

OBLICZENIA STATYCZNE
DO PROJEKTU ARCHITEKTONICZNO - BUDOWLANEGO
BUDOWA HALI MAGAZYNOWEJ NA ZBOŻE
Lubosina, 62 - 045 Pniewy, działka nr 75/24

Kategoria geotechniczna I dla budynku.

Została wykonana opinia geotechniczna dla działki oznaczonej numerem 75/24 położonej w miejscowości Lubosina, gm Pniewy na zlecenie inwestora.

„Wnioski

a) Zalegające do głębokości ok. 1,5 – 1,8 m holocenijska warstwa gruntów nasypowych (nasyp niekontrolowany) i organicznych nie stanowi odpowiedniego podłoża do bezpośredniego posadowienia obiektów budowlanych. Miąższość tej warstwy związana jest prawdopodobnie z posadowieniem istniejącego jak i zlikwidowanego silosu.

b) Grunty rodzime mineralne, w postaci piasków drobnych, w stanie średnio zagęszczonym (warstwa geotechniczna I) zalegają poniżej warstwy holocenijskiej.

Na ich stropie zaleca się posadowić fundamenty projektowanego magazynu.

c) Zwierciadło wody gruntowej zalega poniżej zalecanego poziomu posadowienia fundamentów. Jej zwierciadło, o charakterze swobodnym, kształtuje się aktualnie na głębokości ok. 1,95 – 2,05 m poniżej powierzchni terenu.

W okresach stanów wysokich podnieść się może o ok. 0,5 m.

d) Z tego względu, prace ziemno-posadowieniowe obiektu zaplanować należy na okres stanów niskich.

e) Geotechniczne warunki posadowienia w tych okolicznościach projektowanego magazynu będą dość korzystne.

Obiekt, zgodnie z Rozporządzeniem MTBiGM z dnia 25.04 2012 r., zaliczyć więc można do I kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych.

Warstwa I – grunty rodzime, mineralne, wykształcone w postaci piasków drobnych, małowilgotne, wilgotne i nawodnione, w stanie średniozagęszczonym.

Stopień zagęszczenia, $I_D = 0,40$.

Warstwa II – grunty rodzime, mineralne, wykształcone w postaci piasków gliniastych, wilgotne, w stanie plastycznym. Stopień plastyczności, $I_L = 0,30$

W trakcie robót związanych z fundamentowaniem należy zapewnić ochronę podłoża gruntowego przed niekorzystnym naruszeniem jego naturalnej struktury. Dotyczy to gruntów mało spoiwych, które mogą wykazywać skłonność do łatwego uplastycznienia się pod wpływem dodatkowego zawilgocenia i mechanicznego urabiania.

Fundamenty należy wykonywać w warunkach suchych, niezwłocznie po wykonaniu wykopu.

W przypadku wysokiego poziomu wód gruntowych należy wykonać tymczasowe odwodnienia, żeby nastąpiło prawidłowe odprowadzanie wód powierzchniowych i gruntowych bez pogarszania stanu gruntu przyjętego w obliczeniach statycznych fundamentów. Jako odwodnienie powierzchniowe zaleca się stosowanie rowów opaskowych lub ciągów drenarskich. W przypadku pompowania wody z wykopu należy sprawdzić czy ciśnienie spływowe nie naruszy stateczności skarpy i dna wykopu. W przypadku stwierdzenia nasypów lub gruntów rodzimych uplastycznionych w postaci lokalnych wkładek w dnie wykopu – na zaprojektowanym poziomie posadowienia fundamentów oraz pod częścią posadzkową – grunty te zaleca się usunąć i w miarę potrzeby zastąpić zagęszczoną podsypką żwirowo – piaszczystą lub warstwa chudego betonu bezpośrednio pod fundamentem. Materiał zasypowy należy zastosować z gruntów mineralnych, rodzimych niespoistych o dobrych właściwościach drenujących, nieagresywnych zagęszczeniem warstwowym zasypki (zaleca się by wskaźnik zagęszczenia nasypu był $I_s > 0,95$).

Zaleca się aby w trakcie wykonywanych robót fundamentowych (posadzkowych) w poziomie posadowienia warstw podbudowy i nawierzchni, przydatność gruntów ocenił uprawniony geotechnik wpisem do dziennika budowy.

Projektuje się ławy z betonu C20/25 i stali A-IIIN – podłużnie $4\varnothing 12$, poprzecznie $\varnothing 6$ co 25 cm. Pod fundamentem należy ułożyć podbeton C12/15 o grubości 10 cm.

Reakcje podporowe dla słupów.
Maksymalna siła pionowa
 $V = 155,0 \text{ kN}$, $H = 28,0 \text{ kN}$

Maksymalna siła pozioma
 $H = - 42,0 \text{ kN}$, $V = 148,0 \text{ kN}$

Minimalna siła pionowa
 $V = - 35 \text{ kN}$, $H = - 19,0 \text{ kN}$

Poz.1 Fundamenty.

Została wykonana dokumentacja geotechniczna w marcu 2014 roku na zlecenie inwestora.

Poz.1.1 Stopa fundamentowa pod słup ściany podłużnej.

Głębokość fundamentów od poziomu terenu 1,0 m.
Wysokość stopy fundamentowej przyjęto $h = 1,05 \text{ m}$

Sprawdzenie dla sił $V = 148,0 \text{ kN}$, $H = - 42,0 \text{ kN}$

Ciężar stopy

$$G_f = (2,40 \times 1,50 \times 0,40 + 1,60 \times 1,50 \times 0,40 + 0,80 \times 0,70 \times 0,25) \times 24,0 \times 1,1 = 67,05 \text{ kN}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na stopie

$$G_{gr} = (2,40 \times 1,50 \times 0,60 - 1,60 \times 1,50 \times 0,40 - 0,80 \times 0,70 \times 0,20) \times 21,0 \times 1,2 = 26,71 \text{ kN}$$

Całkowita siła pionowa w poziomie posadowienia wynosi

$$N_r = 148 + 67,05 + 26,71 = 241,76 \text{ kN}$$

Moment w poziomie posadowienia

$$M = 1,05 \times 42 = 44,10 \text{ kNm}$$

Mimośród siły pionowej

$$e = \frac{44,10}{241,76} = 0,182 \text{ m}$$

$$b/6 = 2,40/6 = 0,40 \text{ m} > e = 0,182 \text{ m}$$

Obliczeniowy odpór gruntu bez uwzględnienia ciężaru fundamentu i spoczywającego na nim gruntu wynosi

$$\sigma_{gr} = \frac{148,00}{2,40 \times 1,50} = 41,11 \text{ kPa}$$

Obliczenie naprężenia w gruncie pod stopą

$$\sigma_1 = \frac{241,76}{2,40 \times 1,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,182}{2,40} \right) = 97,71 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{241,76}{2,40 \times 1,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,182}{2,40} \right) = 36,60 \text{ kPa}$$

Średnia obliczeniowa wartość parcia jednostkowego wynosi:

$$\sigma = (97,71 + 36,60) : 2 = 67,16 \text{ kPa}$$

Moment zginający

$$M = \frac{67,16(2,40 - 0,36 + 2 \times 0,182)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 53,37 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{41,11(1,50 - 0,30)^2 (2 \times 2,40 + 0,36)}{24} = 12,73 \text{ kNm}$$

Obliczenie zbrojenia

-dla kierunku równoległego do boku

$$h = 1,05 \text{ m}, h_0 = 1,05 - 0,06 = 0,99 \text{ m}, z = 0,9 \times 0,99 = 0,891 \text{ m}$$

$$A = \frac{0,05337}{420 \times 0,891} = 0,000143 \text{ m}^2 = 1,43 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie z prętów $\varnothing 10$ siatką o oczkach co 15 cm.

Sprawdzenie dla sił $V = - 35,0 \text{ kN}$, $H = - 19,0 \text{ kN}$ na wrywanie

Ciężar stopy

$$G_f = (2,40 \times 1,50 \times 0,40 + 1,60 \times 1,50 \times 0,40 + 0,80 \times 0,70 \times 0,25) \times 24,0 \times 1,1 = 67,05 \text{ kN}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na stopie

$$G_{gr} = (2,40 \times 1,50 \times 0,60 - 1,60 \times 1,50 \times 0,40 - 0,80 \times 0,70 \times 0,20) \times 21,0 \times 1,2 = 26,71 \text{ kN}$$

Całkowita siła pionowa w poziomie posadowienia wynosi

$$N_r = -35,0 + 67,05 + 26,71 = 58,76 \text{ kN}$$

Moment w poziomie posadowienia

$$M = 1,05 \times 19 = 19,95 \text{ kNm}$$

Mimośród siły pionowej

$$e = \frac{19,95}{58,76} = 0,34 \text{ m}$$

$$b/6 = 2,40/6 = 0,40 \text{ m} > e = 0,34 \text{ m}$$

Obliczeniowy odpór gruntu bez uwzględnienia ciężaru fundamentu i spoczywającego na nim gruntu wynosi

$$\sigma_{gr} = \frac{35,0}{2,40 \times 1,50} = 9,72 \text{ kPa}$$

Obliczenie naprężenia w gruncie pod stopą

$$\sigma_1 = \frac{58,76}{2,40 \times 1,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,34}{2,40}\right) = 30,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{58,76}{2,40 \times 1,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,34}{2,40}\right) = 2,45 \text{ kPa}$$

Średnia obliczeniowa wartość parcia jednostkowego wynosi:

$$\sigma = (30,20 + 2,45) : 2 = 16,33 \text{ kPa}$$

Moment zginający

$$M = \frac{16,33(2,40 - 0,36 + 2 \times 0,34)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 16,62 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{9,72(1,50 - 0,30)^2 (2 \times 2,40 + 0,36)}{24} = 3,01 \text{ kNm}$$

Obliczenie zbrojenia

-dla kierunku równoległego do boku

$$h = 1,05 \text{ m}, h_0 = 1,05 - 0,06 = 0,99 \text{ m}, z = 0,9 \times 0,99 = 0,891 \text{ m}$$

$$A = \frac{0,01662}{420 \times 0,891} = 0,000045 \text{ m}^2 = 0,45 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie z prętów $\varnothing 10$ siatką o oczkach co 15 cm.

Poz.1.2 Stopa fundamentowa pod słup ściany szczytowej.

Głębokość fundamentów od poziomu terenu 1,0 m.

Wysokość stopy fundamentowej przyjęto $h = 1,05 \text{ m}$

Sprawdzenie dla sił

$$V = -37,0 \text{ kN}, H = 1,0 \text{ kN}$$

Ciężar stopy

$$G_f = (1,50 \times 1,50 \times 0,50 + 0,70 \times 0,70 \times 0,55) \times 24,0 \times 1,1 = 36,81 \text{ kN}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na stopie

$$G_{gr} = (1,50 \times 1,50 \times 0,50 - 0,70 \times 0,70 \times 0,20) \times 21,0 \times 1,2 = 22,18 \text{ kN}$$

Całkowita siła pionowa w poziomie posadowienia wynosi

$$N_r = -37,0 + 36,81 + 22,18 = 21,99 \text{ kN}$$

Moment w poziomie posadowienia

$$M = 1,05 \times 1 = 1,05 \text{ kNm}$$

Mimośród siły pionowej

$$e = \frac{1,05}{21,99} = 0,048 \text{ m}$$

$$b/6 = 1,50/6 = 0,25 \text{ m} > e = 0,048 \text{ m}$$

Obliczeniowy odpór gruntu bez uwzględnienia ciężaru fundamentu i spoczywającego na nim gruntu wynosi

$$\sigma_{gr} = \frac{37,0}{1,50 \times 1,50} = 16,44 \text{ kPa}$$

Obliczenie naprężenia w gruncie pod stopą

$$\sigma_1 = \frac{21,99}{1,50 \times 1,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,048}{1,50}\right) = 11,65 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{21,99}{1,50 \times 1,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,048}{1,50}\right) = 7,90 \text{ kPa}$$

Średnia obliczeniowa wartość parcia jednostkowego wynosi:

$$\sigma = (11,65 + 7,90) : 2 = 9,78 \text{ kPa}$$

Moment zginający

$$M = \frac{9,78(1,50 - 0,30 + 2 \times 0,30)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 4,36 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{16,44(1,50 - 0,30)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 3,26 \text{ kNm}$$

Obliczenie zbrojenia

-dla kierunku równoległego do boku

$$h = 1,05 \text{ m}, h_0 = 1,05 - 0,06 = 0,99 \text{ m}, z = 0,9 \times 0,99 = 0,891 \text{ m}$$

$$A = \frac{0,00436}{420 \times 0,891} = 0,000012 \text{ m}^2 = 0,12 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie z prętów $\varnothing 10$ siatką o oczkach co 15 cm.

Sprawdzenie dla sił

$$V = -37,0 \text{ kN}, H = 1,0 \text{ kN}$$

$$V = 8 \text{ kN}, H = 15 \text{ kN}$$

Ciężar stopy

$$G_f = (1,50 \times 1,50 \times 0,50 + 0,70 \times 0,70 \times 0,55) \times 24,0 \times 1,1 = 36,81 \text{ kN}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na stopie

$$G_{gr} = (1,50 \times 1,50 \times 0,50 - 0,70 \times 0,70 \times 0,50) \times 21,0 \times 1,2 = 22,18 \text{ kN}$$

Całkowita siła pionowa w poziomie posadowienia wynosi

$$N_r = 8,0 + 36,81 + 22,18 = 66,99 \text{ kN}$$

Moment w poziomie posadowienia

$$M = 1,05 \times 15 = 15,75 \text{ kNm}$$

Mimośród siły pionowej

$$e = \frac{15,75}{66,99} = 0,235 \text{ m}$$

$$b/6 = 1,50/6 = 0,25 \text{ m} > e = 0,235 \text{ m}$$

Obliczeniowy odpór gruntu bez uwzględnienia ciężaru fundamentu i spoczywającego na nim gruntu wynosi

$$\sigma_{gr} = \frac{8,0}{1,50 \times 1,50} = 3,56 \text{ kPa}$$

Obliczenie naprężenia w gruncie pod stopą

$$\sigma_1 = \frac{66,99}{1,50 \times 1,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,235}{1,50}\right) = 57,76 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{66,99}{1,50 \times 1,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,235}{1,50}\right) = 1,79 \text{ kPa}$$

Średnia obliczeniowa wartość parcia jednostkowego wynosi:

$$\sigma = (57,76 + 1,79) : 2 = 29,78 \text{ kPa}$$

Moment zginający

$$M = \frac{29,78(1,50 - 0,30 + 2 \times 0,30)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 13,27 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{3,56(1,50 - 0,30)^2 (2 \times 1,50 + 0,30)}{24} = 0,70 \text{ kNm}$$

Obliczenie zbrojenia

-dla kierunku równoległego do boku

$$h = 1,05 \text{ m}, h_0 = 1,05 - 0,06 = 0,99 \text{ m}, z = 0,9 \times 0,99 = 0,891 \text{ m}$$

$$A = \frac{0,01327}{420 \times 0,891} = 0,0000355 \text{ m}^2 = 0,355 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie z prętów $\varnothing 10$ siatką o oczkach co 15 cm.

Poz.2 Ściana oporowa.

Projektuje się ścianę oporową dla zboża na wysokość od posadzki $h = 2,50 \text{ m}$.

Posadowienie ścian oporowych. Przy wykonywaniu wykopu fundamentowego należy pozostawić niewybraną warstwę gruntu o grubości 20 cm. Grunt ten należy usunąć ręcznie i podłoże pod fundament niezwłocznie przykryć co najmniej 10 cm warstwą betonu o zawartości cementu minimum 200 kg/m^3 .

Przerwy dylatacyjne i robocze

Odległości między przerwami dylatacyjnymi ze względu na wpływy termiczno-skurczowe, nie powinny przekraczać dla ściany żelbetowej 20 m. Przerwy dylatacyjne o szerokości od 10 do 20 mm powinny przecinać ścianę oporową od korony do spodu fundamentu. W płytach żelbetowych wzdłuż przerwy dylatacyjnej, od strony zewnętrznej należy wykonać sfazowanie trapezowe lub trójkątne. Przerwy mogą być wykonane jako płaskie. Do uszczelnienia przerw dylatacyjnych można zastosować elastyczne listwy. Poziome przerwy robocze w ścianach żelbetowych powinny przebiegać na całej długości elementu i powinny być wykonane pomiędzy płytą fundamentową i płytą ścienną. W przerwie roboczej należy przewidzieć pionowe pręty łączące, usytuowane od strony krawędzi mniej ściskanej.

Izolacje przeciwwilgotnościowe należy stosować na powierzchni ściany oporowej od strony materiału zasypanego.

Płytę ścienną należy obliczać jako wspornik utwierdzony w płycie fundamentowej. Płytę należy obliczać jako wspornik utwierdzony w płycie pionowej.

Projektuje się ścianę oporową z betonu C20/25 i stali A-IIIIN. Projektuje się ścianę oporową jako kątowno-płytową.

Konstrukcja kątowno-płytowa składa się z płyty pionowej i poziomej i są sztywno ze sobą połączone. Zbrojenie płyty pionowej ułożone jest zawsze od strony parcia materiału. Część płyty poziomej od strony parcia jest zbrojona górną z powodu obciążenia odporem gruntu.

Zakłada się że obciążenia użytkowego naziomu nie będzie gdyż ściana oporowa będzie służyć jako zbiornik dla zboża (żadne urządzenie nie będzie jeździć po nasypanym zboże).

Zasypkę ściany oporowej od poziomu 0,00 do 2,50 m stanowi zboże o ciężarze własnym $8,0 \text{ kN/m}^3$ i kącie tarcia wewnętrznego $\Phi = 30^\circ$

Zasypkę stałą ściany oporowej od poziomu 0,00 do - 1,30 m stanowi piasek średni P_s mało wilgotny o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,45$.

Dla piasku średniego P_s $I_D = 0,45$ odczytano

$$\gamma = \gamma^n = 17,00 \text{ kN/m}^3, \gamma_u^n = 0,9 \times 17,00 = 15,30 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi = \Phi^n = 32^\circ, \Phi_u^n = 0,9 \times 32^\circ = 28,8^\circ$$

Obciążenie zbieramy na 1 metr bieżący ściany

- ciężar ściany

$$G_k = 0,25 \times 3,50 \times 24 = 21,00 \text{ kN/m}$$

- ciężar płyty fundamentowej

$$G_k = 2,00 \times 0,30 \times 24 = 14,40 \text{ kN/m}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na płycie fundamentowej przedniej (płyta lewa)

$$G_k = 0,80 \times 1,0 \times 17,0 = 13,60 \text{ kN/m}$$

Ciężar gruntu spoczywającego na płycie fundamentowej tylnej (płyta prawa)

$$G_k = 0,95 \times 1,0 \times 17,0 = 16,15 \text{ kN/m}$$

Ciężar ziarna spoczywającego na posadzce z prawej strony

$$G_k = 3,50 \times 0,95 \times 8,0 = 26,60 \text{ kN/m}$$

Wyznaczenie obliczeniowych wartości parcia ziarna na ścianę oporową

- Wypadkowa parcia ziarna

$$E_n = 0,5 \times 8,0 \times 3,80 \times 2,50 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 12,67 \text{ kN/m}$$

Zaczepiona jest na 1/3 wysokości h

- wypadkowa parcia gruntu

$$E_n = 0,5 \times 17,0 \times 1,30^2 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2}\right) = 4,42 \text{ kN/m}$$

Sprawdzenie stateczności ściany na obrót względem punktu A

- zebranie obciążeń

Rodzaj obciążenia	x_i (m)	Obciążenie charakterystyczne (kN/m)	Współczynnik obciążenia	Obciążenie obliczeniowe (kN/m)
1.Ciężar ściany	0,925	21,00	0,9	18,90
2.Ciężar płyty fund.	1,000	14,40	0,9	12,96
3.Ciężar gruntu z l.strony	0,400	13,60	1,2	16,32
4.Ciężar gruntu z p.strony	1,525	16,15	1,2	19,38
5.Ciężar ziarna z p.strony	1,525	26,60	1,2	31,92
Razem		$Q_k = 91,75$		$Q = 99,48$

- obliczenie położenia wypadkowej obciążeń pionowych względem punktu A

$$X = \frac{18,90 \times 0,925 + 12,96 \times 1,00 + 16,32 \times 0,40 + 19,38 \times 1,525 + 31,92 \times 1,525}{99,48} = 1,158 \text{ m}$$

- obliczenie wartości obliczeniowych parcia

Wypadkowa obliczeniowego parcia

$$E_r = 1,2 \times 1,0 \times (12,67 + 4,42) = 20,508 \text{ kN/m}$$

$$Y = h/3 = 3,80/3 = 1,267$$

- moment wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających obrotowi ściany

$$M_{ur} = 99,48 \times 1,158 = 115,20 \text{ kNm/m}$$

- moment wszystkich sił obliczeniowych powodujących obrót ściany

$$M_{or} = 20,508 \times 1,267 = 25,984 \text{ kNm/m}$$

- sprawdzenie warunku stateczności na obrót

$$M_{or} \leq 0,9 \times 115,20 = 103,68 \text{ kNm/m}$$

Sprawdzenie stateczności ściany na przesunięcie

- wyznaczenie obliczeniowej wartości składowej stycznej (poziomej) obciążenia w płaszczyźnie ścięcia

$$Q_{tr} = 20,508 \text{ kN/m}$$

- wyznaczenie obliczeniowych sił przeciwdziałających przesunięciu ściany

$$Q_{tf} = 0,53 \times 99,48 = 52,73 \text{ kN/m}$$

- sprawdzenie warunku normowego

$$Q_{tr} \leq 0,95 \times 52,73 = 50,09 \text{ kN/m}$$

Obliczenie ściany pionowej

Obliczenie wypadkowej parcia

- na głębokości $h = 3,50 \text{ m}$

$$E_n = 0,5 \times 8,0 \times 3,5 \times 2,5 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 11,67 \text{ kN/m}$$

$$E_r = 1,2 \times 1,1 \times 11,67 = 15,40 \text{ kN/m}, \quad y = 3,5/3 = 1,167 \text{ m}$$

$$E_n = 0,5 \times 17,0 \times 1,0 \times 1,0 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 2,61 \text{ kN/m}$$

$$E_r = 1,2 \times 1,1 \times 2,61 = 3,45 \text{ kN/m}, \quad y = 3,5/3 = 1,167 \text{ m}$$

- na głębokości $h = 1,75 \text{ m}$

$$E_n = 0,5 \times 8,0 \times 1,75 \times 1,25 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 2,92 \text{ kN/m}$$

$$E_r = 1,2 \times 1,1 \times 2,92 = 3,854 \text{ kN/m}, \quad y = 1,75/3 = 0,583 \text{ m}$$

$$E_n = 0,5 \times 17,0 \times 1,0 \times 1,0 \times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 2,61 \text{ kN/m}$$

$$E_r = 1,2 \times 1,1 \times 2,61 = 3,45 \text{ kN/m}, \quad y = 1,75/3 = 0,583 \text{ m}$$

Obliczenie momentów zginających

- Moment zginający w ścianie na głębokości $h = 3,5 \text{ m}$

$$M_{kc} = (11,67 + 2,61) \times 1,167 = 16,67 \text{ kNm/m}$$

$$M = (15,40 + 3,45) \times 1,167 = 22,00 \text{ kNm/m}$$

- Moment zginający w ścianie na głębokości $h = 1,75 \text{ m}$

$$M_{kc} = (2,92 + 2,61) \times 0,583 = 3,23 \text{ kNm/m}$$

$$M = (3,854 + 3,45) \times 0,583 = 4,26 \text{ kNm/m}$$

Wymiarowanie

- na głębokości $3,50 \text{ m}$

$$M = 22,00 \text{ kNm/m} = 0,022 \text{ MNm/m}, \quad h = 0,25 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,25 - 0,05 = 0,20 \text{ m}, \quad b = 1,0 \text{ m}$$

$$A_0 = \frac{0,022}{0,85 \times 1,0 \times 0,20^2 \times 13,3} = 0,0487 \rightarrow \xi = 0,962$$

$$A_s = \frac{0,022}{0,962 \times 0,20 \times 450} = 0,000254 \text{ m}^2 = 2,54 \text{ cm}^2$$

Przyjęto $8 \text{ } \varnothing 12$ o $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$ (na 1 m długości ściany), wkładki rozdzielcze $\varnothing 8$ co 25 cm .

Obliczenie płyty fundamentowej

- Zebranie obciążeń

Rodzaj obciążenia	x_i (m)	Obciążenie charakterystyczne (kN/m)	Współczynnik obciążenia	Obciążenie obliczeniowe (kN/m)
1. Ciężar ściany	0,925	21,00	1,1	23,10
2. Ciężar płyty fund.	1,000	14,40	1,1	15,84
3. Ciężar gruntu z l. strony	0,400	13,60	1,2	16,32
4. Ciężar gruntu z p. strony	1,525	16,15	1,2	19,38
5. Ciężar ziarna z p. strony	1,525	26,60	1,2	31,92
Razem		$Q_k = 91,75$		$Q = 106,56$

- obliczenie położenia wypadkowej obciążeń pionowych względem punktu A

$$X = \frac{23,10 \times 0,925 + 15,84 \times 1,00 + 16,32 \times 0,40 + 19,38 \times 1,525 + 31,92 \times 1,525}{106,56} = 1,145 \text{ m}$$

Obliczeniowe wartości parcia

$$E_r = 1,2 \times 1,1 \times (12,67 + 4,42) = 22,56 \text{ kN/m}, y = 1,267 \text{ m}$$

Moment sił poziomych względem punktu A

$$M_{or} = 22,56 \times 1,267 = 28,58 \text{ kNm/m}$$

Określenie położenia wypadkowej R

Odległość wypadkowej R sił poziomych i pionowych od punktu położenia wypadkowej siły obciążeń pionowych w podstawie fundamentu

$$a = \frac{28,58}{106,56} = 0,2682 \text{ m}$$

Odległość wypadkowej R od punktu A

$$c = 1,145 - 0,2682 = 0,877 \text{ m}$$

Mimośród względem środka podstawy fundamentu

$$e = \frac{2,00}{2} - 0,877 = 0,123 \text{ m} < \frac{2,00}{6} = 0,333 \text{ m}$$

stąd wniosek, że wypadkowa R znajduje się w rdzeniu podstawy.

Wyznaczenie naprężeń w gruncie

$$\sigma_1 = \frac{106,56}{2,0 \times 1,0} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,123}{2,0} \right) = 72,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{106,56}{2,0 \times 1,0} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,123}{2,0} \right) = 33,62 \text{ kN/m}^2$$

Obliczenie sił działających na płytę fundamentowa

- płyta przednia

$$q_1 = 72,94 - \frac{15,84 + 16,32}{2,0 \times 1,0} = 56,86 \text{ kN/m}^2$$

- płyta tylna

$$q_1 = 33,62 - \frac{15,84 + 19,38 + 31,92}{2,0 \times 1,0} = - 0,05 \text{ kN/m}^2$$

Wyznaczenie momentów zginających płyty fundamentową

Płytę fundamentową traktuje się jako wsporniki utwierdzone w ścianie pionowej.
Moment utwierdzenia płyty przedniej

$$M_B = \frac{42,50 \times 0,80^2}{2} + \frac{(56,86 - 0,05) \times 0,80}{2} \times \frac{2}{3} \times 0,8 = 25,72 \text{ kNm/m}$$

Wymiarowanie – płyta przednia

$$h = 0,30 \text{ m}, h_0 = 0,30 - 0,06 = 0,24 \text{ m}, b = 1,0 \text{ m}$$

$$A_0 = \frac{0,025}{0,85 \times 1,0 \times 0,24^2 \times 13,3} = 0,0384 \rightarrow \zeta = 0,967$$

$$A_s = \frac{0,025}{0,967 \times 0,24 \times 450} = 0,000239 \text{ m}^2 = 2,39 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie dołem przyjęto 8 \varnothing 12 o $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$ (na 1m długości ściany), wkładki rozdzielcze \varnothing 8 co 25 cm.

Zbrojenie górą przyjęto 8 \varnothing 12 o $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$ (na 1m długości ściany), wkładki rozdzielcze \varnothing 8 co 25 cm.

Sprawdzenie szerokości rozwarcia rys w ścianie pionowej

Szerokość rozwarcia rys obliczamy pod łącznym działaniem obciążenia długo- i krótkotrwałego od obciążenia charakterystycznego.

$$a_f < a_{dop} = 0,3 \text{ mm}$$

Poz.3 Ściana podwalinowa.

Projektuje się ścianę podwalinową murowaną z bloczków betonowych. Ścianę projektuje się o grubości 25 cm murowaną na zaprawę zwykłą cem.-wap. M5.

Pod ścianą podwalinową projektuje się fundament żelbetowy o wysokości 40 cm i szerokości 30 cm.

Projektuje się fundament z betonu C20/25 i stali A-IIIIN . Zbrojenie podłużne wykonać z 4 \varnothing 12, natomiast zbrojenie poprzeczne z prętów \varnothing 6 w rozstawie co 25 cm. Pod ławami należy wykonać podbeton grubości 10 cm z betonu C12/15.

Pręty podłużne w miejscach styków należy łączyć ze sobą na zakład długości 48 cm, a w ścianach prostopadłych kotwić poprzez zagięcie pod kątem prostym na długości 24 cm- dla zapewnienia mechanicznej ciągłości pracy fundamentów.

Poz.4 Akty normatywne.

Opracowanie wykonano w oparciu o aktualne przepisy prawne, normy techniczne i warunki techniczne wykonania robót budowlano – montażowych.

Polskie Normy:

- PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu.
- PN-EN 1990:2004 /A1:2008 Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-1:2004 Oddziaływanie na konstrukcje Część1-1
- PN-EN 1991-1-2:2006 Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-2
- PN-EN 1991-1-3:2005 Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-3
- PN-EN 1991-1-4:2008 Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-4
- PN-EN 1991-1-6:2007 Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-6
- PN-EN 1993- 1-1Projektowanie konstrukcji stalowych.
- PN-B-03002:2007 Projektowanie konstrukcji murowych.