



AUTORITETI KONTRAKTOR:
Autoriteti Rrugor Shqiptar

RAPORT TEKNIK

(Faza Projekt Zbatim)

Titulli Projektit:

**“Studim Projektim i urave të Leklit, Dragotit, Ura e Vorës, Tapizës,
Ura e Drojës, Zemblakut; rikonstruksion i urës së Kaludhit dhe nyja
në disnivel në Bushnesh dhe ura lidhëse e rrugëve Levan -
Tepelenë me Dragot - Tepelenë**

Objekti : Ura e Tapizës

VOLUMI 1

KONSULENT :



Studio PNI-2001

Projektim
Ndërtim
Informatizim

G&K Studio

Projektim- Supervizim
Design Software



Projektim Supervizim

Tiranë, 2019



AUTORITETI KONTRAKTOR: Autoriteti Rrugor Shqiptar

Përmbajtja e kapitujve dhe nën kapitujve

1	TË DHËNA TË PËRGJITHSHME.....	2
1.1	Qëllimi i raportit	2
1.2	Përshkrim i përgjithshëm.....	2
1.3	Njësitë.....	3
2	REFERENCA NORMATIVE	4
3	TË DHËNA TOPOGRAFIKE	5
4	TË DHËNA GJEOTEKNIKE	7
4.1	Nga projekti origjinal.....	7
4.2	Nga studio ALTEA GEOSTUDIO 2000.....	8
5	URA EKZISTUESE.....	9
5.1	Inspektimi dhe gjetjet.....	9
5.2	Nga inspektimi në vend.....	10
5.3	Projekti ekzistues (nga AQTN)	11
5.4	Ndërhyrjet përgjatë viteve.....	12
5.5	Testimet në vend.....	12
5.6	Problematikat	13
6	TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM	17
6.1	Jetëgjatësia projektuese dhe kërkesat e durueshmërisë.....	17
6.1.1	Kërkesat e durueshmërisë	17
6.1.2	Kushtet mjedisore.....	17
6.1.3	Jetëgjatësia projektuese	17
6.1.4	Përcaktimi i klasës së betonit.....	18
6.1.5	Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut	19
6.2	Vetitë fiziko – mekanike të materialeve.....	19
6.2.1	Betoni	19
6.2.2	Armatura e çelikut	20
6.2.3	Çeliku i parandërsës.....	21
6.2.4	Çeliku strukturorë	22
6.2.5	Klasa e çimentos	22
6.3	Ngarkesat, Veprimet dhe kombinimet e tyre	22
6.3.1	Pesha vetjake e elementëve	23
6.3.2	Pesha vetjake e shtresave rrugore	23
6.3.3	Pesha vetjake e shtresave në urë.....	23
6.3.4	Pesha vetjake e trotuarëve	24
6.3.5	Pesha vetjake e traut.....	24
6.3.6	Pesha vetjake e soletës	25
6.3.7	Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore	27
6.3.8	Veprimet vertikale të trafikut.....	31
6.3.9	Veprimet sizmike	33
6.3.10	Veprimet termike	35
6.3.11	Veprimet gjatë zbatimit.....	35
6.3.12	Veprimet aksidentale	35
6.3.13	Veprimet horizontale të trafikut	36
6.3.14	Materiali mbushës	36
6.3.15	Kombinimi i veprimeve	36
7	LLOGARITJET STRUKTURE.....	40
7.1	Të përgjithshme	40
7.2	Metodologjia e kryerjes së analizës.....	41
7.3	Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare	42
7.4	Mbistruktura	42
7.5	Llogaritja e trarëve të urës.....	43
7.6	Mbështetjet anësore (Ballnat).....	46
7.7	Mbështetjet e mesit (Pilat)	48
7.8	Elementë të tjerë	51
8	STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE.....	52
9	METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	54
9.1	Të përgjithshme	54
9.2	Metodologjia e ndërtimit	54
9.3	Montimi i trarëve të parapërgatitur	55
10	RAPORTI I SHPRONËSIMEVE.....	57
11	MATERIALET TË TJERA REFERUESE.....	58

PËRMBAJTJA E FIGURAVE

Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re	3
Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme	4
Figura 3 Prerje gjeologjike e studimit të bërë në vitin 1971.....	7
Figura 4 Legjenda e shtresave ekzistuese	7
Figura 5 Stampa e studimit të vitit 1971	8
Figura 6 Raporti gjeologu - inxhinierik	8
Figura 7 Ura e Tapizës (Pamje e përgjithshme)	9
Figura 5.2-1 Të dhëna të përgjithshme	10
Figura 2 Pamje të urës së Tapizës	11
Figura 3 Profili gjatësor dhe planimetria e nënstrukturës (Shkëputur nga projekti fillestar)	11
Figura 4 Mbështetjet anësore të urës/Ballnat (Shkëputur nga projekti fillestar).....	12
Figura 5 Armimi i mbështetjeve anësore/Ballnat (Shkëputur nga projekti fillestar)	12
Figura 6 Foto të urës gjatë vizitës në vend.....	15
Figura 7 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese	18
Figura 8 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi.....	18
Figura 9 Karakteristikat e betonit C25/30	19
Figura 10 Karakteristikat e betonit C30/37	19
Figura 11 Karakteristikat e betonit C40/45	20
Figura 12 Diagramat sforcim – deformim për betonin.....	20
Figura 13 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi i karakteristikave të armaturës së çelikut	21
Figura 14 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500)	21
Figura 15 Paraqitja e kavove në traun e pasndehur	22
Figura 16 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235	22
Figura 17 Detaj i paketës së shtresave rrugore	23
Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë.....	23
Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit	24
Figura 20 Profili gjatësor i traut	25
Figura 21 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë.....	25
Figura 22 Prerja tërthore e soletën për traun e mesit	26
Figura 23 Prerja tërthore e soletën për traun e anës	26
Figura 24 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2).....	31
Figura 25 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)	32
Figura 26 Kapaku e botimit të referuar	33
Figura 27 Harta sizmike e Shqipërisë	33
Figura 28 Spektrat projektues të reagimit	34
Figura 29 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.....	39
Figura 30 Profil gjatësor i urës tip	40
Figura 31 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.	41
Figura 32 Përcaktimi I xM dhe xV.....	41
Figura 33 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare.....	42
Figura 34 Seksioni tërthor i urës tip	43
Figura 35 Profili gjatësor i traut me HD=40.00m.....	45
Figura 36 Armimi i seksioneve tërthore	45
Figura 37 Modeli llogaritës i ballit	46
Figura 38 Armimi i ballit në seksionin tërthore	47
Figura 39 Armimi i ballit në seksionin tërthore	47
Figura 40 Pamja 3D e pilës nga modeli llogaritës	48
Figura 41 Armimi i bllokut A1 të pilës	49
Figura 42 Armimi i pilës në lartësi (Blokut A1 dhe B).....	49
Figura 43 Armimi i seksionit tërthor të jastëkut të pilës	50
Figura 44 Armimi në gjatësor i jastëkut të pilës	50
Figura 45 Detaj i neoprenit	51
Figura 46 Detaj i fugës delitacioni të urës	51
Figura 47 Pamje të trotuarit dhe kullimit të ujërave	51
Figura 48 Pajisje për menaxhimin e trafikut.....	52
Figura 49 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore	52
Figura 50 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës	53
Figura 51 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe seton	53
Figura 52 Reflektorë në ura	53
Figura 53 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas.....	53
Figura 54 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara.....	53
Figura 55 Plani i organizimit të punimeve	54
Figura 56 Vendosija e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m.....	56
Figura 57 Vendosija e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m.....	56

1 TË DHËNA TË PËRGJITHSHME

1.1 Qëllimi i raportit

Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur rrugën që është ndjekur për projektimin e elementëve strukturorë të urës automobilistike që do të ndërtohet në kuadër të projektit të rehabilitimit të urës së Tapizës. Pozicioni i urës së re do të jetë në të njëjtin vend ku ndodhet ura ekzistuese (shiko vizatimet për me shumë detaje).

1.2 Përshkrim i përgjithshëm

Pas studimit të varianteve të propozuara për rehabilitimin apo ndërhyrjet që do të bëhen në urën e Tapizës, këshilli teknik vendosi që zgjidhja përfundimtare të jetë ndërtimi i një ure të re, me hapësirë dritë 40.00m dhe me mbistrukturë me dimensione në drejtimin tërthorë më të mëdha sesa ajo ekzistuesja. Ura e re do të ketë 3 hapësira dritë me nga 40.00m.

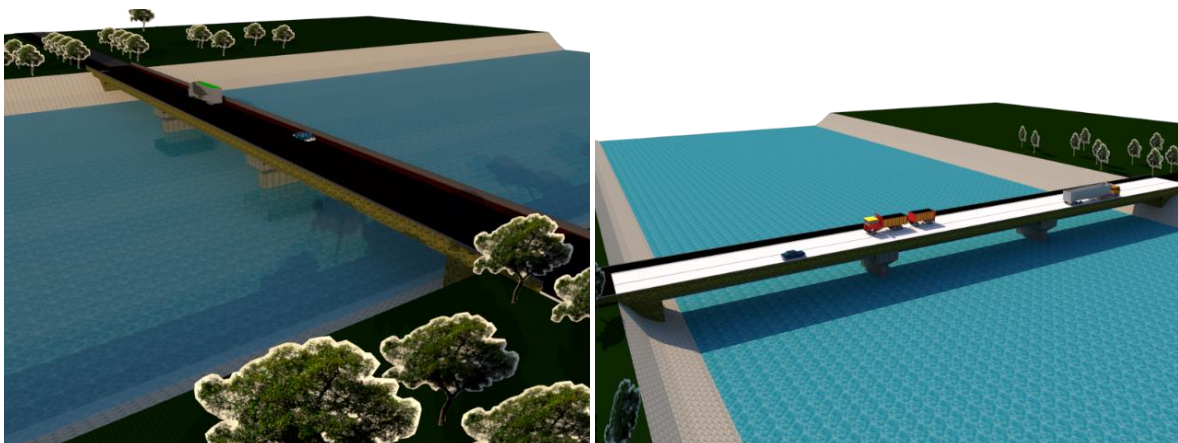
Mbështetjet anësore do të përbëhen nga ballna betonarme të mbështetur në pilota të cilat do të mbështeten në shtresën numër 8 siç jepet në vizatime dhe në studimin gjeologjik.

Mbështetjet e mesit të urës do të përbëhen nga pila në formë boksi drejtkëndore të cilat në kokë të tyre kanë jastëkun dhe poshtë kanë themelin në forme drejtkëndore, i cili mbështetet mbi pilota të cilat edhe këto mbështeten në shtresën numër 8 në përputhje me studimin dhe profilin gjeologjik. Për shumë informacione në lidhje me urën e re shiko kapitullin e llogaritjeve strukturore dhe vizatimet e projektit.

Ura e zgjedhur do të jenë me veçoritë e mëposhtme:

- *Urë me hapësirë dritë prej 40.00 metra;*
- *Numri total i hapësirave dritë 3;*
- *Mbistrukturë e përbërë nga trarë të pasndehur në formë T-je;*
- *Seksion tërthor me 5 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 2.20m;*
- *Nënstrukturë me ballna dhe pila të derdhur në vend të mbështetur mbi pilota;*

Kjo zgjedhje u bazua në analizën e kostos, studimin topografik dhe veçanërisht në studimin gjeologjik. Më poshtë janë paraqitur disa pamje 3 dimensionale të urës së re:



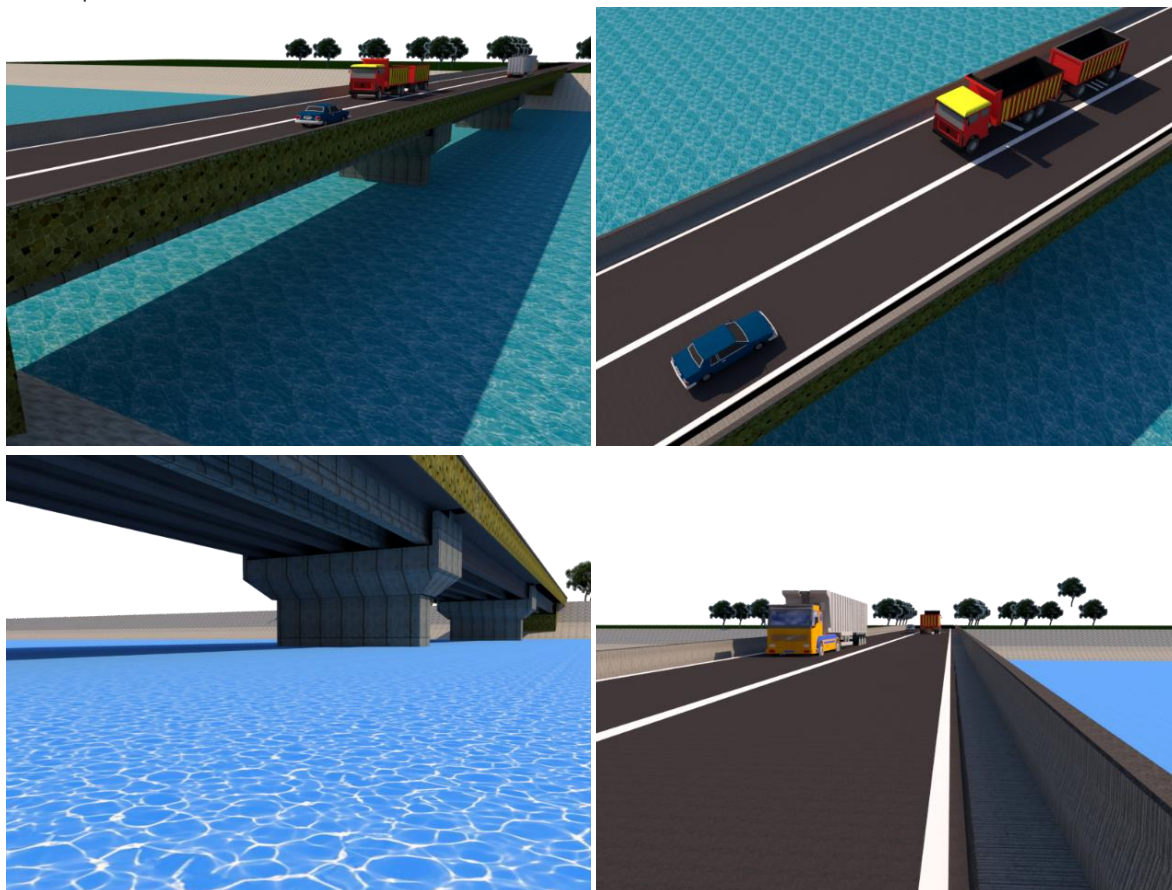


Figura 1 Pamje 3 Dimensionale të urës së re

1.3 Njësitë

Sistemi i njësive që do të përdoret në llogaritjet dhe projektimin e strukturës është sistemi S.I. Më poshtë janë dhënë njësitet që do të përdoren:

- | | |
|---------------------------------|---|
| — Forcat dhe Ngarkesat | kN, kN/m, kN/m ² ; |
| — Densiteti dhe masa | kg/m ³ , t/m ³ kg, t; |
| — Pesha njësi (Pesha specifike) | kN/m ³ ; |
| — Sforcimet dhe forcat | N/mm ² (= MN/m ² or MPa), kN/m ² (=kPa); |
| — Momentet | kNm; |
| — Nxitimi i trullit | m/s ² , g (= 9,81 m/s ²); |

2 REFERENCA NORMATIVE

Për projektimin e elementëve strukturor të urës u shfrytëzuan:

- *Kushtet Teknike të Projektimit (KTP);*
- *Normat Evropiane, Eurokode. Figura e mëposhtme përmbledh Pjesët e Eurokodeve që nevojiten për projektimin e mureve mbajtës betonarme. Këto Pjesë përbëjnë Paketën 2/2 të Eurokodeve – Projektimi i urave dhe mureve mbajtës prej betoni.*

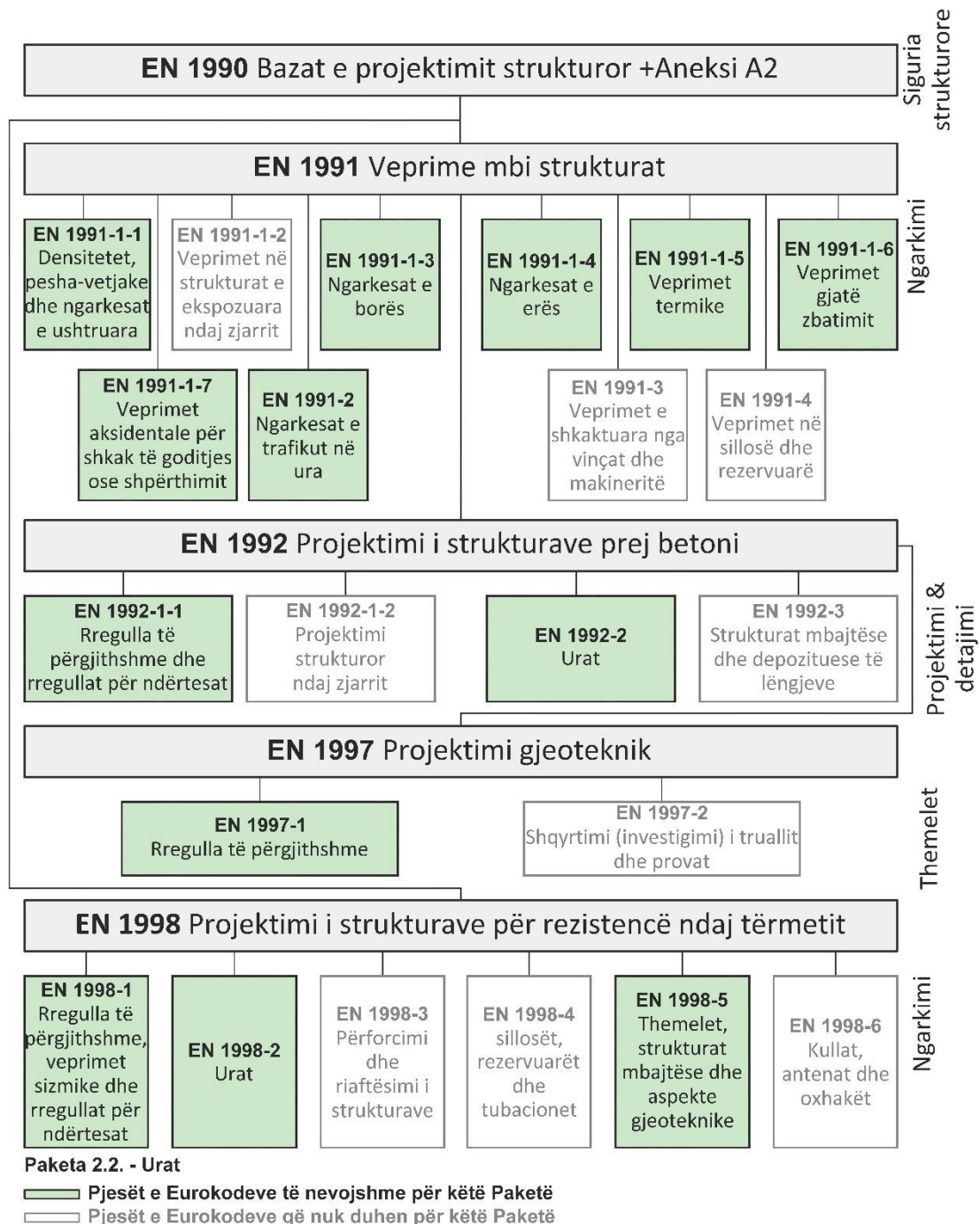


Figura 2 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme

3 TË DHËNA TOPOGRAFIKE

Studimi topografik konsiston në rilevimin e gjendjes ekzistuese të urës dhe zonës përreth. Të dhënat topografike që u përdoren në këtë raport u morën nga studimet topografike, të bëra në vendin ku do të ndërtohet ura e re. Më poshtë është paraqitur raport referues:

Mbi punimet topografike për hartimin e relievit për projektimin e objektit: “Ura Tapizës”

Duke u mbështetur në termat e referencës për objektin: “Ura Tapizës” kemi hartuar relievin topografik në të gjithë gjatësinë e aksit të kësaj ure.

Para fillimit të punimeve kemi bërë një rikonicion të hollësishëm në terren dhe kemi grumbulluar materialet e nevojshme topografike ekzistuese për të gjithë zonën ku shtrihet objekti.

Materialet topografike dhe hartografike ekzistuese që do të na ndihmojnë për kryerjen e rilevimit që përdoren janë:

- **Hartat topografike të shkallës 1:25.000 dhe 1:25.000**
- **Ortofotot (fotot aerofotogrametrike)**

Për të siguruar që të gjithë matjet topografike dhe hartimi i relievit të jetë i mbështetur në rrjetin shtetëror të koordinatave, ndërtuam një poligon të shtrirë në të gjithë gjatësinë e aksit të urës ekzistuese dhe të lidhur në dy pika të rrjetit të vjetër ekzistues shtetëror.

Fiksimi i pikave të poligonit në terren është bërë me shufra hekuri në beton dhe të qëndrueshme nga agjentët atmosferike dhe dëmtimet fizike. Ato janë vendosur në vende të dukshme dhe në afërsi të urës ekzistuese. Identiteti i tyre është fiksuar me ngjyrë të kuqe të shkruar në afërsi të pikave dhe në vende të dukshme. Pikat janë të vendosura në vende të qëndrueshme nga ana gjeologjike, kanë pamje të ndërsjellë, duke siguruar në këtë mënyrë lidhjen ndërmjet tyre dhe vazhdimësinë e punës, nga faza e projektimit dhe në fazën e zbatimit të projektit.

Sistemi i koordinatave ekzistuese në Republikën e Shqipërisë është i bazuar në projeksionin Gauss Kryger në elipsoidin Krasovsky. Matjet tona janë bërë në sistemin ndërkombëtar UTM 34N i projektuar në elipsoidin WGS84. Me këtë sistem mund të përcaktohet lehtë koordinatat gjeodezike për çdo pikë në sipërfaqen e tokës përmes përdorimit të GPS.

Matjet e **pikave të poligonit** i kemi bërë me anë të kombinimit të dy metodave, asaj **GPS** dhe **Total Station**. Kombinimi i dy metodave dhe përpunimi i të dhënave të marra nga matjet në terren bënë të mundur një saktësi **1cm** në plan dhe **2cm** në lartësi.

Relievi i detajuar (pikat detaje) është bërë me GPS (60% të sipërfaqes rilevuese) dhe me Station Total (40% të sipërfaqes rilevuese).

Pajisjet matëse gjeodezike që përdoren në këtë proces janë:

1. **GPS tipi SOKKIA GRX1**
2. **Instrumentin Station Total Leica tipi TM30**

Të dhënat e pikave detaje me GPS janë marr me metodën "stop & go". Në çdo pike detaje marrësi i GPS qëndron 3÷5 sek.

Në rastet kur procesi i rilevimit është kryer me Instrumentin Station Total Leica tipi TM30, kemi shpeshtuar pikat e poligonit dhe saktësia e marrjes së pikave detaje është përsëri brenda saktësisë së shkallës së rilevimit. Saktësia e afëruar nga Instrumentin Station Total Leica tipi TM30 është:

- **Saktësia e matjes këndit = 1 "**
- **Saktësia matjes së largësive = 0.6 mm + 1 ppm**
- **Distanca maksimale e matjes = 3500 m**



GPS tipi SOKKIA GRX1



Station Total Leica TM30

Procesi i rilevimit topografik të terrenit është bërë sipas metodës klasike duke marr si pika detaje të gjithë pikat e rrugës dhe urës ekzistuese, të rrjedhjes së lumit dhe të skarpave, të kanaleve anësor të rrugës, kanalet e kullimit dhe të vaditjes në përdorim për bujqësinë, rrugët dytësore, ndërtesat dhe objektet e ndryshme në të dy anët e urës, pusetat, trotualet, shtyllat etj. Për çdo pike detaje janë marr koordinatat X, Y, Z. Pra çdo pikë është e futur në dokument të programit AutoCad në 3d. Përpunimi i të dhënave të marra nga studimi në terren janë përpunuar fillimisht me programin e kompensimit të rrjeti me sokkia spectrum survey, dhe përpunimi i mëtejshëm është bërë me AutoCad Civil.

Lidhja e rrjetit të poligonometrisë me rrjetin shtetëror të koordinatave.

Për të bërë të mundur transformimin e koordinatave nga sistemi UTM (koordinatat e marra nga matjet e drejtpërdrejta në terren me GPS), lidhim këtë poligon me dy pika të rrjetit shtetëror të koordinatave. Lidhur me këtë transformim kemi shfrytëzuar pikat e triangulacionit shtetëror, pika e pare është pika e triangulacionit e rendit të I e ndodhur në kodrën e fshatit Tapizë. Pika e dytë është pika e rendit të I në qytetin e Kamzës. Koordinatat e pikave jepen në tabelën e mëposhtme:

Pikat në afërsi të urës të Tapizës:

Nr. i Pikës	X	Y	Z
8807	588959.08	397026.56	143.75
8814	581488.43	397539.02	100.25

Të gjithë pikat e poligonit mbështetës jepen të detajuar në dokumentin në formatin .dwg (AutoCAD) bashkëngjitur këtij relacioni.

Përgatiti: Ing. **Sokol ALLARAJ**

Liç TZ 0332/3

4 TË DHËNA GJEOTEKNIKE

Të dhënat gjeoteknike që u përdorën në këtë raport u morën nga raporti gjeologjik i hartuar nga studio ALTEA GEOSTUDIO2000 por edhe duke u bazuar në studimin gjeologjik të projektin original të urës që daton në vitin 1971. Më poshtë po paraqesim të dyja raportet:

4.1 Nga projekti original

Studimi i mëposhtëm gjeologjik është marrë duke u bazuar në studimin e paraqitur në projektin original të urës që daton me vitin 1971. Më poshtë po japim disa fletë nga projekti ekzistues ku tregohen shtresat gjeologjike dhe përshkrimi i tyre:

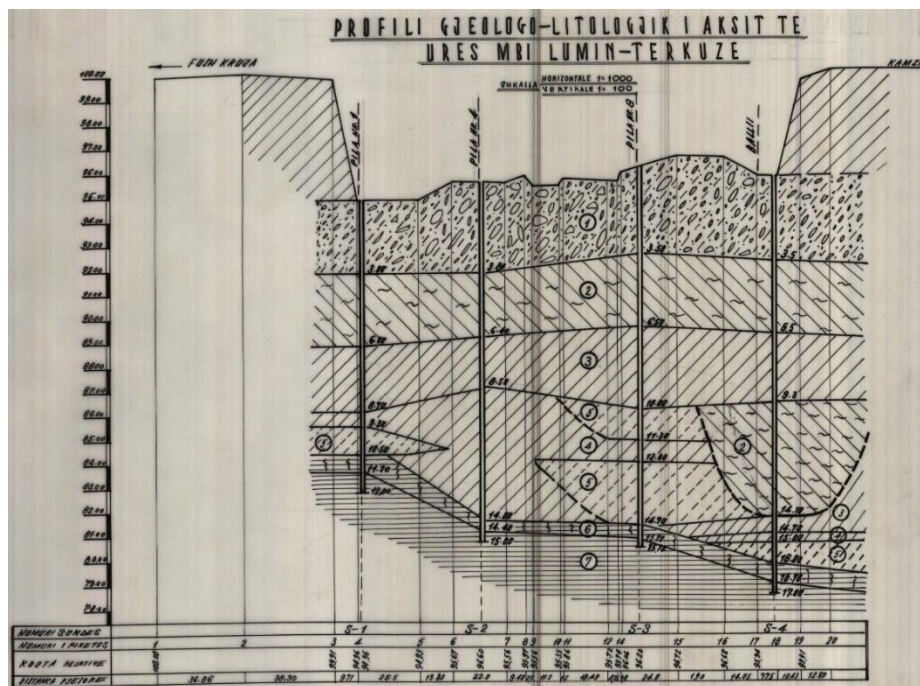


Figura 3 Prerje gjeologjike e studimit të bërë në vitin 1971

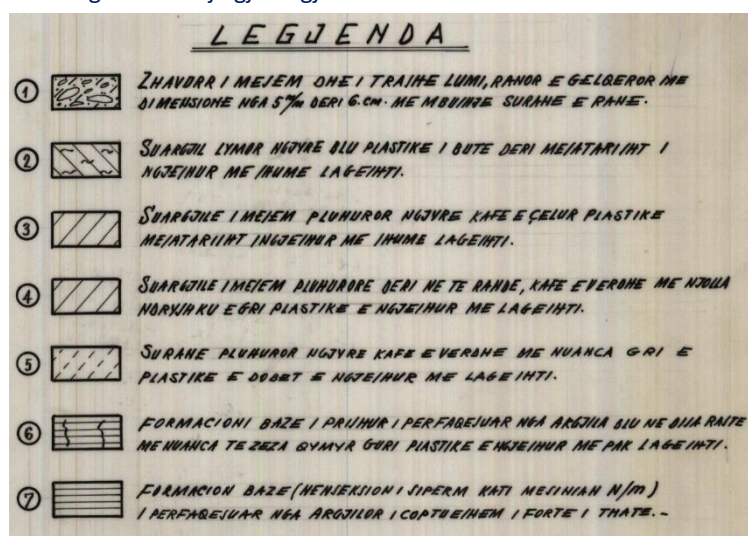


Figura 4 Legjenda e shtresave ekzistuese

MINISTRIA E NDERTIMIT INSTITUTI SHETOROR I PROJEKTIMIT DREKTORIA E STUDIMEVE KENKIMTE GJEOLOGO-GEOTEKTO		NR. ARRIVES	LIRKALLA: 7/1000 1=700
OBJEKTI AKSI I URES MBI LUMIN TERKUZE TIRANE		DREKTORI ING. A. LUDONA	FAZA:
TITULLI PROFILI GJEOLOGO-LITOLOGJIK NE AKSIN E URES		KRY. GRUPI ING. K. FOLLO	
		GJEOLOGI DR. M. KETA	
		GJEOLOGI	
		VIZATUES M. PECI	
		JETA	
PROJ. ITES.	DREKTORIA URA - RUGA HENRIU	15 SHKURTAR 1971	67-67 1

Figura 5 Stampa e studimit të vitit 1971

4.2 Nga studio ALTEA GEOSTUDIO 2000

Të dhënat gjeoteknike që u përdorën në këtë raport u morën nga raporti:

"MBI KUSHTET GJEOLOGO-INXHINIERIKE TE NDERTIMIT TE SHESHIT TE NDERTIMIT TE "URES SE TAPIZES", NE RRUGEN KAMEZ-FUSHE KRUJE NE FSHATIN QEREKE DHE TAPIZE"

- Autor: Inxh. Gjeolog Skender ALLKJA
Inxh. Gjeoteknik Ardita MALAJ
- Porositi: Studio PNI-2001 & Studio G&K



LABORATORY TESTING for CONSTRUCTION MATERIALS
& GEOTECHNICAL STUDY
LABORATOR për KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE

RAPORT

MBI KUSHTET GJEOLOGO-INXHINIERIKE TE NDERTIMIT TE SHESHIT TE NDERTIMIT
TE "URES SE TAPIZES", NE RRUGEN KAMEZ-FUSHE KRUJE
NE FSHATIN QEREKE DHE TAPIZE

Autor: Ing. Gjeolog Skender ALLKJA
Ing. Gjeoteknik Ardita MALAJ
Porosites: A.RR.SH.

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Picar Vore
Kontakti: Tel: +355 4 4500 884; +355 4 4500 885
Mob: ++355 682074332, Mob: ++355 68 2031 906; Mob: ++355 684071577
E-mail: skender.allkja@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com

TUV
AUSTRIA
INSTITUT FÜR
Baugruppen
UND
Baugruppen

EN ISO 9001:2015
ISO 9001:2015
EN ISO 14001:2015
ISO 14001:2015

DA

LT 067 21 03 17

Figura 6 Raporti gjeologu - inxhinierik

Shënim: Për llojin e shtresave dhe karakteristikat kryesore të tyre shih raportin përkatës.

5 URA EKZISTUESE

Ura e Tapizës ndodhet në segmentin rrugor Tiranë – Shkodër, afro 30km larg Tiranës. Ura ndodhet në një ndër linjat kryesore rrugore në Shqipëri, pasi lidh veriun me jugun e vendit, dhe fluksi i trafikut ditor/vjetor në këtë rrugë është mjaft i lartë.

Projekti zbatimi i urës daton në vitin 24-04-1973. Ura ka gjithsej 6 hapësira dritë. Hapësirat dritë të urave janë të gjitha të barabarta me nga 22.16m. Mbistruktura e urës përbëhet nga 6 trarë b/a në formë T-je me gjatësi aksiale ndërmjet tyre 1.40m të cilët në drejtimin tërthor janë të lidhur me diafragma b/a. Sipër trarëve është aplikuar direkt paketa e shtresave, që arrin 15cm në aksin e urës. Gjerësia për mjetet kaluese e urës është 2x3.50m dhe në dy trarët e anës montohen trotuaret e parapërgatitur me gjerësi 2x1.0m. Në anë të trotuareve ndodhen parmakët metalik anësor. Çdo hapësirë e urës ka fuga ndërmjet njëra tjetrës. Mbështetjet anësore (ballnat), janë struktura të përbëra nga masiv prej betoni M-140 dhe në kokë tyre, në pozicionin ku mbështetën trarët ndodhen jastëkut b/a M-170. Themelet e ballnave (M-170) mbështeten në 28 pilota b/a (Balli nga Fushe-Kruja) dhe në 33 pilota b/a (Balli nga Tirana) me diametër $\Phi 0.4$ m. Mbështetjet e mesit (pilat) përbehen nga mur vertikal masiv (M-140) me lartësi 3.35m dhe në kokë të tyre jastëku b/a (M-170) ku mbështetën trarit. Themelet e pilave kanë lartësi 1.50m të cilat mbështetën mbi 22 pilota b/a me diametër $\Phi 0.4$ m me gjatësi 13.50m. Forma gjeometrike e pilave është drejtkëndore me harqe në të dyja anët dhe dimensionet e saj ndryshojnë nga lart sipër duke u zgjeruar. Ura është llogaritur duke u bazuar në kushtet teknike të projektimit shqiptare dhe me skemë ngarkesën N-18 dhe T-80.



Figura 7 Ura e Tapizës (Pamje e përgjithshme)

5.1 Inspektimi dhe gjetjet

Inspektimi i Urës u krye në datën 20-09-2018, nga specialistët e konsulentit. Gjatë këtij inspektimi u realizuan matje, verifikimi i gjithë elementëve të saj mbajtës dhe u bënë foto për të gjithë elementët mbajtës të urës. Investigimi u krye pas grumbullimit të materialeve nga AQTN.

Në paragrafin e mëposhtëm jepet një përshkrim i detajuar i urës ekzistuese.

5.2 Nga inspektimi në vend

Të dhënat e përgjithshme të urës po i paraqesim në tabelën e mëposhtme:

Të dhënat: Rezultatet

Vendndodhja: Segmenti rrugor Tiranë – Shkodër (dalje Kamëz - Fushë-Krujë)	
<i>Fotografia ajrore dhe koordinatat e Urës në Sistemi i koordinatave: UTM (Universal Transverse Mercator)</i>	
	Zona: 34T 394908.51m E 4585598.14 m N
<i>Struktura:</i>	Urë me konstrukcion b/a me trarë të thjesht, ballna dhe pila b/a masiv, të mbështetur mbi pilota të holla. Mbistruktura e përbërë nga trarë b/a që lidhen sipër me soletë b/a dhe diafragma b/a në drejtimin tërthor.
<i>Gjatësia e përgjithshme:</i>	~ 130m
<i>Gjerësia e strukturës:</i>	9m
<i>Numri i hapësirave:</i>	6 H.D
<i>Hapësira e kampatave:</i>	22.00m
<i>Numri i vijave të kalimit:</i>	2
<i>Gjerësia e kalimit:</i>	2x3.5m
<i>Gjerësia e trotuareve:</i>	2x1.0m
<i>Gjerësia e bankinave:</i>	-
<i>Sistem kufizues anësorë:</i>	Parmakë metalikë.
<i>Viti i ndërtimit të urës:</i>	24-04-1973
<i>Data e hetimit :</i>	20-09-2018

Figura 5.2-1 Të dhëna të përgjithshme



Figura 2 Pamje të urës së Tapizës

5.3 Projekti ekzistues (nga AQTN)

Për realizimin e këtij projekti, janë tërhequr fletë nga projekti ekzistues nga arkivi qendror. Më poshtë janë paraqitur disa fletë nga projekti ekzistues, të cilat japin disa të dhëna gjeometrike të përgjithshme për urën.¹

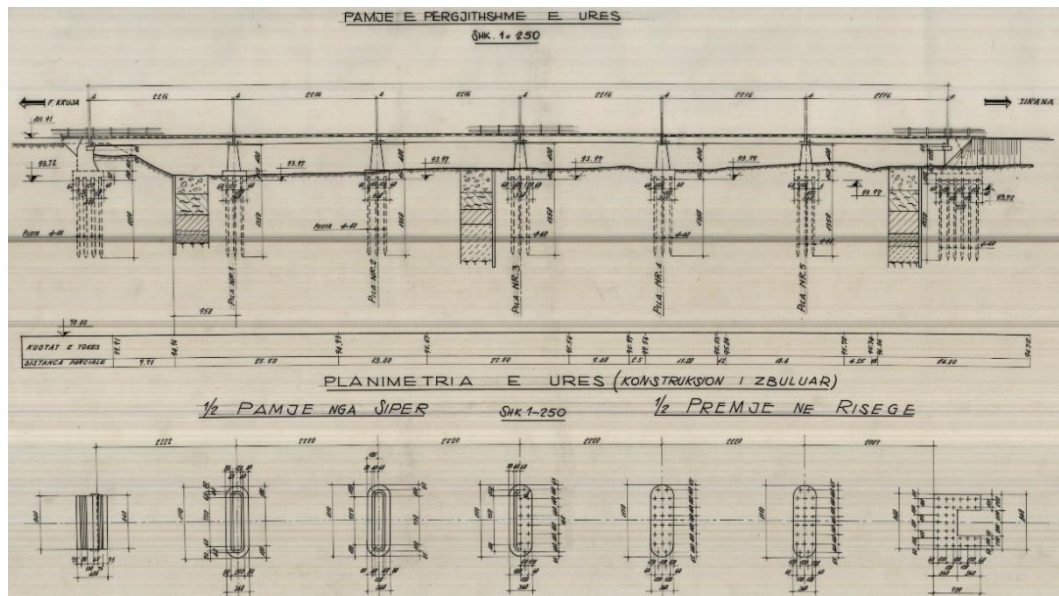


Figura 3 Profili gjatësor dhe planimetria e nënstrukturës (Shkëputur nga projekti fillestar)

¹të Fletët janë marr në Arkivin Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)

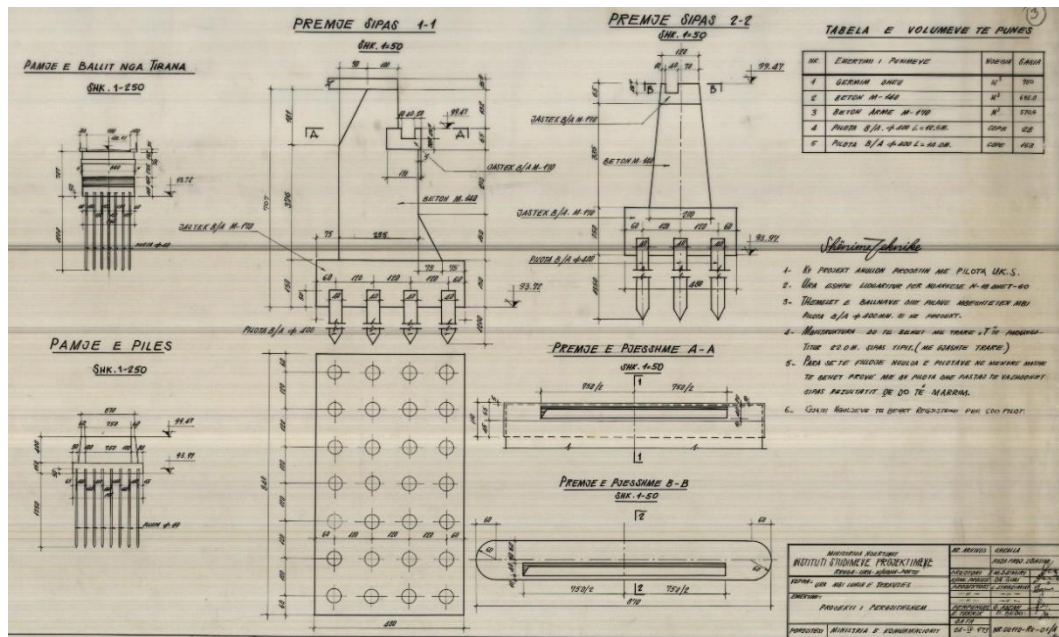


Figura 4 Mbështetjet anësore të urës/Ballnat (Shkëputur nga projekti fillestar)

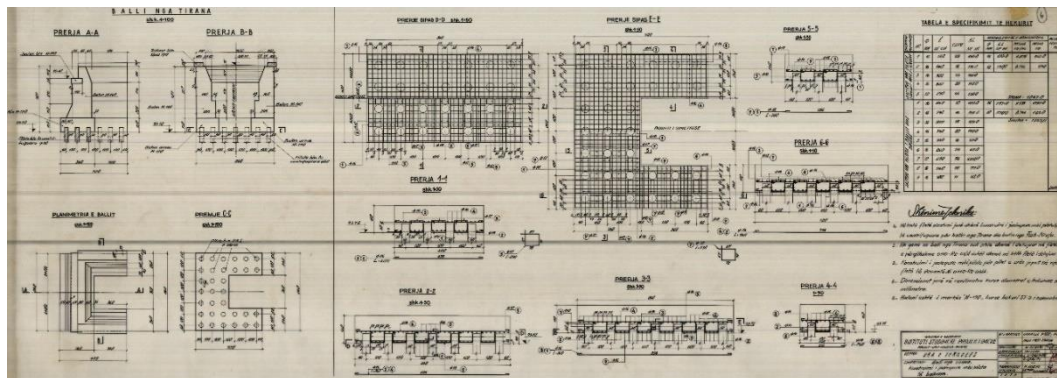


Figura 5 Armimi i mbështetjeve anësore/Ballnat (Shkëputur nga projekti fillestar)

5.4 Ndërhyrjet përgjatë viteve

Përgjatë viteve që kur është ndërtuar ura (1973), që do të thotë **45vjet**, urës i janë bërë disa rikonstruksione/riparime, por shumica e tyre konsistojnë në riparime/punime të lehta, urës nuk i janë bërë përforsime në mënyrë që të rritet kapaciteti i saj mbajtës. Më poshtë po japim disa ndërhyrje që është mundur të vihen re gjatë investigimeve në vend, që i janë bërë urës përgjatë viteve:

- *Vendosja e shtresave të reja rrugore (asfaltike);*

Përgjatë vizitës në vend, vihet re vendosja e shtresave të reja, nuk është i mundur verifikimi i trashësisë së shtresave kundrejt trashësisë së shtresave në projektin fillestar.

- *Riparimi i trotuareve të rinj anësor prej betoni të armuar;*
- *Riparime të ndryshme të parapetit anësor të urës;*

5.5 Testimet në vend

Duke parë problematikat më të mëdha që vihen re në këtë urë, shkaku kryesorë i humbjes së qëndrueshmërisë së saj nuk është nga gjendja e elementëve strukturorë ekzistues, por nga **ndryshimi i rrjedhjes së lumit për shkak të bllokimit të hapësirave të urës**, çka sjell që lumi

të gërryerjë më shumë dhe të ekspozojë pilotat poshtë pilave, çka mund të sjellë humbjen e qëndrueshmërisë totale të pilës dhe për rrjedhojë të kampatave në të dyja anët e urës duke e bërë atë të pakalueshme. Për këtë arsyeje nuk është e nevojshme kryerja e testimeve në elementë të ndryshëm të urës.

5.6 Problematikat

Rezultatet kryesore për disa problematika që janë hasur gjatë investigimeve në vend të gjendjes së strukturës mund të përmbliidhen si vijon:

1. *Dimensionimi i karrexhatës nuk plotëson kërkesat sipas standardit “RREGULLI TEKNIK PËR PROJEKTIMIN E RRUGËVE (RrTPRr-2), VËLLIMI 2: PROJEKTIMI GJEOMETRIK” ku kërkohet që kjo rrugë duhet të jetë :*

Kategoria “C Rrugë nder urbanë dytësore”; Rrugë me një karrexhatë me të paktën një korsi lëvizjeje për sens dhe bankina. (të paktën nën kategoria “C3”).

2. *Nga pikëpamja strukturore kemi problemin kryesor të ndjeshmërisë së vibrimeve gjatë kalimit të mjeteve sidomos atyre të tonazhit të rëndë.*
3. *Dëmtimi i fugave të zgjerimit të urës dhe mos zëvendësimi i tyre me fuga të reja.*

Sipas rekomandimeve që jepen në standardin “RREGULLI TEKNIK PËR PROJEKTIMIN E RRUGËVE (RrTPRr-2), VËLLIMI 5: URA DHE TUNELE, Kapitulli 10 Fugat e zgjerimit në ura”.

4. *Trotualet anësor nuk kanë vazhdueshmëri përgjatë gjithë gjatësisë së urës;*
5. *Parmakët metalik janë të dëmtuar dhe nuk ofrojnë siguri për mjetet kaluese;*
6. *Trarët e urës në përgjithësi paraqiten mirë, përjashtuar në ndonjë vend (sidomos trarët e anës) ekspozime të shufrave të armaturës punues dhe korrodimi i tyre;*
7. ***Disa kampate të urës janë të bllokuar komplet nga materiale të ndryshme mbushëse dhe kjo ka sjellë ndryshimin e rrjedhjes së lumit çka ka bërë që uji të gërryerje pilot;***
8. *Mbështetjet e mesit, pilotat, ato që sot janë të lira d.m.th. nuk janë të bllokuara nga materiale mbushës, paraqitet në gjendje kritike, kjo për shkak të gërryerjes së lumit dhe ekspozimin e pilotave poshtë themelit të pilave në një thellësi deri në 2.0m;*
9. *Mbështetjet anësorë, ballnat, nuk ishte i mundur verifikimi i tyre kjo për shkak të mbushjes që kishin kampatat në anën e ballnave;*
10. *Për shkak të bllokimit të kampatave të urës, nuk ishte i mundur verifikimi i çernierave nën trarët e urës;*
11. *Muri vertikal i pilave masive sipër pilotave janë të dëmtuara, lagështia dhe plasaritjet janë problemet më të mëdha;*
12. *Sistemi i drenazhimit të ujerave të shiut, pothuajse nuk ekziston fare, kjo sjell që ura nuk ka një sistem të kontrolluar të largimit të ujërave të shiut, që sjell lagështi në elementët mbajtës të urës, sidomos në trarët e anës;*

Më poshtë janë paraqitur disa foto të urës përgjatë investigimit në vend:

(Në foto është treguar defekti i vërejtur në elementët e urës)



Gërryerjet në pilën ekzistuese



Dëmtime në traun e anës



Dëmtimi i kufizuesit anësor metalik



Dëmtim trotuari



Dëmtim fugës ekzistuese



Jo vazhdueshmëri në trotuarin anësor



Dëmtime në traun e anës



Blokim i hapësirës së parë nga Kamza

 Bllokimi i hapësirës së parë nga Kamza	 Korrodimi armature në trarët ekzistues
 Gërryerjet në pilën ekzistuese	 Kalim mjetesh të tonazhit të rëndë
 Gërryerjet në pilën ekzistuese	 Dëmtim trotuari dhe parapeti anësor
 Dëmtim i traut të anës nga sistemi i drenazhit	 Sistemi i drenazhit i dëmtuar

Figura 6 Foto të urës gjatë vizitës në vend

Ura e Tapizës

Më poshtë janë paraqitur disa foto të urës të shkëputura nga “Google Earth” përgjatë viteve që tregojnë në mënyrë të pastër bllokimin që i janë bërë kampatave të urës ndër vite dhe të cilat kanë sjellë dëmtime mbetëse shumë të mëdha.



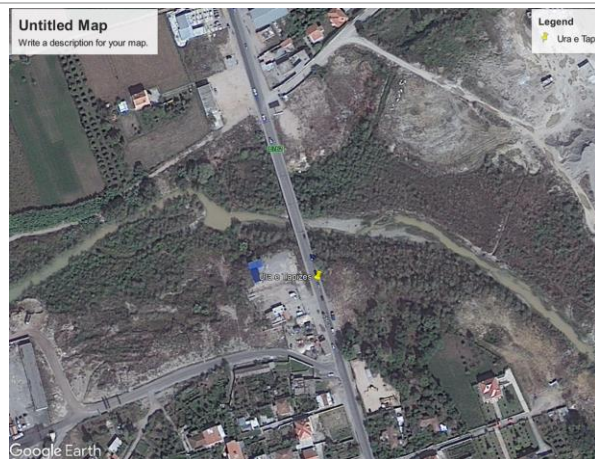
2003



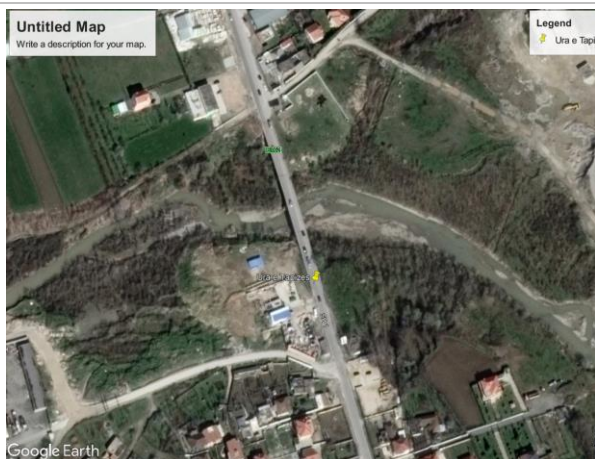
2007



2009



2012



2014



2018

6 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM

6.1 Jetëgjatësia projektuese dhe kërkesat e durueshmërisë

6.1.1 Kërkesat e durueshmërisë

Një strukturë e qëndrueshme duhet të plotësojë kërkesat e shërbimit, forcën dhe stabilitetin gjatë gjithë jetëgjatësisë së saj projektuese, pa humbje të konsiderueshme të shërbimeve apo të mirëmbajtjes së pa parashikuar. Kërkesat e mbrojtjes së strukturës do të përcaktohen duke marrë në konsideratë përdorimin e synuar të saj, jetëgjatësinë e saj projektuese, programin dhe veprimet kryesore.

Mbrojtja ndaj gjërryerjeve të shufrave të çelikut varet nga densiteti, kualiteti dhe trashësia e shtresës mbrojtëse dhe e madhësisë së plasaritjeve në beton. Densiteti dhe kualiteti i shtresës mbrojtëse arrihet duke kontrolli i koeficientit maksimal ujë/çimento dhe përmbajtjen minimale të çimentos dhe mund të jenë të lidhura me një klasë minimale të forcës së betonit.

6.1.2 Kushtet mjedisore

Kushtet mjedisore klasifikohen sipas Tabelës 4.1 të EN 1992-1-1, e cila bazohet në EN 206-1. Sipas tabelës së sipërpërmendur, elementët e veprave të artit që po projektohen (në lidhje me korrozionin) i takojnë klasës:

- XC1 E thate ose vazhdimisht e lagësht.
- XC2 E lagësht dhe rrallë herë e thatë, Betoni shpeshherë subjekt i ujit. Themele.
- XC4 E thatë dhe e lagësht ciklike: Sipërfaqe betoni që i nënshtrohen kontaktit me ujë, por që nuk bëjnë pjesë në klasën e ekspozimit XC2.

Gjithsesi, për shkak të specifikave të vendit ku do ndërtohen veprat e artit, janë marrë parasysh edhe klasat e mëposhtme të ekspozimit, të cilat kanë të bëjnë me dëmtimet e mundshme të betonit.

- XA1 Mjedis pak agresiv kimik, sipas EN 206-1, Tabela 2;
- XF1 Ngopje e moderuar me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (sulm ngrirje/shkrirje).

Sipas EN 1992-1, 4.4.1.2(12): Kur pritët sulm ngrirje/shkrirje ose kimik mbi betonin (klasat XF dhe XA), pritët që t'i kushtohet vëmendje e veçantë recetës së betonit (shih EN 206-1 Seksioni 6). Shtresa mbrojtëse në përputhje me 4.4 është zakonisht e mjaftueshme për situata të tilla. ***Të bëhet analiza e ujërave nëntokësore dhe e ajrit për të kontrolluar përbërjen kimike të tyre. Mbi bazën e saj të gjykohet mbi shkallën e aktivitetit kimik mbi strukturë dhe për çdo rast të shtohen në beton elementët kimik mbrojtës.***

6.1.3 Jetëgjatësia projektuese

Jetëgjatësia projektuese është përcaktuar duke u bazuar në EN 1990 siç përmendet më poshtë: *“periudha gjatë së cilës supozohet se një strukturë, ose pjesë të saj, përdoren për qëllimin e planifikuar, me mirëmbajtjen të parashikuar, por pa pasur të domosdoshme riparime të mëdha”*. Jetëgjatësia projektuese duhet të specifikohet, siç është e nevojshme

për përcaktimin e veprimeve të projektimit (p.sh reagimet sizmike), karakteristikat e materialeve (p.sh lodhja), për zhvillimin e strategjive të mirëmbajtjes, etj.

Figura 7 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese

Kategoritë e jetëgjatësisë projektuese	Vlerat treguese të jetëgjatësisë (në vjet)	Shembuj
1	10	Struktura të përkohshme
2	10 to 25	Pjesë të zëvendësueshme të strukturave p.sh trarë urash,, mbështetjet e urave etj.
3	15 to 30	Struktura bujqësore dhe struktura të ngjashme
4	50	Struktura banimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura monumentale, urat dhe struktura të tjera të inxhinierisë civile

Jetëgjatësia projektuese për urën është pranuar **100 vjet**.

6.1.4 Përcaktimi i klasës së betonit

Përcaktimi i duhur dhe më jetëgjatë i klasës së betonit bëhet për të mbrojtur betonin nga agjentët e ndryshëm të jashtëm dhe mbrojtjen e armaturës së çelikut nga gërryerjet, kjo kërkon marrjen në konsideratë të përbërjes së betonit.

Për klasat e ekspozimit të zgjedhura me lart, në përputhje me Tabelën E.1N në EN 1992.1.1, është përcaktuar klasa e betonit siç jepet më poshtë:

Klasat e ekspozimit në përputhje me Tabelën 4.1										
Korrozioni										
	Korrozion i shkaktuar nga karbonizimi				Korrozioni i shkaktuar nga kloruri			Korrozioni i shkaktuar nga kloruri i ujit të detit		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Tregues i klasës së betonit	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Dëmtimet në Beton										
	Nuk ka rrezik		Ngrije/shkrije			Sulmi kimik				
	X0		XF1	XF2	XF3	XA1	XA2		XA3	
Tregues i klasës së betonit	C12/15		C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45	

Figura 8 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi

Ndërkohë, duke u bazuar në Eurocode 8, në kapitujt që flasin për projektimin e strukturave me duktiliteti të mesëm dhe me duktiliteti të lart, minimumi i klasës së betonit për elementët kryesorë sizmikë është C16/20 për strukturat DCM (Klasë duktiliteti të mesme) dhe C20/25 për strukturat DCH (Klasë duktiliteti të lartë).

Përfundimisht, duke u bazuar në dy Euro kodet, Euro kodin 2 dhe Euro kodin 8, klasa minimale e betonit që do të përdoret është C20/25.

6.1.5 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut

Shtresa mbrojtëse minimale duhet të përmbushë dy kritere, lidhjen e çelikut me betonin dhe durueshmërinë:

$$C_{min} = \max \{C_{min,b}; C_{min,dur}; 10\text{mm}\}$$

- $C_{min,b}$ (lidhja e çelikut me betonin) jepet në Tab. 4.2 të EN 1992-1-1 si:

$$C_{min,b} = \text{diametri i shufrës (përmasa maksimale e agregatëve} \leq 32 \text{ mm)}$$

Në rastin tonë, vlera e $C_{min,b}$ është: 16mm

$C_{min,dur}$ jepet në Tab. 4.4N, në varësi të:

klasës së ekspozimit (Tab. 4.1) / klasës strukturore (Tab. 4.3N)

Në rastin tonë, vlera e $C_{min,dur}$ është: 35mm (për Klasë Strukturore S5 dhe klasë ekspozimi XC4). Shtresa mbrojtëse e normuar, e cila gjendet në vizatime dhe që përdoret në llogaritje, merret duke shtuar vlerës minimale një devijim të mundshëm për të garantuar se kjo vlerë minimale do respektohet gjatë zbatimit.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Përfundimisht: $C_{nom} = 40$ mm për mbistrukturën dhe 50 mm për nënstrukturën.

6.2 Vetitë fiziko – mekanike të materialeve

Materialet që do të përdoren për projektimin e strukturës (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në Eurokodin 2 si dhe në Eurokodin 8.

EN 1998-1, 5.5.1(3)P kërkon që në elementët parësorë sizmikë të përdoret çelik armimi sipas EN 1992, Tabela C.1. EN 1998-1, 5.5.1(1)P kërkon që të mos përdoret klasë betoni më e ulët se C20/25 për klasë duktiliteti DCH.

Zgjedhja e materialeve u kushtëzua edhe nga respektimi i klasave orientuese të Tabela E.1N të EN 1992-1. Betoni dhe çeliku i armimit për strukturën janë si më poshtë (EN 1992-1-1).

6.2.1 Betoni

Klasat e betonit C25/30 dhe C30/37 janë përdorur për disa elementë strukturore të urës (*shih elementët strukturore përkatëse*). Zgjedhja e klasës së betonit është bërë duke u bazuar mbi:

1. *Klasat indikative të rezistencës së betonit nga Eurocode 2 dhe Eurocode 8, minimi i kërkesave është dhënë në paragrafin e mësipërm;*
2. *Projektimi paraprakë strukturore që çon në optimizmin e përdorimit të materialeve.*

Karakteristikat mekanike për këtë rezistencë të klasës së betonit, marrë nga EN 1992-1-1:

Figura 9 Karakteristikat e betonit C25/30

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
25	1.5	16.67	2.6	1.93	0.21	0.35	24*	33	2	31.0

Figura 10 Karakteristikat e betonit C30/37

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
30	1.5	20	2.9	1.93	0.22	0.35	24	38	2	33.0

Figura 11 Karakteristikat e betonit C40/45

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
40	1.5	26.7	3.51	2.339	0.22	0.35	24	48	2	35.2

*densitetit mund të rritet me kN/m³ për betonin e armuar;

*Simbolet e përdorura në tabelën e mësipërme janë në përputhje me EN 1992-1-1.

Marrëdhëniet sforcim-deformim të betonit për projektimin e seksioneve tërthore paraqiten më poshtë:

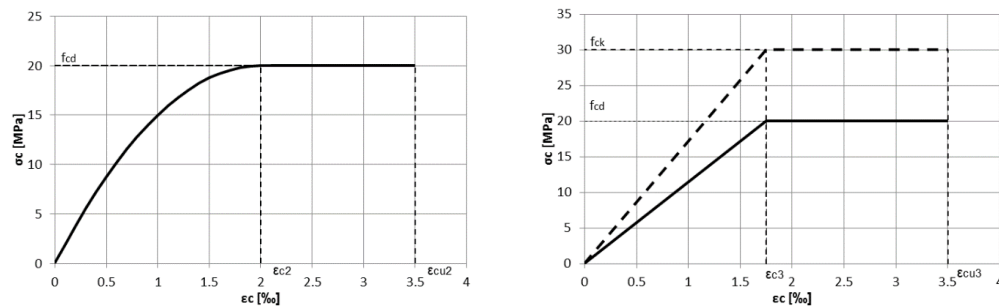


Figura 12 Diagramat sforcim – deformim për betonin

Klasat e betonit më të përdorshme për elementët e urave janë betoni C25/30 dhe C30/37.

Në rastin e trarëve të pasndehur është përdorur betoni i klasës C40/45.

6.2.2 Armatura e çelikut

Armatura e Çelikut që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Duke u bazuar në EC2, armatura e çelikut që do të përdoret është e klasave A, B ose C, Tabela C.1. Duke u bazuar në EC8, në zonat kritike të elementëve kryesore sizmike me klasë duktiliteti të mesme DCM, duhet të përdoret armatura e çelikut e klasës B ose C sipas EN 1992-1-1:2004, Tabela C.1 (tabela e mëposhtme).

Forma e produktit	Shufrat dhe kavot			Rrjetë teli			Kërkesat ose vlera kuantile (%)
Klasa	A	B	C	A	B	C	-
Rezistenca karakteristike në rrjedhshmëri f_{yk} ose $f_{0,2k}$ (MPa)	400 deri në 600						5.0
Vlera minimale e $k=(f_t/f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.05 < 1.35	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.05 < 1.35	10.0
Deformimi karakteristik për forcën maksimale, ϵ_{uk} (%)	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	10.0
Përkulshmëria	Testi në përkulje / ri-përkulje			-			
Rezistenca në forcë prerëse	-			0.3A F_{yk} (A është sip. e telit)			Minimum
							5.0

Devijimi maksimal nga masa nominale (Shufër individuale ose telit) (%)	Madhësia nominale e shufrës (mm)	
	≤8	±6.0
	>8	±4.5

Figura 13 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi I karakteristikave të armaturës së çelikut

Për të gjithë elementët strukturorë, armatura e çelikut e zgjedhur do të jetë e klasës **B** me karakteristikat e përshkuara në tabelën e mësipërme. Vlera e rezistencës në rrjedhshmëri është $f_{yk}=500\text{MPa}$. Më poshtë jepen karakteristikat dhe diagrama e çelikut të përdorur në strukturën tonë. Referuar euro kodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

Çelik – S500

$$f_{ys} = 50000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{us} = 60000 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 20000000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\varepsilon_{sy} = 0.25\%$$

$$\varepsilon_{su} \geq 10.0\%$$

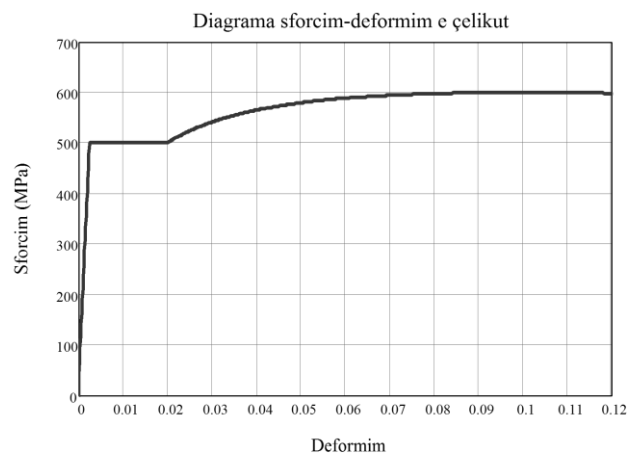


Figura 14 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500)

6.2.3 Çeliku i paranderjes

Çeliku i paranderjes që është përdorur për trarët me gjatësi 40.00m është me karakteristikat e mëposhtme:

Çeliku gërshetave	=	standard 0.6" (T15)	
Gërshet	=	7	(fije)
E_p	=	196	(GPa)
f_{pk}	=	1857	(MPa)
$f_{p0.1k}$	=	1642.9	(MPa)
g_s	=	1.15	
f_{pd}	=	1614.8	(MPa)
	=	0.215	(%)
e_{uk}	=	10.00	(%)
g	=	78.5	(kN/m ³)

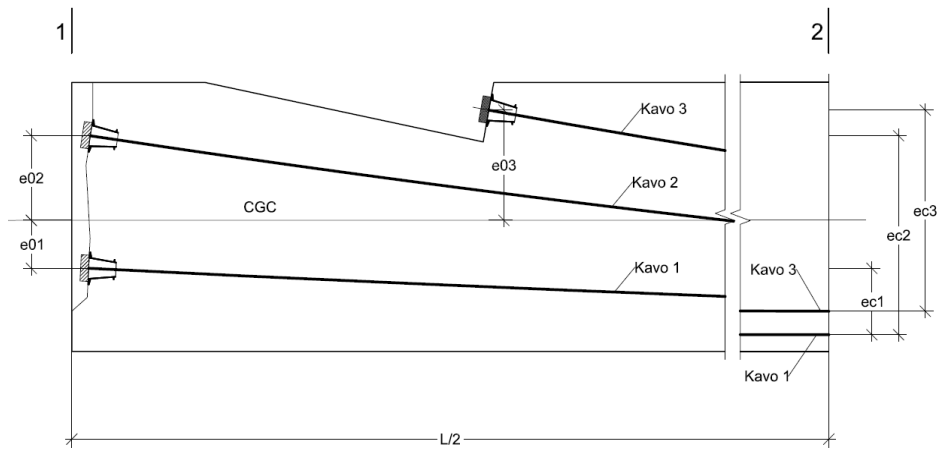


Figura 15 Paraqitja e kavove në traun e pasndehur

6.2.4 Çeliku strukturorë

Çeliku strukturorë që do të përdoret për strukturat metalike që do të bëhen në kuadër të këtij projekti do të jetë i klasës **S235**, duke u bazuar në EN 10025-2. Në Tabelën e mëposhtme jepet në mënyrë të përmblëdhur karakteristikat kryesore të çelikut strukturorë S235.

Figura 16 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235

Çeliku strukturorë-S235		
f_y	MPa	235
f_u	MPa	430
E_s	GPa	210

Vlerat e dhëna në tabelën e mësipërme i korrespondojnë elementëve prej çeliku më trashësi nominal jo më të madhe se 40mm.

6.2.5 Klasa e çimentos

Klasa e çimentos që është përdorur në trarët e pasndehur do të ketë karakteristikat e mëposhtme:

Tipi	CEM 42.5
s	= 0.25 N

Shënim:

Për ngurtësim të shpejt çimento me rezistencë të lartë (R) (CEM 42.5R, CEM 52.5);

Për ngurtësim të shpejt çimento me rezistencë normale (N) (CEM 32.5R, CEM 42.5);

Për ngurtësim të ngadaltë (S) (CEM 32.5);

6.3 Ngarkesat, Veprimet dhe kombinimet e tyre

Veprimet sipas ndryshimit të madhësisë së tyre në kohës i klasifikojmë, si më poshtë:

- **Veprime të përhershme (G)**, p.sh: peshat vetjake të strukturave, të pajisjeve të fiksuara dhe shtresave rrugore, veprime jo të drejtpërdrejta të shkaktuara nga tkurrja e betonit dhe cedimet jo të njëtrajtshme;
- **Veprime të ndryshueshme (Q)**, p.sh: ngarkesat e ushtruara në mbi strukturë, trarë;

Ura e Tapizës

- **Veprimet e erës ose ngarkesat e dëborës;**
- **Veprime aksidentale (A),** p.sh: veprimet sizmike, shpërthimet ose goditjet nga automjetet;

6.3.1 Pesha vetjake e elementëve

Pesha vetjake është llogaritur me ndihmën e vizatimeve, duke përdorur vlerat e normuara të përmasave të paraqitura dhe duke përdorur vlerat e peshave volumore të sugjeruara në EN 1991-1. Pesha vetjake e trarëve, kolonave, harqeve, soletave dhe elementëve të tjerë strukturorë është marrë në konsideratë si një ngarkesë uniformisht e shpërndarë në gjatësi ose në sipërfaqe (në varësi të gjeometrisë), e llogaritur nëpërmjet përmasave nominale.

6.3.2 Pesha vetjake e shtresave rrugore

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave rrugore që përdoren:

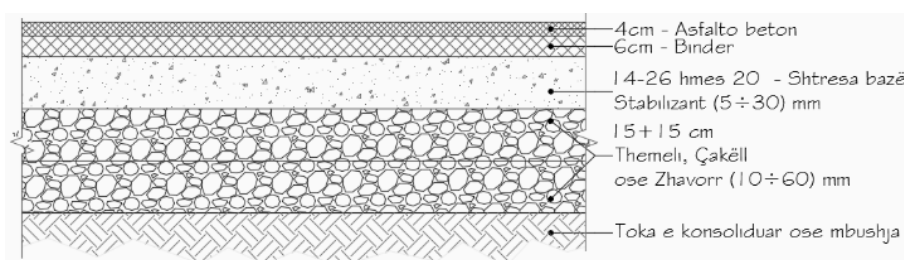


Figura 17 Detaj i paketës së shtresave rrugore

Llogaritja e shtresave rrugore:

	γ (kN/m ³)	trashësi (m)	Pesha (kN/m ²)
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Shtresë bazë, stabilizant	20	0.15	3.00
Themeli, Çakëll ose zhavorr	18	0.30	5.40
SHUMA (kN/m ²) =			10.84

6.3.3 Pesha vetjake e shtresave në urë

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave në urë që përdoren:

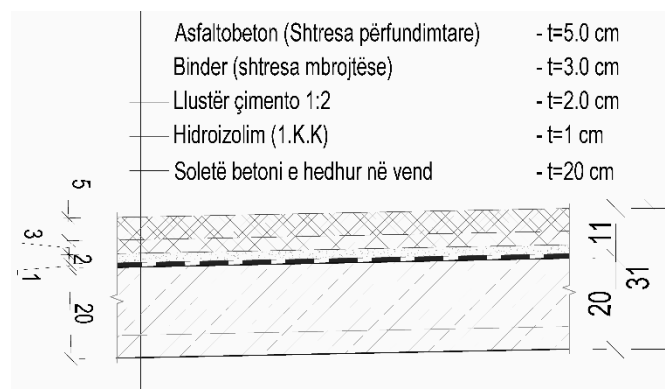


Figura 18 Detaj i paketës së shtresave në urë

Llogaritja e shtresave në urë:

Llojet e shtresave	γ (kN/m ³)	trashësi (m)	Pesha (kN/m ²)
Asfaltobeton	25	0.05	1.25
Binder	24	0.03	0.72
Beton + zgarë	24	0.02	0.40
Hidroizolim	18	0.01	0.18
Shtresë betoni në të ardhmen	25	0.05	1.25
SHUMA (kN/m ²) =			3.80
SHUMA (kN/ml) =			6.98
Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:			1.2
SHUMA (kN/ml) =			8.37
* - pesha specifike e materialeve janë marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1			

6.3.4 Pesha vetjake e trotuarëve

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave në trotuarin e urës.

Ngarkesat që vijnë nga trotuari do të jenë si kontribut i disa faktorëve, siç janë:

- *Pjesa kaluese e trotuarit (beton i hedhur në vend);*
- *Kufizuesi anësor i trotuarit;*
- *Shtresat e trotuarit;*
- *Pesha vetjake e handreilit (Parmaku metalik anësorë);*
- Më poshtë po japim një figurë që tregon të gjithë këta elementë:

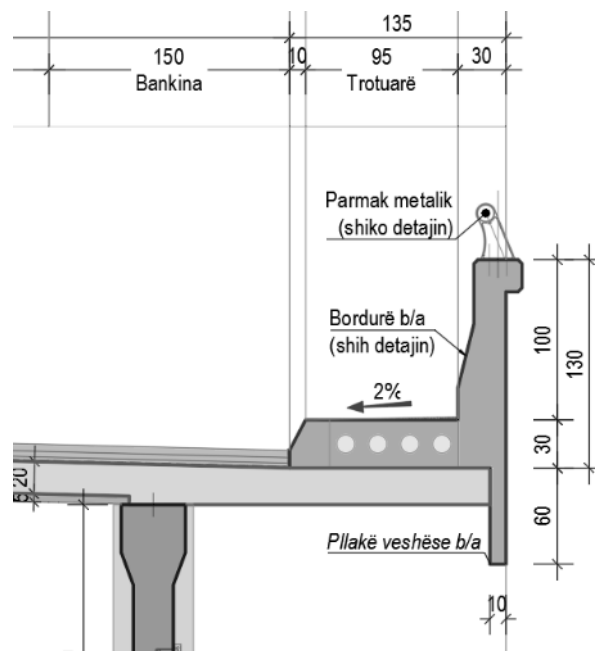


Figura 19 Prerja tërthore e trotuarit

6.3.5 Pesha vetjake e traut

Në llogaritjen e peshës vetjake të traut do të merret gjatësia dhe seksionet e paraqitura më poshtë:

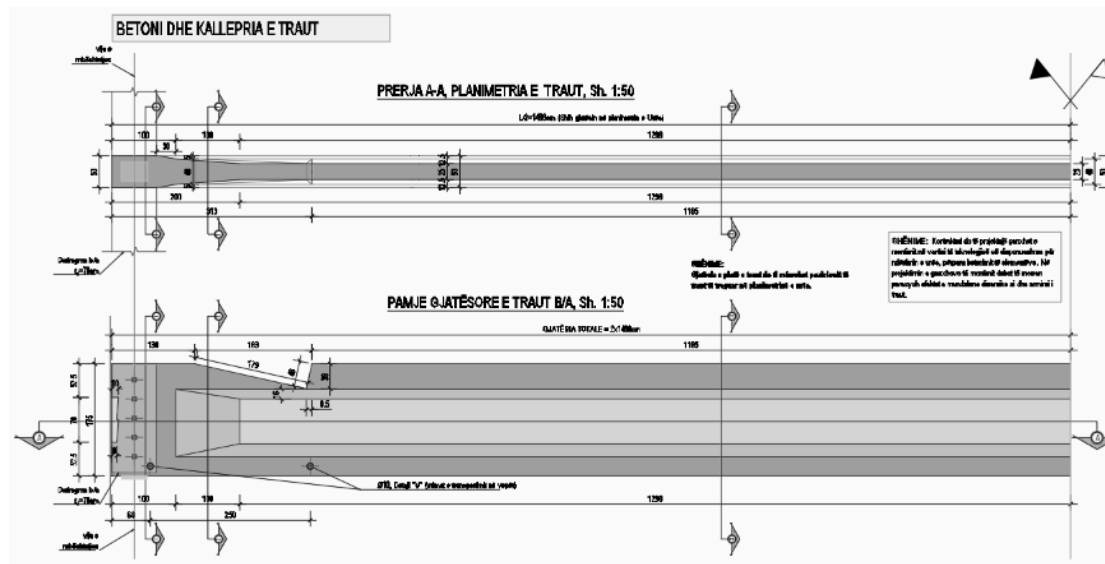


Figura 20 Profili gjatësor i traut

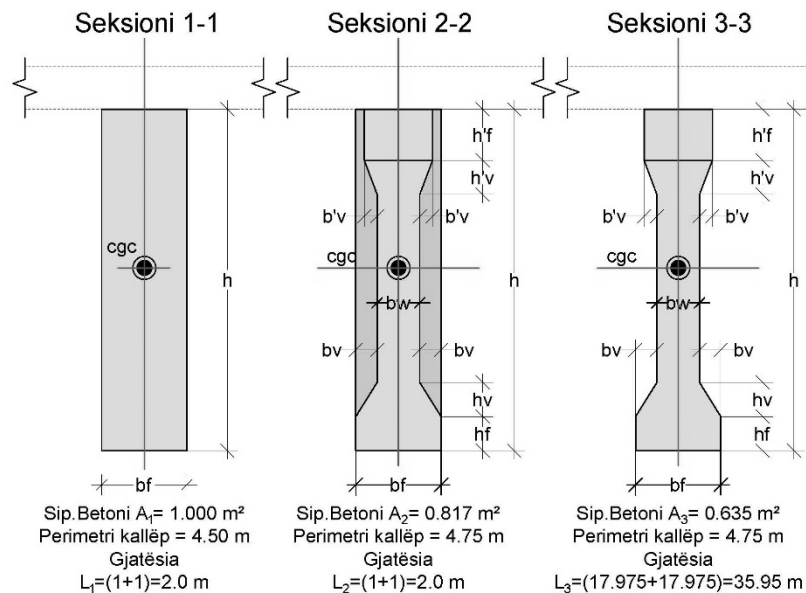


Figura 21 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë

Llogaritjet:

Nr.	A	L	V	Y*	Pesha
	(m ²)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
Sek 1-1	1.000	2.00	2.000	25.00	50.000
Sek 2-2	0.817	2.00	1.634	25.00	40.850
Sek 3-3	0.635	35.95	22.828	25.00	570.706

* - *pesha specifike e betonit marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1*

Pesha totale e traut: $\mathbf{g_{trau} = 661.56 \quad (kN)}$

Pesha e traut për 1ml: g_1 = 16.56 (kN/m)

6.3.6 Peshë vetjake e soletës

Pesha e soletës që derdhet në vend, do merret duke u bazuar në figurat e mëposhtme:

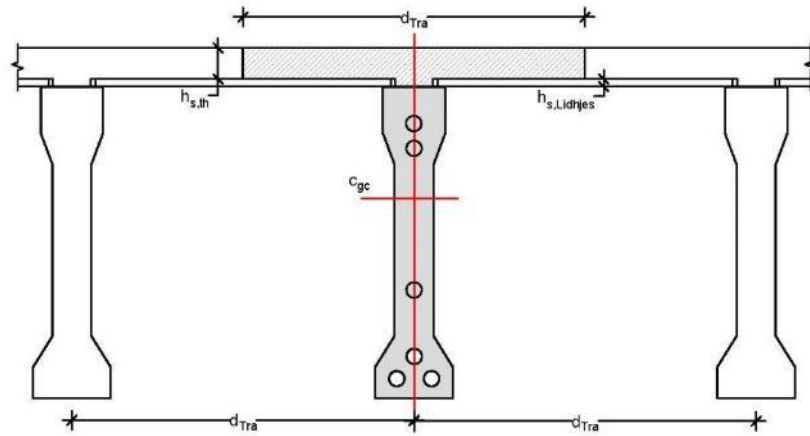


Figura 22 Prerja tërthore e soletës për traun e mesit

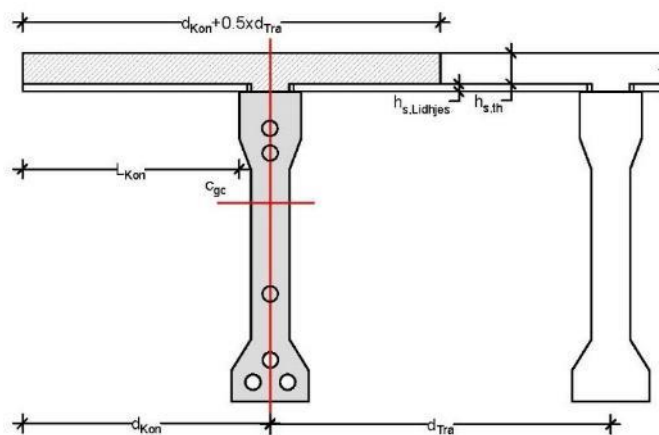


Figura 23 Prerja tërthore e soletës për traun e anës

Të dhënat:

$h_{s,th} =$	0.20	(m)	Trashësia e soletës që derdhet në vend
$h_{s,Lidhjes} =$	0.05	(m)	Trashësia e soletës kallëp (soletkat)
$L_{s,ta} = d_{Kon} + 0.5 \times d_{Tra} =$	2.65	(m)	Gjerësia e soletës për traun e anës
$L_{s,tm} = d_{Tra} =$	2.20	(m)	Gjerësia e soletës për traun e mesit
$Y =$	25.00	(kN/m ³)	Pesha volumore e b/a, Tabela A.1, EN1991-1-1)

Llogaritjet:

Pesha e soletës për m ² :	g₂	=	6.25	(kN/m ²)
Pesha e soletës në ml, për traun e anës:	g₂	=	16.56	(kN/m)
Pesha e soletës në ml, për traun e mesit:	g₂	=	13.75	(kN/m)

6.3.7 Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore

Për llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore jemi bazuar në figurën e mëposhtme, për të gjetur pozicionin më të disfavorshëm të ngarkimit të urës.

Më qënë se trarët e urës lidhen në drejtimin tërthor me diafragma, metoda e llogaritjes së koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar “metoda e shtypjes jashtëqendrore”.

Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera:

W	=	13.20	(m)	(Gjerësia e urës)
d	=	2.20	(m)	(Distanca aksiale ndërmjet trarëve)
n	=	5.00	(copë)	(Numri i trarëve)
L _r	=	2.00	(m)	(Distanca ndërmjet gomave në drejtimin tërthorë)
TRO	=	2.10	(m)	(Distanca që del trotuari nga trau anësorë)
E	=	0.50	(m)	(Hapësira ndërmjet gomës dhe bordurës së trotuarit)
G	=	-0.10	(m)	(Distanca nga aksi i traut të anës deri kur mbaron trotuari)
a ₁	=	8.8	(m)	
a ₂	=	4.40	(m)	
a ₃	=	0	(m)	

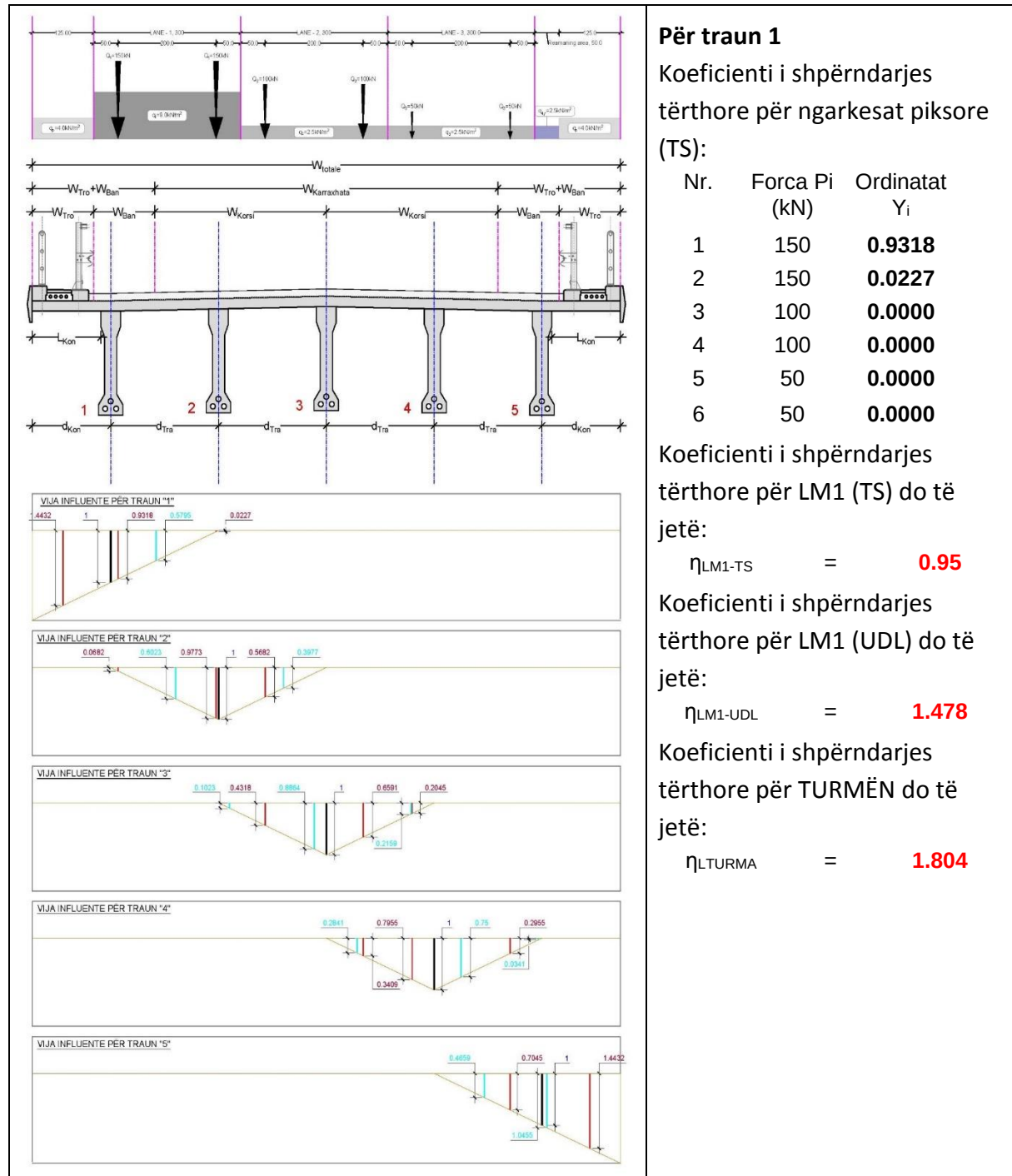
Ordinata e vijës influente do të përcaktohet:

Për traun e anës, si traun më të ngarkuar :

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore do të jetë si shumë ordinatash për secilën forcë që vepron në urë:

6.3.7.1 Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkimin më të disfavorshëm



Për traun 2

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat piksore						
Nr.	Forca Pi (kN)	Ordinatat Yi				Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (TS) do të jetë: η_{LM1-TS} = 1.42
1	150	0.0682				
2	150	0.9773				
3	100	0.5682				
4	100	0.0000				
5	50	0.0000				
6	50	0.0000				
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat uniformisht të shpërndara						
Nr.	Forca UDL (kN/m²)	Gjerësia (m)	Gjerësia aktive W (m)	Ordinatat Yi	WxYi	Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (UDL) do të jetë: $\eta_{LM1-UDL}$ = 1.789
1	9	3.0	2.65	0.6023	1.5961	
2	2.5	3.0	1.75	0.3977	0.6960	
3	2.5	3.0	0.00	0.0000	0.0000	
4	2.5	0.5	0.00	0.0000	0.0000	

Për traun 3

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat piksore						
Nr.	Forca Pi (kN)	Ordinatat Yi				Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (TS) do të jetë: η_{LM1-TS} = 0.80
1	150	0.0000				
2	150	0.0000				
3	100	0.4318				
4	100	0.6591				
5	50	0.2045				
6	50	0.0000				
Koeficienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat uniformisht të shpërndara						
Nr.	Forca UDL (kN/m²)	Gjerësia (m)	Gjerësia aktive W (m)	Ordinatat Yi	WxYi	Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (UDL) do të jetë: $\eta_{LM1-UDL}$ = 0.842
1	9	3.0	0.45	0.1023	0.0460	
2	2.5	3.0	3.00	0.8864	2.6592	
3	2.5	3.0	0.95	0.2159	0.2051	
4	2.5	0.5	0.00	0.0000	0.0000	

Për traun 4

Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat piksore			
Nr.	Forca Pi (kN)	Ordinatat Yi	Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (TS) do të jetë: η_{LM1-TS} = 0.59
1	150	0.0000	
2	150	0.0000	
3	100	0.0000	
4	100	0.3409	
5	50	0.7955	
6	50	0.2955	
Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat uniformisht të shpërndara			

Nr.	Forca UDL (kN/m ²)	Gjerësia (m)	Gjerësia aktive W (m)	Ordinatat Yi	WxYi	Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (UDL) do të jetë:
1	9	3.0	0.00	0.0000	0.0000	$\eta_{LM1-UDL} = \mathbf{0.725}$
2	2.5	3.0	1.25	0.2841	0.3551	
3	2.5	3.0	3.00	0.7500	2.2500	
4	2.5	0.5	0.15	0.0341	0.0051	

Për traun 5

Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat piksore							
Nr.	Forca Pi (kN)	Ordinatat Yi					Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (TS) do të jetë:
1	150	0.0000					η_{LM1-TS} = 0.23
2	150	0.0000					
3	100	0.0000					
4	100	0.0000					
5	50	0.0000					
6	50	0.7045					
Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për ngarkesat uniformisht të shpërndara							
Nr.	Forca UDL (kN/m²)	Gjerësia (m)	Gjerësia aktive W (m)	Ordinatat Yi	WxYi	Koefiçienti i shpërndarjes tërthore për LM1 (UDL) do të jetë:	
1	9	3.0	0.00	0.0000	0.0000	$\eta_{LM1-UDL}$ = 0.411	
2	2.5	3.0	0.00	0.0000	0.0000		
3	2.5	3.0	2.05	0.4659	0.9551		
4	2.5	0.5	0.50	1.0455	0.5228		

Tabela përmbledhëse

Emërtimi i traut	η_{LM1-TS}	$\eta_{LM1-UDL}$	η_{LTURMA}
1	0.95	1.48	1.80
2	1.42	1.79	0
3	0.80	0.84	0
4	0.59	0.73	0
5	0.23	0.41	1.80
Vlerat maksimale	1.42	1.79	1.80

6.3.8 Veprimet vertikale të trafikut

Veprimet e trafikut të paraqitura këtu janë në përputhje me EN 1991-2.

- *Vlerat karakteristike të ngarkesave vertikale kanë për qëllim përcaktimin e efektet të trafikut rrugorë në lidhje me kontrollet në gjendjen e fundit kufitare (ULS) dhe në gjendjen e fundit të shërbimit (SLS). Ngarkesat vertikale të lëvizshme përfaqësohen me Modelet e ngarkimit që përfaqësojnë efektet të trafikut si më poshtë:*

6.3.8.1 Trafiku i zakonshëm

Skemë-ngarkesat për ngarkesa vertikale përfaqësohen nga:

- Skemë ngarkesa 1 (LM1):

Ngarkesa të përqendruara dhe të shpërndara uniformisht, të cilat mbulojnë shumicën e efekteve të trafikut të kamionëve dhe veturave. Kjo skemë përdoret për verifikime të përgjithshme dhe lokale të urës.

Modeli ngarkimit 1 (LM1), përbëhet nga 2 sisteme pjesore:

- (a) Dy akse me ngarkesë të përqendruar (sistemi varg: TS), secili nga akset ka peshën që vijon: $\alpha_Q Q_k$

ku:

α_Q – janë faktorët rregullues;

Jo më shumë se një sistem varg mund të merret parasysh për një korsi imagjinare;

Vetëm një sistem varg i plotë mund të merret parasysh;

Për vlerësimin e efekteve të përgjithshme, secili sistem varg duhet të supozohet që të lëvizi përgjatë qendrës së aksit së korsisë imagjinare;

Secili nga akset e sistemit varg duhet të merret parasysh me goma të njëjta,

ngarkesa për një rrotë duhet të jetë e barabartë me $0.5 \alpha_Q Q_k$;

Sipërfaqja e kontaktit për secilën rrotë duhet të merret si katrorë dhe me përmasat (0.4x0.4)m;

- (b) Ngarkesa uniformisht e shpërndarë (sistemi UDL), që ka peshën për metër katrorë siç jepet më poshtë: $\alpha_Q q_k$

ku:

α_Q – janë faktorët rregullues;

Këto ngarkesa duhet të aplikohen vetëm në pjesët e pafavorshme të sipërfaqes së ndikimit, gjatësore dhe tërthore.

Vlerat karakteristike të Q_{ik} dhe q_{ik} , koeficienti dinamik është i përfshirë, mund të merren:

Pozicioni	Sistemi varg (TS)	Sistemi UDL
	Ngarkesa aksiale Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ose q_{rk}) (kN/m ²)
Korsia 1	300	9
Korsia 2	200	2,5
Korsia 3	100	2,5
Korsitë e tjera	0	2,5
Zona e mbetur (RA), q_{rk}	0	2,5

Figura 24 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)

Detaje në lidhje me skemë ngarkesën 1 (LM1) janë ilustruar në figurën mëposhtë:

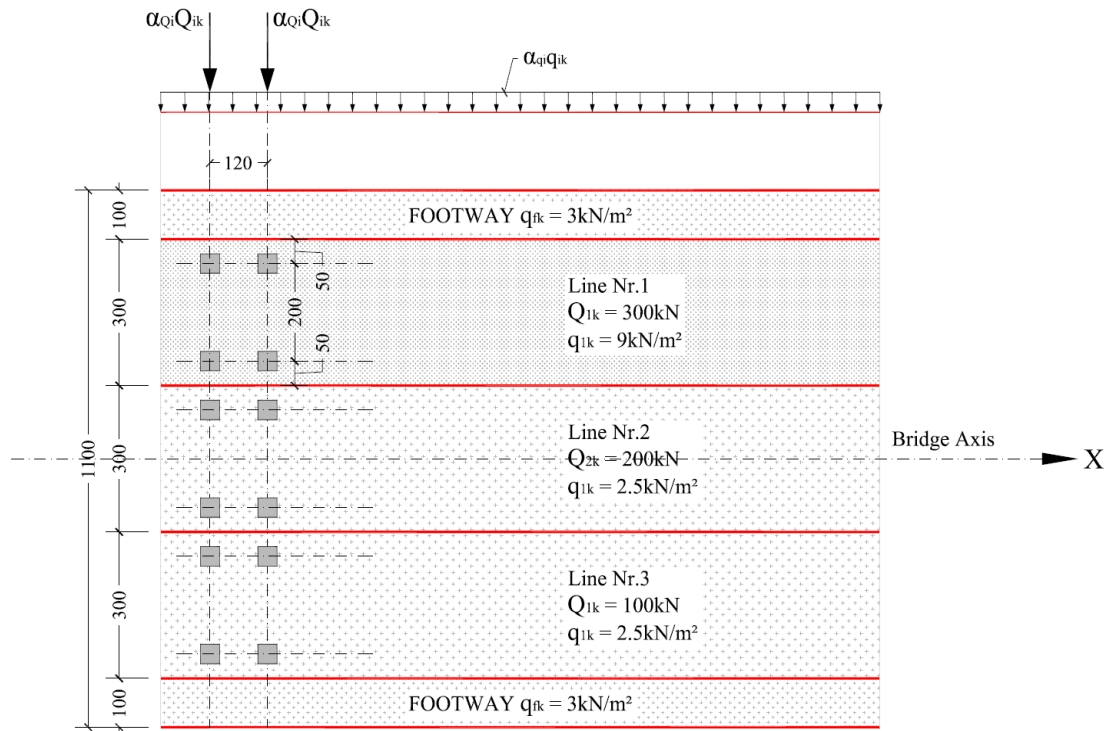


Figura 25 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)

Për verifikime lokale, sistemi varg duhet të aplikohet në vendet më të pafavorshme.

Kur dy sisteme varg (TS) janë ngjitur në korsitë imagjinare që janë marrë parasysh, ata mund të sillen më afër, me një distancë ndërmjet aksit të gomave jo më pak se 0,50m.

- Skemë ngarkesa 2 (LM2):

Një aks i vetëm i aplikuar në pozicione të veçanta i cili mbulon efektet dinamike të trafikut normal në elementë strukturorë me hapësira të vogla, mund të jetë predominant në gjatësi ngarkimi 3 deri 7m. Përdorimi i këtij modeli ngarkimi mund të përcaktohet më tej në Anekset Kombëtare. Kjo skemë përdoret për verifikime gjysmë – lokale dhe lokale.

- Skemë ngarkesa 3 (LM3):

Një bashkësi ngarkesash aksiale që përfaqësojnë mjetet e veçanta (p.sh. për transport industrial) që mund të udhëtojnë në rrugë që lejojnë këto ngarkesa. Kjo skemë përdoret për verifikime të përgjithshme dhe lokale.

Kur është e rëndësishme, modelet e mjeteve të kontrollit duhet të përcaktohen dhe të merren në konsideratë. Shënim: Aneksi Kombëtarë mund të përcaktojë skemë ngarkesën 3 (LM3), dhe kushtet e përdorimit. Aneksi A udhëzime për skemat standarde dhe kushtet e tyre të aplikimit

Në rastin e llogaritjes së traut është zgjedhur mjeti i kontrolli SV900.

- Skemë ngarkesa 4 (LM4):

Ngarkesa e turmës së njerëzve (grumbullime të mëdha), shërben vetëm për verifikime të përgjithshme. Ky model ngarkimi është i vlefshme veçanërisht për urat që ndodhen në qytete ose në afërsi të tyre. Ky gjithashtu mund të përdoret edhe vetëm për disa situata të përkohshme projektimi

Shënim: Në llogaritjen e traut, do merren parasysh modelet e ngarkimit LM1 dhe LM3.

6.3.9 Veprimet sizmike

6.3.9.1 Të përgjithshme

Struktura e marrë në analizë do të shqyrtohet si ramë hapësinore me 3 shkallë lirie në kat. Për të përcaktuar forcat sizmike në këtë rast është e domosdoshme që të llogariten masat e kateve, të cilat dalin nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme që veprojnë në strukturë. Duke iu referuar pikës 3.2.4(2) të EC-8, masa që kërkohet për përcaktimin e forcës inerciale rrjedh nga kombinimi: $\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ ku:

$\sum G_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përhershme në secilin kat;

$\sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përkohshme në secilin kat;

Shënim: $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesat e përkohshme për rastin e tërmetit i cili përcaktohet duke iu referuar pikës 4.2.4 dhe tabelës 4.2 të EC-8. Në rastin tonë φ merr vlerën 0.8 për katin tip dhe 1.0 për tarracën.

6.3.9.2 Shpejtimi maksimal referencë i truallit

Vlera e shpejtimit maksimal referencë të truallit për zonën ku do të ndërtohet ura është marrë duke u bazuar në studimet sizmike të kohëve të fundit, veçanërisht sipas publikimit botimin e Akademisë së Shkencave të Shqipërisë, me autor Shyqyri Aliaj, Siasi Koçiu, Betim Muço dhe Eduard Sulstarova me titull “SIZMICITETI, SIZMOTEKNIKA DHE VLERËSIMI I RREZIKUT SIZMIK NË SHQIPËRI”, botim i vitit 2010.

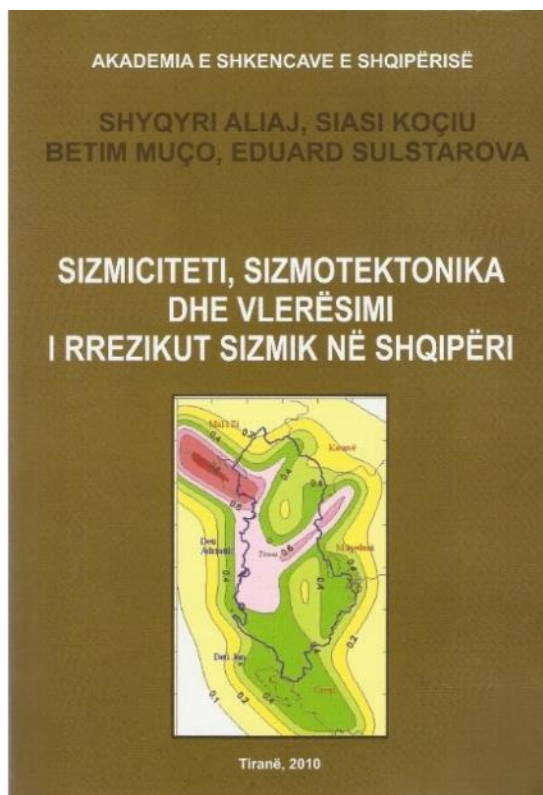


Figura 26 Kapaku e botimit të referuar

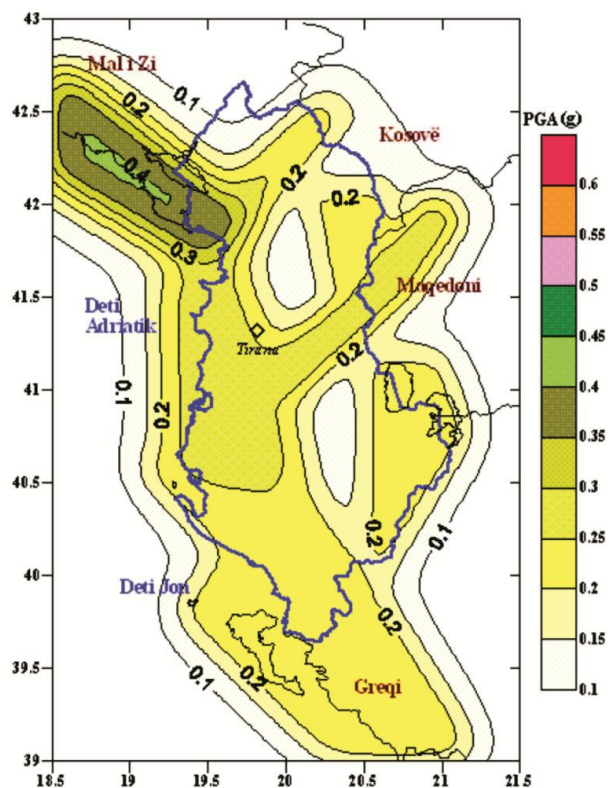


Figura 27 Harta sizmike e Shqipërisë

Shpejtimi maksimal i truallit referencë është sipas zonave përfaqësuese:

- $PGA=0.23g$ (Kamëz)

- $PGA=0.25g$ (Fush-Krujë)

për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknik, trualli varion sipas vendodhjes nga tipit “B-C” sipas EN 1998-1. Shpejtimi vertikal nuk është marrë në konsideratë ndërsa shpejtimi horizontal (k_h) llogaritet si më poshtë:

$$k_h = \beta \cdot \alpha \cdot S/R$$

$$\alpha = a_g/g$$

Ku:

- $\beta=0.5$ është koeficient reduktimi sipas Kodit Italian të projektimit për mure të cilat lejojnë spostime.
- $S=1.2$ është parametër i truallit i cili sipas EN 1998-1:2004, kapitulli 3.2.2.2 për truall tipi C.
- R është koeficient i cili për muret mbajtës b/a ka vlerën 1 kurse për muret gravitacionale ka vlerën 1.5 deri 2.
- Vlera e k_h për këtë projekt për llogaritjen sizmike të ballnave të urës. Kombinimi i veprimeve (Ref. EN 1998-5).

6.3.9.3 Veprimi sizmik horizontal

Veprimet sizmike përfaqësohen në projektim nëpërmjet spektrave të reagimit të paraqitur më poshtë, për truall C dhe faktor sjelljeje $q=1.5$. Ura është projektuar me duktilitet të limituar.

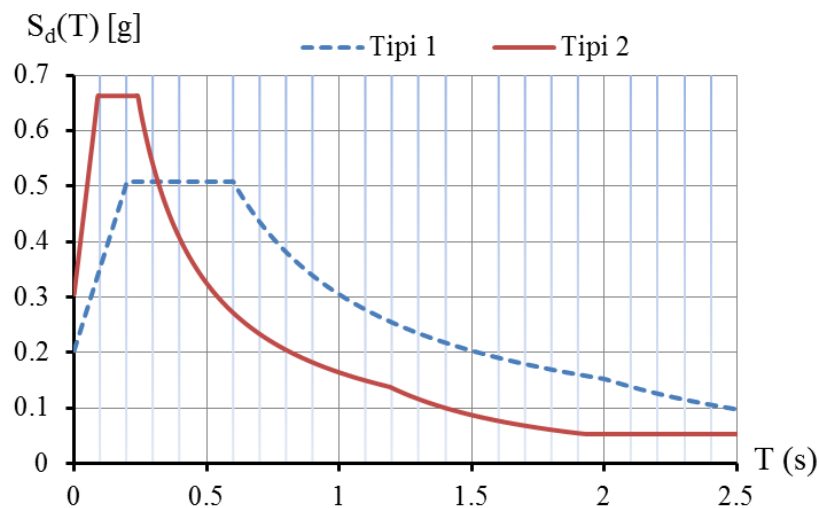


Figura 28 Spektrat projektues të reagimit

Edhe Tipi 1 edhe Tipi 2 i spektrave janë marrë në konsideratë, për shkak të mungesës së informacionit specifik. Faktori i sjelljes për urën është $q=1.5$, që është gjykuar i përshtatshëm.

6.3.9.4 Veprimi sizmik vertikal

Komponentja vertikale e veprimit sizmik nuk është marrë në konsideratë në projektimin e urës duke marr parasysh hapësirën e vogël drite dhe lartësinë e vogël të saj, efekti i veprimit sizmik vertikal është neglizhuar. Spektri i reagimit për veprimet vertikale do të ndërtohej

Ura e Tapizës

duke përdorur ekuacionet e dhëna në paragrafin 3.2.2.3 të EN 1998-1. Një faktor sjelljeje $q=1$ është përdorur për spektrin vertikal.

6.3.9.5 Kombinimi i komponentëve të veprimit sizmik

Komponentët horizontale dhe vertikale të veprimit sizmik janë kombinuar në përputhje me EN 1998-1, paragrafët 4.3.3.5.1 dhe 4.3.3.5.2 (4):

$$a) E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$b) 0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$c) 0,30E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" E_{Edz}$$

Në formulimet e mësipërme, E_{Edx} , E_{Edy} dhe E_{Edz} janë efektet e veprimeve të veprimit sizmik përkatësisht sipas drejtimit X, Y dhe Z. Efektet e veprimeve janë llogaritur veç e veç për çdo komponentë sizmike dhe janë kombinuar sipas shprehjeve të mësipërme.

6.3.10 Veprimet termike

Për vlerësimin e veprimeve termike, u ndoqën rregullat e EN 1991-1-5, e veçanërisht Seksioni 6 – Ndryshimet e temperaturës në ura.

Në mungesë të dhënave, temperatura minimale dhe maksimale në hije u mor në ngjashmëri me Kodin Shqiptar:

$$T_{max} = 42^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -25^{\circ}\text{C}$$

Sipas EN 1991-1-5, duhet të merren parasysh dy komponentë:

- Komponentja e temperaturës uniforme;
- Komponentja e temperaturës me ndryshim linear.

6.3.11 Veprimet gjatë zbatimit

Në EN 1991-1-6, veprimet e ndërtimit ndahen në varësi të origjinës në përputhje me EN 1990, në veprime ndërtimi dhe jo-ndërtimi. Këtu, vetëm veprimet e ndërtimit Q_c janë trajtuar. Të tjerat nuk janë të rëndësishme për urën në fjalë.

Si veprime ndërtimi janë supozuar vetëm ato që vijnë nga personeli dhe pajisje e dorës:

Tipi	Simboli	Përfaqësimi	Shënime
Personeli dhe vegla dore	Q_{ca}	Ngarkesë uniformisht e shpërndarë q_{ca} e aplikuar në pozicionin më të pafavorshëm.	Vlera $1,0 \text{ kN/m}^2$.

6.3.12 Veprimet aksidentale

6.3.12.1 Goditja e mjeteve në mbistrukturë

Goditja e mjeteve në mbistrukturë mund të ndodhë sipas dy skenarëve të mundshëm, në varësi të faktit nëse kamionët udhëtojnë mbi ose nën urë. Në rastin tonë, nuk ka mjete që udhëtojnë poshtë urës.

Goditja në sistemin kufizues të rrugës i takon skenarit të parë: në këtë rast veprimet varen nga karakteristikat mekanike të sistemit kufizues të rrugës, d.m.th. nga klasa e kufizuesve, gjë që kushtëzon forcën maksimale që i transmetohet strukturës.

Klasat e rekomanduara dhe forcat përkatëse horizontale jepen në Tab. 4.9 të EN1991-2.

<i>Klasa e rekomanduar e sistemit kufizues të mjeteve</i>	<i>Forca horizontale (kN)</i>
A	100
B	200
C	400
D	600

Aneksi Kombëtar mund të përcaktojë klasat dhe forcat përkatëse. Në rastin tonë, është zgjedhur Tip A.

6.3.13 Veprimet horizontale të trafikut

Forca e frenimit ose shpejtimit, e shënuar Q_{lk} , merret si një forcë gjatësore që vepron në nivelin e përfunduar (të sipërm) të shtresave kaluese rrugore.

Vlera karakteristike Q_{lk} varet nga ngarkesa vertikale e LM1 që vepron në urë në vijën kaluese imagjinare 1 si më poshtë:

$$180 \times \alpha_{Q1} kN \leq Q_{lk} = 0.6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 kN$$

$Q_{lk} = 468 \text{ kN}$

6.3.14 Materiali mbushës

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me kënd fërkimi të brendshëm $\varphi \geq 35^\circ$ dhe peshë volumore $Y = 19.00 \text{ kN/m}^3$.

6.3.15 Kombinimi i veprimeve

6.3.15.1 Kombinimi i veprimeve për situata projektimi të vazhdueshme dhe kalimtare (kombinimet themelore)

Referuar paragrafit 6.4.3.2 të EN 1990, kombinimi themelor mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Për situatat e vazhdueshme të projektimit, kombinimi i mësipërm mund të shkruhet:

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,Fw} \cdot F_W^*$$

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{për veprimete favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{për veprimete favorshme} \end{cases}$$

Q_c – Ngarkesat e ndërtimit

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.05 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0.95 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0.00 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases}$$

$$\gamma_{Fw*}, \gamma_T, \gamma_{Sn} = \begin{cases} 1.5 & \text{për veprimet e pafavorshme} \\ 0 & \text{për veprimet e favorshme} \end{cases}$$

$$\psi_{0,Fw*} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1$$

$$\psi_{0,Fw*} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1$$

6.3.15.2 Kombinimi i veprimeve për situata projektuese aksidentale jo-sizmike

Në rastet kur është e nevojshme të merret në konsideratë një situatë projektuese aksidentale, nuk rekomandohet të kombinohen bashkë veprimet aksidentale me erën apo dëborën. Kur veprimet aksidentale janë ato që përfaqësojnë goditjen e mjeteve nën urë, veprimet e trafikut mbi urë me vlerën e tyre të shpeshtë duhet të futen në kombinim si veprime shoqëruese. Për urat automobilistike, kur veprimet aksidentale janë ato që përfaqësojnë goditjen e mjeteve mbi urë, veprimet e tjera mund të neglizhohen.

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të EN 1990, kombinimi aksidental mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \psi_{2,T} \cdot T$$

Për situata kalimtare projektuese, gjatë së cilave ka risk të humbjes së ekuilibrit statik, kombinimi i veprimeve duhet të jetë si më poshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,c1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,ci}$$

A_d – veprim aksidental (goditje, zjarr, etj.)

$$\psi_{1,1} = \begin{cases} 0.75 & \text{për TS të LM1} \\ 0.40 & \text{për UDL} \end{cases} \quad \psi_{2,1} = \begin{cases} 0 & \text{për TS të LM1} \\ 0 & \text{për UDL} \end{cases} \quad \psi_{2,T} = 0$$

6.3.15.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të EN 1990, kombinimi sizmik mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

Ura e Tapizës

A_{Ed} – veprimi sizmik

Q_2 – vlera thuajse e përhershme e veprimeve me veprim të gjatë

$Q_{1,k}$ – vlera karakteristike e ngarkesës së trafikut

$$\psi_{2,1} = \begin{cases} 0 & \text{për urat metrafik normal} \\ 0.20 & \text{për urat metrafik të rënduar} \end{cases}$$

Veprimet thuajse të përhershme me veprim të gjatë mund të jenë presioni i dheut, ngritja nga forca e Arkimedit, rrymat etj. Këto veprime konsiderohen të njëkohshme me veprimin sizmik.

Efektet e veprimit sizmik nuk ka nevojë të kombinohen me efektet si pasojë e deformimeve, temperaturës, tkurrjes etj.

Zhvendosjet si pasojë e deformkohës zakonisht nuk shkaktojnë sforcime shtesë. Deformkoha redukton gjithashtu vlerën efektive të deformimeve afat-gjata (p.sh. nga tkurrja), gjë që shkakton sforcime shtesë në strukturë. Për erën dhe dëborën, vlera $\psi_{21}=0$.

6.3.15.4 Kombinimet e veprimeve për Gjendjet Kufitare të Shërbyeshmërisë (SLS)

Kombinimi i veprimeve në një situatë projektuese të caktuar duhet të jetë i përshtatshëm për kërkesat e shërbyeshmërisë dhe të performancës që kërkohet të verifikohen.

Simbolikisht, kombinimet e veprimeve për gjendjet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të EN 1990:

6.3.15.4.1 Kombinimi karakteristik:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

6.3.15.4.2 Kombinimi i shpeshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

6.3.15.4.3 Kombinimi thuajse i përhershëm:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi thuajse i përhershëm përdoret për efektet afatgjatë dhe për pamjen e strukturës.

6.3.15.4.4 Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,inf} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ky i fundit i referohet kombinimit jo të shpeshtë të veprimeve për disa kombinime të veprimeve për gjendje kufitare që lidhen me betonin në ura. Vlerat e rekomanduara të $\psi_{1,inf}$ janë:

0,80 për gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (ngarkesat e këmbësorëve), gr4 (LM4, ngarkesa e turmës) dhe T (veprimet termike) ;

Ura e Tapizës

0,60 për F_w në situata projektuese të vazhdueshme

1,00 në raste të tjera (d.m.th. vlera karakteristike zëvendësohet me vlerën jo të shpeshtë).

Për vlerën përfaqësuese të veprimit të parasforcimit, duhet bërë referenca e duhur në Eurokodin përkatës në funksion të parasforcimit të konsideruar.

Kur është e nevojshme, duhet të konsiderohen edhe efektet e veprimeve nga deformimet e ushtruara.

Në tabelën e mëposhtme është bërë një përmbledhje e faktorëve të kombinimeve dhe faktorëve pjesor të rezistencave për projektimin e ballnave të urës.

Faktorët e kombinimit për veprimet (A)				
Situatë projektimi e përhershme				
		Të pafavorshme	Të favorshme	
Veprimet e përhershme	$\gamma_G =$	1.35	1.00	
Veprimet e ndryshueshme	$\gamma_Q =$	1.50	0.00	
Ngarkesat e ujit	$\gamma_W =$	1.35		
Faktorët pjesor për rezistencat (R)				
Situatë projektimi e përhershme				
Faktori pjesor për përmbysjen	$\gamma_{Re} =$	1.40		
Faktori pjesor për rezistencën në rrëshqitje	$\gamma_{Rh} =$	1.10		
Faktori pjesor për kapacitetin bearing (rezistenca e lejuar në tabanin e themelit)	$\gamma_{Rh} =$	1.40		
Faktorët e kombinimit për veprimet e përkohshme				
Situatë projektimi e përhershme				
Faktori për vlerën e kombinuar të një veprimi të ndryshueshëm	$\psi_0 =$	0.70		
Faktori për vlerën e shpeshtë të një veprimi të ndryshueshëm	$\psi_1 =$	0.50		
Faktori për vlerën e thujse të përhershme të një veprimi të ndryshueshëm	$\psi_2 =$	0.30		
Faktorët e kombinimit për veprimet (A)				
Situatë projektimi sizmike				
		Të pafavorshme	Të favorshme	
Veprimet e përhershme	$\gamma_G =$	1.00	1.00	
Veprimet e ndryshueshme	$\gamma_Q =$	1.00	0.00	
Ngarkesat e ujit	$\gamma_W =$	1.00		

Figura 29 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.

7 LLOGARITJET STRUKTURE

7.1 Të përgjithshme

Ura e re është projektuar me 3 hapësira dritë me trarë të pasndehur të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a dhe në dy pilotat e mesit.

Më poshtë janë dhënë përshkrimi i përgjithshëm i urës:

Të dhënat kryesore të urës së re janë përshkruar më poshtë:

- *Urë me hapësire dritë prej HD=40.00 metra;*
- *Mbistrukturë e përbërë nga trarë të pasndehur dhe soletë monolite të derdhur në vend;*
- *Seksion tërthor me 5 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 2.00m;*
- *Nënstrukturë me ballna b/a të derdhur në vend të mbështetur direkt në formacionin natyror ose mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;*
- *Elementët e mesit të mbështetjes përbëhen nga pila në formë drejtkëndore me trashësi të murit perimetral prej 30.00cm, që mban të njëjtën formë në të gjithë gjatësinë e saj. Në kokë të pilës vendoset jastëku b/a ku do të mbështeten trarët e urës;*
- *Pila do të mbështetet në themelin e saj prej betoni të armuar në formë drejtkëndore i cili do të mbështetet direkt në formacionin shkëmbor ose në raste të veçanta do mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacionin e fortë të sugjeruar nga gjeologu;*

Në figurën e mëposhtme tregohet profili gjatësor dhe seksioni tërthorë i urës së re.

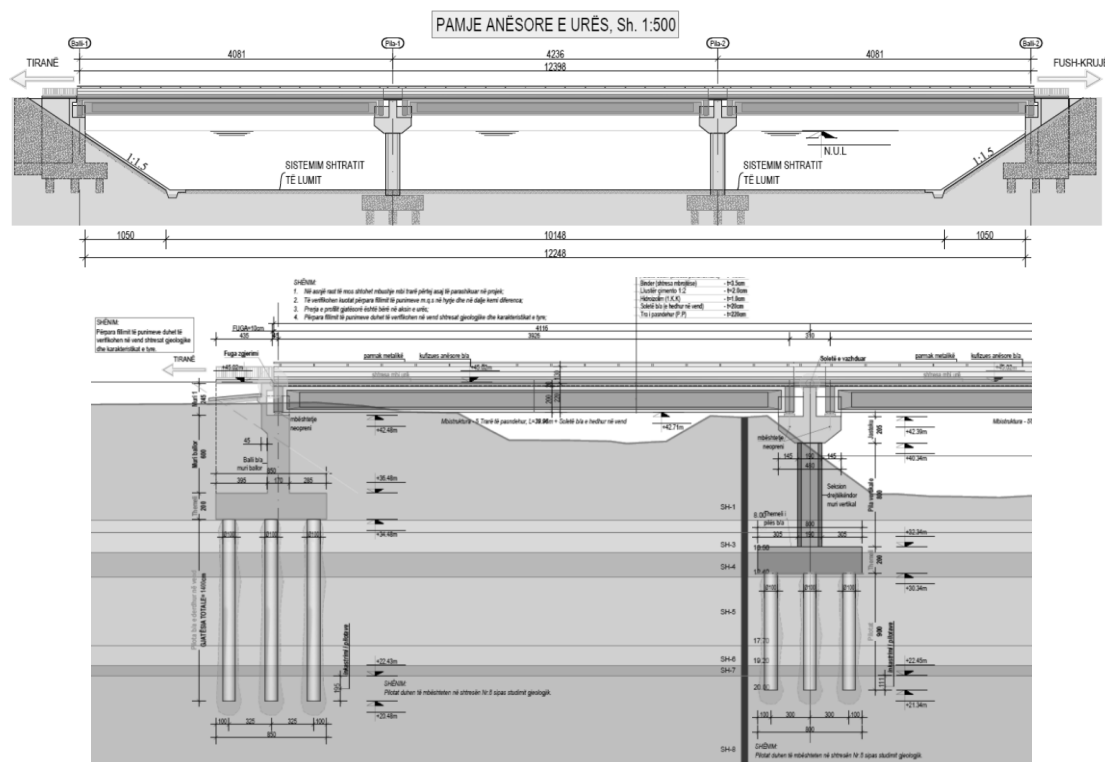


Figura 30 Profil gjatësor i urës tip

7.2 Metodologjia e kryerjes së analizës

Për shkak se trarët e pasndehur lidhen në mbështetje me diafragma dhe në kokë të tyre me soletë b/a të derdhur nëvend, dhe për shkak se forma e urës është e rregullt (dmth nuk jemi në rastin e urave të shtrëmbërta, skew), në llogaritjen e tyre, është gjykuar të projektohen trarët që bashkëveprojnë me njëri tjetri, duke marrë parasysh kontributin e njeri tjetrit, pra në llogaritjen e trarëve do merret parasysh koeficienti i shpërndarjes tërthore. Momenti maksimal në mes të hapsirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra duke përdorur duke ndërtuar vijën influente për ngarkesat e levizshme dhe marrjen parasysh të faktorëve të tjerë. Trarët janë konsideruar që mbështeten lirisht në ballna dhe më poshtë është dhënë digramat e momentit përkules dhe forcës prerëse që merren për projektimin e traut:

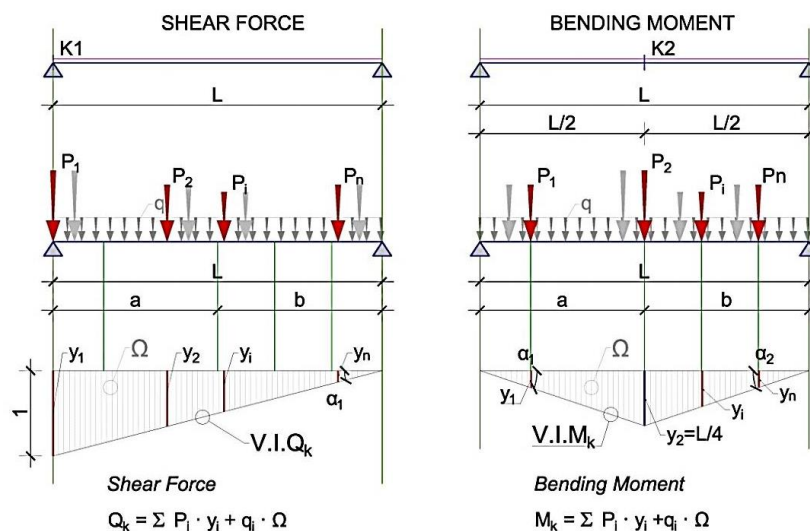


Figura 31 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.

Rezultatet janë llogaritur duke përdorur xM, xV, MMax and VMax siç tregohen më poshtë:

xM dhe xV përfaqësojnë pozicionin e ngarkesës së levizshme përgjatë gjithë gjatësisë së urës siç tregohet në figurën e mëposhtme:

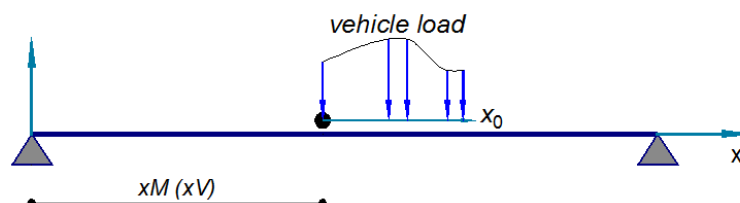


Figura 32 Përcaktimi i xM dhe xV

- **MMax** – është momenti përkulës maksimal, i cili i korrespondon pozicionit “xM” të skemë ngarkesës
- **VMax** – është forca prerëse maksimale, i cili i korrespondon pozicionit “xV” të skemë ngarkesës

Modeli llogaritës është realizuar me ndihmën e SAP2000 & CSI Bridge.

7.3 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

Figura e mëposhtme paraqet skematikisht vijat e kalimit të marra në konsideratë në projektim. Për shkak të gjerësisë së pjesës kaluese të rrugës, dy vija kalimi imagjinare mund të merren në llogaritje. Pjesa e mbetur do konsiderohet "Pjesë mbetëse, R.A".

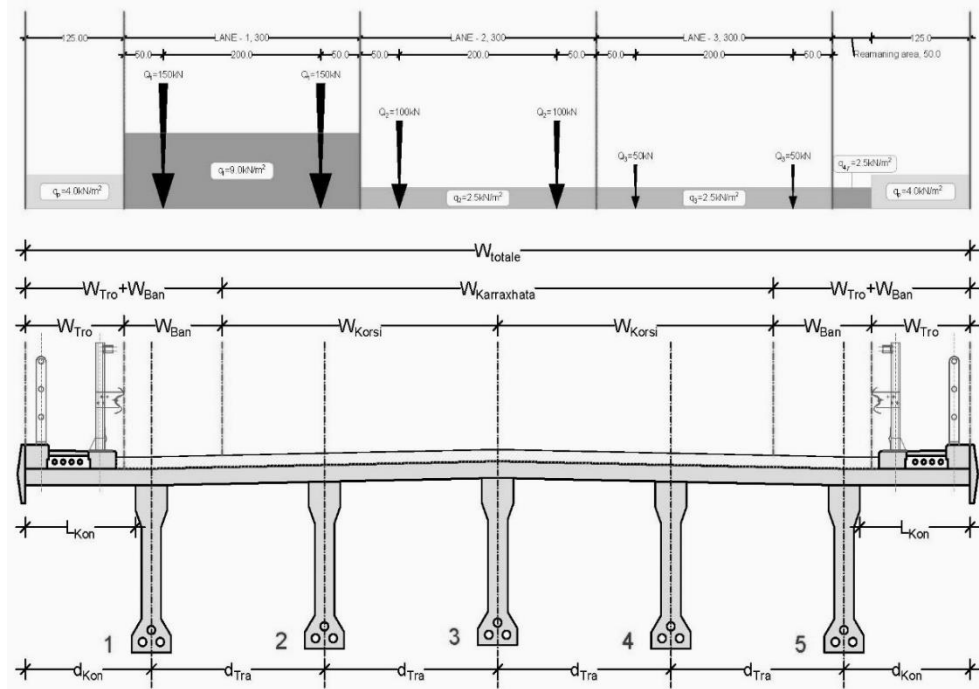


Figura 33 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

7.4 Mbistruktura

Mbistruktura e urës përbëhet nga 5 trarë të pasndehur b/a me gjatësi të totale 39.96m simetrikë ndaj aksit të urës dhe që në drejtimin tërthorë lidhen me diafragma b/a. Diaframat janë të pozicionuara vetëm në mbështetje të traut, me trashësi prej 70cm dhe lartësi 190cm dhe që në gjithë traun ka 2 copë (*shih vizatimet*) vetëm në mbështetje të urës. Lartësia e seksionit tërthor të trarëve kryesorë është 200cm dhe sipër trarëve ndodhet soleta b/a me trashësi 25cm e derdhur në vend. Gjatë procesit të hedhjes së betonit të soletës ndërmjet trarëve do të vendosen soletka, elementë të parapërgatitur që do të shërbejnë si kallëp për soletën. Soletkat janë të përhershme, do qëndrojnë në pozicionet e përcaktuara në vizatime gjatë gjithë jetëgjatësinë së urës. Trashësia e tyre është 5cm (për shumë shih detajet përkatëse). Gjerësia totale e mbistrukturës është 13.20m, ku përfshihen (3.75+3.75)m janë pjesa kaluese e mjeteve lëvizëse, (1.5+1.5)m bankina dhe (1.35+1.35)m janë trotuaret e shërbimit në të dy anët e urës. Trarët janë në formë dopio T-je, ku seksioni në mes të hapësirës është ndryshe dhe në zonat e mbështetjes bëhet seksion i plotë drejtkëndorë. Distanca ndërmjet trarëve është 2.20m. Në të dyja anët e urës soleta del konsol 2.10m që është pjesa që i përket zonës së trotuarit. Mbi pjesën e sipërme të trarëve dhe soletës vendosen shtresat e urës siç jepen në detajin e shtresave. Në mbështetjet e urës (ballnat) do të ketë fugë delitacioni siç tregohet në vizatime. Mbistruktura do të mbështetet në të dyja anët e saj mbi ballnat b/a, në hyrje dhe në dalje të saj siç tregohet në profilin gjatësor të urës. Trarët do të betonohen në poligon dhe më pas do të montohen në vepër, diaframat dhe soleta e urës janë të derdhura në vend. Trarët e urës përbehen nga 3 kavo të

Ura e Tapizës

pasndehura nga të cilat, 2 të parat do të tërhiqen në poligon, kurse kavoja e tretë do të tërhiqet pasi janë montuar trarët në vepër (siç tregohen edhe në vizatime).

Mbi soletën e urës do të vendosen direkt shtresat rrugore duke me pjerrësi në të dyja anët e urës me vlerë 2.50%. Për paketën e shtresave shih detajin në vizatimet e urës.

Më poshtë jepet seksioni tërthor i urës:

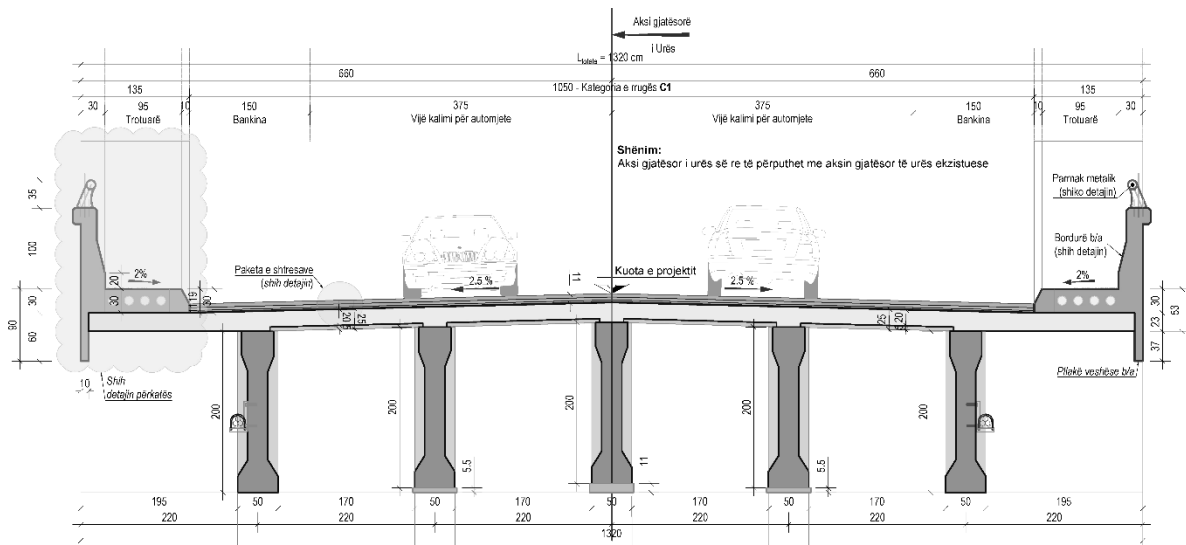


Figura 34 Seksioni tërthor i urës tip

Të dhënat:

- Gjerësia totale e seksionit tërthorë të urës	W_{totale}	=	13.20	(m)
- Gjerësia e karrexhatës	$W_{\text{karaxhata}}$	=	7.50	(m)
- Gjerësia e korsisë (vijë kalimi)	W_{korsi}	=	3.75	(m)
- Gjerësia e bankinës	W_{ban}	=	1.50	(m)
- Gjerësia e trotuarit	W_{tro}	=	1.35	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit	L_{kon}	=	1.90	(m)
- Gjatësia e konsolit të trotuarit nga aksi i traut	d_{kon}	=	2.10	(m)
- Hapësira ndërmjet trarëve	d_{tra}	=	2.20	(m)

7.5 Llogaritja e trarëve të urës

Trarët e urave janë llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (Eurocode).

Me poshtë po japim në mënyrë të përmbledhur hapat e ndjekur për projektimin e trarëve:

- Përcaktohen në mënyrë të saktë karakteristikat gjeometrike të traut
 - Sipërfaqja tërthore;*
 - Distancat nga qendra e gravitetit në fibrat e sipërme/poshtme;*
 - Momentin e inercisë i seksionit të traut;*
 - Moduli i seksionit;*
 - Distancat KERN;*
- Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përhershme
 - Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për trautin e anës;*
 - Forca prerëse në mbështetje, për trautin e anës;*

- *Momenti përkulës dhe forca prerëse në mes të hapësirës, për traun e mesit;*
- *Forca prerëse në mbështetje, për traun e mesit;*
- 3. Përcaktohen forcat e brendshme në tra nga ngarkesat e përkohshme;
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga LM1;*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga SV900 (LM3);*
 - *Momenti përkulës në mes të hapësirës nga turma në trotuare (LM4);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga LM1;*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga SV900 (LM3);*
 - *Forca prerëse në mbështetje të traut nga turma në trotuare (LM4);*
- 4. Koeficienti dinamik i ngarkesave të lëvizshme
 - Për skemë ngarkesën LM1 (Load Model 1)
 - Për skemë ngarkesën LM3 (Load Model 3)
- 5. Kombinimi i ngarkesave për secilin rast
 - *Kombinimi themelor (ULS);*
 - *Kombinimi karakteristikë (SLS-CH);*
 - *Kombinimi i shpeshtë (SLS-Fre);*
 - *Kombinimi thuaje i përhershëm (SLS-Quazi);*
- 6. Llogaritja e forcës së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në hapësirë nën efektin e M_{min} ;*
 - *Kontrolli i sforcimeve në beton, në mbështetje;*
- 7. Llogaritja e humbjeve fillestare në forcën së paranderjes P-së (Faza 1)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të shkurtimit elastik të betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të fërkimit të shufrave;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të ankorimit;*
- 8. Llogaritja e humbjeve afatgjatë në forcën së paranderjes P-së (Faza 2)
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të tkurrjes së betonit;*
 - *Llogaritja e humbjes për shkak të deform-kohës;*
 - *Llogaritja e humbjes për tkurrjes së çelikut (relaksacione);*
- 9. Humbjet totale në forcën e paranderjes
- 10. Llogaritja dhe kontrolli i blloqeve fundore të traut (End blocks)
- 11. Llogaritja e traut nga forca prerëse;
- 12. Kontrolli i uljeve në tra;

Soleta është parashikuar të derdhet në vend me beton C30/37 dhe armaturë çeliku të markës B500 ose ekuivalente. Soleta betonarme e mbi strukturës është konceptuar të mbështetet mbi elemente të parapërgatitur (soletkat) dhe trarët e pasndehur, që ndihmojnë në pozicionimin e hekurit, derdhjen e betonit dhe aftësinë mbajtëse të soletës.

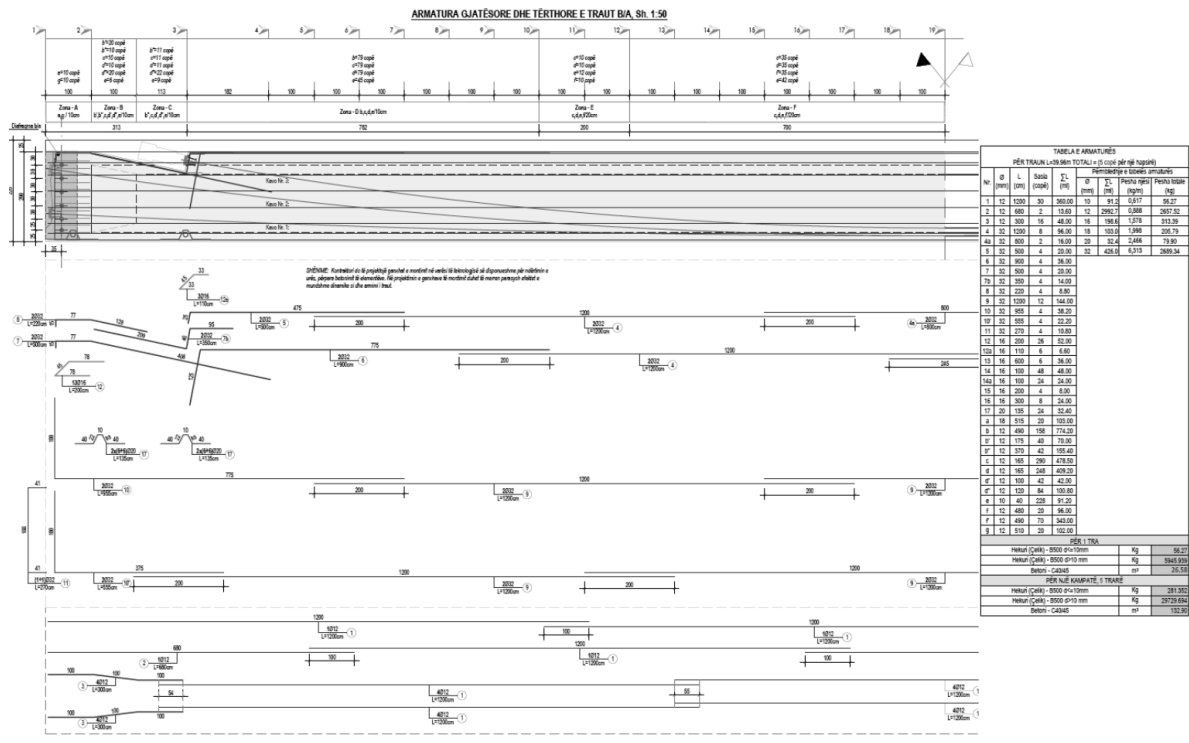


Figura 35 Profili gjatësor i traut me HD=40.00m

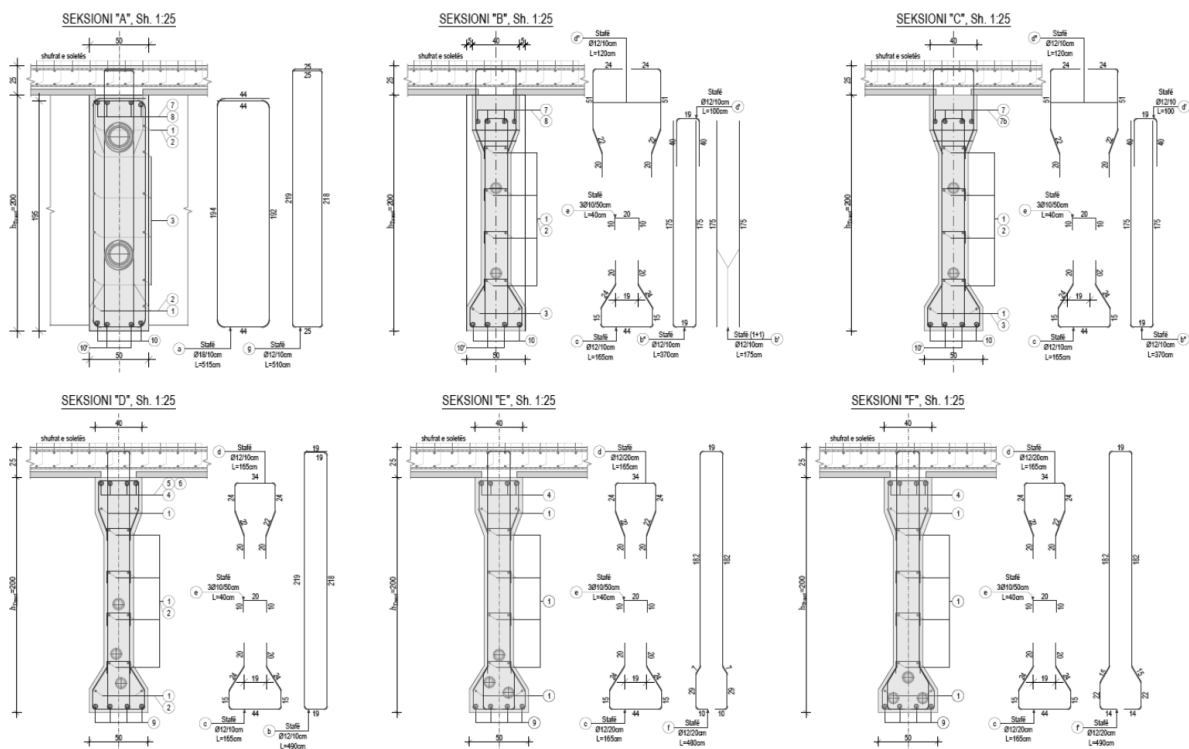


Figura 36 Armimi i seksioneve tërthore

7.6 Mbështetjet anësore (Ballnat)

Mbështetjet anësore të urës janë parashikuar të bëhen me ballna b/a me lartësi të ndryshme (në funksion të urave). Mbështetjet anësore të urave (Ballnat), janë projektuar ballna masiv b/a, që mbështeten direkt në formacion shkëmborë dhe në raste të pakta ato mbështeten në pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacion. Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e ballit kundrejt krijimit të mundshëm të planit rrëshqitës nën bazamentin e ballit. Në të dyja anët e ballit vendosen speronat (krahët anësorë) që bëjnë të mundur mbajtjen e mbushjes në të dyja anët e ballit, këto sperona janë b/a dhe kanë një trashësi të ndryshueshme nga koka deri në pjesën e inkastrimit në themelin e ballit, kjo për shkak të lartësisë së madhe të mbushjes. Në pjesën e pasme të ballit është vendosur soleta rakorduese, që mos të kemi cedime në hyrje. Mbi ballna do të mbështeten trarët e urës, trarët do të mbështeten mbi neoprenë (kompania ALGA ose ekuivalent) të cilët janë të projektuar që të kenë një zhvendosje maksimale të lejuar nën efektin e ngarkesave maksimale horizontale, në mënyrë që mos të cenohet fuga e urës. Në pjesën që mbështeten ballnat, do lihet një kanal anësore gjatë gjithë gjerësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Pjesa e trotuarit do të vazhdojë edhe përgjatë ballnave duke dal konsol nga muri anësore. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të urës dhe pjesës së rrugës.

Ballnat janë projektuar me ndihmën e programit *GeoStructural Analysis (GEO5)* dhe *SAP2000*. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës:

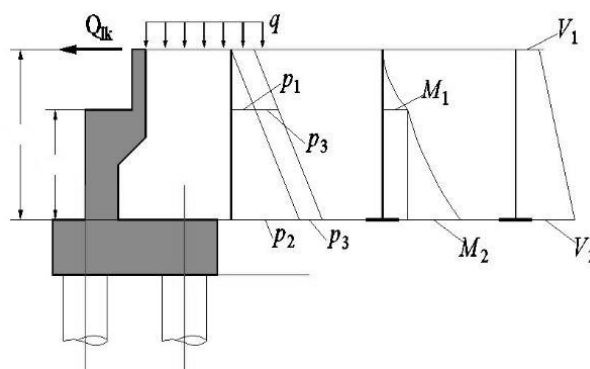


Figura 37 Modeli llogaritës i ballit

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me peshë volumore $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ dhe kënd fërkimi të brendshëm $\phi \geq 35^\circ$. Këndi fërkimit strukturë-material i përdorur në llogaritje është $\delta = \frac{2}{3}\phi = 23.3^\circ$. Ky material është konsideruar pa kohezion. Ballnat të pajisur me tuba plastik të vendosur në formë shahu për të larguar ujin në qoftë se do të ketë prezencë ujrash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujrave nëntokësorë është konsideruar poshtë nivelit të murit të ballit dhe nuk është marrë në konsideratë në llogaritje.

Ballnat janë projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Koeficientët janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodes së "Coulomb".
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës "Caquot-Kerisel"

Ura e Tapizës

- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur sipas “Mononobe-Okabe”
- Jashtëqëndërsia e lejuar e pranuar në program është $e=0.333$

Kontrollet që janë kryer për projektimin e ballnave:

- ✓ Kontrolli në përmbysje;
- ✓ Kontrolli në rrëshqitje (Nuk është kryer, pasi mbështetemi në pilota);
- ✓ Kontrolli i sforcimeve të lejuar në tabanin e themelit (Nuk është kryer, pasi mbështetemi në pilota);;
- ✓ Dimensioni i elementëve të ballit duke plotësuar pikat e mëposhtme:
- ✓ Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristik SLS të veprimeve (EC2)
- ✓ Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2)

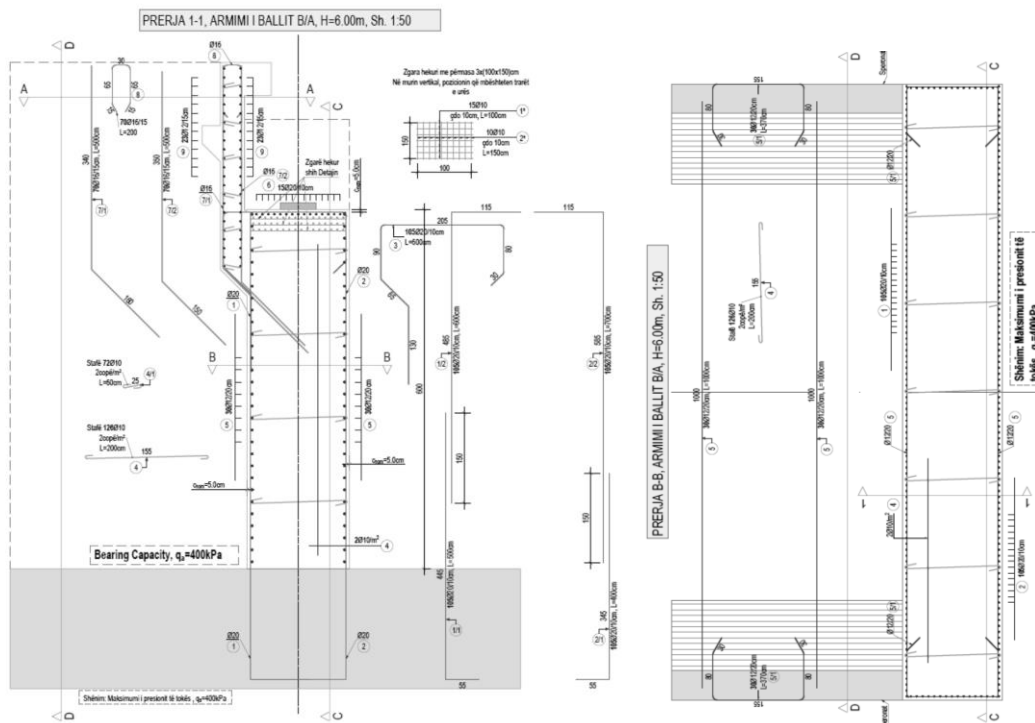


Figura 38 Armimi i ballit në seksionin tërthorë

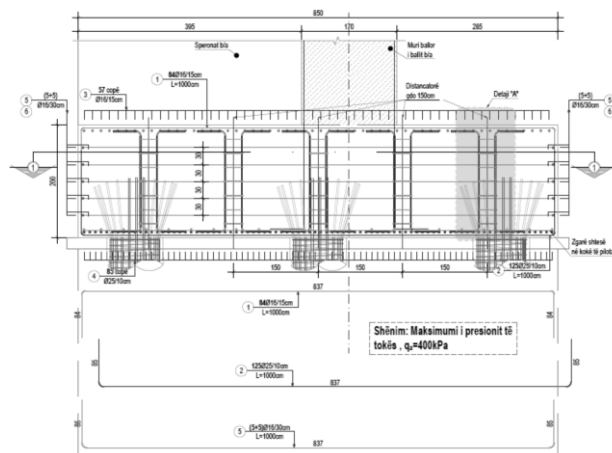


Figura 39 Armimi i ballit në seksionin tërthorë

7.7 Mbështetjet e mesit (Pilat)

Mbështetjet e mesit të urës (Pilat) janë të përbëra nga jastëkë b/a masiv i cili mbështet mbi pila në formë drejtkëndore dhe që kanë një trashësi të murit prej 30.0cm. Pilat e urës janë të njëjta për të gjitha urat, e vetmja që ndryshon është lartësia dhe armimi i tyre. Pilat e urës mbështeten në themelin në formë pllake b/a në formë drejtkëndore i cili mbështetet direkt në formacion shkëmbor ose mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën në formacion shkëmborë (*shih prerjet gjatësore të urave*). Në pilat e mesit në zonat ku kemi praninë e nivele të mëdha të ujërave të lumit, edhe për shkak të gërryerjes pilat kanë një veshje betoni në një gjatësi 5.00m nga ana fundore e tyre, siç paraqitet në profilet gjatësore të urave.

Pilat janë projektuar me ndihmën e programit *SAP2000 & CDSWin*. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje tre dimensionale e modelit llogaritës të një pile b/a.

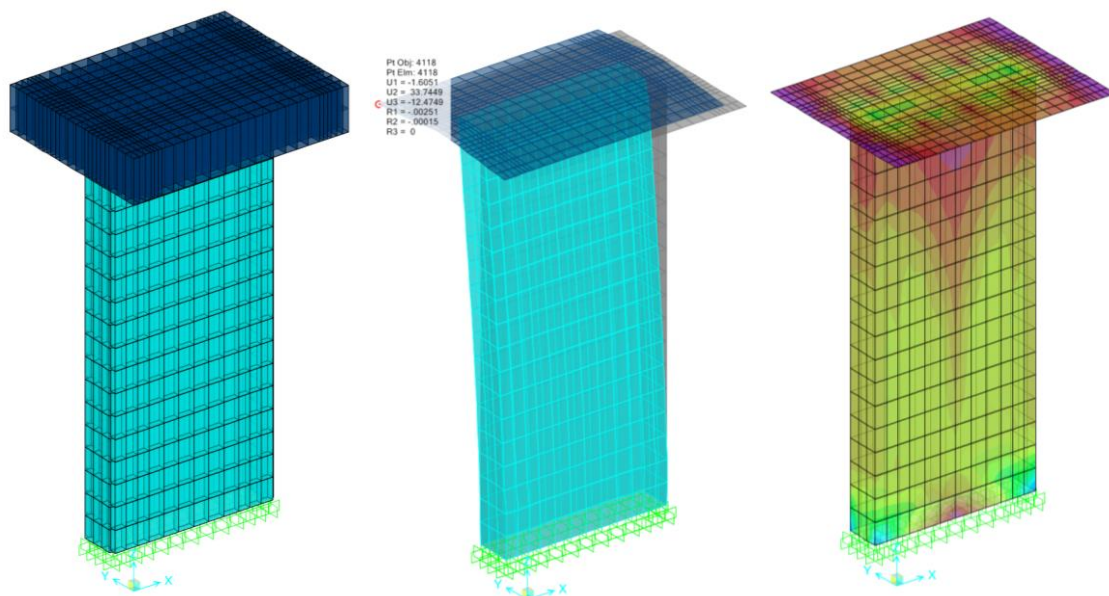


Figura 40 Pamja 3D e pilës nga modeli llogaritës

Nga analiza në programin analizues, merren forcat e brendshme në pilë nga kombinimi i ngarkesave të përhershme, të përkohshme dhe sipas analizës sizmike. Kombinimet janë kryer duke u bazuar në EN1990 siç tregohet në kapitullin e mësipërm 0.

Pilat janë projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Pilat janë projektuar duke plotësuar të gjitha pikat e mëposhtme:

- ✓ Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me EC2)
- ✓ Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristik SLS të veprimeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- ✓ Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth) (në përputhje me EC2)
- ✓ Kontrolli i zhvendosjes maksimale në kokë të pilës;
- ✓ Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2).

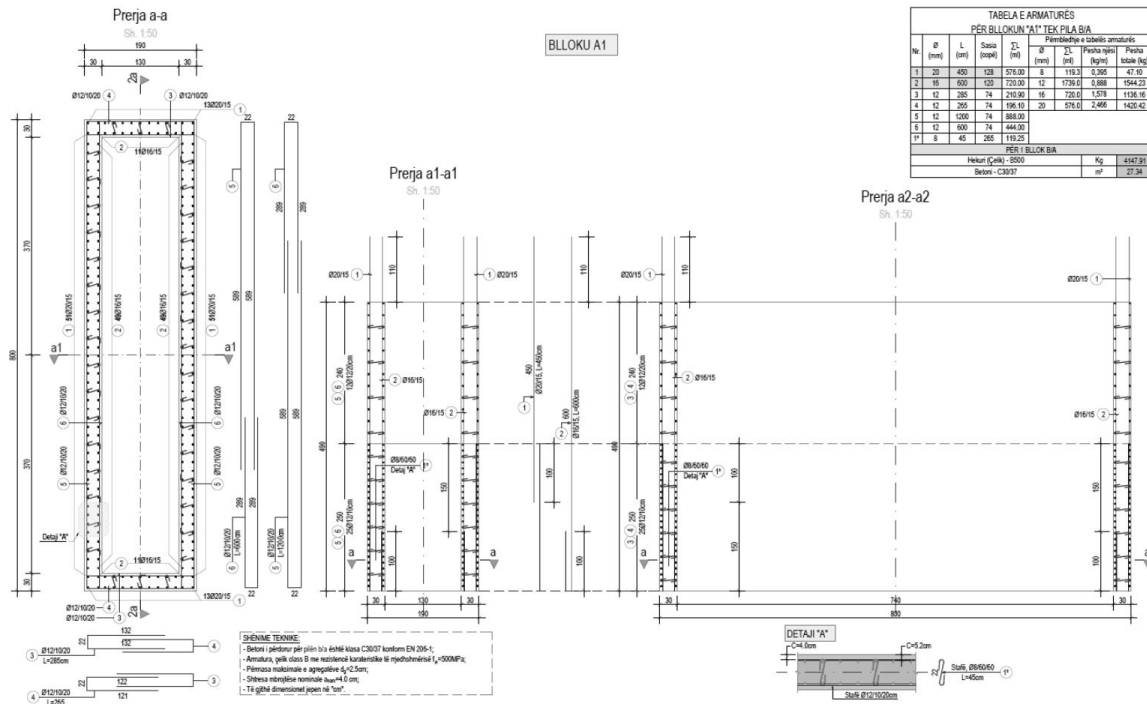


Figura 41 Armimi i bllokut A1 të pilës

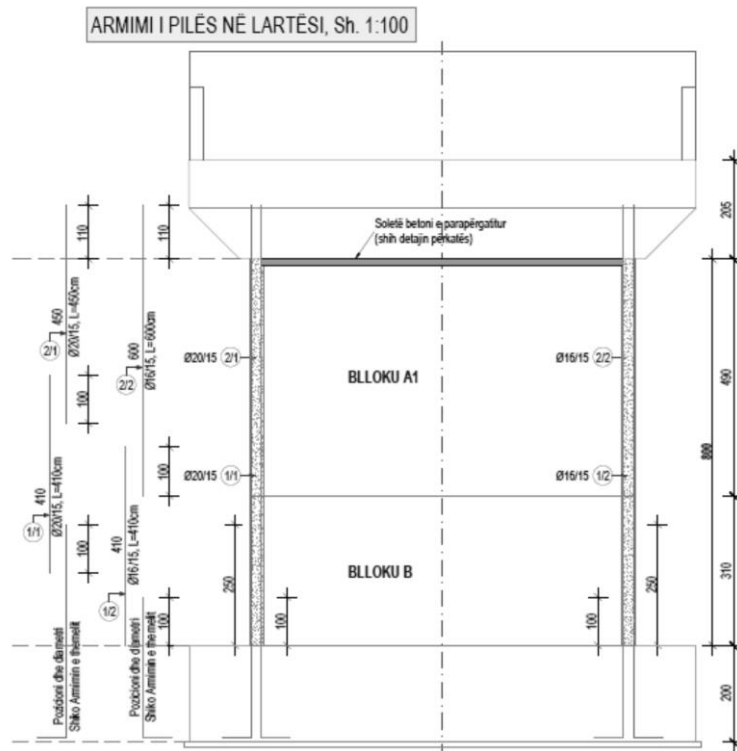


Figura 42 Armimi i pilës në lartësi (Blokut A1 dhe B)

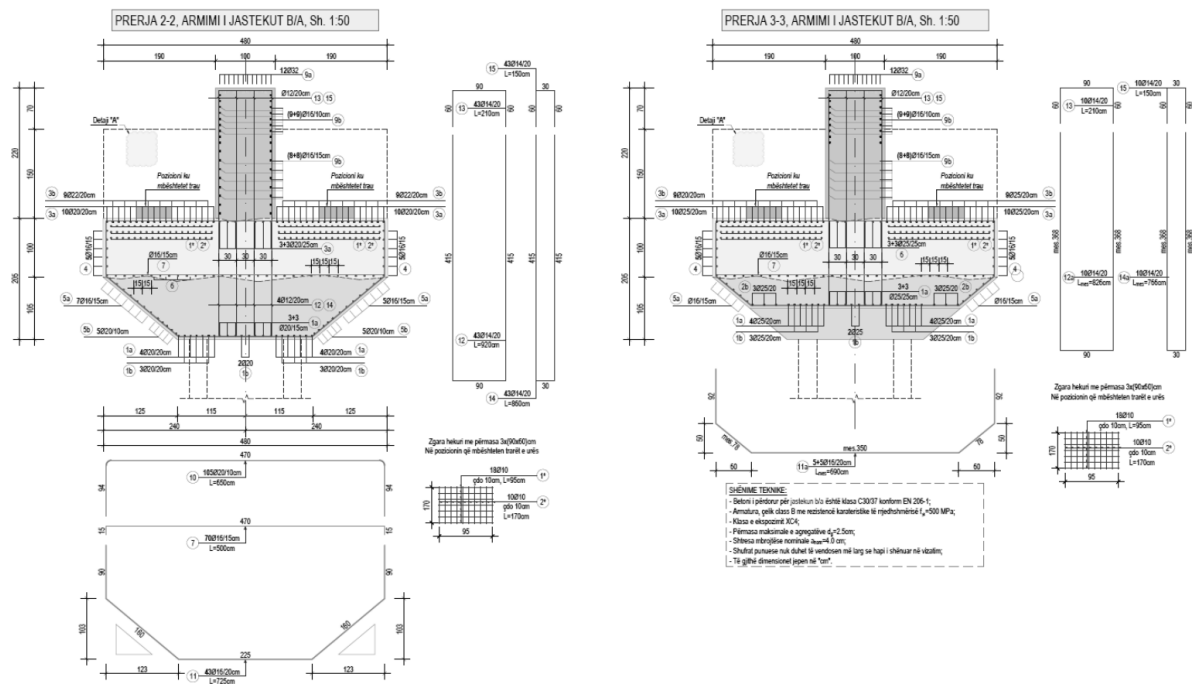


Figura 43 Armimi i seksionit tërthor të jastëkut të pilës

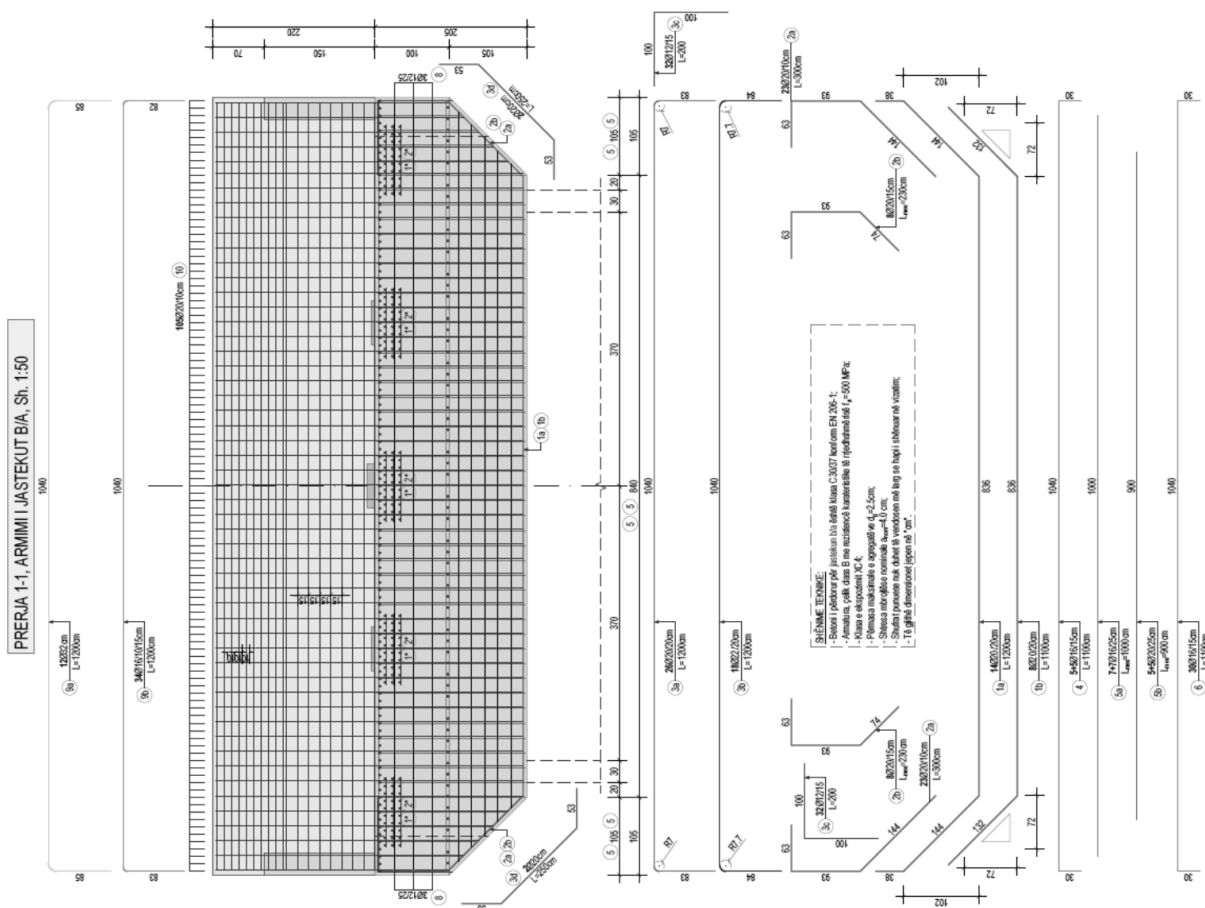


Figura 44 Armimi në gjatësor i jastëkut të pilës

8 STUDIMI I SIGURISË DHE SINJALISTIKËS RRUGORE

Studimi i sigurisë rrugore gjatë ndërtimit të urës është një proces shumë i rëndësishëm. Pasi është zgjedhur varianti përfundim nga vendimi i këshillit teknik, për ndërtimin e urës së re me 3 hapësira dritë me trarë të pasndehur 40.00m do të bëhet edhe rifreskimi i gjithë sinjalistikës rrugore në përputhje me kërkesat e Kodit Rrugor “Rregullores për Zbatimin e Kodit Rrugor” si dhe Manualit të Sinjalizimit Rrugor.

Pikat kryesore të sigurisë rrugore që do të përfshihen në këtë projekt janë:

- *Menaxhimi i trafikut gjatë ndërtimit/rehabilitimit të veprës;*

Menaxhimi i trafikut do të bëhet nga ana e kontraktorit duke krijuar një sistem menaxhimi korrekt, duke vendosur shenja paralajmëruese, shenja informuese dhe njerëz me flamuj që do të bëjnë të mundur kalimin e sigurt të mjeteve dhe njerëzve gjatë kryerjes së punimeve në veprë. Duke parë që pozicioni i veprës ndodhet në rrugë me intensitet të lartë të trafikut dhe sidomos të mjeteve të renda atëherë kontraktori duhet të vendos njerëz për menaxhimin e trafikut në hyrje dhe në dalje të veprës.

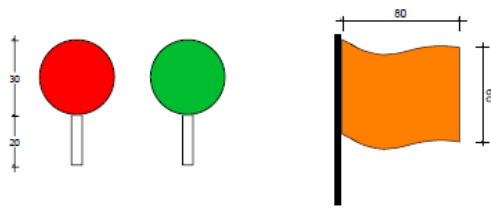


Figura 48 Pajisje për menaxhimin e trafikut

- *Vendosja e tabelave dhe elementëve që nevojiten për sigurinë në kantier;*

Gjatë kryerjes së punimeve, kontraktori duhet të marr masa gjatë fazës së ndërtimit/rehabilitimit në mënyrë që të garantoj minimizimin e pengesave dhe ndërprerjeve të rrjedhjes së trafikut dhe sigurinë rrugore. Tabelat, dritat dhe pajisjet e sigurisë duhet të vendosen në mënyrë të sigurt, për të qënë të mbrojtura nga erërat ose trafiku lëvizës. Tabelat në kantier duhet të vendosen në largësi të mjaftueshme prej punimeve, në mënyrë që të bëjë paralajmërimin e duhur për trafikun në rrezik.



Figura 49 Disa tabela dhe elementë që nevojiten për sigurinë rrugore

- *Vendosja e tabelave rrugore dhe reflektorë për përvijimin e urës;*

Në mënyrë që kalimi në urë të jetë sa më i sigurt dhe mos të paraqes rrezikshmëri për përdoruesit e saj, ura duhet të shoqërohet me disa tabela të cilat do të bëjnë të mundur

Ura e Tapizës

dallimin nga ana e përdoruesit të rrugës për masat dhe kujdesin që duhet të ketë gjatë kalimit në të.

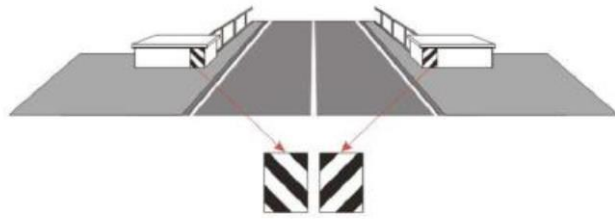


Figura 50 Sinjalistika për pengesë rrugore që tregon ngushtim karrëxhatës



Figura 51 Ndalimqarkullimi i mjeteve që kalojnë një masë/aks më të madhe seton

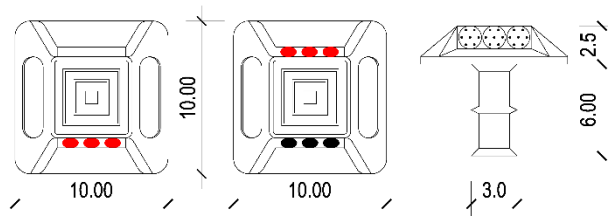


Figura 52 Reflektorë në ura

- *Vendosja e sinjalistikës vertikale tabelare lidhur me kufizimin e ngarkesave dhe dhënies së drejtës së përparësisë së kalimit;*



Figura 53 Ngushtim simetrik në të dyja anët/majtas/djathtas



Figura 54 E drejtë përparësie, në drejtimet një kalimshe të alternuara

9 METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

9.1 Të përgjithshme

Në këtë paragraf po paraqesim përshkrimin e metodologjisë së punimeve të ndërtimit të këtij objekti, ku përfshihet pozicioni i ngritjes së kantierit të ndërtimit dhe elementeve përbërës të tij. Brenda zonë së rrethimit duhet të jenë të organizuar zyrat e kontraktorit, mbikëqyrësit të punimeve, parkimet, vendet e depozitimit të materialeve, fjetoret, mensa, ambientet e tjera ndihmëse, gjeneratori, etj.

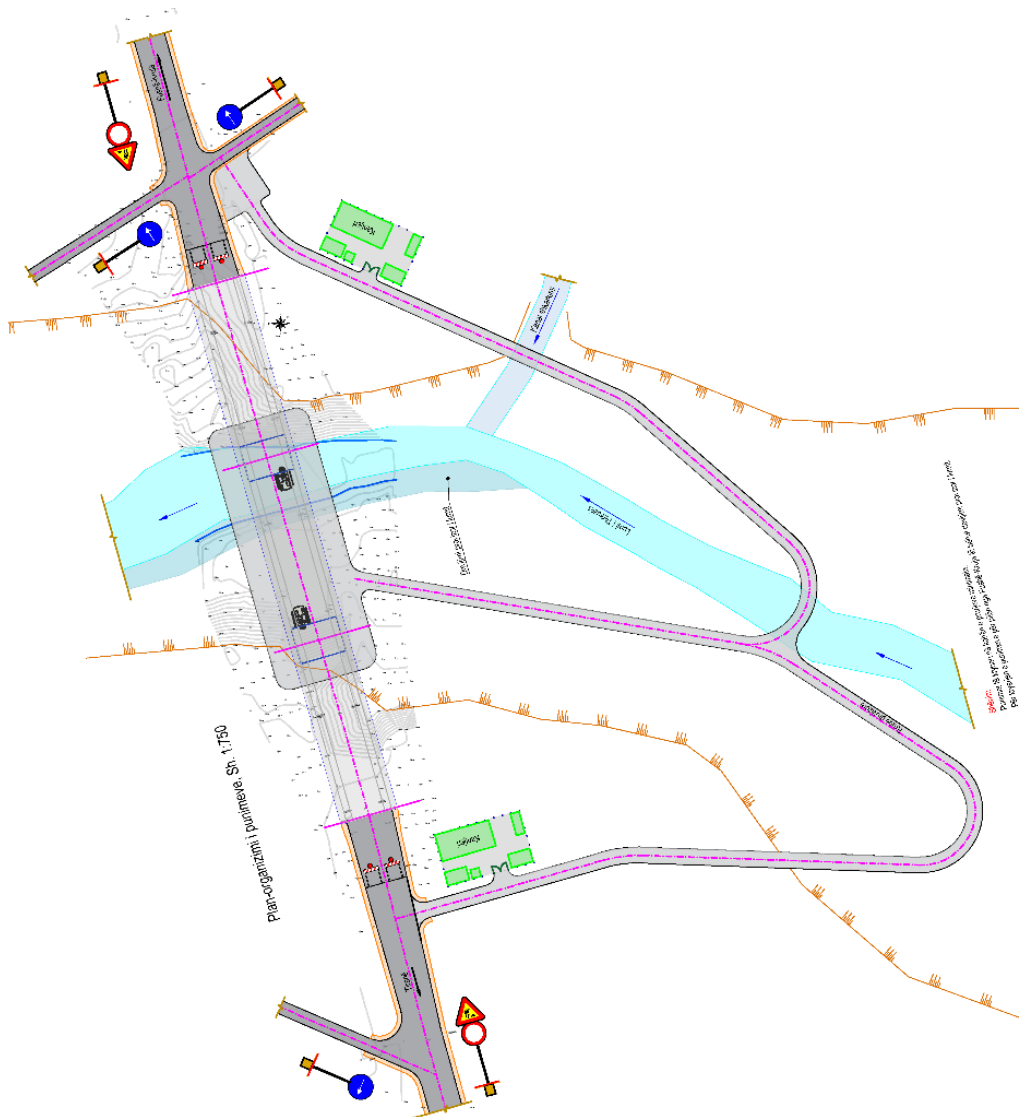


Figura 55 Plani i organizimit të punimeve

9.2 Metodologjia e ndërtimit

1. Ndërtimi i rrugëve të reja ndihmëse për kalimit e mjeteve të punës që do të duhen për ndërtimin e elementëve të rinj të urës siç janë mbështetjet e urës (Ballnat dhe pilat);
2. Prishja dhe çmontimi i gjithë mbistrukturës dhe nënstrukturës ekzistuese. Trarët ekzistuese, ata që paraqiten në gjendje të mirë mund të ripërdoren nga ana e konsulentit përkatës për vepra të tjera pasi gjendja e tyre nuk paraqitet e keqe.

3. Largimi i gjithë materialit në një vend që duhet përcaktuar më përpara nga ana e kontraktorit;
4. Pasi janë çmontuar të gjithë trarët, dhe pasi janë prishur të gjitha mbështetjet e mesit dhe ato anësore, duhet të bëhet pastrimi i shtratit të lumit në hyrje dhe në dalje të urës, nga mbeturinat dhe inertet e grumbulluara përgjatë viteve dhe zhbllokimi dhe pastrimi i hapësirave të bllokuara. Për kryerjen e këtyre punimeve, të cilat do të realizohen në kohën e prurjeve minimale, kontraktori më parë duhet të realizoj rrugët ndihmëse për futjen e makinerive e materialeve. Pastrimi dhe zhbllokimi i hapësirave do të bëhet me ekskavator një kovësh me krah të gjatë në mënyrë që mos të cenohet asnjë element i urës. Pasi është pastruar dhe larguar sasia më e madhe e materialeve, duhet bërë pastrime me mjete më të vogla dhe me krah duke arritur kuotën e parashikuar në projektin fillestar, që bën të mundur funksionimin total të hapësirave të urës.
5. Pas pastrimit fillohet me realizimin e mbështetjeve të reja të urës, ballnat dhe pilat e mesit duke respektuar të gjitha dimensionet dhe kuotat që tregohen në projekt.
6. Pas realizimit të mbështetjeve të urës, bëhet vendosja e çernierave të trarëve dhe bëhet montimi i tyre pasi janë betonuar në poligonin e ndërtuar ngjitur me urë. Montimi i trarëve do të bëhet me vinça të veçantë.
7. Pasi janë montuar trarët, bëhet betonimi i soletës b/a në kokë të tyre dhe realizimi i trotuareve anësore të urës;
8. Vendosja e shtresave rrugore mbi urë siç tregohen në projekt duke respektuar të gjithë pjerrësitë e urës.
9. Instalimi i fugave përgjatë gjithë urës siç tregohen në planimetri dhe në detajin e veçantë të fugave;
10. Instalimi i sistemit të plotë të drenazhimit dhe kullimit për largimin e ujërave të shiut, duke vendosur pileta të reja dhe largimi i ujërave do të bëhet nga mbistruktura dhe përgjatë gjithë urës dhe në fund të derdhet në pjesët anësore të urës (ballnat);

9.3 Montimi i trarëve të parapërgatitur

Shumica e elementëve të urës janë elementë b/a me beton të derdhur në vend, që do të thotë që ballnat, themelet e ballnave, pilotat poshtë themeleve, pilotat e pilave, themelit i pilave dhe pilat janë struktura që ndërtohen në vend. Elementi që do të jenë të parapërgatitur janë trarët e pasndehur ose trarët e zakonshëm, të cilët duhet të ndërtohen në poligonin e prodhimit duke u ndërtuar me kujdes, në mënyrë që të plotësojnë të gjithë kriteret e projektimit, dhe do të transportohen në kantier me anë të makinerive transportuese.

Për lartësi të pilave deri në 20.00m, montimi i trarëve bëhet duke përdorur vinça të fuqishëm dhe për pila më lartësi mbi 20.00m është parashikuar të bëhet me metodën e rrëshqitjes (*launching*) nga njëra anë ose nga të dyja anët e urës, në funksion të terrenit dhe lehtësi të ekzekutimit të procesit. Për këtë është menduar që në hyrje të urës të urave të ndërtohen sheshet e montimit të trarëve nga ku mund të bëhet montimi dhe vendosja e trarëve në pozicionin përfundimtar. Për sa i përket detajeve në fazën e montimit shiko metodologjinë e punimeve.



Figura 56 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m



Figura 57 Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m

10 RAPORTI I SHPRONËSIMEVE

Përgjatë hartimit të këtij projekti, nuk ka shpronësime pasi jemi në gjurmët e objektit ekzistues.

11 MATERIALET TË TJERA REFERUESE

Kodi Rrugor i Republikës së Shqipërisë

Rregullore për zbatimin e Kodit Rrugor (2010)

Rregulli Teknik për Projektimin e Rrugëve (RrTPRr-1), (2015)

Vëllimi 1: Udhëzuesi

Vëllimi 2: Projektimi gjeometrik

Vëllimi 3: Projektimi i dyshemesë

Vëllimi 4: Kullimi

Vëllimi 5: Urat dhe Tunelet, Pjesa I – Urat

Vëllimi 6: Sinjalistika Rrugore

Manuali i Sinjalizimit Rrugor (2007)

Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit (AQTN)

KTP - Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare

KTP-23-78 – *Urat dhe tombinot prej betoni dhe b/a në rrugët automobilistike* (1979)

KTP-N.2-89 – Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike (1989)

Eurocode 0 (EN 1990) – Bazat e projektimit strukturor

Eurocode 1 (EN 1991): Veprime mbi strukturat

Pjesa 1-1: Densitetet, pesha-vetjake dhe ngarkesat e ushtruara

Pjesa 1-3: Ngarkesat e dëborës

Pjesa 1-4: Ngarkesat e erës

Pjesa 1-5: Veprimet termike

Pjesa 1-6: Veprimet gjatë zbatimit

Pjesa 1-7: Veprimet aksidentale nga goditjet dhe shpërthimet

Pjesa 2: Ngarkesat të trafikut në ura

Eurocode 2 (EN 1992) – Projektimi i strukturave prej betoni

Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 2: Urat prej betoni – Projektimi dhe rregulla të përgjithshme

Eurocode 3 (EN 1993) – Projektimi i strukturave prej çeliku

Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 1-3: Elementët dhe llamarina me spesor të hollë të formuar në të ftohtë

Pjesa 1-4: Strukturat prej çeliku të pandryshkshëm

Pjesa 1-5: Elementët strukturorë realizuar me pllaka

Pjesa 1-7: Elementët strukturorë realizuar me pllaka plane ndaj ngarkesave tërthore

Pjesa 1-8: Projektimi i nyjeve

Pjesa 1-9: Rezistenca në lodhje

Pjesa 1-10: Fortësia e materialit dhe vetitë në drejtimin e trashësisë

Pjesa 1-11: Projektimi i strukturave me elementë të tërhequr

Pjesa 2-1: Urat prej çeliku

Eurocode 7 (EN 1997) – Projektimi gjeoteknike

Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme

Eurocode 8 (EN 1998) – Projektimi i strukturave rezistence ndaj tërmeti

Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregullat për ndërtesat

Pjesa 2: Urat

Pjesa 3: Përforcimi dhe riaftësimi i strukturave

Pjesa 5: Themelet, strukturat mbajtëse dhe aspekte gjeoteknike

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition (2007)

Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, Sixth Edition - B. Mosley, J. Bungey and R. Hulse, 2007