

Raport Teknik - Strukturat

"Ndërtim Aksi Rrugor Papër - Ura e Grykshit" - Faza 2

Faza	Projekt Zbatim
Porositës	Autoriteti Rrugor Shqiptar
Numër Reference	REF-69727-05-18-2023
Rishikuar	R00
Data	Tiranë 2024

Bashkimi Operatorëve ekonomik
PNI-2001, G&K, AbKons, GeoENG

Përfaqësues

PNI-2001 sh.p.k

Rruga Themistokli Gërmenji,
Nd. 9, H. 5, Ap.2,
Tiranë 1010

+355 68 608 03 37
pni_2001@yahoo.com

Titulli i Dokumentit: Raport Teknik - Strukturat

Faza: Projekt Zbatim
Rishikuar R00

Datë: Tiranë 2024

Titulli i Projektit: "Ndërtim Aksi Rrugor Papër - Ura e Grykshit" - Faza 2
Numri i projektit: REF-69727-05-18-2023

Hartoi: Arian Lako

Kontrolloi: Arian Lako

Datë: Tiranë 2024

Miratoi: Arian Lako

Datë: Tiranë 2024

Përveç kur ka ndonjë marrëveshje të ndryshme me Porositësin, asnjë pjesë e këtij dokumenti nuk mund të riprodhohet, të bëhet publike apo të përdoret për qëllime të ndryshme nga ato për të cilat ky dokument është hartuar. PNI-2001 nuk merr përsipër asnjë përgjegjësi në lidhje me këtë dokument, përveç përgjegjësisë ndaj Porositësit.

Shënim: Ky dokument përmban të dhëna personale të punonjësve të PNI-2001 dhe Bashkimit të operatorëve ekonomik, Përpara se të botohet apo të përhapet në çdo lloj mënyre tjetër, është e nevojshme që të merret miratimi për të apo ky dokument të bëhet anonim, përveç rasteve kur ndalohet me ligj që ky dokument të bëhet anonim.

Përmbajtja

1	TË DHËNA TË PËRGJITHSHME	1
1.1	QËLLIMI I RAPORTIT	1
1.2	PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM	2
1.3	NJËSITË	2
2	REFERENCA NORMATIVE	3
3	TË DHËNA TOPOGRAFIKE.....	4
4	TË DHËNA GJEOTEKNIKE	6
5	TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM.....	7
5.1	JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË	7
5.1.1	Kërkesat e durueshmërisë	7
5.1.2	Kushtet mjedisore	7
5.1.3	Jetëgjatësia projektuese	8
5.1.4	Përcaktimi i klasës minimale të betonit.....	8
5.1.5	Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut	9
5.2	VETITË FIZIKO – MEKANIKE TË MATERIALEVE	10
5.2.1	Klasat e betonit	10
5.2.2	Klasa e armaturës së çelikut.....	11
5.2.3	Çeliku i paranderjes	12
5.2.4	Çeliku Strukturorë	13
5.2.5	Klasa e çimentos.....	13
5.3	NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE	14
5.3.1	Pesha vetjake e elementëve (Ngarkesat e përhershme) G	14
5.3.2	Pesha vetjake e shtresave rrugore	14
5.3.3	Pesha vetjake e shtresave në urë	15
5.3.4	Pesha vetjake e trotuarëve	15
5.3.5	Pesha vetjake e traut	16
5.3.6	Pesha vetjake e soletës	17
5.3.7	Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore	18
5.3.8	Materiali mbushës në elementët vertikal mbajtës.....	19
5.3.9	Presioni i dheut në anë të ballnave dhe mureve	19
5.3.10	Bazamenti i strukturave mbajtëse.....	19
5.3.11	Veprimet sizmike.....	20
5.3.12	Veprimet vertikale të trafikut (ngarkesat e përkohshme) Q	22
5.3.13	Veprimet gjatë zbatimit	24
5.3.14	Veprimet aksidentale (goditja e mjeteve në mbistrukturë).....	24
5.3.15	Veprimet horizontale të trafikut	25
5.3.16	Kombinimi i veprimeve.....	26
5.4	TË DHËNAT PËR MURET TERRAMESH.....	29
5.4.1	Të përgjithshme	29
5.4.2	Kërkesat e projektimit	29
5.4.3	Kushtet e projekti	29
5.4.4	Procedura e instalimit	29
5.4.5	Përgatitja e themelit	29

5.4.6	Referencat për muret terramesh.....	29
5.4.7	Sistemi i instalimit	30
5.4.8	Shpërndarje dhe ngjeshja e materialit mbushës	31
6	LLOGARITJET STRUKTURE	33
6.1	TË PËRGJITHSHME	33
6.2	URAT DHE VIADUKTET	33
6.2.1	Të përgjithshme	33
6.2.2	Metodologjia e kryerjes së analizës	35
6.2.3	Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare	36
6.2.4	Modelimi kompjuterik	36
6.2.5	Analiza Modale	37
6.2.6	Llogaritja e mbistrukturës.....	37
6.2.7	Llogaritja e nën-strukturës	38
6.3	MBI-KALIME (KATEGORIA F1)	41
6.3.1	Të përgjithshme	41
6.3.2	Metodologjia e kryerjes së analizës	43
6.3.3	Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare	44
6.3.4	Modelimi kompjuterik	44
6.3.5	Analiza Modale	45
6.3.6	Llogaritja e mbistrukturës.....	45
6.3.7	Llogaritja e nën-strukturës	46
6.4	NËN-KALIME (KATEGORIA F2) dhe BUJQËSORE	49
6.4.1	Të përgjithshme	49
6.4.2	Të dhënat për projektim	49
6.4.3	Të dhënat gjeoteknike	49
6.4.4	Koncepti projektues dhe sistemet referuese	50
6.4.5	Metoda e analizës.....	50
6.4.6	Analiza dhe rezultatet e llogaritjeve	50
6.5	MURE MBAJTËS DHE PRITËS PREJ BETONI;	53
6.5.1	Të përgjithshme	53
6.5.2	Analiza dhe llogaritjet.....	54
6.6	MURE MBAJTËS ME DHE TË PËRFORCUAR;.....	55
6.6.1	Të përgjithshme	55
6.6.2	Analiza dhe llogaritjet.....	55
6.7	MURE MBAJTËS ME BLOQE GABIONI;.....	57
7	ELEMENTË TË TJERË	59
8	MONTIMI I STRUKTURAVE PARAFABRIKAT	60
9	MATERIALET TË TJERA REFERUESE	61

1 TË DHËNA TË PËRGJITHSHME

1.1 QËLLIMI I RAPORTIT

Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur të dhënat që janë marrë në konsideratë dhe rrugën që është ndjekur për projektimin e strukturave mbajtëse dhe projektimin e elementëve strukturorë të tyre që do të bëjnë pjesë e këtij projekti dhe që do të shtrihen përgjatë gjithë aksit të tij. Strukturat mbajtëse që janë përdorur në këtë projekt janë të tipeve të ndryshëm, përcaktimi i llojit të tyre është bërë duke u bazuar në disa faktorë.

Nevoja e projektimit të këtyre strukturave lindi si pasojë e pranisë së objekteve të banimit apo shërbimeve të tjera publike e private në prani të autostradës apo si pasojë e realizimit me ekonomike të trupit të rrugës së re. Terreni është përgjithësisht i sheshtë pa thyerje të konsiderueshme dhe i karakterizuar nga një pjerrësi e lehtë, siç dhe shihet nga studimi topografik. Strukturat mbajtëse do të realizohen me disa teknologji të cilat janë miqësore me mjedisin dhe me materiale të zgjedhura nga ana estetike si dheu i përforcuar por do të ketë dhe mure mbajtës tradicional me betonarme dhe betoni, por edhe mure me blloqe gabioni, të cilat realizohen në vend dhe elementë të tjerë mbajtës të dimensionuar sipas normave të kohës të projektimit që do të kenë për qëllim transferimin e ngarkesave dhe veprimeve të jashtme në terrenin ekzistues pa cenuar stabilitetin pjesor dhe global të terreni dhe trupit të rrugës së re. Në çdo rast për secilën nga strukturat mbajtëse që do të përdoren në kuadër të këtij projekti, gjatë procesit të punimeve të gërmimit të ndërtimit duhet të verifikohen të dhënat gjeologjike dhe të krahasohen me ato të dhëna në raportin gjeologjik në mënyrë që të jemi në rregull me të dhënat që janë marrë parasysh në llogaritje.

Faktorët që janë marrë në konsideratë në përcaktimin e strukturave mbajtëse dhe për projektimin e elementëve strukturorë të tyre janë të paraqitur si më poshtë:

- Projektimi Gjeometrik i rrugës;
- Rilevimi Topografik i zonës;
- Studimi Hidrologjik;
- Studimi Gjeoteknike dhe Gjeologjik;
- Lidhja e rrugëve ekzistuese me rrugën e re;
- Lehtësimi i kalimeve për banorët e zonave përreth objektit;

Për përcaktimin e saktë të pozicionit të strukturave të reja, duhet të shikohet dhe projekti i rrugës (planimetria), profili gjatësor dhe profilet tërthore (shiko vizatimet për me shumë detaje).

1.2 PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM

Në hartimin e projekt zbatimit të rrugës “Elbasan Lekaj”, janë përdorur një numër i madh i strukturave mbajtëse, kjo për shkak të akseve të rinj të zgjedhur, me të cilët është projektuar rruga por edhe si pasojë e rievimit topografik që ka zona në të cilët kalojnë akset e propozuar.

Në funksion të kategorisë së rrugës së re, pozicionit të aksit, parametrave gjeometrik të rrugës dhe bazuar në faktorët që përmendëm më lart, është e domosdoshme përdorim dhe vendosja e shume vepra të artit që të kemi një rrugë sipas standardeve të kërkuar. Veprat e artit më të përdorshme që janë vendosur përgjatë rrugës janë:

- Ura dhe Viadukte me hapësira të ndryshme me trarë të pasndehur;
- Mbi-kalime në rrugën e re të kategorisë F1;
- Nën-kalime në rrugën e re të kategorisë F2;
- Nën-kalime bujqësore në rrugën e re, për kalimin e mjeteve bujqësore;
- Mure mbajtës dhe pritës, betonarme dhe masiv;
- Muret mbajtës me dhe të përforcuar (sistemi Terramesh);
- Muret mbajtës me blloqe gabioni;
- Tombino drejtkëndorë dhe rrethore që do të shërbejnë për kalimin e rrugës nëpër përrenj ose lumenj të vegjël, si nënkalmi për njerëzit apo kanale vaditëse;

1.3 NJËSITË

Sistemi i njësive që do të përdoret në llogaritjet dhe projektimin e strukturave mbajtëse është sistemi S.I. Më poshtë janë dhen 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 truallit | m/s ² , g (= 9,81 m/s ²); |

2 REFERENCA NORMATIVE

Për projektimin e elementëve strukturorë të veprave të artit u shfrytëzuan:

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

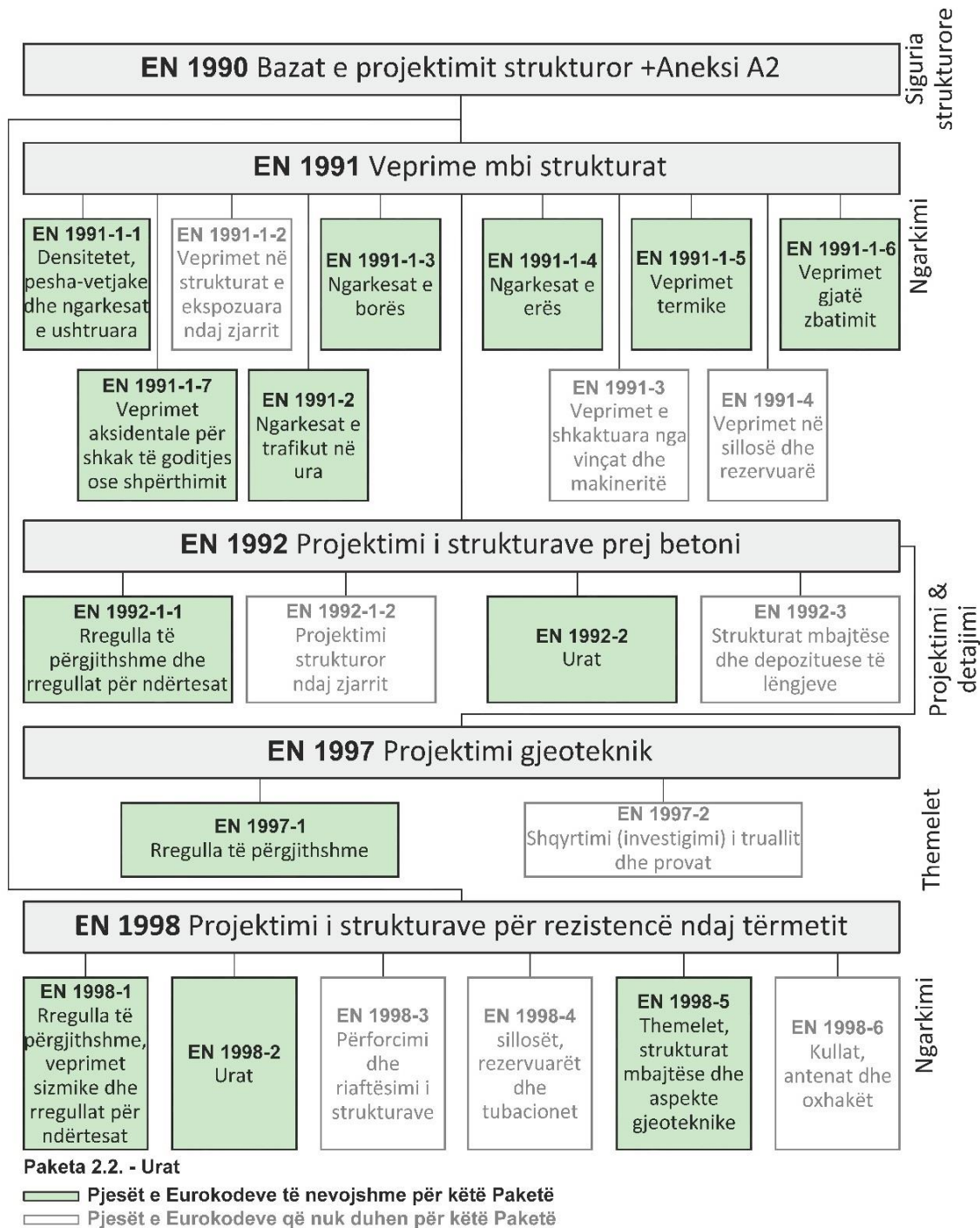


Figura 2-1 Paketa 2/2 e Eurokodeve – Pjesët që nevojiten për projektimin e urave betonarme

3 TË DHËNA TOPOGRAFIKE

Studimi topografik konsiston në rievimin e gjendjes ekzistuese të aksit të ri të rrugës së re dhe zonës përreth. Të dhënat topografike që u përdoren në këtë raport u morën nga studimet topografike të kryera në vendin ku do të kalojnë akset e rinjë të rrugës së propozuar. Më poshtë është paraqitur gjurma e përgjithshme e rrugës dhe rievimi topografik i gjithë zonës në të cilën do ta kalojnë akset e rrugës:

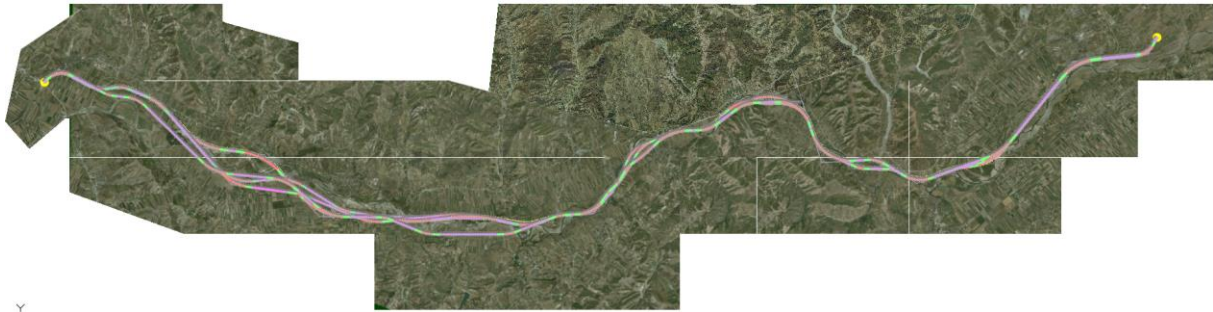


Figura 3-1 Planimetria e përgjithshme e rrugës



Figura 3-2 Plani i përgjithshëm i studimit topografik të zonës

Për më shumë informacione në lidhje me studimin topografik të zonës në fjalë, të shikohet raporti topografik dhe vizatimet e studimit topografik ku janë paraqitur të dhënat topografike të zonës në fjalë.

Raporti Topografik

"Ndërtim Aksi Rrugor Elbasan - Papër" - Faza 1

Faza	Projekt Zbatimi
Porositës	Autoriteti Rrugor Shqiptar
Numër Reference	REF-69727-05-18-2023
Rishikuar	R00
Data	Tiranë 2024

Figura 3-3 Raporti referues në lidhje me Rilevimin Topografik të zonës në studim

Shënim: Për më shume informacione në lidhje me rilevimin topografik të zonës, shiko studimin përkatës.

4 TË DHËNA GJEOTEKNIKE

Të dhënat gjeoteknike që janë përdorur në këtë raport janë marrë duke u bazuar në studimin gjeologjik të hartuar në zonën në fjalë. Qëllimi i këtij studimi gjeologjik është njohja e ndërtimit gjeologo - litologjik të zonës së propozuar për ndërtimin e rrugës së re dhe vlerësimi i vetive fiziko – mekanike të dherave, të ndarë me shtresa, vrojtimi i fenomeneve negative fiziko – gjeologjike, brenda territorit të sheshit të ndërtimit dhe për rreth tij, si dhe të dhëna mbi ujërat nëntokësorë. Nga të dhënat e studimit do marrim karakteristikat mekanike të shtresave përbërëse të terrenit ekzistues si dhe kategorinë e truallit sipas tipit që jepet në tab.3.1 tek EN 1998-1.

Për më shumë informacione në lidhje me studimin gjeologjik të zonës në fjalë, të shikohet raporti gjeologjik dhe vizatimet e studimit gjeologjik ku janë paraqitur të dhënat gjeologjike të zonës në fjalë dhe të dhënat që nevojiten për projektimin e strukturave mbajtëse.

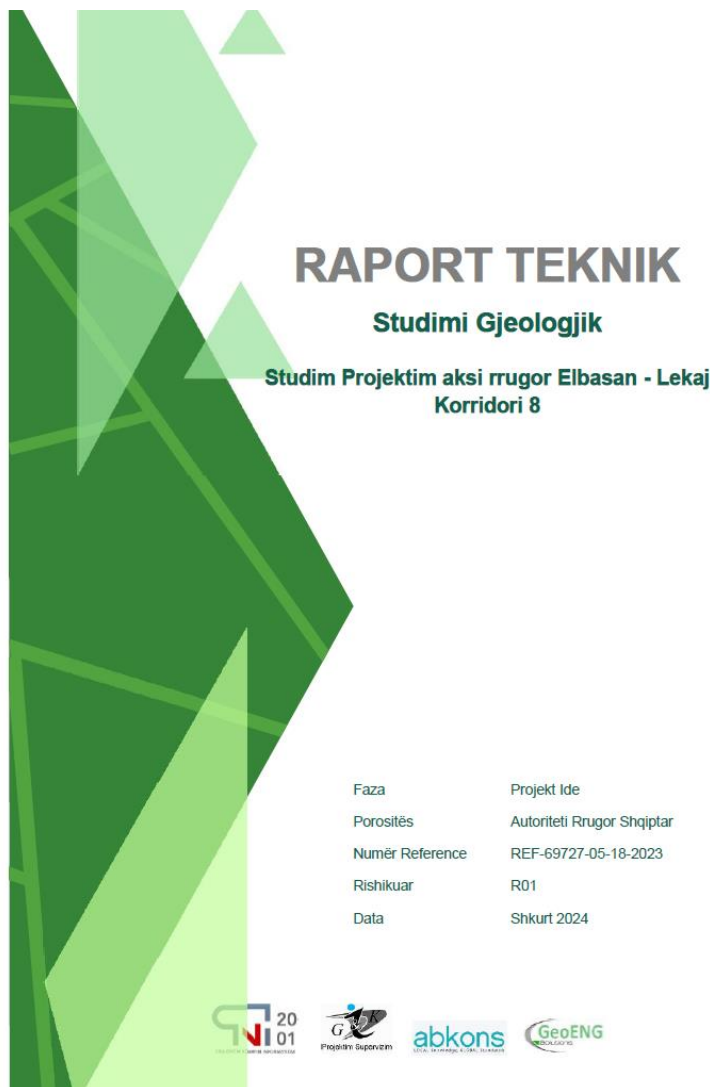


Figura 4-1 Studimi Gjeologe – Inxhinierike

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me kushtet gjeologo – inxhinierike të sheshit të ndërtimit, shiko studimin përkatës.

5 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM

5.1 JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË

5.1.1 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 gërryerjeve 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.

5.1.2 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 ujin, 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).
- XF2 Ngopje e moderuar me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (sulm ngrirje/shkrirje).

Sipas EN 1992-1, 4.4.1.2(12): Kur pritet sulm ngrirje/shkrirje ose kimik mbi betonin (klasat XF dhe XA), pritet 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.***

5.1.3 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.

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, struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura monumentale, urat dhe struktura të tjera të inxhinierisë civile

Figura 5-1 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikativë të jetëgjatësisë projektuese

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

5.1.4 Përcaktimi i klasës minimale të 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 5-2 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).

5.1.5 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut

Trashësia e betonit nga faqja e jashtme e elementit strukturorë deri në pjesën që takohet shufra e çelikut është një element mjaft i rëndësishëm për jetëgjatësinë e elementit.

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:

$c_{min,b}$ = diametri i shufrës (përmasa maksimale e agregatëve ≤ 32 mm)

Në rastin tonë, vlera e $c_{min,b}$ është: 20mm

$c_{min,dur}$ 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: 30mm (për Klasë Strukturore S4 dhe klasë ekspozimi XS1). 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.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \Delta c_{dev} = 10 \text{ mm (vlerë e rekomanduar 4.4.1.3 (1)P)}$$

Përfundimisht: $c_{nom} = 45$ mm për elementët e strukturave mbajtëse. (Nëse është përdorur armim me diametër më të vogël se 30mm atëherë vlera e shtresës mbrojtëse mund të reduktohet me 5mm, : $c_{nom} = 40$ mm).

5.2 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).

5.2.1 Klasat e betonit

Klasat e betonit C25/30, C30/37, C35/45 dhe C40/45 janë përdorur për disa elementë strukturorë të urës (*shih elementët strukturorë përkatëse*).

Zgjedhja e klasës së betonit është bërë dukë u bazuar mbi:

- *Klasat indikativë të rezistencës së betonit nga Eurocode 2 dhe Eurocode 8, minimi i kërkesave është dhënë në paragrafin e mësipërm;*
- *Projektimi paraprakë strukturorë që çon në optimizimin e përdorimit të materialeve.*

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

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

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

Karakteristikat e betonit C35/45

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)
35	1.5	23.333	3.2	1.27	0.22	0.35	24	43	2	34.0

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

Figura 5-3 Karakteristikat e klasave të betoneve

*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:

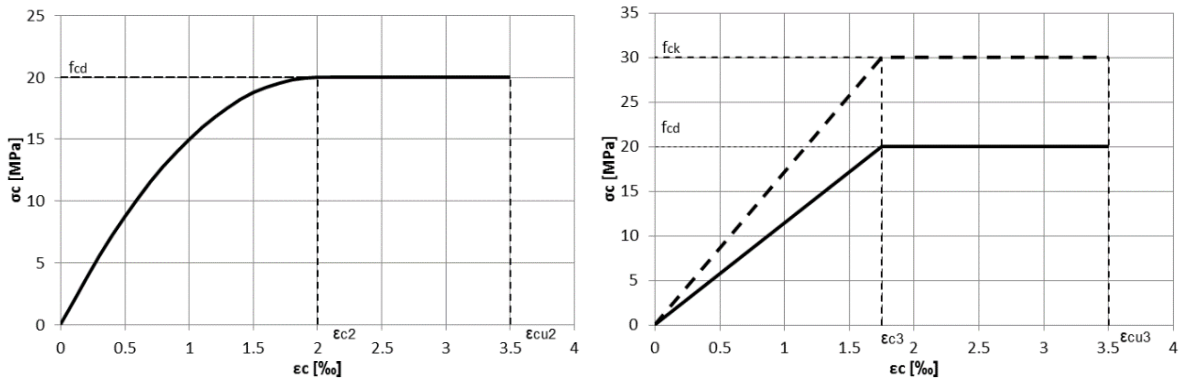


Figura 5-4 Diagramat sforcim – deformim për betonin

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.

5.2.2 Klasa e armaturës së 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
Devijimi maksimal nga masa nominale (Shufër individuale ose telit) (%)	Madhësia nominale e shufrës (mm)							5.0
	≤ 8	± 6.0						
	> 8	± 4.5						

Figura 5-5 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 përshkruara 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

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

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

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

$$\gamma_s = 1.15$$

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

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

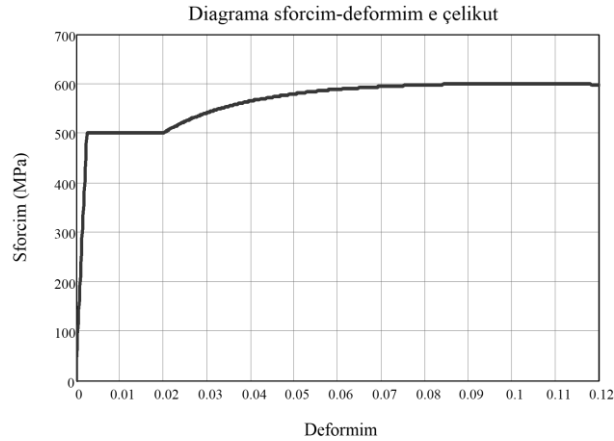


Figura 5-6 Diagrama reale e Çelikut B500b (S500)

5.2.3 Çeliku i paranderjes

Çeliku i paranderjes që është përdorur për trarët e urës është me karakteristikat:

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)

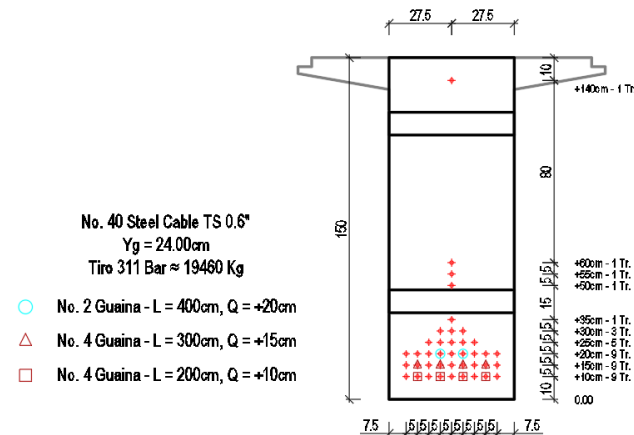


Figura 5-7 Paraqitja e kavove në traun e parandehur

5.2.4 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:

Figura 5-8 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.

5.2.5 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);

5.3 NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE

Ngarkesat dhe Veprimet mbi të cilat janë llogaritur elementët strukturorë të strukturave që do vendosen në rrugën e re janë paraqitur si më poshtë.

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 tkurria e betonit dhe cedimet jo të njëtrajtshme;
- **Veprime të ndryshueshme (Q)**, p.sh: ngarkesat e ushtruara në mbi strukturë, trarë;
- **Veprimet e erës ose ngarkesat e dëborës;**
- **Veprime aksidentale (A)**, p.sh: veprimet sizmike, shpërthimet ose goditjet nga automjetet;

5.3.1 Pesha vetjake e elementëve (Ngarkesat e përhershme) G

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 volumore e betonit të armuar e përdorur për llogaritjen e strukturave mbajtës b/a marrë 23.56kN/m^3 ndërsa pesha volumore e betonit C25/30 e përdorur për llogaritjen e mureve është marrë 24kN/m^3 . Pesha volumore e materialit mbushës së gabioneve e përdorur në llogaritje është 18kN/m^3 .

5.3.2 Pesha vetjake e shtresave rrugore

Më poshtë jepen paketa bazë e shtresave rrugore që përdoren në pjesën kaluese:

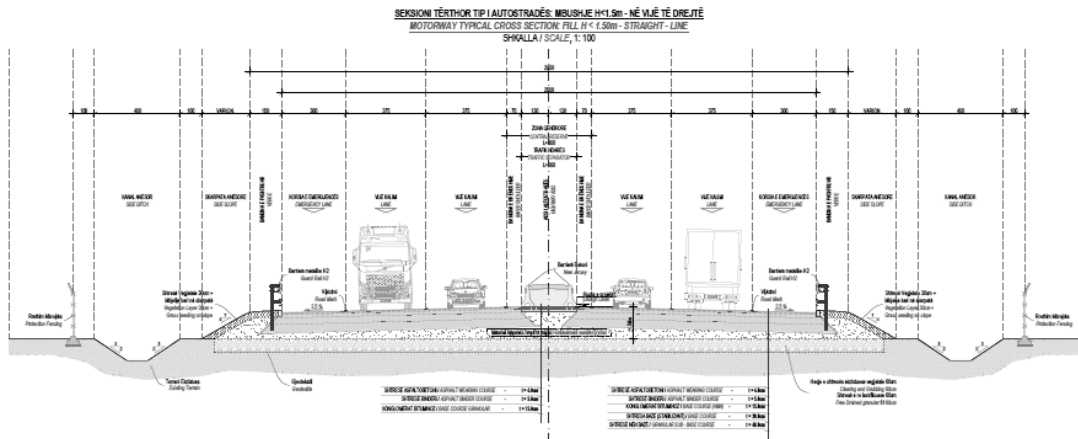


Figura 5-9 Detaj i paketës së shtresave rrugore

Llogaritja e shtresave rrugore do të jetë si më poshtë:

Tipi i shtresave	γ	trashësi	Pesha
	(kN/m^3)	(m)	(kN/m^2)
Shtresë asfaltbetoni	25	0.04	1.00
Shtresë binderi	24	0.05	1.20
Konglomerat bituminoz	24	0.15	3.60
Shtresë bazë stabilizanti	20	0.30	6.00
Shtresë nënbazë, Çakëll ose zhavorr	18	0.40	7.20
SHUMA (kN/m^2) =			19.00

5.3.3 Peshat vetjake e shtresave në urë

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

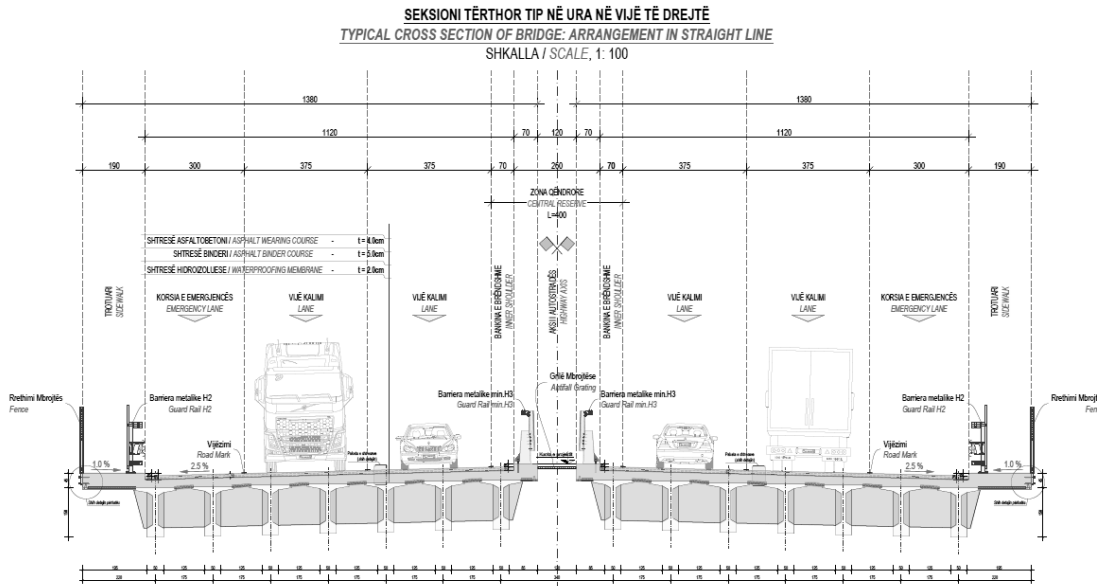


Figura 5-10 Detaj i paketës së shtresave në urë

Llogaritja e shtresave në urë:

Llojet e shtresave	γ	trashësi	Pesha
	(kN/m^3)	(m)	(kN/m^2)
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Hidroizolim	18	0.02	0.36
Shtresë betoni në të ardhmen	25	0.05	1.25
SHUMA (kN/m^2) =			4.05
Koeficienti që merr parasysh që shtresat e urës do të ndërrohen ose jo në të ardhmen:			1.2
* - peshat specifike e materialeve janë marrë nga Tabela A.1, EN1991, Pjesa 1-1			

5.3.4 Peshat 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 pjesës kaluese, guardreili metalikë;
- Shtresat e trotuarit;
- Peshat vetjake e handreilit (Pamaku metalik anësorë);

5.3.5 Pesha vetjake e traut

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

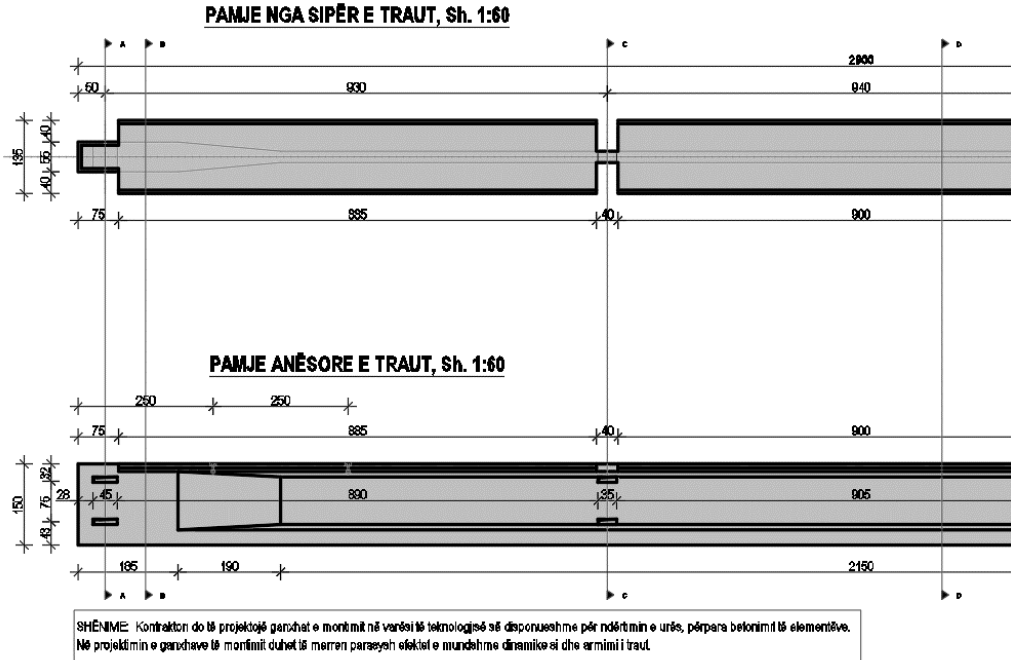


Figura 5-11 Profili gjatësor i traut

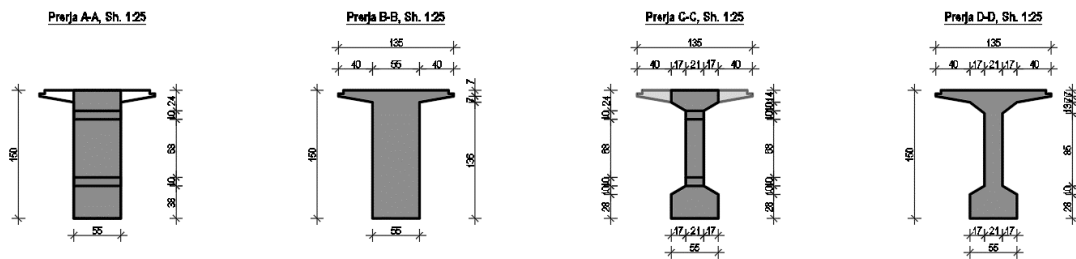


Figura 5-12 Seksionet tip të traut në gjithë gjatësinë

Llogaritjet:

Seksioni	A	L	V	Y*	Pesha
	(m ²)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
Sek 1-1	0.900	3.70	3.33	25.00	83.25
Sek 2-2	0.700	3.80	2.66	25.00	66.50
Sek 3-3	0.600	21.50	12.90	25.00	322.50

$$\begin{aligned} \text{Pesha totale e traut: } & \mathbf{g_{trau} \text{ (kN)}} & = & \mathbf{42.25} \\ \text{Pesha e traut për 1ml: } & \mathbf{g_1 \text{ (kN/m)}} & = & \mathbf{16.28} \end{aligned}$$

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

5.3.6 Pesha vetjake e soletës

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

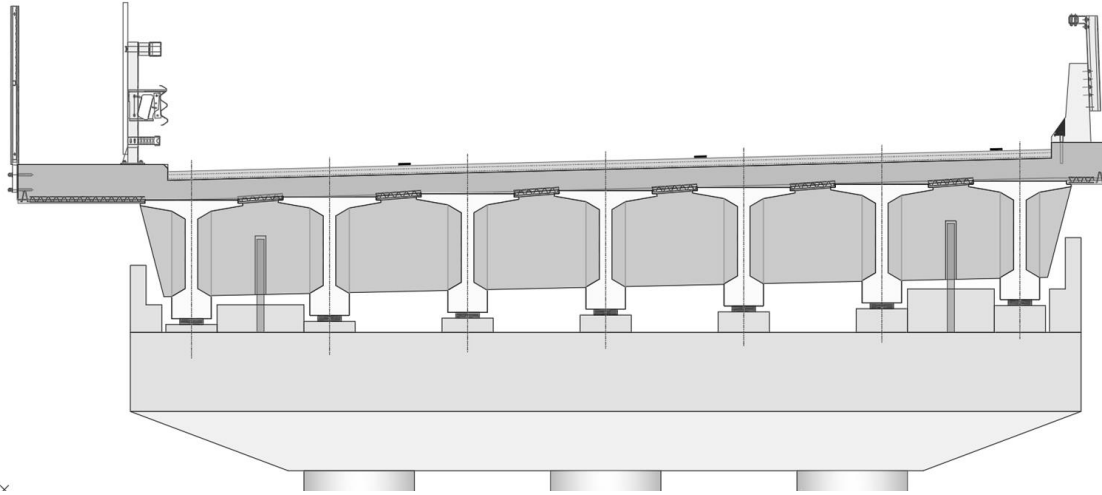


Figura 5-13 Prerja tërthore e soletës

Të dhënat:

$h_{s,th}$	0.25	(m)	Trashësia e soletës që derdhet në vend
$h_{s,Lidhjes}$	0.05	(m)	Trashësia e soletës kallëp (soletkat)
$L_{s,ta}=d_{Kon}+0.5xd_{Tra}$	2.00	(m)	Gjerësia e soletës për traun e anës
$L_{s,tm}=d_{Tra}$	1.75	(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	=	10.94	(kN/m)
Pesha e soletës në ml, për traun e mesit:	g₂	=	12.50	(kN/m)

5.3.7 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 vetëm në mbështetje, metoda e llogaritjes së koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar “metoda e levës”, siç tregohet në figurën e mëposhtme.

Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera:

W	=	13.80	(m)	(Gjerësia e urës)
d	=	1.75	(m)	(Distanca aksiale ndërmjet trarëve)
n	=	7.00	(copë)	(Numri i trarëve)
L _r	=	2.00	(m)	(Distanca ndërmjet gomave në drejtimin tërthorë)
TRO	=	1.90	(m)	(Distanca që del trotuari nga trau anësorë)
E	=	0.50	(m)	(Hapësira ndërmjet gomës dhe bordurës së trotuarit)
G	=	-0.125	(m)	(Distanca nga aksi i traut të anës deri kur mbaron trotuari)
a ₁	=	10.50	(m)	
a ₂	=	7.00	(m)	
a ₃	=	3.50	(m)	

Ordinata e vijës influente do të përcaktohet si në figurat e paraqitura më poshtë.

Koeficienti i shpërndarjes tërthore do të jetë si shumë ordinatash për secilën forcë:

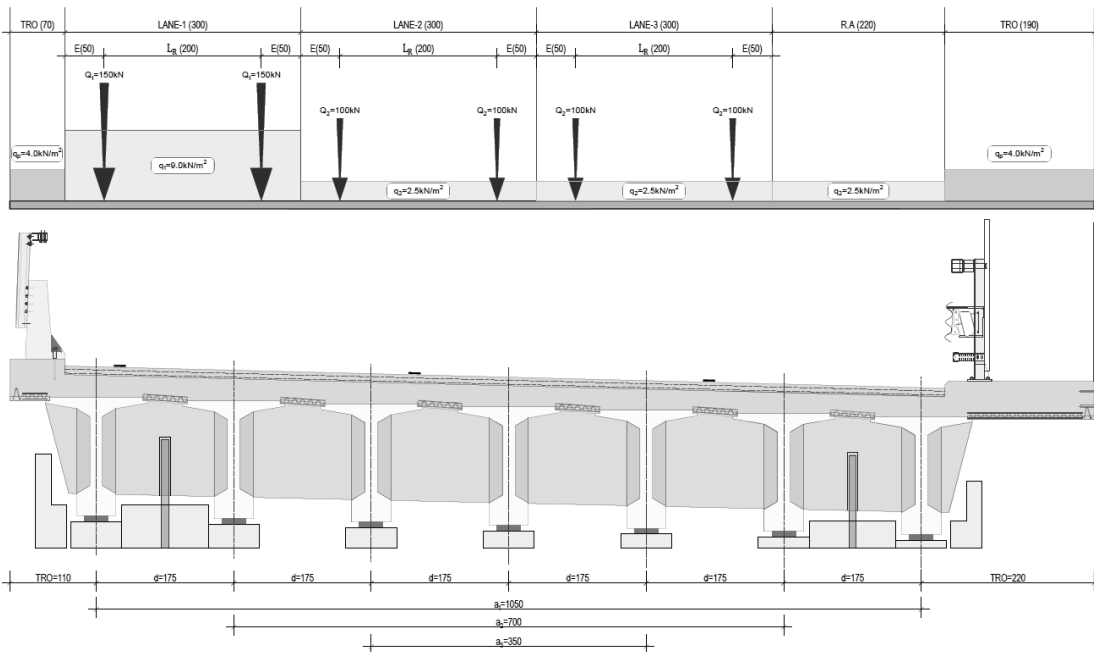


Figura 5-14 Përcaktimi i koeficientit të shpërndarjes tërthore sipas dy rasteve të ngarkimit

5.3.8 Materiali mbushës në elementët vertikal mbajtës

Muret Terramesh apo toka e armuar, është e përbërë nga disa rreshta me lartësi 60cm, rreshtat konsistojnë të përbërë nga materiali mbushës me karatekristikat e treguara më poshtë si dhe me zgarën e çelikut nën këtë mbushje. Për më shumë informacione në lidhje më metodikën e zbatimit të punimeve të mureve Terramesh, duhet të shikohen manuale e tipeve të mureve Terramesh ose specifikimet Teknike të materialeve përkatëse.

Në të gjitha rastet e mureve të marrë në llogaritje, materiali mbushës që do të përdoret si material mbushës, do të jetë zhavorr i kompaktuar me tregues të konsistencës të lartë dhe sipër tyre do të vendosen shtresat e rrugës.

Më poshtë janë treguar karakteristikat e mbushjes së përdorur, të cilat dhe janë marrë në konsideratë në llogaritjen e mureve Terramesh.

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$	Pesha vëllimore;
$\varphi = 35^\circ$	Këndi i fërkimit të brendshëm;
$\varphi_f = 21^\circ$	Këndi i fërkimit ndërmjet themelit dhe terrenit;
$C = 0 \text{ kPa}$	Kohezioni;

Ky material është konsideruar pa kohezion. Presioni aktiv i dheut është llogaritur me metodën e Coulomb-it ndërsa presioni pasiv me metodën e Caquot-Kerisel.

5.3.9 Presioni i dheut në anë të ballnave dhe mureve

Materiali që do të përdoret për mbushje mbrapa murit vertikal do të jetë zhavorr i ngjeshur me tregues të lartë të konsistencës dhe sipër tij do të vendosen soleta b/a siç tregohet në vizatime dhe sipër saj paketa e shtresave rrugore.

Më poshtë janë paraqitur karakteristikat e marra në konsideratë në llogaritje:

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$	Pesha vëllimore;
$\varphi = 35^\circ$	Këndi i fërkimit të brendshëm;
$\varphi_f = 21.00^\circ$	Këndi i fërkimit ndërmjet themelit dhe terrenit;
$C = 0 \text{ kPa}$	Kohezioni;

Ky material është konsideruar pa kohezion. Presioni aktiv i dheut është llogaritur me metodën e Coulomb-it ndërsa presioni pasiv me metodën e Caquot-Kerisel.

Muri vertikal duhet të pajiset 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 nëntokësore është konsideruar poshtë nivelit të murit dhe nuk është marrë në konsideratë në llogaritje (shih vizatimet për më shumë informacione).

5.3.10 Bazamenti i strukturave mbajtëse

Në modelet llogaritëse bazamenti në të cilën do të mbështeten themelet e mureve, është marrë me karakteristikat e treguara në studimin gjeologjik. Bazamenti duhet të ketë aftësi mbajtëse (capacity bearing R) siç shpjegohet në paragrafët e mëposhtëm dhe në shënimet në fletët e vizatimeve.

5.3.11 Veprimet sizmike

5.3.11.1 Të përgjithshme

Për të përcaktuar forcat sizmike që vepron në elementët strukturorë të veprave të artit, është e domosdoshme që të llogariten masat sizmike, të cilat dalin nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme që veprojnë në strukturë.

5.3.11.2 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.

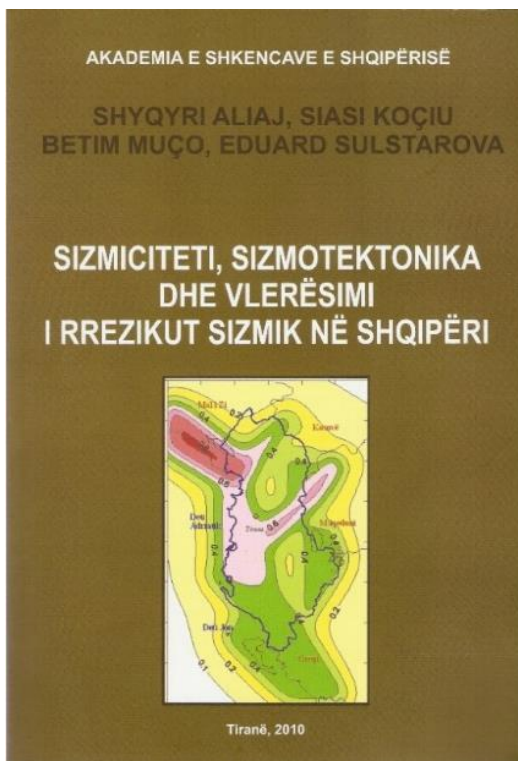


Figura 5-15 Kapaku e botimit të referuar

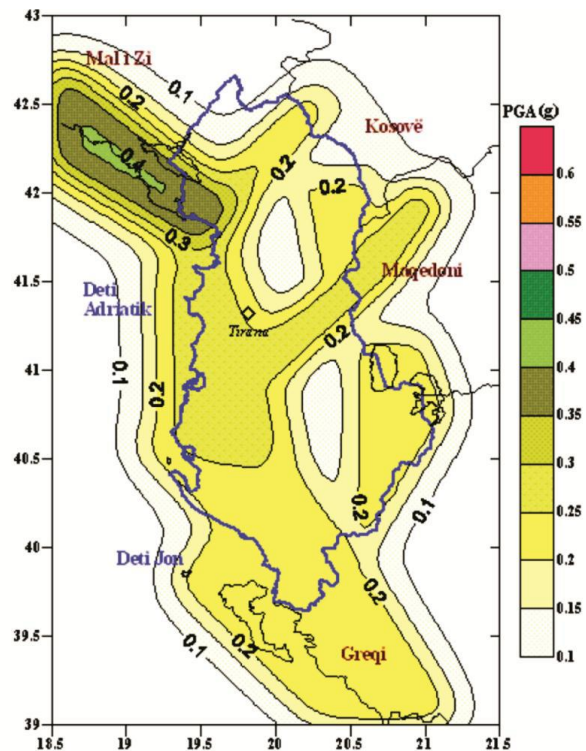


Figura 5-16 Harta sizmike e Shqipërisë

Shpejtimi maksimal i truallit referencë është sipas zonave përfaqësuese:

Zonat e Banuara	PGA							
	41.12	20.05	10%/10	0.162	0.375	0.21	0.102	0.044
Elbasan	41.12	20.05	10%/50	0.296	0.727	0.435	0.222	0.098
			10%/10	0.142	0.34	0.181	0.09	0.038
Peqin	41.03	19.73	10%/50	0.274	0.647	0.377	0.184	0.083
			10%/10	0.141	0.338	0.179	0.09	0.038
Rrogzhinë	41.08	19.64	10%/50	0.274	0.645	0.377	0.194	0.083
			10%/10	0.141	0.338	0.179	0.09	0.038

Vlerat e paraqitura në tabelën e mësipërme, janë për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknike, 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 koef. reduktimi sipas Kodit Italian për mure të cilat lejojnë spostime.
- $S=1.15$ është parametër i truallit i cili sipas EN 1998-1, kapitulli 3.2.2.2 për truall tipi C.
- R është koeficienti 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).

Vlera e k_h për këtë projekt për llogaritjen sizmike të mureve mbajtës është **0.16** ndërsa vlera k_v në drejtimin vertikal është **0.08**, ndërsa për muret gravitacionale vlera e k_h për këtë projekt për llogaritjen sizmike është **0.0765** ndërsa vlera k_v në drejtimin vertikal është **0.025**.

Kombinimi i veprimeve (Ref. EN 1998-5). Metoda e përdorur për llogaritjen sizmike është sipas Mononobe-Okabe.

5.3.11.3 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.

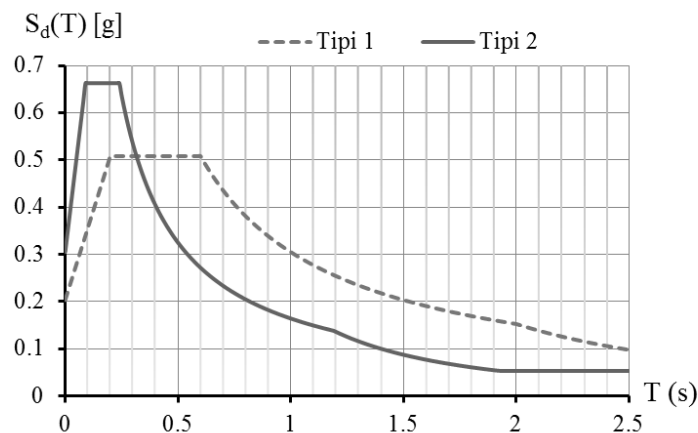


Figura 5-17 Spektrat projektues të reagimit

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.

5.3.11.4 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 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.

5.3.11.5 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):

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{E_{dy}} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{E_{dy}} "+" 0,30E_{Edz}$$

$$0,30E_{Edx} "+" 0,30E_{E_{dy}} "+" E_{Edz}$$

Në formulimet e mësipërme, E_{Edx} , $E_{E_{dy}}$ 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.

5.3.12 Veprimet vertikale të trafikut (ngarkesat e përkohshme) Q

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:

5.3.12.1 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 së 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 lëviz 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 katrore (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_{ik}) (kN/m ²)
Korsia (Lane) 1	300	9
Korsia (Lane) 2	200	2,5
Korsia (Lane) 3	100	2,5
Korsitë e tjera	0	2,5
Zona e mbetur (RA), q_{rk}	0	2,5

Figura 5-18 Tabela 4.2 - Skemë ngarkesa 1: Vlerat karakteristike (bazuar në EC1-2)

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

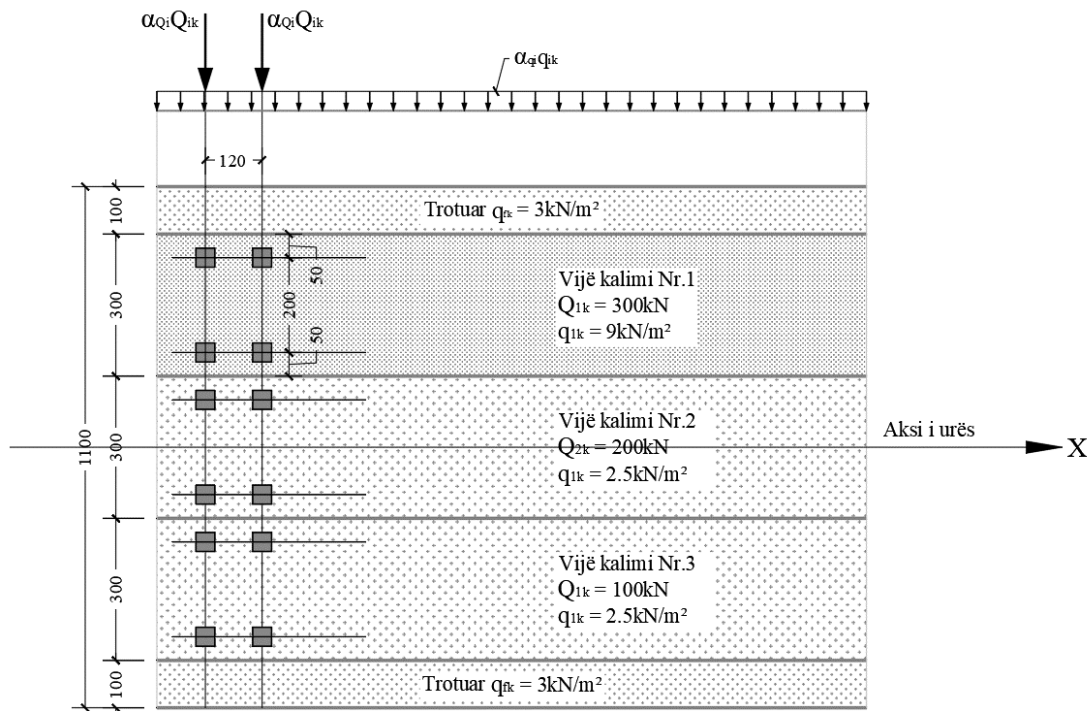


Figura 5-19 Aplikimi i skemë ngarkesës 1 (LM1) (bazuar në EC1-2)

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 sillën 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 Aneksat 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 mjete 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.

Në llogaritjen e traut, do merren parasysh model ngarkimet LM1, LM3 dhe LM4.

Në rastin e mureve mbajtës, muret janë llogaritur me madhësia e veprimeve të përkohëshme të trafikut për të cilën është llogaritur muri është $q=20.00 \text{ kN/m}^2$, duke mbuluar efektin e ngarkesave të përkohshme.

5.3.13 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 $1,0 \text{ kN/m}^2$.

5.3.14 Veprimet aksidentale (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.

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

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

5.3.15 Veprimet horizontale të trafikut

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

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

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

$Q_{ik} = 438 \text{ kN}$

Horizontal forces - Characteristic values

Braking and acceleration forces, Q_{ik}

Based in EN 1991-2

Date 8/31/2021 11:31

Braking force shall be taken as a longitudinal force acting at the surfacing level of the carriageway

The characteristic value of Q_{ik} , limited to 900 kN for the total width of the bridge, should be calculated as a fraction of the total maximum vertical loads corresponding to the Load Model 1 (LM1) likely to be applied on Lane Number 1, as follow :

$$Q_{ik} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (EC1-2 \text{ eq 4.6})$$

when : $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ (kN)}$

where:

$L =$	29.00	(m)	is the length of the deck or of the part of it under considerations.
$w_1 =$	3.00	(m)	is the width of a notional lane for a road bridge
$\alpha_{Q1} =$	1.00	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$\alpha_{q1} =$	1.00	(-)	is the adjustment factors of some load models on lanes
$Q_{1k} =$	300.00	(kN)	is the magnitude of characteristic axle load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$q_{1k} =$	9.00	(kN/m ²)	is the magnitude of characteristic vertical distributed load (LM1) on national lane number i ($i=1, 2 \dots$) of a road bridge.
$Q_{ik,max} =$	900	(kN)	is the maximum of the braking force
$Q_{ik,min} =$	180	(kN)	is the minimum of the braking force

The characteristic value of the braking force applied to the bridge deck :

$$Q_{ik} = \mathbf{438} \text{ (kN)}$$

NOTE:

- For example, $Q_{ik} = 360 + 2.7 \cdot L$ ($\leq 900 \text{ kN}$) for a 3m wide lane and for a loaded length $L > 1.2\text{m}$. if α factors are equal to unity.
- The upper limit (900kN) may be adjusted in the National Annex. The value 900kN is normally intended to cover the maximum braking force of military vehicles.
- Horizontal forces associated with Load Model 3 should be defined where appropriate. (The National Annex may define horizontal forces associated with Load Model 3.)
- This force should be taken into account as located along the axis of any lane. However, if the eccentricity effects are not significant, the force may be considered to be applied only along the carriageway axis, and uniformly distributed over the loaded lengths.
- Acceleration forces should be taken into account with the same magnitude as braking forces, but in the apposite direction. (Practically this means that Q_{ik} may be negative as well as positive)
- The horizontal force transmitted by expansion joints or applied to structural members that can be loaded by only one axle should be defined. The National Annex may define the value for Q_{ik} . The recommended value is: $Q_{ik} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$

5.3.16 Kombinimi i veprimeve

Kombinimet e ngarkesave janë bërë duke u bazuar dhe referuar paragrafit 6.4.3.2 tek EN1990. Kombinimet do të gjenerohen automatikisht nga programi analizues dhe llogaritës, në funksion të të dhënave. Më poshtë janë paraqitur kombinimet kryesore dhe faktorët e pjesëshëm specifik për të cilin veprim/ngarkesë.

5.3.16.1 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:

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

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

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

Q_c – Ngarkesat e ndërtimit

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

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

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

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

5.3.16.2 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:

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

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

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

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

A_d – veprimaksidental (goditje, zjarr, etj.)

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

5.3.16.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

A_{Ed} – veprimi sizmik

Q_2 – vlerathuajsee përhershmeve veprimeve veprimtë gjatë

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

$$\psi_{2,1} = \begin{cases} 0 \text{ përurat me trafik normal} \\ 0.20 \text{ përurat me trafik të rënduar} \end{cases}$$

Veprimet thuhet 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 $\psi_{2,1} = 0$.

5.3.16.4 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:

5.3.16.4.1 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.

5.3.16.4.2 Kombinimi i shpeshtë:

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

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendet kufitare të pakthyeshme.

5.3.16.4.3 Kombinimi thujse i përhershëm:

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

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

Kombinimet më të disfavorshme për llogaritjet e mbështetjeve anësore të urave (ballnave) që do të përdoren në këtë projekt janë: Kombinimi Kryesor dhe Kombinimi me Termet.

Në tabelën e mëposhtme është bërë një përmbledhje e koeficientëve të sigurisë.

5.3.16.4.4 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.

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 përmbyshjen		$\gamma_{Re} =$	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 5-20 Përmbledhje e faktorëve për veprimet dhe faktorëve pjesor për rezistencat.

5.4 TË DHËNAT PËR MURET TERRAMESH

Në këtë kapitull janë dhënë disa kërkesa të tjera që nevojiten për projektimin e struktura të reja bazuar në rregullat dhe normat evropiane të projektimit.

5.4.1 Të përgjithshme

Seksionet e përdorura në këtë raport për llogaritjen e mureve Terramesh janë:

- Sistemet e skarpateve me mbushje me dhe të armuar (RSS) me armaturë gjeogridin. Këndi i skarpatës që mbrohet duhet të jetë jo më i vogël ose i barabartë me 70 gradë e matur nga plani horizontal.
- Skarpatë e mbushur dhe mbushje e armuar.
- Zgara çeliku e salduar për të përballuar mbushjen e realizuar.
- Geotekstil, Sistemi kompozite drenazhimi, Tuba kullimi, Mbushje te drenazhueshme dhe materiale te ndryshme për ndërtimin e sistemit RSS.

5.4.2 Kërkesat e projektimit

- Kërkesat e projektimit: Projektimi i sistemeve të skarpateve me dhe te armuar janë në përputhje me udhëzimet e projektimit NHI-00-024 dhe NHI-00-025.
- Projektimi duhet te jete përgatitur nga inxhinier profesionist i cili duhet të jetë i regjistruar në shtetin që do të realizohet projekti.

5.4.3 Kushtet e projekti

Nuk duhet vendosur në vepër material kompakt gjate motit me lagështi ose gjatë kohës kur ka ngrije (temperatura të ulëta), kushte që pengojnë arritjen e kërkesave të kërkuara.

5.4.4 Procedura e instalimit

Sistemi i përdor për mbushjet e mëdha, sistemi me dhe të armuar, është një sistem i thjeshtë për tu instaluar që nuk kërkon përdorime të specializuara laboratorike. Për rezultate të mira, mjafton të ndiqet me përpikmëri instruksionet e instalimit të specifikuar në manualin e sistemeve të tilla.

5.4.5 Përgatitja e themelit

Sheshimi në kuotën e gjurmimit dhe ngjeshja e themelit siç kërkohet në kontratë dhe përgatitja e kallëpeve prej çeliku njësi (rekomandohen me diametër 8mm dhe zgara me distanca 150mmx150mm. Më pas vendoset këndi i tyre sipas rastit të projektuar. Trashësia e kallëpet në përgjithësi është trashësia e shtresës që hidhet duke ditur që hedhja e dheut më gjeogrid është një procedurë që ndiqet shtresë pas shtrese. Pjesa horizontale dhe ajo e pjerrët në faqe e kallëpit prej çeliku janë të lidhura më stafa speciale të veçanta që garantojnë një formë gjeometrike dhe stabilizonte të faqes së pjerrët, madje edhe gjatë ngjeshjes së dheut sipër saj.

5.4.6 Referencat për muret terramesh

Standardet dhe referencat për punimet e mureve Terramesh janë si mëposhtëm:

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

AASHTO M288	<i>Specifikimet standarde për Geotekstilet.</i>
AASHTO M252	<i>Specifikimet standarde për tubat e kullimi polietileni.</i>
AASHTO M294	<i>Specifikimet standarde për tubat e kullimi polietileni.</i>
dhe	

ASTM, International

ASTM A 82	<i>Specifikimet standarde për zgarat e çelikut.</i>
ASTM A 123	<i>Specifikimet standarde për zinkun veshës në hekur dhe çelique.</i>

ASTM A 185	<i>Specifikimet standarde për çelikin e salduar.</i>
ASTM A 641	<i>Standard Specification for Zinc-Coated Galvanized Carbon Steel Wire.</i>
ASTM A 740	<i>Standard Specification for Hardware Cloth (Woven or Welded Galvanize)</i>
ASTM D 422	<i>Gradation of Soils.</i>
ASTM D 424	<i>Atterberg Limits of Soils.</i>
ASTM D 698	<i>Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.</i>
ASTM D1556	<i>Standard Test Method for Density of Soil in Place by the Sand-Cone Method</i>
ASTM D 2167	<i>Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method</i>
ASTM D 2487	<i>Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)</i>
ASTM D 2922	<i>Standard Test Method for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth)</i>
ASTM D 3017	<i>Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth)</i>
ASTM D 3034	<i>Standard Specification for PVC Pipe and Fittings</i>
ASTM D3080	<i>Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions</i>
ASTM D 4354	<i>Standard Practice of Sampling Geosynthetics for Testing</i>
ASTM D 4595	<i>Standard Test Method of Tensile Properties of Geotextiles by the Wide Width Strip Method</i>
ASTM D4603	<i>Standard Test Method for Determining Inherent Viscosity of Poly(Ethylene Terephthalate) (PET) by Glass Capillary Viscometer</i>
ASTM D 4716	<i>Standard Test Method for Constant Head Hydraulic Transmissivity (In-Plane Flow) of Geotextiles and Geotextile Related Products</i>
ASTM D 4759	<i>Standard Practice for Determining the Specification Conformance Of Geosynthetics</i>
ASTM D 4767	<i>Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils</i>
ASTM D 4972	<i>Standard Test Method for pH of Soils.</i>
ASTM D 5262	<i>Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep Behavior of Geosynthetics</i>
ASTM D 5818	<i>Standard Practice for Obtaining Samples of Geosynthetics from a Test Section for Assessment of Installation Damage</i>
ASTM D 6637	<i>Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Test Method</i>
ASTM D 6706	<i>Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil</i>
ASTM D 6992	<i>Standard Test Method for Accelerated Tensile Creep and Creep-Rupture of Geosynthetic Materials Based on Time. Temperature Superposition Using the Stepped Isothermal Method.</i>
ASTM D7409	<i>Standard Test Method for Carboxyl End Group Content of Polyethylene Terephthalate (PET) Yarns</i>
dhe	

Geosynthetic Research Institute (GRI)

GRI-GG7	<i>Carboxyl End Group Content of PET Yarns.</i>
GRI-GG8	<i>Determination of the Number Average Molecular Weight of PET Yarns Based on a Relative Viscosity Value.</i>
dhe	

Geosynthetic Research Institute (GRI)

NHI-00-024	<i>Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines.</i>
NHI-00-025	

5.4.7 Sistemi i instalimit

- Pozicionimi dhe vendosja e shtresës së parë të kallëpit njësi prej çeliku dhe vazhdimi i saj përgjatë faqes së pjerrët të strukturës duke lidhur me armaturën njësi prej çeliku ose tela plastikë.
- Vendosim dhe shtrojmë rulin prej gjeogridi dhe e presim atë në gjatësinë e kërkuar sipas projektimit (për kryerjen e kësaj procedura është e këshillueshme të pritët nën sipërfaqe). Gjatësia është e përcaktuar nga thellësia e ankorimit, dhe kthehet në faqe (zakonisht 70cm) dhe gjatësia e kthimit në kokë në pjesën e si (minimumi 1500mm).
- Pozicioni i gjatësisë së prerë prej gjeogridi vendoset me kujdes në pjesën e brendshëm të armaturës së vendosur në pjesën e sipërme të saj, dhe pingul me faqen anësore të armaturës së pjerrët. Gjeogridi duhet të vazhdojë përgjatë faqes së jashtme të armaturës së pjerrët dhe të kalojë zakonisht 1500mm në pjesën e jashtme (për të bërë të mundur rikthimin ose palosjen në momentin që hidhet dheu).

- Pjesët fundore të gjeogridi të prerë janë të fiksuara në tokë me anë të armaturave në formë U-je që të mbajnë të palëvizshme dhe të tendosur pozicionin e gjeogridi.
- Në qoftë se kërkohet gjatë fazës së ndërtimit për mbrojtjen e gjeogridi nga erozioni vendoset një shtresë mbrojtëse.
- Pozicioni i shufrave mbajtëse që janë përdorura që të lidhin dhe të shtrëngojnë kallëpin zakonisht në intervale me 450mm.

5.4.8 Shpërndarje dhe ngjeshja e materialit mbushës

- Shpërndarja e materialit mbushës sipër shtresës prej gjeogridi zakonisht bëhet me trashësi 300mm, afër faqes, është e këshillueshme të përdoret një trashësi prej 250-300mm shtresës së dheut që të lejohet një krijim i shpejtë i barit të mbjellë.
- Përdoret rul i lehtë vibrimi dhe një ngjeshje që nuk duhet të jetë më e vogël se 95% e provës Proctor Standart në një distancë 1m nga faqja anësore ku vendoset armatura e pjerrët. Për pjesën në anë të gjeogridit në pjesën anësore të gjeogridit në pjesën ku kthehet gjeogridi, për ngjeshjen e materialit të mbushur përdoret vibrator dore ose pllaka vibruese.
- Në momentin kur është ngjeshur e gjithë dheut i hedhur, d.m.th. ka mbaruar procedura e ngjeshës, kthejmë mbrapa pjesën e gjeogridit, që ndodhet në pjesën e jashtme të kallëpe risë prej çeliku, dhe vendoset sipër shtresës së dheut të ngjeshur, vendosen ankora në formë U-je për të siguruar një tërheqje të pranueshme.

Përsërisim procedurën e instalimit për shtresat e tjera sipas procedurës së treguar më lart nga pika 2 deri në pikën 3, deri kur kuota e projektimit është arritur.

Geogrid duhet të përputhet në mënyrë të plotë me specifikimet e mëposhtme:

- Kontrolli i cilësisë: Gjeogridi do të prodhohen në përputhje me kërkesat e sigurimit të cilësisë ISO 9002:94;
- Polymer: Polietileni me densitet të lartë;
- Ngjyra standarde: E zezë;
- Mbrojtja U.V: Karbon i zi;

Të dhënat kryesore:

- Raporti i inklinimit =1H:2.75V
- Këndi i fërkimit të brendshëm =35 gradë
- Pesha specifike =20 kN/m³
- Pesha e përkohshme që llogaritet mbushja q=20.00 kN/m²

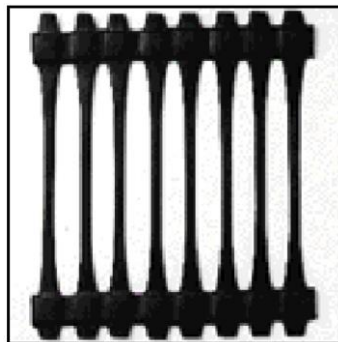


Figura 5-21 Pamje e Geogridit të përdorur

FOTO TË PROÇEDURËS SË APLIKIMIT



Figura 5-22 Foto të procedurës së aplikimit të *Geogridit të përdorur*

6 LLOGARITJET STRUKTURE

6.1 TË PËRGJITHSHME

Në këtë kapitull do jepet përshkrimi i veprave të artit që janë përdorur në këtë projekt. Shpërndarja e strukturave do të jetë në përputhje me tabelën e përmendur më lart dhe duke u bazuar në planimetrinë e rrugës.

6.2 URAT DHE VIADUKTET

6.2.1 Të përgjithshme

Urat dhe Viaduktet e reja janë konceptuar me disa hapësira dritë me trarë të pasndehur të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a dhe në pilën e mesit. Më poshtë janë dhënë përshkrimi i përgjithshëm i urave:

Të dhënat kryesore të urave të reja janë përshkruar më poshtë:

- Hapësira dritë prej $HD=30.00\text{ m}$;
- **Mbistrukturë** e përbërë nga trarë të pasndehur me gjatësi 29.00 m ;
- Soletë monolitë të derdhur në vend me trashësi 25 cm ;
- Seksion tërthor me 14 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.75 m ;
- **Nën-strukturë** me ballnat b/a të derdhur në vend të mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;
- Elementët e mesit të mbështetjes përbëhen nga pila në formë rrethore pa hapësirë në mes, 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 mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacionin e fortë të sugjeruar nga gjeologu;

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

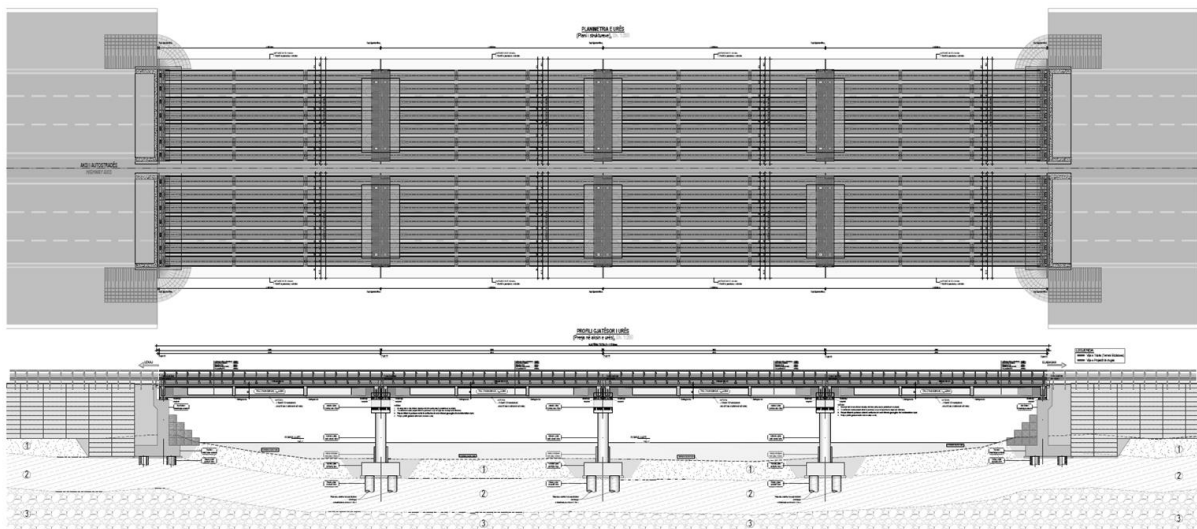


Figura 6-1 Planimetria dhe Profili Gjatësorë

SEKSIONI TËRTHOR TIP NË URA NË VIJË TË DREJTË
TYPICAL CROSS SECTION OF BRIDGE: ARRANGEMENT IN STRAIGHT LINE
SHKALLA / SCALE, 1: 100

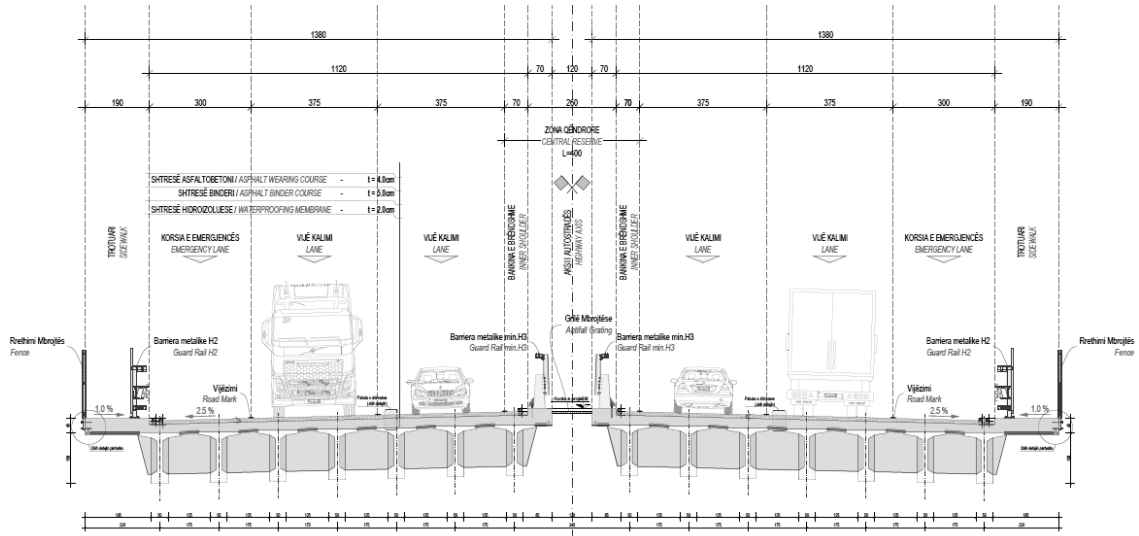


Figura 6-2 Profil Tërthor në mes të hapësirës

SEKSIONI TËRTHOR TIP NË URA NË VIJË TË DREJTË
TYPICAL CROSS SECTION OF BRIDGE: ARRANGEMENT IN STRAIGHT LINE
SHKALLA / SCALE, 1: 100

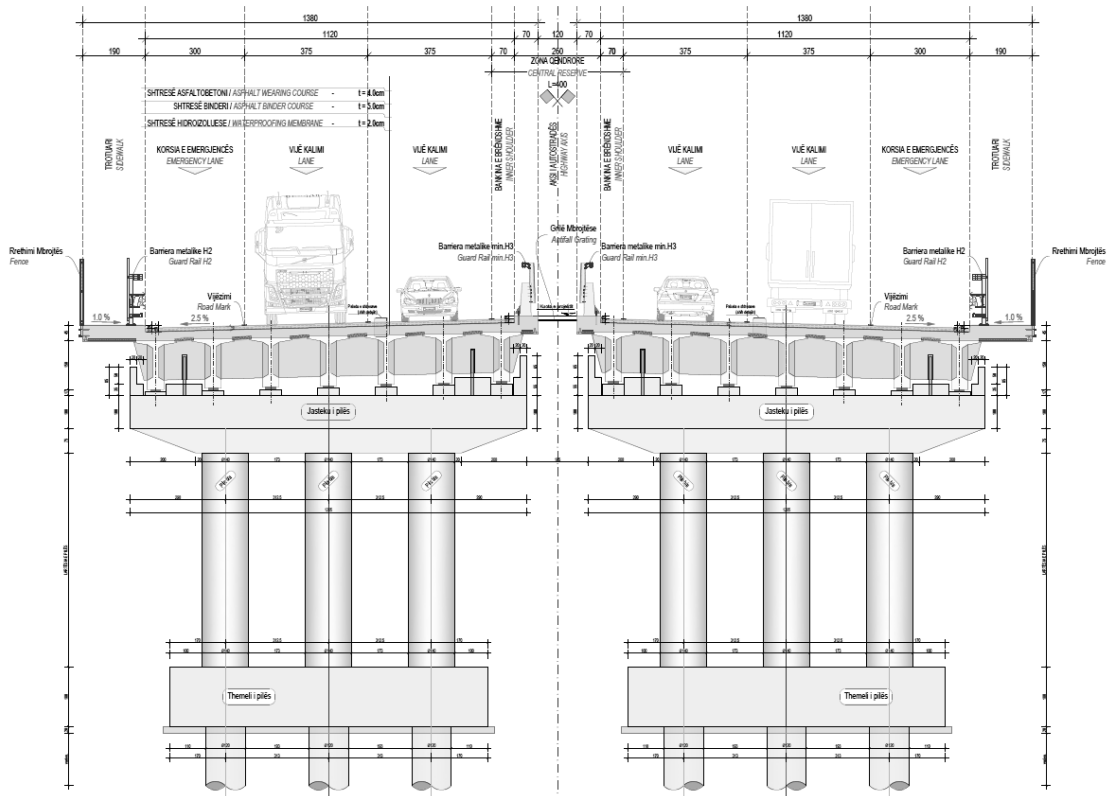


Figura 6-3 Profil Tërthor në mes të hapësirës

6.2.2 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 në vend, dhe për shkak se forma e urave është e rregullt (d.m.th. nuk jemi në rastin e urave të shtrëmbërta, skew), në llogaritjen e tyre, është gjykuar të projektohen trarët që bashkëveprojnë me njëri-tjetri, duke marr parasysh kontributin e njeri tjetrit, pra në llogaritjen e trarëve do merret parasysh koeficienti i shpërndarjes tërthorë. Momenti maksimal në mes të hapësirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra duke përdorur duke ndërtuar vijën influente për ngarkesat e lëvizshme dhe marrjen parasysh të faktorëve të tjerë. Trarët janë konsideruar që mbështeten lirisht në ballna dhe më poshtë është dhënë diagramat e momentit përkulës dhe forcës prerëse që merren për projektimin e traut:

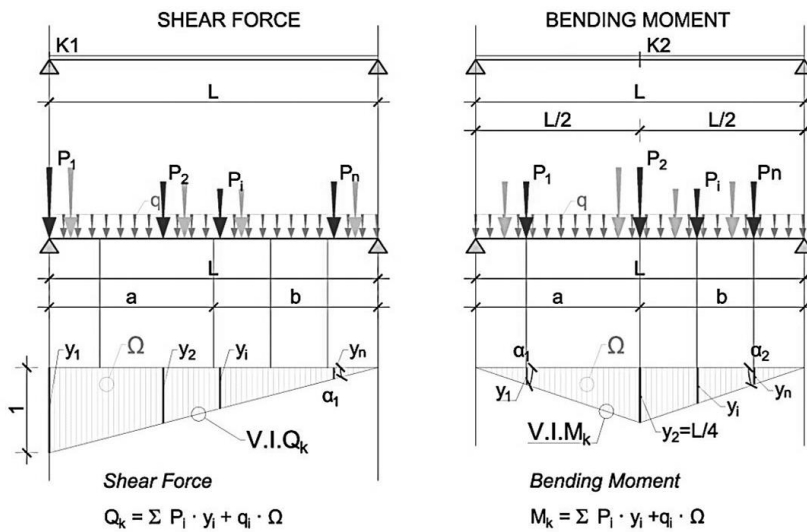


Figura 6-4 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.

Rezultatet janë llogaritur duke përdorur xM , xV , M_{Max} dhe V_{Max} siç tregohen më poshtë:

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

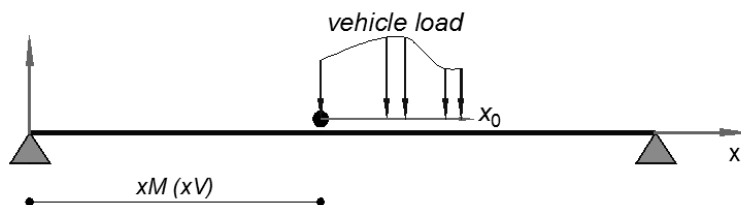


Figura 6-5 Përcaktimi i xM dhe xV

- M_{Max} – është momenti përkulës maksimal, i cili i korrespondon pozicionit “ xM ” të skemë ngarkesës
- V_{Max} – është forca prerëse maksimale, i cili i korrespondon pozicionit “ xV ” të skemë ngarkesës.

6.2.3 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".

Në funksion të skemës në figurë është llogaritur mbi struktura dhe nën-struktura e urës, siç është treguar dhe në llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore të trarëve.

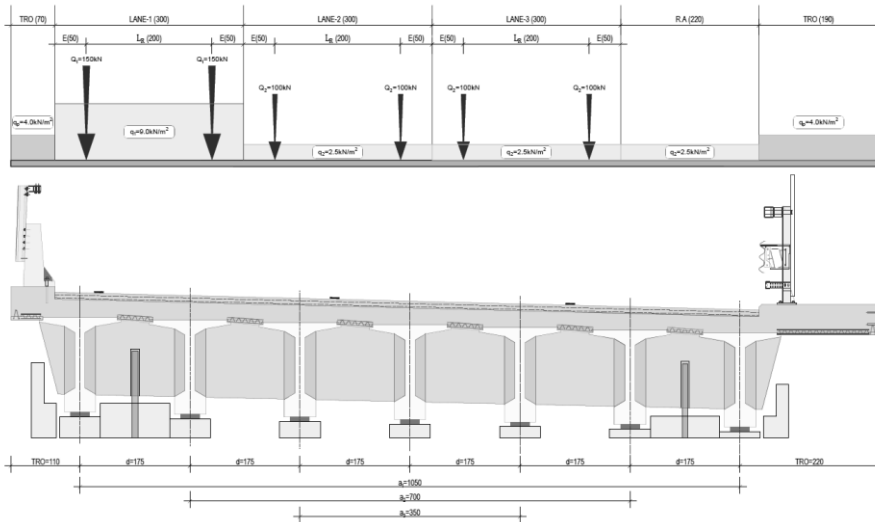


Figura 6-6 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

Ky pozicion në drejtimin tërthorë, është pranuar si pozicioni më i rrezikshëm i ngarkimit të urës kundrejt ngarkesave të lëvizshme.

6.2.4 Modelimi kompjuterik

Për analizën dhe llogaritjet strukturore të elementëve strukturorë të veprave të artit, të gjitha përlllogaritjet, statike dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tredimensional të objektit si në aspektin konstruktiv (themelet, ballnat, pilat, trarët etj.). Modelimi është realizuar në bazë të konceptit të metodës së analizës së elementeve të fundme (MEF), metodë e cila njihet se krijon mundësinë e kompjuterizimit të strukturës. Disa programe kompjuterike janë përdorur për të kryer këto llogaritje:

- **CDSWin**
- **Geo5**
- **SAP2000**

Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar tipi shell ose frame. Programet kanë 4 lloje elementësh: *shell, tra, shufër dhe kavo*. Në funksion të llojit të strukturës pranohen elementet e guaskës ose korniza. Metoda e analizës është FEM (metoda e elementeve të fundme). Diagramet e forcave të brendshme, momenti i përkuljes dhe forcat e prerjes për elementët e guaskës ose kornizës janë paraqitur në raport.

Lloji i elementeve strukturorë të modeluar në program:

- | | |
|----------------------------------|-------|
| - Ballnat, Pila dhe Soleta | Shell |
| - Pilotat, Trarët dhe Diafragmat | Frame |
| - Çernierat | Link |

6.2.5 Analiza Modale

Urat janë llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe kriteret bazë të Euro kodit. Të gjithë elementët e saj janë në përputhje me rregullat konstruktive që përmendën në Eurokode. Për llogaritjen e forcave të brendshme të elementeve kryesore të saj, ura është modeluar në programin CDSWin dhe SAP2000.

6.2.6 Llogaritja e mbistrukturës

Mbi struktura e urës është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (EN).

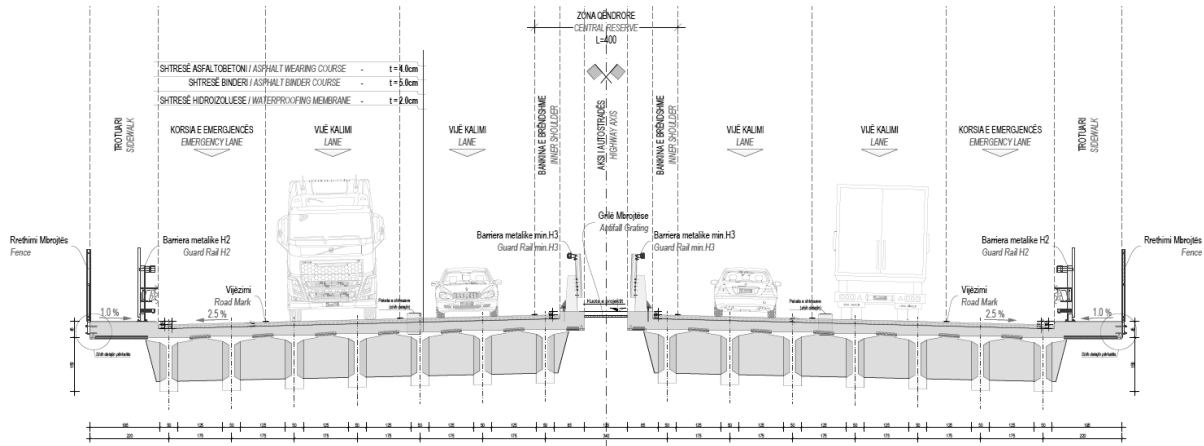


Figura 6-7 Seksioni Tërthor tip

Mbistruktura e urës përbëhet nga 14 trarë të pasndehur b/a me gjatësi të totale 29.00m simetrikë ndaj aksit të urës dhe që në drejtimin tërthorë lidhen me diafragma b/a. Diafragmat janë të pozicionuara në mbështetje dhe në hapësirë të traut, me trashësi prej 50(40)cm dhe lartësi 122cm dhe që në gjithë trautin ka 4 copë (*shih vizatimet*). Lartësia e seksionit tërthorë të trarëve kryesorë është 150cm 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 gjatë procesit të betonimit. 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 13.80m, ku përfshihen zona qendrore, bankina e brendshme, pjesët kaluese e mjeteve lëvizëse, korsia e emergjencës dhe trotuari. Trarët janë në formë T-je, ku seksioni në mes të hapësirës është ndryshe dhe në zonat e mbështetjes bëhet seksion i plotë drejtkëndorë. Distanca ndërmjet trarëve është 1.75m. Në të dyja anët e urës soleta del konsol 2.20m që është pjesa që i përket zonës së trotuarit dhe bordurës së guardreilit. 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, diafragmat dhe soleta e urës janë të derdhura në vend. Trarët e urës përbëhen nga disa kavo të pasndehura të cilat do të tërhiqen në poligon dhe në momentin që betoni i trautit ka arritur markën e tij në vlerën 80% atëherë, do të montohen në vepër (siç tregohet edhe në vizatime).

Mbi soletën e urës do të vendosen direkt shtresat rrugore, me pjerrësi në njërën anë të urës me vlerë 2.50%. Për paketën e shtresave shih detajin në vizatimet e urës.

6.2.7 Llogaritja e nën-strukturës

Nën struktura e urës është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (EN).

6.2.7.1 Projektimi i mbështetjeve anësor (Ballnat)

Mbështetjet anësore të urave janë parashikuar të jenë ballna b/a me lartësi të njëjtë ose të ndryshme në hyrje dhe në dalje të urës. Mbështetjet anësore të urave (Ballnat), janë projektuar ballna masiv b/a, që mbështeten në pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacion e dhënë në studimin gjeologjikë (*shiko studimin përkatës*). Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e ballit kundrejt krijimit të mundshëm të planit rrëshqitës nën bazamentin e ballit, kundrejt veprimit sizmikë dhe kundrejt veprimit të ngarkesave të lëvizshme në anë të ballit. Në të dyja anët e ballit vendosen speronat (krahët anësorë) që bëjnë të mundur mbajtën 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 një mbushje me stabilizant të çimentuar (sasia e çimentos 75kg/m³), që mos të kemi cedime në hyrje dhe në dalje të urës. 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 anësorë gjatë gjithë gjerësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të urës dhe pjesës së rrugës.

Mbështetjet anësore do të projektohen me ndihmën e programit GeoStructural Analysis (GEO5) dhe SAP2000. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës dhe aplikimit të ngarkesave mbi të cilat do projektohet balli.

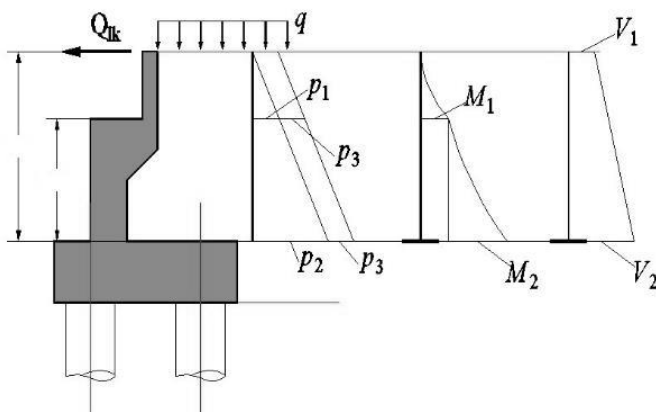


Figura 6-8 Modeli llogaritës i ballit

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me peshë volumore $Y=19.00\text{kN/m}^3$ 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 duhet të jenë të pajisur me tuba plastik të vendosur në formë shahu për te larguar ujin në qoftë se do të ketë prezencë ujërash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujërave 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). Koeficientet janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodës së “Coulomb”.
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës “Caquot-Kerisel”
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur “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 karakteristikë SLS të veprimeve (EC2)
- Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2)

6.2.7.2 Projektimi i mbështetjeve të mesit (pilat)

Mbështetjet e mesit të urës (Pila) është e përbëra nga jastëkë b/a masiv i cili mbështet mbi pilën në formë rrethore me diametër $\varnothing 140\text{cm}$ dhe në total në mbështetjen e mesit urat dhe viaduktet kanë gjithsej 6 kollona rrethore. Pilat ruajnë të njëjtin seksion nga themelit deri në jastëkun në kokë të saj. Pila e urës mbështetet në themelin në formë pllake b/a në formë drejtkëndorë i cili mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën në formacion shkëmborë (*shih prerjen gjatësore të urës*). Në pilat e mesit të urës m.q.s kemi praninë e nivele të mëdha të ujërave të lumit Shkumbin, edhe për shkak të gërryerjes, pila duhet të vishet me një shtresë mbrojtëse ose mund t’ju bëhet një mbrojtje ndaj gërryerjeve.

Pila 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.

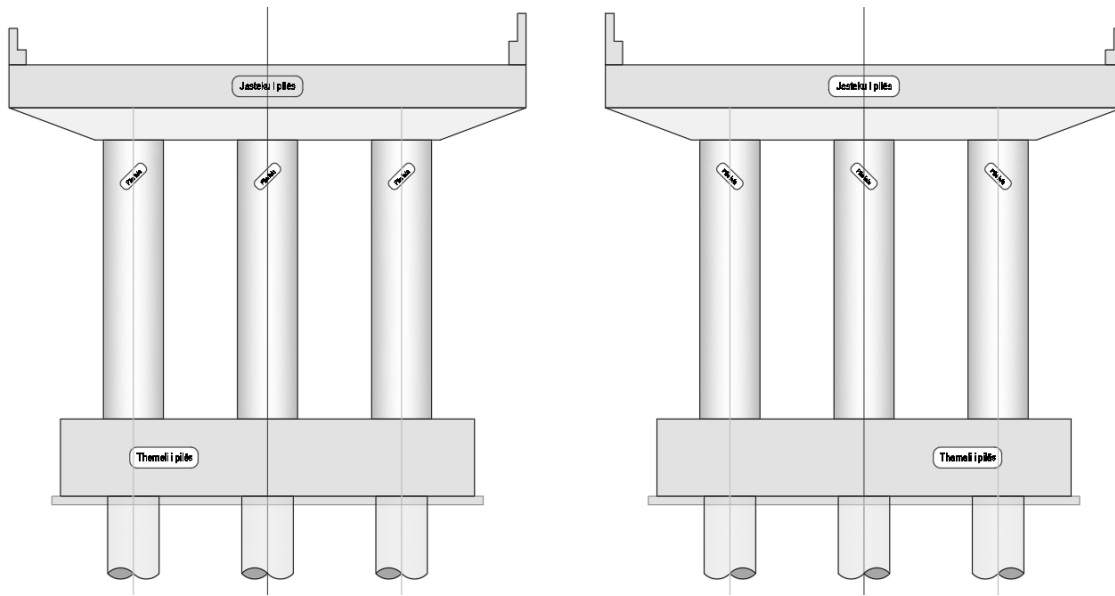


Figura 6-9 Pamja Tërthore e mbështetjeve të mesit

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

Pila është projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Pila është 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 karakteristike SLS të veprimeve (në përputhje me EC2)
- Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- Kontrolli i zhvendosjes maksimale në kokë të pilës;
- Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2).

6.3 MBI-KALIME (KATEGORIA F1)

6.3.1 Të përgjithshme

Mbikalimet në rrugën e re që do të ndërtohen kanë si qëllim, lidhjen e zonave të banuara në të dyja anët e rrugës. Mbikalimet janë parashikuar të ndërtohen në rrugët ekzistuese që interesohen me rrugën e re që do të ndërtohet. Mbikalimet e reja janë konceptuar me 2 hapësira dritë me trarë të pasndehur të parapërgatitur b/a që montohen në vend dhe me dy mbështetjet anësore (ballnat) b/a dhe në pilën e mesit që ndodhet në mes të rrugës së re, tek pjesa qendrore, në mes të karrëxhatës. Më poshtë janë dhënë përshkrimi i përgjithshëm i mbikalimeve:

Të dhënat kryesore të mbikalimeve të reja janë përshkruar më poshtë:

- Hapësira dritë prej $HD=25.00\text{ m}$;
- **Mbistrukturë** e përbërë nga trarë të pasndehur me gjatësi 24.00 m ;
- Soletë monolitë të derdhur në vend me trashësi 25 cm ;
- Seksion tërthor me 5 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtim tërthor 1.75 m ;
- **Nën-strukturë** me ballna b/a të derdhur në vend të mbështetur në pilota të cilat transmetojnë forcat në formacionet e fortë sipas studimit gjeologjik;
- Elementët e mesit të mbështetjes përbëhen nga pila në formë rrethore pa hapësirë në mes, 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 mbikalimit;
- Pila do të mbështetet në themelin e saj prej betoni të armuar në formë drejtkëndore i cili do të 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 mbikalimit të ri.

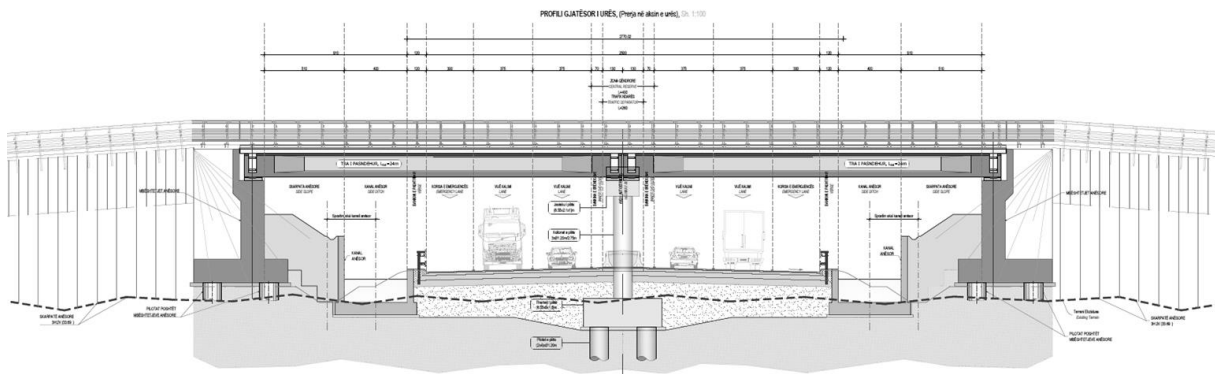


Figura 6-10 Planimetria dhe Profili Gjatësorë

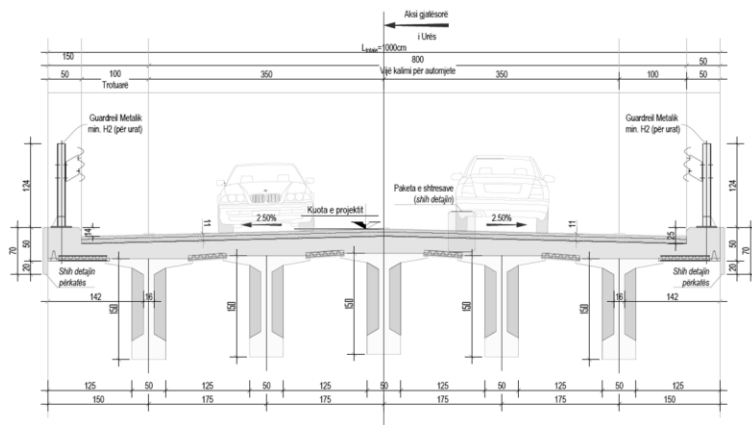


Figura 6-11 Profil Tërthor në mes të hapësirës

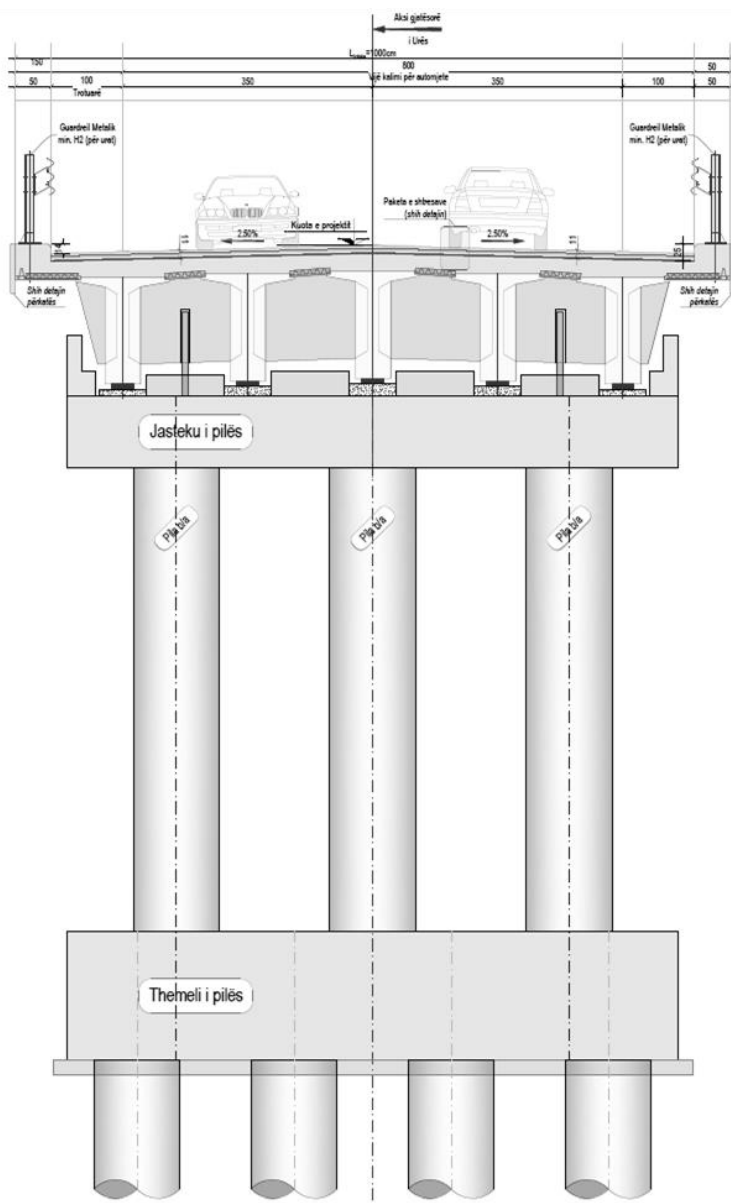


Figura 6-12 Profil Tërthor në mes të hapësirës

6.3.2 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 në vend, dhe për shkak se forma e mbikalimit është e rregullt (d.m.th. nuk jemi në rastin e mbikalimeve të shtrëmbërta, skew), në llogaritjen e tyre, është gjykuar të projektohen trarët që bashkëveprojnë me njëri-tjetri, duke marr parasysh kontributin e njeri tjetrit, pra në llogaritjen e trarëve do merret parasysh koeficienti i shpërndarjes tërthorë. Momenti maksimal në mes të hapësirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra duke përdorur duke ndërtuar vijën influente për ngarkesat e lëvizshme dhe marrjen parasysh të faktorëve të tjerë. Trarët janë konsideruar që mbështeten lirisht në ballna dhe më poshtë është dhënë diagramat e momentit përkulës dhe forcës prerëse që merren për projektimin e traut:

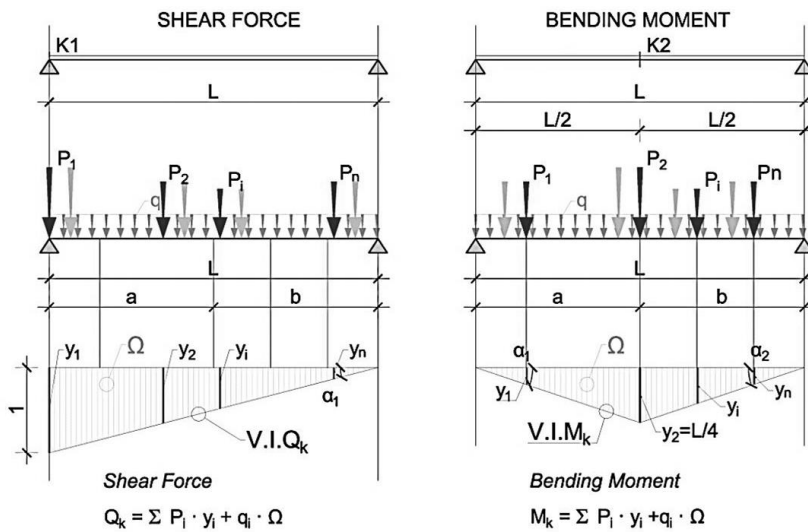


Figura 6-13 Llogaritja e forcës prerëse në K1 dhe momenti përkulës në K2.

Rezultatet janë llogaritur duke përdorur xM , xV , M_{Max} dhe V_{Max} siç tregohen më poshtë:

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

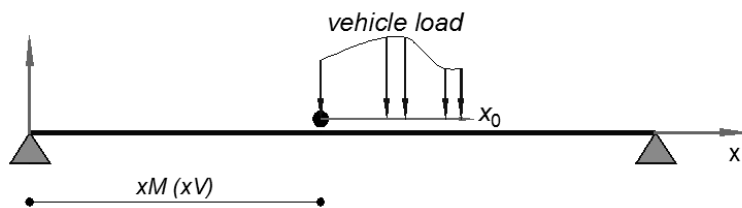


Figura 6-14 Përcaktimi i xM dhe xV

- M_{Max} – është momenti përkulës maksimal, i cili i korrespondon pozicionit “ xM ” të skemë ngarkesës
- V_{Max} – është forca prerëse maksimale, i cili i korrespondon pozicionit “ xV ” të skemë ngarkesës.

6.3.3 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".

Në funksion të skemës në figurë është llogaritur mbi struktura dhe nën-struktura e mbikalimit, siç është treguar dhe në llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore të trarëve.

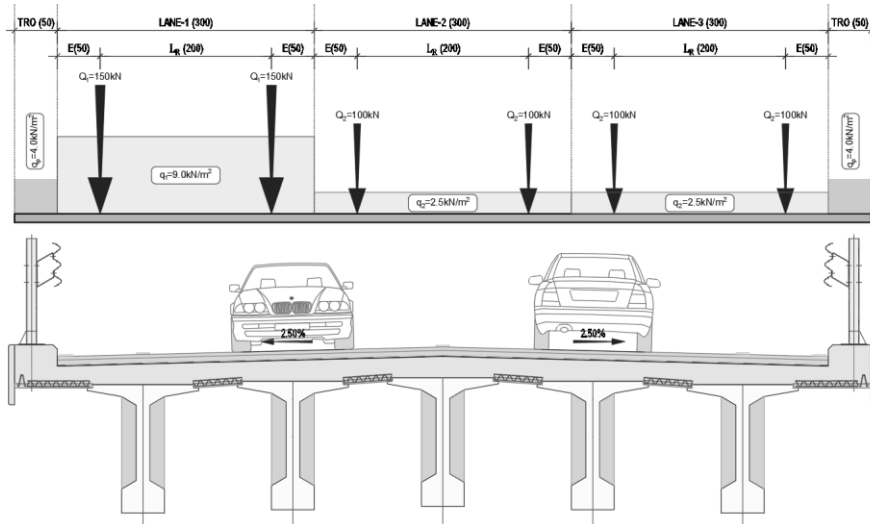


Figura 6-15 Përcaktimi i vijave të kalimit imagjinare

Ky pozicion në drejtimin tërthorë, është pranuar si pozicioni më i rrezikshëm i ngarkimit të mbikalimit kundrejt ngarkesave të lëvizshme.

6.3.4 Modelimi kompjuterik

Për analizën dhe llogaritjet strukturore të elementëve strukturorë të veprave të artit, të gjitha përlllogaritjet, statike dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tredimensional të objektit si në aspektin konstruktiv (themelet, ballnat, pilat, trarët etj.). Modelimi është realizuar në bazë të konceptit të metodës së analizës së elementeve të fundme (MEF), metodë e cila njihet se krijon mundësinë e kompjuterizimit të strukturës. Disa programe kompjuterike janë përdorur për të kryer këto llogaritje:

- **CDSWin**
- **Geo5**
- **SAP2000**

Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar tipi shell ose frame. Programet kanë 4 lloje elementësh: *shell, tra, shufër dhe kavo*. Në funksion të llojit të strukturës pranohen elementet e guaskës ose korniza. Metoda e analizës është FEM (metoda e elementeve të fundme). Diagramet e forcave të brendshme, momenti i përkuljes dhe forcat e prerjes për elementët e guaskës ose kornizës janë paraqitur në raport.

Lloji i elementeve strukturorë të modeluar në program:

- | | |
|----------------------------------|-------|
| - Ballnat, Pila dhe Soleta | Shell |
| - Pilotat, Trarët dhe Diafragmat | Frame |
| - Çernierat | Link |

6.3.5 Analiza Modale

Urat janë llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe kriteret bazë të Euro kodit. Të gjithë elementët e saj janë në përputhje me rregullat konstruktive që përmendën në Eurokode. Për llogaritjen e forcave të brendshme të elementeve kryesore të saj, mbikalimi është modeluar në programin CDSWin dhe SAP2000.

6.3.6 Llogaritja e mbistrukturës

Mbi struktura e mbikalimit është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (EN).

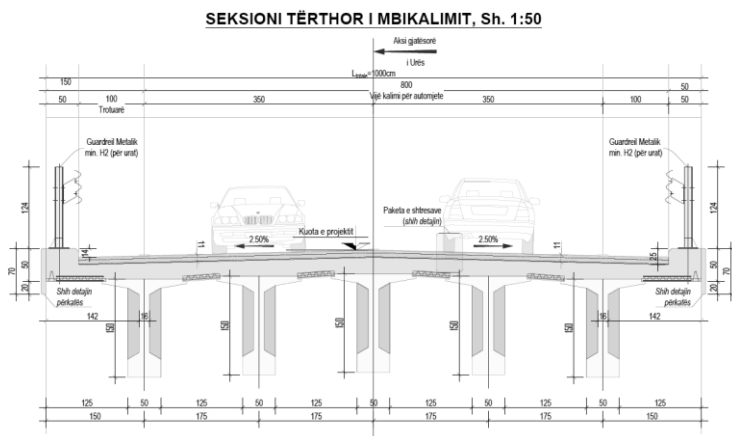


Figura 6-16 Seksioni Tërthor tip

Mbistruktura e mbikalimit përbëhet nga 5 trarë të pasndehur b/a me gjatësi të totale 24.00m simetrikë ndaj aksit të mbikalimit dhe që në drejtimin tërthorë lidhen me diafragma b/a. Diafragmat janë të pozicionuara në mbështetje dhe në hapësirë të traut, me trashësi prej 50(40)cm dhe lartësi 122cm dhe që në gjithë traun ka 4 copë (shih vizatimet). Lartësia e seksionit tërthor të trarëve kryesorë është 150cm 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 gjatë procesit të betonimit. Soletkat janë të përhershme, do qëndrojnë në pozicionet e përcaktuara në vizatime gjatë gjithë jetëgjatësinë së mbikalimit. Trashësia e tyre është 5cm (për shumë shih detajet përkatëse). Gjerësia totale e mbistrukturës është 10.00m, ku përfshihen bankinat e jashtme, pjesët kaluese e mjeteve lëvizëse dhe bordura për fiksimin e kufizuesit anësore. Trarët janë në formë T-je, ku seksioni në mes të hapësirës është ndryshe dhe në zonat e mbështetjes bëhet seksion i plotë drejtkëndorë. Distanca ndërmjet trarëve është 1.75m. Në të dyja anët e mbikalimit soleta del konsol 1.50m që është pjesa që i përket zonës së trotuarit dhe bordurës së guardreilit. Mbi pjesën e sipërme të trarëve dhe soletës vendosen shtresat e mbikalimit siç jepen në detajin e shtresave. Në mbështetjet e mbikalimit (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 mbikalimit. Trarët do të betonohen në poligon dhe më pas do të montohen në vepër, diafragmat dhe soleta e mbikalimit janë të derdhura në vend. Trarët përbehen nga disa kavo të pasndehura të cilat do të tërhiqen në poligon dhe në momentin që betoni i traut ka arritur markën e tij në vlerën 80% atëherë, do të montohen në vepër (siç tregohen edhe në vizatime).

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

6.3.7 Llogaritja e nën-strukturës

Nën struktura është llogaritur duke u bazuar në rregullat dhe normat evropiane (EN).

6.3.7.1 Projektimi i mbështetjeve anësor (Ballnat)

Mbështetjet anësore të mbikalimeve janë parashikuar të jenë ballna b/a me lartësi të njëjtë ose të ndryshme në hyrje dhe në dalje të mbikalimit. Mbështetjet anësore të mbikalimeve (Ballnat), janë projektuar ballna masiv b/a, që mbështeten në pilota të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacione të dhënë në studimin gjeologjikë (*shiko studimin përkatës*). Kjo zgjedhje është dhënë bazuar në studimin gjeologjik dhe siguron qëndrueshmërinë e ballit kundrejt krijimit të mundshëm të planit rrëshqitës në bazamentin e ballit, kundrejt veprimit sizmikë dhe kundrejt veprimit të ngarkesave të lëvizshme në anë të 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 një mbushje me stabilizant të çimentuar (sasia e çimentos 75kg/m³), që mos të kemi cedime në hyrje dhe në dalje të mbikalimit. Mbi ballna do të mbështeten trarët e mbikalimit, 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 mbikalimit. Në pjesën që mbështeten ballnat, do lihet një kanal anësorë gjatë gjithë gjërësisë së ballit që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut. Duhet të kihet kujdes pjesa rakorduese e trotuarit të mbikalimit dhe pjesës së rrugës.

Mbështetjet anësore do të projektohen me ndihmën e programit GeoStructural Analysis (GEO5) dhe SAP2000. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës dhe aplikimit të ngarkesave mbi të cilat do projektohet balli.

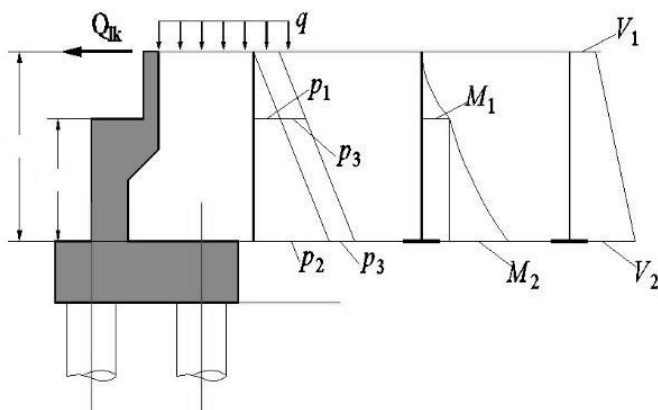


Figura 6-17 Modeli llogaritës i ballit

Materiali mbushës pas ballnave do të jetë material granular me peshë volumore $Y=19.00\text{kN/m}^3$ 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 duhet të jenë të pajisur me tuba plastik të vendosur në formë shahu për të larguar ujin në qoftë se do të ketë prezencë ujërash nëntokësor, për këtë arsye niveli maksimal i ujërave 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). Koeficientet janë marrë në përputhje me EN 1992-1-1.

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodës së “Coulomb”.
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës “Caquot-Kerisel”
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur “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 karakteristikë SLS të veprimeve (EC2)
- Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)
- Verifikimet e shpimit (Punching shear) (në përputhje me EC2)

6.3.7.2 Projektimi i mbështetjeve të mesit (pilat)

Mbështetjet e mesit të mbikalimit (Pila) është e përbëra nga jastëkë b/a masiv i cili mbështet mbi pilën në formë rrethore me diametër $\varnothing 140\text{cm}$ dhe në total në mbështetjen e mesit mbikalimet kanë gjithsej 3 kollona rrethore. Pilat ruajnë të njëjtin seksion nga themelit deri në jastëkun në kokë të saj. Pila e mbikalimit mbështetet në themelin në formë pllake b/a në formë drejtkëndorë i cili mbështetet mbi pilota të cilat transmetojnë ngarkesën në formacion shkëmborë (*shih prerjen gjatësore*). Në pilat e mesit të mbikalimit m.q.s kemi praninë e nivele të mëdha të ujërave të lumit Shkumbin, edhe për shkak të gërryerjes, pila duhet të vishet me një shtresë mbrojtëse ose mund t’ju bëhet një mbrojtje ndaj gërryerjeve.

Pila 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.

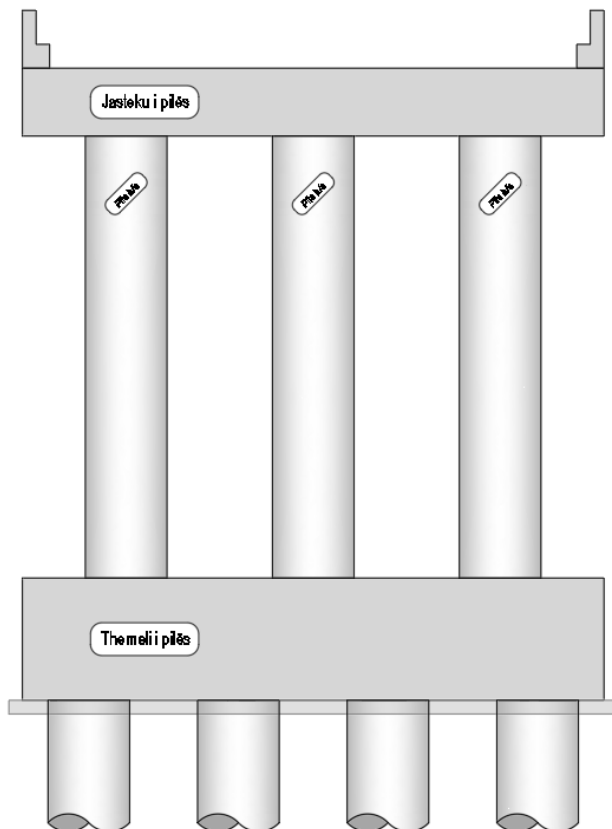


Figura 6-18 Pamja Tërthore e mbështetjeve të mesit

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.

Pila është projektuar duke u bazuar në gjendjen e fundit kufitare duke u bazuar në EN 1992-1-1 (EC2). Pila është 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 karakteristikë 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).

6.4 NËN-KALIME (KATEGORIA F2) dhe BUJQËSORE

6.4.1 Të përgjithshme

Nënkalimet që do të përdoren në këtë projekt, në rrugën e re që do të ndërtohen kanë si qëllim, lidhjen e zonave të banuara në të dyja anët e rrugës. Nënkalimet janë parashikuar të ndërtohen në rrugët ekzistuese që interesohen me rrugën e re që do të ndërtohet por edhe në pjesët që nuk ka rrugë, qëllimi është kalimi i mjeteve që përdoren në bujqësi. Nënkalimet e reja janë konceptuar me një hapësirë dritë (*tombino betonarme në formë drejtëkëndore*). Nënkalimet janë të dy llojeve, nënkalime për kalimin e rrugës së kategorisë F2 dhe nënkalimet bujqësore që kanë seksion më të vogël. Nënkalimet janë poshtë nivelit të rrugës së re, paketa e shtresave në soletën e nënkalimeve duhet të jetë minimumi 55cm. Nënkalimet janë parashikuar me konstruksion beton arme e përbërë nga pllaka e themelit, muret anësore betonarme dhe soleta sipër mureve betonarme.

Projektimi i elementëve strukturorë është një proces kompleks që përfshin analiza strukturore, vizita në vend, diskutime të shumta me Investitorin dhe palët e tjera projektuese dhe me ekspertë të ftuar prej tij. Duke u bazuar në llojin e ndërhyrjes që është përcaktuar, do të hartohet projekti konform Normave Evropiane por vetëm në pjesë lokale të tij, koncepti i hartimit të projektit në vazhdimësi është ndjekur i tillë.

Për të hartuar projektin e nënkalimeve të reja, të gjitha llogaritjet konstruktive, statike, dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tre dimensionale. Modelimi është realizuar duke u bazuar në konceptin e metodës së analizës së elementeve të fundëm (MEF), metodë kjo që siç dihet krijon mundësinë e informatizimit të strukturës. Për kryerjen e këtyre llogaritjeve janë përdorur dy programe (software) kompjuteri:

- **CDSWin**: i cili kryen si llogaritjet ashtu edhe përpunimin paraprak të projektit;
- **SAP2000**: i cili është përdorur për kontrollin e strukturës nën efektin dinamik;

Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar në tipin e seksionit “shell” ose “frame”. Programi analizues ka 4 lloje të elementëve: shell, frame, tendon dhe cable section. Në funksion të strukturës janë pranuar elementin “shell” ose “frame”.

6.4.2 Të dhënat për projektim

Tombinot drejtëkëndore janë projektuar me beton të klasës C25/30, armatura e çelikut është e klasës B me rezistencë karakteristike të rrjedhshmërisë $f_{yk} = 500\text{MPa}$, minimumi i shtresës mbrojtëse nuk duhet të jetë me pak se 4.0cm, klasa e betonit nivelues të pastërtisë është C12/15 dhe shtresa hidroizoluese është 1.0cm.

6.4.3 Të dhënat gjeoteknike

Më poshtë jepen në mënyrë të përmbledhur të dhënat gjeoteknike që janë përdorur për projektimin e tombinove drejtëkëndore:

- | | |
|--|-------------------------------|
| - Koeficienti i reaksionit të tokës (moduli i sustës): | $K_s=30,000 \text{ kN/m}^3$ |
| - Sforcimet e lejuara në tabanin e themelit: | $[\sigma]=150 \text{ kN/m}^2$ |
| - Pesha volumore e tokës: | $Y=19.00 \text{ kN/m}^3$ |
| - Këndi i fërkimit të brendshëm: | $\phi \geq 35^\circ$ |
| - Kohezioni: | $c= 0.00 \text{ kPa}$ |
| - Koeficienti i fërkimit strukturë – dhe: | $\delta=0^\circ$ |
| - Këndi i transmetimit të ngarkesës: | 45 gradë |

6.4.4 Koncepti projektues dhe sistemet referuese

Analiza e të gjithë elementëve të objektit është bërë duke përdorur programin analizues CDSWin dhe SAP2000. Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar në tipin e seksionit shell or frame. Programi analizues ka 4 lloje të elementëve: shell, frame, tendon dhe cable section. Në funksion të llojit të strukturës, në kemi pranuar elementin shell ose frame. Metoda e analizës është metoda e elementëve të fundit (MEF). Epyura e forcave të brendshme, momenti përkulës dhe forca prerëse për elementët shell ose frame janë dhënë në raportin llogaritës.

6.4.5 Metoda e analizës

Metoda e analizës së përdorur është sipas metodës së elementëve të fëndëm (FEM), elementët janë ndarë në elementë trekëndorë, secila nga këta konsideron deformim për shkak të prerjes. Ata janë të përbërë nga 6 nyjë, në vertikaliset dhe në plan në faqe secila me nga 6 shkallë lirie. Kjo lloj ndarje është përdorur në tombinon e analizuar, madhësia e ndarjes është në funksion të dimensioneve të elementëve (trashësisë dhe hapësira dritë). Me anën e një analize lineare elastike, janë marrë tetë forca për çdo nyjë të cilat përdoren për të kontrolluar dhe projektuar seksionin e betonit dhe sasinë e armimit, po kështu dhe zhvendosjet dhe kontrollin e tyre dhe kontrolle të tjera siç janë devijimi, presionet e lejuara të tokës etj.

6.4.6 Analiza dhe rezultatet e llogaritjeve

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

- Vlera e presionit aktiv është llogaritur sipas metodës së "Coulomb".
- Vlera e presionit pasiv është llogaritur sipas metodës "Caquot-Kerisel"
- Analiza nën efektin e ngarkesave sizmike është llogaritur sipas "Mononobe-Okabe"
- Jashtëqendërsia e lejuar e pranuar në program është $e=0.333$

Për secilin nga elementët e tombinos janë kryer llogaritje dhe kontrollet e mëposhtme:

- Kontrolli i sforcimeve të lejuar në tabanin e themelit;
- Dimensioi i elementëve të tombinos 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 EC2)
- Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (EC2)
- Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me EC2)

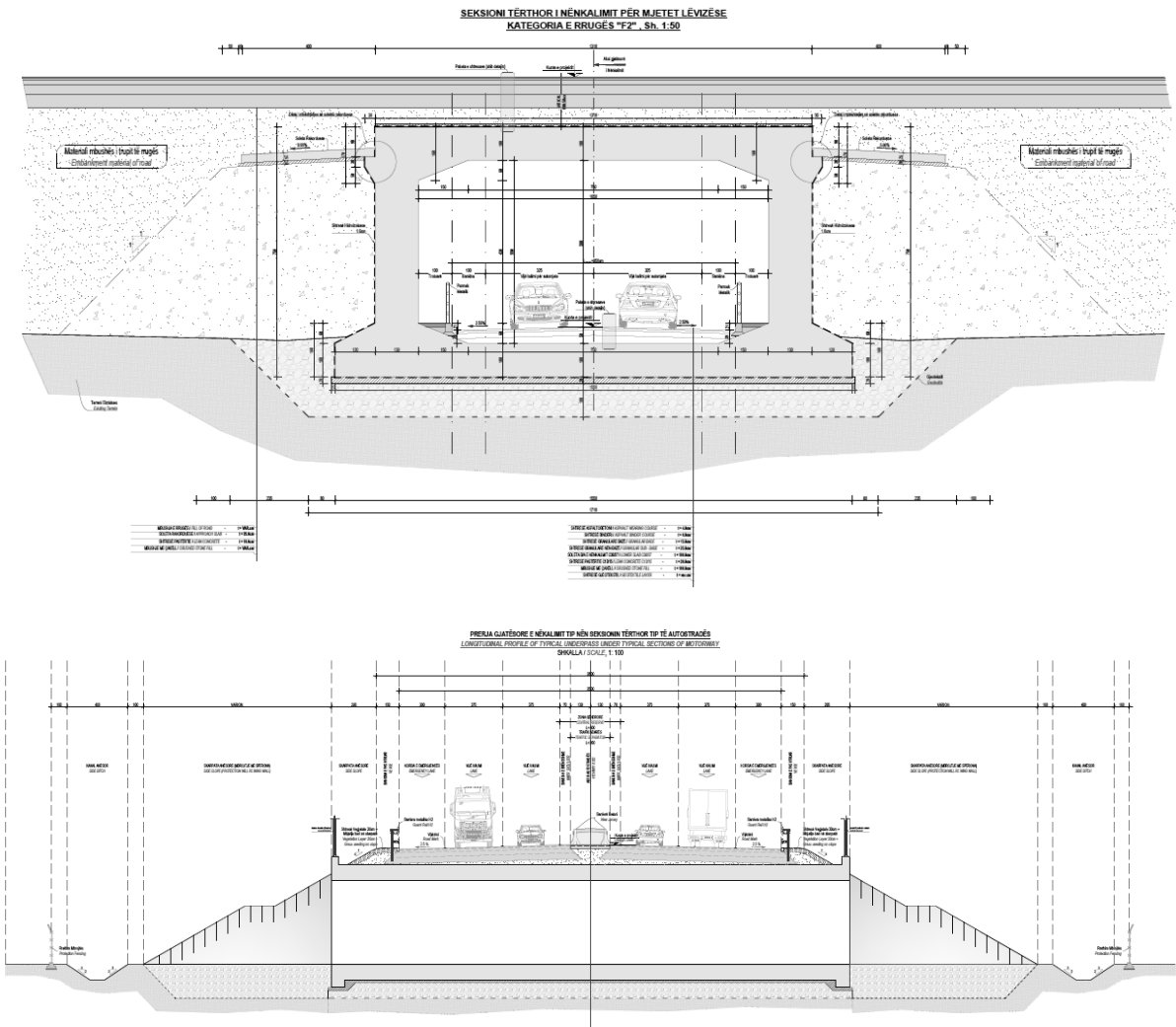


Figura 6-19 Nën kalimi i mjeteve (Kategoria F2)

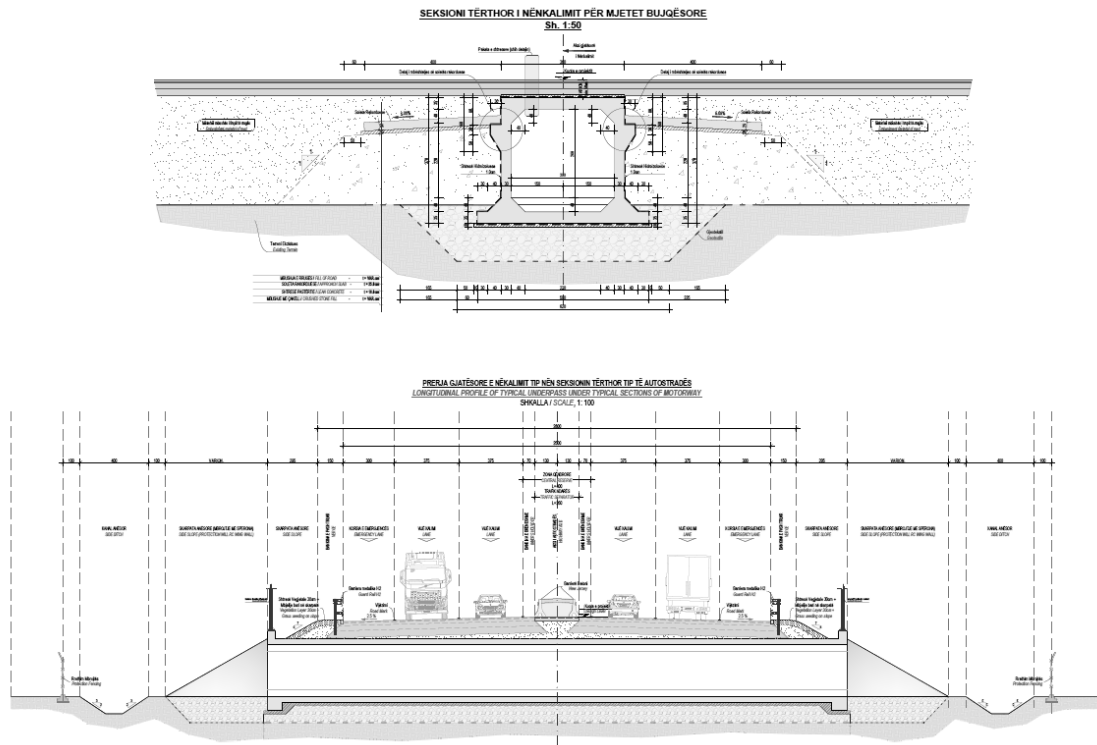


Figura 6-20 Nën kalimi bujqësor tipi 1

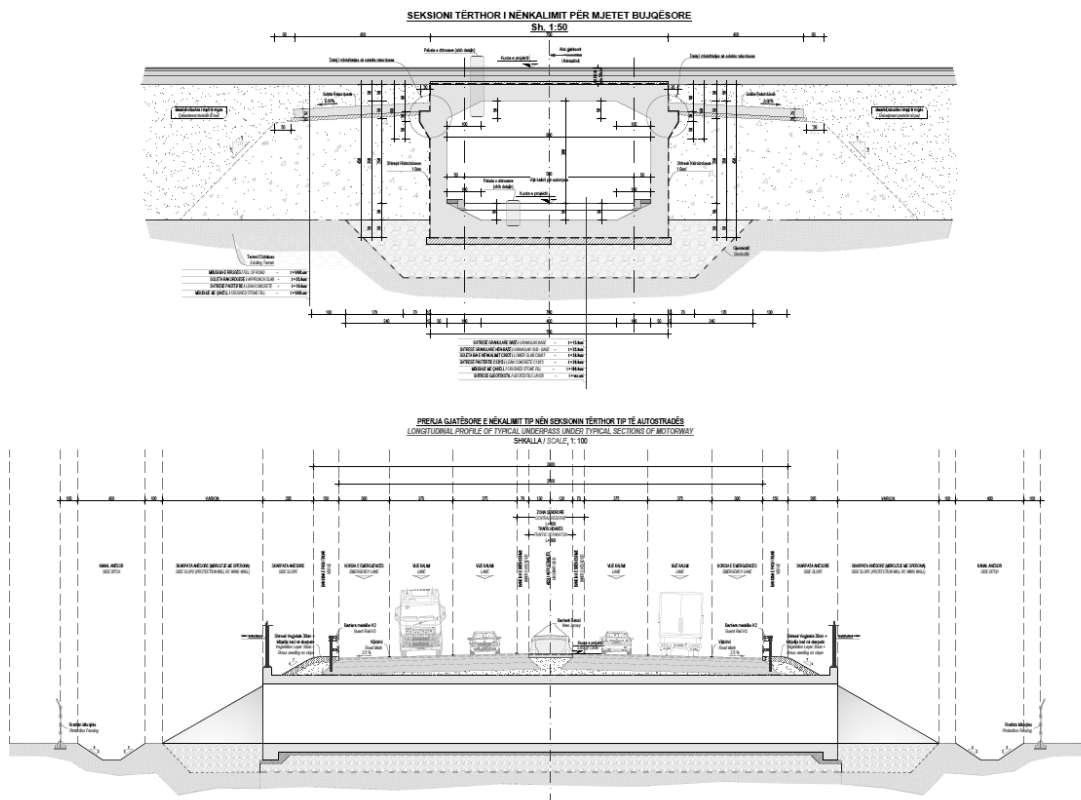


Figura 6-21 Nën kalimi bujqësor tipi 2

6.5.2 Analiza dhe llogaritjet

Në këtë projekt janë përdorur mure mbajtës me lartësi $H=(1.0$ deri në $6.0)$.

Muret janë llogaritur për bazament me $[\sigma]_T = (2.0 - 3.0) daN/cm^2$ si tregohet edhe në vizatimet përkatëse. Në llogaritjen e murit është marrë parasysh presioni pasiv i materialit mbushës me $\varphi \geq 35^\circ$ para murit me një lartësi sa themelin e murit. Përpara fillimit të punimeve të kryhen provat laboratorike dhe të verifikohen parametrat e bazamentit dhe aftësia mbajtëse (kapaciteti bearing R), në rastet kur bazamenti nuk i plotëson këto parametra duhet të merren masat e nevojshme me miratimin e inxhinierit. Thellësia e zhytjes së themelit duhet të jetë $H_{zh} \geq H_{th} + 1m$ ku H_{th} është lartësia e themelit të murit.

Këto mure duhet të sigurojnë kushtin në rrëshqitje dhe për të pasur sforcime në bazament më të vogla se sforcimet e lejuara.

Materialet që do përdoren për muret mbajtës janë beton i klasës C25/30 dhe çelik B500.

Modeli llogaritës është realizuar me ndihmën e **GeoStructural Analysis**. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës së murit me lartësi 4.0m.

Gjatësia e murit duhet të jetë jo më e madhe se 12m dhe ndarja duhet të bëhet me fugë 4cm.

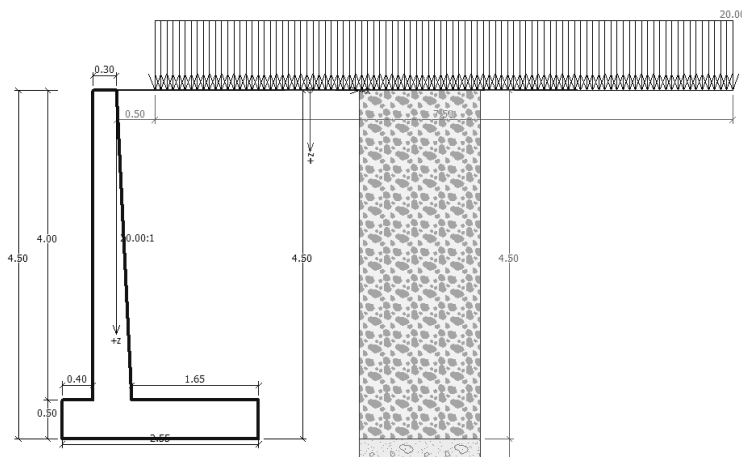


Figura 6-23 Gjeometria e murit mbajtës me lartësi $H=4.00m$.

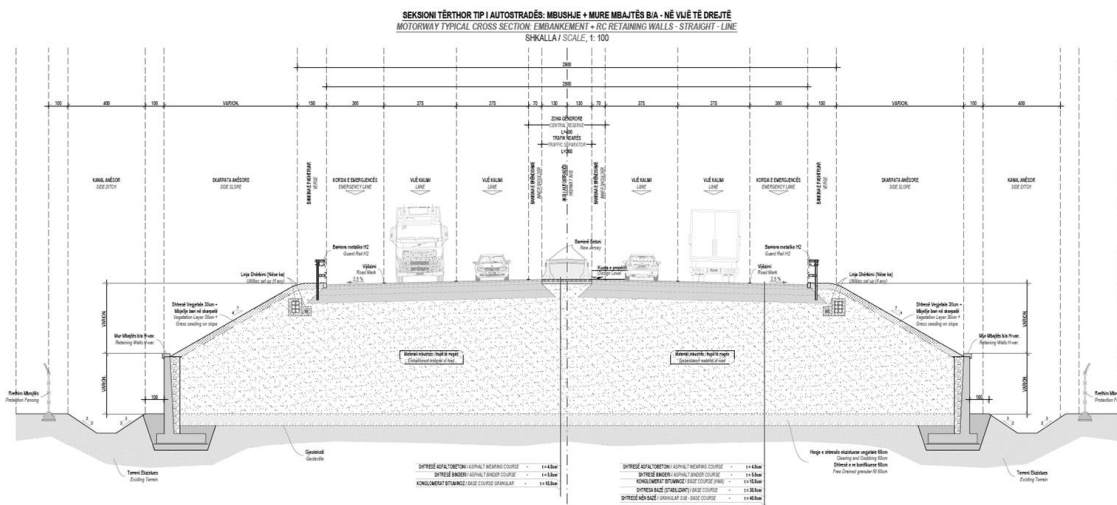


Figura 6-24 Seksioni tërthor i rrugës me muret mbajtës b/a

6.6 MURE MBAJTËS ME DHE TË PËRFORCUAR;

6.6.1 Të përgjithshme

Muret Terramesh (toka e armuar) që do të përdoren në këtë segment të rrugës janë përdorur në disa zona përgjatë gjatësisë së rrugës në anën e djathtë dhe të majtë të rrugës, nga Elbasani në drejtim të Rrogozhinës. Këto mure janë përdorur si mure mbajtës në anë të rrugës duke realizuar strukturën mbajtëse të rrugës kundrejt niveletës së përcaktuar dhe duke siguruar që mbushja në trupin e rrugës të jetë e qëndrueshme. Në total muret Terramesh janë përdorur në disa zona kryesore të ndryshme, me lartësi të ndryshme në funksion të terrenit dhe niveletës së rrugës. Tipet e mureve mbajtës që janë llogaritur janë të tipeve të ndryshëm, duke filluar me lartësinë 1.0m dhe deri maksimumi në 10.00m.

Këto mure janë llogaritur dhe dimensionuar sipas kriterëve të projektimit evropiane. Muri është kontrolluar duke përfshirë kontrollin në rrëshqitje dhe në përmbysje, llogaritja e planit më të keq të rrëshqitjes dhe janë projektuar kundrejt ngarkesave të përkohshme dhe ato të tërmetit. Më poshtë do të japim raportin teknik të llogaritjes së një tipi të një muri mbajtës që është përdorur në këto segmente.

6.6.2 Analiza dhe llogaritjet

Muret Terramesh janë llogaritur dhe projektuar në përputhje me Normat Evropiane (Eurocode). Një numër i madh dhe i ndryshëm i mureve Terramesh janë përdorur në këtë projekt. Specifikimet Teknike dhe dimensionet e mureve janë treguar në planimetrinë e rrugës dhe në tabelën e paraqitur më lart.

Muret janë llogaritur për bazament me $[\sigma]_{T,min} = (2.0 - 4.0) daN/cm^2$ si tregohet edhe në vizatimet përkatëse. Në llogaritjen e murit është marrë parasysh presioni pasiv i materialit mbushës para murit me një lartësi sa themelin e murit.

Siç do të tregohen në raportet përkatëse për secilin nga muret, muret Terramesh janë projektuar dhe kontrolluar për secilën nga rastet e mëposhtme:

- *Kontrolli në rrëshqitje;*
- *Kontrolli në përmbysje;*
- *Kontrolli i sforcimeve në bazamentin e mureve;*
- *Kontrolli i planin më të rrezikshëm të rrëshqitjes.*

Modeli llogaritës është realizuar me ndihmën e “**Geo Structural Analysis**”.

Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës.

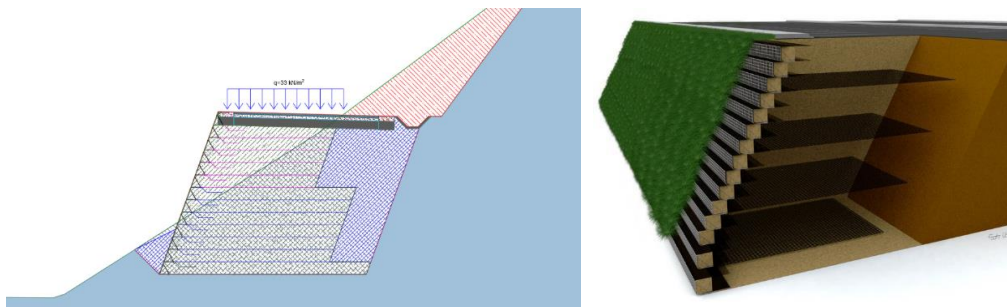


Figura 25 Gjeometria e murit Terramesh

6.7 MURE MBAJTËS ME BLOQE GABIONI;

Në këtë projekt janë përdorur mure gabioni me lartësi $H=(1.0, 2.0, 3.0$ dhe $4.0)$ m. Muret janë llogaritur për bazament me $[\sigma]_T = 3.0 \text{ daN/cm}^2$ si tregohet edhe në vizatimet përkatëse. Në llogaritjen e murit është marrë parasysh presioni pasiv i materialit mbushës me $\varphi \geq 35^\circ$ para murit me një lartësi sa themelin e murit. Përpara fillimit të punimeve të kryhen provat laboratorike dhe të verifikohen parametrat e bazamentit dhe aftësia mbajtëse (kapaciteti bearing R), në rastet kur bazamenti nuk i plotëson këto parametra duhet të merren masat e nevojshme me miratimin e inxhinierit. Thellësia e zhytjes së themelit duhet të jetë $H_{zh} \geq H_{th} + 1\text{m}$ ku H_{th} është lartësia e themelit të murit.

Këto mure duhet të sigurojnë kushtin në rrëshqitje dhe për të pasur sforcime në bazament më të vogla se sforcimet e lejuara.

Rrjeta që do përdoret për ndërtimin e gabioneve do të jetë e tipit 6x8 me tel $\varnothing 2.2\text{mm}$ i galvanizuar (Zn-Al 5%mm) sipas standardit EN 10223-3.

Ngarkesa e trafiku është marrë si ngarkesë uniformisht e shpërndarë 20kN/m^2 . Skarpata e mbushjes ka një lartësi prej 3m mbi kokën e murit me një koeficient skarpate 1:1.5.

Modeli llogaritës është realizuar me ndihmën e **GeoStructural Analysis**. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje dy dimensionale e modelit llogaritës së murit me lartësi 4.0m.

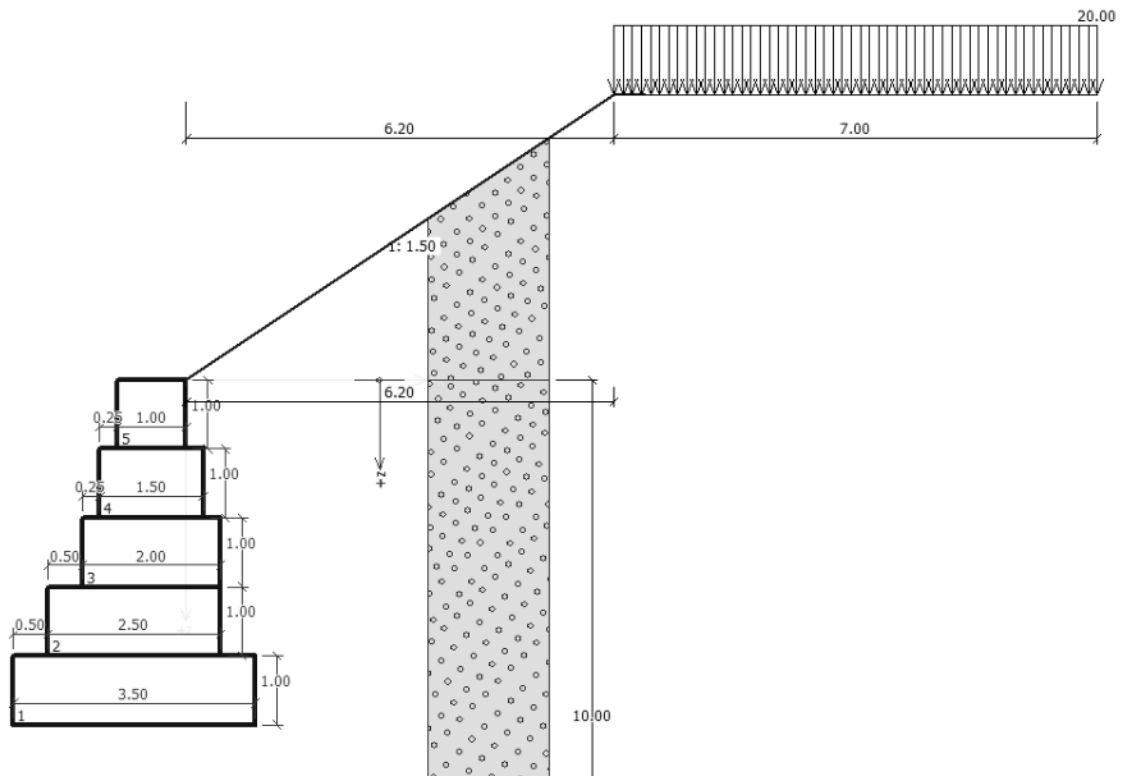


Figura 6-27 Gjeometria e murit të gabionit me lartësi $H=4.00\text{m}$.

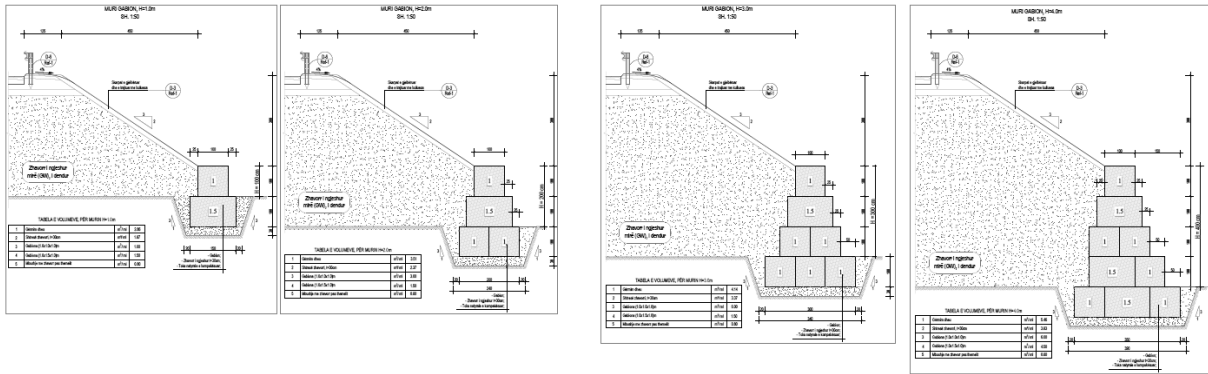


Figura 6-28 Muret tip prej gabioni që janë përdorur

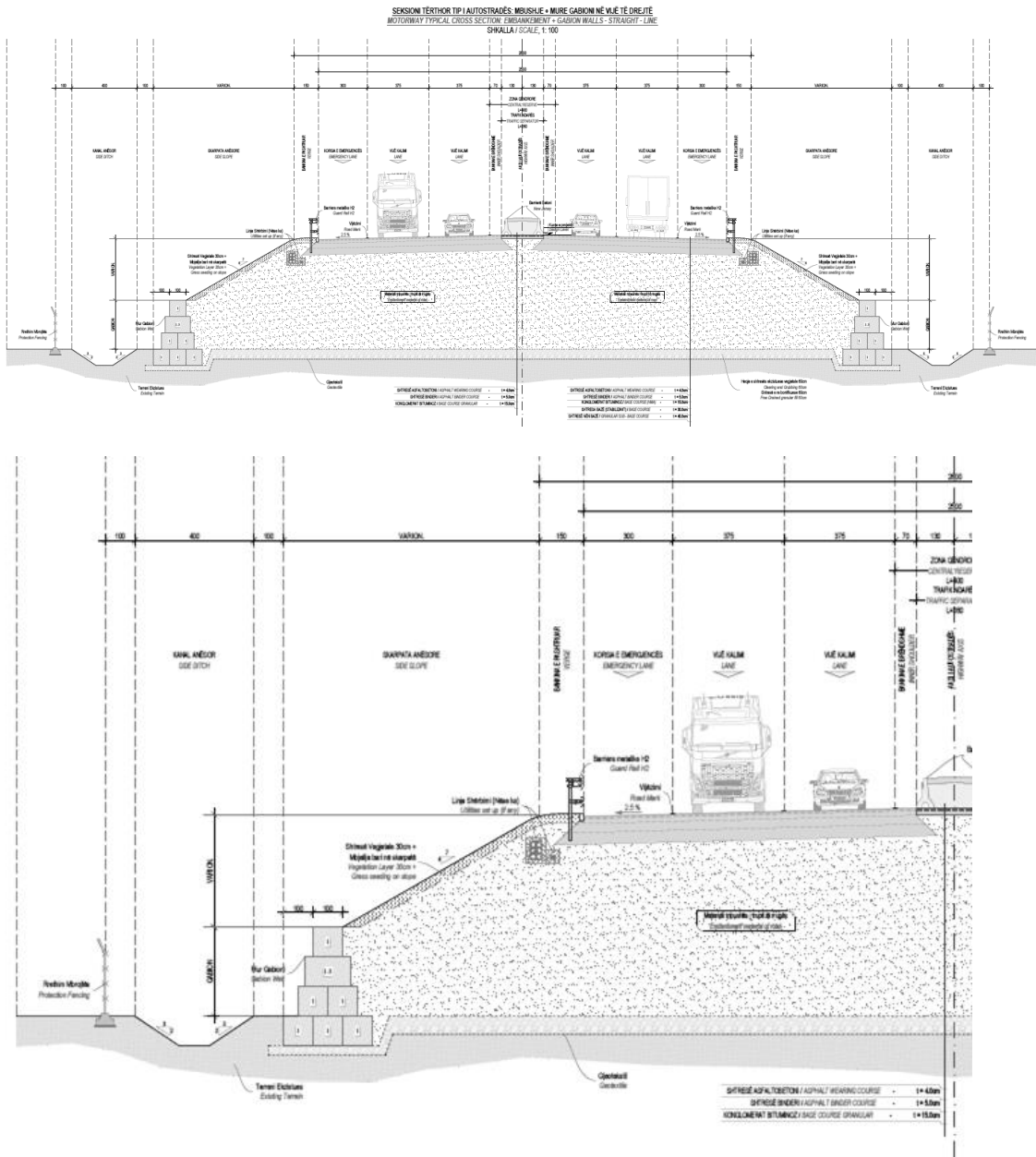
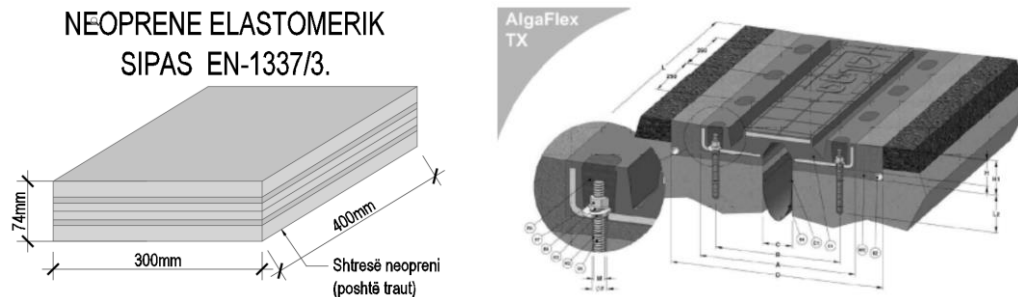


Figura 6-29 Seksioni Tërthor i rrugës me mure gabioni

7 ELEMENTË TË TJERË

Në trotualet e urave dhe viadukteve dhe në bordurën anësore, janë të fiksuara kufizuesi vertikal i mjeteve (Guardreili metalikë) për urat dhe parmaku metalikë anësorë për këmbësorët. Ndërmjet kufizuesit anësor të këmbësorëve dhe bordurës anësore ka një gjerësi të ndryshueshme, si gjerësi shërbimi dhe kalimi (*shih prerjen tërthore të urës*), që shërben për hapësirën e duhur të shërbimit të urës dhe për kalimin e këmbësorëve. Në pjesën e trotuarit janë lënë hapësirat e kalimit të kabujve të rrjeteve të ndryshme (si për shembull të telefonisë, internetit, elektrikë, fibra optike etj.), për më shumë të shihen detajet në fletët e vizatim përkatëse. Trarët mbështeten në ballna dhe në jastëkun e pilave. Mbështetjet e trarëve janë parashikuar prej neoprenësh të tipit *NB 300x400x74mm* të kompanisë ALGA ose ekuivalente por që të plotësojnë karakteristikat e forcave të brendshme dhe zhvendosjeve siç jepen në fletët e veçanta të vizatimeve. Për urën në fjalë, soleta nuk do të jetë e vazhduar për të dy hapësirat dritë, por do të ketë fugë delitacioni në çdo mbështetje d.m.th në hyrje dhe në dalje dhe në mbështetjen e mesit (pilën). Fugat janë parashikuar të jenë të pajisura me një pajisje speciale të gomuar të tipi “ALGAFLEX” ose ekuivalente. Për kullimin e ujërave është parashikuar vendosja e tubave P.V.C me diametër $d=100\text{mm}$ dhe në drejtimin gjatësor $d=120\text{mm}$ në mënyrë që të largohet në mbështetjet anësore të urës, për largimin e ujërave deri në sipërfaqen e tokës.



Detaj i neoprenit

Detaj i fugës delitacioni të urës

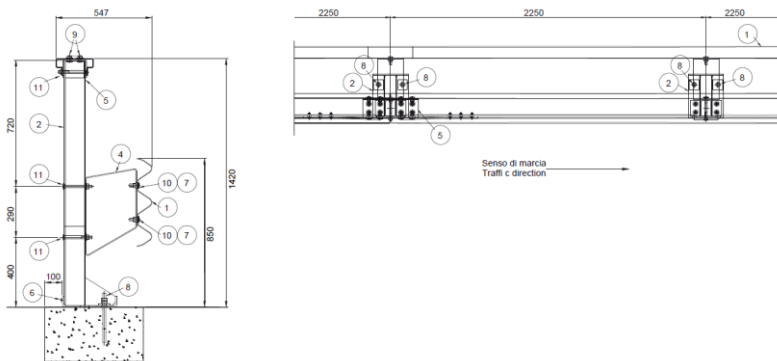


Figura 7-1 Detaje të ndryshme të strukturave

8 MONTIMI I STRUKTURAVE PARAFABRIKAT

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.



Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile <20.00m



Vendosja e trarëve në vepër për lartësi pile >20.00m

9 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*