konstrukcji na ściskanie oraz odkształcenia klucza konstrukcji w czasie układania i zagęszczania zasypki. Metoda uwzględnia wpływ zjawiska przesklepienia gruntu występującego lokalnie nad koroną przepustu [25].

W strefie A odkształcenia w trakcie zasypywania ponad kluczem konstrukcji skierowane są ku dołowi, a przez to powstaje czynne przesklepienie, wzbudzając w ten sposób naprężenia ścinające, działające w górę wzdłuż płaszczyzn AB i CD, co pokazano na rysunku 2.15 [25].

W strefie B, gdzie odkształcenia konstrukcji skierowane są w kierunku gruntu, powstaje strefa przesklepienia biernego oraz wzbudzone zostają naprężenia ścinające w płaszczyznach EF i GH skierowane w dół [25].



Rys. 2.15. Strefy czynnego i biernego przesklepienia oraz równowaga sił pionowych w przepuście [25].



Rys. 2.16. Równowaga sił pionowych w przepustcie [25].

Na podstawie analizy zjawiska przesklepienia wyznaczono zależność pozwalającą określić maksymalną siłę T w ścianie przepustu o dużej rozpiętości:

$$T = W + V, \quad (47)$$

gdzie:

W – ciężar gruntu nad konstrukcją pokazany na rysunku 2.13 lub wyznaczany w przybliżeniu ze wzoru:

$$W = 0.5 \gamma D (H + 0.2 R), \quad (48)$$

V – pionowa siła ścinająca wyznaczana ze wzoru:

$$V = 0.5 \gamma S_{vn} (H + R)^2, \quad (49)$$

gdzie:

S_{vn} – współczynnik tarcia biernego,

γ – ciężar objętościowy zasypki gruntowej,

D – rozpiętość konstrukcji,

H – wysokość naziomu,

R – promień górnej krzywizny konstrukcji.

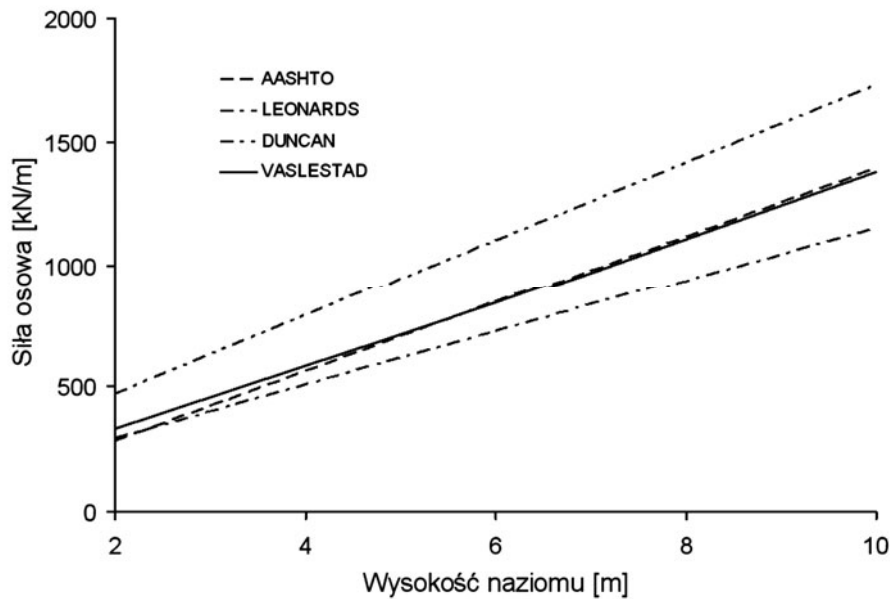
Ostatecznie po podstawieniu otrzymuje się wzór na siłę T w postaci:

$$T = 0.5 \gamma [D (H + 0.2 R) + S_{vn} (H + R)^2], \quad (50)$$

W tabeli 2.6 zestawiono siły osiowe wyznaczone wg czterech różnych metod. W przykładzie posłużono się przepustem o przekroju elipsy poziomej o rozpiętości $D = 10.78$ m i wysokości $H = 7.13$ m. Krzywizna górnej części przepustu $R_t = 6.99$ m. Wysokość naziomu zmieniano od 2 do 10 m. Ciężar właściwy zasypki $\gamma = 20$ kN/m³. W metodzie Vaslestada zaprezentowano wyniki dla trzech różnych współczynników szorstkości r [25].

Tabela 2.6. Siła osiowa w przepustcie o dużej rozpiętości liczona wg różnych metod [25].

Wysokość naziomu H [m]	Siła osiowa T [kN/m]					
	AASHTO	LEONARDS	DUNCAN DRAWSKY	VASLESTAD		
				$r=0.6$	$r=0.8$	$r=1.0$
2	280	293	469	322	331	338
6	839	724	1103	814	838	856
10	1398	1155	1735	1336	1383	1422



Rys. 2.17. Wykres sił osiowych w zależności od wysokości naziomu liczona wg różnych metod.

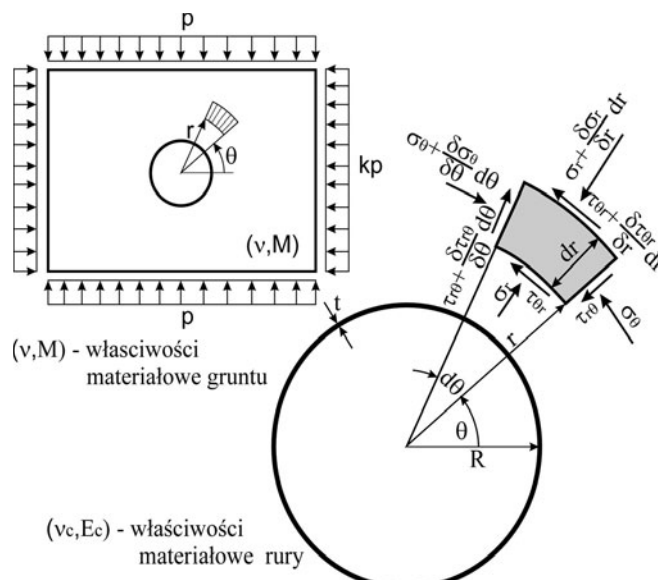
Z porównania wartości siły osiowej w ścianie przepustu (tabela 2.6 i rysunek 2.17) wynika, że wartości wyznaczone metodą Veslestad są zgodne z wartościami z metody AASHTO, natomiast mniejsze od wartości z metody „współpracy z gruntem” Duncana i większe od wartości zaproponowanych przez Leonarda.

2.2.2.2.8. Analityczna metoda sprężysta

Analiza plastyczna zakłada, że w gruncie otaczającym przepust możliwe jest wystąpienie w pewnych płaszczyznach deformacji doprowadzających grunt do granicy wytrzymałości na ścinanie. W przeciwieństwie do niej, analiza sprężysta zakłada, że niewielkie deformacje nie doprowadzą gruntu do osiągnięcia granicy wytrzymałości na ścinanie. Według analizy sprężystej grunt otaczający przepust w żadnym miejscu nie ulega uplastycznieniu, a powstałe naprężenia są na tyle niewielkie, że można założyć, że przepust i otaczający go grunt są materiałami liniowo sprężystymi.

Takie podejście jest często krytykowane jako nieodpowiadające warunkom rzeczywistym, mimo to było ono punktem wyjścia do analiz współpracy gruntu z przepustem przeprowadzonych przez różnych badaczy m.in.: Burns i Richard (1964), Høeg (1966), Krizek (1971), Peck (1972).

Burns, Richard oraz Høeg poddali analizie przepust kołowy, wykonany z materiału sprężystego, zanurzony głęboko w jednorodnym, izotropowym, liniowo – sprężystym ośrodku gruntowym.



Rys. 2.18. Model analizy sprężystej wg Høega.

Naprężenia wylicza się na podstawie analizy dwuwymiarowego zagadnienia w biegunowym układzie współrzędnych. Układ przedstawiono na rysunku 2.18, w którym p to obciążenie powierzchniowe, k to współczynnik rozporu bocznego. W rozważanym przypadku wielkości odkształceń w kierunku osi z (wzdłuż osi cylindra) są równe zero, w związku z czym naprężenia σ_z i τ_{rz} , $\tau_{\theta z}$ są również równe zero. Rozwiązanie to bazuje na funkcji naprężeń Airy'ego, wyprowadzonej z ogólnej teorii sprężystości.

Równania równowagi dla elementu pokazanego na powyższym schemacie przedstawiają się następująco:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \quad (51)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{r} = 0. \quad (52)$$

Wprowadzając funkcje naprężeń Airy'ego ψ naprężenia można zapisać w postaci:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial \theta^2}, \quad (53)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2}, \quad (54)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \psi}{\partial r \partial \theta}, \quad (55)$$

Otrzymany rozkład naprężeń i odkształceń zależy od względnej sztywności gruntu i osadzonej w nim konstrukcji. Kontrolę sztywność układu zapewniają dwa współczynniki:

1. **współczynnik ściśliwości** ośrodka gruntowego C wyrażony zależnością:

$$C = 0,5 \frac{1}{1-\nu} \frac{M}{E_C} \frac{D}{t}, \quad (56)$$

2. **współczynnik sprężystości** (podatności) F wyrażony zależnością:

$$F = 0,25 \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{M}{E_C} \left[\frac{D}{t} \right]^3, \quad (57)$$

gdzie:

- M – moduł edometryczny gruntu,
- ν – współczynnik Poissona dla gruntu,
- E_C – moduł Younga dla materiału rury,
- ν_C – współczynnik Poissona dla materiału rury,
- D – średnica rury,
- t – grubość ścianki.

Układ grunt-konstrukcja, dla którego $C = 0$ i $F = 0$ oznacza idealnie sztywną konstrukcję ułożoną w idealnie sztywnym gruncie, toteż duża wartość F oznacza, że rura ma małą sztywność na zginanie.

Burns i Richard wykazali, że w wyniku współpracy gruntu z konstrukcją siły wewnętrzne są uzależnione od współczynnika ściśliwości C , współczynnika podatności F oraz poślizgu na styku grunt – konstrukcja.

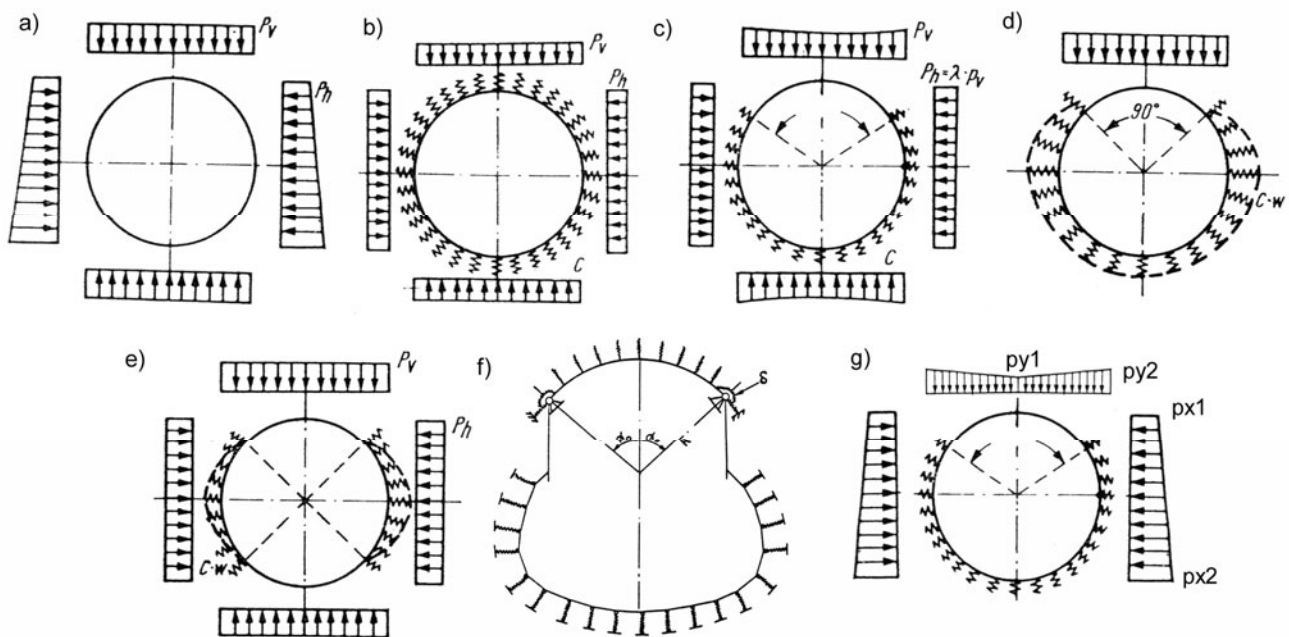
Główną wadą podejścia sprężystego jest to, że o ile nie stosuje się technik numerycznych, analiza ogranicza się do rozwiązań z podłożem jednorodnym. Także w przypadku, gdy wysokość naziomu jest mała w stosunku do średnicy rury, metoda sprężysta daje wadliwe rozwiązania.

2.2.2.2.9. Metody numeryczne

2.2.2.2.9.1. Metoda Sprężyn

Początkowo przy wymiarowaniu konstrukcji podziemnych stosowano sposób polegający na wyznaczeniu sił wewnętrznych przy założeniu, że grunt stanowi jedynie obciążenie. Zakładano, że konstrukcja jest poddana równomiernie rozłożonemu obciążeniu pionowemu, podobnie rozłożonemu oddziaływaniu gruntu od spodu oraz parciu bocznemu (rysunek 2.19a). Konstrukcja miała przy tym pełną swobodę odkształceń. Założenia te podane zostały przez Hewetta [104].

Później wprowadzane metody uwzględniały już współpracę gruntu z konstrukcją. Przyjmowano przy tym różne schematy owej współpracy. Dla gruntu dobierany był uproszczony, liniowo-sprężysty model zastępczy. Współpraca gruntu z konstrukcją była realizowana przez zastosowanie schematu, w którym konstrukcja obciążona została przez grunt, a jednocześnie opierała się na nim za pośrednictwem grupy sprężyn. Taki model współpracy konstrukcji podziemnej został zaproponowany przez Voellmy'ego, Windeisa, Morgana, Meissnera oraz Drawskiego. Zakłada on schemat statyczny bazujący na pierścieniu otoczonym przez sprężyny zlokalizowane po obwodzie, których reakcje symulowały zachowanie gruntu. Grunt jednocześnie pełnił rolę czynnika obciążającego (rysunek 2.19b). W dalszych pracach zakładano, że na odcinku górnym pierścienia grunt stanowi tylko obciążenie, natomiast na pozostałej części obwodu pełni on rolę sprężystego podłoża (rysunek 2.19d). Przy takim schemacie niektórzy autorzy zakładają obciążenie czynne gruntem jedynie od góry (Bugajewa, Gorelik, Rozsa, Bernvalner [35], [76], [80]), u innych natomiast grunt stanowił sprężyste podłożę, a równocześnie był czynnikiem obciążenia zewnętrznego z góry, z dołu i z boków (rysunek 2.19c, g) (Wołkow, Schulze, Duddeck, Branicki [73], [77], [65]). Do tej grupy koncepcji współpracy gruntu z konstrukcją podatną można zaliczyć sposób rozwiązania zakładający odcinkowe, boczne strefy sprężystego oporu gruntu, np. wg założeń Pytowskiego (rysunek 2.19e) [71].



Rys. 2.19. Schematy statyczne wykorzystywane w Metodzie Sprężyn: a) wg Hewetta, b) wg Voellmy'ego, Morgana i in., c) wg Duddecka, Schulzego, Wołkowa i in., d) wg Bugajewy i in., e) wg Pytowskiego i in. f) wg Klöppel i Glock g) wg Branickiego i Łanika.

Duddeck w 1970 r. dokonał porównania wyników obliczenia momentów zginających w kluczu pierścienia kołowego stosując kilka schematów [35]. Wynika z nich, że obliczenia przeprowadzone według Schulzego i Duddecka (rysunek 2.19c) dają bardzo zbliżone wyniki do wyników otrzymanych z metody Bugajewy (rysunek 2.19d), pomimo że dla tych dwóch metod występują różnice w zakładanych schematach wyjściowych. Mniejsze natomiast wartości momentów otrzymuje się z metod zakładających współpracę pierścienia z ośrodkiem gruntowym na całym obwodzie wg Voellmy, Windeisa, Morgana i in. (rysunek 2.19b). W omawianych koncepcjach istnieje możliwość uwzględnienia składowych stycznych parcia gruntu na ściany tunelu. Zbadano wpływ uwzględniania lub pomijania stycznych składowych

pionowego i poziomego parcia gruntu na wyniki obliczeń momentów zginających. Różnice te są znaczne, wynoszą przeszło 50 % wartości tzn., że: uwzględnienie sił stycznych zwiększa wartości momentów.

Należy wspomnieć jeszcze o stosowaniu schematów statycznie wyznaczalnych, wprowadzających przeguby, które rozmieszczane są zwykle w górnej strefie obwodu konstrukcji. W 1970 Klöppel i Glock zaproponowali zastąpienie ścianki o jednostkowej długości częściowo podpartymi dwuwymiarowymi elementami belkowymi oraz wprowadzenie dwóch przerobów w schemat statyczny konstrukcji (rysunek 2.19f) [78]. Współczynnik reakcji podłoża wyznaczono wg wzoru:

$$C = 0,5 \frac{M}{R}, \quad (58)$$

gdzie:

M – moduł edometryczny gruntu,

R – promień przewodu.

We wszystkich wspomnianych koncepcjach nie uwzględniono wpływu odkształceń konstrukcji na stan sił wewnętrznych więc zadanie sformułowane było jako zadanie liniowo - sprężyste. Założenie to prowadzi do błędnych wyników w przypadku cienkich ścian konstrukcji, natomiast jest wystarczająco dokładne w odniesieniu do rur, tuneli o masywnej, mało odkształcalnej konstrukcji [79].

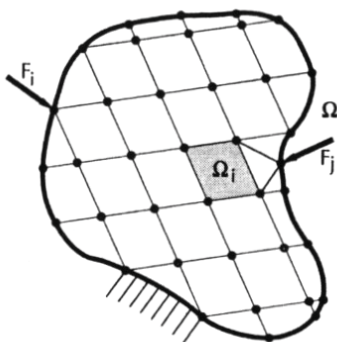
2.2.2.9.2. Metoda Elementów Skończonych (MES)

W wielu opracowaniach podaje się nazwisko Couranta, który jako matematyk w 1942 roku opublikował pionierską pracę w tej dziedzinie oraz M. J. Tunera, który w 1956 r. wraz ze swoim zespołem badawczym napisał obszerną pracę poświęconą tej metodzie. Zasadniczy rozwój Metody Elementów Skończonych (MES) przypada na lata sześćdziesiąte, m.in. dzięki pracom Przemienieckiego i Zienkiewicza. Drugim okresem rozwojowym MES jest pojawienie się komputerów osobistych. Pod koniec lat 80-tych wiele renomowanych systemów, takich jak np.: ABAQUS, CANDE, ANSYS, PLAXIS oraz COSMOS/M, zostało przystosowanych do pracy na PC [14].

Sama metoda nie powstała niezależnie od metod istniejących. MES jest metodą konsekwentnego poszukiwania przybliżonych rozwiązań problemów brzegowych. Cechą zasadniczą metod przybliżonych jest zastępowanie układu o nieskończonej liczbie stopni swobody układem o liczbie skończonej. Przy modelowaniu układu rzeczywistego bardzo ważnym etapem jest przejście od modelu fizycznego do dyskretnego tak, aby model dyskretny dostatecznie dokładnie odzwierciedlał zjawiska zachodzące w modelu fizycznym.

Koncepcja MES zakłada, że każdą wielkość (np. przemieszczenie, naprężenie), opisaną za pomocą funkcji ciągłej (pierwotnej) w danym obszarze (fragmencie ciągłym modelu fizycznego), aproksymuje się modelem dyskretnym. Model dyskretny jest złożony ze zbioru funkcji ciągłych określonych w skończonej liczbie podobszarów, zwanych elementami, na jakie podzielono rozpatrywany obszar, który można przedstawić w postaci równania [14]:

$$\Omega = \sum_{i=1}^n \Omega_i \quad (59)$$



Rys. 2.20. Obszar ciągły z podziałem na podobszary [14].

Poszczególne funkcje ciągłe z podobszarów definiuje się przez wartości funkcji pierwotnej w skończonej liczbie punktów z wnętrza rozważanego obszaru, zwanych węzłami. W celu otrzymania modelu dyskretnego należy zatem w ciągłym fragmencie modelu fizycznego:

- wyróżnić skończoną liczbę węzłów,
- określić w węzłach wielkości fizyczne (węzłowe), których wartości się aproksymuje (np. przemieszczenie, naprężenie),
- podzielić rozpatrywany obszar na skończoną liczbę elementów (elementy łączą się ze sobą we wspólnych węzłach, a ich zbiór musi pokrywać cały obszar),
- aproksymować wielkości fizyczne w każdym elemencie za pomocą funkcji aproksymujących (np. wielomianów, szeregów itp.) przez wielkości węzłowe. Dla każdego elementu można przyjąć inną funkcję wielomianu, ale wszystkie należy obierać w taki sposób, aby zachować możliwie dobrą ciągłość między poszczególnymi funkcjami na brzegach elementów.

Jeżeli w elemencie jest rozpatrywana jedna wielkość fizyczna opisywana funkcją ciągłą, np. przemieszczenie w kierunku osi z $u_z = (x, y, z, t)$, to określa się ją przez wielkości węzłowe przedstawione na rysunku 2.21 za pomocą związku:

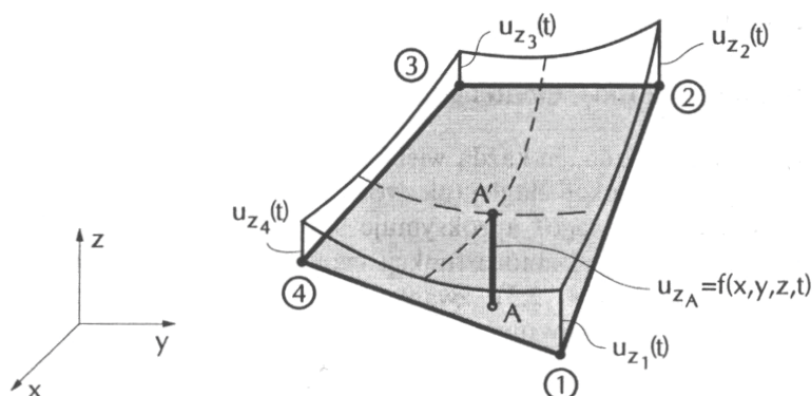
$$u_{zA}(t) = \sum_{n=1}^{IE} N_n(x, y, z) u_{zn}(t), \quad (60)$$

gdzie:

IE – liczba węzłów opisujących element skończony,

$N_n(x, y, z)$ – funkcja kształtu elementu n ,

$u_{zn}(t)$ – wielkości węzłowe np. przemieszczenia.

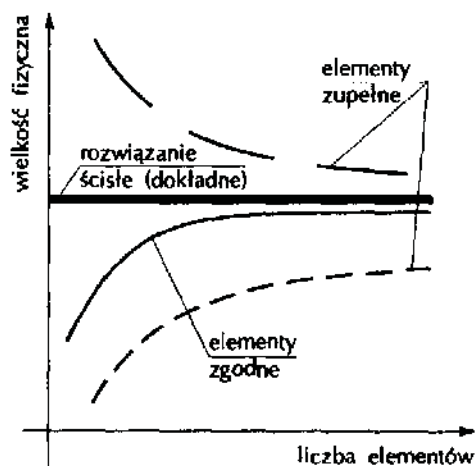


Rys. 2.21. Aproksymacja wielkości fizycznej we wnętrzu elementu skończonego [14].

Niezbędnym warunkiem otrzymania żądanej dokładności w MES jest przyjęcie funkcji kształtu dostatecznie dokładnie odwzorowujących rzeczywiste wielkości fizyczne w elemencie. Przy spełnieniu tego warunku i coraz gęstszym podziale obszaru na elementy, otrzymane wartości np. przemieszczenia mogą zbliżać się do rozwiązania dokładnego. Zbliżanie to osiąga się wtedy, gdy funkcje kształtu zapewniają:

- ciągłość przemieszczeń wewnątrz elementu oraz ich zgodność na granicach elementów,
- możliwość opisywania stałych przemieszczeń elementu, a więc jego ruchu jako ciała sztywnego,
- możliwość opisanie stanu stałych odkształceń (a tym samym naprężeń) wewnątrz elementu, występującego przy odpowiednich przemieszczeniach węzłów.

Elementy, w których funkcje kształtu spełniają pierwszy z podanych warunków (a), nazywa się elementami zgodnymi (dostosowanymi). Natomiast elementy, które spełniają tylko warunek drugi i trzeci (b i c), nazywa się elementami zupełnymi (niedostosowanymi) [14].



Rys. 2.22. Wpływ liczby elementów skończonych na wartość dyskretyzowanej wielkości fizycznej $\{u\}$ [14].

Przyjęcie do dyskretyzacji elementów zgodnych zapewnia zbieżność rozwiązania modelu dyskretnego od dołu, co pokazano na rysunku 2.22.

Zaletą MES jest możliwość uwzględnienia indywidualnych cech przepustu takich, jak:

- a) geometria konstrukcji,
- b) nieliniowe właściwości materiału jakim jest grunt,
- c) etapowy charakter budowy,
- d) zmienne obciążenia.

W komputerowych systemach wykorzystujących MES, takich jak COSMOS czy PLAXIS, do modelowania gruntu przyjmuje się model Coulomba – Mahra lub sprężysto-idealnie plastyczny nieliniowy model opisany w 1952 roku przez Druckera i Pragera [84].

Użyte w niniejszej rozprawie elementy MES i modele zostały dokładnie przedstawione w punkcie 4 „Wyznaczenie wyężenia przepustu metodą elementów skończonych”.

2.2.2.3. Wyboczenie ścianki przepustu podatnego

Wyboczenie sprężyste powstaje jako lokalne i może wystąpić w koronie konstrukcji, w jej części dolnej lub w innym dowolnym miejscu, w zależności od tego, w którym miejscu pojawi się krytyczna kombinacja sil osiowych, momentu zginającego, imperfekcji materiału oraz naprężeń lokalnych. W rzeczywistości nigdy nie odnotowano awarii przepustu podatnego ze stalowych blach falistych z uwagi na wyboczenie, poza przypadkami wystąpienia nadmiernych odkształceń w płaszczu przepustu.

Podczas badań modelowych podatnych przepustów z blachy falistej, obsypanych gruntem o małym module odkształcenia zauważono, że blachy ulegały zniszczeniu poprzez wyboczenie. Przy zwiększeniu różnicy pomiędzy modulem odkształcenia gruntu a sztywnością samej blachy zniszczenie następowało poprzez uplastycznienie się stali [101].

Zaproponowano następujący warunek wyboczeniowy do projektowania przepustów podatnych o dużych rozpiętościach:

$$f_b = \frac{2}{A} \sqrt{\frac{eEI}{1-\nu^2}}, \quad (61)$$

gdzie:

- f_b – ciśnienie krytyczne powodujące wyboczenie,
- A – pole powierzchni przekroju poprzecznego przepustu na jednostkę długości,
- e – moduł odporu gruntu,
- E – moduł Younga dla przepustu,
- I – moment bezwładności przekroju przepustu na jednostkę długości,
- ν – współczynnik Poissona dla materiału przepustu.

Inny związek opisujący krytyczne ciśnienie powodujące wyboczenie można znaleźć w pracy Luschera [102]. Po przeprowadzeniu badania na rurach zagłębionych w gruncie i analizy teoretycznej zjawiska wyboczenia Luscher zaproponował następującą zależność:

$$p = 1.73 \sqrt{\frac{EIBM_s}{R^3}}, \quad (62)$$

gdzie:

- p – ciśnienie krytyczne powodujące wyboczenie,
- R – promień rury,
- E – moduł Younga dla rury,
- I – moment bezwładności przekroju rury na jednostkę długości,
- M_s – moduł edometryczny gruntu,
- B – współczynnik sprężystości podłoża.

Korzystając z powyższego równania, można wyznaczyć minimalny moduł edometryczny gruntu potrzebny do zapobieżenia wyboczeniu dla przepustów o dużej rozpiętości (oznaczenia jw.):

$$M_s \geq \frac{p^2 R^3}{3EIB}, \quad (63)$$

Wykorzystując metody energetyczne, Chelapati i Allgood zaproponowali kolejną formułę opisującą krytyczne ciśnienie wyboczeniowe wyrażone wzorem [103]:

$$p_{cr} = 6 \sqrt{M_s (1 - K_s) \frac{EI}{D^3}} \quad (64)$$

gdzie:

- p_{cr} – ciśnienie krytyczne powodujące wyboczenie,
- M_s – moduł edometryczny gruntu,
- E – moduł Younga dla rury,
- I – moment bezwładności przekroju rury na jednostkę długości,
- D – średnica rury,
- K_s – współczynnik oporu bocznego gruntu.

Teoretyczne analizy zjawiska wyboczenia były dokonywane przez wielu badaczy, lecz nie są one stosowane w szerokim zakresie w projektowaniu. Przyczyną takiego stanu rzeczy jest fakt, że „*uszkodzenia wybudowanych przepustów, które można byłoby przypisać wyboczeniu, nigdy nie miały miejsca, o ile nie nastąpiły nadmierne deformacje poprzedzające uszkodzenie*” [95].

Norweskie wytyczne do budowy konstrukcji podatnych o dużych rozpiętościach zalecają użycie materiału niespoistego o minimalnym zagęszczeniu 97 % wg Proctora Normalnego. Powoduje to przyjęcie wartości modułu edometrycznego na poziomie min. 20.0 MPa. Przy powyższych założeniach, z zachowaniem podstawowego reżimu jakościowego wynikającego z zaleceń, projektując podatne konstrukcje przepustów o dużych rozpiętościach, nie ma potrzeby rozpatrywać oddzielnie warunku wyboczenia, wystarczy warunek ograniczenia deformacji do 2 % rozpiętości lub wysokości.

2.3. Wybrane badania przepustów podatnych w skali naturalnej

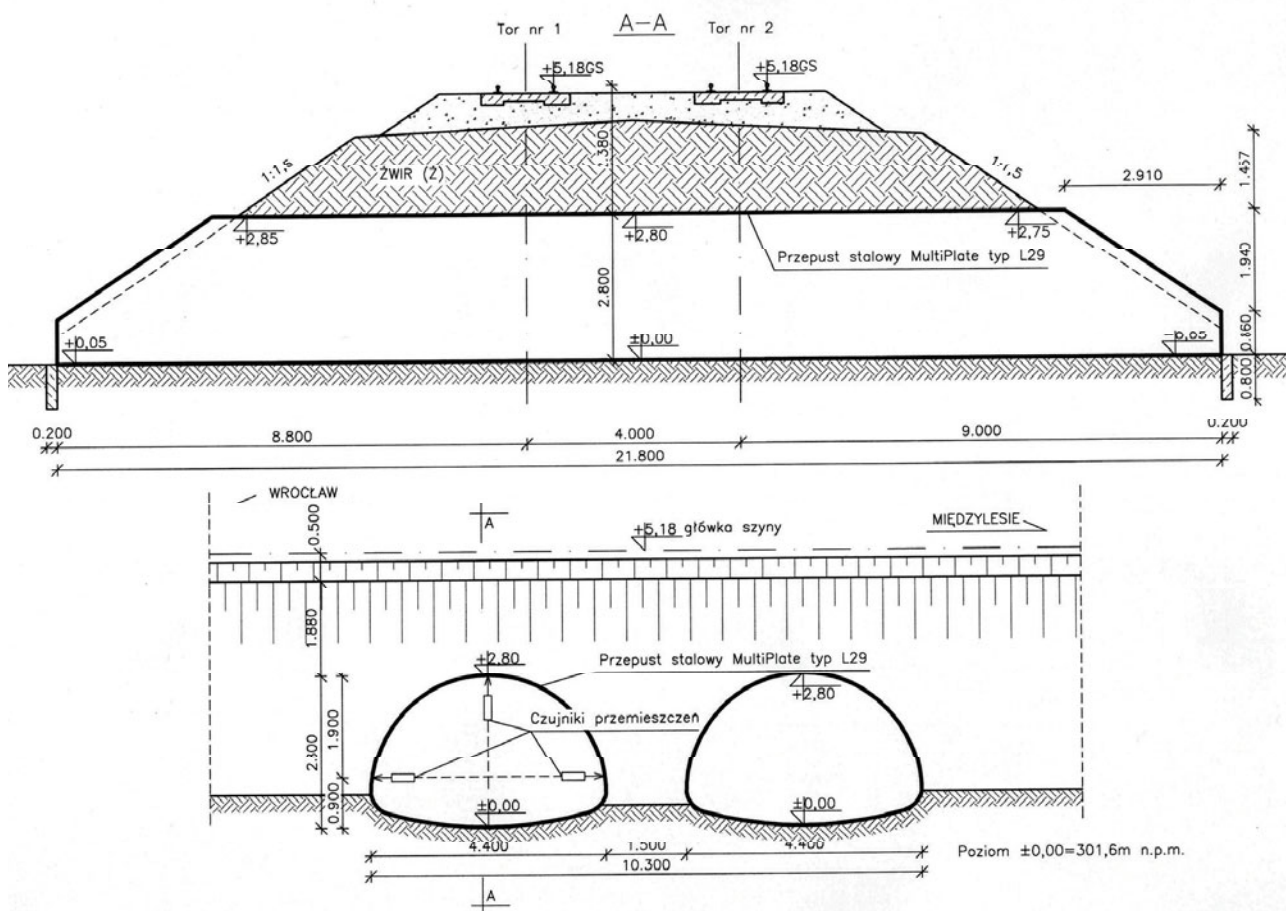
W niniejszym punkcie przedstawiono polowe badania przepustów podatnych w naturalnej skali. Zestawione badania były wykonywane w różnym czasie i miejscu oraz w różnym zakresie.

2.3.1. Przepusty kolejowe w Międzyzlesiu [10, 11]

2.3.1.1. Konstrukcja przepustu

Badany obiekt jest dwukomorowym przepustem zlokalizowanym w nasypie dwutorowej linii kolejowej Wrocław – Międzyzlesie w km. 99.912, w miejscowości Krosownice. Przeznaczeniem konstrukcji jest przepuszczenie dużych wód opadowych oraz fali powodziowej. Przedmiotowy przepust został zaprojektowany i wykonany jako typowa konstrukcja *multiplate*. Widok podczas montażu oraz podstawowe wymiary przekroju poprzecznego prefabrykowanej konstrukcji pokazano na rysunkach 2.24 i 2.25. Obiekt składa się z dwóch ułożonych równolegle obok siebie jednakowych konstrukcji o symbolu katalogowym L29 i długości całkowitej $L = 21.80$ m. Przekrój podłużny i widok konstrukcji przepustu pokazano na rysunku 2.23.

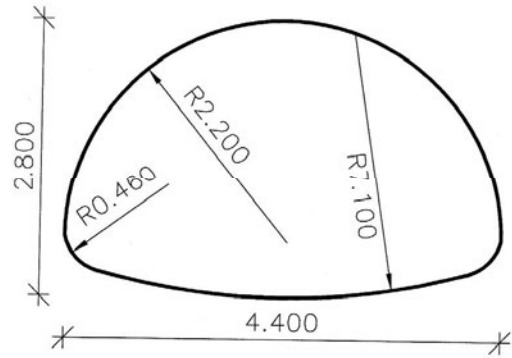
Konstrukcja składa się z arkuszy profilowanej blachy falistej o grubości ścianki $t = 4.75$ mm i profilu fałdy 150 x 50 mm. Blachę wykonano ze stali konstrukcyjnej Fe360B FN zgodnie z Normą Europejską EN10025. Poszczególne arkusze połączone są ze sobą za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości M20-8.8.



Rys. 2.23. Przekrój podłużny konstrukcji i widok wylotu.



Rys. 2.24. Montaż konstrukcji przepustów.



Rys. 2.25. Wymiary przekroju poprzecznego jednego z przepustów.

2.3.1.2. Grunt nasypu

Przeprowadzono szczegółowe badania laboratoryjne gruntu użytego do wykonania nasypu nad badanymi przepustami. Rodzaj gruntu określono zgodnie z normą PN-86/B-04280 i zakwalifikowano go jako żwir (Ż). Właściwości fizyko-chemiczne gruntu nasypowego, wyznaczone na podstawie normy PN-88/B-04481, zamieszczono w tabeli 2.7.

Tabela 2.7. Właściwości fizyko-chemiczne gruntu.

l.p.	Rodzaj badań	Jednostka	Parametry/Wielkości
1	Zawartość części organicznych	%	1.67
2	Granica Atterberga	-	Grunt niespoisty
3	Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	g/cm ³	2.21
4	Wilgotność optymalna	%	6.4
5	Zawartość CaCO ₃	%	< 1

2.3.1.3. Wyniki pomiarów przy próbnym obciążaniu

Obciążenie statyczne.

Zanotowano następujące maksymalne przemieszczenia przy pierwszym najjeździe lokomotyw od strony Wrocławia (czas obciążenia 15 min):

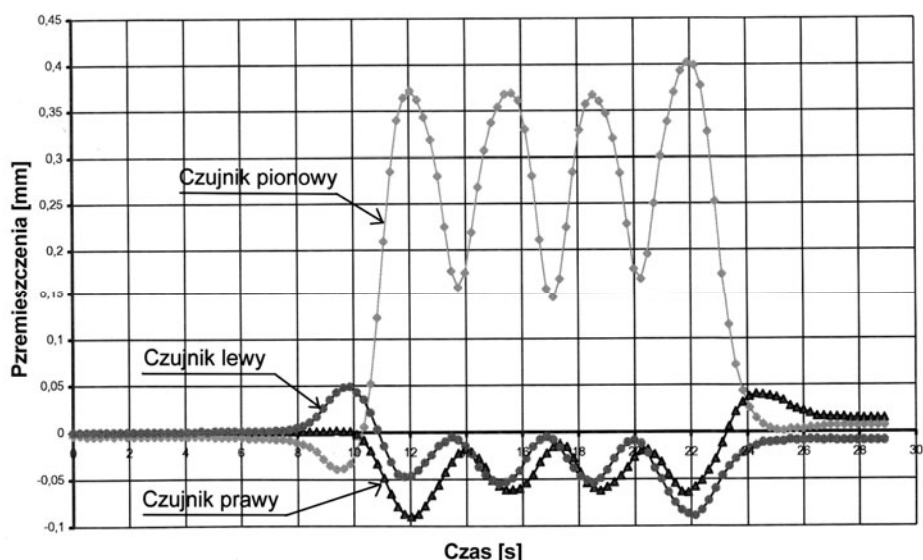
1. Pionowe: – 0.550 mm.
2. Poziome: lewe (str. południowa, od strony sąsiedniej komory) – 0.110 mm, prawe (str. północna) – 0.060 mm.

Zanotowano następujące maksymalne przemieszczenia przy drugim najjeździe lokomotyw od strony Międzyzlesia (czas obciążenia 40 min):

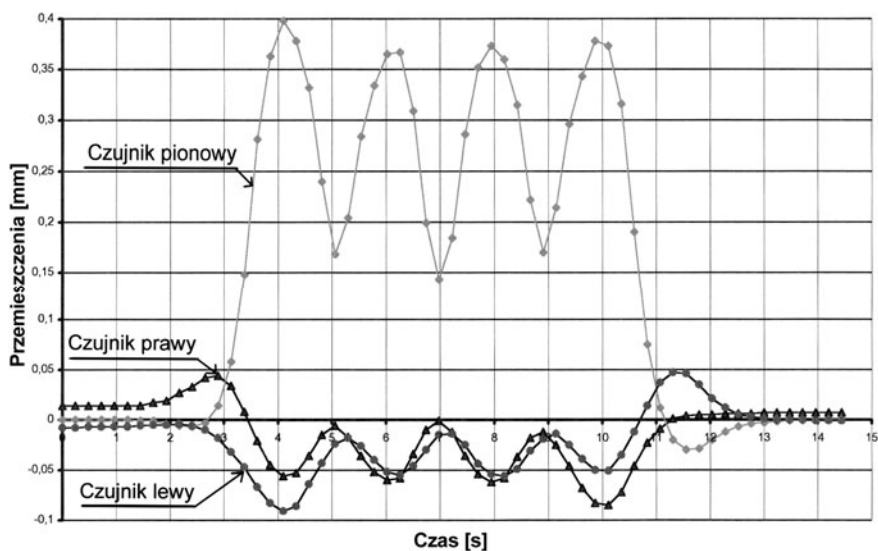
1. Pionowe: – 0.714 mm.
2. Poziome: lewe (str. południowa, od strony sąsiedniej komory) – 0.159 mm, prawe (str. północna) – 0.051 mm.

Obciążenie dynamiczne

Maksymalne przemieszczenia pionowe zarejestrowano podczas przejazdu lokomotyw z prędkością 10 km/h i wyniosły one 0.400 mm, natomiast maksymalne przemieszczenia poziome wystąpiły również przy prędkości 10 km/h i wyniosły w liczbach bezwzględnych ok. 0.200 mm. Wykresy zmian przemieszczeń podczas przejazdu z prędkością 10 km/h przedstawiono na rysunkach 2.26 i 2.27.



Rys. 2.26. Wykres przemieszczeń podczas pierwszego przejazdu lokomotyw z prędkością 10 km/h.



Rys. 2.27. Wykres przemieszczeń podczas drugiego przejazdu lokomotyw z prędkością 10 km/h.

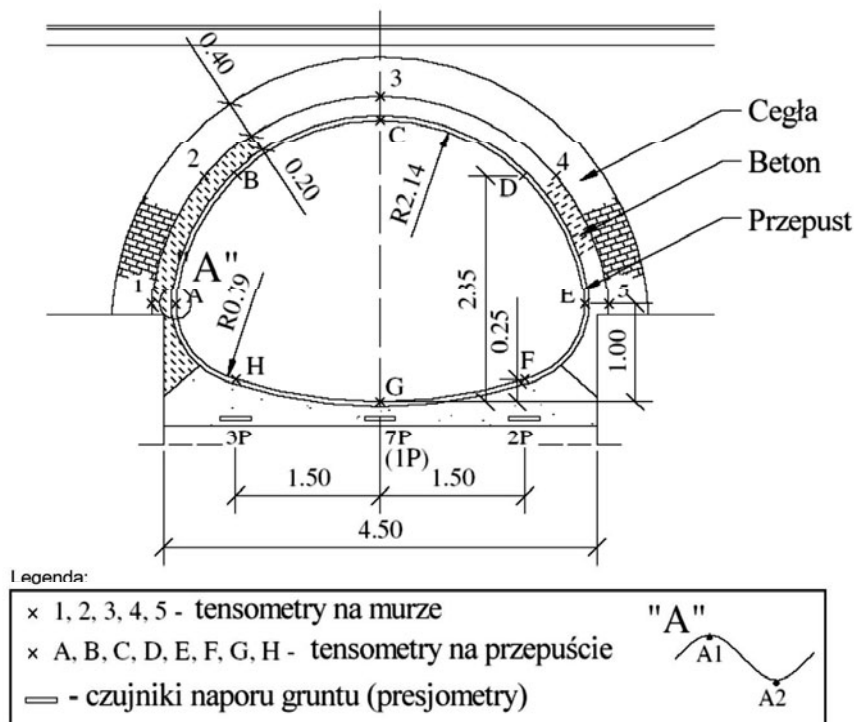
2.3.2. Przepust drogowy na drodze krajowej nr 11 [28]

2.3.2.1. Konstrukcja przepustu

Badaniom poddano konstrukcję stuletniego łukowego przepustu ceglanoego o promieniu 2,5 m (w kluczu) i grubości 0,40 m posadowionego na fundamencie betonowym. Przepust ceglany został wzmocniony przepustem stalowym z blachy falistej. Przepusty zlokalizowane są pod drogą krajową nr 11, a ich całkowita długość wynosi $L = 10,90$ m.

Przepust stalowy to konstrukcja typu *multiplate* o wysokości $H = 2,95$ m i rozpiętości $B = 4,26$ m, wykonana z profilowanej blachy falistej o wymiarach fali 150 x 50 mm. Poszczególne płaszcze połączone są za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości. Przekrój poprzeczny z wymiarami konstrukcji pokazano na rysunku 2.28. Przepust stalowy został posadowiony na przygotowanej podsypce z pospółki o grubości 0,200 m. Podłoże pod konstrukcję zostało dodatkowo wzmocnione geo-włókniną (200 g/m²).

Przestrzeń pomiędzy przepustem stalowym a wzmocnianym przepustem ceglanoym została wypełniona 20 cm. warstwą betonu klasy B15.



Rys. 2.28. Przekrój poprzeczny konstrukcji wraz z lokalizacją czujników.

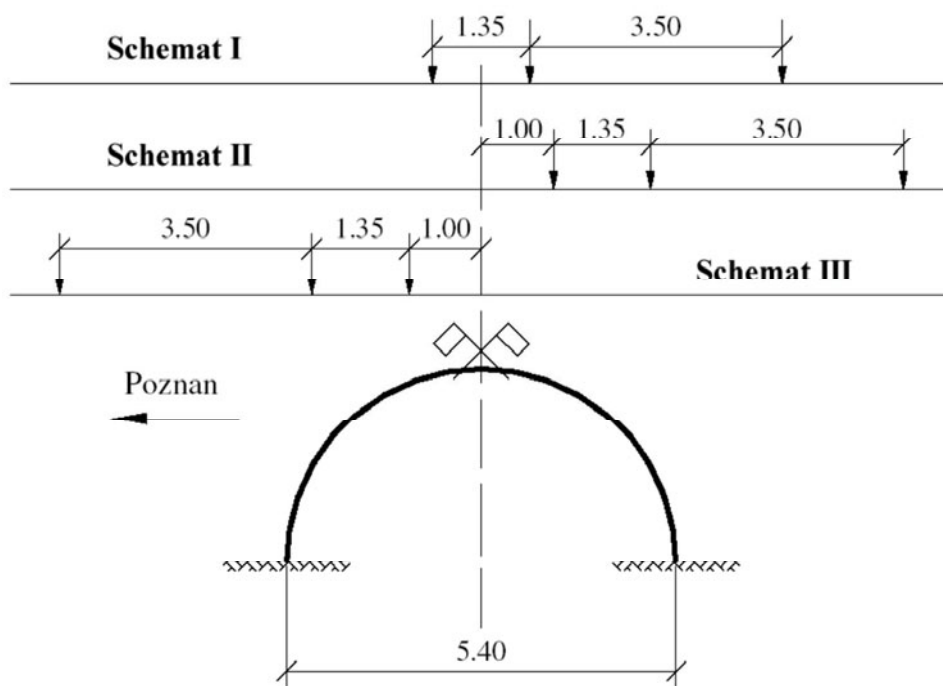
2.3.2.2. Obciążenia.

Podczas testu zastosowano trzy schematy obciążenia pokazane na rysunku 2.29:

- **Schemat I** – obciążenie symetryczne: tylną oś pojazdu ustawiono symetrycznie nad przepustem w płaszczyźnie linii pomiarowej.
- **Schemat II** – obciążenie asymetryczne: prawa (południowa) część przepustu została obciążona tzn. tylna oś pojazdu została przesunięta o 1.0 m względem osi symetrii.
- **Schemat III** – obciążenie asymetryczne: lewa (północna) część przepustu została obciążona tzn. tylna oś pojazdu została przesunięta o 1.0 m względem osi symetrii.

Każde obciążenie trwało 15 minut. Pomiary wykonywano bezpośrednio po obciążeniu, a następnie w równych pięciominutowych odstępach czasu.

Wykonano cztery próbne obciążenia w okresie od października 2000 do lipca 2003 przy użyciu samochodu ciężarowego o ciężarze zestawionym w tabeli 2.8. Pomiędzy testami przepust był poddany normalnej eksploatacji, tj. obciążeniu drogowemu ok. 12 000 pojazdów na dobę, w tym 12% pojazdów ciężarowych.



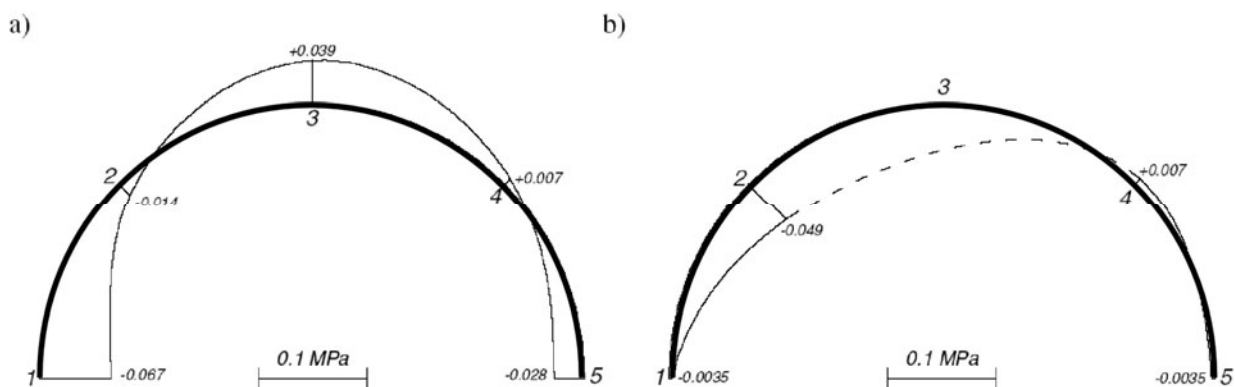
Rys. 2.29. Schematy obciążeń.

Tabela 2.8. Zestawienie obciążenia drogowego wykorzystanego podczas testów.

Nr testu	Miesiąc, rok	Obciążenie drogowe [kN]			Wykonane pomiary
		Oś przednia	Oś tylna	Całkowite	
1	Październik, 2000	80.0	2 x 120.5	321	Odształcenia w sklepieniu ceglanym przed wzmocnieniem.
2	Listopad, 2000	75.0	2 x 120.5	316	Odształcenia w sklepieniu ceglanym po wzmocnieniu, odkształcenia w konstrukcji stalowej, naprężenia w gruncie.
3	Październik, 2001	81.0	2 x 113.0	310	Odształcenia w konstrukcji stalowej, naprężenia w gruncie.
4	Lipiec, 2003	96.6	2 x 113.7	324	Odształcenia w konstrukcji stalowej

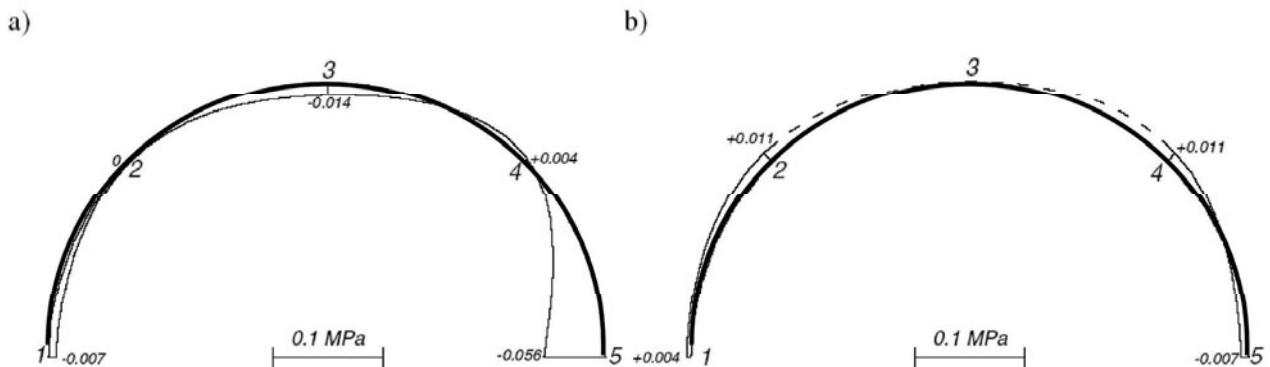
2.3.2.3. Wyniki pomiarów.

Rozkłady naprężeń na powierzchni sklepienia ceglanego przed wykonaniem wzmocnienia i betonowaniem dla schematu I i III pokazano na rysunkach 2.30a oraz 2.31a.



Rys. 2.30. Rozkład naprężeń na powierzchni sklepienia ceglanego dla schematu nr I a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu [MPa].

Rozkłady naprężeń na powierzchni sklepienia ceglanego po wykonaniu wzmocnienia i betonowania dla schematu I i III pokazano na rysunku 2.30 b oraz 2.31 b. Niestety, podczas wypełniania mieszanką betonową przestrzeni pomiędzy przepustami uszkodzeniu uległ tensometr nr #3, toteż na wykresach linią przerywaną zaznaczono założone naprężenia. Naprężenia wyznaczono mnożąc pomierzone odkształcenia przez moduł sprężystości dla cegły, wynoszący $E_b = 3\,500\text{ MPa}$. Naprężenia ujemne na wykresach oznaczają ściskanie, dodatnie - rozciąganie.



Rys. 2.31. Rozkład naprężeń na powierzchni sklepienia ceglanego dla schematu nr III
a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu [MPa].

Naprężenia w konstrukcji stalowej zostały obliczone przy założeniu modułu sprężystości dla stali wynoszącym $E_s = 210\,000\text{ MPa}$. Pomierzone odkształcenia pozwalają na wyznaczenie naprężeń osiowych oraz naprężeń zginających z następujących zależności:

$$\sigma_N = \frac{\sigma_{A1} + \sigma_{A2}}{2}, \quad (65)$$

$$\sigma_M = \frac{\sigma_{A1} - \sigma_{A2}}{2}, \quad (66)$$

gdzie:

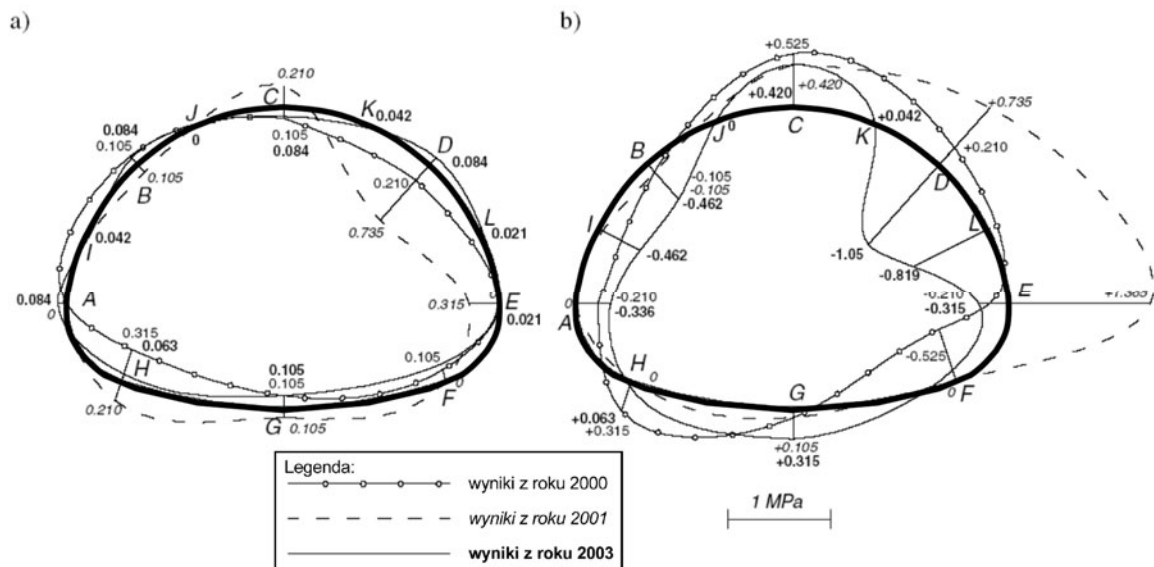
σ_N – naprężenia osiowe,

σ_M – naprężenia zginające,

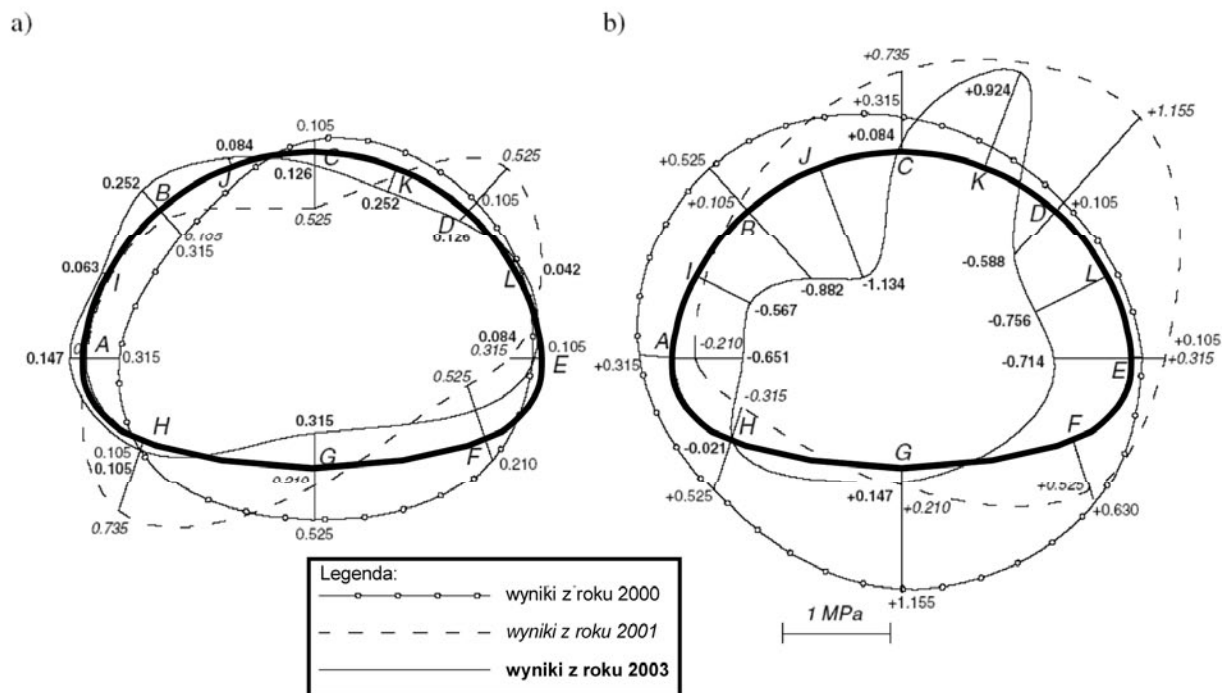
σ_{A1} – naprężenia w punkcie A1 (górną część fali),

σ_{A2} – naprężenia w punkcie A2 (dolną część fali).

Wyniki obliczonych naprężeń przedstawiono na rysunkach 2.32 oraz 2.33.



Rys. 2.32. Rozkład naprężeń na powierzchni przepustu stalowego dla schematu obciążeń nr I
a) naprężenia zginające [MPa] – wykres wykreślono po stronie włókien rozciąganych,
b) naprężenia osiowe [MPa] – ujemne naprężenia oznaczają ściskanie.



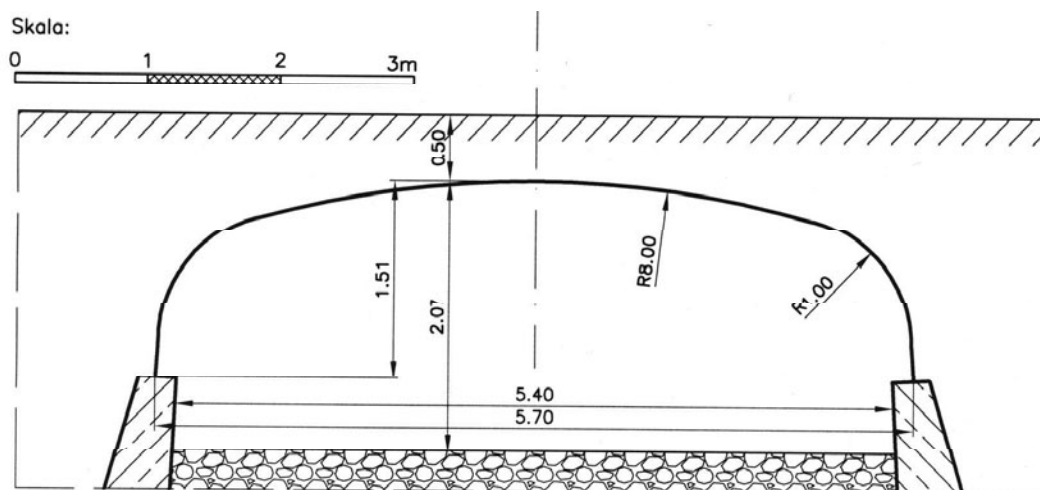
Rys. 2.33. Rozkład naprężeń na powierzchni przepustu stalowego dla schematu obciążeń nr III
 a) naprężenia zginające [MPa] – wykres wykreślono po stronie włókien rozciąganych,
 b) naprężenia osiowe [MPa] – ujemne naprężenia oznaczają ściskanie.

Naprężenia w gruncie pomierzone przez czujniki umieszczone u podstawy przepustu stalowego w pierwszym i drugim teście wskazały zero. Jedynie czujnik nr #7 wskazywał wartość w granicach tolerancji błędu i nie przekroczył wartości 5 kPa. Po rocznej przerwie w czasie trzeciego testu stwierdzono wzrost naprężeń w gruncie pod konstrukcją stalową. Naprężenia wyniosły: 50.0 kPa dla punktu nr 1 i 7 oraz 25.0 kPa dla punktu nr 2.

2.3.3. Przepust drogowy w miejscowości Jeleniów [72]

2.3.3.1. Konstrukcja przepustu

Badany obiekt jest przepustem zlokalizowanym na zjeździe z drogi międzynarodowej nr E67 Wrocław – Kudowa do posesji w miejscowości Jeleniów. Przepust został zaprojektowany i wykonany jako konstrukcja typu *box culvert* o symbolu katalogowym MP 150 17B i długości całkowitej $L = 7.60$ m. Przekrój podłużny konstrukcji przepustu z wymiarami pokazano na rysunku 2.34.



Rys. 2.34. Przekrój poprzeczny konstrukcji.

Konstrukcja składa się z arkuszy profilowanej blachy falistej o grubości ścianki $t = 6$ mm i profilu fałdy 150 mm x 50 mm. Poszczególne arkusze połączone są ze sobą za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości M20 klasy 8.8. W środku rozpiętości przęsła i w narożach zastosowano nakładki wzmacniające z tej samej blachy falistej. Powłokę stalową na końcach utwierdzono w fundamencie betonowym. Przy wlocie i wylocie konstrukcji wykonano betonowe ściany czołowe o szerokości 0.50 m.

2.3.3.2. Wyniki pomiarów

Odształcenia jednostkowe mierzono w punktach pokazanych na rysunku 2.35 na wewnętrznej powierzchni konstrukcji na górnej i dolnej fałdzie blachy. Naprężenia normalne dla kierunku obwodowego σ_x i prostopadłego do obwodowego σ_y wyznaczono z zależności:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y), \quad (67)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu \cdot \varepsilon_x), \quad (68)$$

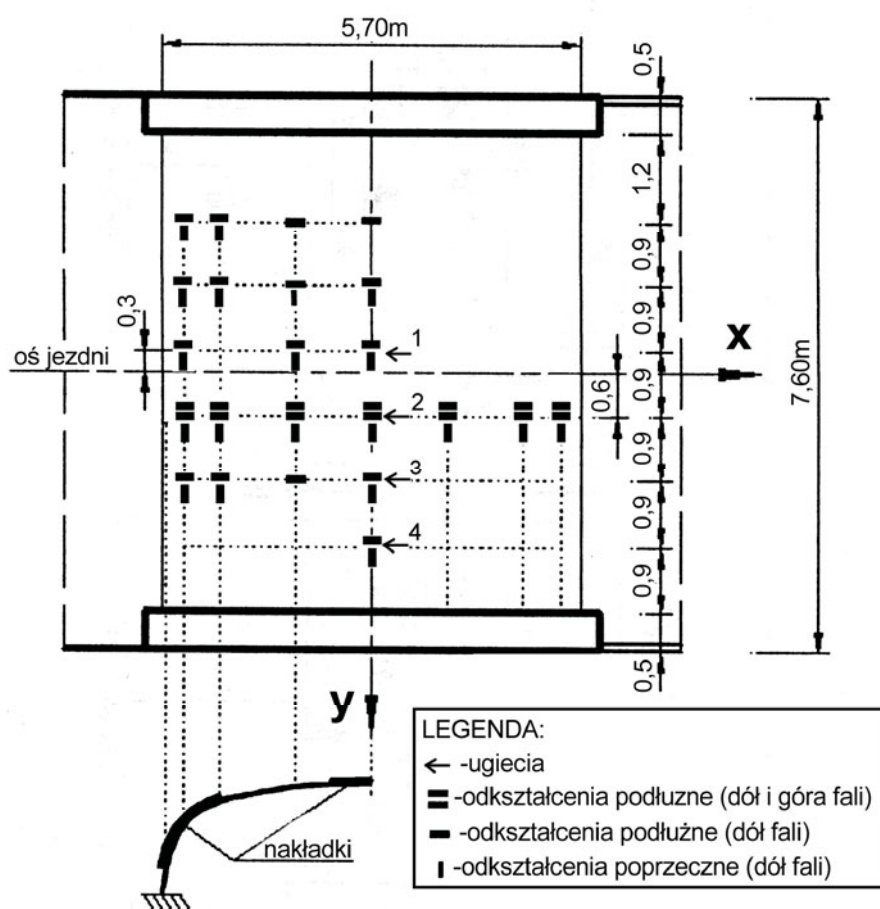
gdzie:

E – moduł Younga,

ν – współczynnik Poissona,

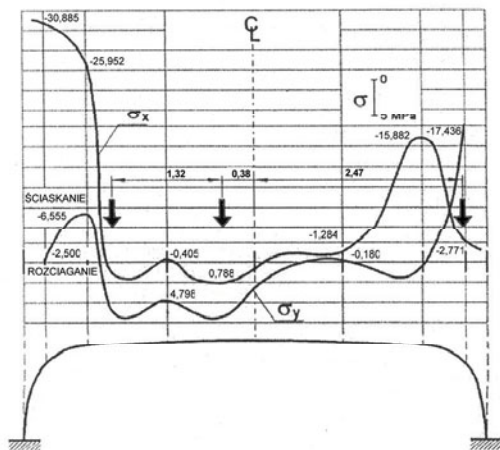
$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ – odkształcenia w kierunku x i y .

Na rysunkach 2.36 i 2.37 przedstawiono naprężenia normalne, sporządzone dla dolnej części fali i linii obwodowej, oddalonej o 0.60 m od osi symetrii mostu. Zaprezentowano schemat obciążenia środkowego (S), ponieważ w tym przypadku wartości naprężeń były większe w porównaniu z położeniem bocznym (B). Wartości ujemne naprężeń oznaczają ściskanie.

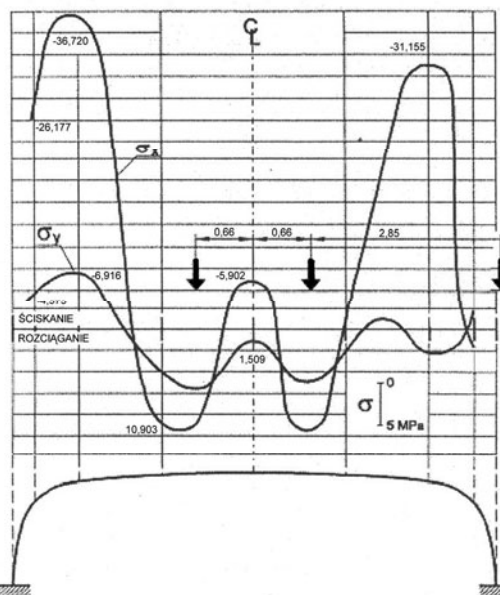


Rys. 2.35. Rozmieszczenie czujników pomiarowych na powierzchni przepustu.

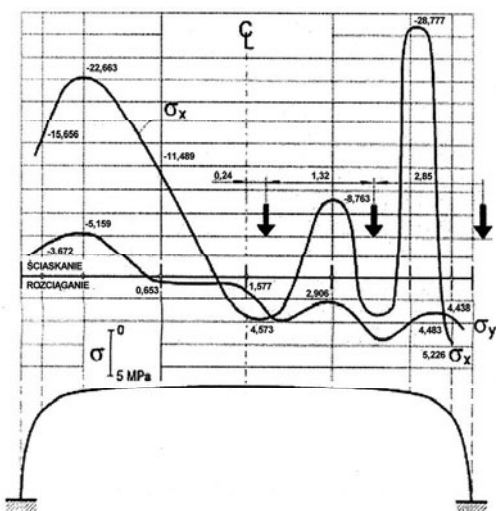
a)



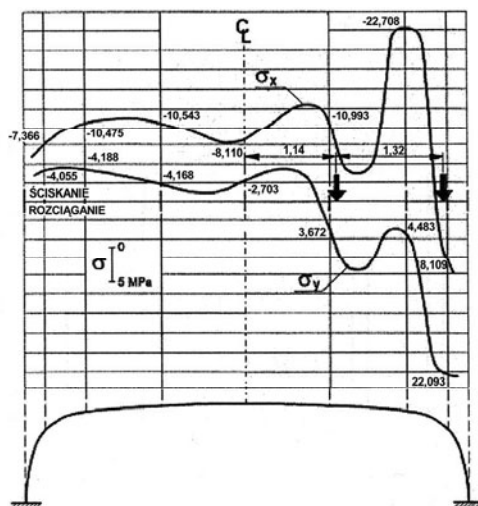
b)

Rys. 2.36. Wykres naprężeń dla schematu S: a) przy $X_p = -0.90$ m, b) przy $X_p = 0.00$ m.

a)



b)

Rys. 2.37. Wykres naprężeń dla schematu S: a) przy $X_p = 0.90$ m, b) przy $X_p = 1.80$ m.

W tabeli 2.9 przedstawiono ugięcia dla schematu B przy $X_p = 0.0$ m pomierzone dla różnych czasów obciążenia T_i .

Tabela 2.9. Ugięcia dla schematu B przy $X_p = 0.0$ m.

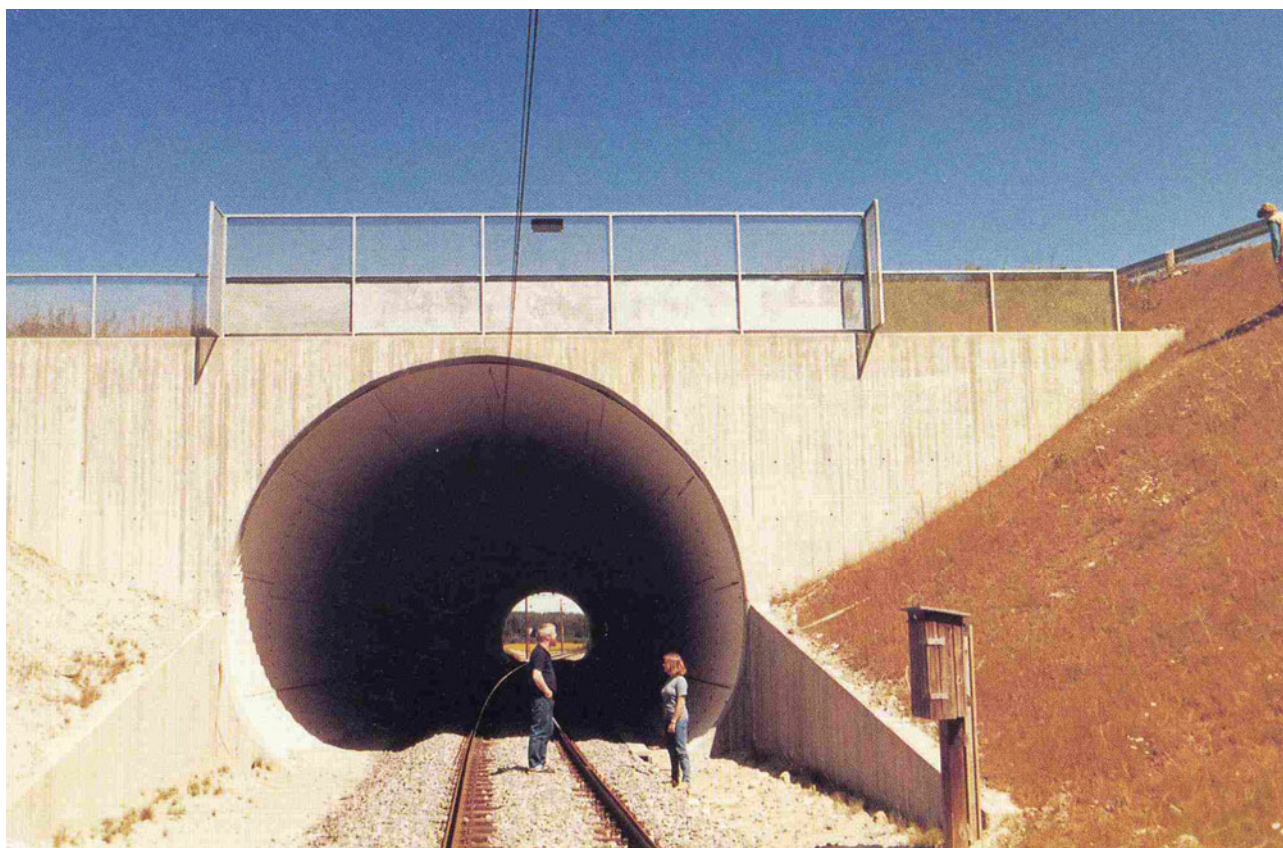
L.p.	Czas pomiaru [s]	Punkt pomiaru wg rysunku 2.35 [mm]			
		1	2	3	4
1	$T_0 = 0$	0.00	0.00	0.00	0.00
2	$T_1 = 30$	3.32	3.34	2.99	1.72
3	$T_2 = 4560$	3.51	3.58	3.24	1.89
4	$T_3 = 4590$ (po odciążeniu)	0.53	0.71	0.37	0.22

2.3.4. Przepust w Tolpinrud (Norwegia) [22, 25]

2.3.4.1. Konstrukcja przepustu

Konstrukcja Tolpinrud znajduje się w pobliżu miejscowości Hønefoss, około 60 km na północ od Oslo w Norwegii. Jest to konstrukcja łukowa zamknięta o rozpiętości 7.81 m, wysokości 9.92 m oraz całkowitej długości wynoszącej 106.00 m. Konstrukcja zbudowana jest z blachy falistej o wymiarach fali 55 x 200 mm i grubości blachy 6.8 mm wzmocnionej dwoma belkami betonowymi w górnej części łuku. Przepust pełni rolę kolejowego tunelu pod drogą. Na rysunkach 2.38 i 2.39 pokazano widok wlotu przepustu oraz przekrój porządkowy przepustu z wymiarami. Jest to pierwszy przepust o dużej rozpiętości, z blachy falistej wybudowany w Norwegii w 1982. Warto wspomnieć, że oszczędności finansowe w porównaniu z klasycznym mostem wyniosły ok. 25 %, czyli ok. 1.5 miliona koron norweskich.

Naziom wybudowano ze żwiru oraz piasku zagęszczonego przy minimalnym stopniu zagęszczenia wg Proctora Normalnego wynoszącym 97 %. Obszary wypełnienia poszczególnymi rodzajami gruntu pokazano na rysunku 2.39.



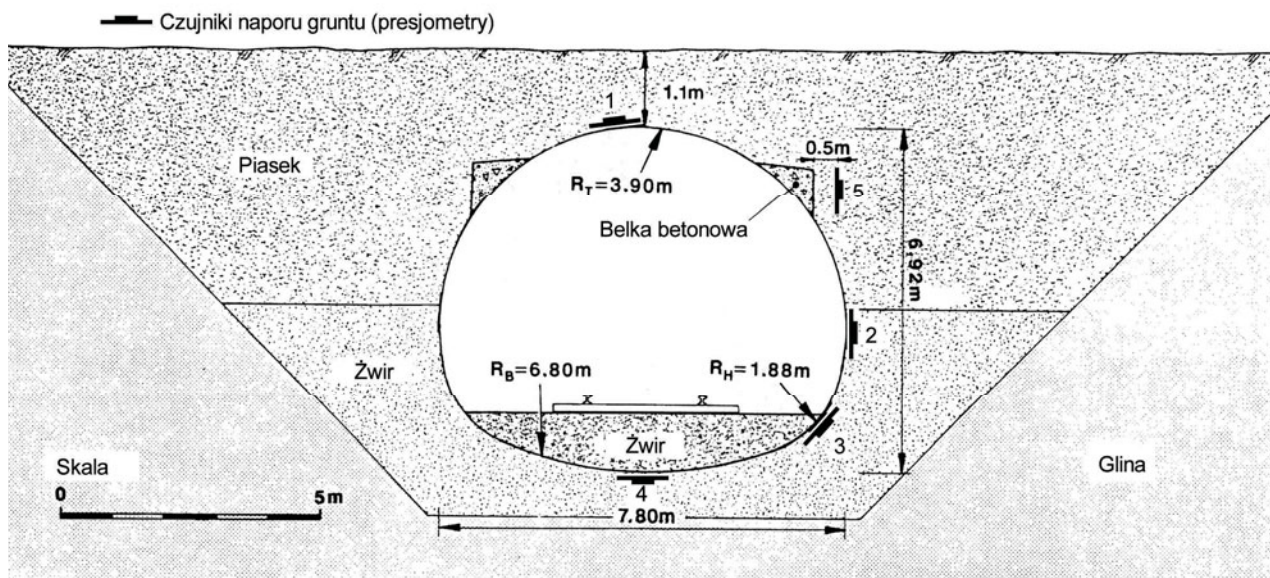
Rys. 2.38. Przepust kolejowy w miejscowości Tolpinrud w Norwegii.

2.3.4.2. Aparatura pomiarowa

Do pomiarów naprężeń w gruncie zastosowano czujniki naporu gruntu (presjometry) typu Glötzl umieszczone w dwóch przekrojach: 25.0 m i 50.0 m od północnego wylotu przepustu. W każdym przekroju zastosowano pięć presjometrów, których rozmieszczenie w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku 2.39. Cztery czujniki zostały zamontowane na stalowej powłoce przepustu za pomocą specjalnie przygotowanych blach falistych o wymiarach 60 x 80 cm. Jeden czujnik został umieszczony pionowo w nasypie w odległości 0.5 m od betonowej belki wzmacniającej w celu pomiaru poziomego naporu gruntu.

Dodatkowo w pobliżu każdego presjometru umieszczono czujniki temperatury.

Podczas montażu taśmą stalową mierzono deformację konstrukcji w trzech punktach: w kluczu oraz w skrajnych punktach rozpiętości.



Rys. 2.39. Przekrój przepustu z pokazaną lokalizacją presjometrów.

2.3.4.3. Wyniki pomiarów

Pomiarów dokonywano od rozpoczęcia montażu w roku 1981, aż do połowy roku 1988 podczas normalnej eksploatacji. Na rysunku 2.40 pokazano wyniki pomiarów z czujników od 1 do 4. Na wykresach prezentujących napór gruntu mierzony przez presjometry pokazano również pionowy napór gruntu oraz temperaturę w gruncie na poziomie czujnika.

Pomierzony napór gruntu w koronie konstrukcji (czujnik nr 1) jest niemal zgodny z wyznaczonym pionowym naporem gruntu na wysokości czujnika.

Zarejestrowany przez czujnik nr 2 boczny napór gruntu jest o około 50 % mniejszy od wyznaczonego na tym samym poziomie pionowego nacisku gruntu po zakończeniu budowy. Po roku w tym samym miejscu zarejestrowano 100 % wzrost bocznego naporu gruntu. Pomiarzy przez następne lata wskazują na nieznaczny wzrost naporu bocznego.

Napór gruntu w pachwinach konstrukcji (presjometr nr 3) jest mniejszy od naporu gruntu w punkcie nr 2. Należy zaznaczyć jednocześnie, że rozkład naporów w pachwinach wyznaczony na podstawie zależności teorii ściskania pierścieniowego zakłada nieco większe parcie, tj. [106]:

$$p_H = p_v \frac{R_T}{R_H} = 41,1\text{kPa}, \quad (69)$$

gdzie:

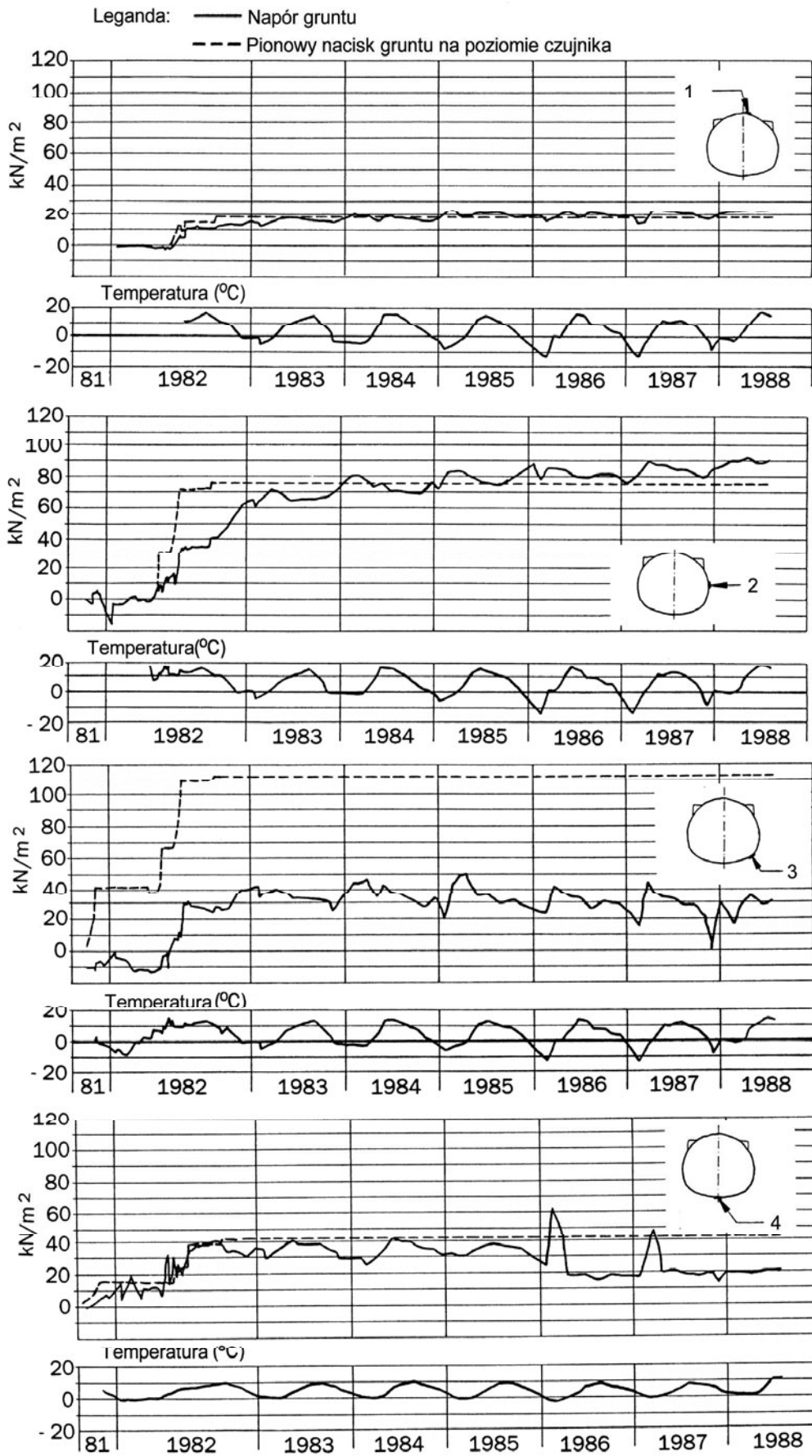
$p_v = \gamma H = 19,8\text{ kPa}$ – pionowy napór gruntu na poziomie klucza konstrukcji,

$R_T = 3,90\text{ m}$ – promień łuku w kluczu konstrukcji,

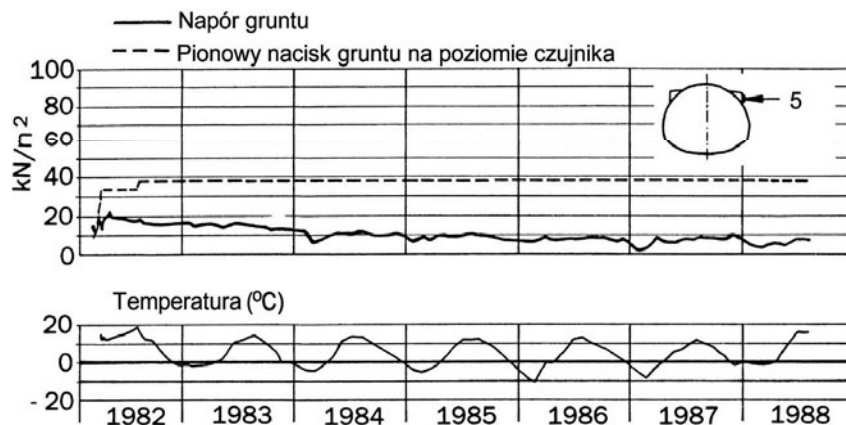
$R_H = 1,88\text{ m}$ – promień łuku w pachwinach konstrukcji.

Nacisk gruntu u podstawy konstrukcji w punkcie 4 wykazywał tendencję malejącą w czasie długoterminowej obserwacji po zakończeniu budowy.

Parcie boczne w odległości 0,5 m od wzmacniającej belki betonowej, mierzone czujnikiem nr 5, pokazano na rysunku 2.41. Zmierzona wartość naporu gruntu w tym punkcie jest bardzo mała w porównaniu z wartościami pomierzonymi w innych punktach.

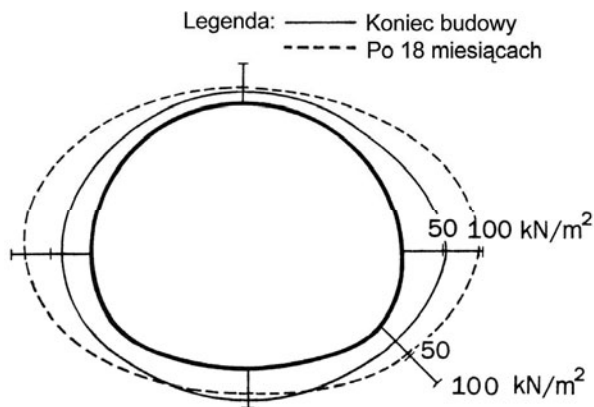


Rys. 2.40. Zmiany naporu gruntu i temperatury w czasie w czterech punktach pomiarowych (1, 2, 3, 4) na powierzchni przepustu.



Rys. 2.41. Zmiany naporu gruntu i temperatury w czasie w punkcie nr 5 przy belce wzmacniającej.

Rozkład naporu gruntu na powierzchni przepustu zarejestrowany bezpośrednio po zakończeniu montażu oraz 18 miesięcy po zakończeniu budowy pokazano na rysunku 2.42. Z pomierzonych wartości wynika 100 % wzrost parcia gruntu na poziomie czujnika nr 2, tj. w skrajnych punktach rozpiętości.

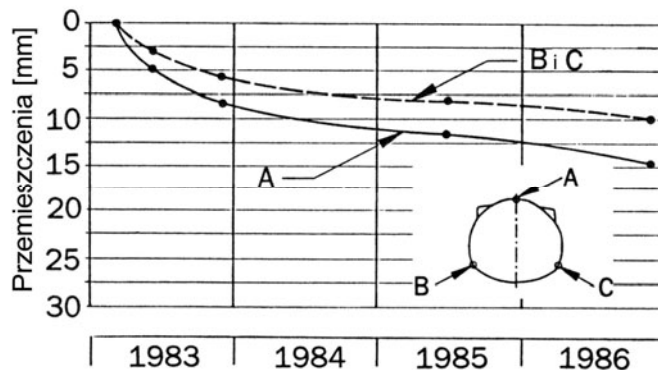


Rys. 2.42. Napór gruntu pomierzony po zakończeniu budowy i po 18 miesiącach.

Długoterminową obserwację deformacji pionowych przepustu pokazano na rysunku 2.43. Od lutego 1983 do listopada 1986 w koronie przepustu zanotowano przemieszczenia skierowane ku dołowi. Całkowite pionowe przemieszczenia wyniosły 15 mm (punkt A) w tym czasie. Wartości zarejestrowane w punktach B i C wskazują, że cała konstrukcja osiadła 10 mm, tak więc względne długoterminowe deformacje w kluczu konstrukcji wyniosły 5 mm.

Całkowite poziome deformacje na poziomie maksymalnej rozpiętości przepustu w tym samym okresie wyniosły mniej niż 15 mm i były skierowane na zewnątrz konstrukcji.

Zarejestrowane wartości deformacji są średnimi z obserwacji w pięciu przekrojach.



Rys. 2.43. Przemieszczenia pionowe w charakterystycznych punktach zanotowane w okresie od 1983 do 1986.

2.3.5. Przepust w Dovre (Norwegia) [22, 25]

2.3.5.1. Opis konstrukcji

Przepust jest zlokalizowany w pobliżu miejscowości Dovre, około 350 km na północ od Oslo w Norwegii. Konstrukcja ma kształt poziomej elipsy wzmocnionej dwoma belkami betonowymi o rozpiętości 10.78 m, wysokości 7.13 m, a jej całkowita długość wynosi 35.0 m. Przepust pełni rolę „przejścia” dla zwierząt na międzynarodowej drodze nr E6. Wysokość naziomu wynosi 4.20 m. Konstrukcja została wzniesiona w roku 1985 i była wówczas największą konstrukcją podatną z blach falistych w Skandynawii. Widok przepustu został pokazany na rysunku 2.44 natomiast jego przekrój poręczny na rysunku 2.45.

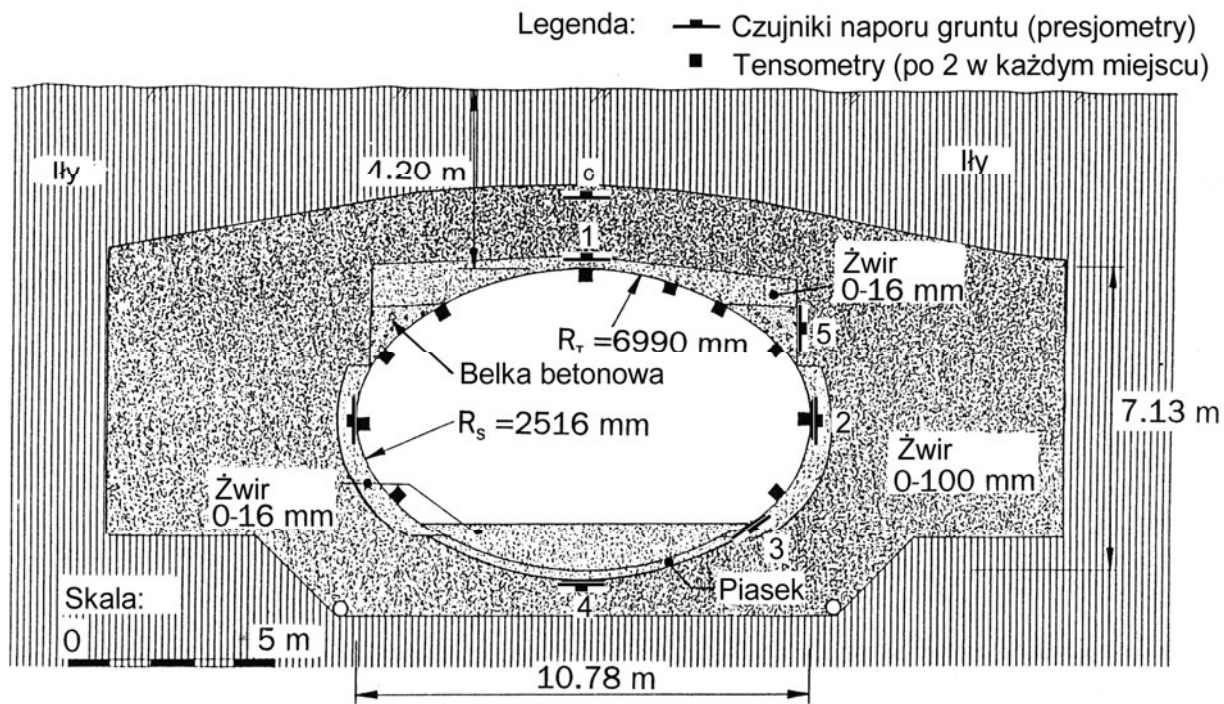
Przepust zbudowano z arkuszy blachy falistej o fali 55 x 200 mm oraz grubości blachy 7 mm. Całość została zmontowana na miejscu budowy i skręcona śrubami wysokiej wytrzymałości o średnicy 20 mm klasy 8.8.

Do wykonania wypełnienia nasypu użyto wysokiej jakości żwiru 0-16 mm w strefie bezpośrednio otaczającej przepust. Po obu stronach przepustu zastosowano żwir 0-100 mm. Strefa wymiany gruntu sięga do 6.0 m po obu stronach konstrukcji i ok. 2 m nad jej kluczem. Pozostały grunt nasypu to ły. Żwir układano warstwami, co 30 cm przy minimalnym zagęszczeniu 97 % wg Proctora Normalnego. Na rysunkach 2.46 a, b pokazano krzywą uziarnienia i wykres wilgotności optymalnej gruntu użytego do wykonania nasypu. Wilgotność optymalna wynosi 8 % przy gęstości 21.2 kN/m³.

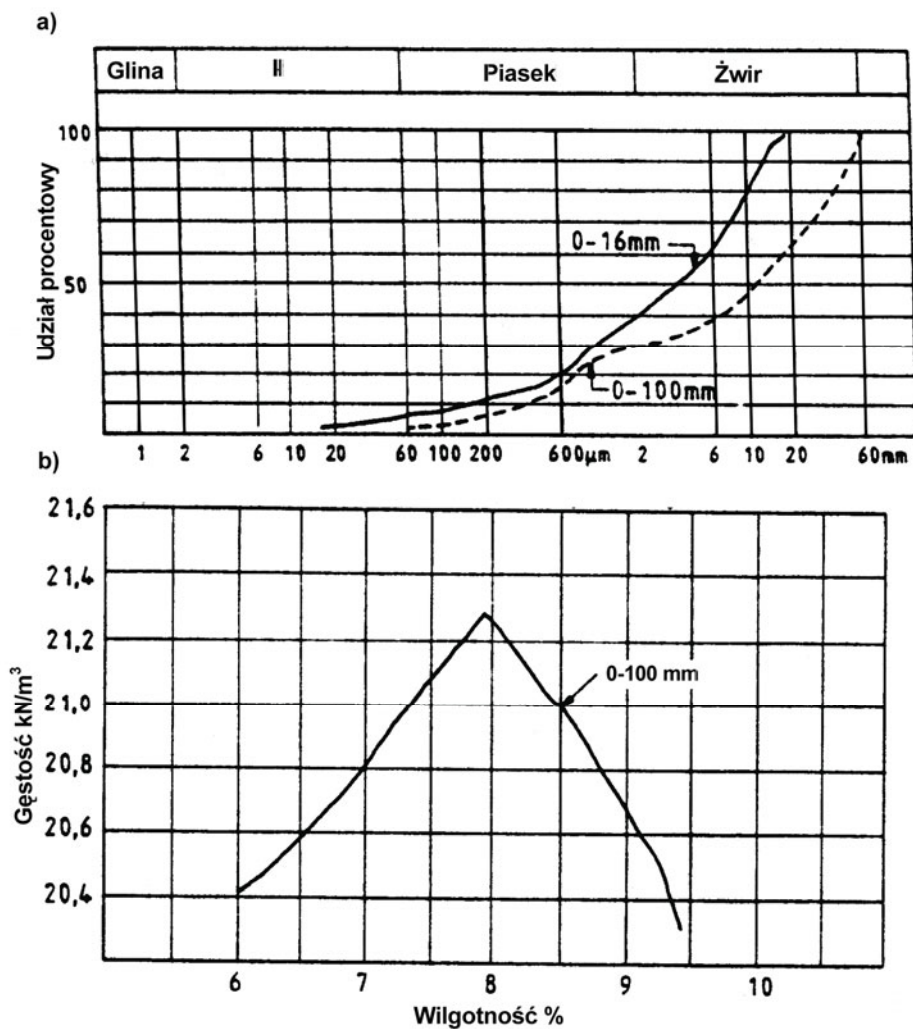
Strefy gruntu w przekroju zostały pokazane na rysunku 2.45.



Rys. 2.44. Przepust drogowy pod przejściem dla zwierząt w miejscowości Dovre w Norwegii



Rys. 2.45. Przekrój poprzeczny przepustu z pokazaną lokalizacją presjometrów i tensometrów.



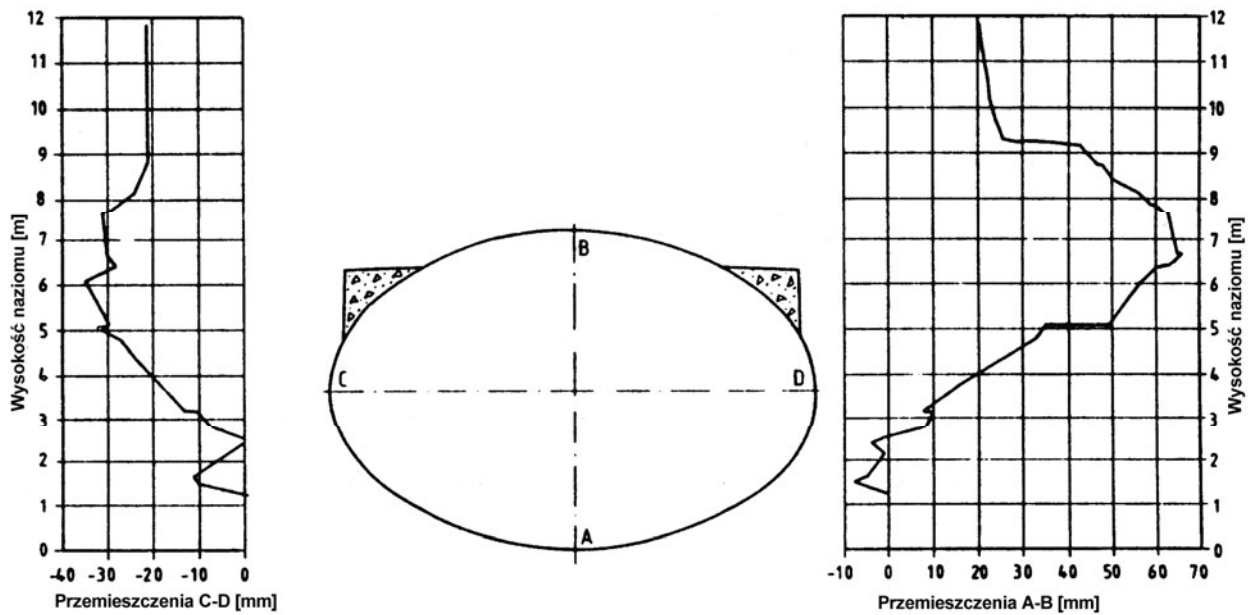
Rys. 2.46. Właściwości gruntu nasypu:
 a) wykres krzywej uziarnienia, b) wykres wilgotności optymalnej.

2.3.5.2. Wyniki pomiarów

Deformacje pomierzone podczas obsypywania przepustu pokazano na rysunku 2.47. Były one mierzone po zagęszczeniu każdej 30 cm warstwy naziomu w dwóch płaszczyznach: pionowej A-C i poziomej C-D.

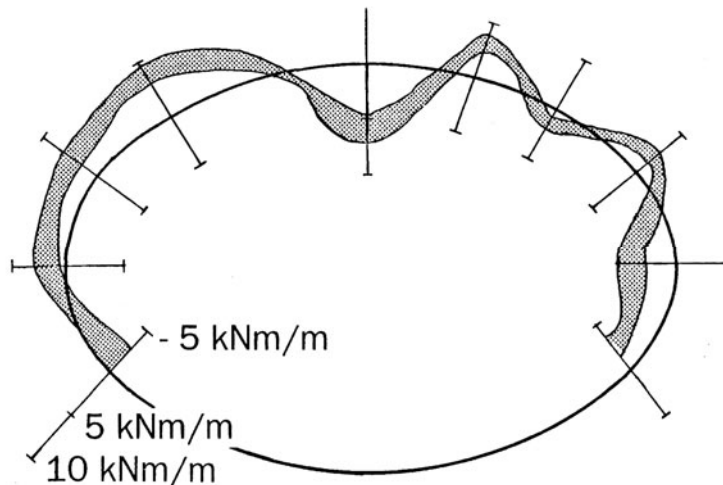
Maksymalne wyniesienie korony przepustu wynosiło 65 mm, gdy naziom osiągnął poziom belek wzmacniających. Według norweskich zaleceń dopuszczalne wyniesienie korony przepustu nie może przekroczyć 2 % wysokości przepustu, czyli w tym przypadku 143 mm. Po wykonaniu całego naziomu korona przepustu przemieściła się 45 mm do wewnątrz przepustu, tak więc ostatecznie korona przepustu przemieściła się 20 mm do góry.

Przemieszczenia poziome C-D pokazano na rysunku 2.47 po lewej stronie. Rozpiętość maksymalna C-D zmniejszyła się maksymalnie 35 mm, gdy naziom wykonano do poziomu belek wzmacniających. Po całkowitym wykonaniu naziomu przemieszczenia na poziomie C-D ustabilizowały się i wynosiły 21 mm.



Rys. 2.47. Pionowe i poziome deformacje przepustu podczas obsypywania.

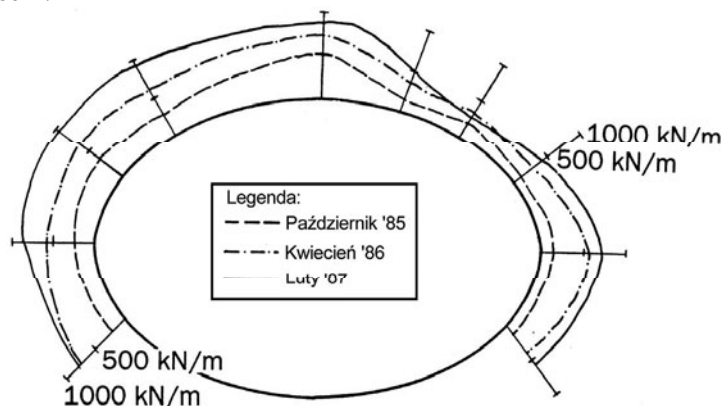
Podczas montażu konstrukcji zanotowano maksymalny moment o wartości 8.0 kNm/m, który odpowiadał maksymalnemu naprężeniu o wartości 77.0 N/mm². Moment ten pojawił się w kluczu konstrukcji. Na rysunku 2.48 pokazano górną i dolną granicę zarejestrowanych momentów od zakończenia budowy we wrześniu 1985 do sierpnia 1988. W tym okresie maksymalny moment, jaki został odnotowany wynosił 7.6 kNm/m w kluczu konstrukcji. Rozkład momentów zginających nie był symetryczny.



Rys. 2.48. Momenty zarejestrowane w konstrukcji stalowej.

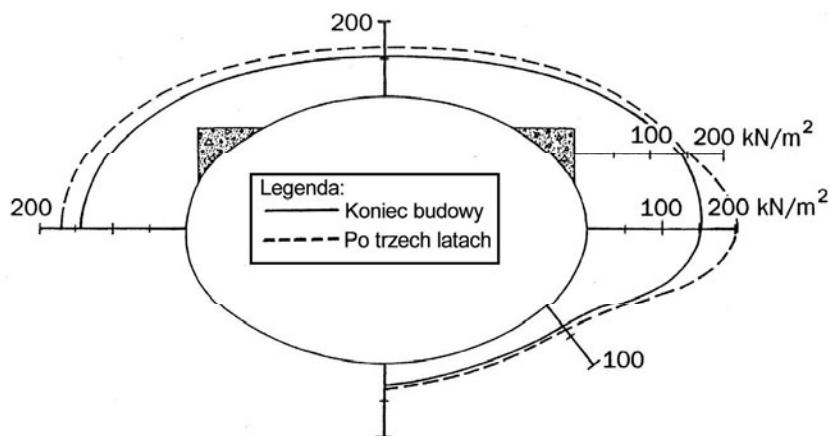
Zmiany rozkładu sił osiowych na obwodzie przepustu zarejestrowane w różnym czasie pokazano na rysunku 2.49. Maksymalna wartość siły osiowej została odnotowana po zakończeniu budowy we wrześniu 1985 i wynosiła 498 kN/m w koronie przepustu. Siła ściskająca w kluczu wzrosła do 727 kN/m w kwietniu 1986, natomiast w lutym 1987 do 860 kN/m, co odpowiadało naprężeniom o wartości 104 N/mm^2 .

Odnotowano małą wartość siły osiowej po zakończeniu montażu w punkcie nr 2. Wartość tej siły znacząco wzrosła z czasem.



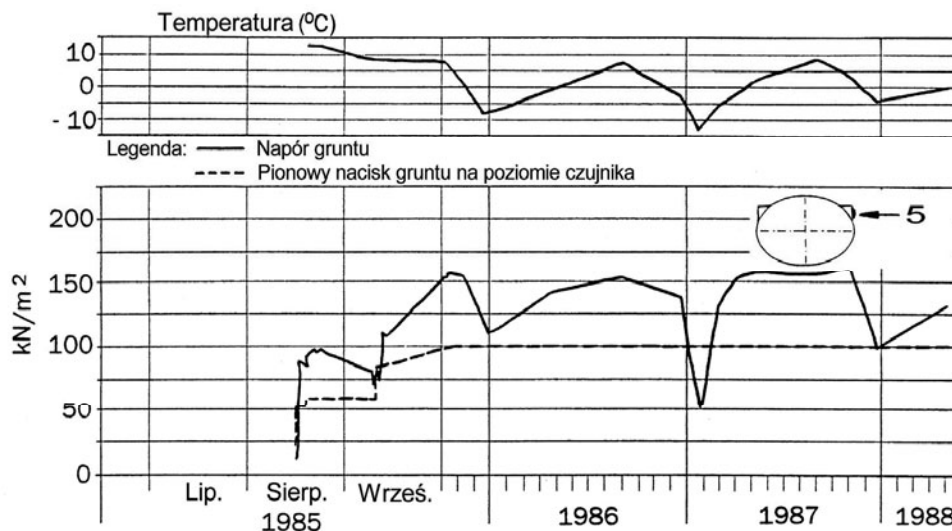
Rys. 2.49. Siły osiowe zarejestrowane w konstrukcji stalowej w różnych odstępach czasu.

Rozkład naporu gruntu wokół elipsy po zakończeniu budowy i po trzech latach pokazano na rysunku 2.50.



Rys. 2.50. Napór gruntu zarejestrowany wokół konstrukcji pod koniec budowy i po trzech latach eksploatacji.

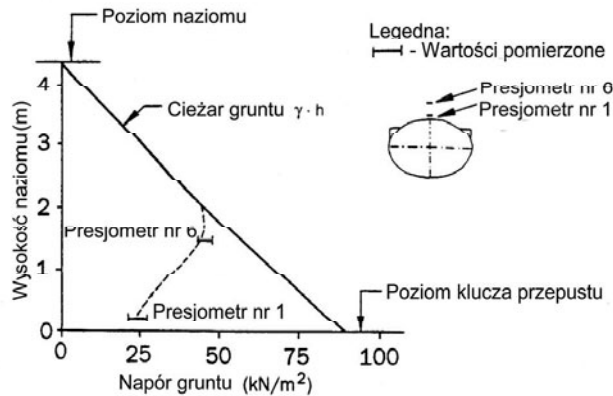
Z długoterminowego pomiaru deformacji przepustu wynika, że maksymalna jej wartość wystąpiła po bokach konstrukcji i wynosiła w poziomie 13 mm.



Rys. 2.51. Zmiany naporu gruntu i temperatury w czasie w punkcie nr 5 przy belce wzmacniającej.

Pomiary parcia bocznego na wysokości belki wzmacniającej (czujnik nr 5) wskazują, że było ono 1.55 razy większe od nacisku pionowego słupa gruntu na wysokości czujnika po zakończeniu budowy. Różnice te zmieniły się wraz ze zmianą temperatury gruntu w ciągu dalszych pomiarów. Charakter zmian pokazano na rysunku 2.51.

W presjometrze umieszczonym 30 cm ponad koroną przepustu zanotowano napór gruntu, który odpowiadał ok. 30 % ciężaru kolumny gruntu nad czujnikiem. Pomiary długotrwałe w tym punkcie pokazano na rysunku 2.53 a. Wykorzystując pomiary wykonane czujnikiem nr 1 i 6, na rysunku 2.52 pokazano zmiany naporu gruntu w płaszczyźnie pionowej nad kluczem przepustu. Pomiary wskazują na znaczną redukcję obciążenia gruntem w pobliżu płaszcza przepustu, związaną ze zjawiskiem przesklepienia.

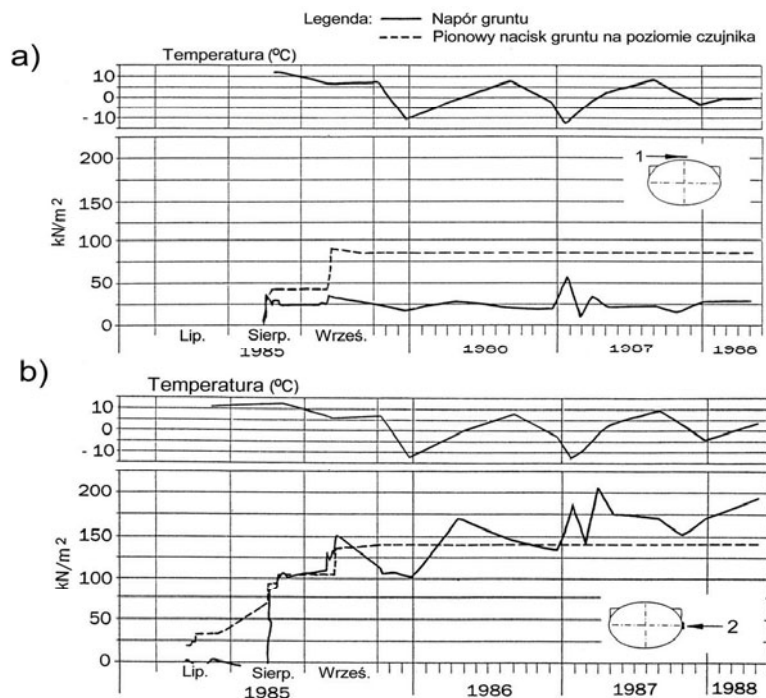


Rys. 2.52. Zmiany naporu gruntu nad kluczem konstrukcji zarejestrowane przez czujniki nr 1 i 6.

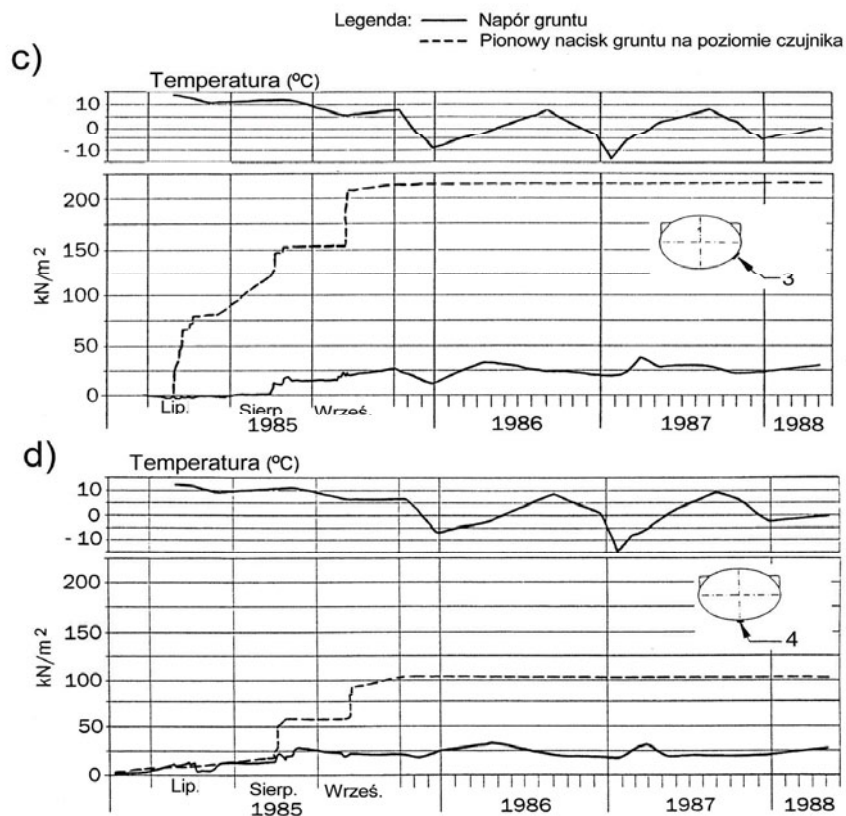
Na rysunku 2.53 pokazano zmiany naporu gruntu w czasie, występujące w punktach 1, 2, 3, 4 na obwodzie konstrukcji stalowej .

Podczas montażu konstrukcji parcie boczne na poziomie czujnika nr 2 z boku konstrukcji pokrywało się z pionowym ciężarem słupa gruntu w tym miejscu. Zanotowano natomiast wyraźne zmiany po zakończeniu budowy. Po trzech latach, pod koniec pomiarów, parcie boczne było ok. 30 % większe od pionowego nacisku gruntu.

Napór gruntu w dolnej części elipsy (czujniki nr 3 i 4) jest niewielki i nie zanotowano wyraźnych jego zmian w czasie.



Rys. 2.53 a, b, c, d. Zmiany naporu gruntu i temperatury w czasie w czterech punktach pomiarowych (1, 2, 3, 4) na powierzchni przepustu.



c.d. rysunku 2.53.

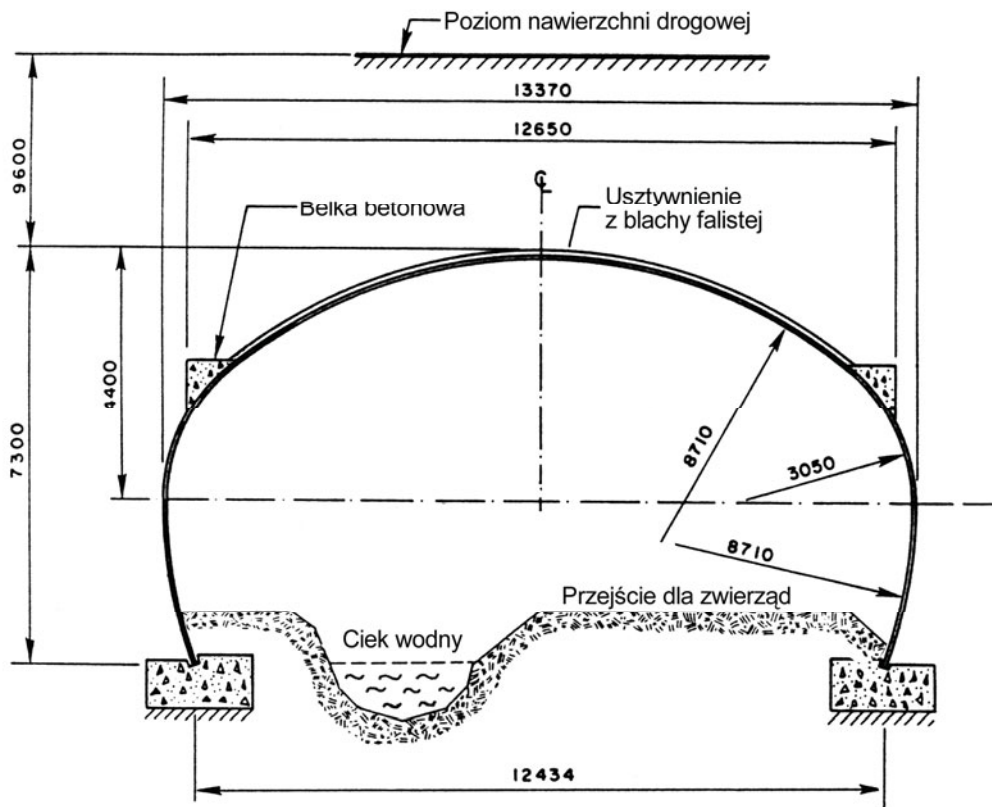
2.3.6. Przepust w Elkhart Creek (Kanada) [37]

2.3.6.1. Opis konstrukcji.

Przepust Elkhart Creek zlokalizowany jest w Okanagan Connector w Kolumbii Brytyjskiej w Kanadzie. Jest on łukowym przepustem otwartym z blach falistych, posadowionym na ławie fundamentowej. W październiku 1987 przepust wznoszony w tym samym miejscu uległ awarii podczas obsypywania gruntem, gdy naziom wynosił ok. 1.00 m.

Nowa konstrukcja o identycznej geometrii była budowana w okresie od sierpnia do października 1989. Wykorzystano te same ławy fundamentowe i niektóre blachy fałdowe z pierwotnego przepustu. Przepust ma rozpiętość 13.37 m, wysokość 7.30 m oraz naziom 9.60 m nad kluczem konstrukcji, grubość blachy fałdowej wynosi 7.0 mm. W górnej części przepustu zastosowano usztywnienie w postaci podwójnej blachy falistej oraz belek betonowych. Usztywnienie z blach falistych składa się z przykręconych pasów blachy o grubości 7.0 mm i szerokości 0.61 m, rozstawionych co 3.0 m. Konstrukcja jest wykorzystywana do przepuszczenia cieku wodnego oraz jako przejście dla zwierząt pod czteropasmową autostradą. Oś konstrukcji jest prostopadła do osi autostrady, a całkowita długość przepustu wynosi 78.0 m.

Przekrój porzeczny konstrukcji z wymiarami pokazano na rysunku 2.54.

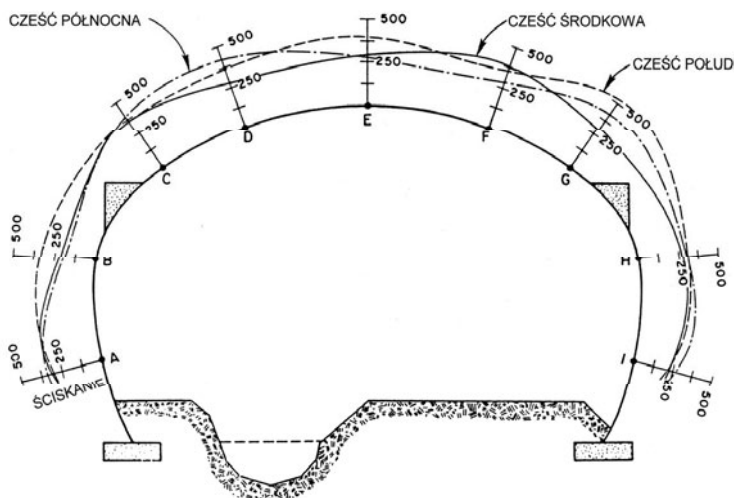


Rys. 2.54. Przekrój poprzeczny przepustu [mm].

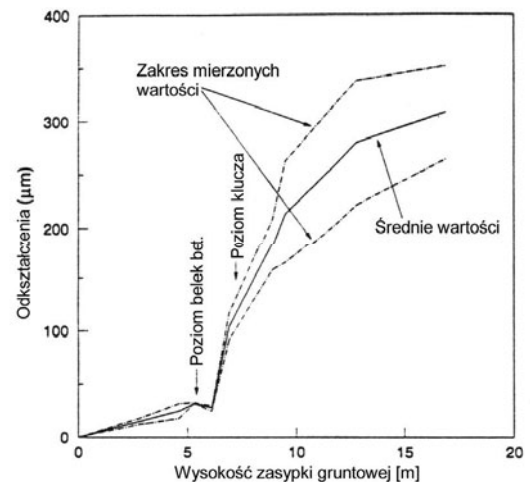
Nasyp wykonano z pospółki o stopniu zagęszczenia 95 – 100 % wg Proctora Normalnego. Laboratoryjnie ustalono gęstość objętościową zasyпки równą 22.7 kN/m³. Grunt zagęszczano warstwami o grubości 30 cm.

2.3.6.2. Wyniki pomiarów

Pomiary wykonano podczas montażu konstrukcji. Na rysunku 2.55 pokazano rozkład odkształceń w trzech przekrojach, zarejestrowanych przez tensometry po zakończeniu budowy nasypu. Maksymalne odkształcenie wyniosło $506 \times 10^{-6} \mu\text{m/m}$, co odpowiada wartości naprężenia osiowego równego 101.0 MPa. Dodatkowo na rysunku 2.56 pokazano zmiany odkształceń w punkcie E (korona) w zależności od wysokości naziomu podczas budowy.



Rys. 2.55. Rozkład odkształceń powłoki przepustu [$\mu\text{m/m}$].



Rys. 2.56. Zmiany odkształceń w powłoce w punkcie E (korona) w zależności od wysokości naziomu.

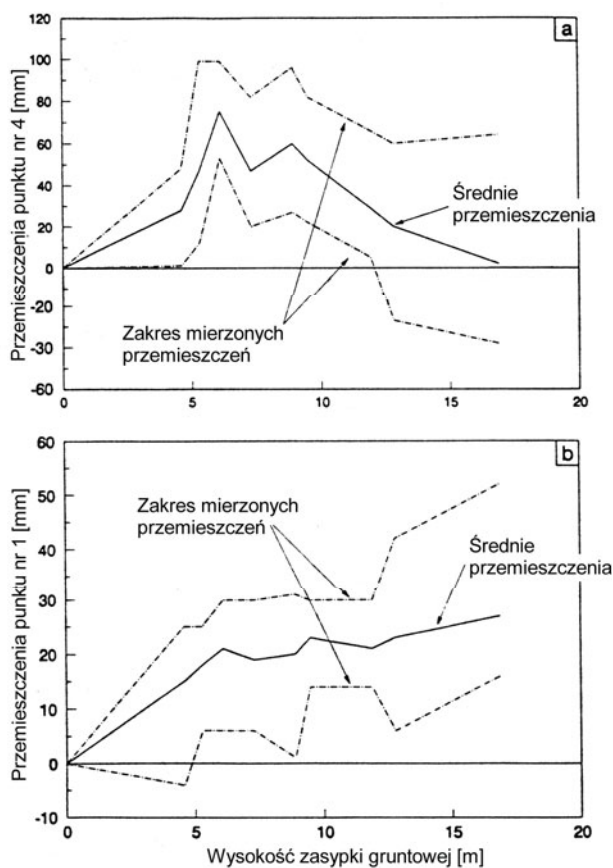
Na rysunku 2.57 pokazano przemieszczania powłoki przepustu w zależności od wysokości naziomu pomierzone w dwóch charakterystycznych punktach:

- korona przepustu (punkt nr 4),
- punkt maksymalnej rozpiętości (punkt nr 1).

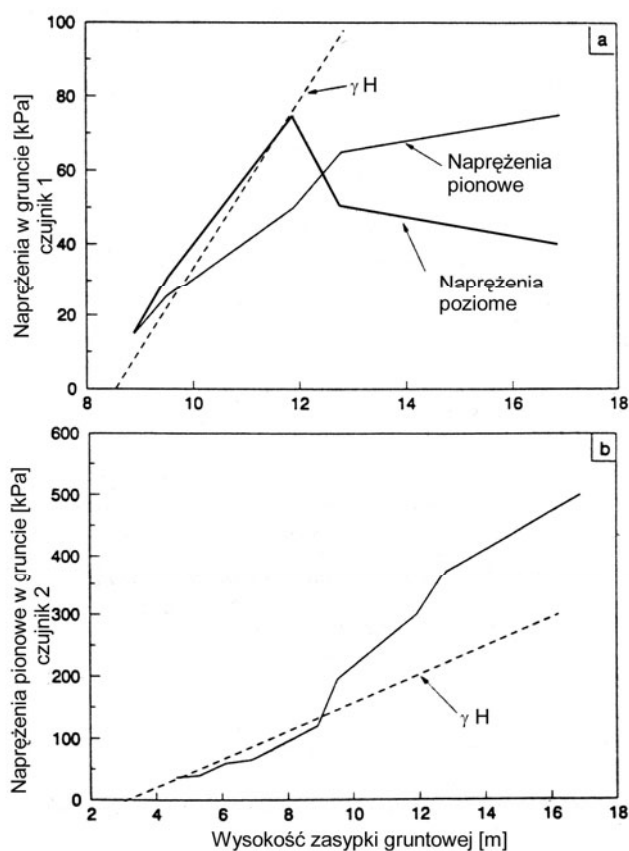
Klucz przepustu podczas wszystkich faz obsypywania gruntem przemieścił się do góry maksymalnie o 80 mm, natomiast punkt nr 1 przesunął się do wewnątrz przepustu o 25 mm maksymalnie.

Wyniki pomiarów parcia gruntu ponad kluczem powłoki wskazują, że naprężenia w gruncie są mniejsze od ciężaru kolumny gruntu nad czujnikiem, podczas gdy pomiary naporu gruntu na poziomie maksymalnej rozpiętości wskazują na zależność odwrotną. Wykres naporów gruntu w zależności od wysokości naziomu pokazano na rysunku 2.58.

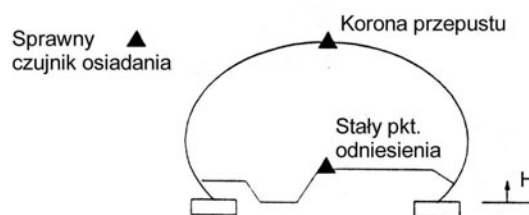
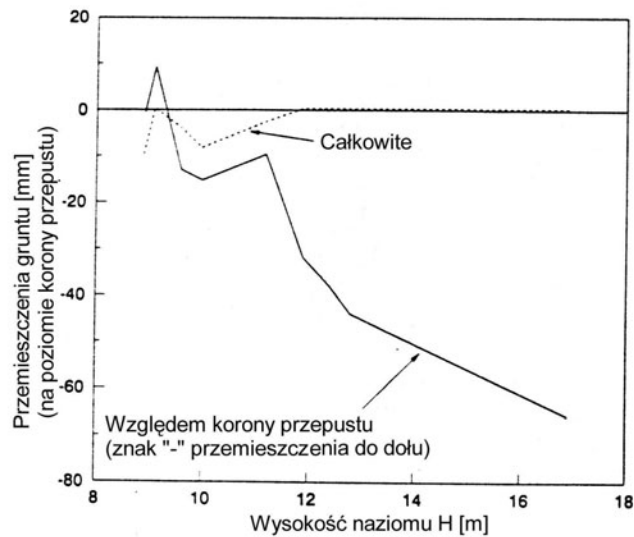
Pomiary względnego i całkowitego osiadania gruntu wykonane przez jedyny sprawny czujnik na poziomie korony przepustu pokazano na rysunku 2.59. Przy całkowitym obsypaniu konstrukcji klucz przepustu przemieścił się o 66 mm względem punktu pomiarowego, natomiast całkowite przemieszczenie gruntu w punkcie pomiarowym względem punktu odniesienia wyniosło 10 mm.



Rys. 2.57. Zmiany przemieszczeń w zależności od wysokości naziomu, a) punkt nr 4 (znak „+” przemieszczenia do góry), b) punkt nr 1 (znak „+” przemieszczenia do wewnątrz).



Rys. 2.58. Zmiany naporu gruntu i temperatury w czasie, a) czujnik nr 1, b) czujnik nr 2.



Rys. 2.59. Przemieszczenia w gruncie w zależności od wysokości naziomu.

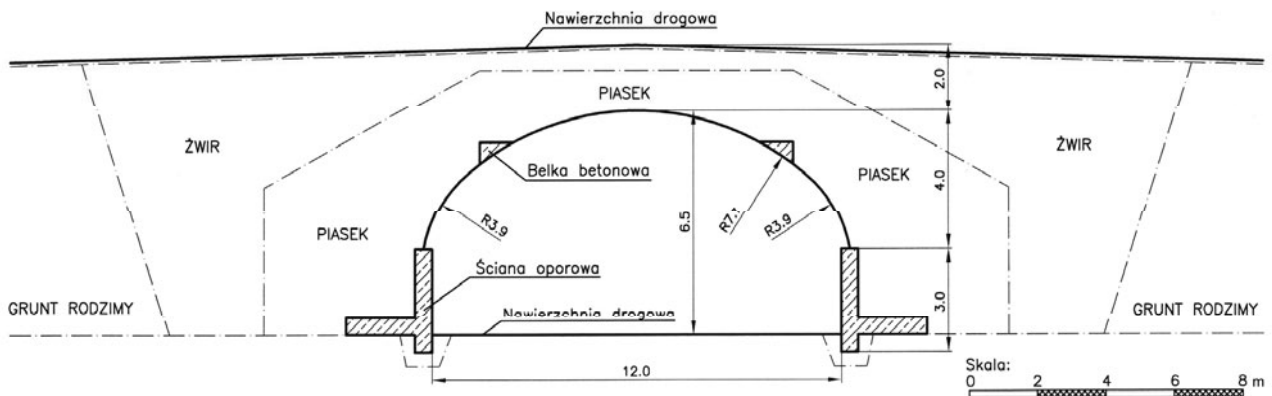
2.3.7. Przepust w Leigh Creek (Australia) [40]

2.3.7.1. Opis konstrukcji

Przepust w Leigh Creek jest konstrukcją łukową o długości 26.7 m, posadowioną na żelbetowych ścianach oporowych o wysokości 3.0 m. Rozpiętość łuku wynosi 12.0 m, natomiast jego wyniesienie nad poziom ścian oporowych równa się 4.0 m. Przepust funkcjonuje jako przejazd drogowy do elektrowni Trust nad dwupasmową drogą stanową Hawker – Maree w południowej Australii. Przekrój poprzeczny konstrukcji z wymiarami pokazano na rysunku 2.60.

Cześć stalowa konstrukcji składa się z dwóch łuków o promieniu $R = 3.9$ m i jednego o promieniu $R = 7.7$ m wykonanych z blachy falistej o wymiarach 50 x 150 mm i grubości blachy 7 mm. W górnej części łuk jest wzmocniony dwoma belkami betonowymi. Maksymalna wysokość konstrukcji mierzona od powierzchni drogi do klucza łuku wynosi 6.5 m.

Użyto dwóch rodzajów gruntu do wykonania naziomu. Obszar bezpośrednio przy konstrukcji wypełniono piaskiem, natomiast pozostałą część naziomu wypełniono żwirem.



Rys. 2.60. Przekrój poprzeczny przepustu.

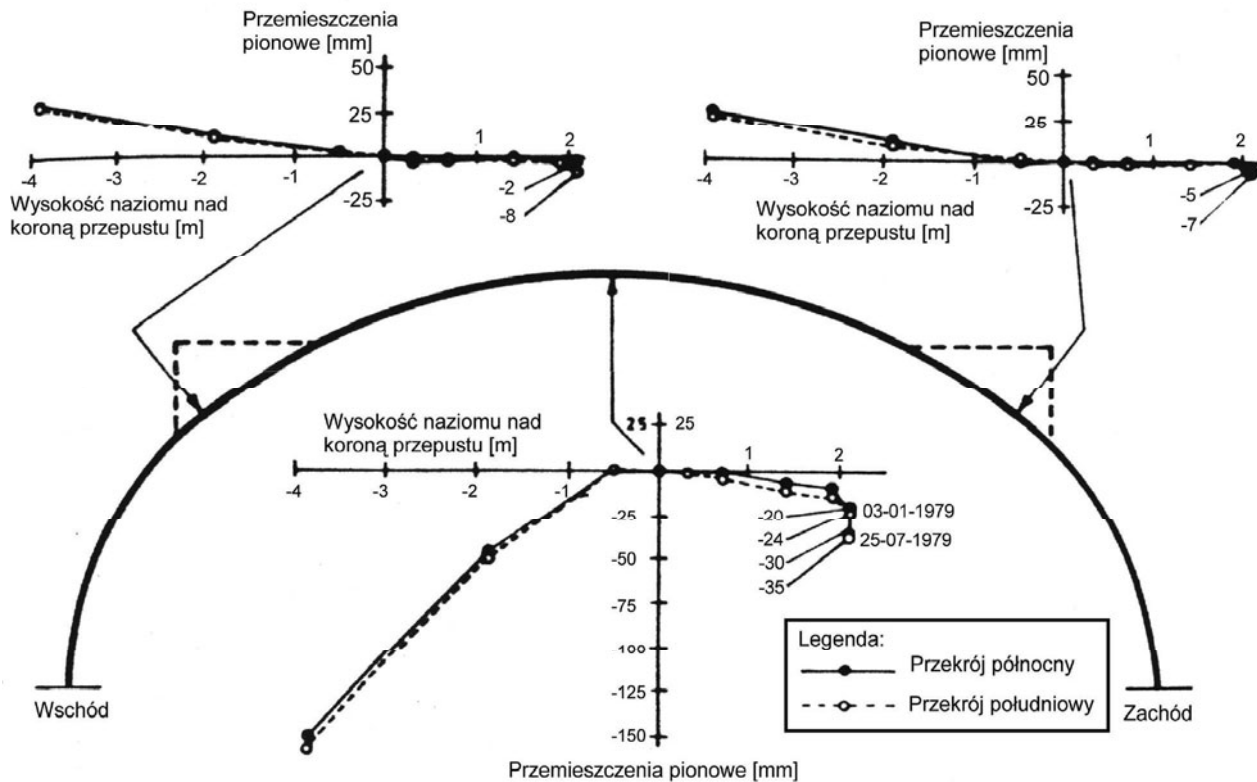
2.3.7.2. Wyniki pomiarów

Na rysunku 2.61 zaprezentowano pionowe przemieszczenia trzech charakterystycznych punktów konstrukcji w odniesieniu do korony przepustu (poziom ± 0.00 to korona przepustu) dla różnych poziomów nasypu w przekroju północnym i południowym. Ugięcie przepustu w punkcie B i E (korona) było skierowane na zewnątrz, dopóki poziom nasypu nie wyrównał się z poziomem korony. Po dalszym wypełnieniu nasypu przemieszczenia były skierowane do dołu. Gdy zakończono wykonywanie nasypu średnie przemieszczanie punktów B i E do wewnątrz konstrukcji wynosiło 22 mm. Pomiary dokonywano wczesnym rankiem lub późnym popołudniem, ponieważ temperatury w ciągu dnia dochodziły do 46 °C.

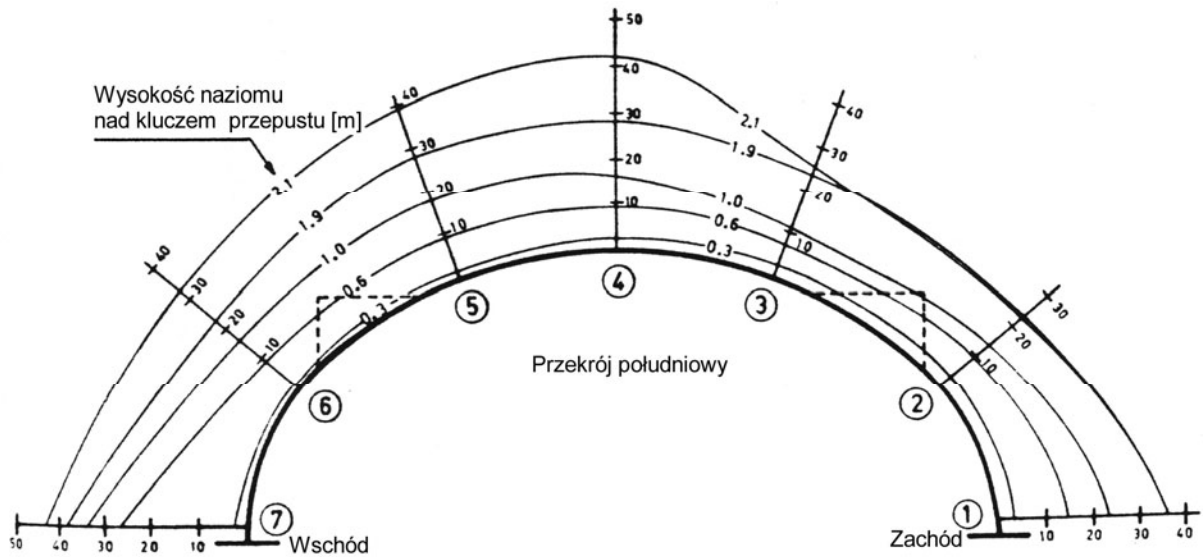
Na rysunkach 2.62 i 2.63 pokazano rozkład naprężeń osiowych w dwóch przekrojach podczas obsypywania konstrukcji. Naprężenia policzono zakładając moduł Younga równy 200 GPa. Tensometry nr 8 i 9 uległy uszkodzeniu podczas obsypywania konstrukcji. Pomiary rozpoczęto, gdy naziom osiągnął poziom klucza łuku.

Na rysunku 2.64 pokazano przesunięcia arkuszy blach falistych w miejscach ich łączenia w przekroju południowym. Średnie przesunięcia blach nie przekraczały 0.40 mm. Jednakże w połączeniu nr 11 i 12 przesunięcia wyniosły odpowiednio 4.37 mm i 2.20 mm przy kompletnym naziomiu. Wzrostowi przesunięć w tych punktach odpowiada wzrost naprężeń osiowych w tensometrach po wschodniej stronie przepustu w porównaniu ze stroną zachodnią (rysunek 2.62). Najmniejsze przesunięcia arkuszy blach (mniejsze niż 0.25 mm) zaobserwowano w miejscach montażu betonowych belek wzmacniających (połączenia nr 3, 4, 9 i 10 wg rysunku 2.64).

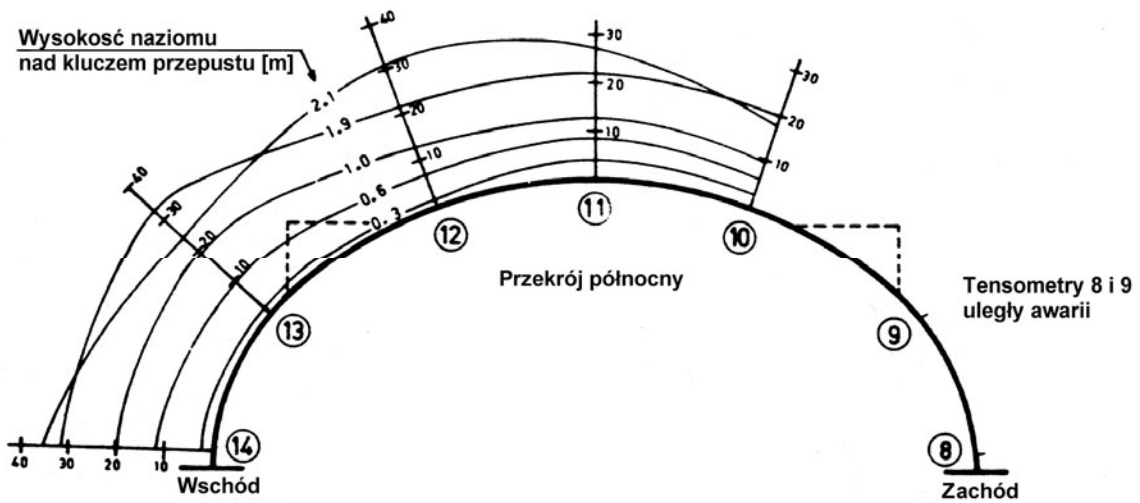
Pomiary osiadania gruntu były niemożliwe do przeprowadzenia z powodu wysokich temperatur, które stały się przyczyną rozkalibrowania rtęciowych tub pomiarowych. W związku z powyższym nie załączono wyników pomiaru osiadania nasypu.



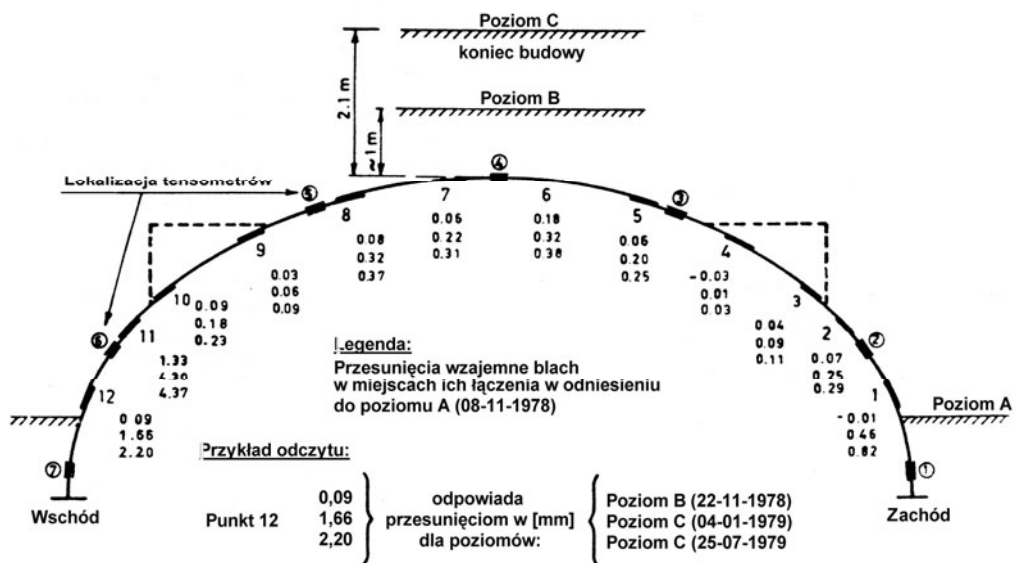
Rys. 2.61. Przemieszczenia trzech charakterystycznych punktów podczas obsypywania przepustu [mm].



Rys. 2.62. Rozkład naprężeń osiowych podczas obsypywania przepustu – przekrój południowy [MPa].

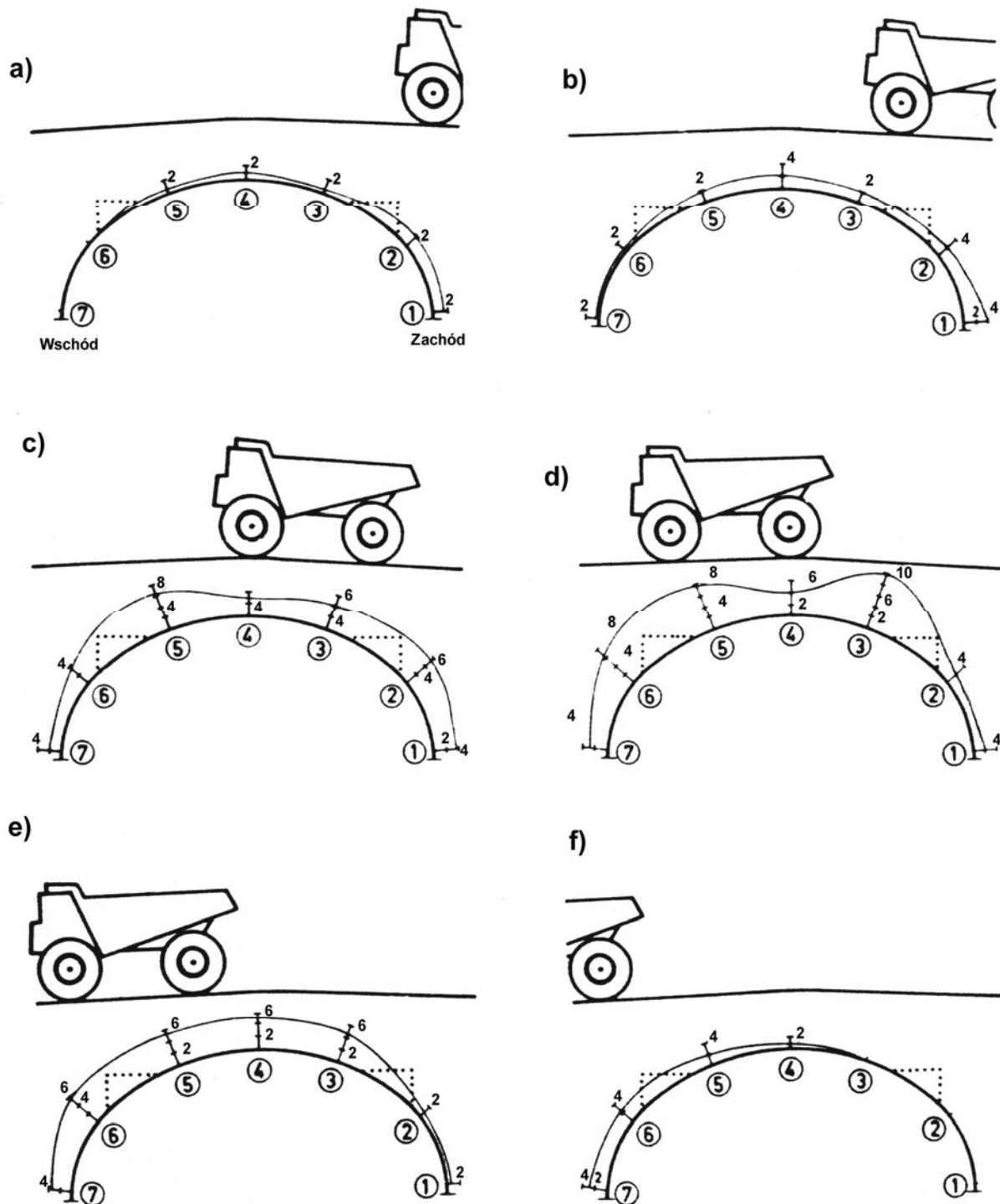


Rys. 2.63. Rozkład naprężeń osiowych podczas obsypywania przepustu – przekrój północny [MPa].

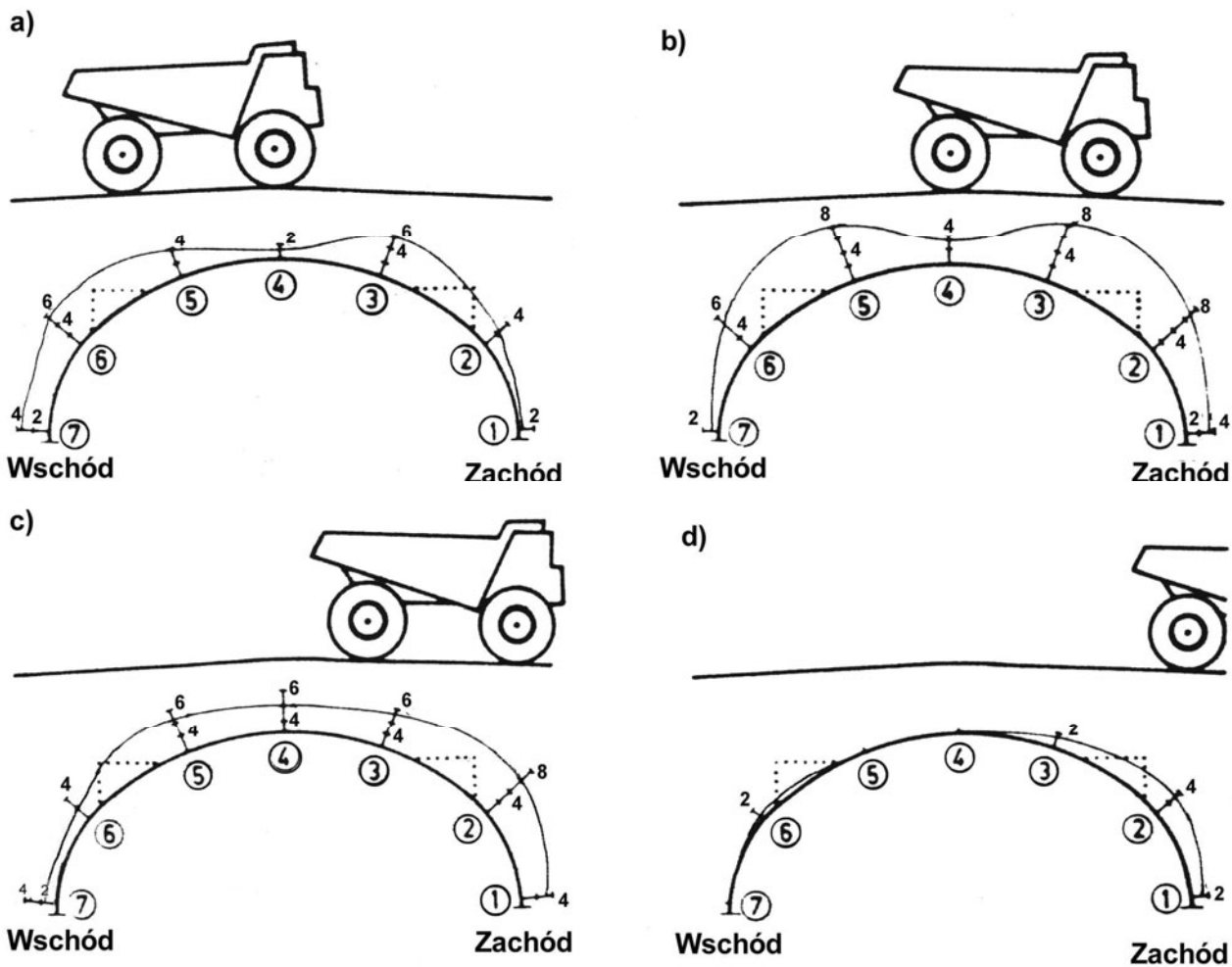


Rys. 2.64. Przemieszczenia trzech charakterystycznych punktów podczas obsypywania przepustu w przekroju południowym [mm].

Podczas próbnego obciążania pojazdem 50-cio tonowym zarejestrowano odkształcenia stalowej powłoki z południowego przekroju. Nie zamieszczono odkształceń zarejestrowanych w przekroju północnym, ponieważ odkształcenia te wahały się w granicach błędów pomiaru ($\pm 1 \mu\text{m/m}$). Wyniki pomiarów w formie wykresów ze wszystkich dziesięciu pozycji nad przekrojem południowym pokazano na rysunkach 2.65 i 2.66. Przy każdym wykresie pokazano pozycję pojazdu. Zarejestrowano maksymalne odkształcenie równe $47 \mu\text{m/m}$. Po dociążeniu odkształcenia wynosiły $\pm 0 \mu\text{m/m}$.



Rys. 2.65. Rozkłady naprężeń osiowych podczas sześciu różnych pozycji pojazdu 50 t [MPa].

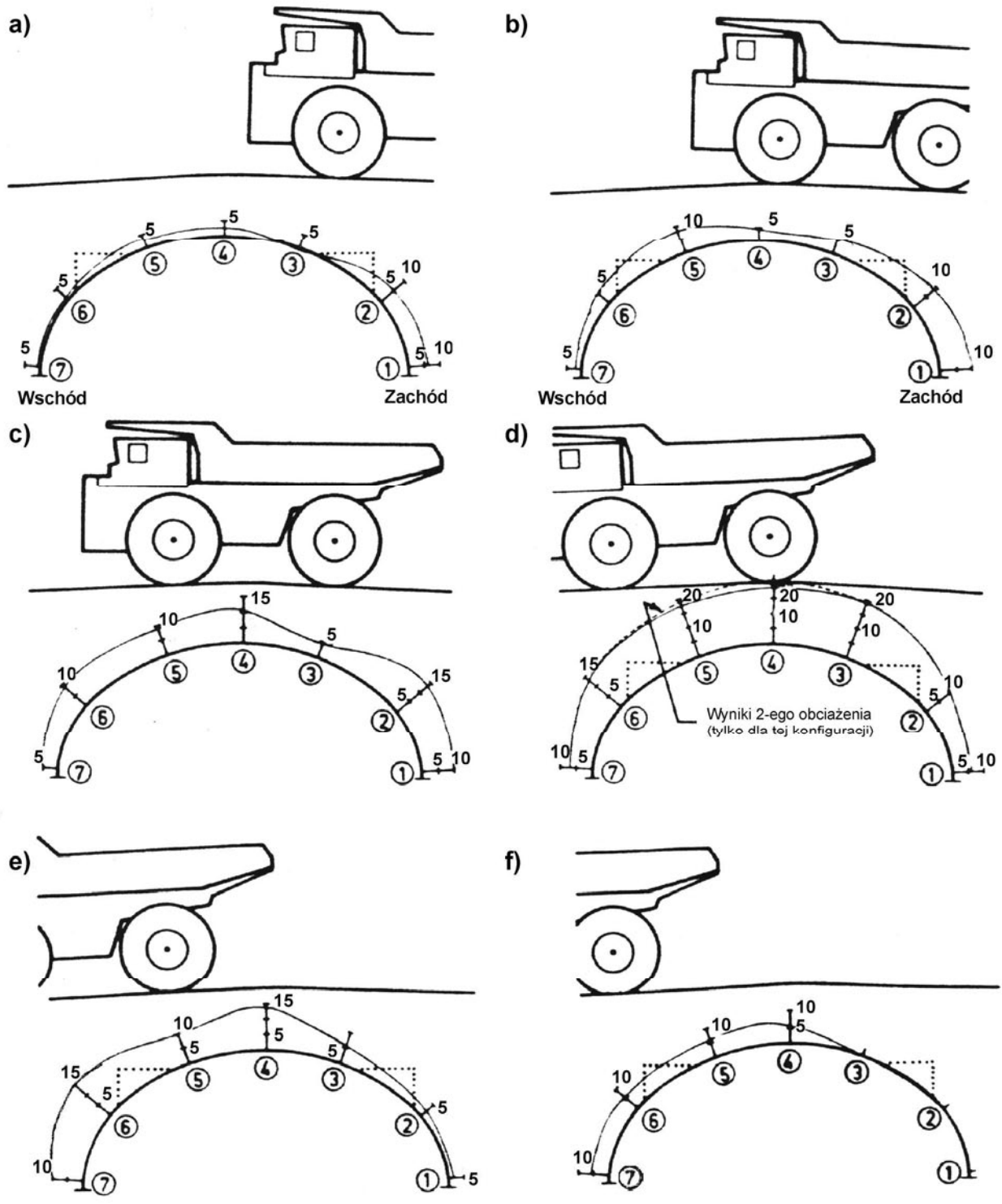


Rys. 2.66. Rozkłady naprężeń osiowych podczas czterech różnych pozycji pojazdu 50 t [MPa].

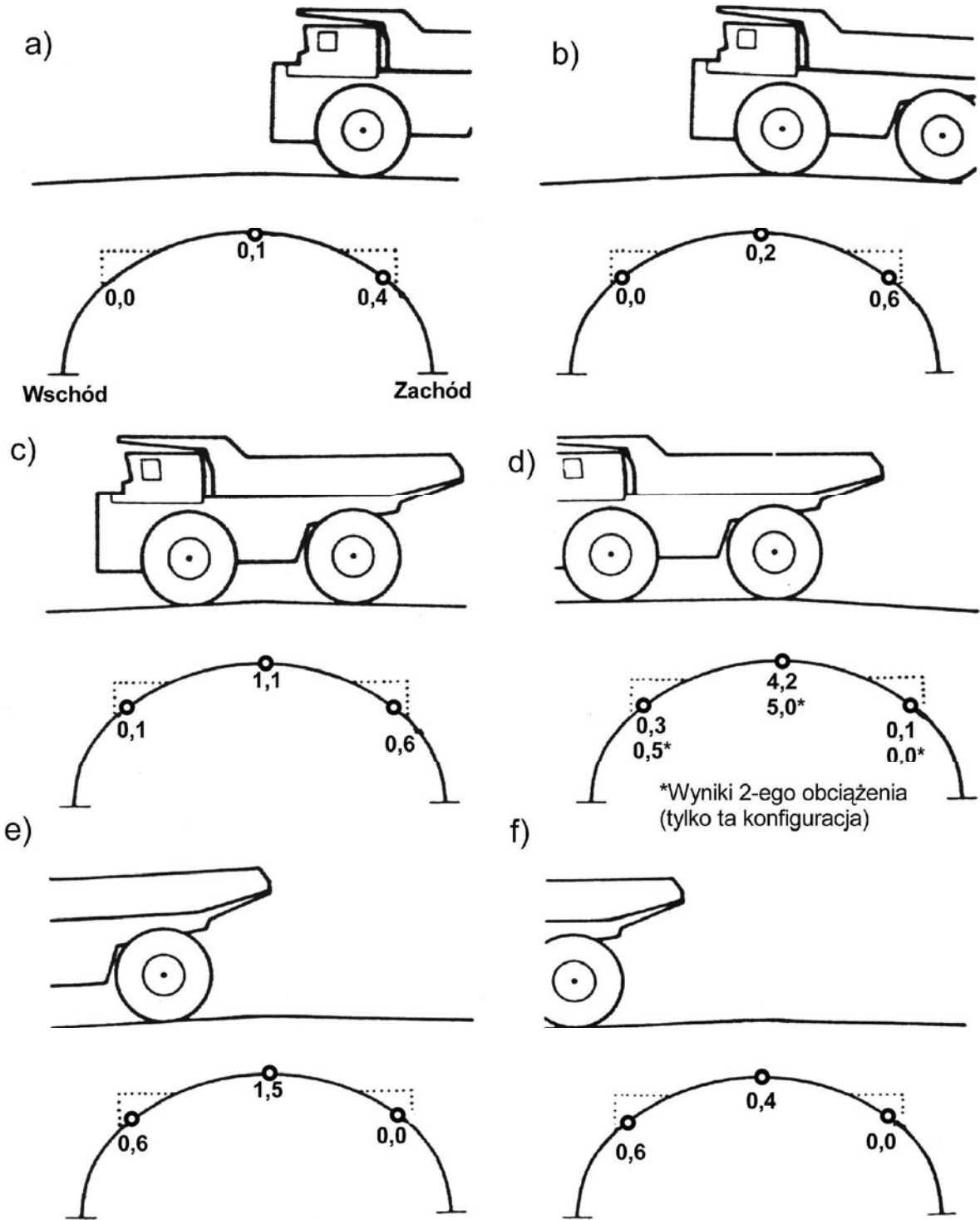
Podczas próbnego obciążenia pojazdem 170-cio tonowym zarejestrowano jedynie odczyty odkształceń w przekroju południowym z tej samej przyczyny co w przypadku pojazdu 50-cio tonowego. Wykonano podwójny odczytu w pozycji, w której tylna oś pojazdu znalazła się nad kluczem konstrukcji.

Na rysunku 2.67 przedstawiono rozkłady naprężeń osiowych zarejestrowane podczas wszystkich sześciu pozycji. Zarejestrowano maksymalne odkształcenie $108 \mu\text{m}/\text{m}$ w pozycji na rysunku 2.67 d. Po odciążeniu konstrukcji odkształcenie wynosiło $\pm 3 \mu\text{m}/\text{m}$ (dokładność pomiaru $\pm 1 \mu\text{m}/\text{m}$).

Na rysunku 2.68 zaprezentowano przemieszczenia trzech charakterystycznych punktów na powłoce przepustu dla sześciu pozycji pojazdu 170-cio tonowego. Maksymalne przemieszczenia równe 5 mm odnotowano w kluczu konstrukcji.



Rys. 2.67. Rozkłady naprężeń osiowych podczas sześciu różnych pozycji pojazdu 170 t [MPa].



●-punkty pomiaru

Rys. 2.68. Pionowe przemieszczania podczas statycznego obciążenia pojazdem 170 t [MPa].

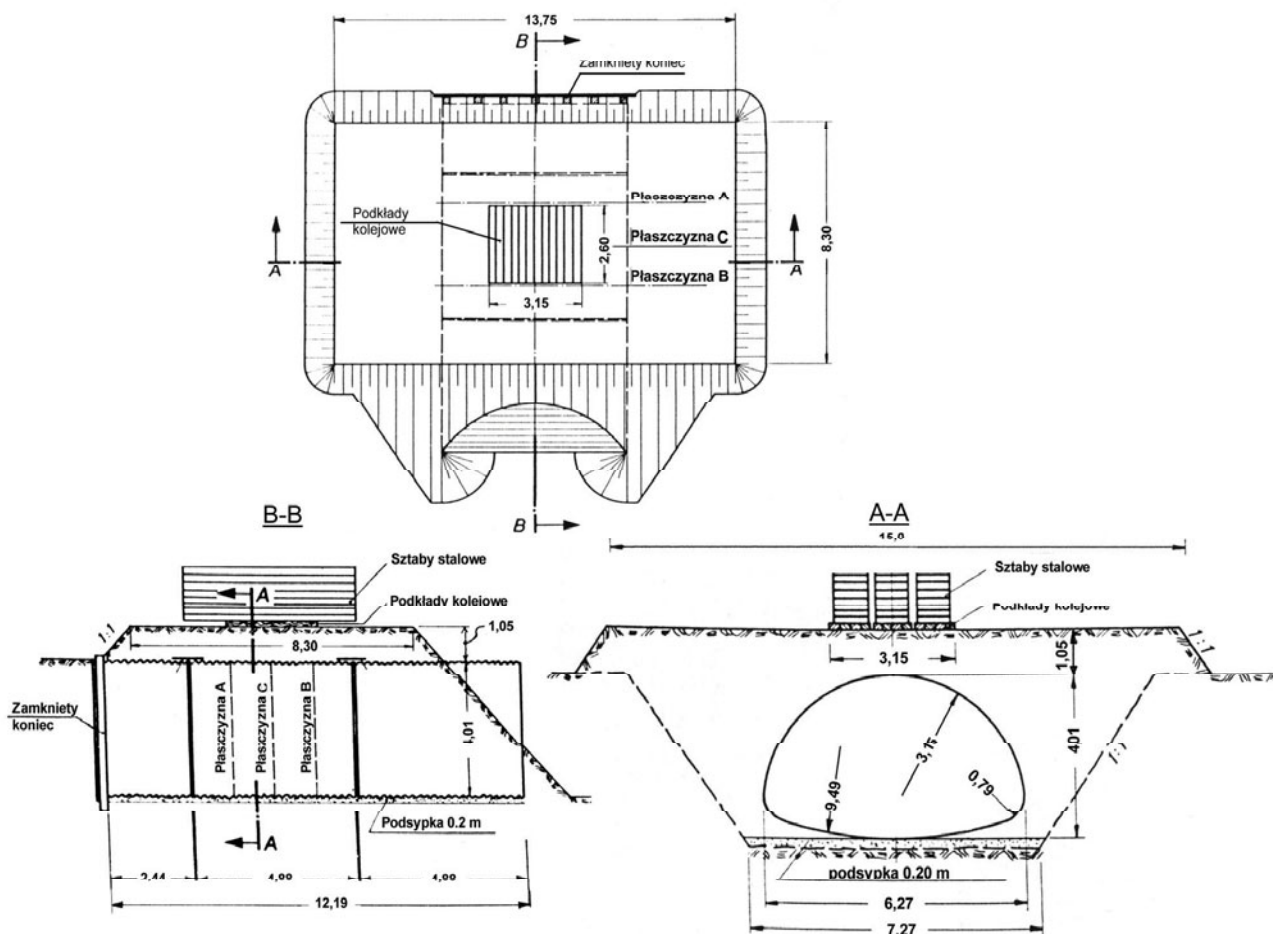
2.3.8. Badania Armco i Thyssen [42]

2.3.8.1. Opis konstrukcji

W czerwcu i lipcu 1963 roku badaniom poddano przepust łukowy zamknięty z blachy falistej o rozpiętości 6.27 m i wysokości 4.01 m. Był to największy wówczas produkowany przez firmę Armco Steel Corp. z USA przepust o tym kształcie.

Badaną konstrukcję zmontowano w ten sposób, że trzy części przepustu ustawiono obok siebie w odległości ok. 10 cm. Przerwy między poszczególnymi częściami zabezpieczono przed dostaniem się gruntu do wewnątrz przepustu, stosując arkusze blachy o szerokości 0.45 m. Pomiarom poddano tylko środkową część przepustu o długości 4.88 m. Końców tej części celowo nie połączono, aby zapewnić im swobodę przemieszczeń. Koniec części północnej przepustu został zastawiony drewnianym szalunkiem. Przekrój poprzeczny stanowiska badawczego pokazano na rysunku 2.69.

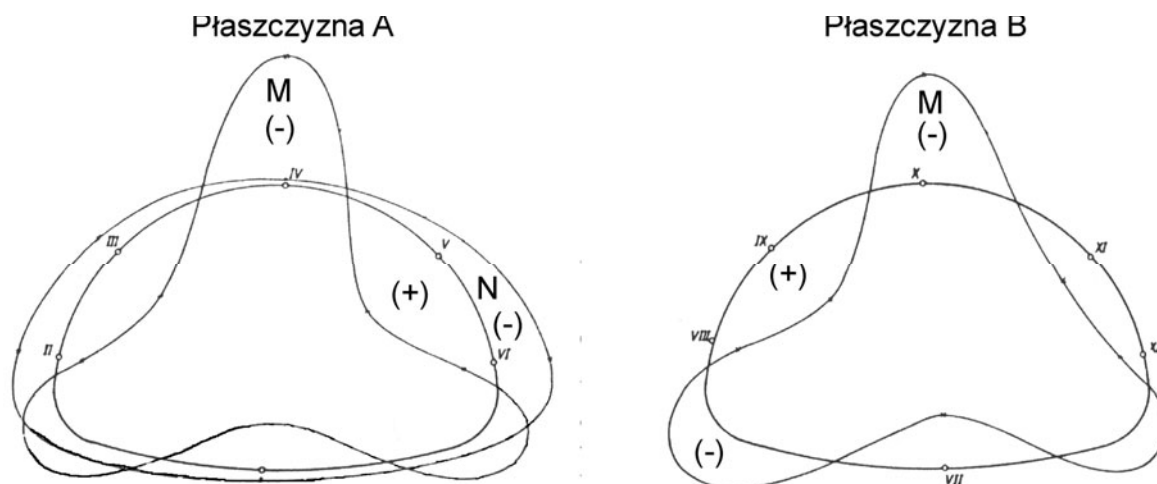
Konstrukcję przepustu umieszczono w specjalnie przygotowanym wykopie na terenie fabryki August Thyssen-Huette w Duisburg-Hamborn w Niemczech. Jako wypełnienia naziomu zastosowano pospółkę o wilgotności optymalnej $w_{opt} = 6.8\%$ przy gęstości 19.2 kN/m^3 . Grunt układano i zagęszczano warstwami o grubości ok. 20 cm.



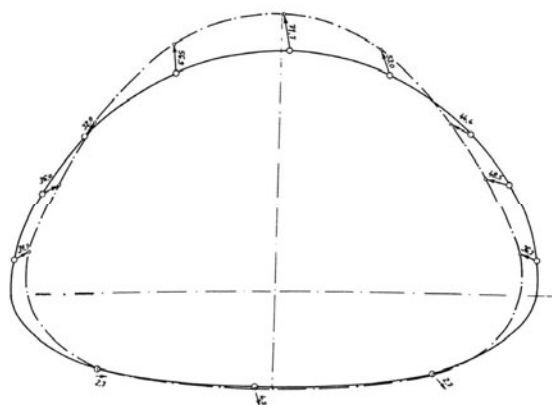
Rys. 2.69. Przekrój poprzeczny, podłużny oraz rzut przepustu wraz z obciążeniem normowym.

2.3.8.2. Program i wyniki testów

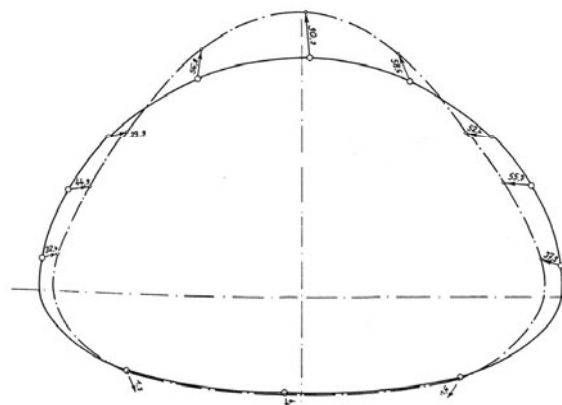
18 czerwca 1963 roku po złożeniu wszystkich części przepustu rozpoczęto proces obsypywania konstrukcji, podczas którego wykonywano pomiary przemieszczeń i odkształceń. Na rysunku 2.70 przedstawiono rozkład sił normalnych i momentów zginających w płaszczyźnie „A” i „B”, po wykonaniu naziomu 1.05 m (w płaszczyźnie B pokazano jedynie momenty zginające). Na rysunku 2.71 pokazano średnie przemieszczenia przepustu po wykonaniu obsytki do wysokości $\frac{3}{4}$ wysokości przepustu, natomiast na rysunku 2.72 średnie przemieszczenia po wykonaniu nasypu do wysokości korony przepustu.



Rys. 2.70. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B po wykonaniu naziomu $h = 1.05\text{m}$.



Rys. 2.71. Przemieszczenia zarejestrowane 19-06-1963 o godz. 18:00 (zasyпка gruntowa wykonana w $\frac{3}{4}$ wysokości przepustu).



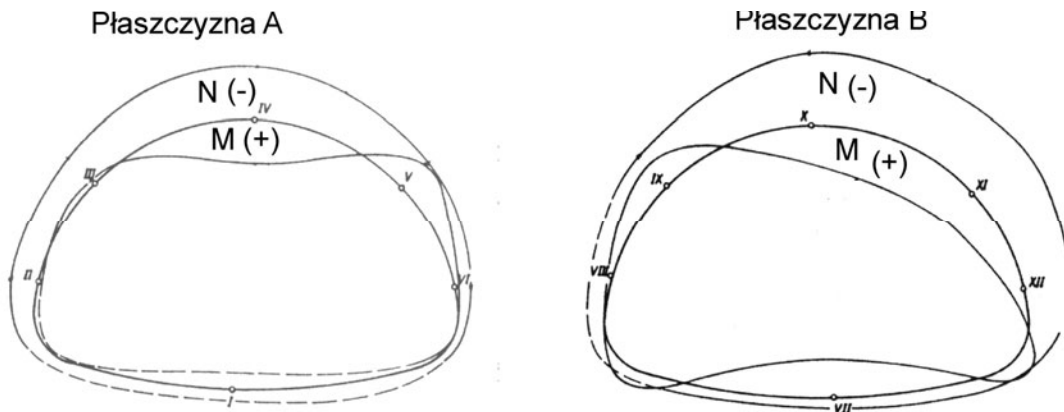
Rys. 2.72. Przemieszczenia zarejestrowane 21-06-1963 o godz. 08:00 (zasyпка gruntowa wykonana do wysokości korony przepustu i $P = 0.00\text{ kN}$).

Pomiary po wykonaniu naziomu do wysokości 1.05 m wykazały, że rozpiętość przepustu zmniejszyła się o 7.03 cm, natomiast wysokość przepustu wydłużyła się o 9.52 cm, tj. korona przepustu podniosła się o 9.03 cm, a dolna część konstrukcji osiadła 0.49 cm. Maksymalne naprężenia odnotowano w kluczu konstrukcji w skrajnych włóknach przekroju: w płaszczyźnie A (punkt IV) $\sigma_1 = 220.2\text{ kPa}$; $\sigma_3 = -271.0\text{ kPa}$, w płaszczyźnie B (punkt X) $\sigma_1 = 189.3\text{ kPa}$; $\sigma_3 = -210.1\text{ kPa}$.

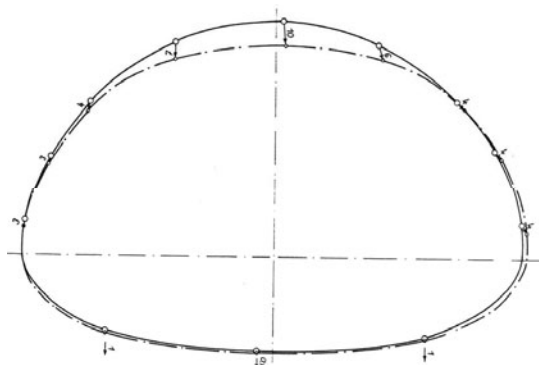
Po wykonaniu naziomu rozpoczęto układanie stalowych sztab w trzech kolumnach na podeście złożonym z podkładów kolejowych o wymiarach 3.15 x 2.60 m. (rysunek 2.69). Sztaby były układane pojedynczo żurawiem budowlanym. Zgodnie z zaleceniami zleceniobiorcy (Munich Central Office of Federal Railways) należało zastosować obciążenie 150 t, odpowiadające ciężarowi 50-cio tonowej dwuosiowej lokomotywy (po 25 ton na każdą oś) ze współczynnikiem bezpieczeństwa równym 3. Ze względu na dostępność sztab stalowych o określonym ciężarze (od 5 do 10 ton) zastosowano maksymalne obciążenie symetryczne o wartości 1 480 kN (151 t) – rysunek 2.76 a. Pomiarów dokonywano przy każdorazowym wzroście obciążenia o 245 kN (25 t). Pomiary wykazały, że przemieszczenia i naprężenia w przepuszczeniu były przeciwne i mniejsze w porównaniu z tymi, które zarejestrowano podczas wykonywania

nasypu. Obciążenie 1480 kN (151 t) pozostawiono na 6 dni, dokonując pomiarów każdego dnia. W tym czasie zarejestrowano jedynie niewielkie zmiany w naprężeniach i przemieszczeniach. Zaobserwowano także niesymetryczny rozkład naprężeń w obu płaszczyznach. Na rysunku 2.73 przedstawiono rozkład sił normalnych i momentów zginających w płaszczyźnie „A” i „B” zarejestrowanych bezpośrednio po obciążeniu 1 480 kN (151 t). Maksymalne naprężenia odnotowano w kluczu konstrukcji w skrajnych włóknach przekroju: w płaszczyźnie A (punkt IV) $\sigma_1 = -42.0$ kPa; $\sigma_3 = -18.1$ kPa, w płaszczyźnie B (punkt X) $\sigma_1 = -50.7$ kPa; $\sigma_3 = -18.7$ kPa.

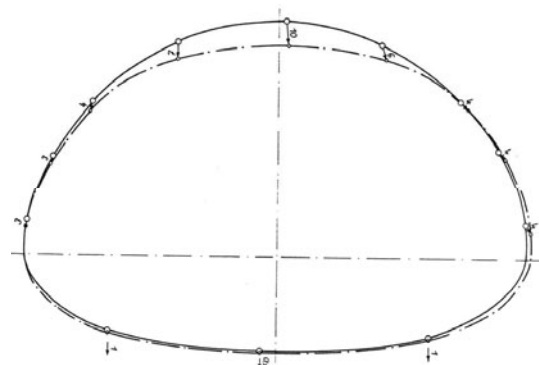
Na rysunkach 2.74 i 2.75 pokazano średnie przemieszczenia przepustu bezpośrednio po obciążeniu oraz po sześciu dniach obciążania.



Rys. 2.73. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B po obciążeniu $P=1\ 480$ kN (151 t).



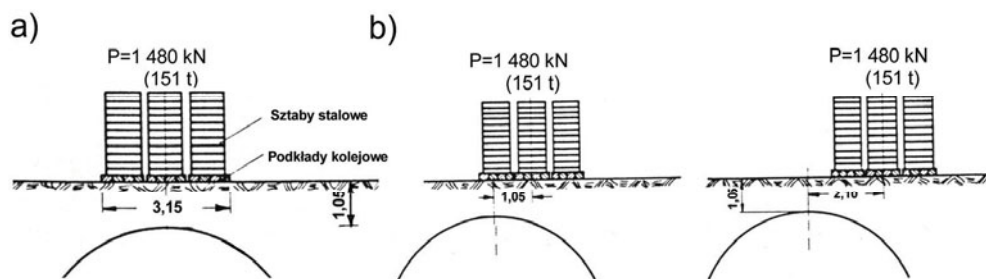
Rys. 2.74. Przemieszczenia zarejestrowane 21-06-1963 o godz. 17:00 przy obc. $P=1\ 480$ kN (odczyt bezpośrednio po obciążeniu).



Rys. 2.75. Przemieszczenia zarejestrowane 27-06-1963 o godz. 06:30 przy obc. $P=1\ 480$ kN (po sześciu dniach obciążania).

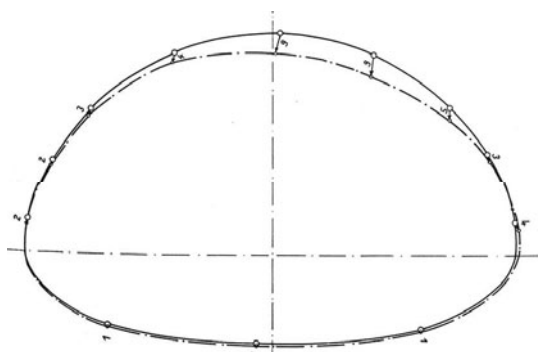
Po obciążeniu symetrycznym jeden z zewnętrznych stosów sztab stalowych przesunięto na przeciwną stronę. Następnie wykonano tą samą operację ze stosem środkowym. Uzyskano w ten sposób dwa obciążenia asymetryczne o mimośrodku 1.05 i 2.10 m. Schemat obciążeń asymetrycznych pokazano na rysunku 2.76 b.

W czasie obciążeń asymetrycznych zaobserwowano jedynie niewielkie zmiany w naprężeniach i przemieszczeniach przepustu. Korona przepustu przemieściła się jedynie o 1 mm w prawo. Na rysunku 2.77 pokazano średnie przemieszczenia przepustu po zmianie obciążenia na asymetryczne z mimośrodem 2.10 m.

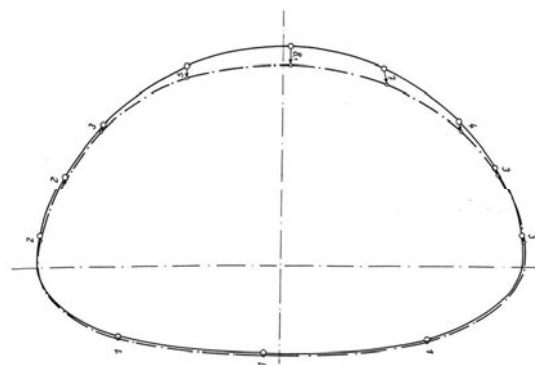


Rys. 2.76. Obciążenie normowe $P=1\ 480$ kN: a) symetryczne b) asymetryczne.

Na rysunku 2.78 pokazano przemieszczenia zarejestrowane po usunięciu obciążenia asymetrycznego.

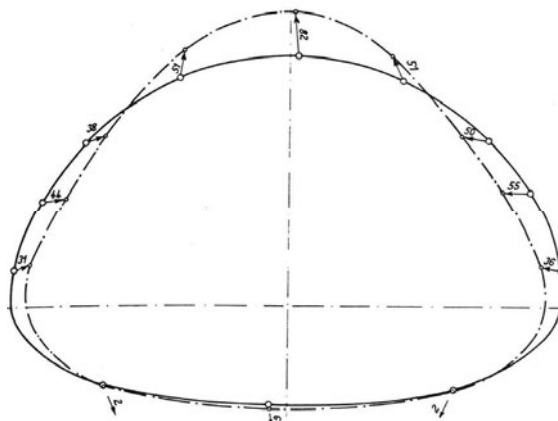


Rys. 2.77. Przemieszczenia zarejestrowane 28-06-1963 o godz. 07:00 przy obc. $P=1480$ kN (obciążenie asymetryczne $e=2.10$ m).



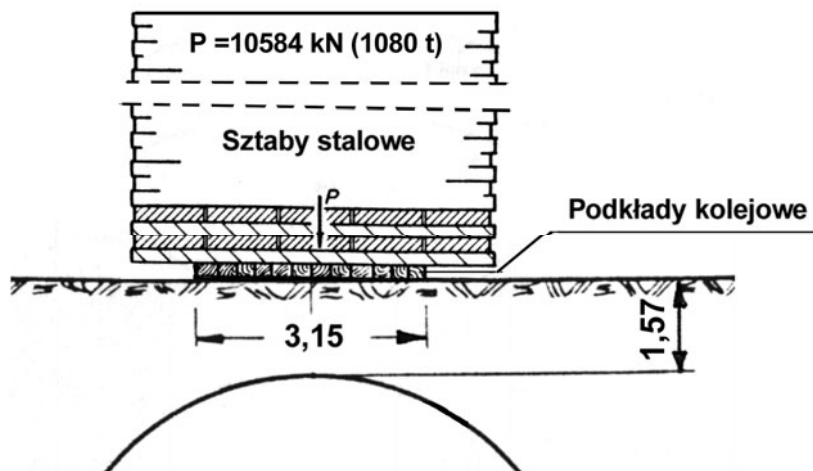
Rys. 2.78. Przemieszczenia zarejestrowane 28-06-1963 o godz. 18:30 przy obc. $P=0.0$ kN.

Po serii testów z obciążeniem 1 480 kN (151 t) usunięto grunt do poziomu korony przepustu. Następnie zainstalowano trzy czujniki naporu gruntu w rozstawie 2.00 m na poziomie korony przepustu. Na rysunku 2.79. pokazano średnie przemieszczenia zarejestrowane po usunięciu naziomu.



Rys. 2.79. Przemieszczenia zarejestrowane 02-07-1963 o godz. 08:00 po usunięciu naziomu do poziomu korony.

Po uzupełnieniu naziomu do wysokości 1.57 m nad koronę konstrukcji 2 lipca 1963 roku rozpoczęto test z obciążeniem niszczącym. Test polegał na ustawianiu sztab stalowych, aż do uzyskania obciążenia 10 584 kN (1 080 t). Sztaby obciążające układano na tym samym podeście naprzemiennie w celu uzyskania większej stabilności. Schematy obciążenia pokazano na rysunku 2.80.



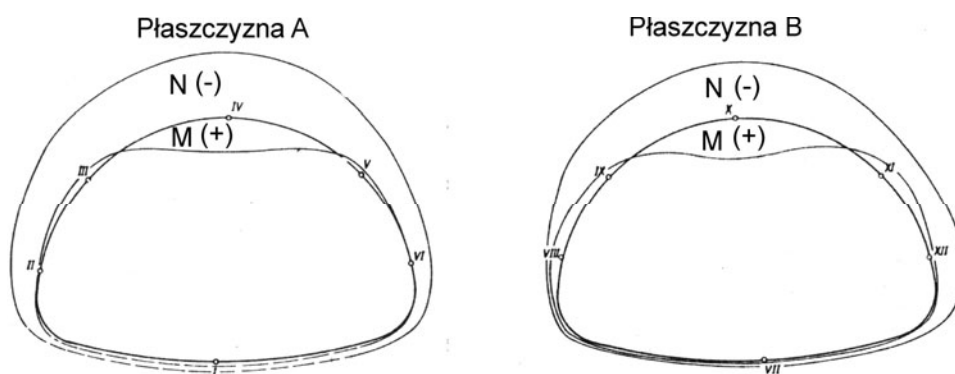
Rys. 2.80. Obciążenie niszczące.

W pierwszym dniu ustawiono obciążenie 2 553 kN (260 t) i pozostawiono do następnego dnia, w którym zwiększono obciążenie do 4 023 kN (410.5 t). 5 lipca 1963 obciążenie ponownie zwiększono do 9 346 kN (953 t). Przy obciążeniu (8 330 kN) 850 ton pojawiły się dwa wybrzuszenia na wysokości korony od wewnątrz przepustu. Obciążenie 9 344 kN (953 t) pozostawiono na noc pod stałą kontrolą, ponieważ wysoki, niestabilny stos sztab groził przewróceniem. Następnego dnia zaobserwowano, że podest, na którym składowano sztaby obciążające, został wbity w grunt. Powierzchnia docisku została tym samym zwiększona do 20 m² tj. 5.0 x 4.0 m. Obciążenie ostatecznie przerwano przy 1 0584.0 kN (1 080 t), ponieważ dalszy wzrost obciążenia groził zapadnięciem się konstrukcji i uszkodzeniem aparatury pomiarowej.

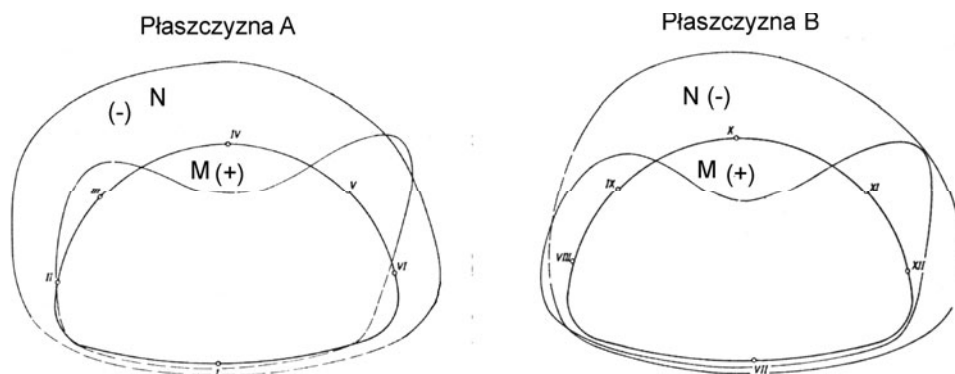
Na rysunkach od 2.81 do 2.84 przedstawiono rozkład sił normalnych i momentów zginających, natomiast na rysunkach od 2.85 do 2.88 przedstawiono przemieszczania zarejestrowane w płaszczyznach „A” i „B” w trakcie próby zniszczenia konstrukcji.

W tabeli 2.10 zestawiono średnie wartości przemieszczeń poszczególnych punktów pomiarowych dla wszystkich obciążeń.

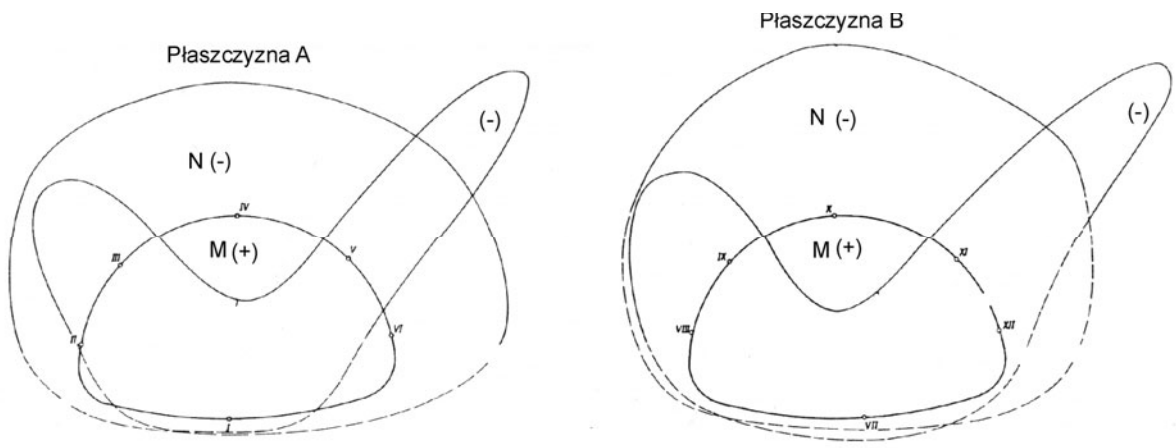
W tabeli 2.11 zestawiono naprężenia w gruncie zanotowane przez wszystkie trzy presjometry podczas testu z obciążeniem niszczącym.



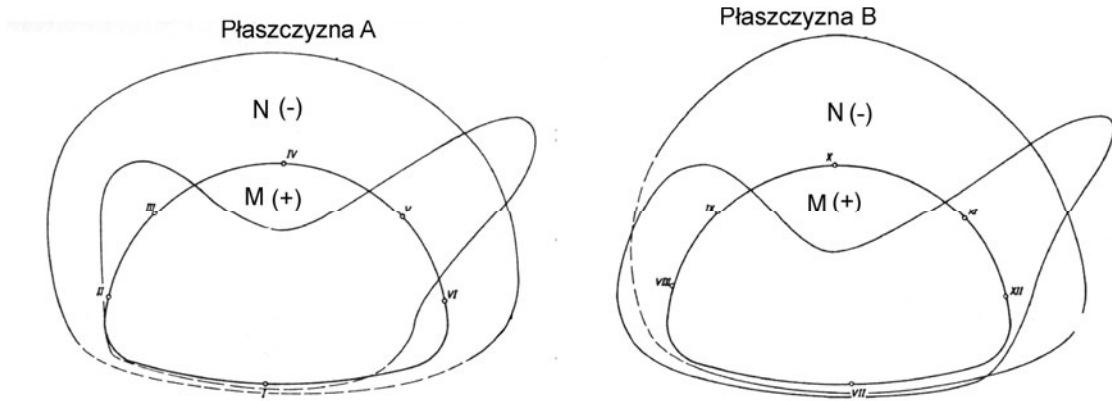
Rys. 2.81. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B przy obciążeniu $P = 175.8$ t.



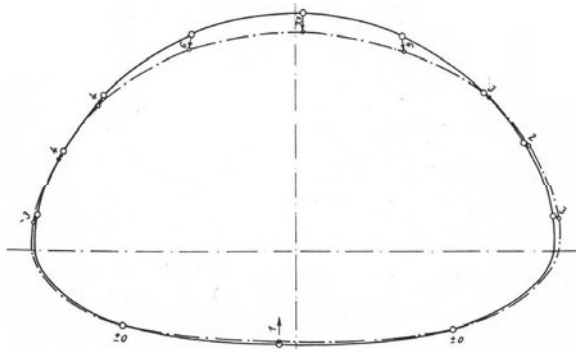
Rys. 2.82. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B przy obciążeniu $P = 410.0$ t.



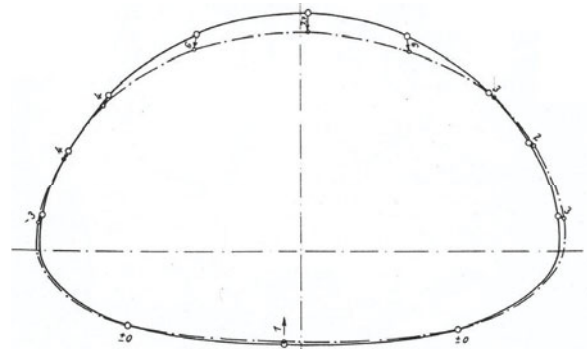
Rys. 2.83. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B przy obciążeniu $P = 689.5$ t.



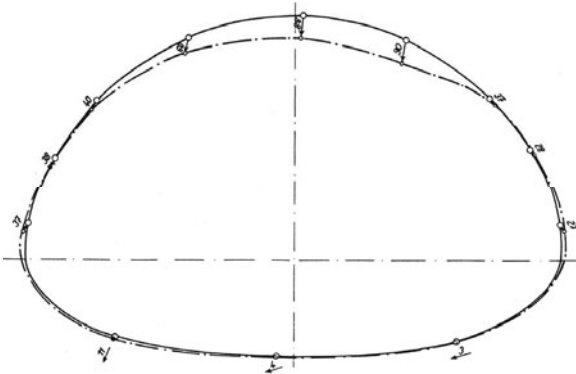
Rys. 2.84. Rozkład momentów zginających i sił osiowych w płaszczyźnie A i B przy obciążeniu $P = 561.7$ t.



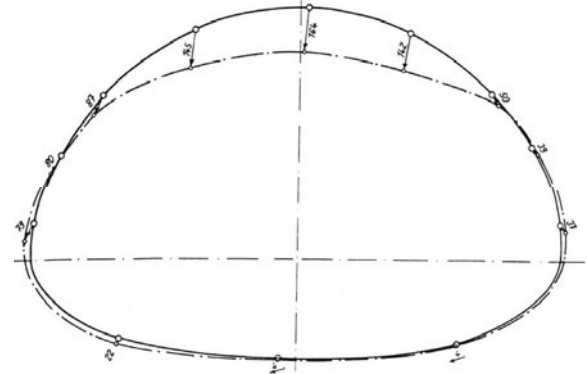
Rys. 2.85. Przemieszczenia zarejestrowane w dniu 03-07-1963 o godzinie: 08:00; Obciążenie $P = 260.52$ t.



Rys. 2.86. Przemieszczenia zarejestrowane w dniu 04-07-1963 o godzinie: 14:00; Obciążenie $P = 561.70$ t.



Rys. 2.87. Przemieszczenia zarejestrowane w dniu 04-07-1963 o godzinie: 19:50; Obciążenie $P = 820.00$ t.



Rys. 2.88. Przemieszczenia zarejestrowane w dniu 05-07-1963 o godzinie: 17:15; Obciążenie $P = 1079.77$ t.

Tabela 2.10. Naprężenia w gruncie przy obciążeniu niszczącym.

L.p.	Obc. P	Oznaczenie czujnika											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	[t]	[mm]											
1	0.00	4.3	2.3	31.1	36.0	32.0	56.9	71.7	53.0	44.4	48.5	36.3	2.7
2	0.00	4.9	1.7	32.4	44.9	39.9	56.8	90.3	58.6	52.4	55.7	37.9	1.6
3	151.00	0.7	1.0	2.0	2.0	4.0	5.0	7.0	5.0	3.0	3.0	3.0	1.0
4	151.00	0.5	1.0	3.0	3.0	4.0	7.0	10.0	6.0	4.0	4.0	4.0	1.0
5	151.00	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	4.0	9.0	9.0	5.0	3.0	4.0	1.0
6	0.00	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	5.0	8.1	7.0	4.0	3.0	3.0	1.0
7	0.00	6.0	2.0	31.0	44.0	38.0	51.0	82.0	51.0	50.0	55.0	36.0	2.0
8	260.52	1.0	0.0	3.0	4.0	4.0	6.0	7.7	6.0	3.0	2.0	3.0	0.0
9	561.70	0.6	4.0	12.0	12.0	13.0	19.0	28.5	28.0	13.0	10.0	9.0	0.0
10	820.00	4.0	11.0	37.0	38.0	40.0	60.0	88.0	90.0	37.0	28.0	27.0	3.0
11	1079.77	4.0	22.0	79.0	80.0	87.0	145.0	164.0	142.0	50.0	39.0	37.0	4.0

Tabela 2.11. Naprężenia w gruncie przy obciążeniu niszczącym.

L.p.	Obciążenie		Uwagi	Naprężenie w gruncie		
	[kN]	[kPa]		Punkt 1	Punkt 2	Punkt 3
				[kPa]		
1	2	3	4	5	6	7
1	0.00	0.00	naziom H=1.57m	31.36	40.18	24.50
2	516.07	63.01		44.10	71.54	48.02
3	1 160.42	141.69		63.70	95.06	61.74
4	1 723.33	210.42		79.38	112.70	76.44
5	2 553.10	311.73		112.70	133.28	104.86
6	2 553.10	311.73	po 13 godzinach	121.52	126.42	114.66
7	2 887.08	352.51		133.28	136.22	124.46
8	3 155.40	385.28		145.04	142.10	134.26
9	3 483.70	425.36		164.64	150.92	143.08
10	4 022.90	491.20		188.16	164.64	172.48
11	4 022.90	491.20	po 4.5 godzinach.	193.06	160.72	181.30
12	4 022.90	491.20	po 15.5 godzinach.	194.04	159.74	191.10
13	4 359.04	532.24		207.76	171.50	200.90
14	4 933.32	602.36		226.38	194.04	219.52
15	5 168.52	631.08		240.10	202.86	234.22
16	5 504.66	672.12		261.66	218.54	200.90
17	6 211.63	758.44		205.80	267.54	274.40
18	6 757.49	825.09		137.20	325.36	284.20
19	7 059.14	861.92		120.54	360.64	294.00
20	7 550.70	921.94		145.04	408.66	258.72
21	7 931.14	968.39		171.50	432.18	330.26
22	8 293.15	1012.59		210.70	458.64	375.34
23	8 579.31	1047.54		249.90	470.40	398.86
24	8 806.28	1075.25		277.34	488.04	392.00
25	9 111.65	1112.53		372.40	513.52	229.32
26	9 344.01	1140.90		540.96	546.84	258.72
27	9 344.01	467.20	po 14 godz. (pow. nacisku zwiększona do 20 m ² na skutek wbicia się w grunt podstawy z podkładów kol.)	683.06	546.84	355.74
28	9 807.35	490.37		743.82	576.24	380.24
29	10 344.78	517.24		845.74	576.24	467.46
30	10 581.75	529.09		910.42	580.16	523.32
Powierzchnia obciążenia 2.6 m x 3.15 m = 8.19 m ²						

2.4. Podsumowanie stanu badań i sformułowanie tez

W powyższym punkcie zaprezentowano badania konstrukcji podatnych z blachy falistej o dużej rozpiętości. Badane obiekty mają różne kształty i były badane w różnym zakresie.

Próbne obciążenie przepustów kolejowych w Międzyzlesiu po zakończeniu budowy wskazują, że przemieszczenia klucza konstrukcji maksymalnie wynosiły 0.7 mm przy obciążeniu stycznym, co stanowi 0.025% wysokości przepustu. Podczas obciążeń dynamicznych przemieszczenia były jeszcze mniejsze w porównaniu z obciążeniami statycznymi i malały wraz ze wzrostem prędkości lokomotywy.

Przepusty z blach falistych wykorzystuje się przy wzmocnianiu wyeksploatowanych przepustów betonowych i ceglanych. Metoda polega na wprowadzeniu do wnętrza istniejącego przepustu konstrukcji podatnej, a następnie wypełnieniu przestrzeni pomiędzy starym i nowym obiektem mieszanką betonową lub mieszanką żwirowo – piaskową.

Testy przepustu na tak wzmocnionym przepuscie przy drodze krajowej nr 11 wskazują, że rozkład naprężeń we wzmocnionym przepuscie ceglany uległ zmianie po wzmocnieniu go powłoką z blach falistych. Odnotowano wygładzenie rozkładu naprężeń wraz ze znaczącym obniżeniem maksymalnych naprężeń w koronie przepustu. Dowodzi to wzmocnienia przepustu ceglano. Efekt „wygładzenia” rozkładu naprężeń zaobserwowano głównie przy obciążeniu asymetrycznym. Pomiary długoterminowe (trzyletnie) wskazują na mały udział przepustu stalowego w przenoszeniu zewnętrznego obciążenia eksploatacyjnego. Odnotowane w tym czasie naprężenia nie przekroczyły 2.0 MPa. Naprężenia w gruncie u podstawy przepustu były na granicy tolerancji odczytu i nie przekroczyły 5.0 kPa, natomiast wzrosły nieznacznie po roku eksploatacji. Przyczyną takiego zachowania się przepustu jest prawdopodobnie usztywnienie w łuku górnym poprzez zastosowanie wypełnienia betonowego.

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że zaproponowane rozwiązanie wzmocnienia jest bezpieczne i trwałe pod warunkiem właściwego doboru kształtu i gabarytów konstrukcji podatnej oraz właściwego wykonania betonowej warstwy pośredniej.

Analiza rozkładu naprężeń na powłoce przepustu *Box Culvert* badanego w miejscowości Jeleniów wskazuje, że ich koncentracja następuje w narożach powłoki. Maksymalne przemieszczenie 3.58 mm podczas obciążeń próbnych wystąpiło w kluczu konstrukcji i zmniejszało się przy kolejnych obciążeniach.

W Norwegii przeprowadzono badania długoterminowe na konstrukcjach podatnych podczas normalnej eksploatacji. Dwie konstrukcje o rozpiętościach 7.80 m i 10.78 m poddano obserwacji przez okres odpowiednio 7 i 3 lata. Po analizie wyników badań można sformułować następujące wnioski:

- Maksymalny moment zginający występuje w kluczu konstrukcji podczas jej obsypywania.
- Podczas badań długoterminowych w okresie trzech lat zaobserwowane zmiany momentów zginających były względnie małe, a ich rozkłady niesymetryczne.
- Pionowe przemieszczenie klucza przepustu podczas obsypywania nie przekroczyło 1 % wysokości przepustu.
- Pomierzone parcie boczne w punktach maksymalnej rozpiętości były niemal równe parciu pionowemu po zakończeniu budowy. W trakcie eksploatacji wartość parcia bocznego w tym punkcie zmieniała się w zależności od temperatury.
- Maksymalna siła osiowa w płaszczu przepustu po zakończeniu budowy wynosiła 498 kN/m, natomiast maksymalna siła osiowa zanotowana podczas badań długoterminowych osiągnęła wartość 860 kN/m.

W tabeli 2.12 przedstawiono porównanie sił osiowych w ścianie przepustu wyznaczone różnymi metodami. Z niniejszego porównania wynika, że metoda współpracy z gruntem zachowuje najlepszą zgodność z pomierzoną maksymalną siłą osiową w płaszczu przepustu.

Tabela 2.12. Porównanie sił osiowych w przepuscie w Dover w Norwegii wyznaczonych różnymi metodami [22].

Metoda	Siła osiowa w ścianie przepustu [kN/m]
Metoda ściskania pierścieniowego	497
CHBDC	353
Metoda współpracy z gruntem	865

cd. tabeli 2.12.

Metoda Vaslestada ($r=0.8$)	605
Pomiary (po zakończeniu budowy)	498
Pomiary (maksymalne podczas badań)	860

Badania kanadyjskie na otwartym przepuszczeniu łukowym w Elkhart Creek sprawdziły zachowanie się konstrukcji podczas obsypywania gruntem. Maksymalne przemieszczenie konstrukcji odnotowano w kluczu. Wynosiło ono 80 mm, co stanowi 1 % wysokości łuku.

Rozkład naprężeń osiowych w powłoce był względnie równomierny. Największy wzrost naprężeń odnotowano, gdy zasypka przekroczyła poziom belek wzmacniających w kluczu konstrukcji. Parcie gruntu w koronie przepustu po zakończeniu obsypywania stanowiło ok. 40% ciężaru gruntu nad przepustem o wysokości 9.6 m.

Łukowy przepust w Leigh Creek w Australii został poddany obserwacji podczas obsypywania oraz próbnego obciążania drogowego. Testy wykazały, że podczas obsypywania, klucz łuku przemieścił się do góry o 150 mm, tj. aż o 3.75% wysokości. Po wykonaniu całego naziomu klucz obniżył się o 22 mm w stosunku do pierwotnego położenia (przed obsypaniem gruntem).

Rozkład naprężeń ściskających był niesymetryczny pomimo symetrycznego układania nasypu. Maksymalne zarejestrowane naprężenie ściskające oraz przemieszczenie wystąpiło w kluczu konstrukcji i wynosiło odpowiednio 216 MPa i 5 mm (tj. 1.25 % wysokości łuku).

Badania przeprowadzone w Niemczech na przepuszczeniu o rozpiętości 6.27 m i naziomie $h = 1.57$ m wykazały, że:

- Konstrukcja nie uległa awarii po przyłożeniu maksymalnego zewnętrznego obciążenia wynoszącego 1 140.9 kPa (9 344.0 kN na pow. 8.19 m²). Przy założeniu, że zastępcze normowe obciążenie kolejowe wynosi 52.0 kPa, przepust ten został zatem obciążony prawie 22-krotnym obciążeniem normowym.
- Konstrukcja ma stosunkowo niewielką wrażliwość na obciążenia niesymetryczne.
- Przemieszczenia klucza konstrukcji przy maksymalnym obciążeniu wynosiły 164 mm, co stanowi 3.8 % wysokości konstrukcji.
- Trwałe wybrzuszenie wewnątrz konstrukcji pojawiło się dopiero przy 8 330.0 kN tj. 1 017.1 kPa.

Z porównania wyników badań przepustów łukowych otwartych i zamkniętych wynika, że przepusty łukowe otwarte są bardziej wrażliwe na deformacje podczas obsypywania gruntem.

W tabeli 2.13 zestawiono ważniejsze badania w skali naturalnej przepustów podatnych, uwzględniając jednocześnie zakres wykonywanych pomiarów.

Tabela 2.13. Zestawienie badań modelowych w naturalnej skali.

L.p.	Rok	Autorzy	Kształt przekroju poprzecznego przepustu	Rozmiar wys. x szer lub ϕ [m]	Wys. naziomu H [m]	Mierzone wielkości					
						Napór gruntu	Naprężenia w powłoce	Odkształcenia w gruncie	Deformacje	Zachowanie w czasie	Temperatura
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1948	Peck i Peck	okrągły	ϕ 2.2-4.5	0.6-15				X	X	
2	1965	Demmin	łukowy zamknięty	6.27 x 4.01	1.05-1.57	X	X		X		
3	1973	Spangler	okrągły	ϕ 1.1	5.0	X			X		
4	1974	Spangler i inni	okrągły	ϕ 2.74	49.0	X	X	X	X		
5	1975	Selig	elipsa pozioma	11.0 x 8.1	8.0			X		X	

c.d. tabeli 2.13.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	1975	Selig	łukowy otwarty	15.0 x 5.4	1.5			X		X	
7	1975	Selig	elipsa pozioma	8.2 x 4.9	0.8	X		X		X	
8	1975	Duncan	łukowy zamknięty	7.3 x 5.8	2.5				X		
9	1976	Lefebvre i inni	łukowy otwarty	15.5 x 7.9	13.4	X	X	X	X		
10	1979	Selig i inni	łukowy otwarty	7.9 x 4.6	7.0	X	X	X	X	X	
11	1979	Kay i inni	łukowy otwarty	12.0 x 4.0	3.0		X		X		
12	1981	Bakht	okrągły	φ 7.8	2.6		X				
13	1981	Bakht	okrągły	φ 7.6	1.3		X				
14	1981	Bakht	elipsa pozioma	7.24	1.4		X				
15	1982	Kay i inni	łukowy otwarty	12.0 x 6.5	2.0		X		X		
16	1982	Vaslestad	łukowy zamknięty	7.80 x 6.92	1.1				X	X	X
17	1982	Duncan i Jeyepalan	elipsa pozioma	7.5 x 3.9	1.2				X		
18	1982	McVay	łukowy otwarty	11.2 x 4.6	3.3	X	X	X	X		
19	1982	Beal	łukowy zamknięty	8.6 x 5.4	0.6		X		X		X
20	1984	Pettersson and Persson	łukowy zamknięty	6.4 x 4.7	1.1	X	X		X		
21	1985	Selig and Musser	elipsa pozioma	7.0 x 4.3	0.9		X		X		
22	1985	Bakht	elipsa pozioma	8.8 x 4.9	1.5		X				
23	1985	Bakht	elipsa pozioma	8.8 x 4.9	1.7			X			
24	1985	Vaslestad	elipsa pozioma	10.78x7.13	4.2		X			X	X
25	1985	Temporal i inni	łukowy zamknięty	3.8 x 2.6	1.5	X	X		X		
26	1986	Seed and Oy	łukowy otwarty	11.7 x 4.8	0.9				X		
27	1986	Bacher and Kirkland	łukowy otwarty	10.7 x 6.0	1.2				X		
28	1986	Long i inni	łukowy zamknięty	9.3 x 6.8	4.25	X	X		X		
29	1986	Long i inni	łukowy zamknięty	7.6 x 4.9	8.5	X			X		
30	1986	Long i inni	łukowy zamknięty	4.0 x 2.8	0.8	X			X		
31	1987	Habib i inni	okrągły	φ 2.5	14.5	X	X		X		
32	1988	Temporal i Johnson	elipsa pozioma	9.8 x 6.8	1.9		X		X		
33	1988	Temporal i Johnson	łukowy otwarty	7.5 x 4.2	0.95		X		X		
34	1989	Byrne, Srithar i Kern	łukowy otwarty	13.37x7.30	9.6		X	X	X		
35	1997	Rowińska, Tłustochowski, Wysokowski	łukowy zamknięty	4.4 x 2.8	2.4				X		
36	1998	Rowińska, Tłustochowski, Wysokowski	łukowy zamknięty	8.98 x 6.70	2.7				X		

c.d. tabeli 2.13.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
37	1998	Rowińska, Tlustochowski, Wysokowski	łukowy zamknięty	3.45 x 3.64	5.4				X		
38	1998	Kunecki, Korusiewicz, Wysokowski	łukowy zamknięty	2.99 x 2.40	0.3 – 1.0	X	X		X		
39	1998	Kunecki, Korusiewicz, Wysokowski	okrągły	φ 0.8	0.3 – 0.6	X	X		X		
40	2002	Korusiewicz, Rowińska, Wysokowski i inni	box culvert	3.55 x 1.42	0.0 – 0.6	X	X		X		
41	2003	Machelski i inni	box culvert	5.70 x 1.51	0.5		X		X		
42	2003	Vaslestad i inni	łukowy zamknięty	4.26 x 2.95	0.6	X	X				

W świetle przeprowadzonych studiów literaturowych na temat metod projektowych oraz badań polowych w skali naturalnej przepustów podatnych z blachy falistej stawia się następujące tezy:

- 1. Konstrukcje podatne zmieniają swoje właściwości wytrzymałościowe w czasie, na które zasadniczy wpływ ma tzw. „efekt przesklepienia”. Zjawisku temu towarzyszy redukcja naprężeń w gruncie występująca bezpośrednio w obrębie korony przepustu. Na podstawie przeprowadzonych obserwacji wyróżniono trzy fazy pracy konstrukcji podatnej.**
- 2. Trójwymiarowy model MES dobrze odwzorowuje zachowanie się układu przepust – grunt przy założeniu właściwego zdefiniowania warunków brzegowych.**
- 3. Istnieje wyraźna współzależność pomiędzy rozkładem poziomych naprężeń w gruncie otaczającym przepust walcowy a wysokością naziomu oraz obciążeniem zewnętrznym.**
- 4. Rozkład sił wewnętrznych w powłoce przepustu oraz naprężeń w otaczającym gruncie zależny jest od następujących czynników:**
 - kształt powłoki,
 - lokalne zmiany sztywności,
 - rozmieszczenie i charakterystyka konstrukcji współpracujących tj. podłoże, ściany boczne, nawierzchnia, przyczółki i filary mostów.

Określenie wpływu różnych czynników na przebieg ścieżek równowagi, a więc i na nośność przepustu, może umożliwić optymalizację rozwiązań konstrukcyjnych. Czynniki (zmiennymi decyzyjnymi) mogą być: kształt powłoki, sztywność podłużna i giętna z uwzględnieniem lokalnych zmian przekroju, rodzaj i zagęszczenie otaczającego gruntu, wysokość naziomu. Parametrami mogą być gabaryty użytkowe przepustu, jego długość a także obciążenie zewnętrzne i czas eksploatacji. Funkcje celu mogą być różne, np.: minimalne zużycie materiału, koszt, czas eksploatacji, wyrównanie sił wewnętrznych itp.

3. Badania modelowe ^(*) [2]

3.1. Stanowisko badawcze

Badania przeprowadzono na modelu przepustu wykonanym w Ośrodku Badań Mostów, Betonów i Kruszyw Instytutu Badawczego Dróg i Mostów - Filia Wrocław, wykorzystując w tym celu stanowisko do badań dynamicznych i zmęczeniowych SBDZ tzw. „Stand” pokazanym na rysunku 3.1. Stanowisko to tworzy fundament żelbetowy o długości 80.0 m i szerokości 12.0 m wraz z halą oraz stalową ramą stanowiącą konstrukcję oporową dla hydraulicznych urządzeń wymuszających obciążenia. Stanowisko wyposażono w system siłowników hydraulicznych firmy Schenck wraz z systemem sterowania i zasilania, pozwalającym uzyskać pełną kontrolę nad wymuszonymi obciążeniami w czasie rzeczywistym [9].

W skład tego systemu wchodzi [9]:

- 2 siłowniki o maksymalnej sile wymuszającej 1 000 kN i maksymalnym przesuwie 400 mm, umożliwiające zadawanie obciążeń dynamicznych w zakresie ± 800 kN, wyposażone w czujniki pomiaru przemieszczeń i siły z dokładnością 0.1% pełnego zakresu,
- 1 siłownik o maksymalnej sile wymuszającej 250 kN i przesuwie 500 mm, umożliwiający zadawanie obciążeń dynamicznych w zakresie ± 200 kN, wyposażony w czujniki pomiaru przemieszczeń i siły z dokładnością 0.1% pełnego zakresu, przeznaczony do badań dynamicznych o wyższych częstotliwościach (1-100 Hz),
- hydrauliczny agregat zasilający o wydajności 130 l/min wraz z automatycznym systemem chłodzenia powietrznego,
- elektroniczny system Hydropuls S-59 pozwalający na niezależne sterowanie pracą dwóch siłowników w oparciu o pomierzone w czasie rzeczywistym wielkości siły nacisku tłoka i jego wysuwu. Możliwe jest również uzależnienie programu wymuszeń od dowolnego czujnika (np. przemieszczeń) niezwiązanego z siłownikami.

Stanowisko to przystosowane jest do przeprowadzania badań pod maksymalnym obciążeniem 1 600 kN. Zastosowane urządzenia pozwalają na prowadzenie badań elementów o rozpiętości (długości) do 60 m [9].

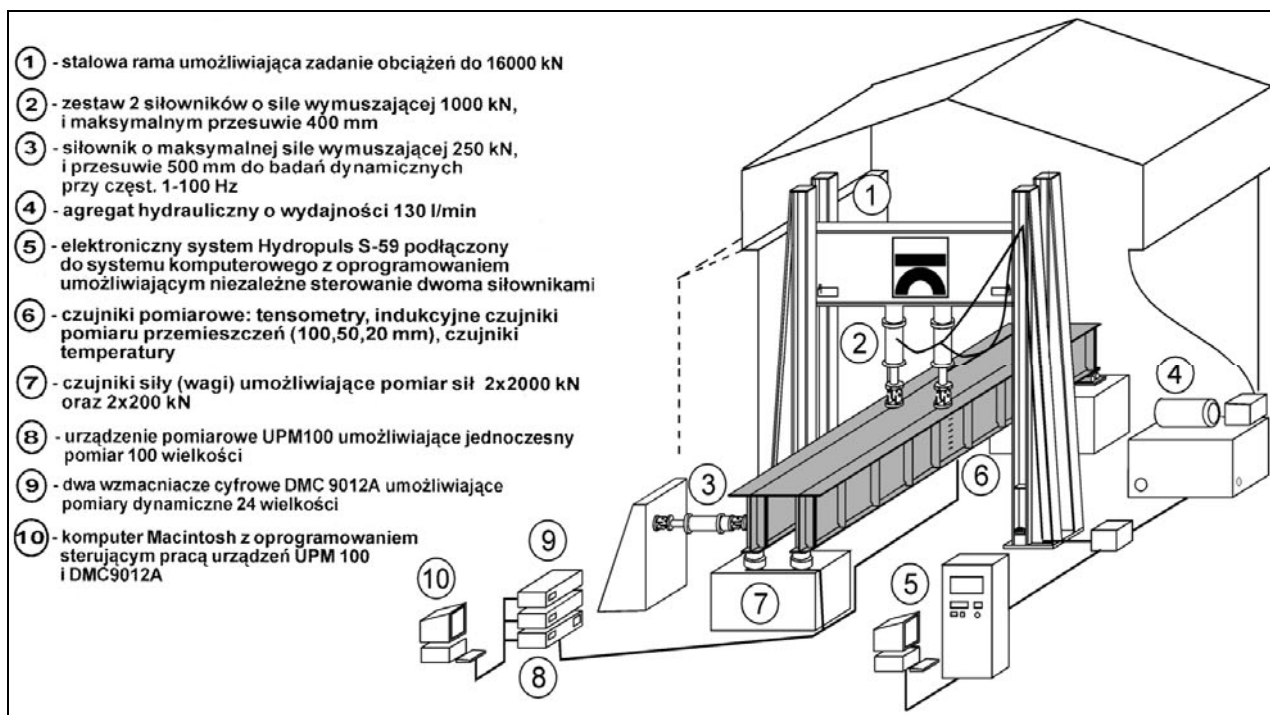
3.2. System zbierania i akwizycji danych

System zbierania i akwizycji danych pozwala na pomiar szeregu wielkości opisujących przebieg zmian zachodzących w badanych konstrukcjach, m.in.: przemieszczeń, odkształceń, naprężeń, sił, momentów i temperatur. W skład systemu pomiarowego wchodzi [9]:

- urządzenie pomiarowe UPM 100 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik umożliwiające jednoczesny pomiar stu wielkości, współpracujące z czujnikami tensometrycznymi, indukcyjnymi do pomiaru przemieszczeń oraz termoparami do pomiaru temperatur,
- dwa dwunastokanałowe wzmacniacze cyfrowe DMC 9012A firmy Hottinger Baldwin Messtechnik, szczególnie przydatne w badaniach dynamicznych z uwagi na dużą szybkość dokonywanych pomiarów,
- komputer Macintosh z oprogramowaniem "BEAM" umożliwiającym sterowanie urządzeniami UPM 100 i DCM 9012A oraz zarządzanie pomierzonymi danymi i ich analizę,
- trzydzieści indukcyjnych czujników przemieszczeń umożliwiających pomiar przemieszczeń w zakresie 100.50 i 20 mm,
- dwa czujniki (wagi) typu C6 pozwalające na pomiar siły do 2 000 kN z dokładnością do 1 %, przystosowane do pomiarów reakcji podporowych badanych prześel mostowych,
- dwa czujniki siły (wagi) typu U2A pozwalające na pomiar siły do 200 kN z dokładnością do 0.1%.

Zastosowany do pomiarów sprzęt (głównie firmy Hottinger) umożliwia przyjęcie i przetworzenie sygnałów w czasie rzeczywistym, podając wyniki badań w różnorodnej formie zarówno liczbowej jak i graficznej [9].

(*) Autor niniejszej rozprawy mgr inż. Bartłomiej Kunecki jako pracownik Instytutu Badawczego Dróg i Mostów brał udział w przedmiotowych badaniach i jest współautorem raportu dra hab. inż. prof. UZ Adama Wysokowskiego oraz dra inż. Leszka Korusiewicza, pt.: „Sprawozdanie z wykonania badań dla konstrukcji przepustów w systemie Multiplate i z rur DV/Arot Optima” wydane przez IBDiM, Żmigród – Węglewo w 1999 roku.



Rys. 3.1. Stanowisko badawcze tzw. „Stand” z osprzętem.

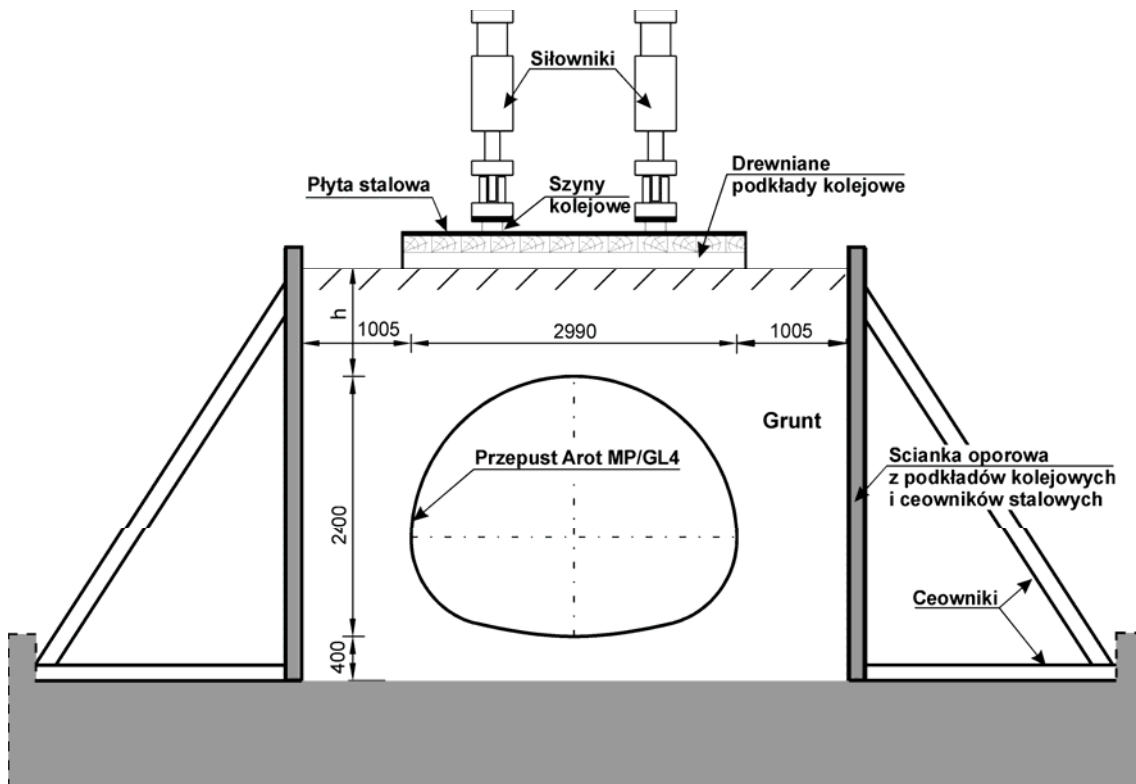
3.3. Obiekt badań [2]

Badaniom poddano przepust stalowy typu *Multiplate* o symbolu katalogowym GL4 i długości $L = 14.4$ m. Konstrukcja ma rozpiętość 2.99 m, wysokość 2.40 m i jest najczęściej wykorzystywana do budowy średnich przepustów i przejść dla pieszych. Przekrój poprzeczny wraz z wymiarami pokazano na rysunku 3.4.

Konstrukcja składa się ze specjalnie uformowanych płaszczy profilowanej blachy falistej o grubości ścianki $t = 3.75$ mm i profilu fałdy 150 mm x 50 mm, pokazanej na rysunku 3.5. Blachę wykonano ze stali konstrukcyjnej Fe 360 B FN zgodnie z Normą Europejską EN10025. Poszczególne płaszcze połączone są ze sobą za pomocą śrub wysokiej wytrzymałości klasy M20-8.8. Arkusz blachy i sposób ich łączenia pokazano na rysunkach 3.5 i 3.6.

Stanowisko badawcze „Stand” zostało specjalnie przygotowane do przeprowadzenia testów na opisanym przepuscie w skali rzeczywistej. Zainstalowano specjalne ścianki oporowe umożliwiające obsypanie gruntem badanego obiektu. Ścianki oporowe zbudowano z ceowników stalowych C200 oraz drewnianych podkładów kolejowych. Całość dodatkowo wzmocniono zastrzałami wykonanymi z ceowników C180 i C200. Przekrój stanowiska badawczego wraz z modelem pokazano na rysunku 3.2.

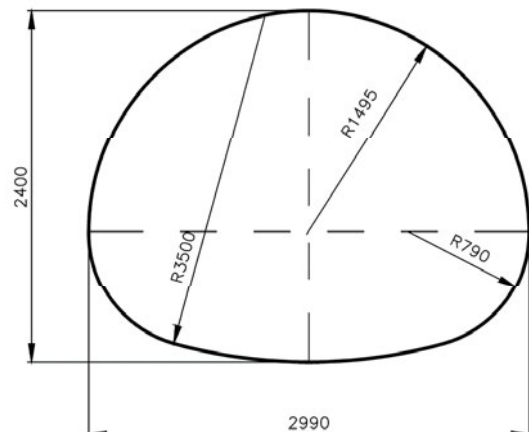
Badany obiekt został złożony przed halą badawczą i wsunięty pod ramę stalową pokazaną na rysunku 3.1. Po ustawieniu przepustu na miejscu docelowym rozpoczęto obsypywanie konstrukcji gruntem.



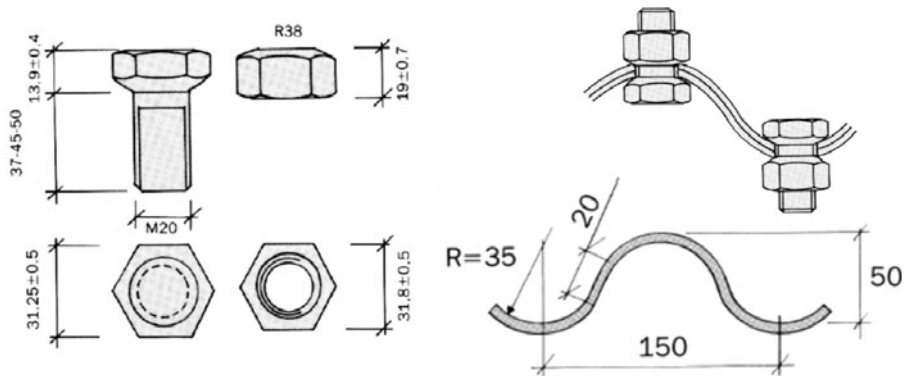
Rys. 3.2. Przekrój stanowiska badawczego.



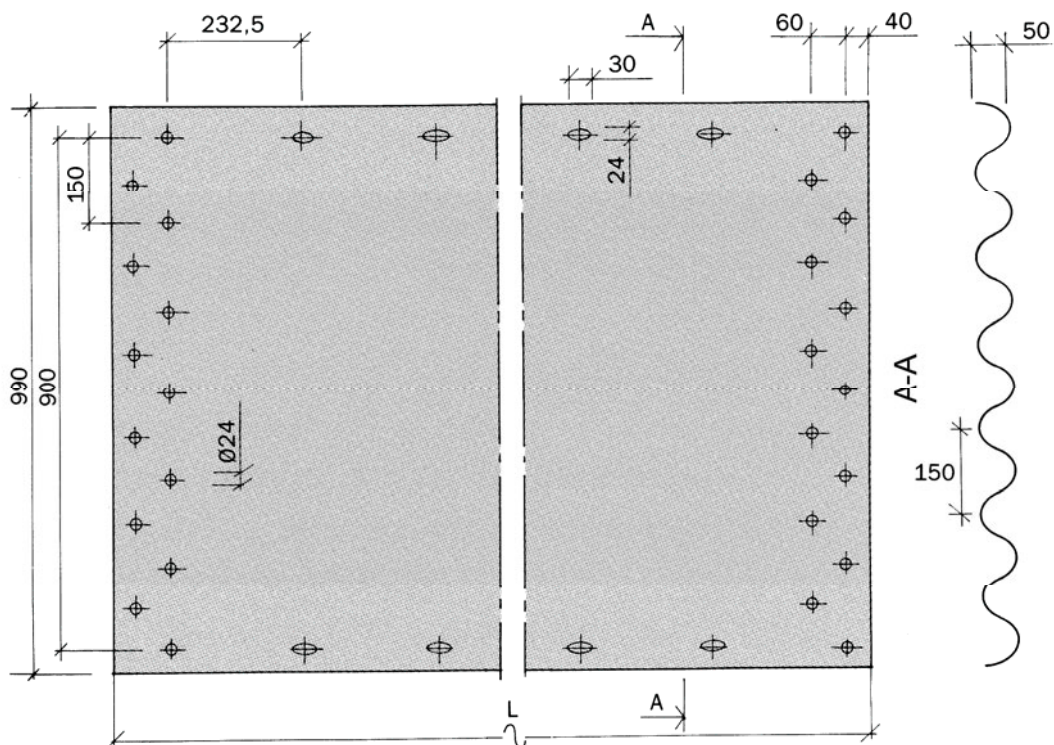
Rys. 3.3. Widok na przepust gotowy do badań.



Rys. 3.4. Wymiary przekroju poprzecznego przepustu.



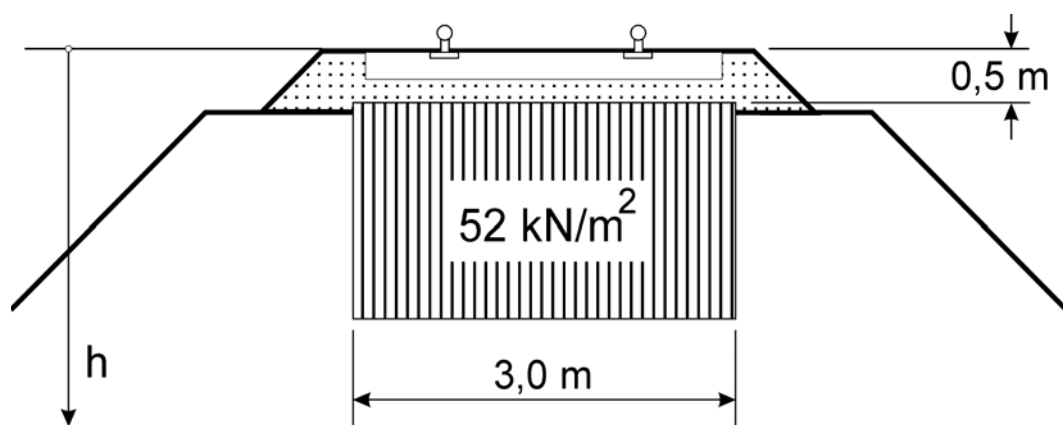
Rys. 3.5. Widok śrub, sposób łączenia poszczególnych płaszczy oraz przekrój przez blachę falistą.



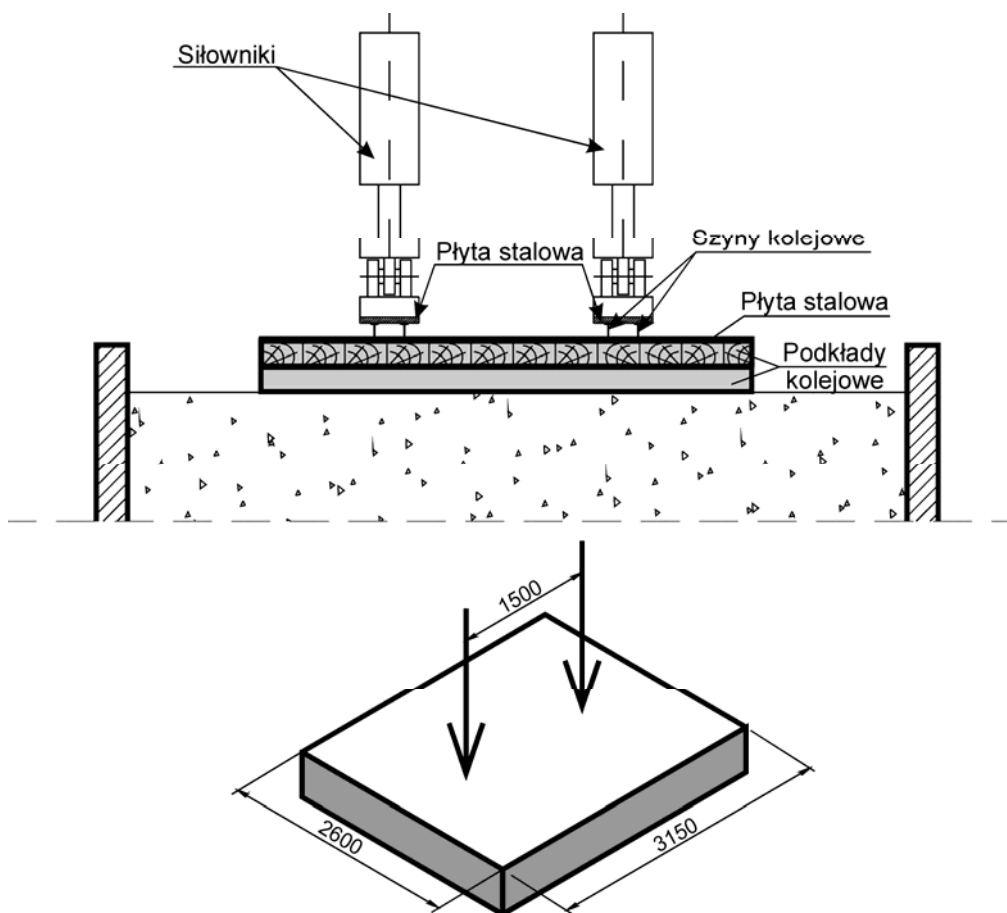
Rys. 3.6. Wymiary jednego płaszcza z blachy falistej.

3.4. Obciążenia [2]

Wybrano wariant obciążenia symulującego obciążenie taborem kolejowym, które odwzorowano zgodnie z polską normą PN-85/S-10030 oraz europejską normą UIC 71 jako równomiernie rozłożone zastępcze obciążenie o wartości 52 kN/m^2 występujące na głębokości 0.5 m (rysunek 3.7). W tym celu zastosowano układ przeniesienia obciążenia pomiędzy siłownikami a badanym modelem w postaci dwóch warstw podkładów kolejowych ułożonych naprzemiennie oraz płyty stalowej. Płyta stalowa została dodatkowo usztywniona przez zastosowanie czterech szyn kolejowych. Schemat przekazywania obciążenia zamieszczono na rysunku 3.8, natomiast widok na rysunku 3.9. Powierzchnia nacisku w kształcie prostokąta o wymiarach $3.15 \text{ m} \times 2.60 \text{ m}$ wynosiła ok. 8.19 m^2 .



Rys. 3.7. Schemat zastępczego obciążenia kolejowego zgodnie z normą PN-85/S-10030 oraz normą UIC 71.



Rys. 3.8. Schemat przekazywania obciążenia oraz wymiary płyty modelującej równomierne obciążenia powierzchniowe.



Rys. 3.9. Widok na siłowniki i płytę do przeniesienia obciążenia na grunt.

3.4.1. Schematy obciążeń

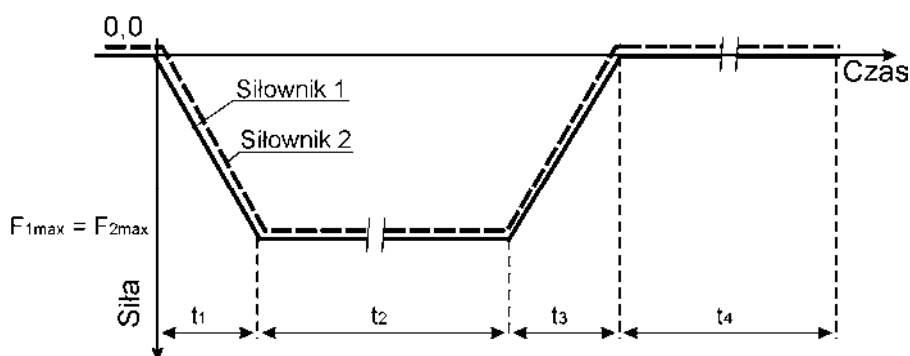
Ze względu na charakter zmian obciążenia w czasie podzielono obciążenia na **statyczne i zmęczeniowe**.

3.4.1.1. Obciążenia statyczne

We wszystkich wariantach obciążenia statycznego stosowano jednakową prędkość obciążania i odciążania badanego modelu, wynoszącą 40 kN/s, czemu odpowiada prędkość zmian obciążenia zastępczego 4.884 kPa/s.

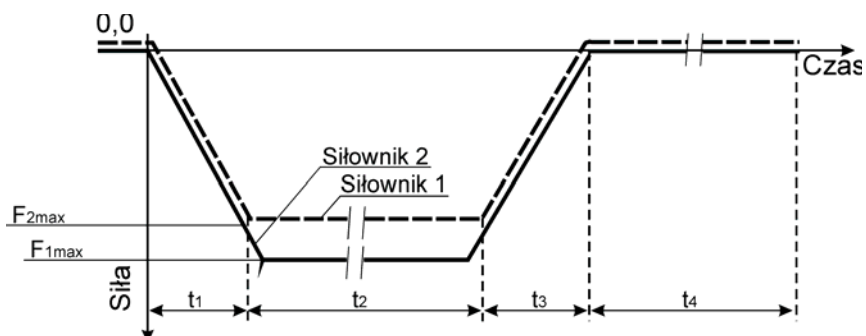
Obciążenia statyczne można ze względu na sposób ich realizacji podzielić na **symetryczne i asymetryczne**:

- **obciążenie symetryczne** charakteryzuje się zsynchronizowanym w czasie działaniem dwóch siłowników oraz równością maksymalnych sił przez nie wymuszanych $F_{1max} = F_{2max}$, gdzie F_{1max} - siła pierwszego siłownika, F_{2max} - siła drugiego siłownika. Schemat obciążenia symetrycznego pokazano na rysunku 3.10.



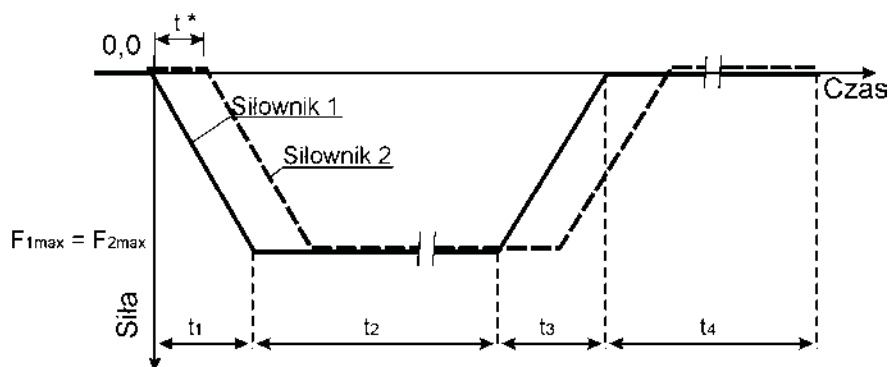
Rys. 3.10. Schemat obciążenia symetrycznego.

- **obciążenie asymetryczne** wykonywano w dwóch wariantach:
 - a) **obciążenie asymetryczne z przesunięciem siłowym**, wariant ten charakteryzuje się zsynchronizowanym w czasie działaniem dwóch siłowników oraz nierównością maksymalnych sił przez nie wymuszanych $F_{1max} \neq F_{2max}$. Schemat obciążenia asymetrycznego z przesunięciem siłowym pokazano na rysunku 3.11.



Rys. 3.11. Schemat obciążenia asymetrycznego z przesunięciem siłowym.

- b) **obciążenie asymetryczne z przesunięciem czasowym**, wariant ten charakteryzuje się przesunięciem w czasie (opóźnieniem) działania siłownika nr 2 względem siłownika nr 1 oraz równością maksymalnych sił przez nie wymuszanych $F_{1max} = F_{2max}$. Schemat obciążenia asymetrycznego z przesunięciem czasowym pokazano na rysunku 3.12. Czas opóźnienia t^* wynosił w przybliżeniu połowę czasu obciążania t_1 , ($t^* \cong \frac{1}{2} t_1$).

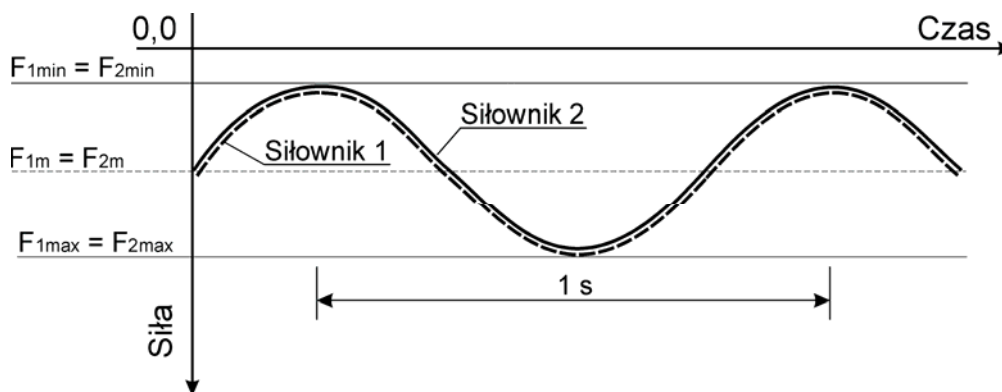


Rys. 3.12. Schemat obciążenia asymetrycznego z przesunięciem czasowym.

Czas $t_1 = t_3$ przy stałej prędkości zmian obciążenia zależał od wartości maksymalnej obciążenia. Czasy t_2 i t_4 wynosiły około 600 s (10 min).

3.4.1.2. Obciążenia zmęczeniowe

Badania zmęczeniowe zrealizowano dla sinusoidalnego cyklu zmian obciążenia z częstotliwością $f=1$ Hz, przy pełnej synchronizacji działania obu siłowników. Schemat obciążenia zmęczeniowego pokazano na rysunku 3.13.



Rys. 3.13. Schemat obciążenia zmęczeniowego.

3.4.1.3. Próba zniszczenia

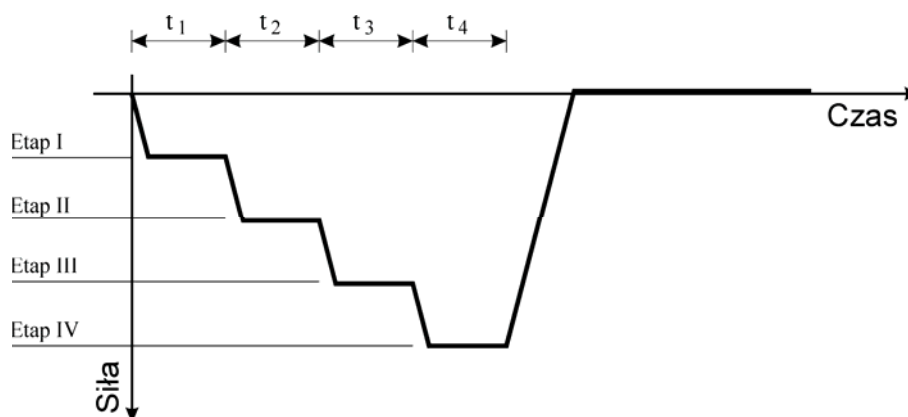
Próba zniszczenia polegała na stopniowym zwiększaniu obciążenia, aż do maksymalnego, nominalnego obciążenia, jakie można było uzyskać z dysponowanego sprzętu hydraulicznego. Próbę tę przeprowadzono w czterech etapach, którym odpowiadał określony poziom obciążenia.

Zestawienie obciążeń przy próbie zniszczenia przedstawiono w tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Zestawienie wartości obciążeń przy próbie zniszczenia.

Etap	Siłownik 1	Siłownik 2	Oba siłowniki	Ciśnienie p
	[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]
I	250	250	500	61.05
II	500	500	1000	122.10
III	750	750	1500	183.15
IV	1000	1000	2000	244.20

Schemat obciążenia pokazano na rysunku 3.14. Czasy poszczególnych etapów obciążenia t_1, t_2, t_3, t_4 wynosiły ok. 5 min.



Rys. 3.14. Schemat obciążenia przy próbie zniszczenia.

3.4.2. Wartości obciążeń dla poszczególnych wariantów badań

Zestawienie wszystkich obciążeń statycznych pokazano w tabeli 3.2.

Zgodnie z normą UIC 71 przyjęto następujące wartości zastępczych obciążeń normowych:

$$p_n = 50.0 \text{ kPa} \quad \text{dla} \quad h = 1.0 \text{ m}$$

$$p_n = 51.0 \text{ kPa} \quad \text{dla} \quad h = 0.8 \text{ m}$$

$$p_n = 51.5 \text{ kPa} \quad \text{dla} \quad h = 0.6 \text{ m}$$

Dla przyjętych wielkości naziomu h uwzględniono wpływ obciążeń dynamicznych zgodnie ze wzorem:

$$p_\varphi = p \cdot \varphi, \quad (70)$$

gdzie:

φ - współczynnik dynamiczny, wyrażony zgodnie z normą UIC 71 zależnością:

$$\varphi = 1.4 - 0.1 (h - 0.5). \quad (71)$$

Wartości współczynnika φ wynoszą odpowiednio:

$$\varphi = 1.35 \quad \text{dla} \quad h = 1.0 \text{ m}$$

$$\varphi = 1.37 \quad \text{dla} \quad h = 0.8 \text{ m}$$

$$\varphi = 1.39 \quad \text{dla} \quad h = 0.6 \text{ m}$$

Tabela 3.2. Zestawienie wartości obciążeń statycznych.

Nazwa obciążenia	Ilość obciążeń	Współ. dyn. φ	Pow. nacisku	Siłownik nr 1	Siłownik nr 2	Oba siłowniki	Ciśnienie
	n	-	m ²	kN	kN	kN	kPa
Naziom $h = 1.0 \text{ m}$							
Normowe symetryczne	3	1.35	8.19	277	277	554	67.643
Normowe asymetryczne (przesunięcie siłowe)	1	1.35	8.19	0	332	332	40.537
Normowe asymetryczne (przesunięcie siłowe)	1	1.35	8.19	277	332	609	74.359
Normowe asymetryczne (przesunięcie czasowe)	1	1.35	8.19	277	277	554	67.643
Ponadnormowe symetryczne	2	1.35	8.19	900	900	1800	219.780
Naziom $h = 0.8 \text{ m}$							
Normowe symetryczne	3	1.37	8.19	286	286	572	69.841
Normowe asymetryczne (przesunięcie czasowe)	1	1.37	8.19	286	286	572	69.841
Normowe asymetryczne (przesunięcie siłowe)	1	1.37	8.19	286	343	629	76.801

c.d. tabeli 3.2.

Ponadnormowe symetryczne	2	1.37	8.19	573	573	1146	139.927
Naziom $h = 0.6$ m							
Normowe symetryczne	3	1.39	8.19	293	293	586	71.551
Normowe asymetryczne (przesunięcie czasowe)	1	1.39	8.19	293	293	586	71.551
Normowe asymetryczne (przesunięcie siłowe)	1	1.39	8.19	293	352	645	78.755
Naziom $h = 0.6$ m							
Próba zniszczenia: Etap I	1		8.19	250	250	500	61.050
Próba zniszczenia: Etap II	1		8.19	500	500	1000	122.100
Próba zniszczenia: Etap III	1		8.19	750	750	1500	183.150
Próba zniszczenia: Etap IV	1		8.19	1000	1000	2000	244.200
Naziom $h = 0.3$ m							
Próba zniszczenia: Etap I	1		8.19	250	250	500	61.050
Próba zniszczenia: Etap II	1		8.19	500	500	1000	122.100
Próba zniszczenia: Etap III	1		8.19	750	750	1500	183.150
Próba zniszczenia: Etap IV	1		8.19	1000	1000	2000	244.200

3.4.3. Wartości obciążenia zmęczeniowego

Dla naziomu $h = 1.0$ m.

Liczba cykli $N = 500\ 000$

Maksymalna siła nacisku $F_{Cmax} = 554$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1max} = F_{2max} = F_{Cmax}/2 = 277$ kN

$p_{max} \cong 67.6$ kPa

Minimalna siła nacisku $F_{Cmin} = 62$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1min} = F_{2min} = F_{Cmin}/2 = 31$ kN

$p_{min} \cong 7.6$ kPa

Srednia siła nacisku $F_{Cm} = 308$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1m} = F_{2m} = F_{Cm}/2 = 154$ kN

$p_m \cong 37.6$ kPa

Amplituda $F_A = 246$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1A} = F_{2A} = F_A/2 = 123$ kN

$p_A \cong 30.0$ kPa

Współczynnik asymetrii cyklu $R \cong 8.9$

Dla naziomu $h = 0.6$ m.

Liczba cykli $N = 100\ 000$

Maksymalna siła nacisku $F_{Cmax} = 586$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1max} = F_{2max} = F_{Cmax}/2 = 293$ kN

$p_{max} \cong 71.6$ kPa

Minimalna siła nacisku $F_{Cmin} = 74$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1min} = F_{2min} = F_{Cmin}/2 = 37$ kN

$p_{min} \cong 9.0$ kPa

Srednia siła nacisku $F_{Cm} = 330$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1m} = F_{2m} = F_{Cm}/2 = 165$ kN

$p_m \cong 40.3$ kPa

Amplituda $F_A = 256$ kN

Siła na jeden siłownik $F_{1A} = F_{2A} = F_A/2 = 128$ kN

$p_A \cong 31.3$ kPa

Współczynnik asymetrii cyklu $R \cong 7.9$

3.4.4. Program badań

Poniżej przedstawiono zrealizowany program badań w kolejności, w jakiej zostały one wykonane:

1. Badania przy naziomie $h = 1.0 \text{ m}$
 - pierwsze normowe obciążenie symetryczne,
 - drugie normowe obciążenie symetryczne,
 - trzecie normowe obciążenie symetryczne,
 - pierwsze obciążenie asymetryczne - przesunięcie siłowe,
 - drugie obciążenie asymetryczne - przesunięcie siłowe,
 - trzecie obciążenie asymetryczne - przesunięcie czasowe,
 - pierwsze ponadnormowe obciążenie symetryczne,
 - drugie ponadnormowe obciążenie symetryczne,
 - obciążenie zmęczeniowe do $N = 500\ 000$ cykli.

2. Badania przy naziomie $h = 0.8 \text{ m}$
 - pierwsze normowe obciążenie symetryczne,
 - drugie normowe obciążenie symetryczne,
 - trzecie normowe obciążenie symetryczne,
 - pierwsze obciążenie asymetryczne - przesunięcie czasowe,
 - drugie obciążenie asymetryczne - przesunięcie siłowe,
 - pierwsze ponadnormowe obciążenie symetryczne,
 - drugie ponadnormowe obciążenie symetryczne.

3. Badania przy naziomie $h = 0.6 \text{ m}$
 - pierwsze normowe obciążenie symetryczne,
 - drugie normowe obciążenie symetryczne,
 - trzecie normowe obciążenie symetryczne,
 - pierwsze obciążenie asymetryczne - przesunięcie czasowe,
 - drugie obciążenie asymetryczne - przesunięcie siłowe,
 - obciążenie zmęczeniowe do $N = 100\ 000$ cykli,
 - próba zniszczenia.

4. Badania przy naziomie $h = 0.3 \text{ m}$
 - próba zniszczenia.

3.5. Pomiary przemieszczeń, odkształceń, sił parcia w gruncie oraz kontrola geometrii [2]

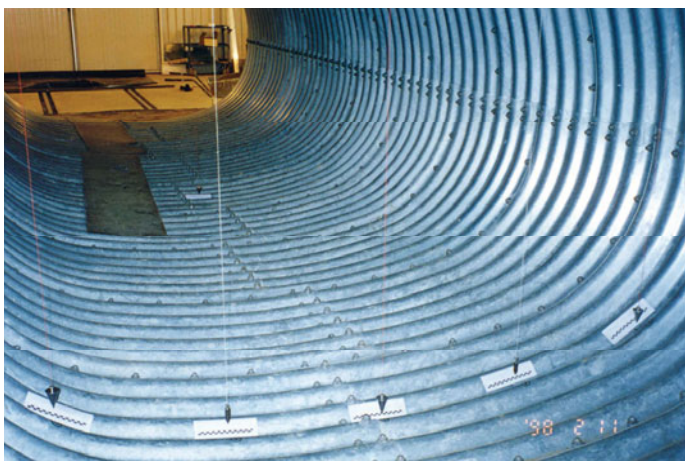
Podczas wszystkich stosowanych wariantów obciążenia dokonano pomiarów szeregu wielkości opisujących przebieg zmian zachodzących w badanej konstrukcji.

3.5.1. Pomiary geometrii podczas obsypywania gruntem

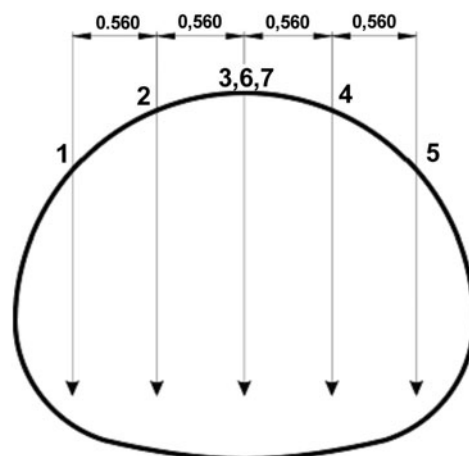
Pomiary geometrii przepustu podczas obsypywania gruntem przeprowadzono w oparciu o instrukcję [K1] dostarczoną przez producenta.

W środkowej części przepustu umieszczono szereg pionów, którymi mierzono odchylenie górnego łuku względem łuku dennego. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych pokazano na rysunku 3.16.

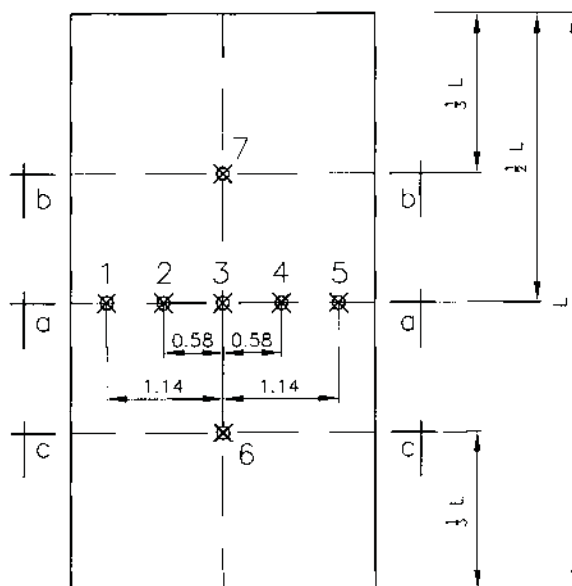
Wyniki pomiarów przedstawiono w tabelach i na rysunkach w punkcie nr 3.8 "Wyniki pomiarów geometrii przepustu Multiplate GL4".



Rys. 3.15. Kontrola geometrii przepustu za pomocą pionów podczas obsypywania gruntem



Rys. 3.16. Rozmieszczenie punktów pomiaru deformacji w przekroju a-a.



Rys. 3.17. Widok z góry rozmieszczenia punktów pomiaru deformacji.

3.5.2. Pomiary przemieszczeń

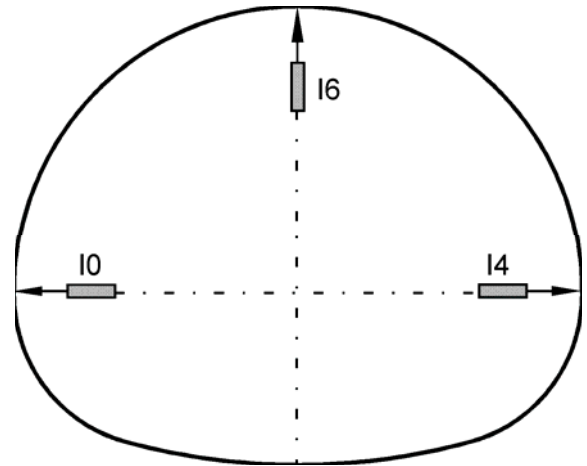
W środkowej części przepustu, w płaszczyźnie prostopadłej do jego osi, umieszczono trzy indukcyjne czujniki przemieszczeń zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 3.19. Pozwalały one na pomiar zmian wymiarów liniowych dla największej średnicy poziomej i pionowej badanego przepustu.

Zastosowano czujniki indukcyjne firmy Hottinger Baldwin Messtechnik, typ W50TS, o zakresie pomiarowym ± 50 mm i klasie dokładności 0.4.

Wyniki pomiarów przedstawiono w tabelach i na rysunkach w punkcie 3.7 "Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4".



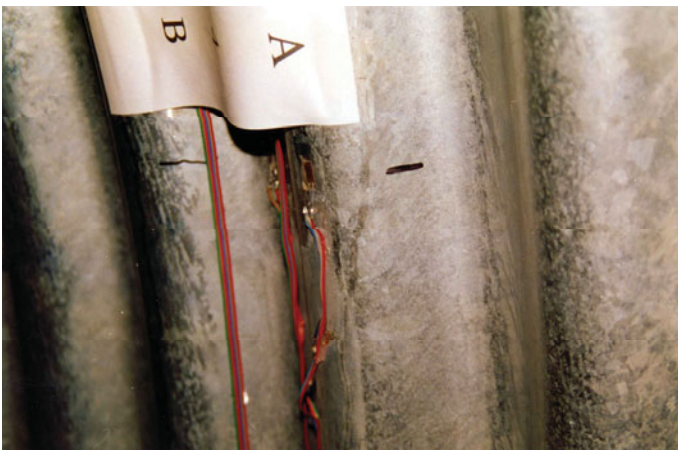
Rys. 3.18. Widok na stojak z czujnikami indukcyjnymi do pomiaru przemieszczeń.



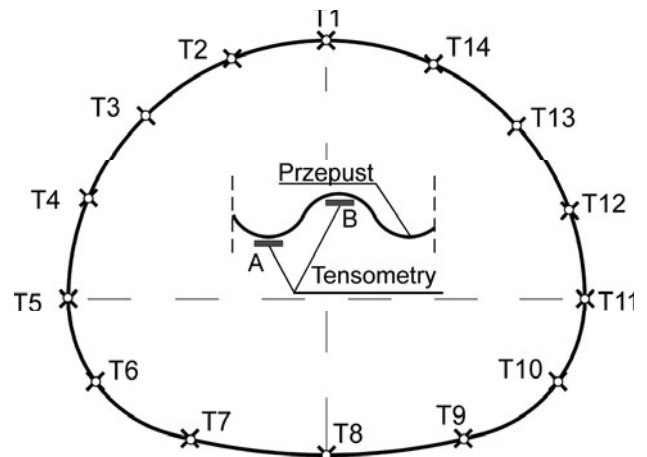
Rys. 3.19. Schemat rozmieszczenia czujników indukcyjnych.

3.5.3. Pomiary odkształceń

W środkowej części przepustu naklejono 28 czujników tensometrycznych zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 3.21. Czujniki rozmieszczono w jednakowych odległościach od siebie, mierzonych po obwodzie przepustu (ok. 63.1 cm). W każdym punkcie od wewnątrz przepustu przyklejono po dwa tensometry (tensometr A i B) – na dole i górze fali. Tensometry pozwalały na pomiar odkształceń obwodowych ε .



Rys. 3.20. Widok przyklejonych tensometrów elektrooporowych.



Rys. 3.21. Schemat rozmieszczenia tensometrów.

Naprężenia obwodowe σ wyznaczano ze wzoru:

$$\sigma = \varepsilon E, \tag{72}$$

gdzie

E - moduł Younga, którego wartość przyjęto równą 2.05×10^5 MPa.

Zastosowano tensometry elektrooporowe firmy Hottinger Baldwin Messtechnik, typ 6/120 LY41 o bazie pomiarowej 6 mm, rezystancji 120 Ω i współczynnika k równym 2.02.

Do zbierania i akwizycji danych pomiarowych, dokonywanych za pomocą czujników indukcyjnych i tensometrycznych, wykorzystano system pomiarowy w skład, którego wchodziły:

- urządzenie pomiarowe UPM 100 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik umożliwiające jednoczesny pomiar 100 wielkości,
- dwa urządzenia pomiarowe DMC 9012A (12 kanałów każdy), szczególnie przydatne w badaniach dynamicznych z uwagi na dużą szybkość dokonywanych pomiarów,
- komputer Macintosh z oprogramowaniem „BEAM” umożliwiającym sterowanie urządzeniami UPM 100 i DMC 9012A oraz zarządzanie pomierzonymi danymi i ich analizę.

Wyznaczenie momentów zginających i sił osiowych

Rozpatrując badany przekrój blachy falistej, który schematycznie pokazano na rysunku 3.22, naprężenia w punktach A i B można przedstawić następująco:

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} a; \quad \sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} a, \quad (73 \text{ a, b})$$

$$\sigma_A - \sigma_B = 2 \frac{M_x}{I_x} a; \quad \sigma_A + \sigma_B = 2 \frac{N}{A}, \quad (74 \text{ a, b})$$

stąd:

$$M_x = \left(\frac{\sigma_A - \sigma_B}{2} \right) \frac{I_x}{a}; \quad N = \left(\frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) A, \quad (75 \text{ a, b})$$

gdzie:

σ_A, σ_B – Naprężenia w punkcie odpowiednio A i B,

M_x – Moment zginający względem osi x,

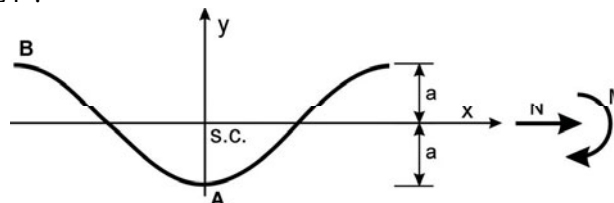
N – Siła osiowa,

I_x – Moment bezwładności względem osi x,

A – Pole powierzchni przekroju,

a – odległość skrajnych włókien od osi obojętnej.

Wyniki pomiarów przedstawiono w tabelach i na rysunkach w punkcie 3.7 "Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4".

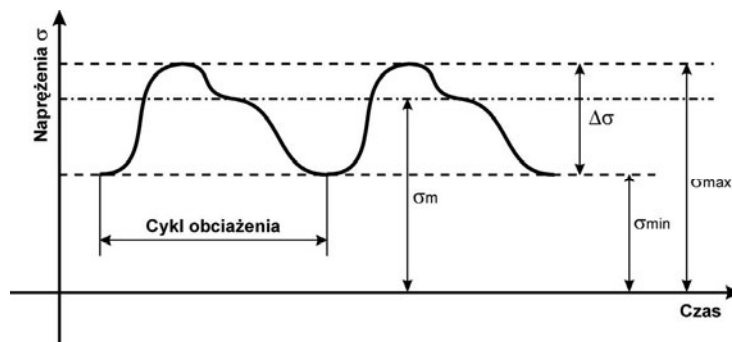


Rys. 3.22. Schemat obciążenia przekroju blachy falistej siłami osiowymi i momentami zginającymi.

Naprężenia przy obciążeniach zmęczeniowych

Podczas obciążeń zmęczeniowych mierzono odkształcenia w górnej i dolnej fałdzie blachy falistej w 14 punktach pokazanych na rysunku 3.23. Pomiarów dokonywano z częstotliwością 50 Hz. Wyniki przedstawiono w tabelach i na wykresach w punkcie "Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4". W tabelach zamieszczono następujące wielkości:

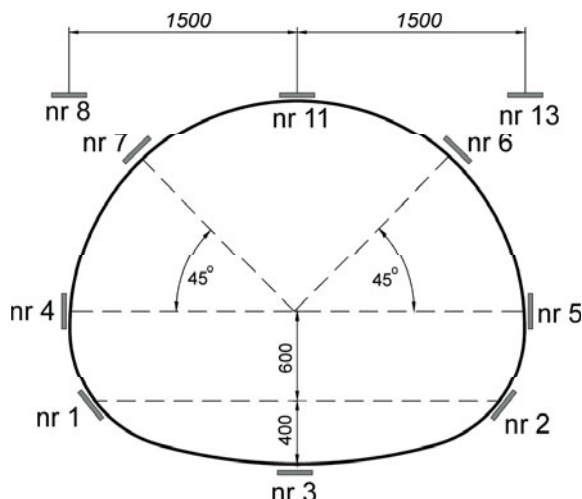
- naprężenia minimalne σ_{min} ,
- naprężenia maksymalne σ_{max} ,
- naprężenia średnie σ_m (naprężenia średnie wyznaczono jako średnią z trzech kolejnych cykli obciążeniowych t.j. 150 pomiarów),
- zakres (rozpiętość) naprężeń $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$.



Rys. 3.23. Naprężenia cykliczne - oznaczenia.

3.5.4. Pomiary sił parcia w gruncie

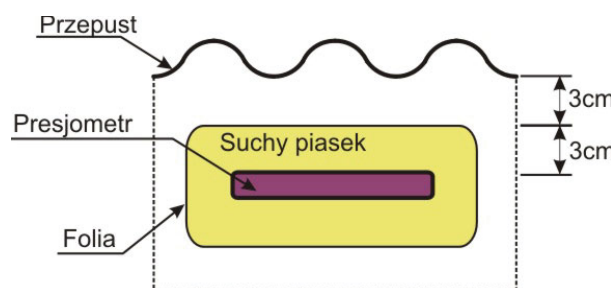
W środkowej części modelu rozmieszczono dziesięć czujników do pomiaru naporu gruntu (tzw. presjometry) zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 3.24. Presjometry zabezpieczono przed wpływem wilgoci obsypką z suchego piasku zawiniętego w folię PCV, co pokazano na rysunkach 3.25 i 3.26.



Rys. 3.24. Schemat rozmieszczenia presjometrów.



Rys. 3.25. Widok presjometru podczas montażu



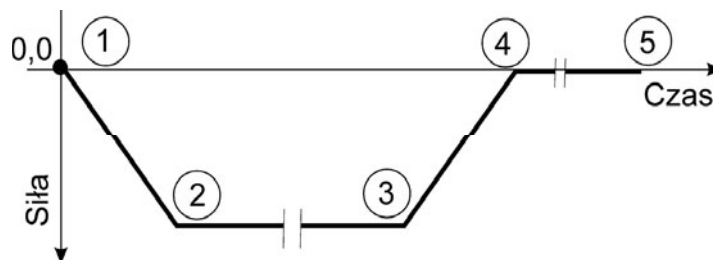
Rys. 3.26. Schemat zainstalowania presjometru w gruncie.

Zastosowano czujniki magneto-sprężyste typ PPN-3 produkcji Politechniki Wrocławskiej. Układ pomiarowy PPN-3 sprzężono z komputerem klasy IBM wykorzystywanym do akwizycji danych przy użyciu programu „DYNUSING”

Wyniki pomiarów przedstawiono w tabelach i na rysunkach w punkcie 3.7 ”Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4”.

3.5.5. Punkty pomiarowe

Pomiarów odkształceń, przemieszczeń i naporu gruntu podczas obciążania statycznego dokonywano w pewnych charakterystycznych punktach procesu obciążania pokazanych na rysunku 3.27.



Rys. 3.27. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych przy obciążeniach statycznych.

Przemieszczenia i odkształcenia mierzono w punktach 1, 2, 3, 4 i 5, natomiast pomiary naporu gruntu wykonywane były w punktach 1, 3 i 5.

Podczas badań zmęczeniowych wszystkie mierzone wielkości rejestrowano przynajmniej przez jeden pełny cykl zmian obciążenia. Pomiarów dokonywano po różnych liczbach cykli zmęczeniowych, które wynosiły odpowiednio:

Przy naziomiu $h = 1.0$ m, $N = (5, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500) \times 10^3$.

Po 283 500 cyklach nastąpiła przerwa w procesie zmęczenia spowodowana awarią urządzeń hydraulicznych.

Przy naziomiu $h = 0.6$ m, $N = (0.5, 2, 5, 10, 20, 40, 60, 80, 100) \times 10^3$.

3.6. Badania gruntu

Próbki do badań wstępnych pobierano z dowożonego kruszywa gromadzonego na tymczasowym składowisku przed halą SBM.

Zakres badań wstępnych:

- Uziarnienie kruszywa wg PN-91/B-06714-15,
- Gęstość nasypowa w stanie luźnym i utrzęzionym wg PN-77/B-06714-07,
- Optymalne parametry zagęszczenia (wg Proktora Normalnego) wg PN-88/B-04481,
 - Maksymalna wilgotność
 - Maksymalna gęstość szkieletu kruszynowego

Próbki do badań in situ pobierano z zagęszczonych warstw na hali SBM.

Zakres badań i pomiarów in situ gruntu:

- pomiar wysokości pobrania próbki,
- uziarnienie kruszywa wg PN-91/B-06714-15,
- optymalne parametry zagęszczenia (wg Proktora normalnego) wg PN-88/B-04481,
 - maksymalna wilgotność,
 - maksymalna gęstość szkieletu kruszynowego.

3.7. Wyniki pomiarów dla przepustu Multiplate GL4

W pierwszej części niniejszego punktu przedstawiono wyniki z symetrycznych obciążeń statycznych. W tabelach od 3.3 do 3.23 przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń, naprężeń w gruncie oraz sił osiowych N i momentów zginających M na obwodzie przepustu, jakie uzyskano podczas symetrycznych testów statycznych bezpośrednio po obciążeniu (punkt nr 2 wg rysunku 3.27) dla wysokości naziomu $h = 1.0$ m; $h = 0.8$ m; $h = 0.6$ m; $h = 0.8$ m.

Na rysunkach od 3.28 do 3.32 pokazano rozkłady momentów gnących, sił osiowych i parcia gruntu, jakie uzyskano podczas wszystkich symetrycznych obciążeń statycznych oraz dwóch prób zniszczenia. Wykresy zostały nałożone na obrys przekroju poprzecznego przepustu. Dodatkowo na wykresach zaznaczono różnice pomiędzy nałożonymi rozkładami (obszar zakreskowany).

Na rysunkach od 3.33 do 3.39 pokazano przemieszczenia, jakie uzyskano podczas wszystkich symetrycznych obciążeń statycznych oraz dwóch prób zniszczenia. Dodatnie wartości oznaczają przemieszczenia do wewnątrz przepustu, natomiast ujemne wartości oznaczają przemieszczenia na zewnątrz przepustu.

W drugiej części niniejszego punktu przedstawiono wyniki badań zmęczeniowych dla 500 000 cykli przy naziomie 1.0 m oraz 100 000 cykli przy naziomie 0.6 m.

W tabeli 3.24 zestawiono naprężenia na obwodzie przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 000 cykli przy naziomie $h = 1.0$ m. Na rysunkach od 3.40 do 3.53 pokazano naprężenia w punktach od T1 do T14 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 000 cykli przy naziomie $h = 1.0$ m.

W tabeli 3.25 zestawiono przemieszczenia przepustu w punktach I0, I6, I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 000 cykli przy naziomie $h = 1.0$ m. Na rysunkach 3.54 do 3.56 pokazano przemieszczenia w punkcie I0, I6, I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 000 cykli przy naziomie $h = 1.0$ m.

W tabeli 3.26 zestawiono napór gruntu przy obciążeniu zmęczeniowym dla 500 000 cykli przy naziomie $h = 1.0$ m.

W tabeli 3.27 zestawiono naprężenia na obwodzie przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 000 cykli przy naziomie $h = 0.6$ m. Na rysunkach od 3.57 do 3.70 pokazano naprężenia w punktach od T1 do T14 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 000 cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

W tabeli 3.28 zestawiono przemieszczenia przepustu w punktach I0, I6, I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 000 cykli przy naziomie $h = 0.6$ m. Na rysunkach od 3.71 do 3.73 pokazano przemieszczenia w punkcie I0, I6, I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 000 cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

W tabeli 3.29 zestawiono napór gruntu przy obciążeniu zmęczeniowym dla 100 000 cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

W trzeciej części niniejszego punktu przedstawiono wyniki z asymetrycznych obciążeń statycznych.

W tabelach od 3.30 do 3.38 przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń, naprężeń w gruncie oraz sił osiowych N i momentów zginających M na obwodzie przepustu, jakie uzyskano podczas asymetrycznych testów statycznych bezpośrednio po obciążeniu (punkt nr 2 wg rysunku 3.27) dla wysokości naziomu $h = 1.0$ m; $h = 0.8$ m; $h = 0.6$ m.

Na rysunkach od 3.74 do 3.76 pokazano rozkłady momentów gnących, sił osiowych i parcia gruntu, jakie uzyskano podczas wszystkich asymetrycznych obciążeń statycznych. Wykresy zostały nałożone na obrys przekroju poprzecznego przepustu.

Na rysunkach od 3.77 do 3.79 pokazano przemieszczenia odczytane podczas wszystkich asymetrycznych obciążeń statycznych. Dodatnie wartości oznaczają przemieszczenia do wewnątrz przepustu, natomiast ujemne wartości oznaczają przemieszczenia na zewnątrz przepustu.

3.7.1. Symetryczne obciążenie statyczne

Tabela 3.3. Przemieszczenia dla obciążenia normowego $p = 67\ 643\ \text{Pa}$, przy naziemiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4 \Rightarrow$
Jednostki	mm	mm	mm
Obc. I	2.01	-4.52	2.23
Obc. II	0.82	-2.33	1.02
Obc. III	0.74	-2.17	0.92
Średnie	1.19	-3.01	1.39

Tabela 3.4. Naprężenia w gruncie dla obciążenia normowego $p = 67\ 643\ \text{Pa}$, przy naziemiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obc. I	32.6	48.1	-0.3	11.8	10.2	13.0	11.6	42.4	16.1	54.2
Obc. II	18.1	33.0	-0.1	13.3	11.6	14.7	14.5	39.9	20.9	53.7
Obc. III	17.8	33.7	0.0	14.1	11.7	14.3	14.7	38.9	20.0	53.6
Średnie	22.8	38.3	-0.1	13.1	11.2	14.0	13.6	40.4	19.0	53.8

Tabela 3.5. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia normowego $p = 67\ 643\ \text{Pa}$, przy naziemiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I		Obciążenie II		Obciążenie III		Średnie	
	L	N	M	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-6 584.4	87.6	-6 442.8	47.9	-6 230.4	43.8	-6 419.2	59.8
T2	0.629	-8 071.2	180.2	-5 168.4	115.7	-4 956.0	108.3	-6 065.2	134.7
T3	1.258	-10 761.6	-256.2	-10 620.0	-203.3	-10 336.8	-193.4	-10 572.8	-217.6
T4	1.887	-8 354.4	-147.9	-7 646.4	-52.1	-7 575.6	-43.8	-7 858.8	-81.3
T5	2.516	-5 451.6	-92.6	-4 106.4	-34.7	-3 964.8	-34.7	-4 507.6	-54.0
T6	3.145	-283.2	235.6	141.6	98.4	212.4	89.3	23.6	141.1
T7	3.774	-1 203.6	34.7	-424.8	8.3	-283.2	6.6	-637.2	16.5
T8	4.403	-1 274.4	-11.6	-354.0	-0.8	-283.2	0.0	-637.2	-4.1
T9	5.032	-849.6	45.5	-212.4	10.7	-141.6	8.3	-401.2	21.5
T10	5.661	70.8	217.4	70.8	90.9	141.6	82.7	94.4	130.3
T11	6.290	-5 734.8	-80.2	-3 964.8	-24.8	-3 894.0	-24.0	-4 531.2	-43.0
T12	6.919	8 425.2	-211.6	-7 717.2	-86.8	-7 646.4	-75.2	-2 312.8	-124.5
T13	7.548	9 912.0	-197.5	-10 195.2	-169.4	-9 982.8	-162.8	-3 422.0	-176.6
T14	8.177	-5 380.8	248.8	-6 513.6	137.2	-6 372.0	128.9	-6 088.8	171.6

Tabela 3.6. Przesunięcia dla obciążenia ponadnormowego $p = 219\ 780\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4 \Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
Obc. I	8.56	-21.40	9.87
Obc. II	4.43	-12.21	5.11
Średnie	6.50	-16.81	7.49

Tabela 3.7. Naprężenia w gruncie dla obciążenia ponadnormowego $p = 219\ 780\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obc. I	132.7	221.2	-0.1	-67.6	-56.9	b.d.	b.d.	b.d.	20.2	203.2
Obc. II	91.4	170.7	-0.4	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	29.6	226.1
Średnie	112.1	195.9	-0.3	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	24.9	214.7

Tabela 3.8. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia ponadnormowego $p = 219\ 780\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 1.0\ \text{m}$.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I		Obciążenie II		Średnie	
	L	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-18 974.4	602.5	-20 461.2	357.9	-19 717.8	480.2
T2	0.629	-18 266.4	529.0	-19 399.2	444.7	-18 832.8	486.8
T3	1.258	-34 692.0	-1 063.7	-33 700.8	-879.4	-34 196.4	-971.6
T4	1.887	-31 506.0	-864.5	-27 966.0	-400.9	-29 736.0	-632.7
T5	2.516	-18 691.2	-172.7	-14 868.0	-78.5	-16 779.6	-125.6
T6	3.145	354.0	956.3	495.6	529.8	424.8	743.0
T7	3.774	-5 451.6	173.6	-2 832.0	43.0	-4 141.8	108.3
T8	4.403	-6 867.6	-5.8	-3 327.6	-42.2	-5 097.6	-24.0
T9	5.032	-3 681.6	228.1	-1 982.4	57.0	-2 832.0	142.6
T10	5.661	-70.8	849.6	-920.4	463.7	-495.6	656.7
T11	6.290	-21 027.6	-171.1	-17 346.0	-57.0	-19 186.8	-114.1
T12	6.919	-32 992.8	-1 004.2	-28 532.4	-512.4	-30 762.6	-758.3
T13	7.548	-34 125.6	-908.3	-34 692.0	-776.1	-34 408.8	-842.2
T14	8.177	-15 717.6	1 070.3	-20 036.4	743.9	-17 877.0	907.1

Tabela 3.9. Przemieszczenia dla obciążenia normowego $p = 69\ 841\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.8\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
Obc. I	1.16	-2.55	1.12
Obc. II	0.85	-2.24	1.00
Obc. III	0.83	-2.19	0.98
Średnie	0.95	-2.33	1.03

Tabela 3.10. Naprężenia w gruncie dla obciążenia normowego $p = 69\ 841\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.8\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obc. I	57.2	56.4	0.1	32.2	27.0	22.2	27.4	32.6	29.1	50.2
Obc. II	51.2	49.8	0.1	31.9	27.4	21.1	26.4	31.3	25.8	50.7
Obc. III	49.8	48.7	0.1	32.1	27.0	20.9	26.1	30.9	25.3	50.1
Średnie	52.7	51.6	0.1	32.1	27.1	21.4	26.6	31.6	26.7	50.3

Tabela 3.11. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia normowego $p = 69\ 841\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.8\ \text{m}$.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I		Obciążenie II		Obciążenie III		Średnie	
	L	N	M	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-5 805.6	122.3	-5 947.2	91.7	-5 947.2	88.4	-5 900.0	100.8
T2	0.629	-2 902.8	57.9	-3 398.4	55.4	-3 398.4	55.4	-3 233.2	56.2
T3	1.258	-9 274.8	-119.0	-9 487.2	-110.8	-9 416.4	-109.9	-9 392.8	-113.2
T4	1.887	-10 053.6	-62.0	-10 053.6	-49.6	-9 841.2	-47.1	-9 982.8	-52.9
T5	2.516	-6 867.6	-99.2	-6 655.2	-91.7	-6 584.4	-89.3	-6 702.4	-93.4
T6	3.145	424.8	130.6	354.0	114.1	354.0	110.8	377.6	118.5
T7	3.774	-354.0	10.7	-495.6	9.1	-354.0	9.1	-401.2	9.6
T8	4.403	-424.8	-1.7	-424.8	-3.3	-495.6	-2.5	-448.4	-2.5
T9	5.032	354.0	12.4	-354.0	10.7	-354.0	10.7	-118.0	11.3
T10	5.661	-70.8	131.4	-283.2	113.2	-141.6	111.6	-165.2	118.7
T11	6.290	-8 142.0	-114.9	-7 788.0	-105.8	-7 717.2	-103.3	-7 882.4	-108.0
T12	6.919	-11 257.2	-80.2	-10 903.2	-62.8	-10 832.4	-60.3	-10 997.6	-67.8
T13	7.548	-11 186.4	-124.0	-11 044.8	-128.9	-10 903.2	-130.6	-11 044.8	-127.8
T14	8.177	-7 150.8	78.5	-7 292.4	86.8	-7 080.0	88.4	-7 174.4	84.6

Tabela 3.12. Przemieszczenia dla obciążenia ponadnormowego $p = 139\,927\text{ Pa}$, przy naziomiu $h = 0.8\text{ m}$.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
Obc. I	1.76	-4.35	2.09
Obc. II	1.75	-4.40	2.05
Średnie	1.76	-4.38	2.07

Tabela 3.13. Naprężenia w gruncie dla obciążenia ponadnormowego $p = 139\,927\text{ Pa}$, przy naziomiu $h = 0.8\text{ m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obc. I	74.7	83.0	0.0	54.8	46.2	37.6	40.7	61.1	45.7	105.3
Obc. II	78.5	85.7	-0.1	56.3	46.8	37.8	40.2	64.2	43.7	109.0
Średnie	76.6	84.4	-0.1	55.6	46.5	37.7	40.5	62.7	44.7	107.2

Tabela 3.14. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia ponadnormowego $p = 139\,927\text{ Pa}$, przy naziomiu $h = 0.8\text{ m}$.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I		Obciążenie II		Średnie	
	L	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-12 460.8	124.0	-12 390.0	123.1	-12 425.4	123.6
T2	0.629	-8 142.0	159.5	-8 071.2	165.3	-8 106.6	162.4
T3	1.258	-18 620.4	-267.0	-18 974.4	-290.9	-18 797.4	-278.9
T4	1.887	-17 487.6	-153.7	-17 416.8	-140.5	-17 452.2	-147.1
T5	2.516	-10 336.8	-116.5	-10 620.0	-127.3	-10 478.4	-121.9
T6	3.145	495.6	236.4	566.4	237.2	531.0	236.8
T7	3.774	-1 062.0	14.1	-1 062.0	14.1	-1 062.0	14.1
T8	4.403	-1 203.6	-21.5	-1 062.0	-23.1	-1 132.8	-22.3
T9	5.032	-991.2	19.0	-991.2	19.0	-991.2	19.0
T10	5.661	-424.8	225.6	-495.6	221.5	-460.2	223.6
T11	6.290	-12 885.6	-116.5	-12 885.6	-125.6	-12 885.6	-121.1
T12	6.919	-19 540.8	-165.3	-19 611.6	-156.2	-19 576.2	-160.8
T13	7.548	-21 877.2	-307.5	-22 089.6	-333.9	-21 983.4	-320.7
T14	8.177	-13 876.8	257.0	-13 876.8	281.8	-13 876.8	269.4

Tabela 3.15. Przemieszczenia dla obciążenia normowego $p = 71\,551$ Pa, przy naziomie $h = 0.6$ m.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
Obc. I	1.76	-4.35	2.09
Obc. II	1.75	-4.40	2.05
Obc. III	1.35	-3.91	1.70
Średnie	1.62	-4.22	1.95

Tabela 3.16. Naprężenia w gruncie dla obciążenia normowego $p = 71\,551$ Pa, przy naziomie $h = 0.6$ m.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obc. I	68.5	81.3	-0.5	35.2	29.6	41.3	26.1	32.6	47.9	90.8
Obc. II	65.7	77.7	-0.1	36.4	30.6	38.9	27.3	33.7	45.7	89.1
Obc. III	64.6	77.5	-0.3	35.9	30.4	39.2	27.3	33.9	44.8	89.3
Średnie	66.3	78.8	-0.3	35.8	30.2	39.8	26.9	33.4	46.1	89.7

Tabela 3.17. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia normowego $p = 71\,551$ Pa, przy naziomie $h = 0.6$ m.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I		Obciążenie II		Obciążenie III		Średnie	
	L	N	M	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-7 434.0	200.0	-7 363.2	183.5	-7 080.0	181.0	-7 292.4	188.2
T2	0.629	-4 531.2	113.2	-4 814.4	108.3	-4 885.2	107.4	-4 743.6	109.6
T3	1.258	-13 452.0	-234.7	-13 593.6	-223.2	-13 664.4	-224.0	-13 570.0	-227.3
T4	1.887	-12 177.6	-119.0	-12 460.8	-113.2	-12 460.8	-113.2	-12 366.4	-115.2
T5	2.516	-7 717.2	-119.0	-7 717.2	-114.9	-7 646.4	-112.4	-7 693.6	-115.4
T6	3.145	708.0	181.0	637.2	171.9	566.4	169.4	637.2	174.1
T7	3.774	-424.8	17.4	-495.6	15.7	-495.6	15.7	-472.0	16.3
T8	4.403	-566.4	1.7	-566.4	1.7	-424.8	1.7	-519.2	1.7
T9	5.032	-424.8	20.7	-495.6	18.2	-495.6	18.2	-472.0	19.0
T10	5.661	-70.8	181.8	-141.6	169.4	-141.6	166.1	-118.0	172.5
T11	6.290	-9 274.8	-132.2	-9 062.4	-124.8	-8 991.6	-122.3	-9 109.6	-126.5
T12	6.919	-12 956.4	-115.7	-12 956.4	-114.1	-12 956.4	-117.4	-12 956.4	-115.7
T13	7.548	-16 000.8	-157.9	-15 788.4	-150.4	-15 717.6	-146.3	-15 835.6	-151.5
T14	8.177	-12 885.6	72.7	-12 602.4	71.1	-12 531.6	70.3	-12 673.2	71.4

Tabela 3.18. Przemieszczenia dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.6\ \text{m}$.

Ozn. Czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
$p = 61.050\ \text{kPa}$	1.04	-2.43	1.21
$p = 122.100\ \text{kPa}$	2.03	-4.50	2.12
$p = 183.150\ \text{kPa}$	3.30	-7.44	3.48
$p = 244.200\ \text{kPa}$	5.43	-11.69	5.36

Tabela 3.19. Naprężenia w gruncie dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.6\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
$p = 61.050\ \text{kPa}$	52.9	60.1	-0.7	12.7	10.5	32.5	31.8	43.2	34.4	59.1
$p = 122.100\ \text{kPa}$	79.2	92.0	-0.7	20.9	17.4	46.2	46.2	81.1	46.7	112.3
$p = 183.150\ \text{kPa}$	100.3	126.7	-0.7	30.7	25.8	63.6	51.9	128.4	56.2	200.1
$p = 244.200\ \text{kPa}$	128.0	165.4	-0.6	47.2	39.5	82.1	60.3	186.6	60.1	243.5

Tabela 3.20. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomie $h = 0.6\ \text{m}$.

Tensometr	Obwód	$p = 61.050\ \text{kPa}$		$p = 122.100\ \text{kPa}$		$p = 183.150\ \text{kPa}$		$p = 244.200\ \text{kPa}$	
	L	N	M	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-4 672.8	203.3	-8 566.8	237.2	-12 885.6	271.1	-17 133.6	330.6
T2	0.629	-3 469.2	61.2	-6 867.6	151.2	-12 744.0	306.6	-18 549.6	467.8
T3	1.258	-9 982.8	-145.5	-16 779.6	-299.2	-24 709.2	-508.3	-33 205.2	-742.2
T4	1.887	-9 558.0	-106.6	-16 071.6	-183.5	-22 302.0	-343.0	-29 877.6	-623.2
T5	2.516	-6 655.2	-88.4	-9 699.6	-108.3	-11 398.8	-104.1	-11 328.0	-30.6
T6	3.145	708.0	138.9	849.6	247.1	849.6	411.6	991.2	640.5
T7	3.774	-212.4	14.1	-708.0	22.3	-1 699.2	38.0	-2 902.8	67.8
T8	4.403	8 425.2	-93.4	6 372.0	-82.7	3 752.4	-86.8	1 557.6	-110.8
T9	5.032	-141.6	14.9	-566.4	25.6	-1 345.2	41.3	-2 548.8	65.3
T10	5.661	-70.8	136.4	-141.6	237.2	-495.6	380.2	-778.8	567.0
T11	6.290	-7 929.6	-102.5	-126 732.0	-133.1	-16 850.4	-119.0	-21 098.4	-58.7
T12	6.919	-10 407.6	-107.4	-18 408.0	-203.3	-25 417.2	-350.4	-41 630.4	-676.1
T13	7.548	-10 974.0	-81.8	-19 399.2	-183.5	-28 178.4	-343.8	-37 382.4	-536.4
T14	8.177	-9 204.0	-4.1	-14 301.6	75.2	-19 257.6	233.1	-24 284.4	454.6

Tabela 3.21. Przemieszczenia dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 0.3\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	$\Leftarrow I0$	$\uparrow I6$	$I4 \Rightarrow$
Jednostki	mm	Mm	mm
$p = 61.050\ \text{kPa}$	2.46	-1.72	2.76
$p = 122.100\ \text{kPa}$	4.43	-5.57	4.49
$p = 183.150\ \text{kPa}$	6.34	-10.24	6.67
$p = 244.200\ \text{kPa}$	9.62	-17.24	9.37

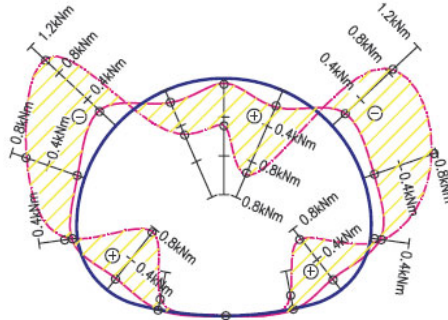
Tabela 3.22. Naprężenia w gruncie dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 0.3\ \text{m}$.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
$p = 61.050\ \text{kPa}$	87.5	128.2	-0.2	14.1	12.0	31.6	18.5	20.5	10.8	14.2
$p = 122.100\ \text{kPa}$	131.7	190.2	-0.8	28.9	24.4	73.1	40.4	48.5	30.9	51.5
$p = 183.150\ \text{kPa}$	172.6	246.8	-0.8	45.9	38.8	105.5	67.2	80.1	56.3	115.9
$p = 244.200\ \text{kPa}$	215.4	301.9	1.2	63.2	53.5	124.5	99.8	123.6	85.5	240.8

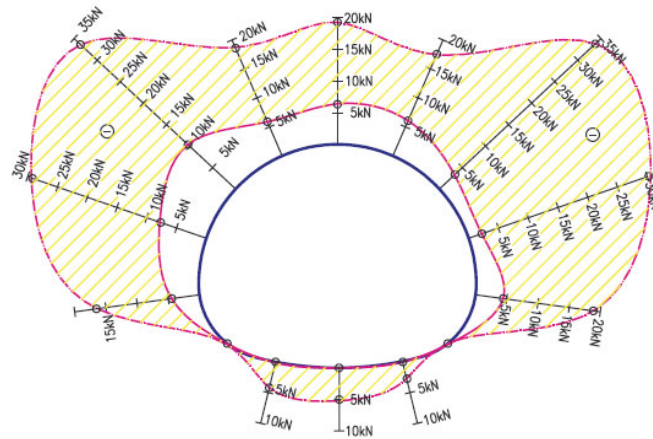
Tabela 3.23. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla próby zniszczenia $p_{max} = 244\ 200\ \text{Pa}$, przy naziomiu $h = 0.3\ \text{m}$.

Tensometr	Obwód	$p = 61.050\ \text{kPa}$		$p = 122.100\ \text{kPa}$		$p = 183.150\ \text{kPa}$		$p = 244.200\ \text{kPa}$	
	L	N	M	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-3 752.4	114.9	-10 903.2	190.1	-16 496.4	326.5	-20 602.8	532.3
T2	0.629	-4 248.0	147.9	-11 611.2	316.5	-18 337.2	463.7	-20 602.8	623.2
T3	1.258	-8 496.0	-199.2	-19 611.6	-453.7	-30 302.4	-732.3	-40 214.4	-1 045.5
T4	1.887	-8 708.4	-306.6	-17 629.2	-507.5	-27 187.2	-810.8	-43 188.0	-1 329.0
T5	2.516	-5 664.0	-152.9	-10 549.2	-199.2	-15 363.6	-191.7	-17 558.4	-132.2
T6	3.145	708.0	311.6	778.8	538.1	1 132.8	782.7	2 832.0	1 120.7
T7	3.774	-778.8	31.4	-2 053.2	51.2	-3 398.4	68.6	-4 743.6	109.1
T8	4.403	11 682.0	-136.4	7 646.4	-129.8	7 646.4	-178.5	9 274.8	-243.8
T9	5.032	-566.4	30.6	-1 628.4	51.2	-2 832.0	75.2	-4 035.6	101.7
T10	5.661	141.6	286.0	-141.6	471.1	-354.0	670.3	-283.2	905.0
T11	6.290	-9 416.4	-171.1	-16 000.8	-191.7	-21 877.2	-158.7	-26 762.4	-66.9
T12	6.919	-11 682.0	-354.6	-23 293.2	-619.0	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
T13	7.548	-10 620.0	-106.6	-23 293.2	-231.4	-34 692.0	-472.8	-38 940.0	-622.4
T14	8.177	-4 460.4	163.6	-11 752.8	274.4	-17 487.6	438.0	-19 470.0	692.6

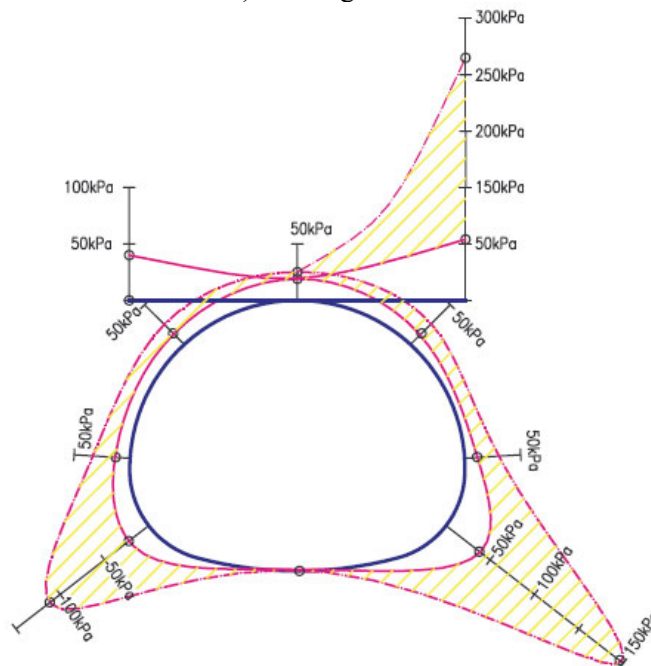
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

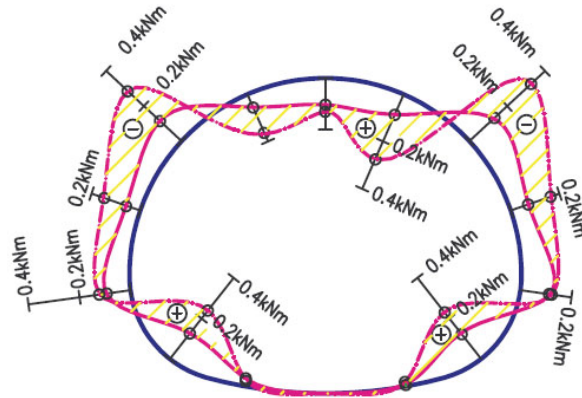


Legenda:

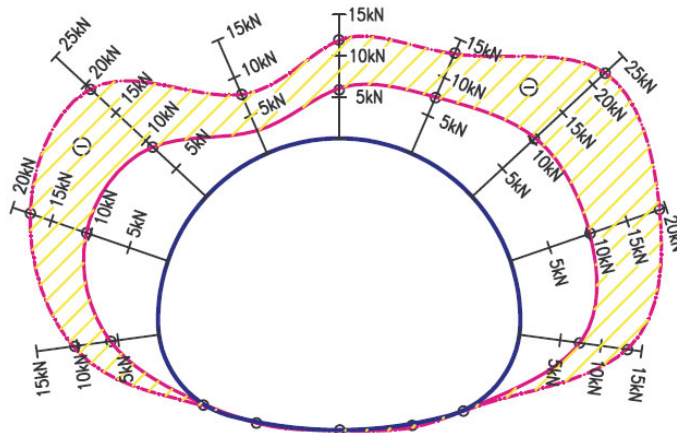
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=67,6\text{kPa}$
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=219,8\text{kPa}$
- ▨ -Różnica pomiędzy rozkładami dla $p=67,6\text{kPa}$ i $p=219,8\text{kPa}$

Rys. 3.28. Rozkłady dla obciążenia normowego oraz ponadnormowego przy naziomiu $h = 1.0\text{ m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

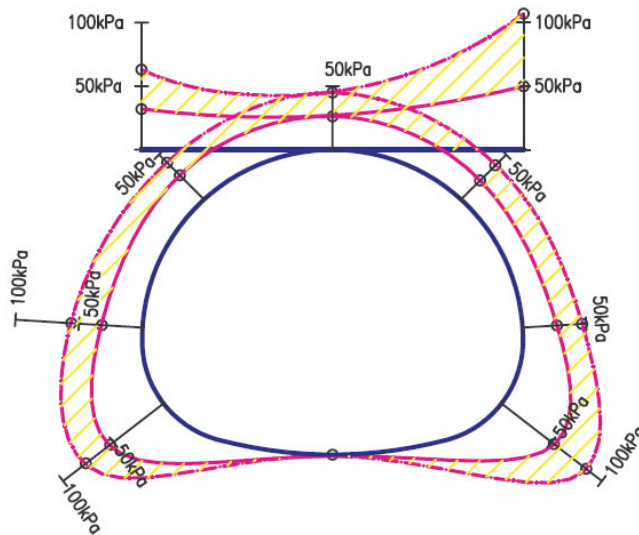
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

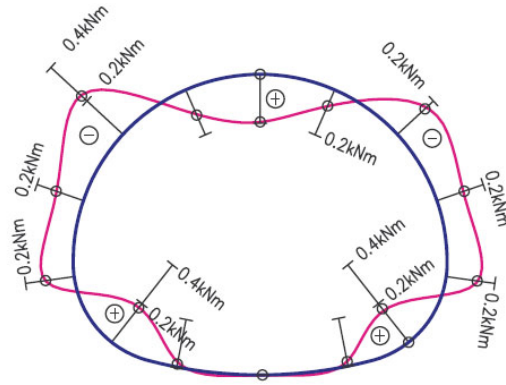


Legenda:

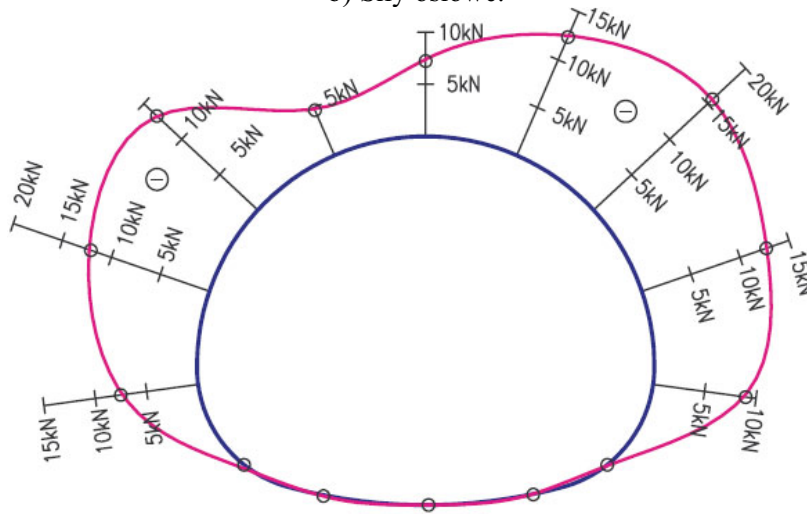
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=69,8\text{kPa}$
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=139,9\text{kPa}$
- ▨ -Różnica pomiędzy rozkładami dla $p=69,9\text{kPa}$ i $p=139,8\text{kPa}$

Rys. 3.29. Rozkłady dla obciążenia normowego oraz ponadnormowego przy naziemiu $h = 0.8\text{m}$
a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

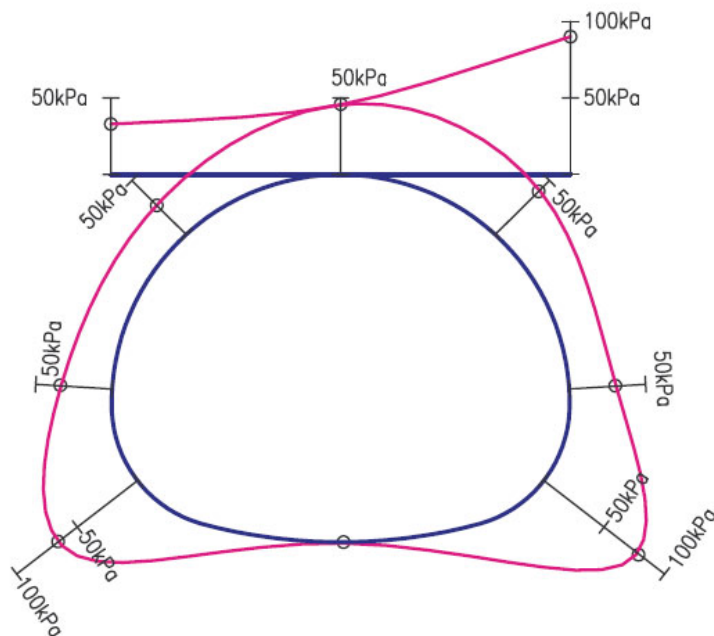
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

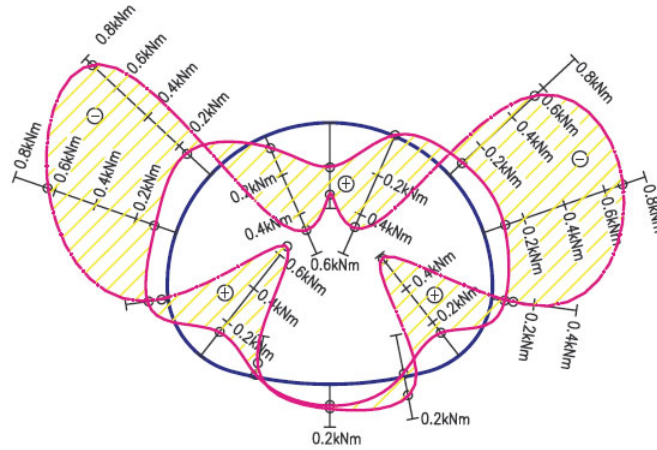


Legenda:

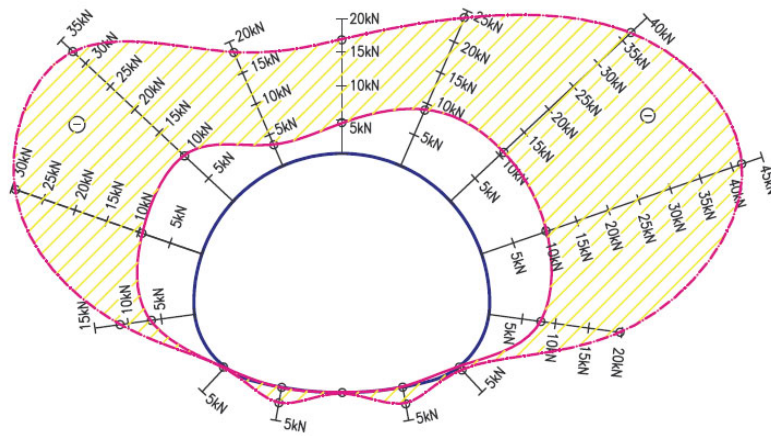
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=71,6\text{kPa}$

Rys. 3.30. Rozkłady dla obciążenia normowego przy naziemiu $h = 0.6\text{m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

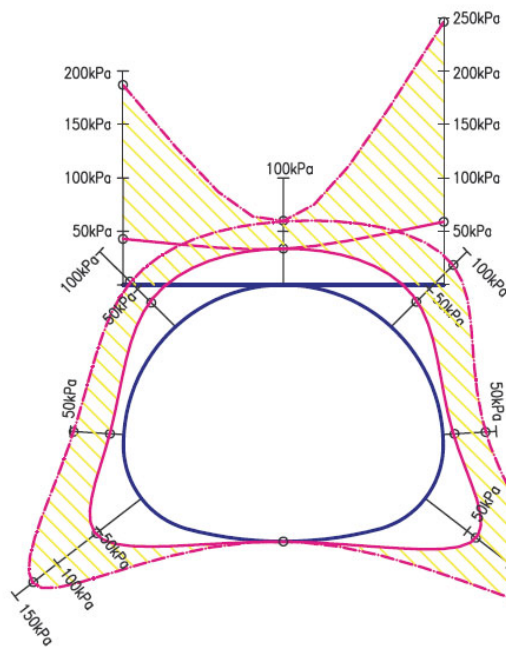
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

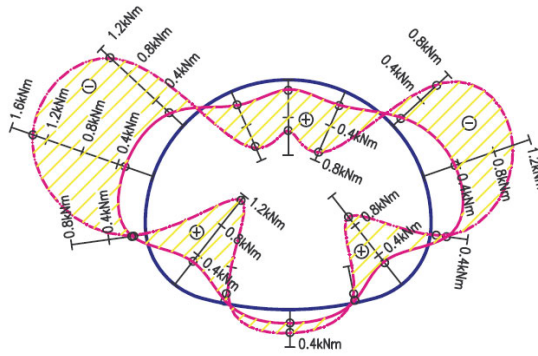


Legenda:

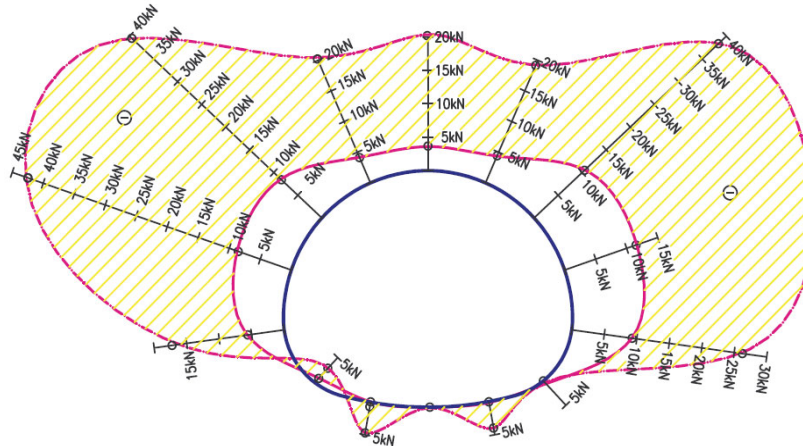
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=61,050\text{kPa}$
- -Założony rozkład dla obciążenia $p=244,0\text{kPa}$
- ▨ -Różnica pomiędzy rozkładami dla $p=61,0\text{kPa}$ i $p=244,0\text{kPa}$

Rys. 3.31. Rozkłady dla próby zniszczenia przy naziemiu $h = 0.6\text{m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

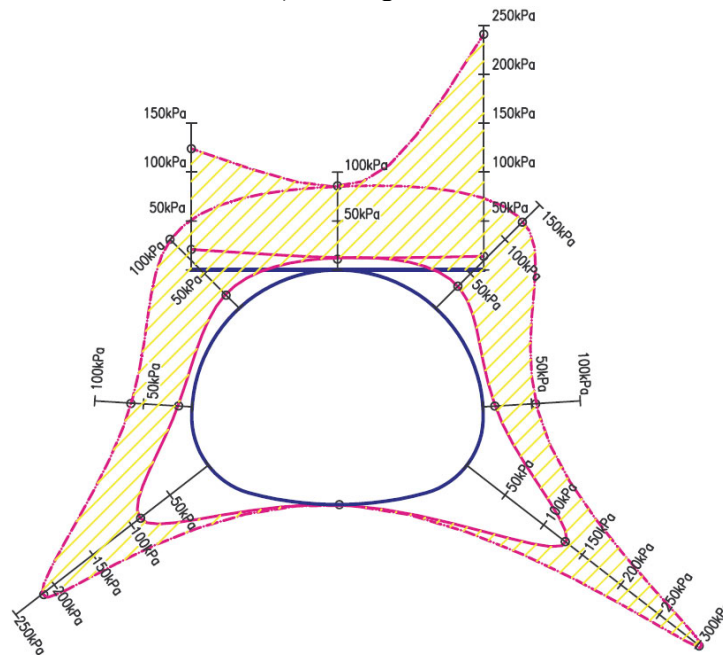
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



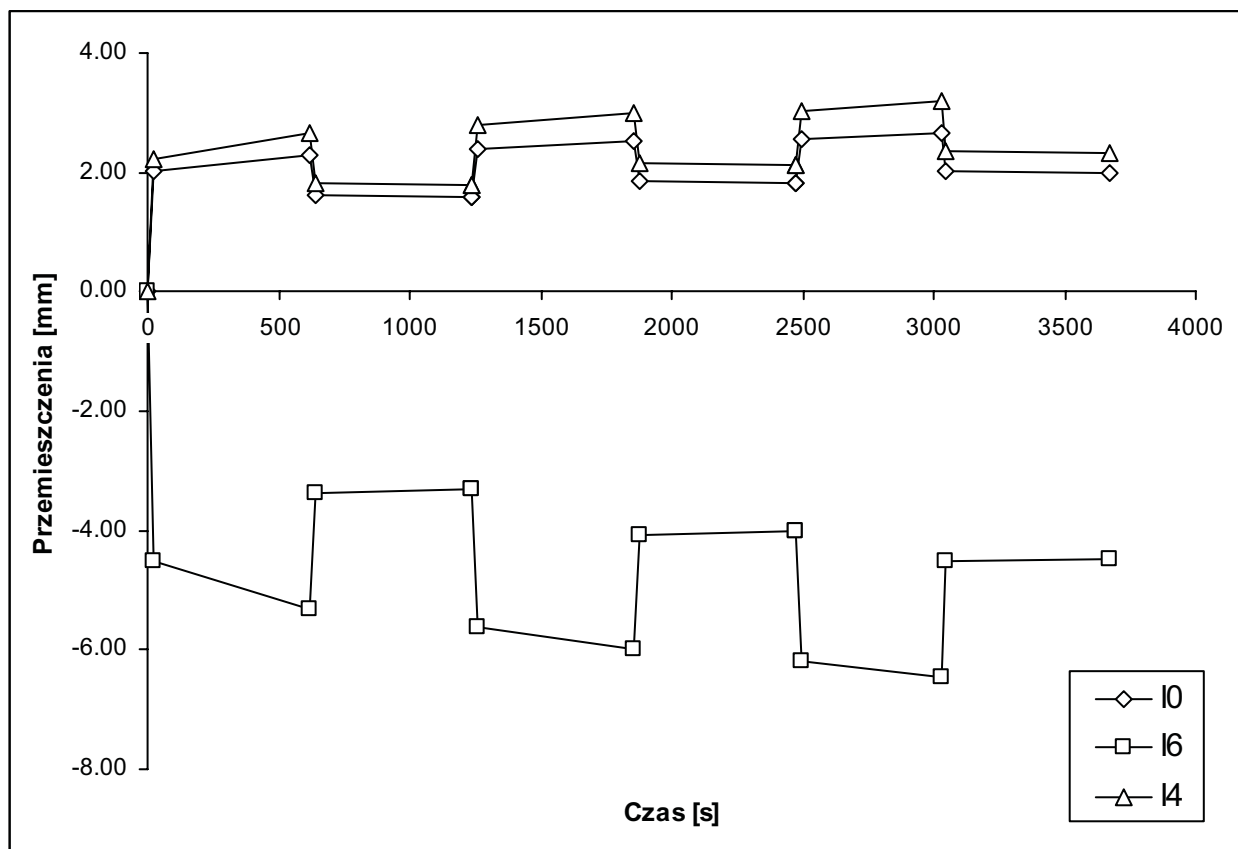
c) Parcie gruntu.



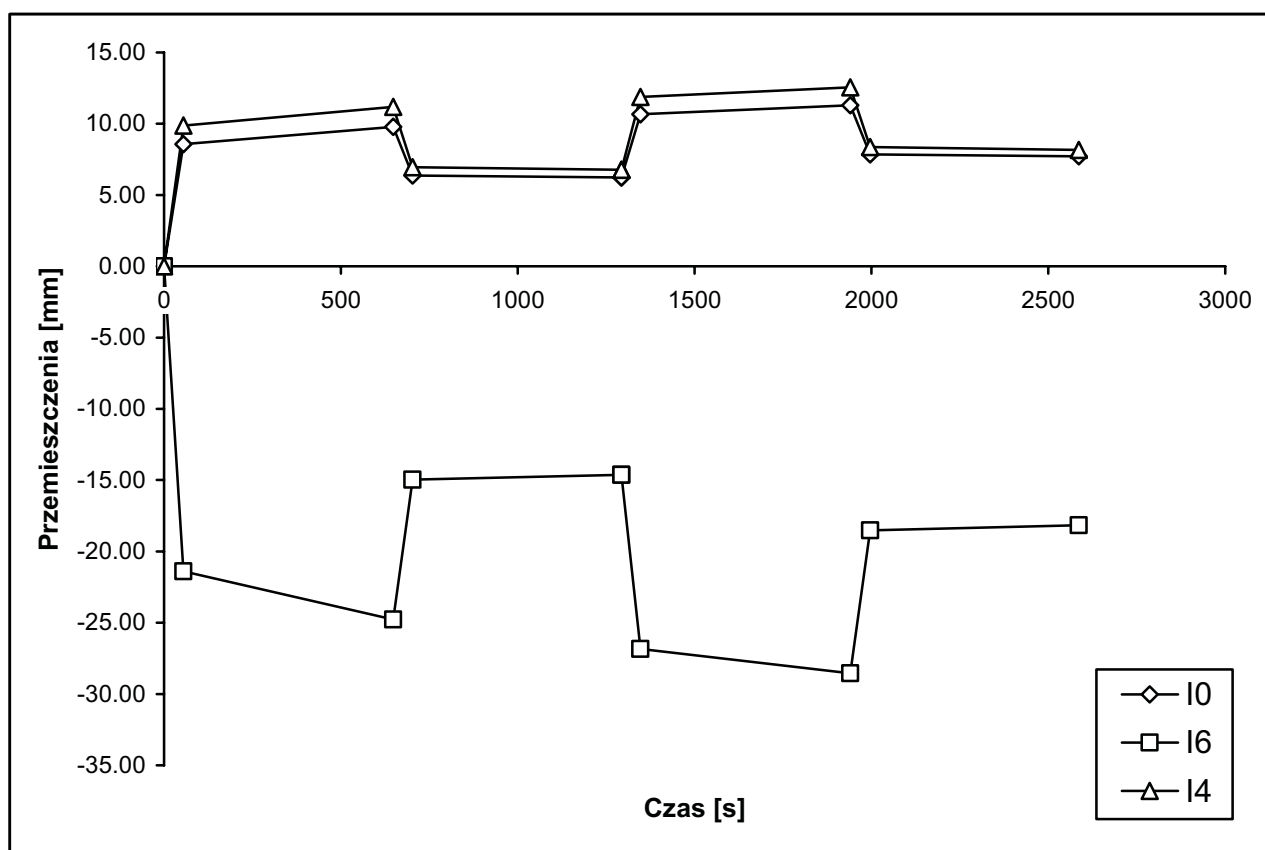
Legenda:

- - Punkty pomiaru
- - Założony rozkład dla obciążenia $p=61,0\text{kPa}$
- - Założony rozkład dla obciążenia $p=244,0\text{kPa}$
- ▨ - Różnica pomiędzy rozkładami dla $p=61,0\text{kPa}$ i $p=244,0\text{kPa}$

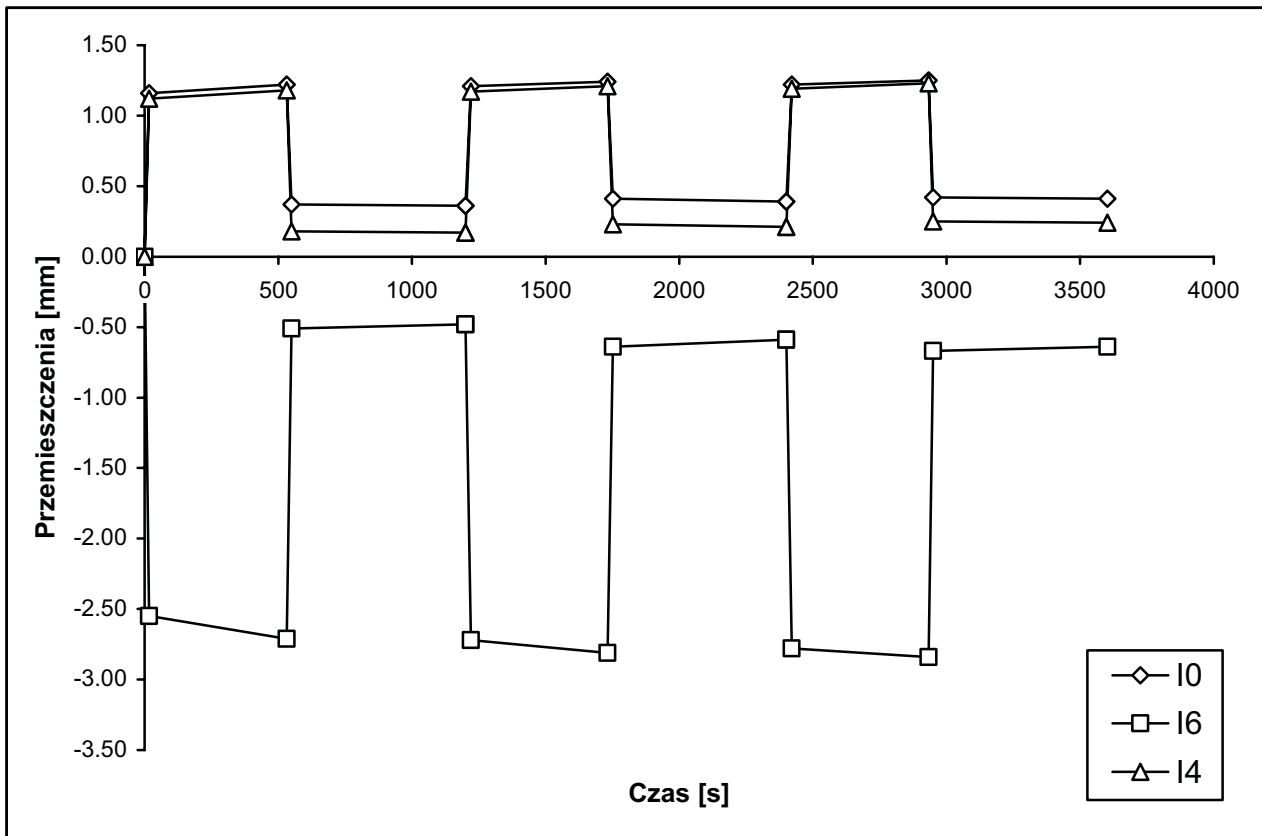
Rys. 3.32. Rozkłady dla próby zniszczenia przy naziemiu $h = 0.3\text{m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.



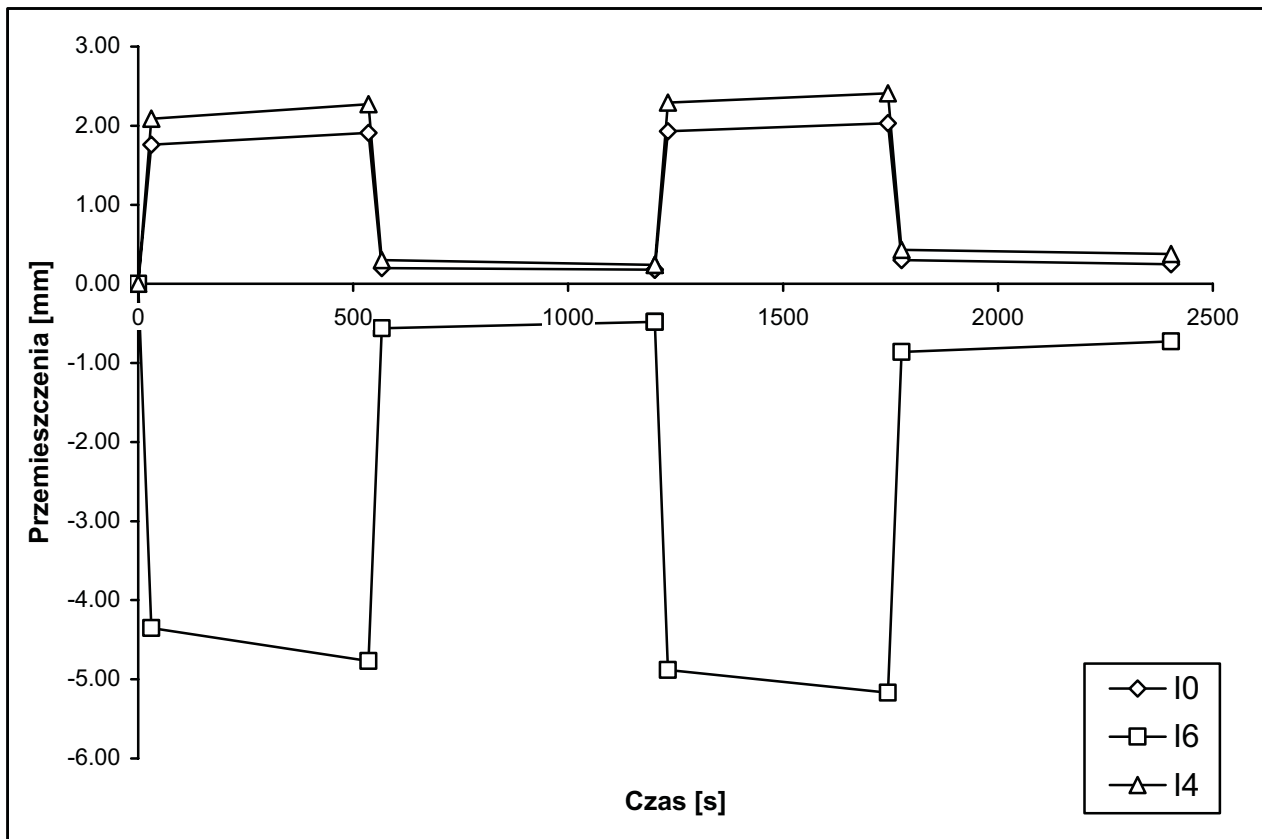
Rys. 3.33. Przemieszczenia dla trzech symetrycznych obciążeń normowych, $h=1.0$ m.



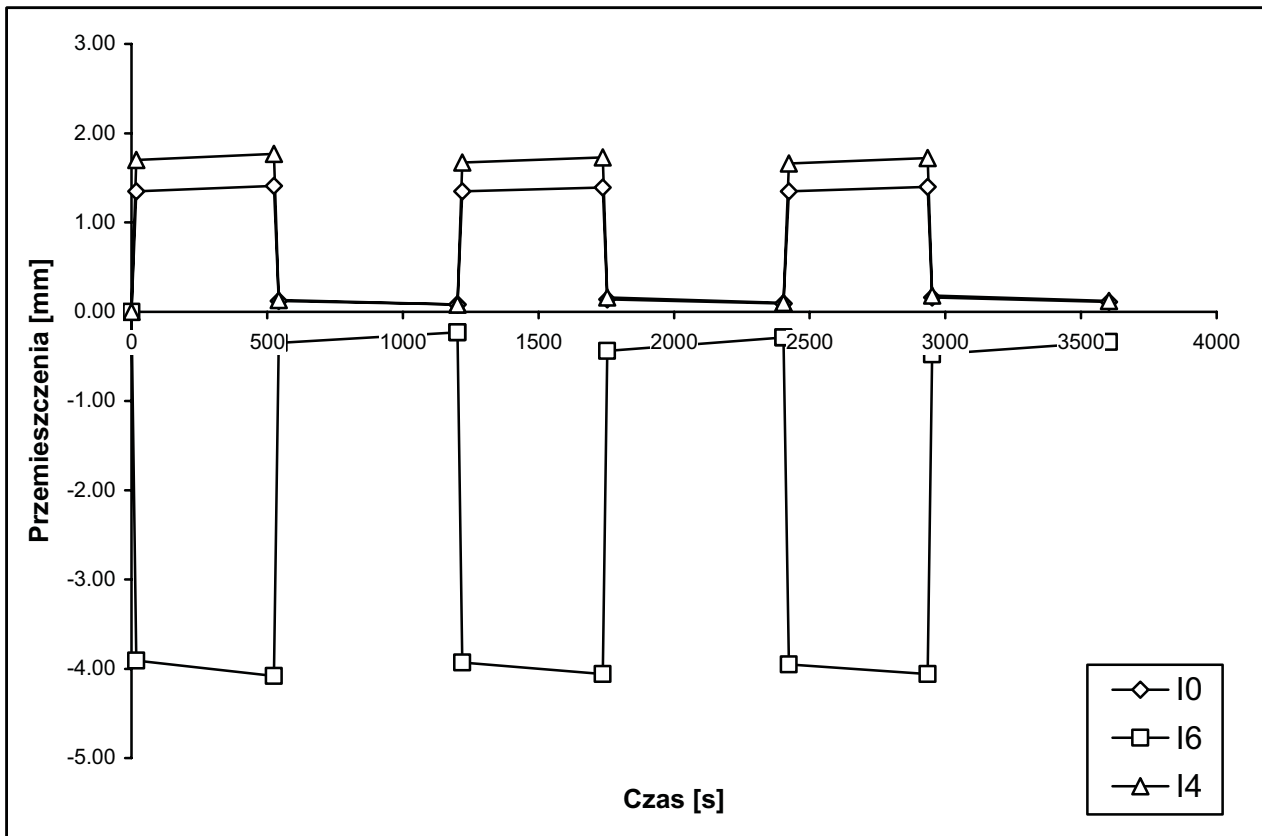
Rys. 3.34. Przemieszczenia dla dwóch symetrycznych obciążeń ponadnormowych, $h=1.0$ m.



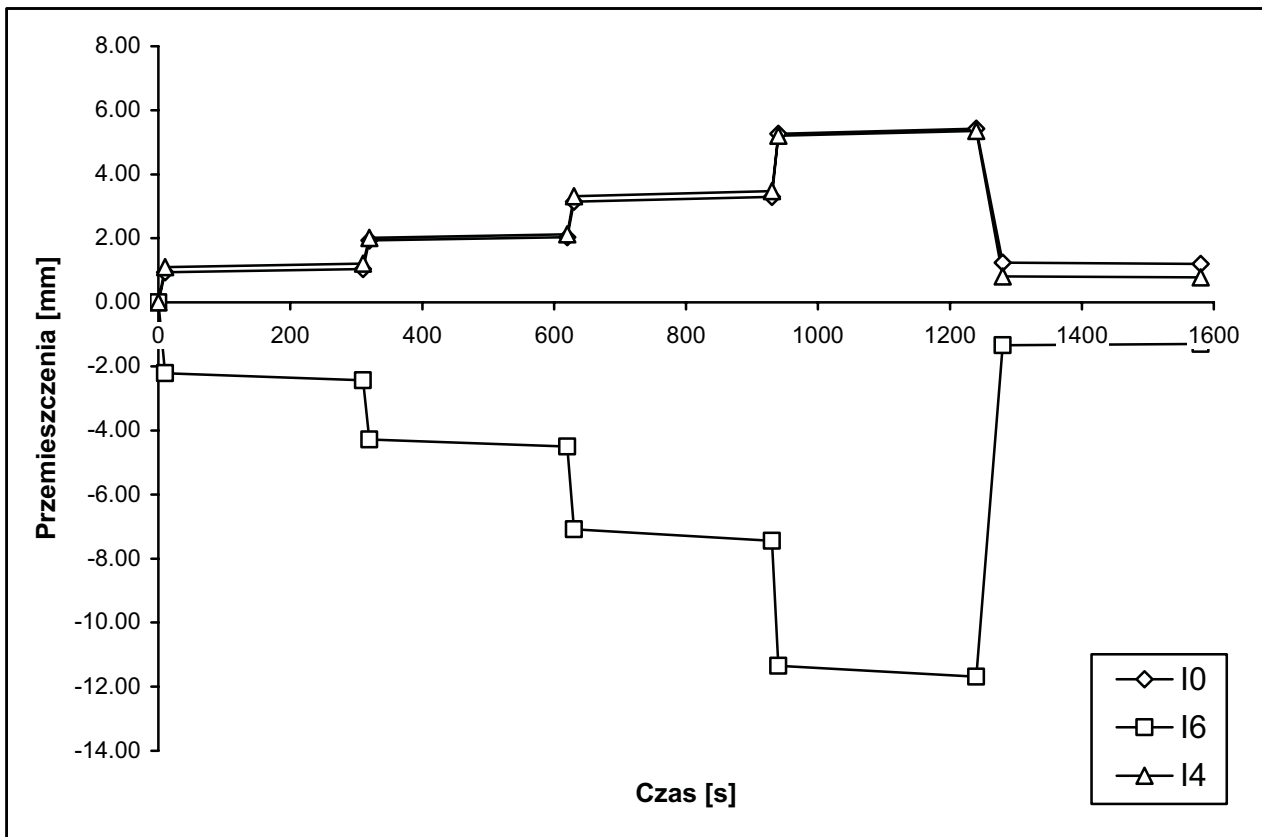
Rys. 3.35. Przemieszczenia dla trzech symetrycznych obciążeń normowych, $h=0.8$ m.



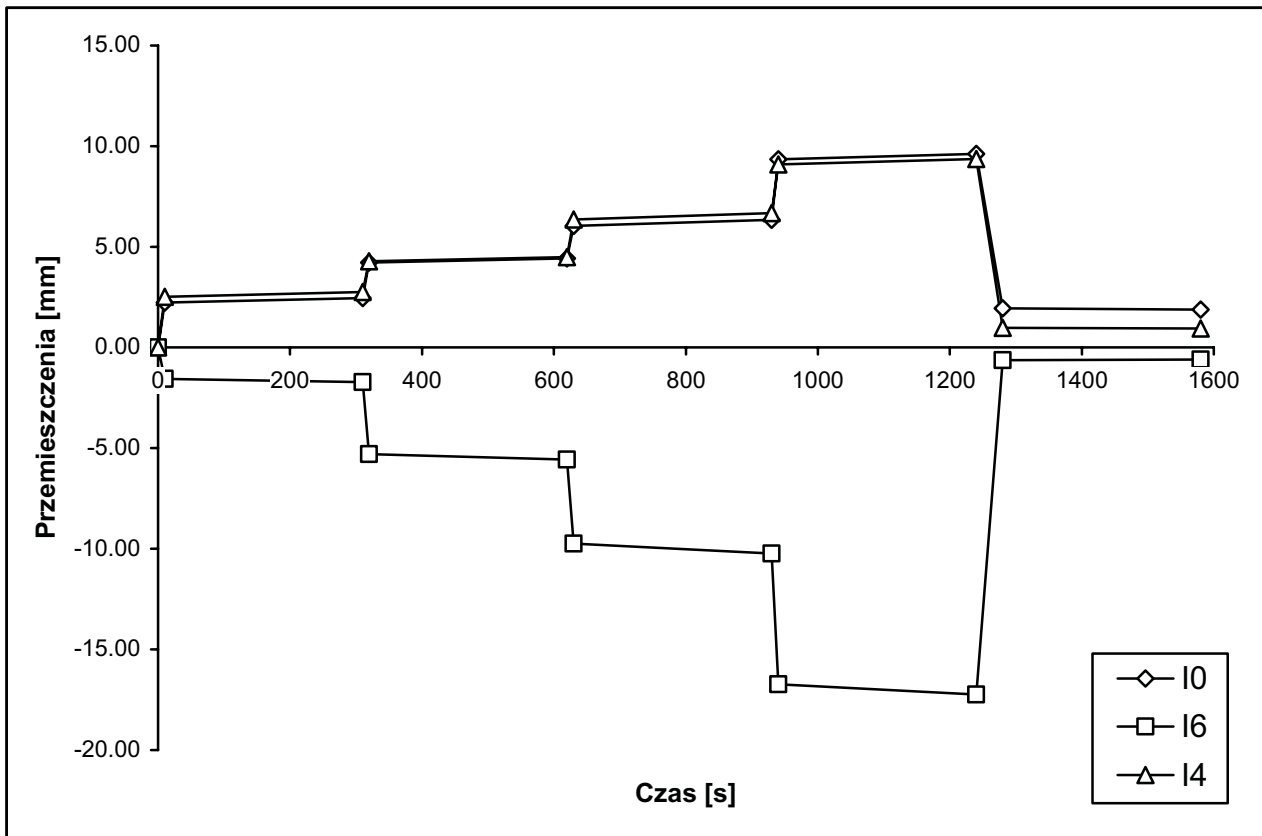
Rys. 3.36. Przemieszczenia dla dwóch symetrycznych obciążeń ponadnormowych, $h = 0.8$ m.



Rys. 3.37. Przemieszczenia dla trzech symetrycznych obciążeń normowych, $h = 0.6$ m.



Rys. 3.38. Przemieszczenia dla próby zniszczenia przy $h = 0.6$ m.



Rys. 3.39. Przemieszczenia dla próby zniszczenia przy $h = 0.3$ m.

3.7.2. Symetryczne obciążenie zmęczeniowe

Tabela 3.24. Naprężenia na obwodzie przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziośmie $h = 1.0$ m (tensometry od T1 do T7).

Tensometry	T1A	T1B	T2A	T2B	T3A	T3B	T4A	T4B	T5A	T5B	T6A	T6B	T7A	T7B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
N = 5 000 cykli.														
Maksimum:	6.1	b.d.	0.4	2.6	3.7	2.0	7.1	-1.0	0.4	5.1	5.7	2.2	1.0	-1.2
Minimum:	-2.4	b.d.	-0.4	-2.2	-12.0	0.2	-4.5	-6.3	-12.2	4.1	-2.6	-5.7	0.8	-2.4
Wart. śred.:	2.2	b.d.	-0.1	0.8	-2.9	1.0	2.2	-3.2	-5.3	4.6	1.3	-1.4	0.9	-1.8
Zakres:	8.5	b.d.	0.8	4.9	15.6	1.8	11.6	5.3	12.6	1.0	8.3	7.9	0.2	1.2
N = 20 000 cykli.														
Maksimum:	21.1	-11.4	2.8	-7.1	-1.4	0.4	-11.6	6.9	-2.6	17.7	15.2	-6.7	8.5	-9.9
Minimum:	11.8	-24.0	1.8	-12.2	-17.9	-1.0	-22.9	1.0	-16.0	16.2	6.3	-15.2	8.1	-11.2
Wart. śred.:	17.3	-17.7	2.3	-9.0	-8.6	-0.4	-16.5	4.4	-8.9	17.0	10.5	-10.8	8.2	-10.6
Zakres:	9.3	12.6	1.0	5.1	16.4	1.4	11.4	5.9	13.4	1.4	8.9	8.5	0.4	1.2
N = 50 000 cykli.														
Maksimum:	29.6	-16.9	1.2	-4.7	0.4	-1.0	-6.9	3.9	1.2	25.2	14.8	-6.7	13.2	-13.4
Minimum:	18.7	-31.5	0.4	-9.3	-16.0	-2.4	-18.3	-1.8	-12.0	23.7	5.7	-15.4	12.8	-14.8
Wart. śred.:	25.2	-24.3	0.8	-6.4	-6.8	-1.8	-11.7	1.3	-5.0	24.5	10.2	-10.9	12.9	-14.1
Zakres:	11.0	14.6	0.8	4.7	16.4	1.4	11.4	5.7	13.2	1.4	9.1	8.7	0.4	1.4
N = 100 000 cykli.														
Maksimum:	33.1	-18.1	0.6	-2.0	2.0	-2.8	-5.3	1.8	4.5	27.8	13.0	-7.1	16.6	-14.4
Minimum:	22.3	-32.3	0.0	-5.9	-13.0	-3.9	-15.6	-3.3	-7.3	26.8	4.9	-14.6	16.0	-15.6
Wart. śred.:	28.7	-25.4	0.3	-3.4	-4.5	-3.5	-9.7	-0.5	-1.2	27.3	8.8	-10.9	16.3	-15.0
Zakres:	10.8	14.2	0.6	3.9	15.0	1.0	10.4	5.1	11.8	1.0	8.1	7.5	0.6	1.2
N = 150 000 cykli.														
Maksimum:	35.5	-21.5	0.8	-5.9	0.8	-2.2	-8.7	5.9	15.2	32.7	13.0	-5.9	19.1	-17.7
Minimum:	25.4	-35.9	0.2	-10.4	-14.6	-3.2	-20.1	0.0	2.6	31.7	4.7	-13.6	18.5	-18.9
Wart. śred.:	31.6	-29.0	0.5	-7.6	-5.9	-2.8	-13.5	3.3	9.3	32.1	8.8	-9.7	18.8	-18.2
Zakres:	10.1	14.4	0.6	4.5	15.4	1.0	11.4	5.9	12.6	1.0	8.3	7.7	0.6	1.2
N = 200 000 cykli.														
Maksimum:	39.0	-23.1	0.8	-4.9	1.0	-2.4	-7.3	4.7	14.6	35.3	13.4	-6.1	22.3	-18.1
Minimum:	28.2	-38.4	0.0	-9.1	-14.4	-3.7	-18.7	-1.2	2.0	34.3	5.1	-13.8	21.9	-19.3
Wart. śred.:	34.7	-31.1	0.5	-6.4	-5.9	-3.1	-12.1	2.0	8.6	34.8	9.1	-9.9	22.1	-18.6
Zakres:	10.8	15.2	0.8	4.3	15.4	1.2	11.4	5.9	12.6	1.0	8.3	7.7	0.4	1.2

c.d. tabeli nr 3.24.

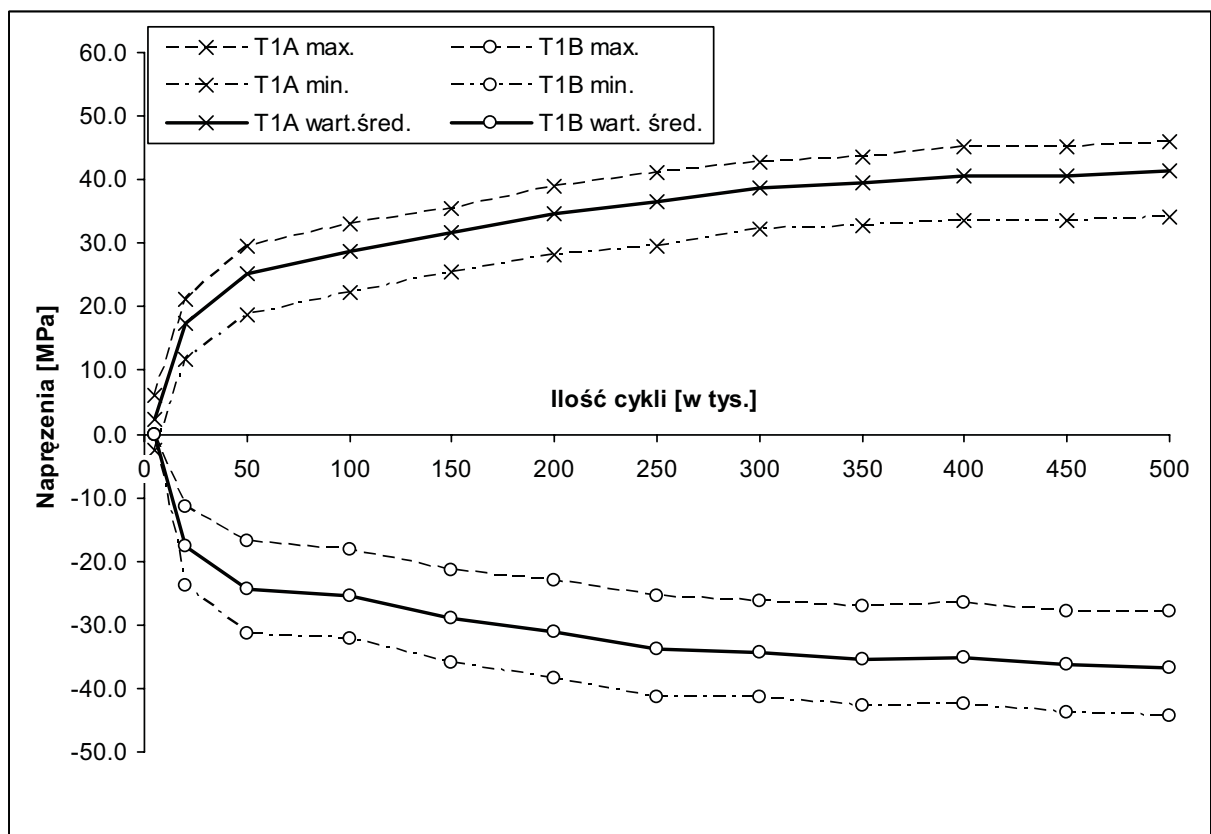
Tensometry	T1A	T1B	T2A	T2B	T3A	T3B	T4A	T4B	T5A	T5B	T6A	T6B	T7A	T7B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
N = 250 000 cykli.														
Maksimum:	41.0	-25.6	-0.4	-5.5	0.4	-3.9	-7.7	3.0	14.0	35.9	12.6	-7.1	23.3	-19.1
Minimum:	29.4	-41.4	-1.2	-9.5	-15.2	-5.1	-19.1	-3.0	1.2	34.9	4.1	-15.0	22.7	-20.3
Wart. śred.:	36.4	-33.9	-0.7	-6.9	-6.4	-4.6	-12.5	0.5	7.8	35.4	8.2	-10.9	23.0	-19.6
Zakres:	11.6	15.8	0.8	4.1	15.6	1.2	11.4	6.1	12.8	1.0	8.5	7.9	0.6	1.2
N = 300 000 cykli.														
Maksimum:	42.8	-26.4	0.4	-4.1	0.2	-3.2	-5.7	3.0	15.4	38.2	13.4	-6.5	22.9	-19.9
Minimum:	32.3	-41.4	-0.4	-8.1	-14.8	-4.3	-16.9	-3.0	3.2	37.3	5.5	-13.8	22.3	-20.9
Wart. śred.:	38.6	-34.4	0.1	-5.4	-6.4	-3.7	-10.4	0.4	9.5	37.7	9.3	-10.1	22.7	-20.4
Zakres:	10.6	15.0	0.8	4.1	15.0	1.0	11.2	6.1	12.2	0.8	7.9	7.3	0.6	1.0
N = 350 000 cykli.														
Maksimum:	43.6	-27.2	0.0	-4.3	0.0	-3.2	-5.5	2.4	16.0	39.4	13.8	-7.1	23.1	-20.7
Minimum:	32.7	-42.6	-0.8	-8.3	-15.4	-4.3	-16.6	-3.9	3.4	38.6	5.5	-14.6	22.7	-21.9
Wart. śred.:	39.4	-35.5	-0.4	-5.7	-6.8	-3.8	-10.3	-0.2	9.9	38.9	9.6	-10.8	22.9	-21.4
Zakres:	11.0	15.4	0.8	4.1	15.4	1.0	11.2	6.3	12.6	0.8	8.3	7.5	0.4	1.2
N = 400 000 cykli.														
Maksimum:	45.3	-26.6	0.0	-3.9	0.0	-2.8	-4.7	2.4	17.0	41.2	14.2	-6.9	23.7	-21.3
Minimum:	33.7	-42.4	-0.6	-7.9	-15.4	-3.9	-15.8	-3.9	4.7	40.2	5.9	-14.4	23.1	-22.5
Wart. śred.:	40.6	-35.2	-0.2	-5.2	-6.8	-3.4	-9.4	-0.2	11.1	40.7	10.0	-10.5	23.5	-21.9
Zakres:	11.6	15.8	0.6	4.1	15.4	1.0	11.2	6.3	12.4	1.0	8.3	7.5	0.6	1.2
N = 450 000 cykli.														
Maksimum:	45.1	-27.8	-1.0	-4.7	-1.2	-4.1	-5.9	0.6	16.0	40.2	12.4	-8.5	24.0	-21.9
Minimum:	33.5	-43.8	-2.0	-8.7	-16.8	-5.1	-17.3	-5.7	3.4	39.2	4.1	-16.0	23.3	-23.1
Wart. śred.:	40.5	-36.2	-1.4	-6.1	-8.2	-4.7	-10.7	-2.1	9.8	39.7	8.2	-12.2	23.8	-22.6
Zakres:	11.6	16.0	1.0	4.1	15.6	1.0	11.4	6.3	12.6	1.0	8.3	7.5	0.6	1.2
N = 500 000 cykli.														
Maksimum:	46.1	-28.0	-0.8	-4.3	-0.8	-3.9	-5.1	0.8	17.4	42.0	13.0	-8.1	24.6	-22.3
Minimum:	34.1	-44.3	-1.6	-8.3	-16.4	-4.9	-16.2	-5.7	4.9	41.0	4.7	-15.6	24.2	-23.5
Wart. śred.:	41.4	-36.8	-1.2	-5.7	-7.6	-4.4	-9.8	-2.0	11.4	41.6	8.7	-11.8	24.4	-22.9
Zakres:	12.0	16.2	0.8	4.1	15.6	1.0	11.2	6.5	12.6	1.0	8.3	7.5	0.4	1.2

c.d. tabeli 3.24. (tensometry od T8 do T14).

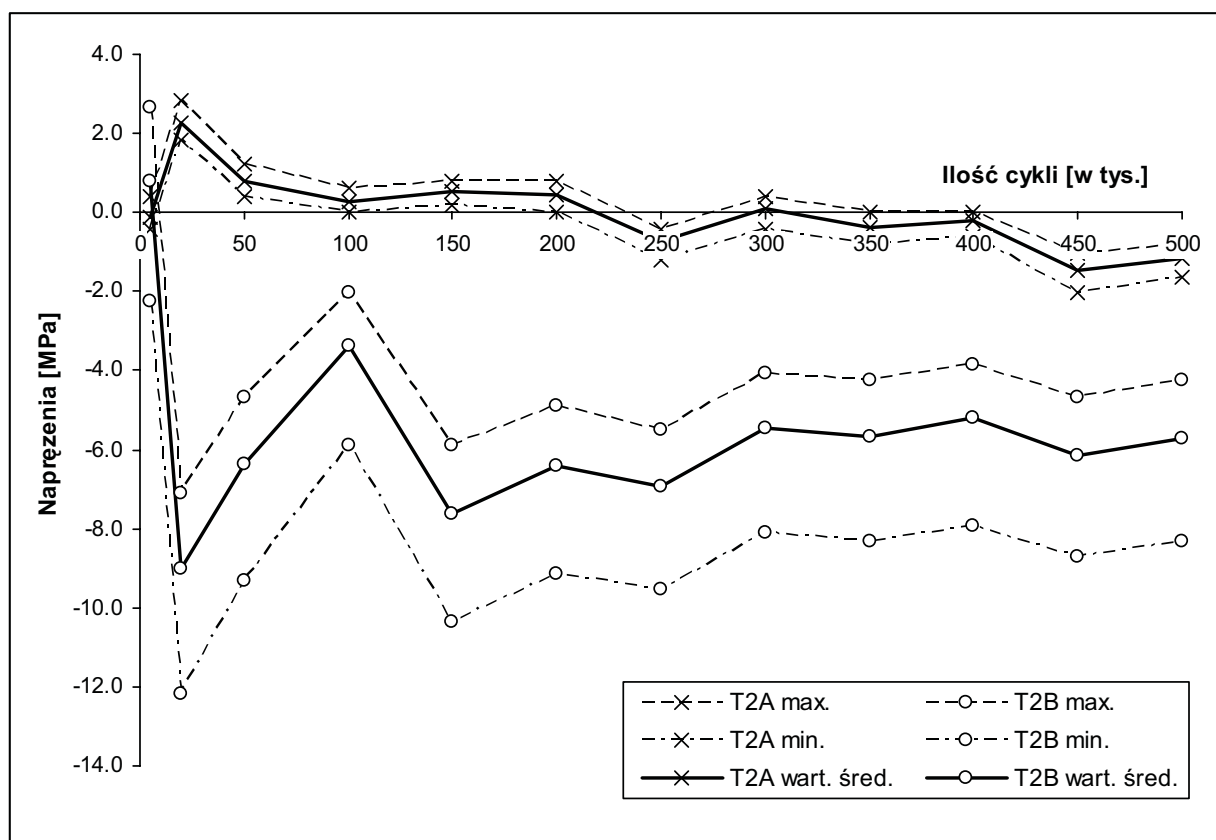
Tensometry	T8A	T8B	T9A	T9B	T10A	T10B	T11A	T11B	T12A	T12B	T13A	T13B	T14A	T14B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Mpa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
N = 5 000 cykli.														
Maksimum:	4.1	-3.9	1.4	-3.7	3.0	2.8	-2.0	6.1	6.5	1.2	4.9	1.4	3.6	1.4
Minimum:	2.6	-4.5	1.2	-4.9	-4.5	-5.3	-16.9	4.7	-7.5	-2.4	-11.4	-0.2	1.0	-7.9
Wart. śred.:	3.4	-4.2	1.3	-4.2	-0.9	-1.0	-9.0	5.5	0.5	-0.1	-2.3	0.5	2.4	-2.4
Zakres:	1.4	0.6	0.2	1.2	7.5	8.1	14.8	1.4	14.0	3.7	16.2	1.6	2.6	9.3
N = 20 000 cykli.														
Maksimum:	8.5	-10.2	6.7	-8.7	-0.2	-5.5	-19.7	14.2	-2.6	-0.2	-6.3	5.5	6.1	6.3
Minimum:	7.1	-10.6	6.3	-10.2	-8.3	-14.0	-34.7	12.8	-16.2	-4.7	-23.3	3.9	4.7	-3.1
Wart. śred.:	7.9	-10.4	6.6	-9.4	-4.4	-9.4	-26.8	13.6	-8.3	-1.8	-13.8	4.5	5.3	2.6
Zakres:	1.4	0.4	0.4	1.4	8.1	8.5	15.0	1.4	13.6	4.5	17.0	1.6	1.4	9.3
N = 50 000 cykli.														
Maksimum:	13.6	b.d.	10.8	-12.4	4.7	-5.5	-27.6	20.5	1.2	-3.5	-4.3	3.4	4.3	8.3
Minimum:	12.6	b.d.	10.3	-13.6	-3.5	-14.2	-42.6	18.9	-11.8	-8.5	-21.1	1.8	2.8	0.0
Wart. śred.:	13.2	b.d.	10.6	-12.9	0.5	-9.6	-34.8	19.9	-4.4	-5.6	-11.7	2.4	3.5	5.2
Zakres:	1.0	b.d.	0.4	1.2	8.1	8.7	15.0	1.6	13.0	5.1	16.8	1.6	1.4	8.3
N = 100 000 cykli.														
Maksimum:	16.6	b.d.	13.6	-15.2	27.6	-6.7	-34.7	25.0	2.4	-6.1	-1.6	-	6.7	8.5
Minimum:	15.6	b.d.	13.4	-16.4	19.1	-15.8	-50.8	23.1	-10.4	-12.0	-15.2	-	4.5	1.4
Wart. śred.:	16.2	b.d.	13.5	-15.9	23.2	-11.3	-42.7	24.2	-3.0	-8.6	-7.7	-	5.7	5.7
Zakres:	1.0	b.d.	0.2	1.2	8.5	9.1	16.0	1.8	12.8	5.9	13.6	-	2.2	7.1
N = 150 000 cykli.														
Maksimum:	20.1	b.d.	15.4	-15.8	32.5	-7.7	-32.7	28.2	-0.4	-1.0	-3.5	1.8	5.9	8.1
Minimum:	19.1	b.d.	15.0	-17.3	24.4	-16.0	-47.3	26.8	-14.0	-6.1	-18.7	0.0	4.1	0.2
Wart. śred.:	19.7	b.d.	15.3	-16.5	28.2	-11.8	-40.0	27.4	-6.2	-3.0	-10.4	1.0	4.7	4.9
Zakres:	1.0	b.d.	0.4	1.4	8.1	8.3	14.6	1.4	13.6	5.1	15.2	1.8	1.8	7.9
N = 200 000 cykli.														
Maksimum:	22.5	b.d.	17.7	-17.3	33.1	-8.3	-36.5	29.6	0.8	-2.2	-3.2	1.4	4.7	8.7
Minimum:	21.5	b.d.	17.2	-18.5	24.8	-16.9	-51.4	28.2	-12.4	-7.5	-18.3	-0.2	2.0	1.2
Wart. śred.:	22.0	b.d.	17.5	-17.9	28.8	-12.5	-43.7	29.0	-4.8	-4.3	-10.0	0.6	3.1	5.8
Zakres:	1.0	b.d.	0.4	1.2	8.3	8.5	14.8	1.4	13.2	5.3	15.0	1.6	2.6	7.5

c.d. tabeli 3.24. (tensometry od T8 do T14).

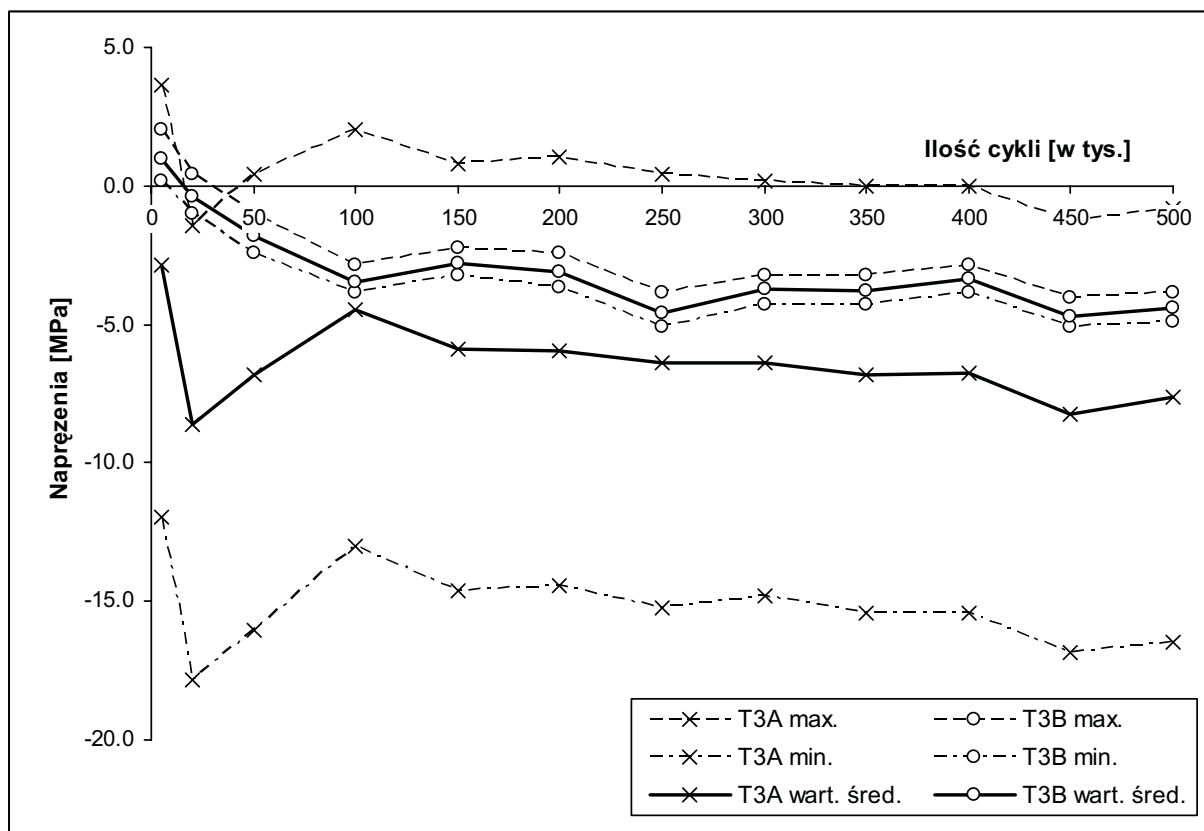
Tensometry	T8A	T8B	T9A	T9B	T10A	T10B	T11A	T11B	T12A	T12B	T13A	T13B	T14A	T14B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Mpa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
N = 250 000 cykli.														
Maksimum:	23.1	b.d.	18.1	-18.9	32.3	-9.3	-39.8	30.0	0.4	-3.7	-3.7	0.2	3.9	8.1
Minimum:	22.1	b.d.	17.7	-20.1	23.9	-17.7	-54.4	28.6	-12.8	-9.1	-18.9	-1.2	0.4	1.0
Wart. śred.:	22.7	b.d.	17.9	-19.5	28.1	-13.4	-47.1	29.4	-5.2	-5.8	-10.3	-0.4	1.9	5.4
Zakres:	1.0	b.d.	0.4	1.2	8.3	8.3	14.6	1.4	13.2	5.5	15.2	1.4	3.5	7.1
N = 300 000 cykli.														
Maksimum:	24.6	b.d.	17.9	-20.5	33.5	-9.1	-41.8	32.3	2.2	-2.4	-3.0	1.2	4.1	8.7
Minimum:	23.7	b.d.	17.5	-21.7	25.8	-17.1	-56.2	31.0	-11.0	-8.1	-17.5	-0.6	0.4	1.8
Wart. śred.:	24.3	b.d.	17.7	-21.1	29.6	-13.0	-48.7	31.7	-3.4	-4.7	-9.4	0.5	2.0	6.1
Zakres:	0.8	b.d.	0.4	1.2	7.7	7.9	14.4	1.2	13.2	5.7	14.4	1.8	3.7	6.9
N = 350 000 cykli.														
Maksimum:	24.8	b.d.	18.1	-21.7	34.5	-9.8	-43.2	33.5	2.0	-2.6	-2.8	0.8	4.3	7.7
Minimum:	24.1	b.d.	17.7	-22.9	26.6	-17.9	-57.9	32.1	-11.2	-8.1	-17.7	-0.8	0.6	1.0
Wart. śred.:	24.5	b.d.	17.9	-22.3	30.5	-13.8	-50.2	32.8	-3.5	-4.7	-9.5	0.1	2.3	5.2
Zakres:	0.6	b.d.	0.4	1.2	7.9	8.1	14.6	1.4	13.2	5.5	14.8	1.6	3.7	6.7
N = 400 000 cykli.														
Maksimum:	25.6	b.d.	18.7	-22.1	35.3	-9.5	-44.1	35.3	2.8	-2.2	-2.2	1.2	5.3	7.7
Minimum:	24.8	b.d.	18.3	-23.3	27.4	-17.9	-58.7	33.9	-10.4	-7.7	-17.3	-0.6	1.4	1.2
Wart. śred.:	25.2	b.d.	18.6	-22.6	31.3	-13.7	-51.0	34.7	-2.7	-4.3	-8.9	0.5	3.0	5.4
Zakres:	0.8	b.d.	0.4	1.2	7.9	8.3	14.6	1.4	13.2	5.5	15.0	1.8	3.9	6.5
N = 450 000 cykli.														
Maksimum:	25.0	b.d.	18.1	-24.0	33.9	-11.0	-47.3	34.1	1.0	-4.3	-3.5	-0.2	3.6	6.7
Minimum:	24.4	b.d.	17.5	-25.2	26.0	-19.1	-61.9	32.9	-12.2	-10.2	-18.5	-2.0	-0.4	0.2
Wart. śred.:	24.7	b.d.	17.8	-24.5	29.9	-14.9	-54.4	33.5	-4.5	-6.6	-10.0	-0.8	1.4	4.3
Zakres:	0.6	b.d.	0.6	1.2	7.9	8.1	14.6	1.2	13.2	5.9	15.0	1.8	4.1	6.5
N = 500 000 cykli.														
Maksimum:	26.0	b.d.	18.9	-24.0	34.3	-10.4	-47.7	35.9	2.2	-3.7	-2.8	0.2	4.5	6.7
Minimum:	25.4	b.d.	18.5	-25.2	26.4	-18.7	-62.5	34.7	-11.0	-9.5	-17.9	-1.6	0.2	0.4
Wart. śred.:	25.8	b.d.	18.6	-24.5	30.4	-14.4	-54.9	35.4	-3.4	-6.1	-9.6	-0.5	2.0	4.5
Zakres:	0.6	b.d.	0.4	1.2	7.9	8.3	14.8	1.2	13.2	5.9	15.0	1.8	4.3	6.3



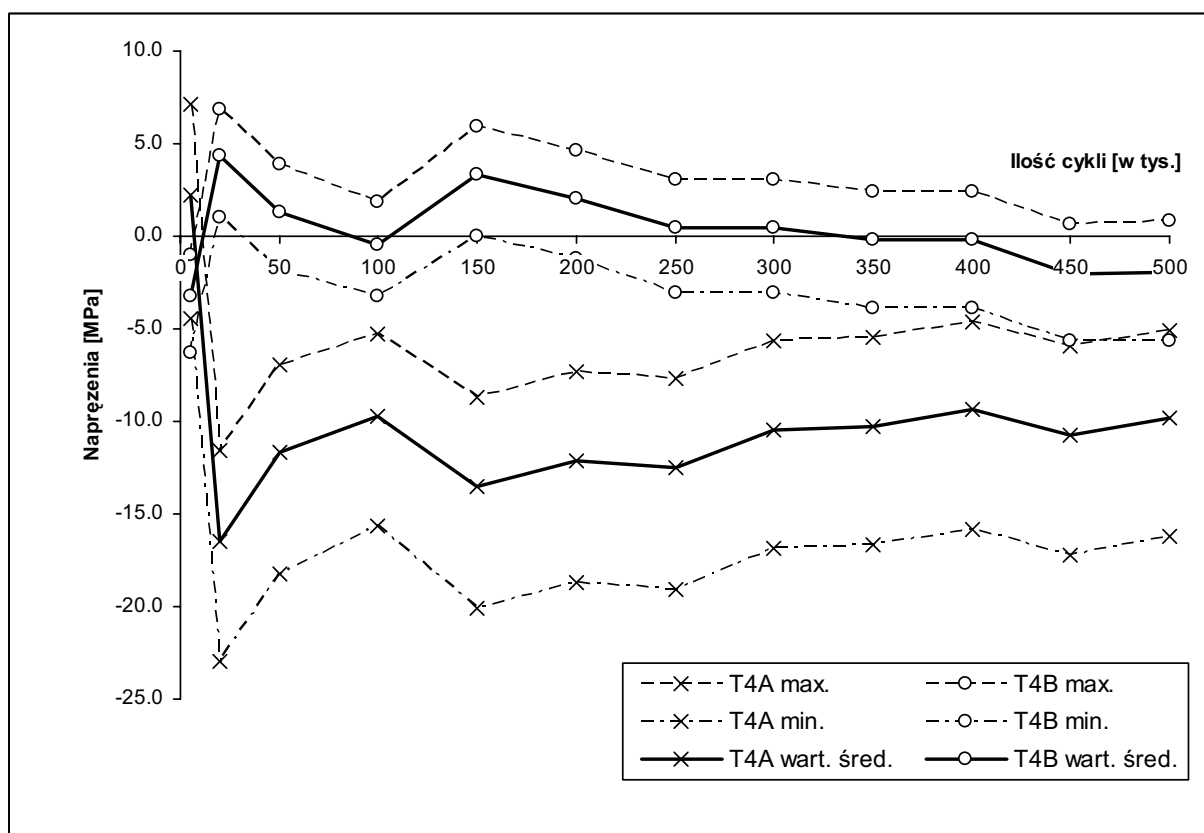
Rys. 3.40. Napężenia w punkcie T1 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



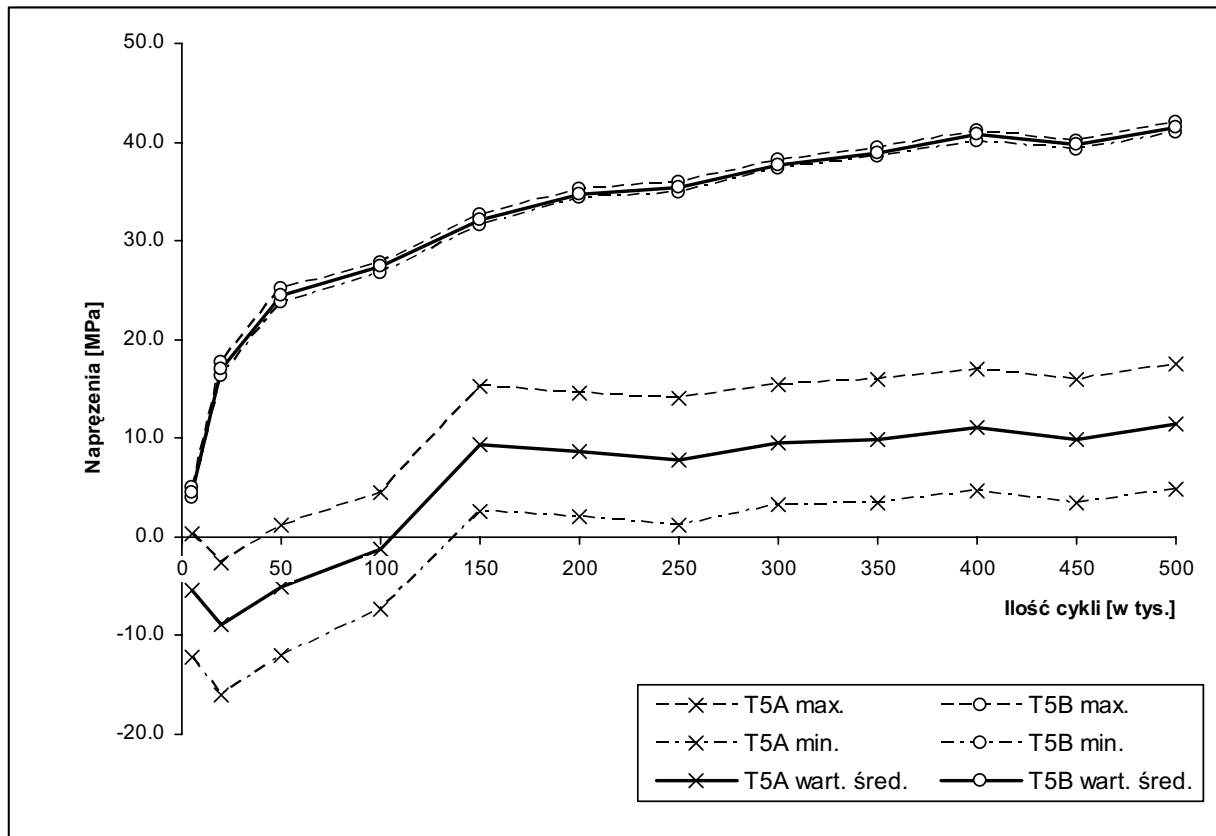
Rys. 3.41. Napężenia w punkcie T2 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



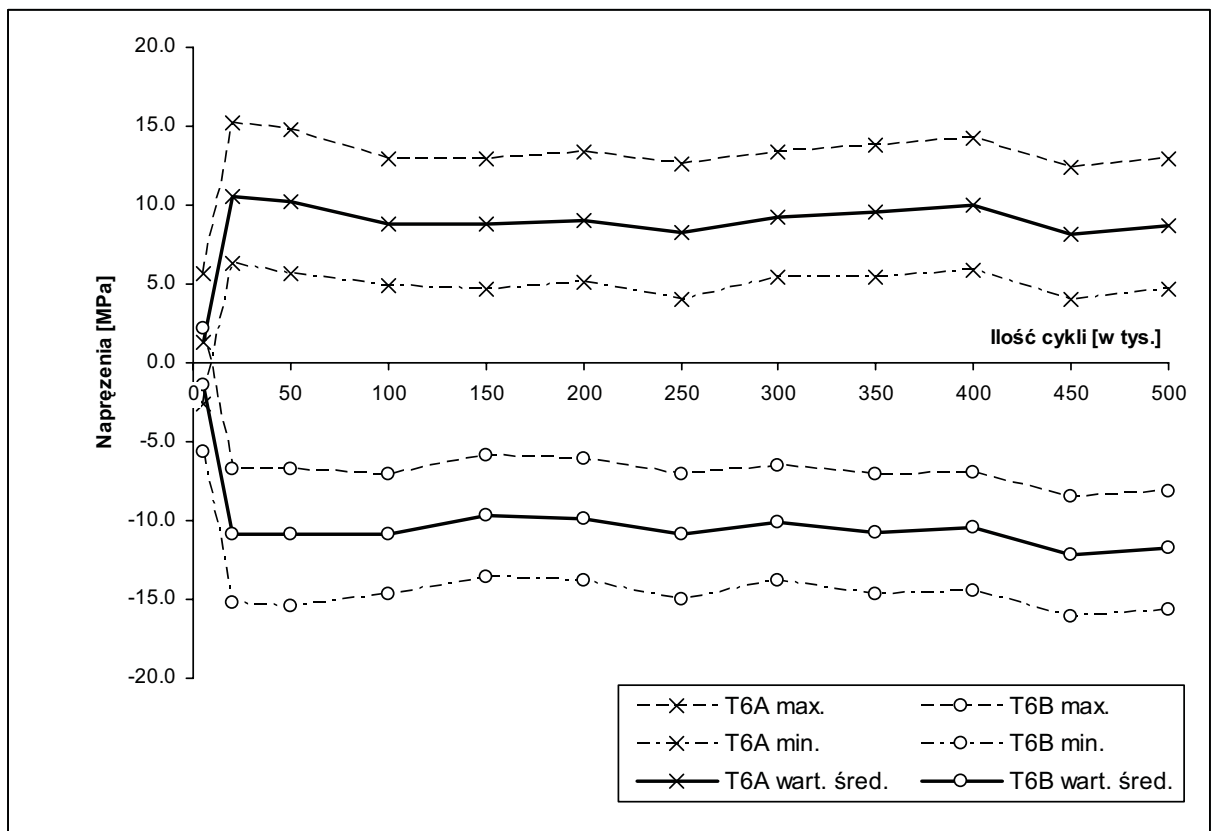
Rys. 3.42. Naprężenia w punkcie T3 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



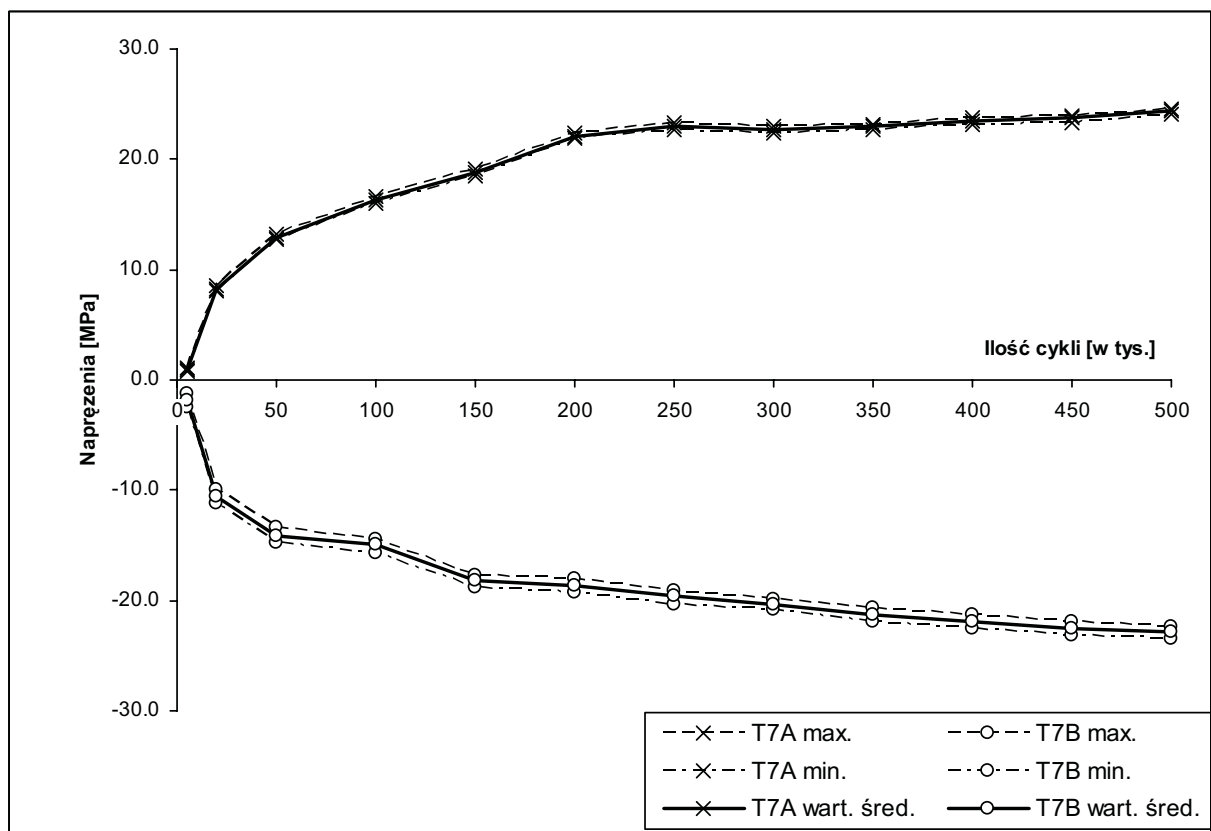
Rys. 3.43. Naprężenia w punkcie T4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



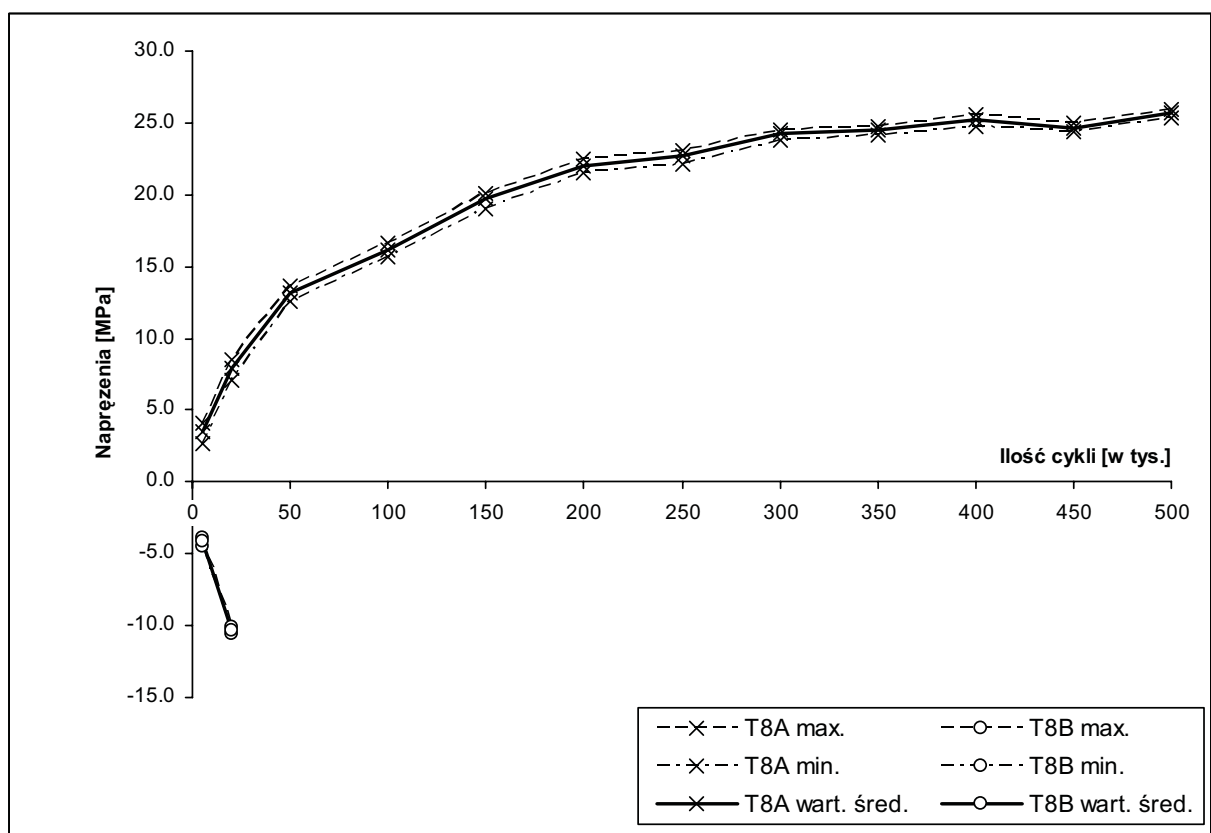
Rys. 3.44. Napężenia w punkcie T5 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



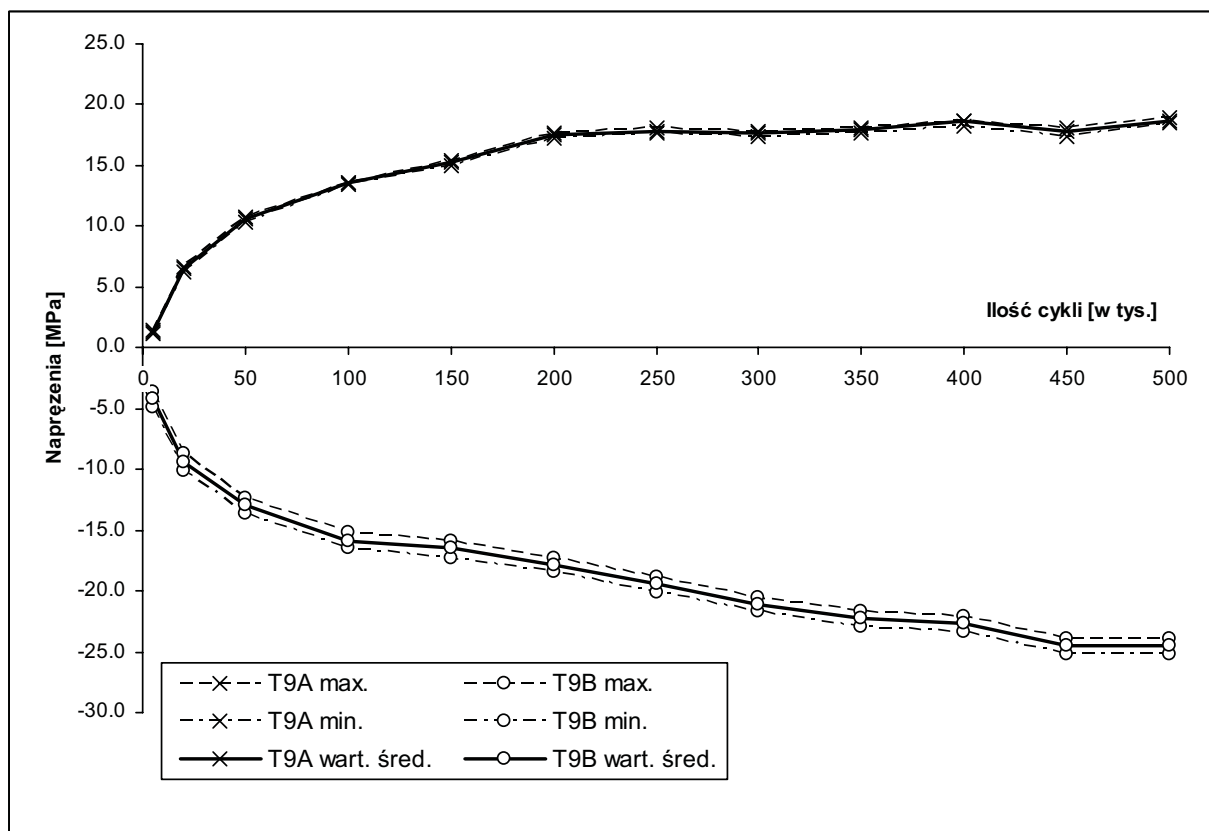
Rys. 3.45. Napężenia w punkcie T6 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



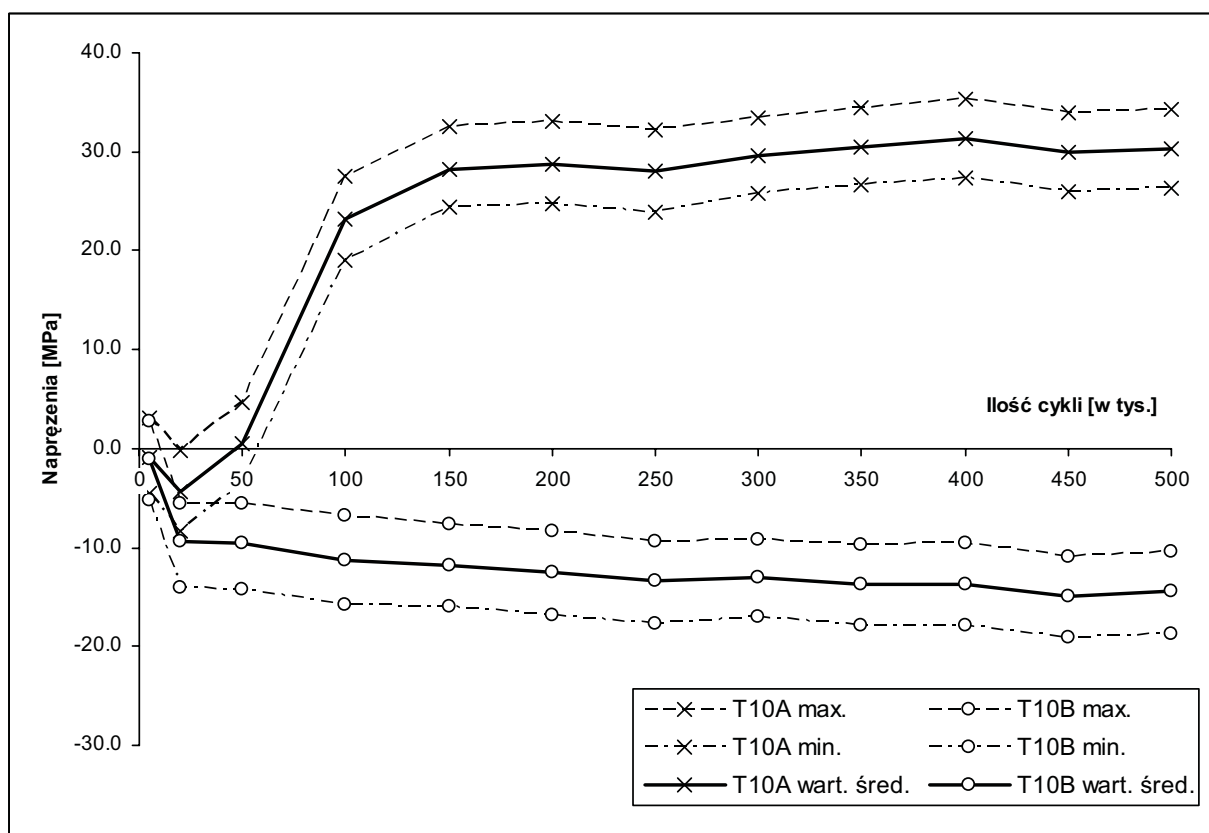
Rys. 3.46. Naprężenia w punkcie T7 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



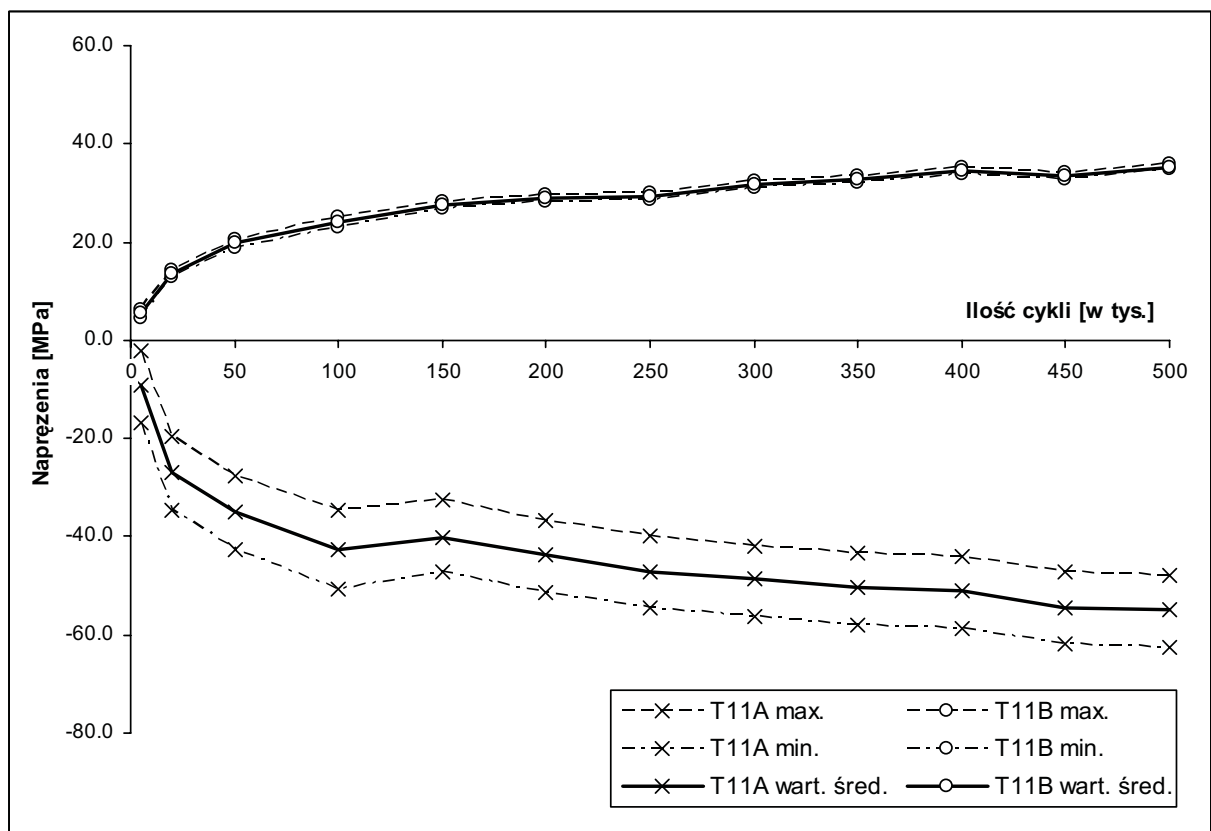
Rys. 3.47. Naprężenia w punkcie T8 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



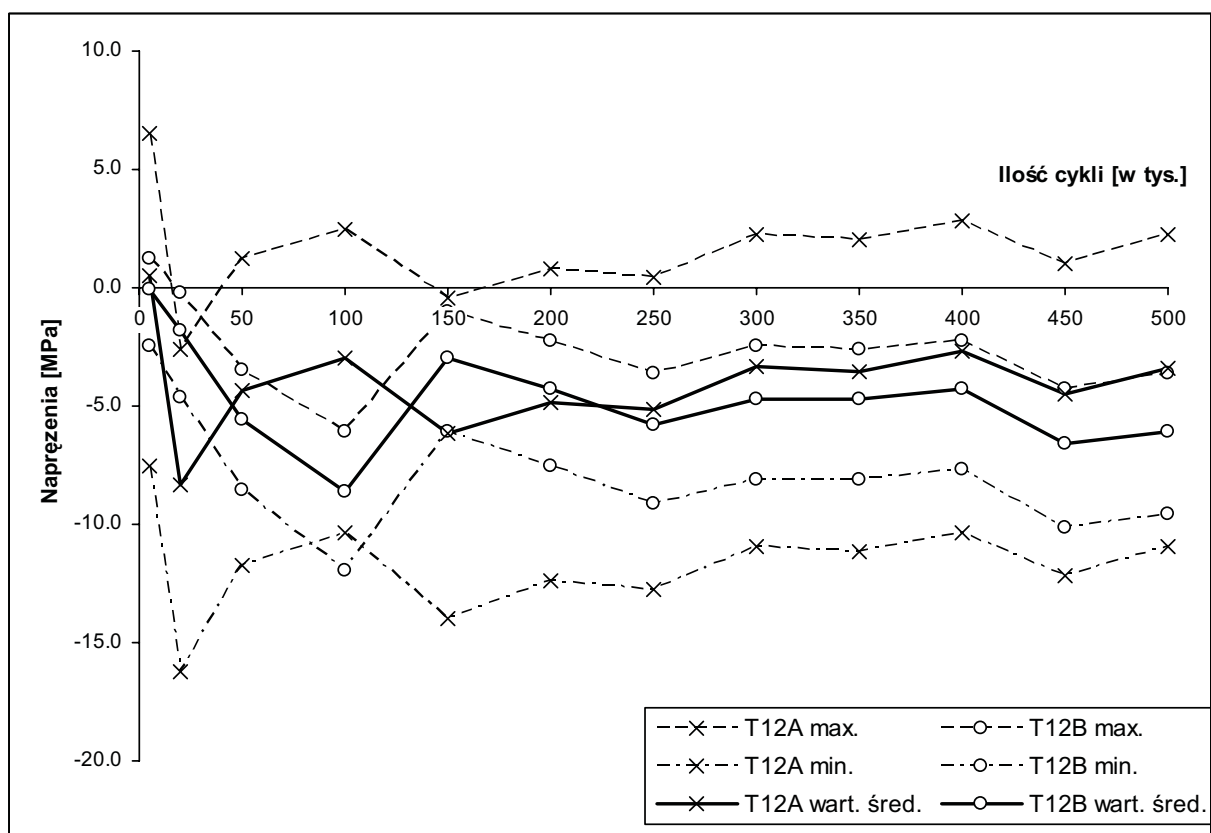
Rys. 3.48. Naprężenia w punkcie T9 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



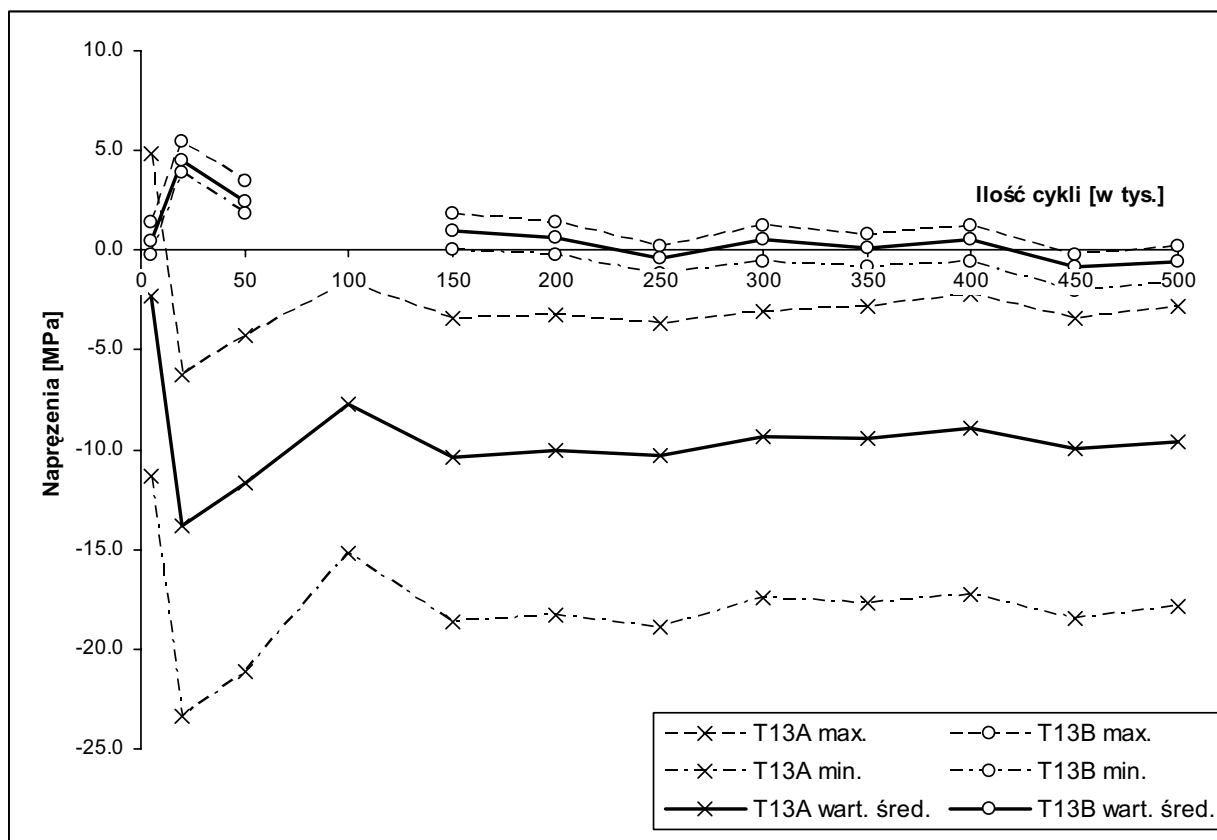
Rys. 3.49. Naprężenia w punkcie T10 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



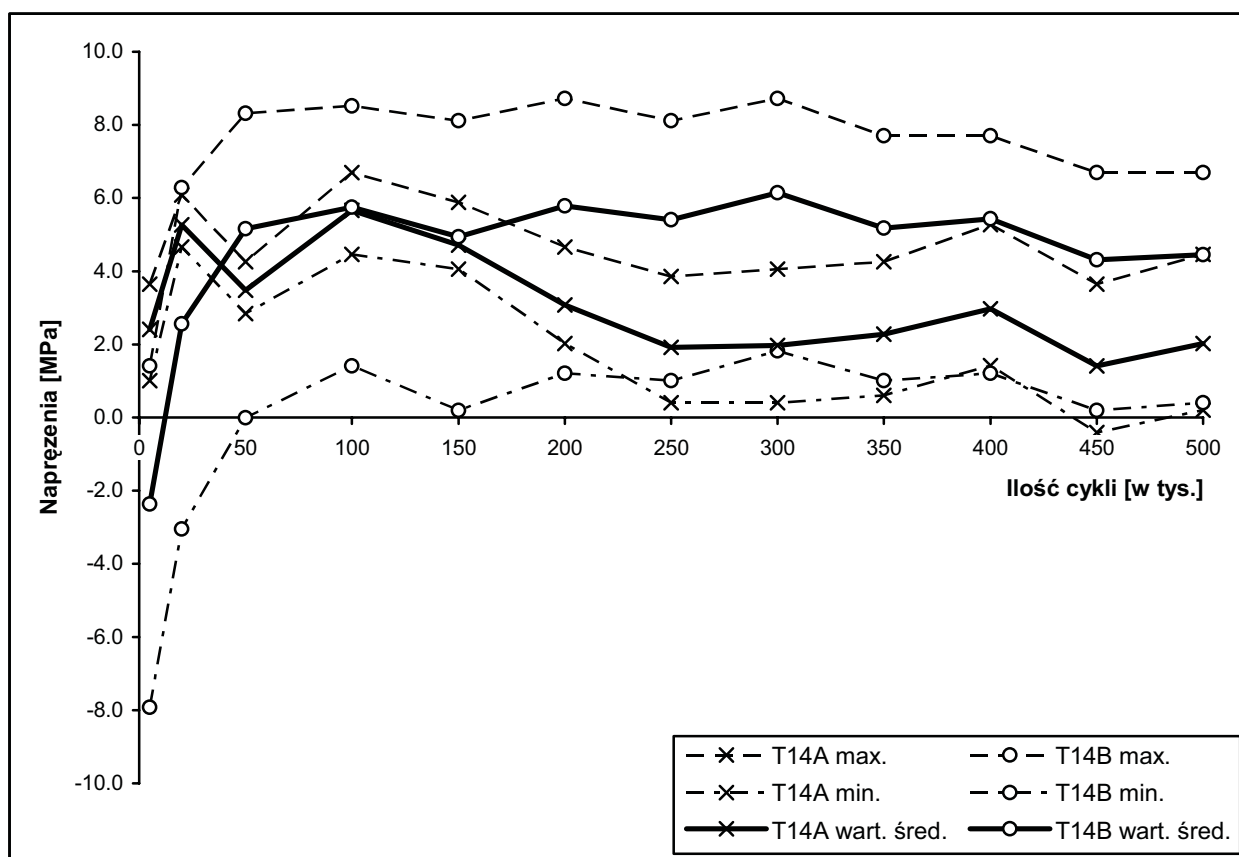
Rys. 3.50. Naprężenia w punkcie T11 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



Rys. 3.51. Naprężenia w punkcie T12 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.



Rys. 3.52. Napężenia w punkcie T13 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



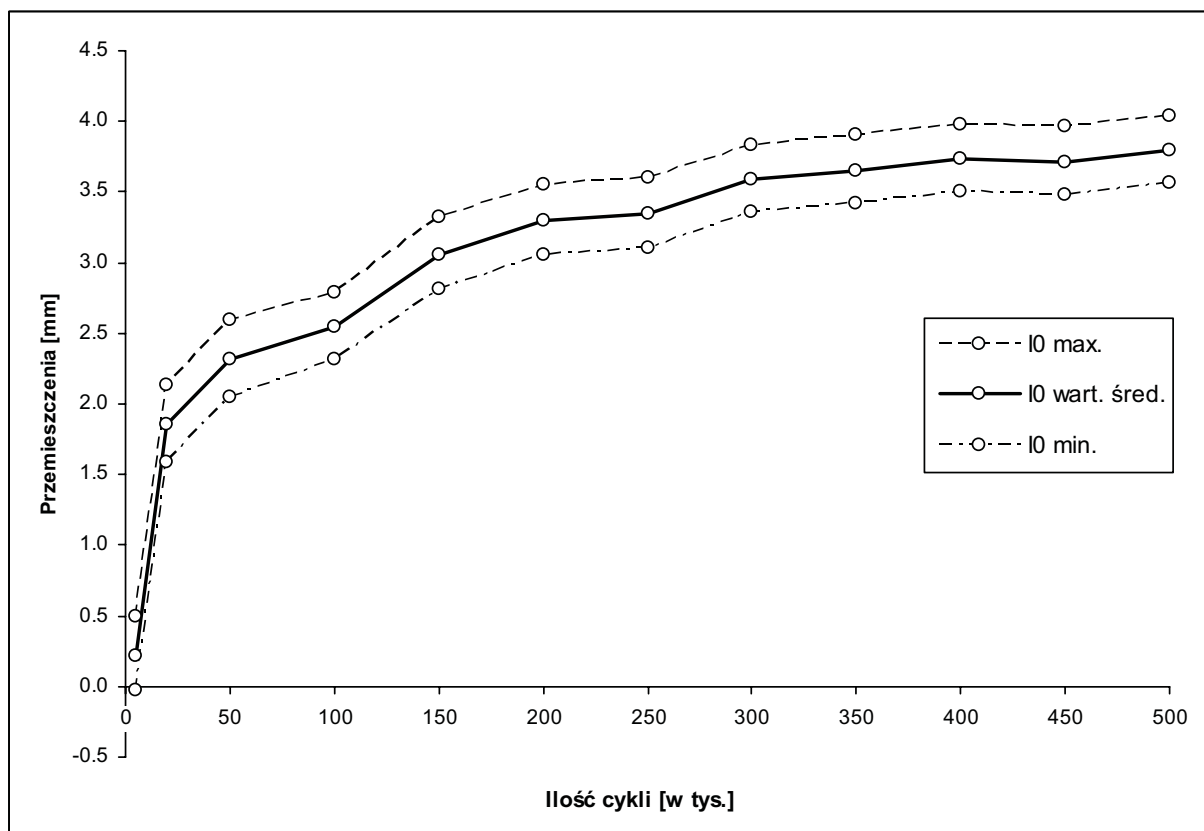
Rys. 3.53. Napężenia w punkcie T14 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.

Tabela 3.25. Przemieszczenia przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomie $h = 1.0$ m.

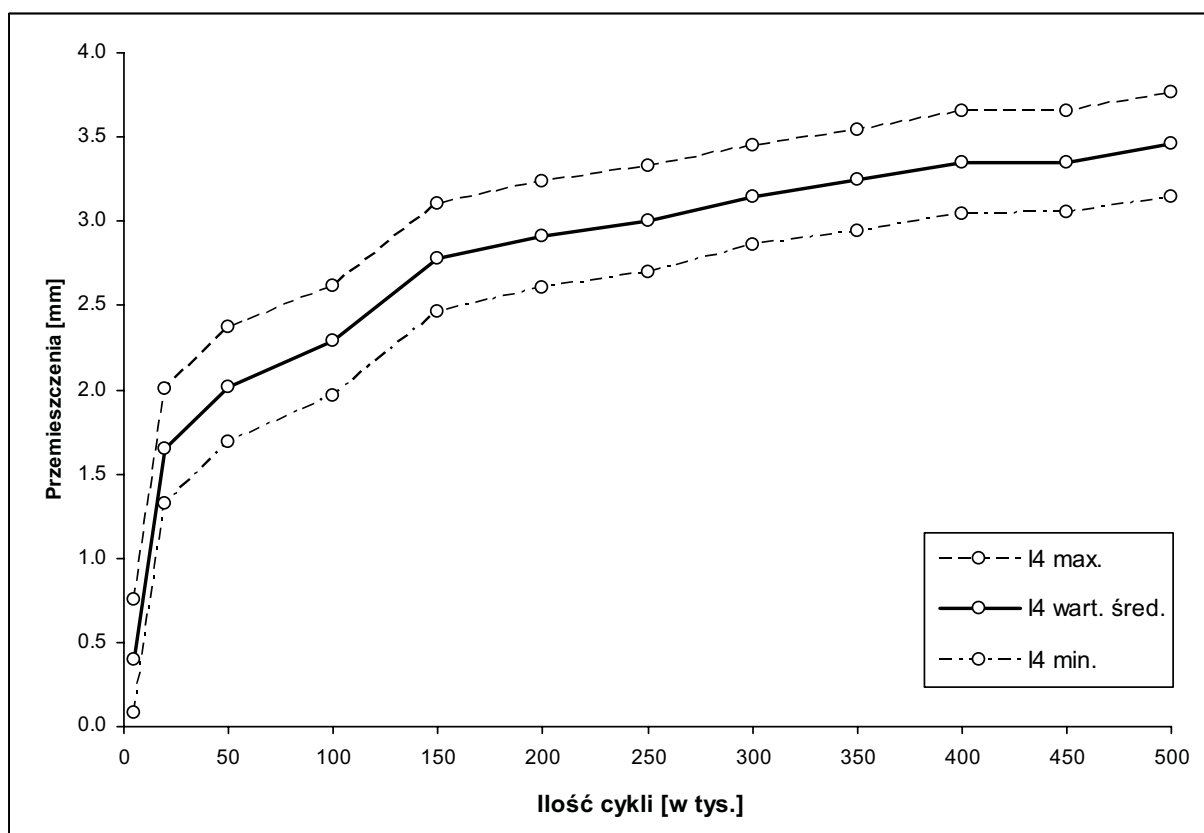
Czujniki indukcyjne	I0	I6	I4
Jednostki	mm	mm	mm
<i>N = 5 000</i> cykli.			
Maksimum:	0.50	-0.20	0.75
Minimum:	-0.03	-1.66	0.08
Wart. śred.:	0.22	-0.89	0.40
Zakres:	0.53	1.47	0.68
<i>N = 20 000</i> cykli.			
Maksimum:	2.13	-3.50	2.00
Minimum:	1.59	-5.03	1.32
Wart. śred.:	1.85	-4.22	1.64
Zakres:	0.54	1.53	0.68
<i>N = 50 000</i> cykli.			
Maksimum:	2.60	-4.67	2.37
Minimum:	2.05	-6.26	1.69
Wart. śred.:	2.32	-5.43	2.02
Zakres:	0.54	1.58	0.68
<i>N = 100 000</i> cykli.			
Maksimum:	2.79	-5.31	2.62
Minimum:	2.32	-6.74	1.97
Wart. śred.:	2.55	-6.02	2.29
Zakres:	0.47	1.43	0.65
<i>N = 150 000</i> cykli.			
Maksimum:	3.32	-6.59	3.10
Minimum:	2.82	-8.08	2.46
Wart. śred.:	3.06	-7.30	2.78
Zakres:	0.50	1.49	0.64
<i>N = 200 000</i> cykli.			
Maksimum:	3.55	-6.92	3.24
Minimum:	3.05	-8.43	2.60
Wart. śred.:	3.29	-7.65	2.91
Zakres:	0.50	1.51	0.64

c.d. tabeli 3.25.

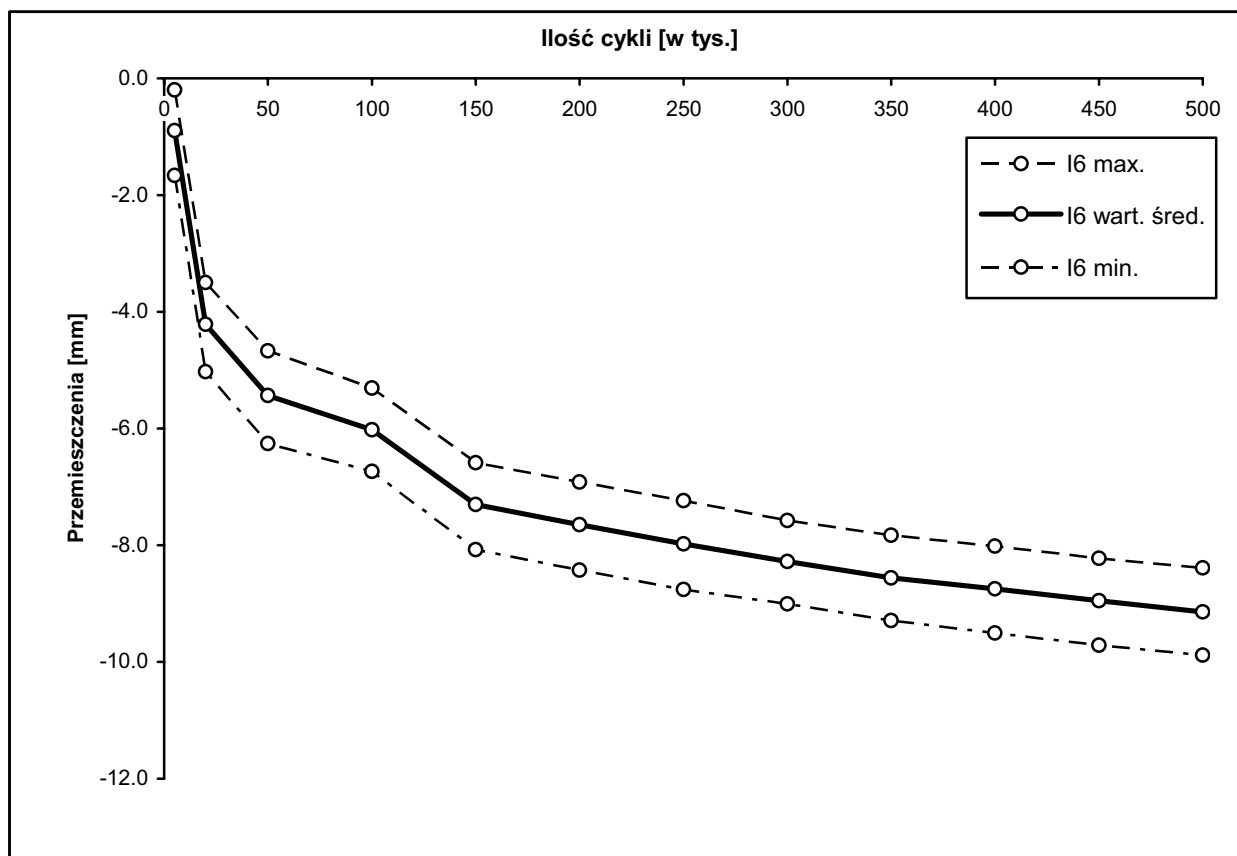
Czujniki indukcyjne	I0	I6	I4
Jednostki	mm	mm	Mm
<i>N = 250 000 cykli.</i>			
Maksimum:	3.60	-7.23	3.33
Minimum:	3.10	-8.76	2.69
Wart. śred.:	3.35	-7.98	3.00
Zakres:	0.50	1.53	0.63
<i>N = 300 000 cykli.</i>			
Maksimum:	3.84	-7.58	3.45
Minimum:	3.36	-9.01	2.86
Wart. śred.:	3.59	-8.28	3.14
Zakres:	0.47	1.43	0.59
<i>N = 350 000 cykli.</i>			
Maksimum:	3.90	-7.83	3.55
Minimum:	3.42	-9.29	2.94
Wart. śred.:	3.65	-8.56	3.24
Zakres:	0.48	1.46	0.61
<i>N = 400 000 cykli.</i>			
Maksimum:	3.98	-8.02	3.65
Minimum:	3.50	-9.51	3.04
Wart. śred.:	3.74	-8.75	3.35
Zakres:	0.48	1.49	0.61
<i>N = 450 000 cykli.</i>			
Maksimum:	3.96	-8.23	3.66
Minimum:	3.48	-9.71	3.05
Wart. śred.:	3.72	-8.95	3.35
Zakres:	0.49	1.49	0.61
<i>N = 500 000 cykli.</i>			
Maksimum:	4.04	-8.39	3.76
Minimum:	3.56	-9.89	3.15
Wart. śred.:	3.80	-9.14	3.46
Zakres:	0.48	1.50	0.61



Rys. 3.54. Przemieszczenia w punkcie I0 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



Rys. 3.55. Przemieszczenia w punkcie I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.



Rys. 3.56. Przemieszczenia w punkcie I6 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziomiu $h = 1.0$ m.

Tabela 3.26. Napór gruntu przy obciążeniu zmęczeniowym dla 500 tys. cykli przy naziemiu $h = 1.0$ m.

Oznaczenie presjometrów	nr 1	nr 2	nr 3	nr 4	nr 5	nr 6	nr 7	nr 8	nr 11	nr 13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
$N = 5\ 000$ cykli										
Maksimum	42.7	68.6	0.2	20.4	17.9	17.1	18.0	29.3	11.6	39.5
Minimum	15.9	22.4	0.0	0.0	0.0	1.1	1.8	7.3	2.1	5.2
Wartość średnia	29.3	45.5	0.1	10.2	9.0	9.1	9.9	18.3	6.9	22.4
Zakres	26.8	46.2	0.2	20.4	17.9	16.0	16.2	22.0	9.5	34.3
$N = 20\ 000$ cykli										
Maksimum	51.9	70.4	0.4	20.2	16.9	16.3	18.9	33.3	15.6	36.3
Minimum	23.8	29.2	0.0	0.0	0.0	0.9	2.4	10.4	5.6	1.4
Wartość średnia	37.9	49.8	0.2	10.1	8.5	8.6	10.7	21.9	10.6	18.9
Zakres	28.1	41.2	0.4	20.2	16.9	15.4	16.5	22.9	10.0	34.9
$N = 50\ 000$ cykli										
Maksimum	61.1	66.8	0.4	18.9	16.3	18.2	19.9	37.7	24.9	40.3
Minimum	29.0	29.5	0.0	0.0	0.0	0.7	2.9	15.9	13.0	4.6
Wartość średnia	45.1	48.2	0.2	9.5	8.2	9.5	11.4	26.8	19.0	22.5
Zakres	32.1	37.3	0.4	18.9	16.3	17.5	17.0	21.8	11.9	35.7
$N = 100\ 000$ cykli										
Maksimum	41.1	34.1	0.0	14.0	12.9	29.1	15.2	36.1	28.4	40.4
Minimum	19.3	7.3	0.0	0.0	0.0	13.2	1.3	14.0	18.2	10.2
Wartość średnia	30.2	20.7	0.0	7.0	6.5	21.2	8.3	25.1	23.3	25.3
Zakres	21.8	26.8	0.0	14.0	12.9	15.9	13.9	22.1	10.2	30.2
$N = 150\ 000$ cykli										
Maksimum	51.5	21.9	0.0	15.5	13.0	17.6	18.2	39.3	31.4	37.0
Minimum	26.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	2.1	17.2	19.3	5.7
Wartość średnia	38.9	11.0	0.0	7.8	6.5	9.5	10.2	28.3	25.4	21.4
Zakres	25.2	21.9	0.0	15.5	13.0	16.2	16.1	22.1	12.1	31.3
$N = 200\ 000$ cykli										
Maksimum	54.1	16.7	0.0	15.6	13.1	18.2	19.7	40.9	36.7	39.3
Minimum	28.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	16.5	23.1	5.7
Wartość średnia	41.2	8.4	0.0	7.8	6.6	9.1	10.8	28.7	29.9	22.5
Zakres	25.9	16.7	0.0	15.6	13.1	18.2	17.9	24.4	13.6	33.6
$N = 250\ 000$ cykli										
Maksimum	54.2	38.1	0.0	15.6	13.2	17.3	19.5	43.5	40.3	32.3
Minimum	26.4	9.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	15.6	25.9	-0.6
Wartość średnia	40.3	23.9	0.0	7.8	6.6	8.7	10.3	29.6	33.1	15.9
Zakres	27.8	28.5	0.0	15.6	13.2	17.3	18.4	27.9	14.4	32.9
$N = 300\ 000$ cykli										
Maksimum	55.7	5.8	0.3	b.d.	b.d.	24.3	18.1	56.4	42.2	44.9
Minimum	29.8	0.0	0.0	b.d.	b.d.	8.4	2.0	34.8	28.6	13.9
Wartość średnia	42.8	2.9	0.2	b.d.	b.d.	16.4	10.1	45.6	35.4	29.4
Zakres	25.9	5.8	0.3	b.d.	b.d.	15.9	16.1	21.6	13.6	31.0

c.d. tabeli 3.26. (tensometry od T8 do T14).

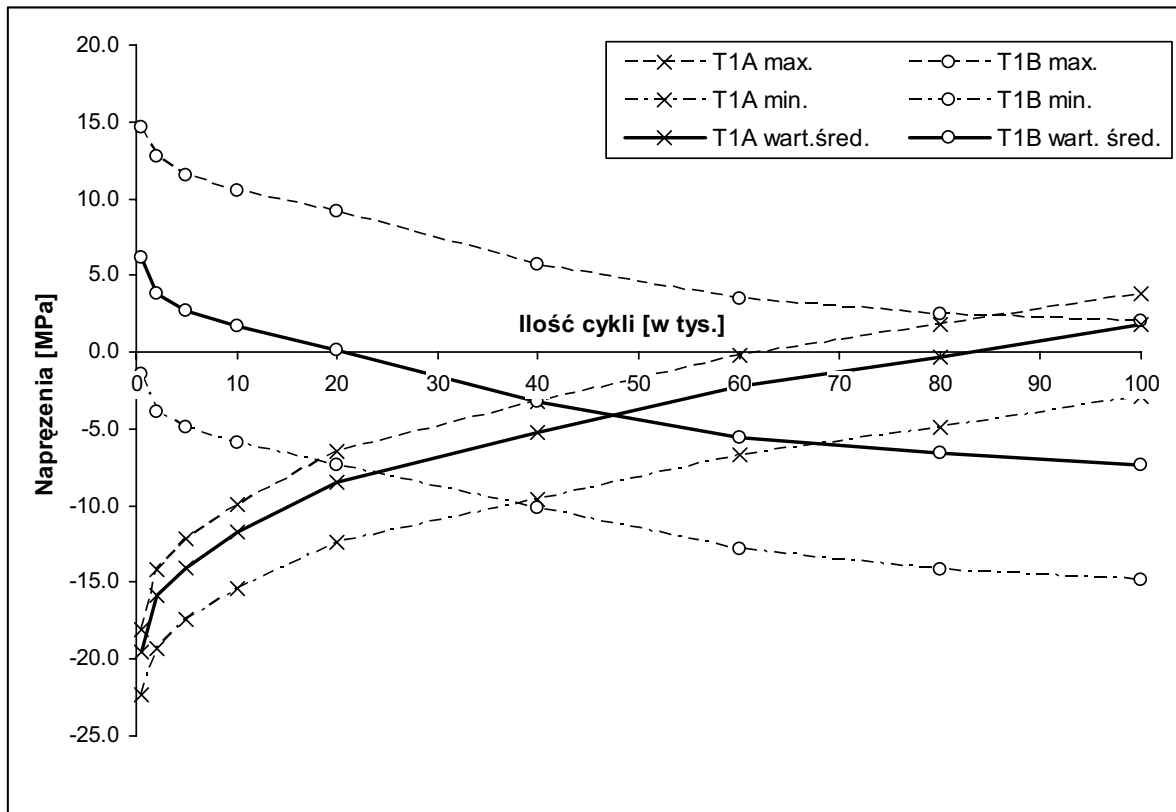
Oznaczenie presjometrów	nr 1	nr 2	nr 3	Nr 4	nr 5	nr 6	nr 7	nr 8	nr 11	nr 13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
<i>N</i> = 350 000 cykli										
Maksimum	56.0	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	21.0	17.0	54.1	43.8	47.2
Minimum	31.5	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	5.3	0.6	32.6	29.1	18.7
Wartość średnia	43.8	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	13.2	8.8	43.4	36.5	33.0
Zakres	24.5	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	15.7	16.4	21.5	14.7	28.5
<i>N</i> = 400 000 cykli										
Maksimum	55.7	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	13.9	16.6	53.8	45.5	38.4
Minimum	30.6	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	0.0	0.0	30.0	30.2	8.9
Wartość średnia	43.2	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	7.0	8.3	41.9	37.9	23.7
Zakres	25.1	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	13.9	16.6	23.8	15.3	29.5
<i>N</i> = 450 000 cykli										
Maksimum	55.5	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	8.3	16.9	51.7	48.1	39.8
Minimum	29.8	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	0.0	0.1	30.5	32.3	10.1
Wartość średnia	42.7	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	4.2	8.5	41.1	40.2	25.0
Zakres	25.7	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	8.3	16.8	21.2	15.8	29.7
<i>N</i> = 500 000 cykli										
Maksimum	56.1	b.d.	0.3	b.d.	b.d.	3.5	16.8	51.9	49.8	31.1
Minimum	28.9	b.d.	0.0	b.d.	b.d.	0.0	0.0	29.0	33.3	0.0
Wartość średnia	42.5	b.d.	0.2	b.d.	b.d.	1.8	8.4	40.5	41.6	15.6
Zakres	27.2	b.d.	0.3	b.d.	b.d.	3.5	16.8	22.9	16.5	31.1

Tabela 3.27. Naprężenia na obwodzie przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziośmie $h = 0.6$ m (tensometry od T1 do T7).

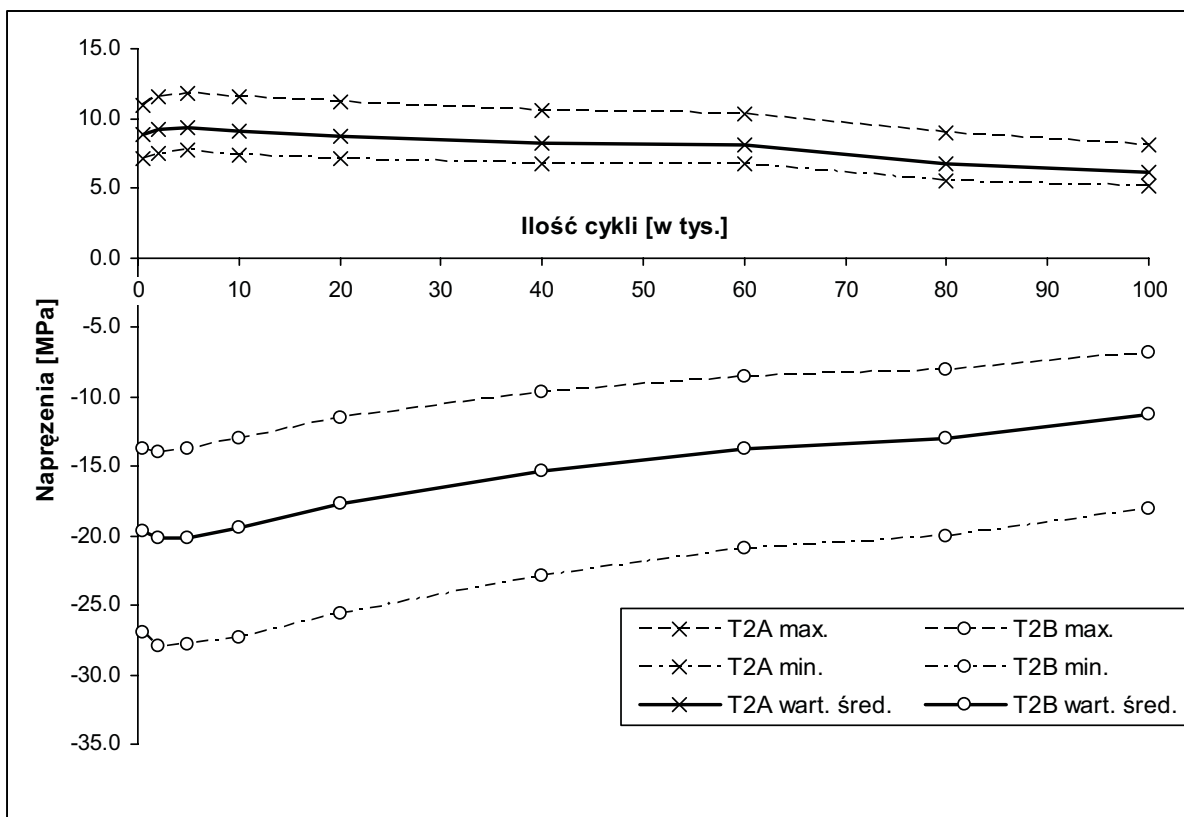
Tensometry	T1A	T1B	T2A	T2B	T3A	T3B	T4A	T4B	T5A	T5B	T6A	T6B	T7A	T7B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
$N = 500$ cykli.														
Maksimum:	-18.1	14.6	11.0	-13.8	-6.9	0.2	-22.5	15.8	21.1	-6.9	6.3	0.8	1.4	-2.4
Minimum:	-22.3	-1.4	7.1	-27.0	-36.9	-2.6	-43.0	9.1	5.9	-8.3	-4.3	-8.7	0.4	-4.1
Wart. śred.:	-19.5	6.1	8.8	-19.7	-20.6	-1.2	-31.7	13.1	13.6	-7.6	1.0	-3.9	0.9	-3.3
Zakres:	4.3	16.0	3.9	13.2	30.0	2.8	20.5	6.7	15.2	1.4	10.6	9.5	1.0	1.6
$N = 2\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-14.2	12.8	11.6	-14.0	-7.3	1.8	-24.0	17.9	21.1	-7.5	6.7	0.6	2.0	-3.0
Minimum:	-19.3	-3.9	7.5	-28.0	-37.8	-1.0	-45.7	11.6	5.1	-8.9	-4.5	-9.7	1.0	-4.9
Wart. śred.:	-15.9	3.8	9.2	-20.1	-21.0	0.3	-33.5	15.3	13.4	-8.1	1.0	-4.4	1.6	-3.9
Zakres:	5.1	16.6	4.1	14.0	30.4	2.8	21.7	6.3	16.0	1.4	11.2	10.4	1.0	1.8
$N = 5\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-12.2	11.6	11.8	-13.8	-6.9	2.2	-24.8	18.7	20.5	-7.7	6.5	0.4	2.6	-3.5
Minimum:	-17.5	-4.9	7.7	-27.8	-37.3	-0.6	-46.7	12.8	4.5	-9.1	-4.9	-10.2	1.6	-5.3
Wart. śred.:	-14.0	2.7	9.3	-20.1	-20.5	0.8	-34.6	16.4	12.8	-8.3	0.8	-4.7	2.1	-4.4
Zakres:	5.3	16.4	4.1	14.0	30.4	2.8	21.9	5.9	16.0	1.4	11.4	10.6	1.0	1.8
$N = 10\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-9.9	10.6	11.6	-13.0	-6.7	2.4	-25.8	19.3	19.1	-7.7	6.3	0.0	3.7	-4.1
Minimum:	-15.4	-5.9	7.3	-27.4	-36.7	-0.6	-47.5	14.0	3.0	-9.1	-5.3	-10.6	2.4	-6.1
Wart. śred.:	-11.8	1.7	9.0	-19.4	-20.0	0.7	-35.6	17.4	11.2	-8.2	0.4	-5.0	3.1	-5.0
Zakres:	5.5	16.4	4.3	14.4	30.0	3.0	21.7	5.3	16.0	1.4	11.6	10.6	1.2	2.0
$N = 20\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-6.5	9.1	11.2	-11.6	-5.5	2.2	-26.4	20.5	17.0	-6.5	5.9	-0.2	5.5	-5.3
Minimum:	-12.4	-7.3	7.1	-25.6	-34.7	-0.6	-47.9	15.4	1.2	-7.9	-5.5	-10.6	4.5	-7.3
Wart. śred.:	-8.5	0.1	8.7	-17.7	-18.7	0.7	-36.2	18.8	9.3	-7.0	0.1	-5.2	5.0	-6.3
Zakres:	5.9	16.4	4.1	14.0	29.2	2.8	21.5	5.1	15.8	1.4	11.4	10.4	1.0	2.0
$N = 40\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-3.3	5.7	10.6	-9.7	-5.1	1.8	-26.2	21.1	14.6	-3.7	6.3	0.2	8.1	-7.1
Minimum:	-9.5	-10.2	6.7	-22.9	-32.9	-1.0	-47.3	16.4	-0.6	-4.9	-5.3	-10.2	6.9	-8.9
Wart. śred.:	-5.3	-3.2	8.3	-15.4	-17.3	0.2	-35.7	19.5	7.1	-4.1	0.4	-4.7	7.6	-8.0
Zakres:	6.3	15.8	3.9	13.2	27.8	2.8	21.1	4.7	15.2	1.2	11.6	10.4	1.2	1.8
$N = 60\ 000$ cykli.														
Maksimum:	-0.2	3.4	10.4	-8.5	-3.9	2.0	-25.0	22.7	14.0	-0.2	7.3	1.6	10.1	-8.7
Minimum:	-6.7	-12.8	6.7	-20.9	-31.1	-0.6	-46.1	18.3	-1.0	-1.4	-4.3	-8.5	9.1	-10.6
Wart. śred.:	-2.2	-5.5	8.0	-13.7	-16.0	0.6	-34.6	21.1	6.8	-0.6	1.4	-3.4	9.7	-9.6
Zakres:	6.5	16.2	3.7	12.4	27.2	2.6	21.1	4.5	15.0	1.2	11.6	10.1	1.0	1.8
$N = 80\ 000$ cykli.														
Maksimum:	1.8	2.4	8.9	-8.1	-3.5	0.6	-26.0	22.3	11.4	0.0	5.7	1.2	11.6	-10.4
Minimum:	-4.9	-14.2	5.5	-20.1	-30.0	-1.8	-47.1	18.1	-3.7	-1.0	-5.9	-9.1	10.4	-12.2
Wart. śred.:	-0.3	-6.6	6.7	-13.0	-15.0	-0.6	-35.7	20.8	4.3	-0.4	-0.2	-3.8	11.0	-11.2
Zakres:	6.7	16.6	3.5	12.0	26.6	2.4	21.1	4.3	15.0	1.0	11.6	10.4	1.2	1.8
$N = 100\ 000$ cykli.														
Maksimum:	3.9	2.0	8.1	-6.9	-3.5	-0.4	-27.6	20.7	7.5	-0.4	3.9	-0.4	13.2	-11.0
Minimum:	-2.8	-14.8	5.1	-18.1	-29.6	-2.8	-48.3	16.2	-7.5	-1.6	-7.7	-10.8	11.8	-12.8
Wart. śred.:	1.8	-7.4	6.2	-11.3	-14.9	-1.7	-37.0	19.0	0.2	-0.8	-2.1	-5.5	12.6	-11.8
Zakres:	6.7	16.8	3.0	11.2	26.2	2.4	20.7	4.5	15.0	1.2	11.6	10.4	1.4	1.8

c.d. tabeli 3.27. (tensometry od T8 do T14).

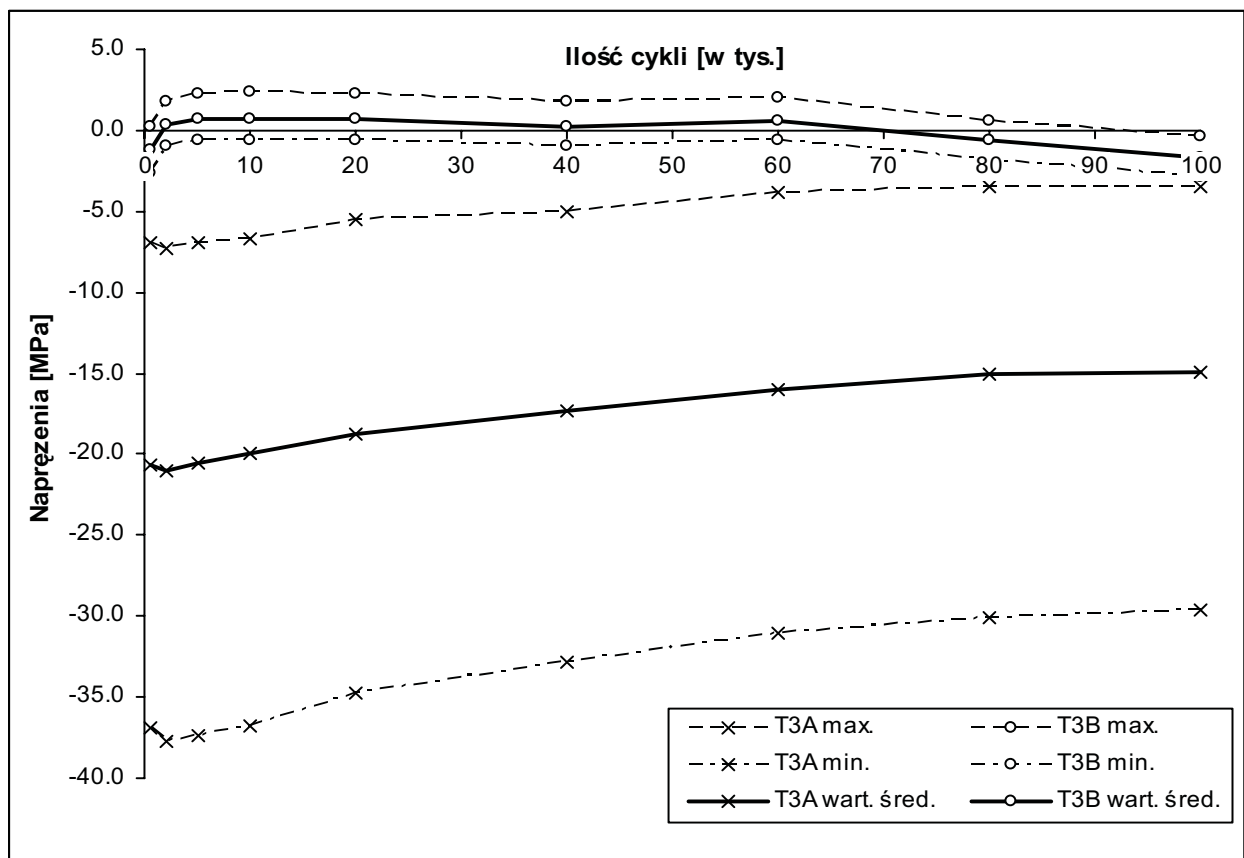
Tensometry	T8A	T8B	T9A	T9B	T10A	T10B	T11A	T11B	T12A	T12B	T13A	T13B	T14A	T14B
Jednostki	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
N = 500 cykli.														
Maksimum:	9.7	23.3	-1.4	-7.3	7.3	0.0	6.7	-5.7	-29.8	20.3	1.6	-11.6	5.3	-22.7
Minimum:	8.7	22.9	-2.2	-8.9	-1.8	-10.4	-10.8	-7.7	-51.8	13.6	-22.9	-18.9	-2.6	-38.4
Wart. śred.:	9.3	23.1	-1.7	-8.1	2.6	-5.0	-1.8	-6.5	-39.3	17.7	-9.2	-14.7	1.2	-29.6
Zakres:	1.0	0.4	0.8	1.6	9.1	10.4	17.5	2.0	21.9	6.7	24.6	7.3	7.9	15.6
N = 2 000 cykli.														
Maksimum:	10.3	16.6	-0.8	-7.9	6.9	0.6	6.7	-6.3	-30.0	20.7	1.6	-10.8	3.9	-20.3
Minimum:	9.1	15.8	-1.6	-9.7	-3.0	-10.4	-11.8	-8.3	-53.4	14.4	-22.7	-18.3	-4.1	-35.7
Wart. śred.:	9.9	16.1	-1.2	-8.8	1.9	-4.8	-2.2	-7.1	-40.7	18.5	-9.1	-14.1	-0.4	-27.0
Zakres:	1.2	0.8	0.8	1.8	9.9	11.0	18.5	2.0	23.3	6.3	24.4	7.5	7.9	15.4
N = 5 000 cykli.														
Maksimum:	11.0	8.9	-0.4	-8.5	6.5	0.6	5.7	-6.5	-30.2	20.9	1.6	-10.6	4.1	-19.3
Minimum:	9.7	8.1	-1.2	-10.4	-3.5	-10.4	-12.6	-8.7	-54.2	14.8	-22.3	-18.1	-3.7	-34.5
Wart. śred.:	10.5	8.5	-0.8	-9.4	1.4	-4.7	-3.4	-7.4	-40.9	18.7	-8.9	-13.8	-0.2	-25.9
Zakres:	1.2	0.8	0.8	1.8	9.9	11.0	18.3	2.2	24.0	6.1	24.0	7.5	7.7	15.2
N = 10 000 cykli.														
Maksimum:	11.8	-2.1	0.2	-9.3	6.3	0.6	4.5	-6.5	-30.9	20.9	1.4	-10.2	4.9	-18.3
Minimum:	10.6	-2.7	-0.6	-11.2	-3.9	-10.4	-14.2	-8.5	-54.8	14.8	-21.9	-17.7	-2.4	-33.3
Wart. śred.:	11.2	-2.4	-0.2	-10.2	1.1	-4.8	-4.4	-7.3	-41.6	18.8	-9.0	-13.4	0.8	-24.9
Zakres:	1.2	0.6	0.8	1.8	10.1	11.0	18.7	2.0	24.0	6.1	23.3	7.5	7.3	15.0
N = 20 000 cykli.														
Maksimum:	13.6	-2.5	1.8	-10.6	6.3	0.8	2.4	-5.5	-31.1	20.9	1.6	-9.7	5.5	-17.3
Minimum:	12.4	-3.3	0.6	-12.4	-4.1	-10.4	-16.0	-7.5	-55.0	15.0	-21.3	-17.1	-1.4	-31.9
Wart. śred.:	13.1	-2.9	1.2	-11.5	1.2	-4.6	-6.2	-6.2	-42.1	18.9	-8.7	-12.9	1.6	-23.5
Zakres:	1.2	0.8	1.2	1.8	10.4	11.2	18.5	2.0	24.0	5.9	22.9	7.3	6.9	14.6
N = 40 000 cykli.														
Maksimum:	16.2	13.4	4.3	-12.0	6.7	1.2	0.0	-2.8	-30.0	21.5	1.4	-9.1	5.5	-16.9
Minimum:	15.4	12.6	3.0	-13.8	-3.7	-9.7	-18.3	-4.7	-53.6	15.8	-20.7	-16.0	-1.0	-30.9
Wart. śred.:	15.9	12.8	3.7	-12.9	1.4	-4.2	-8.6	-3.4	-40.7	19.6	-8.1	-12.2	1.7	-22.9
Zakres:	0.8	0.8	1.2	1.8	10.4	11.0	18.3	1.8	23.5	5.7	22.1	6.9	6.5	14.0
N = 60 000 cykli.														
Maksimum:	19.3	-6.7	7.1	-12.4	7.1	2.4	-0.2	0.2	-28.6	23.3	2.0	-8.5	5.5	-16.4
Minimum:	18.5	-7.7	5.9	-14.4	-3.5	-8.7	-18.9	-1.4	-52.2	17.7	-19.9	-15.0	-0.8	-30.4
Wart. śred.:	18.9	-7.3	6.6	-13.4	1.8	-3.1	-9.2	-0.4	-39.4	21.4	-7.3	-11.3	1.8	-22.4
Zakres:	0.8	1.0	1.2	2.0	10.6	11.2	18.7	1.6	23.5	5.7	21.9	6.5	6.3	14.0
N = 80 000 cykli.														
Maksimum:	20.1	-26.2	7.9	-14.4	5.7	2.0	-3.3	0.6	-29.8	22.3	2.0	-8.7	4.3	-16.4
Minimum:	19.1	-27.4	6.7	-16.2	-4.9	-9.1	-21.9	-1.0	-53.4	16.6	-19.9	-15.4	-2.4	-30.4
Wart. śred.:	19.6	-26.9	7.3	-15.3	0.3	-3.3	-12.2	-0.1	-40.6	20.4	-7.4	-11.6	0.3	-22.4
Zakres:	1.0	1.2	1.2	1.8	10.6	11.2	18.7	1.6	23.5	5.7	21.9	6.7	6.7	14.0
N = 100 000 cykli.														
Maksimum:	20.1	-64.4	8.3	-16.0	3.9	1.0	-8.3	0.2	-31.9	19.9	1.6	-9.5	5.9	-16.2
Minimum:	19.3	-65.4	7.3	-18.1	-6.5	-10.4	-27.2	-1.4	-55.0	14.0	-20.3	-16.0	-1.0	-29.8
Wart. śred.:	19.6	-64.9	7.9	-17.1	-1.4	-4.6	-17.1	-0.4	-42.2	17.8	-7.9	-12.3	1.8	-21.9
Zakres:	0.8	1.0	1.0	2.0	10.4	11.4	18.9	1.6	23.1	5.9	21.9	6.5	6.9	13.6



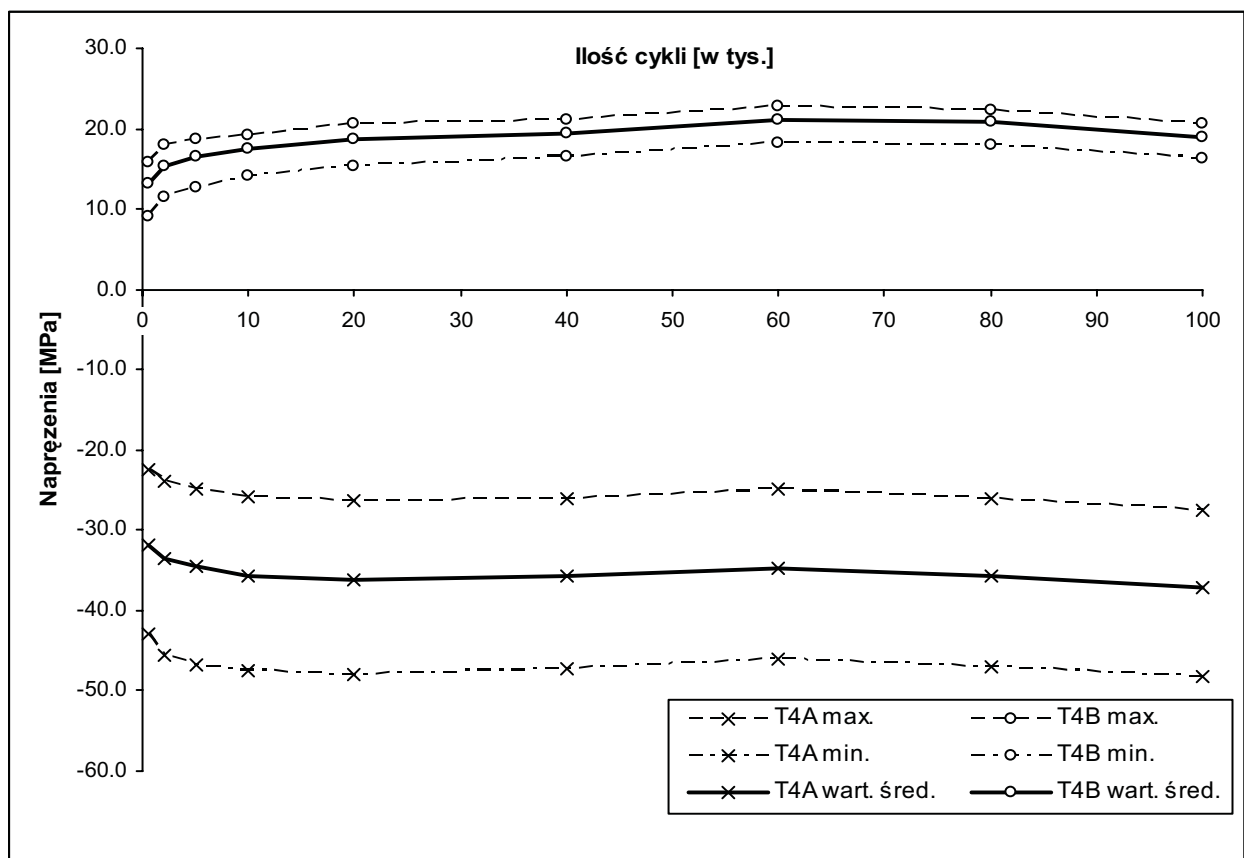
Rys. 3.57. Naprężenia w punkcie T1 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy nazioście $h = 0.6$ m.



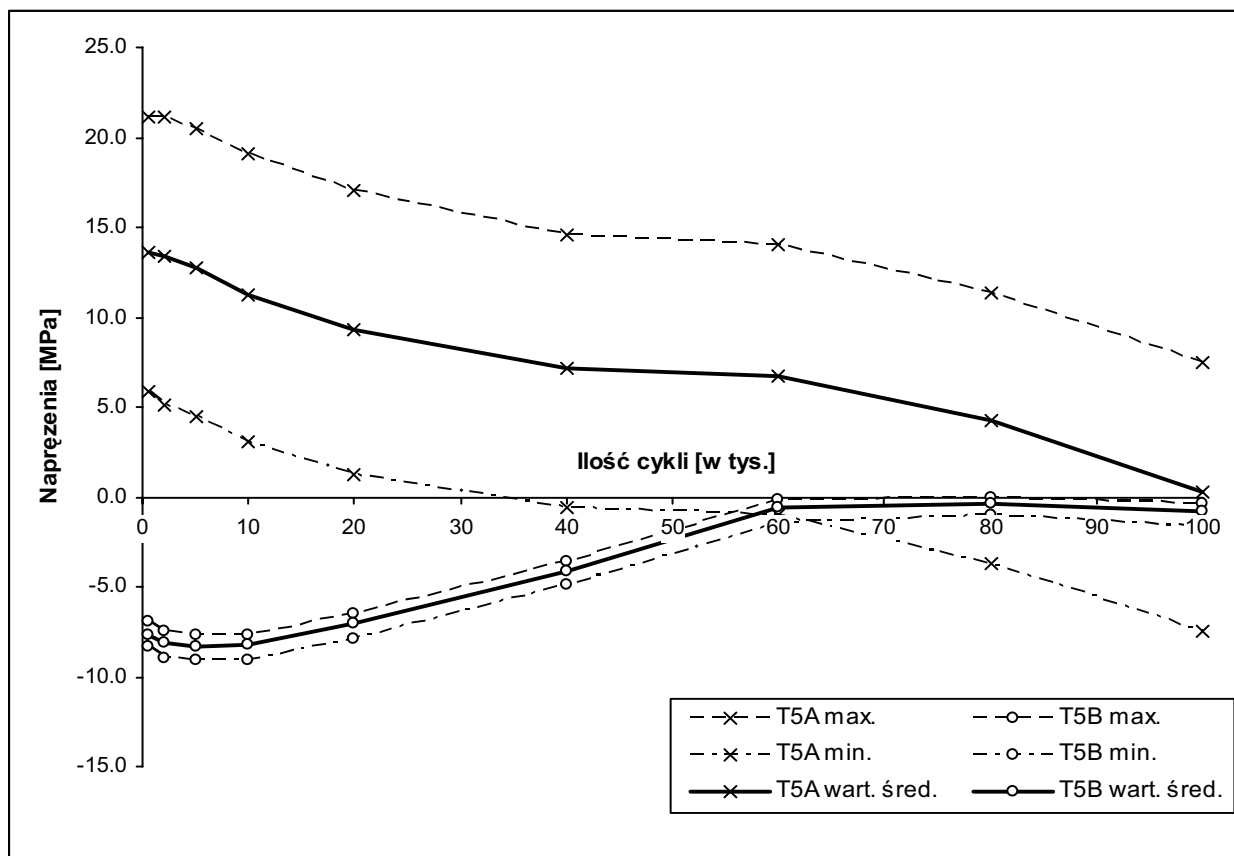
Rys. 3.58. Naprężenia w punkcie T2 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy nazioście $h = 0.6$ m.



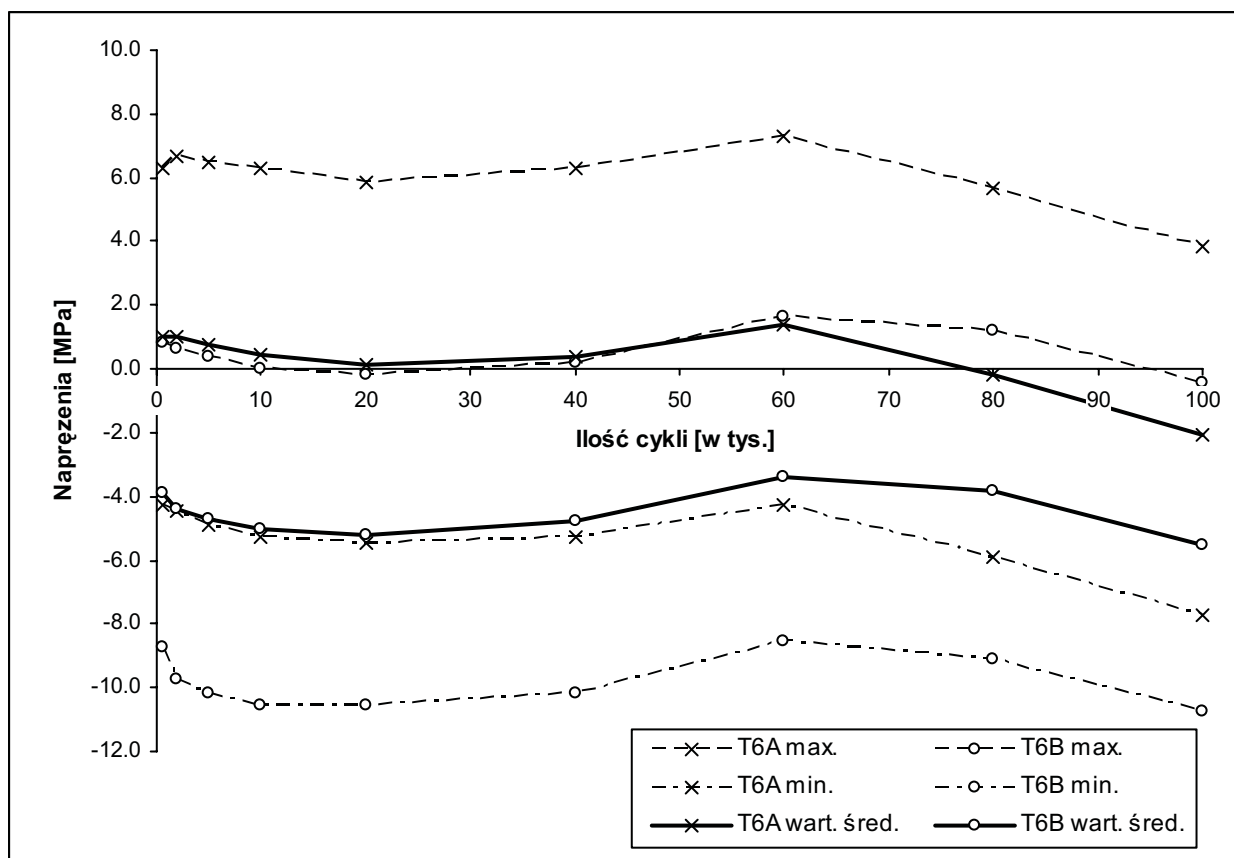
Rys. 3.59. Napężenia w punkcie T3 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



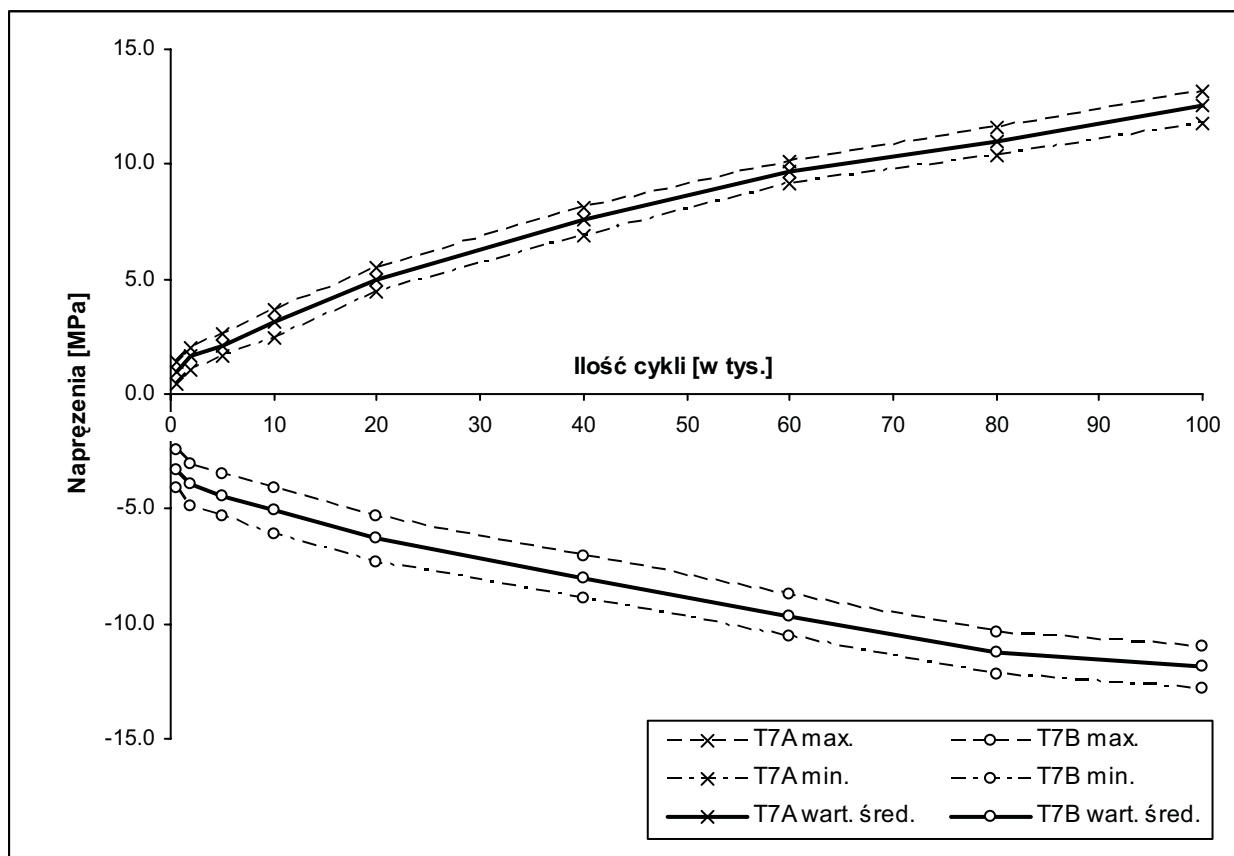
Rys. 3.60. Napężenia w punkcie T4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



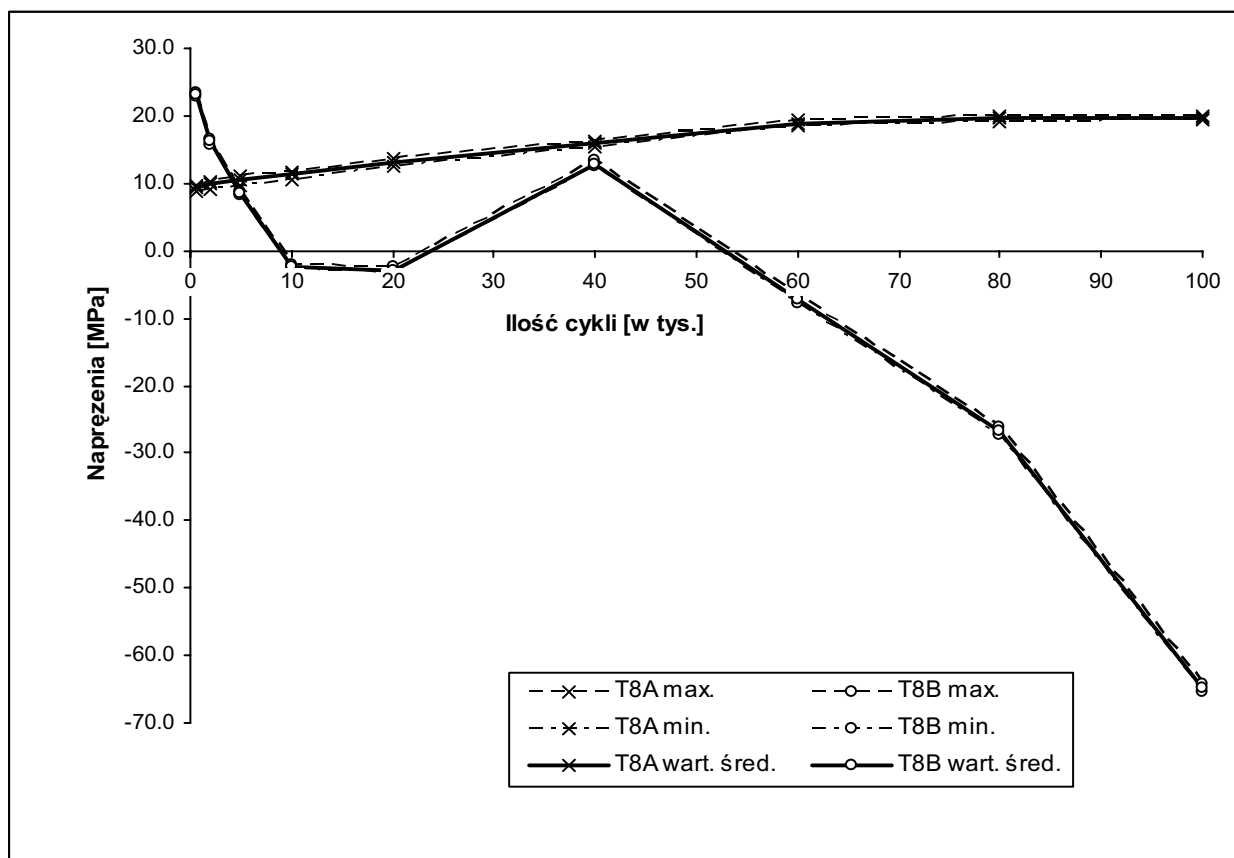
Rys. 3.61. Napężenia w punkcie T5 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



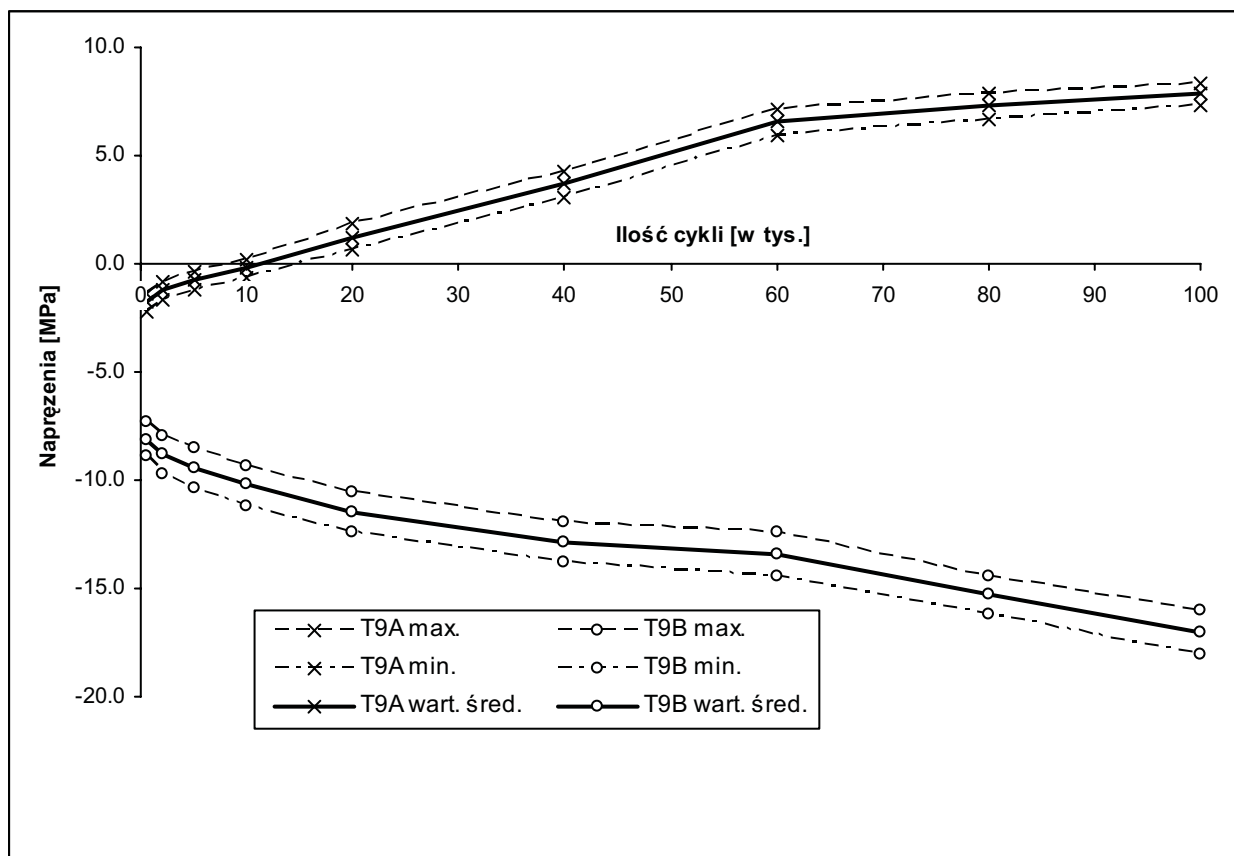
Rys. 3.62. Napężenia w punkcie T6 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



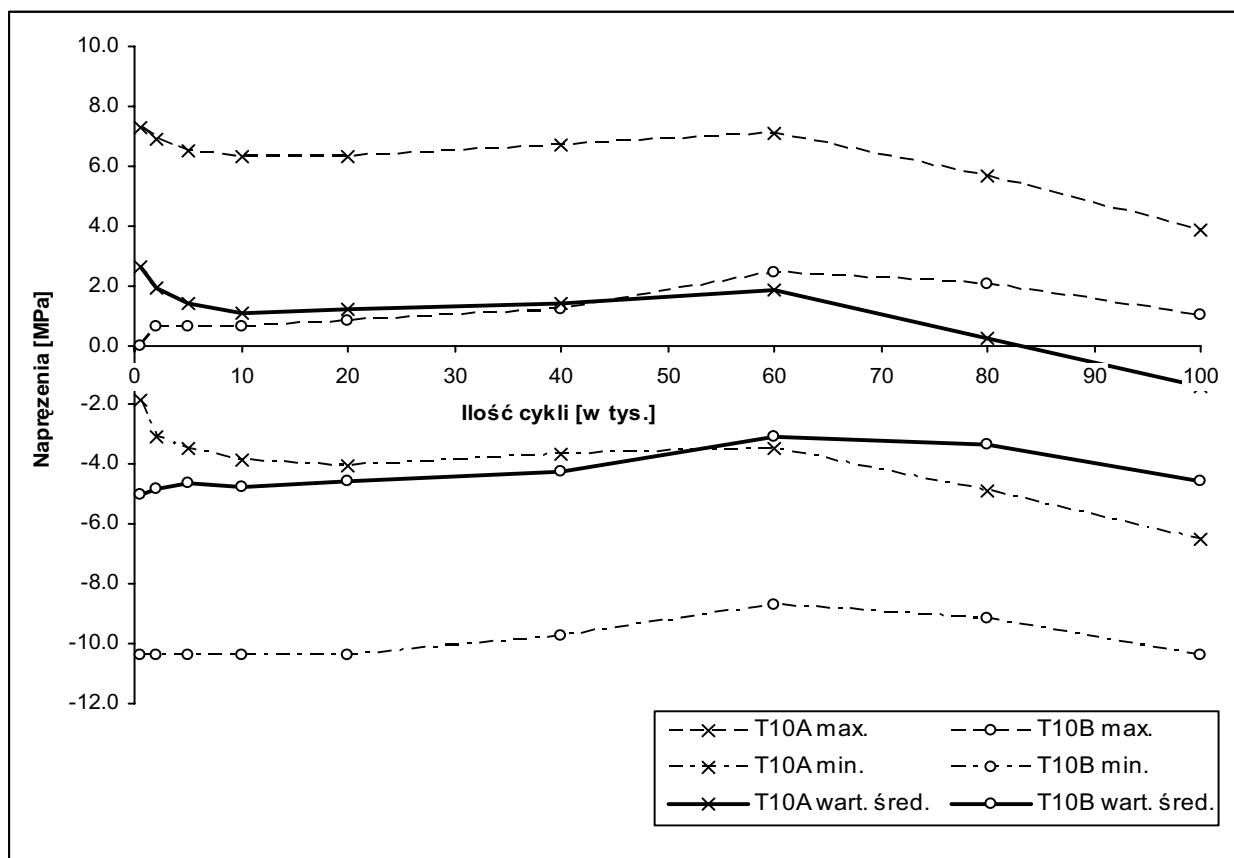
Rys. 3.63. Napężenia w punkcie T7 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



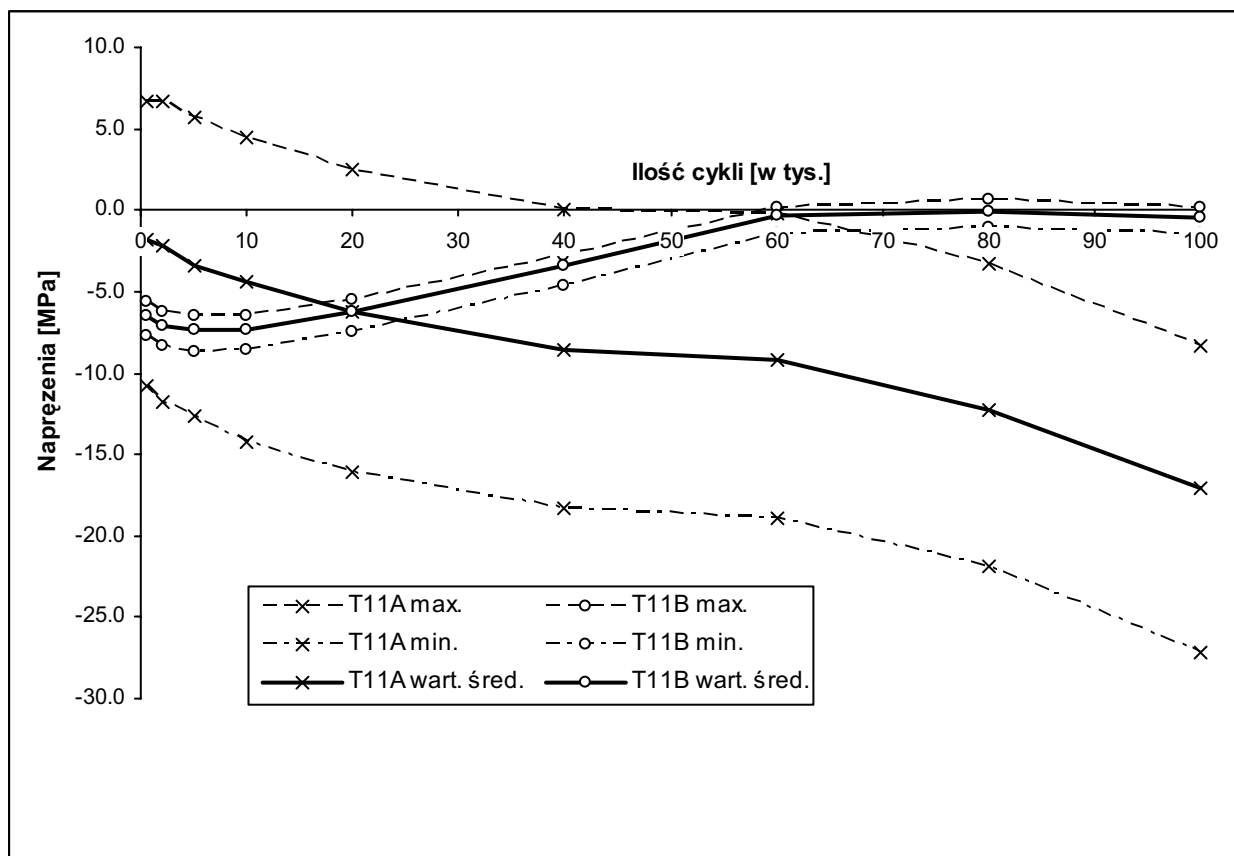
Rys. 3.64. Napężenia w punkcie T8 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



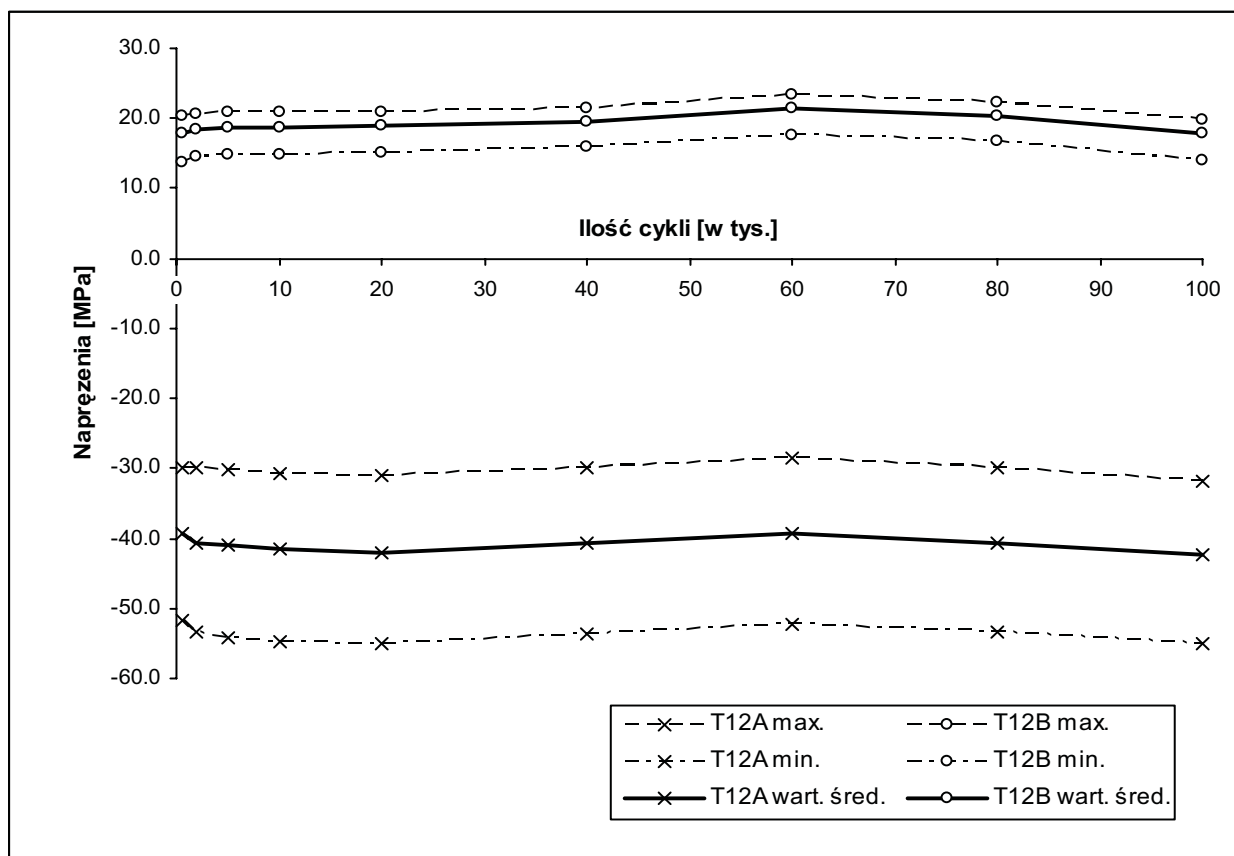
Rys. 3.65. Napężenia w punkcie T9 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



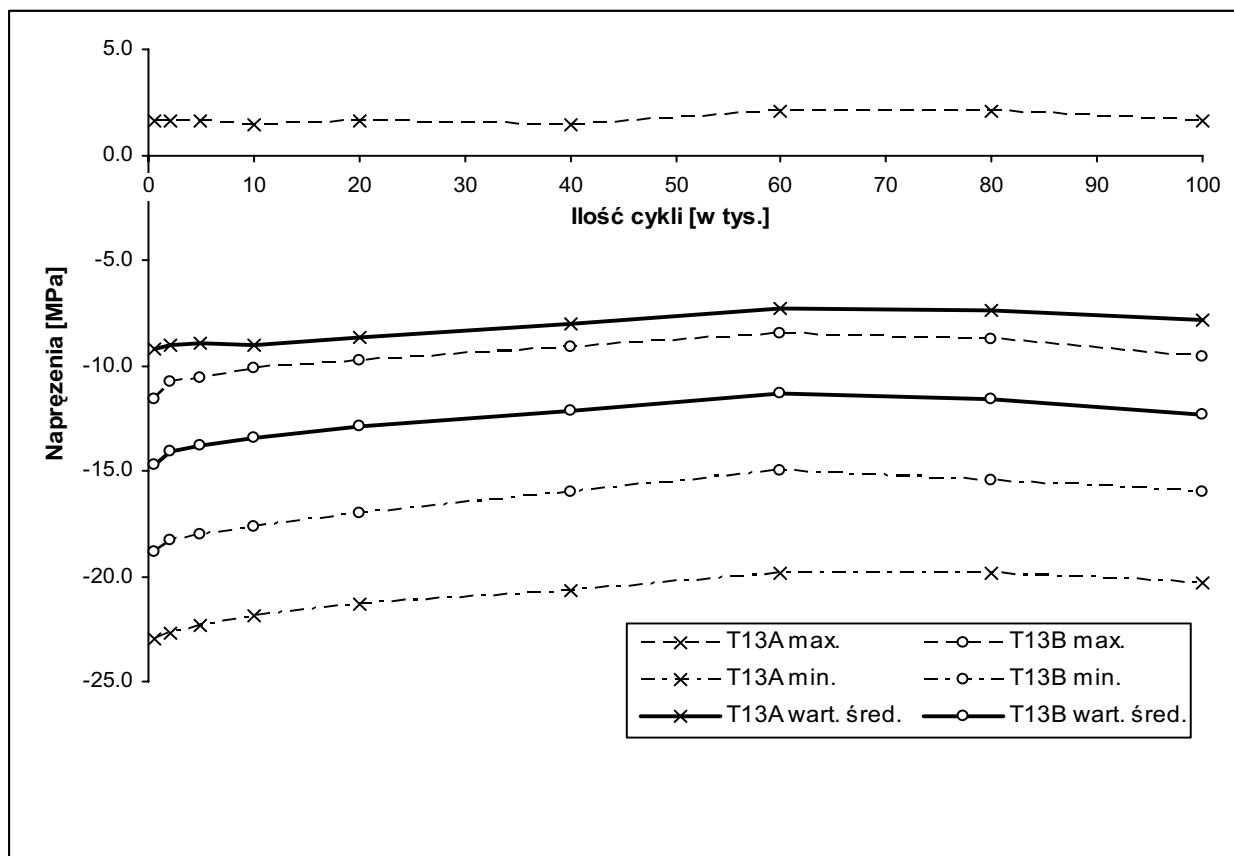
Rys. 3.66. Napężenia w punkcie T10 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



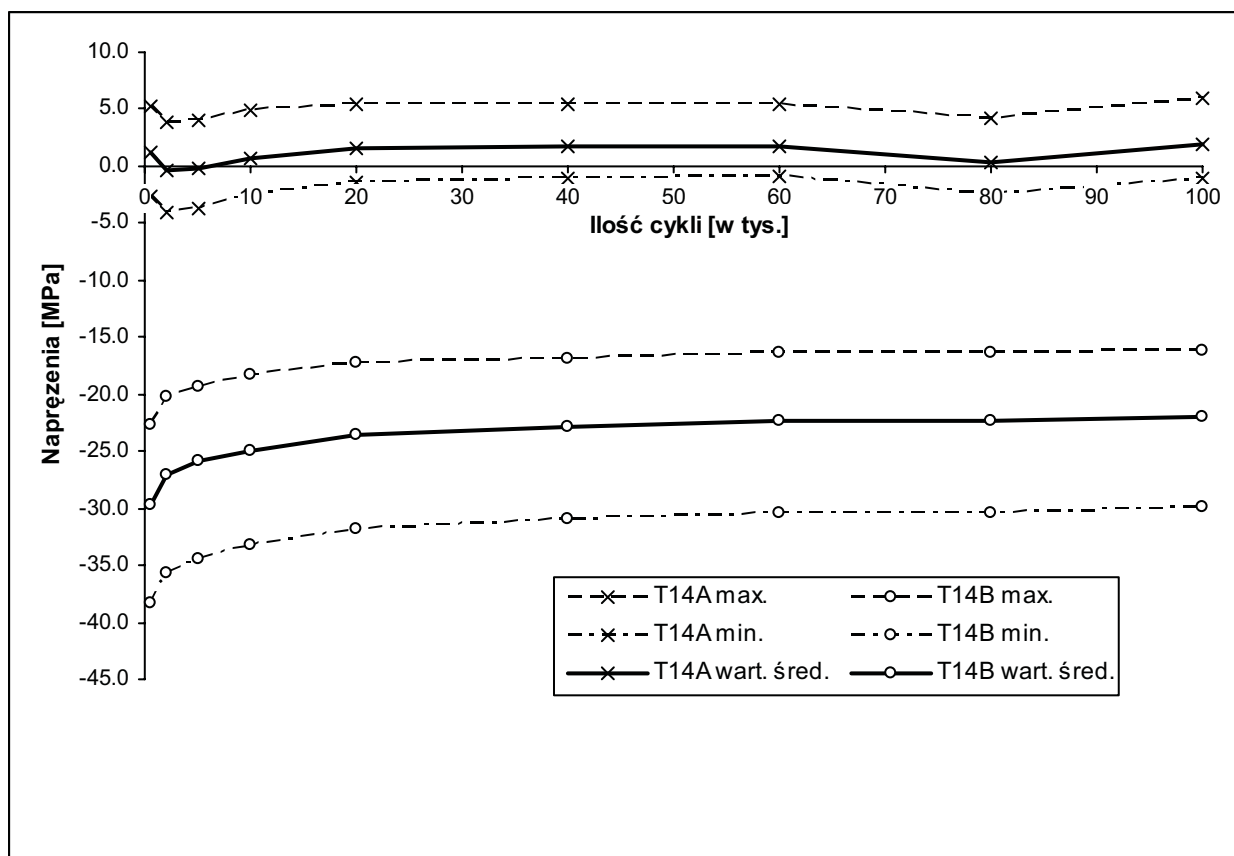
Rys. 3.67. Naprężenia w punkcie T11 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



Rys. 3.68. Naprężenia w punkcie T12 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu $h = 0.6$ m.



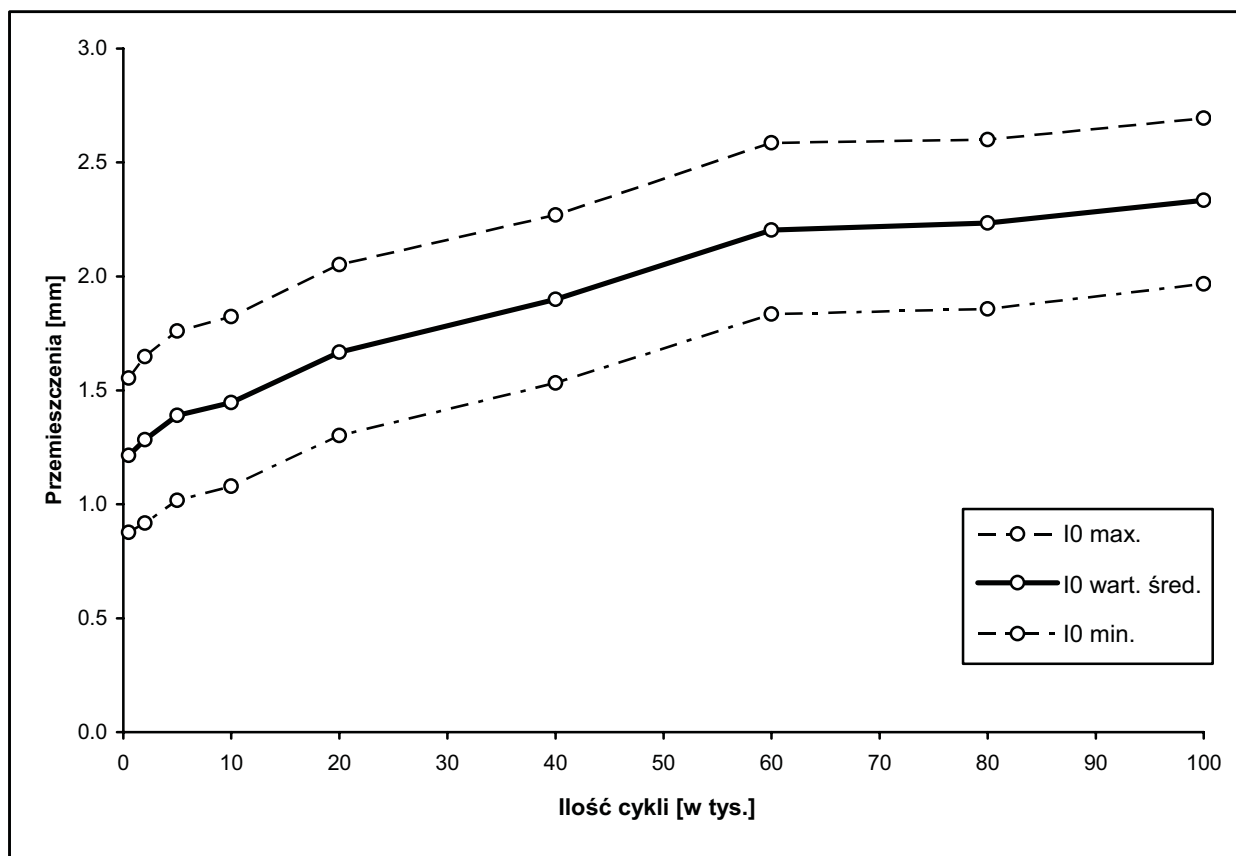
Rys. 3.69. Napężenia w punkcie T13 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomiu $h = 0.6$ m.



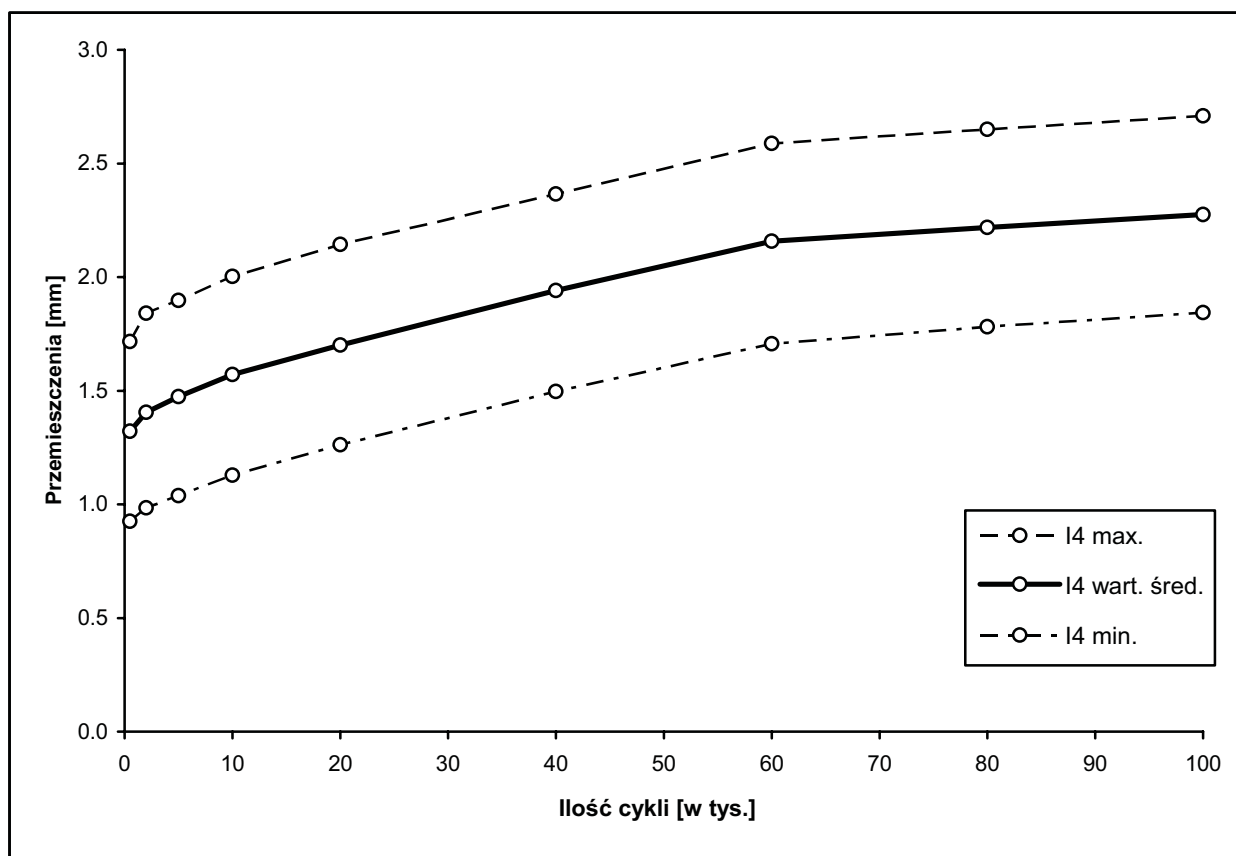
Rys. 3.70. Napężenia w punkcie T14 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomiu $h = 0.6$ m.

Tabela 3.28. Przemieszczenia przepustu pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

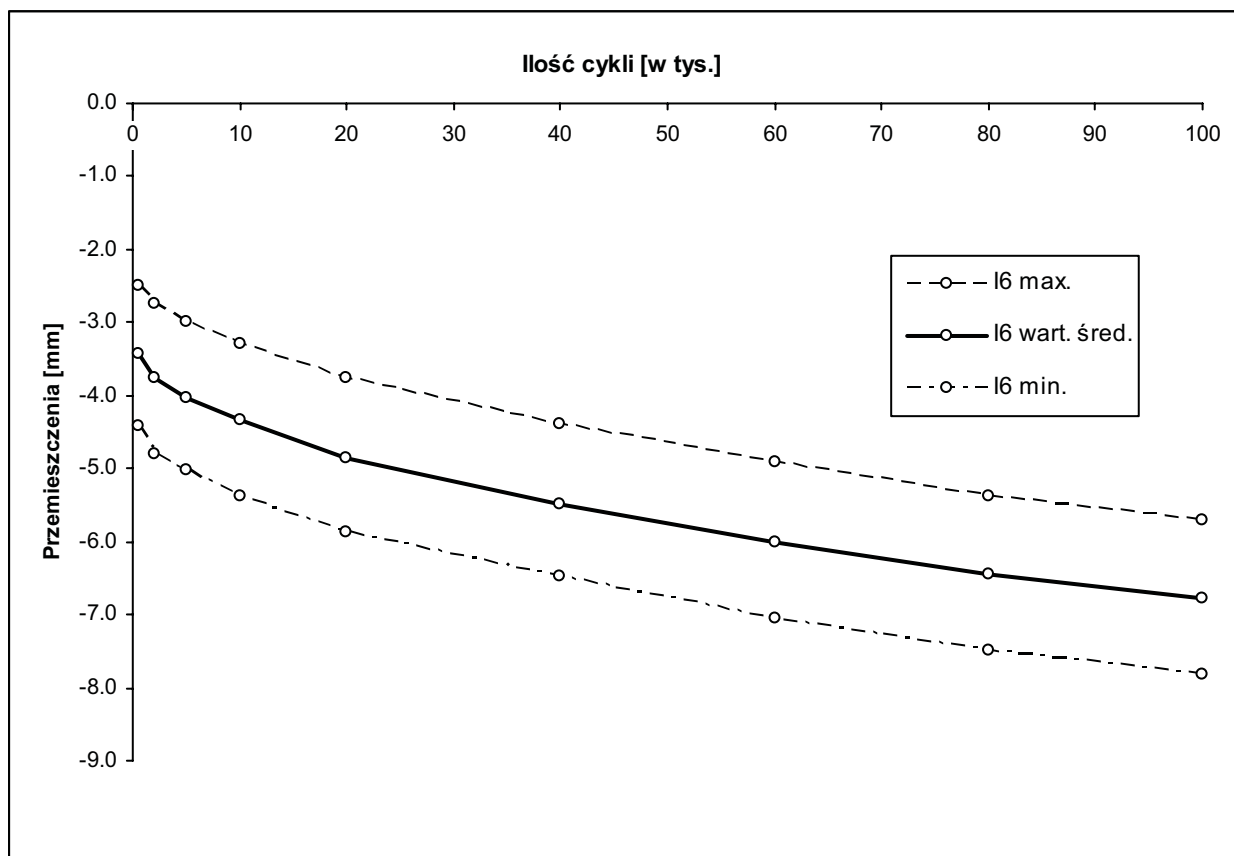
Czujniki indukcyjne	I0	I6	I4
Jednostki	mm	mm	mm
<i>N = 500 cykli.</i>			
Maksimum:	1.55	-2.51	1.72
Minimum:	0.88	-4.41	0.93
Wart. śred.:	1.21	-3.44	1.32
Zakres:	0.68	1.90	0.79
<i>N = 2 000 cykli.</i>			
Maksimum:	1.65	-2.75	1.84
Minimum:	0.92	-4.79	0.98
Wart. śred.:	1.28	-3.77	1.41
Zakres:	0.73	2.04	0.86
<i>N = 5 000 cykli.</i>			
Maksimum:	1.76	-2.99	1.90
Minimum:	1.02	-5.03	1.04
Wart. śred.:	1.39	-4.03	1.47
Zakres:	0.74	2.04	0.86
<i>N = 10 000 cykli.</i>			
Maksimum:	1.82	-3.30	2.00
Minimum:	1.08	-5.37	1.13
Wart. śred.:	1.45	-4.33	1.57
Zakres:	0.74	2.08	0.88
<i>N = 20 000 cykli.</i>			
Maksimum:	2.05	-3.77	2.14
Minimum:	1.30	-5.87	1.26
Wart. śred.:	1.67	-4.85	1.70
Zakres:	0.75	2.10	0.88
<i>N = 40 000 cykli.</i>			
Maksimum:	2.27	-4.40	2.37
Minimum:	1.53	-6.47	1.50
Wart. śred.:	1.90	-5.47	1.94
Zakres:	0.74	2.08	0.87
<i>N = 60 000 cykli.</i>			
Maksimum:	2.59	-4.92	2.59
Minimum:	1.84	-7.04	1.71
Wart. śred.:	2.20	-6.01	2.16
Zakres:	0.75	2.12	0.88
<i>N = 80 000 cykli.</i>			
Maksimum:	2.60	-5.38	2.65
Minimum:	1.86	-7.50	1.78
Wart. śred.:	2.23	-6.45	2.22
Zakres:	0.74	2.13	0.87
<i>N = 100 000 cykli.</i>			
Maksimum:	2.70	-5.70	2.71
Minimum:	1.97	-7.81	1.84
Wart. śred.:	2.34	-6.78	2.28
Zakres:	0.73	2.12	0.87



Rys. 3.71. Przemieszczenia w punkcie I0 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomiu $h = 0.6$ m.



Rys. 3.72. Przemieszczenia w punkcie I4 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomiu $h = 0.6$ m.



Rys. 3.73. Przemieszczenia w punkcie I6 pod obciążeniem zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

Tabela 3.29. Napór gruntu przy obciążeniu zmęczeniowym dla 100 tys. cykli przy naziemiu h = 0.6 m.

Oznaczenie presjometrów	nr 1	nr 2	nr 3	nr 4	nr 5	nr 6	nr 7	nr 8	nr 11	nr 13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
N = 500 cykli										
Maksimum	59.4	71.5	0.0	b.d.	b.d.	37.9	26.2	35.7	47.3	80.5
Minimum	28.0	39.4	0.0	b.d.	b.d.	10.7	5.0	12.7	24.2	25.5
Wartość średnia	43.7	55.5	0.0	b.d.	b.d.	24.3	15.6	24.2	35.8	53.0
Zakres	31.4	32.1	0.0	b.d.	b.d.	27.2	21.2	23.0	23.1	55.0
N = 2 000 cykli										
Maksimum	65.6	79.5	0.0	b.d.	b.d.	40.4	28.5	44.7	50.6	84.5
Minimum	29.0	42.3	0.0	b.d.	b.d.	11.9	3.0	12.1	26.5	25.2
Wartość średnia	47.3	60.9	0.0	b.d.	b.d.	26.2	15.8	28.4	38.6	54.9
Zakres	36.6	37.2	0.0	b.d.	b.d.	28.5	25.5	32.6	24.1	59.3
N = 5 000 cykli										
Maksimum	65.7	80.5	0.0	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	49.9	80.8
Minimum	32.3	47.6	0.0	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	29.3	29.2
Wartość średnia	49.0	64.1	0.0	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	39.6	55.0
Zakres	33.4	32.9	0.0	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	20.6	51.6
N = 10 000 cykli										
Maksimum	63.6	83.3	0.0	b.d.	b.d.	38.5	26.6	48.7	47.2	82.3
Minimum	30.9	49.3	0.0	b.d.	b.d.	13.1	3.7	17.9	27.3	32.4
Wartość średnia	47.3	66.3	0.0	b.d.	b.d.	25.8	15.2	33.3	37.3	57.4
Zakres	32.7	34.0	0.0	b.d.	b.d.	25.4	22.9	30.8	19.9	49.9
N = 20 000 cykli										
Maksimum	68.6	84.2	0.0	b.d.	b.d.	43.5	31.3	57.7	48.8	88.0
Minimum	32.7	45.4	0.0	b.d.	b.d.	15.7	5.0	20.8	28.9	32.1
Wartość średnia	50.7	64.8	0.0	b.d.	b.d.	29.6	18.2	39.3	38.9	60.1
Zakres	35.9	38.8	0.0	b.d.	b.d.	27.8	26.3	36.9	19.9	55.9
N = 40 000 cykli										
Maksimum	68.8	86.1	0.0	b.d.	b.d.	43.6	32.9	62.4	49.6	85.7
Minimum	32.4	46.6	0.0	b.d.	b.d.	16.2	6.7	25.8	30.1	33.3
Wartość średnia	50.6	66.4	0.0	b.d.	b.d.	29.9	19.8	44.1	39.9	59.5
Zakres	36.4	39.5	0.0	b.d.	b.d.	27.4	26.2	36.6	19.5	52.4
N = 60 000 cykli										
Maksimum	62.6	78.4	0.0	b.d.	b.d.	36.7	30.3	60.4	46.6	114.2
Minimum	28.9	41.3	0.0	b.d.	b.d.	11.9	6.2	26.8	29.8	70.6
Wartość średnia	45.8	59.9	0.0	b.d.	b.d.	24.3	18.3	43.6	38.2	92.4
Zakres	33.7	37.1	0.0	b.d.	b.d.	24.8	24.1	33.6	16.8	43.6
N = 80 000 cykli										
Maksimum	61.2	74.1	0.0	b.d.	b.d.	32.5	31.0	62.0	47.6	111.3
Minimum	26.9	37.1	0.0	b.d.	b.d.	9.1	6.9	27.6	30.2	69.1
Wartość średnia	44.1	55.6	0.0	b.d.	b.d.	20.8	19.0	44.8	38.9	90.2
Zakres	34.3	37.0	0.0	b.d.	b.d.	23.4	24.1	34.4	17.4	42.2
N = 100 000 cykli										
Maksimum	63.4	76.4	0.0	b.d.	b.d.	48.6	35.4	68.4	50.9	112.0
Minimum	27.1	37.8	0.0	b.d.	b.d.	21.6	8.4	30.2	34.1	65.0
Wartość średnia	45.3	57.1	0.0	b.d.	b.d.	35.1	21.9	49.3	42.5	88.5
Zakres	36.3	38.6	0.0	b.d.	b.d.	27.0	27.0	38.2	16.8	47.0

3.7.3. Asymetryczne obciążenie statyczne

Tabela 3.30. Przemieszczenia dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 1.0$ m.

Oznaczenie czujnika	$\Leftarrow I0$	$\Uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	mm	mm
Obciążenie I (jeden siłownik)	0.25	-1.08	0.65
Obciążenie II (przesunięcie siłowe)	0.88	-2.52	1.13
Obciążenie III (przesunięcie czasowe)	0.87	-2.02	0.87

Tabela 3.31. Naprężenia w gruncie dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 1.0$ m.

Oznaczenie czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obciążenie I (jeden siłownik)	2.1	27.8	0.2	15.1	12.9	12.1	11.0	1.7	20.7	60.4
Obciążenie II (przesunięcie siłowe)	20.7	41.8	-0.3	17.2	14.7	17.7	17.2	41.4	23.4	64.3
Obciążenie III (przesunięcie czasowe)	17.3	32.6	-0.1	7.2	6.3	1.0	-5.6	-14.3	22.4	52.3

Tabela 3.32. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 1.0$ m.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I (jeden siłownik)		Obciążenie II (przesunięcie siłowe)		Obciążenie III (przesunięcie czasowe)	
	L	N	M	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-4 354.2	28.8	-7 039.3	56.8	-6 458.7	44.9
T2	0.629	-1 886.8	-8.5	-5 152.5	107.6	-4 571.9	95.7
T3	1.258	-5 370.2	-77.9	-11 103.2	-200.8	-10 014.7	-179.6
T4	1.887	-2 685.1	12.7	-8 200.4	-60.1	-7 402.1	-35.6
T5	2.516	-943.4	5.9	-4 426.8	-34.7	-4 063.9	-33.9
T6	3.145	508.0	22.9	362.9	107.6	290.3	81.3
T7	3.774	0.0	3.4	-435.4	8.5	-290.3	5.1
T8	4.403	-145.1	0.0	-362.9	-0.8	-290.3	0.0
T9	5.032	0.0	5.1	-217.7	11.0	-145.1	6.8
T10	5.661	-145.1	57.6	0.0	103.4	0.0	77.9
T11	6.290	-3 701.1	-34.7	-4 789.6	-28.8	-4 209.1	-27.1
T12	6.919	-6 458.7	-99.1	-8 853.5	-106.7	-7 692.4	-77.9
T13	7.548	-6 821.6	-77.9	-10 958.1	-168.6	-10 087.2	-146.6
T14	8.177	-3 120.5	207.6	-6 603.9	173.7	-6 531.3	133.9

Tabela 3.33. Przemieszczenia dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.8$ m.

Oznaczenie czujnika	↔ I0	↑ I6	I4⇒
Jednostki	mm	mm	mm
Obciążenie I (przesunięcie siłowe)	0.82	-2.18	0.99
Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	0.91	-2.35	1.04

Tabela 3.34. Naprężenia w gruncie dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.8$ m.

Oznaczenie czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obciążenie I (przesunięcie siłowe)	48.2	49.0	0.0	33.1	27.6	21.1	26.2	31.1	25.5	51.2
Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	53.6	49.6	-0.1	33.4	28.2	23.6	27.2	36.5	28.0	50.0

Tabela 3.35. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.8$ m.

Tensometr	Obwód	Obciążenie I (przesunięcie siłowe)		Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	
	L	N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-5 950.7	88.1	-6 603.9	94.0
T2	0.629	-3 193.1	47.4	-3 773.6	67.8
T3	1.258	-9 143.8	-108.4	-10 159.8	-125.4
T4	1.887	-9 506.7	-41.5	-10 958.1	-53.4
T5	2.516	-6 313.6	-85.6	-7 257.0	-94.9
T6	3.145	362.9	107.6	290.3	120.3
T7	3.774	-435.4	10.2	-508.0	9.3
T8	4.403	-508.0	-2.5	-508.0	-4.2
T9	5.032	-362.9	11.0	-362.9	11.0
T10	5.661	-145.1	111.8	-145.1	113.5
T11	6.290	-7 837.6	-106.7	-7 765.0	-99.1
T12	6.919	-10 958.1	-63.5	-11 466.1	-64.4
T13	7.548	-11 248.4	-124.5	-12 191.8	-140.6
T14	8.177	-7 257.0	94.9	-8 345.6	82.2

Tabela 3.36. Przemieszczenia dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.6$ m.

Oznaczenie czujnika	$\Leftarrow I0$	$\Uparrow I6$	$I4\Rightarrow$
Jednostki	mm	mm	mm
Obciążenie I (przesunięcie siłowe)	1.23	-3.65	1.57
Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	1.35	-3.85	1.63

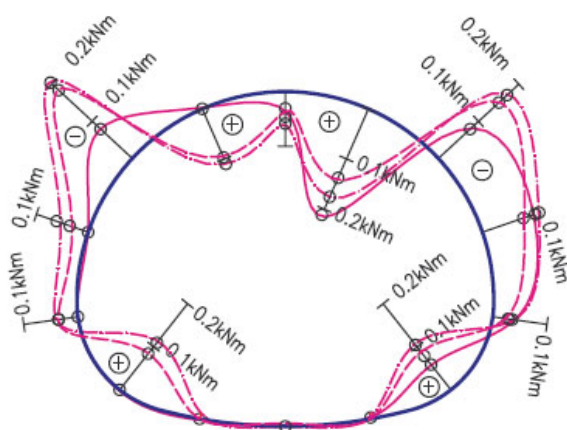
Tabela 3.37. Naprężenia w gruncie dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.6$ m.

Oznaczenie czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Obciążenie I (przesunięcie siłowe)	62.1	75.4	0.0	37.7	31.6	41.1	28.0	33.5	48.8	98.4
Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	68.9	76.4	0.3	38.9	32.2	43.6	29.6	43.9	47.1	88.9

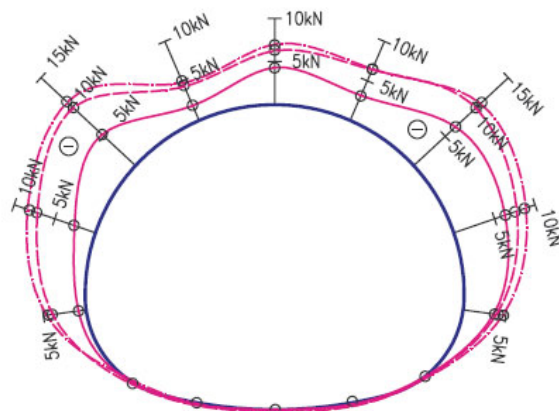
Tabela 3.38. Siły osiowe N i momenty zginające M na obwodzie przepustu dla obciążenia asymetrycznego normowego, przy naziomiu $h = 0.6$ m.

Tensometr	Obwód L	Obciążenie I (przesunięcie siłowe)		Obciążenie II (przesunięcie czasowe)	
		N	M	N	M
Jednostki	m	N	Nm	N	Nm
T1	0.000	-7 257.0	194.8	-7 619.9	188.9
T2	0.629	-4 571.9	97.4	-5 733.0	124.5
T3	1.258	-13 425.5	-224.5	-14 876.9	-248.2
T4	1.887	-12 191.8	-100.0	-13 788.3	-123.7
T5	2.516	-7 402.1	-105.0	-8 418.1	-116.9
T6	3.145	580.6	162.7	508.0	180.4
T7	3.774	-435.4	16.9	-580.6	16.9
T8	4.403	-508.0	2.5	-1 306.3	8.5
T9	5.032	-508.0	17.8	-580.6	18.6
T10	5.661	-72.6	166.9	-145.1	171.1
T11	6.290	-9 143.8	-123.7	-9 216.4	-117.8
T12	6.919	-13 207.7	-133.9	-13 498.0	-128.8
T13	7.548	-16 038.0	-126.2	-16 763.7	-146.6
T14	8.177	-12 990.0	72.0	-13 715.7	46.6

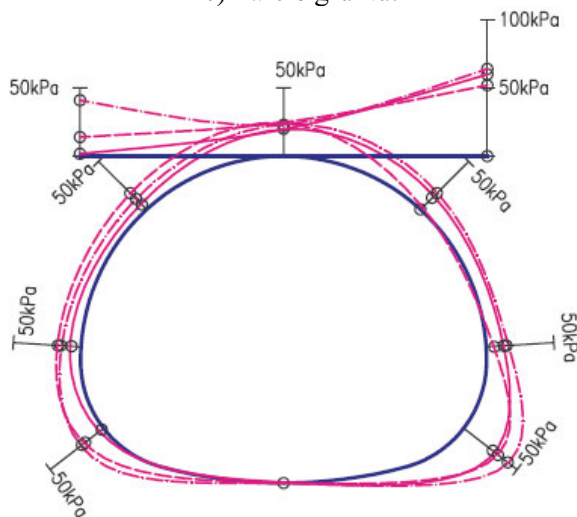
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

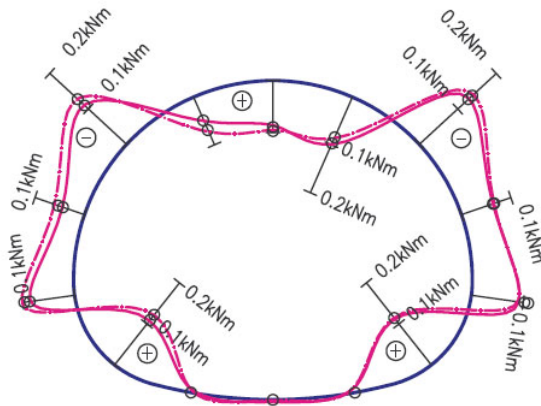


Legenda:

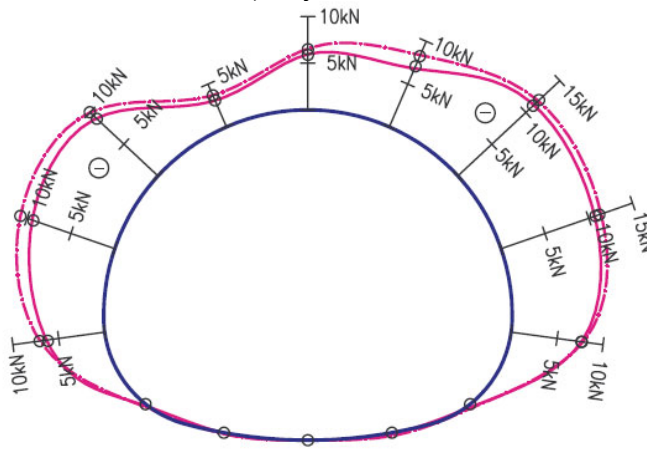
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=0$ kN, $F_2=332$ kN
- - - -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=277$ kN, $F_2=332$ kN
- - - -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=277$ kN, $F_2=277$ kN

Rys. 3.74. Rozkłady dla obciążenia asymetrycznego przy naziomiu $h = 1.0$ m
a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

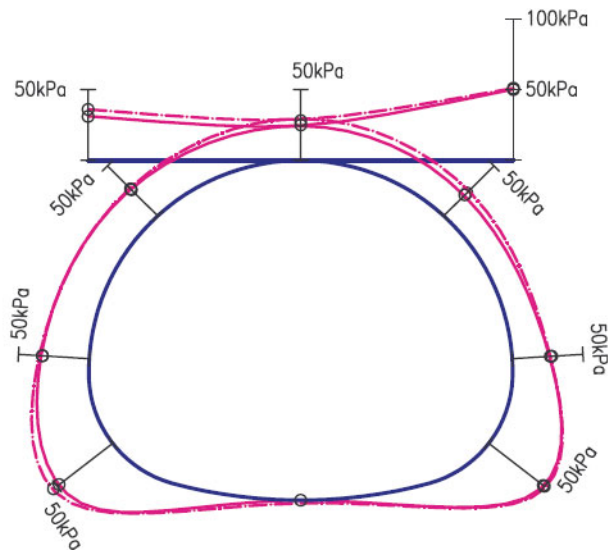
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



c) Parcie gruntu.

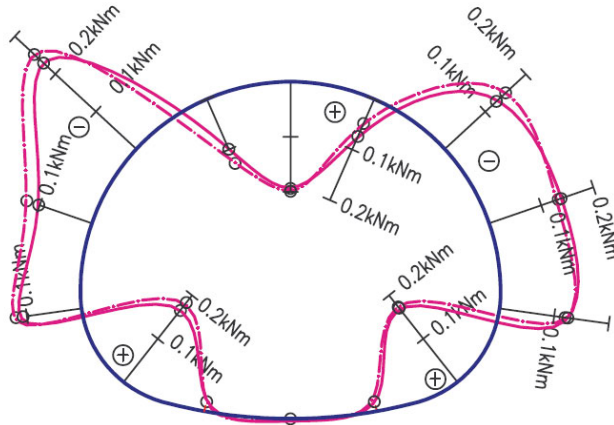


Legenda:

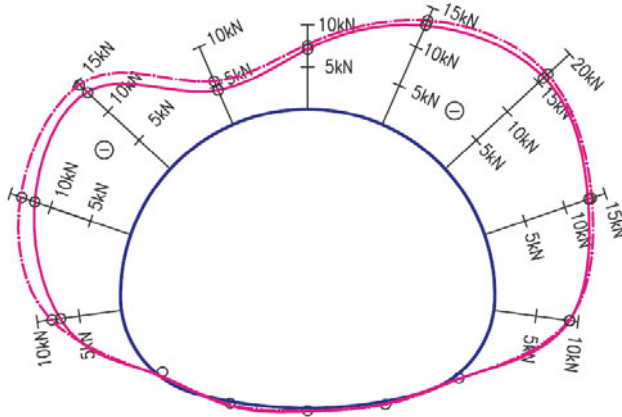
- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=286 \text{ kN}$, $F_2=286 \text{ kN}$
- -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=286 \text{ kN}$, $F_2=343 \text{ kN}$

Rys. 3.75. Rozkłady dla obciążenia asymetrycznego przy naziemiu $h = 0.8 \text{ m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.

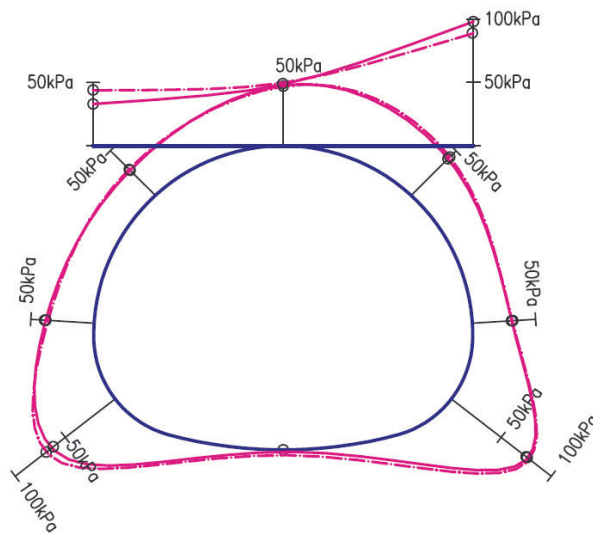
a) Momenty zginające.



b) Siły osiowe.



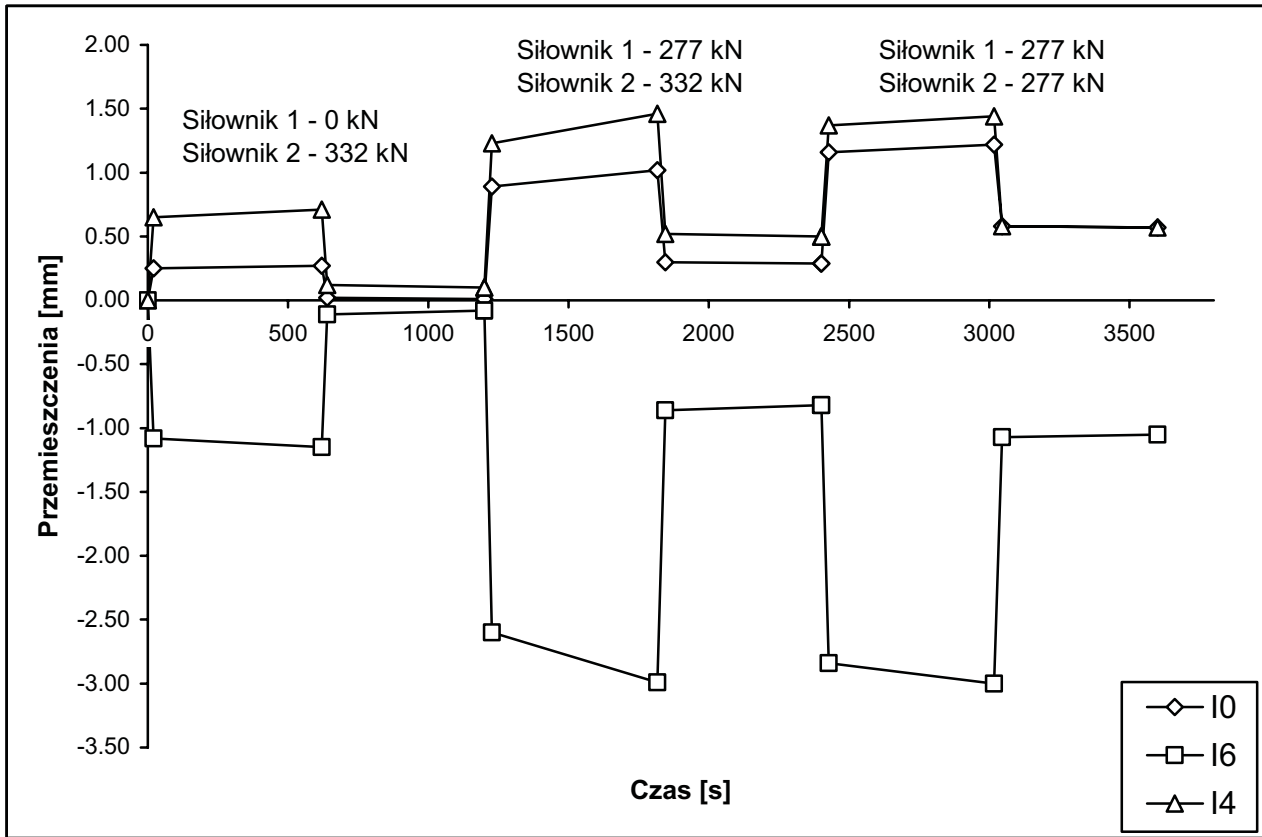
c) Parcie gruntu.



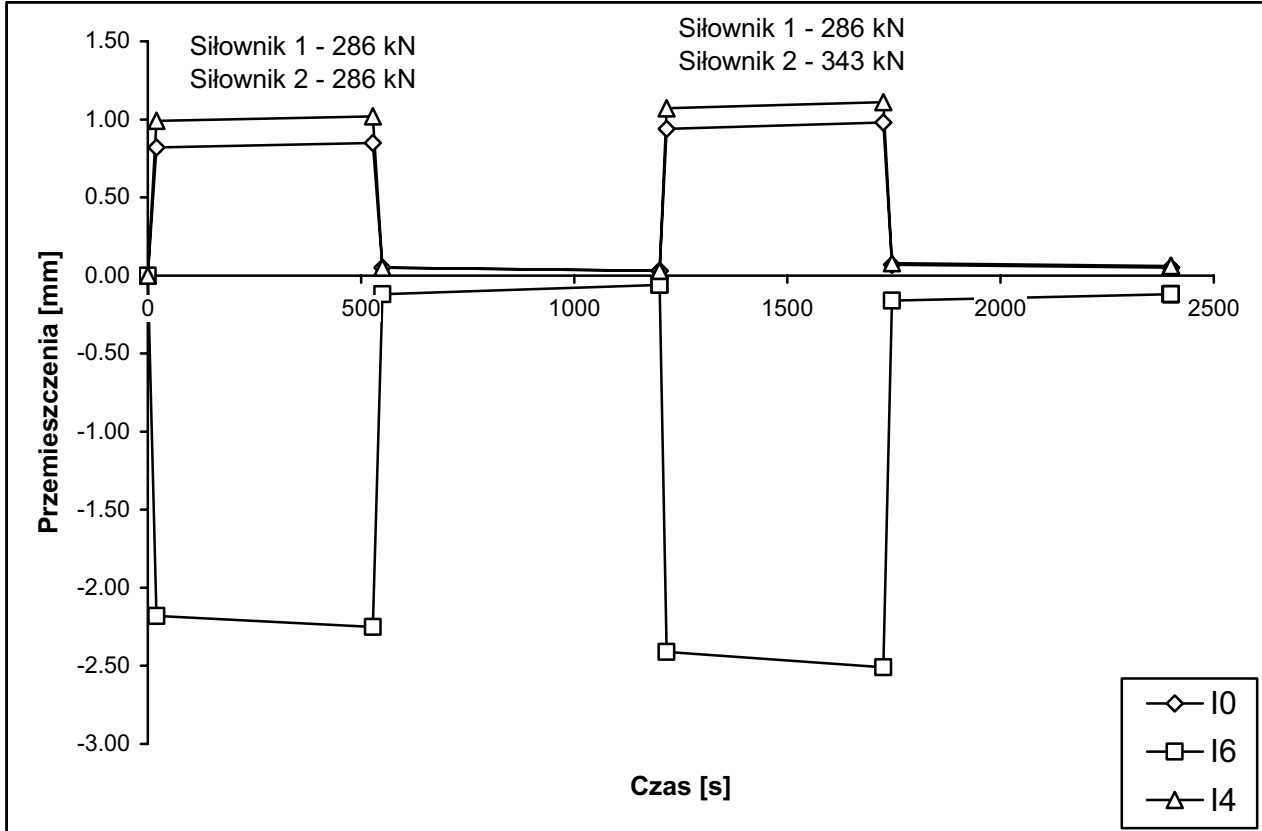
Legenda:

- -Punkty pomiaru
- -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=293 \text{ kN}$, $F_2=293 \text{ kN}$
- -Założony rozkład dla obciążenia $F_1=293 \text{ kN}$, $F_2=352 \text{ kN}$

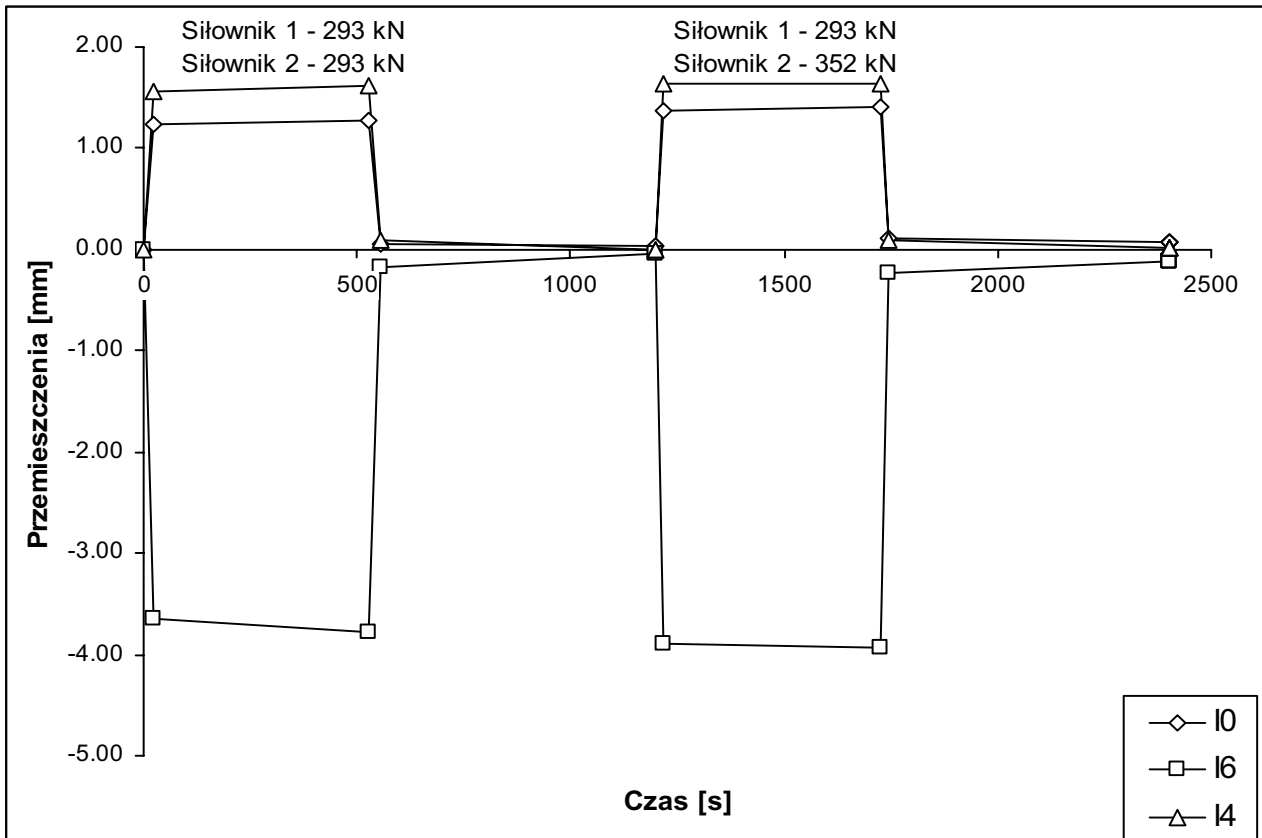
Rys. 3.76. Rozkłady dla obciążenia asymetrycznego przy naziemiu $h = 0.6 \text{ m}$
 a) Momenty zginające, b) Siły osiowe, c) Parcie gruntu.



Rys. 3.77. Przemieszczenia dla trzech asymetrycznych obciążeń statycznych przy $h = 1.0$ m.



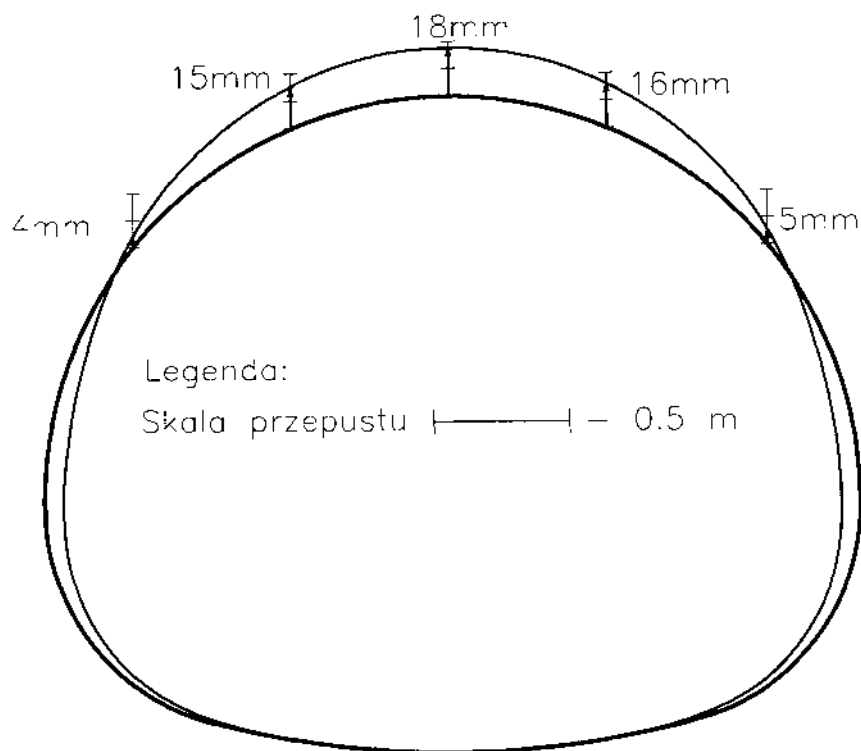
Rys. 3.78. Przemieszczenia dla dwóch asymetrycznych obciążeń statycznych przy $h = 0.8$ m.



Rys. 3.79. Przemieszczenia dla dwóch asymetrycznych obciążeń statycznych przy $h = 0.6$ m.

3.8. Wyniki pomiaru geometrii przepustu Multiplate GL4

Wyniki badania geometrii pionowej przepustu podczas obsypywania zamieszczono w tabeli 3.39 oraz rysunku 3.80 (dla ostatniej warstwy gruntu).



Rys. 3.80. Deformacje przepustu po wykonaniu ostatniej warstwy gruntu.

Tabela 3.39. Wyniki badania geometrii pionowej przepustu.

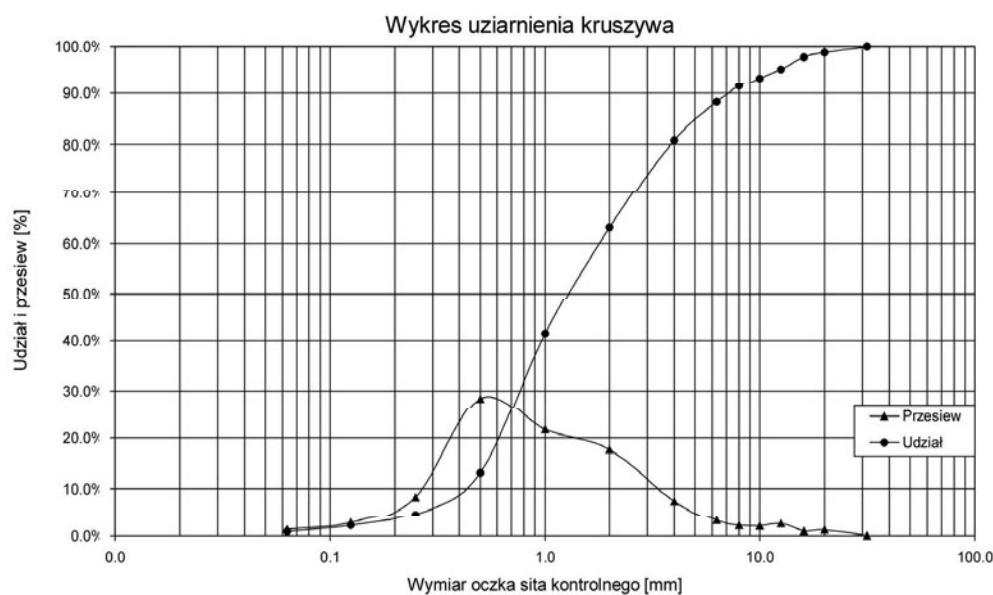
Numer warstwy	PRZEMIESZCZENIA PIONOWE [mm]						
	Punkty pomiarowe						
	Przekrój a-a					Przekrój c-c	Przekrój b-b
	1	2	3	4	5	6	7
1	0	0	0	0	0	0	0
2	1.0	0	0	0	-1.0	0	0
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-1.0	-6.0	-2.5	-6.0	-1.0	-3.5	-2.0
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-0.5	-5.0	-5.0	-5.5	-1.0	0	0
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-2.5	-4.5	-5.0	-5.0	-2.0	-2.0	-1.0
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-2.0	-10.0	-10.5	-10.5	-2.0	-4.5	-4.5
11	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-
13	-4.0	-15.0	-18.0	-16.0	-5.0	-6.5	-6.5

3.9. Wyniki badania gruntu

Wyniki badania uziarnienia gruntu przed zasypaniem zamieszczono w tabeli 3.40 oraz na rysunku 3.81.

Tabela 3.40. Wyniki badania uziarnienia kruszywa.

L.p.	Wymiar oczka sita kontrolnego	Masa zatrzymana na sicie	Udział	Przesiew
	mm	g	%	-
1	31.5	0.0	0.00%	100.00%
2	20.0	46.9	1.17%	98.83%
3	16.0	37.2	0.93%	97.90%
4	12.5	96.9	2.42%	95.48%
5	10.0	77.5	1.94%	93.54%
6	8.0	85.6	2.14%	91.40%
7	6.3	125.1	3.13%	88.27%
8	4.0	298.9	7.47%	80.80%
9	2.0	708.6	17.72%	63.08%
10	1.0	865.1	21.63%	41.46%
11	0.5	1133.4	28.34%	13.12%
12	0.25	333.5	8.34%	4.78%
13	0.125	106.9	2.67%	2.11%
14	0.063	51.2	1.28%	0.83%
15	0.0	33.2	0.83%	0.00%
	Suma:	4000.0	100.00%	



Rys. 3.81. Wykres uziarnienia kruszywa wg tabeli 3.40.

Wyniki badania gęstości nasypowej wg normy PN-77/B06714-07 w stanie luźnym i utrzęsionym dla próbki kruszywa pokazano w tabeli 3.41.

Tabela 3.41. Wyniki badania gęstości nasypowej wg normy PN-77/B06714-07.

Nazwa	Masa		Gęstość nasypowa	
	g		g/cm ³	
Jednostki				
l.p.	w stanie luźnym	w stanie utrzęsionym	w stanie luźnym	w stanie utrzęsionym
1	3480	3980	1.740	1.990
2	3486	3990	1.743	1.995
3	3474	3979	1.737	2.000
	Średnia:		1.740	1.990

Charakterystyki i klasyfikację normową kruszywa zamieszczono w tabeli 3.42.

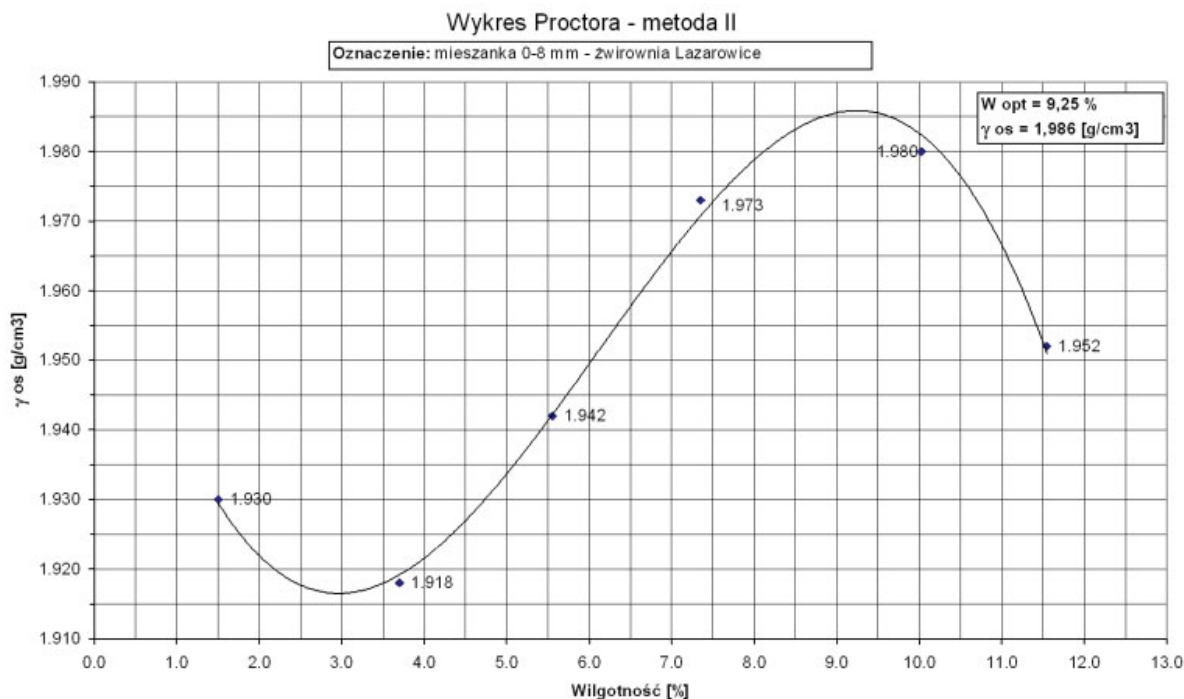
Tabela 3.42. Kwalifikacja normowa kruszywa.

I.p.	Charakterystyka kruszywa	Jednostka	Wynik
1	d_{10}	mm	0.39
2	d_{60}	mm	1.97
3	Wskaźnik różnoziarnistości $U=d_{60}/d_{10}$	-	5.1
4	Zawartość frakcji większych od 10 mm	%	6.5
5	Zawartość frakcji większych od 2 mm	%	36.8
Klasyfikacja wg normy			
6	PN-B-11111	Mieszanka 0-8	
7	PN-75/B-04481	Pospółka	

Wyniki badań optymalnej wilgotności i gęstości szkieletu kruszynowego zamieszczono w tabeli 3.43 i na rysunku 3.82.

Tabela 3.43. Wyniki badania optymalnej wilgotności i gęstości szkieletu kruszynowego.

Oznaczenie	Jedn.	1		2		3		4		5		6	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Grunt wilgotny	g	110.7	118.8	209.7	163.9	223.6	172.4	166.5	167.9	165.6	165.7	193.1	184.6
Grunt suchy	g	109.1	117.0	202.3	158.0	211.9	163.3	155.0	156.5	150.4	150.7	173.1	165.5
Wilgotność	%	1.47	1.54	3.66	3.73	5.52	5.57	7.42	7.28	10.11	9.95	11.55	11.54
Wilgotność średnia	%	1.50		3.70		5.55		7.35		10.03		11.55	
γ_o	g/cm^3	1.959		1.986		2.050		2.119		2.179		2.177	
γ_{os}	g/cm^3	1.930		1.918		1.942		1.973		1.980		1.952	

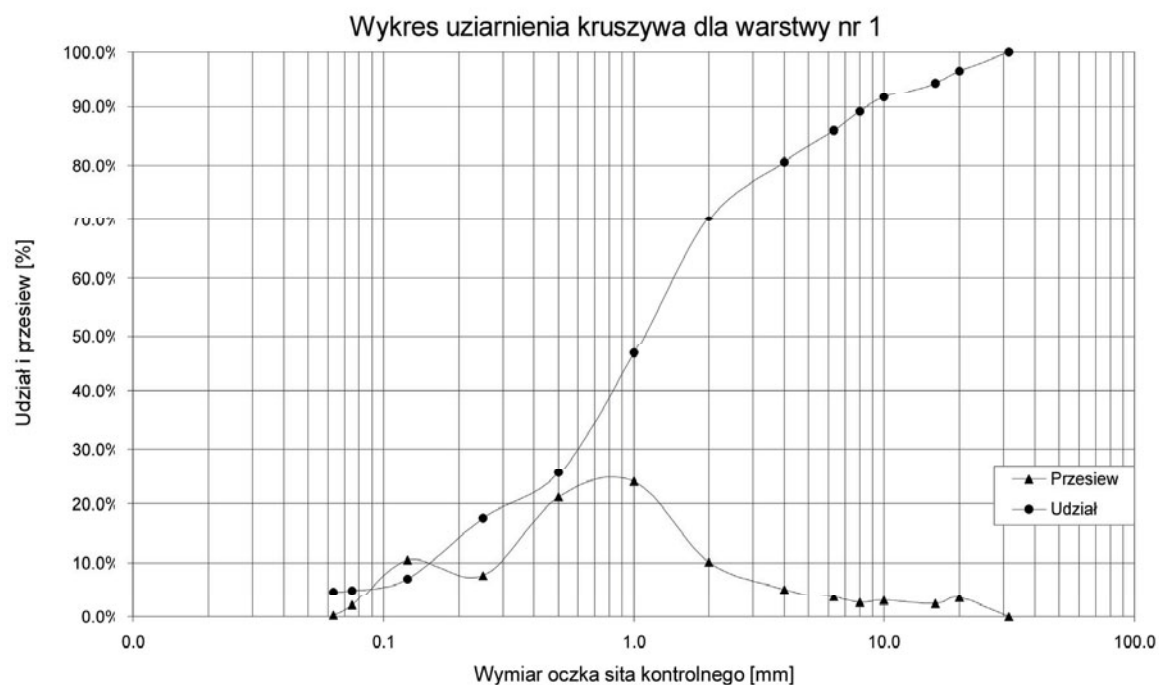


Rys. 3.82. Wykres wg Proctora normalnego.

Uziarnienia kruszywa podczas montażu przepustu zostało sprawdzone dla warstwy 1, 2 i 5. Wyniki badań uziarnienia kruszywa pokazano w tabelach od 3.44 do 3.46 i rysunkach od 3.83 do 3.85.

Tabela 3.44. Wyniki badania uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 1.

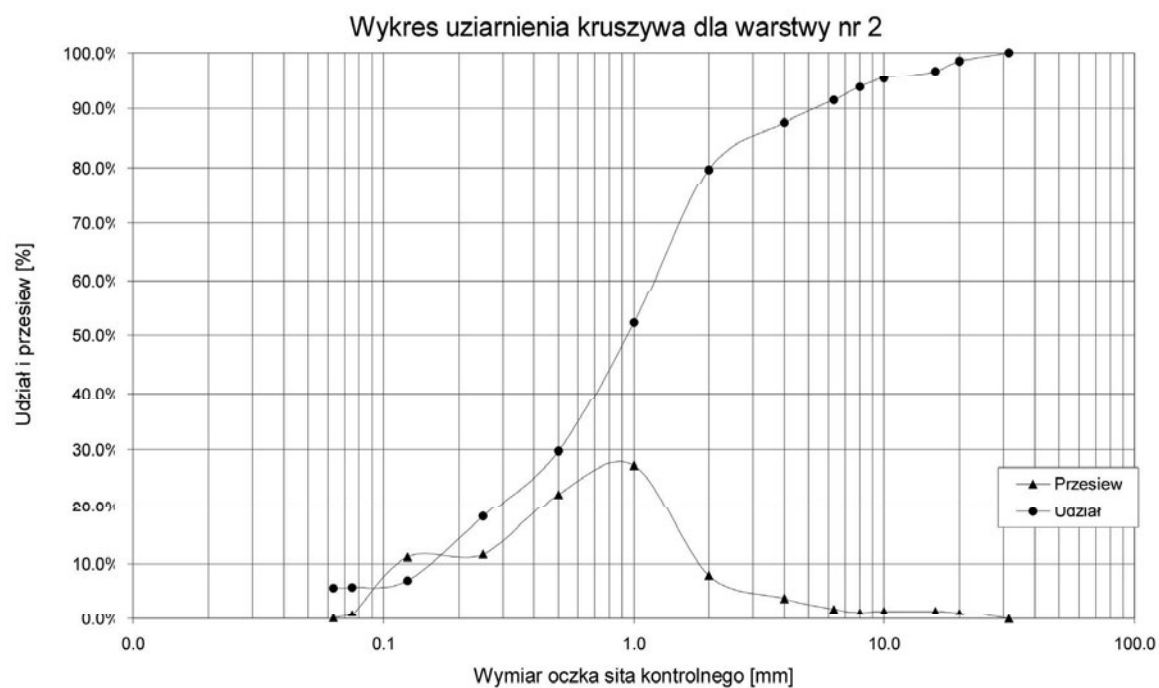
L.p.	Wymiar oczka sita kontrolnego	Masa zatrzymana na sicie	Udział	Przesiew
Jednostki	mm	g	%	-
1	31.5	0.0	0.00%	100.00%
2	20.0	65.4	3.27%	96.73%
3	16.0	43.4	2.17%	94.56%
4	10.0	56.8	2.84%	91.72%
5	8.0	48.8	2.44%	89.28%
6	6.3	67.5	3.37%	85.91%
7	4.0	107.7	5.38%	80.52%
8	2.0	200.6	10.03%	70.49%
9	1.0	478.7	23.93%	46.56%
10	0.5	424.0	21.20%	25.36%
11	0.25	155.5	7.77%	17.58%
12	0.125	208.8	10.44%	7.14%
13	0.075	39.8	1.99%	5.15%
14	0.063	4.2	0.21%	4.94%
15	0.00	98.9	4.94%	0.00%
	Suma:	2000.1	100.00%	



Rys. 3.83. Wykres uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 1.

Tabela 3.45. Wyniki badania uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 2.

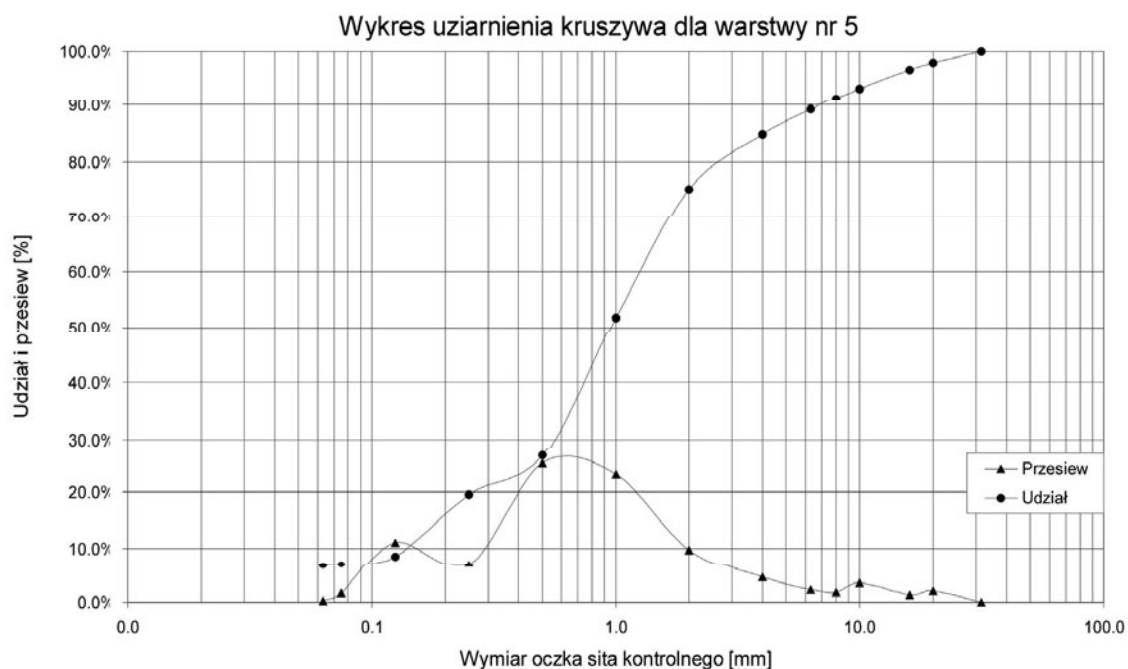
L.p.	Wymiar oczka sita kontrolnego	Masa zatrzymana na sicie	Udział	Przesiew
Jednostki	mm	g	%	-
1	31.5	0.0	0.00%	100.00%
2	20.0	28.1	1.41%	98.60%
3	16.0	34.5	1.73%	96.87%
4	10.0	34.5	1.73%	95.15%
5	8.0	30.4	1.52%	93.63%
6	6.3	42.7	2.14%	91.49%
7	4.0	78.8	3.94%	87.55%
8	2.0	160.0	8.00%	79.55%
9	1.0	546.2	27.31%	52.24%
10	0.5	448.5	22.43%	29.82%
11	0.25	233.0	11.65%	18.17%
12	0.125	221.9	11.10%	7.07%
13	0.075	24.0	1.20%	5.87%
14	0.063	2.1	0.11%	5.77%
15	0.00	115.3	5.77%	0.00%
	Suma:	2000.0	100.00%	



Rys. 3.84. Wykres uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 2.

Tabela 3.46. Wyniki badania uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 5.

L.p.	Wymiar oczka sita kontrolnego	Masa zatrzymana na sicie	Udział	Przesiew
Jednostki	mm	g	%	-
1	31.5	0.0	0.00%	100.00%
2	20.0	39.1	1.95%	98.05%
3	16.0	26.0	1.29%	96.76%
4	10.0	68.9	3.43%	93.33%
5	8.0	36.5	1.82%	91.52%
6	6.3	45.2	2.25%	89.27%
7	4.0	90.3	4.49%	84.78%
8	2.0	194.5	9.68%	75.10%
9	1.0	467.4	23.25%	51.85%
10	0.5	507.3	25.24%	26.61%
11	0.25	142.2	7.07%	19.53%
12	0.125	221.1	11.00%	8.53%
13	0.075	33.4	1.66%	6.87%
14	0.063	4.7	0.23%	6.64%
15	0.00	133.4	6.64%	0.00%
	Suma:	2010.0	100.00%	



Rys. 3.85. Wykres uziarnienia kruszywa dla warstwy nr 5.

4. Wyznaczenie wyężenia przepustu Metodą Elementów Skończonych

W niniejszym punkcie zaprezentowano wyniki analizy numerycznej Metodą Elementów Skończonych (MES). Szczegółowo scharakteryzowano model gruntu, nieliniowe procedury iteracyjne oraz elementy skończone użyte w analizie.

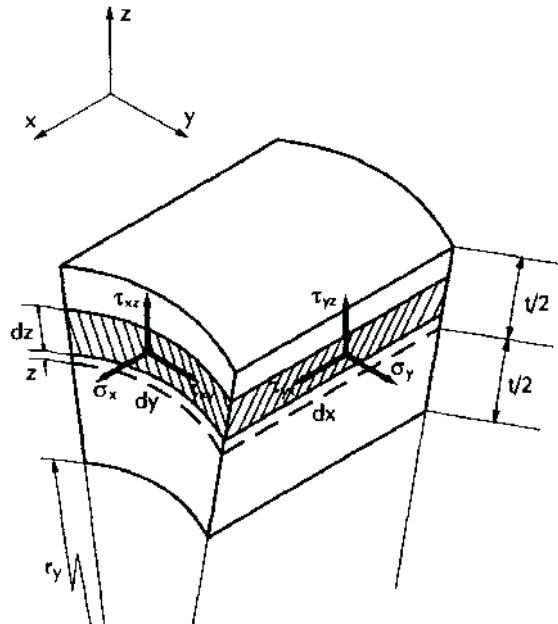
Do budowy modelu numerycznego badanego przepustu wykorzystano dwa rodzaje elementów dostępnych w pakiecie Cosmos/M 2.5:

- element powłokowy SHELL4 (przepust),
- element bryłowy SOLID (grunt, obudowa),

Do dyskretyzacji gruntu wykorzystano sprężysto - idealnie plastyczny model Druckera - Pragera. Przy nieliniowej analizie fizycznej (materiałowej) zachowania się układu grunt - przepust użyto procedury iteracyjnej Netona - Raphsona, dostępnej w module NSTAR pakietu Cosmos/M.

4.1. Element powłokowy SHELL4 [14]

Dyskretyzacji dowolnych powłok (np. walcowych) na płaskie elementy dokonuje się przez aproksymację w sposób ciągły, otrzymując powierzchnię utworzoną z małych płaskich elementów trójkątnych, prostokątnych lub czworobocznych. Przyjęcie do rozważań elementów zakrzywionych pozwala unikać aproksymacji konstrukcji powłokowych. Następnie wprowadza się wypadkowe naprężenia (siły i momenty) odniesione do jednostki długości elementu dx , dy przedstawionego na rysunku 4.1.



Rys. 4.1. Wydzielony element powłokowy z wypadkowymi naprężeniami.

Całkowitą siłę normalną, działającą na ściankę boczną o wymiarach dy , t definiuje się jako:

$$F_x dy = \int_{-t/2}^{t/2} dy \sigma_x \left(\frac{r_y + z}{r_y} \right) dz \quad (76)$$

Dzieląc obie strony przez dy otrzymuje się wyrażenie:

$$F_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x \left(1 + \frac{z}{r_y} \right) dz \quad (77)$$

Analogicznie definiuje się siłę styczną oraz siłę poprzeczną na rozpatrywanej ściance:

$$F_{xy} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} \left(1 + \frac{z}{r_y} \right) dz \quad (78)$$

$$Q_x = -F_{xz} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xz} \left(1 + \frac{z}{r_y} \right) dz \quad (79)$$

Podobnie siły normalne F styczne i poprzeczne na ściance o wymiarach dx , t :

$$F_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y \left(1 + \frac{z}{r_x} \right) dz \quad (80)$$

$$F_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{yx} \left(1 + \frac{z}{r_x}\right) dz, \quad (81)$$

$$Q_y = -F_{yz} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{yz} \left(1 + \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (82)$$

Dodatknie kierunki poszczególnych sił przedstawiono na rysunku 4.2a. Pozostałe siły działające na wydzielony element powłoki, czyli momenty zginające i skręcające, definiuje się w następujący sposób:

$$M_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x \left(1 + \frac{z}{r_y}\right) z dz, \quad (83)$$

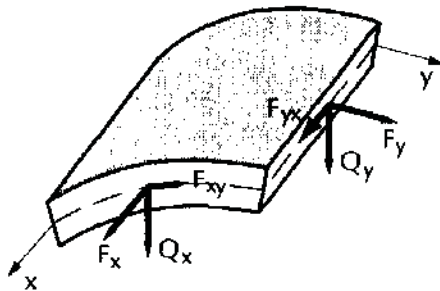
$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y \left(1 + \frac{z}{r_x}\right) z dz, \quad (84)$$

$$M_{xy} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} \left(1 + \frac{z}{r_y}\right) z dz, \quad (85)$$

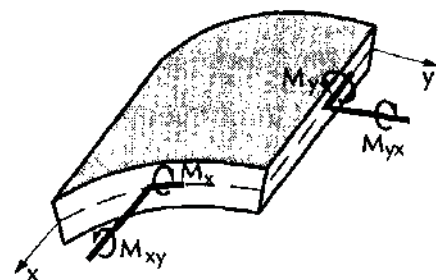
$$M_{yx} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{yx} \left(1 + \frac{z}{r_x}\right) z dz \quad (86)$$

Dodatknie kierunki wektorów momentów zginających i skręcających przedstawiono na rysunku 4.2b.

a)



b)



Rys. 4.2. Dodatknie kierunki a) sił, b) momentów.

Z podanych rozważań uzyskano sześć sił i cztery momenty. Do dyskretyzacji jest sześć równań równowagi: trzy równania równowagi sił i trzy równania równowagi momentów. Brakujące równania otrzymuje się z analizy odkształceń powłoki.

Jeśli zna się poszczególne składowe sił i momentów, to ze znanych wzorów wytrzymałości materiałów (dla belki o przekroju prostokątnym o wysokości t i szerokości l) można wyznaczyć naprężenia:

$$\sigma_x = \frac{F_x}{t} - \frac{12M_x z}{t^3}; \tau_{xy} = \frac{F_{xy}}{t} - \frac{12M_{xy} z}{t^3}, \quad (87)$$

$$\sigma_y = \frac{F_y}{t} - \frac{12M_y z}{t^3}; \tau_{yx} = \frac{F_{yx}}{t} - \frac{12M_{yx} z}{t^3} \quad (88)$$

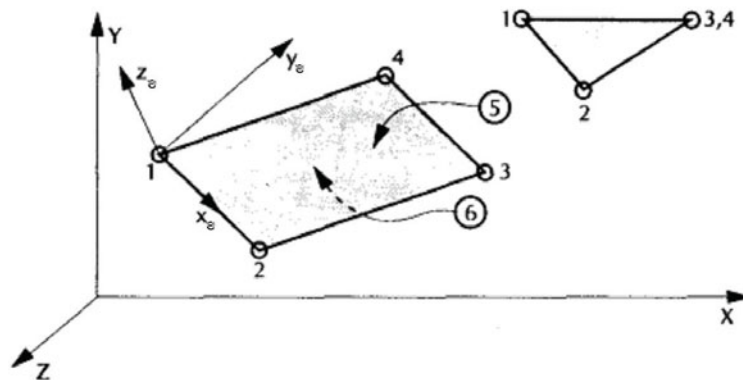
Rozkład naprężeń ścinających jest paraboliczny wyrażony równaniem:

$$\tau_{xz} = - \frac{3Q_x}{2t} \left(1 - \frac{4z^2}{t^2}\right); \tau_{yz} = - \frac{3Q_y}{2h} \left(1 - \frac{4z^2}{t^2}\right) \quad (89)$$

Element SHELL4 dostępny w pakiecie Cosmos/M jest prostokątnym elementem cienkiej powłoki

o 4 węzłach, o własnościach zgięciowych i membranowych dla analizy w trzech kierunkach struktury. Ma sześć stopni swobody w węźle (trzy przesunięcia i trzy obroty), które wykorzystuje się do analizy strukturalnej. Do analizy termicznej można użyć tylko jednego stopnia swobody w węźle, reprezentującego temperaturę. Element posiada własności specjalne, tj.: wyobcowienie, obciążenia na płaszczyźnie.

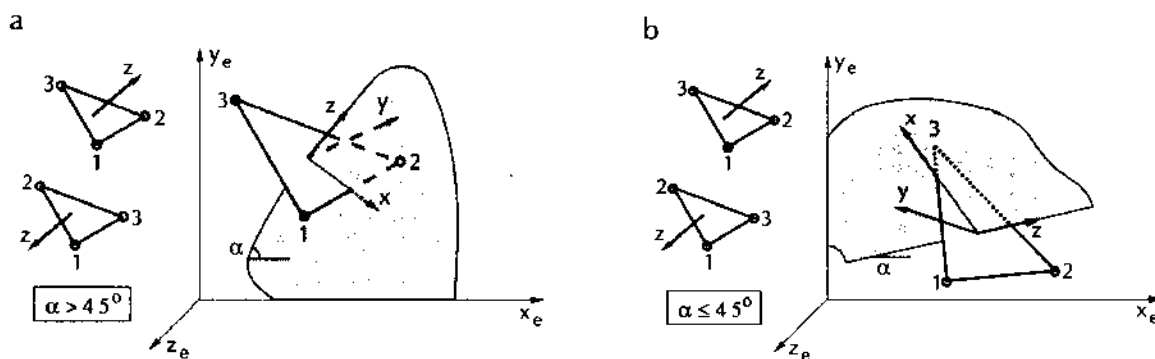
Sposób wprowadzania węzłów elementu pokazano na rysunku 4.3. Obydwa sposoby numerowania węzłów (zgodnie i przeciwnie do kierunku ruchu wskazówek zegara) są dozwolone. Element trójkątny jest tworzony przez wskazanie tych samych współrzędnych w globalnym układzie dla węzła trzeciego i czwartego. W układzie współrzędnych elementu oś x biegnie od pierwszego do drugiego węzła. Oś y elementu leży na powierzchni zdefiniowanej przez pierwsze trzy węzły, a węzeł czwarty leży w kierunku prostopadłym do osi x elementu. Oś z elementu uzupełnia prawoskrętny kartezjański układ współrzędnych [14].



Rys. 4.3. Czworokątny element cienkiej powłoki.

X, Y, Z – globalny kartezjański układ współrzędnych, x_e, y_e, z_e – układ współrzędnych elementu, 5, 6 – numery powierzchni, na które działa ciśnienie (dodatnie, jeżeli jest skierowane do wewnątrz).

Jeśli zdefiniowany układ współrzędnych elementu (x_e, y_e, z_e), jak pokazano na rysunku 4.3, jest różny od przyjmowanego domyślnie układu współrzędnych, to program rozpatruje zmodyfikowany układ (x, y, z) w sposób następujący: Oś z elementu jest normalną do powierzchni powłoki. Dodatni kierunek osi z jest zgodny z zasadą prawej dłoni (jak kierunki wyznaczone przez węzły 1, 2 i 3), jak pokazano na rysunku 4.4. Jeśli kąt między osią x_e i normalną do powierzchni (z) jest większy niż 45° ($\alpha > 45^\circ$), to oś x elementu jest przyjmowana jako rzut x_e na płaszczyznę elementu. Jeśli kąt między osią x_e i normalną do powierzchni (z) jest mniejszy i równy 45° ($\alpha < 45^\circ$), to oś x elementu jest przyjmowana jako rzut osi y na powierzchnię elementu. Oś y elementu została zdefiniowana tak, że oś z uzupełnia prawoskrętny kartezjański układ z osiami x i y .



Rys. 4.4. Modyfikacja układu współrzędnych dla elementu powłokowego: a) dla $\alpha > 45^\circ$ b) dla $\alpha < 45^\circ$
 x_e, y_e, z_e -zdefiniowany układ współrzędnych; x, y, z - zmodyfikowany układ współrzędnych
 z - normalna do powierzchni powłoki; x - rzut osi X_e na powierzchnię powłoki

Poniżej podano dostępne **opcje** dla elementu SHELL4 w systemie Cosmos/M:

1. Rodzaje elementów powłokowych:

- dwa trójkąty z elementu prostokątnego (QUAD2),
- cztery trójkąty z elementu prostokątnego (QUAD4),

2. Opcje analizy
 - regularna analiza powłokowa (membranowa i zgięciowa),
 - analiza membranowa,
 - analiza ścinania płyty,
3. Opcje wyników
 - siły na jednostkę długości i naprężenia w środku elementu,
 - dodatkowo siły węzłowe,
 - dodatkowo naprężenia węzłowe,
4. Kierunki naprężeń:
 - obliczenia naprężeń w globalnym układzie,
 - obliczenia naprężeń w zdefiniowanym lokalnym układzie elementu,
5. Sprężysta analiza liniowa – opcja domyślna,
6. Formuła małych przemieszczeń – opcja domyślna,

Dostępne **stałe rzeczywiste** dla elementu SHELL4 w systemie Cosmos/M:

1. grubość (r1),
2. gradient temperatury (r2),

Dostępne **własności materiałowe** dla elementu SHELL4 w systemie Cosmos/M:

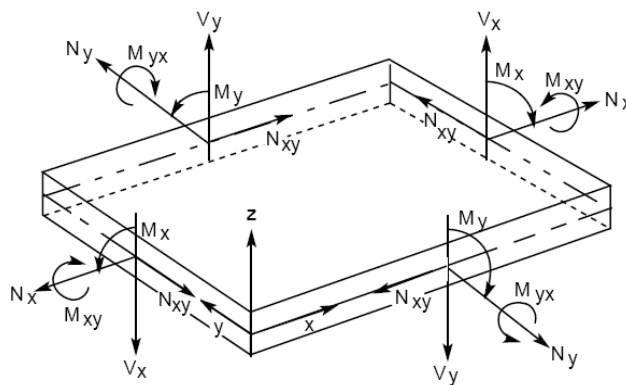
1. moduł sprężystości (EX),
2. przewodność cieplna w kierunku X globalnego układu (KX),
3. przewodność cieplna w kierunku Y globalnego układu (KY),
4. współczynnik Poissona (NUXY),
5. współczynnik przewodności cieplnej (C),
6. współczynnik rozszerzalności cieplnej (ALPX),
7. gęstość (DENS),
8. moduł poprzeczny (GXY),
9. materiałowy współczynnik tłumienia (DAMP),

Dostępne **obciążenie elementu** dla elementu SHELL4 w systemie Cosmos/M:

1. termiczne,
2. grawitacyjne,
3. ciśnieniowe (przykładane normalnie do czoła elementu).

Rodzaj otrzymywanych wyników:

Składowe naprężenia zawierające naprężenia zredukowane wg Hubera-Misesa podawane są w układzie współrzędnych elementu w punktach centralnych elementu dla dolnej i górnej powierzchni. Opcjonalnie mogą być wyświetlone główne naprężenia. Mogą być również wyświetlone dodatnie wartości sił w węzłach na jednostkę długości oraz składowe naprężenia. Kierunki sił oraz składowe momentów na jednostkę długości dla elementu pokazano na rysunku 4.5.



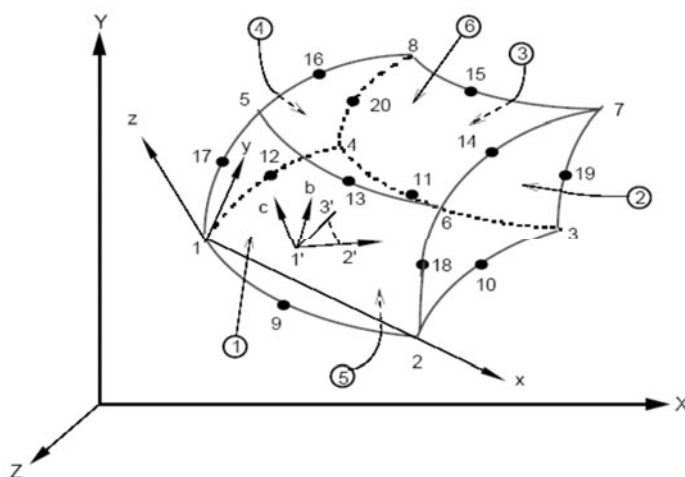
Rys. 4.5. Kierunki składowych sił i momentów na jednostkę długości zdefiniowane dla elementu cienkiej powłoki w systemie COSMOS/M.

4.2. Element bryłowy SOLID [14]

Element SOLID jest 8- i 20-węzłowym, przestrzennym elementem do analizy modeli strukturalnych, termicznych lub płynnych. Posiada tylko trzy stopnie swobody w węźle. Trzy rotacje muszą być równe zero w każdym węźle. Elementowi można przypisać ortotropowe własności materiałowe, jeśli co najmniej jeden z przedstawionych warunków jest spełniony:

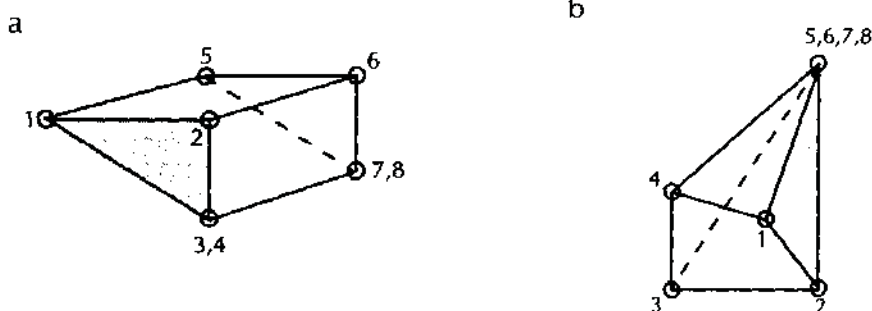
- moduły sprężystości w co najmniej dwóch kierunkach są różne,
- współczynniki Poissona w co najmniej dwóch płaszczyznach są różne,
- współczynniki termiczne w co najmniej dwóch kierunkach są różne,
- przewodność cieplna w co najmniej dwóch kierunkach jest różna,

Sposób wprowadzania węzłów, pokazany na rysunku 4.6, ilustruje numery lokalne węzłów dla 20-węzłowego elementu. Opuszczone węzły przyjmują wartość zero (0). Graniastosłupy oraz ścięte czworościany mogą być rozpatrywane tylko w opcji elementów 8-węzłowych. Ścięty graniastosłup może być uformowany przez nałożenie węzłów 3 i 4 oraz 7 i 8 elementu. Elementy ostrosłupowe są otrzymywane przez podanie tych samych węzłów dla węzłów 5, 6, 7 oraz 8. Na rysunku 4.7 pokazano ośmiowęzłowe elementy. Numerowanie elementów należy prowadzić zgodnie z kierunkiem ruchu wskazówek zegara.



Rys. 4.6. Izoparametryczny element bryłowy 3-D.

X,Y,Z – globalny kartezjański układ współrzędnych, x,y,z – układ współrzędnych elementu, a, b, c - układ współrzędnych materiału 1, 2 ... – numery powierzchni czołowych, na które działa ciśnienie (dodatnie, jeżeli jest skierowanie do wewnątrz).



Rys. 4.7. Ośmiowęzłowe elementy 3-D: a) przestrzenny element graniastosłupa, b) przestrzenny element ostrosłupa.

Układy współrzędnych elementu i materiału są zdefiniowane następująco:

W **układzie współrzędnych elementu** oś x elementu biegnie od pierwszego do drugiego węzła. Oś y elementu leży na powierzchni zdefiniowanej przez trzy węzły 1, 2, 3 i jest prostopadła do osi x biegnącej w kierunku węzła 4. Oś z uzupełnia kartezjański układ z osiami x oraz y.

Układ współrzędnych materiału (użyty tylko do opisu kierunku ortotropowego) jest zdefiniowany przez dziewięć stałych wartości rzeczywistych definiowanych w sekcji stałych rzeczywistych. Oś a w tym systemie jest zdefiniowana przez wektor łączący punkty 1 do 2, przedstawionych na rysunku 4.6. Oś b leży na powierzchni trzech podanych punktów i biegnie od osi a w kierunku punktu 3. Oś c uzupełnia

kartezjański układ współrzędnych. Ponadto kierunki materiału mogą być zdefiniowane z uwzględnieniem obydwu (globalnego i elementu) układów współrzędnych.

Poniżej podano dostępne **opcje** elementu SOLID w systemie Cosmos/M:

1. Opcja nr 1:
 - element pełny,
 - 8-węzłowy element nieściśliwej cieczy.
2. Opcja nr 2:
 - redukcja całkowita,
 - element hybrydowy 8-węzłowy,
 - pełne całkowanie.
3. Opcja nr 4:
 - obliczanie naprężeń w globalnym układzie współrzędnych,
 - obliczanie naprężeń w lokalnym układzie współrzędnych.
4. Opcja nr 5:
 - liniowo sprężysty model materiału,
 - sprężysto-plastyczny model materiału wg Misesa (izotropowy),
 - sprężysto-plastyczny model materiału wg Misesa (kinematyczny),
 - hiper-sprężysty model materiału wg Mooneya-Rivlina,
 - nieliniowo sprężysty model materiału,
 - sprężysty – idealnie plastyczny model materiału wg Druckera-Pragera,
 - hiper-sprężysty model materiału wg Blatz-Ko,
 - model materiału typu beton,
 - plastyczny izotropowy model materiału wg Tresca,
 - plastyczny kinematyczny model materiału wg Tresca.
5. Opcja nr 6
 - formuła małych przemieszczeń,
 - formuła dużych przemieszczeń.
6. Opcja nr 7
 - uwzględnienie pełzania materiału.
7. Opcja nr 8
 - formuła małych odkształceń,
 - formuła dużych odkształceń.

Dostępne **stałe rzeczywiste** dla elementu SOLID w systemie Cosmos/M: (dla struktury ortotropowej elementów wartości następujących stałych rzeczywistych są użyte do określenia położenia trzech punktów definiujących układ współrzędnych materiału):

1. oś x punktu 1 (r1),
2. oś y punktu 1 (r2),
3. oś z punktu 1 (r3),
4. oś x punktu 2 (r4),
5. oś y punktu 2 (r5),
6. oś z punktu 2 (r6),
7. oś x punktu 3 (r7),
8. oś y punktu 3 (r8),
9. oś z punktu 3 (r9).

Dostępne **własności materiałowe** dla elementu SOLID w systemie Cosmos/M:

1. moduł sprężystości w kierunku głównym 1 materiału (EX),
2. moduł sprężystości w kierunku głównym 2 materiału (EY),
3. moduł sprężystości w kierunku głównym 3 materiału (EZ),
4. przewodność cieplna w kierunku globalnej osi x (KX),
5. przewodność cieplna w kierunku globalnej osi y (KY),
6. przewodność cieplna w kierunku globalnej osi z (KZ),
7. liczba Poissona dla materiału między kierunkami głównymi 1 i 2 (NUXY),
8. liczba Poissona dla materiału między kierunkami głównymi 2 i 3 (NUYZ),

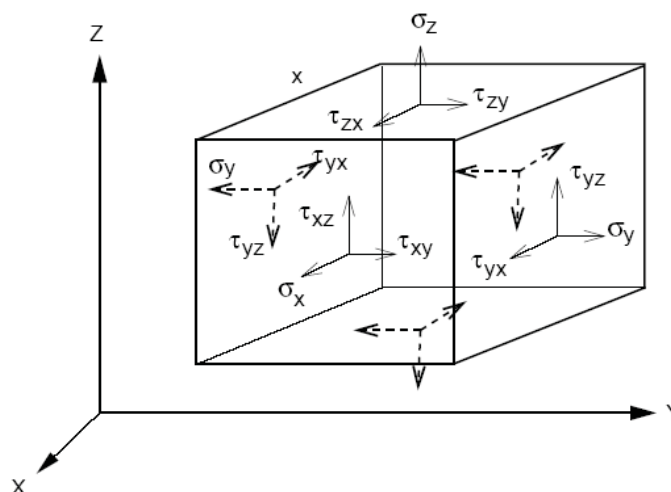
9. liczba Poissona dla materiału między kierunkami głównymi 1 i 3 (NUXZ),
10. ciepło właściwe (C),
11. współczynnik rozszerzalności cieplnej w kierunku głównym 1 materiału (ALPX),
12. współczynnik rozszerzalności cieplnej w kierunku głównym 2 materiału (ALPY),
13. współczynnik rozszerzalności cieplnej w kierunku głównym 3 materiału (ALPZ),
14. gęstość (DENS),
15. moduł sprężystości poprzecznej w płaszczyźnie X-Y (GXY),
16. moduł sprężystości poprzecznej w płaszczyźnie Y-Z (GYZ),
17. moduł sprężystości poprzecznej w płaszczyźnie X-Z (GXZ),
18. spójność (COHESN),
19. kąt tarcia wewnętrznego (FRCANG).

Dostępne **obciążenie elementu** dla elementu SOLID w systemie Cosmos/M:

1. grawitacyjne,
2. obciążenia węzła są przejęte przez jednostki promienia,
3. ciśnienie (przyłożone prostopadle do powierzchni elementu).

Rodzaj otrzymywanych **wyników**:

Składowe naprężeń w dwóch układach współrzędnych (globalnym i elementu) zawierających naprężenia zredukowane wg Hubera-Misesa są podane dla każdego węzła oraz dla środka elementu. Kierunki składowych naprężeń pokazano na rysunku 4.8. Naprężenia główne mogą być opcjonalnie zażądane dla środka elementu.



Rys. 4.8. Izoparametryczny element bryłowy 3-D z zaznaczonymi naprężeniami.

4.2.1. Sprężysto-idealnie plastyczny model gruntu Druckera – Pragera

Jako modelu gruntu, ułożonego wokół przepustu, użyto sprężysto – idealnie plastycznego modelu Druckera – Pragera. Przyjęto, że grunt ten pracuje w płaskim stanie odkształceń.

Poniżej przedstawiono założenia i ograniczenia modelu materiałowego wg Druckera – Pragera:

- założenie małych odkształceń,
- kąt tarcia wewnętrznego (FRCANG) ϕ może przyjmować wartości od 0° do 90° ,
- spójność (COHESN) $c > 0$,
- przy nieliniowości fizycznej używana jest iteracyjna metoda Newtona – Raphona,
- możliwe jest uwzględnienie ciężaru własnego gruntu przy wprowadzeniu wartości przyspieszenia ziemskiego.

Warunek plastyczności dla modelu Druckera – Pragera przedstawia się następująco:

$$F = \frac{2 \sin \phi}{3 - \sin \phi} I_1 + \sqrt{3} J_2 - \frac{6c \cos \phi}{3 - \sin \phi}, \quad (90)$$

gdzie:

F – powierzchnia plastyczności,

ϕ – kat tarcia wewnętrznego,

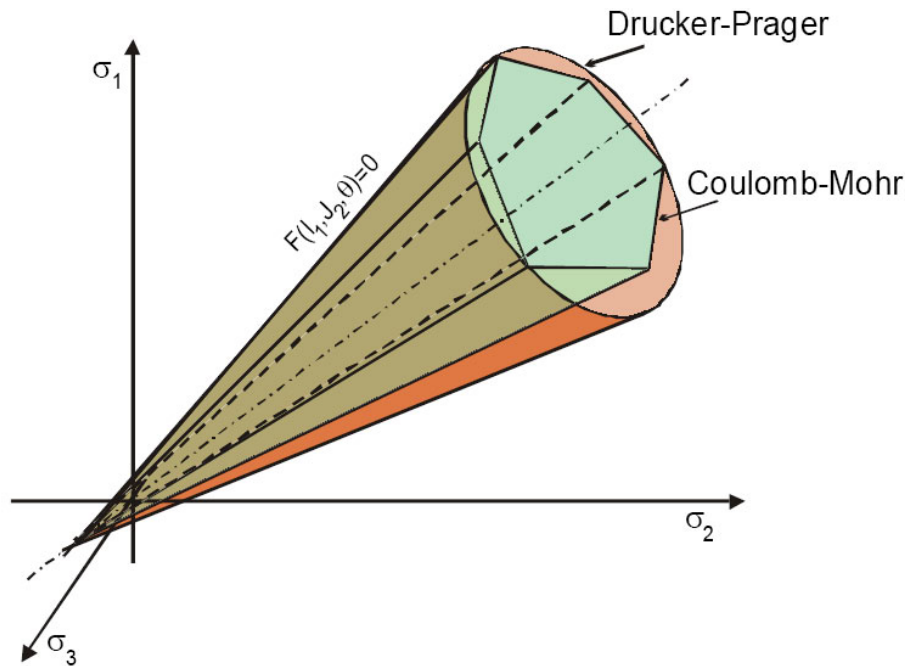
c – spójność,

$I_1 = \sigma_{ii}$,

$J_2 = 0.5 s_{ij} s_{ij}$,

$s_{ij} = \sigma_{ij} - 1/3 I_1 \delta_{ij}$.

Na rysunku 4.9 porównano powierzchnie plastyczności dla modelu Druckera - Pragera oraz Coulomba-Mohra.

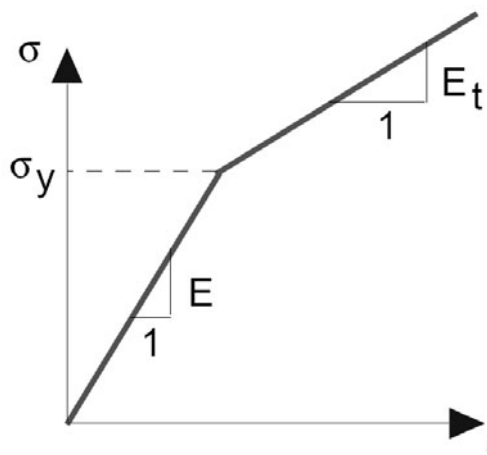


Rys. 4.9. Powierzchnia plastyczności dla modelu Druckera-Pragera i Coulomba-Mohra.

Dokładny matematyczny opis modelu sprężysto – idealnie plastycznego Druckera-Pragera można znaleźć w pracy [84].

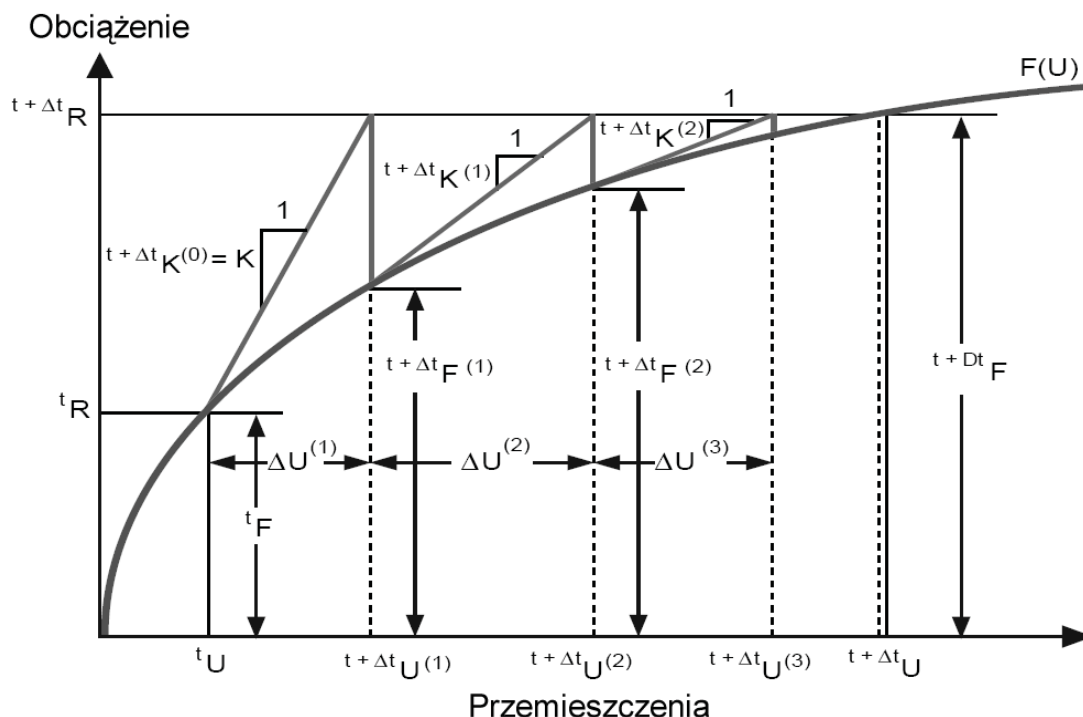
4.2.2. Metoda iteracyjna Newtona - Raphona dla zagadnienia nieliniowości fizycznej

Materiałowa nieliniowość jest realizowana przez zdefiniowanie krzywej σ - ϵ , pokazanej na rysunku 4.10, z granicą plastyczności σ_y . Podobna metoda została wykorzystana w analizie MES przepustu opisanego w pracy [37].



Rys. 4.10. Wykres σ - ϵ dla zagadnienia nieliniowego.

Zastosowano algorytm iteracyjny wg metody Newtona - Raphsona. Metoda ta daje dobre wyniki i jest na ogół szybkozbieżna. Jej wadą jest konieczność budowy i triangulizacji macierzy sztywności w każdej iteracji [14].



Rys. 4.11. Metoda Newtona - Raphsona.

Poniżej przedstawiono procedurę szukania rozwiązania dla danego układu równań metodą Newtona - Raphsona. Układ równań przedstawia się następująco:

$$\begin{aligned}
 f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\
 f_2(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\
 &\vdots \\
 f_n(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0
 \end{aligned}
 \tag{91}$$

Funkcje f_1, f_2, \dots, f_n rozwijane są w szereg Taylora w otoczeniu przewidywanego rozwiązania (x_1, x_2, \dots, x_n) , które traktowane jest jako pierwsze przybliżenie poszukiwanego rozwiązania. Rozwinięcie ogranicza się do składników liniowych, tzn. zawierających $(\bar{x}_i - x_i)^1$:

$$\begin{aligned}
 f_1(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) &\cong f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) + \left(\frac{\partial f_1}{\partial x_1} \right) (\bar{x}_1 - x_1) + \\
 &\quad \left(\frac{\partial f_1}{\partial x_2} \right) (\bar{x}_2 - x_2) + \dots + \left(\frac{\partial f_1}{\partial x_n} \right) (\bar{x}_n - x_n) \\
 &\quad \vdots \\
 f_n(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) &\cong f_n(x_1, x_2, \dots, x_n) + \left(\frac{\partial f_n}{\partial x_1} \right) (\bar{x}_1 - x_1) + \\
 &\quad \left(\frac{\partial f_n}{\partial x_2} \right) (\bar{x}_2 - x_2) + \dots + \left(\frac{\partial f_n}{\partial x_n} \right) (\bar{x}_n - x_n)
 \end{aligned}
 \tag{92}$$

W układzie (92) pochodne cząstkowe $\partial f_i / \partial x_i$ wyznaczone są dla (x_1, x_2, \dots, x_n) . Po przyrównaniu prawych stron układu (92) do zera i wprowadzeniu oznaczenia $\Delta x_i = \bar{x}_i - x_i$, układ ten można przedstawić w następującej formie:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \frac{\partial f_1}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x_1} & \frac{\partial f_2}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial x_n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial f_n}{\partial x_1} & \frac{\partial f_n}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial x_n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta x_1 \\ \Delta x_2 \\ \vdots \\ \Delta x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -f_1 \\ -f_2 \\ \vdots \\ -f_n \end{bmatrix} \quad (93)$$

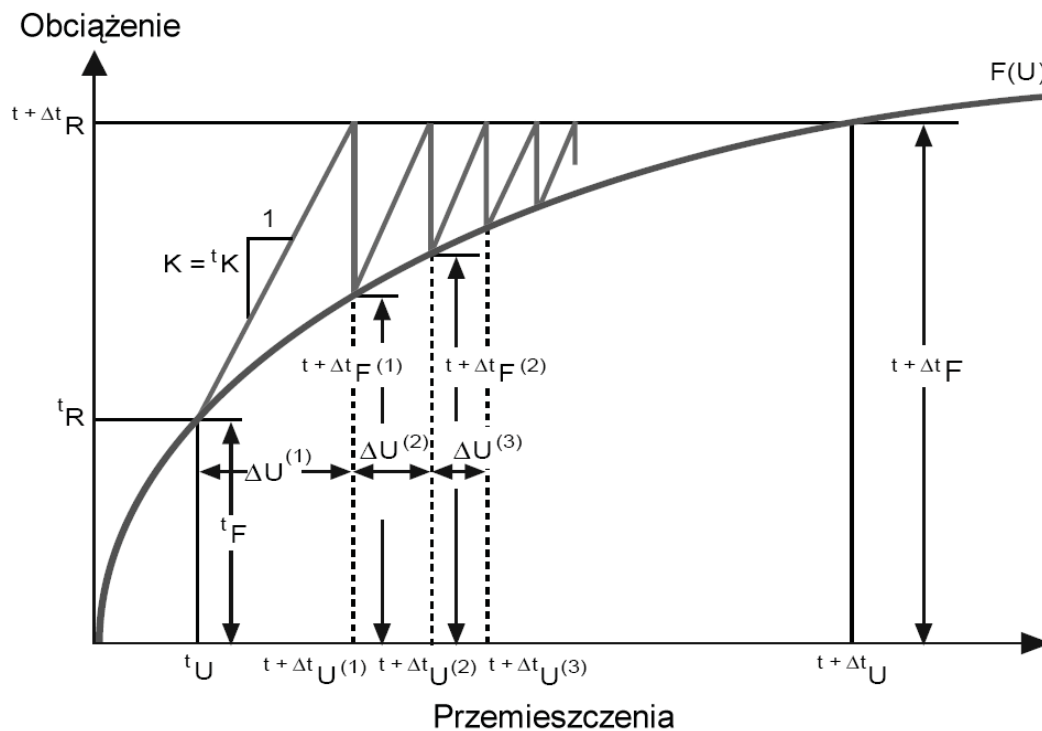
Z układu równań (93) wyznaczana jest Δx_i ($i=1,2,\dots,n$), a następnie obliczane jest kolejne przybliżenie rozwiązania:

$$\begin{aligned} x_1^{(i+1)} &= x_1^{(i)} + \Delta x_1^{(i)} \\ x_2^{(i+1)} &= x_2^{(i)} + \Delta x_2^{(i)} \\ &\vdots \\ x_n^{(i+1)} &= x_n^{(i)} + \Delta x_n^{(i)} \end{aligned} \quad (94)$$

Proces iteracyjny przedstawia się następująco:

1. Obliczenia rozpoczynają się od założenia pierwszego przybliżenia rozwiązania $(x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \dots, x_n^{(1)})$ oraz przyjęcia wartości parametru ε wykorzystywanego w kryterium zbieżności.
2. Obliczane są wartości funkcji $f_j(x_1^{(i)}, x_2^{(i)}, \dots, x_n^{(i)})$; $j = 1, 2, \dots, n$.
3. Obliczane są pochodne cząstkowe $\frac{\partial f_j}{\partial x_k}(x_1^{(i)}, x_2^{(i)}, \dots, x_n^{(i)})$; $j = 1, 2, \dots, n$; $k = 1, 2, \dots, n$.
4. Rozwiązywany jest układ (93) w celu wyznaczenia $\Delta x_j^{(i)}$; $j = 1, 2, \dots, n$.
5. Obliczane są kolejne przybliżenia rozwiązania $x_j^{(i+1)} = x_j^{(i)} + \Delta x_j^{(i)}$; $j = 1, 2, \dots, n$.
6. Obliczane są wartości funkcji $f_j(x_1^{(i+1)}, x_2^{(i+1)}, \dots, x_n^{(i+1)})$; $j = 1, 2, \dots, n$ i sprawdzane kryterium zbieżności, np. $|f_j(x_1^{(i+1)}, x_2^{(i+1)}, \dots, x_n^{(i+1)})| \leq \varepsilon$; $j = 1, 2, \dots, n$. Jeżeli powyższe kryterium zbieżności jest spełnione to obliczenia są zakończone, a liczby $(x_1^{(i+1)}, x_2^{(i+1)}, \dots, x_n^{(i+1)})$ są traktowane jako rozwiązanie układu (91). Jeżeli kryterium zbieżności nie jest spełnione, to podstawia się $i = i + 1$, a obliczenia są kontynuowane od pkt. nr 3.

W celu zmniejszenia liczby operacji często stosuje się stałe macierze w trakcie całego procesu iteracyjnego. W ten sposób zmodyfikowana metoda Newtona - Raphsona wymaga zazwyczaj większej liczby iteracji, jednak czas obliczeń dla jednego kroku iteracyjnego jest znacznie krótszy niż w pełnej metodzie Newtona - Raphsona, co w przypadku dużych układów równań szybciej pozwala osiągnąć zbieżność. Dodatkowo w zmodyfikowanej metodzie Newtona - Raphsona macierze są odwracane tylko w pierwszej iteracji dla każdego kroku czasowego. Można także stosować algorytmy iteracyjne, w których macierz sztywności zmienia się co kilka iteracji w trakcie jednego przyrostu, albo też odwrotnie - macierz sztywności jest stała przez kilka przyrostów. Częstość zmiany macierzy sztywności zależy od stopnia nieliniowości zagadnienia.



Rys. 4.12. Zmodyfikowana metoda Newtona - Raphsona.

4.3. Dyskretyzacja modelu badanego przepustu

Do zamodelowania powłoki przepustu użyto 2 560 elementów typu SHELL4 z następującymi parametrami:

- moduł sprężystości: $E_S = 205 \text{ GPa}$,
- współczynnik Poissona: $\nu = 0.3$,
- gęstość: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Przyjęto grubość powłoki równą wysokości fałdy blachy tj. 50 mm. Jednocześnie moduł sprężystości E został odpowiednio zredukowany tak, aby zachować właściwą sztywność EI przepustu. Zredukowany moduł sprężystości dla powłoki przepustu wynosi:

$$E_r = E \cdot \left(\frac{t}{50} \right) = 15.375 \text{ GPa} , \quad (95)$$

gdzie:

$t = 3.75 \text{ mm}$ – grubość blachy falistej.

Do zamodelowania gruntu użyto 20 480 elementów trójwymiarowych typu SOLID z następującymi parametrami:

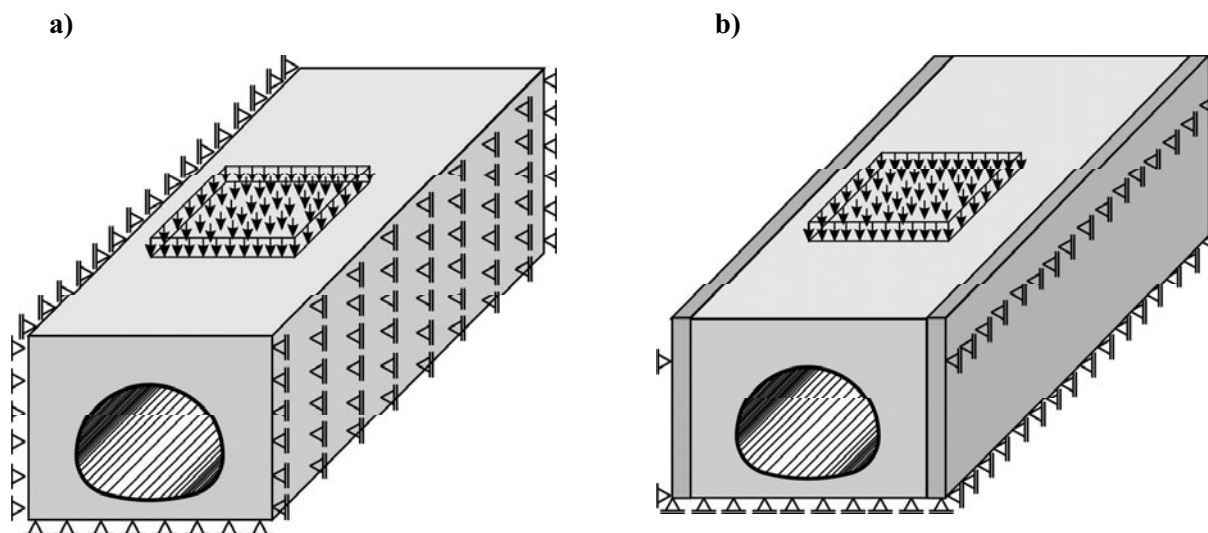
- moduł sprężystości: $E_G = 90 \text{ MPa}$,
- współczynnik Poissona: $\nu = 0.2$,
- kąt tarcia wewnętrznego: $\phi = 35^\circ$,
- spójność: $c = 0.1 \text{ Pa}$,
- gęstość: $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$.

Wykorzystano model materiału Druckera - Pragera, natomiast do rozwiązywania układu równań nieliniowych zmodyfikowaną metodę Newtona - Raphsona.

Do zamodelowania drewnianej obudowy stanowiska badawczego użyto 1 280 elementów typu SOLID z następującymi parametrami:

- moduł sprężystości: $E_D = 110 \text{ MPa}$,
- współczynnik Poissona: $\nu = 0.2$.

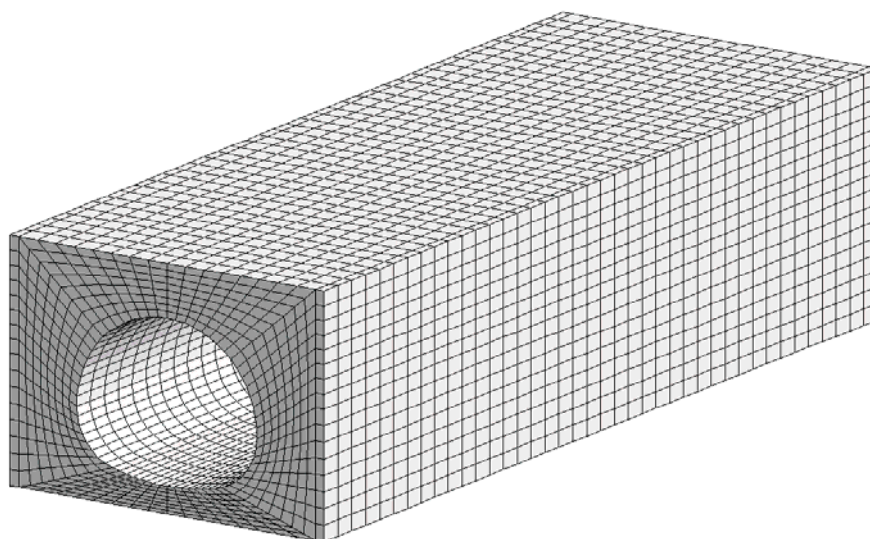
Wykonano dwa modele numeryczne różniące się schematem statycznym. W pierwszym modelu, przedstawionym na rysunku 4.13 a (**schemat nr 1**), obudowę stanowiska badawczego zastąpiono sztywnymi podporami przesuwными. W modelu przedstawionym na rysunku 4.13 b (**schemat nr 2**) sztywne podpory zastąpiono elementami trójwymiarowymi SOLID podpartymi u podstawy oraz w miejscach wykonania zastrzałów z belek stalowych.



Rys. 4.13. Schematy statyczne modelu numerycznego
a) schemat 1 - ze sztywną obudową b) schemat 2 - z obudową z elementów typu SOLID.

Do analizy porównawczej wybrano model z naziemem $h = 0.8$ m oraz obciążenie $p = 69.841$ kPa. Uwzględniono ciężar własny gruntu, wprowadzając przyspieszenie ziemskie $g = 9.81$ m/s². Do obliczeń użyto modułu do strukturalnej analizy nieliniowej NSTAR pakietu Cosmos/M wersja 2.5 dla Windows.

Podział na elementy skończone dla schematu nr 2 pokazano na rysunku 4.14.

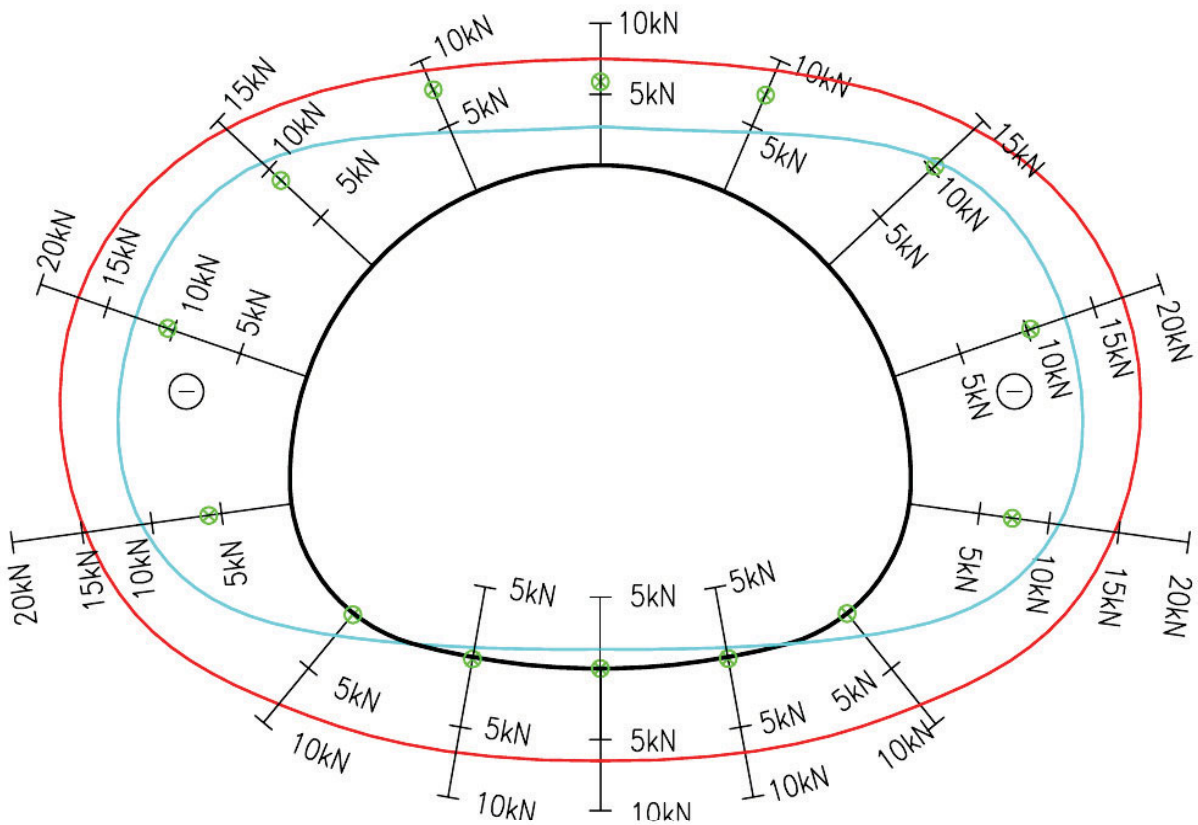


Rys. 4.14. Siatka elementów skończonych dla schematu 2.

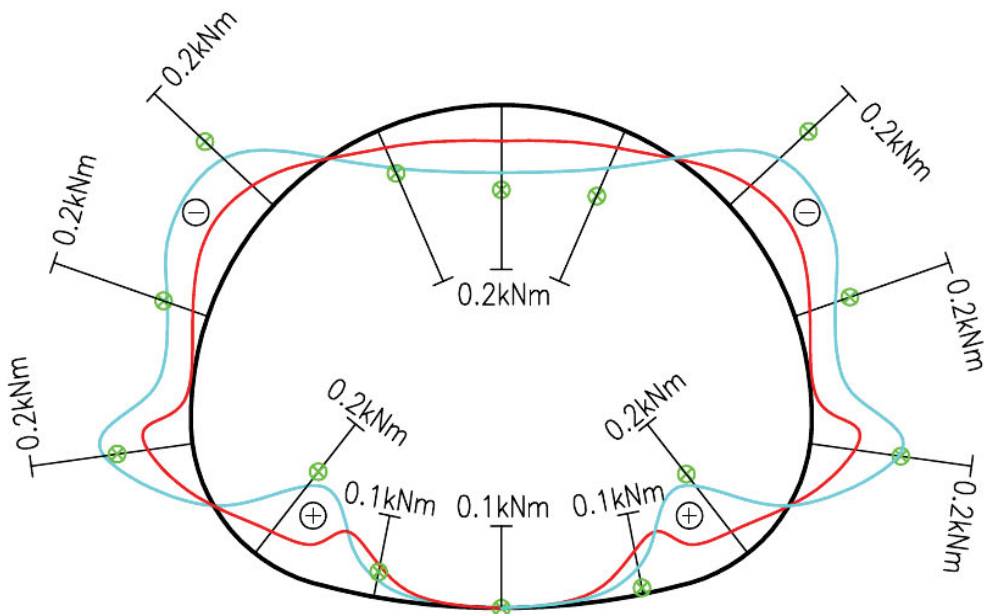
4.4. Wyniki analizy numerycznej

Wyniki analizy MES dla dwóch schematów statycznych porównano z wynikami doświadczalnymi. Na rysunku 4.15 pokazano rozkłady momentów zginających i sił osiowych nałożone na obrys przepustu. Dodatkowo na wykresach zaznaczono wartości doświadczalne.

Sily osiowe [kN]



Momenty zginające [kNm]



LEGENDA:

- Rozkłady MES dla schematu nr 1
- Rozkłady MES dla schematu nr 2
- ⊗ - Wartości doświadczalne
- 0.5m - Skala przepustu

Rys. 4.15. Porównanie rozkładów momentów zginających oraz sił osiowych.

W tabeli 4.1 przedstawiono porównanie przemieszczeń w trzech charakterystycznych punktach przepustu. W tabeli 4.2 porównano wartości naprężeń w gruncie w badanych punktach. W tabelach przedstawiono wartości średnie z testów, ponieważ wykonano trzy obciążenia, uzyskując różne wartości.

Tabela 4.1. Zestawienie wyników – przemieszczenia.

Ozn. czujnika	↔ I0	↑ I6	I4↔
Jednostki	mm	mm	mm
TEST (wartości średnie)	0.95	-2.33	1.03
MES (schemat 1)	0.16	-1.26	0.16
MES (schemat 2)	0.87	-2.16	0.87

Tabela 4.2. Zestawienie wyników – naprężenia w gruncie.

Ozn. czujnika	1	2	3	4	5	6	7	8	11	13
Jednostki	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
TEST (wartości średnie)	52.7	51.6	0.1	32.1	27.1	21.4	26.6	31.6	26.7	50.3
MES (schemat 1)	29.3	29.3	4.7	22.0	22.0	16.5	16.5	15.7	3.2	15.7
MES (schemat 2)	37.0	37.0	0.0	25.7	25.7	20.8	20.8	18.0	9.1	18.0

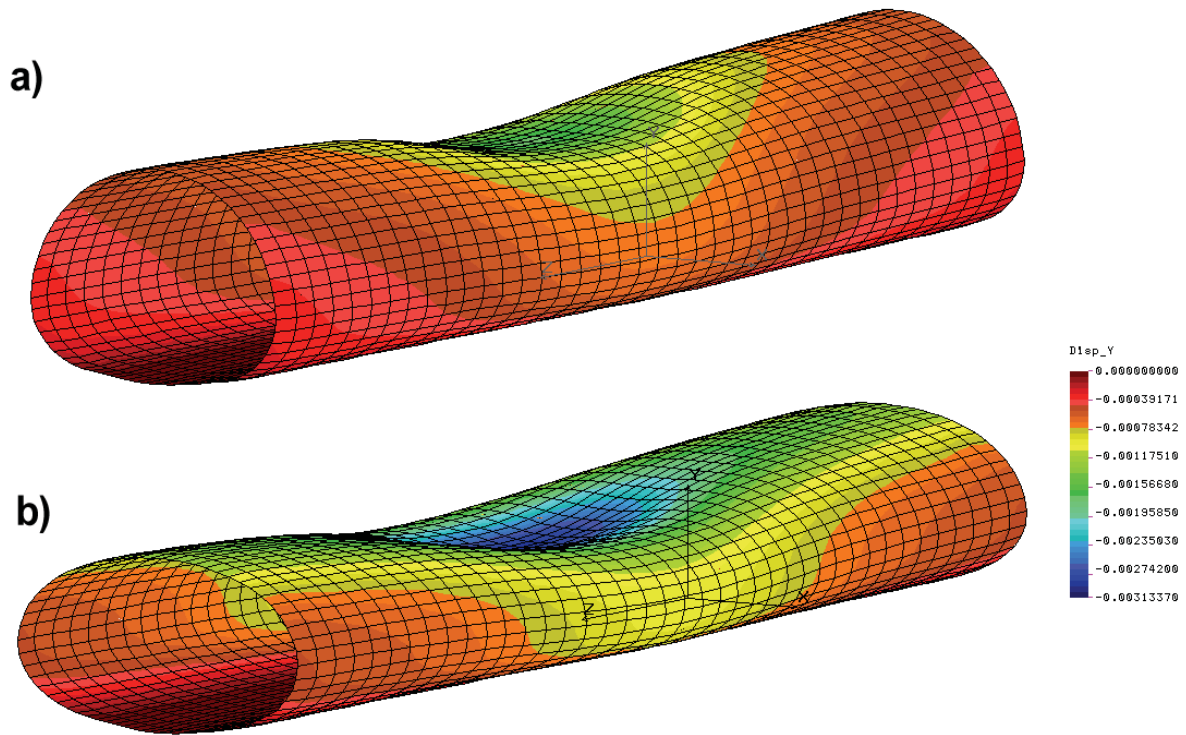
Konstrykcyjny model sprężysto - idealnie plastyczny Druckera - Pragera przy uwzględnieniu nieliniowości materiałowej oraz warunków brzegowych podparcia dobrze oddaje prace gruntu niespoistego, jakim jest pospółka. Model numeryczny, dla którego uwzględniono sztywność ścianki obudowy (schemat nr 2) lepiej odwzorowuje wyniki doświadczalne.

Na rysunku 4.16 a i b pokazano przemieszczenia pionowe oraz deformację powłoki przepustu dla obu schematów stycznych przy jednakowym współczynniku skali równym 1:447.

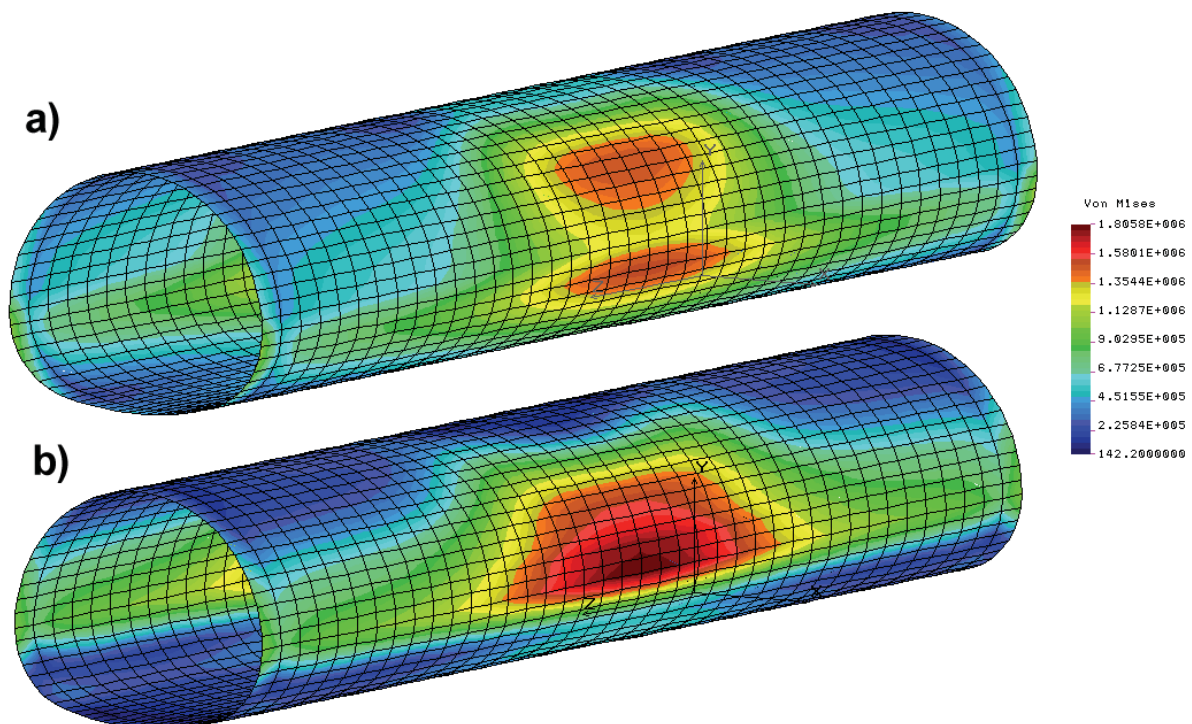
Na rysunku 4.17 a i b przedstawiono rozkład naprężeń zastępczych w powłoce przepustu. Naprężenia te są wyznaczane z następującej zależności:

$$\sigma_{zast} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right]}. \quad (96)$$

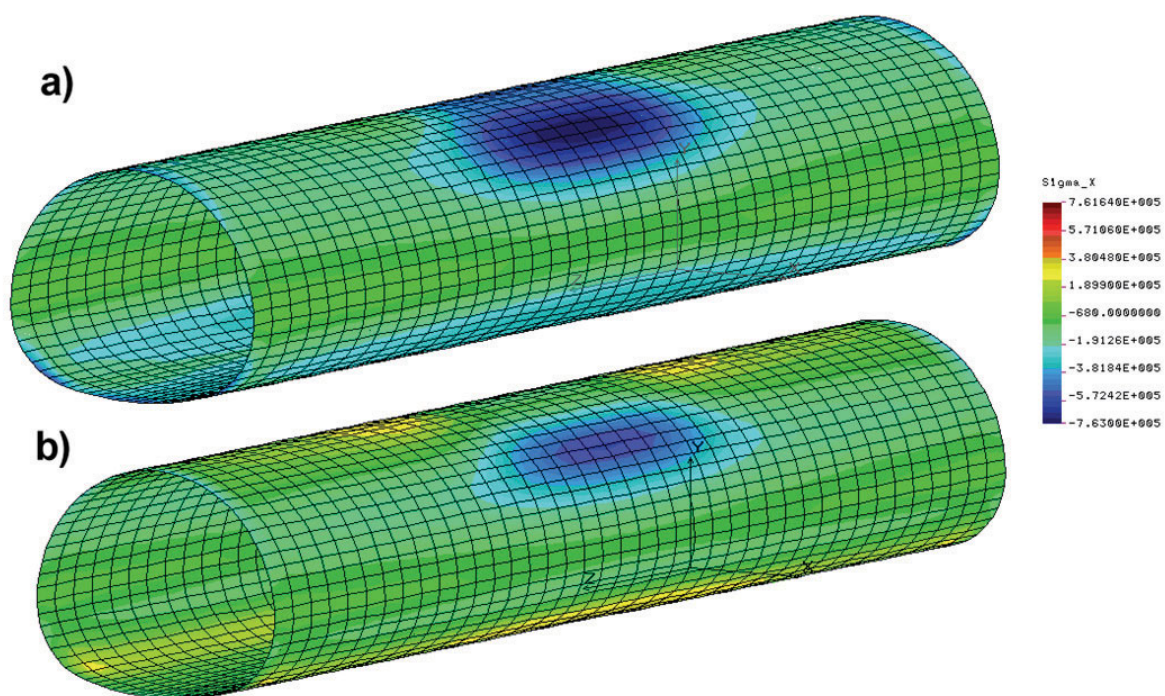
Dodatkowo na rysunku 4.18 a i b oraz 4.19 a i b pokazano rozkład naprężeń odpowiednio σ_x i σ_y na powierzchni przepustu. Na rysunkach 4.20 a i b oraz 4.21 a i b zaprezentowano rozkłady naprężeń w otaczającym gruncie w kierunku poziomym (x) i pionowym (y). Naprężenia pokazano dla przekroju środkowego zlokalizowanego bezpośrednio pod obciążeniem. Ze względu na symetrie rozkładów naprężeń w gruncie pokazano połowę schematu dla każdego z modeli.



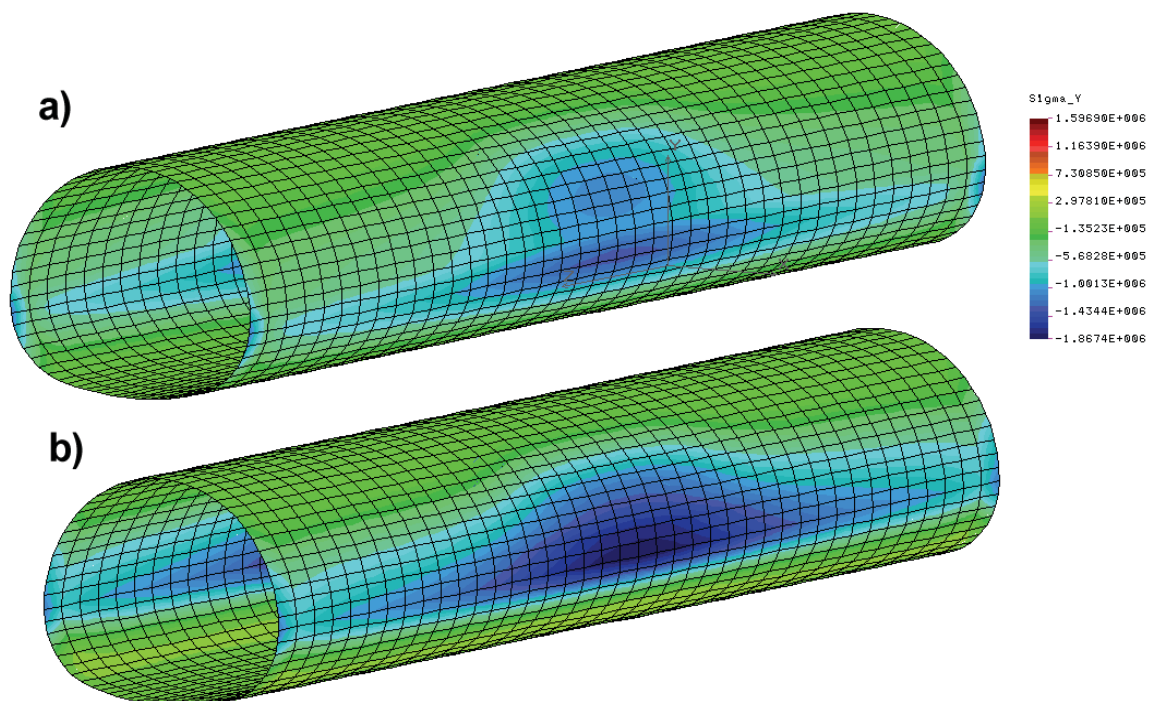
Rys. 4.16. Przemieszczenia pionowe i deformacje przy współczynniku skali 1:447 dla: a) schematu nr 1 [m], a) schematu nr 2 [m].



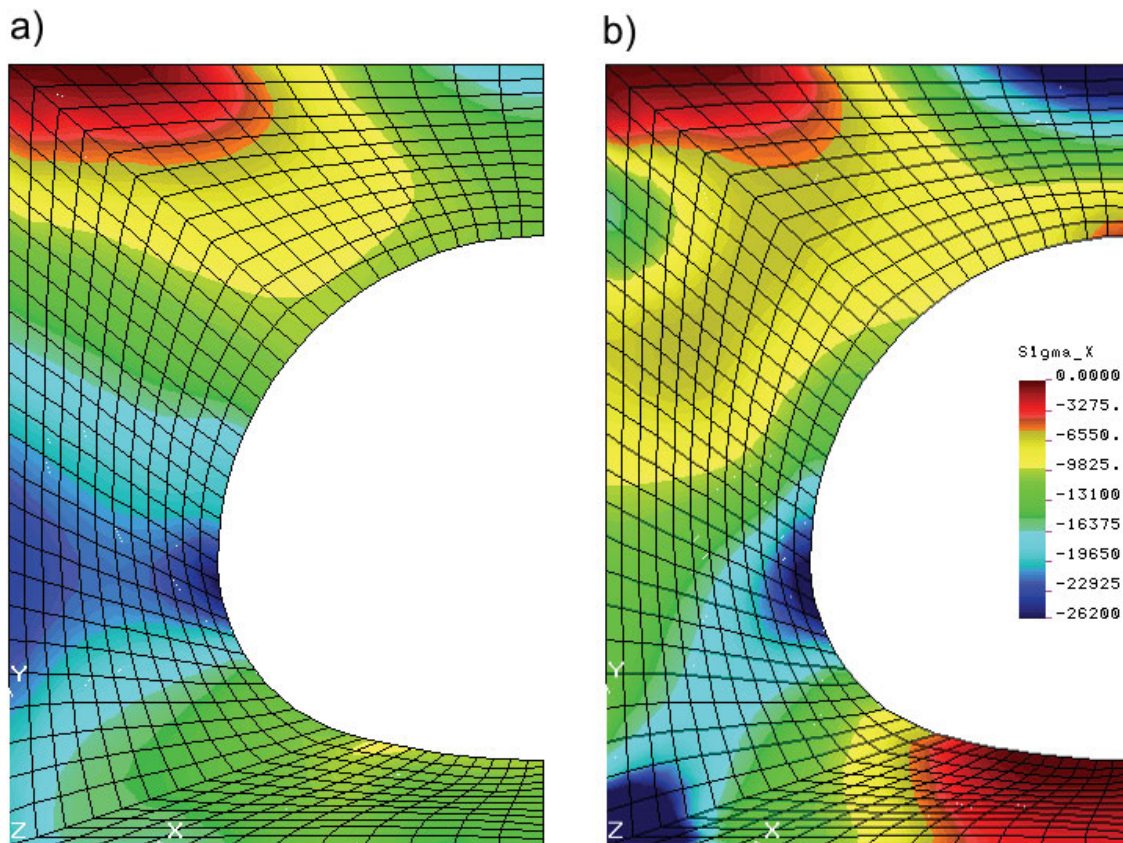
Rys. 4.17. Rozkład naprężeń zastępczych σ_{zast} dla: a) schematu nr 1 [Pa], a) schematu nr 2 [Pa].



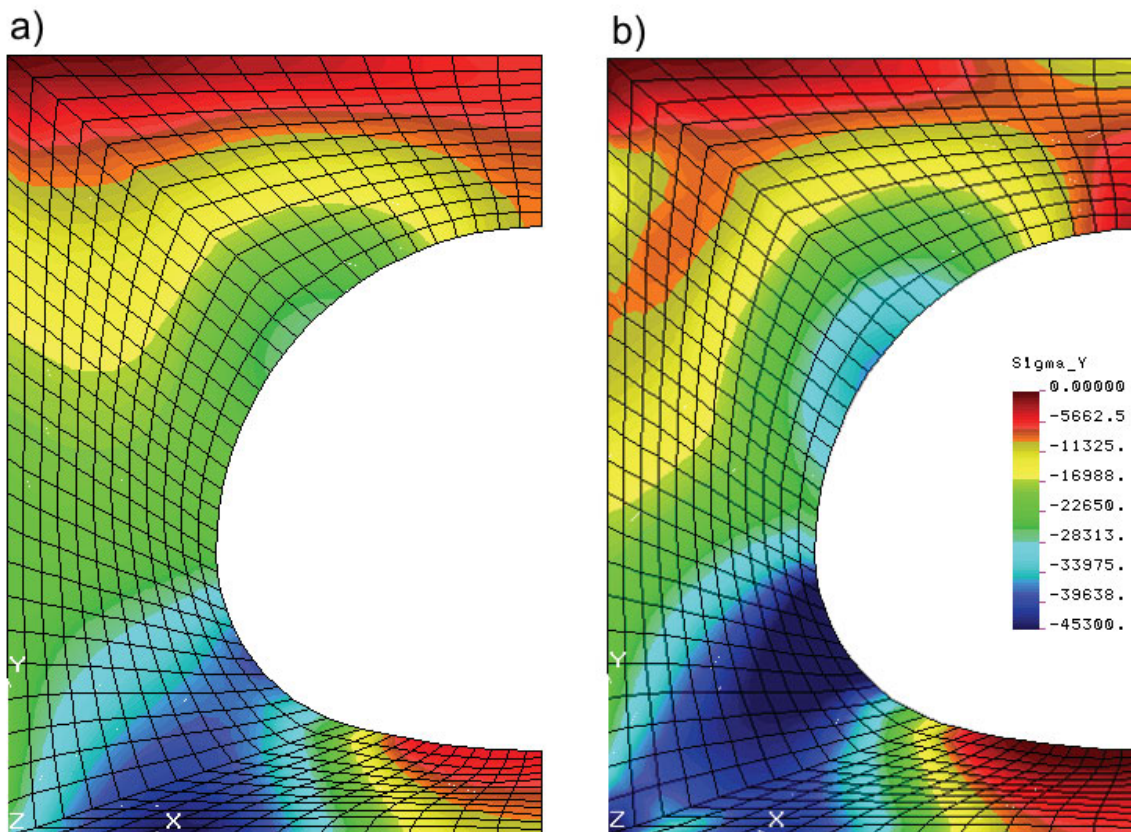
Rys. 4.18. Rozkład naprężeń σ_x dla: a) schematu nr 1 [Pa], a) schematu nr 2 [Pa].



Rys. 4.19. Rozkład naprężeń σ_y dla a) schematu nr 1 [Pa], a) schematu nr 2 [Pa].



Rys. 4.20. Rozkład naprężeń poziomych σ_x w gruncie w przekroju środkowym dla:
a) schematu nr 1 [Pa], b) schematu nr 2 [Pa].

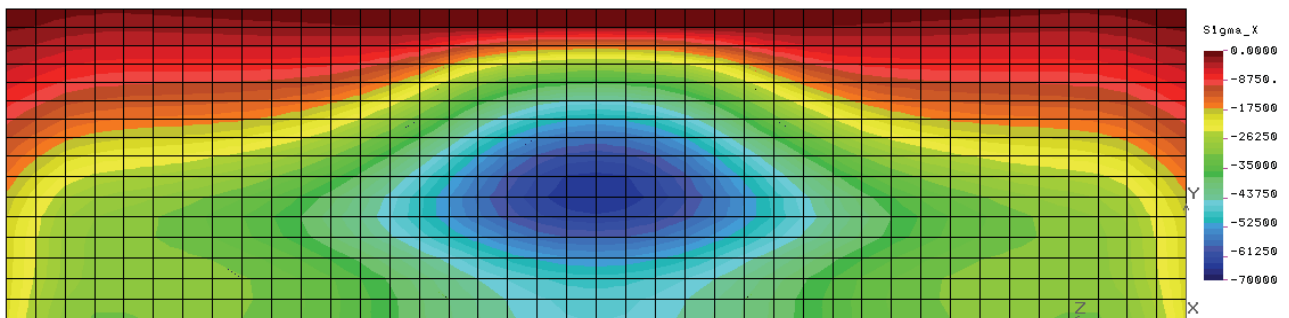


Rys. 4.21. Rozkład naprężeń pionowych σ_y w gruncie w przekroju środkowym dla:
a) schematu nr 1 [Pa], b) schematu nr 2 [Pa].

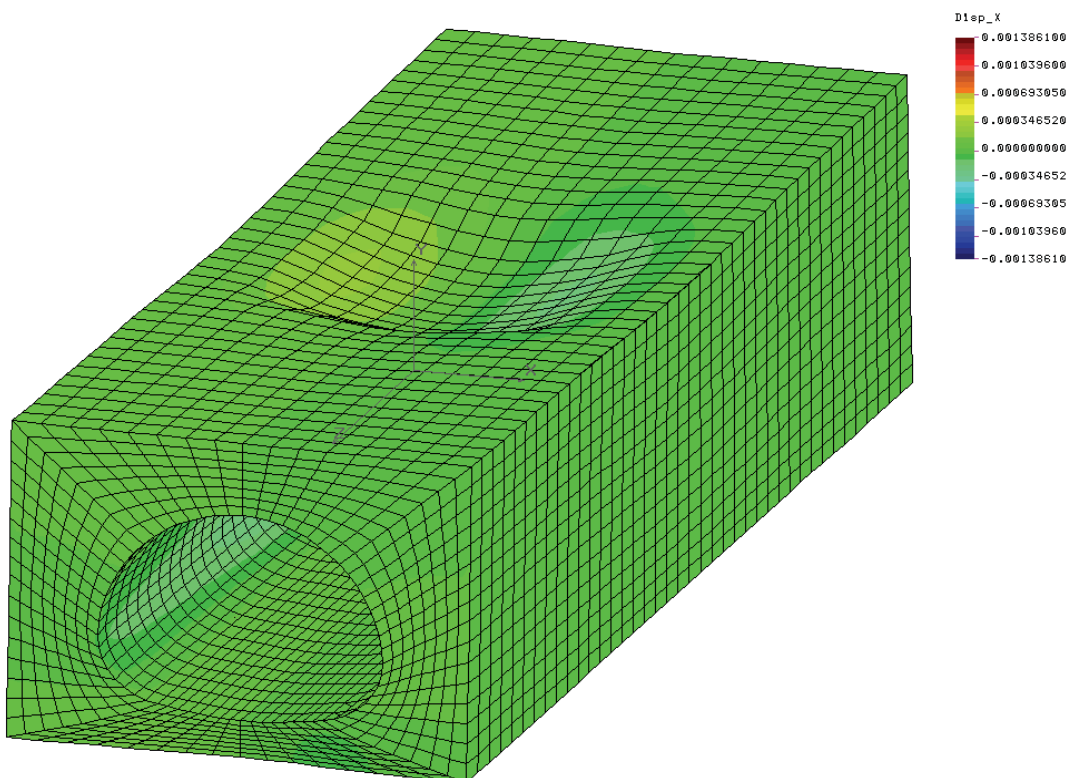
4.5. Wpływ warunków brzegowych na rozkład naprężeń w gruncie i powłoce przepustu

Analiza MES wykazała duży wpływ sztywności i odległości ścianek obudowy stanowiska badawczego na deformację, rozkład sił wewnętrznych w przepuszczeniu oraz rozkład naprężeń w gruncie. W związku z powyższym podjęto próbę analizy rozkładu naprężeń poziomych w gruncie w zależności od wysokości naziomu przy zastępczym obciążeniu normowym.

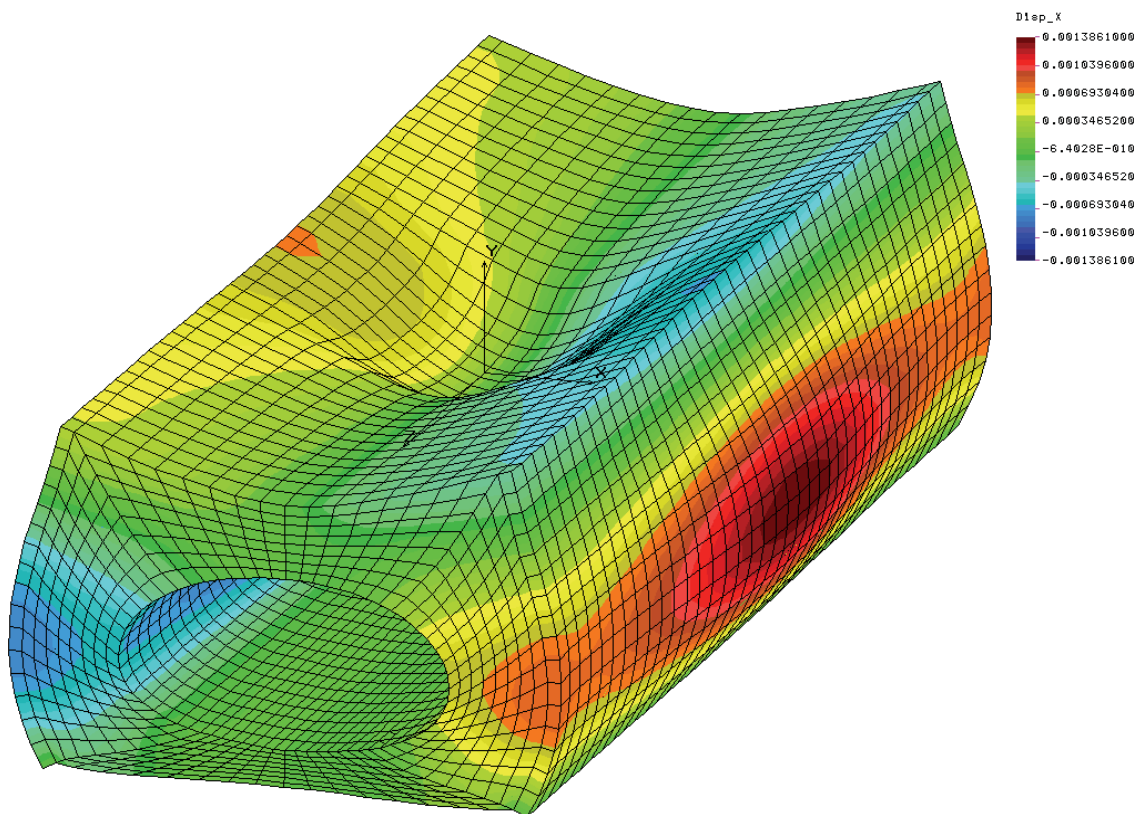
Wpływ odległości ścianki przepustu na rozkład naprężeń w gruncie obrazuje rysunek 4.22, na którym pokazano rozkład naprężeń w gruncie w płaszczyźnie równoległej do badanego przepustu w odległości 2.50 m od jego osi symetrii (tuż przy ściance obudowy z podkładów kolejowych). Dodatkowo na rysunkach 4.23 i 4.24 pokazano deformację całego stanowiska badawczego, uzyskaną dla dwóch analizowanych schematów, z zaznaczeniem przemieszczeń poziomych (oś x). Na obu rysunkach deformacje przedstawiono w tej samej skali tj.: 1:447.



Rys. 4.22. Rozkład naprężeń poziomych σ_x w gruncie w przekroju przy ścianie obudowy stanowiska badawczego [Pa].

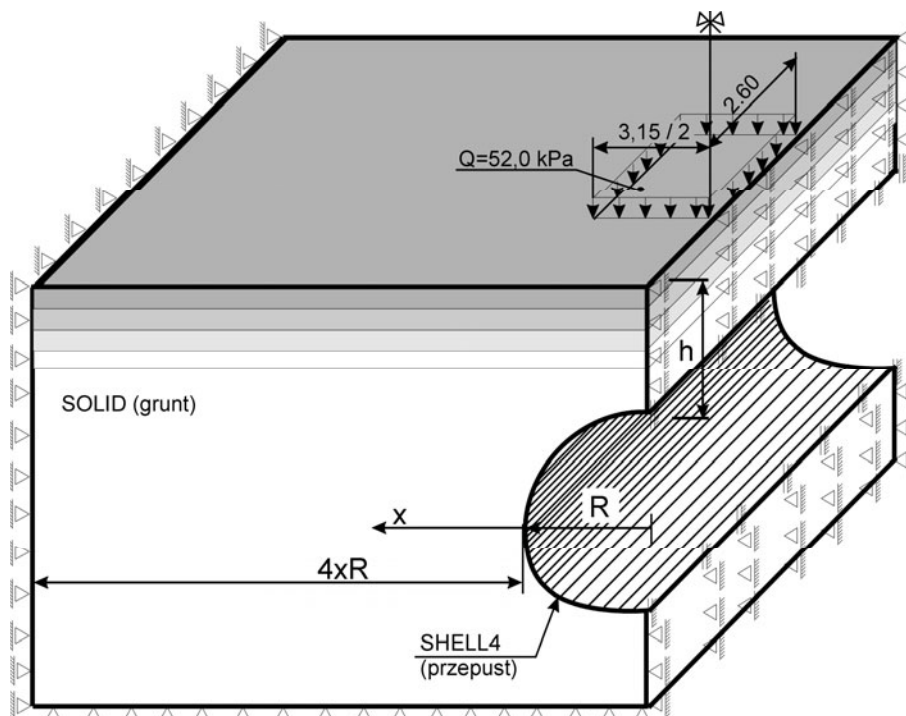


Rys. 4.23. Deformacje całego układu z zaznaczeniem przemieszczeń poziomych dla schematu nr 1 [m].



Rys. 4.24. Deformacje całego układu z zaznaczeniem przemieszczeń poziomych dla schematu nr 2 [m].

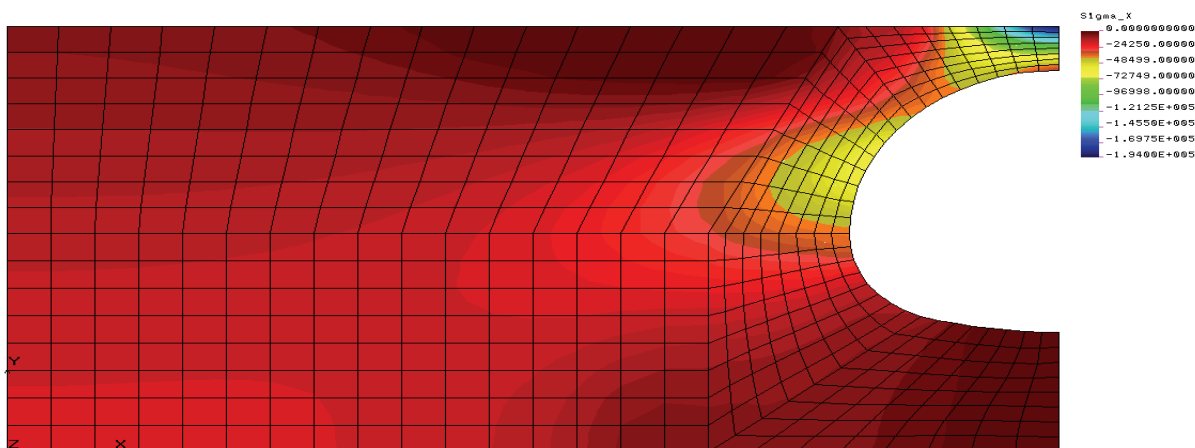
W celu zweryfikowania tezy nr 3 tj. wpływu warunków brzegowych na rozkład poziomych naprężeń w gruncie w zależności od wysokości naziomu i obciążenia zewnętrznego zbudowano pięć modeli numerycznych o schemacie pokazanym na rysunku 4.25. Obliczenia przeprowadzono dla zastępczego obciążenia normowego $Q = 52.0$ kPa przy następujących wysokościach naziomu: $h = 0.4$ m; 0.6 m; 0.8 m; 1.0 m; 1.2 m. Uwzględniono jedynie wpływ obciążenia zewnętrznego, tzn. pominięto ciężar własny gruntu. Analizę przeprowadzono dla odległości $4 \times R$, czyli podwójnej rozpiętości badanego przepustu.



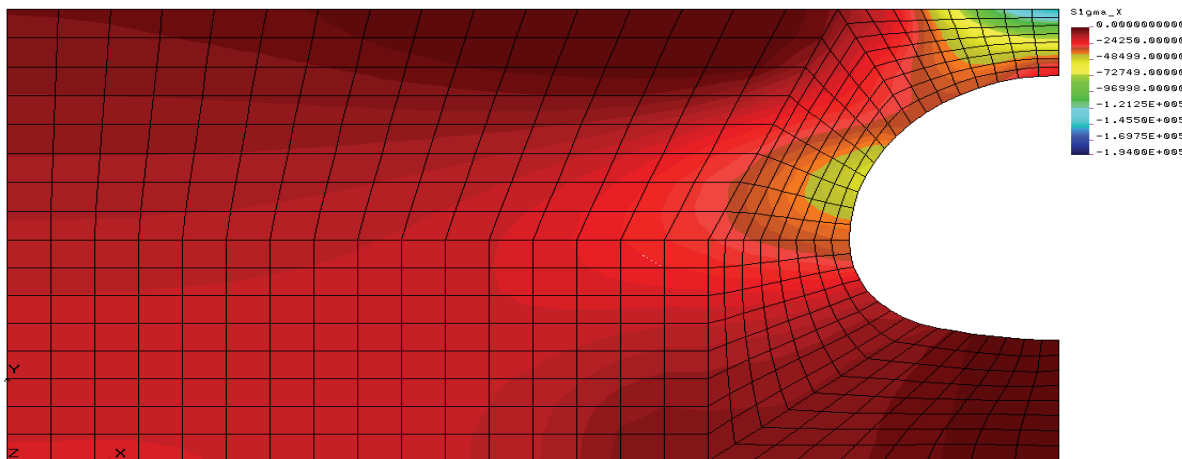
Rys. 4.25. Schemat statyczny układu do analizy rozkładu poziomych naporów w gruncie w zależności od wysokości naziomu dla obciążenia normowego.

Model przepustu wykonano z 512 elementów typu SHELL4, natomiast model gruntu z 7 168 elementów typu SOLID. W obliczeniach wykorzystano symetrię układu wykonując połowę modelu. Użyto takich samych parametrów jak dla modeli opisanych w punkcie 4.3 "Dyskretyzacja modelu badanego przepustu".

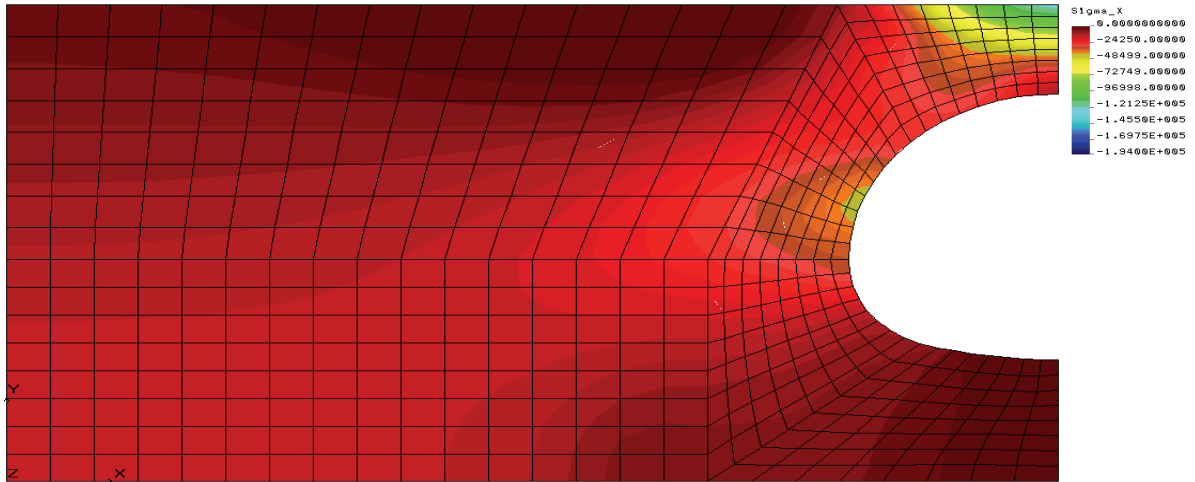
Rozkłady naprężeń poziomych σ_x w gruncie wokół przepustu dla poszczególnych wysokości naziomu pokazano na rysunkach od 4.26 do 4.30.



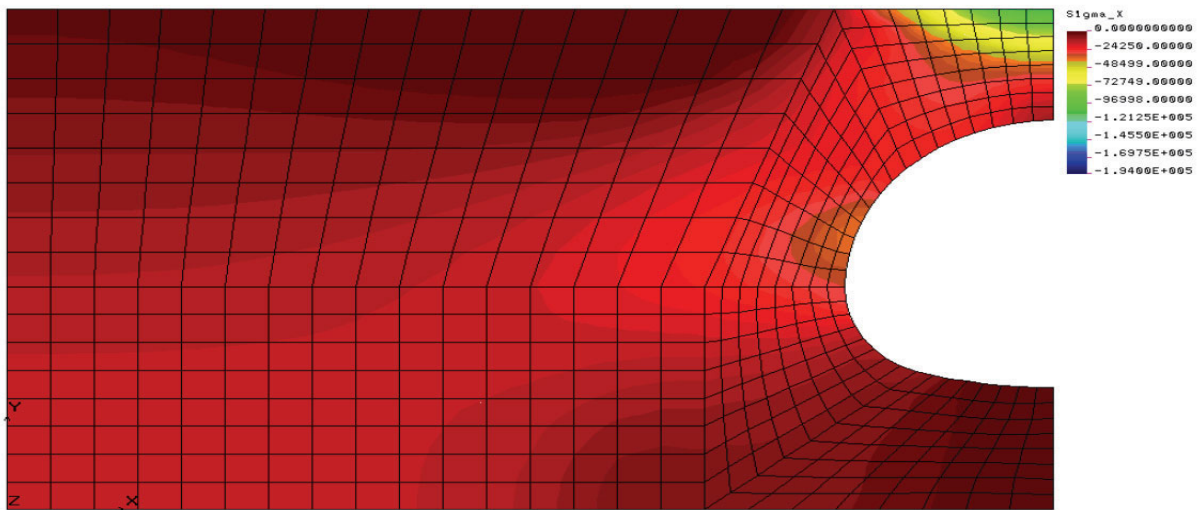
Rys. 4.26. Rozkład naprężeń poziomych w gruncie w przekroju środkowym dla naziomu $h = 0.4$ m [Pa].



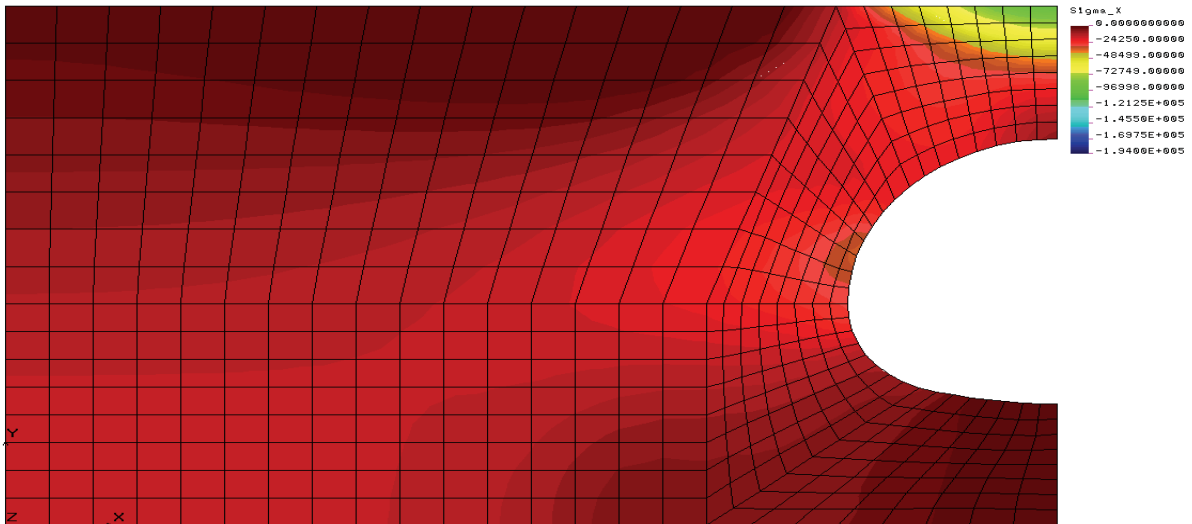
Rys. 4.27. Rozkład naprężeń poziomych w gruncie w przekroju środkowym dla naziomu $h = 0.6$ m [Pa].



Rys. 4.28. Rozkład naprężeń poziomych w gruncie w przekroju środkowym dla naziomu $h = 0.8$ m [Pa].

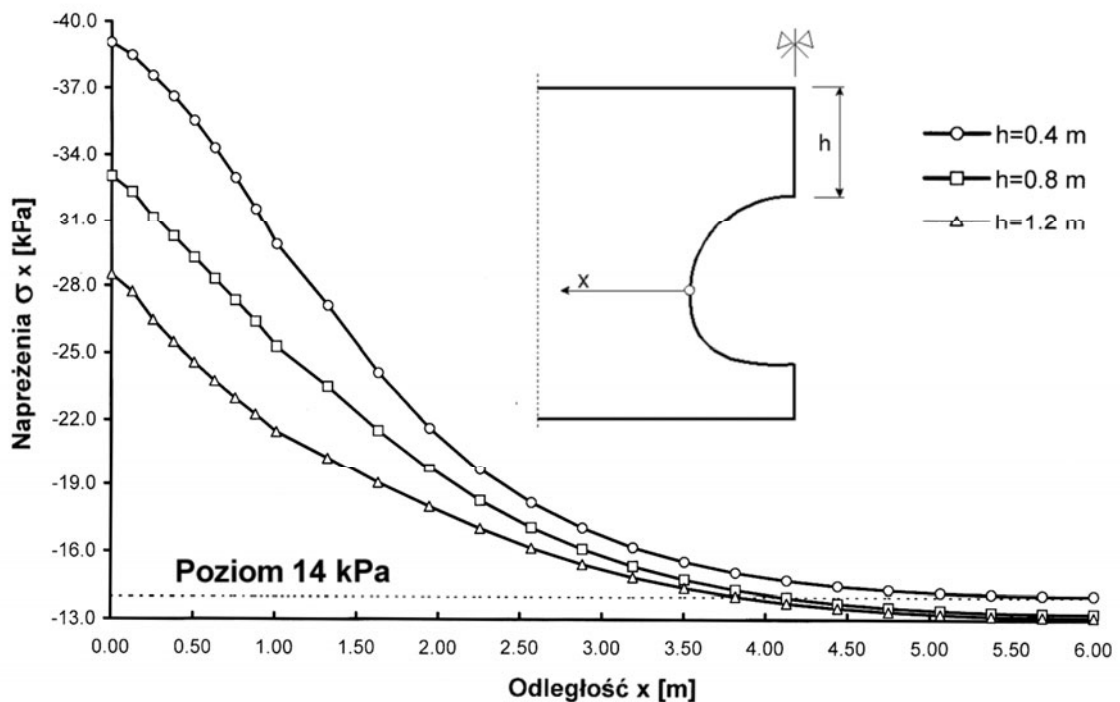


Rys. 4.29. Rozkład naprężeń poziomych w gruncie w przekroju środkowym dla naziomu $h = 1.0$ m [Pa].



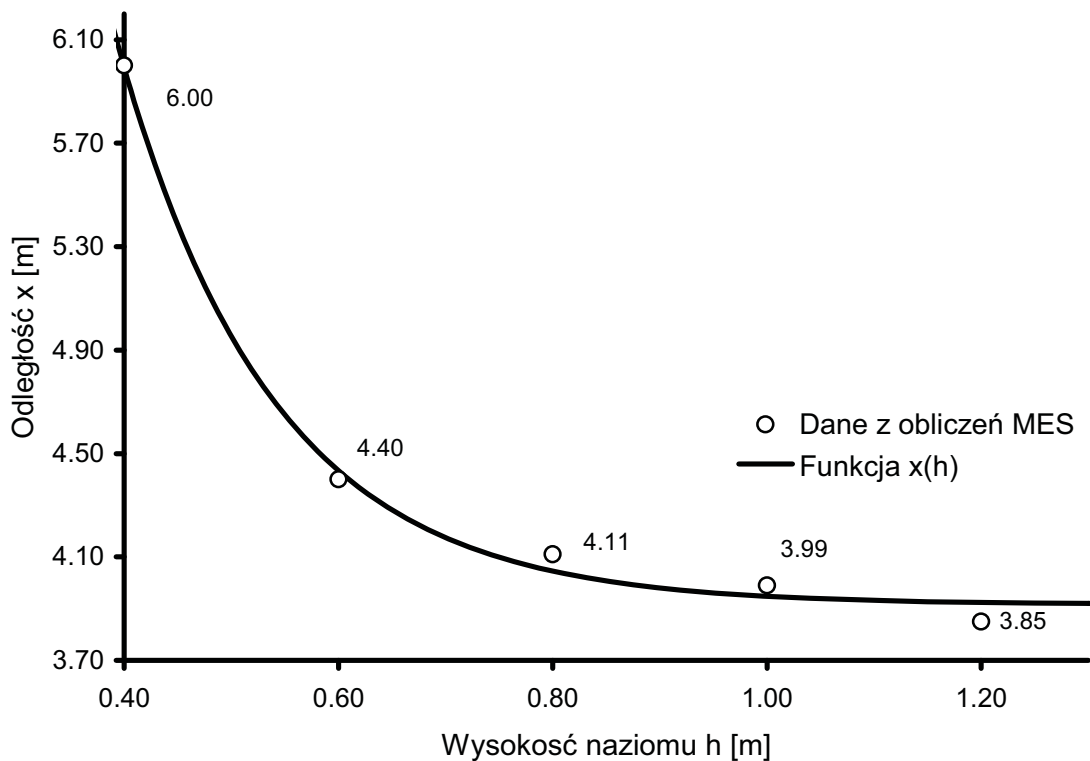
Rys. 4.30. Rozkład naprężeń poziomych w gruncie w przekroju środkowym dla naziomu $h = 1.2$ m [Pa].

Na rysunku 4.31 pokazano zmiany naprężeń poziomych σ_x w zależności od odległości od ścianki przepustu dla trzech wybranych wysokości naziomu 0.4 m, 0.8 m i 1.2 m. Jak można przewidzieć propagacja poziomych naprężeń ściskających zwiększa się wraz ze zmniejszeniem wysokości naziomu przy tym samym obciążeniu zewnętrznym.



Rys. 4.31. Zmiany naprężeń poziomych σ_x w zależności od odległości od ścianki przepustu dla różnych wysokości naziomu.

Założono, że w pewnej odległości od ścianki przepustu wpływ obciążenia zewnętrznego przy danej wysokości naziomu jest znikomy. Granicę tą oszacowano biorąc pod uwagę różnicę w naprężeniach poziomych pomiędzy sąsiadującymi elementami. Dla badanego przepustu granicą taką jest poziom 14.0 kPa, którą zaznaczoną na rysunku 4.31.



Rys. 4.32. Odległość x w zależności od wysokości naziomu h .

Kierując się powyższym założeniem wyznaczono odległości od ścianki przepustu x dla poszczególnych wysokości naziomów h . Na rysunku 4.32 naniesiono wyznaczone odległości x w zależności od wysokości naziomu h . Jak można zauważyć punkty te dają się aproksymować krzywą eksponentyjalną o następującym równaniu:

$$x(h) = Ae^{-Bh} + C, \quad (97)$$

gdzie:

A, B, C – parametry funkcji równe:

$$A = 33.4,$$

$$B = 6.94,$$

$$C = 3.92.$$

Powyższą zależność można wykorzystać w przyszłości przy planowaniu podobnych badań, w których należy uwzględnić wpływ ścianki obudowy. Obudowę należy w miarę możliwości oddalić od badanego przepustu lub użyć odpowiednio mniejszego modelu.

Jak wynika z przeprowadzonej analizy numerycznej w przypadku badanego przepustu minimalna odległość ścianki obudowy, przy obciążeniu normowym, która nie wpływałaby na zachowanie się przepustu to:

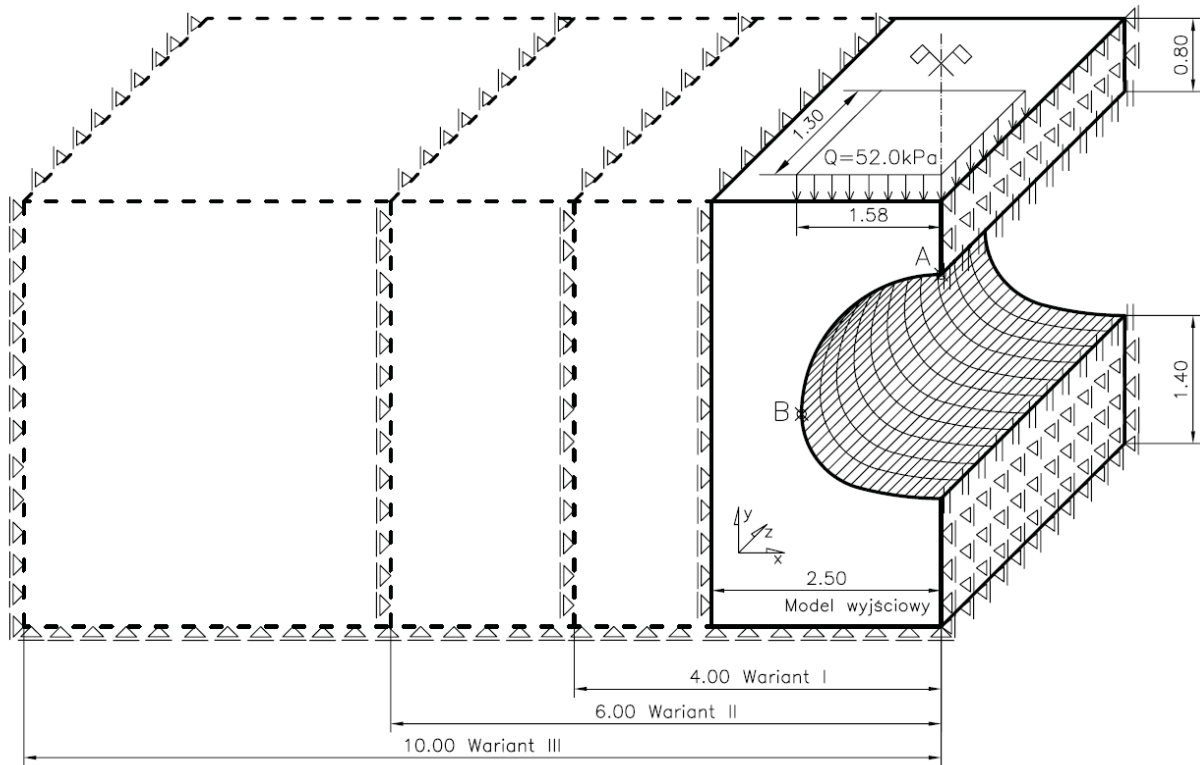
- 4.40 m dla naziomu $h = 0.60$ m,
- 4.11 m dla naziomu $h = 0.80$ m,
- 3.99 m dla naziomu $h = 1.00$ m.

Grunt użyty do obsypania przepustu podatnego o dużej rozpiętości musi być dobrej jakości, toteż stanowi on najbardziej kosztowny element jego budowy. Zaproponowana metoda może służyć do oszacowania bezpiecznej odległości od ścianek bocznych przepustu, dla której należy użyć gruntu o odpowiednio wysokich parametrach wytrzymałościowych.

Zaprezentowaną metodę można w przyszłości wykorzystać do wyznaczenia parametrów A, B i C dla przepustów o różnej geometrii oraz dla różnych rodzajów gruntu.

4.5.1. Przesunięcie obudowy stanowiska badawczego

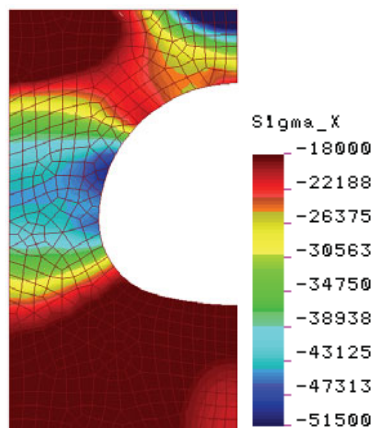
W celu dokładniejszego rozpoznania wpływu warunków brzegowych na rozkład naprężeń w gruncie zbudowano dodatkowo trzy modele numeryczne, w których przesunięto sztywne ściany obudowy stanowiska badawczego o 4.00, 6.00, 10.00 m od osi symetrii przepustu. Schemat dodatkowych modeli pokazano na rysunku 4.33. Obliczenia przeprowadzono dla naziomu $h = 0.8$ m i zastępczego obciążenia normowego $Q = 52.0$ kPa.



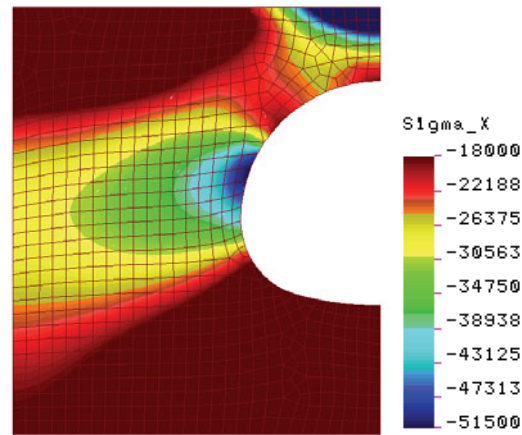
Rys. 4.33. Schemat statyczny układu dla trzech wariantów z przesuniętymi ścianami.

Na rysunkach 4.34 a, b, c, d przedstawiono rozkłady poziome naprężeń w gruncie dla modeli z przesuniętymi sztywnymi ścianami obudowy stanowiska testowego w jednakowej skali naprężeń (zakres od -18.0 kPa do -51.5 kPa). W tabeli 4.3 zestawiono przemieszczenia punktów A i B, pokazanych na rysunku 4.33, w przekroju bezpośrednio pod obciążeniem.

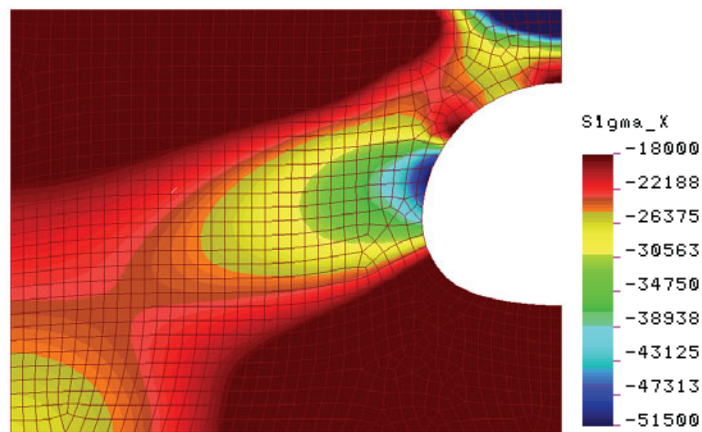
a)



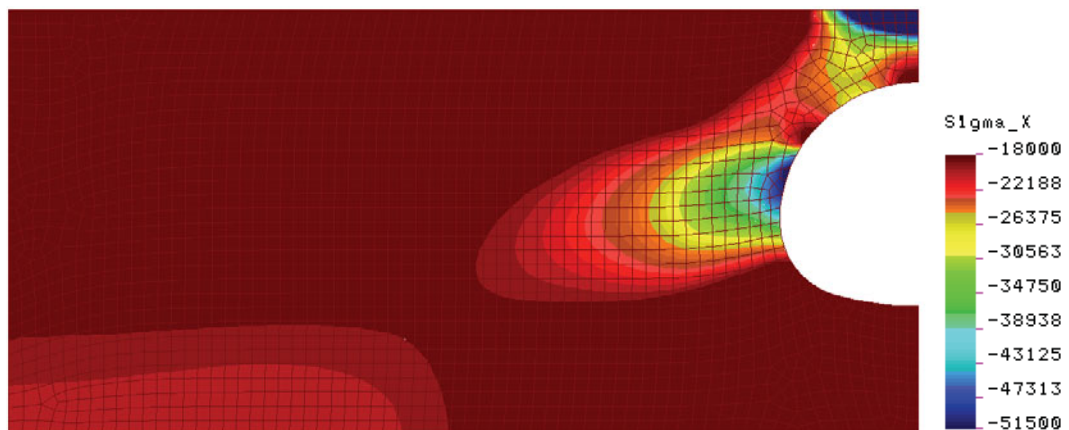
b)



c)



d)



Rys. 4.34. Naprężenia normalne poziome wokół przepustu dla:
a) wariantu wyjściowego, b) wariantu I, c) wariantu II, d) wariantu III [Pa].

Tabela 4.3. Zestawienie przemieszczeń dla poszczególnych wariantów dla pkt. A i B wg rysunku 4.33.

Przemieszczenia	Wariant wyjściowy	Wariant I	Wariant II	Wariant III
Jednostki	mm	mm	mm	mm
Punkt A	-1.1	-4.1	-5.8	-7.6
Punkt B	-0.1	-1.1	-1.9	-3.5

Przedstawione powyżej wyniki dla wirtualnie przesuniętych ścian obudowy stanowiska badawczego dodatkowo obrazują, jaki wpływ na rozkłady naprężeń poziomych σ_x oraz przemieszczenia konstrukcji ma nie tylko sztywność samego przepustu, ale również jego otoczenie. Przesunięcie ścian obudowy przepustu

o 1.50 m wpływa znacząco na przemieszczenia klucza konstrukcji (tabela 4.3) oraz na rozkład naprężeń poziomych (rysunek 4.34 a i b).

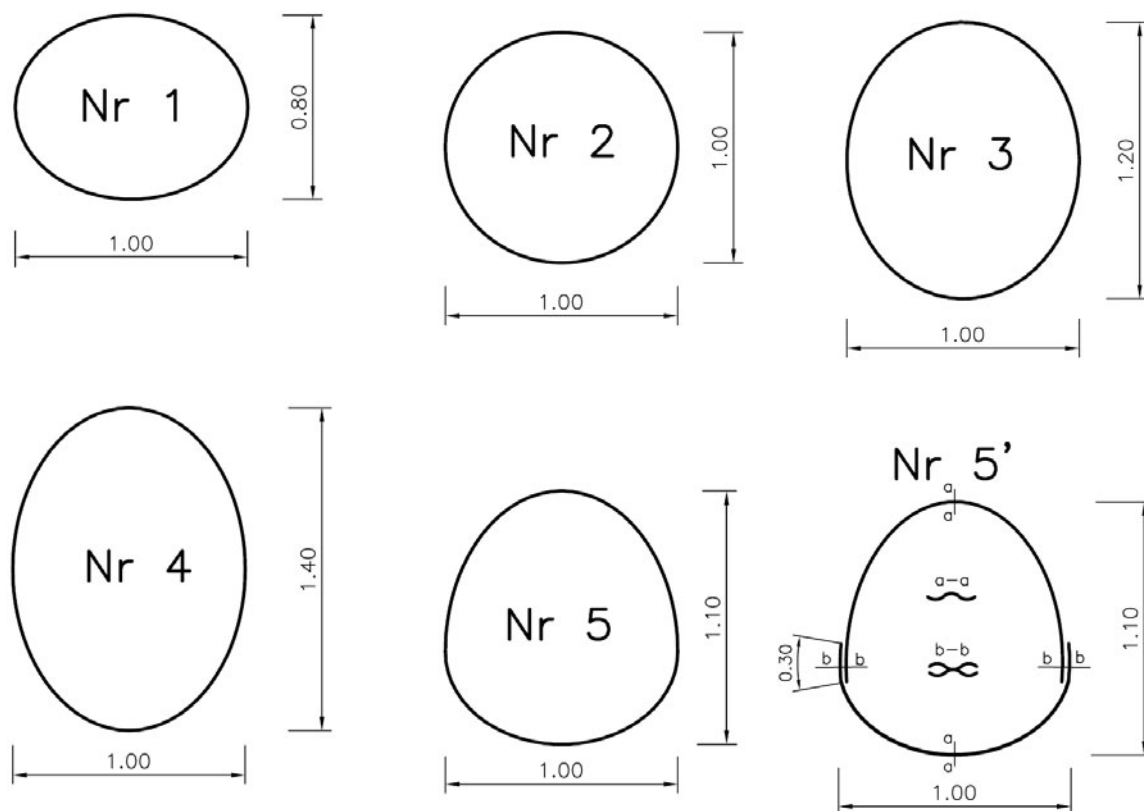
4.6. Przepusty o przekroju eliptycznym

Przekroje poprzeczne przepustów z blachy falistej przyjmują nieradko kształt elipsy w celu zapewnienia wymaganej wysokości (elipsy pionowe) lub rozpiętości (elipsy poziome). Dobrym przykładem zastosowania kształtu eliptycznego przy budowie podatnego przepustu o dużej rozpiętości jest konstrukcja w pobliżu miejscowości Dovre w Norwegii opisana szczegółowo w punkcie 2.3.5. niniejszej rozprawy.

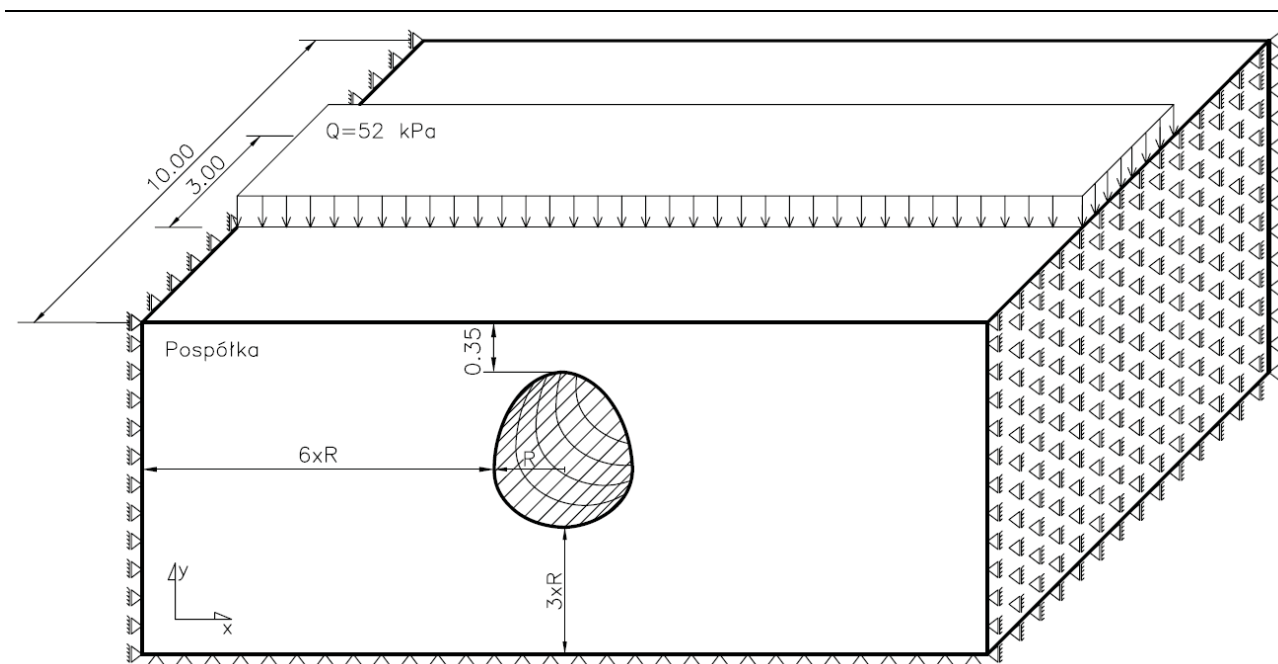
Aby rozpoznać zachowanie się podatnych przepustów o przekroju eliptycznym obciążonych gruntem oraz obciążeniem zewnętrznym wykonano sześć modeli numerycznych. Przekroje elips pokazano na rysunku 4.35. Wszystkie elipsy mają jednakową rozpiętość równą 1.0 m i różnią się od siebie wysokością. Przekrój nr 5 pokazany na rysunku 4.35 stanowi kombinację elipsy nr 1 oraz elipsy nr 4 wykonaną w ten sposób, że górna część elipsy wykonana jest z połowy elipsy pionowej natomiast dolna część z elipsy poziomej. Utworzony w ten sposób przekrój zachowuje założoną rozpiętość 1.0 m i jednocześnie jest o 10 % wyższy od przekroju rurowego (nr 2).

W elipsie nr 5' zastosowano dodatkowo 30 cm zakładkę przy połączeniu dwóch połówek elips. Połączenie dwóch połówek elips wykonano w ten sposób, że na odcinku zakładu zwiększono moment bezwładności i pole przekroju ścianki przepustu.

We wszystkich schematach zastosowano te same obciążenia, parametry gruntu i stali. Wybrano najbardziej niekorzystne warunki tj.: przyjęto minimalny naziom nad przepustem określony przez producenta dla tego rodzaju przepustu (0.35 m) oraz maksymalną rozpiętość równą 1.0 m. Przyjęto parametry przepustu typu HEL-COR o wymiarach blachy falistej 68 x 13 mm i grubości ścianki $t = 2.3$ mm. Obliczenia przeprowadzono dla zastępczego obciążenia normowego o wartości 52.0 kN/m^2 zgodnie z normą PN-85/S-10030. Do opisu gruntu użyto parametrów odpowiadającym parametrom pospółki. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny gruntu oraz przepustu. Schemat statyczny układu pokazano na rysunku 4.36.



Rys. 4.35. Przekroje poprzeczne analizowanych przepustów.



Rys. 4.36. Schemat statyczny układu wraz z obciążeniem.

Wnioski z obliczeń numerycznych przepustów eliptycznych:

- Największe sumaryczne naprężenia normalne w ścianie przepustu o wartości 162.8 MPa odnotowano w elipsie poziomej (przekrój nr 1).
- We wszystkich przekrojach dominują naprężenia ściskające.
- Największe naprężenia ściskające odnotowano w elipsie poziomej (przekrój nr 1), natomiast największe naprężenie zginające wystąpiło w elipsie o przekroju nr 5, na połączeniu dwóch połówek elips.
- Maksymalne naprężenie ściskające w gruncie zanotowano w przepuszcie o przekroju nr 1 i wynosiło 136.34 kPa.
- Przesunięcia kluczy przepustów zmieniają się w granicach ok. 2 mm. W tabeli 4.4 zestawiono dokładne przesunięcia kluczy dla wszystkich przekrojów.

Zaprezentowane porównanie dowodzi słuszności tezy, że rozkład sił wewnętrznych w powłoce przepustu zależy od jego kształtu oraz lokalnych zmian sztywności powłoki.

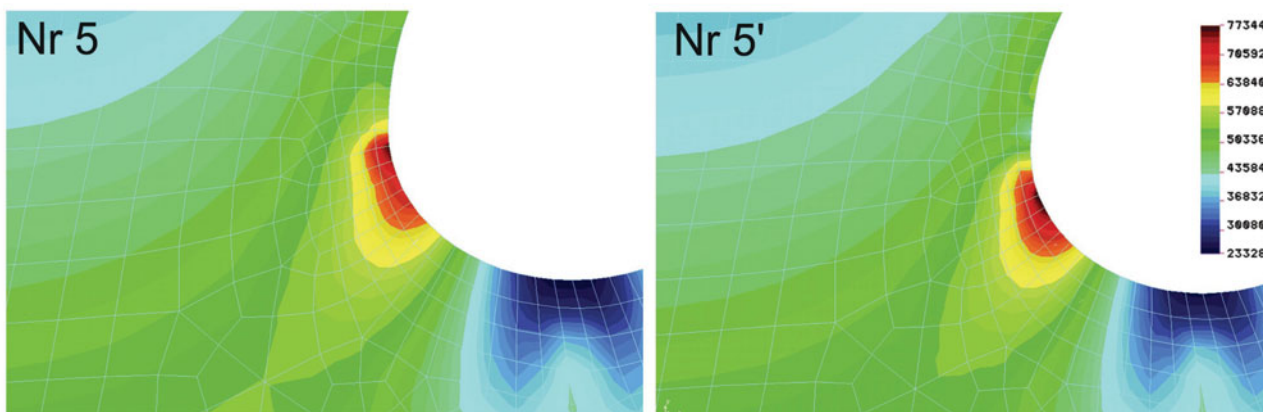
Tabela 4.4. Zestawienie przesunięć kluczy przepustów dla wszystkich przekrojów.

Numer przekroju	1	2	3	4	5	5'
Jednostki	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Przesunięcia klucza	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.9

Wprowadzenie 30 cm zakładki z blachy, która zwiększa zarówno wskaźnik na zginanie jak i powierzchnię przekroju ścianki przepustu w obszarze połączenia elips spowodowało lokalne zmniejszenie naprężeń ściskających, a także zmniejszenie naprężeń zginających w ścianie przepustu w miejscu połączenia połówek elips. Rozkłady naprężeń dla obu przekrojów pokazano na rysunkach 4.58 i 4.62.

Wprowadzenie zakładki wpłynęło korzystnie również na rozkład naprężeń w gruncie wokół przepustu. W przypadku przepustu bez zakładki (przekrój nr 5) naprężenia w gruncie koncentrują się w miejscu połączenia dwóch elips. Po wprowadzeniu usztywnienia, miejsce wystąpienia maksymalnych naprężeń w gruncie zostało przesunięte w dół, a rozkład naprężeń ma charakter bardziej równomierny. Porównanie wypadkowych rozkładów naprężeń w pachwinie przepustu dla obu przekrojów pokazano na rysunku 4.37.

Proponowane rozwiązanie jest proste do wykonania oraz wpływa korzystnie nie tylko na rozkład sił wewnętrznych w ścianie przepustu, ale również na rozkład naprężeń w gruncie w miejscu ich koncentracji.

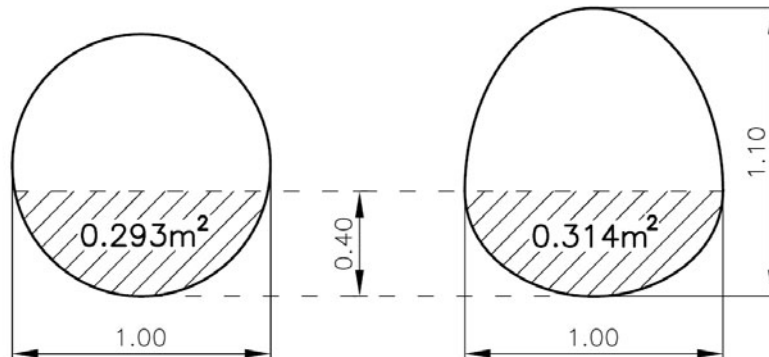


Rys. 4.37. Wypadkowe naprężenia w gruncie w pachwinie przepustu o przekroju nr 5 i 5' [Pa].

Dodatkowo należy wspomnieć o praktycznych korzyściach wynikających z zaproponowanego ukształtowania elipsy o przekroju nr 5 i 5':

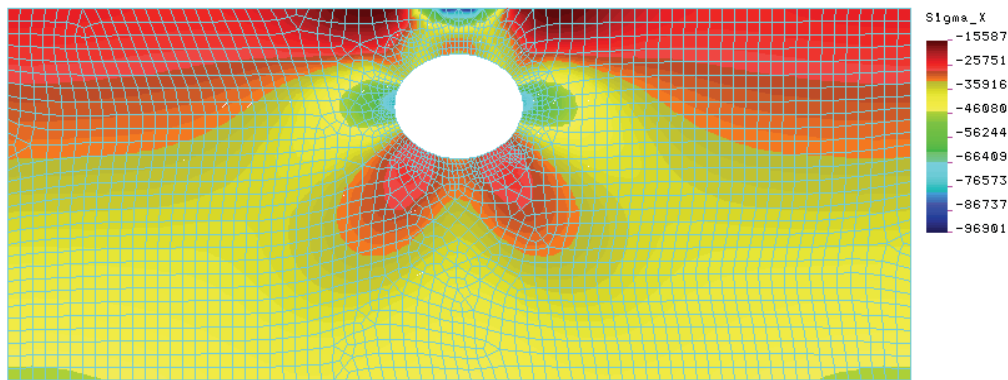
- Zwiększona została użytkowa wysokość przepustu o 10 % w porównaniu z przekrojem rurowym o tej samej rozpiętości.
- Zwiększone zostało pole powierzchni przekroju poprzecznego przepustu (światło przepustu), a szczególnie dolna jego część. Takie ukształtowanie przekroju korzystnie wpływa na jego właściwości hydrauliczne. Dla przykładu przy poziomie wody +0.40 m od dna, pole przekroju poprzecznego elipsy nr 5 zwiększyło się o 7.2 % w porównaniu z polem przekroju rury o tej samej rozpiętości. Porównanie powierzchni przekrojów pokazano na rysunku 4.38.

Podsumowując, to proste rozwiązanie połączenia elipsy poziomej (nr 1) z elipsą pionową (nr 4) poprzez wprowadzenie zakładki usztywniającej korzystnie wpływa na rozkład sił wewnętrznych w ściankach przepustu oraz naprężeń w gruncie wokół niego a także jest rozwiązaniem posiadającym walory użytkowe.

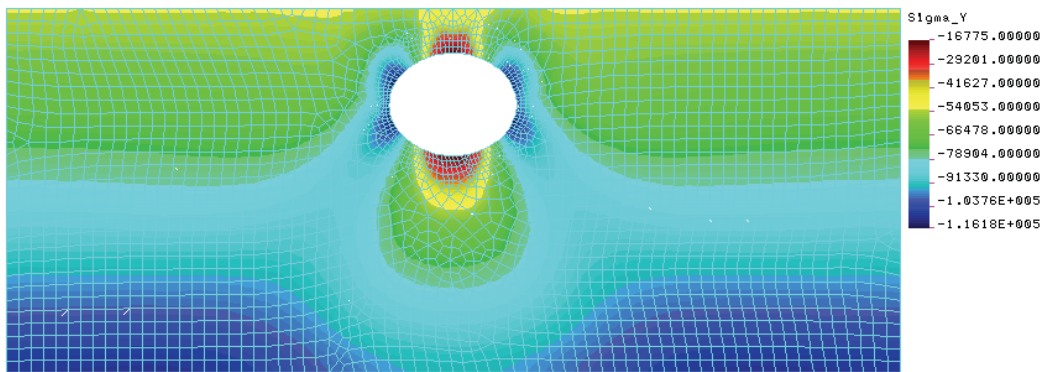


Rys. 4.38. Porównanie pól powierzchni przekroju przepustu rurowego nr 2 oraz przekroju nr 5 i 5'.

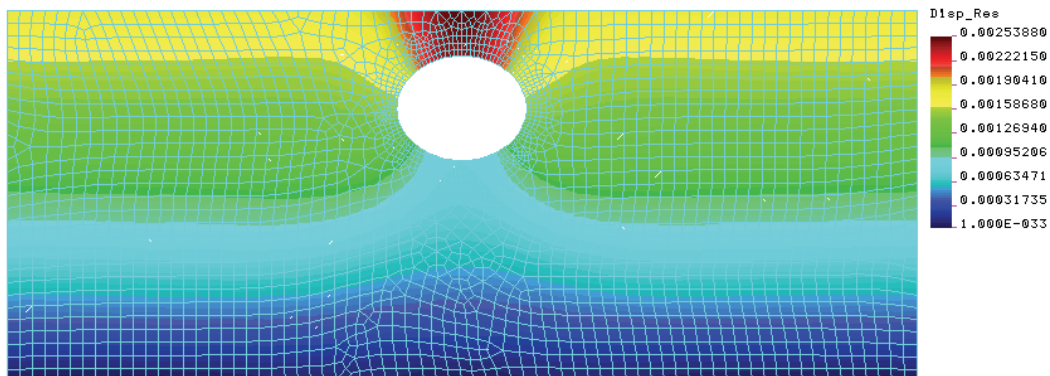
Poniżej przedstawiono wyniki jakie uzyskano dla przekroju środkowego modelu. Na rysunkach od 4.39 do 4.62 pokazano rozkłady naprężeń w gruncie w kierunku X (poziomym) i Y (pionowym), przemieszczenia globalne oraz rozkłady naprężeń zginających i osiowych w ściankach wszystkich przepustów.



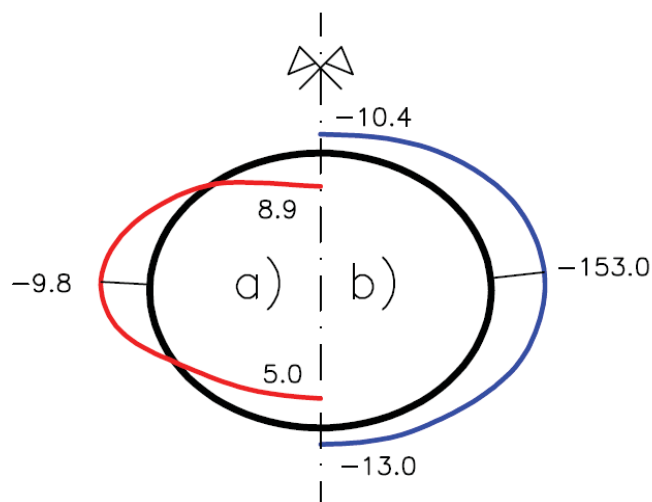
Rys. 4.39. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 1 [Pa].



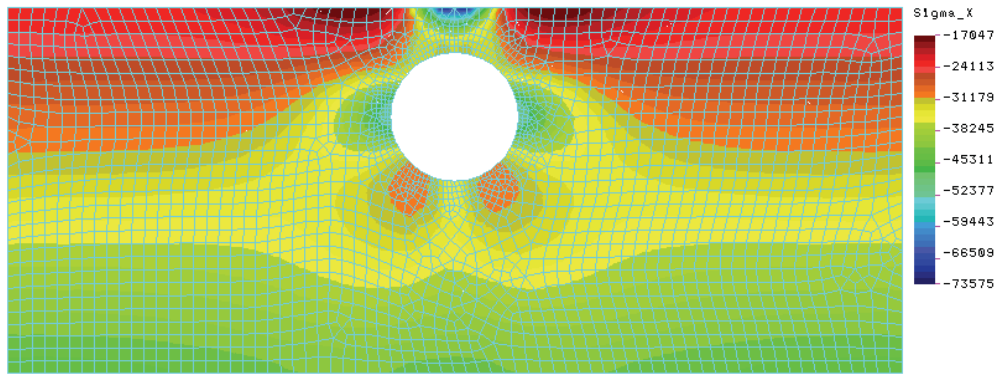
Rys. 4.40. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 1 [Pa].



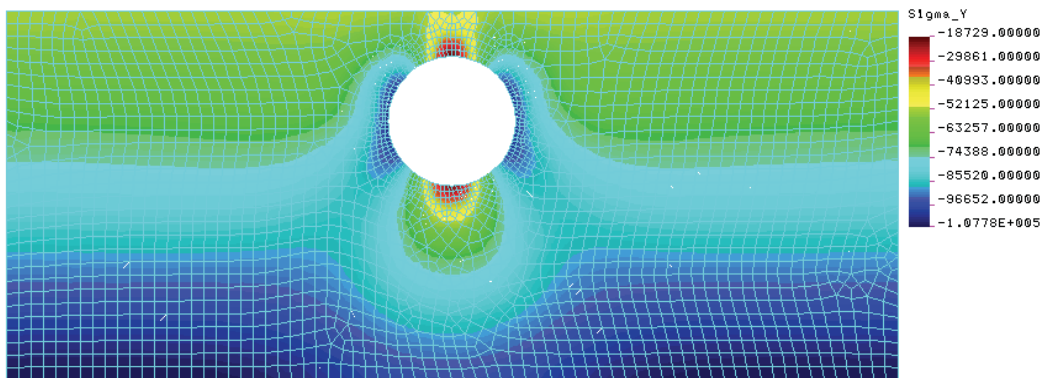
Rys. 4.41. Przesunięcia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 1 [m].



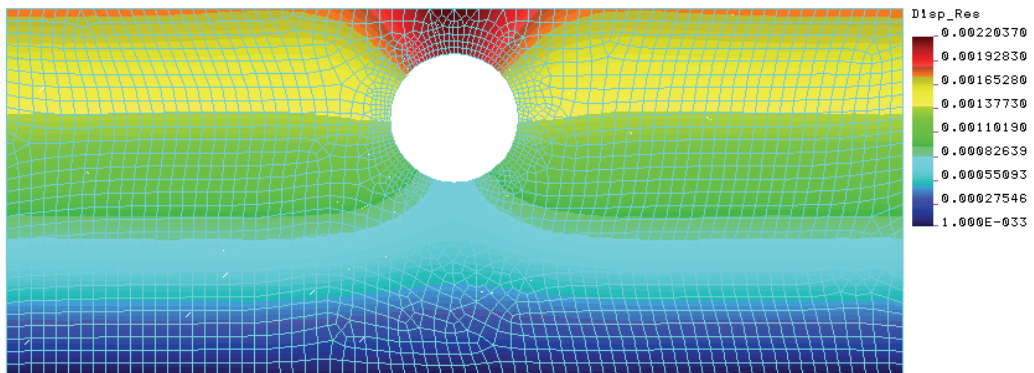
Rys. 4.42. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 1.



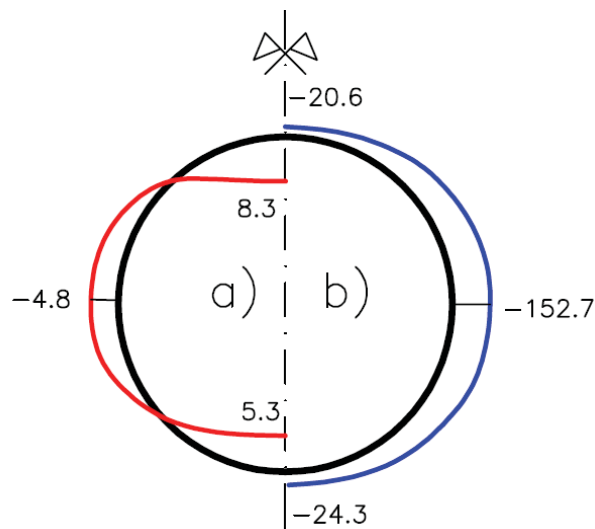
Rys. 4.43. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 2 [Pa].



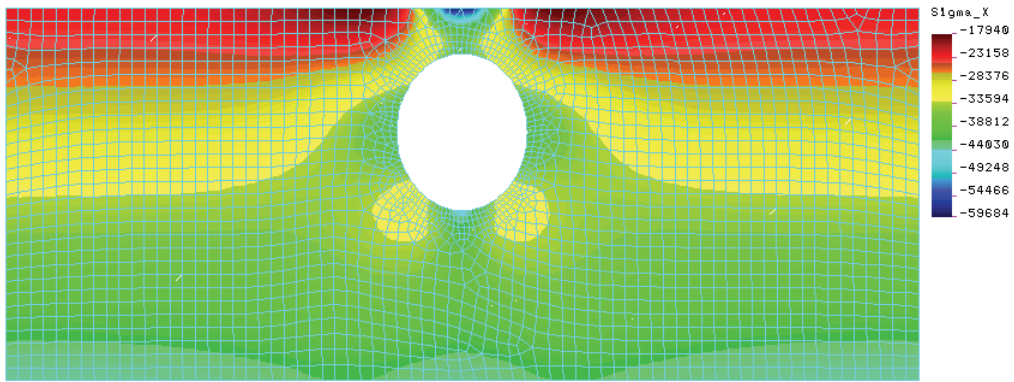
Rys. 4.44. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 2 [Pa].



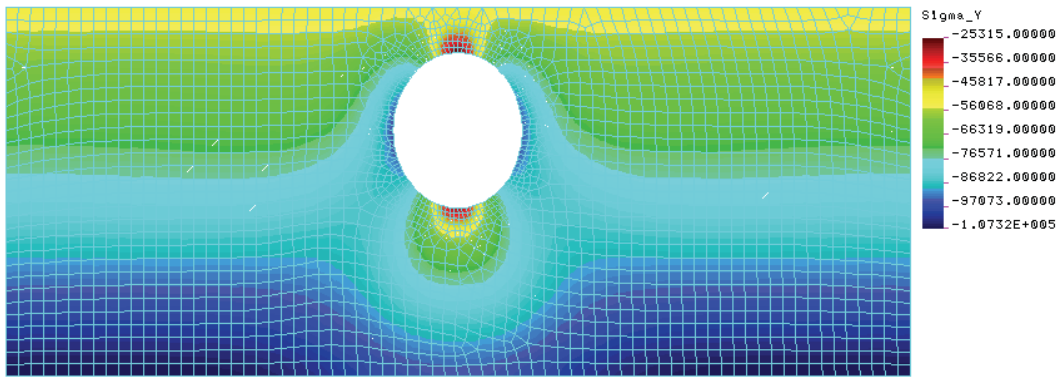
Rys. 4.45. Przesunięcia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 2 [m].



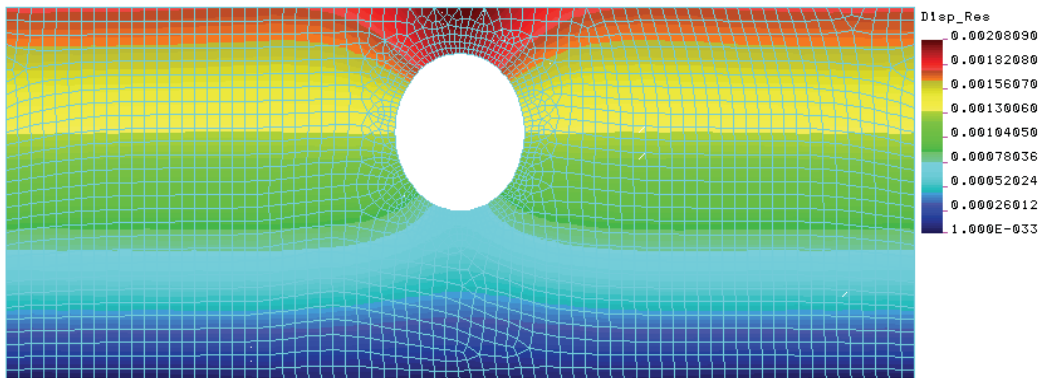
Rys. 4.46. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 2.



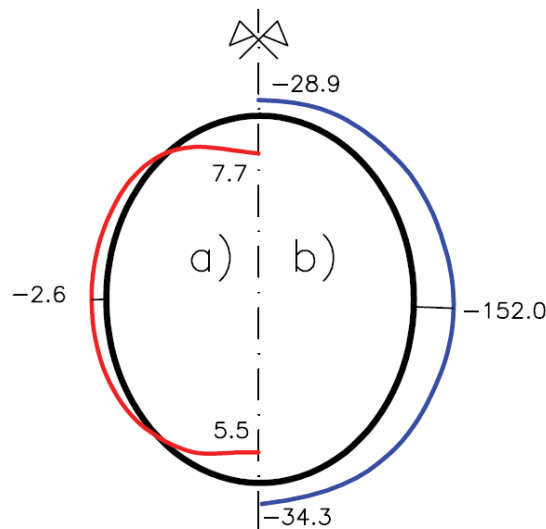
Rys. 4.47. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 3 [Pa].



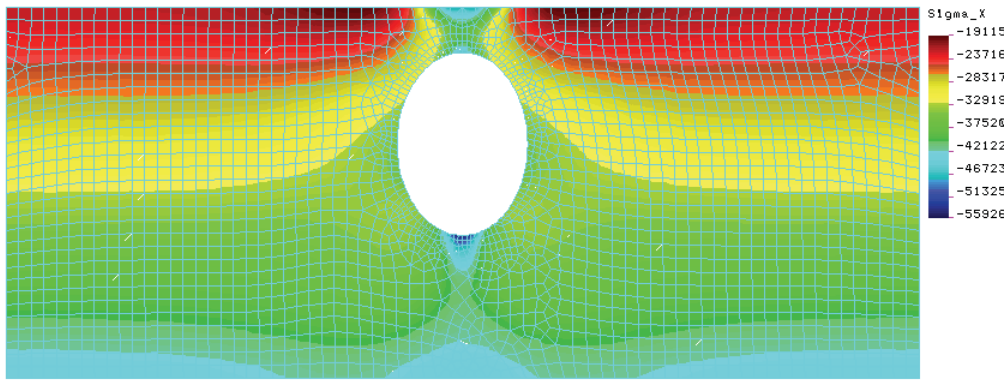
Rys. 4.48. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 3 [Pa].



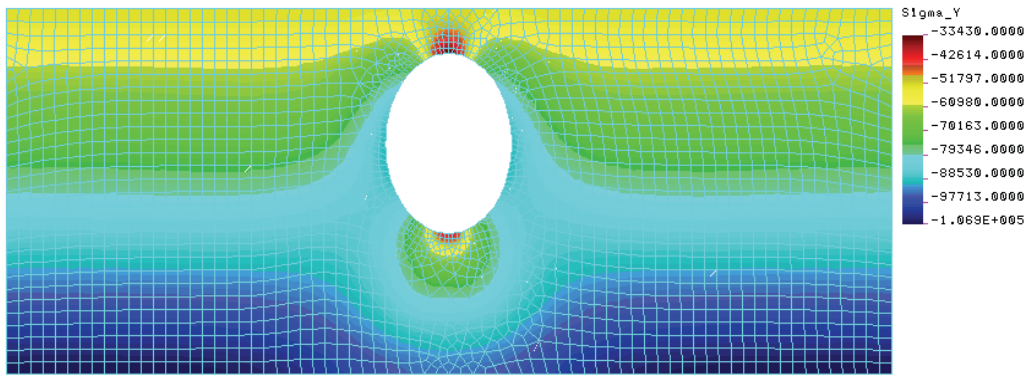
Rys. 4.49. Przesunięcia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 3 [m].



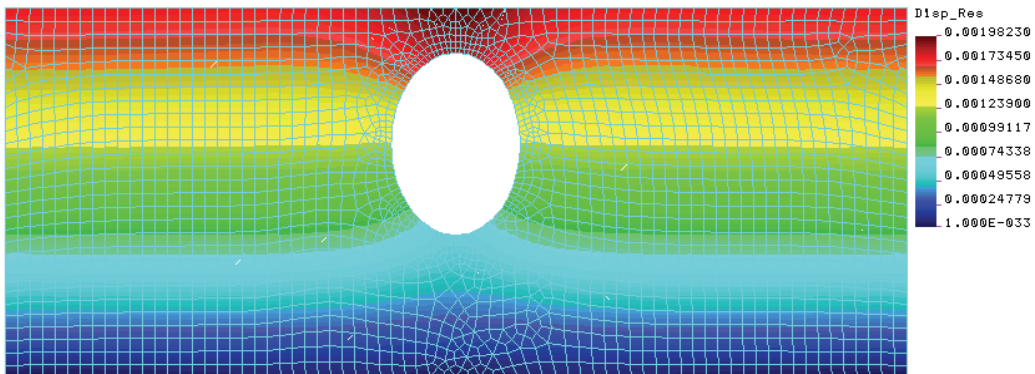
Rys. 4.50. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 3.



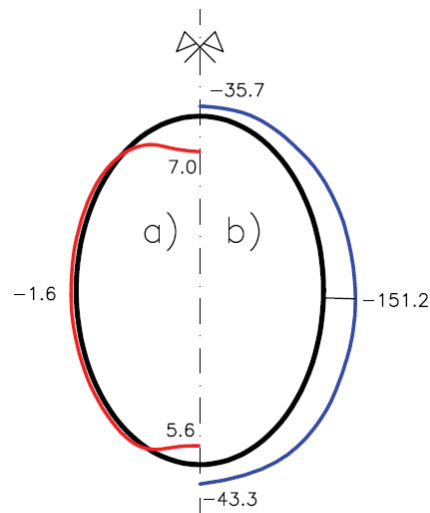
Rys. 4.51. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 4 [Pa].



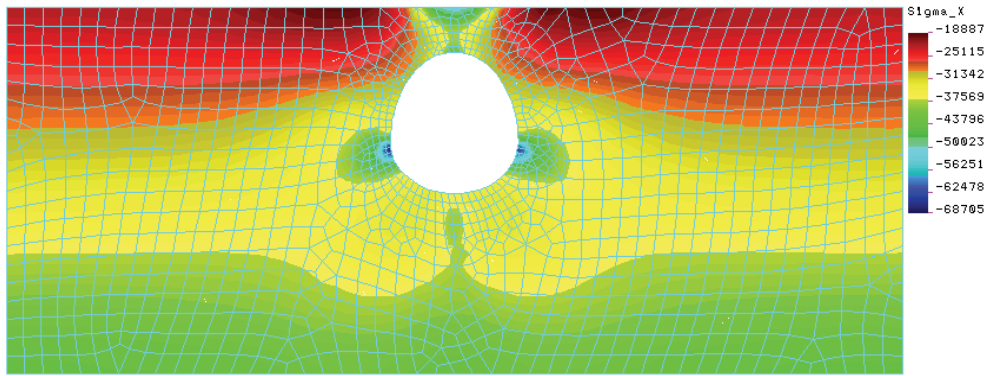
Rys. 4.52. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 4 [Pa].



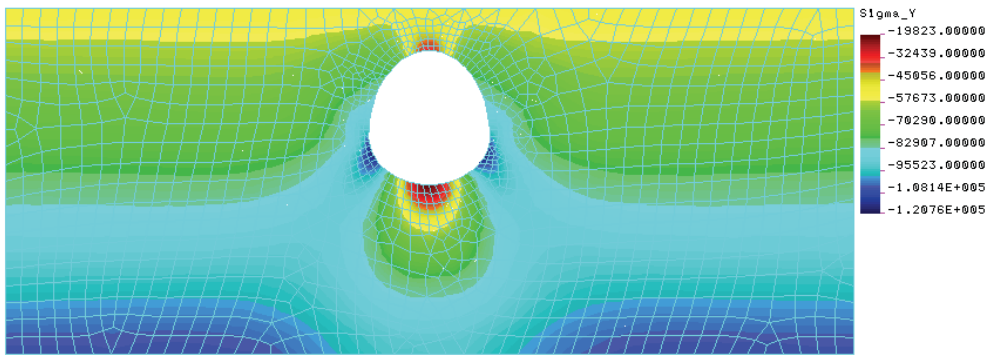
Rys. 4.53. Przesunięcia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 4 [m].



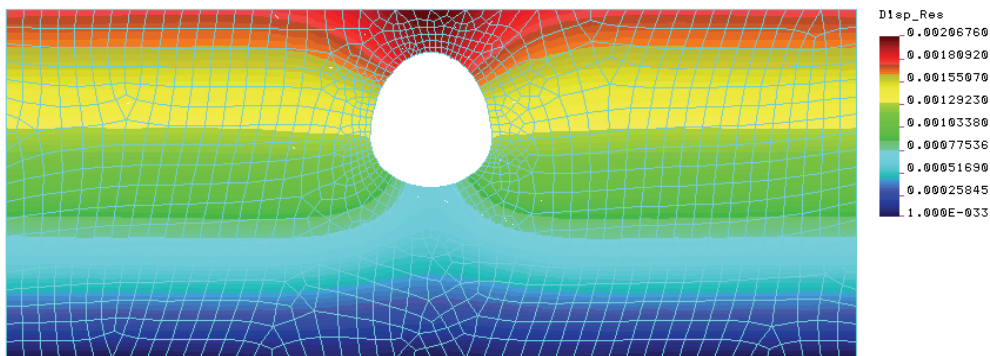
Rys. 4.54. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 4.



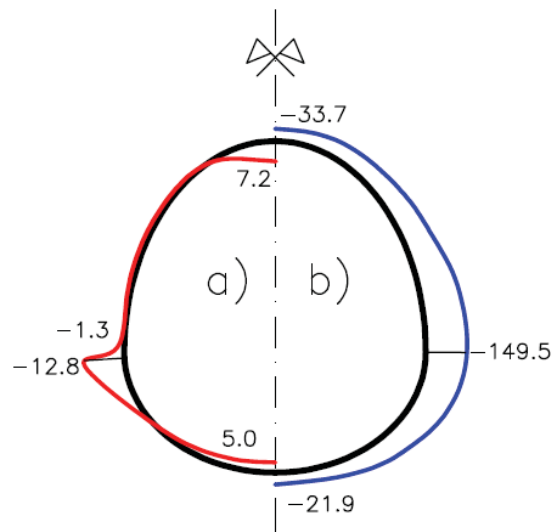
Rys. 4.55. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 5 [Pa].



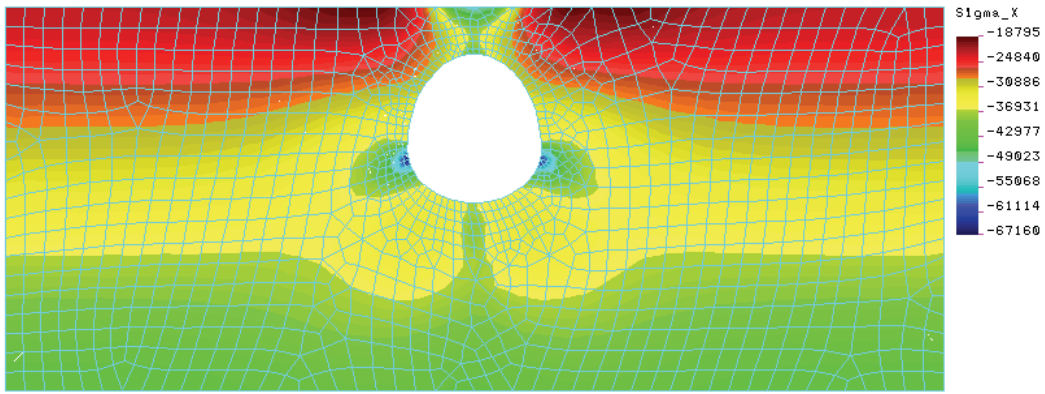
Rys. 4.56. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 5 [Pa].



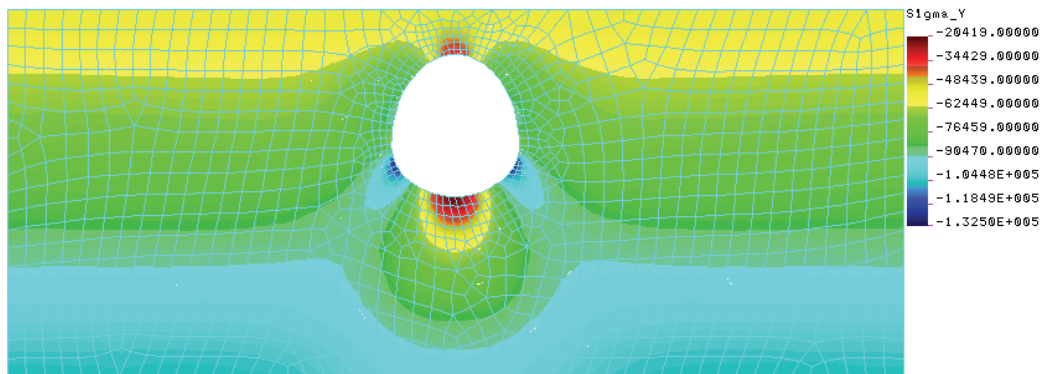
Rys. 4.57. Przemieszczenia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 5 [m].



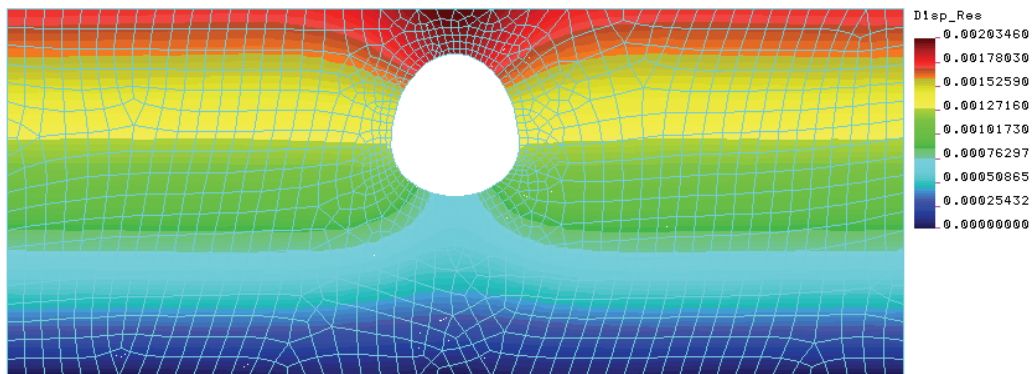
Rys. 4.58. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 5.



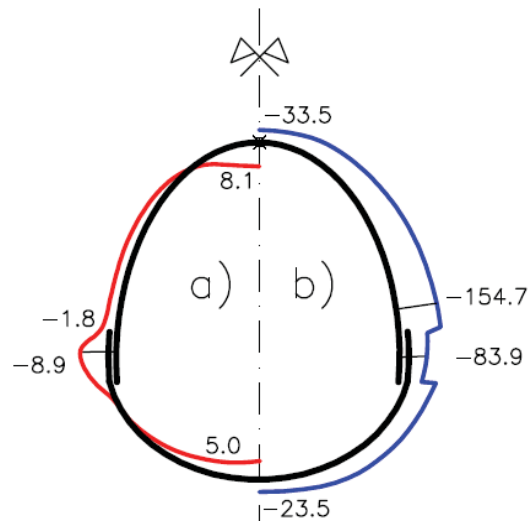
Rys. 4.59. Naprężenia poziome w gruncie dla przekroju nr 5' [Pa].



Rys. 4.60. Naprężenia pionowe w gruncie dla przekroju nr 5' [Pa].



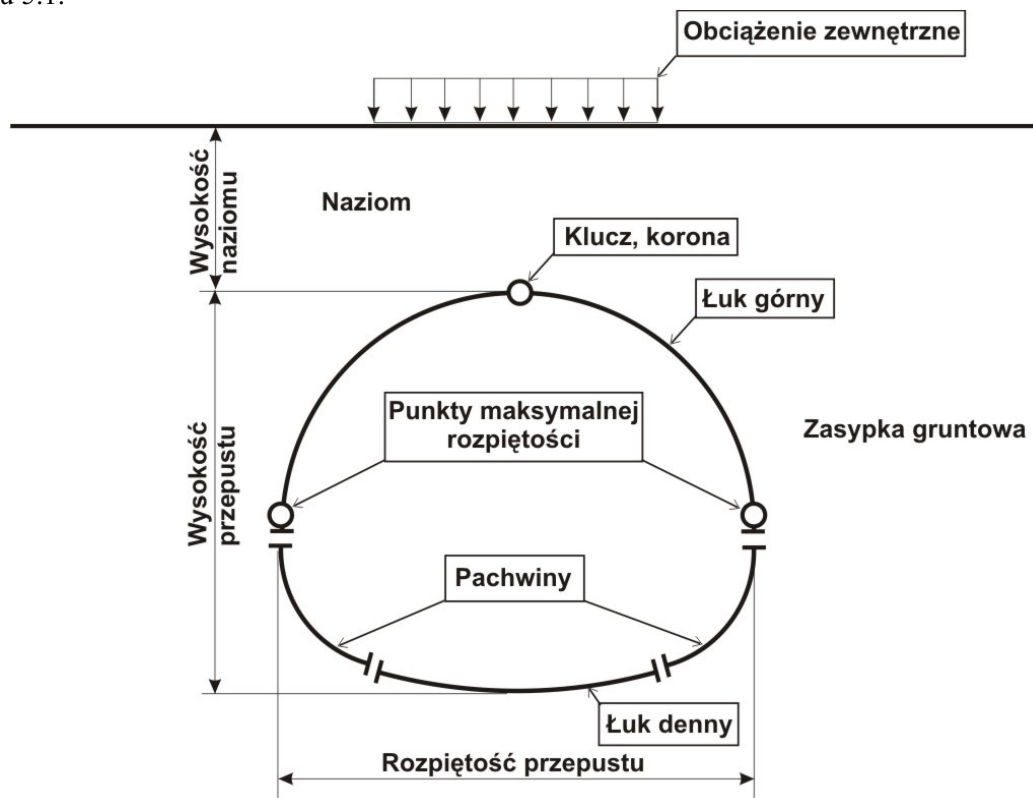
Rys. 4.61. Przemieszczenia całego układu grunt - przepust dla przekroju nr 5' [m].



Rys. 4.62. Rozkład naprężeń: a) zginających [MPa], b) osiowych [MPa] dla przekroju nr 5'.

5. Podsumowanie i wnioski

W celu jednoznacznego określenia nomenklatury użytej w tekście przedstawiono objaśnienia na rysunku 5.1.



Rys. 5.1. Nomenklatura przyjęta w tekście.

5.1. Badania statyczne

5.1.1. Siły wewnętrzne:

Maksymalny moment zginający zanotowany podczas wszystkich statycznych obciążeń normowych wyniósł 227.3 Nm w punkcie T3 dla naziomu $h = 0.6$ m, natomiast maksymalną siłę ściskającą odnotowano w punkcie T13 dla tego samego naziomu i wynosiła ona 15 835 N.

Maksymalne siły wewnętrzne podczas wszystkich testów odnotowano przy obciążeniu maksymalnym $p_{max} = 244.0$ kPa dla „próby zniszczenia” przy naziomie $h = 0.3$ m i wynosiły one:

- $M_{max} = 1\,329$ Nm w punkcie T4,
- $N_{max} = 43\,188$ N w punkcie T4.

Na uwagę zasługuje także fakt, że ściskające siły osiowe w przepuszczeniu wykazują tendencję do zanikania w obszarze łuku dennego oraz rozkłady sił wewnętrznych są niesymetryczne przy symetrycznym obciążeniu.

5.1.2. Przemieszczenia i deformacje

Zarówno różnice w przemieszczeniach konstrukcji, jak i trwałe deformacje po kolejnych obciążeniach wykazują tendencję do zmniejszania się. Przy pierwszym obciążeniu normowym, przy naziomie $h = 1.0$ m, klucz konstrukcji przemieścił się o 5.32 mm pod koniec procesu obciążenia (punkt nr 3 wg rysunku 3.27), natomiast trwałe deformacje wynosiły 3.3 mm po odciążeniu konstrukcji (punkt nr 5 wg rysunku 3.27). Po trzecim obciążeniu dla tego samego naziomu przemieszczenia względne wynosiły już 2.45 mm, a trwałe względne deformacje tylko 0.46 mm. Przy kolejnych obciążeniach tendencja ta jest zachowana, co pokazano na rysunkach od 3.33 do 3.39.

Maksymalne przemieszczenia odnotowano przy próbie zniszczenia dla naziomu $h = 0.3$ m i wynosiły w kluczu 17.24 mm do wewnątrz przepustu oraz w punktach maksymalnej rozpiętości na zewnątrz przepustu odpowiednio 9.62 mm i 9.37 mm.

5.1.3. Obciążenia asymetryczne

Badany przepust wykazał małą wrażliwość na zastosowane obciążenia asymetryczne. Maksymalne różnice pomiędzy lewą a prawą stroną przepustu zanotowano podczas obciążenia z zastosowaniem jednego siłownika, co pokazano na rysunkach 3.74 oraz 3.77. Różnica w przemieszczeniach poziomych nie przekroczyła 0.40 mm. Obciążenie to wykonano tylko raz dla naziomu $h = 1.0$ m. Maksymalne przemieszczenie pionowe wyniosło 3.85 mm dla naziomu 0.6 m. Różnice sił wewnętrznych pomiędzy poszczególnymi wariantami obciążenia asymetrycznego były nieznaczne.

5.1.4. Naprężenia w gruncie

Zaobserwowano wyraźną redukcję naprężeń w gruncie nad kluczem konstrukcji, co potwierdza wystąpienie zjawiska przesklepienia. Zjawisko przesklepienia i związaną z nim redukcją obciążenia nad przepustem najwyraźniej zaobserwowano przy obciążeniu $p_{max} = 244.2$ kPa dla naziomu $h = 0.6$ m. Zanotowano wówczas w gruncie na poziomie klucza konstrukcji naprężenie równe 243.5 kPa (prawie równe obciążeniu zewnętrznemu), natomiast bezpośrednio nad kluczem naprężenia te wynosiły 60.1 kPa. Oznacza to, że redukcja naprężeń wyniosła 75 % przy jednoczesnym ugięciu klucza do poziomu 11.69 mm, co stanowi 0.48 % wysokości przepustu.

Przy tym samym obciążeniu, ale zmniejszonym naziomie do poziomu $h = 0.3$ m odnotowano redukcję naprężeń z 240.8 kPa w czujniku nr 13 do 85.5 kPa nad kluczem konstrukcji (czujnik nr 11) tj. redukcja naprężeń wyniosła ok. 64% (240.8 kPa = 100%). Jednocześnie zarejestrowano przemieszczenia klucza konstrukcji równe 17.24 mm, co stanowi 0.72% wysokości przepustu.

Redukcja naprężeń w gruncie przy naziomie $h = 0.3$ m na poziomie klucza konstrukcji ma niesymetryczny układ, co może być spowodowane przeprowadzonymi wcześniej testami z obciążeniem asymetrycznym oraz niejednorodnym rozkładem obciążenia pod płytą obciążającą.

Odnotowano wyraźną koncentrację naprężeń w pachwinach konstrukcji. Maksymalne naprężenie w pachwinie podczas obciążeń normowych zarejestrowano przy naziomie $h = 0.6$ m o wartości 78.8 kPa, natomiast maksymalne naprężenie odnotowane podczas wszystkich testów wynosiło 301.9 kPa przy próbie zniszczenia dla naziomu $h = 0.3$ m dla maksymalnego obciążenia $p_{max} = 244.0$ kPa w czujniku nr 2.

5.1.5. Badania z obciążeniem cyklicznym

Wyniki badań zmęczeniowych 500 tys. i 100 tys. cykli dają podstawę do sformułowania wniosku, że w wyniku zagęszczania się zasyпки gruntowej pod obciążeniami cyklicznymi następuje przyrost sztywności ogólnej konstrukcji. Uwidacznia się to w postaci redukcji ugięć i naprężeń jednostkowych. Występuje zjawisko „przystosowywania się” konstrukcji do obciążenia.

Podczas obciążenia zmęczeniowego od 0 do 500 tys. cykli dla naziomu $h = 1.0$ m zaobserwowano, że:

- Maksymalne naprężenie zarejestrowano w punkcie T1A i wynosiło ono 46.1 MPa.
- Minimalne naprężenie zarejestrowano w punkcie T11A i wynosiło ono -62.5 MPa.
- Średnie przemieszczenie klucza konstrukcji pod koniec obciążeń cyklicznych wynosiło 9.14 mm do wewnątrz przepustu, co stanowi ok. 90% przyrost w porównaniu z przemieszczeniami zarejestrowanymi na początku procesu obciążania cyklicznego.
- Zakres przemieszczeń klucza konstrukcji podczas całego procesu obciążania cyklicznego od 0 do 500 tys. cykli oscylował w granicach 1.5 mm.
- Wartości naprężeń w łuku górnym charakteryzują się większym zakresem w porównaniu z łukiem dennym.
- Rozkład naprężeń był niesymetryczny.
- Największy przyrost naprężeń zaobserwowano w przedziale od 0 do 200 tys. cykli. Powyżej tej granicy naprężenia stabilizowały się, zachowując charakter asymptotyczny.

Podczas obciążenia zmęczeniowego od 0 do 100 tys. cykli dla naziomu $h = 0.6$ m zaobserwowano, że:

- Maksymalne naprężenie zginające zarejestrowano w punkcie T12 i wynosiło ono 14.5 MPa
- Maksymalne naprężenie osiowe zarejestrowano w punkcie T12 i wynosiło -12.5 MPa (ściskanie).
- Średnie przemieszczenie klucza konstrukcji wynosiło 6.8 mm z zakresem 2.1 mm do wewnątrz przepustu.
- Wartości naprężeń w łuku górnym charakteryzują się większym zakresem w porównaniu z łukiem dennym.
- Rozkład naprężeń charakteryzował się niesymetrycznością.

W tabeli 5.1 przedstawiono pogrupowane wartości naprężeń z odczytów zarejestrowanych pod koniec obciążeń cyklicznych tj. dla 500 tys. cykli przy naziomie $h = 1.0$ m i 100 tys. cykli przy naziomie $h = 0.6$ m.

Tabela 5.1. Naprężenia zarejestrowane dla 500 tys. cykli przy naziomie $h=1.0$ m i 100 tys. cykli przy naziomie $h=0.6$ m.

Czujnik	Jedn.	Odczyty po 500 tys. dla $h = 1.0$				Odczyty po 100 tys. dla $h = 0.6$ m			
		Napr. średnie	Zakres	Napr. osiowe	Napr. zginające	Napr. średnie	Zakres	Napr. osiowe	Napr. zginające
T2A	MPa	-1.2	0.8	-3.4	2.3	6.2	3.0	-2.6	8.8
T2B	MPa	-5.7	4.1			-11.3	11.2		
T14A	MPa	2.0	4.3	3.2	-1.2	1.8	6.9	-10.1	11.9
T14B	MPa	4.5	6.3			-21.9	13.6		
T3A	MPa	-7.6	15.6	-6.0	-1.6	-14.9	26.2	-8.3	-6.6
T3B	MPa	-4.4	1.0			-1.7	2.4		
T13A	MPa	-9.6	15.0	-5.1	-4.5	-7.9	21.9	-10.1	2.2
T13B	MPa	-0.5	1.8			-12.3	6.5		
T4A	MPa	-9.8	11.2	-5.9	-3.9	-37.0	20.7	-9.0	-28.0
T4B	MPa	-2.0	6.5			19.0	4.5		
T12A	MPa	-3.4	13.2	-4.8	1.3	-42.2	23.1	-12.2	-30.0
T12B	MPa	-6.1	5.9			17.8	5.9		
T5A	MPa	11.4	12.6	26.5	-15.1	0.2	15.0	-0.3	0.5
T5B	MPa	41.6	1.0			-0.8	1.2		
T11A	MPa	-54.9	14.8	-9.7	-45.2	-17.1	18.9	-8.8	-8.3
T11B	MPa	35.4	1.2			-0.4	1.6		
T6A	MPa	8.7	8.3	-1.6	10.2	-2.1	11.6	-3.8	1.7
T6B	MPa	-11.8	7.5			-5.5	10.4		
T10A	MPa	30.4	7.9	8.0	22.4	-1.4	10.4	-3.0	1.6
T10B	MPa	-14.4	8.3			-4.6	11.4		
T7A	MPa	24.4	0.4	0.8	23.6	12.6	1.4	0.4	12.2
T7B	MPa	-22.9	1.2			-11.8	1.8		
T9A	MPa	18.6	0.4	-3.0	21.5	7.9	1.0	-4.6	12.5
T9B	MPa	-24.5	1.2			-17.1	2.0		
T1A	MPa	41.4	12.0	2.3	39.1	1.8	6.7	-2.8	4.6
T1B	MPa	-36.8	16.2			-7.4	16.8		
T8A	MPa	25.8	0.6	b.d.	b.d.	19.6	0.8	b.d.	b.d.
T8B	MPa	b.d.	b.d.			b.d.	b.d.		
Czujnik	Jedn.	Przemieszczenia		Zakres		Przemieszczenia		Zakres	
I6	mm	-9.1		1.5		-6.8		2.1	
I0	mm	3.8		0.5		2.3		0.7	
I4	mm	3.5		0.6		2.3		0.9	

5.2. Zachowanie się przepustów podatnych w czasie - fazy pracy przepustu

Z zaprezentowanych badań i studiów literaturowych dotyczących testów na przepustach podatnych wynika, że konstrukcje te zmieniają swoje właściwości wytrzymałościowe w czasie. Na tej podstawie wyróżniono trzy fazy pracy konstrukcji, co sformułowano w tezie nr 1 niniejszej rozprawy.

FAZA I

W fazie pierwszej zmontowaną konstrukcję obsypuje się symetrycznie gruntem, który jest zagęszczany w warstwach nie większych niż 30 cm. Na skutek równomiernego parcia gruntu na ściany boczne konstrukcji klucz przepustu przemieszcza się do góry, natomiast ściany boczne zostają przesunięte do wewnątrz przepustu. W fazie tej obserwuje się maksymalne przemieszczenie klucza konstrukcji, które nie powinno przekraczać 2 % wysokości konstrukcji.

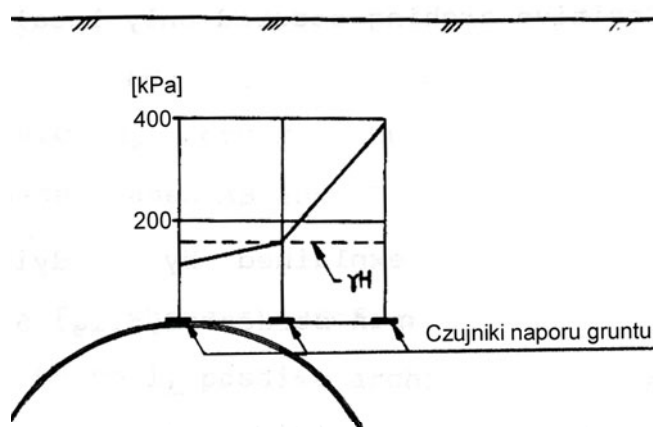
Ważnym etapem obsypywania gruntem jest moment, w którym zasypka osiąga poziom klucza przepustu. Należy zachować wówczas szczególną ostrożność przy zagęszczaniu gruntu bezpośrednio nad konstrukcją. Niedopuszczalne jest w tym etapie używanie ciężkiego sprzętu do zagęszczania gruntu.

W fazie tej stan obciążenia konstrukcji powłokowej przepustu jest najbardziej niekorzystny, ponieważ zasypka nie współpracuje jeszcze z przepustem, stanowiąc jedynie jego obciążenie.

FAZA II

W fazie drugiej zostaje przyłożone zewnętrzne obciążenie eksploatacyjne, które powoduje pionowe przemieszczenie klucza do wewnątrz przepustu. W ten sposób w obrębie klucza konstrukcji zostaje zainicjowane zjawisko przesklepienia wywołujące naprężenia ścinające, działające lokalnie w płaszczyźnie pionowej. Zjawisko to oraz oparta na nim metoda projektowa zostały dokładnie opisane przez Vaslestad w pracy [22].

Przy dużych wysokościach naziomu zjawisko przesklepienia może być wywołane nie tylko przez obciążenie zewnętrzne po rozpoczęciu eksploatacji, ale także już na etapie obsypywania gruntem. Na rysunku 240 pokazano rozkład parcia gruntu w górnej części przepustu o przekroju łukowym zamkniętym, pomierzone przez Lemassona i Longa (1987) [100]. Konstrukcja miała rozpiętość 7.6 m, a wysokość naziomu wynosiła 8.6 m. Zjawisko przesklepienia i redukcja naprężeń wystąpiła lokalnie ponad kluczem konstrukcji przepustu podczas obsypywania. Wartość naprężeń w gruncie ponad skrajnym obrysem przepustu na wysokości klucza konstrukcji była ponad dwa razy większa niż jego całkowity ciężar.



Rys. 5.2. Zjawisko przesklepienia z badań Lemassona and Longa [100].

Zjawisko przesklepienia i współpraca otaczającego przepust gruntu powoduje, że przepusty o dużych rozpiętościach mogą być obciążane ciężarem wysokich nasypów oraz obciążeniem zewnętrznym, eksploatacyjnym, pomimo zastosowania relatywnie cienkiej blachy falistej.

Ścianki boczne przepustu oraz pachwiny starają się przemieścić na zewnątrz, napotykając na opór gruntu. Taka sytuacja powoduje w tych strefach zwiększenie naprężeń w gruncie i dodatkowe jego zagęszczenie. Konsolidacja i dalsze zagęszczanie gruntu w drugiej części fazy są przyspieszane na skutek działania takich czynników, jak: drgania, obciążenia dynamiczne, ciężar własny gruntu. Z badań zmęczeniowych na przedmiotowym przepuscie wynika, że największy przyrost sił wewnętrznych oraz przemieszczeń przepustu występuje w granicach od 0 do 200 tys. cykli. Na tej podstawie założono, że faza

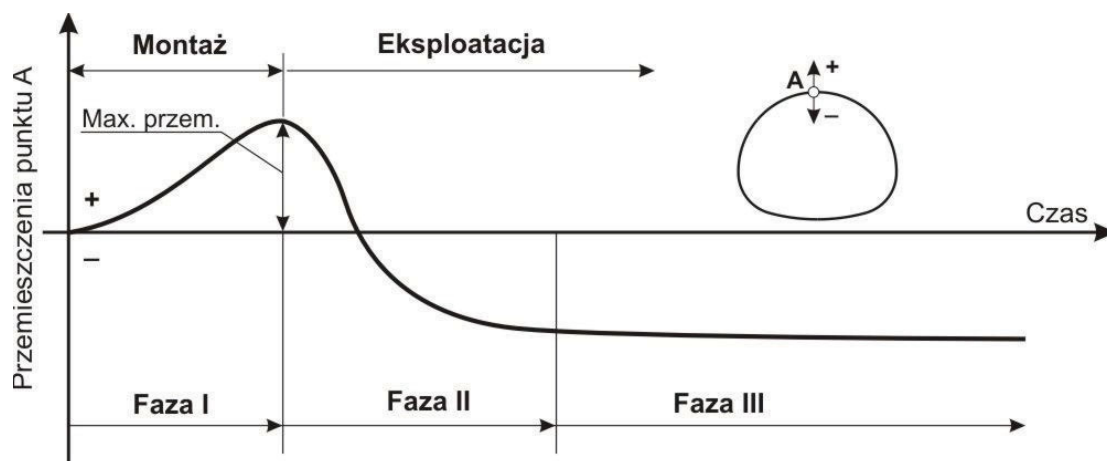
druga trwa od momentu wystąpienia zjawiska przesklepienia (tj. od przemieszczenia się klucza przepustu do wewnątrz) do ok. 200 tys. normowych cykli obciążeń taborem kolejowym.

Przedstawione testy oraz badania na obiektach rzeczywistych wykazały, że trwała współpraca pomiędzy gruntem a przepustem podatym z blachy falistej może być zachowana pod warunkiem użycia dobrej jakości gruntu oraz starannej kontroli przy montażu i obsypywaniu konstrukcji.

FAZA III

W fazie III wskutek odtwarzania się naturalnej struktury ośrodka gruntowego, zasypkę i grunt rodzimy można traktować jako materiał jednorodny. Powyżej 200 tys. cykli przyrost sił wewnętrznych i przemieszczeń konstrukcji jest coraz mniejszy, zachowując charakter asymptotyczny.

Przebieg zmian ugięcia klucza w czasie kolejnych faz pracy konstrukcji pokazano na rysunku 5.3.



Rys. 5.3. Zmiany ugięcia klucza w poszczególnych fazach pracy przepustu.

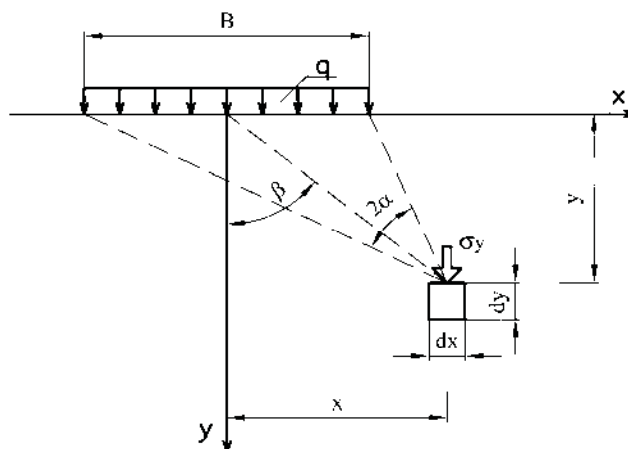
5.3. Rozkład naprężeń nad kluczem przepustu podatnego o dużej rozpiętości.

Pionowe naprężenia w gruncie wywołane obciążeniem zewnętrznym q w jednorodnym gruncie od obciążenia pasmowego można wyznaczyć z następującej zależności [59]:

$$\sigma_y = q \left(\frac{2\alpha + \sin 2\alpha \cdot \cos 2\beta}{\pi} \right), \quad (98)$$

gdzie:

α , β i q jak na rysunku 5.4.

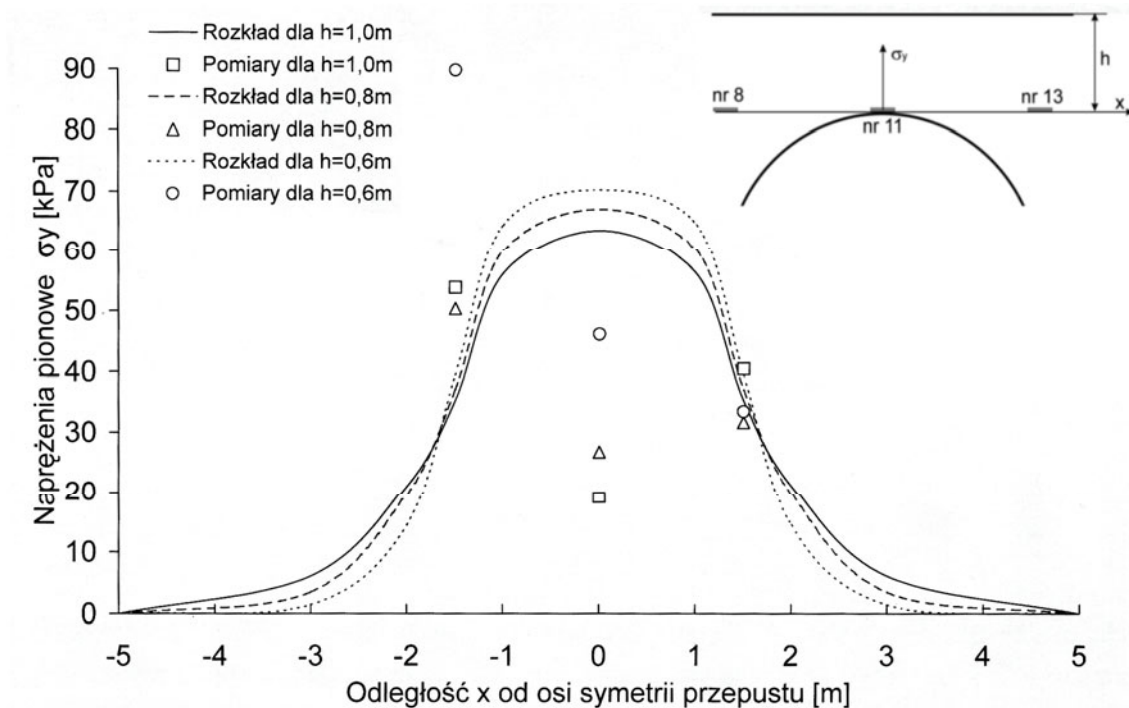


Rys. 5.4. Schemat do wyznaczania naprężeń w gruncie od równomiernie rozłożonego obciążenia q .

Z porównania naprężeń pionowych w jednorodnym gruncie wywołanych obciążeniem zewnętrznym (wzór nr (98)), z naprężeniami w gruncie zarejestrowanymi nad kluczem badanego przepustu wynika, że redukcja naprężeń wynosi:

- ok. 70% dla naziomu $h=1.0$ m,
- ok. 60% dla naziomu $h=0.8$ m,
- ok. 34% dla naziomu $h=0.6$ m.

Na rysunku 5.5 zaprezentowano wyniki pomiarów z presjometrów umieszczonych na poziomie korony przepustów (czujniki nr 8, 11, 13) dla trzech wysokości naziomów tj. $h = 0.6$ m, 0.8 m, 1.0 m. Dodatkowo na wykres nałożono teoretyczne rozkłady naprężeń pionowych w gruncie jednorodnym (bez przepustu) dla trzech głębokości: 0.6 m, 0.8 m, 1.0 m wyznaczonych zgodnie ze wzorem (98).



Rys. 5.5. Teoretyczne rozkłady naprężeń σ_y , wyznaczone wg wzoru (98) dla gruntu jednorodnego oraz pomiary naprężeń w gruncie na poziomie korony przepustu.

Jak wykazały badania, zjawisku przesklepienia towarzyszy redukcja naprężeń w gruncie w obrębie korony konstrukcji, co stanowi potwierdzenie tezy nr 1 niniejszej rozprawy. Autor pracy proponuje wyznaczać pionowe naprężenia od obciążenia zewnętrznego na poziomie korony przepustu podatnego mnożąc zależności (98) przez współczynnik redukcyjny ζ tj.:

$$\sigma_{y \text{ red.}} = q \left(\frac{2\alpha + \sin 2\alpha \cdot \cos 2\beta}{\pi} \right) \cdot \zeta, \quad (99)$$

gdzie:

α , β i q jak na rysunku 5.6,

ζ - współczynnik redukcyjny wyznaczany ze wzoru:

$$\zeta = \sqrt{\left(A^{-1} \cos^2 \gamma + \sin^2 \gamma \right)^3}, \quad (100)$$

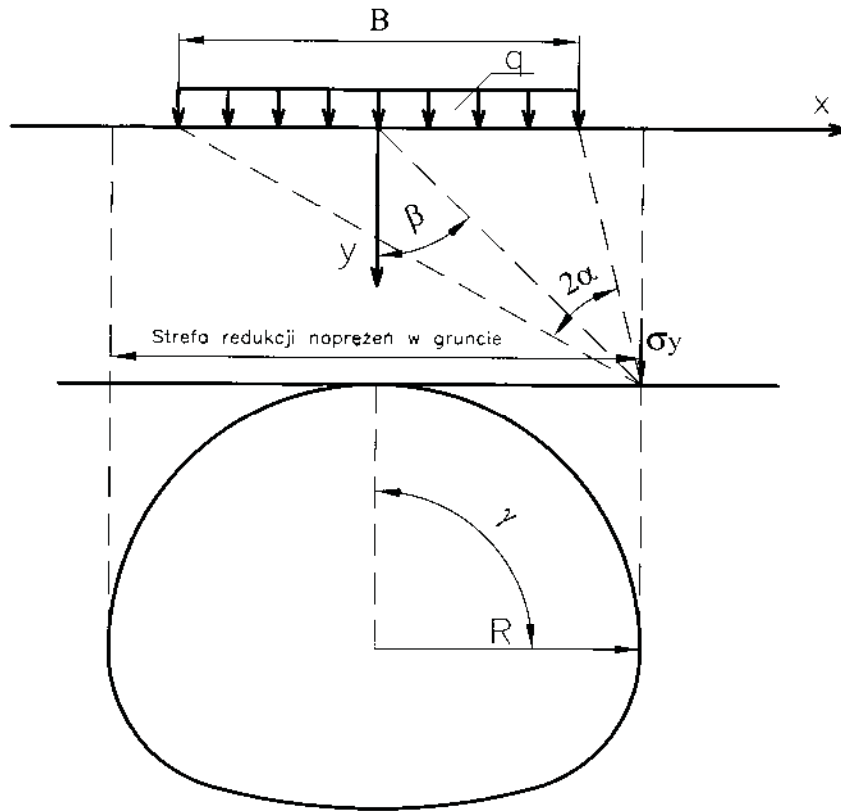
gdzie:

γ jak na rysunku 5.6,

A - współczynnik zależny od parametrów gruntu:

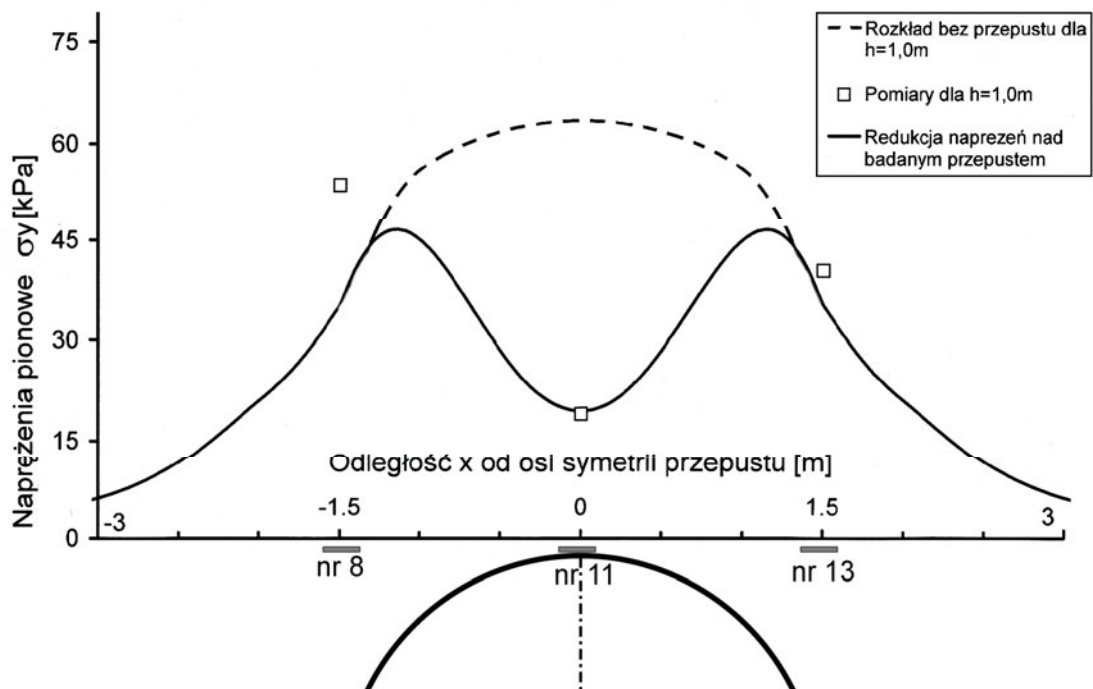
$A = 1.0$ dla przepustu idealnie sztywnego, $A = \infty$ dla przepustu idealnie podatnego.

Oznaczenia i strefę redukcji naprężeń pokazano na rysunku 5.6.



Rys. 5.6. Wyznaczenia zredukowanych naprężeń w gruncie nad kluczem przepustu podatnego o dużej rozpiętości - oznaczenia.

Na rysunku 5.7 pokazano przykładowy rozkład naprężeń $\sigma_{y \text{ zred.}}$ dla wysokości naziomu $h = 1.0 \text{ m}$ i zewnętrznego obciążenia normowego $q = 67.6 \text{ kPa}$. Linia przerywaną pokazano rozkład naprężeń w gruncie bez przepustu. Dodatkowo naniesiono wyniki pomiarów wykonanych na badanym przepuscie.

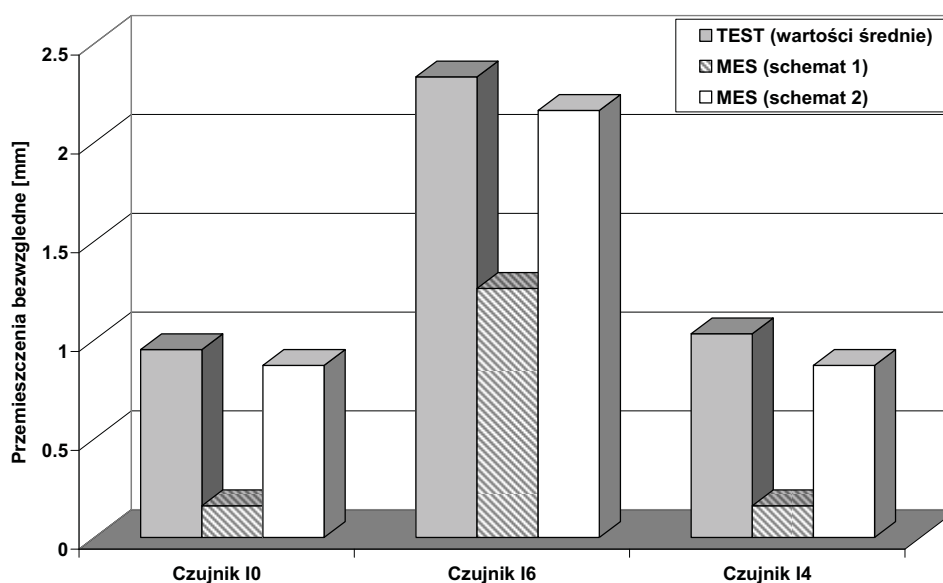


Rys. 5.7. Teoretyczny rozkład naprężeń $\sigma_{y \text{ zred.}}$ wyznaczony wg wzoru (99) dla naziomu $h = 1.0 \text{ m}$. Linia przerywaną zaznaczono rozkład naprężeń bez przepustu.

5.4. Analiza wyników z obliczeń numerycznych

Dokonano analizy porównawczej wyników otrzymanych z badań modelowych oraz otrzymanych z obliczeń numerycznych dla dwóch schematów statycznych.

Z porównania średnich wyników przemieszczeń otrzymanych podczas badań z wynikami otrzymanymi z obliczeń MES wynika, że zdecydowanie lepszy wynik uzyskano dla drugiego schematu statycznego MES. Różnica pomiędzy otrzymanymi wynikami wynosi ok. 7% w odniesieniu do wyników z eksperymentu dla przemieszczeń pionowych oraz ok. 8% i 16% dla przemieszczeń poziomych odpowiednio lewego i prawego punktu pomiarowego. Znaczące różnice w wynikach przemieszczeń poziomych zanotowano dla schematu ze sztywną obudową stanowiska badawczego (model MES nr 1). Różnice te sięgają ok. 84% wartości otrzymanej podczas badań. Porównanie wartości przemieszczeń w trzech punktach pomiarowych pokazano na rysunku 5.8.



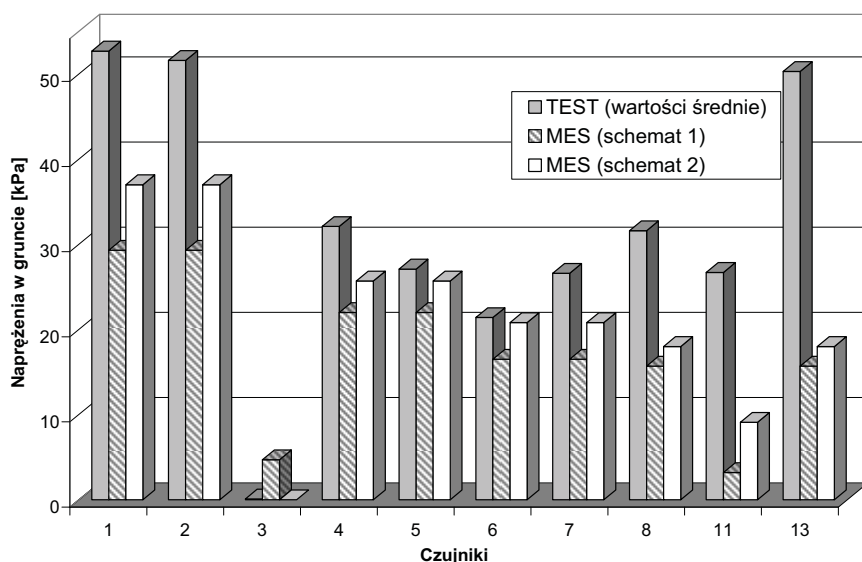
Rys. 5.8. Porównanie wartości przemieszczeń bezwzględnych otrzymanych z testów oraz dla dwóch schematów MES.

W przypadku naprężeń w gruncie, podobnie jak dla przemieszczeń, lepszy wynik otrzymano dla drugiego schematu statycznego. Ogólnie naprężenia w gruncie pomierzone podczas badań są większe od wyników otrzymanych z analizy MES. Najmniejszą różnicę pomiędzy wynikami zanotowano dla punktu nr 6 - ok. 3% wartości testowej dla schematu nr 2. Natomiast największą różnicę zaobserwowano dla punktu nr 11 (klucz przepustu) - ok. 88 % wartości testowej dla schematu nr 1. Porównanie naprężeń w gruncie we wszystkich punktach pomiarowych pokazano na rysunku 5.9.

Dla schematu z utwierdzoną obudową obliczenia MES wykazały ściskanie na całym obwodzie powłoki. Dla schematu nr 2 z obudową elastyczną największe ściskanie występowało po bokach przepustu, natomiast w strefie łuku dennego występowało rozciąganie. Wartości sił osiowych otrzymanych dla schematu nr 2 są nieco mniejsze od wartości otrzymanych dla schematu nr 1.

Momenty zginające na obwodzie wyliczone dla schematu ze sztywną obudową są mniejsze od momentów zginających dla schematu z obudową elastyczną. Dla schematu MES nr 2 wartości momentów lepiej pasują do wyników z eksperymentu. Na rysunku 4.15 a i b na stronie 163 pokazano porównanie rozkładów momentów zginających oraz sił osiowych.

Koncentracja naprężeń zastępczych σ_{zast} wyznaczonych z zależności (96) w metalowej powłoce występuje w punktach o największej rozpiętości dla schematu nr 2. W przypadku schematu ze sztywną obudową naprężenia zastępcze są nieco mniejsze i rozłożone bardziej równomiernie.



Rys. 5.9. Porównanie wartości naprężeń w gruncie otrzymanych z testów oraz dla dwóch schematów MES.

Zaprezentowane powyżej porównanie dowodzi, że rozkład sił wewnętrznych w powłoce przepustu oraz naprężeń w otaczającym gruncie zależy od rozmieszczenia i charakterystyki konstrukcji współpracujących tj. ściany boczne, co przedstawiono w tezie nr 4 niniejszej rozprawy.

Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami dla modeli numerycznych, w których zmieniono warunki brzegowe świadczy, że trójwymiarowy model MES dobrze odwzorowuje pracę układu przepust-grunt tylko dla modelu z podatną obudową, co dowodzi prawdziwości tezy nr 2 niniejszej rozprawy.

Przyczyny różnic zaobserwowane w siłach wewnętrznych, przemieszczeniach oraz naprężeniach w gruncie pomiędzy wynikami eksperymentu a wynikami numerycznymi mogą być następujące:

- dwa siłowniki hydrauliczne mogły nie wystarczyć do uzyskania jednolitego, równomiernego ciśnienia pod płytą obciążającą podczas testu. Ciśnienia w środku płyty, na jej krawędziach i w rogach mogły być znacząco różne,
- ściana obudowy stanowiska badawczego była zbudowana z drewnianych podkładów kolejowych nie zespolonych ze sobą, co mogło być powodem wystąpienia zjawiska „klawiszowania” płyty obudowy, a tym samym mogło mieć wpływ na cały układ grunt-przepust.

5.5. Zalecenia dotyczące przyszłych badań

Podatne przepusty o dużej rozpiętości są często używane w krajach skandynawskich jako zabezpieczenia górskich dróg przed lawinami skalnymi i śniegowymi. Tego rodzaju konstrukcje budowane są na zboczu górotworu, w związku z czym pojawia się niesymetryczny naziom. Przyszłe badania powinny dotyczyć pracy przepustu w niesymetrycznym naziomie oraz pod obciążeniem symulującym upadek materiału skalnego.

Podobnie jak przepusty ułożone w nasypach ukośnych, dalszych testów wymagają przepusty z naziomem wzmocnionym geowłókniną lub geosiatką oraz badania zmęczeniowe i ich analiza z zastosowaniem Metody Elementów Skończonych 3D.

Przyszli badacze powinni skupić się również na badaniach konstrukcji podatnych z blach falistych pod wysokimi naziomami oraz przy zastosowaniu różnego rodzaju gruntów używanych jako zasyпки, ze szczególną koncentracją na zjawisku redukcji naprężeń w obrębie klucza konstrukcji.

Tego typu konstrukcje używane są na potrzeby wojska jako magazyny, hangary oraz podziemne schrony przeciwlotnicze [29]. Takie ich przeznaczenie powoduje konieczność przeprowadzenia dalszych badań nad zachowaniem się konstrukcji podatnych o dużych rozpiętościach pod obciążeniem wyjątkowym, tj. eksplozja.

Przepusty podatne można wykorzystać w górnictwie jako zabezpieczenia lub wzmocnienia chodników górniczych. Praca przepustu podatnego z blachy falistej w warunkach eksploatacji górniczej wymaga dalszych analiz, np. w zakresie wrażliwości tego typu konstrukcji na tąpnięcia.

Jako alternatywa dla małych mostów coraz częściej używane są przepusty otwarte typu *Box Culvert* (skrzynkowe). Dalsze badania powinny dotyczyć testów ze szczególnym uwzględnieniem współpracy tego typu konstrukcji stalowej z otaczającym go gruntem i zjawiska przesklepienia przy małych wysokościach naziomu. Badania powinny się skoncentrować na dopracowaniu tzw. „interfejsu” w programach wykorzystujących MES pozwalającego na lepsze modelowanie zjawisk zachodzących na granicy przepust-grunt. Dalszych badań i analiz wymaga także praca podpór przepustów typu *Box Culvert* oraz ich zachowanie się podczas montażu i eksploatacji.

6. Literatura

- [1] Kunecki B., Kubica E., *Full-scale laboratory tests and FEM analysis of corrugated steel culverts under standardize railway load*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, vol. IV, No. 4, s. 41, Wrocław, 2004.
- [2] Korusiewicz L., Kunecki B., Wysokowski A., *Sprawozdanie z wykonania badań dla konstrukcji przepustów w systemie Multiplate i z rur DV/Arot Optima*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 1999.
- [3] Kunecki B., Kubica E., *Identyfikacja doświadczalna rozkładów obciążeń przepustów stalowych*, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 81/30 s. 103, Wrocław, 2002.
- [4] Kunecki B., Korusiewicz L., Kubica E., *Badania przemieszczeń i sił wewnętrznych przepustu stalowego*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej nr 50/19 s. 227, Wrocław, 2002.
- [5] Korusiewicz L., Kunecki B., *Experimental and numerical analysis of internal forcers in steel culverts of the multiplate type*, The 7th Conference “Shell Structures, Theory and Application” p. 137, Gdańsk-Jurata, 2002.
- [6] Kunecki B., *Full-scale laboratory static tests of steel corrugated pipe-arch culvert*, The 8th Conference “Shell Structures, Theory and Application”, Gdańsk-Jurata, 2005.
- [7] Korusiewicz L., Kunecki B., *On boundary conditions in experimental and numerical models of steel culverts*, The 8th Conference “Shell Structures, Theory and Application”, Gdańsk-Jurata, 2005.
- [8] Duszyński A., *Sprawozdanie z nadzoru naukowego IBDiM nad budowa modelu badawczego z zastosowaniem przepustu Multiplate na stanowisku Badań Mostów SBM w OBMBiK w Żmigrodzie*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 1998.
- [9] Korusiewicz L., Wysokowski A., *Możliwości badawcze stanowiska do badań statycznych i dynamicznych konstrukcji drogowych i mostowych w skali naturalnej*, IV Konferencja Naukowa- Metody doświadczalne w budowie i eksploatacji maszyn, Wrocław - Szklarska Poręba, 1999.
- [10] Rowińska W., Tlustochwski J., *Sprawozdanie z pomiarów przemieszczeń konstrukcji w czasie próbnego obciążania mostu kolejowego w km. 9.912 linii wrocław – międzylesie*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 1998.
- [11] Rowińska W., Tlustochwski J., *Sprawozdanie z nadzoru naukowego nad wykonaniem karbowanej konstrukcji stalowej Multiplate MP150/Arot Via w km. 9,912 linii Wrocław – Międzylesie w miejscowości Krosnowice*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 1998.
- [12] Rowińska W., Tlustochwski J., *Sprawozdanie z nadzoru naukowego nad wykonaniem karbowanej konstrukcji stalowej Multiplate MP150/Arot Via przy naprawie wiaduktu w km 8,656 linii Zieloniec – Kiekrz*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 1998.
- [13] Czerepak A., Duszyński A., Korusiewicz L., Rowińska W., Wysokowski A., *Sprawozdanie z wykonanych badań dla konstrukcji przepustów z blachy falistej „Box Culvert” – Część I i II*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród – Węglewo, 2002.
- [14] Rusiński R., *Metoda Elementów Skończonych – System COSMOS/M*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1994.
- [15] Konderla P., Kasprzak T., *Metody komputerowe w Teorii Sprężystości Część I - Metoda Elementów Skończonych*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne Wrocław 1997.
- [16] Magucki K., *Wytrzymałość i optymalizacja zbiorników ciśnieniowych*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa – Poznań, 1998.
- [17] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L., *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2002.
- [18] Lessaer S., *Miejskie tunele, przejścia podziemne i kolektory*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1979.
- [19] Petrozolin W., *Projektowanie sieci wodociagowych – wydanie 3*, Arkady, Warszawa, 1974.
- [20] Gałczyński S., *Budowle podziemne zarys projektowania i wykonawstwo*, Politechnika Wrocławska, Wrocław, 1979.
- [21] Rutecki J., *Cienkościennie konstrukcje nośne – obliczenia wytrzymałościowe*, PWN, Warszawa, 1966.
- [22] Vaslestad J., *Soil structures interaction of buried culverts*, Department of Civil Engineering, the Norwegian Institute of Technology, 1990.
- [23] Vaslestad J., *Load reduction on buried rigid pipes*, Norwegian Public Road Administration - Publication no. 74, p. 7, Oslo, 1994.
- [24] Vaslestad J., Helge-Johansen T., Holm W., *Load reduction on rigid culverts beneath high fills. Long - term behavior*, Norwegian Public Road Administration - Publication no. 74, p. 21, Oslo, 1994.

- [25] Vaslestad J., *Long-term behavior of flexible large-span culverts*, Norwegian Public Road Administration - Publication no. 74, p. 38, Oslo, 1994.
- [26] Vaslestad J., Korusiewicz L., Wysokowski A., *General description of static and dynamic testing of instrumented steel culvert*, Vth International Conference - Durable and Safe Road Pavements, p. 215-221, Kielce, 11-12 May 1999.
- [27] Vaslestad J., Wysokowski A., *Full Scale testing of multiplate corrugated steel structures in Poland*, The 6th Conference "Shell Structures, Theory and Application" p. 273, Gdańsk-Jurata, 1998.
- [28] Vaslestad J., Madej A., Janusz J., Bednarek B., *Field measurements of an old brick culvert sliplined with a corrugated steel culvert*, Transportation Research Board, Washington, 2003.
- [29] Vaslestad J., Janusz J., *The use of corrugated plates structures in military engineering Polish and foreign experiences*. III Technical and scientific conference: Military engineering- problems and prospectives. Szklarska Poreba, Poland, 22-24 November 2000
- [30] *Handbook of steel drainage and highway construction products*, American Iron and Steel Institute, 2ed edition, Canada, June 2002.
- [31] Wolfram S., *The Mathematica Book*, 4th Edition, Cambridge University Press, England, 1999.
- [32] Selig E.T., Lochhart C.W., Lautensleger R.W., *Measured performance of newton creek culvert*, Journal of The Geotechnical Engineering Division ASCE Vol. 105 No. GT9 p. 1067, September 1979.
- [33] Young O., Trott J.; *Buried rigid pipes*, Elsevier Applied Science Publishers, London and New York, 1984.
- [34] Wästlund G.,E, Gwertz S., *Dimensionering av betongrør*, Svenska Vatten och avloppsverkföreningen, VAV, 1949.
- [35] Janson J., *Undresökning avseende belastningar pa styva rör i mark*, Kungliga Väg och Vattenbyggnadsstyrelsen, Vatten- och avloppsbyrå p. 181, 1965.
- [36] Aadnesen L., *Beregning og dimensjonering av nedgravde btongrør*, NBI-anvisning nr 7, 1973.
- [37] Byrne M., Srithar T., Kern C.B., *Field measurements and analysis of large - diameter flexible culvert*. Canadian Geotechnical Journal Vol. 30, 1993.
- [38] Shmulevich I., Galili N., Foux A., *Solid stress distribution around buried pipes*. Journal of Transportation Engineering Vol. 122 No. 5, September 1986.
- [39] McVay M., Papadopoulos P., *Long-term behavior of buried large-span culverts*. Journal of The Geotechnical Engineering Vol. 112 No. 4, April, 1986.
- [40] Kay J.N., Avalue D.K., Flint R.C.L., Fitzhardinge C.F.R., *Instrumentation of a corrugated steel-soil arch overpass at leigh creek, south Australia*, ARRB Proceedings Vol. 30 Part 3, 1980.
- [41] Shmulevich I., Galili N., *Deflection and bending moments in buried pipes*, Journal of Transportation Engineering Vol. 112 No. 4, July 1986.
- [42] Demmin J., *Field verification of ring compression conduit design*. Highway Research Record No. 166, 1965.
- [43] Peck O.K., Peck R.B., *Earth pressure against underground construction experience with flexible culverts through railroad embankments*, 2-ed International Conf. - Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. II p. 95-98, Rotterdam 1948.
- [44] Branicki CZ., Lwambuka L., Mrema A.L., *Load bearing capacity of wooden culverts*, Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej nr 522, Gdańsk, 1995.
- [45] Masada T., Hazen G.A., Sargand S.M., White K., *Performance of buried thermoplastic pipe during load tests*, Transportation Research Board Annual Meeting, Columbus – Ohio, 1998.
- [46] Bowman J.A., *Buried plastic pipe technology*, Buczala/Cassady Editors, 1993.
- [47] European Standard CEN/TC 165 Ref. No. prEN draft - 1994E, *Construction of pipelines for drains and sewers*, Brussels, 1994.
- [48] European Standard Ref. No. prEN 1295-1:1997E, *Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 1: General requirement*, Brussels, 1997.
- [49] *Modern sewer design*, American Iron and Steel Institute, Washington, 1980.
- [50] *Corrugated steel buried structures*, Scottish Development Department Roads Directorate Technical Memorandum (Bridges) SB 5/90, 1989.
- [51] White H.L., Layer J.P., *The corrugated metal conduit as a compression ring*, Proceedings of the Highway Research Board, vol. 39, p. 389-397, 1960.
- [52] Rozsa L., Bernvalner J., *Computation of tunnel lining by means of method of Fourier series* Międzynarodowy Kongres Urbanistyki Podziemnej, Warszawa 1965.

-
- [53] Kisiel I., *Reologia*, Politechnika Wroclawska, Wroclaw, 1987.
- [54] Żuchowski R., *Analiza płaskiego stanu naprężenia metodą elektrycznej tensometrii oporowej*, Politechnika Wroclawska, Wroclaw, 1988.
- [55] Gosowski B., Kubica E., *Badania laboratoryjne z konstrukcji metalowych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wroclawskiej, Wroclaw, 2001.
- [56] Żuczowski R., *Ćwiczenia laboratoryjne z fizyki*, Politechnika Wroclawska, Wroclaw, 1989.
- [57] Lambe T.W., Whitma R.V.N., *Mechanika Gruntu*, Arkady, Warszawa, 1977.
- [58] Piętkowski R., Czarnota-Bojarski R., *Mechanika gruntu*, Arkady, 1964.
- [59] Pisarczyk S., *Mechanika gruntu*, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1992.
- [60] Obracki M., Pisarczyk S., *Zbiór zadań z mechaniki gruntów*, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1999.
- [61] Niezgodziński M.E., Niezgodziński T., *Wzory wykresy i tablice wytrzymałościowe*, Wydawnictwa Naukowo – Techniczne, Warszawa, 1996.
- [62] Bogucki W., Żybertowicz M., *Tablice do projektowania konstrukcji metalowych*, Arkady, Warszawa, 1996.
- [63] Lessear S., *Miejskie tunele, przejścia podziemne i kolektory*, WKŁ, Warszawa, 1979.
- [64] Kloneck W.I., *Statystyka dla inżynierów*, PWN, Warszawa, 1999.
- [65] Branicki CZ., Łani M.K., *Obliczenia obudowy tunelu jako pierścienia kołowego w ośrodku sprężystym*, Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej nr 361, Gdańsk, 1983.
- [66] Kisiel I., Lysik B., *Zarys reologii gruntów. Działanie obciążenia statycznego na grunt*, Arkady, Warszawa, 1969.
- [67] Kolonko A., *Współpraca konstrukcji rurociągu w ośrodku gruntowym w warunkach eksploatacyjnych*, rozprawa doktorska, Politechnika Wroclawska, Raport PRE 7/80.
- [68] Kolonko A., Wysocki L., *Badania żelbetowego kolektora kanalizacyjnego ODRA we Wroclawiu*, Inżynieria i Budownictwo nr 9/1999.
- [69] Kubicka U., *Analiza ugięć rur z PCV ułożonych w gruncie*, rozprawa doktorska, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [70] Wysokowski A., Vaslestad J., Pryga A., *Odporność zmęczeniowa nowoczesnych przepustów ze stalowych blach falistych*, Konstrukcje Stalowe nr 5, 8/2000.
- [71] Pytkowski W., *Tunel cieplowniczy pod Wisłą w Warszawie projektowanie i budowa*, Inżynieria i Budownictwo nr 8/1959 9/1959.
- [72] Machelski Cz., Antoniszyn G., Michalski J.B., Michalski B., Toczkievicz R., *Badanie skutków obciążeń zmiennych w mostowych konstrukcjach gruntowo-powłokowych*, Badanie Materiałów Budowlanych i Konstrukcji Inżynierskich, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, pp. 415-428, Wroclaw, 2004.
- [73] Wołkow W.P.; *Tunneli*, Moskwa 1970.
- [74] Rymza J.; *Nośność użytkowa drogowych obiektów mostowych*, III konferencja Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, Bezpieczeństwo ruchu drogowego jako przesłanka modernizacji i utrzymania dróg, Serock, 1998.
- [75] Duddeck H.; *Kritische Hinweise zur statischen Berechnung vor Tunnelauskleidung*. Konferencja Naukowa: Tunelowe ostenie z betonowych prefabrykowanych dielcov, Bratysława, 1970.
- [76] Rozsa L., Bernalner J., *Computation of tunnel lining by mean of metod of Fourier senes*. Międzynarodowy Kongres Urbanistyki Podziemnej, Warszawa, 1965.
- [77] Schulze H., Duddeck H., *Spannung in schildvorgetriebenen Tunneln*. Beton - u. Stahlbetonban, 1964.
- [78] Klöppel K., Glock D., *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastprobleinen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre*, Heft 10, Institut fur Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule, Darmstadt, 1970.
- [79] Windeis R., *Spannungstheorie zweiter Ordnung für die teilweise gebetteten Kreisring*. Die Bautechnik, 1966.
- [80] Szechy K., *The art of tunneling*, Akademia Kiado, Budapeszt, 1967.
- [81] Marston A., Anderson A., *The theory of loads on pipes in trenches and testes of cement and clay dram tile and sewer pipe*, Iowa Engang Exp. Station Bull. No. 31, 1913.
- [82] Drescher G., *Das im Erdreich eingebettetes Rohr*. Österreichischer Ingenieur-Zeitschrift, Jahrgang 8/3.
- [83] Krizek R.J., *Structural Analyses and Design of Pipe Culverts*, NCHRP Report 116, Highway Research Board, 1971.

- [84] Drucker D. C., Prager W., *Soil Mechanics and Plastic Analysis of Limit Design*, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.10, No.2, 1952.
- [85] Łodygowski T., Kąkol W., *Metoda elementów skończonych w wybranych zagadnieniach mechaniki konstrukcji inżynierskich*, Skrypt Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1994.
- [86] Spangler M.G., *A practical application of the imperfect ditch method of construction*, Proc. Highway Research Board, Vol. 4, 1958.
- [87] Høeg K., *Stresses against underground structural cylinders*, Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, vol. 97, s. 833-858, 1968.
- [88] Penman A.D.M. et al., *Performance of culvert under winscar dam*, Geotechnique, vol. 25, no. 4, s. 713-730, 1975.
- [89] Christensen N.H., *Rigid pipes in symmetrical and unsymmetrical trenches*, bulletin 24, The Danish Geotechnical institute, 1967.
- [90] Selig E.T., Packard D.L., *Buried concrete pipe trench installation analyses*, Journal of Transportation Engineering, vol. 113, no. 5, s. 485-501, 1987.
- [91] Selig E.T., Packard D.L., *Buried concrete pipe embankment installation analyses*, Journal of Transportation Engineering, vol. 112, no. 6, s. 576-592, 1986.
- [92] Katona M.G., *Analyses of long-span culverts by the finite – element method*, Transportation Research Record 678 s. 59-66, Transportation Research Board, Washington, 1979.
- [93] Bjerrum L., Frimann J., Clausen C.J., Duncan J.M., *Earth pressure on flexible structures – a state-of-the-art report*, 5th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, s. 169-196, Madrid, 1972.
- [94] Peck O.K., Peck R.B., *Earth pressure against underground constructions, experience with flexible culverts through railroad embankments*, 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. II, s. 95-98, 1948.
- [95] Krizek R.J., *Structural Analyses and Design of Pipe Culverts*, NCHRP Report 116, Highway Research Board, 1971.
- [96] Nielson F.D., *Experimental Studies in Soil Structure Interaction*, Highway Research Record No. 413, Highway Research Board, 1972.
- [97] Duncan J.M., Drawsky R.H., *Design Procedures for Flexible Metal Culvert Structures*, Report No. UCB/GT/83-02, Department of Civil Eng., University of California, Berkeley 1983.
- [98] Duncan J.M., *Behavior and design of long-span metal culverts*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT3, s. 399-417, 1979.
- [99] Leonards G.A., Juang C.H., *Predicting performance of buried metal pipe arches*, Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board, 1985.
- [100] Lemasson H., Long N.T., *La buse métallique de Langouhedre*, Interactions sois- structures, Actes du colloque organis par 1 Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, s. 413-419, 1987.
- [101] Meyerhof G.G., Baikie L.P., *Strength of steel culvert sheets against compacted sand backfill*, Highway Research Record No. 30, Transportation Research Board, 1963.
- [102] Luscher U., *Bucketing of soil-surrounded tubes*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, s. 211-228, 1966.
- [103] Chelapati C.V., Aligood J.R., *Buckling of cylinders in a confining medium*, Highway Research Board, 1972.
- [104] Hevett B., Johanneson S., *Schild und Druckluft Tunnelbau* (tłum. niem.), Werner Verlag, Düsseldorf, 1964.
- [105] Drescher G., *Das im Erdreich eingebettetes Rohr*, Österreichischer Ingenieur-Zeitschrift, Jahrgang 8/3.
- [106] White H. L., Layer J. P., *The corrugated metal conduit as a compression ring*, HRB, Proceedings, Vol. 39, s. 389-397, 1960.
- [107] Klein G.K., *Rasczot trub, ułożonych w ziemi*, Gosstrojizdat, Moskwa, 1951.
- [108] Wiłun Z., *Zarys geotechniki*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2005
- [109] *Cosmos/M 2.5 User Manual*, Structural Research and Analysis Corp. First Edition, Los Angeles, September 1999.
- [110] Bzówka J., Sternik K., *Analiza porównawcza geotechnicznych programów komputerowych – problem deformacji górniczych*, XII Konferencja Naukowa „Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji Hydrotechnicznych” – Korbelów, 2000.
- [111] Wysokowski A., Wodyński R., *Stand for testing of bridge structures at natural scale – research possibilities*, Conference challenges to civil and mechanical engineering in 2000 and beyond, Wrocław, June 2-5, 1997

-
- [112] Wysokowski A., Vaslestad J., *Full scale fatigue testing of large-diameter multi-plate corrugated steel culverts*, Archives of Civil Engineering, XLVIII, 1, 2002.
- [113] Machelski Cz., Antoniszyn G., *Influence of live loads on the soil-steel bridges*, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVI, No. 3-4, 2004.
- [114] Wysokowski A., *Fatigue test of corrugated steel and plastic culverts in natural scale*, IV National Scientific – Technical Conference “Design, Construction and Maintenance Problem of Small Bridges, Wrocław, 1999.
- [115] Vaslestad J., Wysokowski A., *Full scale testing of multi plate corrugated steel culverts including fatigue problems*, Archives of Civil Engineering, 24, 2, 1999.
- [116] Kunecki B., *Full-scale test of corrugated steel culvert and FEM analysis with various static systems*, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVIII, No. 2-4, 2006, Wrocław, 2006.

Polskie Normy i Aprobaty Techniczne:

- [N1] PN-81/B-03020 – *Grunty budowlane – Posadowienie bezpośrednie budowli – Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N2] PN-97/S-06102 – *Drogi samochodowe – Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.*
- [N3] PN-85/S-10030 – *Obiekty mostowe – Obciążenia.*
- [N4] PN-88/B-02014 – *Obciążenia budowli – Obciążenia gruntem.*
- [N5] PN-82/B-02001 – *Obciążenia budowli – Obciążenia stale.*
- [N6] PN-82/B-02004 – *Obciążenia budowli – Obciążenia zmienne technologiczne – Obciążenia pojazdami.*
- [N7] PN-90/B-03200 – *Konstrukcje stalowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N8] AT/97-03-0247 – *Aprobata techniczna IBDiM – Konstrukcje stalowe karbowane Multiplate MP 150/Arot Via.*
- [N9] AT/97-03-0248 – *Aprobata techniczna IBDiM – Rury stalowe spiralne, karbowane wraz z łącznikami Hel-Cor/Arot Via.*
- [N10] AT/97-03-0115 – *Aprobata techniczna IBDiM – Rury i łączniki z polietylenu HDPE DV/Arot-Optima do wykonywania przepustów.*

Katalogi i wytyczne:

- [K1] AROT Via Polska, *Ogólne wytyczne montażu konstrukcji sprężystych ze stalowych blach karbowanych typu Arot Via MP 150 oraz rur spiralnie karbowanych typu Helcor*, Leszno, 1997.
- [K2] AROT Via Polska, *Wytyczne do projektowania i wykonywania przepustów z rur typu DV/Arot Optima*, Leszno, 1997.
- [K3] Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A., *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród, 2004.
- [K4] AROT Via, *Multipel Trummor*.
- [K5] AROT Via Polska, *Katalog HEL-COR – Nowoczesne stalowe przepusty drogowe.*
- [K6] AROT Via Polska, *Katalog DV Optima – Przepusty drogowe o optymalnej wytrzymałości.*
- [K7] AROT Via Polska, *Katalog DV Optima – Nowoczesne przepusty drogowe*, Edycja B.
- [K8] HOBAS, *Rury HOBAS, produkcja, własności materiału i dane techniczne*, Materiały informacyjne firmy HOBAS.