

BASHKIA HIMARË



① Lista
Aktmarrje
në dorëzim
George Cero



SISTEMIMI DHE REHABILITIMI I PËRRENJVE NË
BASHKINË HIMARË

Marrë në dorëzim
me anë të aktit
nr. 3488/11-20 prot. më
12.12.2023.

RAPORTI I PERGJITHSHEM TEKNIK
(HIDRAULIK)

FAZA: PROJEKT ZBATIMI



NENTOR 2023

PERGATITUR NGA BOE: ATELIER 4 & SEED CONSULTING



ATELIER 4
ARCHITECTURE • ENGINEERING • CONSULTING



SEEDConsulting
Smart Environment
Engineering Design

PËRMBAJTJA

Përmbajtja.....	i
Lista e Tabelave.....	iii
Lista e Figurave.....	iv
1 Te pergjithshme.....	5
2 Hidraulika e perrenjeve.....	6
2.1 Perroi i Vishes.....	6
2.1.1 Gjendja ekzistuese.....	6
2.1.2 Zgjidhja Teknike.....	8
2.2 Përroi i Kuramit.....	10
2.2.1 Gjendja Ekzistuese.....	10
2.2.2 Zgjidhja Teknike.....	12
2.3 Përroi i Buçit.....	13
2.3.1 Gjendja Ekzistuese.....	13
2.3.2 Zgjidhja Teknike.....	14
2.4 Përroi i Prinose.....	16
2.4.1 Gjendja Ekzistuese.....	16
2.4.2 Zgjidhja Teknike.....	18
3 Analiza Hidraulike, Llogaritjet.....	20
3.1 Të Përgjithshme.....	20
3.2 Ndërtimi i Modelit në HEC-RAS 2D.....	24
3.3 Kushtet në Hyrje.....	24
3.4 Kushtet në Dalje.....	26
3.5 Tereni.....	26
3.6 Ndarja në Qeliza.....	27
3.7 Ashpërsia.....	28
3.8 Strukturat Hidroteknike.....	28
3.9 Regullat e Analizimit.....	28
3.10 Supozimet dhe Kufizimet e Modelit.....	29
3.11 Rezultatet e Modelit Hidrodinamik.....	29
3.12 Rezultatet e Analizes Hidraulike Lineare, Formula Manning.....	32
4 Hyrje.....	35
5 Konsideratat për projektimin strukturor dhe kriteret e projektimit.....	36
5.1 Kodet, standardet dhe dokumentet teknike.....	36
5.2 Veprimet.....	36
5.2.1 Peshat vetjake dhe veprimet e përhershme.....	37
5.2.2 Ulja diferenciale ndërmjet themeleve.....	38
5.2.3 Ngarkesat e përkohshme në ura dhe tombino.....	38
5.2.4 Veprimi sizmik.....	41
5.3 Projektimi në Gjendjen Kufitare dhe faktorët e sigurisë për urat dhe strukturat e tjera.....	42
5.3.1 Gjendja Kufitare e Fundme (ULS).....	43
5.3.2 Gjendja Kufitare e Shërbyeshmërisë (SLS).....	47
5.3.3 Projektimi gjeoteknik.....	48

5.4	Materialet e përdorura për strukturat prej betoni	49
5.4.1	Betoni	49
5.4.2	Çeliku i Armimit.....	51
6	Analiza strukturore e urës dhe strukturave	53
6.1	Shtresa Mbrojtëse e Betonit.....	53
6.2	Ngarkesat.....	54
6.2.1	Ngarkesa e Përhershme e Elementëve Strukturore.....	54
6.2.2	Ngarkesa e Përhershme e Elementëve jo Strukturore.....	54
6.2.3	Ngarkesa e Përkohshme.....	54
6.2.4	Presioni i Dheut.....	54
6.2.5	Presioni i Ujit	55
6.2.6	Ngarkesa e Temperaturës	55
6.2.7	Ngarkesa nga Tërmeti.....	55
6.2.8	Kombinimet e Ngarkesave	56
7	Shtojca B: Llogaritjet e mureve mbajtës	60
B.1	Muri mbajte me gur H=2.0m.....	60
B.2	Muri mbajte me gabiona H=5.0m	65



LISTA E TABELAVE

Tabela 2-1: Dendësia nominale e materialeve të ndërtimit	37
Tabela 2-2: Ngarkesa e automjeteve sipas EN 1991-2	39
Tabela 2-3: Përmbledhje e veprimeve.....	41
Tabela 2-4: Koeficientet e kombinimit për veprimet mbi ura	44
Tabela 2-5: Vlerat e faktorëve ψ për urat <i>automobilistike sipas EN 1990</i>	45
Tabela 2-6: Vlerat llogaritëse γ të veprimit.....	46
Tabela 2-7: Vlerat projektuese të veprimeve për situatat me ngarkesa aksidentale dhe sizmike për urat	46
Tabela 2-8: Kombinimi i veprimeve për SLS	47
Tabela 2-9: Vlerat projektuese të veprimeve të përdorura në kombinimet e veprimeve.....	47
Tabela 2-10: Faktorët e sigurisë për gjendjen kufitare të fundme për projektimin gjeoteknik.....	48
Tabela 2-11: Diametri maksimal i shufrave për kontrollin e plasaritjeve	52
Tabela 3-1: Rastet e ngarkesave	54
Tabela 3-2: Faktorët pjesorë për kombinimet e ngarkesave (ngarkesat e përhershme).....	56
Tabela 3-3: Faktorët pjesorë për kombinimet e ngarkesave (ngarkesat e ndryshueshme).....	57
Tabela 3-4: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, EQU (Set A)	57
Tabela 3-5: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, STR/GEO (Set B).....	57
Tabela 3-6: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, STR/GEO (Set C).....	57
Tabela 3-7: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, Sizmik	58
Tabela 3-8: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, Aksidental	58
Tabela 3-9: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, Karakteristik	58
Tabela 3-10: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, I shpeshtë	58
Tabela 3-11: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, I shpeshtë	58




LISTA E FIGURAVE

Figura 1 Vendodhja e Përrenjve	5
Figura 2 Plani i Sistemimit te Perroit te Vishes	8
Figura 3 Prerja Gjatesore e Prites	9
Figura 4 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Gabiona.....	9
Figura 5 Shkallezim me Mur Gabioni.....	10
Figura 6 Plani i Sistemimit te Perroit te Kuramit	12
Figura 7 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cimentuar	13
Figura 8 Plani i Sistemimit te Perroit te Buçit	15
Figura 9 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cimentuar dhe Rruge .	16
Figura 10 Plani i Sistemimit te Perroit te Prinos	18
Figura 11 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cimentuar dhe Rruge	19
Figura 12 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Vishës	20
Figura 13 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Kuramit.....	21
Figura 14 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Buçit.....	22
Figura 15 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Prinos.....	23
Figura 16 Hapat e Ndjekur për Ndërtimin e Modelit në HEC-RAS	24
Figura 17 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Vishes	25
Figura 18 Hidrografi i Plotes me siguri 5%, Perroi i Kuramit.....	25
Figura 19 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Buçit	25
Figura 20 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Prinos	26
Figura 21 Terthori i Perroit te Vishes.....	26
Figura 22 Terthori i Perroit te Kuramit	27
Figura 23 Terthori i Perroit te Buçit dhe Prinos	27
Figura 24 Ashpersia Manning (CLC 2018).....	28
Figura 25 Harta me Njollen e Permbytjes, Plota me Siguri 1%, Perroi i Vishës	29
Figura 26 Harta me Njollen e Permbytjes, Plota me Siguri 5%, Perroi i Kuramit.....	30
Figura 27 Harta me Njollen e Permbytjes, Plota me Siguri 1%, Perroi i PRinos.....	32
Figura 5-1: Detaje të modelit të ngarkimit 1 (LM1) për ngarkesat e trafikut.....	40
Figura 5-2: Aplikimi i sistemit "tandem" për kontrollë lokale	40
Figura 5-3: Modeli i ngarkesës LM2.....	41
Figura 5-4: Çeliku i armimit B500C – diagrama sforcim-deformacion e projektimit.....	51
Figura 6-1: Tregues i shenjave (+,-) të veprimit sizmik	55
Figura 6-2: Presioni i dheut nga veprimi sizmik.....	56





A handwritten signature in blue ink is located at the bottom left of the page. The signature is stylized and cursive, appearing to be a name followed by a long horizontal flourish.



1 TE PERGJITHSHME

Në përputhje me Detyrën e Projektimit për realizimin e Studim –Projektimit “SISTEMIMI DHE REHABILITIMI I PËRRENJVE NË BASHKINË HIMARË” është hartuar raporti teknik.

Në këtë pjesë do të trajtohet zgjidhja teknike e dhënë për rehabilitimin e përrenjve: Prr. Vishës, Prr. Kuramit, Prr. Buçit dhe Prr. Prinos. Ndërsa në anekset, ANEKSI A dhe ANEKSI B janë dhënë përkatësisht llogaritjet hidraulike dhe ato strukturore.

Në hartën mëposhtë tregohet vendodhja e përrenjve.

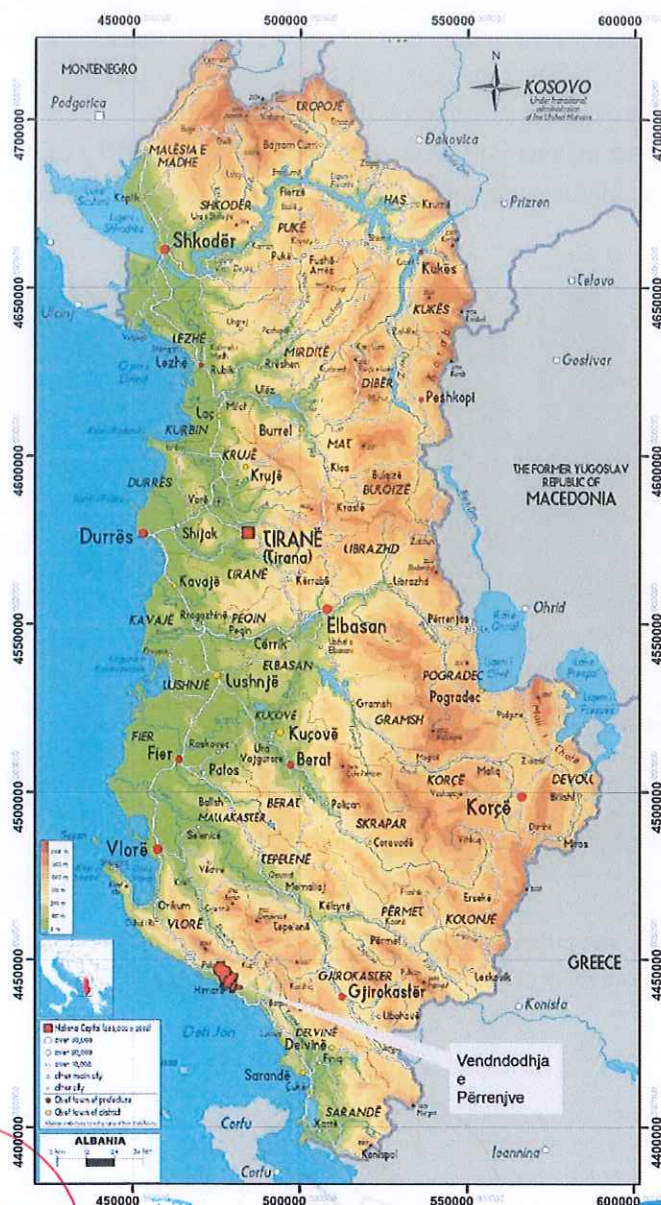
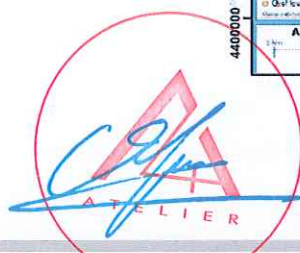


Figura 1 Vendodhja e Përrenjve



2 HIDRAULIKA E PERRENJEVE

2.1 Perroi i Vishes

2.1.1 Gjendja ekzistuese

Përroi i Vishës ndodhet në zonën e Livadhit i pozicionuar në Veri Perëndim të zonës.

Gjatësia e këtij përroi e konsideruar për tu marrë në studim është rreth 1 Km. Në krahun Jug Lindor të tij kalon rruga kryesore e cila bën të mundur aksesin në zonë.

Duke konsideruar progresiven 0+000 m ne bregun e detit, duke ecur ne drejtim te kundert me rrjedhen ne km 0+860 jane pritat malore ekzistuese, ne km 0+560 po ashtu eshte nje prite e cila sherben dhe si rruge kalimi ne anen tjetere te perroit. Keto prita jane demtuar ne bjefin e poshtem te tyre, themelet e tyre jane gerryer dhe jane ne kushte kritike qe mund te rezikojne dhe shembjen e tyre.

Përroi është i trajtuar me mur guri beton dhe gabion në të dy krahët e tij. Gjëndja e përroit është kritike për shkak të shembjes së mureve anësore nga prurjet, duke rrezikuar dëmtimin e infrastrukturës ekzistuese. Shih figurat meposhte.

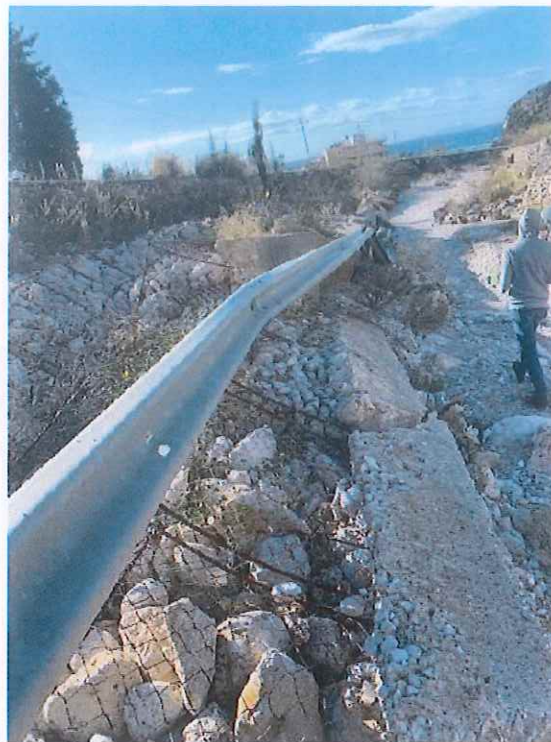


Pritat malore ekzistuese, ne Progresiven 0+860 jane demtuar ne bjefin e poshtem, eshte gerryer bazamenti.

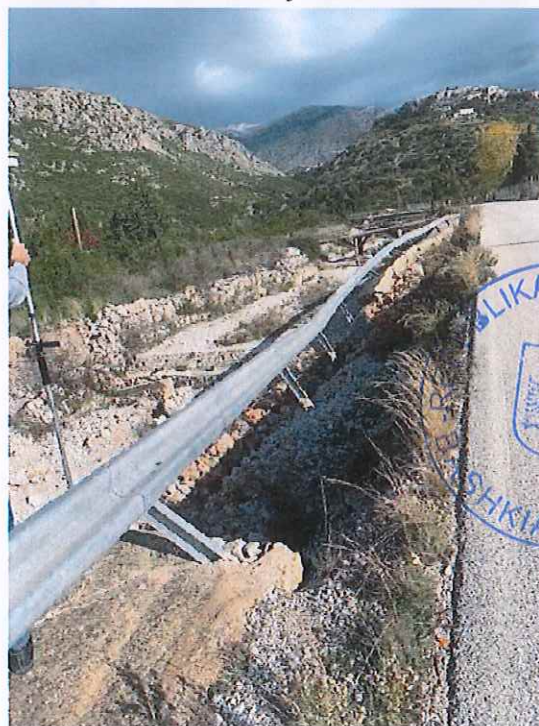
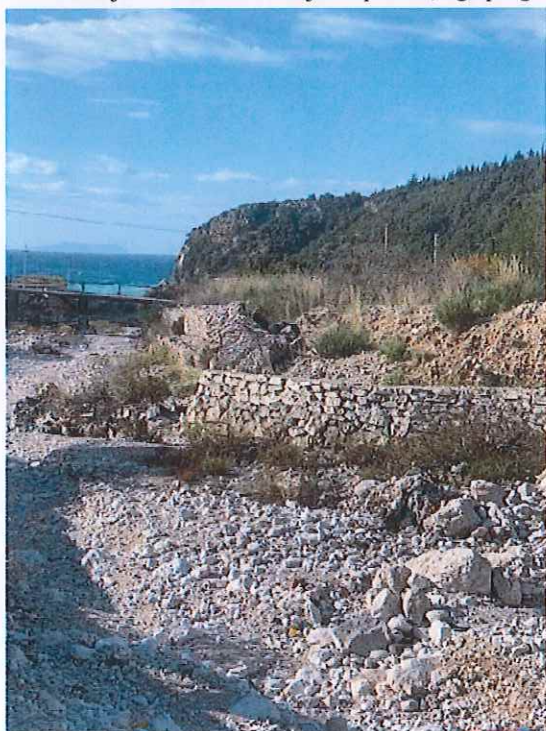


Prita Malore ne Progresiven 0+560, eshte e demtuar ne bjefin e poshtem.





Murri mbajtes ne krahun e majte te perroit, nga progresiva 0+560 deri ne afersi te derdhjes ne det eshte i shembur.



Ne krahun e djathte te perroit ka mure mbajtes ne disa segmente. Ky mur mbajtes me gabiona eshte shembur pothuajse i gjithi.



[Handwritten signatures and stamps]

2.1.2 Zgjidhja Teknike

Per te garantuar nje qendrushmeri te shpateve te perroit, si dhe per te mos lejuar gerryerret e shtratit te tij duke filuar nga progresiva 0+860 do te ndertohej nje prite e re malore me material ButoBeton e cila do te inkastrohet thelle ne bazamentin e perroit dhe do te beje te mundur dhe mbrojtjen e themelit te prites ekzistuese, pasi do te ndertohej ngjitur me te.

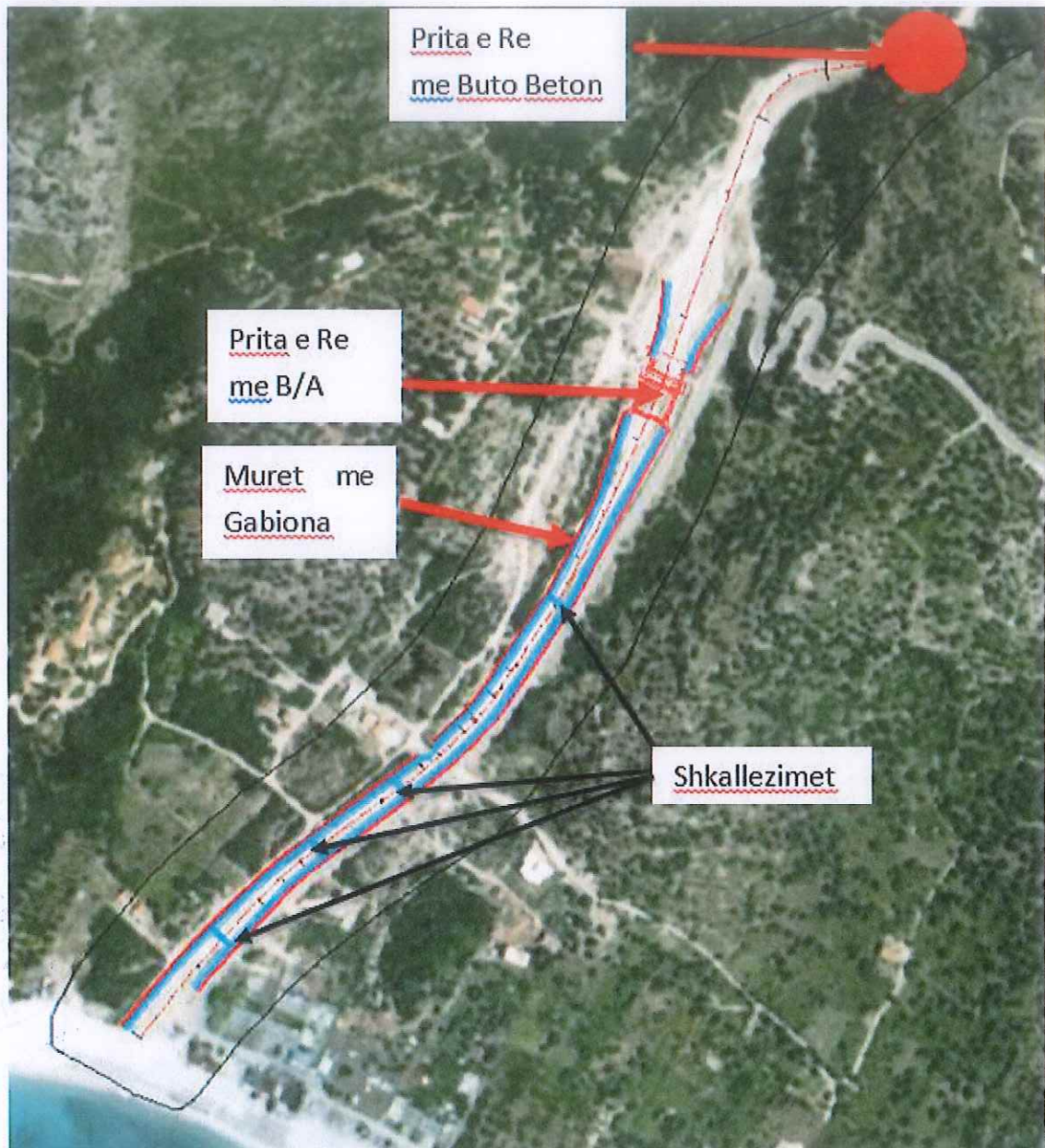


Figura 2 Plani i Sistemit te Perroit te Vishes



Nga progresiva 0+970 ku do te ndertohet prita me ButoBeton deri tek progresiva 0+720 shtrati perroit do te mbahet ne gjendjen ekzistuese. Ne progresiven 0+720 do te ndertohen ne te dyja anet e perroit mure me gabiona. Ne progresiven 0+650 ne bjefin e poshtem te prites ekzistuese do te ndertohet nje prite e re me B/A mbit te cilen do te ndertohet nje ure automobilistike. Kjo prite ne bjefin e poshtem ka nje shuares energjie i cili do te uli energjine e plotave duke parandaluar gerryerjet.

Perroi i Vishes eshte projektuar qe te transportoje nje prurje me siguri 1 here ne 100 vjet $Q1\%=120 \text{ m}^3/\text{s}$.

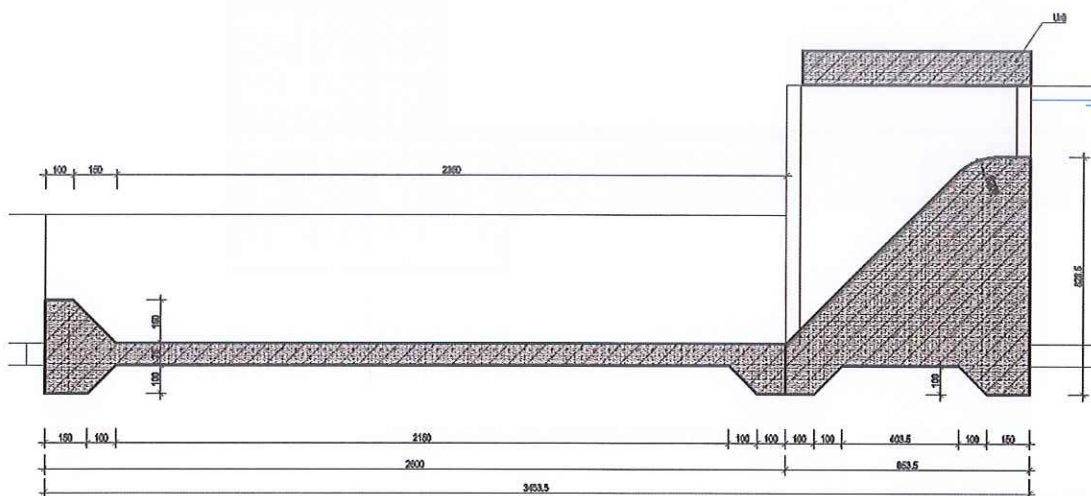


Figura 3 Prerja Gjatesore e Prites

Mbas prites prej B/A perroi do te vazhdoje i sistemuar me mure Gabioni me seksion te regullt me gjerresi 15 m dhe lartesi 3 m.

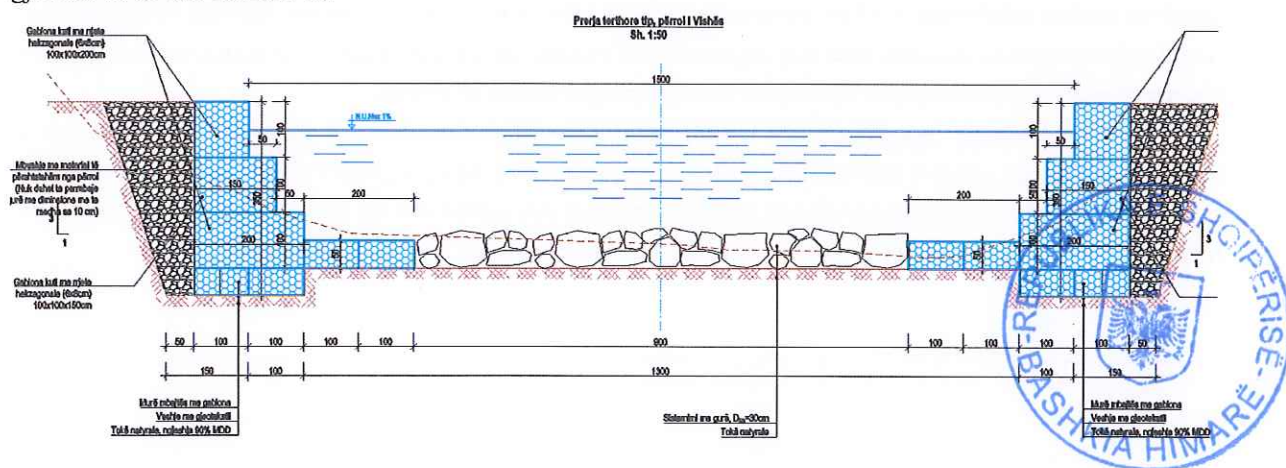


Figura 4 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Gabiona

Per te rruajtur pjerresine maksimale gjatesore te perroit jo me shume se 3%, pjerresi per te cilen shpejtesia maksimale eshte reth 6 m/s, shpejtesi e cila eshte shpejtesi e lejuar per mosgeryerjen e gabionave, pergjate perroit jane bere disa shkallezime. Keto shkallezime do te ndertohen me mur me gabiona.

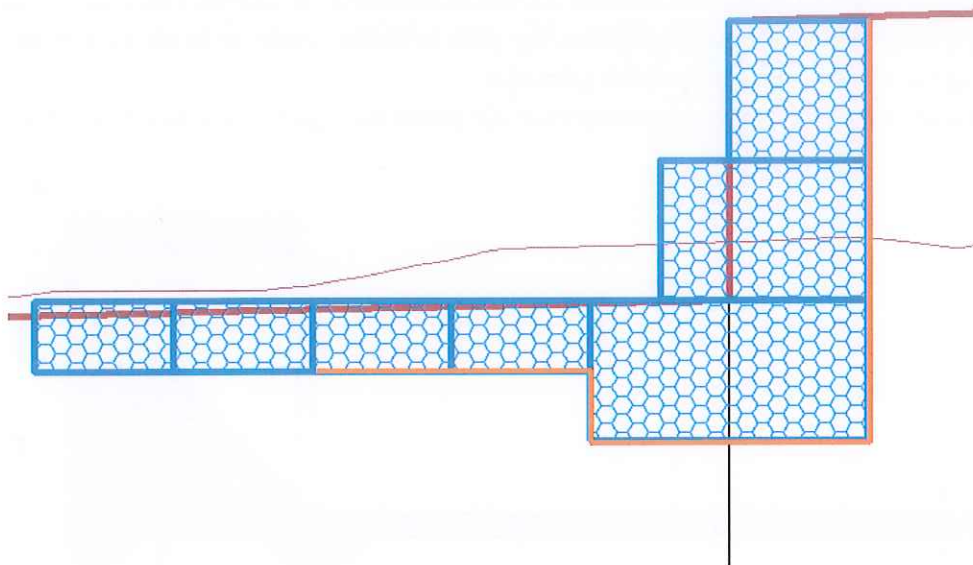


Figura 5 Shkallezim me Mur Gabioni

2.2 Përroi i Kuramit

2.2.1 Gjendja Ekzistuese

Përroi i Kuramit ndodhet në zonën pranë portit të Himarës. Gjatësia e këtij përroi e konsideruar për tu marrë në studim është rreth 1.3 Km. Në pjesën më të madhe të tij ai është i trajtuar, kjo fale nderhyrjeve të fundit infrastrukturore në zone. Disa prej segmenteve të tij kanë nevojën për trajtim me veshje muresh anësore kjo për të mos rrezikuar objektet ekzistuese të shtira përgjat fashës së përroit.

Perroi i Kuramit nga Progresiva 0+000 (derdhja ne det) dhe deri tek progresiva 0+400 eshte i rehabilituar, me nje seksion trapezoidal i veshur me gure. Ndersa nga progresiva 0+400 deri tek progresiva 1+020 perroi eshte i pa sistemuar dhe ne varesi te rrugeve ose ndertesave ka mure betoni te cilat jane here majtas dhe here djathtas rrjedhes. Meposhte tregohen fotot e gjendjes ekzistuese te përroit.



Perroi i sistemuar nga progresiva 0+380 ne drejtim te detit progresiva 0+000.



Progresiva 0+380 fillon perroi i pa sistemuar. Ka mure betoni here majtas dhe here djathtas ne varesi te ndertimeve qe jane bere ne zone.



Perroi i pa sistemuar



Perroi i pa sistemuar



2.2.2 Zgjidhja Teknike

Per te garantuar nje qendrueshmeri te shpateve te perroit, si dhe per te mos lejuar gerryerret e shtratit te tij duke filuar nga progresiva 1+020 deri ne progresiven 0+400 do te ndertohen ne te dy anet e perroit mure B/A dhe baza e perroit do te vishet me gure te cimentuar. Sic tregohet ne figurat meposhte.

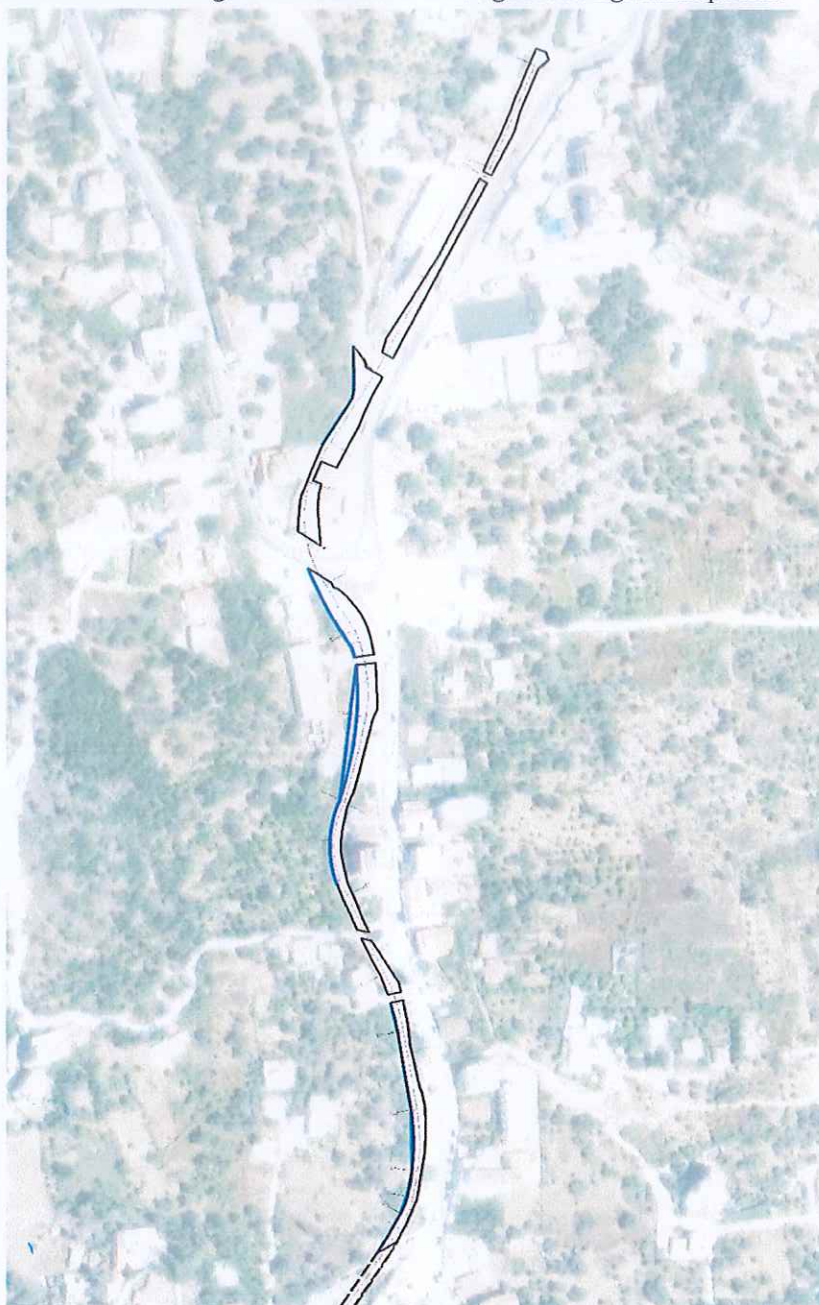


Figura 6 Plani i Sistemit te Perroit te Kuramit



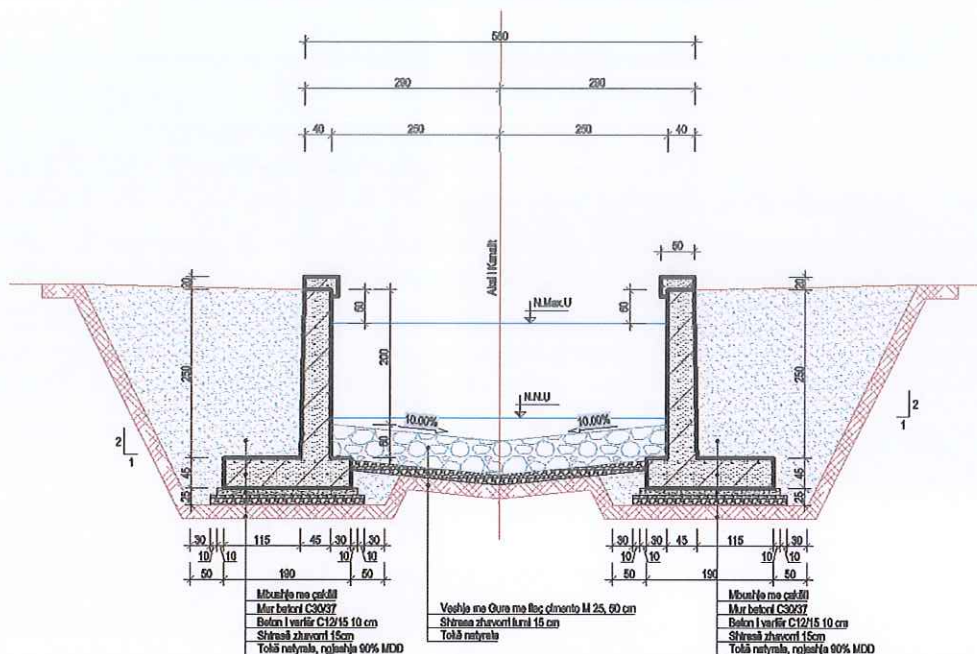


Figura 7 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cementuar

Muret prej B/A do të ndërtohen në segmentet të caktuar në të majte ose në të djathtë të perroit, aty ku nuk ka mure ekzistuese. Ndërsa baza e perroit gjatë gjithë gjatësisë që do të sistemohet do të vishet me gure të cementuar. Seksioni terthor i Perroit të Kuramit do të jetë 5 m i gjërë dhe 2 m i lartë në mënyrë që të përcjellë pa shkaktuar probleme përmbajtshëm dhe geryerjesh prurjen me perseritje 1 herë në 20 vjet $Q_{5\%}=61 \text{ m}^3/\text{s}$. Për perroit e kuramit është pranuar kjo prurje pasi që është kapaciteti i segmentit tashmë të rehabilituar në bjeftin e poshtëm (nga progresiva 0+400 deri në det)

Për të patur një shpejtësi maksimale jo më të madhe se 8 m/s e cila është dhe shpejtësia kritike për geryerjen e gureve të cementuar, është ruajtur përqendrimi maksimal i perroit 3% duke krijuar shkallëzime përgjatë tij.

2.3 Përroi i Buçit

2.3.1 Gjendja Ekzistuese

Përroi i Buçit ndodhet në zonën e Potamin, dhe ka një gjatësi prej 1.4 Km. Përshkon një sipërfaqe trualli të kufizuar në pjesën veriore nga unaza e re e Himarës dhe derdhet në gjirin e Potamit. Kryesisht përroi është i pa trajtuar gjatë gjithë gjatësisë së tij dhe ka nevojë për sistemim të shtratit si dhe veshje në të dy krahët e tij. Mëposhte jepen foto nga gjendja ekzistuese e perroit.





Segmenti i Perroit kalon ne Uren 15 m ne afersi te shakrkimit ne det 0+000

Gjendja ekzistuese e perroit ne bjefin e siperm te ures 0+000



Gjendja Ekzistuese e perroit ne progresiven 0+110, kabina elektrike

Gjendja Ekzistuese e perroit nbjefin e siperm

2.3.2 Zgjidhja Teknike

Per te garantuar nje qendrueshmeri te shpateve te perroit, si dhe per te mos lejuar gerryerrjet e shtratit te tij duke filuar nga progresiva 0+015 deri ne progresiven 0+400 do te ndertohen ne te dy anet e perroit mure

B/A dhe baza e perroit do te vishet me gure te cimentuar. Ne progresiven 0+260 do te ndertohej nje prite malore me Buto Beton, e cila do te beje te mundur shuarjen e energjise se plotave. Sic tregohet ne figurat meposhte.



Figura 8 Plani i Sistemit te Perroit te Buçit



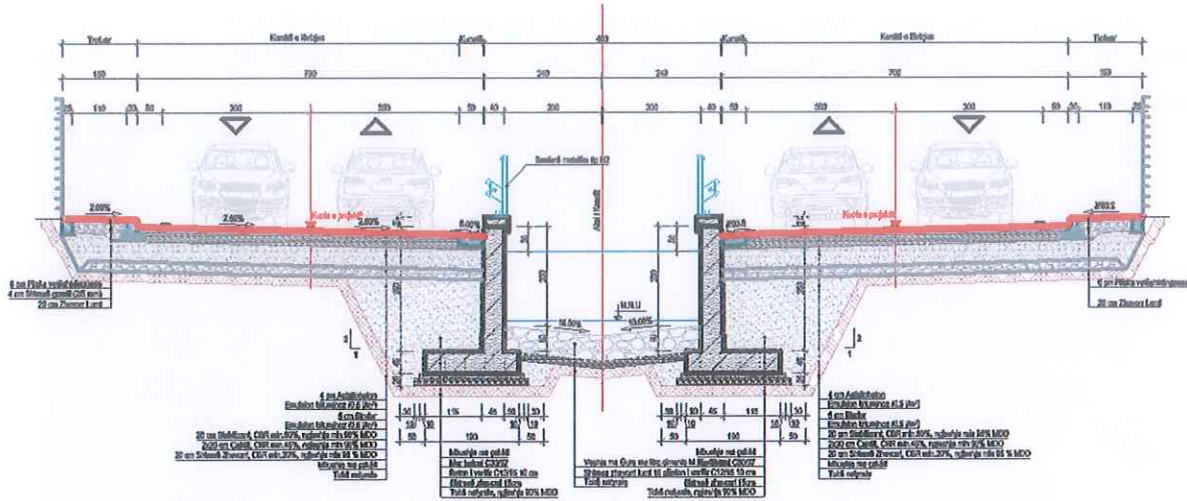


Figura 9 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cementuar dhe Rruge

Ne te djathte dhe te majte te perroit vec mureve mbajtes eshte parashikuar te ndertohet dhe nje rruge automobilistike e cila do te sherbeje per te shkuar ne zonat e banuara pereth.

Muret prej B/A do te ndertohen pergjate gjithe segmentit qe do ti nenshtrohet sistemimit, ndersa baza e perroit do te sistemohet do te vishet me gure te cementuar. Seksioni terthor i Perroit te Buçit do te jete 4 m i gjere dhe 2 m i larte ne menyre qe te percjelle pa shkakuar probleme permbytjesh dhe geryerjesh prurjen me perseritje 1 here ne 100 vjet $Q_{1\%}=31 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per te patur nje shpejtesi maksimale jo me te madhe se 8 m/s e cila eshte dhe shpejtesia kritike per geryerjen e gureve te cementuar, eshte ruajtur pjeresia maksimale e perroit 3% duke krijuar shkallezime pergjate tij.

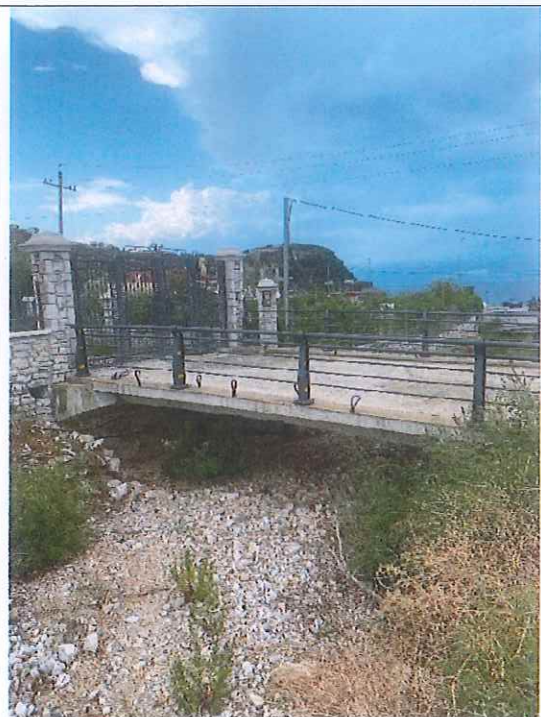
Gjithashtu pergjate perroit do te ndertohet 1 tombino 4x2 m me gjatesi 10 m (ne progresiven 0+070) e cilat do te mundesojne kalimin e kembesoreve dhe automjeteve nga njera ane e perroit ne anen tjetër.

2.4 Përroi i Prinos

2.4.1 Gjendja Ekzistuese

Përroi i Prinos ndhodhet në zonën e njohur si kryqëzimi i Potamit, dhe ka një gjatësi prej 600 m nga gryka e derdhjes dhe deri në pjesën ku intersektohet nga unaza e Himarës. Ky perrua has probleme në pjesën e grykë derdhjes së tij pasi metoda e kanalizimit të këtij përroi në pjesën e intersektimit me infrastrukturën rrugore nuk është e përshtatshme për të lejuar një rrjedhë normale të tij, gjithashtu pengesë është dhe akumulimi i inerteve të cilat shkaktojnë bllokimin e rrjedhës.





Gjendja Ekzistuese e Perroit ne Afersi te Derdhjes ne Det



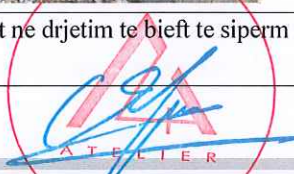
Shkarkimi ne Det, Perroi kalon poshte rruges se Himares ne dy hapësira te medha 4x3m



Gjendja ekzistuese e perroit ne drjetim ne bieft te siperm



Gjendja ekzistuese e perroit ne afersi te kryqezimit te tij me unazen e Himares.



2.4.2 Zgjidhja Teknike

Per te garantuar nje qendrueshmeri te shpateve te perroit, si dhe per te mos lejuar gerryerret e shtratit te tij duke filuar nga progresiva 0+070 deri ne progresiven 0+600 (kryqezimi me unazen e Himares) do te ndertohen ne te dy anet e perroit mure B/A dhe baza e perroit do te vishet me gure te cimentuar. Sic tregohet ne figurat meposhte.

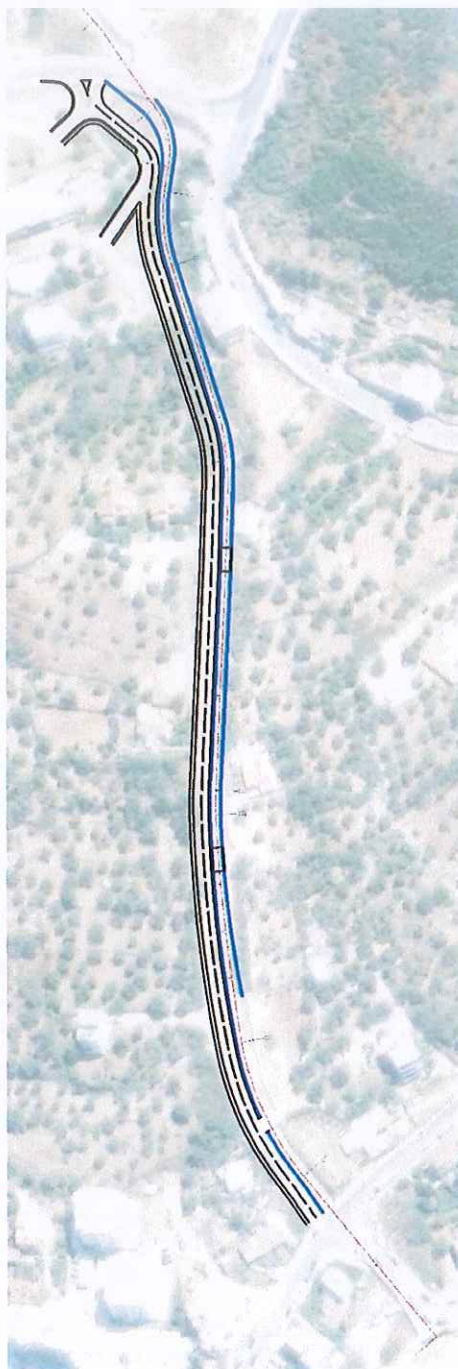


Figura 10 Plani i Sistemit te Perroit te Prinos



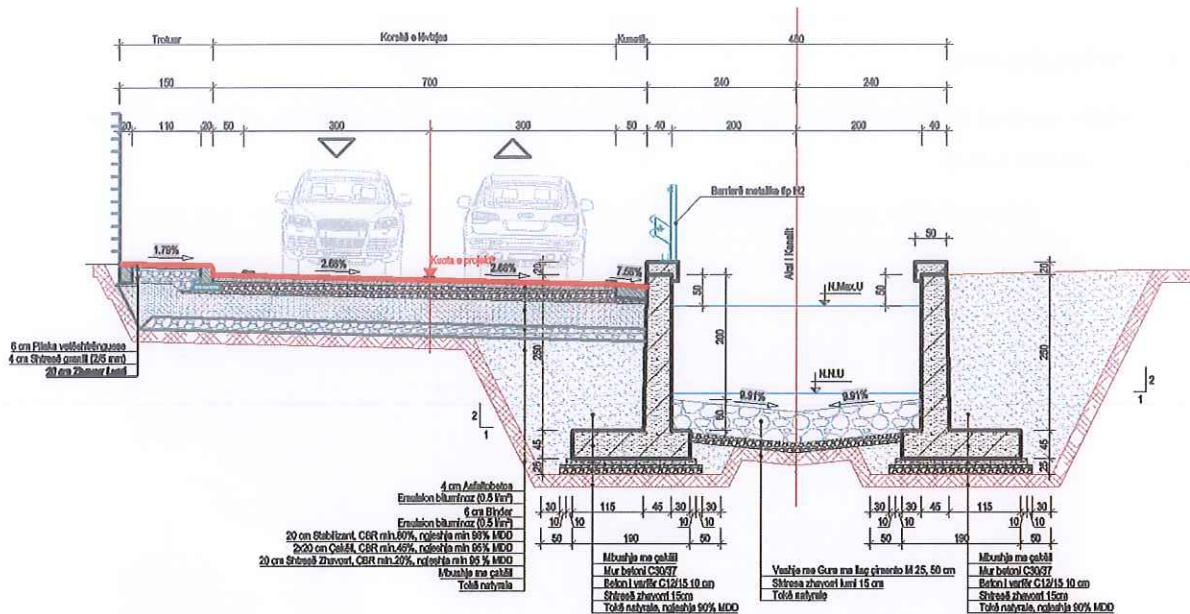


Figura 11 Prerja Terthore e Perroit te Sistemuar me Mure B/A dhe Baze me Gure te Cementuar dhe Rruge

Ne te djathte te perroit vec mureve mbajtes eshte parashikuar te ndertohet dhe nje rruge automobilistike e cila do te sherbeje per te shkuar ne zonat e banuara pereth.

Muret prej B/A do te ndertohen pergjate gjithë segmentit qe do ti nenshtrohet sistemimit,ndersa baza e perroit do te sistemohet do te vishet me gure te cementuar. Seksioni terthor i Perroit te Prinos do te jete 4 m i gjere dhe 2 m i larte ne menyre qe te percjelle pa shkaktuar probleme permbytjesh dhe geryerjesh prurjen me perseritje 1 here ne 100 vjet $Q1\%=21 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per te patur nje shpejtesi maksimale jo me te madhe se 8 m/s e cila eshte dhe shpejtesia kritike per geryerjen e gureve te cementuar, eshte ruajtur pjesesia maksimale e perroit 3% duke krijuar shkallezime pergjate tij.

Gjithashtu pergjate perroit do te ndertohen 2 tombino 4x2 m me gjatesi 10 m (ne progresiven 0+230 dhe 0+360) te cilat do te mundesojne kalimin e kembesoreve dhe automjeteve nga njera ane e perroit ne anen tjetër.



[Handwritten signature]

3 ANALIZA HIDRAULIKE, LLOGARITJET

3.1 Të Përgjithshme

Katër modele hidrodinamike, nga një për secilin perua, janë zhvilluar duke përdorur softuerin HEC RAS 2D (Versioni 6.4.1).

- Modeli i parë është zhvilluar për të kontrolluar përmbytjen e shkaktuar nga Përroi i Vishes.

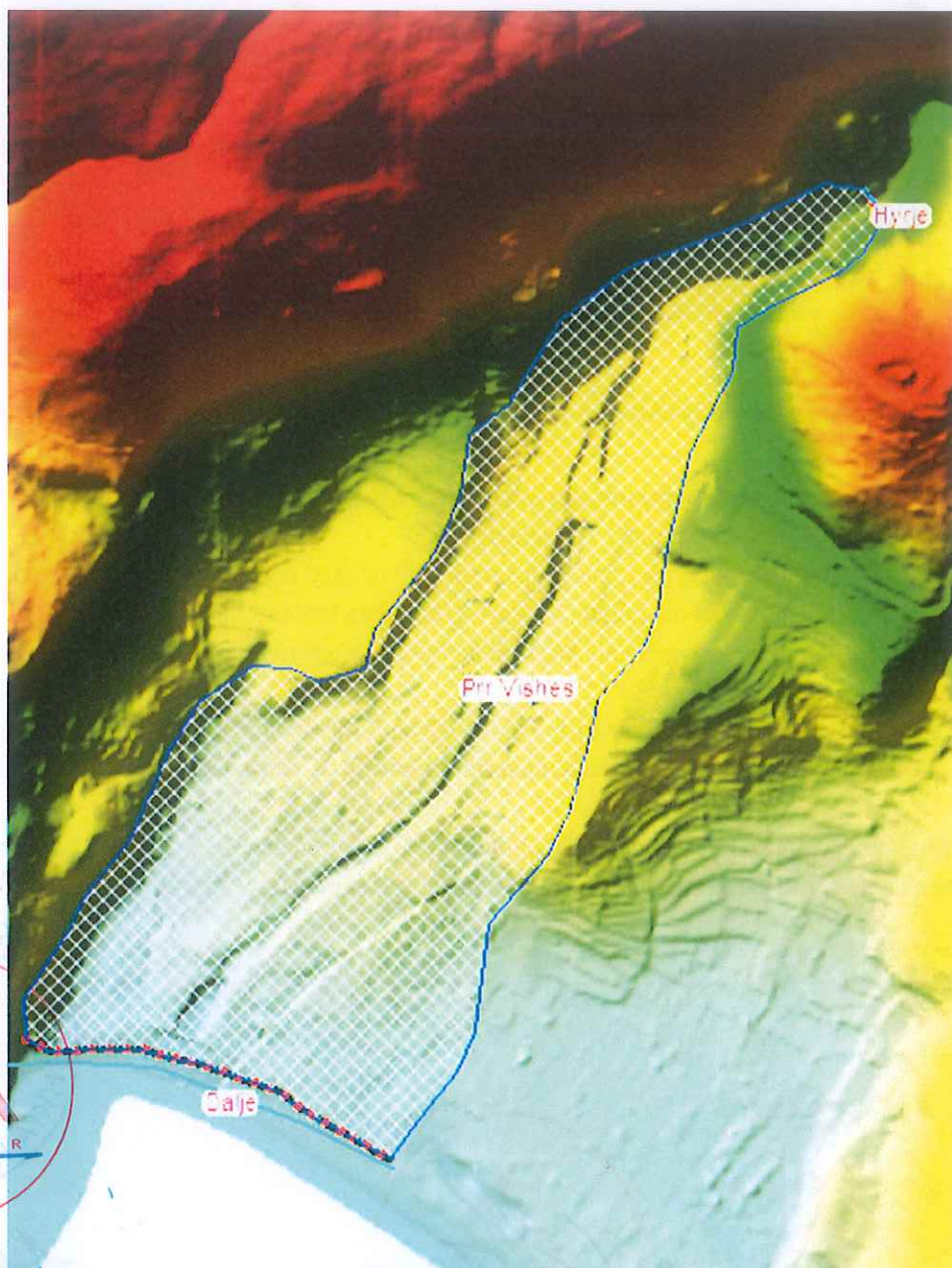


Figura 12 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Vishës

- Modeli i dytë është zhvilluar për të kontrolluar përmbytjen e shkaktuar nga Përroi i Kuramit.

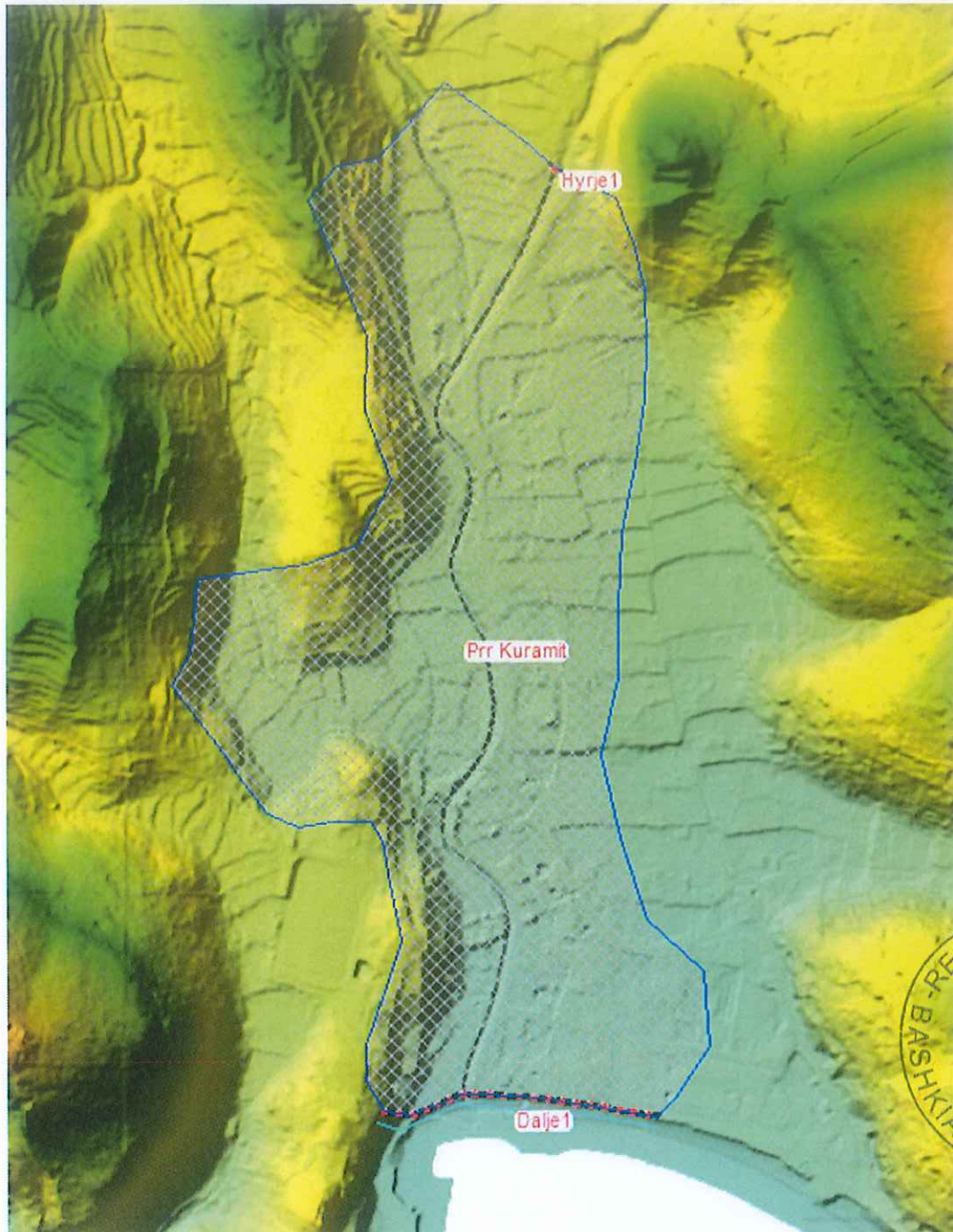
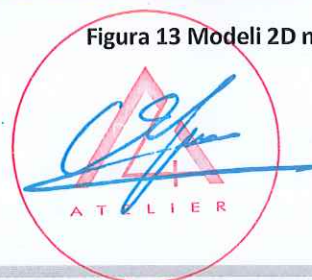


Figura 13 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Kuramit



- Modeli i tretë është zhvilluar për të kontrolluar përmytjen e shkaktuar nga Përroi i Buçit.

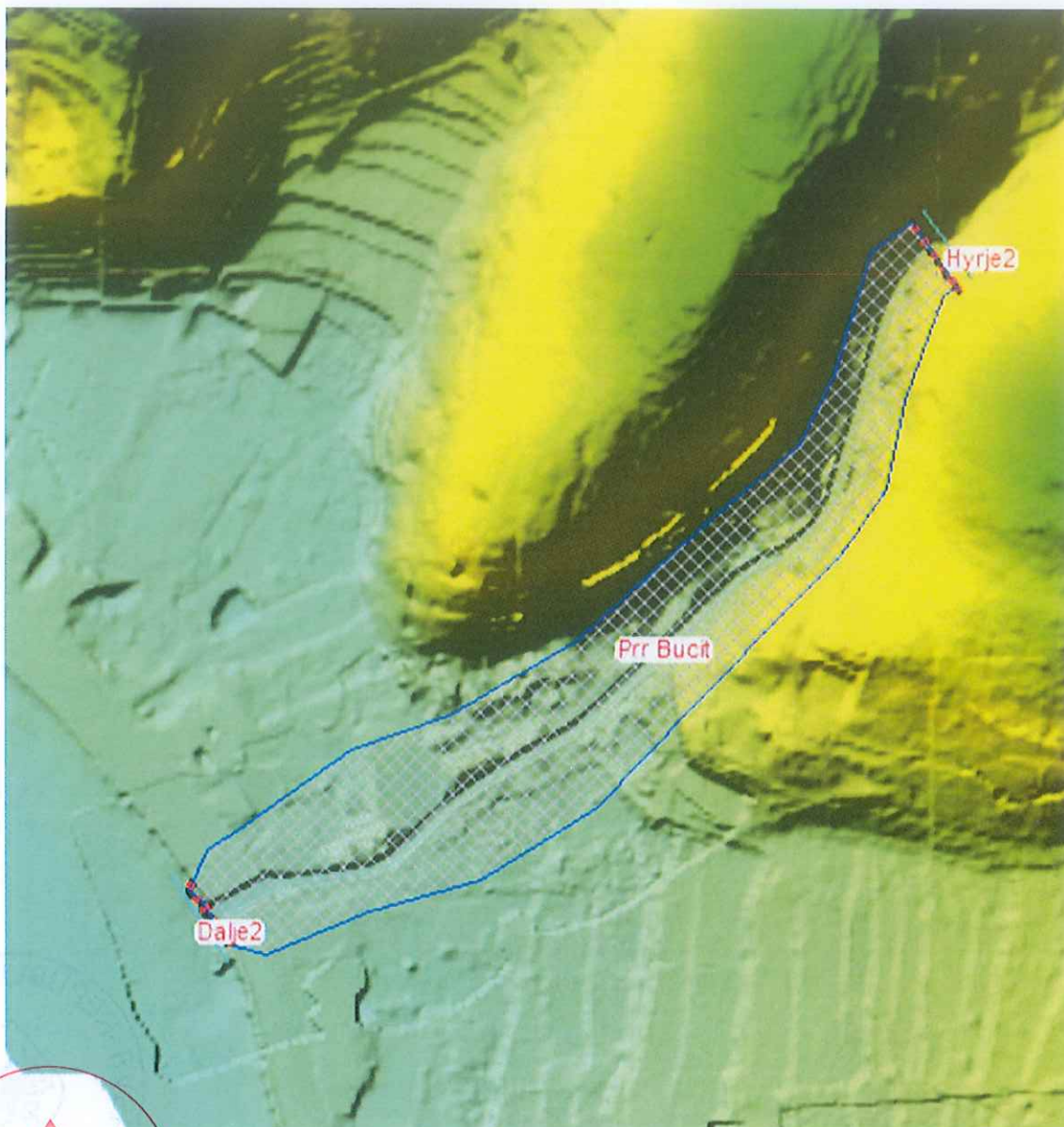


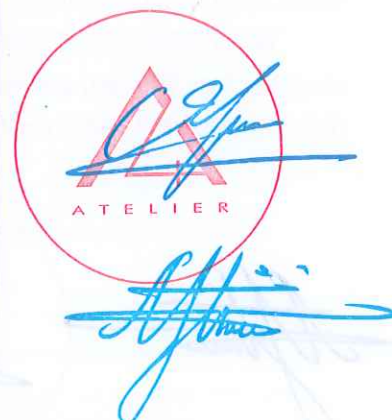
Figura 14 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Buçit



- Modeli i katërt është zhvilluar për të kontrolluar përmbytjen e shkaktuar nga Perroi i Prinos.



Figura 15 Modeli 2D ne HEC RAS, Perroi i Prinos



Modeli dy-dimensional (2D) i modelit bën të mundur simulimin e rrjedhave dhe në zona fushore ku kompleksiteti i përmytjes është i tillë që rezultatet e sakta nuk mund të merren duke përdorur një qasje një-dimensionale siç është HEC-RAS 1D. HEC-RAS 2D ka aftësinë e modelimit si të rrjedhës një-dimensionale të kanalit ashtu edhe të rrjedhës dy-dimensionale të përmytjes. Për këtë studim u zgjodh versioni i plotë dy-dimensional.

Niveli i detajeve për një studim të këtij lloji është gjithmonë i kufizuar nga disponueshmëria e të dhënave gjeometrike dhe topografike. Saktësia e modelimit kufizohet më tej nga të dhëna hidrologjike historike të kufizuara ose jo të plota. Një kufizim tjetër i mundshëm është saktësia dhe zbatueshmëria e modeleve kompjuterike të përdorur. Ndërsa modelet janë duke u përmirësuar vazhdimisht për të përfaqësuar më mirë sistemet e rrjedhave sipërfaqesore, asnjë model nuk është një përfaqësim i përsosur i kushteve aktuale të rrjedhave ujore.

3.2 Ndërtimi i Modelit në HEC-RAS 2D

Hapat për ndërtimin e modelit hidrodinamik në softuerin HEC-RAS janë dhënë në figurën mëposhtë.

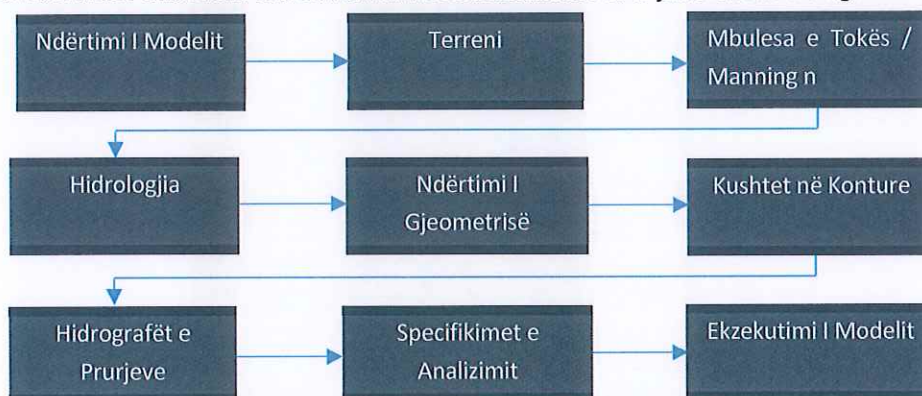


Figura 16 Hapat e Ndjekur për Ndërtimin e Modelit në HEC-RAS

Në nën-kapitujt më poshtë përshkruhen të dhënat e përdorura për modelin hidrodinamik.

3.3 Kushtet në Hyrje

Si të dhëna hyrëse janë përdorur respektivisht Hidrografët e Prurjeve për secilin nga perrenjte të dhëna në Raportin Hidrologjik.

Për analizën hidrodinamike të perrenjve si të dhëna hyrëse do të përdoren Hidrografi me periudhe përsëritje 1 në 100 vjet, përveç perroit të Kuramit ku do të përdoret Hidrografi me përsëritje 1 herë në 20 vjet, pasi kaq është dhe kapaciteti i segmentit tashme të rehabilituar në bjetin e poshtëm.

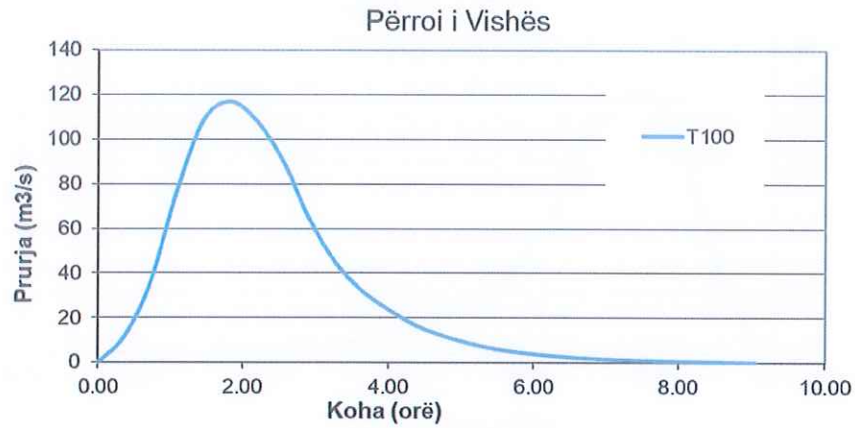


Figura 17 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Vishes

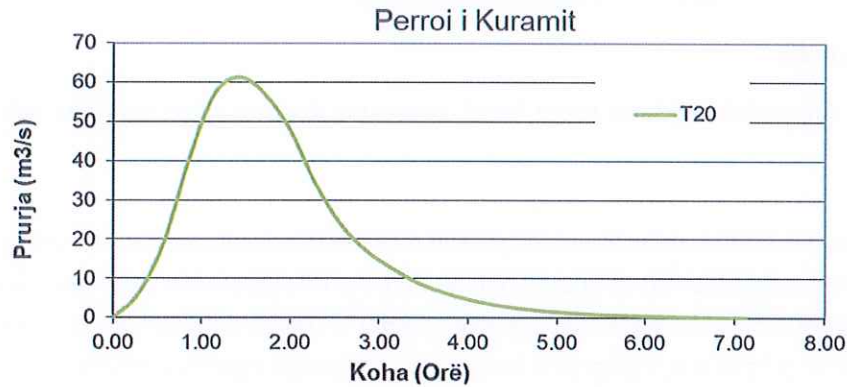


Figura 18 Hidrografi i Plotes me siguri 5%, Perroi i Kuramit

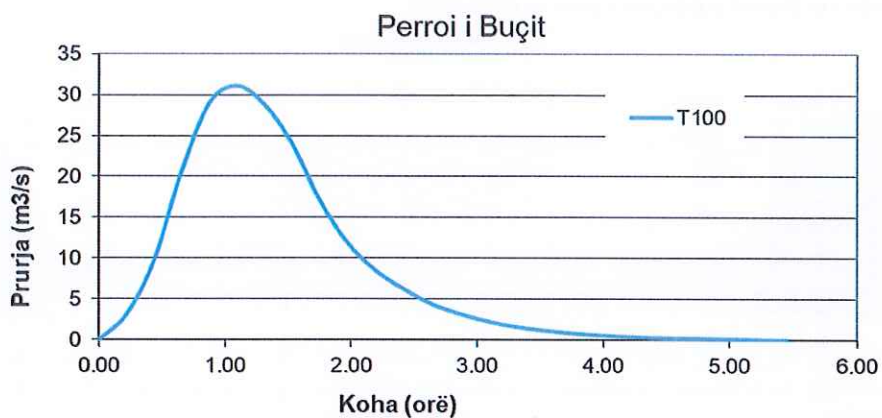


Figura 19 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Buçit



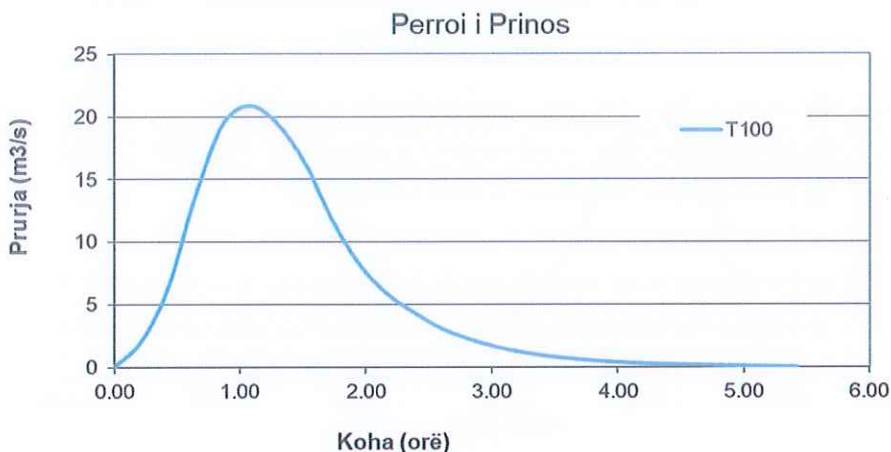


Figura 20 Hidrografi i Plotes me siguri 1%, Perroi i Prinos

3.4 Kushtet në Dalje

Si kusht në dalje është vendosur kuota “zero” e nivelit te detit. Te gjithë perrenjte shkrkojne ne det.

3.5 Terreni

Modeli i terrenit është bazuar në modelin Dixhital Raster me rezolucion 2 x 2 m. Mbi kete terren jane trasuar akset e reja sebashku me terthoret per te cilet do te sistemohen perrenjte. Gjate trasimit te perrenjve jane perdorur shkallezime te cilat bejne te mundur kufizimin e shpejtesise se rrjedhes. Per te mos patur shpejtesi me te larta se 6 m/s (shpejtesi limit per mosgeryerjen e gabionave) dhe 8 m/s (shpejtesi limit per mosgeryerjen gureve te cementuar) pjerresite e shtrreterve te sistemuara te perrenjve do te jene me te vogla se 3%.

Perkatesisht terthoret e perdorur jane si meposhte.

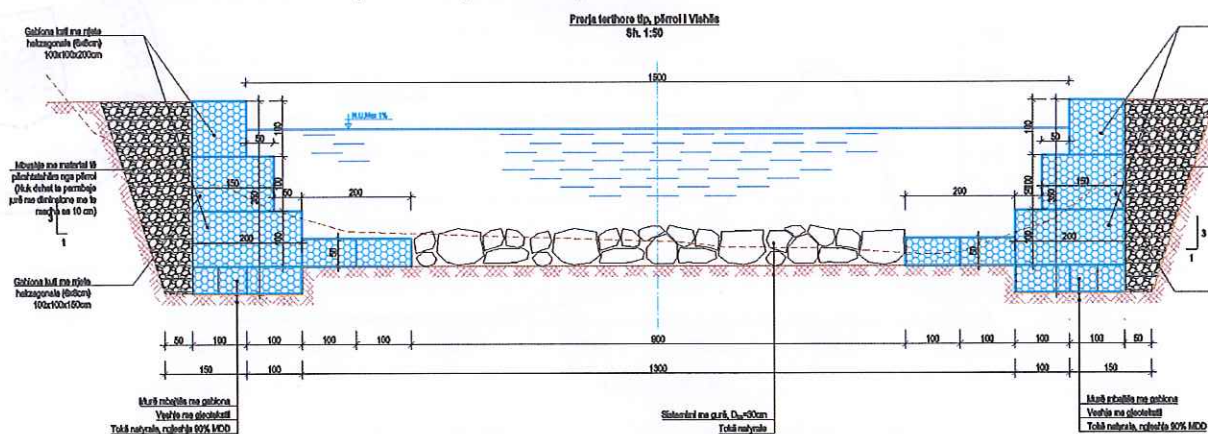


Figura 21 Terthori i Perroit te Vishes



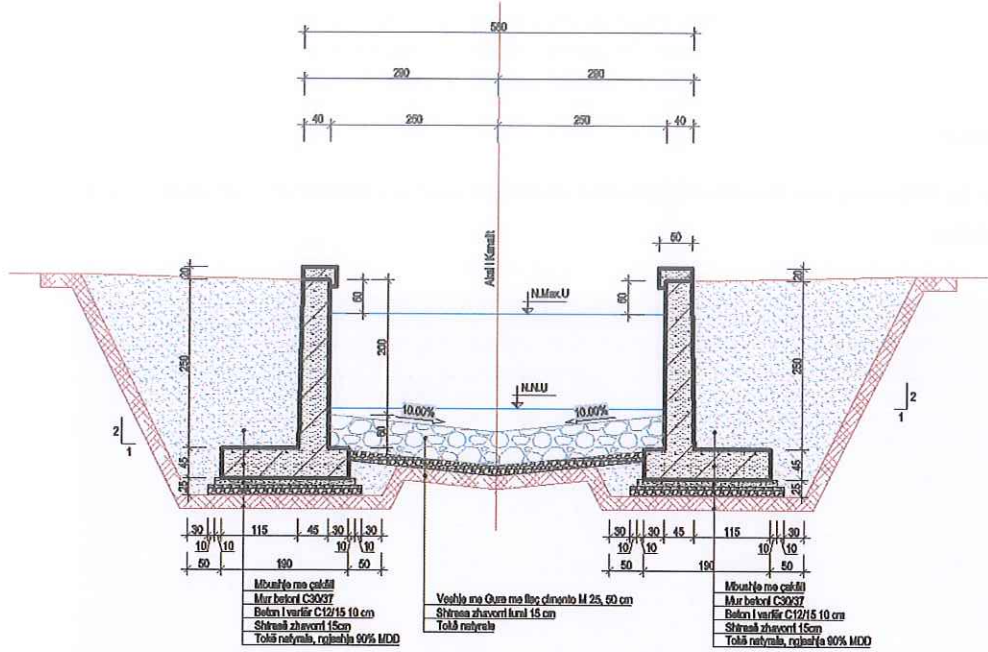


Figura 22 Terthori i Perroit te Kuramit

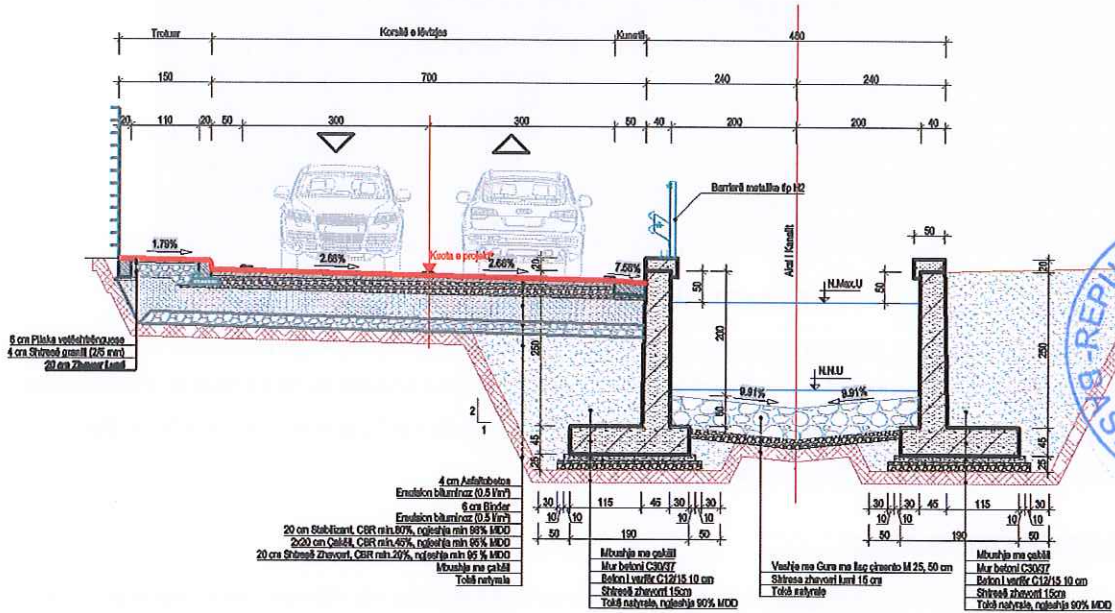


Figura 23 Terthori i Perroit te Buçit dhe Prinost

3.6 Ndarja në Qeliza

Një sipërfaqe (2D) është konturuar në HEC-RAS që ti korespondojë pellgut ujëmbledhës të perroit/kanalit nga fillimi deri në shkarkimin në det. Një rrjet ndarjesh në qeliza prej 0.5x0.5 m është

perdorur për te gjithë perrenjte. Gjithashtu janë përcaktuar dhe vija ndihmëse për definimin e kanaleve ose argjinaturave.

3.7 Ashpërsia

Ashpersia Manning per modelet hidraulike eshte percaktuar bazuar ne mbulesen e tokes sipas Corine Land Cover 2018.

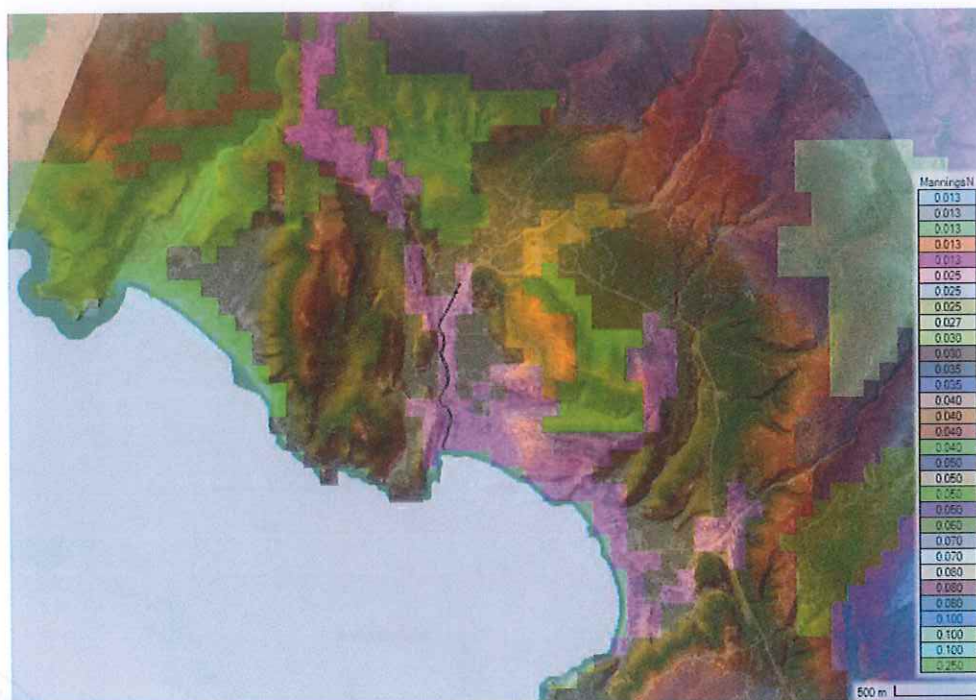


Figura 24 Ashpërsia Manning (CLC 2018)

Ndersa kjo ashpersi eshte percaktuar me ane te nje poligoni shtese perkatesish per secilin nga perrenjte. Koeficienti i ashpërsisë 0.035 është përdorur për shtratin e sistemuar të Perroit të Vishes, ndersa per 3 perrenjte e tjere ate te Kuramit, Buçit dhe Prionos koeficienti i ashpersise per shtratet e sistemuar sipas terthoreve te treguar mesiper eshte 0.02.

3.8 Strukturat Hidroteknike

Në model nuk janë përfshirë urat. Keto per arsye se kane dashur nje rilevim me te detajuar i cili nuk ka qene i mundur te realizohej.

3.9 Regullat e Analizimit

Hapi kohor llogaritës është përcaktuar bazuar në një Numër maksimal Courant prej 1.0 siç rekomandohet në manualin e përdorimit të HEC-RAS, duke rezultuar në një hap mesatar kohor prej afërsisht

0.05 deri në 16 sekonda. Bazuar në kohëzgjatjen e plotës për të katër perrenjte eshte zgjedhur dritarja kohore prej 6 oresh e cila është e mjaftueshme për të vlerësuar prurjet maksimale në zonat në studim.

3.10 Supozimet dhe Kufizimet e Modelit

Disa supozime dhe kufizime themelore duhet konsideruar në modelin HEC-RAS 2D. Simulimet dy-dimensionale të rrjedhës në HEC-RAS 2D janë të kufizuara në tetë drejtime (veri, verilindje, veriperëndim, lindje, juglindje, jug, jugperëndim dhe perëndim). Simulimet e kryera përfaqësojnë një analizë të shtratit fiks ku erozioni dhe sedimentimi në kanal dhe fusha e përmytjes nuk modelohen. Modeli HEC-RAS 2D nuk përmban asnjë skenar të shkatërimit të pritave/argjinaturave.

3.11 Rezultatet e Modelit Hidrodinamik

Mbas simulimit të plotave në perrenjte e sistemuar, janë marrë rezultatet e njollave të përmytjeve, përkatesisht me thellesite të ujit. Meposhte për secilin nga perrenjte jepen hartat me thellesite të ujit e mara nga modelet hidrodinamike 2D në HEC-RAS të perrenjve.

- Harta me njollën e përmytjes dhe thellesinë e ujit tek perroi i Vishes për ploten me siguri 1%



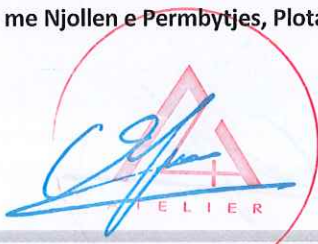
Figura 25 Harta me Njollën e Përmytjes, Plota me Siguri 1%, Perroi i Vishës

- Harta me njollen e permytjes dhe thellesine e ujit tek perroi i Kuramit per ploten me siguri 5%



Figura 26 Harta me Njollen e Permytjes, Plota me Siguri 5%, Perroi i Kuramit

[Handwritten signature]



- Harta me njollen e permytjes dhe thellesine e ujit tek perroi i Buçit per ploten me siguri 1%



A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'A. H. H.'.

- Harta me njollen e permytjes dhe thellesine e ujit tek perroi i Prinos per ploten me siguri 1%



Figura 27 Harta me Njollen e Permytjes, Plota me Siguri 1%, Perroi i PRINOS

3.12 Rezultatet e Analizes Hidraulike Lineare, Formula Manning

Pervec modeleve hidraulike ku analizohet rjedha jo e qendrushme, prurja ndryshon me ndryshimin e kohes. Kontrolli i seksioneve terthore sipas te cilave do te rehabilitohen secili nga perrenjte eshte kontrolluar dhe me ante te llogaritjeve lineare duke perdorur formulen Manning.

Perkatesisht per secilin nga perrenjte, llogaritjet ne menyre te permbledhur jepen meposhte:

Perroi i Vishes

Type:

Side Slope 1: H:1V

Side Slope 2: H:1V

Channel Width: m

Pipe Diameter: m

Longitudinal Slope: m/m

Maning's Roughness:

Enter Flow: cms

Depth: m

Parameter	Value	Unit
Flow	120	cms
Depth	1.714999999...	m
Area of Flow	24.00999999...	m ²
Wetted Perimeter	17.42999999...	m
Hydraulic Radius	1.377510040...	m
Average Velocity	5.002381414...	m/s
Top Width	14	m
Froude Number	1.219579838...	-
Critical Depth	1.956999999...	m
Critical Velocity	4.379881743...	m/s
Critical Slope	0.013336006...	m/m
Critical Top Width	14	m

Perroi i Vishes me prurje llogaritese $Q_{1\%}=120$ m³/s me nje gjeresi mesatare (llogaritese) 14 m, pjerresi minimale 2%. Thellesia e ujit 1.7 m, pranohet nje lartesi rezerve 0.8 m. Lartesia minimale e mureve te perroit do te jete 2.5 m. Shpejtesia mesatare eshte 5 m/s (brenda vlerave te lejuara per mosgeryerjen e gabionave).

Perroi i Kuramit

Type

Side Slope 1 H:1V

Side Slope 2 H:1V

Channel Width m

Pipe Diameter m

Longitudinal Slope m/m

Manning's Roughness

Enter Flow cms

Depth m

Parameter	Value	Unit
Flow	61	cms
Depth	1.708999999...	m
Area of Flow	8.544999999...	m ²
Wetted Perimeter	8.417999999...	m
Hydraulic Radius	1.015086718...	m
Average Velocity	7.142009649...	m/s
Top Width	5	m
Froude Number	1.744274764...	-
Critical Depth	2.475999999...	m
Critical Velocity	4.927302100...	m/s
Critical Slope	0.007258797...	m/m
Critical Top Width	5	m

Perroi i Kuramit me prurje llogaritese $Q_{5\%}=61$ m³/s me nje gjeresi 5 m, pjerresi minimale 2%. Thellesia e ujit 1.7 m, pranohet nje lartesi rezerve 0.3 m. Lartesia minimale e mureve te perroit do te jete 2.0 m. Shpejtesia mesatare eshte 7.2 m/s (brenda vlerave te lejuara per mosgeryerjen e gureve te cimentuar).

Perroi i Buçit

Type

Side Slope 1 H:1V

Side Slope 2 H:1V

Channel Width m

Pipe Diameter m

Longitudinal Slope m/m

Manning's Roughness

Enter Flow cms

Depth m

Parameter	Value	Unit
Flow	31	cms
Depth	1.117999999...	m
Area of Flow	4.471999999...	m ²
Wetted Perimeter	6.235999999...	m
Hydraulic Radius	0.717126363...	m
Average Velocity	6.938428073...	m/s
Top Width	4	m
Froude Number	2.095104478...	-
Critical Depth	1.829999999...	m
Critical Velocity	4.234972677...	m/s
Critical Slope	0.007621693...	m/m
Critical Top Width	4	m



Perroi i Buçit me prurje llogaritese $Q_{1\%}=31 \text{ m}^3/\text{s}$ me nje gjeresi 4 m, pjerresi minimale 3%. Thellesia e ujit 1.1 m, pranohet nje lartesi rezerve 0.9 m (kjo lartesi rezerve meret dhe per shkak se bjefi i siperm i perroit eshte i gjithi shtrat natyral i cili per shkak te erozionit mund te sjelle mbetje te ngurta). Lartesia minimale e mureve te perroit do te jete 2.0 m. Shpejtesia mesatare eshte 7.0 m/s (brenda vlerave te lejuara per mosgeryerjen e gureve te cimentuar).

Perroi i Prinos

Type

Side Slope 1 H:1V

Side Slope 2 H:1V

Channel Width m

Pipe Diameter m

Longitudinal Slope m/m

Manning's Roughness

Enter Flow cms

Depth m

Parameter	Value	Unit
Flow	21	cms
Depth	0.854000000...	m
Area of Flow	3.416	m ²
Wetted Perimeter	5.708	m
Hydraulic Radius	0.598458304...	m
Average Velocity	6.150162110...	m/s
Top Width	4	m
Froude Number	2.124824789...	-
Critical Depth	1.411999999...	m
Critical Velocity	3.718130311...	m/s
Critical Slope	0.007115984...	m/m
Critical Top Width	4	m

Perroi i Prinos me prurje llogaritese $Q_{1\%}=21 \text{ m}^3/\text{s}$ me nje gjeresi 4 m, pjerresi minimale 3%. Thellesia e ujit 0.9 m, pranohet nje lartesi rezerve 1.1 m (kjo lartesi rezerve meret dhe per shkak se bjefi i siperm i perroit eshte i gjithi shtrat natyral i cili per shkak te erozionit mund te sjelle mbetje te ngurta). Ky seksion zgjidhet gjithashtu per te patur uniformitet dhe me peroin paraardhes. Lartesia minimale e mureve te perroit do te jete 2.0 m. Shpejtesia mesatare eshte 6.2 m/s (brenda vlerave te lejuara per mosgeryerjen e gureve te cimentuar).



4 HYRJE

Llogaritjet nga ana strukturore janë bazuar në normat teknike Shqiptare, KTP dhe në standardet europiane “Eurkodet Strukturore”. Struktura e veprave janë planifikuar me elemente betonarme sipas klasave të betonit të treguar në fletët e projektit. Çeliku i armimit do të jetë i klasës B500C. Veprat strukturore janë optimizuar si nga ana materiale po ashtu dhe funksionale.



5 KONSIDERATAT PËR PROJEKTIMIN STRUKTOROR DHE KRITERET E PROJEKTIMIT

5.1 Kodet, standardet dhe dokumentet teknike

Në këtë kapitull janë dhënë kodet, standardet dhe dokumentet teknike më të rëndësishme të cilat janë ndjekur dhe respektuar gjatë procesit të projektimit.

Projektimi i urave do të bëhet në përputhje me Rregullat Teknike të Projektimit Rrugëve (RrTPRr-5_ - Urat dhe Tunelet si dhe normat Evropiane (Eurocodes).

Projektimi dhe ndërtimi i të gjithë zërave sipas fushave përkatëse përmbushin kërkesat e botimeve dhe rishikimeve më të fundit të kodeve dhe standardeve të organizmave teknike të mëposhtme:

- EN 1990 Eurokodi 0: Bazat e projektimit strukturor
- EN 1991 Eurokodi 1: Veprimet mbi struktura
- EN 1992 Eurokodi 2: Projektimi i strukturave prej betoni
- EN 1993 Eurokodi 3: Projektimi i strukturave prej çeliku
- EN 1997 Eurokodi 7: Projektimi gjeoteknik
- EN 1998 Eurokodi 8: Projektimi i strukturave rezistente ndaj tërmetit
- KTP 2-78 Kushtet teknike të projektimit për ndërtimet në zona sizmike (norma teknike për projektimin në zonat sizmike) - Kodet Shqiptare
- KTP N.2-98 Kushtet teknike projektimi për ndërtimet antisizmike (norma teknike për projektimin e strukturave anti-sizmike) - Kodet Shqiptare
- KTP 4-78 Kategorizimi dhe klasifikimi i veprave hidroteknike
- KTP 7-78 Përcaktimi i ngarkesës së erës
- KTP 8-78 Përcaktimi i ngarkesës së dëborës

Në Eurokodet strukturorë, kërkesat e projektimit jepen në lidhje me kushtet specifike të gjendjeve kufitare. Llogaritjet për të përcaktuar aftësinë e pjesëve të ndryshme për të përmbushur një gjendje të veçantë kufitare janë bërë duke përdorur veprimet llogaritëse (ngarkesa dhe deformime) dhe rezistencat llogaritëse. Vlerat llogaritëse janë përcaktuar nga vlerat përkatëse të veprimeve dhe rezistencat karakteristike të materialeve nëpërmjet aplikimit të faktorëve të sigurisë.

5.2 Veprimet

Veprimet janë marrë nga pjesët e mëposhtme të EN 1991 dhe EN 1998:

- EN 1991-1-1 Dendësia, pesha vetjake dhe ngarkesa e përkohshme
- EN 1991-1-5 Veprimet termike
- EN 1991-1-6 Veprimet gjatë ndërtimit
- EN 1991-1-7 Veprime aksidentale për shkak të goditjeve dhe shpërthimeve
- EN 1991-2 Ngarkesat e trafikut në ura

- EN 1991-3 Veprimet nga vinçat dhe makineritë
- EN 1997 Projektimi gjeoteknik
- EN 1998 Eurokodi 8 (Pjesa 1 dhe 5) Projektimi i strukturave rezistente ndaj tërmetit

Një veprim i ndryshueshëm ka vlerat e mëposhtme përfaqësuese:

- Vlera karakteristike Q_k
- Vlera e kombinimit $\psi_0 Q_k$
- Vlera e shpeshte $\psi_1 Q_k$
- Vlera pothuajse e përhershme $\psi_2 Q_k$

Vlerat karakteristike dhe vlerat e kombinimeve përdoren për verifikimin e gjendjes së fundit kufitare dhe kontrollin në gjendjen e fundit të pakthyeshme të shërbyeshmërisë. Vlerat e shpeshta dhe pothuajse të përhershme përdoren për kontrollin e gjendjes së fundit kufitare duke përfshirë dhe veprimet aksidentale dhe gjendjen e fundit të kthyeshme të shërbyeshmërisë. Vlerat pothuajse të përhershme përdoren gjithashtu për llogaritjen e veprimeve me kohë të gjatë.

Vlerat projektuese të veprimeve (ngarkesave) jepen nga:

$$\text{Veprimi (ngarkesa) llogaritëse} = \gamma_F \times \psi F_k$$

ku F_k është vlera karakteristike e specifikuar, γ_F është vlera e faktorit të sigurisë për veprimin (γ_A për veprimet aksidentale, γ_G për veprimet e përhershme, γ_Q për veprimet e ndryshueshme) dhe gjendjen kufitare të marrë në konsideratë, dhe ψ është 1.0, ψ_0 , ψ_1 ose ψ_2 . Vlerat e rekomanduara të γ_F dhe ψ jepen në EN 1990 Bazat e projektimit strukturor.

Vlerat projektuese të veprimeve janë marrë nga faktorët pjesorë γ_F dhe janë kombinuar ndërmjet tyre sipas situatës projektuese, duke përmenduar kryesisht tre tipe:

- situatë e qëndrueshme projektim, e cila i referohet kushteve të përdorimit normal;
- situatë kalimtare projektimi, e cila u referohet kushteve të përkohshme të ushtruara në strukturë, p.sh. gjatë zbatimit ose riparimit;
- situatë kalimtare projektimi, e cila u referohet kushteve të jashtëzakonshme të ushtruara në strukturë ose gjatë ekspozimit të saj.

5.2.1 Peshat vetjake dhe veprimet e përhershme

Pesha vetjake e strukturës dhe komponentëve të saj llogaritet në përputhje me EN 1991 në bazë të përmasave nominale dhe vlerave karakteristike të dendësive të dhëna në EN 1991 – 1, Aneksi A – Tabelat për dendësinë nominale të materialeve të ndërtimit, dhe dendësia nominale dhe këndet e vendosjes për materialet e ruajtura. Më poshtë jepen vlerat nominale të dendësisë së materialeve të përdorura:

Tabela 5-1: Dendësia nominale e materialeve të ndërtimit

Materiali	Dendësia Nominale (kN/m ³)
Betoni (pesha normale, i pa-armuar)	24.0

Betoni (pesha normale, i armuar)	25.0
Llaç – çimento	23.0
Çelik	78.5
Zhavorr	19.0

Si ngarkesa të përhershme janë konsideruar:

Vlerat e poshtme dhe të sipërme të peshës vetjake të shtresës izoluese, shtresave asfaltike, ku ndryshueshmëria e trashësisë së tyre mund të jetë e lartë, janë marrë duke konsideruar një interval $\pm 20\%$ nëse vlera nominale merr parasysh sipërfaqen pas ndërtimit dhe $+40\%$ and -20% në rast të kundërt (EN1991-1-1 5.2.3(3)). Densiteti specifik i asfalto-betonit është marrë 25 kN/m^3 (vlera sipas EN EN1991-1-1 Annex A Tab. A6 varion $24\text{-}25 \text{ kN/m}^3$).

Veprimet kryesore të ndryshueshme:

Siç përkufizohen në pjesë të ndryshme të Eurokodit 1:

- TS Ngarkesa e vargut të trafikut dhe UDL ngarkesa uniformisht e shpërndarë e trafikut. Këto dy ngarkesa janë model për ngarkesën kryesore LM1 [EN1991-2];
- q_k ngarkesa uniforme në trotuar [EN1991-2];
- g_{ri} grupi i ngarkesave i , lejon përkufizimin e qartë të kombinimeve të modelit të ngarkesës së ndryshueshme në plan për vërejtjen e veprimit të tyre të njëkohshëm mbi strukturë [EN1991-2];
- F_w forca nga era, F_w^* përfaqëson forcën e erës në trafik dhe F_{wk} forcën e erës në mungesë të trafikut [EN1991-1-4];
- T forca nga temperatura;
- $Q_{Sn,k}$ forca nga bora [EN1991-3];
- A_d forca aksidentale;
- A_{Ed} forca sizmike;
- P paranderja si vlerë e mundshme ose si vlerë karakteristike.

Gjithashtu do të përfshihen veprimet e përhershme të mëposhtme:

- Ngarkesa nga pesha vetjake e elementeve strukturorë
- Ngarkesa nga pesha vetjake e elementeve jo-strukturorë
- Ngarkesa nga shtresat e vijës së kalimit
- Ngarkesa nga instalimet e pajisjeve të ndryshme

5.2.2 Ulja diferenciale ndërmjet themeleve

Midis dy themeleve të urës është aplikuar një ulje diferenciale prej 40mm.

5.2.3 Ngarkesat e përkohshme në ura dhe tombino

Projektimi i urave do të bëhet në përputhje me Rregullat Teknike të Projektimit Rrugëve (RrTPRr-5_ - Urat dhe Tunelet si dhe normat Evropiane (Eurokodet).

Për përcaktimin e efekteve të ngarkesës së trafikut, merren në konsideratë ngarkesat karakteristike të lidhura me verifikimin sipas gjendjes së fundit kufitare (ULS) dhe në raste të veçanta me gjendjen e shërbyeshmërisë (sipas EN 1990 deri në EN 1999).

Si ngarkesa të përkohshme janë konsideruar:

- Ngarkesa vertikale nga automjetet lëvizëse
- Forca e frenimit nga automjetet lëvizëse
- Ngarkesa vertikale nga turma (këmbësorët)

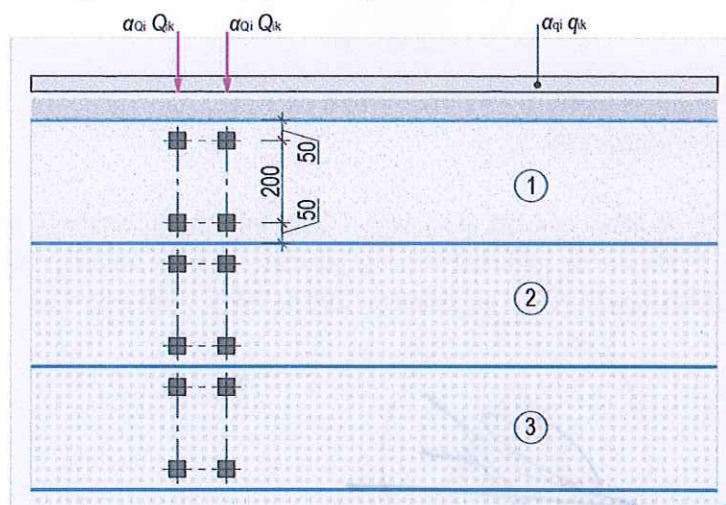
5.2.3.1 Ngarkesa vertikale nga automjetet lëvizëse

Vlerat karakteristike të ngarkesave të përqendruara dhe të shpërndara të trafikut sipas LM1, jepen në tabelën e mëposhtme:

Tabela 5-2: Ngarkesa e automjeteve sipas EN 1991-2

Pozicioni	Ngarkesa e Përqendruar për makina me 2 akse	Ngarkesa Njëtrajtësisht e Shpërndarë
	Ngarkesa aksiale Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Korsia Nr.1	300	9
Korsia Nr.2	200	2,5
Korsia Nr.3	100	2,5
Korsi të tjera	0	2,5
Zona e mbetur (q_{rk})	0	2,5

Detajet e modelit të ngarkimit LM1 jepen në figurën e mëposhtme:



Legjenda

- (1) Korsia Nr. 1: $Q_{1k} = 300$ kN, $q_{1k} = 9$ kN/m²;
 (2) Lane Nr. 2: $Q_{1k} = 200$ kN, $q_{1k} = 2.5$ kN/m²;
 (3) Korsia Nr. 3: $Q_{1k} = 100$ kN, $q_{1k} = 2.5$ kN/m²;



[Handwritten signature]

*) Për $w_1 = 3.00$ m.

Figura 5-1: Detaje të modelit të ngarkimit 1 (LM1) për ngarkesat e trafikut

Vlerat e ngarkesave aksiale nënkuptojnë që të kemi dy rrota identike me ngarkesë $0,5\alpha_{Qi}Q_{ik}$ secila. Vlerat e faktorëve korrigjues α_{Qi} , α_{qi} dhe α_{qr} varen nga klasa e urës. Për klasën e II me trafik ngarkese normale do të merren të barabartë: $\alpha_{Q1} = 0.9$, $\alpha_{Qi \geq 2} = 0.8$, $\alpha_{q1} = 0.7$, $\alpha_{qi \geq 2} = 1.0$, $\alpha_{qr} = 1.0$. Sipërfaqja e kontaktit të secilës gomë do të merret $(0,4 \times 0,4)$ m.

Për kontrole lokale aplikohet një sistem "tandem" në pozicionin më të disfavorshëm. Në rastin kur merren në konsideratë dy sisteme "tandem" në korsitë imagjinare fqinje atëherë ata mund të merren afër, me një distancë midis akseve jo më pak se 0.50m.

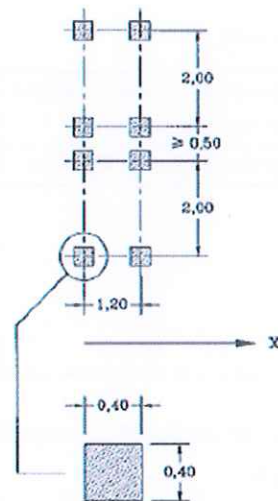
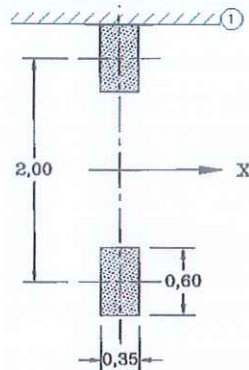


Figura 5-2: Aplikimi i sistemit "tandem" për kontrole lokale

Vlerat e α_{Qi} , α_{qi} dhe α_{qr} janë marrë 1.00.

Modeli i ngarkesës LM2 përbëhet nga një aks i vetëm $\beta_Q Q_{ak}$ me Q_{ak} të barabartë me 400 kN, përfshirë amplifikimin dinamik, e cila do të aplikohet në çdo pozicion të vijës kaluese. Megjithatë, ku është e përshtatshme, do të merret parasysh vetëm një gomë me 200 β_Q (kN). Vlera e $\beta_Q = \alpha_{Q1}$.



**Key**

X Drejtimi i aksit gjatësor të urës;
1 Bordura.

Figura 5-3: Modeli i ngarkesës LM2

5.2.3.2 Ngarkesa nga turma

Referuar Eurokodit EN 1991-2 kjo ngarkesë është marrë e barabartë me 5 kN/m^2 (duke përfshirë amplifikimin dinamik).

5.2.3.3 Ngarkesa nga forca e frenimit

Sipas Eurokodit 1991-2 forca e frenimit për automjet lëvizëse llogaritet si fraksion i ngarkesave maksimale vertikale totale që i korrespondojnë modelit të ngarkesës LM1 të aplikuar në korsinë Nr. 1, siç vijon:

$$180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq F_f = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$F_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,10 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \cdot (12,0 \text{ m}) = 360 + 32,4 = 392,4 \text{ kN}$$

5.2.4 Veprimi sizmik

Për projektimin e urë, do të përdoret spektri që jepet në Eurokodin 8 (EN 1998-1). Sipas EN 1998-2 klasa e rëndësisë për strukturën e urës së këtij projekti klasifikohet në: Klasa e rëndësisë II: Rëndësi mesatare, që korrespondon afërsisht klasës së pasojës CC2: Pasojë mesatare për humbjen e jetëve njerëzore, ekonomike, pasoja sociale ose mjedisore të konsiderueshme.

Sipas studimit sizmik PGA referuese (reference peak ground acceleration) në truall të tipit A korrespondon me periodën referuese të kthimit, T_{NCR} prej 475 vjet.

- Faktor i rëndësisë: $\gamma_1 = 1,0$;
- Nxitimi maksimal i truallit për truall të tipit A është: $a_{gR} = 0,399 \text{ g}$ (sipas "Studimit sizmik");
- Vlera projektuese e veprimit sizmik është: $a_g = \gamma_1 \times a_{gR} = 1,0 \times 0,399 \text{ g} = 0,399 \text{ g}$.

Tabela 5-3: Përmbledhje e veprimeve

Përshkrimi	Vlera
Ngarkesat e ndryshueshme (Modelet e Ngarkesës) – Ngarkesat vertikale	

Përshkrimi	Vlera
• Modeli i Ngarkesës 1 (LM1)	Sistemi i Vargut (TS) + UDL (shih Figura 5-2)
• Modeli i Ngarkesës 2 (LM2)	Një aks, $\beta_Q Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ (200 kN/gomë) ku $\beta_Q = \alpha_{Q1}$ (shih Figura 5-3)
• Modeli i ngarkesës 3 (LM3)	Nuk është përcaktuar ndonjë automjet i veçantë
• Modeli i ngarkesës 4 (LM4) (vetëm për projektimin e fazës kalimtare)	5 kN/m ²
Ngarkesat e ndryshueshme (Modelet e Ngarkesës) – Ngarkesat horizontale	
• Forcat e frenimit dhe shpejtimit	$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1} (2Q_{lk}) + 0.10 \alpha_{q1} q_{lk} w_1 \cdot L$ $180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$ (L: është gjatësia e soletës)
• Forcat centrifugale dhe të tjera tërthore (për urën km 3+145.0)	$Q_{lk} = 0.2 Q_v \text{ (kN)}$ if $r < 200 \text{ m}$ $Q_{lk} = 40 Q_v/r \text{ (kN)}$ nëse $200 \leq r \leq 1500 \text{ m}$ $Q_{lk} = 0$ nëse $r > 1500 \text{ m}$ (r: është rrezja horizontale e aksit të karrexhatës Q_v : is $\sum_i \alpha_{Qi} (2Q_{ik})$)
Ngarkesat e erës dhe borës	
• Vlera kryesore e shpejtësisë bazë ($T_R=50$ vjet)	$v_{b,0}$ = është neglizhuar, vlerë e papërfillshme për strukturat e këtij projekti
• Lartësia maksimale e borës	është neglizhuar, vlerë e papërfillshme për strukturat e këtij projekti
Efektet e temperaturës	
• Temperatura maksimale diferenciale	$\Delta T = 35^\circ\text{C}$
• Temperatura e betonimit	5 ÷ 35 °C
Të dhënat sizmike	
• PGA referuese, RP 1:475 vjet	$a_{gR} = 0.399g$
• PGA referuese, RP 1:95 vjet	$a_{gR} = \text{nuk është konsideruar}$
• Faktori i rëndësisë (EN 1998-2)	$\gamma_1 = 1.0$ (për urat)

5.3 Projektimi në Gjendjen Kufitare dhe faktorët e sigurisë për urat dhe strukturat e tjera

Kërkesat bazë të formuluar nga Eurokodet për projektimin dhe përmasimin e një projekti janë ato që gjenden tashmë në rregulloret e mëparshme. Ato synojnë të sigurojnë për secilin strukturë nivele të përshtatshme të rezistencës, të veçorive të shërbimit dhe durueshmërisë. Megjithatë, kërkesa në lidhje me durueshmërinë është formuluar në një mënyrë më eksplicite dhe kërkon specifikimin e jetëgjatësisë projektuese që për urat merret 100 vjet. Është marrë parasysh mjedisi i veçantë për secilin projekt nëpërmjet

klasifikimeve të ekspozimit, të përcaktuara më parë sipas natyrës së risqeve të korrozionit dhe sulmeve të tjera dhe gjithashtu është supozuar një mirëmbajtje normale.

Eurokodet gjithashtu supozojnë se projektimi dhe ndërtimi i strukturave kryhet nga personel i kualifikuar dhe me përvojë dhe se monitorimi dhe kontrolli i cilësisë janë efektive.

Gjithashtu duhet të plotësohen kërkesat në lidhje me ekzekutimin dhe zbatimin. Sa i përket strukturave të betonit, këto kërkesa trajtohen në standardin EN 13670.

Gjendjet kufitare janë klasifikuar në dy kategori:

- Gjendjet kufitare të fundme (ULS) në lidhje me sigurinë e njerzëve dhe strukturës, korrespondojnë me kufirin e ekuilibrit statik, kufirin e rezistencës ose kufirin e qëndrueshmërisë dimensionale. Kësaj i shtohet gjendja kufitare e lodhjes, dhe një gjendje kufitare e rezistencës e arritur në kushte të veçanta me nivele të ngarkesës së shërbimit.
- Gjendjet kufitare të shërbyeshmërisë (SLS) që kanë të bëjnë me funksionimin e strukturës, durueshmërinë e saj, komoditetin e përdoruesve të saj dhe pamjen e ndërtimeve të strukturës, përcaktohen nga kufizime të ndryshme të përshtatshme, si p.sh.:
 - Kufizimin e sforcimeve të betonit;
 - Kufizimin e sforcimeve në armaturën prej çeliku për të parandaluar plasticizimin e tyre ose deformacionet e tyre jo elastike;
 - Kufizimin e gjerësisë së hapjeve të të plasurave për kontrollin e plasaritjeve.

Janë përdorur vlerat e faktorëve pjesorë për të përcaktuar vlerat e llogaritjeve të ndryshoreve bazë (veprimet, rezistencën, të dhënat gjeometrike), dhe për të mbuluar pjesërisht shumë pasiguri që ekzistojnë, për t'i dhënë strukturës kufirin e kërkuar të sigurisë. Në përgjithësi ato veprojnë për të rritur veprimet dhe për të zvogëluar rezistencat.

Vlerat e faktorëve pjesorë janë marrë nga Eurokodi 2 dhe janë konsideruar ato të dhëna në anekset e EN 1990 sipas klasës së besueshmërisë [EN1992-1-1 2.1.1(2), EN1992 Anx. C Tab. C.2]. Për projektimin e urave, në përputhje me Eurokodet e ndryshme, korrespondojnë me një indeks të besueshmërisë të synuar β në rendin e 3.8 për rezistencën e ULS dhe për një jetëgjatësi projektuese prej 100 vjetësh.

Metoda e projektimit konsiston në një analizë strukturore për të përcaktuar sforcimet projektuese, por edhe të vlerave të tjera karakteristike si ato të sforcimeve, deformacioneve etj. Veprimet dhe/ose kombinimet e veprimeve janë futur në modelet e llogaritjes së strukturës. Rezultatet e marra nga analiza krahasohen me vlerat që janë karakteristike për arritjen e gjendjes kufitare lidhur me fenomenin e studiuar.

5.3.1 Gjendja Kufitare e Fundme (ULS)

Veprimet projektuese që duhet të merren në konsideratë për projektimin strukturor tregohen në tabelën e mëposhtme. Është përdorur ekuacioni Ek. 6.10 ose ekuacionet më pak të favorshme Ek. 6.10a dhe Ek. 6.10b. Për opsionin 2b, vlera e koeficientit të sigurisë kur ngarkesa është e pafavorshme për veprimet e përhershme jepet nga $\gamma_G = 0.85 \times 1.35 = 1.15$. Për të gjitha veprimet e përhershme nga i njëjti burim, për shembull, pesha vetjake e strukturës, duhet të përdoret në të gjitha pjesët qoftë vlera e favorshme dhe e pafavorshme. Kur veprimet e ndryshueshme janë të favorshme, do të përdoret vlera $Q_k = 0$. Aty ku është e nevojshme, secila

ngarkesë e ndryshueshme me radhë do të konsiderohet si ngarkesë kryesore. Nëse $Q_{k,1}$ lidhet me një zonë magazinimi, për të cilën $\psi_0 = 1.0$, Ek. 6.10 dhe Ek. 6.10a janë identike. Në raste të tjera, është me avantazh të përdoret Ek. 6.10a/b, ku Ek. 6.10b aplikohet për vlera të $G_k \leq 4.5Q_k$ kur $\psi_0 = 0.7$, dhe për vlera të $G_k \leq 7.5Q_k$ kur $\psi_0 = 0.5$.

Gjendja kufitare e fundme do të kontrollohet si më poshtë:

- EQU: Humbja e ekuilibri statik të strukturës ose të ndonjë pjese të saj të konsideruar si një trup i ngurtë.
- STR: Humbja e qëndrueshmërisë ose deformime të tepërta të strukturës ose elementeve të saj, duke përfshirë plintat, pilotat, muret e bodrumit, etj.
- GEO: Humbja e qëndrueshmërisë ose deformime të mëdha të truallit ku rezistenca e dheut ose shkëmbit nuk janë të mjaftueshme për të siguruar qëndrueshmërinë.

Për gjendje kufitare të ekuilibrit statik të strukturës (EQU), kontrollohet që:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

ku:

$E_{d,dst}$: është vlera projektuese e veprimeve destabilizuese;

$E_{d,stab}$: është vlera projektuese e veprimeve stabilizuese.

Për gjendjen kufitare të thyerjes ose deformimeve të tepërta të një seksioni, elementi apo lidhje (STR dhe/ose GEO), kontrollohet që:

$$E_d \leq R_d$$

ku:

E_d : është vlera projektuese e një faktori si p.sh. forcë e brendshme, moment ose vektor që përfaqëson disa forca të brendshme ose momente;

R_d : është vlera projektuese e rezistencës përkatëse.

Kombinimet e veprimeve projektuese që janë marrë në konsideratë dhe vlerat e faktorit ψ që janë përdorur tregohen në tabelën e mëposhtme:

Tabela 5-4: Koeficientet e kombinimit për veprimet mbi ura

Gjendja e Kufitare e Fundme (ULS)	Kombinimi i Veprimeve (shiko EN 1990)
Veprime të vazhdueshme dhe kalimtare (Ek. 6.10)	$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " "+" } \gamma_P P \text{ " "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ " "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} (j \geq 1, i > 1)$
Veprime të vazhdueshme dhe kalimtare, përveç gjendjes kufitare STR dhe GEO, më pak e favorshmeja midis (Ek. 6.10a or 6.10b)	$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " "+" } \gamma_P P \text{ " "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ " "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} (6.10a)$ $\sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " "+" } \gamma_P P \text{ " "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ " "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} (6.10b)$ ($j \geq 1, i > 1$)
Kombinimi për Gjendjen e Fundme (Veprim aksidental)	$A_d \text{ " "+" } P \text{ " "+" } \sum G_{k,j} \text{ " "+" } (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ " "+" } \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} (j \geq 1, i > 1)$
Kombinimi për Gjendjen e Fundme (Veprim sizmik)	$\sum G_{k,j} \text{ " "+" } P \text{ " "+" } A_{Ed} \text{ " "+" } \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} (j \geq 1, i \geq 1)$
Shënim: "+" nënkupton "të kombinohet me", Σ nënkupton "efekti i kombinuar i", ξ është koeficienti i zvogëlimit për ngarkesat e përhershme jo të favorshme G	

Faktorët ψ_0 , ψ_1 dhe ψ_2 për urat automobilistike jepen në tabelën A2.1 të aneksit A2 të Eurokodit 0 dhe tregohen në tabelën vijuese:

Tabela 5-5: Vlerat e faktorëve ψ për urat automobilistike sipas EN 1990

Veprimi	Simboli	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Ngarkesat e trafikut (EN 1991-2, Tabela 4.4)	gr 1a (LM1+këmbësorët ose gr 1a (LM1+këmbësorë ose korsia e biçikletave) ¹⁾	TS	0.75	0.75	0
		UDL	0.40	0.40	0
		Ngarkesa e korsisë së këmbësorëve+biçikletave ²⁾	0.40	0.40	0
	gr 1b (një aks i vetëm)		0	0.75	0
	gr 2 (forca horizontale)		0	0	0
	gr 3 (ngarkesat e këmbësorëve)		0	0.4	0
	gr 4 (LM-4 ngarkesat e turmës)		0	-	0
gr 5 (LM-3 automjetet speciale)		0	-	0	
Forcat e erës	F_{wk} – Situata të qëndrueshme projektimi	0.6	0.2	0	
	F_{wk} – Zbatimi	0.8	-	0	
	F_w	1.0	-	-	
Veprimet termike	T_k	0.6 ³⁾	0.6	0.5	
Ngarkesat e borës	$Q_{Sn,k}$ (gjatë zbatimit)	0.8	-	-	
Ngarkesat gjatë ndërtimit	Q_c	1.0	-	1.0	

¹⁾ Vlerat e rekomanduara të ψ_0, ψ_1 dhe ψ_2 për gr1a dhe gr1b janë dhënë për trafik rrugor që korrespondon me faktorë rregullues $\alpha_Q, \alpha_{Qi}, \alpha_{Qr}$ dhe β_Q të barabartë me 1. Ato që lidhen me UDL-në korrespondojnë me skenarët e zakonshëm të trafikut, në të cilët mund të ndodhë një grumbullim i rralë i kamionëve. Vlera të tjera mund të konsiderohen për klasat e tjera të itinerareve, ose për trafik të pritur, lidhur me zgjedhjen e faktorëve α korrespondues. Për shembull, një vlerë e ψ_2 ndryshe nga zero mund të konsiderohet për sistemin UDL vetëm të LM1, për ura që përballojnë trafik të rëndë e të vazhduar. Shih gjithashtu EN 1998.

Vlera të tjera mund të parashikohen për klasa të tjera të rrugëve ose të trafikut të pritur, lidhur me zgjedhjen e faktorëve α korrespondues. Për shembull, një vlerë e ψ_2 ndryshe nga zero mund të parashikohet për sistemin UDL vetëm të LM1, për ura që përballojnë trafik të rëndë e të vazhduar. Shih gjithashtu EN 1998.

²⁾ Vlera e kombinimit e ngarkesës së korsisë së këmbësorëve dhe të biçikletave, e përmendur në Tabelën 4.4a të EN 1991-2, është një vlerë e "reduktuar". Faktorët ψ_0 dhe ψ_1 janë të aplikueshëm ndaj kësaj vlere.

²⁾ Vlera e kombinimit e ngarkesës së korsisë së këmbësorëve dhe të biçikletave, e përmendur në Tabelën 4.4a të EN 1991-2, është një vlerë e "reduktuar". Faktorët ψ_0 dhe ψ_1 mund t'i aplikohen kësaj vlere. Faktorët ψ_0 dhe ψ_1 janë të aplikueshëm për këtë vlerë.

³⁾ Vlera e rekomanduar e ψ_0 për veprime termike në shumë raste mund të reduktohet në 0 për gjendje të fundit kufitare EQU, STR dhe GEO. Shih gjithashtu Eurokodet e projektimit.

Për aplikimin në urat automobilistike dhe për verifikimin e elementeve strukturor (STR) që nuk i nënshtrohen veprimeve gjeoteknike, është përdorur shprehja bazë (6.10) që përket sipas veprimeve, faktorëve pjesorë dhe klasik, sipas formës [EN1990 Tab.A2.4(B)]:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1.35G_{k,j,sup} + 1.00G_{k,j,inf}) \right\} + \gamma_P P + \left\{ \begin{array}{l} 1.35(TS + UDL + q_{fk}) + 1.50 \min(F_w^*; 0.6F_{wk}) \\ 1.35gr_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1.5T_k + 1.35(0.75TS + 0.4UDL + 0.4q_{fk}) \\ 1.5F_{wk} \\ 1.5Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

Faktori pjesor që lidhet me paranderjen γ_P ka vlerë $\gamma_{P,fav} = 1$ nëse paranderja ka efekt të favorshëm, dhe $\gamma_{P,unfav} = 1.2$ nëse efektet janë të pa favorshme për verifikimin e efekteve lokale [EN19922-1-1 2.4.2.2].

Tabela 5-6: Vlerat llogaritëse γ të veprimit

Kombinim i	EN 1990	Veprime të përhershme		Parasforcim i	Veprimi i ndryshueshmë kryesor	Veprime të ndryshueshme	
		Të pafavorshme	Të favorshme			Kryesori (nëse ka)	Të tjerë
		$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$			γ^P	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$
EQU (Seti A)	Ekuacioni 6.10	1.05 1.35	0.95 1.25		1.35 (0 ku është i favorshëm)	-	1.50 (0 ku është i favorshëm)
STR/GEO (Seti B)	Ekuacioni 6.10	1.35	1.00		1.35 (0 ku është i favorshëm)	-	1.50 (0 ku është i favorshëm)
STR/GEO (Seti B)	Ekuacioni 6.10a	1.35	1.00		-	1.50 (0 ku është i favorshëm)	1.50 (0 ku është i favorshëm)
STR/GEO (Seti B)	Ekuacioni 6.10b	$\gamma_{Gj,sup}=1.35$ $\xi = 0.85$	1.00		1.35 (0 ku është i favorshëm)	-	1.50 (0 ku është i favorshëm)
STR/GEO (Seti C)	Ekuacioni 6.10b	1.00	1.00		1.15 (0 ku është i favorshëm)	-	1.30 (0 ku është i favorshëm)

Koeficientet e kombinimit e veprimeve për gjendjen kufitare të fundme në projektimin për situatat me ngarkesat aksidentale dhe sizmike (shprehja 6.11a deri tek 6.12b në EN 1990) janë 1,0. Vlerat e faktorit ψ jepen në EN 1990, Tabela A2.1.

Tabela 5-7: Vlerat projektuese të veprimeve për situatat me ngarkesa aksidentale dhe sizmike për urat

Kombinimi	EN 1990	Veprimi i përhershëm		Parasforcimi	Ngarkesa kryesore aksidentale ose sizmike	Veprimi i ndryshueshëm	
		I pafavorshëm	I favorshëm			Kryesori (nëse ka)	Të tjerë
Aksidental	6.11a/b	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ose $\psi_{1,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sizmik	6.12a/b	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\gamma_1 A_{Ek}$ OR A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

Shënim: Në rastet e situatave të kombinimit aksidental, veprimi kryesor i ndryshueshëm mund të merret me vlerën e tij më të shpeshtë, si në rastin e kombinimit sizmik me vlerën e tij pothuaj të përhershme.

5.3.2 Gjendja Kufitare e Shërbyeshmërisë (SLS)

Është kontrolluar që:

$$E_d \leq C_d$$

Ku:

C_d : është vlera kufitare e projektimit për kriterin përkatës të shërbyeshmërisë;

E_d : është vlera projektuese e veprimeve të specifikuara në kriterin e shërbyeshmërisë, e përcaktuar në bazë të kombinimit përkatës.

Në EN 1992-1-1, lejohet një kontroll ndaj ngarkimit thujse-të-përherëshëm kur konsiderohen plasaritjet dhe uljet. Kjo përputhet me rekomandimin e EN 1990 në lidhje me anën vizuale. Në lidhje me funksionin përfshirë dëmtimin e mundshëm të elementeve të strukturës, është kryer një kontroll nën ngarkimin karakteristike.

Në SLS paranderja merret parasysh me vlerat karakteristike [EN1992-1-1 5.10.9]. Ngarkesat e përherëshme $G_{k,j}$ integrojnë uljet G_{set} si dhe efektet e tkurrjes dhe deformkohës.

Kombinimi i veprimit që merret në konsideratë për tu përdorur tregohen në tabelën vijuese:

Tabela 5-8: Kombinimi i veprimeve për SLS

Gjendja kufitare e shërbyeshmërisë (SLS)	Kombinimi i veprimeve (shiko EN 1990)
Kombinimi karakteristik (funksioni, përfshirë dëmtimet e elementeve strukturore dhe jo strukturore, p.sh. muret ndarëse)	$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } P + Q_{k,1} \text{ “+” } \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$ ($j \geq 1, i > 1$)
Kombinimi i shpeshtë (përdorimi i makinerive, shmangia e pellgjeve të ujit, etj.)	$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ “+” } \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$ ($j \geq 1, i > 1$)
Kombinimi pothuajse i përherëshëm (pamja)	$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$ ($j \geq 1, i \geq 1$)
Shënim: “+” nënkupton “të kombinohet me”, Σ nënkupton “efekti i kombinuar i”, ξ është koeficienti i zvogëlimit për ngarkesat e përherëshme jo të favorshme G.	

Për gjendjen kufitare të shërbyeshmërisë faktori i pjesshëm është marrë 1,0 përveç rastit kur specifikohet ndryshe nga EN 1991 deri në EN 1999.

Tabela 5-9: Vlerat projektuese të veprimeve të përdorura në kombinimet e veprimeve

Kombinimi	Veprimi i përherëshëm		Parasforcim	Veprimi i ndryshueshme	
	I pafavorshëm	I favorshëm		Kryesori	Të tjerë
Karakteristik	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
I shpeshtë	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Pothuajse i përherëshëm	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Në mënyrë të ngjashme, për sa i përket parametrave klasikë, mund të marrë format e mëposhtme:

- Kombinimi karakteristik:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf}) \right\} + P + \left\{ \begin{array}{l} (TS + UDL + q_{fk}) + \text{Min}(F_w^*, 0.6F_{wk}) \\ gr_{i=1b,2,3,4,5} + 0.6T_k \\ gr1b \\ T_k + (0.75TS + 0.4UDL + 0.4q_{fk}) \\ F_{wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

- Kombinimi i shpeshtë:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (0.75TS + 0.4UDL + q_{fk}) + 0.5T_k \\ 0.75gr4 + 0.5T_k \\ 0.75gr1b \\ 0.6T_k \\ 0.2F_{wk} \\ 0.5Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

- Kombinimi thuasje i përhershëm:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf}) \right\} + P_k + 0.5T_k$$

5.3.3 Projektimi gjeoteknik

Eurokodi 7: Projektimi gjeoteknik jep një përmbledhje të kërkesave për projektimin e strukturave gjeoteknike. Ai i klasifikon strukturat në tre kategori sipas kompleksitetit të tyre dhe rrezikut që lidhet me to, por përqendrohet dhe në projektimin e strukturave konvencionale pa rreziqe të jashtëzakonshme. Këto përfshijnë themelet e veçantë, të tipit pllakë dhe me pilota, struktura mbajtëse, pila të urave, argjinatura dhe tunele. janë marrë në konsideratë gjendjet kufitare të qëndrueshmërisë, rezistencës dhe shërbyeshmërisë. Kërkesat e gjendjes kufitare të fundme dhe asaj të shërbyeshmërisë mund të arrihen nëpërmjet disa metodave, veçmas ose në kombinim.

Metoda e llogaritjeve e adoptuar në këtë projekt për gjendjen kufitare të fundme është Qasja e Projektimit 1 (Design Approach 1): e cila kërkon marrjen në konsideratë të dy kombinimeve të faktorëve të sigurisë për veprimet dhe parametrat e dherave, siç tregohet në tabelën vijuese. Në përgjithësi, kombinimi 2 përcakton përmasën e përgjithshme të strukturës dhe kombinimi 1 përcakton projektimin strukturor të elementëve të ndryshëm. Parametrat karakteristike të dherave përcaktohen nga vlerësime të kujdesshme të vlerave që ndikojnë në ndodhjen e një gjendjeje kufitare. Si rrjedhim, për kombinimin 2, vlerat llogaritëse për rezistencën e dheut në gjendjen e fundit kufitare jepen nga:

$$\tan \phi'_d = (\tan \phi')/1.25 \text{ and } c'_d = c'/1.25$$

Tabela 5-10: Faktorët e sigurisë për gjendjen kufitare të fundme për projektimin gjeoteknik

Kombinimi	Faktori i sigurisë për Veprimet ^a , γ_F		Faktori i sigurisë për parametrat e dherave, γ_M		
	γ_G $\gamma_{G,fav}$	γ_Q -	$\gamma_{\phi'}$	γ_c	γ_{cu}
1	1.35	1.50	1.00	1.00	1.00

	1.00	0.00 (fav.)			
2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40
	1.00	0.00 (fav.)			

Ku: c' dhe ϕ' janë përkatësisht vlerat karakteristike të kohezionit dhe këndit të fërkimit të brendshëm (në terma të sforcimeve efektive).

Vlerat llogaritëse për rezistencën në prerje në sipërfaqen e kontaktit të bazamentit me dheun, përkatësisht për rastin me drenim (fërkim në bazë) dhe pa drenim (adezion në bazë), jepen nga:

$$\tan \delta_d = \tan \phi'_d \text{ (për beton të derdhur në vend) dhe } c_{ud} = c_u/1.4$$

Ku c_u është rezistenca në prerje pa drenim.

Për bazamentet në dhera argjilor, rezistenca mbajtëse dhe në rrëshqitje do të kontrollohet për kushtet me veprim të gjatë kohor (me drenim) dhe veprim të shkurtër (pa drenim). Praktika e zakonshme në të cilën merren në konsideratë veprimet karakteristike dhe presionet mbajtëse të lejuara, për të kufizuar deformimin e truallit dhe rezistencën mbajtëse, mund të pranohet me mirëkuptim reciprok. Në këtë rast, është pranuar një variacion linear i presionit mbajtës të truallit për ngarkesa jashtëqendrore.

Analiza e përdorur për llogaritjen e pilotave në kushte me drenim është NAVFAC DM 7.2 dhe për pa drenim Tomlinson. Kapaciteti horizontal i pilotave është llogaritur sipas metodës “p-y”.

5.4 Materialet e përdorura për strukturat prej betoni

5.4.1 Betoni

Të dhënat kryesore për “beton efektiv”, siç specifikohen me poshtë janë:

- klasifikimi i ekspozimit dhe shtresa mbrojtëse;
- klasa e rezistencës;
- klasa e konsistencës;
- uji i përzierjes;
- tipi i çimentos;
- tipi dhe përmasa maksimale e agregateve;
- aditivët.

5.4.1.1 Kërkesat

Strukturat e këtij projekti janë projektuar dhe do të zbatohen në një mënyrë të atillë që me një shkallë të përshtatshme sigurie dhe vlera ekonomike, gjatë kohës së shfrytëzimit, do të:

- përballojnë të gjitha ngarkesat dhe veprimet që mund të ndodhin gjatë zbatimit dhe shfrytëzimit, dhe



- të mbeten të përshtatshëm për përdorimin që ju kërkohet.

Siguria e kërkuar për strukturat në EN 1990 do të arrihet:

- nëpërmjet projektimit sipas normave nga EN 1990 deri në EN 1999 dhe
- nëpërmjet zbatimit të përshtatshëm dhe masave të kontrollit të cilësisë.

5.4.1.2 Jetëgjatësia

Jetëgjatësia specifikohet duke u bazuar në EN 1990. Përkufizimi i jetëgjatësisë është: *“periudha e supozuar gjatë të cilës struktura ose një pjesë e saj duhet përdorur për qëllimin e caktuar me mirëmbajtje të paracaktuar por pa pasur nevojë për riparime të mëdha”*.

Duke ju referuar tabelës 2.1 të EN 1990 jetëgjatësia e urës është zgjedhur Kategoria 5, 100 vjet “Struktura ndërtimore monumentale, ura dhe struktura të tjera të Inxhinierisë civile”, dhe kategoria 4, 50 vjet “Struktura ndërtimi dhe struktura të tjera të zakonshme”.

5.4.1.3 Durueshmëria

EN 1992 (2.4) kërkon që “... struktura duhet projektuar në mënyrë të tillë që dëmtimi gjatë periudhës së shfrytëzimit të planifikuar të mos e uli performancën e strukturës nën atë të paracaktuar, duke pasur parasysh mjedisin e saj dhe nivelin e paracaktuar të mirëmbajtjes...”.

5.4.1.3.1 Rezistenca e betonit të armuar

Zbatimi i të gjitha punimeve për betonin e armuar duhet të realizohet duke përdorur beton C25/30 ($f_{ck} = 25\text{MPa}$) dhe C30/37 ($f_{ck} = 30\text{MPa}$), raport ujë / çimento më pak se 0.50 dhe përmbajtje minimale e çimentos prej 300 kg / m³.

5.4.1.4 Agregatet

Agregate duhet të jenë në përputhje me EN 12620; ndërsa agregatet e lehta duhet të jenë sipas EN 13055-1.

Madhësia maksimale e agregatit është zgjedhur në mënyrë që të kënaqë njëkohësisht parregullsitë e mëposhtme:

- $D_{max} \leq 1/4$ e trashësisë minimale të elementit;
- D_{max} duhet të kufizohet zakonisht në 6 mm më pak se distanca minimale mes armaturës kryesore ose 5 mm më pak se shtresa mbrojtëse minimale për armaturën, cilado të jetë më e vogla;

Për punimet për betonin e armuar, agregatet që kanë një madhësi maksimale prej 20 mm konsiderohen përgjithësisht të kënaqshme.

5.4.1.5 Marrëdhënia sforcim-deformacion për projektimin e seksionit tërthor

Për projektimin e seksionit tërthor, do të përdoret marrëdhënia e mëposhtme sforcim – deformacion, shiko figurën vijuese (deformimi shtypës tregohet pozitivisht):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

ku:

n: është eksponenti sipas Tabelës 3.1, EN 1992-1-1:2004;

ϵ_{c2} : është deformacioni në momentin e arritjes së sforcimit maksimal sipas Tabelës 3.1, EN1992-1-1:2004;

ϵ_{cu2} : është deformacioni përfundimtar sipas Tabelës 3.1, EN1992-1-1:2004;

5.4.2 Çeliku i Armimit

5.4.2.1 Karakteristikat e çelikut

Do të përdoret çelik armimi me duktilitet të lartë i klasës B500C. Në diagramat e idealizuar sforcim – deformacion është përdorur kurba B e ulët elasto-plastike e projektimit pa rritje të sforcimit (shiko figurën e mëposhtme).

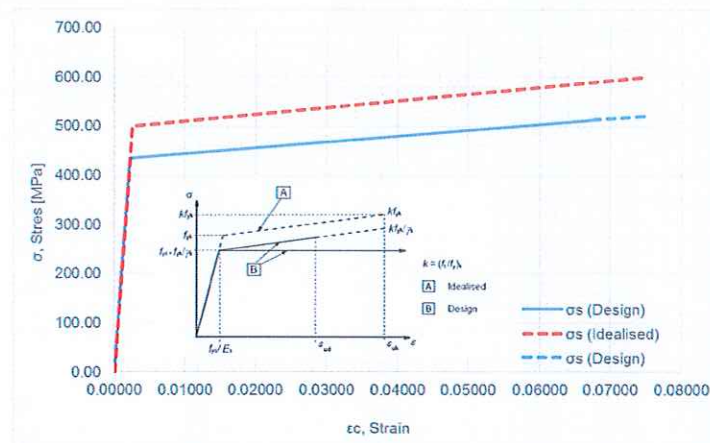


Figura 5-4: Çeliku i armimit B500C – diagrama sforcim-deformacion e projektimit

Duke supozuar koeficientet e sigurisë $\gamma_s = 1,15$ për gjendjen kufitare të fundme (ULS – situata të projektimit për veprime të vazhdueshme dhe kalimtare) dhe $\gamma_s = 1,0$ për gjendjen kufitare të shërbyeshmërisë (SLS), vlerat që karakterizojnë diagramën janë:

Rezistencat:

$$f_{yk} \geq 500 \text{ N/mm}^2;$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2;$$

$$(f_{y,\max} \leq 1.30 f_{yk}, f_{yk} \leq 650 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ N/mm}^2;$$

$$\epsilon_{s,yd} = f_{yd} / E_s = 435 / 200 = 2.1 \text{ ‰}$$

Duktiliteti:

$$k = (f_t/f_y) \geq 1.15 \text{ and } < 1.35;$$

$$\epsilon_{uk} \geq 7.5 \text{ ‰};$$

$$(\epsilon_{ud} = 0.90 \epsilon_{uk}, \geq 6.75 \text{ ‰})$$

5.4.2.2 Diametri maksimal i armaturës

Projektimi gjeometrik i strukturave të betonit, udhëhiqet gjithnjë e më shumë nga marrja në konsideratë e gjendjes kufitare të shërbyeshmërisë (SLS - deformimi, plasaritje, kufizimi i sforcimeve) në vend të gjendjes

kufitare të fundme (ULS). Prandaj është e rëndësishme të identifikohen në EC2 vlerat kufitare për SLS-t e ndryshme, nëse ka, për t'u marrë në konsideratë në projektim.

Për hapje të plasaritjeve deri në një maksimum prej 0,30 mm – kufiri i sipërm për të gjitha klasat mjedisore sipas EC2, Tabela 7.1N - SLS e plasaritje mund të verifikohet pa llogaritje duke kufizuar diametrin e shufrave të armimit si një funksion i sforcimit të çelikut, ose hapësirën maksimale mes tyre. Për çelikon B500C dhe klasa të ndryshme të rezistencës së betonit, tabela e mëposhtme jep diametrat maksimal të shufrave si një funksion i raportit të sforcimit me rezistencën e çelikut σ_s/f_{yk} vlerësuar në një seksion të plasaritit në kushtet e një ngarkese pothuaj të përhershme (Q_p).

Tabela 5-11: Diametri maksimal i shufrave për kontrollin e plasaritjeve

Çelik armimi B500C		Klasa e betonit				
		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
$f_{ct,eff}$		2.3	2.6	2.9	3.4	3.6
σ_s	σ_s / f_{yk}	$\phi_{l,max}$ për kontrollin e hapjes së të plasurave në $w_k = 0.30$ mm				
160	0.32	24	28	32	36	38
170	0.34	22	26	30	34	36
180	0.36	22	24	28	32	34
190	0.38	20	22	26	30	32
200	0.40	18	20	24	26	28
210	0.42	16	18	22	24	26
220	0.44	14	16	20	22	24
230	0.46	14	16	18	20	22
240	0.48	12	14	16	18	20
260	0.52	10	12	14	16	16
280	0.56	10	10	12	14	14

Shënim: Vlerat e Eurokodit 1992 deri në f_{yk} ; $c = 25$ mm për $\sigma_s = 200$ MPa.



6 ANALIZA STRUKTURE E URËS DHE STRUKTURAVE

Analiza gjeoteknike dhe strukturore e urës është kryer me anë të programit CSIBridge i cili bazohet mbi metodën me elemente të fundëm. Të gjitha llogaritjet strukturore janë kryer sipas Eurokodeve.

Për elementët strukturore është përdorur beton i klasës C25/30 me parametra siç vijon (përveç trarëve):

- Pesha për njësi vëllimi i B/A: 25 kN/m³;
- Rezistenca në shtypje e betonit 28 ditor, f_{ck} : 30 MPa (cilindrike);
- Moduli i elasticitetit, E_{cd} : 31 GPa / 1.2 = 25.83 GPa;
- Koeficienti i Puasonit, U: 0.2;
- Koeficienti i zgjerimit termik, A: 0.00001 1/°C;
- Moduli në prerje, G: 12916 MPa.

Për betonin e armuar është përdorur çelik i klasës B500C me parametra siç vijon:

- Pesha për njësi vëllimi i çelikut: 78.5 kN/m³;
- Rezistenca minimale në rrjedhshmëri, f_{yk} : 500 MPa;
- Moduli i elasticitetit, E_s : 200 GPa;
- Koeficienti i Puasonit, U: 0.3;
- Koeficienti i zgjerimit termik, A: 0.000012 1/°C;
- Moduli në prerje, G: 76903 MPa.

6.1 Shtresa Mbrojtëse e Betonit

Zbatimi i të gjitha punimeve prej betoni të armuar duhet të realizohen duke përdorur beton të klasës C25/30 ($f_{ck}=25\text{MPa}$).

Janë pranuar shtresat mbrojtëse si mëposhtë:

- Soleta: $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
- Muret: $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
- Themeli: $c_{nom} = 50 \text{ mm}$



6.2 Ngarkesat

Më poshtë janë paraqitur rastet e ngarkesave të përdorura për projektimin e urës:

Tabela 6-1: Rastet e ngarkesave

Nr.	Emri	Lloji i ngarkesës	Përshkrimi i ngarkesës	Komente
1	DL1	Përhershme	Pesha vetjake e elementëve strukturorë	Soleta, diafragmat
2	DL2	Përhershme	Pesha vetjake e elementëve jo-strukturorë	Trotuar, asfalto betoni, barrierat etj.
3	LM1	Automjetet	Ngarkesa e Lëvizshme mbi urë	Ngarkesa e lëvizshme
4	LM2	Automjetet	Ngarkesa e Lëvizshme mbi urë	Ngarkesa e lëvizshme
4	LL1	Këmbësorët	Ngarkesa e Këmbësorëve	Turma
5	F	Frenimi	Ngarkesa Horizontale nga Frenimi	Frenimi i automjeteve
6	EP	Presioni i Dheut	Presioni i Dheut	Presioni i dheut mbi muret vertikale të ballit
7	T	Temperatura	Ngarkesa nga Temperatura	Ngarkesat nga temperatura maks. dhe min.
8	U	Ulja difer.	Çedimi i diferencuar i themeleve të urës	Ulja diferenciale
9	RS-X	Tërmeti	Ngarkesa nga Tërmeti	Ngarkesa e tërmetit në drejtimin gjatësor
10	RS-Y	Tërmeti	Ngarkesa nga Tërmeti	Ngarkesa e tërmetit në drejtimin tërthor
11	RS-Z	Tërmeti	Ngarkesa nga Tërmeti	Ngarkesa e tërmetit në drejtimin vertikal

6.2.1 Ngarkesa e Përhershme e Elementëve Strukturorë

Pesha vetjake e elementëve strukturorë gjenerohet në mënyrë automatike nga programi, duke u bazuar mbi seksionet dhe veçoritë e materialeve.

6.2.2 Ngarkesa e Përhershme e Elementëve jo Strukturorë

- Shtresa e asfaltobetonit: $0.255\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.375 \text{ kN/m}^2$;
- Pesha nga barrierat: 1.2 kN/m .

6.2.3 Ngarkesa e Përkohshme

Ngarkesa e përkohshme janë marrë sipas asaj që shpjegohet në seksionin e ngarkesave. Ngarkesa e lëvizshme është marrë ajo e LM1 dhe LM2. Ndërsa si ngarkesë e këmbësorëve është marrë 5 kN/m^2 . Ngarkesa e frenimit është marrë 396.2 kN .

6.2.4 Presioni i Dheut

Parametrat e dheut mbushës mbrapa balleve:

- Pesha njësi:

- Gjendja e sforcimit:

- Këndi i fërkimit të brendshëm:

$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$;

Efektive;

$\varphi=35^\circ$;

- Kohezioni i dheut: $c_{ef}=0$ kPa;
- Këndi i fërkimit struk.-dhe: $\delta=2/3 \varphi = 2/3 \times 35^\circ = 23.33^\circ$;
- Pesha njësi në gjendje natyrore: $\gamma_{sat}=20$ kN/m³;

Është konsideruar presion i dheut në gjendje qetësie si një veprim ngarkese trekëndore mbi ballin e urës në drejtimin horizontal. Ngarkesa lidhet me 1m gjerësi në prerje gjatësore të urës. Vlera e asaj sipër ballit është zero dhe vlera poshtë siç vijon:

$$EP = (1 - \sin\phi) \cdot H_a \cdot \gamma \cdot 1.0$$

ku:

H_a : është lartësia e ballit të urës;

ϕ : është këndi i fërkimit të brendshëm të dheut mbushës mbrapa ballit, 35° .

6.2.5 Presioni i Ujit

Niveli i ujit nëntokësor nga niveli i truallit nuk është hasur nga shpimet gjeologjike, dhe nuk është marrë në konsideratë.

6.2.6 Ngarkesa e Temperaturës

Temperatura e betonimit: $5 \div 30$ °C. Diferenca e temperaturës është marrë 35°C .

6.2.7 Ngarkesa nga Tërmeti

Presioni aktiv dhe pasiv i dheut për veprimin sizmik është marrë sipas teorisë Mononobe-Okabe.

Tërmeti:

- PGA: $a_{gR}=0.399g$ (sipas studimit sizmik), Tipi i truallit B;
- Faktori i nxitimit horizontal: $K_h = \gamma_1 \alpha (S/r) = 1 \times 0.399 (1.2/1) = 0.4788$;
- Faktori i nxitimit vertikal: $K_v = 0.5 K_h = 0.5 \times 0.4788 = 0.2394$

ku:

α : raporti i shpejtimit projektues i truallit për tipin A të truallit, a_g , me shpejtimin e rënies së lirë g ;

S : faktori i dheut i përkufizuar në EN 1998-1:2004, 3.2.2.2;

r : faktori që varet nga tipi i strukturës mbajtëse;

γ_1 : faktori i rëndësisë së strukturës.

Koeficienti i presionit aktiv të dheut për shkak të veprimit sizmik K_{ae} jepet me anë të shprehje të më poshtme:

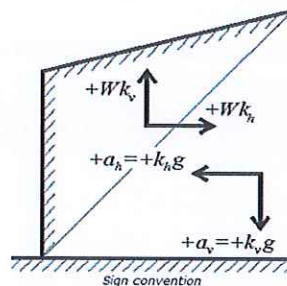


Figura 6-1: Treguesi i shenjave (+,-) të veprimit sizmik

Koeficienti i presionit aktiv të dheut për veprimin sizmik:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \cos(\psi + \alpha + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cdot \cos(-\beta + \alpha)}}\right)^2}$$

Koeficienti i presionit pasiv të dheut për veprimin sizmik:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi + \alpha)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \cos(\psi - \alpha + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$$

ku:

- α : këndi i inklinimit të faqes në kontakt me dheun të strukturës;
- δ : këndi i fërkimit strukturë – dhe;
- β : këndi i inklinimit të skarpatës;
- ϕ : këndi i fërkimit të brendshëm të dheut (mbushjes);
- Υ : pesha njësi e dheut;
- H : lartësia e strukturës;
- k_v : koeficienti sizmik i shpejtimit vertikal;
- k_h : koeficienti sizmik i shpejtimit horizontal;
- ψ : këndi i inercisë sizmike, $\psi = \tan^{-1}(k_h/(1-k_v))$.

Presioni aktiv i dheut (efektet nga tërmeti) = $(K_{ae} - K_a) \times (1 - k_v) \times \Upsilon \times H^2 \times 0.5$

Presioni pasiv i dheut (efektet nga tërmeti) = $(K_{pe} - K_p) \times (1 - k_v) \times \Upsilon \times H^2 \times 0.5$

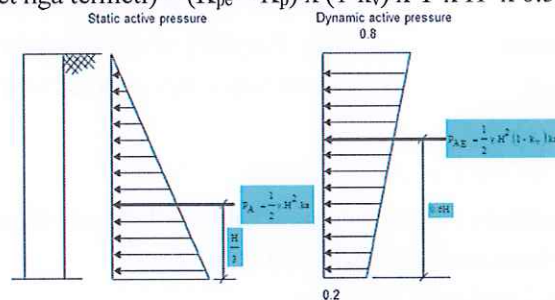


Figura 6-2: Presioni i dheut nga veprimi sizmik

6.2.8 Kombinimet e Ngarkesave

Tabela 6-2: Faktorët pjesorë për kombinimet e ngarkesave (ngarkesat e përhershme)

Nr.	Emri	Tipi i Ngarkesës	$\gamma_{Gj,sup}$ Set A	$\gamma_{Gj,inf}$ Set A	$\gamma_{Gj,sup}$ Set B	$\gamma_{Gj,inf}$ Set B	$\gamma_{Gj,sup}$ Set C	$\gamma_{Gj,inf}$ Set C	$\gamma_{Gj,sup}$ Seis.	$\gamma_{Gj,inf}$ Seis.
1	DL1	Përhershme	1.05 1.35	0.95 1.25	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	DL2	Përhershme	1.05 1.35	0.95 1.25	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	EP	Pr. i Dheut	1.10 1.35	0.90 1.15	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabela 6-3: Faktorët pjesorë për kombinimet e ngarkesave (ngarkesat e ndryshueshme)

Nr.	Emri	Tipi i Ngarkesës	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
1	LMI	Tandem (TS)	0.75	0.75	0.00
2	UDL	Ngarkesa e shpërndarë e automjeteve	0.40	0.40	0.00
3	LL1	Këmbësorët	0.40	0.40	0.00
4	T	Temperatura	0.60	0.50	0.50

6.2.8.1 Kombinimet e Ngarkesave për ULS

Kombinimi i ngarkesave për ULS do të jetë si mëposhtë:

Tabela 6-4: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, EQU (Set A)

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	ULS (EQU) (Set A) 1	1.05	1.35	0.60	0.60	0.90	1.00
2	ULS (EQU) (Set A) 2	1.05	1.13	1.35	0.60	0.90	1.00
3	ULS (EQU) (Set A) 3	1.05	1.13	0.60	1.35	0.90	1.00
4	ULS (EQU) (Set A) 4	1.05	1.13	0.60	0.60	0.90	1.00
5	ULS (EQU) (Set A) 5	1.05	1.13	0.60	0.60	1.50	1.00

Tabela 6-5: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, STR/GEO (Set B)

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	ULS (STR/GEO) (Set B) 1	1.35	1.35	0.60	0.60	0.90	1.00
2	ULS (STR/GEO) (Set B) 2	1.35	1.13	1.35	0.60	0.90	1.00
3	ULS (STR/GEO) (Set B) 3	1.35	1.13	0.60	1.35	0.90	1.00
4	ULS (STR/GEO) (Set B) 4	1.35	1.13	0.60	0.60	0.90	1.00
5	ULS (STR/GEO) (Set B) 5	1.35	1.13	0.60	0.60	1.50	1.00

Tabela 6-6: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, STR/GEO (Set C)

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	ULS (STR/GEO) (Set C) 1	1.00	1.15	0.52	0.52	0.78	1.00
2	ULS (STR/GEO) (Set C) 2	1.00	0.98	1.15	0.52	0.78	1.00
3	ULS (STR/GEO) (Set C) 3	1.00	0.98	0.52	1.15	0.78	1.00
4	ULS (STR/GEO) (Set C) 4	1.00	0.98	0.52	0.52	0.78	1.00
5	ULS (STR/GEO) (Set C) 5	1.00	0.98	0.52	0.52	1.30	1.00

Tabela 6-7: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, Sizmik

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	E_{Edx}	E_{Edy}	E_{Edz}	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e dif.
1	ULS (Sizmik) 1	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.50	1.0
2	ULS (Sizmik) 2	1.00	0.30	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.50	1.0
3	ULS (Sizmik) 3	1.00	0.30	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.0

Tabela 6-8: Kombinimet e Ngarkesave për ULS, Aksidental

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Aksidental A_d	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura
1	ULS (Aksidental) 1	1.00	1.00	0.00	0.40	0.40	0.60

6.2.8.2 Kombinimet e Ngarkesave për SLS

Kombinimi i ngarkesave SLS do të jetë si mëposhtë:

Tabela 6-9: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, Karakteristik

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	SLS – Karakteristik 1	1.00	1.00	0.40	0.40	0.60	1.00
2	SLS – Karakteristik 2	1.00	0.75	1.00	0.40	0.60	1.00
3	SLS – Karakteristik 3	1.00	0.75	0.40	1.00	0.60	1.00
4	SLS – Karakteristik 4	1.00	0.75	0.40	0.40	0.60	1.00
5	SLS – Karakteristik 5	1.00	0.75	0.40	0.40	1.00	1.00

Tabela 6-10: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, I shpeshtë

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	SLS – I shpeshtë 1	1.00	0.75	0.00	0.00	0.50	1.00
2	SLS – I shpeshtë 2	1.00	0.00	0.75	0.00	0.50	1.00
3	SLS – I shpeshtë 3	1.00	0.00	0.00	0.40	0.50	1.00
4	SLS – I shpeshtë 4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00
5	SLS – I shpeshtë 5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00

Tabela 6-11: Kombinimet e Ngarkesave për SLS, I shpeshtë

Nr.	Kombinimi	Ngarkesa e përhershme	Tandem (TS)	UDL	Këmbësorët	Temperatura	Ulje e diferencuar
1	SLS – Thuajse përher. 1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00
2	SLS – Thuajse përher. 2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00

3	SLS – Thuajse përher. 3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00
4	SLS – Thuajse përher. 4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00
5	SLS – Thuajse përher. 5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00



7 SHTOJCA B: LLOGARITJET E MUREVE MBAJTËS

B.1 Muri mbajte me gur H=2.0m

Gravity wall analysis

Input data

Project

Date : 2022-04-01

Settings

Standard - EN 1997 - DA1

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Masonry (stone) wall : EN 1996-1-1 (EC6)

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		Combination 1		Combination 2	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$	1.35 [-]		1.00 [-]	

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
		Combination 1	Combination 2
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_\nu =$	1.00 [-]	1.00 [-]

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	$\psi_0 =$		0.70 [-]
Factor for frequent value :	$\psi_1 =$		0.50 [-]
Factor for quasi-permanent value :	$\psi_2 =$		0.30 [-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Masonry : Category I

Mortar origin : Designed mortar

Masonry strength $f_b = 20.00 \text{ MPa}$ Mortar strength $f_m = 20.00 \text{ MPa}$

Parameters

Compressive strength $f_k = 9.00 \text{ MPa}$ Shear strength $f_{vko} = 0.10 \text{ MPa}$


Flexural tensile strength $f_{xk} = 0.10$ MPaPartial factor $\gamma_M = 2.00$ MPa

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.00
3	0.35	1.00
4	0.35	1.80
5	-0.65	1.80
6	-0.65	1.00
7	-0.60	1.00
8	-0.60	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 1.40 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Mbushja		35.00	0.00	20.00	10.00	23.33

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

Mbushja

Unit weight : $\gamma = 20.00$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23.33^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.00$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

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

Foundation

Type of foundation : strip foundation

Unit weight of foundation $\gamma = 25.00$ kN/m³

Geometry of foundation

Foundation thickness $h = 0.20$ mOffset left $b_l = 0.10$ mOffset right $b_p = 0.10$ m

Parameters of contact base-soil

Friction coefficient $f = 0.700$ Cohesion $c = 0.00$ kPaAdditional resistance $F = 0.00$ kN/m

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	YES		variable	4.50		0.00	3.00	on terrain
2	YES		variable	2.50		3.00	8.00	on terrain

No.	Name
1	1
2	2

Input concentrated surcharges

No.	Surcharge		Action	Magnitude [kN]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Width b[m]	Depth z [m]
	new	change						
1	YES		variable	120.00	0.30	0.40	0.40	on terrain
2	YES		variable	120.00	2.30	0.40	0.40	on terrain
3	YES		variable	50.00	3.30	0.40	0.40	on terrain
4	YES		variable	50.00	5.30	0.40	0.40	on terrain

No.	Name
1	3
2	4
3	5
4	6

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Mbushja

Angle of friction struc.-soil

$$\delta = 0.00^\circ$$

Soil thickness in front of structure

$$h = 0.30 \text{ m}$$

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1**Forces acting on construction - combination 1**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-0.79	33.60	0.44	1.000	1.000	1.350
FF resistance	-3.32	-0.10	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.02	2.35	0.77	1.000	1.000	1.350
Active pressure	7.69	-0.63	6.92	0.90	1.350	1.350	1.350
1	1.44	-0.82	1.13	0.86	1.500	1.500	1.500
2	0.00	-1.80	0.00	0.65	0.000	0.000	1.500
3	18.04	-1.13	21.61	0.81	1.500	1.500	1.500
4	0.30	-0.02	0.13	1.00	0.000	1.500	1.500



Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
5	0.00	-1.80	0.00	0.65	0.000	0.000	1.050
6	0.00	-1.80	0.00	0.65	0.000	0.000	1.050

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 52.67$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 38.48$ kNm/mWall for overturning is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 55.72$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 36.74$ kN/mWall for slip is **SATISFACTORY**Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 222.15 kPa

Forces acting on construction - combination 2

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-0.79	33.60	0.44	1.000	1.000	1.000
FF resistance	-2.65	-0.10	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.02	2.35	0.77	1.000	1.000	1.000
Active pressure	9.83	-0.62	7.06	0.90	1.000	1.000	1.000
1	1.97	-0.84	1.28	0.86	1.300	1.300	1.300
2	0.15	-0.10	0.05	1.00	0.000	1.300	1.300
3	25.72	-1.17	23.77	0.81	1.300	1.300	1.300
4	3.05	-0.24	1.08	1.00	1.300	1.300	1.300
5	0.00	-1.80	0.00	0.65	0.000	0.000	0.910
6	0.00	-1.80	0.00	0.65	0.000	0.000	0.910

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 50.61$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 48.15$ kNm/mWall for overturning is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 53.93$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 47.34$ kN/mWall for slip is **SATISFACTORY**Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 1201.95 kPa

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom



No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	36.01	77.05	47.34	0.467	1180.06
2	25.42	79.60	36.74	0.321	222.15
3	25.96	92.18	36.74	0.282	211.06

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	17.56	65.74	24.15

Dimensioning No. 1

Forces acting on construction - combination 1

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. moment	Coeff. norm.force	Coeff. shear for.
Weight - wall	0.00	-0.50	14.38	0.30	1.000	1.350	1.000
Active pressure	2.24	-0.33	0.97	0.60	1.350	1.350	1.350
1	0.98	-0.48	0.42	0.60	1.500	1.500	1.500
2	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
3	22.09	-0.44	9.53	0.60	1.050	1.050	1.050
4	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
5	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
6	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000

Forces acting on construction - combination 2

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. moment	Coeff. norm.force	Coeff. shear for.
Weight - wall	0.00	-0.50	14.38	0.30	1.000	1.000	1.000
Active pressure	2.88	-0.33	1.02	0.60	1.000	1.000	1.000
1	1.31	-0.49	0.46	0.60	1.300	1.300	1.300
2	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
3	29.61	-0.47	10.49	0.60	0.910	0.910	0.910
4	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
5	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000
6	0.00	-1.00	0.00	0.60	0.000	0.000	0.000

Wall stem checkCross-section depth $h = 0.60$ mAllowable eccentricity of cross section $e_{lim} = 0.27$ m $>$ 0.43 m $= e$ Cross-section bearing capacity is **SATISFACTORY**


B.2 Muri mbajtes me gabiona H=5.0m

Gabion analysis

Input data

Project

Date : 2022-04-18

Settings

Standard - EN 1997 - DA1

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0.333
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		Combination 1		Combination 2	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$	1.35 [-]		1.00 [-]	

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
		Combination 1	Combination 2
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_v =$	1.00 [-]	1.00 [-]

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Factor for frequent value :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Factor for quasi-permanent value :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Material of blocks - filling

No.	Name	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
1	Material No. 1	21.00	45.00	0.00

Material of blocks - mesh

No.	Name	Strength overh. R_t [kN/m]	Spacing of vert. meshes v [m]	Bear.cap. of front joint R_s [kN/m]
1	Material No. 1	60.00	1.00	40.00




Geometry of structure

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset a [m]	Material
5	1.00	1.00	0.50	Material No. 1
4	1.50	1.00	0.50	Material No. 1
3	2.00	1.00	0.50	Material No. 1
2	2.50	1.00	0.50	Material No. 1
1	3.00	1.00	-	Material No. 1


Gabion slope = 3.00 °
 Overall height = 4.89 m
 Overall wall volume = 10.00 m³/m

Soil parameters

Mbushje

Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 35.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

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

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	YES		permanent	4.50		0.00	3.00	on terrain
2	YES		permanent	2.50		3.00	8.00	on terrain
No.	Name							
1	1							
2	2							

Input concentrated surcharges

No.	Surcharge		Action	Magnitude [kN]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	YES		permanent	120.00	0.30	0.40	0.40	on terrain
2	YES		permanent	120.00	2.30	0.40	0.40	on terrain
3	YES		permanent	50.00	3.30	0.40	0.40	on terrain




No.	Surcharge		Action	Magnitude [kN]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Width b[m]	Depth z [m]
	new	change						
4	YES		permanent	50.00	5.30	0.40	0.40	on terrain
No.	Name							
1	3							
2	4							
3	5							
4	6							

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: at rest

Soil on front face of the structure - Mbushje

Soil thickness in front of structure

h = 0.50 m

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1**Forces acting on construction - combination 1**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-1.90	210.00	1.98	1.000	1.000	1.350
FF resistance	-1.06	-0.17	0.13	0.01	1.000	1.000	1.350
Active pressure	52.48	-1.51	19.10	3.08	1.350	1.350	1.000
1	4.85	-2.44	1.76	3.13	1.350	1.350	1.000
2	1.67	-1.31	0.61	3.07	1.350	1.350	1.000
3	24.34	-4.24	8.86	3.23	1.350	1.350	1.000
4	7.55	-2.34	2.75	3.13	1.350	1.350	1.000
5	2.26	-1.41	0.82	3.08	1.350	1.350	1.000
6	0.64	-0.44	0.23	3.03	1.000	1.350	1.350

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 558.98$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 293.27$ kNm/mWall for overturning is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 183.76$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 111.96$ kN/mWall for slip is **SATISFACTORY**Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 129.51 kPa

Forces acting on construction - combination 2

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-1.90	210.00	1.98	1.000	1.000	1.000



Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
FF resistance	-1.28	-0.17	0.13	0.01	1.000	1.000	1.000
Active pressure	68.32	-1.51	19.88	3.08	1.000	1.000	1.000
1	6.48	-2.45	1.88	3.13	1.000	1.000	1.000
2	2.53	-1.57	0.74	3.09	1.000	1.000	1.000
3	32.52	-4.27	9.46	3.23	1.000	1.000	1.000
4	10.09	-2.62	2.94	3.14	1.000	1.000	1.000
5	3.05	-1.79	0.89	3.10	1.000	1.000	1.000
6	1.21	-0.95	0.35	3.05	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 528.25$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 294.45$ kNm/mWall for overturning is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 141.37$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 109.85$ kN/mWall for slip is **SATISFACTORY**Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 136.20 kPa

Bearing capacity of foundation soil**Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	135.09	252.37	109.53	0.191	136.20
2	117.94	262.43	111.64	0.163	129.51
3	26.04	322.30	75.57	0.034	115.38

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	61.28	248.78	79.57

Verification of foundation soil**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force $e = 0.191$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$ Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom $\sigma = 136.20$ kPaBearing capacity of foundation soil $R_d = 300.00$ kPaBearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**



Dimensioning No. 1**Forces acting on construction - combination 1**

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-1.56	147.00	1.62	1.000	1.000	1.350
Active pressure	33.59	-1.20	12.22	2.57	1.350	1.350	1.000
1	4.06	-1.86	1.48	2.60	1.350	1.350	1.000
2	1.11	-0.82	0.40	2.55	1.350	1.350	1.350
3	24.34	-3.27	8.86	2.67	1.350	1.350	1.000
4	7.55	-1.37	2.75	2.58	1.350	1.350	1.000
5	1.74	-0.73	0.63	2.54	1.350	1.350	1.350
6	0.09	0.06	0.03	2.50	1.000	1.350	1.350

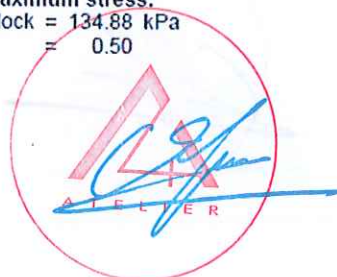
Verification of construction joint above the block No.: 1**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 330.81$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 188.84$ kNm/mJoint for overturning stability is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 187.48$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 88.15$ kN/mJoint for slip is **SATISFACTORY****Forces acting on construction - combination 2**

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-1.56	147.00	1.62	1.000	1.000	1.000
Active pressure	43.72	-1.20	12.72	2.57	1.000	1.000	1.000
1	5.43	-1.86	1.58	2.60	1.000	1.000	1.000
2	1.81	-1.08	0.53	2.56	1.000	1.000	1.000
3	32.52	-3.30	9.46	2.68	1.000	1.000	1.000
4	10.09	-1.65	2.94	2.59	1.000	1.000	1.000
5	2.56	-1.08	0.75	2.56	1.000	1.000	1.000
6	0.69	-0.42	0.20	2.53	1.000	1.000	1.000

Verification of construction joint above the block No.: 1**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 311.53$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 191.43$ kNm/mJoint for overturning stability is **SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 180.00$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 87.52$ kN/mJoint for slip is **SATISFACTORY****Verification of gabion block for maximum stress:**

Maximum pressure on the bottom block = 134.88 kPa

Red.Coeff. by offset of top block = 0.50



Average value of pressure on face = 18.10 kPa
Shear force transmitted by friction = 228.74 kN/m

Bearing capacity against transverse pressure:

Joint bear.capacity = 40.00 kN/m
Computed stress-state = 9.04 kN/m

Transverse pressure check is **SATISFACTORY**

Joint btw. blocks check:

Mesh material bear.capacity = 60.00 kN/m
Computed stress-state = 9.04 kN/m

Joint between blocks is **SATISFACTORY**



Përgatiti:
B.O.E "Atelier 4" sh.p.k & "SEED Consulting" sh.p.k
Përfaqësues I Autorizuar
Ark.Alban Efthimi
Administrator