

PROKON
BIURO USŁUG PROJEKTOWYCH
I OBSŁUGI INWESTYCJI
25-520 KIELCE, UL. TARGOWA 18/904
tel. 668-695-925; e-mail: rogowski_s@wp.pl

BRANŻA: KONSTRUKCJA

TYTUŁ DOKUMENTACJI: OBLICZENIA STATYCZNE MURÓW KOLEGIATY I DZWONNICZY NA
POTRZEBY PROJEKTU MODERNIZACJI MUZEUM ARCHEOLOGICZNEGO
W WIŚLICY

ADRES INWESTYCJI: WIŚLICA, DZ. NR EWID. 20-437j1 I 20-437j2

ZLECENIODAWCA: F.U.H. STYL
Rynek 6B; 25-303 Kielce

Autorzy opracowania	Imię i nazwisko	Nr uprawnień	Podpis	Data
Obliczenia wykonał:	mgr inż. Sławomir Rogowski	SWK/0129/P00K/09		09-2018
Opracował:	mgr inż. Paweł Frąckiewicz	--		09-2018

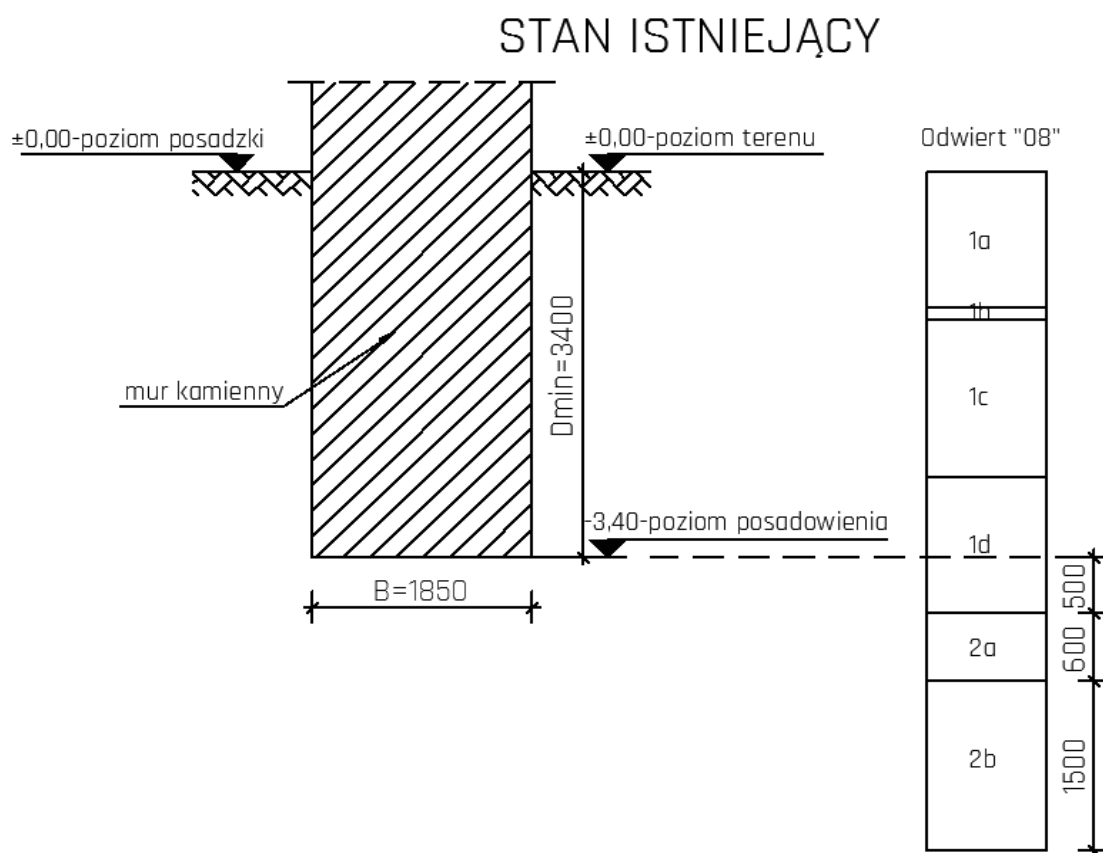
Adnotacje :

UWAGA: Niniejsza dokumentacja ani żadna jej część nie może być powielana ani rozpowszechniana za pomocą
urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących, nagrywających i innych bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich.

Poz. 1.1 Dzwonnica

Obliczenia ścian wykonano w oparciu o normy PN-B-03002 Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie, PN-EN 1996-1-1 Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-1 Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych, PN-EN 1996-3 Projektowanie konstrukcji murowych, Część 3 Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych, literaturę techniczną,

Obliczenia nośności gruntu wykonano w oparciu o normę PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie

Poz. 1.1.1 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą dzwonnicy - stan istniejący**Schemat konstrukcji**

Sprawdzenie nośności gruntu pod fundamentem wykonano w oparciu o zlokalizowany najbliżej dzwonnicy odwiert geologiczny 08. Ponieważ odwiert 08 wykonano w pewnej odległości od dzwonnicy oraz na stwierdzenie w wykonanej odkrywcze występowanie piasków pominięto w obliczeniach warstwę 1d (nasypu niekontrolowane) jako niewystępującą w poziomie posadowienia fundamentów dzwonnicy

Założenia do obliczeń:

- ciężar objętościowy kamienia	$\gamma =$	22,00	kN/m ²
- współczynnik obliczeniowy zwiększający		1,20	
- współczynnik obliczeniowy zmniejszający		0,80	
- wysokość ściany dzwonnicy od terenu do dachu	$h_1 =$	22,40	m
- wysokość ściany dzwonnicy od poz. posad. do poz. terenu	$h_2 =$	3,40	m
- szerokość ściany dzwonnicy	$B =$	1,85	m

Grunty w poziomie posadowienia:

Jako miarodajne do obliczeń przyjęto grunty z odwiertu 08 wykonanego najbliżej dzwonnicy

1d – piaski średnie humusowe / namuł gliniasty

2a – piaski średnie + piaski gliniaste

2b – piaski średnie

Parametry geotechniczne przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej

Parametry geotechniczne ustalono metodą B

Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

Piasek średni 2a	I_L / I_0	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,40	---	14,56	25,61	5,38

γ_m	g [m/s ²]	$\Phi_u^{n(r)}$ [°]	$\tan\Phi/\cot\Phi$	$C_u^{n(r)}$ [kPa]	$\rho_0^{n(r)}$ [t/m ³]	$\rho_B^{n(r)}$ [t/m ³]
0,9	9,81	31	0,53	0,0	2,00	2,10
		27,9	1,89	0,00	1,80	1,89

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową dzwonnicy

B [m]	L [m]	D_{min} [m]	B/L	q_f [kPa]	m	$m \cdot q_f$ [kPa]
1,85	6,85	3,40	0,27	1400,4	0,81	1134

$$q_{fN} = (1+0,3 \cdot B/L) \cdot N_c \cdot C_u + (1+1,5 \cdot B/L) \cdot N_D \cdot D_{min} \cdot \rho_0 \cdot g + (1-(0,25 \cdot B/L)) \cdot N_B \cdot B \cdot \rho_B \cdot g$$

Zebranie obciążeń na grunt

* z dachu (szacunkowo)	15,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma \cdot B \cdot h_1 \cdot 1,2$	1094,02	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma \cdot B \cdot h_2 \cdot 1,2$	166,06	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 1275,07	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 1,85 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B \quad q_{rs} = 689,23 \text{ kN/m}^2 \quad q_{rs} < m \cdot q_f = 1134 \text{ kN/m}^2$$

Wnioski: Nośność gruntu w stanie istniejącym nie została przekroczona

**Poz. 1.1.2 Sprawdzenie nośności ściany dzwonnicy obciążonej parciem gruntu –
– stan projektowany**

Na podstawie oceny strukturalno – materiałowej kamienia i zaprawy przyjęto szacunkowe wartości parametrów wytrzymałościowych:

Znormalizowana wytrzymałość elementu murowego na ściskanie $f_b = 10,0$ MPa
Wytrzymałość zaprawy na ściskanie (zaprawa zwykła) $f_m = 1,0$ MPa

Grupa elementów murowych 1
Kategoria produkcji elementów murowych I
Kategoria wykonywania robót A
Częściowy współczynnik bezpieczeństwa [wg NA] $\gamma_m = 2,0$

Zinwentaryzowana grubość muru $t = 1,85$ m
Szerokość obliczeniowa muru $b = 1$ m
Mur ze spoina podłużną $\eta = 0,8$
Wartość współczynnika „K” $K = 0,45$

Wytrż. charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = \eta * K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3}$ $f_k = 1,8$ MPa

Współczynnik zależny od przekroju elementu konstrukcji $\eta_A = 1,0$ $A \geq 0,3m^2$
Wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie $f_d = f_k / \eta_A * g_m$ $f_d = 0,9$ MPa

Wskaźnik wytrzymałości sprężystej muru $W = 1,0 * t^2 / 6$ $W = 0,57$ m³
Wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xk1} = 0,05$ MPa
Wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju prost.do spoin wspornych) $f_{xk2} = 0,20$ MPa
Napężenie ściskające od obciążeń obliczeniowych na górnej powierzchni ściany o wartości nie większej niż $0,2 * f_d$

$\sigma_d = 0,18$ MPa
Zast. wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xk1,app} = 0,23$ MPa

Wytrż. oblicz. zast. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xd1,app} = 0,12$ MPa
Wytrż. Oblicz. na zgin. (w przekroju prost.do spoin wspornych) $f_{xk2} = 0,10$ MPa

Nośność ściany na zginanie $M_{Rd1} = f_{xd1,app} * W$ $M_{Rd1} = 65,72$ kNm
Nośność ściany na zginanie $M_{Rd2} = f_{xd2} * W$ $M_{Rd2} = 57,04$ kNm

Obciążenie ściany gruntem

obciążenie naziomu (tłum ludzi)	$q_n =$	5	kN/m ²		
kąt tarcia wewnętrznego (w podłożu zalegają grunty nasypowe bez parametrów – przyjęto szacunkowo na podstawie oceny makroskopowej oraz doświadczenia)	$\Phi =$	22	°		
Ciężar objętościowy gruntów (istn. grunty zasypowe)	$\gamma^{(n)} =$	20,00	kN/m ³		
Wysokość catkowita ściany obsypanej gruntem	$h =$	3,30	m		
Współczynnik parcia granicznego gruntu $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \Phi^{(n)}/2)$	$K_a =$	0,45			
Współczynnik obciążenia	$Y_f =$	1,20			
Obciążenie w poziomie terenu $p_1 = q_n * K_a$	$p_1 =$	2,27	1,2	2,73	kN/m ²
Obciążenie w poziomie posadzki $p_2 = q_n * K_a$	$p_2 =$	30,03	1,2	36,03	kN/m ²

Obciążenie ściany wiatrem (od poziomu terenu)

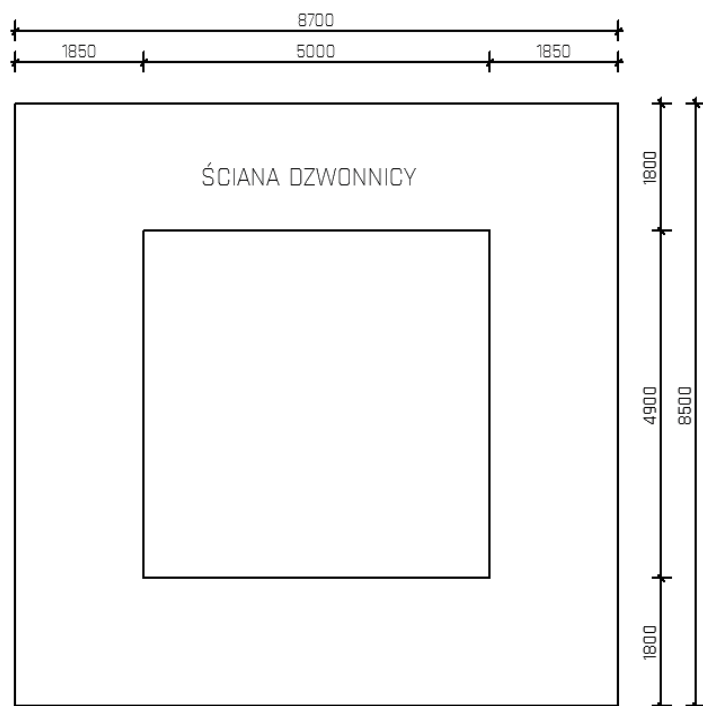
Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru (strefa I)	$q_k =$	0,30	kN/m ²		
- współczynnik ekspozycji (teren „A”)	$C_e =$	1			
- współczynnik ciśnienia zewnętrznego	$C_z =$	0,8			
- budynek niepodatny na dynamiczne działanie porywów wiatru	$\beta =$	1,80			
- współczynnik obciążenia	$\gamma_f =$	1,5			
Obciążenie wiatrem $w = q_k * C_e * C_z * \beta * \gamma_f$	w =	0.65	1.5	0.97	kN/m²

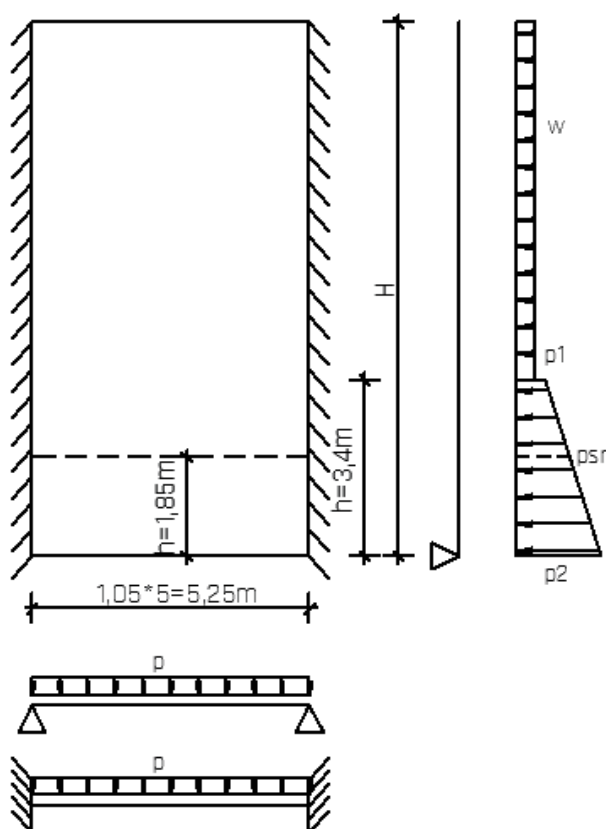
A: SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIANY – PARCIE NA ŚCIANE OD ZEWNĄTRZ (OD ŚRODKA WYBRANY GRUNT)

MODEL – BELKA ROZPIĘTA MIĘDZY ŚCIANAMI POPRZECZNYMI

Do obliczeń nośności ściany na obciążenie poziome trapezowe – parcie gruntu wykorzystano postępowanie zgodne z punktem 5.3 normy PN-B-030002:2007 mając jednak na uwadze fakt, że postanowienie to dotyczy obliczenia nośności wyłączone ścian poddanych obciążeniu wiatrem lub obciążeniu wyjątkowemu np uderzeniem ciężkim meblem. Obliczenia wykonano w fazie odstonięcia wykopu od wewnątrz dzwonnicy do poziomu jej posadowienia. Ściana/y dzwonnicy oparte będą wówczas tylko na ścianach poprzecznych

SCHEMAT OBLICZENIOWY ŚCIANY OBCIĄŻONEJ PARCIEM GRUNTU





Jako miarodajne przyjęto pasmo ściany wysokości grubości analizowanej ściany. Z tego pasma przyjęto uśrednioną wartość obciążenia.. Obliczenia wykonano na 1mb ściany

Obciążenie charakterystyczne ściany na wysokości $h=1,85\text{m}$

$$p_{sr} = 14,9 \text{ kN/m}^2$$

Przyjęto zastępcze równomiernie rozłożone obciążenie ściany

$$p = 25 \text{ kN/m}^2$$

Rozpiętość obliczeniowa ściany

$$l = 5,25 \text{ m}$$

Moment zginający dla ściany opartej swobodnie na podporach $M_{sd} = 1/8 \cdot p \cdot l^2$

$$M_{sd} = 86,12 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności $M_{sd} \leq M_{rd}$:

$M_{sd} = 86,12$	>	$M_{rd1} = 65,72$	kNm	warunek NIE spełniony
$M_{sd} = 86,12$	>	$M_{rd2} = 57,04$	kNm	warunek NIE spełniony

Moment zginający dla ściany utwierdzonej na podporach $M_{sd} = 1/16 \cdot p \cdot l^2$

$$M_{sd} = 43,06 \text{ kNm}$$

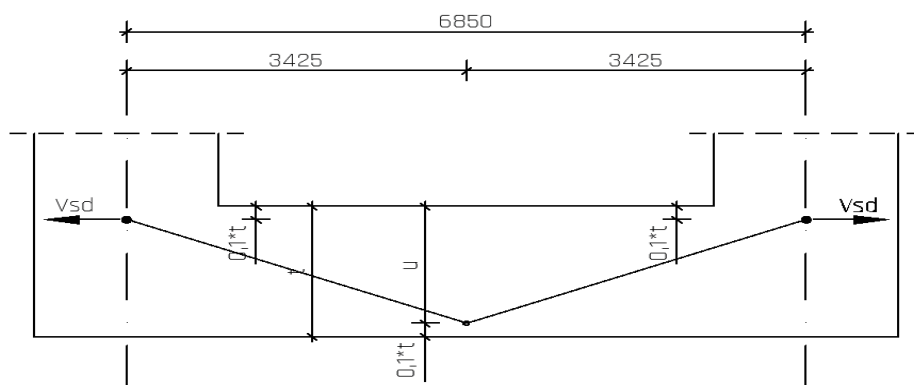
Sprawdzenie warunków nośności $M_{sd} \leq M_{rd}$:

$M_{sd} = 43,06$	<	$M_{rd1} = 65,72$	kNm	warunek spełniony
$M_{sd} = 43,06$	<	$M_{rd2} = 57,04$	kNm	warunek spełniony

B: SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIANY – PARCIE NA ŚCIANE OD ZEWNĄTRZ (OD ŚRODKA WYBRANY GRUNT)
MODEL – ANALOGIA JAK DLA ŚCIAN ROZPIĘTYCH ŁUKOWO POMIĘDZY PODPORAMI

Do obliczeń nośności ściany na obciążenie poziome trapezowe – parcie gruntu wykorzystano postępowanie zgodne z punktem 5.3.3 normy PN-B-030002:2007. Obliczenia wykonano w fazie odstonięcia wykopu od wewnątrz dzwonnicy do poziomu jej posadowienia. Ściana/y dzwonnicy oparte będą wówczas tylko na ścianach poprzecznych

SCHEMAT OBLICZENIOWY ŚCIANY OBCIĄŻONEJ PARCIEM GRUNTU



- rozpiętość obliczeniowa (w osiach ścian) $l = 6,85$ m
- wartość $u = 0,8*t$ $u = 1,48$ m
- wartość obliczeniowa rozporu łuku $V_{sd} = p*l^2 / 8*u$ $V_{sd} = 99,06$ kN
- maksymalna wartość oblicz. rozporu łuku $V_{Rd} = 1,5*f_d * t/10$ $V_{Rd} = 250,34$ kN

$$V_{sd} = 99,06 < V_{Rd} = 250,34 \text{ kN}$$

warunek nośności spełniony

- jednostkowa nośność obliczeniowa $q_{Rd} = f_d*(t/l)^2$ $q_{Rd} = 65,8$ kN/m²
 - $q_{sd} = 25 < q_{Rd} = 65,8$ kN/m²
- warunek nośności spełniony

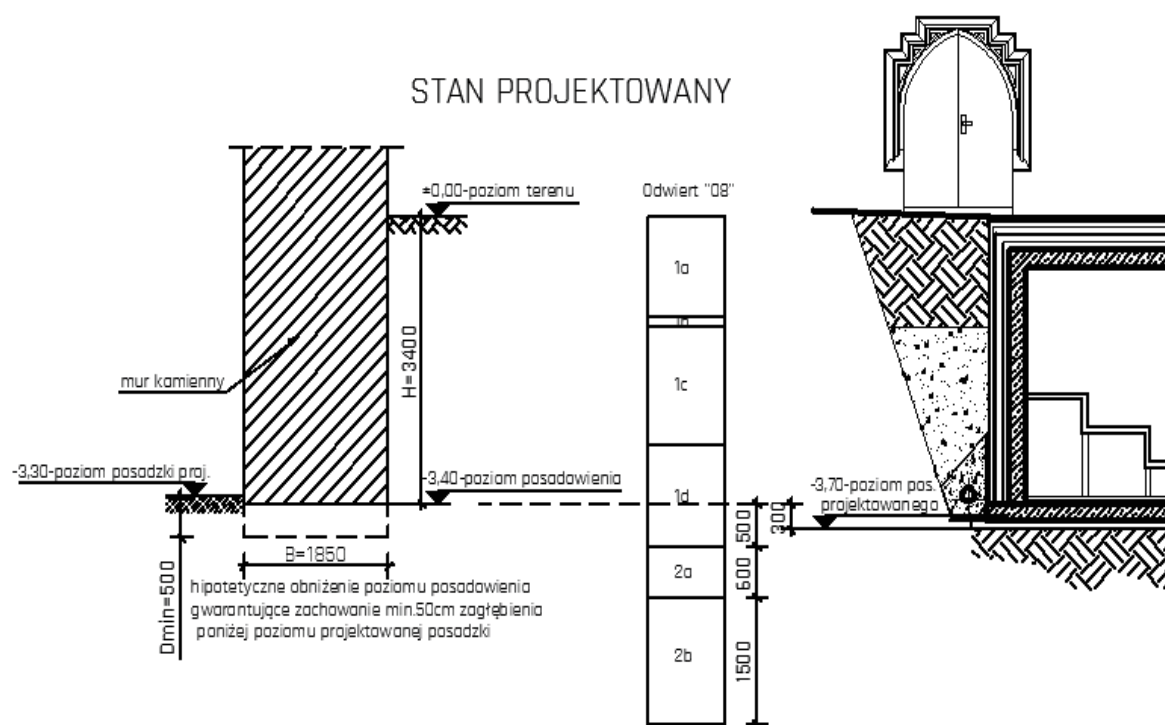
Obliczenia wykonano przy założeniu, że siły poziome od rozporu zostaną przeniesione przez konstrukcję istniejącą lub dodatkowe elementy. Wg założeń koncepcji dzwonnica zostanie przegiębiona od wewnątrz oraz od zewnątrz na fragmencie ściany od strony południowej. W związku z tym w przypadku realizacji wykopów należy wykonać wzmocnienie ścian np. ściągami usytuowanymi w poziomie lub bezpośrednio pod poziomem terenu. Ściągami te będą miały za zadanie przenieść siłę poziomą od rozporu łuku

Wnioski: Warunek nośności został spełniony. W obliczeniach uwzględniono np. stężenie dzwonnicy np. w postaci ściągów usytuowanych w poziomie lub bezpośrednio pod poziomem terenu zapewniającego przejęcie sił rozporu lub innych rozwiązań konstrukcyjnych zapewniających przeniesienie sił rozporu. Obliczenia wykonano przy założeniach normowych t.j. (odpowiedni stan techniczny muru, odpowiednia nośność muru i spoin, prawidłowość przewiązania warstw). W przypadku występowania spękań lub zarysowań ścian, złego stanu technicznego muru, nieprawidłowych przewiązań, ponadnormowych odchyleń ścian od pionu NIE dopuszcza się do wykonywania wykopów bez stosownej ekspertyzy dotyczącej stanu technicznego konstrukcji

Poz. 1.1.3 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą dzwonnicy – stan projektowany

Schemat konstrukcji

(ponieważ poziom posadowienia ściany dzwonnicy jest ok. 0,1m powyżej projektowanej posadzki korytarza do obliczeń przyjęto hipotetyczne obniżenie poziomu posadowienia tak aby zachować minimalną głębokość zagłębienia fundamentu poniżej poziomu posadzki proj. korytarza $D_{min}=0,5m$).
Założenie takie będzie spełnione np poprzez podbicie fundamentów



Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

Piasek średni 2a	I_L / I_p	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,40	---	14,56	25,61	5,38

γ_m	g [m/s ²]	$\Phi_u^{n(r)}$ [°]	$tg\Phi/ctg\Phi$	$C_u^{n(r)}$ [kPa]	$\rho_D^{n(r)}$ [t/m ³]	$\rho_B^{n(r)}$ [t/m ³]
0,9	9,81	31	0,53	0,0	2,00	2,10
		27,9	1,89	0,00	1,80	1,89

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową dzwonnicy

B [m]	L [m]	D _{min} [m]	B/L	q _f [kPa]	m	m*q _f [kPa]
1,85	6,85	0,50	0,27	352,8	0,81	286

$$q_{fN} = (1+0,3*B/L)*N_c*C_u + (1+1,5*B/L)*N_d*D_{min}*p_0*g + (1-(0,25*B/L))*N_b*B*p_b*g$$

Zebranie obciążeń na grunt

* z dachu (szacunkowo)	15,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma*B*h_1*1,2$	1094,02	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma*B*h_2*1,2$	166,06	kN/m
* ciężar podbicia fundamentów	19,54	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 1294,61	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 1,85 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B$$

$$q_{rs} = 699,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rs} > m*q_f = 285,8 \text{ kN/m}^2$$

Nośność gruntu została znacznie przekroczona

Wnioski: Nośność gruntu w stanie projektowanym (przy założeniu D_{min} = 0,5m - ewentualne podbicie fundamentów) została przekroczona.

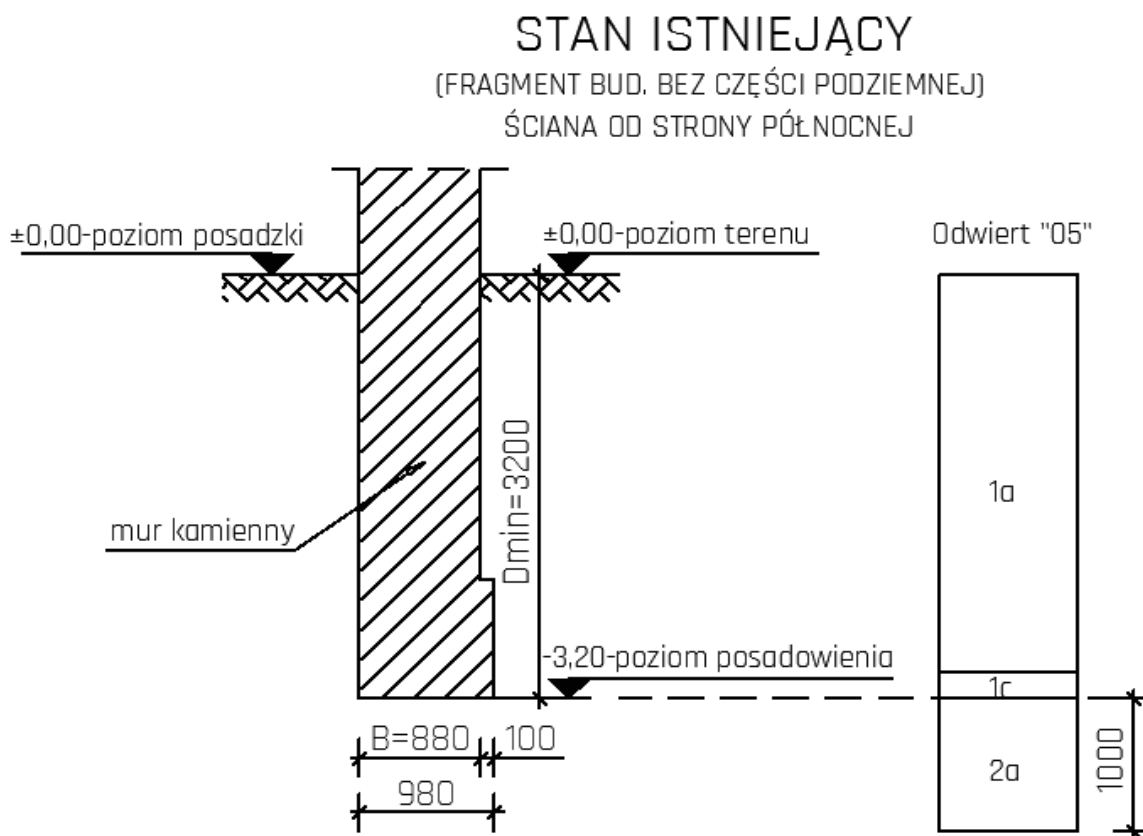
Poz. 1.2. Kolegiata

Obliczenia ścian wykonano w oparciu o normy PN-B-03002 Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie, PN-EN 1996-1-1 Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-1 Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych, PN-EN 1996-3 Projektowanie konstrukcji murowych, Część 3 Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych, literaturę techniczną,

Obliczenia nośności gruntu wykonano w oparciu o normę PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie

Poz. 1.2.1 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą kolegiaty (ŚCIANA PÓŁNOCNA)
w części zasypanej gruntem od wewnątrz - część niepodpiwniczona - stan istniejący

Schemat konstrukcji



Założenia do obliczeń:

- ciężar objętościowy kamienia
- współczynnik obliczeniowy zwiększający
- współczynnik obliczeniowy zmniejszający
- wysokość ściany kolegiaty od terenu do okapu
- wysokość ściany kolegiaty od poz. posad. do poz. terenu
- szerokość ściany kolegiaty

$\gamma =$	22,00	kN/m ²
	1,20	
	0,80	
$h_1 =$	16,50	m
$h_2 =$	3,20	m
$B =$	0,88	m

Grunty w poziomie posadowienia:

Jako miarodajne do obliczeń przyjęto grunty z odwiertu 05 wykonanego od strony południowej

1a - nasyp niekontrolowany (gleba + gruz)

1c - nasyp niekontrolowany (gleba + piasek)

2a - piaski średnie + piaski gliniaste

Parametry geotechniczne przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej

Parametry geotechniczne ustalono metodą B

Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

Piasek średni 2a	I_L / I_0	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,40	---	14,56	25,61	5,38

Y_m	$g \text{ [m/s}^2\text{]}$	$\Phi_u^{n(r)} [^\circ]$	$\text{tg}\Phi/\text{ctg}\Phi$	$C_u^{n(r)} \text{ [kPa]}$	$\rho_0^{n(r)} \text{ [t/m}^3\text{]}$	$\rho_B^{n(r)} \text{ [t/m}^3\text{]}$
0,9	9,81	31	0,53	0,0	2,00	2,10
		27,9	1,89	0,00	1,80	1,89

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową kolegiaty

B [m]	L [m]	$D_{min} \text{ [m]}$	B/L	$q_f \text{ [kPa]}$	m	$m \cdot q_f \text{ [kPa]}$
0,98	7	3,20	0	920,5	0,81	746

$$q_{fN} = (1+0,3 \cdot B/L) \cdot N_c \cdot C_u + (1+1,5 \cdot B/L) \cdot N_D \cdot D_{min} \cdot \rho_0 \cdot g + (1-(0,25 \cdot B/L)) \cdot N_B \cdot B \cdot \rho_B \cdot g$$

Zebrańie obciążeń na grunt

* z dachu oraz sklepienia (szacunkowo)	60,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma \cdot B \cdot h_1 \cdot 1,2$	383,33	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma \cdot B \cdot h_2 \cdot 1,2$	74,34	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 517,67	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 0,98 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B$$

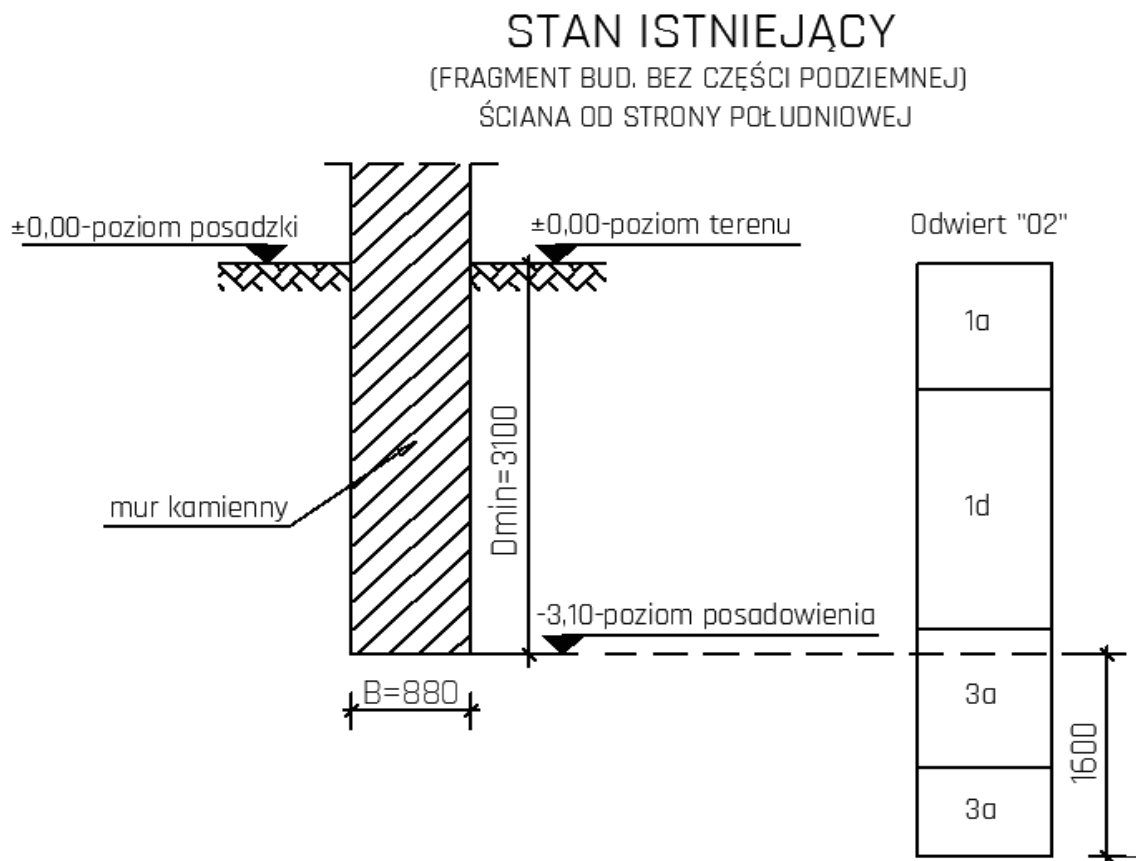
$$q_{rs} = 528,24 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rs} < m \cdot q_f = 746 \text{ kN/m}^2$$

Wnioski: Nośność gruntu w stanie istniejącym nie została przekroczona

**Poz. 1.2.2 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą kolegiaty (ŚCIANA POŁUDNIOWA)
w części zasypanej gruntem od wewnątrz - część niepodpiwniczona - stan istniejący**

Schemat konstrukcji



Założenia do obliczeń:

- ciężar objętościowy kamienia
- współczynnik obliczeniowy zwiększający
- współczynnik obliczeniowy zmniejszający
- wysokość ściany kolegiaty od terenu do okapu
- wysokość ściany kolegiaty od poz. posad. do poz. terenu
- szerokość ściany kolegiaty

$\gamma =$	22,00	kN/m ²
	1,20	
	0,80	
$h_1 =$	16,50	m
$h_2 =$	3,10	m
$B =$	0,88	m

Grunty w poziomie posadowienia:

Jako miarodajne do obliczeń przyjęto grunty z odwiertu 02 wykonanego od strony południowej

1a - nasyp niekontrolowany (gleba + gruz)

1d - piaski średnie humusowe / namuł gliniasty

3a - glina zwięzła na pograniczu gliny

Parametry geotechniczne przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej

Parametry geotechniczne ustalono metodą B

Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

glina zwięzła	I_L / I_0	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,30	C	3,42	10,08	0,44

γ_m	$g \text{ [m/s}^2\text{]}$	$\Phi_u^{n(r)} [^\circ]$	$\tan\Phi/\cot\Phi$	$C_u^{n(r)} \text{ [kPa]}$	$\rho_0^{n(r)} \text{ [t/m}^3\text{]}$	$\rho_B^{n(r)} \text{ [t/m}^3\text{]}$
0,9	9,81	15	0,24	15,0	2,00	1,95
		13,5	4,17	13,50	1,80	1,76

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową kolegiaty

B [m]	L [m]	$D_{min} \text{ [m]}$	B/L	$q_f \text{ [kPa]}$	m	$m \cdot q_f \text{ [kPa]}$
0,88	7	3,20	0	335,0	0,81	272

$$q_{fN} = (1+0,3 \cdot B/L) \cdot N_c \cdot C_u + (1+1,5 \cdot B/L) \cdot N_D \cdot D_{min} \cdot \rho_0 \cdot g + (1-(0,25 \cdot B/L)) \cdot N_B \cdot B \cdot \rho_B \cdot g$$

Zebranie obciążeń na grunt

* z dachu oraz sklepienia (szacunkowo)	60,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma \cdot B \cdot h_1 \cdot 1,2$	383,33	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma \cdot B \cdot h_2 \cdot 1,2$	72,02	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 515,35	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 0,88 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B$$

$$q_{rs} = 585,62 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rs} > m \cdot q_f = 272 \text{ kN/m}^2$$

Wnioski: Nośność gruntu w stanie istniejącym została przekroczona.

**Poz. 1.2.3 Sprawdzenie nośności ściany kolegiaty obciążonej parciem gruntu –
– stan projektowany**

Na podstawie oceny strukturalno – materiałowej kamienia i zaprawy przyjęto szacunkowe wartości parametrów wytrzymałościowych:

Znormalizowana wytrzymałość elementu murowego na ściskanie $f_b = 10,0$ MPa
Wytrzymałość zaprawy na ściskanie (zaprawa zwykła) $f_m = 1,0$ MPa

Grupa elementów murowych **1**
Kategoria produkcji elementów murowych **I**
Kategoria wykonywania robót **A**
Częściowy współczynnik bezpieczeństwa [wg NA] $\gamma_m = 2,0$

Zinwentaryzowana grubość muru $t = 0,88$ m
Szerokość obliczeniowa muru $b = 1$ m
Mur ze spoina podłużną $\eta = 0,8$
Wartość współczynnika „K” $K = 0,45$

Wytrż. charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = \eta * K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3}$ $f_k = 1,8$ MPa

Współczynnik zależny od przekroju elementu konstrukcji $\eta_A = 1,0$ $A \geq 0,3m^2$
Wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie $f_d = f_k / \eta_A * \gamma_m$ $f_d = 0,9$ MPa

Wskaźnik wytrzymałości sprężystej muru $W = 1,0 * t^2 / 6$ $W = 0,13$ m³

Wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xk1} = 0,05$ MPa

Wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju prost.do spoin wspornych) $f_{xk2} = 0,20$ MPa

Napężenie ściskające od obciążeń obliczeniowych na górnej powierzchni ściany o wartości nie większej niż $0,2 * f_d$

$\sigma_d = 0,18$ MPa

Zast. wytrż. charakt. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xk1,app} = 0,23$ MPa

Wytrż. oblicz. zast. na zgin. (w przekroju przez spoiny wsporne) $f_{xd1,app} = 0,12$ MPa

Wytrż. Oblicz. na zgin. (w przekroju prost.do spoin wspornych) $f_{xk2} = 0,10$ MPa

Nośność ściany $M_{Rd1} = f_{xd1,app} * W$ $M_{Rd1} = 14,87$ kNm

Nośność ściany $M_{Rd2} = f_{xd2} * W$ $M_{Rd2} = 12,91$ kNm

Normowe warunki dla ściany usztywniającej (prostopadłej do analizowanej ściany)

- ściany połączone wiazaniem murarskim – warunek spełniony
- grubość ściany usztywniającej >180mm – warunek spełniony (ściana grubości 1000mm)
- grubość ściany usztywniającej >0,3*0,88mm = 264mm – warunek spełniony (ściana grubości 880mm)
- długość ściany usztywniającej jest nie mniejsza niż 0,2wysokości ściany. Długość ściany usztywniającej zmienna na wysokości – przyjęto długość ściany w poziomie gruntu 2,63m. Wysokość ściany 16,5m (do poziomu terenu). Po ostonieniu wysokość ta się zwiększy. $0,2*16,5=3,30m < 2,63m$ – warunek nie spełniony wg norm.
- maksymalny rozstaw usztywnień $30*0,88=26,4m > 7,0m$ (rozstaw ścian usztywniających) – warunek spełniony

Pomimo nie spełnienia warunku wymaganej długości ściany usztywniającej mając na uwadze małe odległości między ścianami usztywniającymi (znacznie poniżej wymaganych) – założono do obliczeń, że pilasty stanowią usztywnienie ścian

Obciążenie ściany gruntem

obciążenie naziomu (obciążenie tłumem ludzi)	$q_n =$	5	kN/m ²		
ką tarcia wewnętrznego (w podłożu zalegają grunty nasypowe bez parametrów – przyjęto szacunkowo na podstawie oceny makroskopowej oraz doświadczenia)	$\Phi =$	22	°		
Ciężar objętościowy gruntów	$\gamma^{(n)} =$	20,00	kN/m ³		
Wysokość całkowita ściany obsypanej gruntem	$h =$	3,20	m		
Współczynnik parcia granicznego gruntu $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \Phi^{(n)}/2)$	$K_a =$	0,45			
Współczynnik obciążenia	$Y_f =$	1,20			
Obciążenie w poziomie terenu $p_1 = q_n * K_a$	$p_1 =$	2,27	1,2	2,73	kN/m ²
Obciążenie w poziomie posadzki $p_2 = q_n * K_a$	$p_2 =$	29,12	1,2	34,94	kN/m ²

Obciążenie ściany wiatrem (od poziomu terenu)

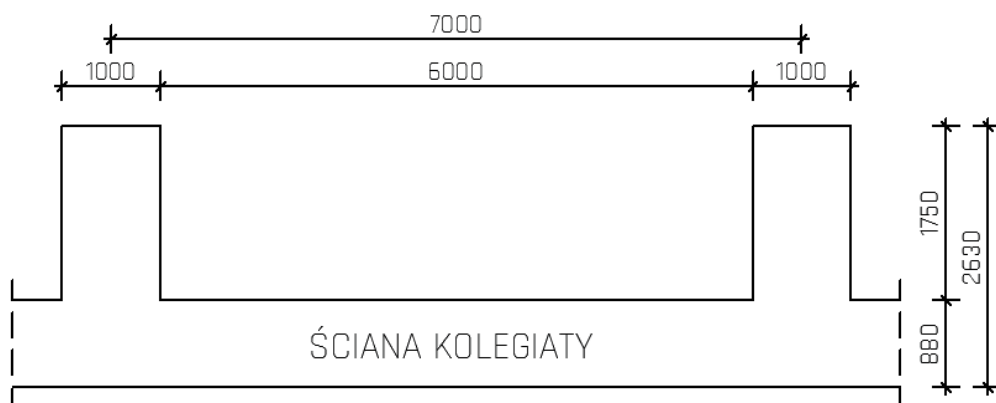
Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru (strefa I)	$q_k =$	0,30	kN/m ²		
- współczynnik ekspozycji (teren „A”)	$C_e =$	1			
- współczynnik ciśnienia zewnętrznego (ssanie)	$C_z =$	0,5			
- budynek niepodatny na dynamiczne działanie porywów wiatru	$\beta =$	1,80			
- współczynnik obciążenia	$\gamma_f =$	1,5			
Obciążenie wiatrem $w = q_k * C_e * C_z * \beta * \gamma_f$	$w =$	0.41	1.5	0.61	kN/m ²

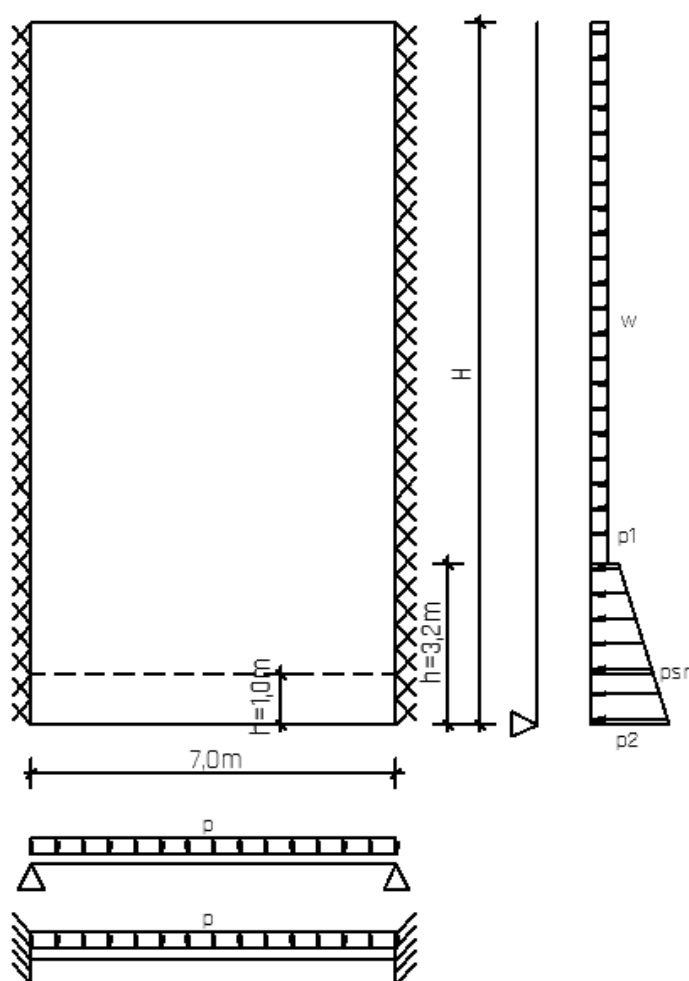
A: SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIANY – PARCIE NA ŚCIANE OD WEWNĄTRZ (OD ZEWNĄTRZ WYBRANY GRUNT)

MODEL – BELKA ROZPIĘTA MIĘDZY ŚCIANAMI POPRZECZNYMI USZTYWIAJĄCYMI
CZĘŚĆ NIEPODPIWNICZONA – PROJ. EWENTUALNY KORYTARZ DOOKÓLNY

Do obliczeń nośności ściany na obciążenie poziome trapezowe – parcie gruntu wykorzystano postępowanie zgodne z punktem 5.3 normy PN-B-030002:2007 mając jednak na uwadze fakt, że postanowienie to dotyczy obliczenia nośności wyłączone ścian poddanych obciążeniu wiatrem lub obciążeniu wyjątkowemu np uderzeniem ciężkim meblem. Obliczenia wykonano w fazie odstonięcia wykopu od zewnątrz kolegiaty do poziomu jej posadowienia. Ściana kolegiaty oparta będzie wówczas tylko na ścianach poprzecznych usztywniających

SCHEMAT OBLICZENIOWY ŚCIANY OBCIĄŻONEJ PARCIEM GRUNTU





Jako miarodajne przyjęto pasmo ściany 1mb. Z tego pasma przyjęto uśrednioną wartość obciążenia.. Obliczenia wykonano na 1mb ściany

Obciążenie charakterystyczne ściany na wysokości $h=1,0m$

Przyjęto zastępcze równomiernie rozłożone obciążenie ściany

Rozpiętość obliczeniowa ściany

p_{sr}	=	20,7	kN/m ²
p	=	26	kN/m ²
l	=	7,00	m

Moment zginający dla ściany opartej swobodnie na podporach $M_{sd} = 1/8 \cdot p \cdot l^2$

$$M_{sd} = 161,22 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności $M_{sd} \leq M_{Rd}$:

$M_{sd} =$	161,22	>	$M_{Rd1} =$	14,87	kNm	warunek NIE spełniony
$M_{sd} =$	161,22	>	$M_{Rd2} =$	12,91	kNm	warunek NIE spełniony

Moment zginający dla ściany utwierdzonej na podporach $M_{sd} = 1/16 \cdot p \cdot l^2$

$$M_{sd} = 80,61 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności $M_{sd} \leq M_{Rd}$:

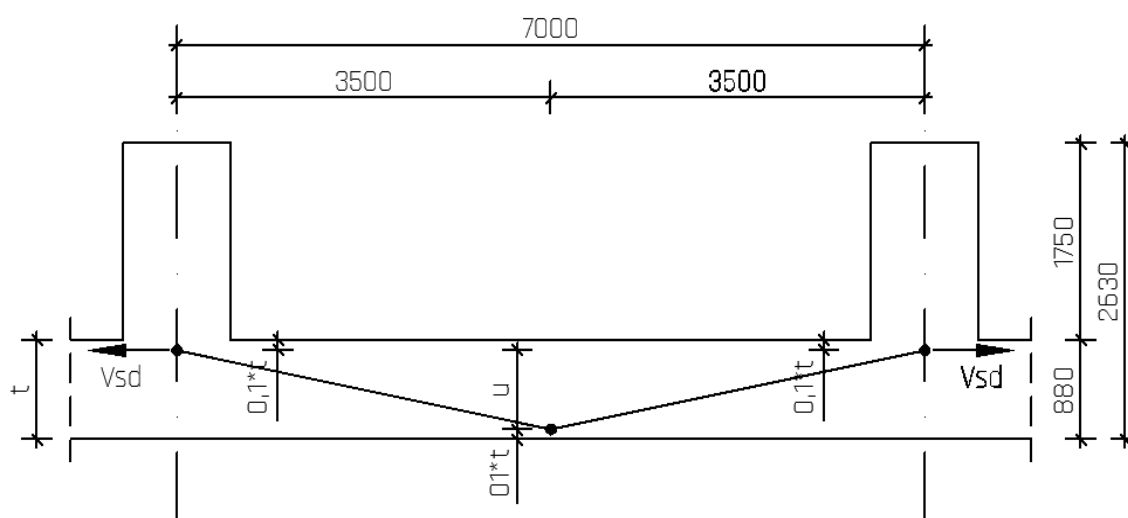
$M_{sd} =$	80,61	>	$M_{Rd1} =$	14,87	kNm	warunek NIE spełniony
$M_{sd} =$	80,61	>	$M_{Rd2} =$	12,91	kNm	warunek NIE spełniony

B: SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIANY – PARCIE NA ŚCIANE OD WEWNĄTRZ (OD ZEWNĄTRZ WYBRANY GRUNT)

MODEL – ANALOGIA JAK DLA ŚCIAN ROZPIĘTYCH ŁUKOWO POMIĘDZY PODPORAMI

CZĘŚĆ NIEPODPIWNICZONA – PROJ. EWENTUALNY KORYTARZ DOOKÓLNY

Do obliczeń nośności ściany na obciążenie poziome trapezowe – parcie gruntu wykorzystano postępowanie zgodne z punktem 5.3.3 normy PN-B-030002:2007. Obliczenia wykonano w fazie odstonięcia wykopu od zewnątrz kolegiaty na szerokości pomiędzy przyporami do poziomu jej posadowienia. Ściana kolegiaty oparta będzie wówczas tylko na ścianach poprzecznych usztywniających

SCHEMAT OBLICZENIOWY ŚCIANY OBCIĄŻONEJ PARCIEM GRUNTU

- rozpiętość obliczeniowa (w osiach ścian) $l = 7,00$ m
 - wartość $u = 0,8 \cdot t$ $u = 0,70$ m
 - wartość obliczeniowa rozporu łuku $V_{sd} = p \cdot l^2 / 8 \cdot u$ $V_{sd} = 229,01$ kN
 - maksymalna wartość oblicz. rozporu łuku $V_{Rd} = 1,5 \cdot f_d \cdot t / 10$ $V_{Rd} = 119,08$ kN
- $V_{sd} = 229,01 > V_{Rd} = 119,08$ kN
warunek nośności nie spełniony

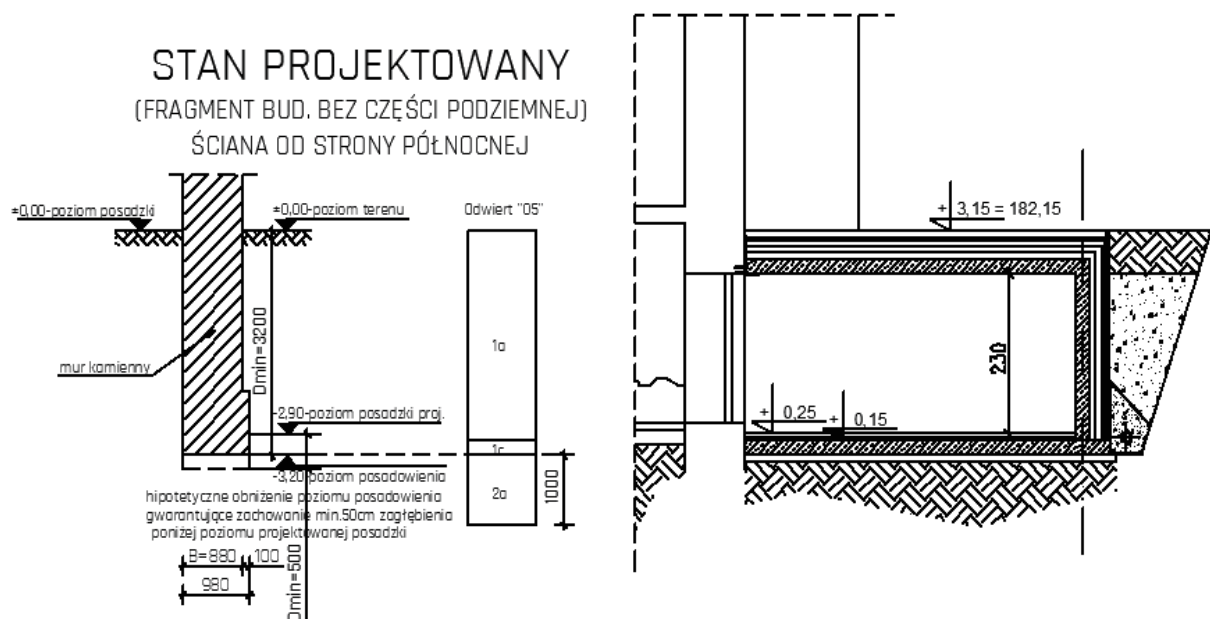
- jednostkowa nośność obliczeniowa $q_{Rd} = f_d \cdot (t/l)^2$ $q_{Rd} = 14,26$ kN/m²
- $q_{sd} = 26 > q_{Rd} = 14,26$ kN/m²
warunek nośności nie spełniony

Wnioski: Warunek nośności NIE został spełniony. Obliczenia wykonano przy założeniach normowych t.j (odpowiedni stan techniczny muru, odpowiednia nośność muru i spoin, prawidłowość przewiązania warstw). Obliczenia bazują na szacunkowych parametrach wytrzymałościowych muru i zaprawy. Nośność bliższą rzeczywistej można określić tylko na podstawie wyników badań elementów próbnych zgodnie z zaleceniami PN-EN 1996-1-1:2005 pkt. 3.6.3(2).

**Poz. 1.2.4 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą kolegiaty (ŚCIANA PÓŁNOCNA)
w części zasypanej gruntem od wewnątrz – część niepodpiwniczona – stan projekt.**

Schemat konstrukcji

(ponieważ poziom posadowienia ściany kolegiaty nie spełnia wymagań minimalnego zagłębienia fundamentów poniżej poziomu posadzki projektowanego korytarza do obliczeń przyjęto hipotetyczne obniżenie poziomu posadowienia tak aby zachować minimalną głębokość zagłębienia fundamentu $D_{min}=0,5m$). Założenie takie będzie spełnione np poprzez podbicie fundamentów



Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

Piasek średni 2a	I_L / I_0	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,40	---	14,56	25,61	5,38

γ_m	$g [m/s^2]$	$\Phi_u^{n(r)} [^\circ]$	$tg\Phi/ctg\Phi$	$C_u^{n(r)} [kPa]$	$\rho_0^{n(r)} [t/m^3]$	$\rho_B^{n(r)} [t/m^3]$
0,9	9,81	31	0,53	0,0	2,00	2,10
		27,9	1,89	0,00	1,80	1,89

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową kolegiaty

B [m]	L [m]	D _{min} [m]	B/L	q _f [kPa]	m	m*q _f [kPa]
0,98	7	0,50	0	226,4	0,81	183

$$q_{fN} = (1+0,3 \cdot B/L) \cdot N_c \cdot C_u + (1+1,5 \cdot B/L) \cdot N_q \cdot D_{min} \cdot \rho_0 \cdot g + (1-(0,25 \cdot B/L)) \cdot N_b \cdot B \cdot \rho_b \cdot g$$

Zebranie obciążeń na grunt

* z dachu oraz sklepienia (szacunkowo)	60,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma \cdot B \cdot h_1 \cdot 1,2$	383,33	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma \cdot B \cdot h_2 \cdot 1,2$	74,34	kN/m
* ciężar podbicia fundamentów	4,65	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 522,32	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 0,98 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B$$

$$q_{rs} = 532,98 \text{ kN/m}^2$$

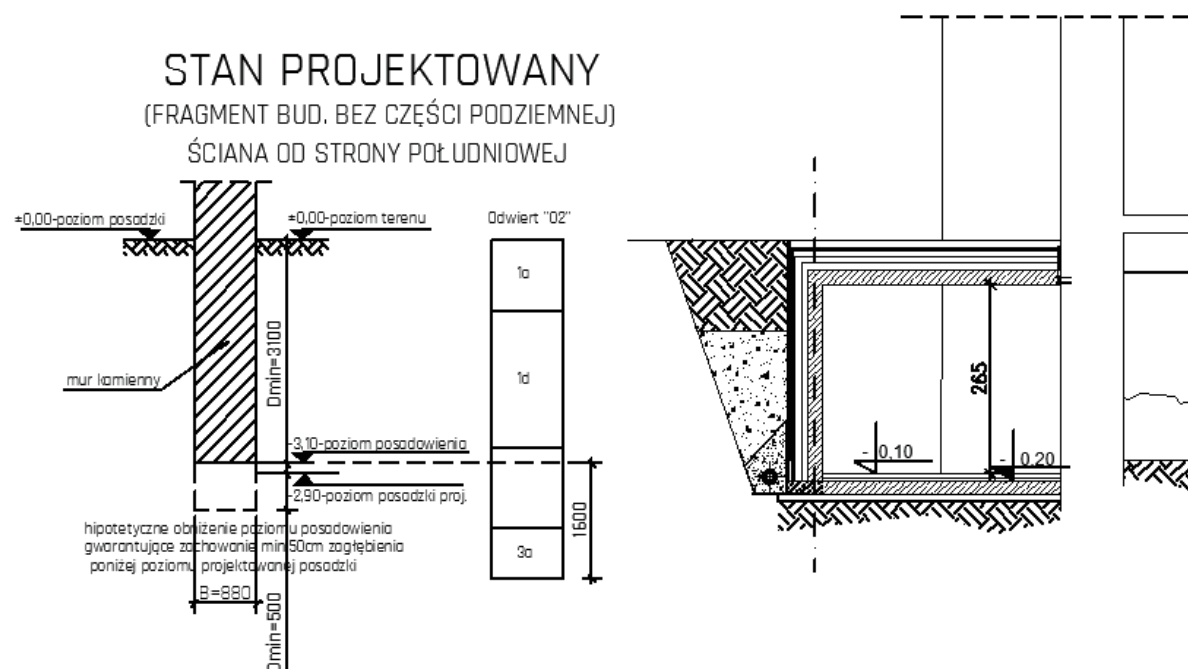
$$q_{rs} > m \cdot q_f = 183 \text{ kN/m}^2$$

Wnioski: Nośność gruntu w stanie projektowanym (przy założeniu Dmin = 0,5m - ewentualne podbicie fundamentów) została przekroczona.

Poz. 1.2.5 Sprawdzenie nośności gruntu pod ścianą kolegiaty - (ŚCIANA POŁUDNIOWA)
w części zasypanej gruntem od wewnątrz - część niepodpiwniczona - stan projekt.

Schemat konstrukcji

(ponieważ poziom posadowienia ściany kolegiaty nie spełnia wymagań minimalnego zagłębienia fundamentów poniżej poziomu posadzki projektowanego korytarza do obliczeń przyjęto hipotetyczne obniżenie poziomu posadowienia tak aby zachować minimalną głębokość zagłębienia fundamentu $D_{min}=0,5m$). Założenie takie będzie spełnione np poprzez podbicie fundamentów



Parametry geotechniczne gruntu w poziomie posadowienia

glina zwięzła	I_L / I_0	grupa kons.	N_D	N_c	N_B
	0,30	C	3,42	10,08	0,44

Y_m	g [m/s ²]	$\Phi_u^{n(r)}$ [°]	$tg\Phi/ctg\Phi$	$C_u^{n(r)}$ [kPa]	$\rho_0^{n(r)}$ [t/m ³]	$\rho_B^{n(r)}$ [t/m ³]
0,9	9,81	15	0,24	15,0	2,00	1,95
		13,5	4,17	13,50	1,80	1,76

Nośność gruntu pod ścianą fundamentową kolegiaty

B [m]	L [m]	D _{min} [m]	B/L	q _f [kPa]	m	m*q _f [kPa]
0,88	7	0,50	0	172,9	0,81	140

$$q_{fN} = (1+0,3*B/L)*N_c*C_u + (1+1,5*B/L)*N_d*D_{min}*p_0*g + (1-(0,25*B/L))*N_b*B*p_0*g$$

Zebranie obciążeń na gruncie

* z dachu oraz sklepienia (szacunkowo)	60,00	kN/m
* ściana zewnętrzna $\gamma * B * h_1 * 1,2$	383,33	kN/m
* ściana zewnętrzna w gruncie $\gamma * B * h_2 * 1,2$	72,02	kN/m
* ciężar podbicia fundamentów	15,10	kN/m
Razem na 1 m.b. muru fundamentowego	q = 530,45	kN/m

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego

$$B = 0,88 \text{ m}$$

$$q_{rs} = q/B$$

$$q_{rs} = 602,78 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rs} > m*q_f = 140 \text{ kN/m}^2$$

Wnioski: Nośność gruntu w stanie projektowanym (przy założeniu D_{min} = 0,5m - ewentualne podbicie fundamentów) została przekroczona.

WNIOSKI KOŃCOWE NA PODSTAWIE PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ:

Wnioski przedstawione w obliczeniach statycznych odnoszą się do przeprowadzonych obliczeń wykonanych założeniach normowych dotyczących muru (odpowiedni stan techniczny muru, odpowiednia nośność muru i spoin, prawidłowość przewiązania warstw), parametrów gruntu, a także parametrów wytrzymałościowych muru. Nie wyczerpują one całości zagadnień tj. stanu technicznego budynku, spękań i zarysowań, wpływu zawilgocenia, wód gruntowych i opadowych itp. Natomiast mogą stanowić wskazówki pomocne do wyciągnięcia ostatecznych wniosków bazując na całości opracowań.

Kolegiata część podpiwniczona - nie przeprowadzono obliczeń - sytuacja korzystniejsza (brak obciążenia poziomego parciem gruntu w przypadku wykonywania wykopów od zewnątrz.

obliczenia wykonał:
mgr inż. Sławomir Rogowski
SWK/0129/P00K/09