Wytyczna ATV - DVWK A 161: Obliczenia statyczne rur przeciskanych

Wydanie I – 1990
Wydanie II (zmienione i uzupełnione) - marzec 2014



Arbeitsblatt DWA-A 161

Statische Berechnung von Vortriebsrohren

März 2014

DWA-A 125, Rohrvertrieb und verwandte Verfahren
(przecisk hydrauliczny i metody pokrewne)

EN 12889: Bezwykopowa budowa i badanie przewodów kanalizacyjnych

Rura przeciskana – etap realizacji i etap eksploatacji przewodu

praca na kierunku porzecznym przewodu – wybrane tabele, rysunki, współczynniki

obciążenia komunikacyjne, E_B, K_2

Etap realizacji przewodu

a) obciążenia działające poprzecznie do osi przewodu

- obciążenie pionowe gruntem,
- parcie boczne gruntu,
- obciążenie równomiernie rozłożone naziomu,
- obciążenia komunikacyjne (poruszającymi się w poziomie terenu pojazdami),
- obciążenie naziomu na ograniczonej powierzchni,
- ciężar własny rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej do poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej powyżej poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- ciśnienie wywierane przez środek poślizgowy,
- ciśnienie powietrza,
- oddziaływania wywołane przeciskaniem,
- wypór.

b) obciążenia działające wzdłuż osi przewodu

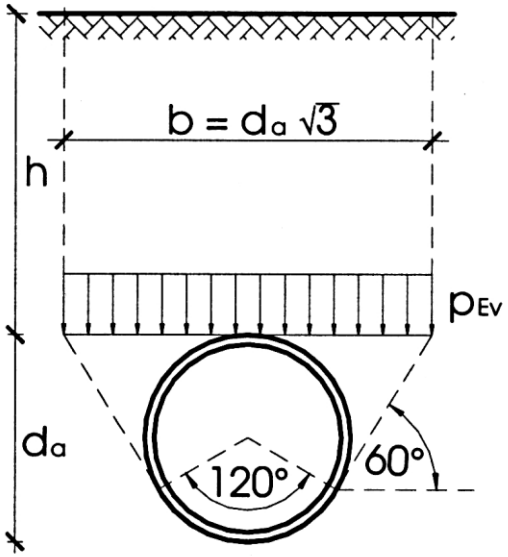
- siłę wciskającą rurę w grunt,
- dodatkowe oddziaływania, np. na skutek sterowania przeciskiem.

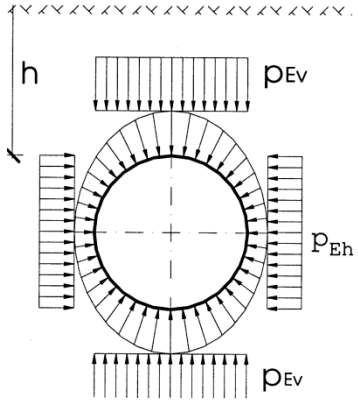
Etap eksploatacji

obciążenia działające poprzecznie do osi przewodu

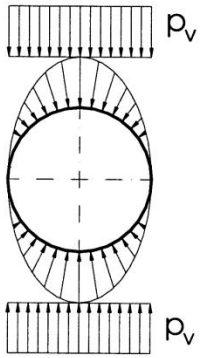
- obciążenie pionowe gruntem,
- parcie boczne gruntu,
- obciążenie równomiernie rozłożone naziomu,
- obciążenia komunikacyjne (poruszającymi się po naziomie pojazdami),
- obciążenie naziomu na ograniczonej powierzchni,
- ciężar własny rury,
- wypełnienie wodą do sklepienia rury,
- nadciśnienie wewnątrz rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej do poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej powyżej poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- wypór.

Schemat obciążeń rury przeciskanej – założenia wg teorii Terzagiego





Schemat obciążenia gruntem rury przeciskowej



Rozkład obciążeń rury przeciskowej wywołanych obciążeniami komunikacyjnymi

dla rury sztywnej

Obciążenia pionowe od gruntu:

$$p_{Ev} = \chi \gamma_B h$$

gdzie: χ – współczynnik zmniejszający uwzględniający współdziałanie górotworu będące następstwem ograniczonego rozluźnienia gruntu;
γ_B – ciężar objętościowy gruntu,
h – zagłębienie rury.

$$\chi = \frac{1 - e^{-2K_1 \operatorname{tg}\frac{\varphi'}{2}\frac{h}{b}}}{2K_1 \operatorname{tg}\frac{\varphi'}{2}\frac{h}{b}}$$

gdzie: K_1 – współczynnik parcia gruntu; wytyczne zalecają przyjmowanie $K_1 = 0{,}5$,
φ' – kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

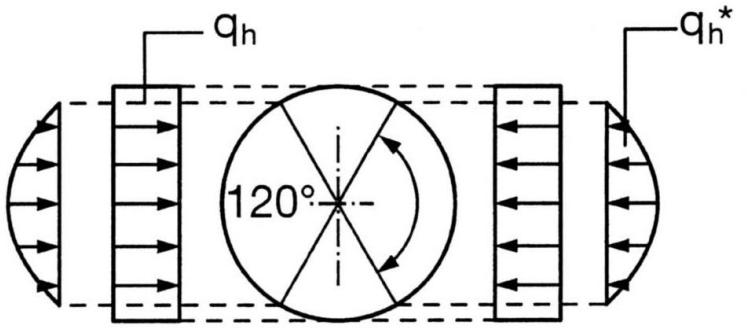
Boczne parcie gruntu p_{Eh} wyznaczamy z zależności

$$p_{Eh} = \chi \gamma_B h K_2$$

gdzie K_2 – współczynnik parcia gruntu.

w typowym przypadku jako miarodajny przyjmuje się grunt o najniższym współczynniku parcia K_2

W przypadku rur przeciskowych wykazujących się podatnością (stalowych), należy uwzględnić reakcję otaczającego gruntu (odporu) dla obciążenia pionowego gruntem i obciążenia komunikacyjnego

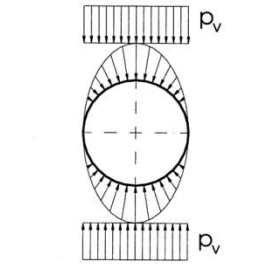


$$q_h^* = q_{hV}^* + q_{hE}^*$$

$q_{hV}^* = p_V K^*$ parcie od reakcji posadowienia wywołane obciążeniem komunikacyjnym

$q_{hE}^* = (p_{Ev} - p_{Eh}) K^*$ parcie od reakcji posadowienia wywołane obciążeniem gruntem

gdzie: K^* – współczynnik parcia od reakcji posadowienia (reakcji otaczającego rurę gruntu)

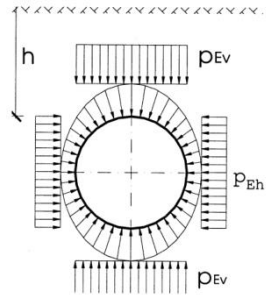


Rozkład obciążeń rury przeciskowej wywołanych obciążeniami komunikacyjnymi

$$K^* = \frac{0{,}0833}{V_{RB} + 0{,}066}$$

gdzie V_{RB} – sztywność układu rura–grunt wyznaczona z zależności

$$V_{RB} = 0{,}14 \frac{E_R}{E_B} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3$$



Schemat obciążenia gruntem rury przeciskowej

gdzie: E_R – moduł sprężystości materiału rury,
E_B – moduł odkształcenia gruntu otaczającego rurę.
s – grubość ścianki rury,
r_m – średni promień rury.

Tabela 2: Wartości do obliczeń dla grup gruntów G1 do G4

grupa gruntów	ciężar wilgotnego gruntu	ciężar z uwzględnieniem siły wyporu wody	kąt tarcia wewnętrznego	wartość podstawowa modułu odkształcenia (grunty rodzime)	wykładnik naprężeń
	γ_B	γ'_B	φ'	E_0	z
	kN/m³	kN/m³	°	N/mm²	–
G1	20	11	32,5	50	0,4
G2	20	11	30	30	0,5
G3	20	10	25	20	0,6
G4	20	10	15	15	0,7

Jeśli nad rurą znajdują się warstwy gruntu o różnych kątach tarcia wewnętrznego, wtedy, o ile nie dysponuje się innymi danymi zawartymi w raporcie geotechnicznym, dla kąta tarcia wewnętrznego należy przyjmować wartość najmniej korzystną. Ciężar gruntu należy określać jako średnią ważoną.

Jeśli w trakcie realizacji pokonywane są warstwy gruntów różnego rodzaju, wtedy dla określenia poziomego współczynnika parcia gruntu miarodajny jest ten rodzaj gruntu, który otacza rurę.

Moduł odkształcenia gruntu obok rury przeciskowej określa się przy użyciu tabel od 2 do 5:

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \qquad (1)$$

E_B moduł odkształcenia gruntu
E_0 wartość podstawowa modułu odkształcenia gruntu wg tabeli 2
f_1 współczynnik dla zagęszczenia / konsystencji wg tabeli 3 lub tabeli 4
f_2 współczynnik oddziaływania przecisku w luźnych skałach klastycznych wg tabeli 5
f_3 współczynnik zwiększający zależny od naprężeń

Dla współczynnika zwiększającego obowiązuje w powiązaniu z tabelą 2 przy założeniu najwyższego poziomu wody gruntowej:

$$f_3 = (\sigma_B/\sigma_{B,0})^z \geq 1{,}0 \qquad (2)$$

gdzie:

σ_B średnie czynne naprężenie pionowe w gruncie, przy uwzględnieniu najwyższego poziomu wody gruntowej.
$\sigma_{B,0}$ unormowana wartość referencyjna (100 kN/m^2)
z wykładnik naprężeń wg tabeli 2.

Tabela 3: Wartości obliczeniowe dla gruntów niespoistych G1, G2

grunty niespoiste G1, G2	bardzo luźny	luźny	luźny do średnio zagęszczony	średnio zagęszczony	średnio zagęszczony do zagęszczony	zagęszczony	zagęszczony do bardzo zagęszczony	bardzo zagęszczony
stopień zagęszczenia	≤ 0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,65	0,8	≥ 1
współczynnik f_1	0,1	0,25	0,3	0,4	0,6	0,8	1	1,5
współczynnik parcia gruntu K_1	0,3[1)]	0,3[1)]	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	1
kąt tarcia w płaszczyźnie ścinania δ (°)	0[1)]	0[1)]	$\varphi'/3$	$\varphi'/2$	$\varphi'/2$	$2\times\varphi'/3$	φ'	φ'

Uwaga
Wartości pośrednie dla znanego stopnia zagęszczenia mogą być interpolowane liniowo. Jeśli wartości liczbowe dla stopnia zagęszczenia nie sa znane, każdorazowo należy przyjmować dolne wartości graniczne dla danego obszaru.
1) zastosowanie tych wartości prowadzi w równaniach (8) i (9) do $\kappa = \kappa_0 = 1$.

Tabela 4: Wartości obliczeniowe dla gruntów spoistych G3, G4

grunty spoiste G3, G4	płynny	półpłynny (niem. brejowaty)	półpłynny do miękkiego	miękki	miękki do półzwartego	półzwarty (niem. sztywny)	półzwarty do zwartego	zwarty (niem. półtwardy)
konzystencja I_c	≤ 0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75	0,8	> 0,8
współczynnik f_1	0,01	0,01	0,1	0,2	0,4	0,8	1	1,2
współczynnik parcia gruntu K_1	1[1)]	1[1)]	0,7[1)]	0,5	0,5[2)]	0,6[2)]	0,7[2)]	0,8[2)]
kąt tarcia w płaszczyźnie ścinania δ (°)	0[1)]	0[1)]	0[1)]	$\varphi'/3$	$\varphi'/2$	$2\times\varphi'/3$	φ'	φ
spójność c (kN/m²)	0	0	0	0	3	5	10	15

Uwaga
Wartości pośrednie mogą być interpolowane liniowo. Jeśli wartości liczbowe dla konzystencji nie sa znane, każdorazowo należy przyjmować dolne wartości graniczne dla danego obszaru.
1) zastosowanie tych wartości prowadzi w równaniach (8) i (9) do $\kappa = 1$.
2) wartości te nie są uzasadnione teoretycznie i stanowią rozwiązanie zastepcze, aby móc uwzględnić wpływ spójności, która nie jest uwzględniana w równaniach (8) i (9).

Tabela 5: Współczynnik oddziaływań f_2 dla przecisku w luźnych skałach klastycznych

1	$f_2 = 1{,}0$	Podparcie tarczy urabiającej płuczką lub upłynnionym gruntem wraz z ciągłym podparciem szczeliny pierścieniowej na ciągu rur za tarczą wraz z prowadzeniem dokumentacji
2	$f_2 = 0{,}8$	Inne metody przecisku wraz z ciągłym podparciem szczeliny pierścieniowej na całym ciągu rur za tarczą wraz z prowadzeniem dokumentacji
3	$f_2 = 0{,}6$	szczelina pierścieniowa ≤ 1,0 cm (mierzona w wezgłowiach), nie podpierana sysytematycznie na całym ciągu rur
4	$f_2 = 0{,}4$	szczelina pierścieniowa > 1,0 cm (mierzona w wezgłowiach), nie podpierana systematycznie

Podpieranie szczeliny pierścieniowej obejmuje jej podparcie w czasie realizacji przecisku i trwałe ścisłe wypełnienie na czas eksploatacji. Jeśli nie występuje sytuacja trwałego i pełnego wypełnienia szczeliny pierścieniowej na czas eksploatacji przewodu (z reguły dla przecisków nieprzełazowych), wtedy należy zastosować współczynnik f_2 zgodnie z wierszem 3 i 4 w tabeli 5 (dalsze wyjaśnienia w załączniku B).

Współczynnik parcia gruntu K_2 – zazwyczaj określany jako współczynnik parcia bocznego – poniżej sklepienia przewodu jest uzależniony przede wszystkim od tego, czy w trakcie przecisku powstają przemieszczenia gruntu i czy powstająca w trakcie przecisku szczelina zostaje całkowicie wypełniona. Dla etapu budowy i dla czasu eksploatacji przewodu przyjmowane są różne współczynniki parcia, chyba, że nie powstają w trakcie przecisku żadne przemieszczenia gruntu i pierwotny stan naprężeń w otaczającym gruncie zostaje zachowany.

Dla pierwotnego stanu naprężeń obowiązuje w luźnym skałach klastycznych:

$$K_{2,0} = 1 - \sin\varphi' \qquad (3)$$

gdzie:

$K_{2,0}$ współczynnik parcia spoczynkowego
φ' kąt tarcia wewnętrznego gruntu

Dla etapu realizacji obowiązuje ogólnie:

$$K_2 = K_{2,0} \cdot f_2 \qquad (4)$$

gdzie:

K_2 współczynnik parcia bocznego

$K_{2,0}$ współczynnik parcia spoczynkowego

f_2 współczynnik rozluźnienia gruntu w skutek przecisku w luźnych gruntach klastycznych wg tabeli 5.

Dla etapu eksploatacji obiektu wartości K_2 mogą być zwiększone o 0,1. Przy fachowym i dokumentowanym wypełnianiu przestrzeni pierścieniowej dopuszczalne jest zwiększenie o 0,2.

Wartości K_2 nie mogą przekroczyć dla etapu realizacji 0,4, dla etapu eksploatacji 0,5, ponadto w żadnym przypadku nie mogą przekraczać wartości $K_{2,0}$.

Wyjątkiem są szczególne stany obciążeń, przykładowo dla gruntów pęczniejących i skał. W takich przypadkach konieczne jest orzeczenie geotechniczne.

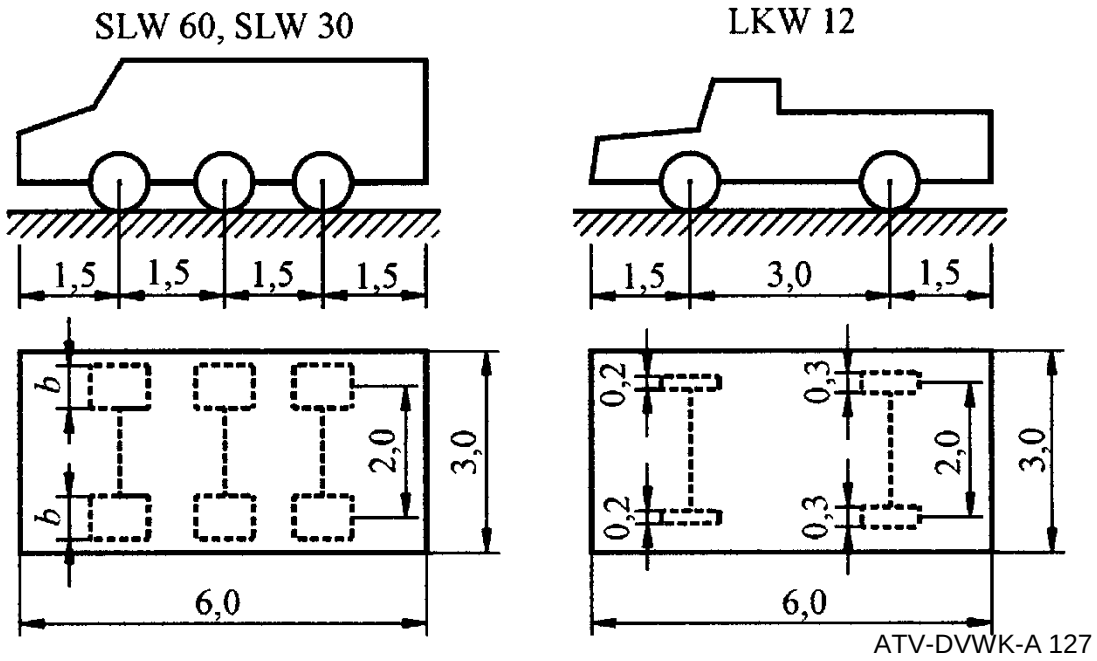
Wielkość obciążeń komunikacyjnych wynika z założonego modelu obciążeń przyjmowanego przez wytyczną.

Prezentowane są modele dla obciążeń ruchem ulicznym,
ruchem pojazdów szynowych,
obciążenia samolotami dla lotnisk,

zalecenia do obciążeń w przypadkach i dla lokalizacji szczególnych (np.: ciężkie pojazdy na trenach przemysłowych).

Podawane wzory i nomogramy umożliwiają określenie podstawowego obciążenia p_v w zależności od głębokości prowadzenia przecisku.

Obciążenie ruchem pojazdów ulicznych (samochodami)

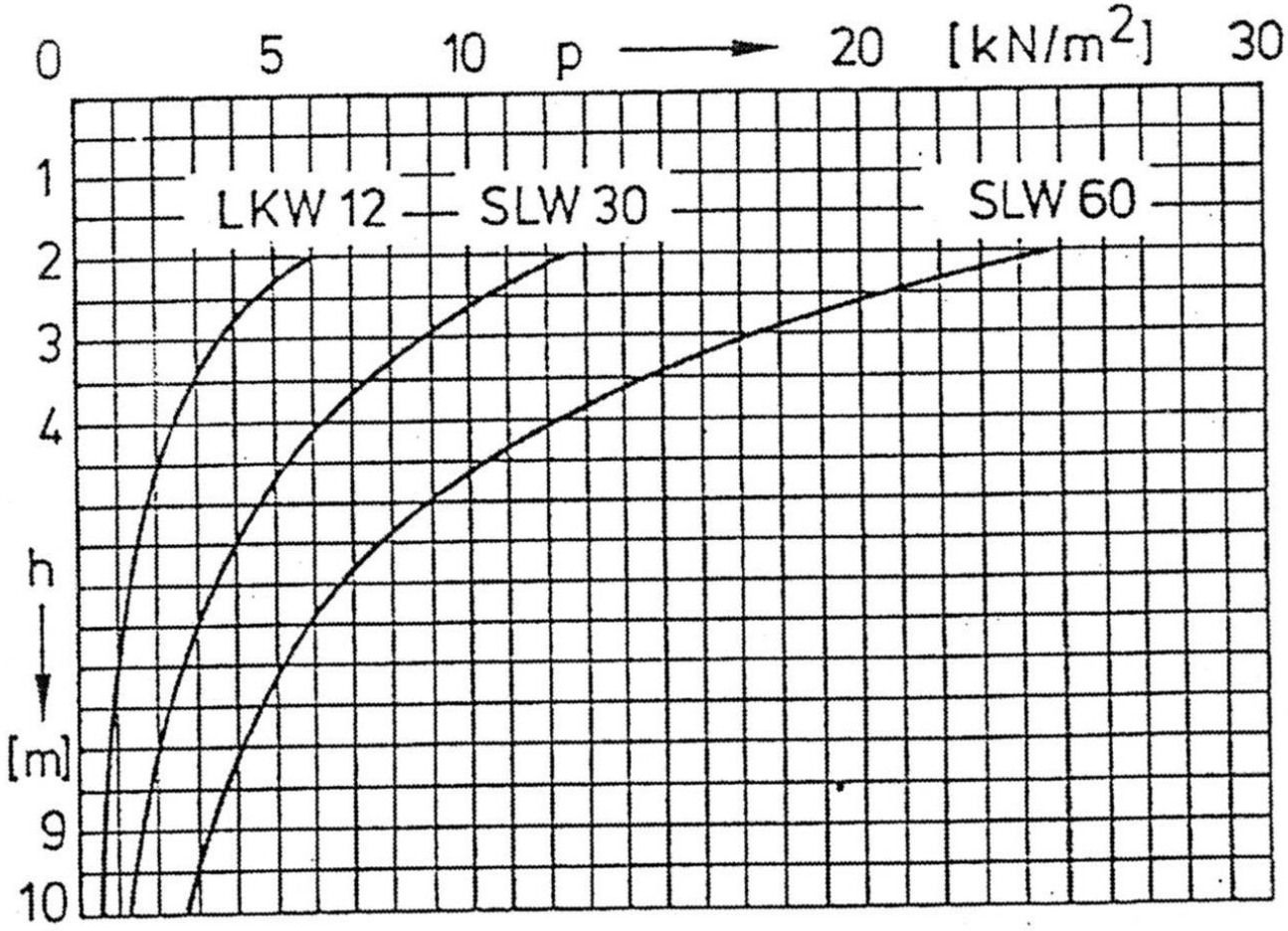


Pojazdy samochodowe, wg [2]

Parametry pojazdów samochodowych

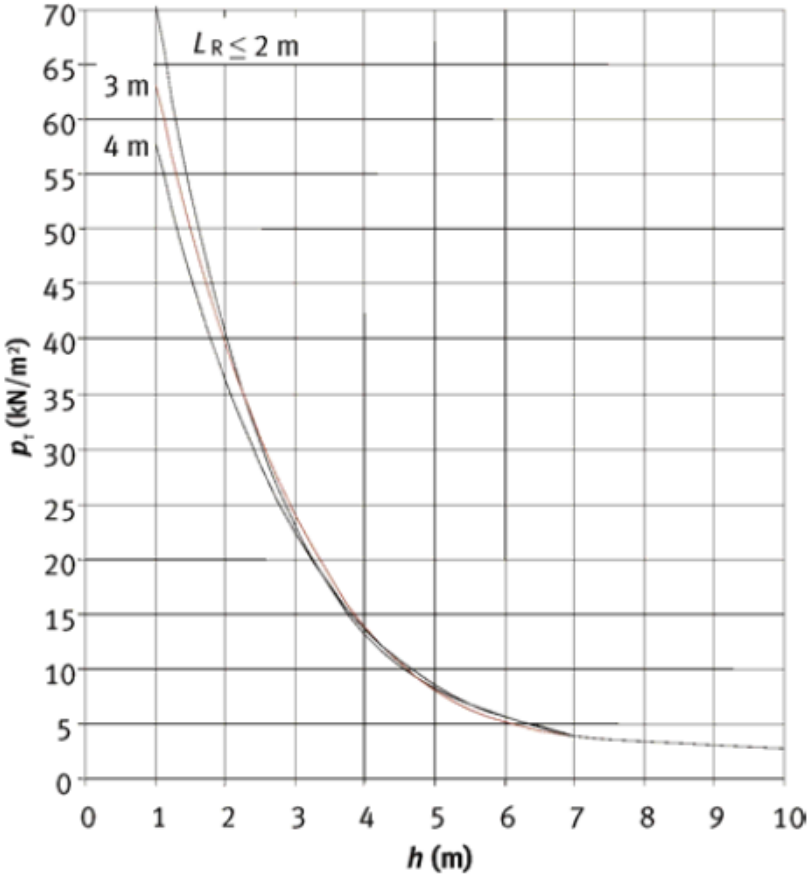
Rodzaj pojazdu	Ciężar, kN	Ciężar przypadający na koło, kN	Powierzchnia styku koła z nawierzchnią, m	
			szerokość	długość
SLW 60	600	100	0,6	0,2
SLW 30	300	50	0,4	0,2
LKW 12	120	przednie 20	0,2	0,2
		tylne 40	0,3	0,2

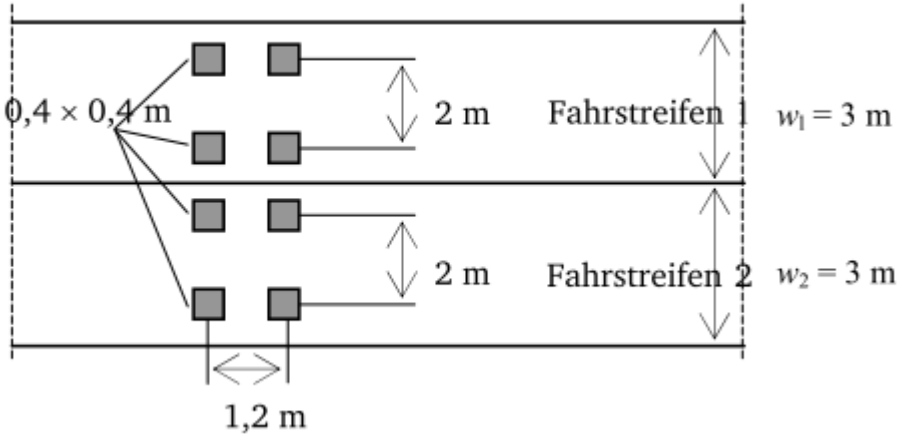
na potrzeby projektu można korzystać z tego modelu obciążenia i podanego nomogramu



Naprężenie p w gruncie wywołane przez SLW 60, SLW 30, LKW 12; h = 2 m do h = 10 m

Schemat obciążenia pojazdami LM1 wg EN 1991-2





Rysunek 4: Pionowe naprężenia w gruncie p_T kN/m^2 w zależności od długości rury L_R, wysokości przekrycia h=1 m do 10m

Pionowe naprężenia w gruncie od obciążenia ruchem pojazdów ulicznych należy ustalać na podstawie rysunku 4. Podstawą oraz warunkami brzegowymi dla tych naprężeń są:

- Obowiązuje dla „układu tandemowego" TS z 480 kN całkowitego obciążenia (ciężar na koło 120 kN = F_1) i wyprzedzającego go TS z 320 kN (ciężar na koło 80 kN) dla h=1,0m do 10m. Współczynnik dynamiczny jest już uwzględniony (zawarty) w p_T i wynosi dla równych i gładkich powierzchni drogowych φ=1,2.

- Dla przekryć h < 1,0 m należy przeprowadzić niezależne rozważania, np.: wg załącznika F).

- Dla ulic o szerokości pasa w < 3 m i wynikających stąd blisko położonymi powierzchniami przylegania opon pomiędzy wyprzedzającymi się lub jadącymi w przeciwnych kierunkach pojazdami, naprężenia w gruncie należy zwiększyć mnożąc przez wartość 1,2.

- Dla terenów zielonych i innych, na których nie poruszają się pojazdy TS, określone z użyciem rysunku 4 naprężenie w gruncie może być zmniejszone przez pomnożenie przez wartość 0,5.

Podane poniżej funkcje są odpowiednie do programowania dla obliczeń naprężeń w gruncie p_T odpowiednio do rys.4:

$$L_R \leq 2\ \text{m} \rightarrow p_T = 0{,}0339 \times h^4 - 0{,}9964 \times h^3 + 11{,}073 \times h^2 - 56{,}371 \times h + 116{,}59 \quad (h = 1\ \text{m do } 10\ \text{m})$$

$$L_R = 3\ \text{m} \rightarrow p_T = 0{,}0098 \times h^4 - 0{,}4036 \times h^3 + 5{,}9892 \times h^2 - 38{,}706 \times h + 96{,}232 \quad (h = 1\ \text{m do } 10\ \text{m})$$

$$L_R \geq 4\ \text{m} \rightarrow p_T = 0{,}0161 \times h^4 - 0{,}5152 \times h^3 + 6{,}3943 \times h^2 - 37{,}212 \times h + 89{,}052 \quad (h = 1\ \text{m do } 10\ \text{m})$$

Pionowe naprężenie w gruncie na wysokości wezgłowi rury wynosi:

$$p_{T,K} = \frac{F_1}{(h + 0{,}4 + d_a/2)^2} \qquad (20a)$$

gdzie:

d_a zewnętrzna średnica rury

F_1 nacisk koła (pojazd 1, pas ruchu 1)

h wysokość przekrycia ponad sklepieniem rury lub wysokość przekrycia od górnej krawędzi podkładu do górnej krawędzi rury przy obciążeniach taborem kolejowym

Poziome naprężenie w gruncie na wysokości wezgłowi rury wynosi:

$$p_{\mathrm{Th}} = K_2 \cdot f \cdot p_{\mathrm{T,K}} \cdot \frac{1}{\varphi} \qquad (20b)$$

gdzie współczynnik f przyjmuje się za tabelą 10.

gdzie:

φ współczynnik dynamiczny dla obciążeń ruchem pojazdów ulicznych

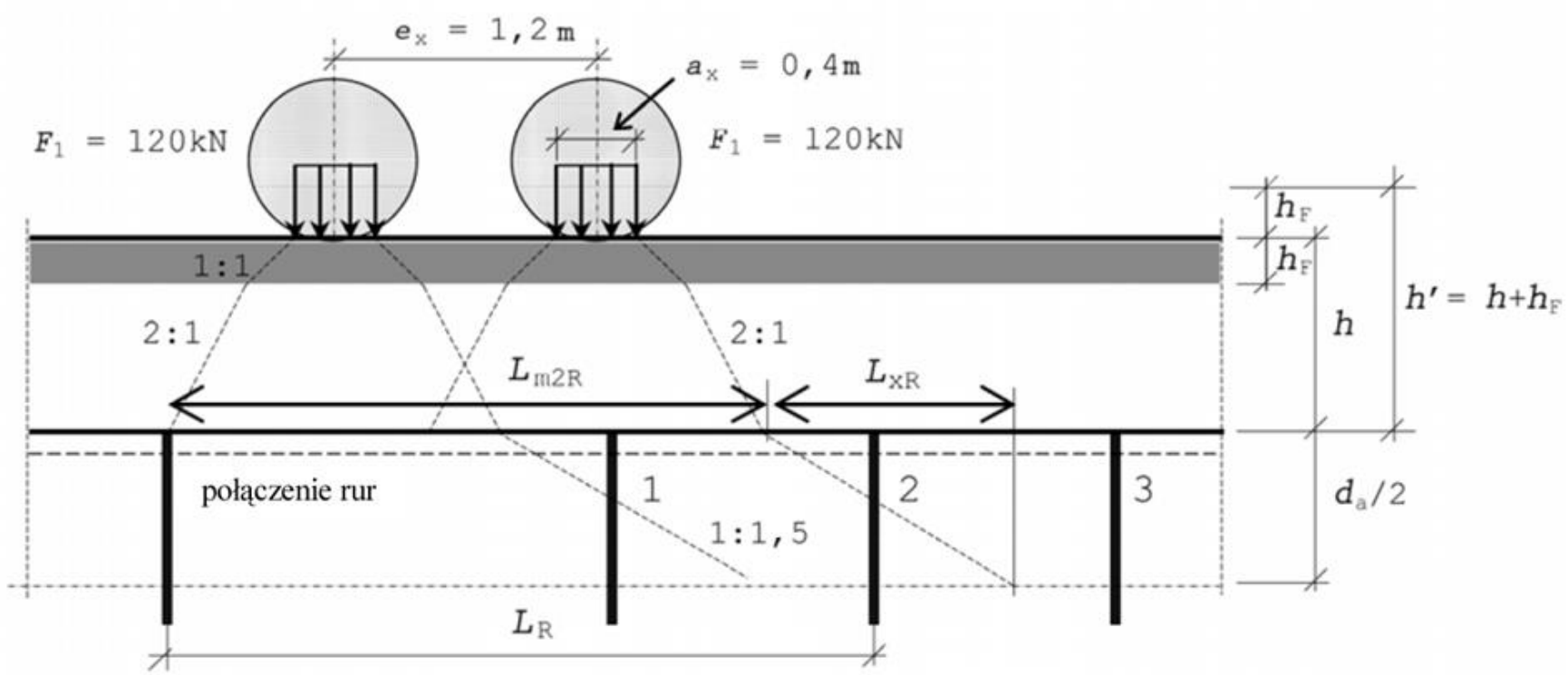
Tabela 10: Współczynnik f dla uwzględnienia bocznego parcia gruntu od obciążeń pojazdami

kryterium	$\frac{h+0{,}4}{d_a} \le 1$	$1 < \frac{h+0{,}4}{d_a} \le 2$	$\frac{h+0{,}4}{d_a} > 2$
współczynnik f	0	$\frac{h+0{,}4-d_a}{d_a} \ge 0$	1

Załącznik F (informacyjny): Model propagacji obciążeń dla LM1

Model propagacji obciążeń

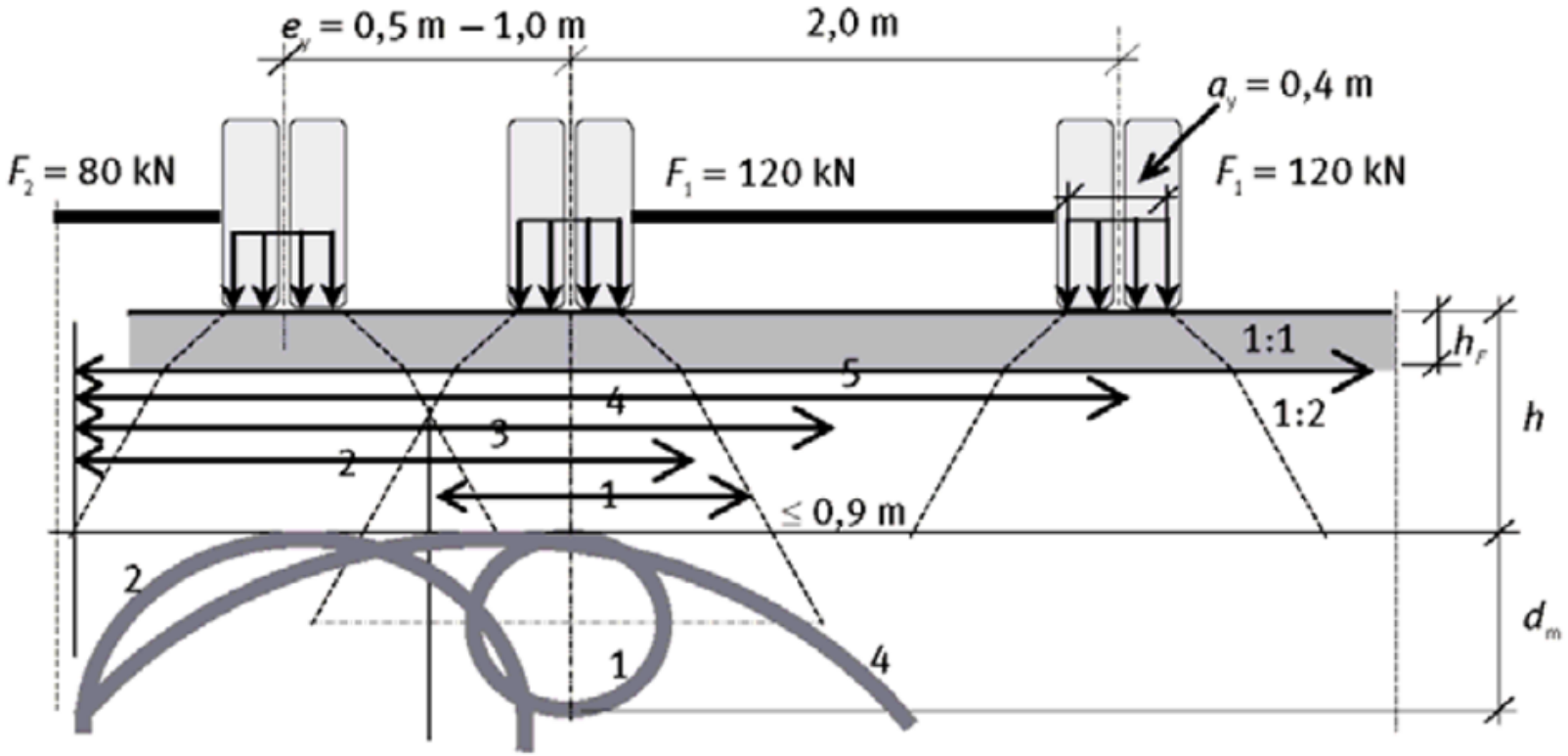
Obliczenia naprężenia w poziomie sklepienia rury p_T prowadzi się na podstawie przypadków uwzględniających długość rury L_R (rysunek F.1) i średnią średnicę rury (rysunek F.2).



Rysunek F.1: Rozkład obciążeń na kierunku podłużnym rury przy najeździe pojazdu wzdłuż osi rury

Tabela F.1: Rozróżnienie przypadków dla długości współpracującej wg rys. F.1.

przypadek	warunek	długość współpracująca L_m
1	$L_R \leq L_{m2R}$	L_{m2R}
2	$L_R > L_{m2R}$ und $L_R \leq L_{m2R} + L_{xR}$	L_R
3	$L_R > L_{m2R} + L_{xR}$	$L_{m2R} + L_{xR}$



Rysunek F.2: Rozkład obciążeń poprzecznie do osi rury przy najeździe pojazdu wzdłuż osi rury wraz z pojazdem towarzyszącym

Tabela F.2: Rozróżnienie przypadków dla szerokości współpracującej wg rys. F.2.

przypadek	warunek	szerokość współpracująca b_m	ciężary kół
1	$d_m \le b_{m1R}$	b_{m1R}	$2F_1$
2	$d_m \le b_{m2R}$	b_{m2R}	$2(F_1 + F_2)$
3	$d_m \le b_{m2R} + 0{,}9$	$b_{m2R} + 0{,}9$	$2(F_1 + F_2)$
4	$d_m \le b_{m2R} + 2$	$b_{m2R} + 2$	$2(2F_1 + F_2)$
5	$d_m > b_{m2R} + 2$	$b_{m2R} + 2$	$2(2F_1 + F_2)$

ANMERKUNGEN

b_{m1R} **szerokość współpracująca, jedno koło**

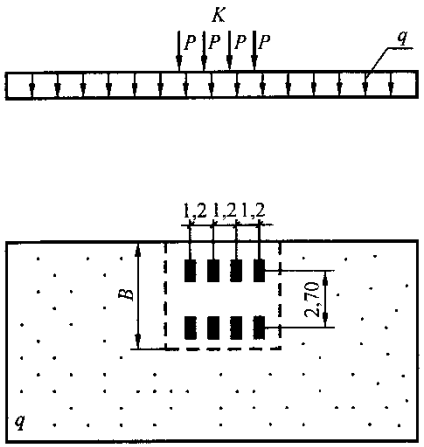
b_{m2R} **szerokość współpracująca, dwa koła**

d_m **średnia średnica rury**

F_1 **ciężar na koło (pojazd 1, pas ruchu 1)**

F_2 **ciężar na koło (pojazd 2, pas ruchu 2)**

PN-85/S-10030: Obiekty mostowe. Obciążenia.



B - szerokość pasa ruchu

Schemat obciążenia od taboru samochodowego

Obciążenia taborem samochodowym,

Klasa obciążeń	Mnożnik dla klasy A	Obciążenie q, kN/m^2	Obciążenie K, kN	Nacisk na oś, kN
A	1,00	4,00	800	200
B	0,75	3,00	600	150
C	0,50	2,00	400	100
D	0,40	1,60	320	80
E	0,30	1,20	240	60

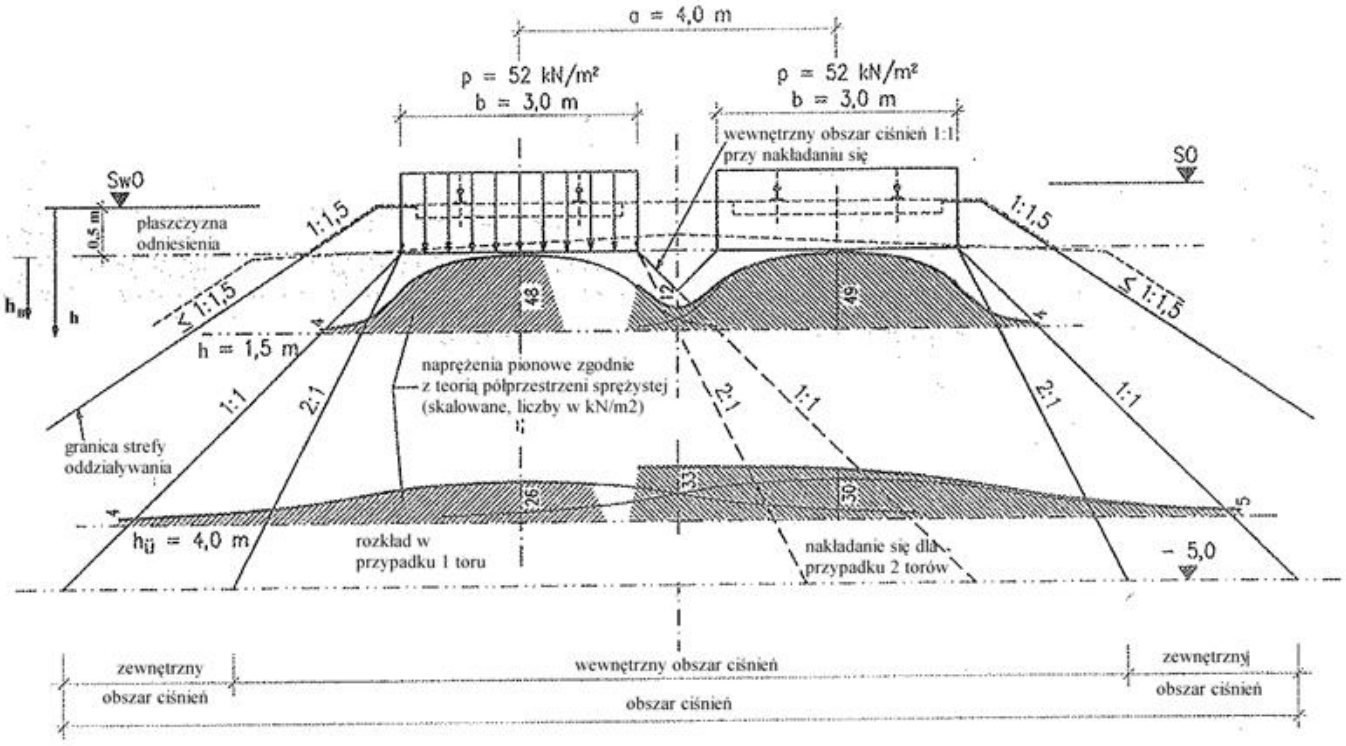
Ciężary pojazdów dopuszczonych do eksploatacji dla klas obciążeń A – E

Klasa	A	B	C	D	E
Ciężar, kN	500	400	300	200	150

oczywiście można obliczyć naprężenia w gruncie z użyciem alternatywnych znanych rozwiązań – (uczyliście się Państwo na Mechanice Gruntów (np. ze wzoru Boussinesqa). Dotyczy to też przypadków pojazdów specjalnych np. na ternach zakładów przemysłowych.

Obciążenie taborem kolejowym

Przy określaniu pionowych naprężeń w gruncie od obciążeń taborem kolejowym uwzględnia się rozkładające obciążenia działanie szyn i podkładów. Obliczane jest na podstawie Ril 836.2001 w powiązaniu z DIN EN 1991-2 i z pionowym naprężeniem w gruncie p w poziomie sklepienia rury w zależności od przekrycia h do górnej krawędzi podkładu (zobacz rys. 5).
Model obciążeń 71 (LM 71) odpowiada wcześniejszemu UIC 71



Propagacja obciążeń pionowych od taboru kolejowego; definicja obszaru ciśnień i obszaru oddziaływania

Tabela 11: Naprężenia w gruncie *p* wywołane obciążeniem taborem kolejowym

wysokość przekrycia (od górnej krawędzi podkładu) [m]	naprężenie wywołane obciążeniem wg LM 71 [kN/m^2]	
	jeden tor	wiecej niż jeden tor
1,10	65,5	65,5
1,499	55,4	55,4
1,5	48	49
2,50	39	41
4,0	26	33
5,5	19	26
≥ 10,00	10	15

Uwagi:
Pomiędzy podanymi wartościami można dokonywać interpolacji liniowej. Ekstrapolacja wartości tabelarycznych dla wysokości przekrycia mniejszej niż 1,1 m nie jest dopuszczalna

Naprężenie w gruncie *p* na wysokości sklepienia rury może być określone na podstawie rysunku 6 lub tabeli 11.

Pionowe naprężenie w gruncie wywołane ruchem obliczane jest przy użyciu p uwzględniając współczynnik dynamiczny:

$$p_T = \text{red } \Phi_2 \cdot p$$

Dla wysokości przekrycia h < 1,5 przyjmuje się Φ_2 =1,67.

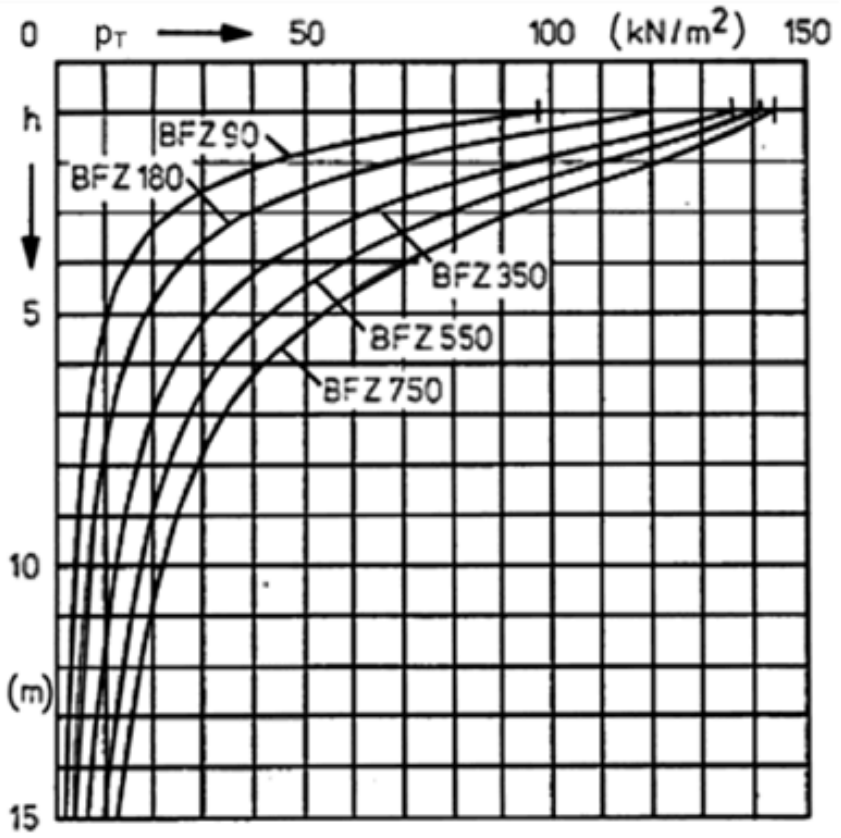
Boczne parcie gruntu od ruchu taboru kolejowego może być uwzględniane. Należy w tym celu określić pionowe ciśnienie gruntu $p_{T,K}$ od obciążenia taborem na poziomie wezgłowi rury.

Poziome parcie gruntu p_{Th} obliczane jest jako:

$$p_{Th} = (0{,}5 \cdot (\text{red } \Phi_2 - 1) + 1) \cdot K_2 \cdot p_{T,K} \qquad (23b)$$

wytyczna podaje również schematy do obliczenia naprężeń od samolotów standardowych BFZ na terenach lotnisk

samolot standardowy	powierzchnie przylegania i rozstawy głównego podwozia	obciążenie
t	m	kN/m²
BFZ 90	1,8 / 4,0 / 1,8 ; 1,8	150
BFZ 180	2,5 / 4,0 / 2,5 ; 2,5	150
BFZ 350	3,5 / 4,0 / 3,5 ; 3,5	150
BFZ 550	4,3 / 4,0 / 4,3 ; 4,3	150
BFZ 750	5,0 / 4,0 / 5,0 ; 5,0	150



Naprężenia w gruncie p_T wywołane ruchem samolotów