

1 PËRSHKRIMI I URËS

Ura mbi përroin e Kacanes ka një gjatësi totale rreth 14.5 m dhe përbehet nga një hapësira 13.3 m. Ura ka një projekt të plotë me të gjithë llogaritjet statike dhe dinamike. Hartimi i projektit është bazuar ne relievin topografik, ne raportin gjeologjik, në rajonizimin sismik si edhe në raportin hidrologjik.

Ura është konceptuar si një sistem tipik me tra lirisht të mbështetur. Kjo e diktuar nga fakti se uljet diferencale nuk lejojnë ndërtimin e një sistemi ramë të vazhduar (shiko Figurë 1). Mbistruktura e urës është e përbëre nga 8 trarë beton/arre te parafabrikuar dhe të asambluar në vepër.

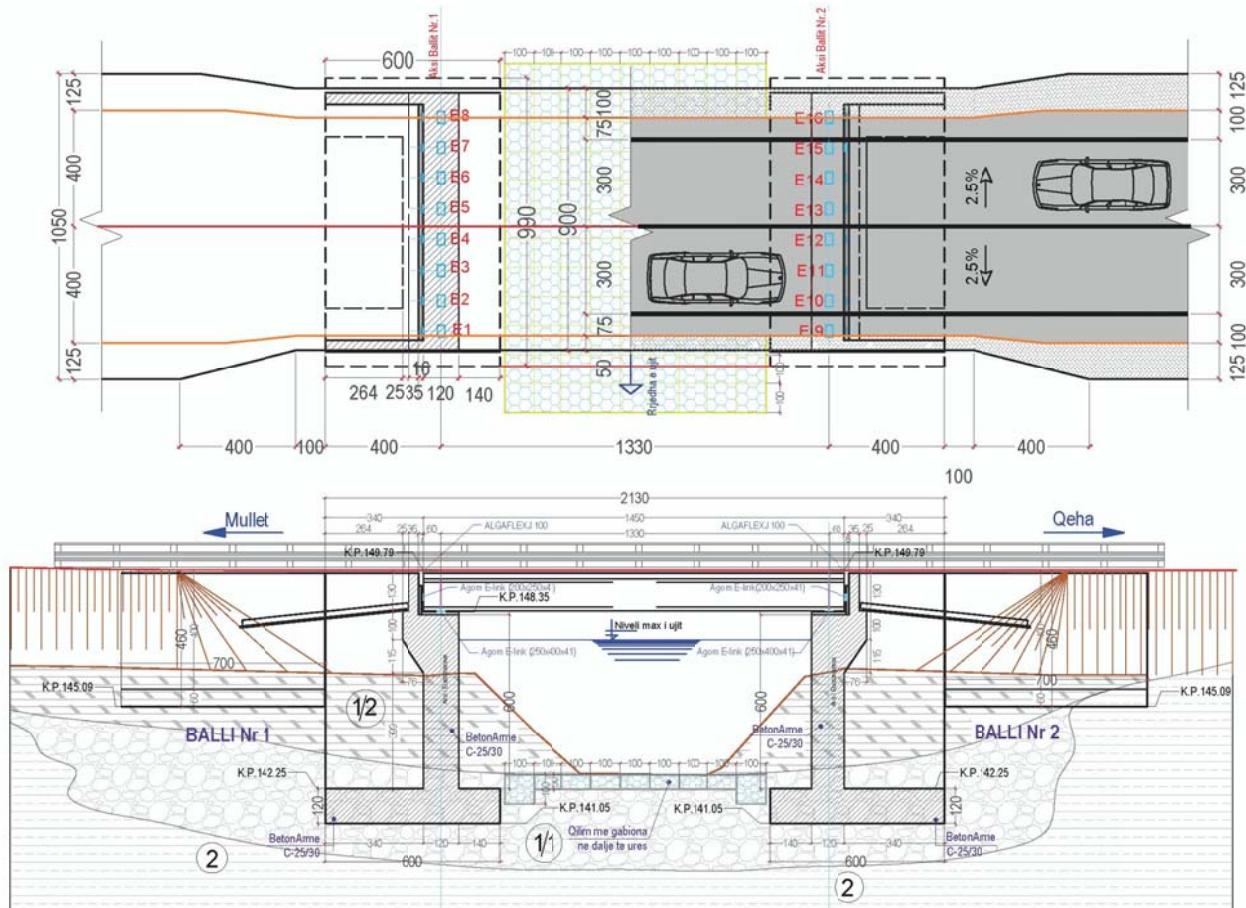


Figure 1 Planimetria dhe Prerja gjatësore e Urës

Soleta e urës me lartësi 20 cm është e derdhur në vend. Gjerësia totale e urës është 11.0 m. Karrekhata është e përbëre nga dy via kalimi $2 \times 3.25\text{m}$ si dhe nga dy bankina $2 \times 0.50\text{m}$. Në të krahun e majte ura ka një trotuar me gjerësi 1.00 m të kufizuar nga ana e jashtme me guardrail ndersa nga krahu i djathë eshte parashikuar vetem një bordure betoni per vendosjen e guardrailit. Betoni i përdorur për trarët është C30/37 ndërsa për soletën është C 25/30 dhe hekuri i armimit FeB - 44K. Hapësira llogaritëse është 13.3 m, ndërsa gjatësia totale është 14.5 m. Trarët e urës janë vendosur në elastomer horizontal tip Agom E-Link (250x400x41) mm. Për të përmirësuar reagimin sismik të urës janë vendosur dhe elastomer vertikal Agom E-Link (200x250x41) mm.

Ura ka edhe dy fuga dilatacionit në të dy skajet.

Nënstruktura e urës është e përbërë nga dy ballna beton arme. Betoni i përdorur për ballnat është C 25/30 dhe hekuri i armimit FeB-44K. Ballnat mbështeten ne shtresen 1/1 e cila përbëhet nga zhavorre fraksion trashe, jo homogjene me ngjyre gri, mesatarisht te ngjeshur (ngarkesa e lejuar $\sigma=2.4 \text{ kg/cm}^2$).

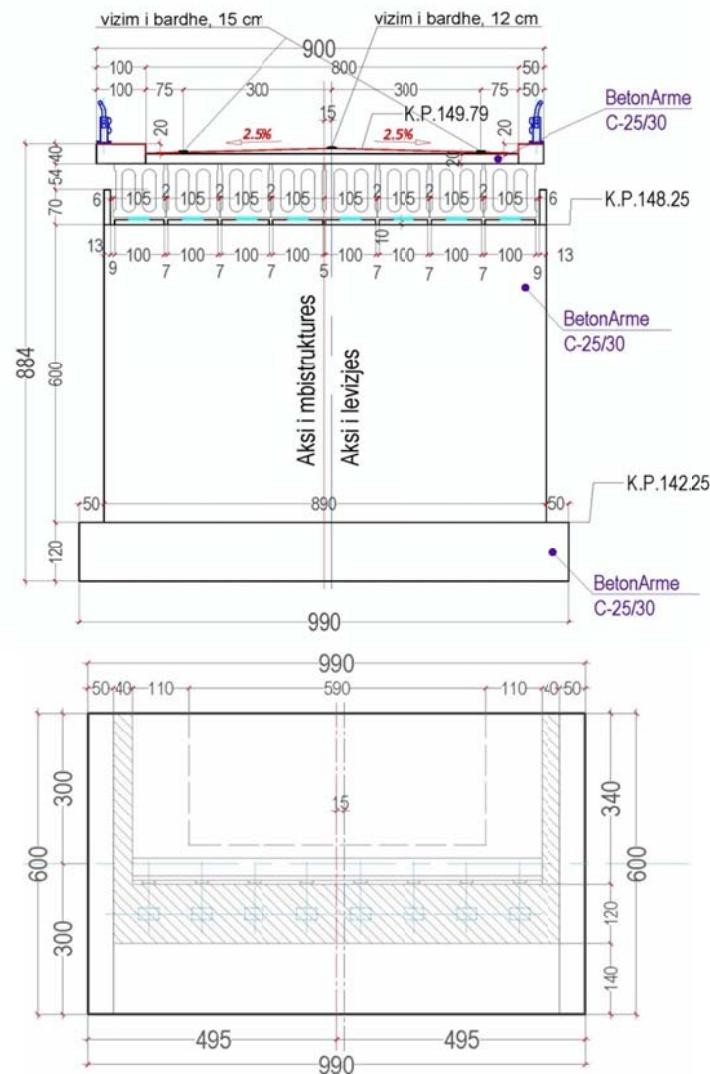


Figure 2 Prerja tërthore e ballit dhe planimetria e themelit te poshtëm te ballit 1 dhe 2

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Koordinatat e vendosjes se 16 elastomereve horizontale jepen ne tabelen me poshte.

Keto koordinata jepen sispas sistemit UTM - WGS84

	Koordinatat (WGS 84)	
	x (east)	y (north)
E1	405854.0834	4568746.7235
E2	405854.0834	4568747.7635
E3	405854.0834	4568748.8035
E4	405854.0834	4568749.8735
E5	405854.0834	4568750.9235
E6	405854.0834	4568751.9935
E7	405854.0834	4568753.0335
E8	405854.0834	4568754.0735
E9	405867.6301	4568746.7235
E10	405867.6301	4568747.7635
E11	405867.6301	4568748.8035
E12	405867.6301	4568749.8735
E13	405867.6301	4568750.9235
E14	405867.6301	4568751.9935
E15	405867.6301	4568753.0335
E16	405867.6301	4568754.0735

2 PARAMETRAT GJEOLLOGJIKE:

Kushtet Gjeologo – Inxhinierike zones ku ndodhet ura janë përgjithësish te mira. Përgjatë kesa zone përshkohet terren me thellime erozionale te përroit te Kacanes ku do te ndërtohet një ure me dy ballna b/a dhe sistem traresh te parapregatitur. Perberja gjeologjike konsiston kryesisht ne depozitime te shkrifta te argilave, surera, rera e zhavore te tarraces e zallishtes se lumi. Trashesia e ketyre depozitimeve luhatet nga 1.5 - 2 m ne deluvione deri ne mbi 5 m ne depozitimet zhavorrore. Shtresat qe hasen ne vendaksine ures jane:

Shtresa nr. 1 /1

Përbëhet nga zhavorre fraksion trashe, jo homogjene me ngjyre gri, mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- pesha vëllimore	1.88 T/m ³
- konsistenza	-
- moduli i deformimit	140 kg/cm ²
- këndi i fërkimit të brendshëm	28°
- kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.05 kg/cm ²
- ngarkesa e lejuar [σ]	2.4 kg/cm ²
- S.P.T (N)	13
- CBR	7 %
- kategori e fortësisë në gërmim	4

Shtresa nr. 1 /2 (shtresa ku do te mbeshteten themelet)

Përbëhet nga mbushje me dherat nga gërmimet me ngjyre gri ne kafe, me lagështi mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

- pesha vëllimore	1.88 T/m ³
- konsistenza	0.40
- moduli i deformimit	100 kg/cm ²
- këndi i fërkimit të brendshëm	17°
- kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.22 kg/cm ²
- ngarkesa e lejuar [σ]	2.0 kg/cm ²
- S.P.T (N)	7
- CBR	3 %
- kategori e fortësisë në gërmim	3

Per ndërtimin e urës, sugjerohen per te dy shpatullat, themele me beton masiv me baze jo me te larte se kuota 141 m. Meqenëse këto themele nuk janë te thella, duhet te projektohet një projekt kundër erozionit vertikal te përroit. Sugjerohet një "qilim" me gabiona te mbuloje shtratin e përroit midis dy shpatullave dhe me gjatësi sa gjërësia e urës. Tavani i qilimit me gabiona te parashikohet me kuotën e bazës te rrjedhës ujore te përroit.

3 LLOGARITJA STATIKE DHE DINAMIKE E TRAUT HD=13.3m

Për të kryer llogaritjet statike dhe dinamike të urës është përdorur programi llogaritës SAP2000_V.14.2.4 (i cili ka për bazë metodën e elementeve të fundmë).

Gjithashtu elementet e mbistukturës i kemi konfiguruar si elemente "SHELL" ndërsa elementet e nënstrukturës si elemente "FRAME".

LLOGARITJA STATIKE E TRAUT

3.1 Llogaritja e Ngarkesave

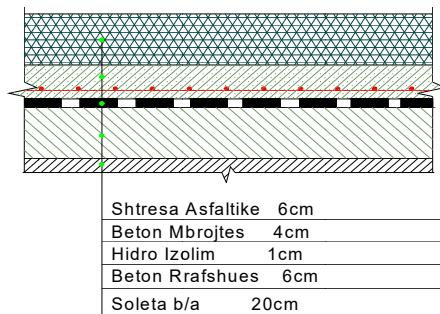


Figure 3 Shtresat e rrugës

- Asfalto beton 6cm

$$\begin{cases} g^n = 0.06 * 21 = 1.26 \text{ kN/m}^2 \\ g^u = g^n * \gamma_f = 1.26 * 1.5 = 1.89 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- Beton mbrojtës

$$\begin{cases} g^n = 0.04 * 23 = 0.92 \text{ kN/m}^2 \\ g^u = g^n * \gamma_f = 0.92 * 1.5 = 1.38 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- Hidroizolim

$$\begin{cases} g^n = 0.01 * 18 = 0.18 \text{ kN/m}^2 \\ g^u = g^n * \gamma_f = 0.18 * 1.5 = 0.27 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- Beton rrafshues

$$\begin{cases} g^n = 0.06 * 23 = 1.38 \text{ kN/m}^2 \\ g^u = g^n * \gamma_f = 1.38 * 1.5 = 2.07 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

- Soleta

$$\begin{cases} g^n = 0.2 * 25 = 5 \text{ kN/m}^2 \\ g^u = g^n * \gamma_f = 5 * 1.1 = 5.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

3.2 Llogaritja e traut anësor T1

- **Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes anësore**

Për llogaritjen e trarëve kryesor të mbistrukturës së mbikalimit duhet përcaktuar ngarkesa e përkohshme që vepron në çdo tra, për këtë qellim duhet përcaktuar koeficienti i shpërndarjes tërthore η . Koeficientin η do ta përcaktojmë me metodën e shtypjes jashtëqendrore.

- **Metoda e shtypjes jashtëqendrore**

Kjo metodë e supozon strukturën në drejtimin tërthor të deformueshme si një trup të vetëm pra vija influente e shpërndarjes tërthore të ngarkesave është lineare.

Ulja maksimale f_{crc}^{\max} zakonisht kontrollohet në traun anësor T-1.

Vija influente e traut T-1 merret si drejtëz nga veprimi i P=1 me ndihmën e dy koordinatave :

- 1 ordinate për P=1 mbi traun anësor
- 1 ordinate për P=1 mbi traun që studiojmë

Ordinatat e vijës influente të P=1 mbi traun anësor T-1 jepen si me poshtë

$$y_1^{(1)} = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum_{i=1}^n a_i^2}$$

duke zbatuar formulën për rastin e traut me te ngarkuar (traut T-1) marrim ordinataat e vijës influente

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63^2}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.345$$

$$y_1^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.145$$

$$y_2 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 7.49}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.29$$

$$y_2^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_2}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 7.49}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.091$$

$$y_3 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_3}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 5.35}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.236$$

$$y_3^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_3}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 5.35}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = -0.036$$

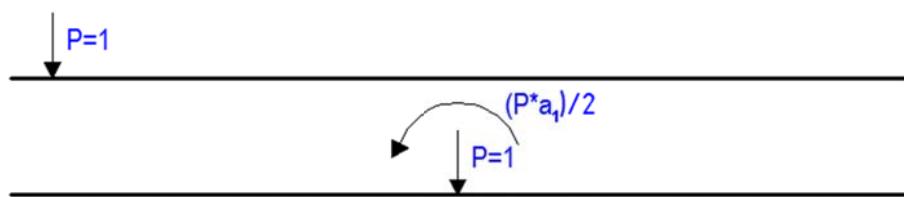
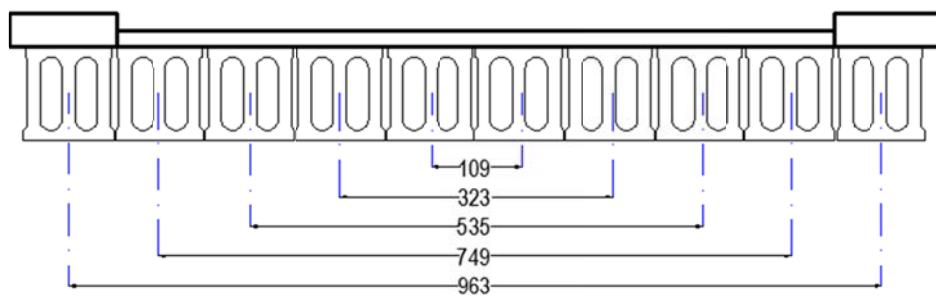
$$y_4 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_4}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 3.23}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.182$$

$$y_4^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_4}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 3.23}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.018$$

$$y_5 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 * a_5}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} + \frac{9.63 * 1.09}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.128$$

$$y_5^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 * a_5}{2 * \sum a_i^2} = \frac{1}{10} - \frac{9.63 * 1.09}{2 * (9.63^2 + 7.49^2 + 5.35^2 + 3.23^2 + 1.09^2)} = 0.072$$





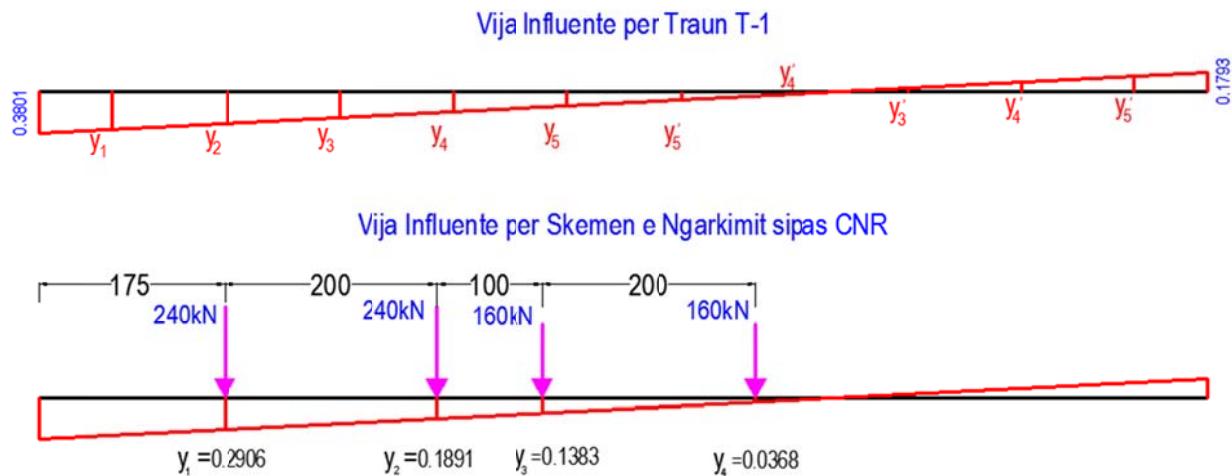


Figure 4 Vija Influente për përcaktimin e koeficientit η

Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore bëhet me formulën

$$\eta = \frac{\sum P^* y_i}{P} = \sum y_i$$

Për traun më të ngarkuar (traun anësor T-1) kemi

$$\eta_1 = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 = 0.2906 + 0.1891 + 0.1383 + 0.0368 = 0.6548$$

3.3 Llogarita e forcave te brendshme qe lindin ne traun anësor T-1

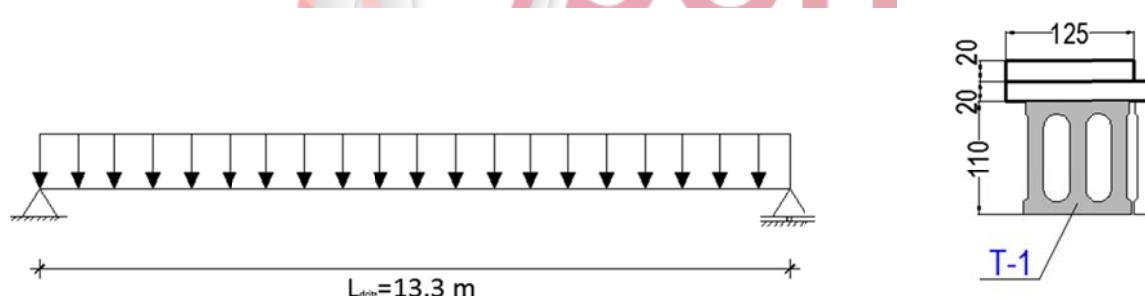


Figure 5 Skema llogaritëse e Traut dhe seksioni tërthor i tij

Përcaktimi i ngarkesave nga pesha vetjake e traut T-1

1. Nga soleta 20 cm

$$g_{sol} = g_{sol}^1 * L_{sol} = 5.5 * 1.2 = 6.6 kN / ml$$

2. Nga pesha vetjake e traut T-1

$$g_{tr} = S_{terth} * \gamma_{b/a} * \gamma_f = 0.6652 * 25 * 1.1 = 18.3 kN / ml$$

3. Nga trotuari

$$g_{trot} = 0.2 * 1.25 * 25 * 1.1 = 6.9 kN / ml$$

4. Nga Guardrail

$$g_{GuardRail} = 1.0 kN / ml$$

Ngarkesa totale për metër linear jepet $g = \sum g_i = 32.7 kN / ml$

- **Llogaritja e forcave të brendshme që lindin në traun anësor nga pesha vetjake**

Epjura e momentit përkulës e forcës prerëse si edhe vijat influente përkatëse për 9 seksione të traut janë marrë nga modelimi i traut me seksion T në software-in SAP2000.

Si të dhëna hyrëse janë përdorur :

- Trau me seksion si në Figurën 4
- Ngarkesa e përherershme
- Për ndërtimin e vijave influente janë shfrytëzuar opsonet e këtij software-i për ngarkesat e lëvizshme

Vijat influente do të ndërtohen për 9 seksione të traut, distancat e seksioneve nga mbështetja e majtë jepen në Tabelën 1

Tabela 1 Ndaria e Traut me Hd = 13.3 m në 9 seksione

Trau (L=13.3)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0 m	1.6625 m	3.325 m	4.9875 m	6.65 m	8.3125 m	9.975 m	11.6375 m	13.3 m



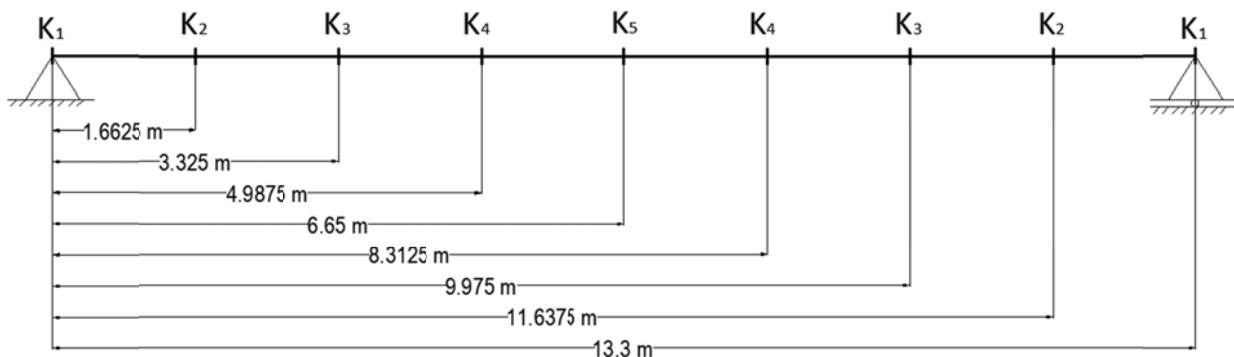


Figure 6 Sektionet ne te cilin do te ndërtohen vijat influente për traun me gjatësi 13.3 m

- Vijat influente për traun T-1 me hapësire drite L=13.3 m

Për sektionet K_1, K_2, K_3, K_4 dhe K_5 të traut me hapësire 13.3 m vlerat e momenteve dhe forcave prerëse për ndërtimin e vijave influente jepen ne Tabelën 2

Tabela 2 Vlerat e momenteve dhe forcave prerëse për sektionet 1-5

Sekcioni	Vlerat e momenteve ne sektionet 1-5					Vlerat e forcave prerëse ne sektionet 1-5				
	VI "K ₁ "	VI "K ₂ "	VI "K ₃ "	VI "K ₄ "	VI "K ₅ "	VI "K ₁ "	VI "K ₂ "	VI "K ₃ "	VI "K ₄ "	VI "K ₅ "
1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
2	0	1.46	1.25	1.04	0.83	0.88	0.875 - 0.125	-0.12	-0.12	-0.12
3	0	1.25	2.5	2.08	1.67	0.75	0.75	0.75 -0.25	-0.25	-0.25
4	0	1.04	2.08	3.12	2.5	0.63	0.62	0.62	0.62 -0.38	-0.38
5	0	0.83	1.67	2.5	3.33	0.5	0.5	0.5	0.5	-0.5
6	0	0.63	1.25	1.87	2.5	0.33	0.37	0.37	0.37	0.37
7	0	0.42	0.83	1.25	1.67	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
8	0	0.21	0.42	0.62	0.83	0.06	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

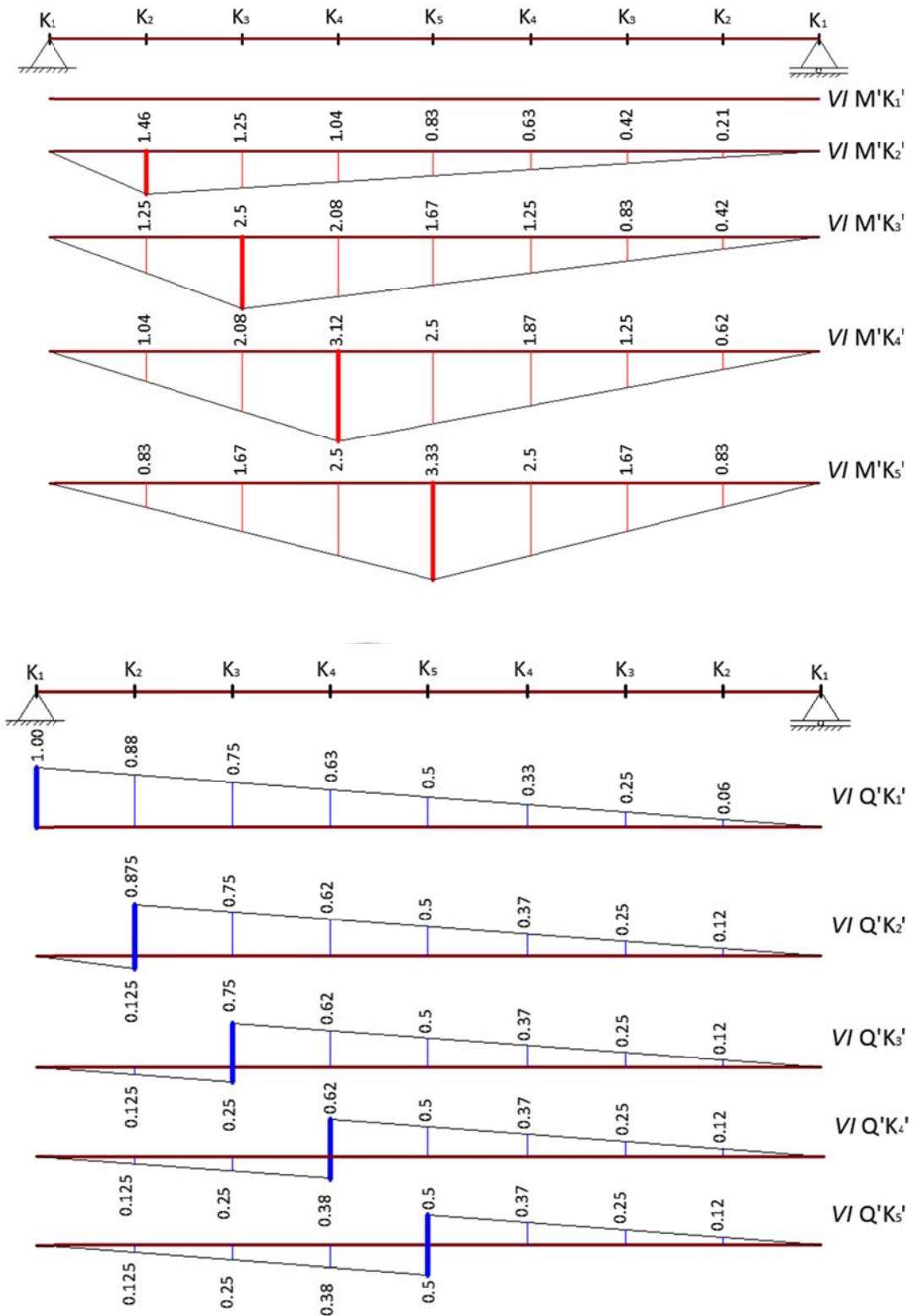


Figure 7 Paraqitura grafike e vijave influente te momentit përkulës dhe forcës prerëse për traun me hapësire drite 13.3 m

A. Llogaritja e momenteve përkulëse dhe forcave prerëse nga ngarkesat e përherershme

Tabela 3 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përherershme

Sekcioni	Distanca (m)	M (kNm)	Q (kN)
K ₁	0	0	217.5
K ₂	1.6625	315.4	163.091
K ₃	3.325	541.5	108.7
K ₄	4.9875	677.4	54.4
K ₅	6.65	722	0

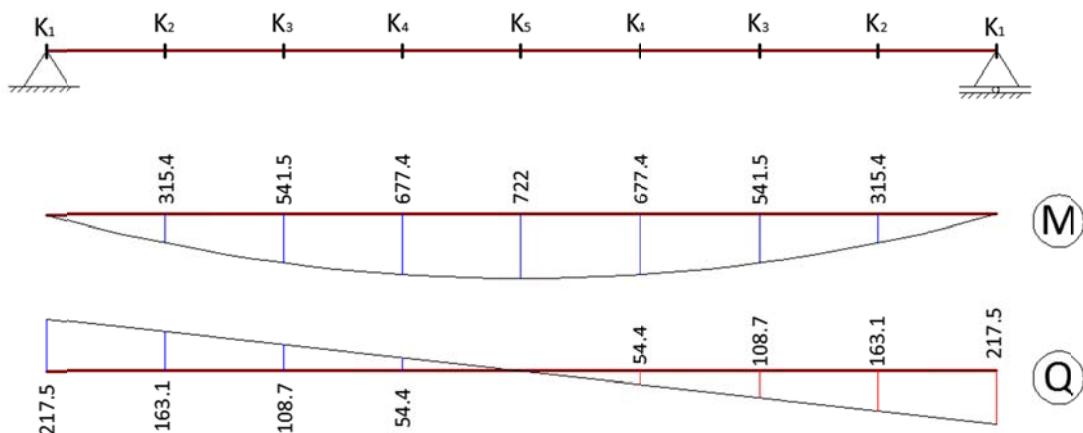


Figure 8 Epjura e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përherershme

B. Llogaritja e momenteve përkulëse nga ngarkesat e lëvizshme

Nga ngarkesa e përqendruar LM1

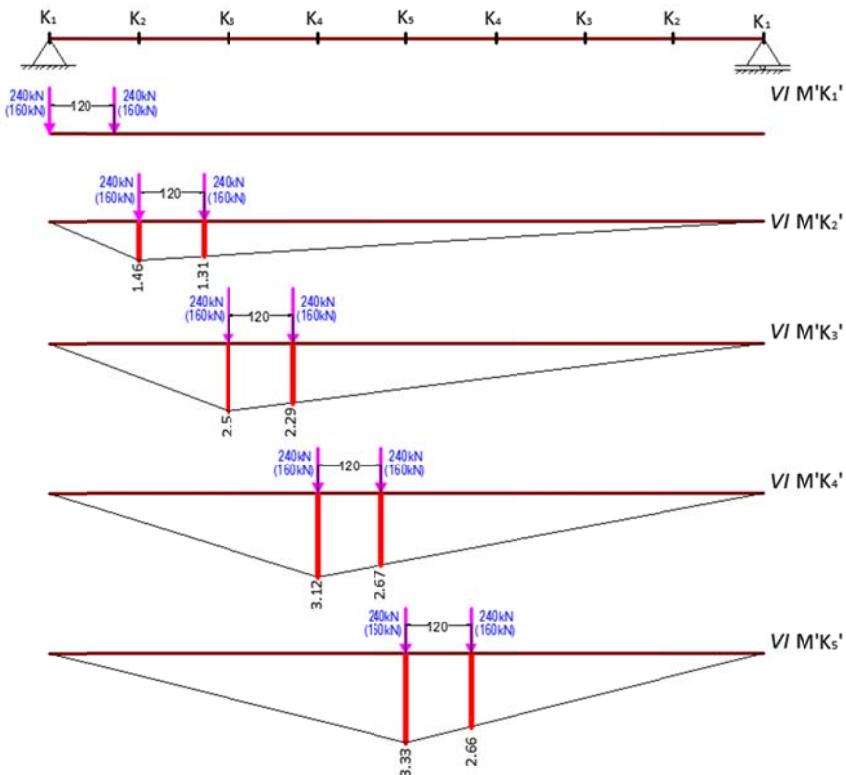


Figure 9 Ngarkimi vijave influente për përcaktimin e momenteve maksimal

Përcaktojmë vlerat e momenteve maksimal në sektionet e konsideruara

- Në sektionin K_1 Vlera e momentit është zero.
- Në sektionin K_2

$$M_{k2} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k2} = 1.19 * 0.6548 * 1108 = 863.4 \text{ kNm}$$

- Në sektionin K_3

$$M_{k3} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k3} = 1.19 * 0.6548 * 1916 = 1493 \text{ kNm}$$

- Në sektionin K_4

$$M_{k4} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k4} = 1.19 * 0.6548 * 2316 = 1804.7 \text{ kNm}$$

- Në sektionin K_5

$$M_{k5} = (1 + \psi) * \gamma_f * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$M_{k5} = 1.19 * 0.6548 * 2396 = 1867 \text{ kNm}$$

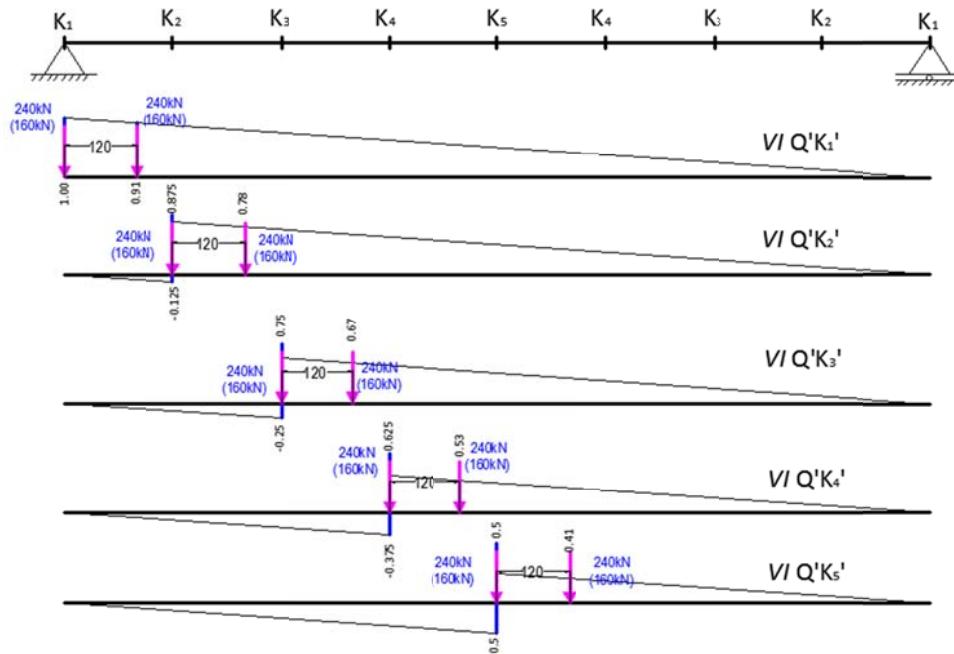


Figure 10

Ngarkimi vijave influente për përcaktimin e momenteve maksimal

Përcaktojmë vlerat e forcave prerëse në seksionet e konsideruara

- Ne seksionin K_1

$$Q_{K1}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K1}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 764 = 595.3 \text{ kN}$$

- Ne seksionin K_2

$$Q_{K2}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K2}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 612 = 477 \text{ kN}$$

- Ne seksionin K_3

$$Q_{K3}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K3}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 468 = 364.7 \text{ kN}$$

- Ne seksionin K_4

$$Q_{K4}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K4}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 312 = 243.1 \text{ kN}$$

- Ne seksionin K_5

$$Q_{K5}^{LM1} = (1 + \psi) * \eta_1 * \sum P_i * y_i$$

$$Q_{K5}^{LM1} = 1.19 * 0.6548 * 164 = 127.8 \text{ kN}$$

Tabela 4 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e lëvizshme

Sekcioni	Distanca (m)	M (kNm)	Q (kN)
K ₁	0	0	595.3
K ₂	1.6625	863.4	477
K ₃	3.325	1493	364.7
K ₄	4.9875	1804.7	243.1
K ₅	6.65	1867	127.8

Tabela 5 Vlerat e momentit përkulës dhe forcës prerëse nga ngarkesat e përhershme dhe te lëvizshme

Sekcioni	Vlerat e Momentit Përkulës (kNm) nga :			Vlerat e Forcës Prerëse (kN) nga :		
	Ngarkesa e përhershme	Q (LM1) (kN)	Totali	Ngarkesa e përhershme	Q (LM1) (kN)	Totali
K ₁	0	0	0	217.5	595.3	812.8
K ₂	315.4	863.4	1,178.8	163.1	477	640.1
K ₃	541.5	1,493	2,034.5	108.7	364.7	473.4
K ₄	677.4	1,804.7	2,482.1	54.4	243.1	297.5
K ₅	722	1,867	2,589	0	127.8	127.8

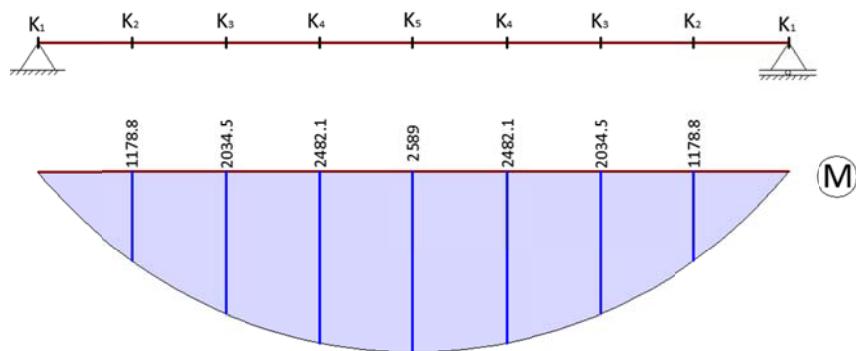
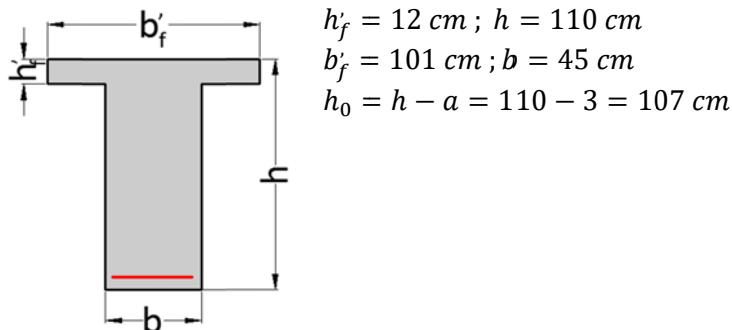


Figure 11 Epjura e momentit përkulës nga ngarkesat e përhershme dhe ato të lëvizshme

3.4 Llogaritja e sasise se armatures

- a. Peraktimi i seksonit llogaritës



- b. Kontrollojme kushtin

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{0.12}{1.1} = 0.11 > 0.05 \quad \text{Pra sigurohet puna e përbashkët e brinjës me veshët e seksonit të traut.}$$

- c. Verifikojmë nëse aksi neutral bie në pllakë apo në brinjë

$$M_{pll} = b'_f * h'_f * R_b * (h_0 - 0.5 * h'_f) = 101 * 12 * 160 * (107 - 0.5 * 12) = 19585920 \text{ daNm} = 1958,592 \text{ kNm}$$

$$M_{pll} = 1958.592 \text{ kNm} < M_j = 2589 \text{ kNm} \quad \text{Pra aksi neutral bie në brinjë}$$

- d. Llogarisim momentin përkulës që mbajnë "veshët" e traut

$$M_v = R_b * (b'_f - b) * h'_f * (h_0 - 0.5 * h'_f) = 160 * (101 - 45) * 12 * (107 - 0.5 * 12) = 10859520 \text{ daNm} = 1085,952 \text{ kNm}$$

Armatura e tërhequr që i korespondon këtij momenti është:

$$A_{sv} = \frac{R_b * (b'_f - b) * h'_f}{R_s} = \frac{160 * (101 - 45) * 12}{2100} = 51.2 \text{ cm}^2$$

- e. Llogarisim momentin përkulës që duhet të mbaje brinja në menyrë që të përballohet momenti i jashtëm

$$M_{brinjes} = M_{jashtem} - M_{vesheve} = 2589 - 1085.95 = 1503.05 \text{ kNm}$$

Llogarisim armaturen e hekurit qe i korespondon ketij momenti

$$A_0 = \frac{15030500}{45 * 107^2 * 160} = 0.182 < A_{0y} = 0.46$$

$$A_s = \xi * b * h_0 * \frac{R_b}{R_s} = 0.203 * 45 * 101 * \frac{160}{2100} = 70.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{ku } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 * A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.182} = 0.203$$

Sasia totale e armaturës është

$$A_{s_tot} = A_{sv} + A_b = 51.2 + 70.3 = 121.5 \text{ cm}^2$$

Gjithsej pranoj 26Ø25 me $A_s = 127.66 \text{ cm}^2$

3.5 Llogarisim armaturën e kthyer

- a. Verifikojmë aftësinë mbajtëse të betonit

$$Q_b = \varphi_{b4} * b * h_0 * R_{bt} = 0.6 * 45 * 101 * 12.2 = 33269.4 \text{ daN} = 332.7 \text{ kN} < Q = 812.8 \text{ kN}$$

- b. Llogarisim aftësinë mbajtëse të betonit dhe stafave (do të vendosen 2 stafa Ø10 do të vendosen 10 cm larg)

Aftesia mbajtëse e safave për njësi të gjatësisë është:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} * R_{sw}}{S_w} = \frac{2 * 0.79 * 1700}{10} = 26.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{bw} = \sqrt{4 * \varphi_{b2} * b * h_0^2 * R_{bt} * q_{sw}} = 34690.1 \text{ daN} = 346.9 \text{ kN}$$

- c. Llogarisim projeksionin horizontal të prerjes së pjerrët

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} * b * h_0^2 * R_{bt}}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 * 45 * 101^2 * 12.2}{26.86}} = 645 \text{ cm}$$

Nëse pranojmë të përdorim shufra të inklinuara me një kënd 45° , atëherë brenda prerjes së pjerrët do të kemi 3 rradhë me shufra të inklinuara.

$$A_{s_ink_1} + A_{s_ink_2} + A_{s_ink_3} = \frac{Q - Q_{bw}}{R_s * \sin 45^\circ} = \frac{46590}{2100 * 0.707} = 31.3 \text{ cm}^2$$

Pranojmë: 8Ø25

4 LLOGARITJA STATIKE DHE DINAMIKE E BALLIT

4.1 Llogaritja e forcave

4.1.1 Llogaritja e peshave te perhershme te mbistrukture (g):

Traret kryesore te paranderur = $8 * (13.3 * 0.6652) * 2.5 = 177 \text{ ton}$

Traret terthore = $2 * (0.3 * 1.1 * 8.5) * 2.5 = 14 \text{ ton}$

Soleta, 20cm = $(0.2 * 8 * 13.3) * 2.5 = 53.2 \text{ ton}$

Trotuar = $(1 + 0.5) * 13.3 * 0.4 * 2.5 = 20 \text{ ton}$

Beton rrafshues = $(0.06 * 8 * 13.3) * 2.3 = 14.7 \text{ ton}$

Hidroizolim = $(0.01 * 8 * 13.3) * 1.8 = 1.9 \text{ ton}$

Beton mbrojtes = $(0.01 * 8 * 13.3) * 2.3 = 2.5 \text{ ton}$

Asfaltobeton = $(0.06 * 8 * 13.3) * 2.1 = 13.4 \text{ ton}$

$$\sum G_{mbist.} = 296.7 \text{ ton}$$

Pesha mbistrukture per nje hapsire $L=13.3\text{m}$ do te jete $\sum G_{mbist.} = 296.7 \text{ ton}$

4.1.2 Llogaritja e forces se frenimit (q3):

Sipas CNR fq 156 kemi

$$18 \text{ ton} \leq q_3 = 0.6(2 * Q_{1k}) + 0.1 * q_{1k} * W * L \leq 90 \text{ ton}$$

$$18 \text{ ton} \leq 0.6(2 * 0.8 * 30) + 0.1 * 0.8 * 0.9 * 3 * 13.3 = 31.7 \text{ ton} \leq 90 \text{ ton}$$

$$q_3 = 31.7 \text{ ton}$$

4.1.3 Llogaritja e reaksionit nga mjeti levizes (q1)

Persa i perket ngarkeses se levizhshme (ngarkesa mjetit), ne jemi bazuar ne standartet e Eurokode-it te cilat jane adoptuar edhe nga normat Italiane CNR.

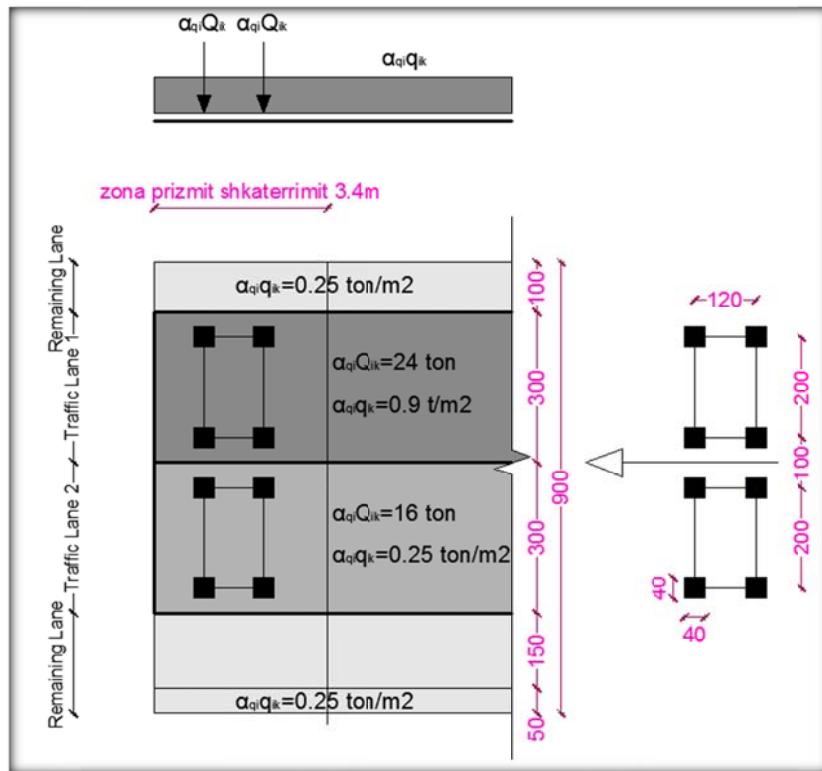


Figure 12 Skemes se ngarkimit sipas Eurokod-1

Reaksiuni vertikal ne mbeshtetje nga ngarkesat e levizshme q_1

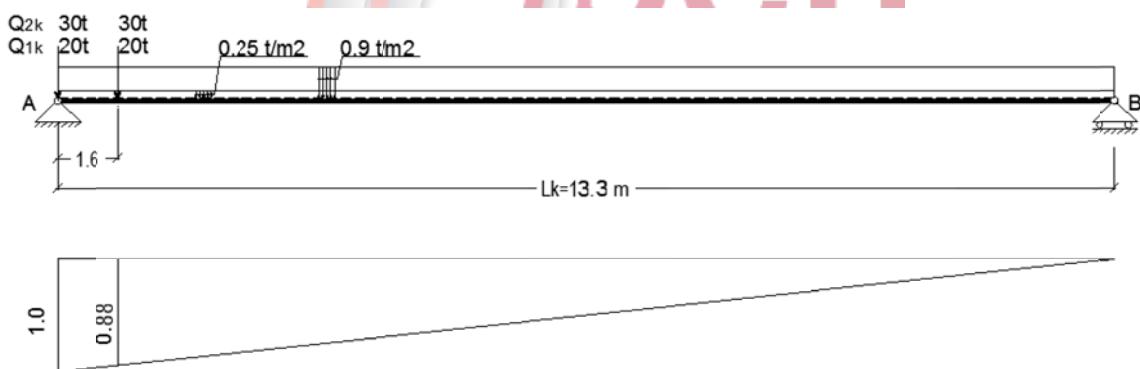


Figure 13 Skema statike e traut $L=13.3m$

$$R_A = 50 * 0.8 * 1 + 50 * 0.8 * 0.88 + 2.7 * 0.8 \frac{1.0 * 13.3}{2} + 1.5 * 0.8 \frac{1.0 * 13.3}{2} = 97.55 \text{ ton}$$

$$q_1 = R_A^{mjeti} = 110 \text{ ton}$$

4.2 LLOGARITJA E BALLIT

Llogaritjet statike te ballit jane bere me software-in italiano "MURO" V 2.4. Lartesia e murit te ballit eshte pranuar te jete 6.0m, ndersa pllaka ku mbeshtet ballit ka lartesi 1.2m. Betoni i perdorur ne keto elemente do jete beton C25/30 ndersa hekuri do jete FeB44k. Ne figuren me poshte jepet edhe skema gjeometrike e ballit.

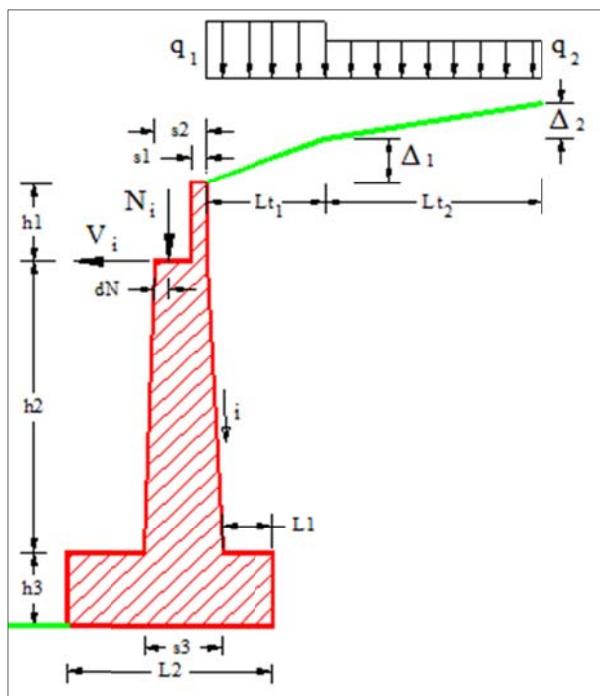


Figure 14 Skema gjeometrike e ballit

Llogaritjet jane bere sipas normativeve Italiane NTC 2008. Ne figuren me poshte jepen te dhenat (me ngjyre te kuqe) gjeometrike, gjeoteknikse dhe ngarkesat qe jane perdorur ne llogaritjen e ballit. Gjithashtu jane dhene edhe rezultatet e analizes (me ngjyre te zeze), nga te cilat shohim qe te gjitha kontrolllet (ne permbyse, ne rreshqitje) jane kaluar me sukses.

4.2.1 Forcat e jashtme Ni dhe Vi qe veprojne ne balle

Ni - perfaqsohet nga reaksiuni qe vjen nga mbistruktura dhe nga mjeti (te llogaritura me siper):

$$N_i^{\text{mbist.}} = \frac{\sum P_{\text{mbist.}}}{2} = \frac{2967}{2} = 1483.5 \text{ kN}; \quad N_i^{\text{mjeti}} = 1100 \text{ kN};$$

Vi - perfaqsohet nga forca e frenimit (e llogaritur me siper):

$$V_i = 317 \text{ kN}$$

Nga kombinimi i ngarkesave kemi keto resultate (per gjeresi balli 8.9m):

$$N_i = 1.35 * N_i^{\text{mbist.}} + 1.5 * N_i^{\text{mjeti}} = 1.35 * 1483.5 + 1.5 * 1100 = 3652.7 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.5 * V_i^{\text{frenim}} = 1.5 * 317 = 475.5 \text{ kN}$$

Ngarkesat e llogaritura per 1ml gjeresi balli:

$$N_i = \frac{3652.7}{8.9} = 410.4 \text{ kN}; \quad V_i = \frac{475.5}{8.9} = 53.4 \text{ kN};$$

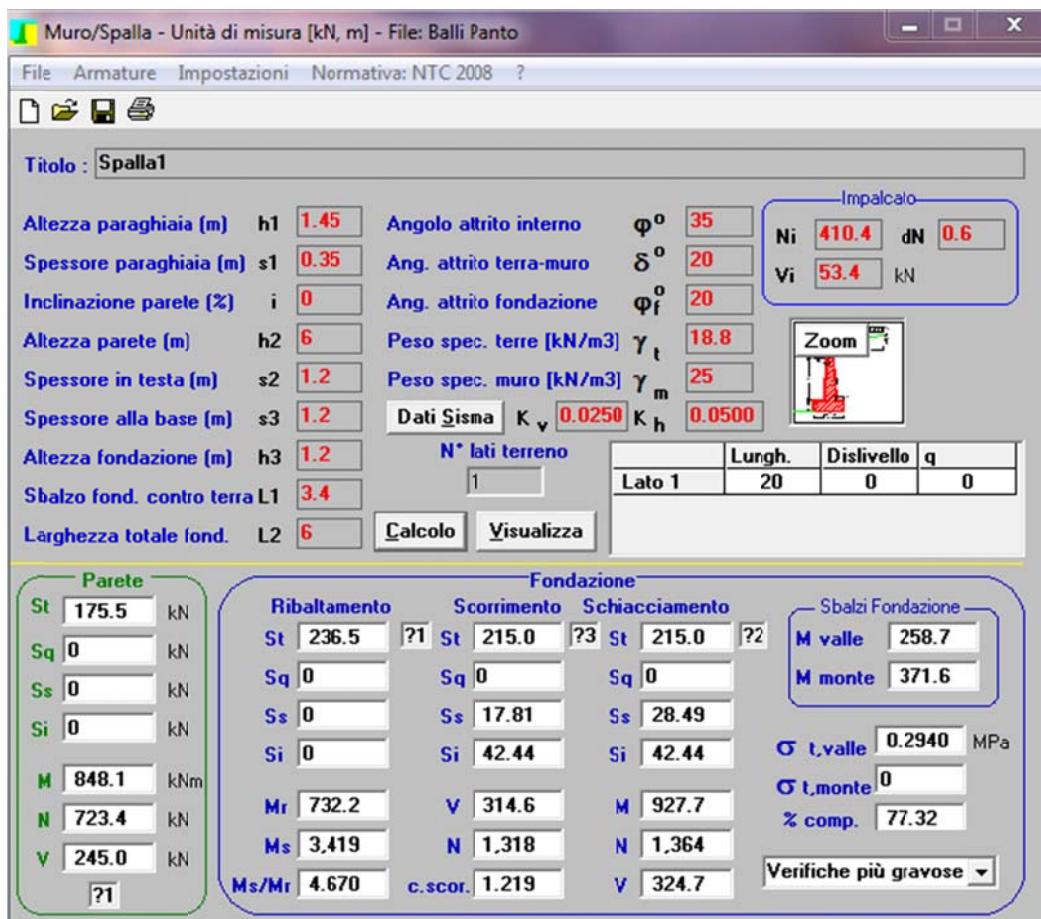


Figure 15 Te dhenat dhe rezultatet e analizes se ballit

Pas analizes, rezulton qe balli eshte statikisht i qendrueshem.

4.2.1.1 Llogaritjet per percaktimin e armimit te ballit te ures

Konsoli vertikal

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
6	848.1	723.4	245.0	11.46	8.30	0.23
5	633.3	675.4	203.7	6.74	7.32	0.19
4	455.5	629.5	168.3	2.96	6.43	0.16
3	308.8	585.8	138.9	0.00	5.36	0.13
2	187.2	544.3	115.5	0.00	1.42	0.11
1	84.84	504.9	97.93	0.00	0.77	0.09

PARAGHIAIA (Konsoli i shkurter i ballit, ku vendoset elastomeri vertikal, referuar lartesise h_1 ne figuren 14)

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
1.45	6.518	15.35	11.70	0.33	2.23	0.04
0.45	0.4213	4.261	2.254	0.00	0.04	0.01

Konsoli i shkurtër i themelit (d= distanca e seksionit ne shqyrtim nga konsoli vertikal. As positive per armaturen poshte)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
0	258.7	369.5	5.88	3.40	0.35
1	21.12	105.6	0.47	0.92	0.10

Konsoli i gjate i themelit (d= distanca e seksionit ne shqyrtim nga konsoli vertikal. As positive per armaturen lart)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	σ_c [MPa]	τ_c [MPa]
0	371.6	-21.31	8.51	4.15	-0.02
1	331.0	102.6	7.56	3.89	0.10
2	166.4	226.5	3.75	2.69	0.22
3	13.60	68.02	0.30	0.73	0.06

Këto janë llogaritjet e armaturave As nga programi për sekcione te ndryshme te ballit te urës te llogaritura për 1 ml. Meqenëse këto armime janë me te vogla se minimumi konstruktiv, ne baze te normativave te rekomanduara nga Eurokod 2 dhe 8 kemi pranuar armim konstruktiv te ballnave.

4.2.2 Llogaritjet e uljeve për themellet e ballnave te ures

Llogaritjet e uljeve te ballnave te urës janë te bazuar ne te dhënat gjeologjike te zonës për dy ballnat. Meqenëse shtresat qe ndodhen poshtë tabanit janë te njëjtë për te dy ballnat do te bëjmë llogaritjen e uljeve vetëm te njërsë mbështetje.

- Karakteristikat e shtresave ku ndodhet themeli i ures

Shtresa nr. 1/1

Përbehet nga zhavorre fraksion trashe jo homogjene me ngjyre gri mesatarisht e ngjeshur

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

• pesha vëllimore	1.88 T/m ³
• konsistenza	-
• moduli i deformimit	140 kg/cm ²
• këndi i fërkimit të brendshëm	28°
• kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.05 kg/cm ²
• ngarkesa e lejuar [σ]	2.4 kg/cm ²
• S.P.T (N)	13
• CBR	7%
• kategori e fortësisë në gërmim	4



Shtresa nr. 2

Përbehet nga ndërshtresa alevrolite dhe ranore, me ngjyre gri, gri ne blu, me pak lagështi dhe te ngjeshura.

Parametrat fiziko – mekanike të shtresës janë si më poshtë:

• pesha vëllimore	1.94 T/m ³
• konsistenza	0.22
• moduli i deformimit	180 kg/cm ²
• këndi i fërkimit të brendshëm	20°
• kohezioni (tërthor shtresëzimit)	0.35 kg/cm ²
• ngarkesa e lejuar [σ]	2.6 kg/cm ²
• S.P.T (N)	16
• CBR	7-8 %

- kategori e fortësisë në gërmim 5
- **Llogaritja e deformimeve mbetese**

Llogaritja e uljes se plote do te realizohet me metodën e mbledhjes elementare e cila bazohet ne formulat e mëposhtme:

$$S = \sum h_i * a_{0i} * \sigma_{i(mes)} \quad \text{ose} \quad S = \sum h_i * \frac{\beta_i}{E_i} * \sigma_{i(mes)}$$

h_i = trashesia e shtresave elementare (zakonisht me lartesi 2m)

E_i = Moduli i deformimit te përgjithshëm për çdo shtrese elementare

β_i = koeficient qe varet nga lloji i dheut. Ne tabelën e mëposhtme gjenden vlerat e β_i ne varësi te dheut:

Lloji i dheut	Vlera e β
Argjile	0.4
Suargjile	0.5
Surere	0.7
Rere	0.8

$\sigma_{i(mes)}$ = vlera mesatare e sforcimeve për çdo shtrese elementare

Dimensionet ne plan te themelit te ures $b * l = 6 \text{ m} \times 9.9 \text{ m}$.

b – është gjërësia ne plan e themelit te ures

l – është gjatësia ne plan e themelit te ures

Nga llogaritjet e bëra për ballin e urës kemi marre dhe vlerat e forcave te brendshme ne themel dhe prandaj kemi qe $N_i = 1364 \text{ kN}$ për 1ml te ballit. Meqenëse balli është i gjate 8.9 m, forca shtypëse qe shkarkohet ne themel do jete:

$$N = 1364 * 8.9 = 12139.6 \text{ kN}$$

Kjo force e përqendruar do te ushtronhet ne tabanin e themelit ne një ngarkese te shpërndare:

$$g = \frac{N}{b * l} = \frac{12139.6}{6 * 9.9} = 204.37 \text{ kN/m}^2$$

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Nr.	$\gamma(i)$	b(m)	l(m)	$h_i(m)$	z(m)	$\alpha=l/b$	$\beta=z/b$	Ko	$\sigma(z)=Ko \cdot P$	$\sigma(t)=\gamma_i \cdot h_i$	$\sigma(av)$	S (cm)
1	18.4	6	9.9	0.0	0.0	1.65	0.0	1.0	204.37	0		
2	18.4	6	9.9	1.4	0.7	1.65	0.117	0.956	195.37772	12.908	199.87386	1.63051692
3	19	6	9.9	2	2.4	1.65	0.400	0.795	162.47415	45.6	178.92594	1.62181046
4	19	6	9.9	2	4.4	1.65	0.733	0.59	120.5783	83.6	141.52623	1.2828141
5	19	6	9.9	2	6.4	1.65	1.067	0.417	85.22229	121.6	102.90030	0.9327031
6	19	6	9.9	2	8.4	1.65	1.400	0.301	61.51537	159.6	73.36883	0.66502565
7	19	6	9.9	2	10.4	1.65	1.733	0.22	44.9614	197.6	53.23839	0.48256039
8	19	6	9.9	2	12.4	1.65	2.067	0.161	32.90357	235.6	38.93249	0.35288965
Zona aktive përfundon kur $\sigma(z) = (0.1 - 0.2) * \sigma(t)$								Ulja totale			5.3378	

Vlerat e koeficientit K_0 për llogaritjen e σ_{z0} (nen qendrën e themelit) janë marre me interpolim nga tabela e mëposhtme:

$\beta=z/b$	Raporti i brinjëve te themelit $\alpha=l/b$							
	1	1.5	2	3	6	10	20	Problemi plan
0.25	0.898	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.960	0.960
0.5	0.696	0.716	0.734	0.762	0.792	0.792	0.820	0.820
1.0	0.336	0.428	0.470	0.500	0.522	0.618	0.549	0.550
1.5	0.194	0.257	0.288	0.348	0.373	0.360	0.397	0.400
2.0	0.114	0.157	0.188	0.240	0.279	0.268	0.308	0.310
3.0	0.058	0.076	0.108	0.147	0.188	0.180	0.209	0.210
5.0	0.008	0.025	0.040	0.076	0.106	0.096	0.129	0.130

Ulja totale e mbështetjeve te urës është 5.3 cm, pra me e vogël se vlerat e rekomanuara ne kushtet teknike te projektimit për uljet e mbështetjeve te një ure. Meqenëse mbështetjet e urës ndodhen ne te njëtin formacion gjeologjik, kjo ndikon qe te mos shfaqen ulje diferencale dhe komplet struktura te ketë kryesisht ulje te njëtrajtshme.

LLOGARITJA E TOMBINOVE

Ngarkesat qe veprojne mbi tubat pre betoni te armuar, te vendosura ne transhe hyjne:

1. Ngarkesa e perkohshme ne siperfaqen e tokes (prej mjeteve te transportit etj.);
2. Presioni prej vete dheut qe ndodhet mbi tub;
3. Pesha e vete lengut;
4. Presioni hidrostatik i lengut, duke marre parasysh edhe grushtin hidraulik;
5. Pesha vetiake e tubit.



Per llogaritjen e tubave te gjitha ngarkesat vertikale mund t'i trajtojme si ngarkesa te reduktuara vertikale qe veprojne gjate gjithe gjatesise ne kulmin e tubit (P_f). Nga te dhenat hidrotekniqe keto tombino i konsiderojme si tuba beton arme pa presion.

- Ngarkesa e reduktuar vertikale nga veprimi i peshes se tokes mbi tubin me diameter te jashtem D_j gjendet me formulen:

$$P_{f,t} = \frac{\gamma * C_t * B^2}{\psi'}$$

Ku: γ - pesha vellimore e tokes mbi tub ne t/m^3 ;

C_t -koeficient i cili varet nga rapporti ndermjet trashesise se tokes mbi tub dhe gjeresise se poshtme te transhese (B) dhe qe gjendet me anen e grafikut (fig.3)

ψ' -koeficient qe varet nga cilesia e bazamentit te tubit dhe gjendet sipas grafikut (fig.4)

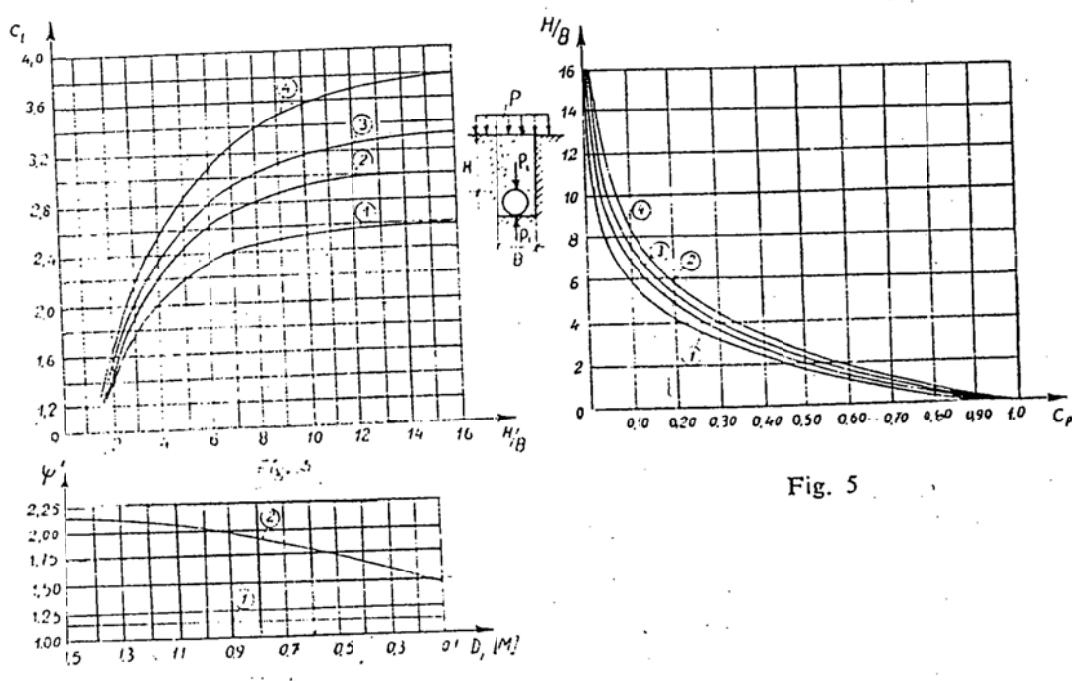


Fig. 5

Per rastin me te disfavorshem te marre ne shqyrtim, tombino eshte me diameter te brendshem $D_b=1m$ dhe me trashesi paretesh $\delta=10 cm$. Pra kemi qe diametri i jashtem eshte $D_j=1.2m$. Trashesia e tokes mbi tub eshte $H=0.4 m$ ndersa gjeresia e poshtme e transhese eshte $B=1.8 m$.

Ngarkesa e reduktuar vertikale qe vepron ne kulmin e tubit nga veprimi i peshes se dheut do te jetet:

$$P_{f,t} = \frac{\gamma * C_t * B^2}{\psi'} = \frac{2 * 0 * 1.8^2}{2.1} = 0 t/m \rightarrow \text{tregon qe mbushja lart tombinos nuk ka ndikim pasi eshte shume e vogel,}$$

$\gamma = 2 t/m^3 \rightarrow$ pesha vellimore mesatare e shtresave mbi tombino.

$B = 1.8 m \rightarrow$ gjeresia e poshtme e transhese.

$$C_t = 0 \rightarrow \text{koeficient i marre nga grafiku fig.3 per } \frac{H}{B} = \frac{0.4}{1.8} = 0.22.$$

$\psi' = 2.1 \rightarrow$ koeficient i marre nga grafiku fig. 4.

- Ngarkesa e reduktuar vertikale prej veprimit te ngarkesese se perkohshme mbi siperfaqen e tokes (p) ne t/m^2 do te jetë:

$$P_{f,p} = \frac{C_p * p * B}{\psi'}$$

Ku: C_p -koeficient i cili varet nga rapporti H/B dhe qe gjendet me anen e grafikut (fig.5);

Per rastin tone kemi:

$$P_{f,p} = \frac{C_p * p * B}{\psi'} = \frac{0.85 * 15.89 * 1.8}{2.1} = 11.577 t/m$$

- Si ngarkese e reduktuar prej peshes vetiake te tubit merret madhesia e shprehur me formulen:

$$P_{f,g} = \frac{\pi * D_o * \gamma_1 * \delta}{\psi'}$$

Ku: γ_1 - pesha vellimore e betonit te armuar ne t/m^3 ;

D_o -diametri mesatar (mes per mes mureve) i tubit ne [m];

δ - trashesia e mureve te tubit, ne [m];

ψ' -koeficient qe varet nga cilesia e bazamentit te tubit dhe gjendet sipas grafikut (fig.4)

Pas zevendesimeve do te kemi:

$$P_{f,g} = \frac{\pi * D_o * \gamma_1 * \delta}{\psi'} = \frac{\pi * 1.1 * 2.3 * 0.1}{2.1} = 0.378 t/m$$

Ku: $\gamma_1 = 2.3 t/m^3$

$D_o = 1.1 m$

$\delta = 0.1 m$

- Ndersa ngarkesa e reduktuar vertikale prej peshes se lengut ne 1 ml te tubit merret:

$$P_{f,l} = \frac{\pi * D^2 * \gamma_2}{4 * \psi'}$$

Ku: γ_2 - pesha vellimore e lengut ne t/m^3 ;

D -diametri i brendshem i tubit ne [m];

Ne rastin tone kemi:

$$P_{f,l} = \frac{\pi * D^2 * \gamma_2}{4 * \psi'} = \frac{\pi * 1^2 * 1}{4 * 2.1} = 0.374 t/m$$

Pra perfundimisht ngarkesat e reduktuara vertikale jane:

$$P_{f,t} = 0 t/m$$

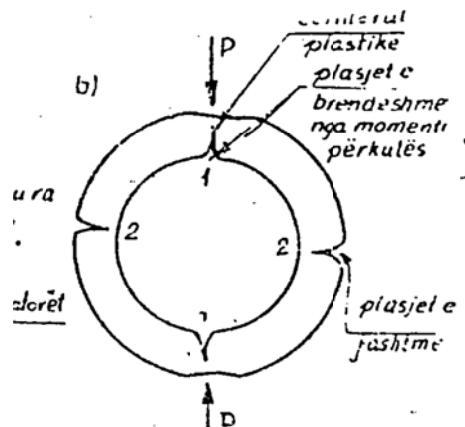
$$P_{f,p} = 11.577 \text{ t/m}$$

$$P_{f,g} = 0.378 \text{ t/m}$$

$$P_{f,l} = 0.374 \text{ t/m}$$

- Llogaritja e forcave te brendshme qe lindin ne tubat pa presion.

Per llogaritjen e tubave me prerje rrethore, duke marre parasysh lindjen e kater cernierave plastike, momenti prej forcave vertikale te jashtme ne kycin (1) e tubit merret:



$$M_1 = 0.25 * \sum P_f * r_0$$

Ku: r_0 – rrezja mesatare e tubit e barabarte sa $D_o/2$; $r_0 = 0.55 \text{ m}$,

$\sum P_f = P_{f,t} + P_{f,p} + P_{f,g} + P_{f,l} = 0 + 11.577 + 0.378 + 0.374 = 12.329 \text{ t/m} \rightarrow$ shuma e ngarkesave te reduktuara.

Pra:

$$M_1 = 0.25 * \sum P_f * r_0 = 0.25 * 12.329 * 0.55 = 1.695 \text{ t * m}$$

Ndersa momenti perkules dhe forca normale shtypese ne cernierat (2) merren:

$$M_2 = 0.5 * \sum P_f * r - M_1 = 0.5 * 12.329 * 0.5 - 1.695 = 1.387 \text{ t * m}$$

$$N_2 = 0.5 * \sum P_f = 0.5 * 12.329 = 6.1645 \text{ t}$$

Ku: r – rrezja e brendshme e tubit; $r = 0.5 \text{ m}$,

Per tubat me trashesi konstante formula e llogaritjes se aftesise mbajtese ne rastin e armimit me armature spirale dyfishe eshte:

$$F_a = \frac{0.5 * \sum P_f * r * K}{(h_{01} + h_{02}) * \alpha * \delta * \sigma_r}$$

Ku: $\sum P_f$ – shuma e ngarkesave vertikale te percaktuar me lart ne [kg/m];

r - rrezja e brendshme e tubit ne [cm];

K - koeficienti i sigurise $K=1.8$;

h_{01}, h_{02} - jane perkatesisht lartesite shfrytezuese ne celes dhe ne ane;

F_a – siperfaqja e armatures per 1 ml te tubit;

Ne rastin ne shqyrtim kemi:

$$\sum P_f = 12.329 \text{ t/m} = 12329 \text{ kg/m}$$

$$r = 50 \text{ cm}$$

$$h_{01} = h_{02} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_r = 2850 \text{ kg/cm}^2$$

Pra do te kemi:

$$F_a = \frac{0.5 * \sum P_f * r * K}{(h_{01} + h_{02}) * \alpha * \delta * \sigma_r} = \frac{0.5 * 12329 * 50 * 1.8}{(7.5 + 7.5) * 0.00026 * 10 * 2850} = 4991.5 \text{ cm}^2$$

Perqindja minimale e armimit per 1 ml te tombinos eshte 0.2%.

$$\text{Pra } A_{smin} = \frac{0.2}{100} * 3.14 * 110 * 10 = 690.8 \text{ cm}^2$$

Analiza e mureve pritese $h=0.65\text{m}$

Dimensionimi Nr. 1

Forcat vepruese mbi konstruksion

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit prites

Cross-section depth $h = 0.45 \text{ m}$

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$

Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$

Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesise mbajtese

Dimensionimi Nr. 2

Forcat vepruese mbi konstruksion

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000



Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit 0.90 m nga koka e murit

Cross-section depth h = 0.45 m

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$ Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$ $N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$ **Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesise mbajtese****Dimensionimi Nr. 3****Forcat vepruese mbi konstrukcion**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.31	5.97	0.25	1.000
Earthq.- constr.	0.30	-0.31	-0.15	0.25	1.000
Active pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-0.65	0.00	0.45	1.000

Kontrolli i murit

Cross-section depth h = 0.45 m

Shear : $V_{Ed} = 0.30 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 215.19 \text{ kN/m}$ Pressure + Flexure : $M_{Ed} = -0.05 \text{ kNm/m}$ $N_{Ed} = 5.82 \text{ kN/m} < N_{Rd} = 3702.34 \text{ kN/m}$ **Dimensionimi i murit kenaq kushtin e aftesise mbajtese****Parametrat e dheut – Gjendja e sforcuar totale**

Number	Name	Pattern	φ_u [°]	c_u [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Soil No. 1 -		10.00	20.00	20.00

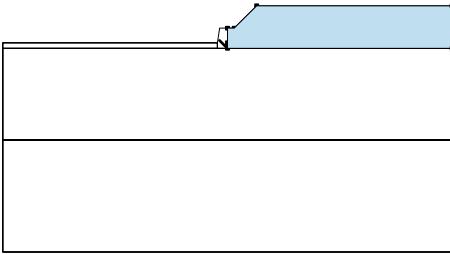
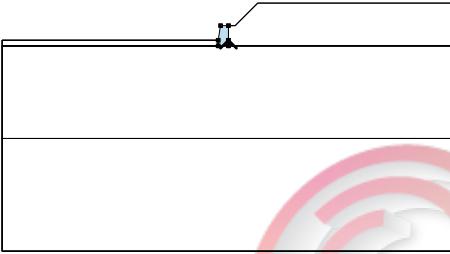
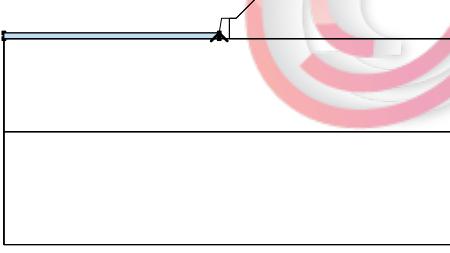
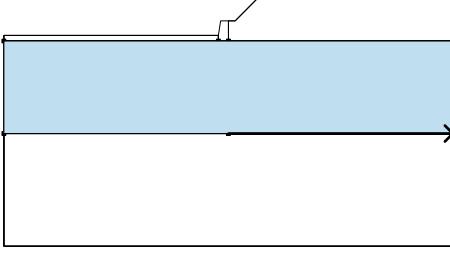
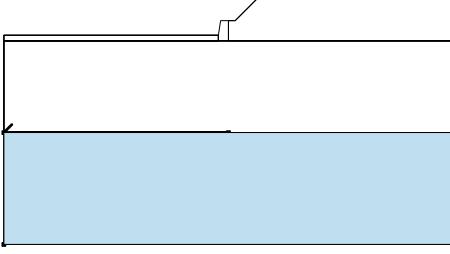
Parametrat e dheut**Soil No. 1**Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\varphi_u = 10.00^\circ$ Cohesion of soil : $c_u = 20.00 \text{ kPa}$ **Struktura rigjide**

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Number	Name	Sample	[kN/m ³]
1	Rigid body		23.00

Muri dhe shtresat e marra ne konsiderate

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0.00	99.35	0.00	99.10	Soil No. 1
		10.00	99.10	10.00	101.00	
		1.30	101.00	0.30	100.00	
		0.00	100.00			
2		0.00	99.10	0.00	99.35	Rigid body
		0.00	100.00	-0.35	100.00	
		-0.45	99.35	-0.45	99.10	
3		-0.45	99.10	-0.45	99.35	Soil No. 1
		-10.00	99.35	-10.00	99.10	
4		0.00	95.00	10.00	95.00	Soil No. 1
		10.00	99.10	0.00	99.10	
		-0.45	99.10	-10.00	99.10	
		-10.00	95.00			
5		0.00	95.00	-10.00	95.00	Soil No. 1
		-10.00	90.00	10.00	90.00	
		10.00	95.00			

Uji

Water type : No water



Plasaritja nga Terheqja

Tensile crack not inputted.

Forca sizmikeHorizontal seismic coefficient : $K_h = 0.05$ Vertical seismic coefficient : $K_v = 0.02$ **Parametrat e Analizes**

Analysis settings : Standard

Analysis type : Safety factor

Safety factor : 1.50

Analiza e mureve pritese $h=1.15m$ **Project**

Date : 4/3/2018

Materiali i strukturaUnit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 16/20

Longitudinal steel : B500

Gjeometria e struktura

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.15
3	0.00	1.50
4	-0.85	1.50
5	-0.85	1.15
6	-0.65	1.15
7	-0.45	0.00



The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 0.93 m².**Parametrat baze te dheut - (Gjendja e sforcuar totale)**

No.	Name	Pattern	ϕ_u [°]	c_u [kPa]	a [kPa]	γ [kN/m ³]
1	soil 1		20.00	34.30	24.00	19.30

Parametrat e dheut ne qetesë

No.	Name	Pattern	Type calculation	ϕ [°]	ψ [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	soil 1		cohesive	-	0.30	-	-

Parametrat e dheut**soil 1**

Unit weight :	γ = 19.30 kN/m ³
Stress-state :	total
Angle of internal friction :	ϕ_u = 20.00 °
Cohesion of soil :	c_u = 34.30 kPa
Adhesion struc.-soil :	a = 24.00 kPa
Soil :	cohesive
Poisson's ratio :	ν = 0.30
Saturated unit weight :	γ_{sat} = 19.30 kN/m ³

Profil i gjeologjik

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	soil 1	

Profil i tokes

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.50	0.00
3	1.50	-1.00
4	2.50	-1.00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.

Positive coordinate +z has downward direction.

Veprimi i ujit

Ground water table is located below the structure.

**Rezistenza ne ballin e struktura**

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - soil 1

Soil thickness in front of structure h = 0.50 m

Angle of friction struc.-soil ϕ = 20.00 °

Terrain in front of structure is flat.

Veprimi sizmik

Horizontal seismic coefficient K_h = 0.0500

Vertical seismic coefficient K_v = 0.0250

Water below the GWT is restricted.

Parametrat e analizes

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation - Caquot-Kerisel (CSN 730037)

Earthquake analysis theory - Mononobe-Okabe

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.50

Safety factor for overturning = 1.50

Factor of safety for bearing capacity = 1.50

Verifikimi Nr. 1**Forcat vepruese mbi konstrukcion**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.66	21.39	0.52	1.000
Earthq.- constr.	1.07	-0.66	-0.53	0.52	1.000
FF resistance	-44.82	-0.25	-13.70	0.04	1.000
Earthq.- face	0.00	-0.50	0.00	0.23	1.000
Active pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000

Verifikimi i murit ne teresi**Kontrolli ne permbyse**Resisting moment $M_{res} = 10.45 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = -10.41 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 1000.00 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY**Kontrolli ne rreshqitje**Resisting horizontal force $H_{res} = 31.76 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = -43.75 \text{ kN/m}$

Safety factor = 1000.00 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY**Forcat vepruese ne qender te themelit te murit**Overall moment $M = -17.82 \text{ kNm/m}$ Normal force $N = 7.16 \text{ kN/m}$ Shear force $Q = -43.75 \text{ kN/m}$ **Overall check - WALL is SATISFACTORY****Aftesia mbajtese e tabanit****Forcat vepruese ne qender te tabanit**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	-17.82	7.16	-43.75	0.00	8.42

Bearing capacity of foundation soil check**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force $e = 0.0 \text{ mm}$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 280.5 \text{ mm}$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Footing bottom bearing capacity verification**Max. stress at footing bottom $\sigma = 8.42 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 255.00 \text{ kPa}$

Safety factor = 30.28 > 1.50

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-0.66	21.39	0.52	1.000
Earthq.- constr.	1.07	-0.66	-0.53	0.52	1.000
FF resistance	-44.82	-0.25	-13.70	0.04	1.000
Earthq.- face	0.00	-0.50	0.00	0.23	1.000
Active pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000
Earthq.- act.pressure	0.00	-1.50	0.00	0.85	1.000

Front wall jump check

Foundation thickness is greater than offset of the front wall jump. Reinforcement is not required.

Slope stability analysis

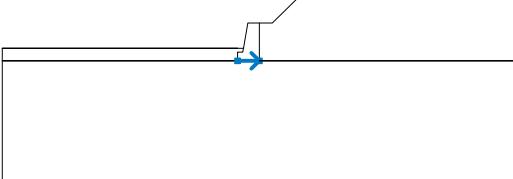
Project

Analysis type : in effective parameters

Interface

Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10.00	-1.00	-0.85	-1.00	-0.62	-1.00
		-0.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
		1.50	1.00	10.00	1.00		
2		0.00	0.00	0.00	-1.15	0.00	-1.50
		10.00	-1.50				
3		-10.00	-1.50	-0.85	-1.50	-0.85	-1.15
		-0.65	-1.15	-0.62	-1.00		

RAPORTI I LLOGARITJEVE TE STRUKTURES

Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
4		-0.85	-1.50	0.00	-1.50		

Soil parameters - effective stress state

Number	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	soil 1				19.30

Soil parameters - uplift

Number	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [-]
1	soil 1		19.30		

Soil parameters

soil 1

Unit weight :

$$\gamma = 19.30 \text{ kN/m}^3$$

Angle of internal friction :

$$\phi_{ef} = ^\circ$$

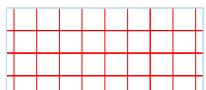
Cohesion of soil :

$$c_{ef} = \text{ kPa}$$

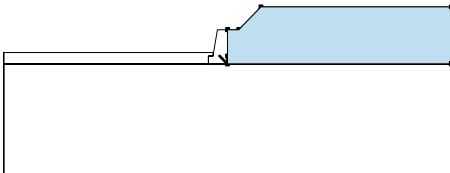
Saturated unit weight :

$$\gamma_{sat} = 19.30 \text{ kN/m}^3$$

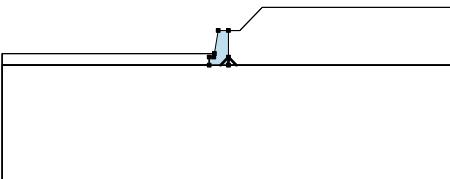
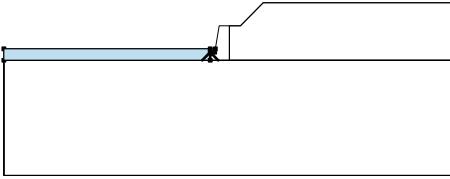
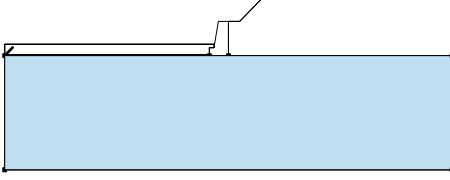
Rigid bodies

Number	Name	Sample	γ [kN/m³]
1	Rigid body		23.00

Assigning and surfaces

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0.00	-1.15	0.00	-1.50	soil 1
		10.00	-1.50	10.00	1.00	
		1.50	1.00	0.50	0.00	
		0.00	0.00			



Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
2		0.00	-1.50	0.00	-1.15	Rigid body
		0.00	0.00	-0.45	0.00	
		-0.62	-1.00	-0.65	-1.15	
		-0.85	-1.15	-0.85	-1.50	
3		-0.85	-1.50	-0.85	-1.15	soil 1
		-0.65	-1.15	-0.62	-1.00	
		-0.85	-1.00	-10.00	-1.00	
		-10.00	-1.50			
4		-0.85	-1.50	-10.00	-1.50	soil 1
		-10.00	-6.50	10.00	-6.50	
		10.00	-1.50	0.00	-1.50	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient :

$$K_h = 0.05$$

Vertical seismic coefficient :

$$K_v = 0.03$$

Analysis settings

Analysis settings : Standard

Analysis type : Safety factor

Safety factor : 1.50

