



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
SHKOLLA E DOKTURATURËS NË INXHINIERI NDËRTIMI

Studimi i efekteve të deformkohës në strukturat beton arme

PUNIM

Paraqitur për gradën shkencore "Doktor i shkencave"

Kandidati
M.Sc. Xhevahir ALIU

Udhëheqësi shkencor
As. Prof. Gëzim MUKLI

"Tiranë 2016"



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
SHKOLLA E DOKTURATURËS NË INXHINIERI NDËRTIMI

Doktoraturë në "Inxhinieri Ndërtimi"

Studimi i efekteve të deformkohës në strukturat beton arme

KOMISIONI PËR MBROJTJEN E DOKTORATURËS

- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| 1. Prof.Niko POJANI | Kryetar & Oponent |
| 2. Prof.As. Neritan SHKODRANI | Anëtar |
| 3. Prof. Stavri LAMI | Anëtar |
| 4. Prof. Elmaz SHEHU | Anëtar |
| 5. Prof.As. Fisnik KADIU | Anëtar & Oponent |

Kandidati: MSc. Xhevahir ALIU

*Këtë temë ja dedikoj familjes sime, e cila më ka
treguar rrugën për të ecuar përpara, kanë genë mbështetja dhe frymëzimi
im i vazhdueshëm!!*

Të drejtat e autorit ©2016 Xhevahir Aliu

Mirënjohje

Nëpërmjet saj shpreh mirënjohjeje dhe falenderimin për disa persona, të cilët më kanë mbështetur dhe kanë dhënë ndihmesën e tyre, gjatë punës së këtij materiali.

Do të doja të falenderoja familjen time e cila më ka dhënë mbështetjen e vazhdueshme gjatë gjithë periudhës së përgatitjes për finalizimin e kësaj teze.

Do të doja të falenderoja udhëheqësin tim të tezës Prof. Asoc. Gëzim Mukli për ndihmën, konsultimet dhe udhëzimet e tij për zhvillimin e saj.

Do të doja të falenderoja Dr. Marco Verdina, Dr. Gennaro Guala, dhe në veçanti Dr. Giovanni Zappa që më kanë dhënë një ndihmesë thelbësore në realizimin e një pjese të këtij studimi.

Do të doja të falenderoja profesorët e Fakultetit, dhe në veçanti: Prof. Asoc. Neritan Shkodrani, Dr. Adrian Lako, Dr. Ervin Paçi, Dr. Igli Kondi, për ndihmesën dhe mbështetjen që më kanë dhënë.

Është fundmi, do të doja të falenderoja në mënyrë të veçantë mikun, kolegun dhe bashkëpunëtorin tim Dr. Mentor Balilaj, për mendimet, sugjerimet, mbështetjen dhe ndihmesën që më kanë dhënë gjatë gjithë kohës së përgatitjes së materialit.

"Faleminderit të gjithëve!"

Simbolet kryesore

$J(t, t_0)$	– funksioni i deformkohës
$\varphi(t, t_0)$	– koeficienti i deformkohës
$\sigma_c(t_0)$	– sforcimet normale konstante në momentin " t_0 "
f_{cm}	– rezistenca mesatare kubike e betonit
f_{ptk}	– rezistenca karakteristike e këputjes në armaturën e paranderur
$\varepsilon_{def}(t, t_0)$	– deformimet relative të shkaktuara nga deformkoha
$\sigma_{def}(t, t_0)$	– sforcimet e shkaktuara nga deformkoha
$\Phi(t, t_0)$	– deformkoha bazë
$\Psi(t, t_0)$	– relaksimi
$R(t, t_0)$	– funksioni i relaksimit
$\psi(t, t_0)$	– koeficienti i relaksimit të betonit
δ_e	– uljet elastike
δ_{def}	– uljet nga deformkoha
δ_{kavo}	– mbingritja nga kavot e paranderura
h_0	– përmasa fiktive
E_c	– moduli i elasticitetit të betonit
E_s	– moduli i elasticitetit të armaturës
E_p	– moduli i elasticitetit të armaturës së paranderur
A_t	– sipërfaqja e seksionit të elementit
A_p	– sipërfaqja e armaturës së paranderur
S_t	– momenti statik i seksionit
γ_{Gt}	– pozicioni i qendrës së gravitetit
I_t	– momenti i inertësisë së seksionit
W_t	– momenti i rezistencës së seksionit:
σ_p	– sforcimet në armaturën e paranderur
σ_i	– sforcimet në fibrat e poshtme të seksionit
σ_s	– sforcimet në fibrat e sipërme të seksionit
$\Delta\sigma$	– humbjet në armaturën e paranderur
M_{sdu}	– momenti përkulës nga ngarkesat e jashtme
V_{sdu}	– forca prerëse nga ngarkesat e jashtme
M_r	– momenti rezistent
V_{rd}	– forca prerëse rezistente

Përmbajtja

Parathënie	6
Qëllimi dhe objektivat e studimit	7
Organizimi i doktoraturës	7
KAPITULLI I	9
1 PËRMBLEDHJE TEORIKE MBI EFEKTIN E DEFORMKOHËS	9
1.1 Hyrje.....	9
1.2 Veçoritë e fenomenit	9
1.3 Modelet teorike të deformkohës.....	13
1.3.1 Modelet teorike "ekstreme"	13
1.3.2 Modelet empirike	18
1.4 Efektet strukturore të deformkohës	18
1.5 Zgjidhja teorike e problemit	19
KAPITULLI II	21
2 DEFORMKOHA SIPAS NORMAVE TË NDRYSHME	21
2.1 Parathënie	21
2.2 Deformkoha sipas modelit normativ CEB-FIP- 1978	21
2.3 Deformkoha sipas modelit normativ CEB-FIP-90	23
2.3.1 Rezistenca në shtypje:	23
2.3.2 Sforcimet dhe deformimet.....	23
2.3.3 Moduli i elasticitetit.....	23
2.3.4 Efektet e mëvonshme, ndryshimet e rezistencës në lidhje me kohën.....	24
2.3.5 Ndryshimi i modulit të elasticitetit në lidhje me kohën.....	24
2.3.6 Deformimet e përgjithshme në lidhje me kohën	25
2.3.7 Fushat e zbatimit/aplikimit.....	25
2.3.8 Deformkoha.....	25
2.3.9 Koeficienti i deformkohës	26
2.4 Deformkoha Sipas Normativës Italiane D.M. 9 Janar 1996.....	27
2.5 Deformkoha sipas normativës italiane D.M. 14 Janar 2008.....	28

2.6	Deformkoha sipas CEB-FIP-2010.....	29
2.7	Deformkoha sipas "Eurokod ^{it} 2" (EN 1992-1-1).....	32
2.8	Deformkoha sipas normës amerikane ACI 209R-92(98)	34
2.9	Deformkoha sipas Bažant-Baweja B3 model.....	37
2.10	Deformkoha sipas GL2000 model.....	39
2.11	Deformkoha në softet inxhinierike me elementë të fundëm.....	40
KAPITULLI III.....		47
3	GJËNDJA LIMITE E DEFORMIMEVE	47
3.1	Limitet e deformimeve	47
3.2	Llogaritja analitike e deformimeve	48
3.3	Strukturat statikisht të pacaktuara	52
KAPITULLI IV		57
4	ANALIZA DHE STUDIMI I EFEKTEVE TË DEFORMKOHËS NË NDËRTESA.....	57
4.1	Parathënie	57
4.2	Përshkrimi i objektit të studimit	57
4.3	Përshkrimi i elementëve strukturorë të godinës	58
4.4	Modeli numerik i llogaritjeve.....	59
4.5	Materialet e strukturës	60
4.6	Ngarkesat vepruese [6], [7].	62
4.7	Përshkrimi i elementëve strukturor të mbulesës.....	63
4.8	Gjëndja deformative e trarëve të mbulesës	65
4.9	Ligji i deformkohës për beton të klasës C60/75 [1].	66
4.9.1	Diagramat e deformimeve të trarëve të mbulesës, për klasë betoni C60/75	68
4.10	Ligji i deformkohës për beton të klasës C45/55 [1]	78
4.10.1	Diagramat e deformimeve të trarëve të mbulesës, për klasë betoni C45/55	80
4.11	Analiza e forcave të brëndshme nga efekti i deformkohës.....	90
KAPITULLI V.....		95
5	EFEKTET E DEFORMKOHËS NË VEPRAT E ARTIT	95
5.1	Hyrje.....	95
5.2	Përshkrimi i objektit	95

5.3	Përshkrim i përgjithshëm i elementëve ndërtimorë	96
5.3.1	Mbistruktura	96
5.3.2	Nënstruktura	97
5.3.3	Ngarkesat e aplikuara [3].	98
5.3.4	Modeli llogaritës.....	99
5.3.5	Kombinimi i ngarkesave	102
5.4	Analizimi i problemeve të deformkohës	102
5.4.1	Humbja e forcës së paranderjes në kavot e paranderura të trarëve kryesorë të mbistrukturës .	103
5.4.2	Uljet e mbistrukturës	108
KAPITULLI VI		117
6	APLIKIMI I MASAVE RIKUPERUESE MBI EFEKTET E DEFORMKOHËS	117
6.1	Hyrje.....	117
6.2	Përshkrimi i elementëve strukturorë të analizuar	117
6.3	Skema statike, ngarkesat dhe hipotezat e llogaritjeve	118
6.4	Paranderja e trarëve	120
6.5	Projektimi paraprak, Trau T1 (në aksin “10”).....	121
6.5.1	Paradimensionimi	121
6.5.2	Verifikimet në intervalin e parë [0;365] ditë	126
6.5.3	Verifikimet në intervalin e dytë [365; ∞[ditë	136
6.6	Projektimi paraprak, Trau T2 (në aksin 7)	145
6.6.1	Paradimensionimi	145
6.6.2	Verifikimet në intervalin e parë [0;365] ditë	150
6.6.3	Verifikimet në intervalin e dytë [365; ∞[ditë	160
KAPITULLI VII		170
7	REZULTATE, PERFUNDIME DHE REKOMANDIME.....	170
7.1	Efektet e deformkohës në mbulesën e Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalcementiGroup, Bergamo (QRKIIGB)	170
7.2	Efektet e deformkohës në strukturën e mbikalimit automobilistik me Hd =8x27m.....	175
7.3	Konkluzione dhe rekomandime.....	176
ANEKSI A.....		177

RIKUPERIMI I ULJEVE NË TRARËT E MBULESËS TË REALIZUAR SI STRUKTURË KOMPOZITE NËPËRMJET TEKNOLOGJISË SË PARANDERJES MBAS BETONIMIT (ZGJIDHJA ALTERNATIVE)	177
Parathënie	177
Masat rikuperuese	177
Struktura kompozite e trarëve	177
Aspekte mbi llogaritjen e trarëve kompozitë	179
Përmbajtja e figurave	184
Përmbajtja e tabelave	188

Parathënie

Ky studim zhvillohet mbi bazën e temës së doktoraturës *"Studimi i efekteve të deformkohës mbi strukturat beton arme"*, të miratuar me Vendim të Këshillit të Profesorëve të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit, Nr.10 datë 27.04.2012, si dhe një programi të detajuar të hartuar nga Doktoranti dhe Udhëheqësi Shkencor, të miratuar nga Departamenti i Konstruksioneve të Ndërtimit dhe Infrastrukturës së Transportit.

Në këtë material doktoratë, zhvillohet studimi i efekteve të deformkohës në strukturat beton arme dhe analizimin e problemeve që ato paraqesin. Studimi paraqet gjithashtu edhe masat e duhura rikuperuese për eliminimin e këtyre problemeve. Me qëllimin e vlerësimit të karakterit të këtyre efekteve për struktura prej betoni të armuar çfarëdo, studimi mbështetet në analizën e fenomenit për dy objekte: për rastin e ndërtesave si dhe në rastin e urave apo veprave të artit.

Duke patur parasysh se ndër problemet kryesore të fenomenit të deformkohës janë uljet apo deformimet, për arsye që të përfitojmë vlera domethënëse, do të merren në studim, struktura të veçanta, kryesisht ato me hapësira të mëdha drite, ku uljet e shkaktuara nga deformkoha kanë vlera të konsiderueshme dhe në mjaft raste edhe problematike për zgjidhjen funksionale apo edhe estetike të tyre. Për këtë qëllim, kemi përzgjedhur si objekt studimi mbulesën e strukturës së *Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalCementiGroup, Bergamo (QRKIIGB)*, për faktin, që mbulesa e konceptuar në një pjesë të saj si struktura beton arme konsol, me gjatësi nga 10.6m deri në 19.1m, në të cilën, uljet nga efekti i deformkohës marrin vlera të konsiderueshme. Gjithashtu pjesë e studimit është edhe studimi i efekteve në fjalë në mbikalimin rrugor, i cili po ndërtohet në një nga nyjet rrugore të Unazës së Jashtme të qytetit Tiranë. Mbikalimi në fjalë, përbëhet nga 8 hapësira drite, secila me gjatësi 27m.

Gjatë studimeve të objekteve të mësipërme, rezulton që në rastin e parë (rastin e mbulesës) efektet e deformkohës japin vlera tepër problematike, duke kaluar edhe limitet normative. Uljet që pëson stuktura mbulesës për shkak të deformkohës, bën të domosdoshme ndërhyrjen në marrjen e masave rikuperuese për fenomenin. Për këtë rast, në studim prezantohet procedura e ndërhyrjes rikuperuese duke shfrytëzuar teknologjinë e paranderjes mbas betonimit. Si rezultat i kësaj të fundit, arrihen të përfitohen pritshmëritë e kërkuara në eliminimin e problemeve në fjalë.

Qëllimi dhe objektivat e studimit

Qëllimi dhe objektivat e këtij studimi, lidhen me:

1. evidentimi i veçorive të fenomenit të deformkohës, faktorëve ndikues, etj.
2. prezantimin dhe vlerësimin e efekteve në strukturat beton arme;
3. referimet normative mbi deformkohën;
4. vlerësimin e ecurisë në kohë të fenomenit dhe ndërtimi i ligjit të koeficientit të deformkohës;
5. studimi i efekteve të deformkohës në struktura beton arme nëpërmjet rasteve aplikative;
6. prezantimi i masave të nevojshme për eliminimin apo rikuperimin e efekteve në fjalë nëpërmjet zgjidhjeve teknike të posaçme.

Organizimi i doktoraturës

I gjithë studimi mbështetet në shtatë kapituj, ku shkurtimisht në mënyrë të përmblodhur përshkruhen mëposhtë:

Në kapitullin e parë, jepet në mënyrë të përgjithshme përmblledhja teorike në lidhje me fenomenin e deformkohës, veçoritë e saj, modelet teoriko studiuëse, efektet strukturore, etj.

Në kapitullin e dytë, paraqiten disa nga referimet kryesore normative të këtij fenomeni si dhe zhvillimet e këtyre normave ndër vite. Në këtë kapitull prezantohen, rekomandimet kryesore normative të *CEB-FIP* të viteve 1978/1990/2010, referimet normative të *EN 1992-1-1:2004*, normat italiane *D.M. 1996* dhe *D.M. 2008*, normave amerikane *ACI 209R-92/(98)* si dhe disa nga modelet bazë llogaritesë të disa autorëve që njihen në literaturë për fenomenin.

Në kapitullin e tretë, paraqiten limitet normative të uljeve apo deformimeve. Gjithashtu trajtohet në mënyrë të përgjithshme teoria e llogaritjeve analitike të ujleve.

Në kapitullin e katërt, paraqitet studimi i ecurisë së uljeve në kohë të shkaktuara nga fenomeni i deformkohës nëpërmjet një rasti aplikativ në ndërtesa. Si objekt studimi është marrë struktura e mbulesës së objektit "*Qendra e Re e Kërkimeve dhe Inovacionit ItalcementiGroup, Bergamo (QRKIIGB)*", për faktin se ajo në pjesë të saj është e konceptuar si strukturë konsol beton arme, me gjatësi nga 10.6m deri në 19.1m, për të cilën, uljet nga efekti i deformkohës japin vlera problematike. Studimi mbështetet mbi modelin numerik me elementë të fundëm të objektit dhe përfshin vlerësimin e uljeve në trarët e mbulesës nga fenomeni i deformkohës, si dhe evidentimi i efekteve të shkaktuara nga ky fenomen.

Në kapitullin e pestë, paraqitet studimi i efekteve të deformkohës në ura. Si objekt studimi është marrë një nga mbikalimet kryesore të rrjetit rrugor, i cili po ndërtohet në një nga nyjet rugore të unazës së jashtme të qytetit Tiranë. Ky mbikalim, përbëhet nga 8 kampata me hapësirë dritë 27m secila, ku mbistruktura e saj realizohet me trarë të parapërgatitur prej b/arroje në forme "T", të realizuar me teknikën e paranderjes mbas betonimit dhe soleta e saj e

cila do realizohet monolite. Studimi mbështetet mbi modelin numerik me elemente të fundëm të objektit dhe përfshin studimin në lidhje me shkurtimin e pilave, vlerësimin e humbjeve të forcës së paranderjes si dhe llogaritjen e uljeve maksimale, të mbistrukturës shkaktuar nga fenomeni i deformkohës.

Në kapitullin e gjashtë, paraqitet zgjidhja teknike për rikuperimin e efekteve të shkaktuara nga fenomeni i deformkohës në rastin e trarëve të mbulesës së *QRKIIGB*. Nëpërmjet një procedurë standarte prezantohen masat rikuperuese të ndërhyrjeve në kohë për zgjidhjen e problemit si dhe verifikimet përkatëse sipas ecures së masave të marra. Masat e marra konsistojnë në shfrytëzimin e teknologjisë së paranderjes mbas betonimit, prej të cilave përfitojmë rezultatet e pritura.

Në kapitullin e shtatë, paraqiten përfundimet dhe konkluzionet për objektet e marra në studim, mbi bazën e të cilave nxirren edhe rekomadimet përkatëse.

KAPITULLI I

1 PËRMBLEDHJE TEORIKE MBI EFEKTIN E DEFORMKOHËS

1.1 Hyrje

Nën veprimin e ngarkesave, struktura e betonit pëson deformime elastike dhe deformime joelastike ose viskoze [1], [3]. Deformimet elastike lindin menjëherë sapo struktura vihet nën ngarkesë, ndërsa deformimet joelastike rriten pambarrimisht në kohë, shkaktuar kjo nga veprimi në kohë i ngarkesës. Deformimet joelastike, njihen ndryshe edhe si deformime të shkaktuara nga efekti i deformkohës.

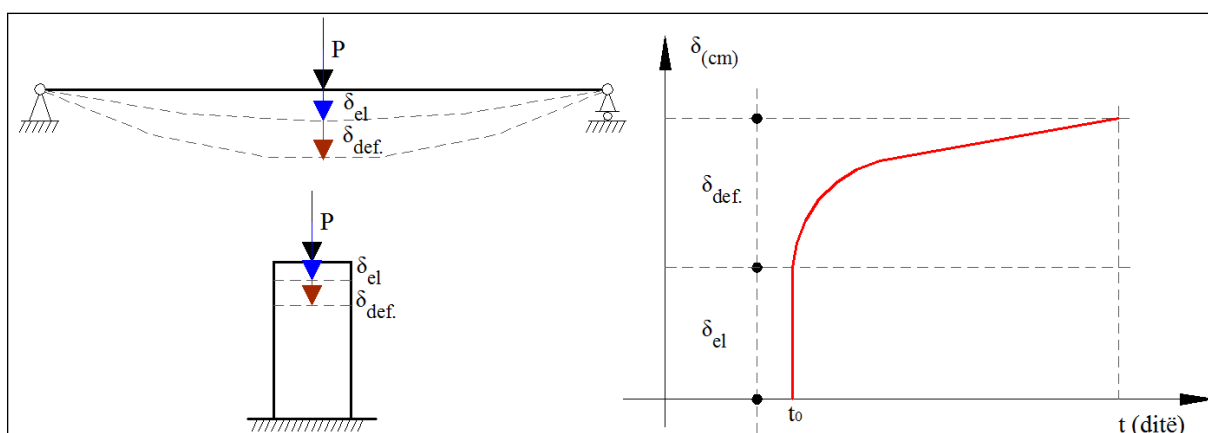


Figura 1: Deformimet e elementit

Deformkoha si fenomen karakteristik i betonit u prezantua për herë të parë në literaturë nga Woolson në vitin 1905 [2]. Në vazhdimësi, studiues të tjerë dhanë kontributin e tyre në përshkrimin dhe qartësimin e problemeve që shkakton ky efekt, midis të cilëve përmenden në veçanti Glanville (Angli), Davis (SHBA) dhe F. Dischinger (Gjermani). Ky i fundit, më 1937 publikoi i pari ekuacionet diferenciale që formulojnë efektin e deformkohës. Sipas studimeve të kryera, u konstatua që efekti i deformkohës ekzistonte në të gjithë materialet, por ndërsa te çeliku është plotësisht i papërfillshëm, tek betoni duhet të merret parasysh në varësi të madhësisë së saj.

Që gjatë muajit të parë në strukturat prej betoni, deformimet joelastike arrijnë $(25 \div 33) \%$ të deformimeve totale të shkaktuara nga efekti i deformkohës, ndërsa në fund të vitit të parë ato arrijnë $(70 \div 85) \%$ të këtyre deformimeve.

1.2 Veçoritë e fenomenit

Deformimet e shkaktuara nga fenomeni i deformkohës shkaktohen nga veprimi i ngarkesave të jashtme që veprojnë në kohë të gjatë dhe lidhen me lëvizjen translativë të molekulave të ujit të thithura në strukturë si “xhel” në bashkëveprim me sforcimet kapilare që lindin në strukturë.

Karakteristikat (veçoritë) e këtij fenomeni, mund të përmbliidhen në disa pika [4], [5]:

- deformimi është proporcional me sforcimin të cilit i nënshtrohet elementi i betonit, domethënë, për të njëjtën kohë të veprimit të ngarkesave, sforcimeve të mëdha i korrespondojnë deformime me shpejtësi të mëdha;
- deformimi i induktuar nga efekti i deforkmohës është i konsiderueshëm në periudhën fillestare të jetës së betonit, për tu zvogëluar pastaj në mënyrë progresive me kalimin e kohës derisa të shkojë në mënyre asimptotike drejt një vlere limite;
- faktorët që favorizojnë deformkohën janë: ambienti i thatë i stazhionimit, sasia e lartë e çimentos, agregatet e lehta dhe një raport i lartë ujë-çimento;
- moduli i elasticitetit të lëndëve inerte ndikon në mënyrë të konsiderueshme në efektin e deformkohës. Shkaktohen deformime të mëdha në betone me inerte, që kanë modul elasticiteti të vogël;
- për të njëjtën rezistencë në shtypje, efekti i deformkohës është më i madh në betone që përbëhen nga çimento që ngurtësohet shpejt krahasuar me betone me çimento me ngurtësim normal;
- efekti i deformkohës është më i theksuar dhe mbi të gjitha i zhvilluar për një kohë më të shkurtër në elementë strukturorë të vegjël, krahasuar me elementë strukturorë masivë;
- një element betoni i ngarkuar në një moshë të caktuar të tij, pas një periudhe qetësie, përshkon gjithësesi të gjitha fazat e deformimit si pasojë e deformkohës por me më pak efekt si pasojë e kohës së gjatë të stazhionimit të elementit të betonit;
- nëse elementi strukturor shkarkohet, ai rifiton gjëndjen e tij të mëparshme në terma të deformimit për fazën elastike. Për efektet dytësore mund të konsiderohet si shkarkim aplikimi i një ngarkese të barabartë dhe në drejtim të kundërt me të parën dhe në këtë rast do të kemi deformim plastik. Në tërësi arrihet në një kthim plastik në terma të deformimit që shkon drejt një vlere asimptotike, jo zero;
- në strukturat statikisht të caktuara, efekti i deformkohës në beton ndihet vetëm në deformimet e elementëve duke mos ndryshuar gjëndjen e sforcimeve; në të kundërt, nëse skema strukturore është statikisht e pacaktuar do të kemi një rishpërndarje të sforcimeve të shkaktuara nga fenomeni në fjalë.
- në disa situata, ky efekt eliminon një pjesë të rëndësishme të lidhjeve që vendosen në një strukturë, siç tregohet në rastin e çedimit të një mbështetje ose në rastin e parandërjes.

Përveç mjedisit dhe karakteristikave fiziko mekanike të betonit, deformkoha varet nga gjëndja e sforcuar; në veçanti nga vlerat e kohëzgjatja e aplikimit të sforcimeve si dhe nga mosha e betonit në kohën e aplikimit të ngarkesave [1], [3].

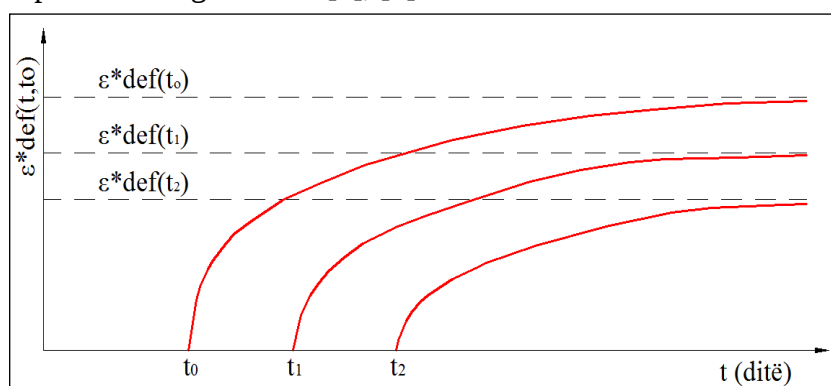


Figura 2: Varesia e deformimeve nga koha e ngarkimit të elementit

Në figurën e mësipërme (Figura 2), tregohet që efektet e deformkohës janë më të vogla nëse struktura ngarkohet sa më vonë.

Nëse një element çfarëdo prej betoni, ngarkohet në një moment të dhënë kohor " t_0 ", vërehet që si rezultat i largimit të ngarkesës, një pjesë e deformimeve të shkaktuara nga deformkoha, rikthehen (eliminohen) dhe një pjesë e saj mbeten të pakthyeshme (Figura 3).

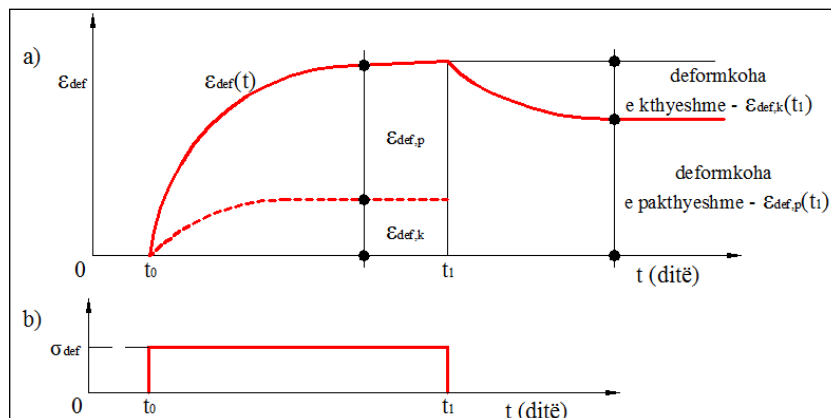


Figura 3: Deformimet e elementit në varësi të ngarkim-shkarkimit për efekt te deformkohes

Aspekt tjetër i rëndësishëm i natyrës (duale) së deformkohës, është edhe relaksimi i betonit. Në qoftë se elementi prizmatik në çastin kohor t_0 shfaq një deformacion konstant $\varepsilon_c(t_0) = c^{-te}$ dhe nëse ky mbahet konstant në kohë, shfaqet një ndryshim gradual i gjëndjes së tensionuar krahasuar me sforcimet nga deformimet fillestare.

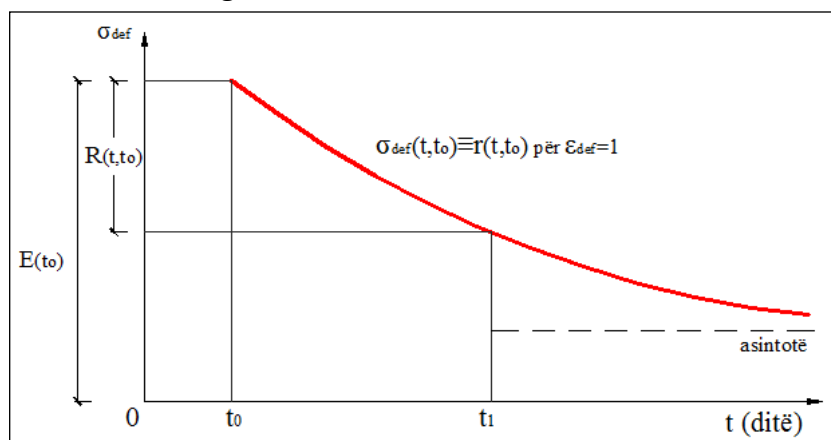


Figura 4: Variacioni në kohë i sforcimeve, shkaktuar nga deformkoha

Një element prizmatik prej betoni, nën veprimin e një sforcimi normal konstant $\sigma_c(t_0)$ i cili aplikohet në çastin kohor " t_0 ", nëse sforcimet në beton janë më të vogla $\sigma_c(t_0) < 0.4 \cdot f_{cm}$, deformimet e shkaktuara nga deformkoha për kohën " $t > t_0$ " janë proporcionale me deformacionin elastik $\varepsilon_e(t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)}$ sipas një koeficienti që varet nga shumë faktorë por jo nga sforcimet e aplikuara. Aftësia e betonit për tu deformuar në kohë, zakonisht vlerësohet nëpërmjet koeficientit të deformkohës $\varphi(t, t_0)$.

Deformimet relative të shkaktuara nga deformkoha $\varepsilon_{def}(t, t_o)$ në momentin kohor " t ", për shkak të sforcimeve konstante $\sigma_c(t_o)$ të aplikuara në momentin kohor " t_o ", janë proporcionale me ato fillestare dhe jepen sipas shprehjes:

$$\varepsilon_{def}(t, t_o) = \varphi(t, t_o) \cdot \frac{\sigma(t_o)}{E_c(t_o)} = \varepsilon_c(t_o) \cdot \varphi(t, t_o) \quad (1.1)$$

Koeficienti i deformkohës $\varphi(t, t_o)$ përfaqëson vlerën e deformimeve të shkaktuara nga deformkoha në momentin kohor " t ", si pasojë e deformimit elastik njësi në momentin kohor " t_o ", i shaktuar nga sforcimi konstant $\sigma(t_o)$ në intervalin kohor $(t - t_o)$.

Nëse sforcimet në beton plotësojnë kushtin:

$$\sigma_c(t_o) = \varepsilon_c(t_o) \cdot E_c(t_o) < 0.4 \cdot f_{cm} \quad (1.2)$$

për një element prizmatik prej betoni, i cili i nënshtrohet një deformacioni normal konstant $\varepsilon_c(t_o)$ nga çasti kohor " t_o ", gjëndja e sforcuar në momentin kohor çfarëdo $\sigma_{def}(t, t_o)$, është proporcional me sforcimet elastike fillestare sipas një koeficienti që varet nga shumë faktorë por jo nga sforcimet e aplikuara. Sforcimi nga deformkoha $\sigma_{def}(t, t_o)$ për deformimin konstant $\varepsilon_c(t_o)$ në çastin kohor " t_o ", është proporcional me atë elastik $\sigma_e(t_o)$ në momentin kohor " t " dhe jepet nga shprehja:

$$\sigma_{def}(t, t_o) = \psi(t, t_o) \cdot \varepsilon_c(t_o) E_c(t_o) = \sigma_c(t_o) \cdot \psi(t, t_o) \quad (1.3)$$

Koeficienti i relaksimit $\psi(t, t_o)$, shpreh vlerën e sforcimeve nga deformkoha në momentin kohor " t ", si pasojë e sforcimeve elastike njësi të aplikuara në çastin kohor " t_o ", shkaktuar nga deformacioni konstant $\varepsilon_c(t_o)$ në intervalin kohor $(t - t_o)$.

Për nivele më të larta sforcimesh, si koeficienti i deformkohës ashtu edhe i relaksimit rriten në proporcione të shpejta dhe kalojnë në sjellje jo-lineare krahasuar me sforcimet e aplikuara apo deformacionet e dhëna.

Në fushën e deformkohës lineare, sjellja viskoze e betonit mund të shprehet respektivisht nëpërmjet dy pjesëve: *me përbërësen bazë të deformkohës* $\Phi(t, t_o)$ dhe *me atë të relaksimit* $\Psi(t, t_o)$. Për përcaktimin e deformimeve dhe sforcimeve, shkaktuar nga efekti në fjalë, mund të shkuajmë:

$$d\varepsilon_{def}(t, t_o) = \varepsilon_e(t_o) \cdot \Phi(t, t_o) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t_o)}{E(t_o)} \cdot \Phi(t, t_o) \cdot dt \quad (1.4)$$

$$d\sigma_{def}(t, t_o) = -\sigma_e(t_o) \cdot \Psi(t, t_o) \cdot dt = -\varepsilon_e(t_o) \cdot E(t_o) \cdot \Psi(t, t_o) \cdot dt \quad (1.5)$$

Nëse integrojmë shprehjet e mësipërme nga çasti kohor " t_1 " në çastin kohor " t " të vëzhgimit të fenomenit, duke marrë parasysh komponentët elastikë që shfaqen në kohën " t ", kemi:

$$\varepsilon(t, t_1) = \varepsilon_e(t, t_o) + \int_{t_1}^t \varepsilon_e(t_o) \cdot \Phi(t, t_o) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_o)}{E(t, t_o)} + \int_{t_1}^t \frac{\sigma_e(t_o)}{E(t_o)} \cdot \Phi(t, t_o) \cdot dt \quad (1.6)$$

$$\sigma_c(t, t_1) = \sigma_e(t, t_0) - \int_{t_1}^t \sigma_e(t_0) \cdot \Psi(t, t_0) \cdot dt = \varepsilon_e(t, t_0) \cdot E(t, t_0) - \int_{t_1}^t \varepsilon_e(t_0) \cdot E(t_0) \cdot \Psi(t, t_0) \cdot dt \quad (1.7)$$

Dy ekuacionet e mësipërme quhen edhe ekuacionet e Volterra dhe si të panjohura kanë $\varepsilon(t)$ ose $\sigma(t)$.

Ligji, i dhënë sipas shprehjes (1.6) është i domosdoshëm veçanërisht në aplikime praktike dhe interpretohet duke thënë se deformimi i përgjithshëm (total) që ndodh në kohën "t" jepet si shumë e deformimit të menjëhershëm që ndodh në kohën "t" (për shkak të sforcimit $\sigma_c(t, t_0)$ që krijohet në momentin kohor "t"), e llogaritur në lidhje me modulin e elasticitetit $E_c(t, t_0)$ dhe asaj të llogaritur si shumë (integrale) e çdo efekti të veçantë të deformimit elastik të menjëhershëm $\sigma_e(t)/E_c(t)$ që krijohen në fraksionin kohor "t", shumëzuar me pjesën bazë të deformkohës $\Phi(t, t_0)$ (i cili ka kuptimin e një funksioni zhvillimi kohor) gjatë momentit kohor "dt" të zgjatjes së efektit të deformkohës. Ky relacionin paraqet një lidhje të përkohshme midis deformimit $\varepsilon(t, t_0)$ dhe sforcimit $\sigma_c(t, t_0)$ që krijohet.

Anasjelltas, nëse njihet deformimi $\varepsilon(t, t_0)$, përcaktimi i sforcimit $\sigma_c(t, t_0)$ nëpërmjet të njëjtave relacione të paraqitura mësipër (1.6) dhe (1.7) është tepër kompleks. Funksionet e deformkohës mund të përcaktohen në mënyrë korrekte vetëm nëpërmjet rrugëve eksperimentale.

Përdorimi i tyre është i lodhshëm për qëllime praktike, pasi ato nuk janë të dhëna në formë analitike, por kryesisht nëpërmjet tabelave dhe grafikëve. Mundësia e vetme për zgjidhjen e një problemi të analizës strukturore konsiston në trajtimin numerik përmes përdorimit të programeve llogaritëse të përshtatshme.

Për këtë arsye, në normativat janë dhënë shpesh funksionet e koeficientit të deformkohës $\varphi(t, t_0)$ në formën e grafikëve apo tabelave, ku vlera e kërkuar gjendet përmes procesit të interpolimit. Këto funksione janë nxjerrë nga modelet teorike, të cilat janë në gjëndje të përshkruajnë me saktësi të mjaftueshme sjelljen e betonit nën efektin e deformkohës.

1.3 Modelet teorike të deformkohës

Për studimin e fenomenit të deformkohës aplikohen modelet e marra nga mekanika teorike, mbështetur në elementë që i nënshtrohen sjelljes së ligjit të sustës (së Hook-ut), i cili karakterizohet nga lidhja lineare midis forcës dhe zhvendosjes, si dhe nga shuarësi i Newton-it, i karakterizuar nga një lidhje lineare midis forcës dhe shpejtësisë.

Duhet theksuar që modelet mekanike nuk janë në gjëndje të simulojnë disa aspekte të rëndësishme të fenomenit të deformkohës, siç janë ato të lidhura me "procesin e plakjes" së betonit.

1.3.1 Modelet teorike "ekstreme"

Dy modelet teorike më të thjeshta dhe të njohura në literaturë, janë të lidhura me teorinë "e trashëgimisë" dhe atë "të plakjes" së betonit [1].

Me teorinë "e trashëgimisë" supozohet që betoni ruan të pandryshuara me kalimin e kohës karakteristikat e tij mekanike (të elasticitetit dhe të efektit të deformkohës), me modul

elasticiteti E_c konstant por pëson një rritje graduale të deformimeve, funksion rritës gjatë intervalit kohor $(t-t_i)$ të aplikimit të ngarkesës.

Në këtë rast, përbërësit e deformkohës në ekuacionet e mësipërme nuk varen nga koha e aplikimit të ngarkesës " t_i ", por nga kohëzgjatja e aplikimit të ngarkesës në intervalin " $t - t_i$ ". Ata mund të shkruhen në formën:

$$\varepsilon(t, t_i) = \varepsilon_e(t, t_i) + \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot \Phi(t - t_i) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_i)}{E(t, t_i)} + \int_{t_i}^t \frac{\sigma_e(t_i)}{E(t, t_i)} \cdot \Phi(t - t_i) \cdot dt \quad (1.8)$$

$$\sigma(t, t_i) = \sigma_e(t, t_i) - \int_{t_i}^t \sigma_e(t_i) \cdot \Psi(t - t_i) \cdot dt = \varepsilon_e(t, t_i) \cdot E(t, t_i) - \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot E(t_i) \cdot \Psi(t - t_i) \cdot dt \quad (1.9)$$

Kjo teori parashikon ekzistencën e një kurbe të vetme që përshkruan sjelljen e deformimeve nga deformkoha. Në qoftë se kohëzgjatja e aplikimit të ngarkesës varjon nga t_i në t , deformkoha relative në momentin kohor " t " merret nga ajo në çastin " t_i " me një spostim horizontal të saj prej " $t - t_i$ ". Atëhere, funksioni $\Phi(t, t_i)$ mund të shprehet:

$$\Phi(t, t_i) = \frac{1}{E_c} + C(t - t_i) \quad (1.10)$$

i cili jepet për momente kohore të ndryshme të vendosjes së ngarkesave " t_i ", d.m.th. $(t_0, t_1, t_2 \dots)$ dhe në fund duke u zhvendosur drejt një asimptotë paralele me boshtin e kohës.

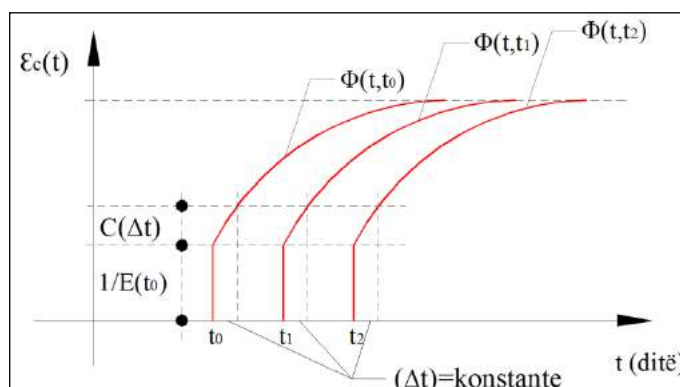


Figura 5: Funksioni $\Phi(t, t_i)$ sipas teorisë së trashëgimisë

Një formulim i rëndësishëm i teorisë së trashëgimnisë është edhe ai i Kelvin-Voigth, për të cilin mund të shkruhet:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t, t_i) + \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot \Phi(t_i) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_i)}{E(t, t_i)} + \int_{t_i}^t \frac{\sigma_e(t_i)}{E(t_i)} dt \quad (1.11)$$

$$\Phi(t - t_i) = \frac{E(t_i)}{\eta} e^{\frac{t-t_i}{\tau^*}} \quad (1.12)$$

ku,

η – moduli i viskozitetit i modelit

τ^* – koha e zhvillimit të fenomenit

nëse $E = konst$, kemi që $J(t \rightarrow \infty) = \frac{E(t_i)}{\eta} = \frac{1}{\tau^*}$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad \sigma = E_1 \varepsilon_1 = E_2 \varepsilon_2 + \eta_2 \varepsilon_2$$

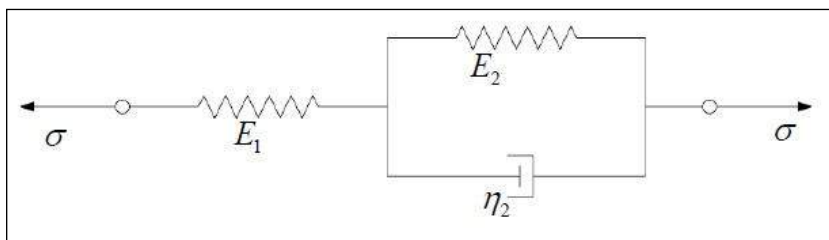


Figura 6: Modeli mekanik Kelvin-Voight, sipas teorisë së trashëgimisë

Në realitet, është provuar se parametrat e betonit nuk mbeten të pandryshuara në kohë; në veçanti efekti i deformkohës në beton tenton të zvogëlohet.

Teoria e dytë e quajtur **teoria e "plakjes"**, merr parasysh ndryshimet e parametrave të betonit në kohë. Përbërësit e deformkohës varen vetëm nga çasti kohor " t_i " i aplikimit të ngarkesës dhe jo nga kohëzgjatja e aplikimit të ngarkesës " $t - t_i$ "

$$\varepsilon(t, t_i) = \varepsilon_e(t, t_i) + \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot \Phi(t_i) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_i)}{E(t, t_i)} + \int_{t_i}^t \frac{\sigma_e(t_i)}{E(t_i)} \cdot \Phi(t_i) \cdot dt \quad (1.13)$$

$$\sigma(t, t_i) = \sigma_e(t, t_i) - \int_{t_i}^t \sigma_e(t_i) \cdot \Psi(t_i) \cdot dt = \varepsilon_e(t, t_i) \cdot E(t, t_i) - \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot E(t_i) \cdot \Psi(t_i) \cdot dt \quad (1.14)$$

Me këtë teori në çdo çast kohe " t_i " e aplikimit të ngarkesës, i përkon një kurbë që shpreh deformacionin nga deformkoha. Në qoftë se aplikimi i ngarkesës varion nga moment kohor " t_i " në " t ", kurba e spostuar referuar momentit kohor " t ", është më e shtypur në krahasim me atë referuar " t_i " dhe të dyja tentojnë drejt të qënurit paralele.

Në këtë rast funksionin $\Phi(t, t_i)$ merr formën:

$$\Phi(t, t_i) = \frac{1}{E_c(t_i)} + [C(t) - C(t_i)] \quad (1.15)$$

Deformimi i mëvonshëm, që në përgjithësi shprehet nga funksioni $C(t, t_i)$, do të jepet nga diferenca e vlerave që një funksion i kohës $C(t)$ merr në ekstremet e intervalit $(t - t_i)$, kur aplikohet dhe sforcimi.

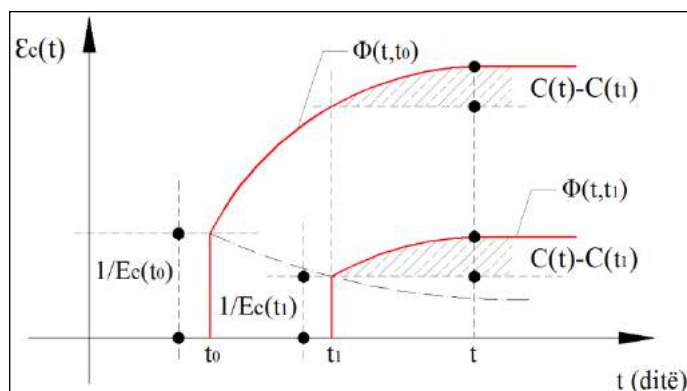


Figura 7: Funksioni $\Phi(t, t_i)$ sipas teorisë së "plakjes"

Rezultati merret duke konsideruar dy momente kohore të ndryshme " t_i " dhe " t " të ngarkimit, funksionet e $\Phi(t, t_0)$ dhe $\Phi(t, t_1)$ zhvendosen në drejtim paralel me aksin " ε_c ".

Një komponente e rëndësishme e teorisë së plakjes është ajo e prezantuar nga Krall-Withney, e cila jepet nga shprehja e mëposhtme :

$$\Phi(t_i) = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta(t-t_i)} \quad (1.16)$$

atëherë do kishim

$$\varepsilon(t, t_i) = \varepsilon_e(t, t_i) + \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot \Phi(t_i) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_i)}{E(t, t_i)} + \int_{t_i}^t \frac{\sigma_e(t_i)}{E(t_i)} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta(t-t_i)} \cdot dt \quad (1.17)$$

ku " t_i " është koha e stazhionimit të betonit.

Për sforçime dhe modul elasticiteti konstant, deformacioni nga deformkoha jepet me shprehjen:

$$\varepsilon_{def}(t, t_i) = \frac{\sigma_e}{E} \int_{t_i}^t \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta(t-t_i)} \cdot dt = \frac{\sigma_e \cdot \alpha}{E} [1 - e^{-\beta(t-t_i)}] \quad (1.18)$$

Në këtë rast do kishim, që $\varepsilon_{def}(t \rightarrow \infty) = \frac{\sigma_e \cdot \alpha}{E} = \varepsilon_e \cdot \alpha$, ku $\alpha = \frac{\varepsilon_{def}(t \rightarrow \infty)}{\varepsilon_e}$, në të cilin

α – përfaqëson vlerën asimptotike të deformacionit nga deformkoha në krahasim me atë elastike.

Raporit $1/\beta$ përfaqëson kohën e zhvillimit të deformkohës, si koha e nevojshme për të patur një deformacion viskoz të barabartë me 0.67 të vlerës totale.

Mund të thuhet se dy modelet e përshkruara mësipër janë plotësuese të njëra-tjetrës, në kuptimin që për betonet me moshë të re, parashikimi i sjelljes sipas teorisë së trashëgimisë është e përshtatshme, ndërsa për betonet me moshë më të vjetër parashikimi i sjelljes sipas teorisë së plakjes është më se e mjaftueshme.

Teoria e trashëgimisë dhe plakjes

Nëse merren në konsideratë të dyja teoritë e mësipërme, përbërësit e deformkohës varen si nga koha " t_i " e aplikimit të ngarkesës ashtu edhe nga kohëzgjatja e aplikimit " $t - t_i$ ".

$$\varepsilon(t, t_i) = \varepsilon_e(t, t_i) + \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot \Phi(t, t_i) \cdot dt = \frac{\sigma_e(t, t_i)}{E(t, t_i)} + \int_{t_i}^t \frac{\sigma_e(t_i)}{E(t_i)} \cdot \Phi(t, t_i) \cdot dt \quad (1.19)$$

$$\sigma(t, t_i) = \sigma_e(t, t_i) - \int_{t_i}^t \sigma_e(t_i) \cdot \Psi(t, t_i) \cdot dt = \varepsilon_e(t, t_i) \cdot E(t, t_i) - \int_{t_i}^t \varepsilon_e(t_i) \cdot E(t_i) \cdot \Psi(t, t_i) \cdot dt \quad (1.20)$$

Nëse i referohemi komponentëve të deformkohës të dhënë nga *Trost-Zerna*, të cilat varen edhe nga momenti kohor " t_i " i aplikimit të ngarkesës ashtu edhe nga kohëzgjatja e aplikimit " $t - t_i$ ".

Për rastin ku moduli i elasticitetit i betonit $E_c = \text{konst}$, marrim:

$$\Phi(t, t_i) = -E(t_i) \cdot \frac{\partial}{\partial t} f(t, t_i) = \frac{1}{E} \varphi_N k(t_i) \cdot f_v(t - t_i) \quad (1.21)$$

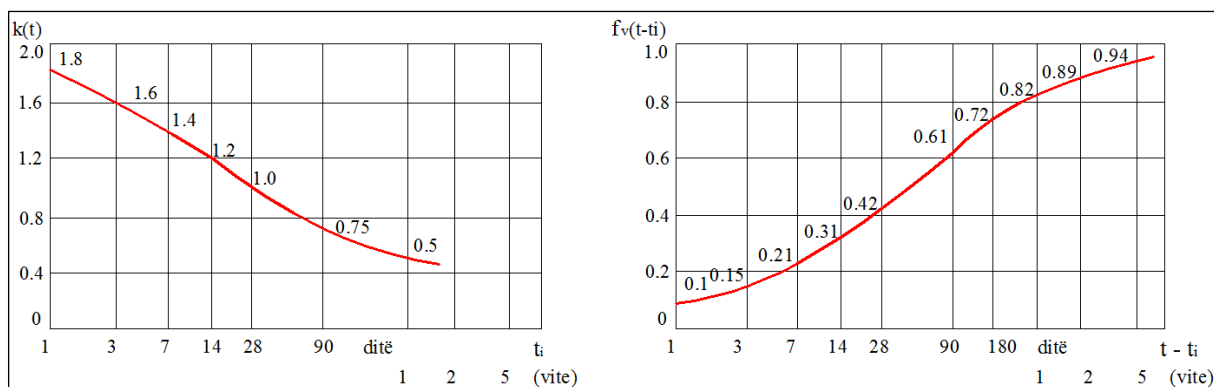


Figura 8: Grafiku i parametrave të funksionit $\Phi(t, t_i)$ sipas Trost-Zerna

Normat europiane kanë preferuar të përdorin në vend të komponenteve të deformkohës të dhëna mësipër, funksionet e deformkohës $J(t, t_i)$ dhe atë të relaksimit $R(t, t_i)$.

a) Funksioni i deformkohës

Shuma e deformacionit elastik me atë nga deformkoha në një moment kohor “ t ”, e shkaktuar nga një sforcim njësi i aplikuar në kohën “ t_0 ” është përcaktuar si funksioni $J(t, t_0)$ dhe jepet me shprehjen:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c} [1 + \varphi(t, t_0)] - \text{funksioni i deformkohës} \quad (1.22)$$

Funksioni i mësipërm $J(t, t_0)$, është funksioni i deformkohës dhe përfaqëson deformimin total në momentin kohor “ t ” për sforcime njësi të aplikuara në momentin kohor “ t_0 ”.

Deformimi total (i momentit dhe nga deformkoha), shkaktuar nga një sforcim konstant $\sigma_c(t_0)$ i aplikuar në momentin kohor “ t_0 ”, mundet të shprehet edhe nga:

$$\varepsilon_t(t, t_0) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t, t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_e(t, t_0)} \quad (1.23)$$

ku $E_e(t, t_0)$ është moduli i efikas i elasticitetit të betonit, i cili jepet me shprehjen:

$$E_e(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{[1 + \varphi(t, t_0)]} \quad (1.24)$$

ku $\varphi(t, t_0)$ është **koeficienti i deformkohës**.

Koeficienti $\varphi(t, t_0)$, përcaktohet si raport midis deformimit në kohë (në momentin kohor “ t ” por të ngarkuar në momentin kohor “ t_0 ”) dhe deformimit elastik të çastit, i llogaritur referuar modulit elastik të betonit me moshë 28 ditë.

Nëse sforcimi $\sigma_c(t_0)$ i aplikuar në momentin kohor “ t_0 ” varion në kohë, kemi:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t d\sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \quad (1.25)$$

b) Funkzioni i relaksimit

Sforcimi në momentin kohor " t " si rezultat i një deformacioni njësi konstant i aplikuar në kohën t_0 është përcaktuar si $R(t, t_0)$:

$$R(t, t_0) = E[1 + \psi(t, t_0)] - \text{funksioni i relaksimit} \quad (1.26)$$

$\psi(t, t_0)$ – është koeficienti i relaksimit të betonit

Funksioni i relaksimit $R(t, t_0)$ shpreh sforcimin në momentin kohor " t " për deformacion njësi të aplikuar në momentin kohor " t_0 ". Nëse deformacioni varion në kohë, kemi:

$$\sigma_c(t, t_0) = \varepsilon_c(t_0) \cdot R(t, t_0) + \int_{t_0}^t d\varepsilon_c(t_0) \cdot R(t, t_0) \quad (1.27)$$

1.3.2 Modelet empirike

Disa modele empirike, të cilët janë në gjëndje të paraqesin saktësisht disa aspekte të deformkohës, janë krijuar në bazë të provave laboratorike. Të tilla prova janë të kushtueshme, pasi kanë një kohëzgjatje të madhe, disa herë deri në 30 vjet (apo edhe më shumë) nën ngarkesë. Gjithashtu për të patur një interpretim korrekt të rezultateve, është e nevojshme të merrren masa të përshtatshme për të dalluar nga të dhënat eksperimentale të deformkohës, kontributin e deformkohës bazë dhe atë të deformimeve nën ngarkim.

Studimi i ndikimit, që përfshin parametrat mjedisorë të stazhionimit (të avullimit të ujit nga betoni), përmasat e formës së betonit, etj, paraqesin vështirësi për shkak të numrit të këtyre parametrave dhe ndërvlerësive që ata kanë.

Modelet empirike të propozuara nga *CEB-FIP, M.C 1990/M.C 2010* dhe ai i *EN1992-1-1* mund të përcaktohen si modele të trashëgimisë mjaft të sakta për realizimin e studimeve mbi efektin e deformkohës.

1.4 Efektet strukturore të deformkohës

Një kategori problemesh ka të bëjë me seksionet dhe strukturën e materialeve homogjene. Lineariteti i kësaj lidhje elementare, shikohet nga këndvështrimi i seksioneve dhe strukturave me integritet, ku funksioni i deformkohës është konstant. Kjo çon në dy rezultate themelore.

Në një seksion apo strukturë homogjene, subjekt i veprimeve statike, regjimi i sforcimeve për shkak të deformkohës nuk pëson ndryshime, ndërsa deformimet pësojnë rritje në përpjestim të drejtë me koeficientin e deformkohës [1]:

$$\delta(t, t_0) = \delta_e [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (1.28)$$

Nëse kërkohet të merret parasysh edhe prezenca e armaturës në element, atëherë koeficienti i deformkohës modifikohet dhe shprehet si mëposhtë [8]:

$$\varphi^*(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{1 - \omega}{1 + \omega \chi \varphi(t, t_0)} \quad (1.29)$$

në të cilin, parametri ω merr parasysh prezencën e armaturës në element dhe llogaritet nga shprehja:

$$\omega = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{\alpha_e \cdot \rho_s}\right)}$$

për të cilin; $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$ dhe $\rho_s = \frac{A_s}{A_c}$ dhe χ – parametër në funksion të zhvillimit të

fenomenit, ku:

A_s dhe E_s janë përkatësisht sipërfaqja dhe moduli i elasticitetit të armaturës

A_c dhe E_c janë përkatësisht sipërfaqja dhe moduli i elasticitetit të betonit.

Në një seksion apo strukturë homogjene, subjekt i veprimeve gjeometrike, deformimet për shkak të deformkohës nuk pësojnë ndryshime, ndërsa sforcimet rriten në përpjestim të drejtë me koeficientin e relaksimit $\psi(t, t_0)$ [1]:

$$M(t, t_0) = M_e [1 + \psi(t, t_0)] \quad (1.30)$$

Për seksione dhe struktura që nuk janë homogjene, duke qëndruar në situatën e një sjellje të rendit të parë, duhet bërë dallimi midis situatave statikisht të caktuara nga ato statikisht të pacaktuara.

Në situatat statikisht të caktuara, regjimi statik nuk ndikohet nga efekti i deformimit të materialit, kështu që sforcimet nuk ndryshojnë për shkak të deformkohës. Deformimet pësojnë rritje viskoze lokale, proporcionalisht me koeficientët përkatës të deformkohës.

Ndërsa në situatat statikisht të pacaktuara, johomogjeniteti i materialit shkakton ndikimin e dyfishtë të regjimit statik dhe të atij gjeometrik përse i përket efekteve të deformkohës (sforcimet dhe deformimet), duke u nisur nga konfigurimi elastik fillestar, pësojnë të dy ndryshime duke iu bindur ligjit themelor të problemit strukturor.

1.5 Zgjidhja teorike e problemit

Analiza e saktë e strukturave me sjellje elasto-plastike lineare, [1] duhet të kënaqë dy kërkesat bazë, nga njëra anë ligjet themelore që janë në gjëndje të përshkruajnë me saktësi sjelljen e materialit në kohë, nga ana tjetër një zgjidhje sa më të saktë të ekuacioneve integrale Volterra që zgjidhin problemin. Kënaqja e të dyja kërkesave sjell shpesh vështirësi të ndjeshme në llogaritje, prandaj aktualisht parashikohen tre nivele ose metoda analizuese që përfshijnë shkallë të ndryshme të përafrimit të supozuar për zgjidhjen e problemit.

Metoda e përgjithshme: konsiston në një algoritëm numerik për zgjidhjen e ekuacioneve integrale në prani të ligjeve konstutive të çdo lloj forme. Kjo metode i plotëson të dy kushtet e kërkuara nga analiza strukturale, por shfaq pengesën që përdoret vetëm me ndihmën e programeve të llogaritjeve automatike.

Metoda algjebrike: konsiston në zgjidhjen e përafërt të ekuacioneve integrale duke i reduktuar ata në ekuacione algjebrike lineare, në prani të ligjeve konstutive të përgjithshme. Kjo metodë kënaq vetëm një nga kërkesat e analizës strukturore, përkatësisht atë që përdor ligje themelore të mira dhe të besueshme.

Metoda e saktë, kryesisht të aplikueshme për modelet e thjeshta: konsiston në zgjidhjen në mënyrë matematikore të ekuacioneve integrale në prani të ligjeve themelore që rrjedhin nga

modelet teorike. Edhe kjo metodë kënaqn vetëm një nga kërkesat e analizës strukturore, përkatësisht atë të zgjidhjes në mënyrë të saktë të ekuacioneve integrale.

Bibliografia

- [1] ***"Progetto agli stati limite delle strutture in C.A"***, Antonio Migliacci, Franco Mola, Masson 1985.fq.68-128
- [2] ***"Creep and Shrinkage, Their Effect on the Behavior of Concrete Structures"***, Hubert Rusch Dieter Jungwirth, Hubert K. Hilsdorf, Springer-Verlag New York Heidelberg Berlin 1983; fq.5-11; 236-250
- [3] ***"La viscosità nelle strutture in calcestruzzo armato"*** Appunti Universitari, a.a. 2012-2013, Prof. Pietro Monaco, Politecnico di Bari; fq.7-29
- [4] ***"Lecture Notes on Creep and Shrinkage of Cement-based Materials"***, Appunti Universitari, *"Progettazione di strutture in calcestruzzo armato"*, Scuola master F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, a.a. 2006-2007, Folker H. Wittmann, Aedificat Institute Freiburg, Germany
- [5] ***"Strutture in calcestruzzo armato"*** Appunti Universitari, *"Progettazione di strutture in calcestruzzo armato"*, Scuola master F.lli Pesenti, a.a. 2006-2007, Prof. Franco Mola, Prof. Giandomenico Toniolo, Politecnico di Milano;
- [6] ***"Guida all'uso dell'Eurocodice 2, vol. 1"***, Edizione Pubblicamento, Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, AICAP, Roma 2006, fq.57-65;135-150;
- [7] ***"The new model for creep of concrete in FIP Model Code 2010"***, 37th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, August 29-31, 2012, F.Mola, L.M Pellegrini, Politecnico di Milano, Italy
- [8] ***"Effects of Column Shortening in Tall RC Buildings"*** 35th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, August 25-27, 2010, F.Mola, L.M Pellegrini, Politecnico di Milano, Italy; <http://cipremier.com/100035016>

KAPITULLI II

2 DEFORMKOHJA SIPAS NORMAVE TË NDRYSHME

2.1 Parathënie

Modelet e deformkohës, të orientuara për të marrë parasysh rritjen e shpejtë fillestare të deformimeve nga efekti i deformkohës, u sugjerua për herë të parë në Europë nga Nielsen, Rusch Hilsdorf dhe Jungwirth si dhe më pas nga CEB/FIB Model Code. Duke qënë që pjesë e studimit është një strukturë ndërtimore e cila ndërtohet në Itali; më poshtë veç referimeve të normave Europiane dhe Amerikane janë shtjelluar, në mënyrë të përmbledhur, edhe disa nga referimet normative Italiane.

2.2 Deformkoha sipas modelit normativ CEB-FIP- 1978

Ligji i deformkohës i miratuar në CEB-FIP-78, është një përgjithësim i modeleve Kelvin-Voigt dhe Dischinger, i shprehur në një formë shumë sipas shprehjes së mëposhtme [1]:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + \frac{1}{E(t_0)} \varphi(t, t_0) \quad (2.1)$$

në të cilin $\varphi(t, t_0)$ është koeficienti i deformkohës, i cili llogaritet nga shprehja:

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \cdot \beta_d(t - t_0) + \varphi_f \cdot [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (2.2)$$

Në shprehjen e koeficientit të deformkohës $\varphi(t, t_0)$, tre termat në anën e djathtë të shprehjes, paraqesin respektivisht:

$\beta_a(t_0)$ –deformimi i papritur për shkak të deformkohës në momentin e ngarkimit

$\beta_d(t - t_0)$ –zhvillimi në kohë i pjesës jo të plakur të deformkohës

$\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ –zhvillimin në kohë i pjesës së plakur të deformkohës

ku, parametrat e saj llogariten sipas shprehjeve korresponduese në funksion të kohës së ngarkimit (t_0), dimensionit fiktiv (h_0), lagështisë relative të ambjentit (RH), etj, si më poshtë:

$$\beta_a(t_0) = 0.8 \left[1 - \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{cm}(\infty)} \right] \quad (\text{varet nga klasa e betonit}) \quad (2.3)$$

$$\varphi_d = 0.4 \quad (\text{koeficient}) \quad (2.4)$$

$$\beta_d(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{t - t_0 + 328} \right]^{1/4.2} \quad (\text{funksion i kohës së ngarkimit}) \quad (2.5)$$

$$\varphi_{f1} = 4.45 - 0.035 \cdot RH \quad (\text{varet nga lagështia relative e ambjentit}) \quad (2.6)$$

$$\varphi_{f2} = e^{\left[4.4 \cdot 10^{-5} \cdot h_0 - \frac{0.375}{h_0} \ln \left(\frac{h_0^{0.1667}}{2.6} \right) \right]} \quad (\text{varet nga dimensionet e elementit}) \quad (2.7)$$

$$\beta_f(t) = \left[\frac{t}{t + K_1(h_0)} \right]^{K_2(h_0)} \quad (\text{varet nga dim. e elementit dhe koha}) \quad (2.8)$$

$$K_1(h_0) = e^{\left[\frac{5.02}{h_0} + \ln(6.95 \cdot h_0^{1.25}) \right]} \quad (\text{varet nga dimensionet e elementit}) \quad (2.9)$$

$$K_2(h_0) = e^{\left[0.00144 \cdot h_0 - \frac{1.1}{h_0} - \ln(1.005 \cdot h_0^{0.2954}) \right]} \quad (\text{varet nga dim. e elementit}) \quad (2.10)$$

Karakteri kryesor i model kodit CEB FIP-1978, përsa i përkët deformkohës është llogaritja e rritjes së shpejtë të deformimeve nga efekti i deformkohës pas kohës së ngarkimit duke futur dhe deformimin e menjëhershëm $\frac{\beta_a(t_0)}{E_{28}}$.

Kjo mënyrë e operimit është e diskutueshme pasi deformkoha nuk është një deformim i menjëhershëm. Gjithësesi, supozimi është bërë për të lejuar drejtpërdrejt dy modelet "të plakjes" dhe "jo të plakjes", për të cilat funksionet e ndryshme kohore të merren parasysh nëpërmjet formave të tyre eksponenciale.

Një tjetër aspekt interesant i përkët llogaritjeve të kushteve të jashtme, të cilat merren parasysh nëpërmjet nivelit të lagështisë relative "RH" dhe dimensionit fiktiv " $h_0=20 \text{ cm}$ ". Disa rezultate të marra nga një investigim i gjatë analitik, i kryer nga Chiorino, tregohen në grafikët e mëposhtëm, Figura 9 dhe Figura 10 [10].

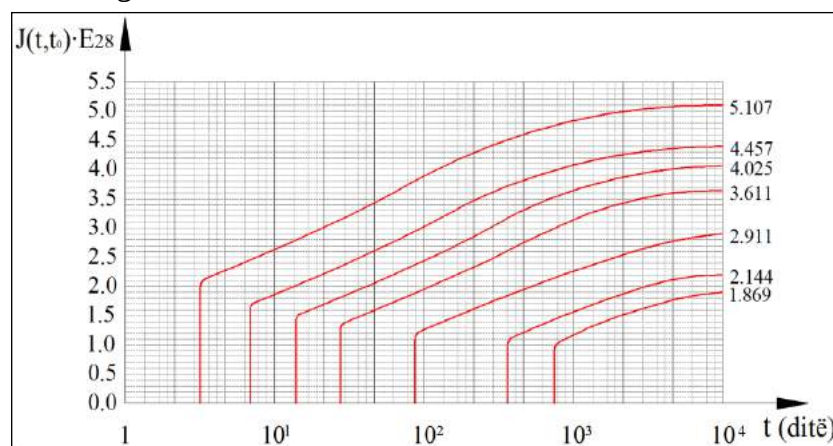


Figura 9: Funksioni i deformkohës, MC 1978

Nga grafiku i mësipërm, tregohet që një strukturë betoni çfarëdo, funksioni i deformkohës është më i vogël sa më vonë bëhet ngarkimi i strukturës. Kjo do thotë që efektet e deformkohës janë më të vogla në struktura të ngarkuara më vonë sesa në ato të ngarkuara herët.

Në grafikun e mëposhtëm, tregohet që në një strukturë betoni çfarëdo, vlerat e funksionit të relaksimit janë më të mëdha, sa më vonë bëhet ngarkimi i strukturës. Sa më vonë të ngarkohet struktura, aq më shpejt zvogëlohet gjëndja e sforcuar në të, si pasojë e efektit të deformkohës.

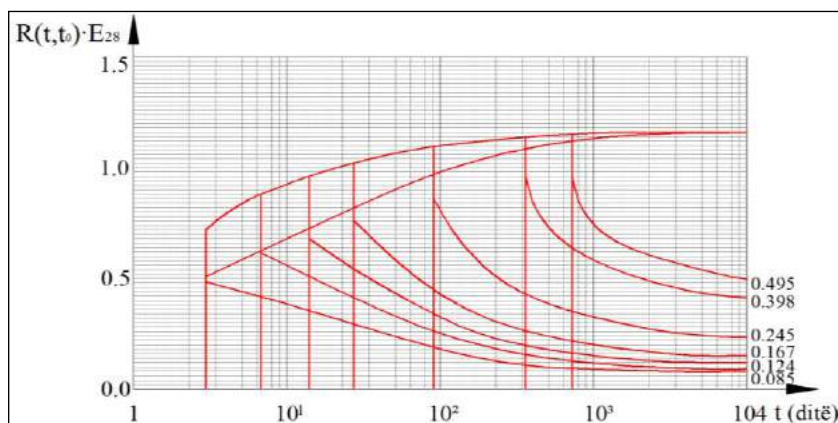


Figura 10: Funksioni i relaksimit, MC 1978

2.3 Deformkoha sipas modelit normativ CEB-FIP-90

Në ndryshim nga kodet e mëparshme, në kodin CEB-FIP-90/(99), u bënë përmirësime të theksuara, kryesisht në marrjen në konsideratë dhe llogaritjen e efekteve anësore të fenomenit. Kodi normativ në fjalë, paraqitet mjaft i plotësuar dhe i arrirë, për shkak të saktësisë dhe për gjithëpërfshirjen e faktorëve që ndikojnë në deformkohësi p.sh: lagështia relative, koha e zbatimit të ngarkesave, dimensionet e elementit, etj. Mëposhtë, në mënyrë të përmbledhur paraqiten një pjesë e parametrave që shfrytëzohen nga CEB-FIP, Model Code 1990 [2].

2.3.1 Rezistenca në shtypje:

Kodi CIB-FIP 90 bazohet tek rezistenca në shtypje një aksiale f_c të një cilindri me diametër 150 mm dhe me lartësi 300 mm përfutur në ujë në 20 ± 2 °C dhe provuar për 28 ditë në marrëveshje edhe me standartet e tjera.

Në përkufizimin e zakonshëm të karakteristikave të një mostre betoni të dhënë i referohemi f_{ck} , rezistenca karakteristike cilindrike në shtypje, pra ajo matje e cila është e mundur që të mos kalohet me më shumë se 5% të të gjitha vlerave të matjeve të kryera për betonin.

Për disa kontrollle në fazën e projektimit dhe për të përcatuar veti të tjera të betonit është e nevojshme ti referohemi vlerës së një parametri tjetër të lidhur me f_{ck} , i cili është rezistenca mesatare në shtypje f_{cm} , që llogaritet me shprehjen e mëposhtme:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (2.11)$$

ku: $\Delta f = 8 \text{ MPa}$

2.3.2 Sforcimet dhe deformimet

Relacionet e dhëna në këtë seksion, janë të vlefshme për rritje lineare të sforcimit shtypës ose të deformimeve deri në një limit $|\bar{\sigma}_c| \approx 30 \text{ MPa} / s$ ose $|\bar{\epsilon}_c| \approx 30 \times 10^{-6} s^{-1}$. Për rezistencën në tërheqje kufijtë janë përkatësisht: $|\bar{\sigma}_{ct}| \approx 0,30 \text{ MPa} / s$ ose $|\bar{\epsilon}_{ct}| \approx 3 \times 10^{-6} s^{-1}$.

2.3.3 Moduli i elasticitetit

Vlera e moduli të elasticitetit për betonin tradicional mund të vlerësohet nga karakteristikat e rezistencës në shtypje duke përdorur ekuacionin:

$$E_{ci} = E_{c0} [(f_{ck} + \Delta f) / f_{cm0}]^{1/3} \quad (2.12)$$

ku:

E_{ci} –moduli i elasticitetit [MPa] për betonin në moshën 28 ditore.

f_{ck} – rezistenca karaktersitike në shtypje

$$\Delta f = 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$E_{c0} = 2.15 \times 10^4 \text{ MPa M}$$

Në rastet kur analiza është vetëm në fazën elastike, preferohet të përdoret një modul elasticiteti i reduktuar E_c , për të marrë parasysh dhe deformimin plastik fillestar:

$$E_c = 0,85 E_{ci} \quad (2.13)$$

2.3.4 Efektet e mëvonshme, ndryshimet e rezistencës në lidhje me kohën

Rezistenca në shtypje e betonit në një moshë “ t ” varet nga shumë faktorë të ndryshëm, si lloji i çimentos, temperatura dhe ambientet i stazhionimit. Në marrëveshje me kodin CEB-FIP 90, rekomandohet një temperaturë konstante prej 20°C. Rezistenca në shtypje në kohën “ t ”, f_{ct} mund të vlerësohet duke përdorur ekuacionet e mëposhtme:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc} f_{cm} \quad (2.14)$$

ku:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \frac{28}{t/t_1} \right]^{1/2} \right\} \quad (2.15)$$

$f_{cm}(t)$ –rezistenca në shtypje e betonit në kohën “ t ”

f_{cm} –rezistenca në shtypje e betonit 28 ditësh, sipas shprehjes (2.11)

β_{cc} –koeficient që varet nga mosha “ t ” e betonit

t –mosha në ditë e betonit e cila korrigjohet për të marrë parasysh ciklet termike të shpejta ose temperaturat e larta

$t_1 = 1$ –ditë

s –koeficient që varet nga lloji i çimentos që është përdorur për betonin

$s = 0.20$ –për çimento me ngurtësim të shpejtë dhe performancë të lartë

$s = 0.25$ –për çimento me ngurtësim normal dhe të shpejtë

$s = 0.38$ –për çimento me ngurtësim të ngadalte

2.3.5 Ndryshimi i modulit të elasticitetit në lidhje me kohën

Moduli i elasticitetit për betonin me moshë të ndryshme nga 28 ditë mund të vlerësohet sipas relacionit të mëposhtëm:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) E_{ci} \quad (2.16)$$

me,

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5} \quad (2.17)$$

ku:

$E_{ci}(t)$ – moduli i elasticitetit në kohën “ t ”

E_{ci} – moduli i elasticitetit për betonin 28 ditësh

β_{cc} – koeficient, i cili merret sipas shprehjes (2.15)

β_E – koeficient, që varet nga mosha “ t ” e betonit

2.3.6 Deformimet e përgjithshme në lidhje me kohën

Zgjatimi i plotë, në kohën t , $\varepsilon_c(t)$, i një elementi prej betoni ngarkuar fillimisht në kohën t_0 me një sforcim konstant $\sigma_c(t_0)$ mund të shprehet si më poshtë:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (2.18)$$

ku:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ – zgjatimi fillestar elastik në momentin e ngarkimit

$\varepsilon_{cc}(t)$ – zgjatimi si pasojë e deformkohës në kohën $t > t_0$

$\varepsilon_{cs}(t)$ – zgjatimi si pasojë e tkurrjes së betonit

$\varepsilon_{cT}(t)$ – zgjatimi termik

$\varepsilon_{c\sigma}(t)$ – zgjatimi që varet nga gjëndjet e sforcimit: $\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$

$\varepsilon_{cn}(t)$ – zgjatimi që nuk varet nga gjëndjet e sforcimit: $\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t_0) + \varepsilon_{cT}(t)$

2.3.7 Fushat e zbatimit/aplikimit

Modeli i sipërmendur, është i vlefshëm për analizën e deformkohës dhe tkurrjes, i cili paraqet sjelljen e një elementi betoni në një strukturë të zakonshme, me $12 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 80 \text{ MPa}$, subjekt i një sforcimi aksial $|\sigma_c| < 0,4 f_{cm}(t_0)$ gjatë momentit të ngarkimit, dhe i ekspozuar ndaj një lagështie midis 40% dhe 100% ,në një temperaturë midis 5°C dhe 30°C.

2.3.8 Deformkoha

Në diapazonin e sforcimit $|\sigma_c| < 0,4 f_{cm}(t_0)$ deformkoha është në përpjestim të drejtë me sforcimet.

Për një sforcim konstant të aplikuar në kohën “ t_0 ” merret:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \varphi(t, t_0) \quad (2.19)$$

ku:

$\varphi(t, t_0)$ – koeficienti i deformkohës

E_{ci} – moduli e elasticitetit për 28 ditë, i cili merret sipas shprehjeve të mësipërme.

Deformimi relativ që varet nga sforcimet në fjalë, jepet si mëposhtë :

$$\varepsilon_{c\sigma} = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] = \sigma_c(t_0) J(t, t_0) \quad (2.20)$$

ku:

$J(t, t_0)$ – funksioni i deformkohës, paraqet zgjatimin që varet nga sforcimi njësi

$E_c(t_0)$ – moduli i elasticitetit në momentin e ngarkimit " t_0 "

$\frac{1}{E_c(t_0)}$ – paraqet deformimin fillestar për njësi sforcimi.

Për sforcime ose deformime që ndryshojnë në lidhje me kohën, duhet patur parasysh parimi i mbivendosjes së efekteve, mund të shkruajmë shprehjen:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau + \varepsilon_{cn}(t) \quad (2.21)$$

2.3.9 Koeficienti i deformkohës

Sipas kësaj normative propozohet një model trashëgimie i saktë. Një funksion kohor rritës $g(t-t_0)$ të tipit trashëgimor, i shoqërohet $\varphi_\infty(t_0)$; ku pjesa fundore e saj është zbritëse, lidhur me moshën e betonit në kohën e ngarkimit, siç e kërkon dhe teoria e "plakjes".

Koeficienti i deformkohës në intervalin $(t-t_0)$ llogaritet si më poshtë:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_\infty(t_0)g(t - t_0) \quad (2.22)$$

ku:

$\varphi_\infty(t_0)$ – koeficienti final i deformkohës për betonin

t – mosha e betonit (në ditë), në kohën e kryerjes së analizës

t_0 – mosha e betonit (në ditë) në momentin e aplikimit të ngarkesës

Koeficienti përfundimtar i deformkohës llogaritet si më poshtë:

$$\varphi_\infty(t_0) = \varphi_0 \beta_{(c)} \beta_{(hs)} \beta_T \quad (2.23)$$

ku:

$$\beta_{hs} = 0,725 \left[1 + \frac{1-h}{0,46 \cdot \sqrt[3]{s}} \right] - \text{koeficienti i mjedisit} \quad (2.24)$$

$$\beta_{(c)} = \frac{1,673}{\sqrt{c}} - \text{koeficienti i klasës së betonit} \quad (2.25)$$

$$\beta_T = e^{\left(\frac{13,65 - \frac{4000}{273+T}}{1} \right)} - \text{koeficienti i efektit të temperaturës} \quad (2.26)$$

$$(\beta_T = 1 \text{ për } T = 20^\circ C)$$

$$\varphi_0 = \frac{4,37}{0,1 + (t_0 / t_1)^{0,2}} - \text{koeficienti referues} \quad (2.27)$$

$c = f_c/10$ –indeksi i klasës së betonit

$h = RH/100$ –raporti i lagështisë relative

RH –lagështia relative e mjedisit, në përqindje [%]

$s = 2A_c/u$ –indeksi i trashësisë ekuivalente (në raste të tjera, në literaturë cilësohet si përmasa fiktive), ku A_c është sipërfaqja e betonit dhe u - perimetri në kontakt me mjedisin

f_c –rezistenca mesatare cilindrike e betonit [MPa]

$t_1 = 1$ –ditë

Si normë, llogaritjet për gjetjen e efekteve të deformkohës kryhen në dy raste ekstreme, përkatësisht në rastin e momentit fillestar $\varphi = 0$ dhe në rastin përfundimtarë, me vlerë limite $\varphi = \varphi_{\infty}$. Situata e parë analizohet me algoritma në fazën elastike.

Zhvillimi i deformkohës jepet nga një funksion kohe $g(t-t_0)$, i cili përshkruan evoluimin e deformkohës pas kohës së aplikimit të ngarkesës dhe mund të vlerësohet me shprehjen e mëposhtme:

$$g(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)/t_1}{\eta + (t-t_0)/t_1} \right]^{0,3} \quad (2.28)$$

Ku, parametri η jepet me shprehjen:

$$\eta = 150 \left[1 + (1,2h)^{18} \right] \cdot s + 250 \leq 1500 \text{ (ditë)} \quad (2.29)$$

2.4 Deformkoha Sipas Normativës Italiane D.M. 9 Janar 1996

Sipas normativës DM.96, rekomandohet që në mungesë të eksperimentimit të drejtpërdrejtë për koeficientin e deformkohës final $\varphi(t, t_0)$, për një strukturë betoni, të nënshtroar ndaj një sforcimi pak a shumë të barabartë me $0.3 R_{ckj}$, në kohën " $t_0=j$ " të ngarkimit, të merren vlerat referuese të saj sipas tabelave të mëposhtme [4]:

t_0	$\alpha < 20 \text{ cm}$	$\alpha > 60 \text{ cm}$
3-7 ditë	2.7	2.1
8-60 ditë	2.2	1.9
> 60 ditë	1.4	1.7

Tabela 1: Koeficienti i deformkohës final për ambjent me lagështi relative 75%

t_0	$\alpha < 20 \text{ cm}$	$\alpha > 60 \text{ cm}$
3-7 ditë	3.8	2.9
8-60 ditë	3.0	2.5
> 60 ditë	1.7	2.0

Tabela 2: Koeficienti i deformkohës për ambjent me lagështi relative 55%

ku:

t_0 – mosha e konglomeratit, duke marrë në konsideratë efekti i deformkohës

α – përmasa fiktive, e cila shprehet $\alpha = 2Ac / u$

A_c – sipërfaqja e seksionit tërthorë

u – perimetri i seksionit që është në kontakt me atmosferën

Për vlerat e ndërmjetme përdoret interpolimi linear.

Nëse kërkohet vlera e koeficientit të deformkohës në momente të ndryshme kohore, rekomandohet që të vlerësohet mbështetur në modele nga literatura mbi fenomenin në fjalë.

2.5 Deformkoha sipas normativës italiane D.M. 14 Janar 2008

Ashtu si normativa DM.96, [4] edhe normativa D.M 2008, [5] jep vetëm vlerat e $\varphi(\infty, t_0)$ për dy vlera të ndryshme të lagështisë relative të mjedisit. Në fazën e projektimit, nëse gjëndja e sforcuar e betonit në kohën e ngarkimit " $t_0=j$ ", nuk e kalon vlerën $0,45 \times f_{ckj}$, koeficienti i deformkohës final $\varphi(\infty, t_0)$ për kohën " $t=\infty$ ", mund të merret në tabelat si më poshtë në funksion të përmasës fiktive " h_0 "

Në ndryshim nga normativa D.M 96, në këtë normative jepet në mënyrë më të gjërë diapazoni i vlerave të "përmasës fiktive".

t_0	$h_0 \leq 75\text{mm}$	$h_0 = 150\text{mm}$	$h_0 = 300\text{mm}$	$h_0 \geq 600$
3 ditë	3.5	3.2	3	2.8
7 ditë	2.9	2.7	2.5	2.3
15 ditë	2.6	2.4	2.2	2.1
30 ditë	2.3	2.1	1.9	1.8
≥ 60 ditë	2	1.8	1.7	1.6

Tabela 3: Vlerat e koeficientit $\varphi(\infty, t_0)$ për ambjent me lagështi relative 75%.

t_0	$h_0 \leq 75\text{mm}$	$h_0 = 150\text{mm}$	$h_0 = 300\text{mm}$	$h_0 \geq 600$
3 ditë	4.5	4.0	3.6	3.3
7 ditë	3.7	3.3	3.0	2.8
15 ditë	3.3	3.0	2.7	2.5
30 ditë	2.9	2.6	2.3	2.2
≥ 60 ditë	2.5	2.3	2.1	1.9

Tabela 4: Vlerat e koeficientit $\varphi(\infty, t_0)$ për ambjent me lagështi relative 55%.

Përmasa fiktive jepet me shprehjen $h_0 = 2A_c / u$, ku :

A_c —sipërfaqja e seksionit tërthorë

u —perimetri i seksionit, që është në kontakt me atmosferën

Për vlerat e ndërmjetme përdoret interpolimi linear. Ashtu si në rastin e D.M 90, edhe në këtë rast, kur kërkohen vlera të koeficientit të deformkohës për $t \neq \infty$, kjo mund të vlerësohet bazuar në modele të nxjerra nga dokumentat apo literatura të vlefshme, të provuara.

2.6 Deformkoha sipas CEB-FIP-2010

Model Code 1990, [2] edhe pse përfaqëson një përmirësim në lidhje me *Model Code 1978*, [1] akoma i mungonin disa parametra të rëndësishme, të cilat janë përmirësuar në *CEB-FIP Model Code 2010*, [3]. Dy shtesat më të rëndësishme të paraqitura, konsiderojnë ndarjen e deformimit të përgjithshëm për shkak të deformkohës në të dy kontributet që lidhen me efektin e *deformkohës bazë (fillestare)* dhe efektit të *deformkohës për shkak të tharjes dhe mungesës së një kufiri asimptotik* për funksionin që shpreh zvillimin në kohë të deformkohës bazë (fillestare). Forma analitike e funksionit të deformkohës për *FIB Model Code 2010* është:

$$J(t, t_o) = \frac{1}{E(t_o)} + \frac{1}{E_{28}} \cdot [\varphi_{bc}(t, t_o) + \varphi_{dc}(t, t_o)] \quad (2.30)$$

ku: $\varphi_{bc}(t, t_o)$, $\varphi_{dc}(t, t_o)$ janë përkatësisht deformkoha bazë dhe deformkoha për shkak të tharjes, pjesë e koeficientit të deformkohës $\varphi(t, t_o)$, i cili merret nga shprehjet e mëposhtme:

$$\varphi(t, t_o) = \varphi_{bc}(t, t_o) + \varphi_{dc}(t, t_o) \quad (2.31)$$

Ku koeficienti i deformkohës bazë jepet me shprehjen e mëposhtme:

$$\varphi_{bc}(t, t_o) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_o) \quad (2.32)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}} \text{ (parametër në funksion të klasës së betonit)} \quad (2.33)$$

$$\beta_{bc}(t, t_o) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_o} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_o) + 1 \right] \text{ (funksion kohor)} \quad (2.34)$$

Koeficienti i deformkohës nga tharja jepet me shprehjen:

$$\varphi_{dc}(t, t_o) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_o) \cdot \beta_{dc}(t, t_o) \quad (2.35)$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1.4}} \text{ (parametër në funksion të klasës së betonit)} \quad (2.36)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - RH / 100}{\sqrt[3]{0.1 \cdot h / 100}} \text{ (në funksion të lagështisë, përmasave të seksionit)} \quad (2.37)$$

$$\beta_{dc}(t_o) = \frac{1}{1 + (t_o)^{0.2}} \text{ (parametër në funksion të kohës së ngarkimit)} \quad (2.38)$$

$$\beta_{dc}(t, t_o) = \ln \left[\frac{t - t_o}{\beta_n + (t - t_o)} \right]^{\gamma(t)} \text{ (në funksion të kohës së ngarkimit, përmasave)} \quad (2.39)$$

$$\gamma(t_o) = \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_o}}} \text{ (parametër në funksion të kohës së ngarkimit)} \quad (2.40)$$

$$\beta_n = 1.5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \text{ (në funksion përmasave dhe klasës së betonit)} \quad (2.41)$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \text{ (parametër në funksion klasës së betonit)} \quad (2.42)$$

Në grupin e shprehjeve të mësipërme, f_{cm} , RH , h paraqesin respektivisht rezistencën në shtypje mesatare për 28 ditë në MPa, lagështinë relative në “%” dhe përmasën fiktive në “mm”.

Forma lineare e funksionit të deformkohës tek shprehja (2.30) mund të përdoret për $|\sigma| \leq 0.4 \cdot f_{cm}(t_0)$. Në intervalin $0.4 \cdot f_{cm}(t_0) < |\sigma| \leq 0.6 \cdot f_{cm}(t_0)$ mund të pranohet format jo-lineare si mëposhtme:

$$\varphi_{\sigma}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot e^{[1.5(k_{\sigma}-0.4)]} \quad (2.43)$$

$$0.4 < k_{\sigma} \leq 0.6 \quad (2.44)$$

$$k_{\sigma} = \frac{|\sigma|}{f_{cm}(t_0)} \quad (2.45)$$

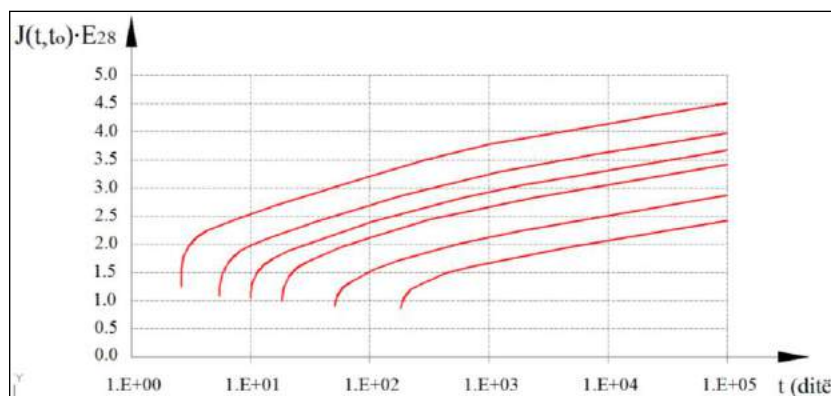


Figura 11: Funksioni i deformkohës, MC 2010

Figura 11 tregon se funksioni i deformkohës bazë nuk është i limituar në kohë, siç ajo rezulton $\lim_{t \rightarrow \infty} \beta_{bc}(t, t_0) = \infty$ ndërsa për deformkohën nga tharja e betonit kemi $\lim_{t \rightarrow \infty} \beta_{dc}(t, t_0) = 1$.

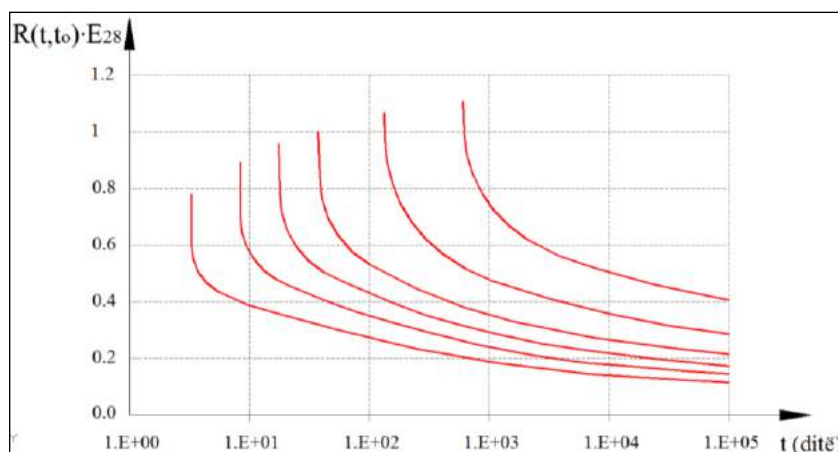


Figura 12: Funksioni i relaksimit, MC 2010

Në fakt nuk dihet paraprakisht nëse funksioni i deformkohës i afrohet një vlerë të fundme kështu që futja e një koeficienti të deformkohës, i shprehur nga një formë logaritmike sugjerohet në mënyrë që të parashikojë me një përafrim të kënaqshëm sjelljen e betonit deri në 50 vite të periudhës së ngarkimit.

E parë nga pikëpamja matematikore, futja e një funksioni të pakufizuar të deformkohës nuk garanton ekzistencën e zgjidhjes së saj si zgjidhje e vetme të këtij ekuacioni. Në çdo rast, një funksion i pakufizuar kohor i deformkohës na çon në rezultatin e mëposhtëm:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} R(t, t_0) = 0 \quad (2.46)$$

i cili shpreh se sforcimi i shkaktuar nga një deformim njësi i aplikuar në kohën t_0 është shpërndarë tërësisht në kohën përfundimtare. Në anën tjetër, merret parasysh se funksioni i relaksimit është monoton zbritës në kohë. Kjo na lejon të kuptojmë se për një model që shfaq një funksion të pakufizuar të deformkohës, funksioni i relaksimit kënaq mosbarazimin:

$$R(t, t_0) \geq 0 \quad t_0 \leq t \leq \infty \quad (2.47)$$

Për më tepër, duke marrë parasysh se funksioni logaritmik zhvillohet shumë ngadalë në kohë, shohim se rritja e efektit të deformkohës nga 50 vjet deri në 150 vjet të kohëzgjatjes së ngarkesës nuk do të kalojë 10% të efektit të deformkohës total.

Ne kështu mund të konkludojmë se futja e një funksioni të pakufizuar të deformkohës, lejon për të përafuar më mirë sjelljen e betonit, dhe me futjen e tij nuk ka mospërputhje të konsiderueshme numerike në zgjidhje dhe shmang rezultatet fizike absurde të marrjes së vlerave negative për $R(t, t_0)$.

Disa krahasime midis *Model Code 1990* dhe *Model Code 2010* mbi konceptet e shprehura mësipër, të realizuar nga dy studiues të fushës si *F.Mola, L.M.Pellegrini* [7], jepen të ilustruara grafiksht mëposhtë Figura 13 dhe Figura 14. Në këto grafikë, jepen diagramat e funksioneve të deformkohës për ngarkim në dy kohë të ndryshme (për $t_0=14$ ditë dhe $t_0=28$ ditë) për beton me $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$ dhe 60 MPa ; $h_0 = 200 \text{ mm}$; $RH = 70\%$.

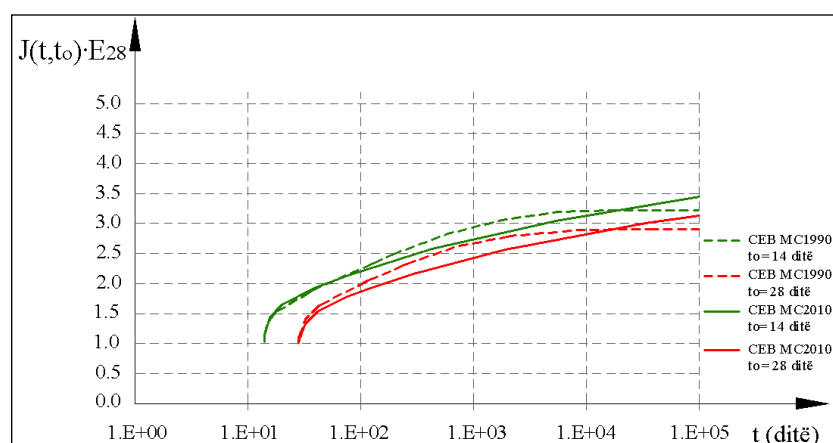


Figura 13: Funksionet e deformkohës, $f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$

Në grafikun e mësipërm, Figura 13, për beton me $f_{ck}=32 \text{ Mpa}$, vërehet se pjesët e lakuara në *Model Code 10* zhvillohen në një formë më të drejtpërdrejtë dhe na japin vlera pak më të larta të koeficientit të deformkohës për $t=10^5$ ditë, ndërsa në *Model Code 1990* zhvillimi në kohë i deformkohës vazhdon në një mënyrë më të shpejtë deri në rreth 10^4 ditë, moment kohor në të cilën kanë vlera pothuajse të barabarta. Lakimet në kurbën e deformkohës në *Model Code 2010* tregojnë një pjerrësi jo zero për $t=10^5$ ditë.

E njëjta gjë vërehet edhe për beton me $f_{ck}=60 \text{ MPa}$ e treguar në Figura 14. Në këtë rast, vlerat përfundimtare të deformkohës janë më të vogla për *Model Code 2010*. Ky rezultat tregon për këtë model një korrelacion negativ më të lartë ndërmjet efektit të deformkohës dhe rezistencës në ngjeshje.

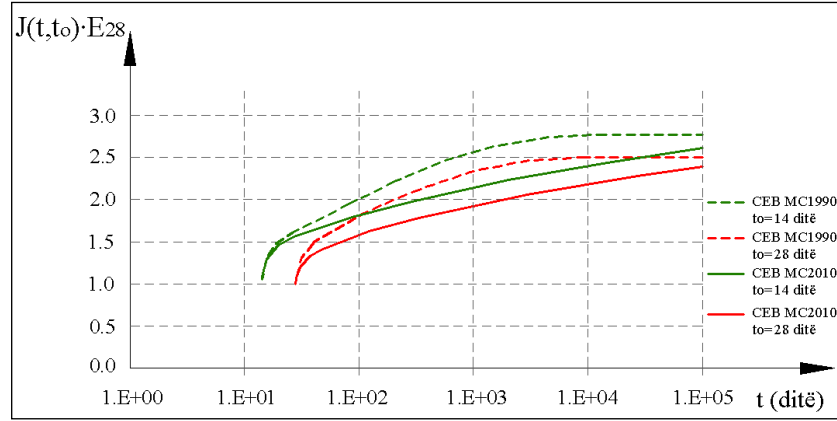


Figura 14: Funksionet e deformkohës, $f_{ck} = 60 \text{ Mpa}$

2.7 Deformkoha sipas “Eurokod-it 2” (EN 1992-1-1)

Deformkoha e betonit varen nga një numër faktorësh, duke përfshirë edhe lagështinë e ambientit, dimensionet e elementit, përbërjen e betonit dhe moshën e tij në kohën e ngarkimit.

Sipas publikimit me EN 1992-1-1 (2004), koeficienti i deformkohës jepet me shprehjen [8]:

$$\phi(t, t_o) = \phi_o \beta_c(t - t_o) \quad (2.48)$$

Ku ϕ_o është koeficienti final i deformkohës, i cili jepet:

$$\phi_o = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \quad (2.49)$$

dhe $\beta_c(t - t_o)$ është funksioni kohor i zhvillimit të efektit, i cili shprehet:

$$\beta_c(t - t_o) = \left[(t - t_o) / (\beta_H + t - t_o) \right]^{0.3} \quad (2.50)$$

Në shprehjen (2.49) parametri ϕ_{RH} merret në funksion të lagështisë relative të ambientit dhe përmasës fiktive të seksionit të elementit dhe shprehet si mëposhtë:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.10 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \quad (2.51)$$

$\beta(f_{cm})$ është parameter në funksion i klasës së betonit dhe jepet me shprehjen:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.52)$$

$$\text{ku, } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$\beta(t_o)$ është parameter në funksion i kohës t_o të ngarkimit të elementit dhe jepet me shprehjen:

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.20}} \quad (2.53)$$

Parametri β_H , merret në funksion të lagështisë relative të ambientit dhe përmasës fiktive të seksionit të elementit, sipas shprehjes:

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] h_o + 250 \leq 1500 \quad (2.54)$$

Duhet theksuar që vitet e fundit, janë bërë disa përmirësime të vogla, lidhur me përcaktimin e koeficientit të deformkohës, pasqyruar këto edhe në publikimet normative EN 1992-1-1 (2012).

Sipas rishikimeve, koeficienti i deformkohës, jepet me shprehjen:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (2.55)$$

ku:

t_0 – është momenti i aplikimit të ngarkesës së jashtme

t – është momenti i leximit të deformimit

f_{cm} – është rezistenca mesatare, në shtypje për 28 ditë

φ_{RH} – është parametri i ambjentit, i cili merret sipas shprehjes së mëposhtme:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (2.56)$$

ku:

RH – është përqindja e lagështisë relative të ambjentit

h_0 – është dimensionin fiktiv në (mm), i cili jepet (njësoj si mësipër), sipas shprehjes:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

α_1, α_2 , janë koeficientë të cilat merren të barabartë me 1 nëse $f_{cm} \leq 35 \text{ Mpa}$ dhe për raste të tjera merren nëpërmjet shprehjeve :

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \text{ dhe } \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad (2.57)$$

ndërsa: $\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$, merr në konsideratë klasën e betonit;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}, \text{ merr në konsideratë efektin e moshës së betonit, në momentin e}$$

aplikimit të ngarkesës (faktori i vjetërsisë);

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}, \text{ quhet faktori i trashëgimisë, ku:}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

α_3 është koeficient, i cili merret i barabartë me 1 nëse $f_{cm} \leq 35 \text{ Mpa}$ dhe për raste të tjera merret nëpërmjet shprehjes:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

Nëse përcaktojmë vlerat limite të koeficientit të $\varphi(\infty, t_0)$, deformimi rezultat në element do të jetë $\varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$.

Kur sforcimi shtypës në kohën " t_0 " tejkalon $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$, koeficienti i deformkohës duhet shumëzuar me një faktor korrigjues (shumëzues), i cili jepet në tabelën e mëposhtme. Ky parameter varet nga raporti $k_\sigma = \sigma_c / f_{cm}(t_0)$ i cili merr parasysh zhvillimin jo-linear të efektit të deformkohës.

k_σ	Shumëzuesi
0.5	1.078
0.6	1.252
0.7	1.455
0.8	1.690
0.9	1.964
1.0	2.282

Tabela 5: Shumëzuesit për deformkohën jo-lineare

Koeficienti final i deformkohës $\varphi(\infty, t_0)$, mund të merret edhe nga nonogramat e mëposhtme, për ambiente me lagështi relative 50% dhe 80 % dhe për klasa betoni nga C20/25-C50/60. Për parametra të tjerë të lagështisë relative, koeficienti në fjalë merret me interpolime lineare.

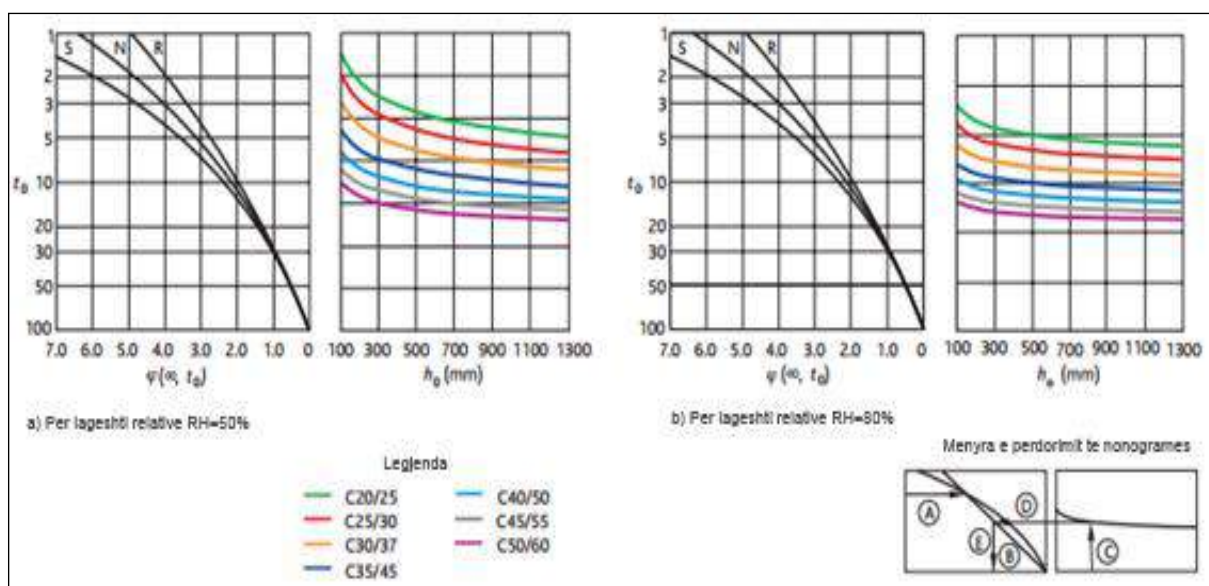


Figura 15: Nonogramat e koeficientit final të deformkohës

2.8 Deformkoha sipas normës amerikane ACI 209R-92(98)

Sipas ACI 209R, funksioni i deformkohës $J(t, t_0)$ që përfaqëson varësinë e sforcimeve totale ndaj deformimeve për njësi sforcimi, shprehet si më poshtë [9]:

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \phi(t, t_0)}{E_{cm(t_0)}} \quad (2.58)$$

ku,

$E_{cm(t_0)}$ – është moduli i elasticitetit në momentin e ngarkimit t_0 (MPa ose psi),

$\phi(t, t_0)$ –është koeficienti i deformkohës si raport i deformimeve nga deformkoha me deformimet elastike në momentin fillestar të ngarkimit pas një kohë t_0 (ditë).

Moduli i elasticitetit në një kohë E_{cmto} të caktuar t_0 jepet sipas shprehjeve të mëposhtme:

$$E_{cmto} = 0.043\gamma_c^{1.5} \sqrt{f_{cmto}} \text{ (MPa) për sistemin SI}$$

$$E_{cmto} = 33\gamma_c^{1.5} \sqrt{f_{cmto}} \text{ (psi) për sistemin in.-lb}$$

ku,

γ_c –pesha njësi e betonit (kg/m^3 ose lb/ft^3),

f_{cmto} –rezistenca kryesore në shtypje e betonit në momentin e ngarkimit.

Modeli llogaritës për deformkohën i përcaktuar nga ACI 209R-92 përmban dy komponente kryesore që përcaktojnë vlerat asimptotike dhe varësinë nga koha. Ajo çfarë përcaktohet realisht është koeficienti i deformkohës, i cili shprehet me ekuacionin e mëposhtem:

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^\psi}{d + (t - t_0)^\psi} \phi_u \quad (2.59)$$

ku,

$\phi(t, t_0)$ –është koeficienti i deformkohës për betonin me moshë " t " dhe vënie në ngarkesë në kohën " t_0 "; d (në ditë) dhe ψ janë konstantet e formës dhe dimensioneve që përcaktojnë varësinë nga koha, (standarti rekomandon vlera mesatare të këtyre parametrave respektivisht 10 dhe 0.6)

$(t - t_0)$ –intervali kohor nga fillimi i aplikimit të ngarkesës

ϕ_u –koeficienti limit i deformkohës, që për kushte standarte merret 2.35.

Për kushte të ndryshme nga ato standartet koeficienti ϕ_u modifikohet duke përdorur koeficient korigjimi, sipas shprehjes:

$$\phi_u = 2.35\gamma_c \quad (2.60)$$

$$\gamma_c = \gamma_{c,to} \gamma_{c,RH} \gamma_{c,vs} \gamma_{c,s} \gamma_{c,\psi} \gamma_{sh,a} \quad (2.61)$$

Për kohë aplikimi të ngarkesës më të madhe se 7 ditë, për beton të trajtuar me lagje dhe jo më e madhe se 1 deri në 3 ditë, për beton të trajtuar me avull.

Faktori nga koha e ngarkimit $\gamma_{c,to}$ përcaktohet sipas shprehjeve:

$$\gamma_{c,to} = 1.25t_o^{-0.118} \quad \text{për beton të trajtuar me lagje}$$

$$\gamma_{c,to} = 1.13t_o^{-0.094} \quad \text{për beton të trajtuar me avull}$$

Faktori i lagështisë relative të ambientit jepet sipas shprehjes së mëposhtme:

$$\gamma_{c,RH} = 1.27 - 0.67RH \quad \text{për } RH \geq 0.40 \text{ (40\%)}$$

Koeficienti $\gamma_{c,vs}$ merr parasysh dimensionet e elementit duke u bazuar në raportin volum-sipërfaqe (V/S), i cili jepet nëpërmjet shprehjeve të mëposhtme:

$$\gamma_{c,vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13e^{\{-0.0213(V/S)\}}) \quad \text{për sistemin SI}$$

$$\gamma_{c,vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13e^{\{-0.54(V/S)\}}) \quad \text{për sistemin in.-lb}$$

ku: V –është volumi etalon (në mm^3 ose in^3)

S –sipërfaqja (në mm^2 ose in^2)

Veç të tjerave, faktori korigjues për dimensionet e elementit, mund të bazohet edhe në trashësisnë mesatare të elementit (në këtë rast shënohet $\gamma_{c,d}$). Për trashësi mesatare elementi më të madhe se 150 mm (6 in), dhe midis 300 e 380 mm (12 në 15 in), jepet sipas shprehjeve të mëposhtme:

Gjatë vitit të parë të ngarkimit $(t - t_o) \leq 1$ vit:

$$\begin{aligned}\gamma_{c,d} &= 1.14 - 0.00092d \\ \gamma_{c,d} &= 1.14 - 0.0036(V / S) \quad \text{për sistemin SI} \\ \gamma_{c,d} &= 1.14 - 0.023d \\ \gamma_{c,d} &= 1.14 - 0.092(V / S) \quad \text{për sistemin in.-lb}\end{aligned}$$

Për kohë ngarkimit $(t - t_o) > 1$ vit:

$$\begin{aligned}\gamma_{c,d} &= 1.10 - 0.00067d \\ \gamma_{c,d} &= 1.10 - 0.00268(V / S) \quad \text{për sistemin SI} \\ \gamma_{c,d} &= 1.10 - 0.017d \\ \gamma_{c,d} &= 1.10 - 0.068(V / S) \quad \text{për sistemin in.-lb}\end{aligned}$$

ku $d = 4(V/S)$ është trashësia mesatare e elementit të marrë në konsideratë.

Për trashësi mesatare elementi më të vogël se 150 mm (6 in), ose raport volum-sipërfaqe më të vogël se 37.5 mm (1.5 in), përdoren faktorët në tabelën e mëposhtme:

Trashësia mesatare d mm (in)	Raporti V/S mm (in)	Faktori $\gamma_{c,d}$
51 (2)	12.5 (0.50)	1.30
76 (3)	19 (0.75)	1.17
102 (4)	25 (1.00)	1.1
127 (5)	31 (1.25)	1.04
152 (6)	37.5 (1.50)	1.00

Tabela 6: Faktori korigjues për dimensionet e elementit

Faktorët e korigjimit që lejojnë marrjen në konsideratë të përbërjes së betonit, janë:

- Faktori i uljes $\gamma_{c,s}$, ku s është ulja (konusi) i betonit të freskët (në mm ose in)

$$\gamma_{c,s} = 0.82 + 0.00264s \quad \text{për sistemin SI}$$

$$\gamma_{c,s} = 0.82 + 0.067s \quad \text{për sistemin in.-lb}$$

- Faktori $\gamma_{c,\psi}$ merr në konsideratë agregatët e imët ku ψ është raporti i inerteve të imët me inertet totale, shprehur në përqindje

$$\gamma_{c,\psi} = 0.88 + 0.0024\psi$$

- Faktori i përbërjeve atmosferike në ajër $\gamma_{\alpha,a}$, ku α është përbërja e ajrit në përqindje:

$$\gamma_{\alpha,a} = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1$$

Këto faktorë korigjimi duhen përdorur vetëm me referencat e dhëna për vlerat e sugjeruara të $\phi_u=2.35$. Kjo vlerë mesatare e $\phi_u=2.35$ duhet përdorur vetëm kur nuk gjenden të dhëna për faktorët, inertet ose kushtet e tjera në përputhje me ASTM C512.

2.9 Deformkoha sipas Bažant-Baweja B3 model

Modeli B3 (Bažant-Baweja,1995), është versioni i fundit i një sërë modeleve për llogaritjet e tkurrjes dhe deformkohës nga Bažant dhe kolegët e tij. Marzhin më të madh të gabimit në këtë model e sjell përbërja e betonit. Parametrat për modelin B3 në rezistencë dhe përbërje janë vetëm për beton me çimento portland dhe variojnë ndërmjet vlerave [9]:

- $0.35 \leq w/c \leq 0.85$;
- $2.5 \leq a/c \leq 13.5$;
- $17 \text{ MPa} \leq f_{cm28} \leq 70 \text{ MPa}$
- $160 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 720 \text{ kg/m}^3$

ku,

f_{cm28} – është rezistenca cilindrike në shtypje e betonit ($f_{cm28} = f'_c + 8.3 \text{ MPa}$)

w/c – është raporti uji/çimento;

c – është përbërja e çimentos;

a/c – është raporti agregatë-çimento;

Modeli Bažant-Baweja B3 është i kufizuar vetëm për sforcime në zonën e shërbimit, ose jo më shumë se $0.45 f_{cm28}$. Formulatat vlejnë vetëm për beton të trajtuar për minimumi një ditë.

Parametrat e kërkuara:

- Mosha e betonit kur fillon tharja, zakonisht merret mosha kur përfundon trajtimi me lagje (ditë);
- Mosha e betonit kur ngarkohet (ditë);
- Inertet përbërës të betonit (kg/m^3);
- Çimentoja në përbërje të betonit (kg/m^3);
- Uji në përbërje të betonit (kg/m^3);
- Lloji i çimentos;
- Rezistenca kryesore në shtypje e betonit pas 28 ditëve (MPa);
- Moduli i elasticitetit të betonit pas 28 ditëve;
- Metoda e trajtimit;
- Lagështia relative e shprehur në decimal;
- Forma e mostrës;
- Raporti volum-sipërfaqe ose trashësia efektive e seksionit në mm.

Funksioni i deformkohës për betonin me moshë (t), shkatuar nga një sforcim njësi joaksial konstant i aplikuar në momentin t_o , shkakton deformime të menjëhershme, (deformkoha bazë) dhe deformkoha e tharjes, llogaritet me formulën:

$$J(t, t_o) = q_1 + C_o(t, t_o) + C_d(t, t_o, t_c) \quad (2.62)$$

ku,

q_1 – është deformimi i menjëhershëm nga sforcimi njësi;
 $C_o(t, t_o)$ – është funksioni i deformkohës i pjesës bazë;
 $C_d(t, t_o, t_c)$ – është funksioni shtesë i deformkohës nga tharja;
 t, t_o, t_c – janë respektivisht mosha e betonit, mosha e betonit kur ka filluar tharja dhe mosha e betonit në kohën e ngarkimit (në ditë).

Deformimi i menjëhershëm mund të shkruhet $q_1 = 1/E_o$, ku E_o është vlera asimptotike e modulit të elasticitetit. Arsyeja e përdorimit të E_o në vend të modulit të elasticitetit konvencional E_{cm} është sepse betoni shfaq efekt të menjëhershëm të deformkohës edhe për ngarkesa kohëshkurtëra. Pra, deformimet e menjëherëshme prej sforcimeve njësi mund të shkruhen:

$$q_1 = 0.6 / E_{cm28} \quad (2.63)$$

$$\text{ku,} \quad E_{cm28} = 4734 \sqrt{f_{cm28}}$$

sipas këtij modeli, deformkoha bazë përbëhet nga tre terma: viskoelasticiteti sipas plakjes, viskoelasticiteti në mungesë të plakjes, dhe ecuria e plakjes:

$$C_o(t, t_o) = q_2 Q(t, t_o) + q_3 + \ln[1 + (t + t_o)^n] + q_4 \cdot \ln(t / t_o) \quad (2.64)$$

ku, $q_2 Q(t, t_o)$ është funksioni i viskozitetit sipas moshës.

Parametri q_2 llogaritet:

$$q_2 = 185.4 \times 10^{-6} c^{0.5} f_{cm28}^{-0.9} \quad (2.65)$$

$Q(t, t_o)$ është afërsisht integrali i dytë që shumëzohet me parametrin q_2 për të marrë termin e viskoelasticitetit në plakje:

$$Q(t, t_o) = Q_f(t_o) \left[1 + \left(\frac{Q_f(t_o)}{Z(t, t_o)} \right)^{r(t_o)} \right]^{-1/r(t_o)} \quad (2.66)$$

Ekuacionet e mëposhtme shërbejnë për të përafruar integralin e dytë:

$$Q_f(t_o) = [0.086(t_o)^{2/9} + 1.21(t_o)^{4/9}]^{-1} \quad (2.67)$$

$$Z(t, t_o) = (t_o)^{-m} \cdot \ln[1 + (t - t_o)^n]$$

$$r(t_o) = 1.7(t_o)^{0.12} + 8$$

ku, m dhe n janë parametra empirike, vlerat e të cilave mund të merren të njëjta për të gjithë llojet e betoneve standarte ($m=0.5$ dhe $n=0.1$).

Në ekuacionin për shprehjen e $C_o(t, t_o)$, parametrat q_3 dhe q_4 janë përkatësisht parametri i viskoelasticitetit në mungesë të plakjes dhe parametri i ecurisë së plakjes, të cilat gjenden sipas shprehjeve të mëposhtme:

$$q_3 = 0.29(w/c)^4 q_2 \quad (2.68)$$

$$q_4 = 20.3 \times 10^{-6} (a/c)^{-0.7} \quad (2.69)$$

Funksioni i deformkohës për rastin e deformkohës nga tharja përcaktohet sipas shprehjes së mëposhtme. Duhet vënë në dukje se ky ekuacion merr në konsideratë tharjen para ngarkimit.

$$C_d(t, t_o, t_c) = q_5 [\exp\{-8H(t)\} - \exp\{8H(t_o)\}]^{1/2} \quad (2.70)$$

Në ekuacionin e mësipërm, q_5 është parametër i funksionit të deformkohës nga tharja, i cili jepet :

$$q_5 = 0.757 f_{cm28}^{-1} |\varepsilon_{sh\infty} \times 10^6|^{-0.6} \quad (2.71)$$

$H(t)$ dhe $H(t_o)$ janë mesataret e shpërndarjes së lagështisë relative në pore dhe llogariten si mëposhtë:

$$H(t) = 1 - (1 - h)S(t - t_c)$$

$$H(t_o) = 1 - (1 - h)S(t_o - t_c)$$

ku, shprehjet $S(t - t_c)$ dhe $S(t_o - t_c)$ janë funksione të kohës të llogaritura për tkurrjen në një moshë (t) të betonit dhe në kohën e ngarkimit (t_o) në ditë, ndërkohë τ_{sh} është tkurrja në gjysmën e kohës, të cilat shprehen si mëposhtë:

$$S(t - t_c) = \tanh \left[\left(\frac{t - t_c}{\tau_{sh}} \right)^{1/2} \right]$$
$$S(t_o - t_c) = \tanh \left[\left(\frac{t_o - t_c}{\tau_{sh}} \right)^{1/2} \right]$$

2.10 Deformkoha sipas GL2000 model

Modeli llogaritës GL2000, është modifikuar disa herë ndër vite. Modeli i paraqitur më poshtë përfaqëson versionin e fundit të modelit *GL2000* (Gardner 2004), duke përfshirë dhe disa modifikime të vogla prej modelit origjinal të shprehur nga Gardner dhe Zhao (2001) [9]. Ky model mbështet mbi atë të *Atlanta 97* të Gardner dhe Zhao (1993), i influencuar ky i fundit nga *CEB-FIB M.C90*. Ky model shpreh një metodë llogaritëse për betone me rezistencë normale, ku si rezistencë normale quhet ajo me vlerë limit 82 MPa dhe betone që nuk pësojnë vetëtharje. Sipas Gardner dhe Lockman (2001), kjo metodë mund të përdoret pavarësisht aditivëve shtesë në beton, mineralëve prezent, temperaturës në derdhje ose regjimit të përdorur për trajtim. Vlerat e përcatuara mund të përmirësohen duke matur vlerat e rezistencës në kohë dhe modulit të elasticitetit. Ngurtësia e inerteve është marrë parasysh duke përdorur mesataren cilindrike të rezistencës, e llogaritur kjo prej matjes së modulit të elasticitetit të betonit. Shprehja e funksionit bazohet në modulin e elasticitetit pas 28 ditëve dhe jo atë në kohën e ngarkimit. Ky model përfshin edhe një term për tharjen përpara ngarkimit, e cila merr parasysh deformkohën bazë dhe atë nga tharja.

Parametrat e nevojshëm të këtij modeli janë:

- Mosha e betonit kur fillon tharja, zakonisht merret mosha kur përfundon trajtimi me lagje (ditë);
- Mosha e betonit kur ngarkohet (ditë);
- Rezistenca kryesore në shtypje e betonit pas 28 ditëve (MPa);
- Rezistenca kryesore në shtypje e betonit në kohën e ngarkimit (MPa);
- Moduli i elasticitetit të betonit pas 28 ditëve;
- Moduli i elasticitetit të betonit në kohën e ngarkimit;
- Lagështia relative e shprehur në decimal;

- Raporti volum-sipërfaqe.

Funksioni i deformkohës për këtë model përfshin deformimet elastike dhe nga deformkoha. Deformimi elastik është parametër i modulit të elasticitetit E_{cmto} në kohën e ngarkimit dhe deformimet nga deformkoha është raporti i koeficientit të deformkohës pas 28 ditëve me modulin e elasticitetit në ditën e 28 (E_{cm28}), shprehur kjo në ekuacionin e mëposhtëm:

$$J(t, t_o) = \frac{1}{E_{cmto}} + \frac{\phi_{28}(t, t_o)}{E_{cm28}} \quad (2.72)$$

ku, koeficienti i deformkohës pas 28 ditëve $\phi_{28}(t, t_o)$ llogaritet sipas shprehjes së mëposhtme:

$$\phi_{28}(t, t_o) = \Phi(t_c) \left[2 \frac{(t-t_o)^{0.3}}{(t-t_o)^{0.3} + 14} + \left(\frac{7}{t_o} \right)^{0.5} \left(\frac{(t-t_o)}{(t-t_o) + 7} \right)^{0.5} + 2.5(1-1.086h^2) \left(\frac{(t-t_o)}{(t-t_o) + 0.12(V/S)^2} \right)^{0.5} \right]$$

Koeficienti i deformkohës përfshin tre terma, dy të parat janë të nevojshme për të llogaritur deformkohën bazë, ndërsa e fundit për të llogaritur deformkohën nga tharja. $\Phi(t_c)$ është faktori i korigjimit për efektin e tharjes para ngarkimit.

Nëse $t_o = t_c$ marrim $\Phi(t_c) = 1$;

Kur $t_o \geq t_c$, kemi:

$$\Phi(t_c) = \left[1 - \left(\frac{(t_o - t_c)}{(t_o - t_c) + 0.12(V/S)^2} \right)^{0.5} \right]^{0.5} \quad (2.73)$$

Për të llogaritur relaksimin, $\Phi(t_c)$ duhet të mbahet konstante me vlerën fillestare përgjatë gjithë periudhës së relaksimit. Për llogaritjet e rikuperimit të deformkohës, $\Phi(t_c)$ mbahet konstante me vlerën në kohën e ngarkimit.

2.11 Deformkoha në softet inxhinierike me elementë të fundëm

Vitet e fundit, si rezultat i zhvillimeve që kanë pësuar teknologjia, edhe fusha e softeve numerike ka pësuar ndryshime të theksuara. Brenda algoritmeve të këtyre softeve janë implementuar edhe llogaritje të veçanta, përfshirë dhe analizën e efekteve të deformkohës apo edhe tkurrjes së betonit.

Nëse i referohemi softit llogaritës **MidasGeN**, efekti i deformkohës, mund të merret në konsideratë nëpërmjet futjes së një koeficienti $\varphi(t, t_o)$, i cili futet manualisht për çdo element dhe për secilën fazë; ose duke shfrytëzuar kurbën e koeficientit në fjalë, duke përdorur apo u bazuar në një normativë të caktuar [11].

Kodet apo normat bazë, mbi të cilat mbështeten këto softe, janë kodi CEB-FIP, Eurocode 2, ACI, etj., duke i zgjedhur midis alternativave të ofruara nga biblioteka përkatëse.

Në pjesën kushtuar karakteristikave të materialeve që varen nga koha, lexojmë që: deformimi i përgjithshëm për një element prej betoni që i nënshtrohet një tensioni aksial mund të shkruhet si:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_i(t_0) + \varepsilon_c(t, t_0) = \sigma \cdot J(t, t_0) \quad (2.74)$$

ku: $J(t, t_0)$ përfaqëson deformimin e përgjithshëm të shkaktuar nga një sforcim shumator dhe është përcaktuar si funksioni i deformkohës.

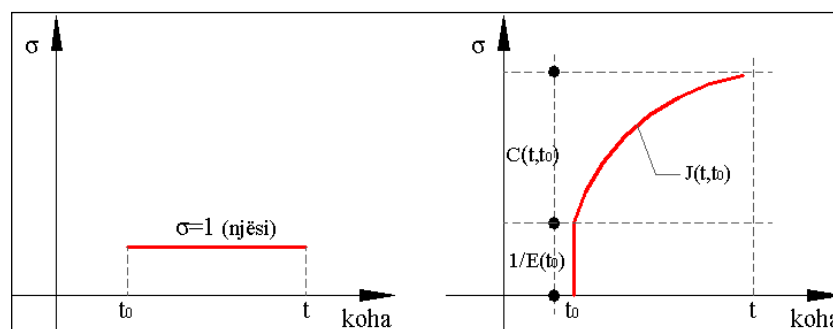


Figura 16: Ligji i sforcimeve në kohë dhe funksioni i deformkohës.

Siç shihet në figurën funksioni i deformkohës $J(t, t_0)$, mund të shihet si shumë e deformimit fillestar elastik dhe deformimit për shkak të efektit të deformkohës:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + C(t, t_0) \quad (2.75)$$

ku:

$E(t_0)$ – është moduli i elasticitetit në momentin në të cilin elementi është i ngarkuar

$C(t, t_0)$ – është deformimi rezultat për shkak të deformkohës në kohën “t”

Funksioni $J(t, t_0)$ - gjithashtu mund të rishkruhet si një raport në varësi të deformimeve:

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{E(t_0)} \quad (2.76)$$

ku:

$\varphi(t, t_0)$ – koeficienti i deformkohës, i cili përfaqëson raportin midis deformimeve në kohë dhe atyre elastike.

Programi, na lejon të veprojmë në dy mënyra të ndryshme për analizën e deformimeve në kohë të një elementi.

Mënyra e parë konsiston në sigurimin apo përcaktimin e një koeficienti të deformkohës për secilin element dhe për çdo fazë të ndërtimi, duke i mbivendosur sforcimet dhe deformimet e fituara në analizën në kohën “t” të kërkuar. Në këtë rast do kishim:

$\varepsilon_c(t, t_0) = \varphi(t, t_0)\varepsilon(t_0)$ – deformim për shkak të deformkohës

$P = \int_A E(t)\varepsilon_c(t, t_0)dA$ – ngarkesa për shkak të deformimit nga deformkoha, ku:

$\varepsilon(t_0)$ – deformimi për shkak të sforcimit në momentin “ t_0 ”

$\varphi(t, t_0)$ – koeficienti deformkohës midis kohës “t” dhe “ t_0 ”

Mënyra e dytë konsiston në fiksimin për një material të dhënë, të një kurbe përfaqësuese të funksionit të deformkohës në dritaren “Time Dependent Material (Creep/Shrinkage)”.

Elementët e ndryshëm, të ngarkuar në momente të ndryshme do të ndjekin pastaj këtë kurbë nëpërmjet një integrimi numerik të sforcimeve dhe deformimeve në kohë.

Zakonisht, në punën e kryer, preferohet të zgjidhet alternativa e dytë, pasi e para mund të çojë lehtësisht në gabime gjatë vlerësimit të koeficientit të deformkohës.

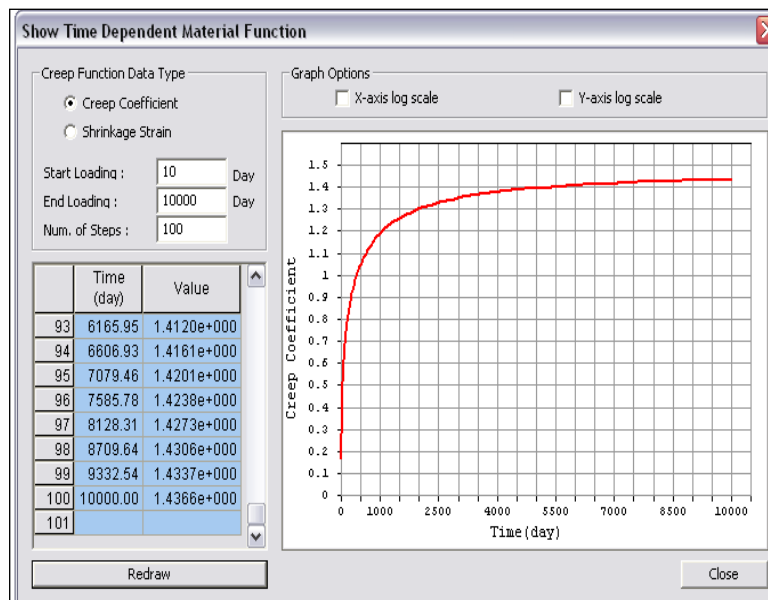


Figura 17:Grafiku i funksionit të deformkohës [11].

Si përfundim nxjerrim: deformkoha totale nga koha " t_0 " deri në kohën " t " mund të llogaritet nga mbivendosja e efekteve të deformkohës duke integruar deformkohën që rezulton nga sforcimet në çdo fazë të ndërtimit:

$$\varepsilon_c(t) = \int_0^t C(t_0, t-t_0) \frac{\partial \sigma(t_0)}{\partial t_0} dt_0 \quad (2.77)$$

ku:

$\varepsilon_c(t_0)$ – deformimi në kohën " t "

$C(t_0, t-t_0)$ – deformkoha specifike

t_0 – koha gjatë së cilës ngarohet elementi

Nëse supozohet se sforcimi është konstant gjatë çdo faze të ndërtimit, deformimi total në kohë mund të llogaritet me anë të një funksioni të thjeshtuar si shuma e deformimeve për çdo fazë.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,n} - \varepsilon_{c,n-1} = \sum_{j=1}^{n-1} \Delta \sigma_j C(t_j, t_{n-j}) - \sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j C(t_j, t_{n-j}) \quad (2.78)$$

Deformkoha specifike $C(t_0, t-t_0)$ mund të shprehet si:

$$C(t_0, t-t_0) = \sum_{i=1}^m a_i(t_0) \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right] \quad (2.79)$$

ku:

$a_i(t_0)$ – koeficient i lidhur me formën fillestare të kurbës së deformkohës njësi në kohën " t_0 " të aplikimit të ngarkesës.

Γ_i – vlerë e lidhur me formën e kurbës së deformkohës njësi, pas kohës së ngarkimit

Duke përdorur ekuacionet e dhëna mësipër deformimi rritës mund të shprehet si më poshtë:

$$\Delta \varepsilon_{c,n} = \sum_{i=1}^m \left[\sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j a_i(t_j) e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-1} a_i(t_{n-1}) \right] \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right] \quad (2.80)$$

$$\Delta \varepsilon_{c,n} = \sum_{i=1}^m A_{i,n} \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right] \quad (2.81)$$

ku:

$$A_{i,n} = \sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j a_i(t_j) e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-1} a_i(t_{n-1}) \quad (2.82)$$

$$A_{i,n} = A_{i,n-1} e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-1} a_i(t_{n-1}) \quad (2.83)$$

$$A_{i,1} = \Delta \sigma_0 a_i(t_0) \quad (2.84)$$

Duke përdorur këtë metodë, mund të marrim variacionin e deformkohës për çdo fazë të ndërtimit, duke filluar nga forcat e brëndshme të nxjerra nga faza e mëparshme që duhet të modifikojnë forcat e brëndshme të përgjithshme të marra në konsideratë në fazën e mëtejshme. Në këtë mënyrë kemi një analizë të kujdesshme të variacionit të sforcimit në strukturë gjatë fazave të ndryshme.

Përfshirja e një materiali me karakteristika që ndryshojnë me kohën, nëse nga një anë na detyron të përdorim standarte të implementuara në program, nga ana tjetër na kursen një pjesë të madhe të punës së nevojshme që duhet për të marrë parasysh efektet anësore të betonit. Duhet llogaritur fazë për fazë dhe element për element, koeficienti i deformkohës dhe pastaj duhet futur si input në program.

Kjo lloj analize që kryhet nga kompjuteri, në përgjithësi është e lidhur me ndjeshmërinë e intervaleve kohore që kalohen ndërmjet fazave të njëpasnjëshme. Problemi që shqyrtohet në këtë rast jepet vetëm në mënyrë anësore, pasi hapat e ndërtimit janë relativisht të shkurtër, në rendin e ditëve.

Figura 18: Dritarja dialoguese e futjes së parametrave të deformkohës dhe tkurrjes [12].

Problemi mund të ndihet gjatë fazës operationale të strukturës, që përfshin disa vite. Një zgjidhje e thjeshtë që përdoret është ndarja e këtyre fazave shumë të gjata në nënfaza me kohëzgjatje më të shkurtër, të cilat lejojnë që të ndiqet në mënyrë më të mirë kurba e deformkohës.

Ekzistojnë edhe programe të tjera llogaritëse, ndoshta më pak të zhvilluara, ku efektet e deformkohës nuk merren në konsideratë nëpërmjet një ligji kohor, por nëpërmjet implementimit të koeficientit përkatës të llogaritur në mënyrë manuale brenda dritares dialoguese të tij, siç paraqitet në figurën e mësipërme Figura 18. I tillë është softit llogaritës **Tower7**, ku efekti i deformkohës merret në konsideratë nëpërmjet një koeficienti $\varphi(t, t_0)$, i cili futet manualisht për çdo element, duke shfrytëzuar kurbën e koeficientit në fjalë bazuar në një normativë të caktuar [12]. Efekti i deformkohës në këte rast, merret parasysht nëpërmjet futjes të koeficientit të përhapjes së deformkohës dhe koeficientit final të deformkohës, përkatësisht $\chi^\infty; \varphi^\infty$ [13], [14].

Bibliografia

- [1] **CEB-FIP (1978)** "**CEB-FIP Model Code for Concrete Structures**" Comité Euro-International du Béton, Federation Internationale De La Precontrainte, International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II, 3rd ed. Lausanne, fq. 331-344, 1978
- [2] **"CEB-FIP (1990)"** Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Lausanne, Mar., fq. 30-71 (Information Bulletin No. 195).
- [3] **"CEB-FIP (2010)"** Final Draft Vol. I, FIB bulletin 66, 2012
- [4] **"Norme Tecniche Costruzioni 1996"**, Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 9 Gennaio 1996;
- [5] **"Norme Tecniche Costruzioni 2008"** , Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 Gennaio 2008;
- [6] **"La viscosità nelle strutture in calcestruzzo armato"** Appunti Universitari, a.a. 2012-2013, Prof. Pietro Monaco, Politecnico di Bari;
- [7] **"The new model for creep of concrete in FIP Model Code 2010"**, 37th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, August 29-31, 2012, F.Mola, L.M Pellegrini, Politecnico di Milano, Italy;
- [8] **"Eurocode 2" EN 1992-1-1:2004 (E)202** ANNEX B (Informative) Creep and shrinkage strain B.1 Basic equations for determining the creep coefficient
- [9] **"Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete"** Reported by ACI Committee 209, fq 20-30, May 2008
- [10] **"Design Aids for the Evaluation of Creep Induced Structural Effects"** by M. Sassone and M. A Chiorino. <https://www.researchgate.net/publication/265079277>
- [11] **"Midas – Gen, Getting Started"** User Manual pdf, <http://www.cspfea.net/>
- [12] **Radimpex Software, Tower 7**; Static and Dynamic Structural Analysis. Application for static and dynamic structural analysis, concrete, steel and timber design
- [13] **Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method** Zdenek P. BAZANT , Journal of the American Concrete Institute April 1972, Vol. 69, p. 212-217
- [14] **Aging Coefficient, Creep Coefficient and Extrapolating Aging, Coefficient from Short Term Test for Sealed Concrete, Shrestha KM, CHEN Baochun** (College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China) fq. 154-159 Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed. February 2011, Volume 26,

KAPITULLI III

3 GJËNDJA LIMITE E DEFORMIMEVE

3.1 Limitet e deformimeve

Deformimet në elementët strukturorë duhet të limitohen, sepse nëse janë tepër të mëdha, mund të ndikojë në funksionalitetin e strukturës. Në fakt, deformimet e tepërta të elementëve horizontalë, të tillë si trarë, soleta e pllaka, jo vetëm krijojnë efekte jo estetike, por mund edhe të sjellin probleme funksionale të rëndësishme, të tilla si largimi i ujrave të shiut nga taracat, ose të prodhojnë dëmtime apo të krijojnë gjëndje të sforcuar shtesë të elementëve mbistrukturorë që mbështeten në to si dhe të cilët kanë kapacitet të ulët adaptiv [1], [2].

Deformimi maksimal i lejueshëm i elementeve që punojnë në përkulje, varet kryesisht nga mënyra e tyre e punës. Në mungesë të kërkesave të veçanta, mund ti referohemi normave të ndryshme, sipas të cilës funksionaliteti i strukturës nuk shkakton probleme, nëse ulja maksimale e elementëve që punojnë në përkulje nuk e kalon $1/250$ e hapësirës dritë [1] [2].

Dëmet që mund të lindin në elementët strukturorë për shkak të deformimeve të mëdha të strukturës mbajtëse varen nga lloji i elementit, nga materialet prej të cilit është realizuar, nga prania ose jo e elementeve të përbashkëta, etj. Në mungesë të kërkesave specifike standartet e ndryshme, sugjerojnë që, për strukturat që mbajnë elemente ndarës ose elemente të tjerë strukturorë, ulja (apo deformimi) mund të limitohet në $1/500$ të hapësirës dritë.

Pjesa e deformimeve, e shkatuar nga ngarkesat e përhershme mund të eliminohet duke parashikuar një mbingritje në anë të kundërt me uljen (*mbingritje*) me madhësi të njëjtë me atë që shkakton uljen për nga poshtë. Kjo mënyrë përdoret shpesh në struktura prej çeliku, sepse zakonisht janë më të deformueshme si edhe logaritjet e uljeve apo deformimeve është më e lehtë dhe e saktë. Në elementët prej betoni të armuar, aplikohet më rrallë, për shkak se janë më pak të deformueshëm si dhe llogaritja e uljeve shoqërohet edhe me pasaktësi.

Vlerësimi analitik i deformimit të strukturave prej betoni të armuar nuk është i thjeshtë për shkak të sjelljes së brishtë të betonit në gjëndje të sforcuar. Duke marrë në konsideratë vetëm efektet e sforcimeve normale themi se sjellja mund të varrojë nga ajo e seksionit plotësisht reaktiv (Gjëndja I^{re}, pra pa plasaritje) deri tek ajo e seksionit plotësisht të plasarit (Gjëndja II^{te}).

Në situata të ndërmjetme, siç e kemi parë, plasaritjet prekin vetëm një numër të caktuar seksionesh duke përfshirë "blloqe betoni" të mbetura të paprekura. Ngurtësia "mesatare" e një pjese trau me gjatësi të caktuar, ndryshon midis seksionit të paplasarit (kur sforcimi maksimal në tërheqje është më i vogël se ai i plasaritjes) dhe seksionit të plasarit (kur sforcimi është shumë më i madh se sforcimi i plasaritjes).

Duke marrë parasysh vështirësitë dhe mungesën e saktësisë, për të bërë të mundur vlerësimin e deformimeve të strukturave prej betoni të armuar (nëse elementët kanë lidhje të mjaftueshme), llogaritja e deformimeve mund të anashkalohet, duke pasur parasysh se në këto raste kufizimet e përmendura më sipër, plotësohen.

Normativat Italiane dhe Eurokodi 2 [1] [2] , na sigurojnë tabela të limiteve gjeometrike, bazuar në raportin l/h të elementëve (shiko Tabela 7). Poshtë këtyre kufijve, kontrolli i gjëndjes limite të deformimeve mund të shmanget.

Sipas normativave italiane, nëse elementi është i destinuar të jetë element mbajtës, duhet të restektohen kushtet e mëposhtme: për trarët e thjeshtë, raporti $l/h \leq 120/l$, për trarët e vazhduar $l/h \leq 150/l$ (l —gjatësia e elementit në metra; h —lartësia e seksionit në cm).

Në tabelën e mëposhtme, vlerat e dhëna në kollonën e Eurokodit 2, i referohen:

e para: për elemente me beton në gjëndje tepër të nderur,

e dyta: për rastin e betonit në gjëndje pak të nderur.

Për përcaktimin e sforcimit efektiv të betonit, mund të supozohet që betoni është tepër i nderur nëse përqindja e armaturës së nevojshme është mbi 1.5%, dhe pak i nderur kur kjo përqindja është nën 0.5%.

Elementet	Raporti l/h	
	D.M -2005	Eurokodi 2
Trarë dhe soleta të mbështetura lirisht	20	18–25
Hapësira e fundit e trarëve të vazhduar	—	23–32
Soleta të vazhduara , brinjore		
Soleta kesone, të vazhduara, sipas brinjës më të gjatë		
Hapësira të ndërmjetme të trarëve ose soletave të vazhduara	26	25–35
Soleta me kapitël	—	21–30
Struktura Konsol	7	7–10

Tabela 7: Raporti l/h , për kufizimin e deformimeve

Këto vlera i referohen kushteve mesatare dhe duhet të ndryshohen sipas situatave të ndryshme. Sipas E.C 2, në rastin e seksioneve në formë *T-je* në qoftë se raporti midis brinjës dhe veshëve është më i madh se 3, ato duhet të shumëzohen me koeficientin 0.8; në rastin e trarëve ose soletave me hapësirë drite mbi 7 m, vlerat e dhëna në tabelën e mësipërme, duhet të shumëzohen me faktorin $7/l$ (ku l jepet në metra). Ka edhe faktorë të tjerë korrigjimi të cilët parashikohen nga Eurokodi, në funksion të sforcimit të lindur në armaturën e çelikut.

3.2 Llogaritja analitike e deformimeve

Për elementët prej betoni të armuar, vlerësimi analitik i deformimeve, siç u nënvizua mësipër paraqet vështirësi, për shkak të fillimit të plasaritjeve në zonat e nderura [1],[3]. Rezultatet që merren duke përdorur formula të përafërta, bazuar në analizën e plasaritjeve, përgjithësisht kanë ndryshime të ndjeshme, krahasuar me rezultatet eksperimentale, të cilat nga ana e tyre mungojnë.

Gjithashtu duhen marrë parasysh që efektet e fenomeneve të tilla si tkurrja dhe deformkoha, me kalimin e kohës ndryshojnë gjëndjen e deformuar edhe në mungesë të ndryshimit të ngarkesave.

Një formulim relativisht i thjeshtë, është duke supozuar se në qoftë se sforcimet tërheqëse, nuk e kalojnë rezistencën në tërheqje të betonit, elementi nuk plasaritet dhe sipërfaqja e betonit (seksioni punues) merr parasysh edhe armaturën e çelikut si të homogjenizuar.

Duke shënuar me " I_{id} " momentin e inertësisë së këtij seksioni, kurbatura shprehet nga relacioni:

$$\theta = \frac{M}{E_c I_{id}} \quad (2.85)$$

ku: E_c është moduli elastik i betonit, mundësisht i reduktuar për të marrë parasysh fenomenet e deformkohës.

Kur sforcimi e tejkalon rezistencën në tërheqje dhe elementi plasaritet, duhet patur parasysh që ngurtësia e elementit ndryshon në gjatësi të traht, me zona të vogla të lokalizuara të cilat i korrespondojnë seksioneve të plasaritura.

Për llogaritjen e uljeve të trarëve mund të përdoret *deformimi mesatar* i pjesës së plasaritur. Nëse i referohemi EC2, ky deformim merret nga relacioni:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sII} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = \varepsilon_{sII} \zeta \quad (\sigma_s > \sigma_{sr}) \quad (2.86)$$

ku,

ε_{sII} –është deformimi i armaturës së çelikut, në lidhje me seksionin e plasaritur

σ_s –sforcimi në funksion të armaturës së çelikut të nderur, referuar seksionit të plasaritur

σ_{sr} –sforcimi në armaturën gjatësore e llogaritur në lidhje me pjesën e plasaritur, për shkak të ngarkesave që shkaktojnë plasaritjen (dmth. arritjen e rezistencës në tërheqje në fibrën më të tërhequr të seksionit).

β_1 –merr parasysh fërkimin midis çelikut dhe betonit; $\beta_1 = 1$ për shufra me fërkim të mire, të viaskuara; $\beta_1 = 0.5$ për shufra të lëmuara (shufra të paviaskuara)

β_2 –koeficient që merr parasysh llojin e veprimit të ngarkesave; $\beta_2 = 1$ në rastin e veprimit të parë të ngarkesave me veprim kohe të shkurtër; $\beta_2 = 0.5$ për ngarkesa me veprim kohe të gjatë dhe që përsëriten në kohë.

Në rastet më të zakonshme (shufra të viaskuara dhe ngarkesa të shpeshta ose gati të përhershme) produkti $\beta_1 \beta_2$ merr vlerën 0.5.

Në rastin kur sforcimi lind nga përkulja në një drejtim raporti σ_{sr} / σ_s mund të zëvendësohet nga M_{fr}/M , raporti midis momentit kur ndodh plasaritja dhe atij efektiv. Në këtë rast me I_{fr} shprehet momenti i inercisë të seksionit të plasaritur, dhe shprehja e mësipërme, (2.86) transformohet:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{M(d - y_c)}{E_c I_{fr}} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{fr}}{M} \right)^2 \right] \quad (M > M_{fr}) \quad (2.87)$$

Në limitin e plasaritjeve ($\sigma_s = \sigma_{sr}$ ose $M = M_{fr}$), shprehjet e mësipërme na japin një vlerë të ε_{sm} plotësisht të pavarur nga ajo e gjëndjes I^{re} (të pa plasaritur). Kjo krijon një pavazhdueshmëri në vlerat e ε_{sm} në pikën e plasaritjes e cila mund të jetë kontradiktore nëse supozohet $\beta_1 \beta_2 = 1$, pasi në këtë rast për ($\sigma_s = \sigma_{sr}$) sjell që $\varepsilon_{sm} = 0$.

Eurokodi 2, korrigjon shprehjet (2.86) dhe (2.87) për të kapërcyer këtë anomali, duke shprehur [1],[3]:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sI}(1-\zeta) + \varepsilon_{sII}\zeta \quad (2.88)$$

ku: ζ është faktori i përcaktuar nga shprehja e mëposhtme:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \quad (2.89)$$

ndërsa ε_{sI} dhe ε_{sII} janë deformimet e armaturës së çelikut sipas gjëndjes I^{re} (të pa plasaritur) dhe II^{te} (të plasaritur) të seksionit. Për $\sigma_s < \sigma_{sr}$ ($M < M_{fr}$), supozojmë ($\zeta > 0$), për të cilën kemi $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sII}$.

Në zonat e plasaritura ($\zeta > 0$), deformimi mesatar rezulton një vlerë midis këtyre dyve dhe tenton drejt seksioneve të plasaritur për $\sigma_s \gg \sigma_{sr}$ dhe $\zeta \approx 1$. Nëse $\beta_1 \beta_2 < 1$ shprehja (2.88) paraqet një ndërprerje në pikën e plasaritjes, megjithatë në këtë rast kemi: për $\sigma_s > \sigma_{sr}$, $\varepsilon_{sm} > \varepsilon_{sI}$ ajo nuk çon në rezultate paradoksale që mund të merret direkt duke përdorur shprehjen (2.86).

Duke ditur deformimin mesatar të armaturës, kurbatura e seksionit përcaktohet me marrëdhënien e thjeshtë:

$$\theta_m = \frac{\varepsilon_{sm}}{d - y_c} \quad (2.90)$$

ku: d është lartësia e dobishme dhe y_c lartësia e zonës së shtypur të seksionit.

Duke zëvendësuar ε_{sm} tek shprehja (2.90), kemi:

$$\theta_m = \frac{\varepsilon_{sII}}{d - y_c} \zeta = \theta_{II} \zeta \quad (2.91)$$

ku θ_{II} tregon kurbëzimin e seksionit të plasaritur. Sipas EC 2, mund të përcaktohet:

$$\theta_m = \theta_I(1-\zeta) + \theta_{II}\zeta \quad (2.92)$$

ku θ_I është kurbatura e seksionit të pa plasaritur, e llogaritur me shprehjen (2.85)

Duhet vënë re që shprehja (2.92), nuk është plotësisht koherente me shprehjen (2.88)

Në ndryshim nga normat Italiane dhe nga EC 2, normat amerikane ACI përcaktojnë direkt ngurtësinë (inertësinë) mesatare të seksionit, në traun e plasaritur nëpërmjet relacionit të thjeshtë empirik:

$$\begin{aligned} I_m &= I_{id} & \text{kur } (M \leq M_{fr}) \\ I_m &= I_{id} \left(\frac{M_{fr}}{M} \right)^3 + I_{fr} \left[1 - \left(\frac{M_{fr}}{M} \right)^3 \right] & \text{nëse } (M > M_{fr}) \end{aligned} \quad (2.93)$$

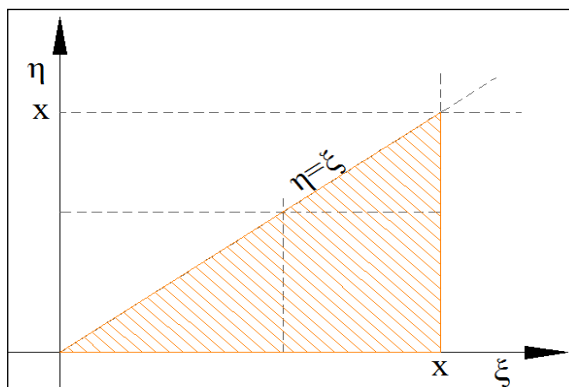


Figura 19: Plani i integrimit të shprehjes (2.95)

Në të cilën I_{id} dhe I_{fr} , janë përkatësisht momentet e inercisë të seksionit në gjendje respektivisht të pa plasaritur dhe të plasaritur. Nga ngurtësia I_m , kalohet në përcaktimin e kurbaturës, përmes relacionit:

$$\theta = \frac{M}{E_c I_m} \quad (2.94)$$

Shprehja (2.93), ka avantazhin e të qenit e vazhdueshme për të cilin I_m dhe θ_m nuk i nënshtrohen ndryshimeve të menjëhershme në kalimin nga gjendja e paplasaritur në atë të plasaritur.

Kur sforcimet që shkaktohen nga momenti në përkulje janë parësore, siç ndodh në strukturat statikisht të caktuara, përcaktimi i spostimeve është relativisht i thjeshtë. Në funksion të M dhe të karakteristikave gjeometrike dhe mekanike të seksioneve të betonit dhe të armaturës, përmes shprehjeve (2.85) dhe (2.91) [ose (2.92) ose (2.93)], llogaritet në çdo seksion vlera mesatare e kurbaturës $\theta_m(x)$. Ulja apo deformimi i traut, përcaktohet përmes integrimit të dyfishtë të funksionit $\theta_m(x)$:

$$u(x) = u(0) + \phi(0)x + \int_0^x \int_0^\xi \theta_m(\eta) d\eta d\xi \quad (2.95)$$

ku $u(0)$ dhe $\phi(0)$ janë ulja fillestare dhe rrotullimi fillestar.

Integrali i dyfishtë që jepet në shprehjen (2.95), mund të transformohet në një integral të njëfishtë, thjesht duke ndryshuar rendin e integrimit. Rregulli i integrimit në planin ξ, η tregohet në Figura 19. Nëse ndryshojmë radhën e integrimit, kemi:

$$\int_0^x d\xi \int_0^\xi \theta_m(\eta) d\eta = \int_0^x \theta_m(\eta) d\eta \int_\eta^x d\xi = \int_0^x (x-\eta) \theta_m(\eta) d\eta \quad (2.96)$$

për të cilën shprehja (2.95), jepet:

$$u(x) = u(0) + \phi(0)x + \int_0^x (x-\eta) \theta_m(\eta) d\eta \quad (2.97)$$

Në rastin e një trau të mbështetur lirisht, për rastet e mbërthimit, kur $u(0) = u(l) = 0$, kemi:

$$\phi(0) = -\frac{1}{l} \int_0^l (l-\eta) \theta_m(\eta) d\eta \quad (2.98)$$

pra,

$$u(x) = \int_0^x (x-\eta) \theta_m(\eta) d\eta - \frac{x}{l} \int_0^l (l-\eta) \theta_m(\eta) d\eta \quad (2.99)$$

3.3 Strukturat statikisht të pacaktuara

Në strukturat statikisht të pacaktuara, shpërndarja e sforcimeve varet nga karakteristikat deformuese të elementëve përbërës të tyre [3] [4]. Për strukturat prej betoni të armuar, për shkak të sjelljes jo-lineare të materialit, kryesisht për shkak të plasaritjeve, problemi është dukshëm më i komplikuar dhe kërkon algoritme llogaritëse më komplekse se ato që përdoren normalisht për studimin e strukturave lineare-elastike.

Megjithatë, në praktikë edhe strukturat prej betoni të armuar, analizohen duke supozuar se ato sillen në mënyrë elastiko-lineare, duke patur parasysh ngurtësinë e elementeve referuar gjithë seksionit të betonit pa përfshirë kontributin e armaturës në ngurtësi. Ky thjeshtim ka avantazhin e dyfishtë pasi mund të përdorim metodat e zakonshme të llogaritjes, të vlefshme për strukturat elastike dhe na lejon përcaktimin e sforcimeve pavarësisht shpërndarjes së armaturës, që llogariten më pas mbi bazën e sforcimeve të përcaktuara në këtë mënyrë. Përvoja ka treguar se ky përafrim edhe pse i papërpunuar, na jep rezultate të kënaqshme për verifikimin e sigurisë së punimeve.

Në fakt, reduktimet e ngurtësisë që ndodhin në zonat më të sforcuara, ndryshojnë pak shpërndarjen e sforcimeve. Kjo rishpërndarje, nuk jep efekte të dukshme në sigurinë kundrejt fazës së shkatërrimit pasi, struktura është mjaft fleksibël, për këtë qëllim ajo që ka rëndësi, është që të kënaqet ekuilibri i përgjithshëm të elementit, sepse rishpërndarjet që ndodhin në fazën e plasticitetit, na lejojnë të përdorim tejkallimet rezervë të rezistencës për të plotësuar mungesat.

Edhe në monitorimin e gjëndjes limite të deformimit të strukturave statikisht të pacaktuara, përgjithësisht pranohet aplikimi i procedurës duke përdorur sforcimet e përcaktuara nga supozimi i strukturës si elastiko-lineare. Për të marrë një përcaktim më të saktë të sforcimeve dhe zhvendosjeve duhet patur parasysh dhe sjellja jo-lineare e shkaktuar nga plasaritjet.

Modeli i sjelljes së përdorur, është ai i përshkruar në paragrafet e mësipërme. Gjatë fazës së pare, pa lindur plasaritjet ($M < M_{fr}$), ngurtësia e seksionit përbëhet nga ajo e betonit (dhe gjithashtu nga ajo e armaturës së çelikut të homogjenizuar). Në fazën kur kanë ndodhur plasaritjet ($M \geq M_{fr}$), momenti mesatar i inercisë së seksioneve mund të llogaritet duke përdorur shprehjet (2.91); (2.92) ose (2.93), sipas modelit të përzgjedhur.

Ndërkohë që nga shprehja (2.93), merret direkt vlera e I_m , nga shprehjet (2.91) dhe (2.92).

Kjo madhësi, duhet nxjerrë duke shënuar: $\theta_m = \frac{M}{E_c I_m}$ dhe nga shprehja (2.91), marrim:

$$I_m = \frac{I_{fr}}{\zeta} \quad (2.100)$$

dhe nga shprehja (2.92), kemi:

$$I_m = \frac{I_{id} I_{fr}}{I_{fr} (1 - \zeta) + I_{id} \zeta} \quad (2.101)$$

Për zgjidhjen e problemit, është e pershtatshme të përdorim metodën e forcave [3]. Të panjohura janë pastaj momentet e vazhduara midis kampatës së i -të dhe asaj $(i+1)$ -të. Duke shënuar me $M_{0i}(x)$ momentin nga ngarkesat në kampatën " i ", në rastin e traut të vazhduar, momenti efektiv $M_i(x)$, i të njëjtës kampatë, jepet nga shprehja:

$$M_i(x) = M_{0i}(x) - m_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) - m_i \frac{x}{l_i} \quad (2.102)$$

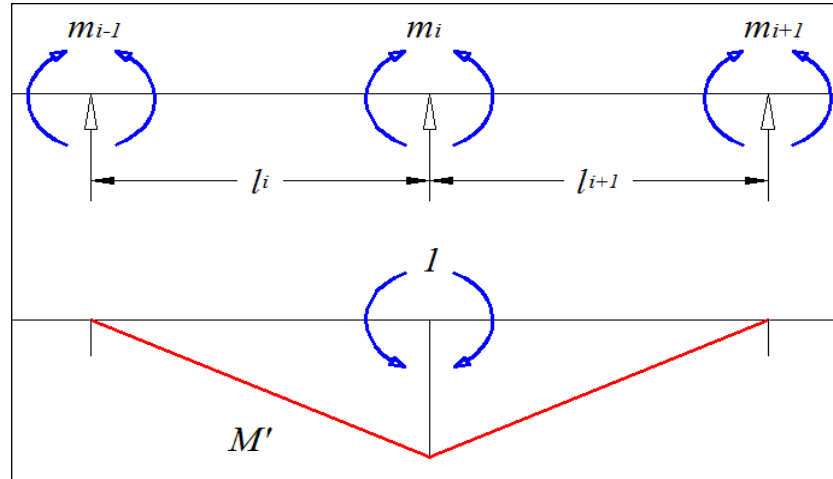


Figura 20: Konvencione dhe simbole për traut të vazhduar.

Me marrëveshje, janë konsideruar momentet $M(x)$ pozitive nëse tërhiqen fibrat e poshtme të traut, sic tregohet në Figura 20.

Një çift momentesh njësi të kundërt, që veprojnë në mbështetjen k prodhojnë në tratin e pavazhduar, momentin:

$$M'_k(x) = \begin{cases} x/l_k & \text{në kampatën "k"} \\ (1 - x/l_{k+1}) & \text{në kampatën "k+1"} \\ 0 & \text{në kampatat e tjera} \end{cases} \quad (2.103)$$

Për shkak se forcat që prodhojnë momentin M'_k formojnë një sistem në ekuilibër, puna virtuale e momenteve M'_k , për çdo fushë deformimesh përkatëse duhet të jetë e barabartë me zero.

Duke përdorur si fushë deformimesh virtuale ato të shkaktuara nga momenti efektiv $M_{(x)}$, ku: $M_{(x)} / E_c I_{(x)}$

$I_{(x)}$ – është momenti i inercisë së seksionit. Nëse marrim parasysh shprehjet (2.102) dhe (2.103), duke zëvendësuar $\xi = x/l$, marrim:

$$\begin{aligned} \int \frac{M(x)}{E_c I(x)} M'_k(x) dx &= l_k \int_0^1 \frac{M_{0k}(\xi) \xi}{E_c I_k(\xi)} d\xi + l_{k+1} \int_0^1 \frac{M_{0,k+1}(\xi) (1-\xi)}{E_c I_{k+1}(\xi)} d\xi - m_{k-1} l_k \int_0^1 \frac{(1-\xi) \xi}{E_c I_k(\xi)} d\xi \\ &- m_k \left[l_k \int_0^1 \frac{\xi^2}{E_c I_k(\xi)} d\xi + l_{k+1} \int_0^1 \frac{(1-\xi)^2}{E_c I_{k+1}(\xi)} d\xi \right] - m_{k+1} l_{k+1} \int_0^1 \frac{(1-\xi) \xi}{E_c I_{k+1}(\xi)} d\xi = 0 \end{aligned}$$

Këto ekuacione, të shkruara për çdo mbështetje, na japin një sistem ekuacionesh, që në formë të përgjithshme mund të shkruhet:

$$m_{k+1}c_k^{(2)} + m_k(c_k^{(1)} + c_{k+1}^{(3)}) + m_{k+1}c_{k+1}^{(2)} = b_k^{(1)} + b_{k+1}^{(2)} \quad (k=1, 2, 3...) \quad (2.104)$$

ku koeficientët "c" dhe termat e njohur "b", jepen nga marrëdhëniet:

$$c_k^{(1)} = l_k \int_0^1 \frac{\xi^2}{E_c I_k(\xi)} d\xi \quad ; \quad c_k^{(2)} = l_k \int_0^1 \frac{\xi(1-\xi)}{E_c I_k(\xi)} d\xi \quad ; \quad c_k^{(3)} = l_k \int_0^1 \frac{(1-\xi)^2}{E_c I_k(\xi)} d\xi$$

$$b_k^{(1)} = l_k \int_0^1 \frac{M_{ok}(\xi)\xi}{E_c I_k(\xi)} d\xi \quad ; \quad b_k^{(2)} = l_k \int_0^1 \frac{M_{ok}(\xi)(1-\xi)}{E_c I_k(\xi)} d\xi$$

Nëse $I_k(\xi)$ nuk varet nga sforcimet, sistemi i ekuacioneve (2.104) është linear.

Veçanërisht nëse $I_k(\xi) = \text{konstante}$, marrim ekuacionin e njohur të tre momenteve.

Në rastin kur momenti i inercisë ndryshon sipas sforcimit, për shkak të përparimit të plasaritjes, zgjidhja e sistemit të ekuacioneve, sipas shprehjes (2.104) kërkon që një procedurë interative (përsëritëse). Një skemë e thjeshtë paraqitet si më poshtë: në fillim marrim $I_k(\xi) = I_g$, (momenti i inercisë së seksionit të pa plasaritur); duke zgjidhur sistemin e ekuacioneve, sipas shprehjes (2.104) përcaktohet një zgjidhje me tentativën e parë. Nga sforcimet që rezultojnë janë marrë vlerat e $I_k(\xi)$ të sakta për të marrë parasysh plasaritjet. Me këto vlera llogariten koeficientët $c_k^{(j)}$ dhe termat e njohur $b_k^{(j)}$ dhe me ato, një zgjidhje e dytë e përafërt. Procesi përsëritet më pas derisa dy zgjidhje të njëpasnjëshme ndryshojnë me më pak se një tolerancë e caktuar.

Integralet që përcaktojnë koeficientët "c" dhe "b", të sistemit të ekuacioneve sipas shprehjes (2.104), llogariten numerikisht me rregullën e Simpsonit. Kjo kërkon që numri i seksioneve të ekzaminuara për çdo hapësirë (pikë integrimi) të jetë i rastësishëm. Është e qartë se seksionet e marra në konsideratë janë të shpërndara në mënyrë uniforme në distancë konstante $l/(n-1)$.

Për llogaritjen e uljeve, integrohet dy herë funksioni i kurbaturave, duke aplikuar drejtpërdrejt shprehjen (2.94), duke përdorur rregullin e thjeshtë të trapezëve. Kjo procedurë, e cila paraqitet më pak e saktë, ka avantazhin e dhënies drejtpërdrejt të vlerës së zhvendosjes në çdo pikë të integrit, e si rrjedhojë në çdo pikë të traut të deformuar.

Bibliografia

- [1] ***"Guida all'uso dell'Eurocodice 2, vol. 1"***, Edizione Pubblicamento, Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, AICAP, Roma 2006,
- [2] ***"Stati limite delle deformazione"*** Appunti Universitari, *"Progettazione di strutture in calcestruzzo armato"*, Scuola master F.lli Pesenti, a.a. 2006-2007, Prof. Franco Mola, Prof. Giandomenico Toniolo, Politecnico di Milano;
- [3] ***"Appunti di tecnica delle costruzioni"*** Prof. Renato Giannini, Università Degli Studi Di Roma Tre, a.a. 1999-2000,
- [4] ***"Progetto agli stati limite delle strutture in C.A"***, Antonio Migliacci, Franco Mola, Masson

KAPITULLI IV

4 ANALIZA DHE STUDIMI I EFEKTEVE TË DEFORMKOHËS NË NDËRTESA

4.1 Parathënie

Duke patur parasysh se ndër problemet kryesore të efekteve të deformkohës janë uljet ose deformimet, që efektet të jenë domethënëse, duhet të merren në studim struktura të veçanta, kryesisht ato me hapësira të mëdha drite, ku uljet e shkaktuara nga deformkoha kanë vlera të konsiderueshme dhe në mjaft raste problematike. Për këtë qëllim, kemi vlerësuar si një nga objektet e studimit në këtë doktoraturë, mbulesën e strukturës së Qëndres së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalcementiGroup, Bergamo. Mbulesa në një pjesë të saj është konceptuar si strukturë konsol me gjatësi që varion nga 10.6m deri në 19.1m.

Pjesë nga ky studim janë bazuar mbi studimin e realizuar nga doktoranti gjatë studimeve në Politeknikun e Milanos, për llogari dhe në bashkëpunim me Studio M. Verdina, Bergamo.

4.2 Përshkrimi i objektit të studimit

Objekti i studimit është mbulesa e strukturës së Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit Italcementi (ITC Lab), Bergamo, e pozicionuar midis rruges S.S. 42 dhe autostradës A4.



*Figura 21: Foto të mbulesës së objektit**

Objekti në plan është i përbërë nga dy pjesë që bashkëngjiten në trajtën e formës “V”, me verteks të drejtuar nga veriu. Pjesa e objektit, e pozicionuar sipas drejtimit veri-perëndim ka një gjatësi rreth 115 m dhe gjërësi 43 m, kurse pjesa e drejtuar nga veri-lindja ka një gjatësi rreth 107 m dhe gjërësi 17 m.

Objekti është i çrregullt si në plan edhe në lartësi. Ai është i përbërë nga pesë kate, nga të cilat tre nëntokësore dhe dy mbi tokë, për një lartësi totale 22.25 m, nga të cilat 9.80 m mbi tokë.

Themelet mbështeten në tre nivele të ndryshme bazamentesh; duke filluar nga niveli - 13.65 m në -12.45 m; -9.45 m dhe -6.1 m.

*Objekti i Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalcementiGroup është projektuar nga arkitekti i mirënjohur Richard Meier dhe konstruksioni nën firmën e G. Guala, M. Verdina



Figura 22: Planvendosja e përgjithshme e objektit

Objekti është i përbërë nga tre blloqe strukturale, të ndara me fugë sismike.

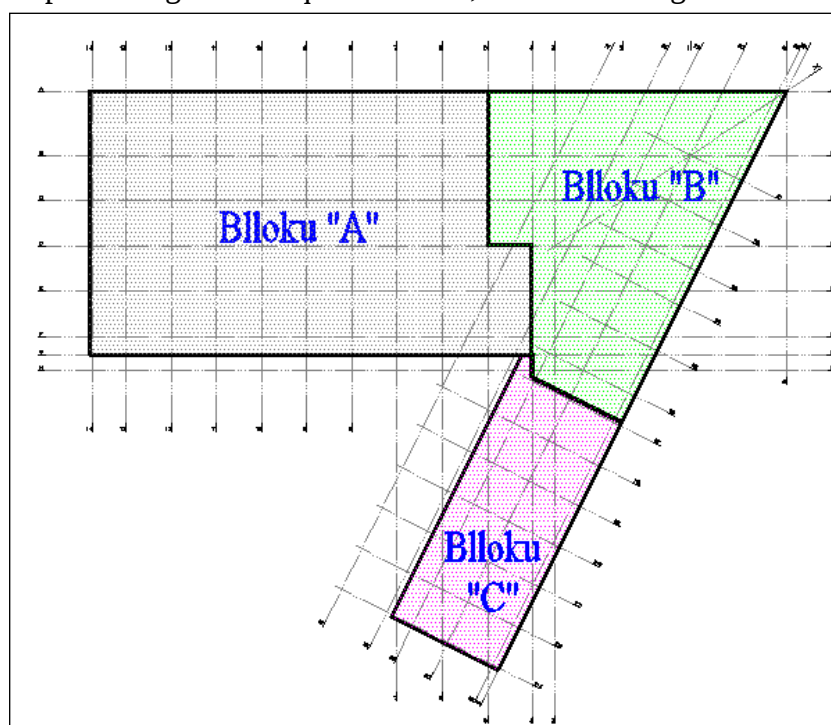


Figura 23: Planimetria e përgjithshme e objektit

Dyshe meja e katit përdhe, në kuotën $\pm 0.00m$ të objektit i përket kuotës absolute $+218.30m$ (nga niveli i detit).

4.3 Përshkrimi i elementëve strukturorë të godinës

Struktura, është realizuar përgjithësisht prej beton-armeje të zakonshme, duke përjashtuar trarët e mbulesës që janë të parapërgatitur me teknologjinë e paranderjes.

Skeleti kryesor mbajtës është realizuar me parete prej beton armeje, kolona përgjithësisht me seksion rethor, trarë në spesor (petashuq për hapsirat ndërmjetëse) dhe të varur, në lartësi deri $2.1m$ për pjesën e mbulesës.

Ndërkatet do realizohen me soleta kesone, me mbushje (të lehtësuara) ose monolite. Bën përjashtim struktura e mbulesës, e cila do realizohet me panele të parapërgatitura.

Themelet janë të përbëra nga plinta, pllaka dhe trarë "T" të përmbysurë, të lidhur ndërmjet tyre me trarë lidhës (biella antisizmike).

4.4 Modeli numerik i llogaritjeve.

Modeli numerik i llogaritjeve, është realizuar me softë komerciale (*Strauss v.7; Midas GeN, Tower v7*), të cilat ofrojnë llogaritje të kësaj fushe. Modeli numerik është realizuar me elemente plane "shell" dhe elemente linear "beam", në funksion të librarisë së ofruar nga kodi llogaritës me element të fundëm. Duhet patur parasysh që trarët e parapërgatitur të mbulesës, që mbajnë edhe vetratat dhe hijezuesit (brise-soleil) janë modeluar si element linear "beam", me seksion të përcaktuar nga përdoruesi.

Elementët e soletës monolite, në bllokun B, janë realizuar duke përdorur elementët plane "shell" me lartësi ekuivalente në plan (membranale) dhe jashtë planit (përkulje) të barabartë me gjeometrinë e projektit. Për sa i përket soletave kesone, është shfrytëzuar mundësia që ofron programi i llogaritjeve, që të ndërtohen soleta të tilla, sipas librarisë përkatëse. Për soletën e mbulesës të realizuar me elemente të parapërgatitur, janë llogaritur për secilin rast lartësia membranale dhe e përkuljes ekuivalente, të cilat përcaktojnë karakteristikat e elementëve plane.

Trarët e ndërkatit, janë vendosur në mënyrë të tillë që të reduktohet mundësia e mbivendosjes së peshës vetjake dhe shtangësisë me atë të soletës (në zonat e bashkimit trarë-soletë), si dhe duke marrë parasysh faktin që shumica e tyre janë trarë me lartësi sa spesori i soletës.

Trarët e mbulesës janë pozicionuar duke i zhvendosur (me offset) sipas gjeometrisë së strukturës; si dhe është shfrytëzuar mundësia që ofron programi në realizimin e trarëve me lartësi të ndryshueshme, sidomos në rastin e trarëve konsol të saj.

Elementet vertikale mbajtës, janë modeluar me elementë linear në rastin e kolonave dhe elemente plane, në rastin e paretëve prej betoni të armuar.

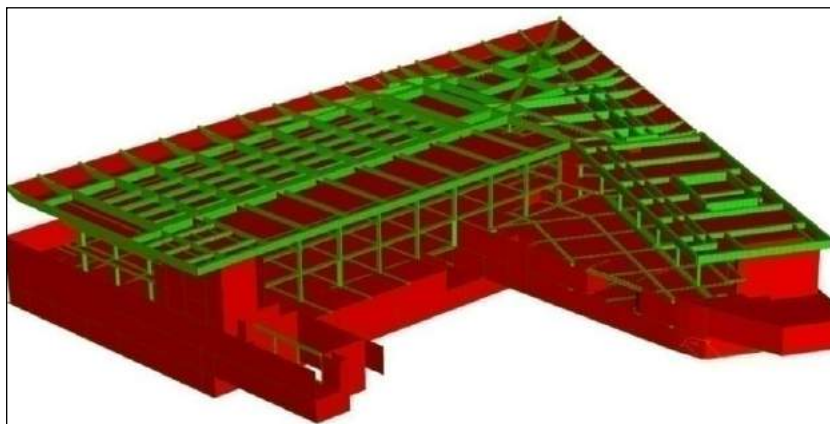


Figura 24: Paraqitja e plotë, e modelit numerik

Janë hequr lidhjet e tepërta për rrotullimin (nëpërmjet "release"), në nyjet e bashkimit kolone-trarë mbulesë, për simulimin e mbështetjes së lirë, në mënyrë që në kolonë të mos transmetohen momente që vijnë nga struktura e mbulesës. Vlen të theksohet, që momentet

përkulëse në trarët e mbulesës kanë vlera të mëdha, nisur nga fakti që janë struktura konsol me gjatësi të konsiderueshme.

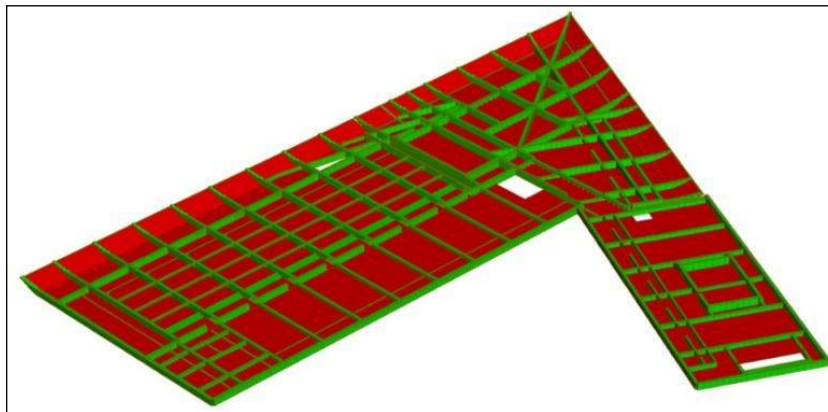


Figura 25: Modeli numerik i mbulesës.

Themelet janë realizuar me elemente plane, për pjesën e themeleve pllakë dhe plint, si dhe element linear, për pjesën e trarëve lidhës.

Struktura është analizuar me lidhje inkastrim në bazë, në rastin e veprimeve sizmike dhe përse i përket verifikimeve të bashkëveprimit truall – strukturë dhe uljeve të bazamentit, është modeluar me lidhje sustë në bazë.

4.5 Materialet e strukturës

- **Betonet** [1], [2] .

Betoni i themeleve dhe i mureve perimetrale të podrumit: $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$

Shtresa mbrojtëse **4 cm**

Klasa e ekspozimit **XC2**

Betoni për paretet e shkallëve dhe ashensorit: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Shtresa mbrojtëse **3 cm**

Klasa e ekspozimit **XC3**

Betoni për kolonat: **$R_{ck} = 65 \text{ N/mm}^2$**

(i bardhë ose gri për elementë të parapërgatitur ose të betonuar në vend):

Shtresa mbrojtëse **3 cm**

Klasa e ekspozimit **XC3**

Betoni për soletat dhe trarët e mbulesës: $R_{ck} = 55/75 \text{ N/mm}^2$ (me kërkesë të investitorit, studimi u realizua për të dy klasat e betonit):

Shtresa mbrojtëse **3 cm**

Klasa e ekspozimit **XD3**

Betoni për trarët dhe soletat e brëndshme: **$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$**

Shtresa mbrojtëse **3÷3.5 cm**

Klasa e ekspozimit **XC3**

Karakteristikat e betoneve të mësipërme, të cilat shërbejnë për ndërtimin e objektit [1]:

R_{ck}	35.00	45.00	55.00	75.00	N/mm ²	rezistenca karakteristike kubike, maksimale.
f_{ck}	29.05	37.35	45.65	62.25	N/mm ²	rezistenca karakteristike cilindrike, maksimale.
f_{cd}	19.37	24.90	30.43	41.50	N/mm ²	rezistenca në shtypje, e projektit
f_{cm}	37.05	45.35	53.65	70.25	N/mm ²	rezistenca karakteristike cilindrike, mesatare.
f_{ctm}	2.84	3.35	3.83	4.71	N/mm ²	rezistenca mesatare në tërheqje .
f_{ctk}	1.98	2.35	2.68	3.30	N/mm ²	rezistenca karakteristike në tërheqje .
f_{ctd}	1.32	1.56	1.79	2.20	N/mm ²	rezistenca në tërheqje e projektit
σ_{cadm}	17.43	22.41	27.39	37.35	N/mm ²	sforcimi i lejuara në beton , nën vepr.e komb karakteristik
E_c	32588.11	34625.49	36416.11	39483.59	N/mm ²	moduli elasticitetit sekant

Tabela 8: Karakteristikat e betoneve

• **Hekuri i zakonshëm**

Hekuri për amimin është i tipit B-430 [3]:

Hekur B-430				
f_{tk}	540.00	N/mm ²		sforcimi karakteristik i shkatërrimit
f_{yk}	430.00	N/mm ²	$0.8 \cdot f_{tk}$	sforcimi karakteristik i rrjedhshmërisë
f_{sd}	373.91	N/mm ²	$f_{yk}/1.15$	sforcimi i rrjedhshmërisë së projektit
E_s	200 000.00	N/mm ²		moduli elasticitetit

Tabela 9: Karakteristikat e hekurit

• **Hekuri për paranderje [3]:**

Armatura e paranderjes, në trajtë gërsheti				
f_{ptk}	1860.00	N/mm ²	-	sforcimi karakteristik i shkatërrimit
$f_{p0,1k}$	1674.00	N/mm ²	$0.9 \cdot f_{ptk}$	sforcimi karakteristik për 0,1% zgjatim të mbetur
f_{psd}	1455,65	N/mm ²	$f_{p0,1k}/1.15$	sforcimi i rrjedhshmërisë së projektit
σ_{p0}	1350,00	N/mm ²	$0.85 \cdot f_{p0,1k}$	sforcimi për paranderjen fillestare
σ_{sp}	1100,00	N/mm ²	$0.6 \cdot f_{ptk}$	sforcimi maksimal në gjëndje shërbimi
E_{ps}	195000.00	N/mm ²		moduli elasticitetit

Tabela 10: Karakteristikat e hekurit të paranderjes .

- **Materiale të tjera:**

Bulonët për karpentëri, sipas 10.9 (CNR 10011/85), me sforcime të lejuara në tërheqje $\sigma_{adm} = 4.670 \text{ kg/cm}^2$ dhe në prerje $\tau_{adm} = 3.300 \text{ kg/cm}^2$ [4].

Hekur inox për karpentëri sipas AISI304 [5].

4.6 Ngarkesat vepruese [6], [7].

Ngarkesat mbi soleta, të përhershme dhe të përkoshme janë aplikuar në modelin numerik si "ngarkesa të shpërndara", ngarkesat e "brise-soleil" Figura 26, janë aplikuar si "ngarkesa të përqëndruara nyjore" ndërsa ngarkesat e pareteve ndarëse, vetratave, janë aplikuar si "ngarkesa të shpërndara lineare".

– Ngarkesat e përhershme (dead loads)

Strukture: sipas materialit, formës dhe dimensioneve

Mbingarkesa në pjesën e brendshme të ndërtesës	400 kg/m ²
Mbingarkesa në pjesën e mbulesës	100 kg/m ²
Mbingarkesa në pjesën lulishtes	1200 kg/m ²

– Ngarkesat e përkoshme (live load)

Mjedise të ndjeshme ndaj grumbullimit (kategoria 2)	300 kg/m ²
Mjedise të ndjeshme ndaj turmave të mëdha (kategoria 3)	400 kg/m ²
Ballkone, shkallë (kategoria 4)	400 kg/m ²
Garazhe dhe parkingje (kategoria 8) (autovetura)	400 kg/m ²
Dëbora (zona 1; 220 m s.l.m.)	160 kg/m ²
Veprime horizontale mbi parete, parapete, etj	150 kg/m ²

Në zona të veçanta të objektit, sidomos në zonën e laboratoreve, mbingarkesat janë përcaktuar konform pajisjeve dhe makinerive që do vendosen.

– Veprimi sizmik [6], [7].

Bergamo, bën pjesë në kategorinë III sipas normave teknike "l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30 marzo 2003" ose sipas "D.M. 2008: Norme tecniche per le costruzioni", me parametra llogaritëse përkatëse: Kategoria sizmike- **III^a**, gradë sizmike **S=6**; koeficienti sizmik **C=0.04**; koeficienti i themeleve **$\epsilon=1.0$** ; koeficienti i rëndësisë **I=1.2**; nxitimi i trullit $a_g = 0.04 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.048g$, kështu që do pranohet që $a_g = 0.05g$.

Për llogaritjen sizmike, janë ndjekur udhëzimet sipas normave referuese. Do të merren në konsideratë efektet e masave që lidhen me ngarkesat e përhershme G_k , të barabartë me totalin e ngarkesave të përhershme dhe një pjesë e ngarkesave të përkoshme Q_k .

– Ngarkesat në hijëzuesit (brise soleil)

Hijëzuesit do realizohen prej betoni të armuar, të cilët do varen në pjesën e mbulesës. Ngarkesat e këtyre elementeve arrijnë vlera të mëdha. Në figurën e mëposhtme jepen ngarkesat e përqëndruara të hijëzuesve, që aplikohen në mbulesë, midis akseve 6-7.

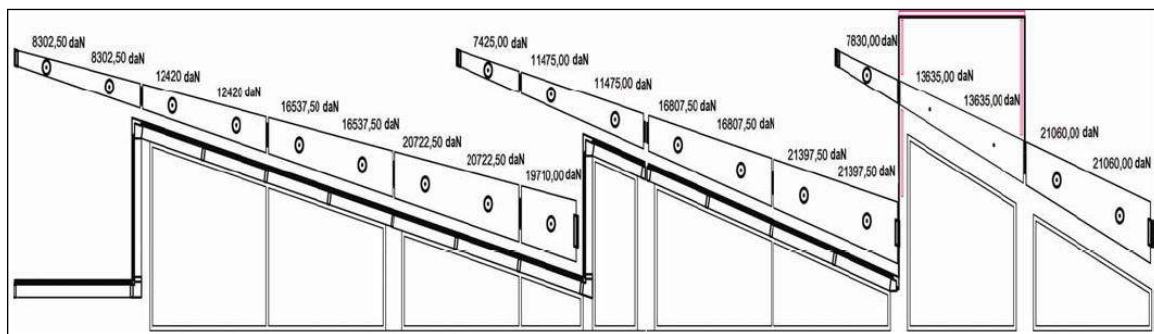


Figura 26: Ngarkesat e përqendruara të hijëzuesve

– Presioni i dheut [8].

Në modelin numerik është aplikuar edhe presioni i dheut, si “ngarkesë e shpërndarë” sipas parametrave të studimit gjeologo-inxhinierik.

Në prezencë të perdeve me pilota me ankerime jashtë murit perimetral të podrumit, është aplikuar gjithsesi presioni i dheut mbi të, në mënyrë që të merren në konsideratë humbjet funksionale të tirantëve të perdeve të pilotave në të ardhmen.

4.7 Përshkrimi i elementëve strukturor të mbulesës

Struktura e mbulesës është e karakterizuar nga zona konsol që arrin nga 10.6 deri në 19m gjatësi. Si në pjesët e brëndshme edhe në ato të jashtme, mbulesa është e realizuar me një rrjet trarësh që arrijnë deri në 2.1m lartësi si dhe nga panele të parapërgatitura prej b/armeje, të cilat kapen në rrjetin e trarëve.

Trarët e mbulesës janë të realizuara pjesërisht me armaturë të parandëruar dhe pjesërisht me armaturë të zakonshme.

Në vijim jepen disa imazhe të paneleve të parapërgatitura të paneleve të mbulesës, të cilat varen në trarët e mbulesës.

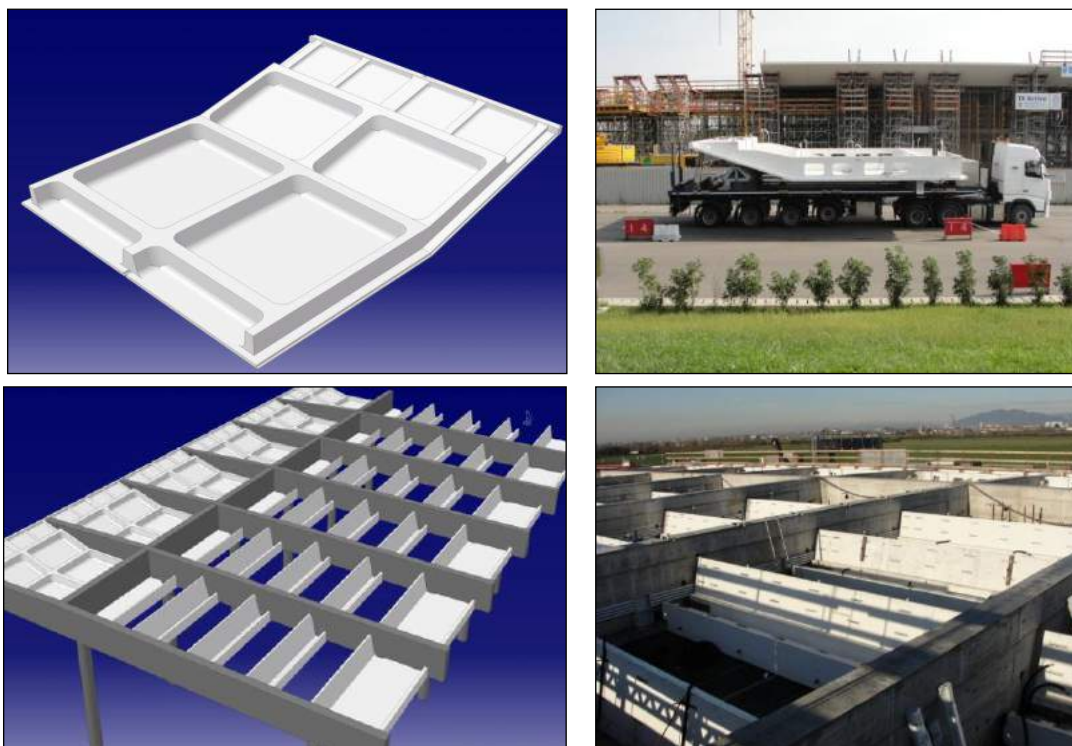


Figura 27: Imazhet e trarëve dhe paneleve të parapërgatitura të mbulesës, [9].

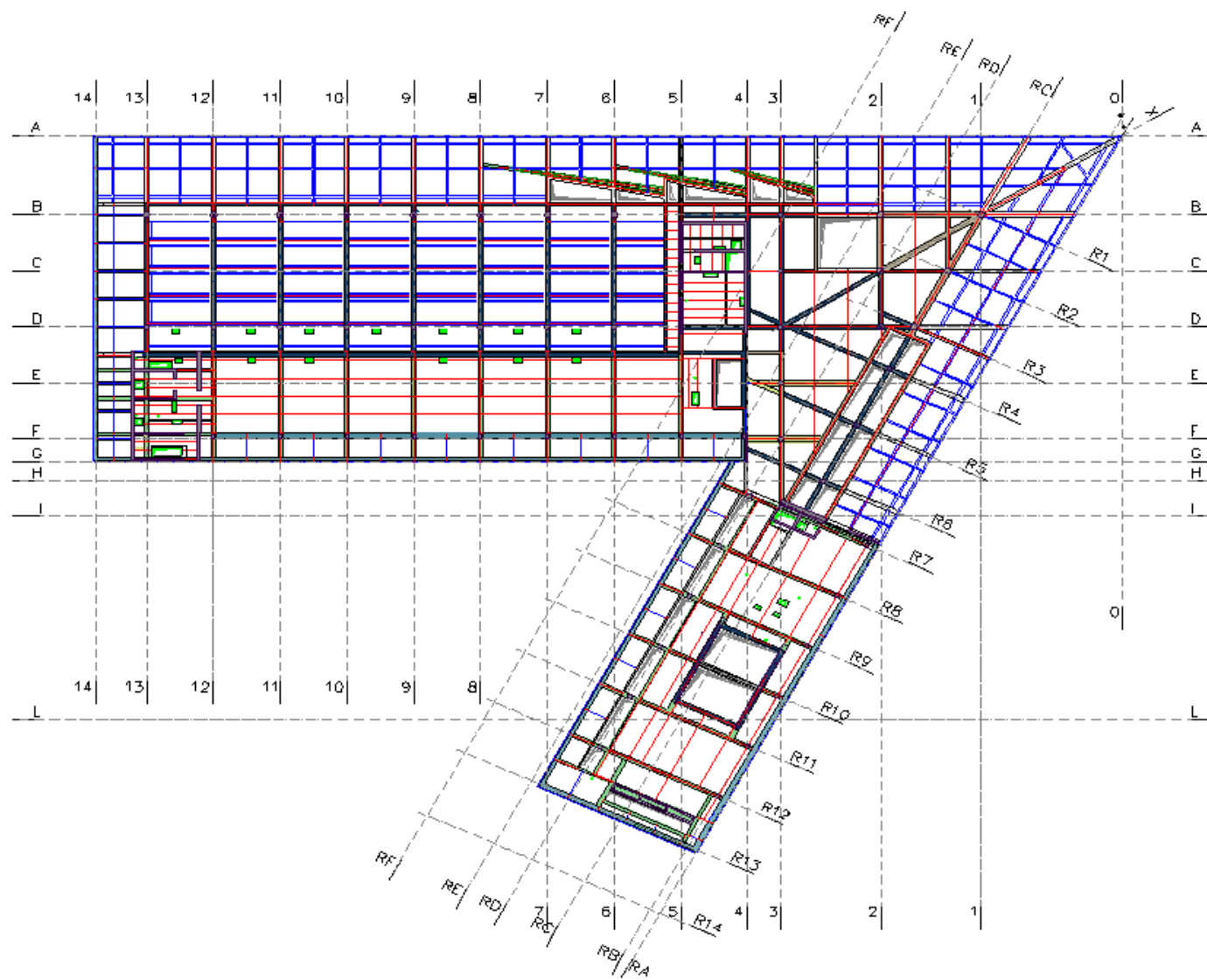


Figura 28: Planimetria e përgjithshme e mbulesës (për të tre blloqet A,B,C)

Soletat, janë realizuar me teknologji të ndryshme; në pjesë të saj janë me panele të parapërgatitura dhe në disa zona të tjera, monolite të derdhura në vend. Panelet e parapërgatitura janë të vendosura kryesisht në pjesën konsol të cilat kapen dhe mbërthehen nëpërmjet pajisjeve metalike në trarët kryesore. Në brëndësi të objektit (kryesisht në zonën e holleve), janë vendosur elementet e parapërgatitura të “*fanarëve*” të cilat edhe këta, kapen dhe mbërthehen në pjesën e trarëve kryesore të mbulesës.

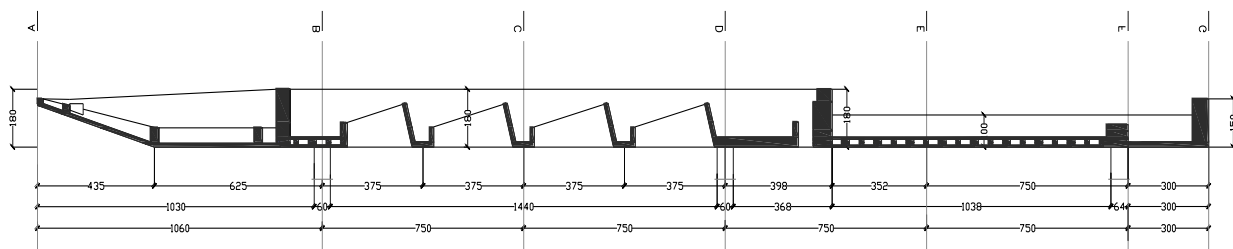


Figura 29: Trau tip i mbulesës, blloku A

Në “bllokun A”, trarët e mbulesës të pozicionuara përgjatë akseve 14-8 (Figura 29), kanë vlera të forcave të brëndshme mesatare, ndërsa zona tjetër (në pozicionin e “*brise-soleil*”), përgjatë akseve 8-6, kanë vlera shumë të larta. Përgjithësisht, trarët kanë seksion katërkëndësh, lartësia e të cilave varion në pjesën konsol, ndërsa në pjesën e pasme mbetet e pandryshueshme.

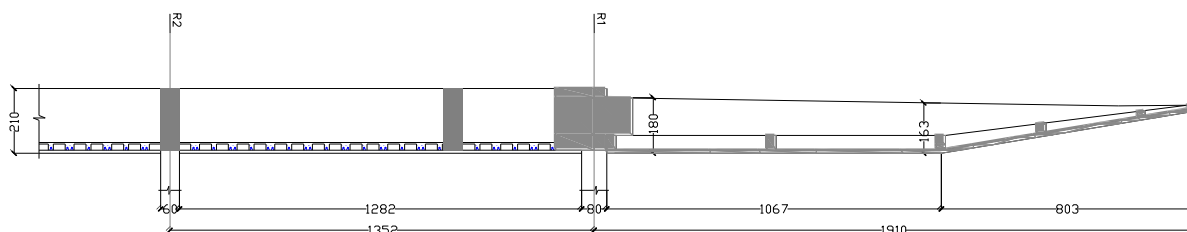


Figura 30: Trau i “majës” së mbulesës, aksi X, blloku B

Trau më i veçantë në lidhje me gjeometrinë e objektit është ai i bllokut B, në majën (verteksin) e mbulesës Figura 30, me një gjatësi që arrin 19.1 m për pjesën konsol. Edhe ky tra, ka seksion katërkëndësh me lartësi variabël në pjesën konsol dhe seksion të njëjtë, me lartësi të pandryshuar (seksion 0.50x2.10 m) në pjesën e pasme të tij.

4.8 Gjëndja deformative e trarëve të mbulesës

Janë të njohura, që strukturat konsol, si në rastin tonë ku gjatësia e tyre është e konsiderueshme (10.6 m–19.0 m), kanë probleme të uljeve të shkaktuar nga problemi i deformkohës. Verifikimet për gjëndjen kufitare të uljeve përfshijnë kontrollin e uljeve për shkak që ato të jenë:

- në përputhje me funksionalitetin apo qëllimin e shrytëzimit;
- të kufizuara për të parandaluar dëmtimin e strukturave lidhëse.

Deformimet elastike (të momentit), duhet të verifikohen për kombinimin e ngarkesave karakteristike, ndërsa ato që zhvillohen në kohë, duhet të verifikohen për kombinimin e ngarkesave thujtase të përhershme.

Për llogaritjen e deformimeve të shkaktuara nga përkulja, konsiderojmë gjëndjen e I^{-të} (seksioni pa plasaritje) për gjithë zonat në të cilën struktura, për shkak të veprimit të ngarkesave, nuk sjell lindjen e sforcimeve tërheqëse që të kalojnë vlerën e rezistencës në tërheqje. Për pjesë të tjera, duhet ti referohemi gjëndjes së II^{-të} (seksioni i plasaritur), ku merret parasysh efekti i shtangësisë së betonit në mes të çarave.

Nëse do i referohemi uljeve të strukturës, pa marrë parasysh deformimet nga temperatura, etj, ulja totale do jepej nga shprehja:

$$\delta_{tot} = \delta_e + \delta_{def} \quad (2.105)$$

ku:

δ_e – ulja elastike, për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme;

δ_{def} – ulja, për shkak të efektit të deformkohës, e cila jepet sipas shprehjes:

$$\delta_{def} = \delta_{e,per} \cdot \phi(t, t_0) \quad (2.106)$$

ku:

$\delta_{e,per}$ – uljet për ngarkesat e përhershme;

$\phi(t, t_0)$ – koeficienti i deformkohës.

Për të krahasuar sjelljen e betoneve me klasa të ndryshme, dhe përmbushjen e kërkesës së ItalCementiGroup si investitor i këtij objekti për përdorimin e betoneve të klasave të larta, studimi është kryer për betone të klasave C60/75 (rasti i parë i përdorimit të betoneve të kësaj klase në Itali), dhe C45/55 [1]. Vlen të theksohet që si rezultat i përdorimit të klasave të larta kemi pritshmërinë e përfitimit të vlerave të vogla, të uljeve të strukturës së mbulesës.

4.9 Ligji i deformkohës për beton të klasës C60/75 [1].

Për ndërtimin e ligjit të koeficientit të deformkohës, janë shfytëzuar rekomandimet normative të cilat lejojnë përcaktimin e koeficientit në fjalë në një moment kohor çfarëdo. Për këtë qëllim, janë marrë në konsideratë rekomandimet normative të CEB-FIP [10] dhe EC. 2 [11], për të cilat kanë ngjashmëri në përcaktimin e parametrave ndikues të ligjit të koeficientit të deformkohës.

Duke qenë se versioni i softit, në të cilën është realizuar modeli numerik, përfshin në librarinë e tij normat CEB-FIP M.C-90 [10] dhe Eurocode 2 [11], studimi është realizuar mbi këto norma.

Për ndërtimin e ligjit të koeficientit të deformkohës (sipas paragrafit 2.3 dhe 2.7), janë marrë në konsideratë këto parametra:

- Klasa e betonit të përdorur: C60/75 [1]
- Seksioni i prerjes tërthore, për trarët standart të mbulesës: 50x170cm,
- Lagështia relative e ambjentit 70%
- Temperatura mesatare 20°C
- Rezistenca mesatare e betonit $f_{cm} = R_{ck} + 3 = 78(Mpa)$ [1]
- Treguesi i spesorit ekuivalent ose i dimensionit fiktiv $h_0 = (2A_c / u) / 100 = 3.87$

Gjatë ndërtimit të ligjit të koeficientit të deformkohës për të dy normativat, shikohet që vlerat limite e koeficienteve janë përkatësisht 1.31 sipas CEB FIP dhe 1.24 sipas EC.2. Vlen të

theksohet gjithashtu që koeficienti i deformkohës sipas *EC2*, merr vlera më të mëdha se ato të *CEB FIP* derisa arrihet një moment ku ndodh e kundërta si rrjedhojë e arritjes së vlerave limite të tyre.

Në vijim, janë paraqitur në trajtë tabelare dhe grafike vlerat e koeficientit të deformkohës, në një moment kohor çfarëdo, për të dyja normativat.

Koha	Koeficienti i deformkohës Sipas CEB FIP 90		Koeficienti i deformkohës sipas EN 1992-1-1:2004	
	$\varphi(t, t_0)$	%	$\varphi(t, t_0)$	%
t (ditë)	2	3	4	5
1	0.000	0.0%	0.000	0.0%
28	0.461	35.2%	0.487	39.3%
30	0.471	35.9%	0.519	41.9%
60	0.577	44.0%	0.752	60.6%
90	0.646	49.3%	0.833	67.2%
120	0.698	53.3%	0.879	70.9%
180	0.775	59.2%	0.976	78.7%
360	0.911	69.5%	1.056	85.1%
540	0.987	75.3%	1.143	92.2%
720	1.037	79.2%	1.164	93.9%
900	1.074	82.0%	1.178	95.0%
1080	1.102	84.1%	1.188	95.8%
1260	1.123	85.8%	1.195	96.4%
1440	1.141	87.1%	1.201	96.8%
1620	1.156	88.2%	1.205	97.2%
1800	1.168	89.1%	1.209	97.5%
1980	1.178	89.9%	1.212	97.7%
2340	1.195	91.2%	1.216	98.1%
2700	1.208	92.2%	1.219	98.3%
3060	1.219	93.0%	1.222	98.6%
3780	1.234	94.2%	1.226	98.9%
5220	1.254	95.7%	1.230	99.2%
6660	1.266	96.6%	1.233	99.4%
8280	1.274	97.3%	1.235	99.6%
10000	1.280	97.7%	1.236	99.7%
18250	1.310	100.0%	1.239	99.9%
36500	1.310	100.0%	1.241	100.0%

Tabela 11: Ecuria e koeficientit të deformkohës në kohë

Nga të dhënat e tabelës së mësipërme, shikohet që efekti i deformkohës në fund të vitit parë arrin rreth (70÷80) % të efektit total të saj. Në vijim, janë paraqitur në trajtë grafike vlerat e koeficientit të deformkohës, në një moment kohor çfarëdo, për të dyja normativat e paraqitura edhe në tabelën e mësipërme.

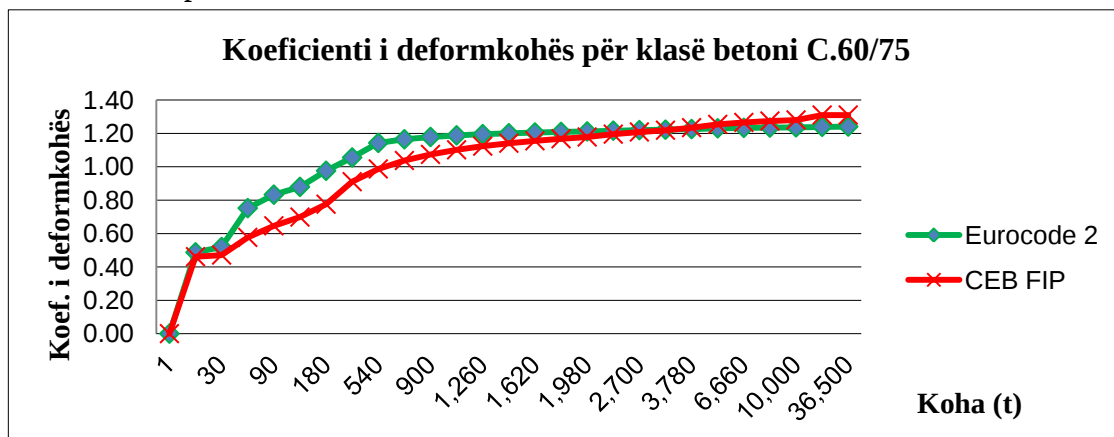


Figura 31: Grafiku i koeficientit të deformkohës, për klasë betoni C60/75[10], [11]

4.9.1 Diagramat e deformimeve të trarëve të mbulesës, për klasë betoni C60/75

Nga modeli me elementë të fundëm, nxjerrim vlerat e uljeve sipas rasteve të ndryshme të ngarkimeve [12], të cilat paraqiten mëposhtë.

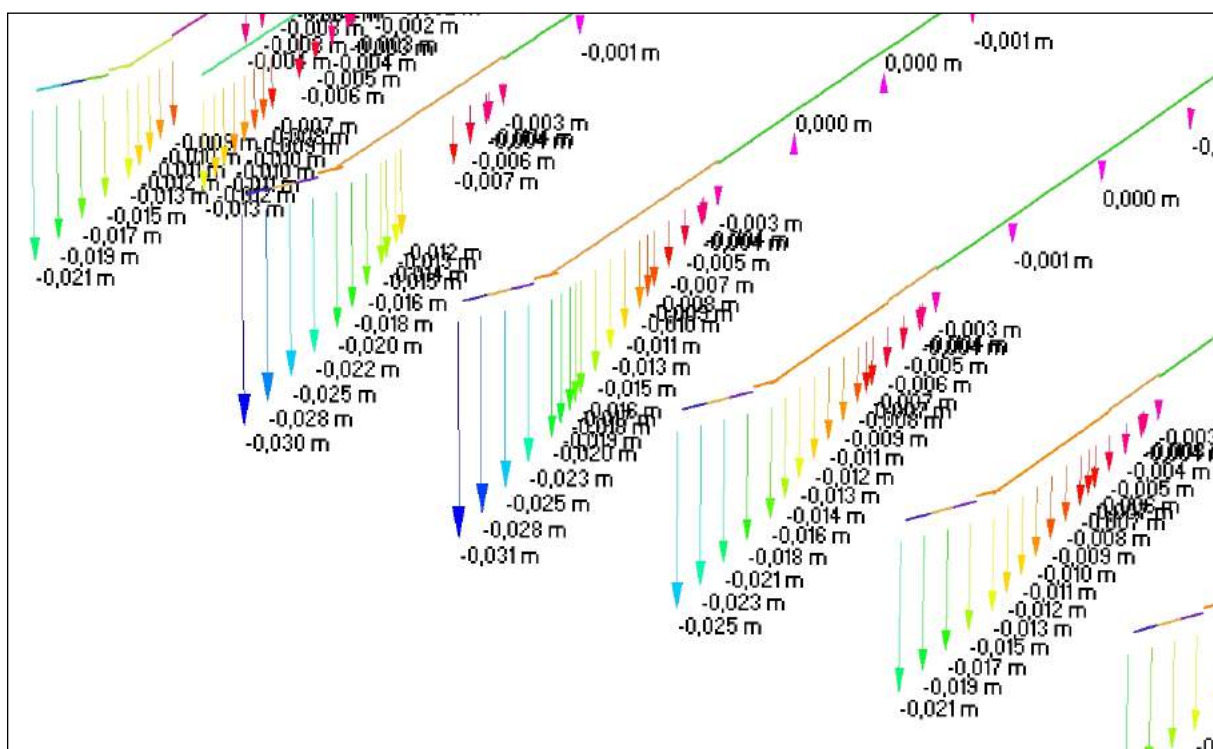


Figura 32: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (Komb. ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e nxjerra nga modeli numerik të paraqitur në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin “5” – 2.1cm; trau në aksin “6”-3.0cm; trau në aksin “7” – 3.1cm; trau në aksin “8”-2.5cm dhe trau në aksin “9”-2.1cm

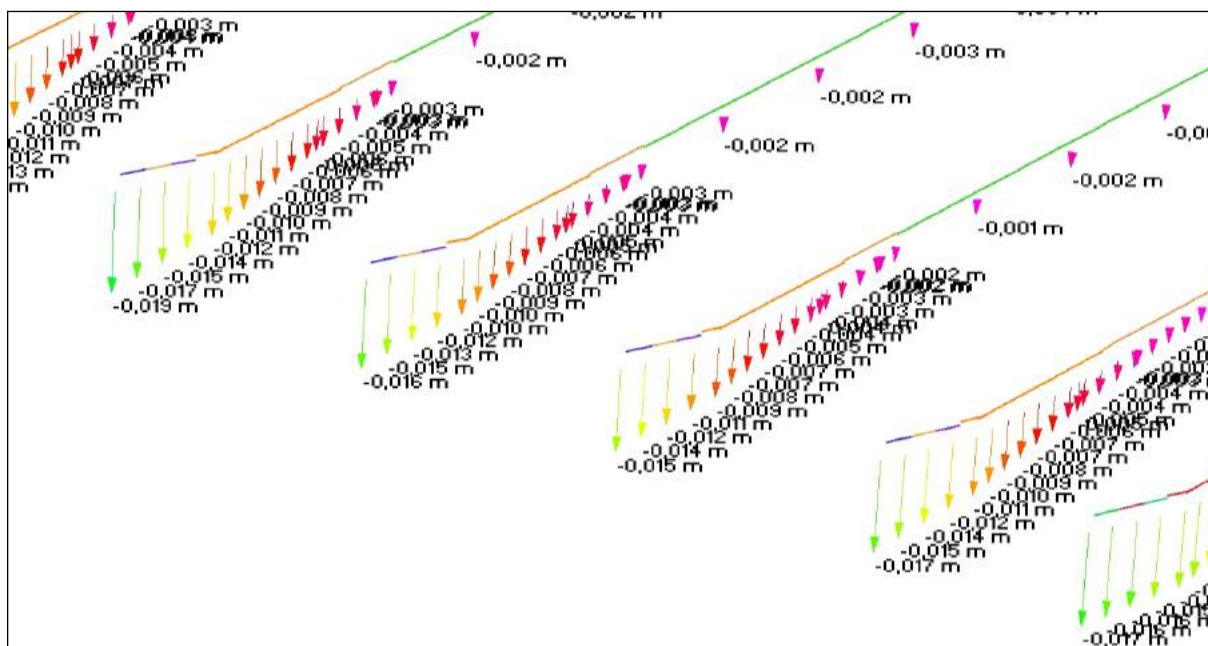


Figura 33: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (Komb. ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin “10” – 1.9cm; trau në aksin “11”-1.6cm; trau në aksin “12” – 1.5cm; trau në aksin “13”-1.7cm dhe trau në aksin “14”-1.7cm

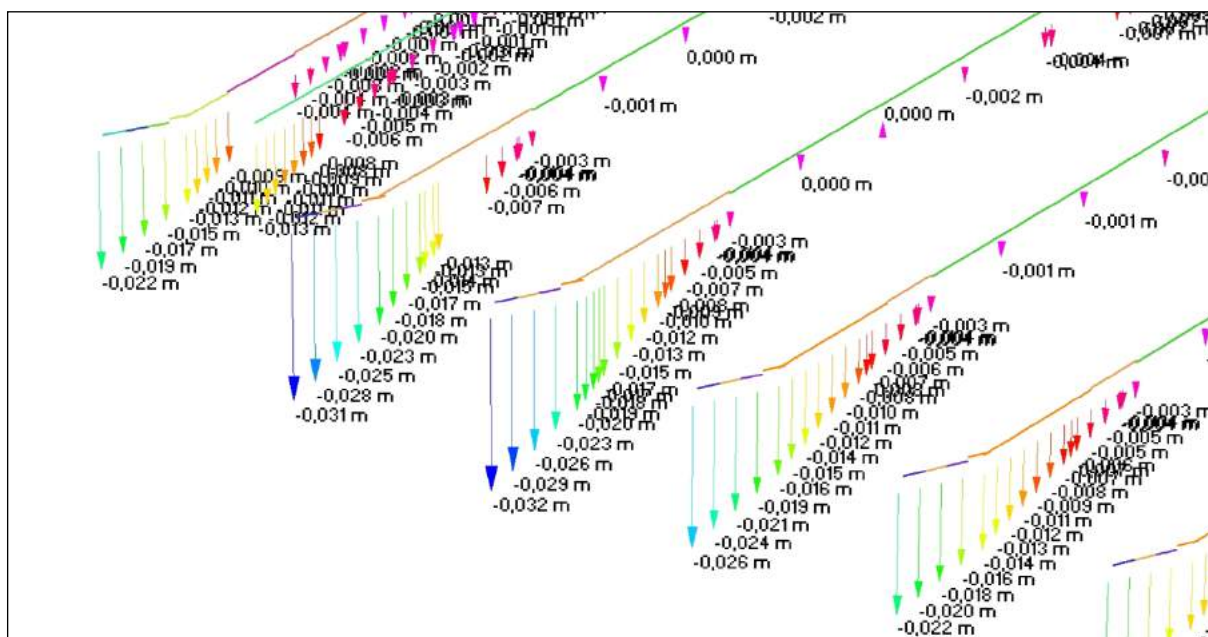


Figura 34: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (Komb. ngarkesave thujtjse të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave thujtjse të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin “5” – 2.2cm; trau në aksin “6” – 3.1cm; trau në aksin “7” – 3.2cm; trau në aksin “8” – 2.6cm dhe trau në aksin “9”-2.2cm

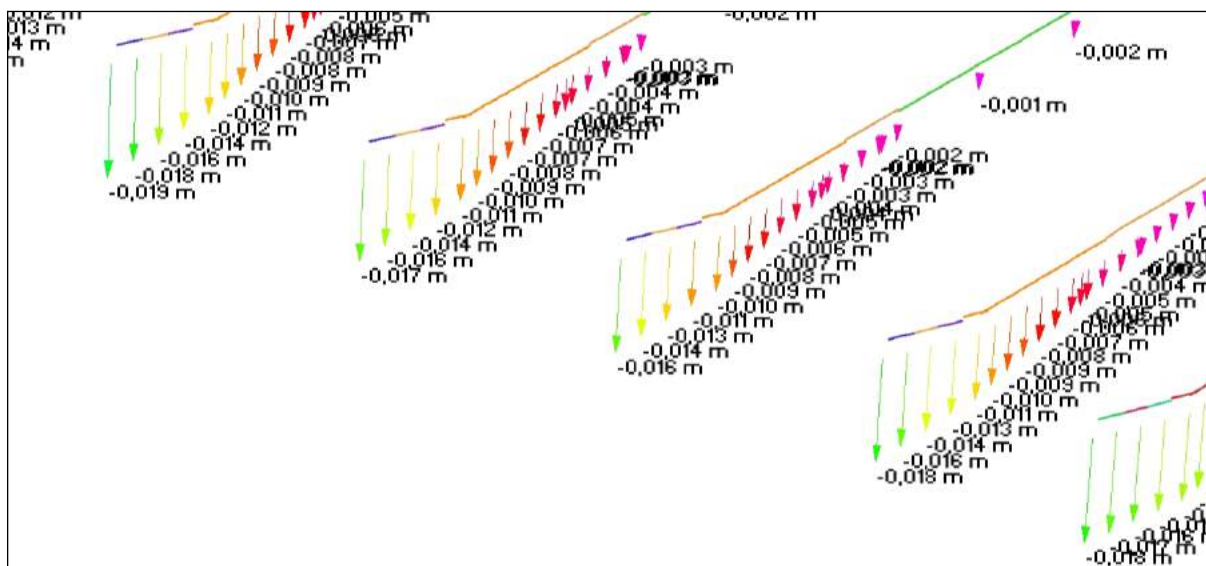


Figura 35: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (Komb. ngarkesave thuajse të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin "10" – 1.9cm; trau në aksin "11" – 1.7cm; trau në aksin "12" – 1.6cm; trau në aksin "13" – 1.8cm dhe trau në aksin "14" – 1.8cm.

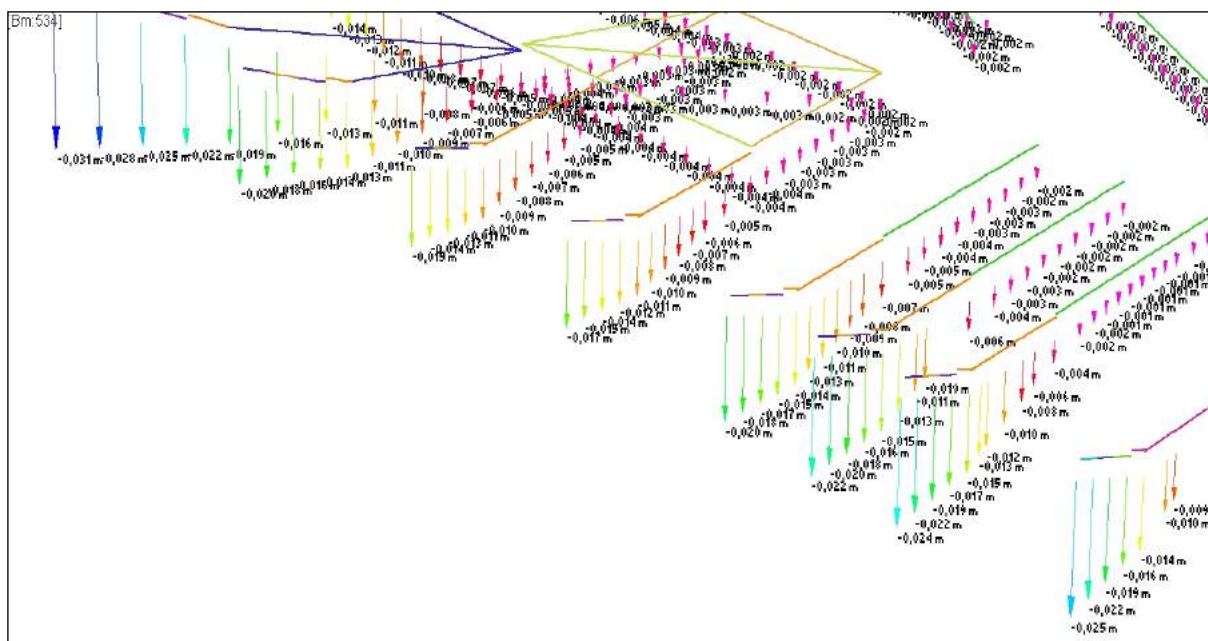


Figura 36: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' blloku B (Komb.i ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin "X" – 3.1cm; trau në aksin "RC" – 2.0cm; trau në aksin "1'" – 1.9cm; trau në aksin "2" – 1.7cm; trau në aksin "2/3" – 2.0cm; trau në aksin "3" – 2.2cm; trau në aksin "4" – 2.4cm dhe trau në aksin "5'" – 2.5cm.

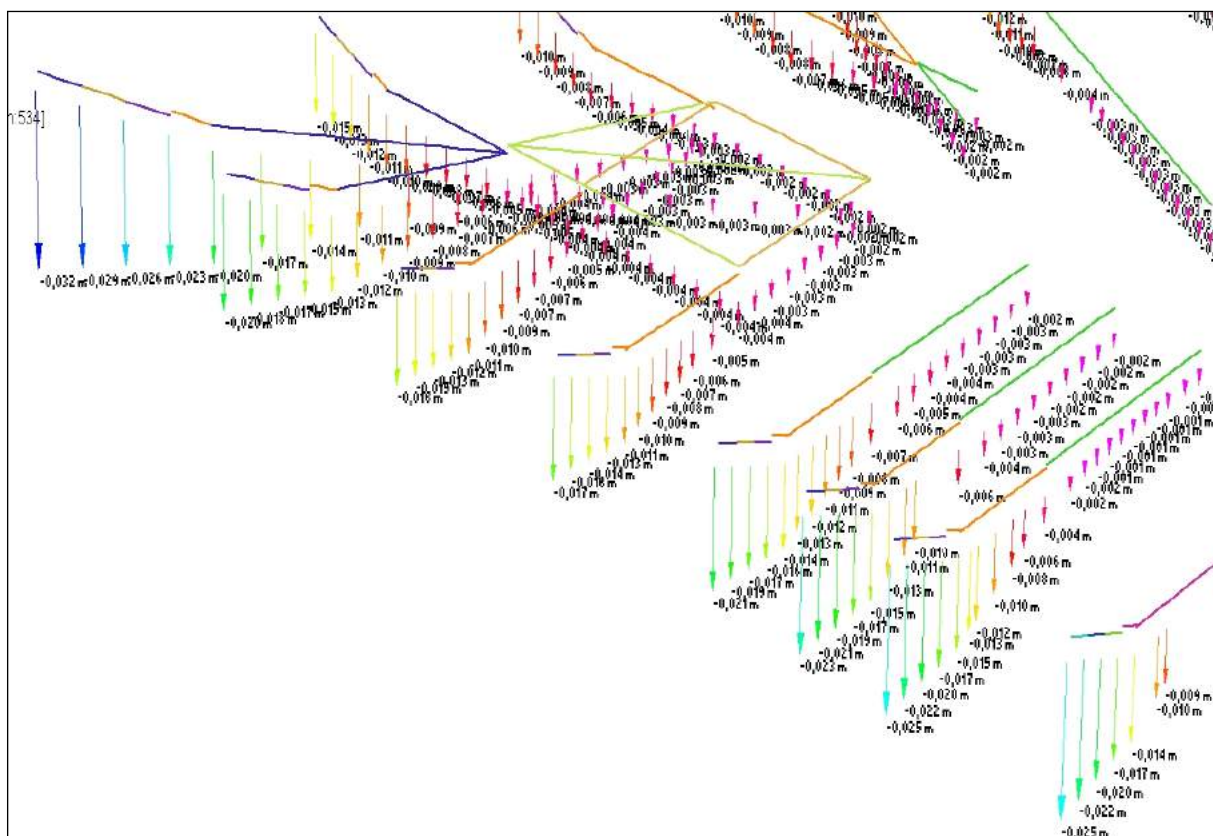


Figura 37: Uljet e trarëve të mbulesës,aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' Blloku B (Komb. i ngarkesave thuajse të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin "X" – 3.2cm; trau në aksin "RC" – 2.0cm; trau në aksin "1'" – 1.8cm; trau në aksin "2'" – 1.7cm; trau në aksin "2/3" – 2.1cm; trau në aksin "3" – 2.3cm; trau në aksin "4" – 2.5cm dhe trau në aksin "5'" – 2.5cm.

Për vlerësimin e uljeve në kohë, i referohemi shprehjes (2.106), kemi pranuar koeficientin final të deformkohës $\phi_{\infty} = 1.3$, i cili i korespondon CEB FIP 90 [10], dhe është vlere më e lartë mes dy normave të marra në konsideratë.

Me vlerat e koeficientit të deformkohës, në programin llogaritës, ofrohet mundësia e leximit të vlerave të uljeve të shkaktuara nga fenomeni në fjalë, për një moment kohor cfarëdo. Në vazhdim mëposhtë, janë paraqitur në trajtë tabelare dhe grafike vlerat e deformimeve maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve konsol të mbulesës (blloku A, B).

Uljet në kohë, për trarët e mbulesës (cm), blloku A, për klasë betoni C60/75,											
t	$\phi(t)$	Akset									
(ditë)		14	13	12	11	10	9	8	7	6	5
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.461	-0.78	-0.78	-0.69	-0.74	-0.88	-0.97	-1.15	-1.43	-1.38	-0.97
30	0.471	-0.80	-0.80	-0.71	-0.75	-0.89	-0.99	-1.18	-1.46	-1.41	-0.99
60	0.577	-0.98	-0.98	-0.87	-0.92	-1.10	-1.21	-1.44	-1.79	-1.73	-1.21
90	0.646	-1.10	-1.10	-0.97	-1.03	-1.23	-1.36	-1.62	-2.00	-1.94	-1.36
120	0.698	-1.19	-1.19	-1.05	-1.12	-1.33	-1.47	-1.75	-2.16	-2.09	-1.47
180	0.775	-1.32	-1.32	-1.16	-1.24	-1.47	-1.63	-1.94	-2.40	-2.33	-1.63
360	0.911	-1.55	-1.55	-1.37	-1.46	-1.73	-1.91	-2.28	-2.82	-2.73	-1.91
540	0.987	-1.68	-1.68	-1.48	-1.58	-1.88	-2.07	-2.47	-3.06	-2.96	-2.07
720	1.037	-1.76	-1.76	-1.56	-1.66	-1.97	-2.18	-2.59	-3.21	-3.11	-2.18
900	1.074	-1.83	-1.83	-1.61	-1.72	-2.04	-2.26	-2.69	-3.33	-3.22	-2.26
1080	1.102	-1.87	-1.87	-1.65	-1.76	-2.09	-2.31	-2.76	-3.42	-3.31	-2.31
1260	1.123	-1.91	-1.91	-1.68	-1.80	-2.13	-2.36	-2.81	-3.48	-3.37	-2.36
1440	1.141	-1.94	-1.94	-1.71	-1.83	-2.17	-2.40	-2.85	-3.54	-3.42	-2.40
1620	1.156	-1.97	-1.97	-1.73	-1.85	-2.20	-2.43	-2.89	-3.58	-3.47	-2.43
1800	1.168	-1.99	-1.99	-1.75	-1.87	-2.22	-2.45	-2.92	-3.62	-3.50	-2.45
1980	1.178	-2.00	-2.00	-1.77	-1.88	-2.24	-2.47	-2.95	-3.65	-3.53	-2.47
2340	1.195	-2.03	-2.03	-1.79	-1.91	-2.27	-2.51	-2.99	-3.70	-3.59	-2.51
2700	1.208	-2.05	-2.05	-1.81	-1.93	-2.30	-2.54	-3.02	-3.74	-3.62	-2.54
3060	1.219	-2.07	-2.07	-1.83	-1.95	-2.32	-2.56	-3.05	-3.78	-3.66	-2.56
3780	1.234	-2.10	-2.10	-1.85	-1.97	-2.34	-2.59	-3.09	-3.83	-3.70	-2.59
5220	1.254	-2.13	-2.13	-1.88	-2.01	-2.38	-2.63	-3.14	-3.89	-3.76	-2.63
6660	1.266	-2.15	-2.15	-1.90	-2.03	-2.41	-2.66	-3.17	-3.92	-3.80	-2.66
8280	1.274	-2.17	-2.17	-1.91	-2.04	-2.42	-2.68	-3.19	-3.95	-3.82	-2.68
10000	1.280	-2.18	-2.18	-1.92	-2.05	-2.43	-2.69	-3.20	-3.97	-3.84	-2.69
∞	1.310	-2.23	-2.23	-1.97	-2.10	-2.49	-2.75	-3.28	-4.06	-3.93	-2.75

Tabela 12: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve të bllokut A

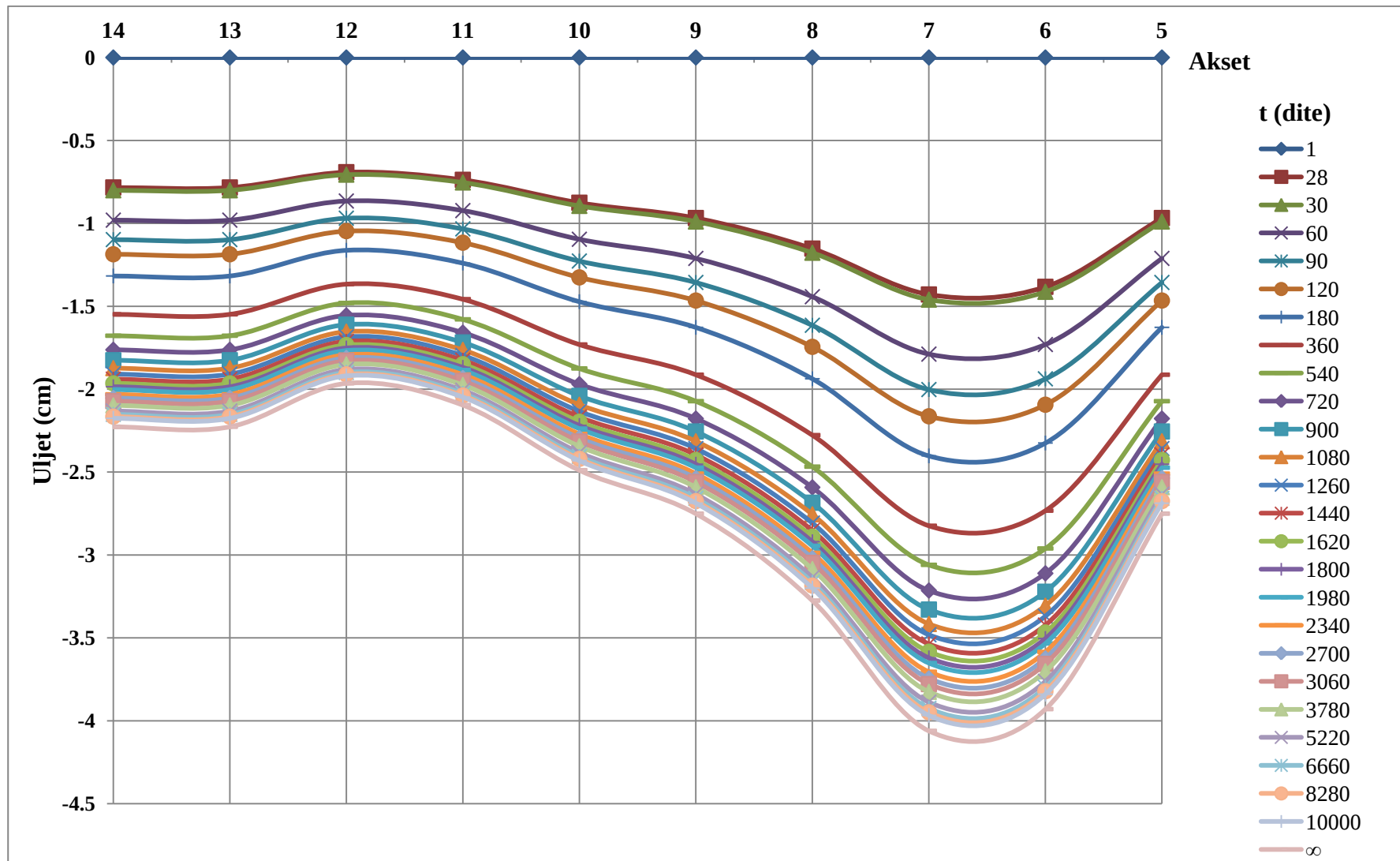


Figura 38: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha për beton C60/75, në skajet e trarëve të bllokut A

Nga figura e mësipërme vërehet që efekti i deformkohës mbi uljet është i lartë në vitet e para, pas ngarkimit të objektit. Pas pesë viteve, $t=1800$ ditë, efekti i tij bie ndjeshëm, gjë që vihet re edhe në ndryshimet që uljet pësojnë.

Uljet totale maksimale në skaj, për trarët e mbulesës (cm), blloku A, për klasë betoni C60/75										
Trau i Aksit	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5
Uljet elastike	-1.80	-1.80	-1.60	-1.70	-1.90	-2.20	-2.60	-3.20	-3.10	-2.20
Ulje nga def.koha	-2.23	-2.23	-1.97	-2.10	-2.49	-2.75	-3.28	-4.06	-3.93	-2.75
Uljet totale	-4.03	-4.03	-3.57	-3.80	-4.39	-4.95	-5.88	-7.26	-7.03	-4.95
Raporti L/ δ	L/263	L/263	L/296	L/278	L/241	L/214	L/180	L/146	L/150	L/214

Tabela 13: Uljet maksimale në skaje, trarët e bllokut A

Nga tabela e mësipërme (Tabela 13) dhe figura e mëposhtme (Figura 39), vërehet që vlerat totale të uljeve për trarët nga aksi "5" deri në "10" arrijnë vlera të konsiderueshme dhe jashtë limiteve normative. Duhet theksuar, që si rezultat i vetëm efekteve të deformkohës, vlerat e uljeve maksimale në skajet e trarëve të aksit "6" – "7" arrijnë vlera afër limiteve normative.

Pothuajse në gjithë trarët uljet paraqesin vlera problematike në lidhje me estetikën e linjës ballore të mbulesës.

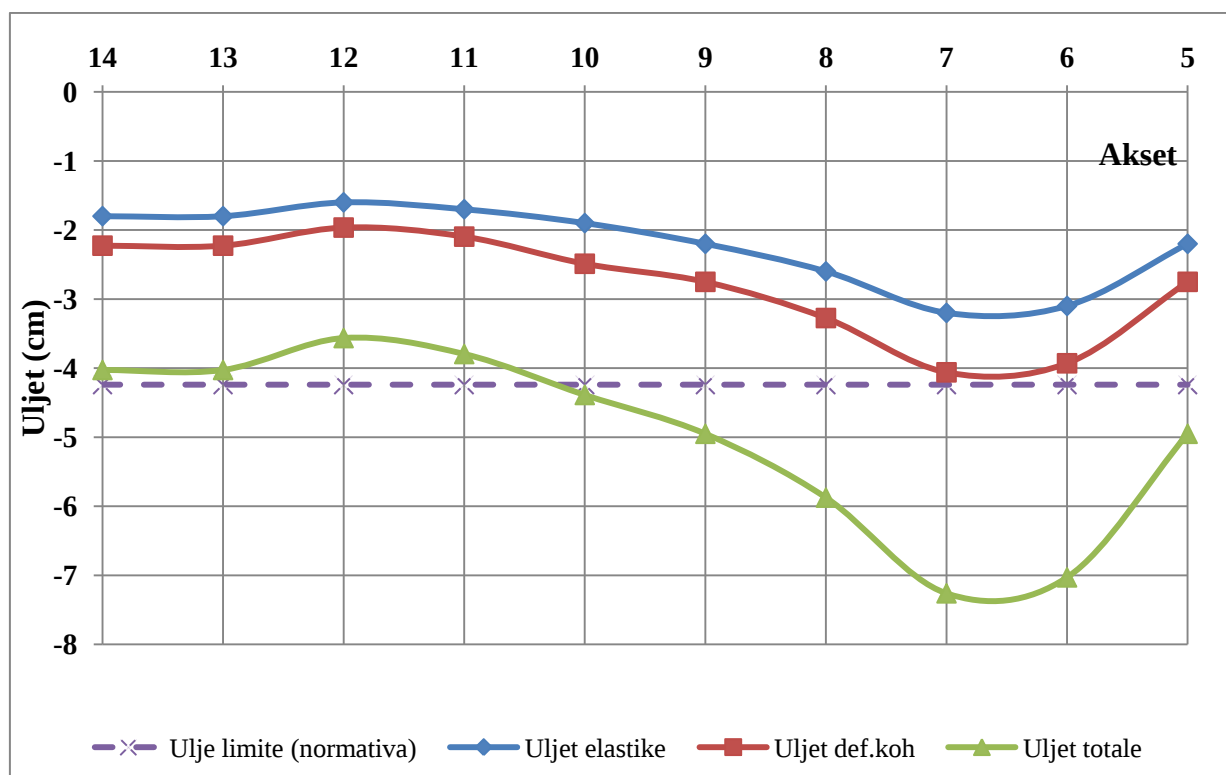


Figura 39: Uljet maksimale (cm) në skajet e trarëve të mbulesës (blloku A), për beton C60/75

Nëse procedohet në të njëjtën mënyrë edhe për trarët e bllokut B, për akset 5' deri në B, kemi:

Uljet maksimale nga deformkoha në skajet e trarëve të mbulesës (cm), blloku B, për klasë betoni C60/75										
t	$\phi(t)$	Akset								
(ditë)		5'	4	3	3/2	2	2/1	RC	X	B
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.461	-1.15	-1.11	-1.01	-0.92	-0.78	-0.88	-0.92	-1.43	-0.46
30	0.471	-1.18	-1.13	-1.04	-0.94	-0.80	-0.89	-0.94	-1.46	-0.47
60	0.577	-1.44	-1.38	-1.27	-1.15	-0.98	-1.10	-1.15	-1.79	-0.58
90	0.646	-1.62	-1.55	-1.42	-1.29	-1.10	-1.23	-1.29	-2.00	-0.65
120	0.698	-1.75	-1.68	-1.54	-1.40	-1.19	-1.33	-1.40	-2.16	-0.70
180	0.775	-1.94	-1.86	-1.71	-1.55	-1.32	-1.47	-1.55	-2.40	-0.78
360	0.911	-2.28	-2.19	-2.00	-1.82	-1.55	-1.73	-1.82	-2.82	-0.91
540	0.987	-2.47	-2.37	-2.17	-1.97	-1.68	-1.88	-1.97	-3.06	-0.99
720	1.037	-2.59	-2.49	-2.28	-2.07	-1.76	-1.97	-2.07	-3.21	-1.04
900	1.074	-2.69	-2.58	-2.36	-2.15	-1.83	-2.04	-2.15	-3.33	-1.07
1080	1.102	-2.76	-2.64	-2.42	-2.20	-1.87	-2.09	-2.20	-3.42	-1.10
1260	1.123	-2.81	-2.70	-2.47	-2.25	-1.91	-2.13	-2.25	-3.48	-1.12
1440	1.141	-2.85	-2.74	-2.51	-2.28	-1.94	-2.17	-2.28	-3.54	-1.14
1620	1.156	-2.89	-2.77	-2.54	-2.31	-1.97	-2.20	-2.31	-3.58	-1.16
1800	1.168	-2.92	-2.80	-2.57	-2.34	-1.99	-2.22	-2.34	-3.62	-1.17
1980	1.178	-2.95	-2.83	-2.59	-2.36	-2.00	-2.24	-2.36	-3.65	-1.18
2340	1.195	-2.99	-2.87	-2.63	-2.39	-2.03	-2.27	-2.39	-3.70	-1.20
2700	1.208	-3.02	-2.90	-2.66	-2.42	-2.05	-2.30	-2.42	-3.74	-1.21
3060	1.219	-3.05	-2.93	-2.68	-2.44	-2.07	-2.32	-2.44	-3.78	-1.22
3780	1.234	-3.09	-2.96	-2.71	-2.47	-2.10	-2.34	-2.47	-3.83	-1.23
5220	1.254	-3.14	-3.01	-2.76	-2.51	-2.13	-2.38	-2.51	-3.89	-1.25
6660	1.266	-3.17	-3.04	-2.79	-2.53	-2.15	-2.41	-2.53	-3.92	-1.27
8280	1.274	-3.19	-3.06	-2.80	-2.55	-2.17	-2.42	-2.55	-3.95	-1.27
10000	1.280	-3.20	-3.07	-2.82	-2.56	-2.18	-2.43	-2.56	-3.97	-1.28
∞	1.310	-3.28	-3.14	-2.88	-2.62	-2.23	-2.49	-2.62	-4.06	-1.31

Tabela 14: Variacioni në kohë i uljeve nga deformkoha, trarët e bllokut

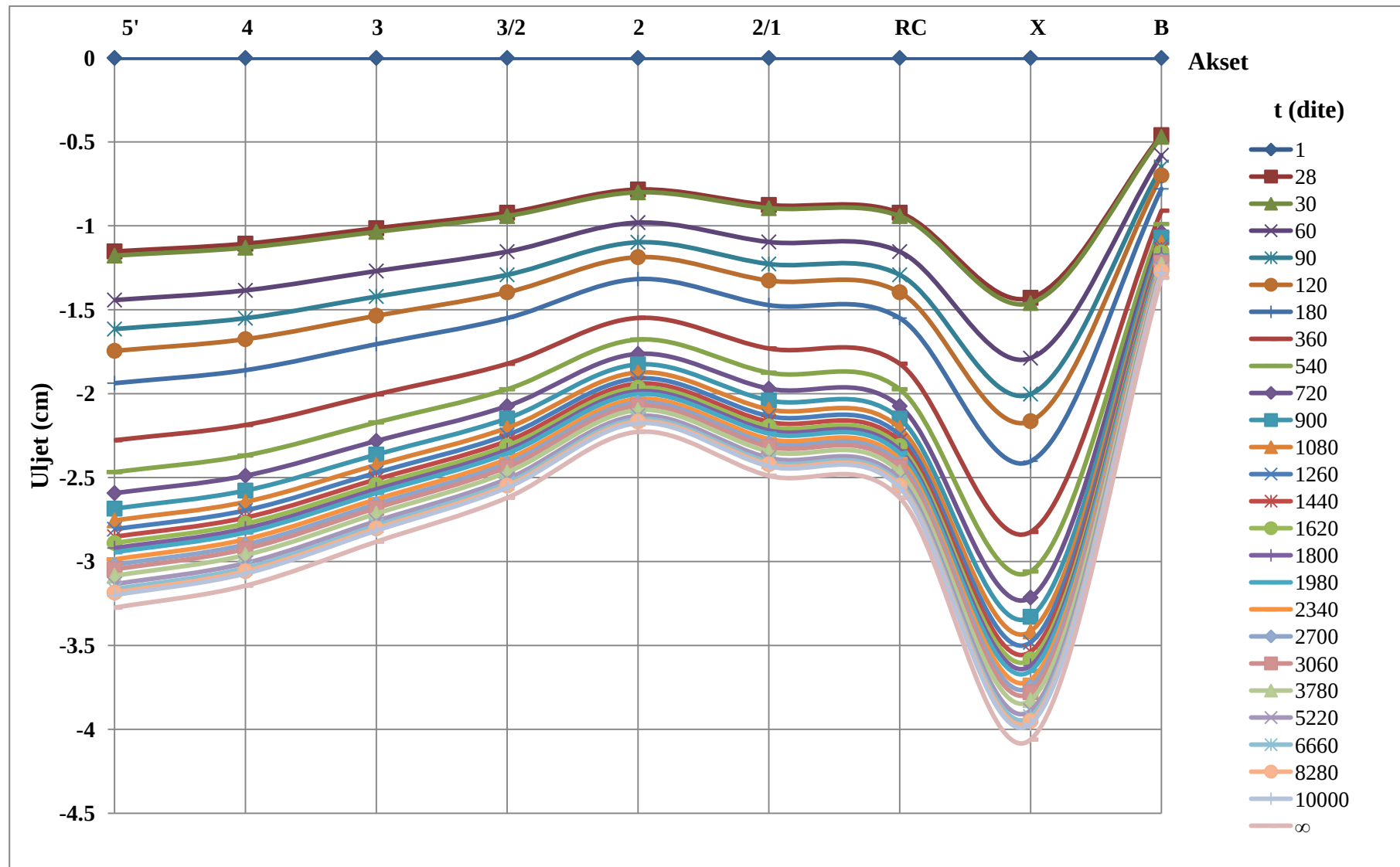


Figura 40: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve të mbulesës, bllokut B, për beton C 60/75,

Nga figura e mësipërme, vërehet që efekti i deformkohës mbi uljet është i lartë në vitet e para, pas ngarkimit të objektit.

Uljet totale (cm) të trarëve, blloku B , klasë betoni C60/75									
Trau i Aksit	5'	4	3	3/2	2	2/1	RC	X	B
Uljet elastike	-2.50	-2.50	-2.30	-2.10	-1.70	-1.80	-2.00	-3.20	-1.10
Uljet def.koh	-3.28	-3.14	-2.88	-2.62	-2.23	-2.49	-2.62	-4.06	-1.31
Uljet totale	-5.78	-5.64	-5.18	-4.72	-3.93	-4.29	-4.62	-7.26	-2.41
Raporti L/ δ	L/183	L/187	L/204	L/224	L/269	L/247	L/229	L/263	L/439

Tabela 15: Uljet totale, trarët e bllokut B

Nga tabela e mësipërme dhe figura e mëposhtme (Figura 41), vërehet që vlerat totale e uljeve të trarëve nga aksi 5' deri në RC, arrijnë vlera të konsiderueshme dhe jashtë limiteve normative. Veç të tjerave, edhe uljet në trarët e tjerë paraqesin vlera problematike në lidhje me estetikën e linjës ballore të mbulesës. Uljet totale në traun e verteksit të mbulesës (aksi X), arrin vlerën maksimale deri në 7.26cm.

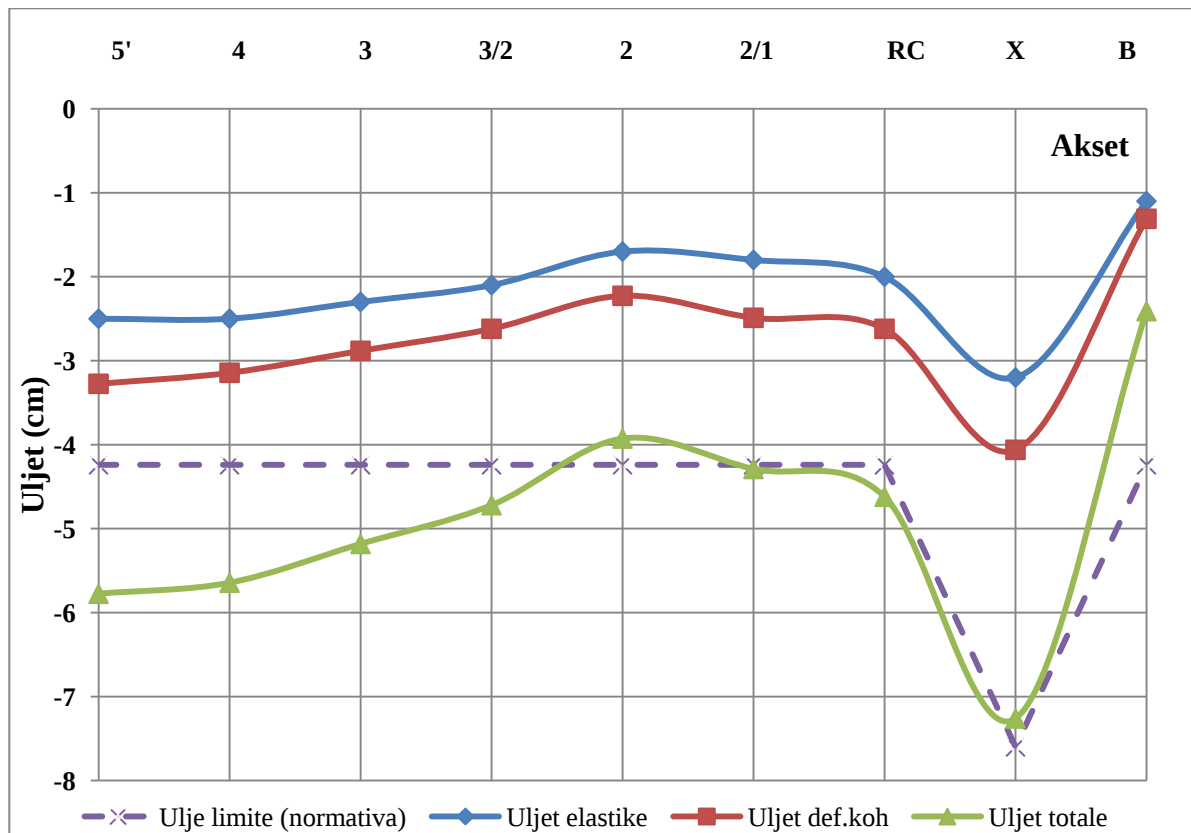


Figura 41: Uljet maksimale (cm) në skajin e trarëve të mbulesës (blloku B), për beton C60/75

4.10 Ligji i deformkohës për beton të klasës C45/55 [1]

Për ndërtimin e ligjit të koeficientit të deformkohës sipas *CEB-FIP M.C-90* [10] dhe *Eurocode 2* [11], (sipas paragrafit 2.3 dhe 2.7) janë marrë në konsideratë këto parametra:

- Klasa e betonit të përdorur: C45/55[1],
- Seksioni i prerjes tërthore, për trarët standart të mbulesës: 50x170cm,
- Lagështia relative e ambjentit 70%
- Temperatura mesatare 20°C
- Rezistenca mesatare e betonit $f_{cm} = R_{ck} + 3 = 58 \text{ (Mpa)}$ [1],
- Treguesi i spesorit ekuivalent ose dimensionit fiktiv $h_0 = (2A_c / u) / 100 = 3.87$

Gjatë ndërtimit të ligjit të koeficientit të deformkohës për të dy normativat, shikohet që vlerat limite e koeficienteve janë përkatesisht 1.52 sipas *CEB FIP* dhe 1.41 sipas *EC.2*. Vlen të theksohet gjithashtu që koeficienti i deformkohës sipas *EC2*, merr vlera më të mëdha se ato të *CEB FIP* derisa arrihet një moment ku ndodh e kundërta, si rrjedhojë e aritjes së vlerave limite të tyre.

Në vijim, në Figura 42 dhe Tabela 16, janë paraqitur në trajtë grafike dhe tabelare vlerat e koeficientit të deformkohës në kohë, për të dyja normativat.

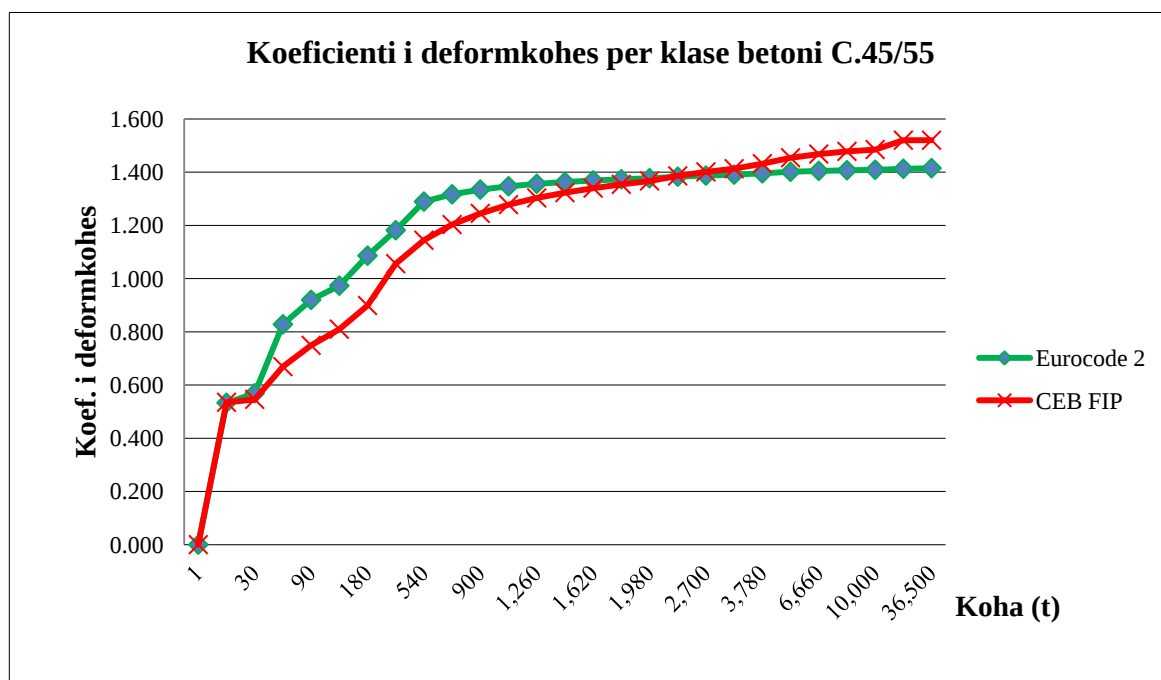


Figura 42: Grafiku i variacioni në kohë i koeficientit të deformkohës për C45/55.

Për vlerësimin e vlerave të deformimeve në kohë, i referohemi shprehjes (2.106) për një koeficient të deformkohës limit $\phi_{\infty} = 1.5$, dhe i referohet normes *CEB FIP*, si vlera më e lartë mes dy normativave të marra në konsideratë.

Koha	Koeficienti i deformkohës sipas CEB FIP-90		Koeficienti i deformkohës sipas EN 1992-1-1:2004	
	$\Phi_{(t,t_0)}$	%	$\Phi_{(t,t_0)}$	%
1	2	3	4	5
1	0.000	0.0%	0.000	0.0%
28	0.535	35.2%	0.533	37.7%
30	0.546	35.9%	0.569	40.2%
60	0.669	44.0%	0.828	58.5%
90	0.749	49.3%	0.920	65.0%
120	0.810	53.3%	0.973	68.8%
180	0.899	59.2%	1.086	76.8%
360	1.056	69.5%	1.182	83.5%
540	1.144	75.3%	1.289	91.1%
720	1.203	79.2%	1.317	93.1%
900	1.245	81.9%	1.334	94.3%
1080	1.278	84.0%	1.347	95.2%
1260	1.303	85.7%	1.356	95.8%
1440	1.323	87.1%	1.363	96.3%
1620	1.340	88.2%	1.369	96.7%
1800	1.354	89.1%	1.373	97.0%
1980	1.367	89.9%	1.377	97.3%
2340	1.386	91.2%	1.383	97.7%
2700	1.401	92.2%	1.387	98.0%
3060	1.413	93.0%	1.391	98.3%
3780	1.432	94.2%	1.396	98.6%
5220	1.454	95.7%	1.401	99.0%
6660	1.468	96.6%	1.405	99.3%
8280	1.478	97.2%	1.407	99.5%
10000	1.485	97.7%	1.409	99.6%
18250	1.52	100.0%	1.413	99.8%
36500	1.52	100.0%	1.415	100.0%

Tabela 16: Variacioni në kohë i koeficientit të deformkohës, për klasë betoni C45/55.

4.10.1 Diagramat e deformimeve të trarëve të mbulesës, për klasë betoni C45/55

Në vijim janë paraqitur diagramat e uljeve, nxjerrë nga modeli numerik, mbi uljet e trarëve sipas kombinimeve përkatëse [12], për beton C45/55.

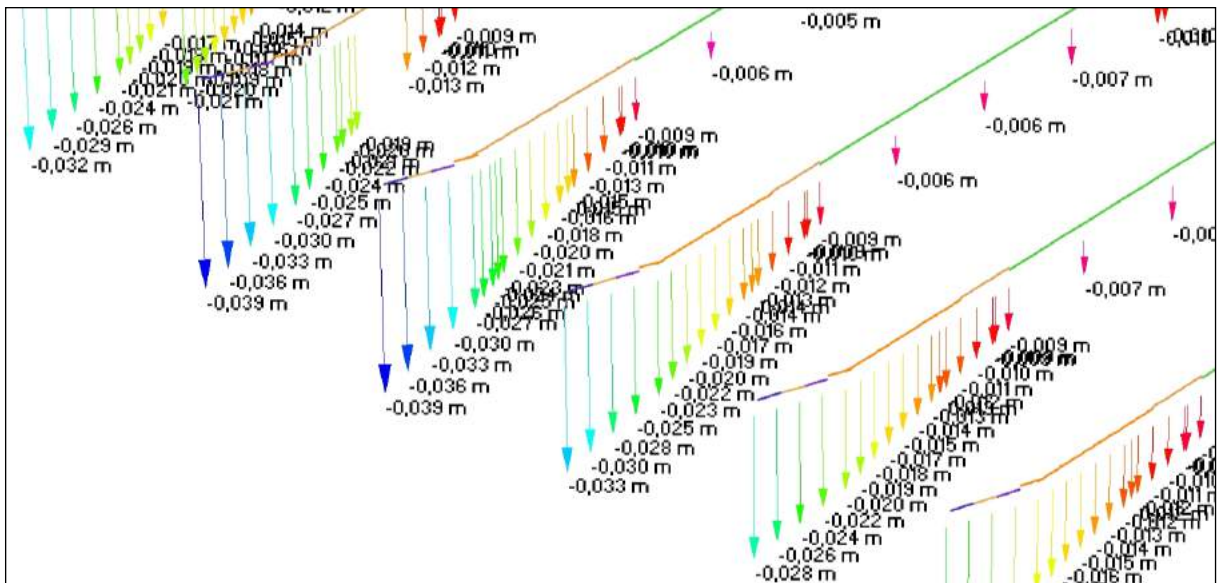


Figura 43:Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (kombinimi ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e nxjerra nga modeli numerik të paraqitur në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin “5” – 3.2cm; trau në aksin “6”–3.9cm; trau në aksin “7” – 3.9cm; trau në aksin “8”–3.3cm dhe trau në aksin “9”–2.8cm.

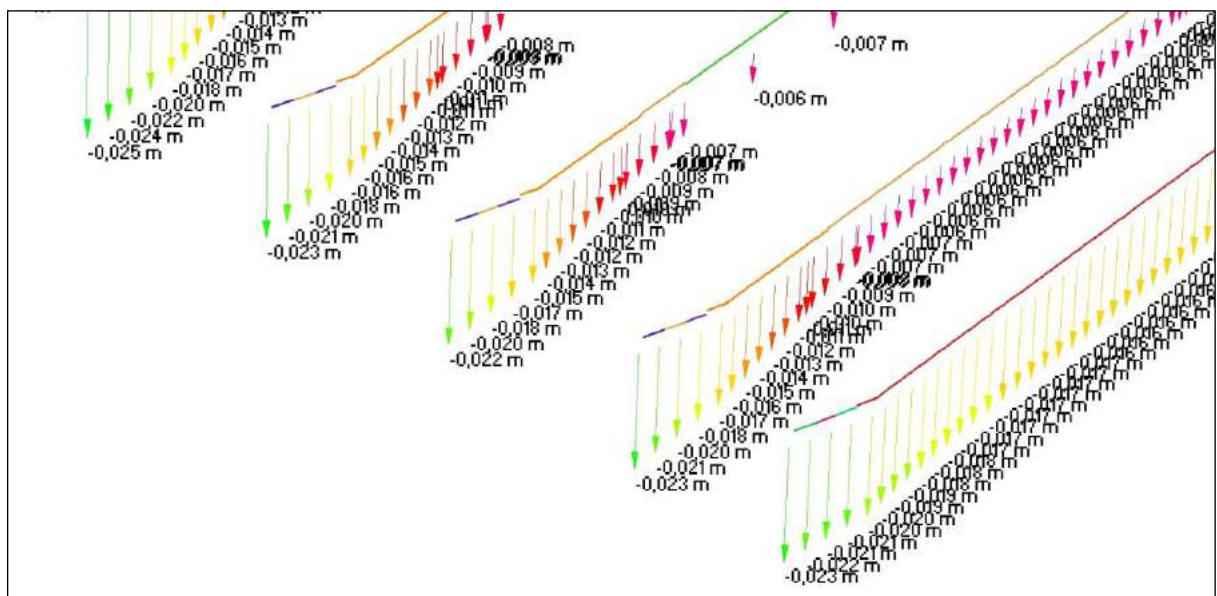


Figura 44:Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (kombinimi ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet së uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në

aksin "10" – 2.5cm; trau në aksin "11"– 2.3cm; trau në aksin "12" – 2.2cm; trau në aksin "13" – 2.3cm dhe trau në aksin "14" – 2.3cm

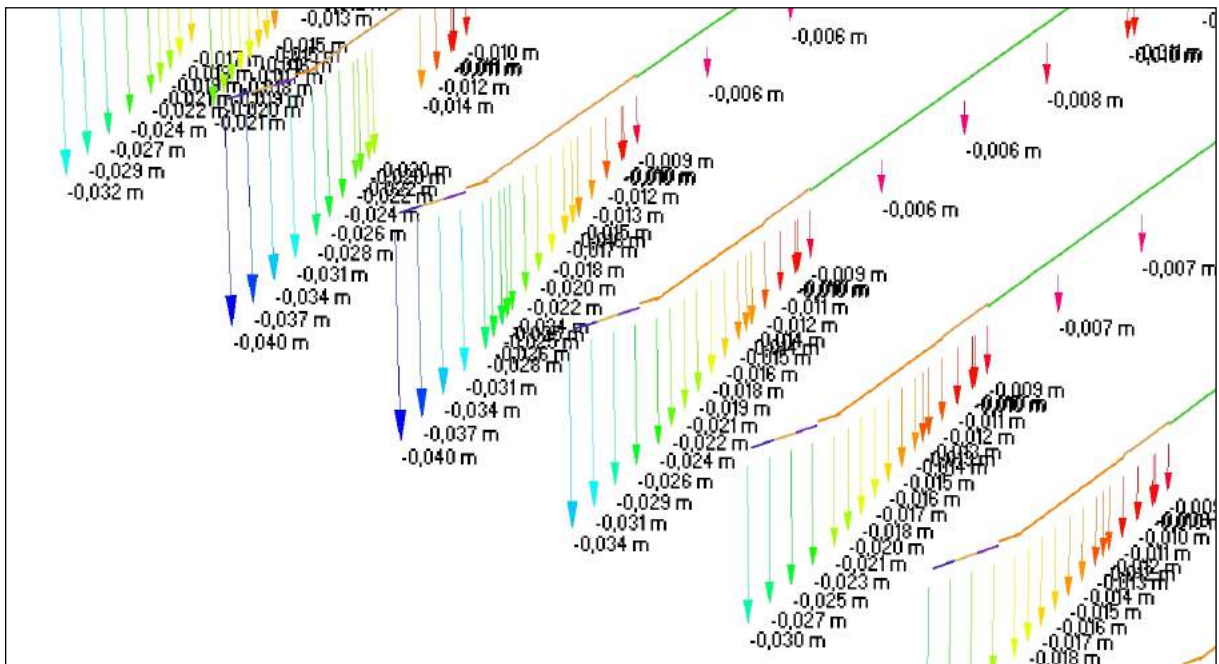


Figura 45: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme)

Nga rezultatet e nxjerra nga modeli numerik të paraqitur në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të thujse të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin "5" – 3.2cm; trau në aksin "6"–4.0cm; trau në aksin "7" – 4.0cm; trau në aksin "8"–3.4cm dhe trau në aksin "9"– 3.0cm

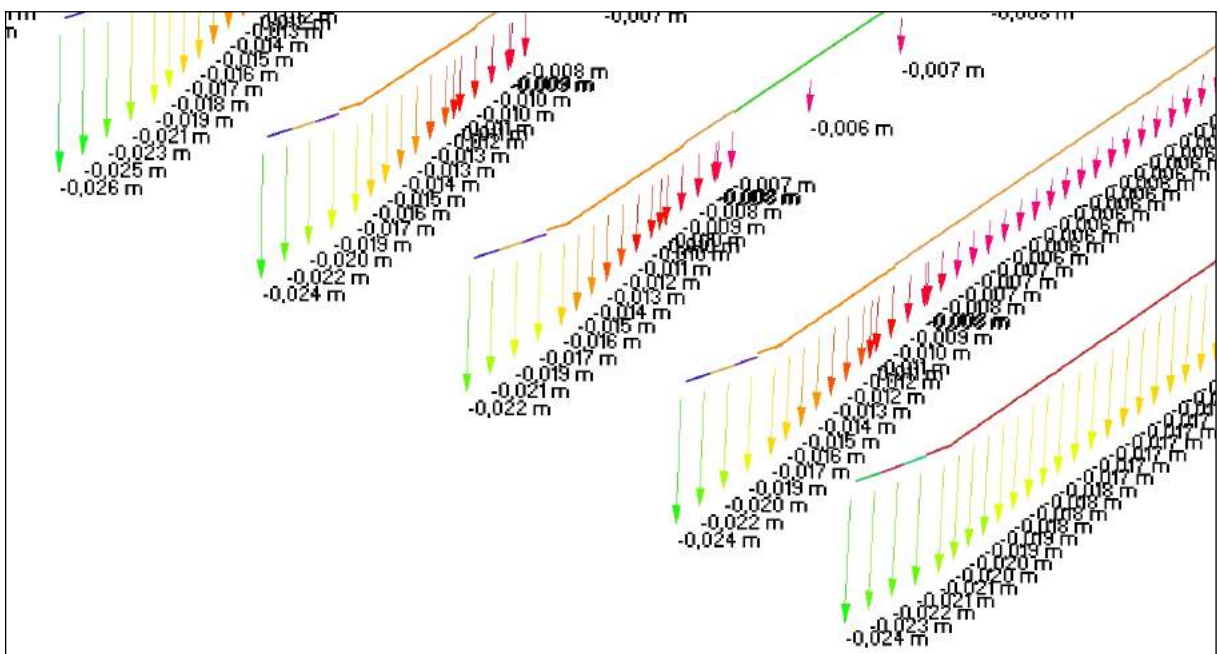


Figura 46: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 , blloku A (kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave thujse të përhershme, rezultojnë si në vijim:

trau në aksin "10" – 2.6cm; trau në aksin "11" – 2.4cm; trau në aksin "12" – 2.2cm; trau në aksin "13" – 2.4cm dhe trau në aksin "14" – 2.4cm

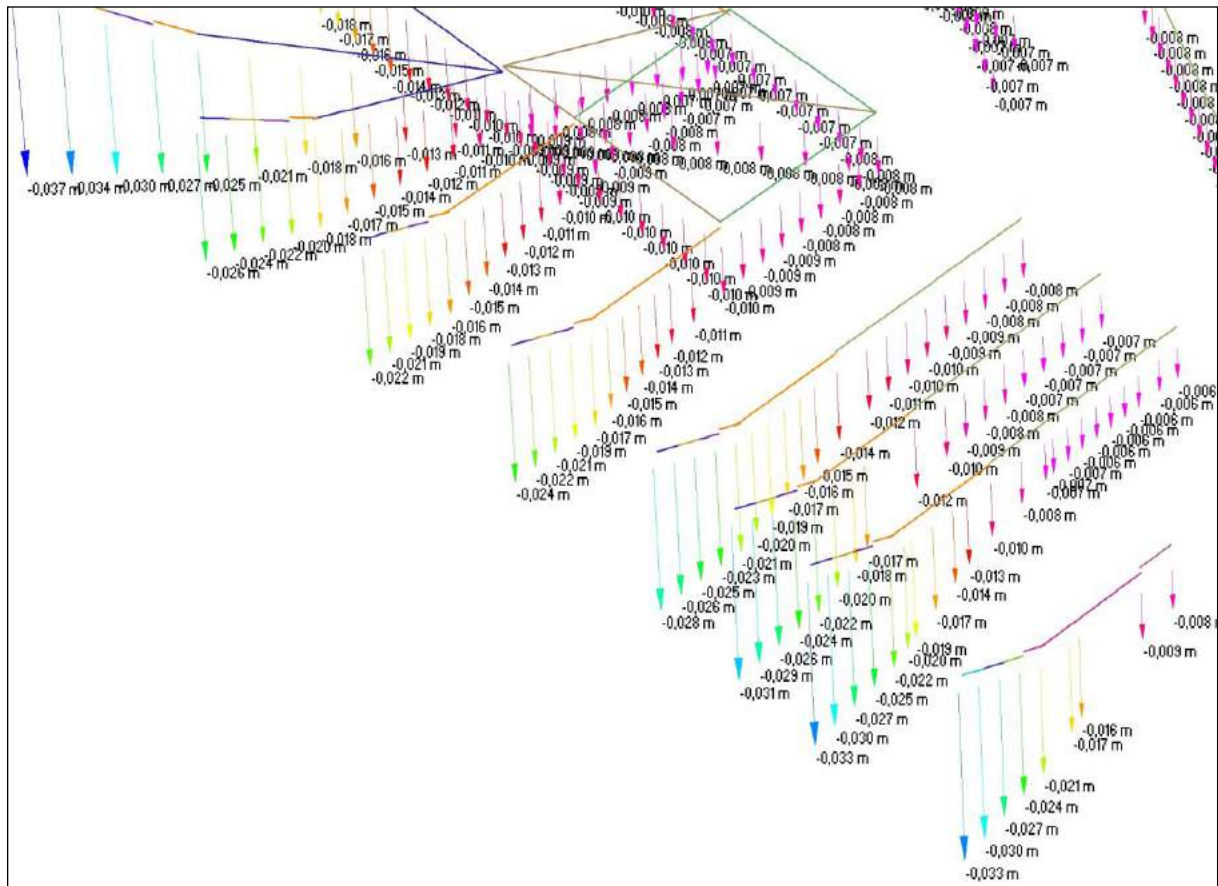


Figura 47: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X, RC, 1', 2, (2-3), 3, 4, 5' blloku B (kombinimi i ngarkesave të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave të përhershme, rezultojnë si në vijim: trau në aksin "X" – 3.7cm; trau në aksin "RC" – 2.6cm; trau në aksin "1'" – 2.2cm; trau në aksin "2" – 2.4cm; trau në aksin "2/3" – 2.8cm; trau në aksin "3" – 3.1cm; trau në aksin "4" – 3.3cm dhe trau në aksin "5" – 3.3cm.

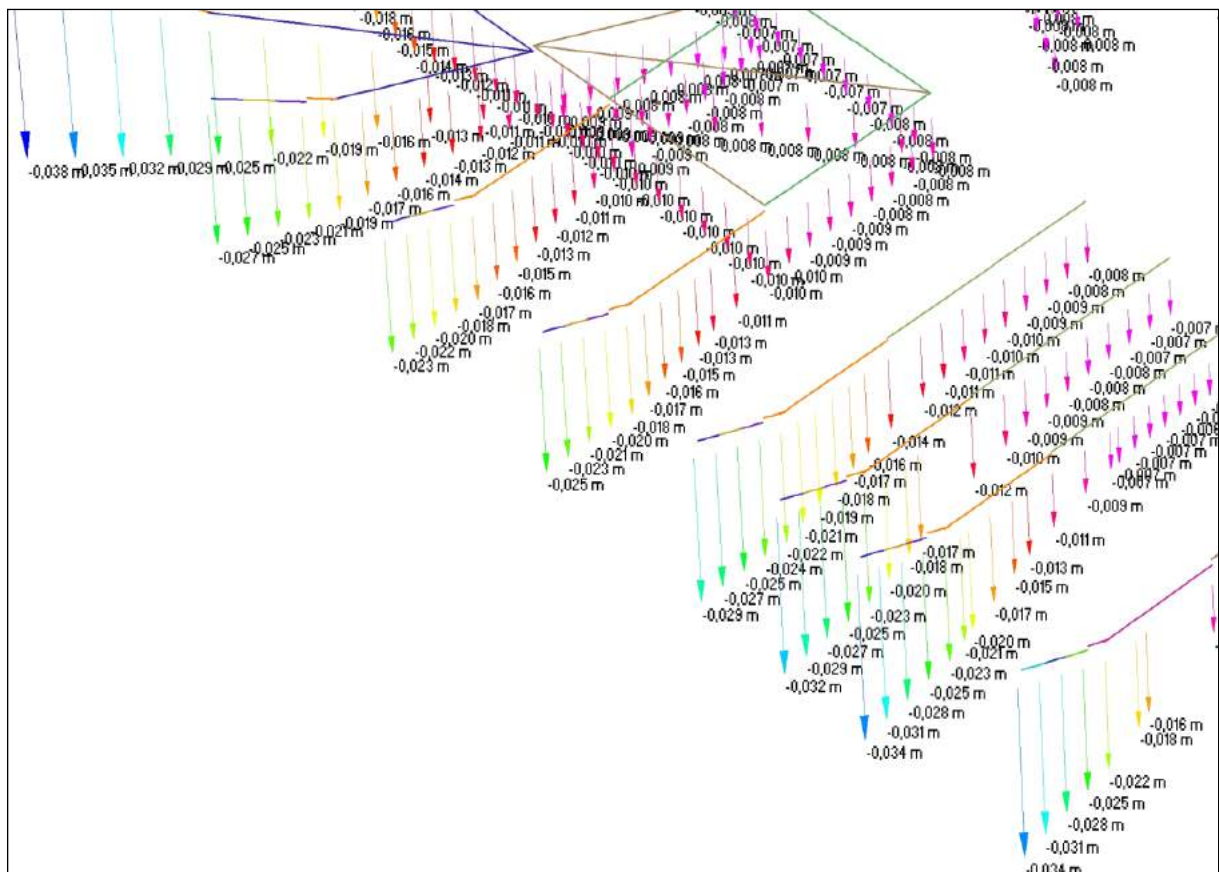


Figura 48: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' blloku B (kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme)

Nga rezultatet e paraqitura në figurën e mësipërme, vërehet se uljet maksimale në skajin e trarëve të mbulesës, për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme, rezultojnë si në aksin "X" – 3.8cm; trau në aksin "RC"–2.7cm; trau në aksin "1'" – 2.3cm; trau në aksin "2"–2.5cm; trau në aksin "2/3"–2.9cm; trau në aksin "3"–3.2cm; trau në aksin "4"–3.4cm dhe trau në aksin "5'"–3.4cm.

Në vijim, në tabelën e mëposhtme janë paraqitur vlerat e uljeve maksimale nga deformkoha për skajet e trarëve konsol të mbulesës, (blloku A,B) për klasë betoni C45/55.

Uljet maksimale nga deformkoha, për skajet e trarëve të mbulesës (cm), blloku A, klasë betoni C45/55											
t	$\phi(t)$	Akset									
(ditë)		14	13	12	11	10	9	8	7	6	5
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.535	-1.23	-1.23	-1.18	-1.23	-1.34	-1.50	-1.77	-2.09	-2.09	-1.71
30	0.546	-1.26	-1.26	-1.20	-1.26	-1.37	-1.53	-1.80	-2.13	-2.13	-1.75
60	0.669	-1.54	-1.54	-1.47	-1.54	-1.67	-1.87	-2.21	-2.61	-2.61	-2.14
90	0.749	-1.72	-1.72	-1.65	-1.72	-1.87	-2.10	-2.47	-2.92	-2.92	-2.40
120	0.810	-1.86	-1.86	-1.78	-1.86	-2.03	-2.27	-2.67	-3.16	-3.16	-2.59
180	0.899	-2.07	-2.07	-1.98	-2.07	-2.25	-2.52	-2.97	-3.51	-3.51	-2.88
360	1.056	-2.43	-2.43	-2.32	-2.43	-2.64	-2.96	-3.48	-4.12	-4.12	-3.38
540	1.144	-2.63	-2.63	-2.52	-2.63	-2.86	-3.20	-3.78	-4.46	-4.46	-3.66
720	1.203	-2.77	-2.77	-2.65	-2.77	-3.01	-3.37	-3.97	-4.69	-4.69	-3.85
900	1.245	-2.86	-2.86	-2.74	-2.86	-3.11	-3.49	-4.11	-4.86	-4.86	-3.98
1080	1.278	-2.94	-2.94	-2.81	-2.94	-3.20	-3.58	-4.22	-4.98	-4.98	-4.09
1260	1.303	-3.00	-3.00	-2.87	-3.00	-3.26	-3.65	-4.30	-5.08	-5.08	-4.17
1440	1.323	-3.04	-3.04	-2.91	-3.04	-3.31	-3.70	-4.37	-5.16	-5.16	-4.23
1620	1.340	-3.08	-3.08	-2.95	-3.08	-3.35	-3.75	-4.42	-5.23	-5.23	-4.29
1800	1.354	-3.11	-3.11	-2.98	-3.11	-3.39	-3.79	-4.47	-5.28	-5.28	-4.33
1980	1.367	-3.14	-3.14	-3.01	-3.14	-3.42	-3.83	-4.51	-5.33	-5.33	-4.37
2340	1.386	-3.19	-3.19	-3.05	-3.19	-3.47	-3.88	-4.57	-5.41	-5.41	-4.44
2700	1.401	-3.22	-3.22	-3.08	-3.22	-3.50	-3.92	-4.62	-5.46	-5.46	-4.48
3060	1.413	-3.25	-3.25	-3.11	-3.25	-3.53	-3.96	-4.66	-5.51	-5.51	-4.52
3780	1.432	-3.29	-3.29	-3.15	-3.29	-3.58	-4.01	-4.73	-5.58	-5.58	-4.58
5220	1.454	-3.34	-3.34	-3.20	-3.34	-3.64	-4.07	-4.80	-5.67	-5.67	-4.65
6660	1.468	-3.38	-3.38	-3.23	-3.38	-3.67	-4.11	-4.84	-5.73	-5.73	-4.70
8280	1.478	-3.40	-3.40	-3.25	-3.40	-3.70	-4.14	-4.88	-5.76	-5.76	-4.73
10000	1.485	-3.42	-3.42	-3.27	-3.42	-3.71	-4.16	-4.90	-5.79	-5.79	-4.75
∞	1.520	-3.50	-3.50	-3.34	-3.50	-3.80	-4.26	-5.02	-5.93	-5.93	-4.86

Tabela 17: Variacioni në kohë i uljeve të shkaktuara nga deformkoha (blloku A

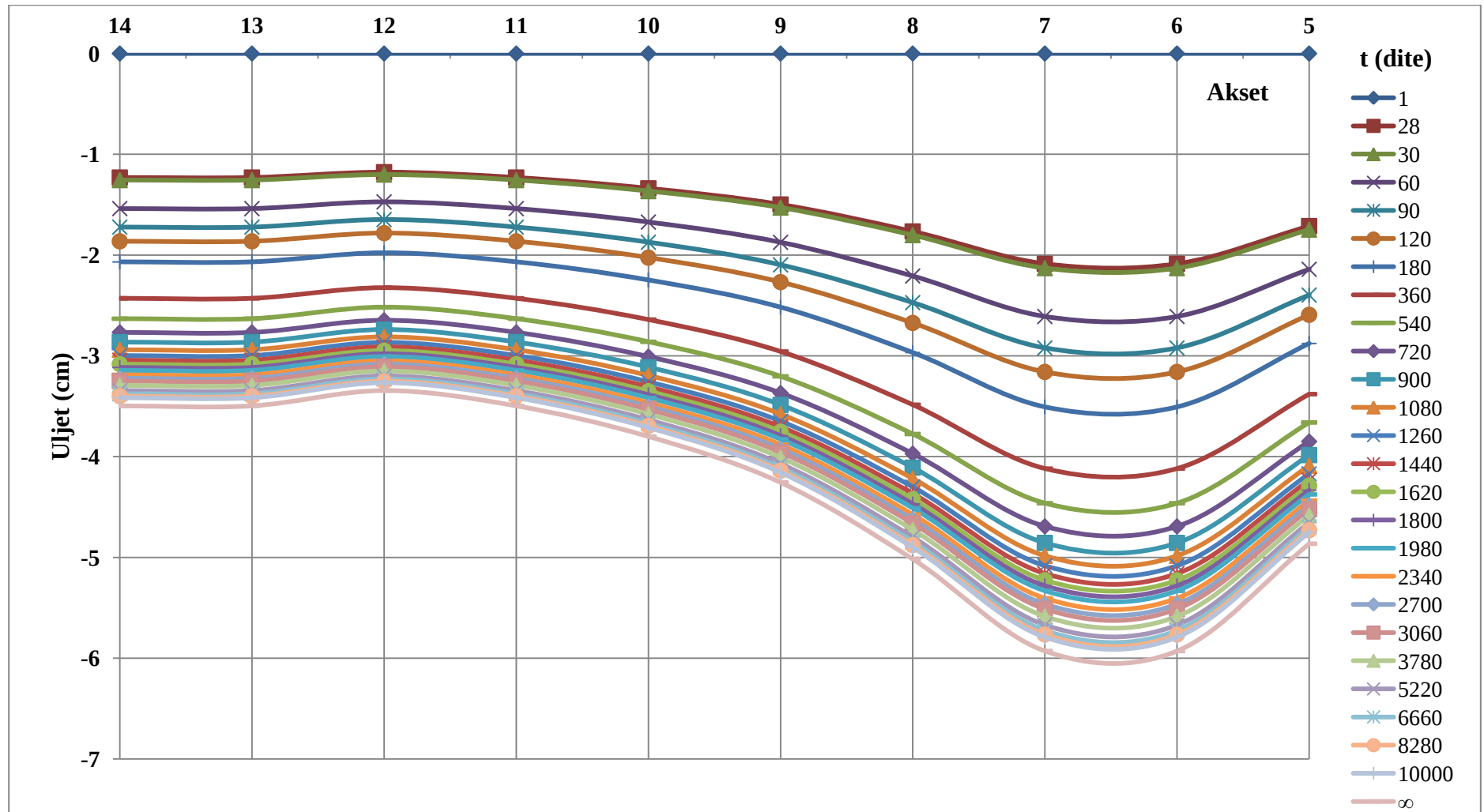


Figura 49: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha për beton C45/55, në skajet e trarëve të mbulesës të bllokut A

Uljet totale (cm), blloku A, për klasë betoni C45/55										
Trau i Aksit	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5
Uljet elastike	-2.40	-2.40	-2.20	-2.40	-2.60	-3.00	-3.40	-4.00	-4.00	-3.20
Ulje def.koh	-3.50	-3.50	-3.34	-3.50	-3.80	-4.26	-5.02	-5.93	-5.93	-4.86
Ulje totale	-5.90	-5.90	-5.54	-5.90	-6.40	-7.26	-8.42	-9.93	-9.93	-8.06
Raporti L/δ	L/179	L/179	L/191	L/179	L/165	L/146	L/125	L/106	L/106	L/131

Tabela 18: Uljet totale (cm), në trarët e mbulesës, (blloku A).

Nga tabela e mësipërme (Tabela 18) dhe figura e mëposhtme (Figura 50), vërehet që vlerat totale e uljeve e të gjithë trarëve arrijnë vlera të konsiderueshme dhe jashtë limiteve normative. Veç të tjerave, për trarët nga aksi "5" deri në "9", uljet e shkaktuara nga vetem deformkoha arrijnë vlera jashtë limiteve normative. Pothuajse të gjithë trarët paraqesin vlera problematike në lidhje me estetikën e linjës ballore të mbulesës.

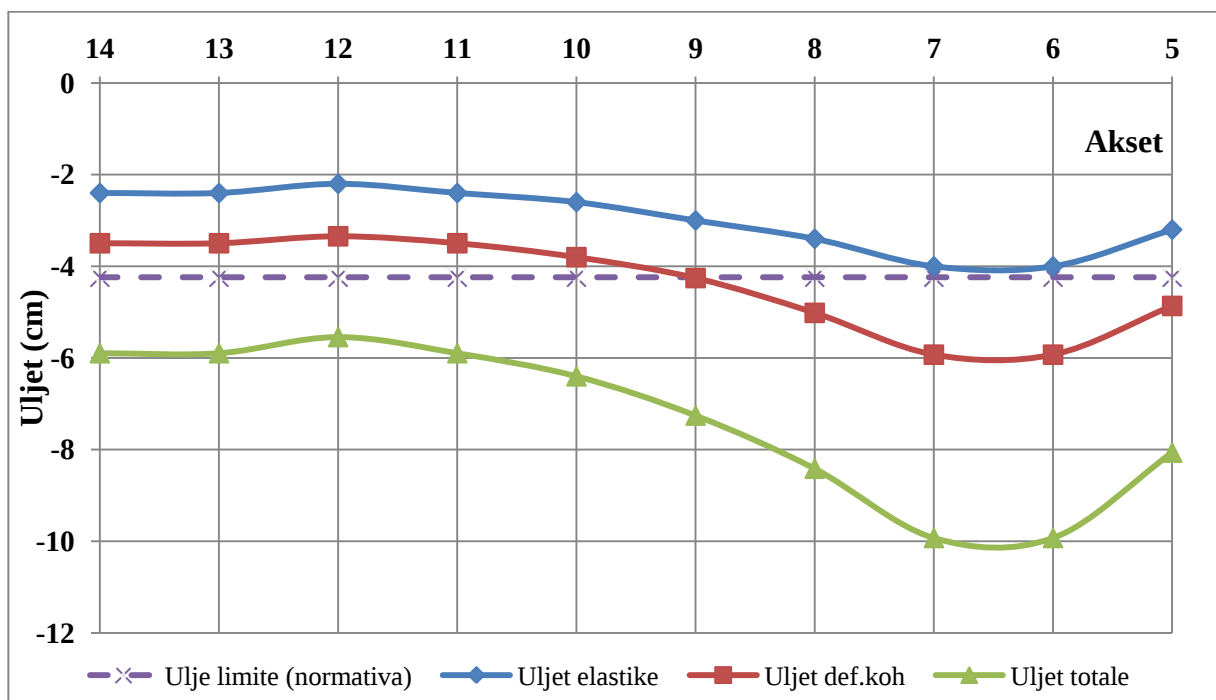


Figura 50: Uljet (cm) në trarët e mbulesës (blloku A), për beton C45/55

Në këtë rast, në ndryshim me rastin kur struktura realizohet me beton C60/75, uljet në trarët e mbulesës janë më të mëdha. Nësë i referohemi traut në aksin "7", ulja maksimale në skajin e konsolit për beton C60/75 ishte 7.26cm dhe në këtë rast ata arrin 9.93cm, d.m.th rritet me 36.7%.

Nëse do procedojmë në të njëjtën mënyrë edhe për trarët e bllokut "B", do kishim:

Uljet maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve të mbulesës (cm), blloku B, klasë betoni C45/55										
t (ditë)	$\phi(t)$	5'	4	3	3/2	2	2/1	RC	X	B
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.535	-1.77	-1.77	-1.66	-1.50	-1.28	-1.18	-1.39	-1.98	-0.46
30	0.546	-1.80	-1.80	-1.69	-1.53	-1.31	-1.20	-1.42	-2.02	-0.47
60	0.669	-2.21	-2.21	-2.07	-1.87	-1.61	-1.47	-1.74	-2.48	-0.58
90	0.749	-2.47	-2.47	-2.32	-2.10	-1.80	-1.65	-1.95	-2.77	-0.65
120	0.810	-2.67	-2.67	-2.51	-2.27	-1.94	-1.78	-2.11	-3.00	-0.70
180	0.899	-2.97	-2.97	-2.79	-2.52	-2.16	-1.98	-2.34	-3.33	-0.78
360	1.056	-3.48	-3.48	-3.27	-2.96	-2.53	-2.32	-2.75	-3.91	-0.91
540	1.144	-3.78	-3.78	-3.55	-3.20	-2.75	-2.52	-2.97	-4.23	-0.99
720	1.203	-3.97	-3.97	-3.73	-3.37	-2.89	-2.65	-3.13	-4.45	-1.04
900	1.245	-4.11	-4.11	-3.86	-3.49	-2.99	-2.74	-3.24	-4.61	-1.07
1080	1.278	-4.22	-4.22	-3.96	-3.58	-3.07	-2.81	-3.32	-4.73	-1.10
1260	1.303	-4.30	-4.30	-4.04	-3.65	-3.13	-2.87	-3.39	-4.82	-1.12
1440	1.323	-4.37	-4.37	-4.10	-3.70	-3.18	-2.91	-3.44	-4.90	-1.14
1620	1.340	-4.42	-4.42	-4.15	-3.75	-3.22	-2.95	-3.48	-4.96	-1.16
1800	1.354	-4.47	-4.47	-4.20	-3.79	-3.25	-2.98	-3.52	-5.01	-1.17
1980	1.367	-4.51	-4.51	-4.24	-3.83	-3.28	-3.01	-3.55	-5.06	-1.18
2340	1.386	-4.57	-4.57	-4.30	-3.88	-3.33	-3.05	-3.60	-5.13	-1.20
2700	1.401	-4.62	-4.62	-4.34	-3.92	-3.36	-3.08	-3.64	-5.18	-1.21
3060	1.413	-4.66	-4.66	-4.38	-3.96	-3.39	-3.11	-3.67	-5.23	-1.22
3780	1.432	-4.73	-4.73	-4.44	-4.01	-3.44	-3.15	-3.72	-5.30	-1.23
5220	1.454	-4.80	-4.80	-4.51	-4.07	-3.49	-3.20	-3.78	-5.38	-1.25
6660	1.468	-4.84	-4.84	-4.55	-4.11	-3.52	-3.23	-3.82	-5.43	-1.27
8280	1.478	-4.88	-4.88	-4.58	-4.14	-3.55	-3.25	-3.84	-5.47	-1.27
10000	1.485	-4.90	-4.90	-4.60	-4.16	-3.56	-3.27	-3.86	-5.49	-1.28
∞	1.520	-5.02	-5.02	-4.71	-4.26	-3.65	-3.34	-3.95	-5.62	-1.31

Tabela 19: Variacioni në kohë i uljeve nga deformkoha në trarët e mbulesës, blloku B

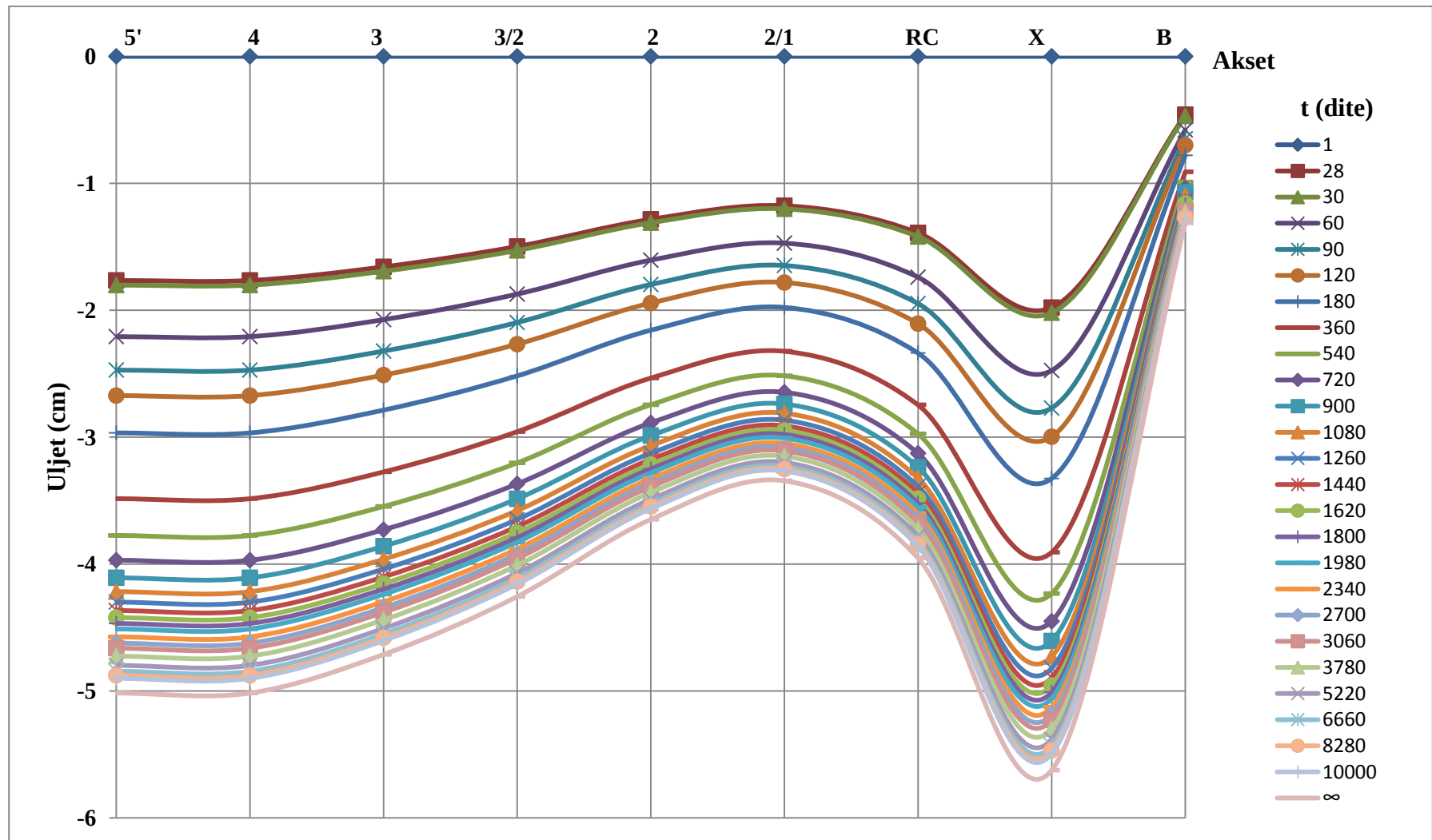


Figura 51: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, për beton C 45/55, në skajet e trarëve të bllokut B

Uljet totale (cm), blloku B, për klasë betoni C45/55									
Trau i Aksit	5'	4	3	3/2	2	2/1	RC	X	B
Uljet elastike	-3.40	-3.40	-3.20	-2.90	-2.50	-2.30	-2.70	-3.80	-1.10
Ulje def.koha	-5.02	-5.02	-4.71	-4.26	-3.65	-3.34	-3.95	-5.62	-1.31
Ulje totale	-8.42	-8.42	-7.91	-7.16	-6.15	-5.64	-6.65	-9.42	-2.41
Raporti L/ δ	L/125	L/125	L/134	L/148	L/172	L/187	L/159	L/202	L/439

Tabela 20: Uljet totale në trarët e mbulesës (blloku B).

Nga tabela e mësipërme (Tabela 20) dhe figura e mëposhtme (Figura 52), vërehet që vlerat totale e uljeve e pothuajse gjithë trarëve arrijnë vlera jashtë limiteve normative. Veç të tjerave, edhe të vetme uljet shkaktuara nga deformkoha në trarët nga aksi 5' deri në 3/2 arrijnë vlera jashtë limiteve normative. Pothuajse të gjithë trarët paraqesin vlera problematike të uljeve në lidhje me estetikën e linjës ballore të mbulesës.

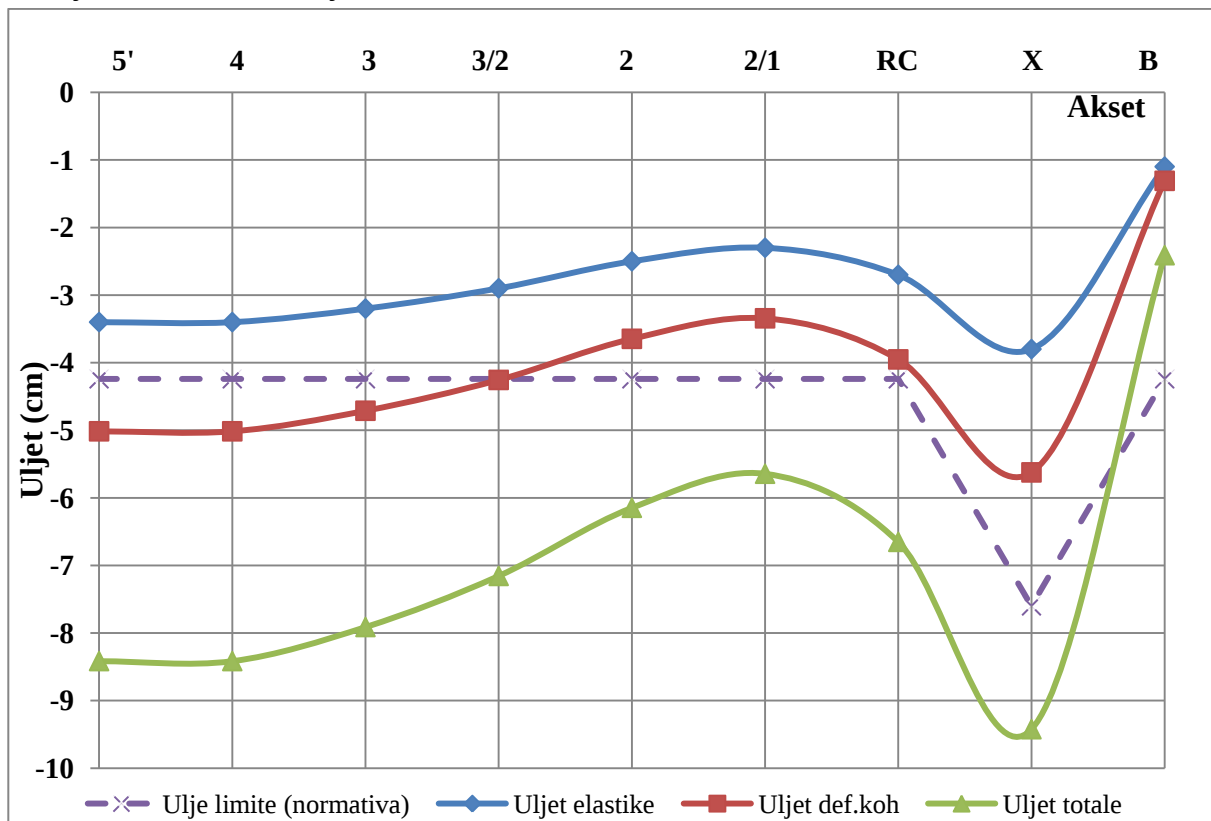


Figura 52: Uljet (cm) në trarët e mbulesës (blloku B), për beton C45/55

Në këtë rast, në ndryshim me rastin kur struktura realizohet me beton C60/75, uljet në trarët e mbulesës janë më të mëdha. Nësë i referohemi traut në aksin "X", ulja maksimale në skajin e konsolit për beton C60/75 ishin 7.26cm dhe në këtë rast ata arrijnë 9.42cm, d.m.th rritet me 29.7%.

4.11 Analiza e forcave të brëndshme nga efekti i deformkohës

Duke patur parasysh që struktura e mbulesës edhe pse mbështetet mbi mbështetje (çerniera), të cilat nuk transmetojnë momente përkulëse në pjesën e kolonave, ajo paraqitet si strukturë statikisht e pacaktuar. Për rrjedhojë, si rezultat i veprimeve të efekteve të deformkohës, kemi detyrimisht një variacion të forcave të brëndshme në strukturë. Në analizën kohore të efektit të deformkohës, realizuar nëpërmjet modelit numerik, përfitojmë diagramat e forcave të brëndshme në strukturë. Në vijim, janë paraqitur disa nga diagramat e momenteve përkulëse maksimale në trarët konsol të mbulesës, për kombinime të ndryshme ngarkesash si dhe nga efekti i deformkohës (për disa nga rastet specifike të saj).

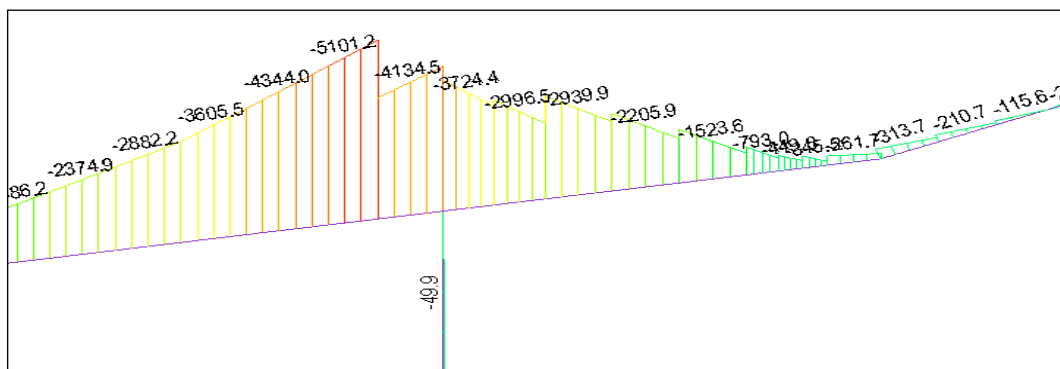


Figura 53: Momentet M_Y (kNm), të traut në aksin 7, Blloku A, (komb.ngs karakteristik) për beton C60/75.

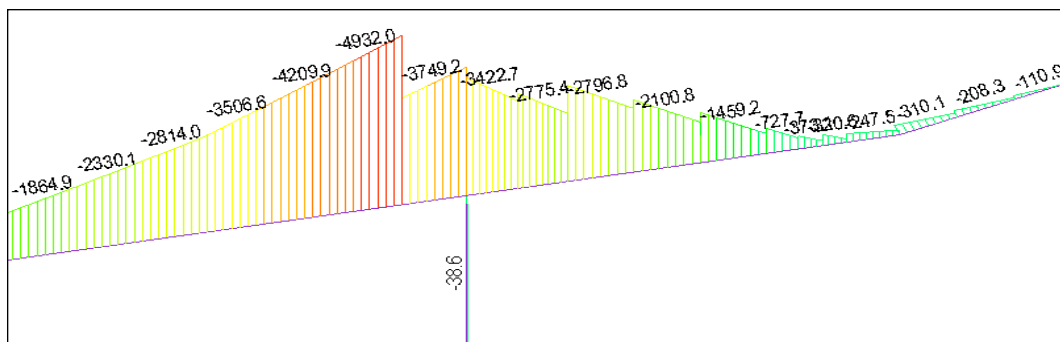


Figura 54: Momentet M_Y (kNm), të traut në aksin 7, Blloku A, (komb.ng. karakteristike + deformkohën) për beton C60/75.

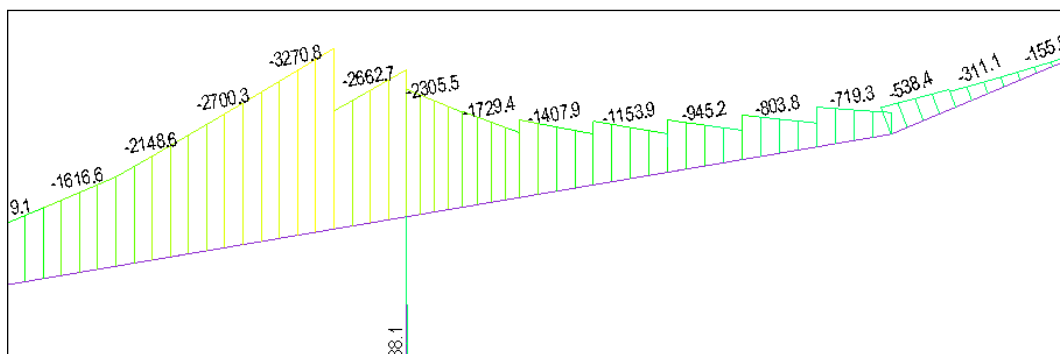


Figura 55: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin 10, Blloku A, (komb.ng. karakteristike), për beton C60/75.

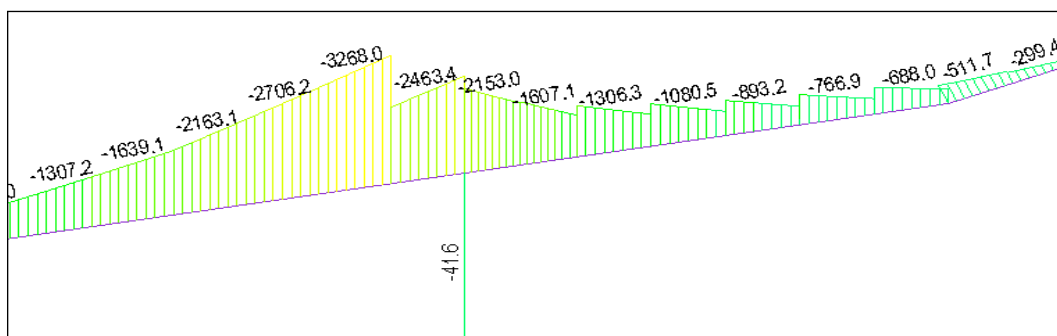


Figura 56: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin 10, Blloku A, (komb.ng. karakteristike + deformkohën), për beton C60/75.

Në tabelën e mëposhtme, janë paraqitur vlerat e momenteve maksimale, duke konsideruar efektet elastike ($t=0$) si dhe të momenteve duke marrë në konsideratë edhe efektet e deformkohës, për një periudhë kohore $t=27$ vite.

Blloku	Aksi	$M_{Y(t=0)}$ (kNm)	$M_{Y(t=27 \text{ vite})}$ (kNm)	ΔM_Y (kNm)	ΔM_Y (%)
A	10	-2662.7	-2463.4	199.3	7.48%
	7	-4134.5	-3749.2	385.3	9.32%
B	X	-3589.0	-3353.9	235.1	6.55%

Tabela 21: Momentet maksimale në trarët e mbulesës (akset 7;10;X), për beton C60/75

Në vijim janë paraqitur epjurat e momenteve, për traun në aksin "X", të bllokut B, për dy rastet; rastin e kombinimit të ngarkesave karakteristike dhe të kombinimit të ngarkesave karakteristike dhe efektin e deformkohës.

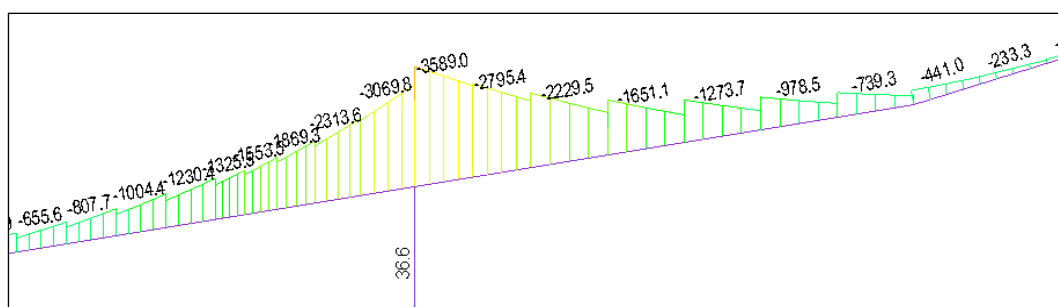


Figura 57: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin X, blloku B; komb. ngarkesave karakteristike C60/75.

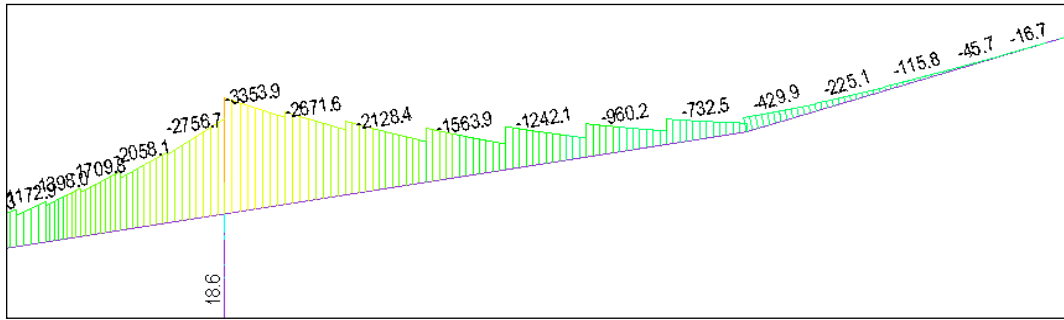


Figura 58: Momenti M_y (kNm), i traut në aksin X, blloku B, komb. ng. karakteristike + deformkoha për beton të klases C60/75.

Ndërsa ecuria në kohë e vlerave e momenteve maksimale, për seksionet në mbështetje, të trarëve të paraqitur mësipër, jepet në grafikët e mëposhtëm. Vlerat e këtyre momenteve ndryshojnë sipas funksionit të relaksimit, i cili varet nga deformkoha.

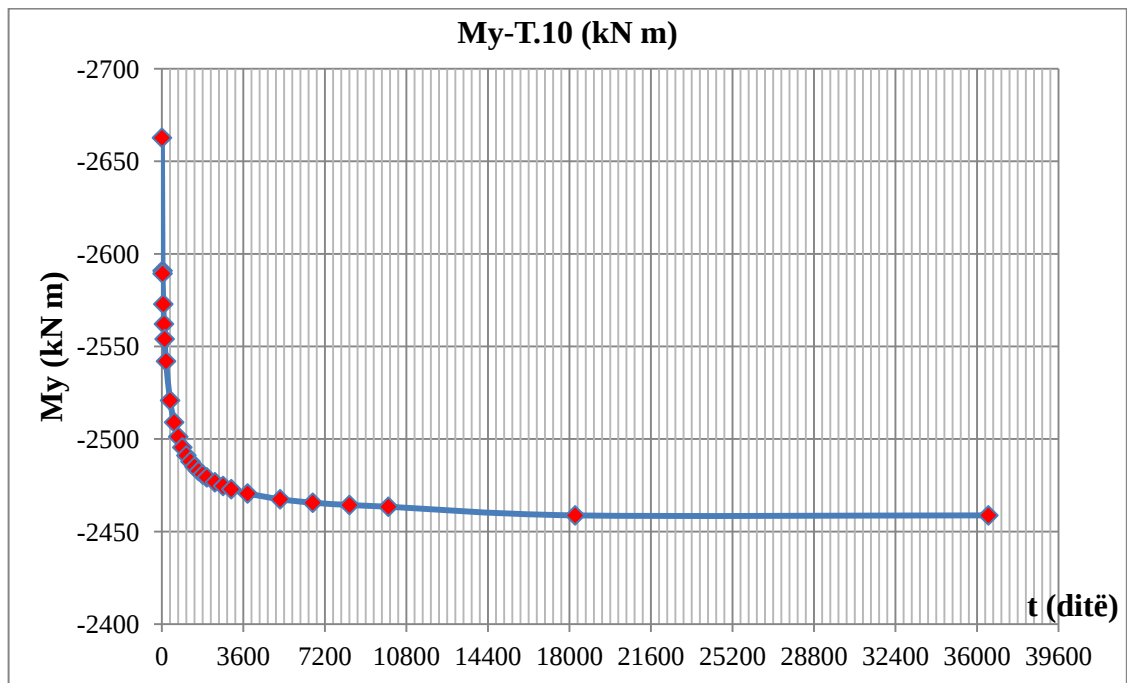


Figura 59: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-10, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75.

Nga grafiku i mësipërm vërehet që momenti maksimal në traun T-10 shaktuar nga efekti i deformkohës pëson një rënie me 7% të vlerës së saj brënda 10 viteve të para.

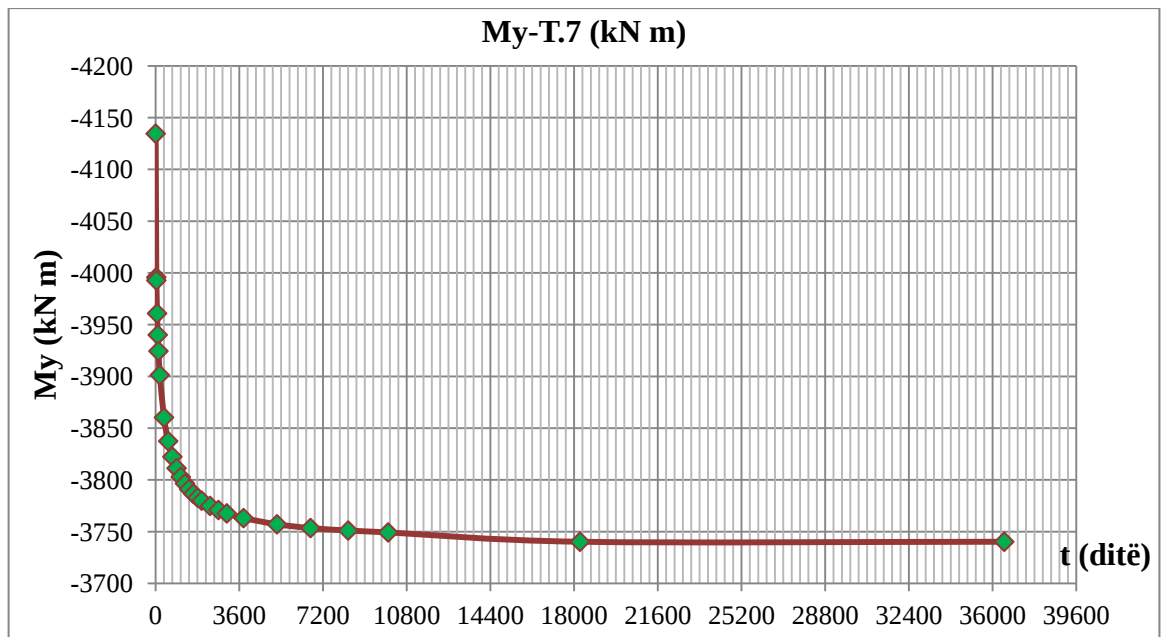


Figura 60: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-7, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75.

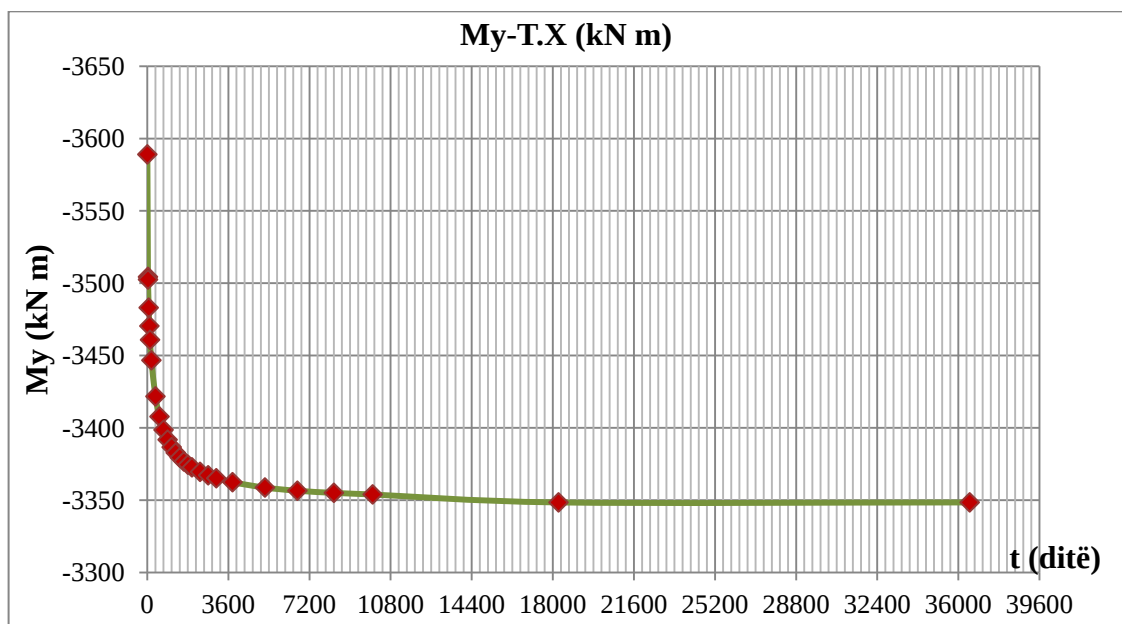


Figura 61: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-X, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75

Nga grafiku i mësipërm vërehet që momenti maksimal në traun T-X shaktuar nga efekti i deformkohës pëson një rënie me 6.5% të vlerës së saj brënda 10 viteve të para.

Bibliografia

- [1] **UNI EN 206 – 1:2006**, Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- [2] **Vlerësimimi i rezistencës karakteristike të betoneve durabël për projektimin e strukturave në Shqipëri**, Buletini i shkencave teknike, Universiteti Politeknik i Tiranës. M.Balilaj, Xh.Aliu, E.Shehu.
- [3] **UNI EN 10080:2005, Acciaio d’armatura per calcestruzzo** – Acciaio d’armatura saldabile. Generalita.
- [4] **UNI EN 20898-2: "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento**. Dadi con carichi di prova determinati. Filettatura a passo grosso". Ottobre 1994.
- [5] **ASM International Handbook Committee**, ASM International, Materials Park, OH, (1990)
- [6] **"L’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30 Marzo 2003"**
- [7] **"Norme tecniche per le costruzioni del 14 Gennaio 2008"**, "NTC 2008"
- [8] **"Rapporto Geologica Geotecnica" prodotta da SO.GE.TEC.** a firma del geologo dr.Fabio Baio
- [9] **"Risorse elettroniche, Settembre 2010"**, Studio Dott. M.Verdina, Bergamo.
- [10] **CEB-FIP (1990)" Comité Euro-International du Béton**, CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Lausanne, Mar., fq. 30-71 (Information Bulletin No. 195).
- [11] **Eurocode 2" EN 1992-1-1:2004 (E)202" ANNEX B** (Informative) Creep and shrinkage strain B.1 Basic equations for determining the creep coefficient
- [12] **EN 1990:2002, Basis of structural design.**

KAPITULLI V

5 EFEKTET E DEFORMKOHËS NË VEPRAT E ARTIT

5.1 Hyrje

Në këtë artikull, studiohen kryesisht problemet e shkaktuara nga efekti i deformkohës në strukturën e një mbikalimi automobilistik me 8 hapësira drite me gjatësi 27m secila, në të cilën mbistruktura e saj do realizohet me trarë të parapërgatitur prej b/armeje në formë "T" të realizuar me teknikën e paranderjes mbas betonimit si dhe soleta e saj dhe nënstruktura do realizohen si struktura monolite. Studimi përfshin: vlerësimin e humbjeve të forcës së paranderjes në trarët e mbistrukturës, vlerësimin e uljeve të mbistrukturës si dhe shkurtimin e pilave, shkaktuar nga fenomeni i deformkohës.

Studimi i sipërpërmendur do mbështetet në modelin numerik me elemente të fundëm të objektit.

5.2 Përshkrimi i objektit

Mbikalimi në fjalë është në proces ndërtimi në një nga nyjet kryesore të rrjetit rrugor dhe pikërisht në intersektimin e Unazës së Madhe Tiranë me Rugën e Kavajës. Ky mbikalim përbëhet nga dy struktura (mbikalime) paralel njëra me tjetrën, për secilin sens lëvizjeje. Secila prej tyre përfshin nga dy korsi lëvizjeje, të cilat do i shërbejnë lëvizshmërisë së trafikut në unazë, pa e ndërprerë me atë të rrugës së Kavajës.



Figura 62 :Paraqitje e përgjithshme e zonës së ndërtimit

Gjatësia e përgjithshme e mbikalimit është 216m dhe përbëhet nga 8 hapësira, secila me gjatësi 27m. Gjërësia e secilës pjesë është 10.7m ku përfshin:

2x3.5m–korsi kalimi, 2x1m–bankina të shtruara me asfalt, 0.7m+1.0m bordura dhe trotuarë në secilën anë. Distanca më e afërt, mes dy strukturave paralele është 0.6m, e cila siguron uniformitetin edhe me pjesën tjetër të segmentit rrugor.

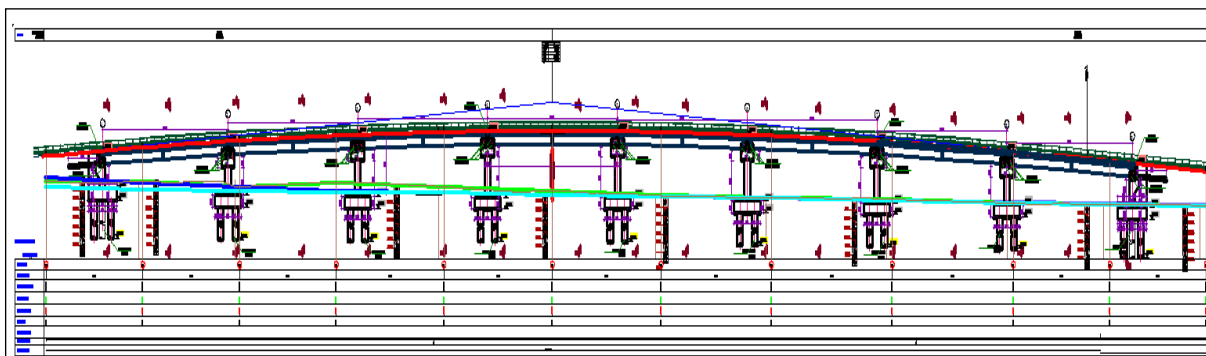


Figura 63 :Profili gjatësor i mbikalimit

Nga studimi gjeologo – inxhinierik rezulton se zona e ndërtimit të kësaj vepre është në kushte të dobëta gjeologjike, që përbëhet nga suargjila të lehta deri surëra që gradualisht kalojnë në rëra me ngjyrë kafe në bezhë, me shumë lageshtirë dhe në gjëndje plastike të butë. Janë pak të ngjeshura dhe shtresat zhavorrore takohen poshtë thellësisë 20 metra. Vlen të theksohet që zona e ndërtimit paraqitet si ish pjesë e shtratit të lumit “Lanë”. Nisur edhe nga rekomandimet gjeologo–inxhinierike, këto kushte kërkojnë realizimin e themeleve me pilota të thella, siç janë parashikuar edhe në zgjidhjen e projektit.

5.3 Përshkrim i përgjithshëm i elementëve ndërtimorë

Struktura e mbikalimit është konceptuar si strukturë beton arme, ku në pjesë të mbistrukturës së tij, trajtohet me elementë beton arme të paranderur. Mëposhtë, paraqitet në mënyrë të përmblodhur përshkrimi i elementeve strukturorë, materialeve ndërtimorë, etj.

5.3.1 Mbistruktura

Mbistruktura e mbikalimit do realizohet nëpërmjet trarëve të parapërgatitur prej betoni të armuar të paranderur, diafragmat tërthore dhe soleta. Trarët e paranderur do realizohen me teknologjinë e paranderjes mbas betonimit, ku seksioni i tyre është në formë “T”, me lartësi 130cm dhe gjërësi nga 50cm për bazën e poshtme deri në 140cm për pjesën e pllakës së sipërme. Pjesa e pllakës së sipërme të trarëve do shërbejë edhe si kallëp në momentin e realizimit të soletës monolite, e cila do realizohet me spesor 20cm. Për secilën hapësirë drite do realizohen nga tre trarë tërthorë (diafragma) me seksion 30x120cm, të pozicionuara dy në secilën mbështetje dhe një në mesin e hapësirës. Sigurimi i bashkëpunimit mes trarëve kryesorë dhe soletës, bëhet nëpërmjet armaturës shtesë në pjesën e pllakës së sipërme, “në trajtën e stafave” e cila vendoset paraprakisht për këtë qëllim që në momentin e betonimit të këtyre trarëve. Edhe sigurimi i lidhjes mes trarëve tërthore dhe kryesore bëhet nëpërmjet vendosjes së armaturës së trarëve tërthorë në vrimat e trarëve kryesorë, të lëna për këtë qëllim.

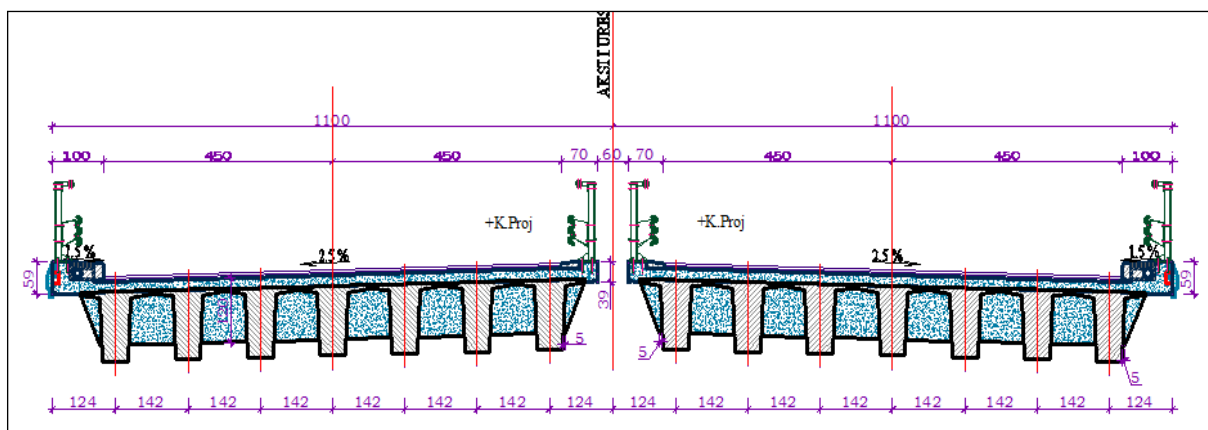


Figura 64 :Prerja tërthore e mbistrukturës së mbikalimit

Secila pjesë e mbikalimit përfshin vendosjen e 7 trarëve kryesorë, të cilat vendosen në disnivele të caktuara për të siguruar pjerrësinë tërthorë të seksionit.

Për realizimin e trarëve kryesore të paranderur do përdoret beton C35/45 [1], hekur i zakonshëm S-500 (B) [2] si dhe hekur i paranderur me $R_{sp}=1455/1860N/mm^2$. Për realizimin e trarëve tërthore dhe soletës do përdoret beton C30/37 [1] si dhe hekur i zakonshëm S-500(B)[2].

5.3.2 Nënstruktura

Nënstruktura e mbikalimit, e përbërë nga ballna, pila si dhe themelet përkatëse të tyre do jenë të realizuara prej betoni të armuar, të derdhur në vënd. Mbështetur edhe në studimin gjeologo–inxhinierik, themelet e mbështetjeve do realizohen me pilota $d=1.2m$, me thellësi që varion në varësi të formacionit 23–25–27m. Secili nga themelet e pilave përbëhet nga 6 pilota ndërsa themelet e ballnave përbëhen nga 8 copë secila. Jastiku i tufës së pilotave ka një lartësi 1.5m dhe dimensione në plan 11.5x5.9m për ballnat dhe 10.3x5.4m për pilat.

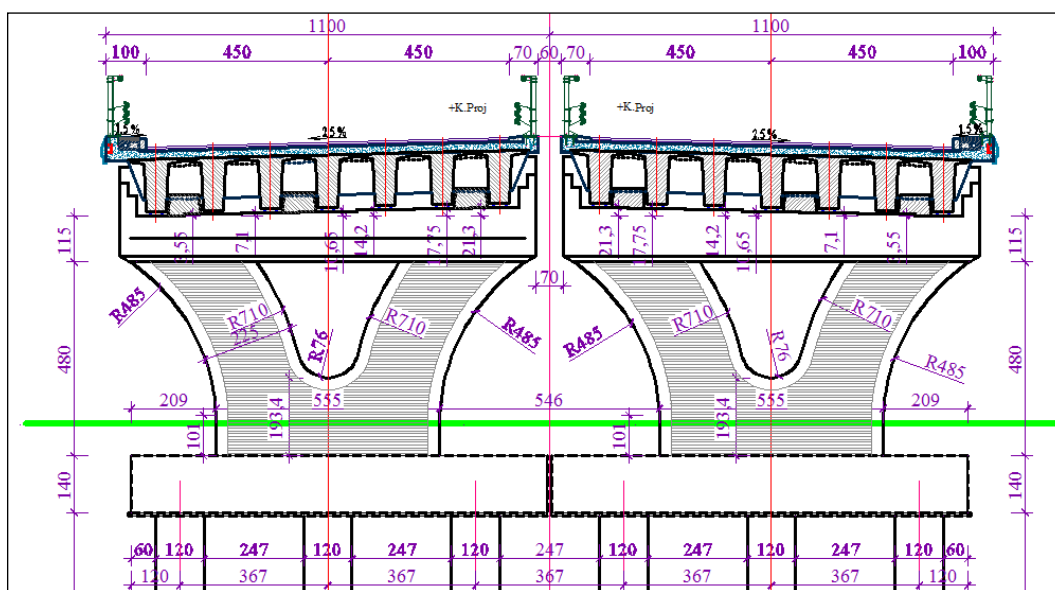


Figura 65 :Pila e mbikalimit

Ballnat e urës do realizohen me mure beton arme masive, me trashësi deri 1.2m. Pilat e urës do realizohen nëpërmjet dy kolonave, në trajtën e shkronjës “Y”, që lidhen sipër me traun

mbështetës së mbistrukturës. Kolonat e pilave kanë seksion me formë katërkëndëshe, me cepa të harkuara, me lartësi 1.2m dhe gjerësi 2.4m. Trau i mbështetjes ka seksion katërkëndësh me gjerësi 2.7 m dhe lartësi variabël 1.15–1.35 m, e cila shërben për pozicionimin e saktë të trarëve në drejtimin tërthorë.

Për realizimin e pilotave, jastikëve dhe ballnave, do përdoret beton C25/30 [1]; për realizimin e kolonave të pilave, trarëve mbështetës së pilave, do përdoret beton C30/37 [1] si dhe hekur i zakonshëm S-500(B) [2].

5.3.3 Ngarkesat e aplikuara [3].

Për llogaritjen e strukturës së objektit është përdorur softi llogaritës "Tower 7", analiza e të cilit është bërë konform normave europiane (Eurokodeve). Ngarkesat e aplikuara në model janë:

a) Ngarkesat e përhershme G_i

- Ngarkesa vetjake e elementëve strukturorë të cilat merren parasysh automatikisht nga programi nëpërmjet peshës vëllimore të betonit $\gamma=2.5 \text{ kN/m}^3$.
- Ngarkesa e shtresave rrugore është marrë $\gamma_{sh}=3.0 \text{ kN/m}^2$ dhe nga parmakët metalike 1 kN/ml .
- Presioni i tokës i aplikuara horizontalisht në muret e ballnave si ngarkesë e shpërndarë, të llogaritura sipas shprehjes $\sigma_t = \gamma \cdot h \cdot k_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$, ku γ —pesha vëllimore e tokës, h —thellësia e aplikimit të presionit dhe k_a —është koeficienti i shtytjes aktive të dheut.

b) Ngarkesat e përkohshme Q_{ik}

- Ngarkesa e përkohshme nga mjetet levizëse, është marrë në bazë të skemë ngarkesës së Eurokodit me Model Ngarkimi "LM – 1", e cila skematikisht jepet mëposhtë [3].

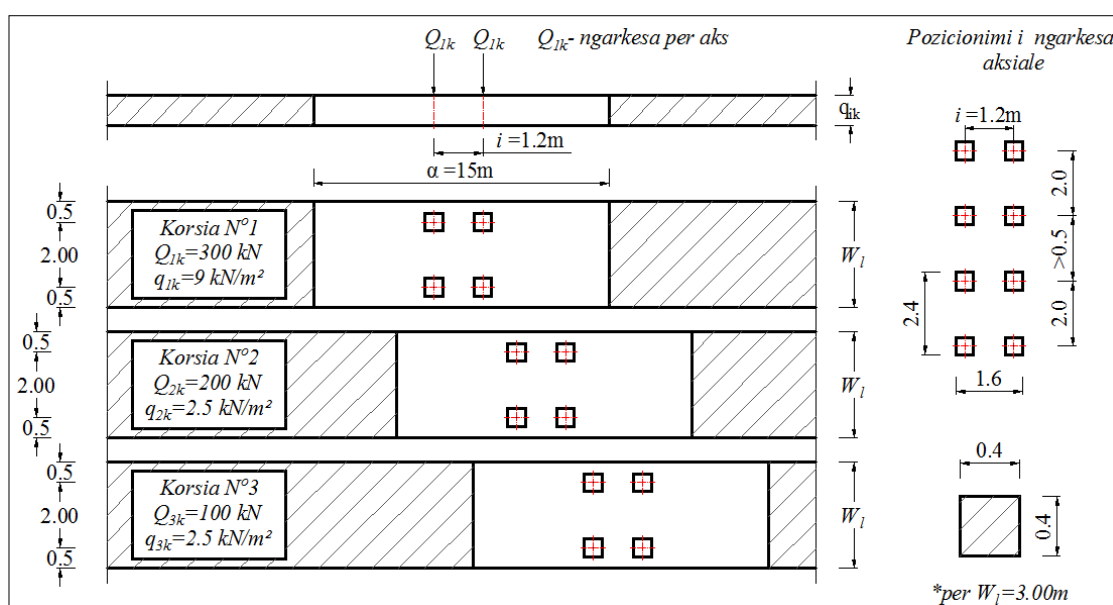


Figura 66 :Skemë ngarkesa nga mjetet levizëse LM-1

Vlerat e ngarkesave aksiale të skemë ngarkesës së dhënë në figurën e mësipërme, merren në tabelën e mëposhtme (Tabela 22). Duhet patur parasysh që rasti ynë përfshin vetëm dy korsi lëvizjeje dhe sipërfaqja mbetëse trajtohet me intensitetin përkatës rekomandues.

Pozicioni	Ngarkesa për aks Q_{1k} [kN]	Ngarkesa e shpërndarë q_{1k} [kN/m ²]
Korsia Nr.1	300	9.00
Korsia Nr.2	200	2.50
Korsia Nr.3	100	2.50
Korsit e tjera	0.00	2.50

Tabela 22 :Vlerat e ngarkesave nga mjetet lëvizëse

- Për verifikime lokale, merret në konsideratë një sistem ngarkesash ose një ngarkesë e vetme në pozicionin më të pafavorshëm, siç rekomandon edhe normativa në fjalë.
- Presionet horizontale të ngarkesave lëvizëse në prizmin e shkatërrimit $\sigma_0 = q_0 \cdot k_a$, ku q_0 –është presioni vertikal, nga ngarkesat e lëvizshme dhe k_a –është koeficienti i shtytjes aktive të dheut.
- Forca e frenimit gjatësor F_f e cila merret konform normativës, aplikohet si ngarkesë horizontale uniformisht e shpërndarë sipas aksit të pjesës kaluese [15]. Vlera e intensitetit të saj për urat e kategorisë së parë, merret nga shprehja e mëposhtme:

$$180kN \leq F_f = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_L \cdot L \leq 900kN$$

Për rastin tonë, forca e frenimit rezulton e barabartë $F_f = 4.2kN / m$

c) Ngarkesa Sizmike A_{Ed} [4], [5], [6].

- Ngarkesa sizmike janë marrë bazuar në spektrin e reagimit sipas Eurokodit, duke patur parasysh karakteristikat:
 trualli klasifikohet si kategoria C, PGA = 0.25g, faktori i rëndësisë $\gamma_i = 1.2$, tipi i spektrit është Tip. 1 (M>5.5) [5], [6], faktori i sjelljes, [4] është marrë $q=2.1$ për veprime horizontale dhe $q=1$, për veprime vertikale dhe shuarja $\eta = 5\%$.
 Metodat e analizës modale për modelin tre dimensional është pranuar CQC për kombinimin e modeve si dhe SRSS për kombinimin e drejtimeve ortogonale të spektrit (veprimi sizmik është aplikuar në të tre drejtimet X, Y dhe Z, për faktin e pranisë së kolonave të pjerrta, elementëve të paranderur, etj)

5.3.4 Modeli llogaritës

Siç u citua mësipër, për llogaritjen e strukturës së objektit është përdorur softi llogaritës “Tower 7” [7], analiza e të cilit është bërë konform normave europiane [4], [8]. Gjatë modelimit është patur parasysh dhënien e të gjithë karakteristikave të nevojshme për elementët strukturorë, konform gjeometrisë, materialeve dhe sjelljes së tyre. Sipas modelit 3-dimensional me elementë

të fundëm, janë përdorur elementë "beam", për pilat, jastëkët, trarët dhe elementë sipërfaqësore "shell", për ballnat dhe soleta.

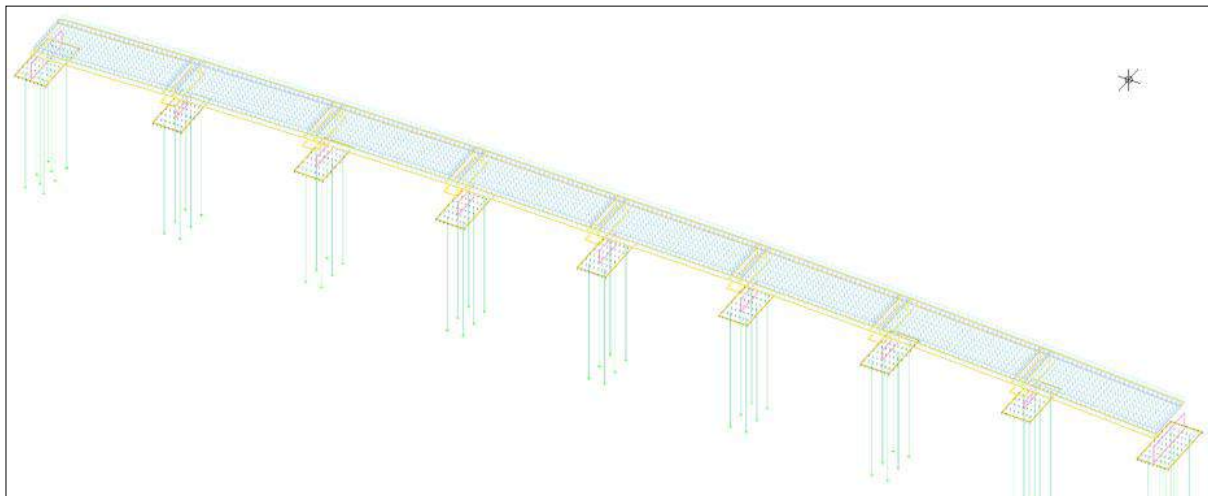


Figura 67: Imazhe nga modeli numerik i mbikalimit

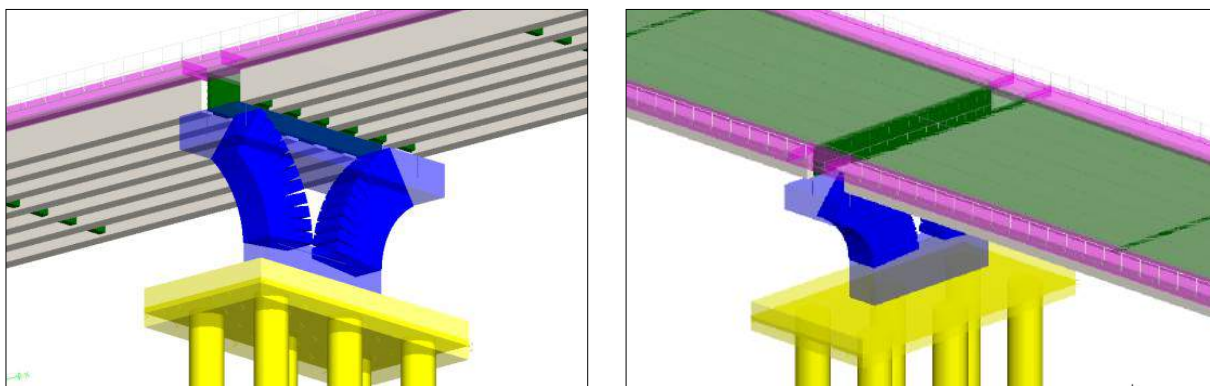


Figura 68: Imazhe të renderizuara nga modeli numerik i mbikalimit

Elementët lidhës midis mbistrukturës dhe nënstrukturës (çernierat e neoprenit), janë modeluar me element "link" me sjellje lineare, ndërsa midis themeleve dhe terrenit nëpërmjet "sustave", me shtangësitë respektive sipas rasteve.

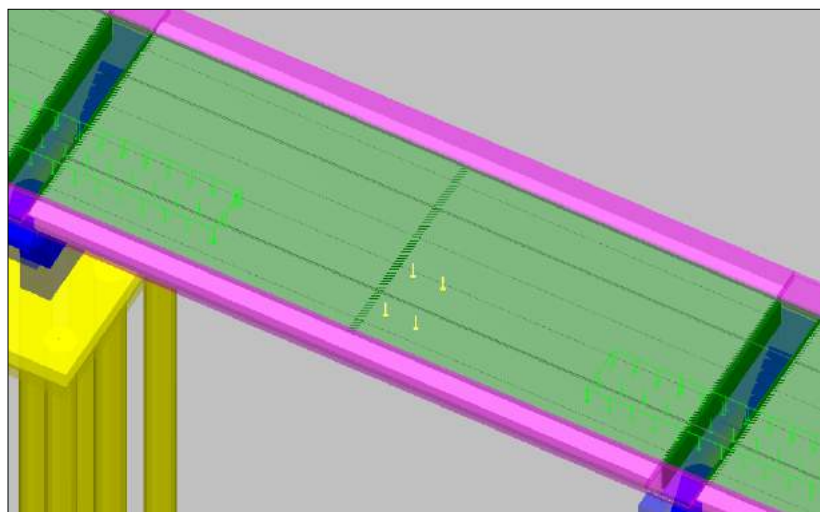
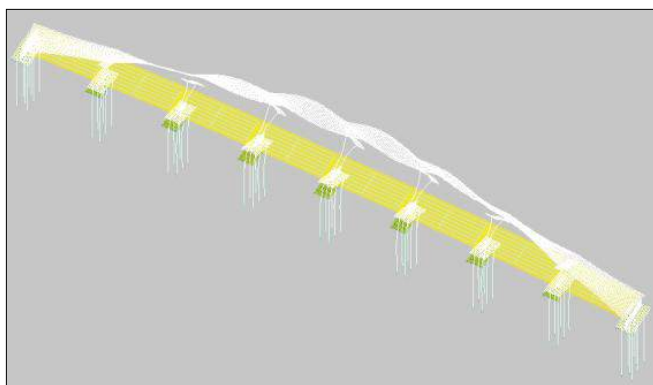


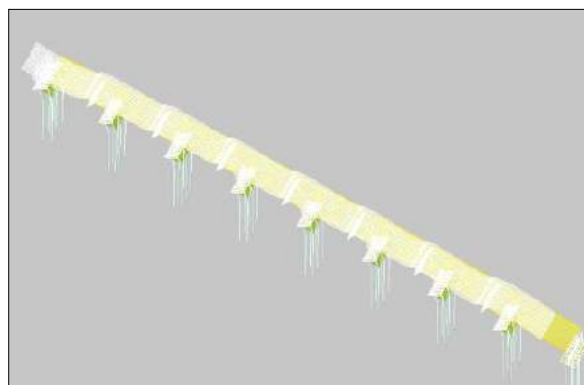
Figura 69: Ngarkesa lëvizëse në mbistrukturë

Në analizën e kampatave të veçanta, në modelin numerik është aplikuar skemë ngarkesa lëvizëse nëpërmjet librarisë standarte të programit. Në këtë librari, mundësohet krijimi i ngarkesave lëvizëse sipas rasteve çfarëdo. Me caktimin e linjave të kalimit të ngarkesave lëvizëse, programi automatikisht bën pozicionimin e saj në intervale të caktuara gjatësie. Shpërndarja e ngarkesave në drejtimin tërthor, arrihet nëpërmjet pozicionimeve dhe kombinimeve të nevojshme, të cilat sigurojnë reduktimin e vlerave të ngarkesave, siç kërkohet nga referencat normative.

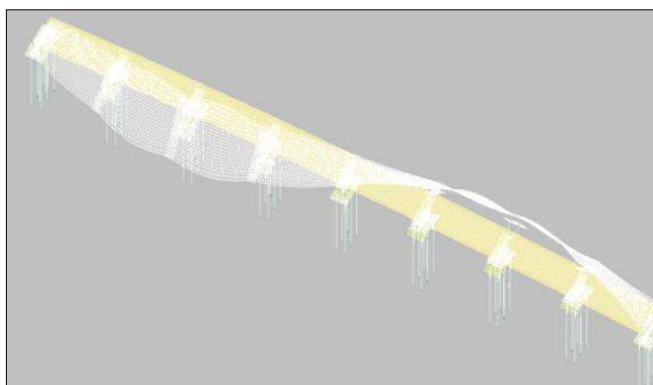
Pjesëmarrja e masave gjatë analizës modale, ka marrë në konsideratë veç ngarkesave të përhershme, edhe një pjesë të ngarkesave të përkoshme. Në normativën [4] rekomandohet që për urat automobilistike të kategorisë së parë (me trafik të rënduar), pjesëmarrja në masë e ngarkesave nga mjeteve lëvizëse të jetë në masën 20%. Në rastet e tjera, në ura automobilistike me trafik mesatar dhe të ulët, pjesëmarrja e masave nga mjetet lëvizëse nuk merret në konsideratë. Mëposhtë, janë paraqitur disa nga format e para të lëkundjeve vetjake, të nxjerra nga modeli numerik.



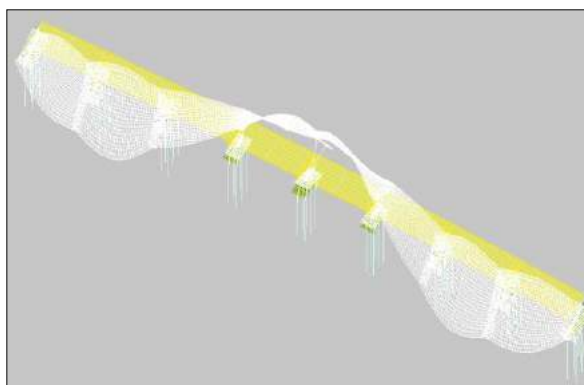
Modi 1; $T=0.442$ sek, $f=2.26$ Hz



Modi 2; $T=0.431$ sek, $f=2.32$ Hz



Modi 3; $T=0.402$ sek, $f=2.49$ Hz



Modi 4; $T=0.327$ sek, $f=3.06$ Hz

Figura 70: Format e para të lëkundjeve vetjake së strukturës

Nga analiza modale shikohet që forma e parë e lëkundjes vetjake është ai i drejtimit tërthor, i cili ka një periudë lëkundëse $T_1=0.442$ sek. Forma e dytë e lëkundjeve është sipas drejtimit gjatësor dhe ka periudë të lëkundjeve $T_2=0.431$ sek. Forma e tretë e lëkundjeve është asimetrike dhe ka periudë të lëkundjeve $T_3=0.4024$ sek.

5.3.5 Kombinimi i ngarkesave

Llogaritjet e strukturës janë realizuar për gjëndjet kufitare të fundme dhe të shërbimit, konform kombinimeve përkatëse.

Për gjëndjen kufitare të fundme (referuar urave të kategorisë së parë), janë marrë në konsideratë kombinimet e mëposhtme [9], [15]:

a) *Kombinimi kryesor (situata normale)*

$$F_d = \sum \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \psi_{1Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_q \psi_{0i} Q_{ki} \quad (2.107)$$

b) *Kombinimi shtesë (situata aksidentale)*

$$F_d = \sum \gamma_g G_k + P_k + \psi_{2Q1} \cdot Q_{k1} + 1 \cdot F_f \quad (2.108)$$

c) *Kombinimi i veçantë (situata sizmike)*

$$F_d = \sum G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.109)$$

ku $\psi_{1Q1} = 1$; $\psi_{2Q1} = 0.8$; $\psi_{21} = 0.2$, për ngarkesat nga mjetet lëvizëse

Për gjëndjen kufitare të shërbimit, janë marrë në konsideratë kombinimet e mëposhtme :

a) *Kombinimi karakteristik*

$$F_d = \sum G_k + P_k + Q_{k1} + \sum_2^n Q_{ki} \quad (2.110)$$

b) *Kombinimi shpeshtë*

$$F_d = \sum G_k + P_k + \psi_{1k} \cdot Q_{k1} + \sum_2^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.111)$$

c) *Kombinimi thuajse i përhershëm*

$$F_d = \sum G_k + P_k + \sum_1^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik} \quad (2.112)$$

ku $\psi_{1k} = 0.4 - 0.75$; $\psi_{2i} = 0.0$, për ngarkesat nga mjetet lëvizëse.

5.4 Analizimi i problemeve të deformkohës

Për objektin e marrë në studim, efektet e deformkohës lidhen me disa problematika, të cilat ndër më kryesoret paraqiten mëposhtë:

1. Humbja e forcës së paranderjes në kavot e paranderura të trarëve kryesore të mbistrukturës.
2. Uljet e mbistrukturës.
3. Deformimi apo shkurtimi i kolonave të mbështetjeje (pilave)

Duhet theksuar që mbistruktura është realizuar me trarë të parapërgatitur, që mbështeten mbi pajisje të veçanta (çerniera) që nuk transmetojnë momente në mbështetje. Skema statike për secilën kampatë është ajo e traut të thjeshtë të mbështetura në çerniera. Soleta, realizohet si soletë e vazhduar, ku në secilën mbështetje vendosen lidhjet e caktuara të cilat realizojnë reduktimin e shtangesisë së saj duke e përshtatur këtë edhe me faktin. Kjo gjë, na siguron që inertësia e seksionit të soletës nuk do ndikojë në shtangësinë në mbështetje të trarëve kryesore të mbistrukturës, e si rrjedhojë nuk do ndikonte shumë në skemën punuese të saj.

5.4.1 Humbja e forcës së paranderjes në kavot e paranderura të trarëve kryesorë të mbistrukturës

Mbistruktura do realizohet me trarë të parapërgatitur, të realizuar me teknologjinë e paranderjes mbas betonimit. Gjatë dimensionimit dhe verifikimeve në armaturën e paranderur të trarëve, janë marrë në konsideratë edhe humbjet e shkaktuara nga efekti i deformkohës në forcën e paranderjes.

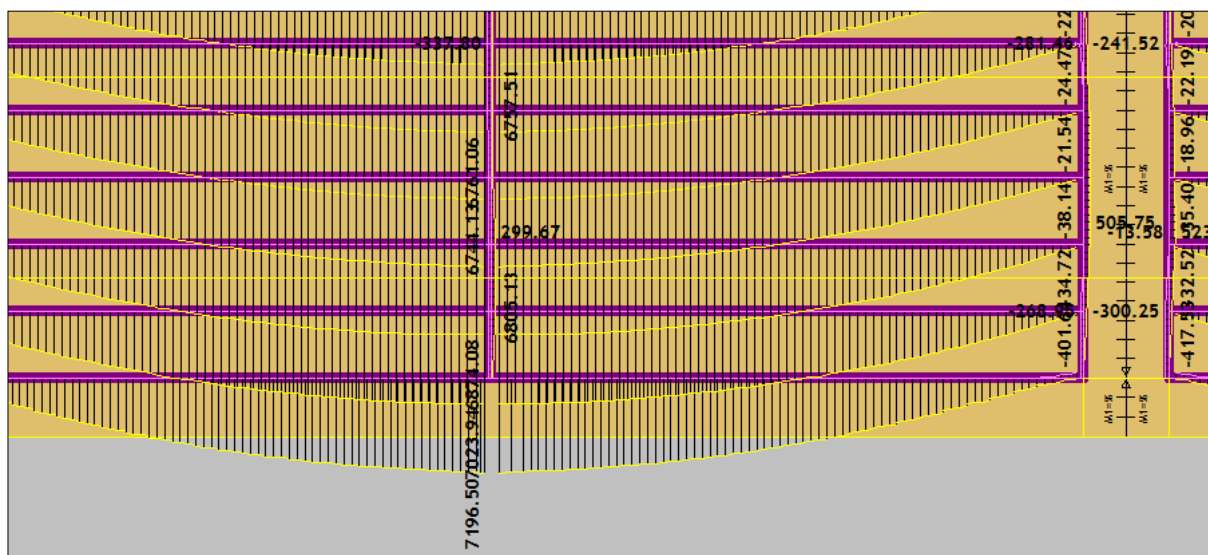


Figura 71: Diagrama e momenteve maksimale në trarët e mbistrukturës

Nëse i referohemi diagramës së momenteve maksimale së trarëve të mbistrukturës, të paraqitur mësipër (për gjëndjen kufitare të fundit), rezulton që momenti maksimal për njërin nga trarët anësorë (pa përfshirë efektin e kavove të paranderjes) në mesin e kampatës është 7196.5 kN·m.

Nëse në fazë paradimensionimi kemi pranuar që sforcimet tërheqëse në armaturën e paranderur do jenë $\sigma_p^o = 13500 \text{ daN} / \text{cm}^2$. Parashikohen të vendosen 3 kavo me nga 12 gërsheta ($A_{s1\text{gersheta}} = 139 \text{ mm}^2$), forca e paranderjes për secilën kavo do jetë 225 ton. Brenda programit llogaritës, ofrohet mundësia e implementimit të kavove, duke i dhënë saktë pozicionet si dhe parametrat përkatës të secilës prej tyre. Nëse do marrim në konsideratë vetëm efektin e këtyre kavove në mbistrukturë, epjura e momenteve në trarët e mbistrukturës, rezulton si në figurën e mëposhtme.

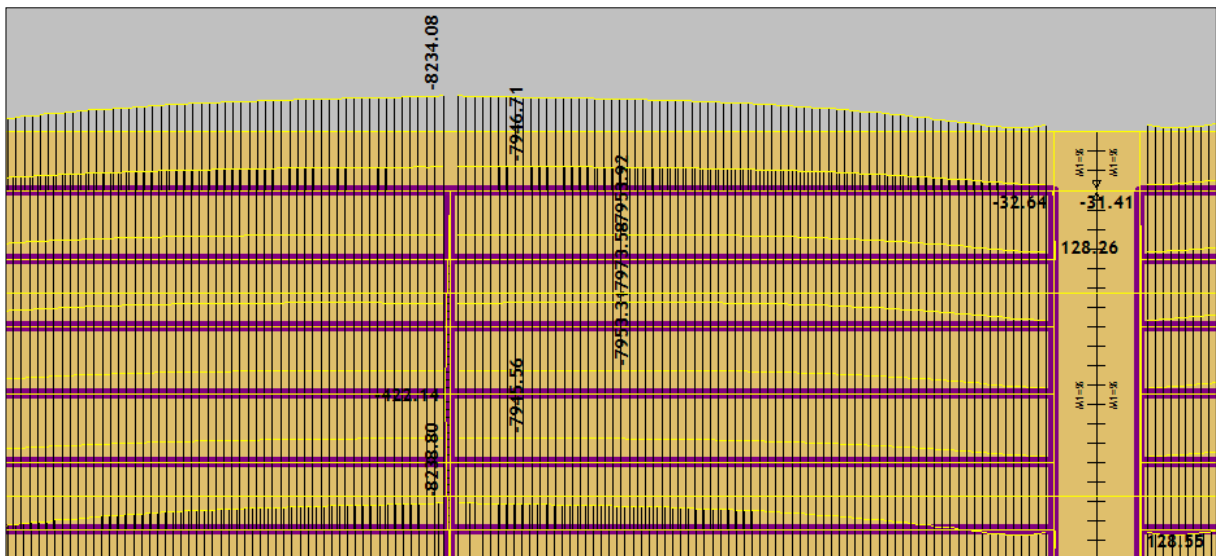


Figura 72: Diagrama e momenteve maksimale në trarët e mbistrukturës nga kavot e paranderura

Ndryshe nga diagrama e momenteve nga forcat e jashtme e paraqitur mësipër Figura 71, në diagramën e momenteve rezistente të paranderjes së kavove Figura 72, e cila është e pozicionuar nga sipër për faktin që shtypen fibrat e poshtme të traut dhe tërhiqen të sipërmet. Nëse marrim shumatoren e tyre, diagrama shumatore rezulton me pak rezerva, e pozicionuar nga sipër.

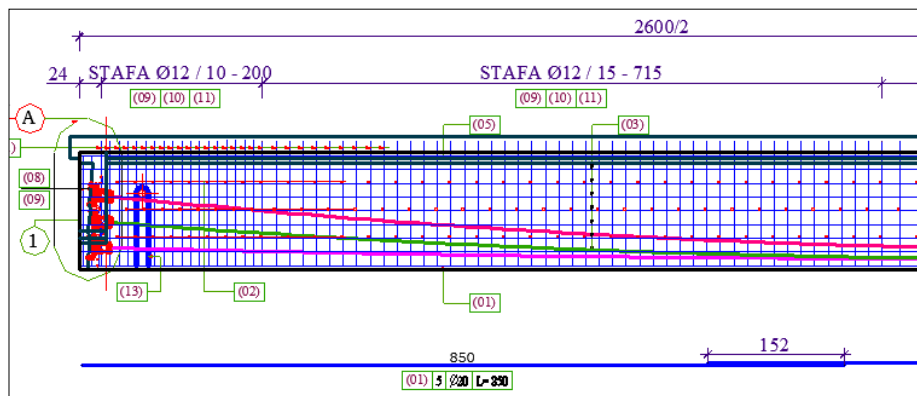


Figura 73: Pamje gjatësore e armimit dhe kavove të paranderjes në tra

Gjatë verifikimeve për armaturën e paranderur, janë marrë në konsideratë dy grupet e humbjeve:

- Humbjet e momentit, ku përfshihen humbjet nga: fërkimi, ankorimi, deformimi i betonit;
- Humbjet në kohë, ku përfshihen humbjet nga: tkurrja, deformkoha dhe relaksimi.

Duke patur parasysh që trarët e mbistrukturës do realizohen me beton C35/45 [1], nëse i referohemi paragrafit 2.7 për lagështi relative $RH = 70\%$ dhe për parametra gjeometrike të njëvlefshme me ato të seksionit tërthorë të mbistrukturës, ndërtojmë ligjin e koeficientit të deformkohës [10], i cili jepen grafiksht mëposhtë.

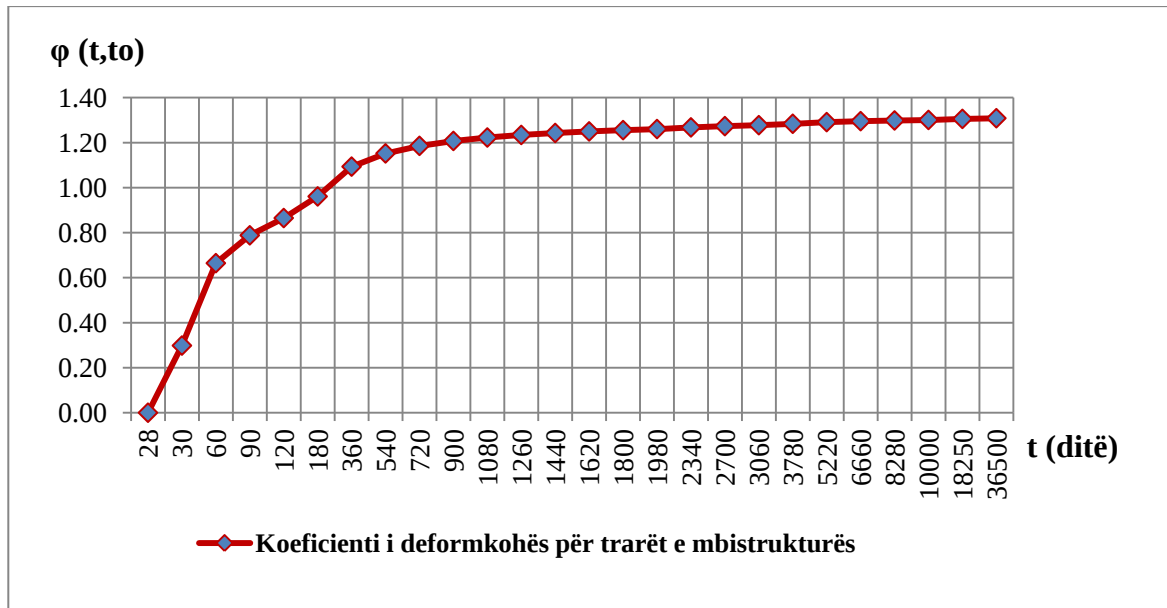


Figura 74: Grafiku i koeficientit të deformkohës për mbistrukturën [10]

Gjatë përcaktimit të koeficientit të deformkohës, vërehet që vlerat e koeficientit të deformkohës final arrin në $\varphi(t_{\infty}, t_0) = 1.31$.

Pranohet, që tërheqjet e kavove të paranderura do bëhen pas 28 ditëve të stazhionimit. Për të llogaritur rëniet e tensionit në armaturën e paranderur, për shkak të deformkohës së betonit, duhet të kihet parasysh që ngarkesat e përhershme (përgjithshme peshën vetjake), veprojnë vetëm mbasi vendosen në vepër.

Në llogaritjet e karakteristikave gjeometrike është marrë parasysh homogjenizimi i sipërfaqes së hekurit të paranderur në sipërfaqe betoni, nëpërmjet raportit të moduleve të elasticitetit përkatës $n = E_p / E_c = 6$ [13].

Humbjet nga deformkoha në kavot e paranderura jepen sipas shprehjes [11]:

$$\Delta\sigma_{p,def} = n \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cs} \quad (2.113)$$

ku, σ_{cs} janë sforcimet në nivelin e armaturës së paranderur.

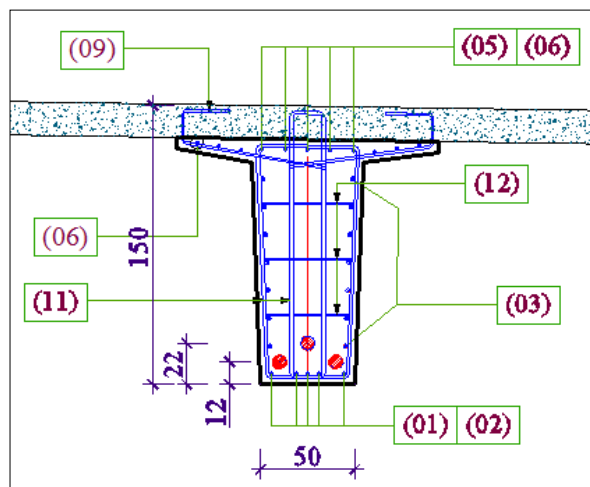


Figura 75: Seksioni tip i traut në mesin e hapësirës të mbistrukturës

Në përgjithësi, ngarkesa e jashtme zvogëlon sforcimet në korespondencë të pozicionit të kavove, me madhësinë [11]:

$$\sigma_{cs} = \frac{P}{A_i} \left(1 + \frac{e}{\rho^2} e_s \right) \quad (2.114)$$

ku:

P – forca e paranderjes finale

A_i – sipërfaqja e seksionit e homogjenizuar

ρ – rrezja e inertësisë së seksionit të homogjenizuar

e_s – jashtëqëndërsia e armaturës në referencë të qendrës së gravitetit të seksionit

e – jashtëqëndërsia e forcës së paranderjes, në referencë të qendrës së gravitetit të seksionit, për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme.

Nëse do shfrytëzonim për thjeshtësi llogaritjeje një nga skedat "Free Softet", mbi verifikimet e seksioneve beton arme të zakonshme dhe të paranderura (VcaSlu) [12], marrim automatikisht vlerën e sforcimeve në beton σ_{cs} në nivelin e kavove të paranderura. Duhet theksuar, humbjet nga deformkoha në kavot e paranderura varen nga deformimi i betonit si rezultat i veprimit në kohë e forcës së paranderjes. Në këto verifikime, është marrë në konsideratë momenti maksimal në mesin e kampatës së traut për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme si dhe një përafrim i seksionit real me atë të një seksioni "T". Të dhënat e gjeometrise së traut, sasitë dhe karakteristikat e materialeve, futen si "input" në skedën llogaritëse.

VERIFIKIMI I SFORCIMEVE NE SEKSION

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	142	30
2	55	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	145

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{Ed} 0 kNm M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione: N° strati cavi 3 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	16.68	138	1080
2	16.68	138	1080
3	16.68	128	1080

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰ f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰ E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83 N/mm² E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm² σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8 τ_{c1} 2.257

Tipo cavo: Trefolo

ε_{su} 67.5 ‰ f_{yd} 1,409 N/mm² E_s/E_c 6 ε_{syd} 7.045 ‰ σ_{s,adm} 1080 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 0 Precompresso

σ_c -5.063 N/mm² ε_s -0.3079 ‰ σ_{sp} 1.055 N/mm² ε_{sp} 5.275 ‰ compressa predef.

Figura 76: Verifikimi i sforcimeve të betonit, në nivelin e armaturës së paranderur[12].

Nga diagrama e mësipërme, vërehet që për momentin maksimal nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme, merret vlera e $\sigma_{cs} = 4.13 \text{ N/mm}^2$. Nëse bëjmë zëvendësimet në shprehjen e mësipërme (2.113), përcaktojmë humbjet e tensionit të paranderjes për seksionin e përzgjedhur, si rezultat i deformkohës, për momente të ndryshme kohore.

- Për $t=90$ ditë, $\varphi(t_{90}, t_0) = 0.79$, kemi :

$$\Delta\sigma_{p,def} = n \cdot \varphi_{(t,t_0)} \cdot \sigma_{cs} = 6 \cdot 0.79 \cdot 4.13 = 19.57 \text{ N/mm}^2$$

- Për $t=360$ ditë, $\varphi(t_{360}, t_0) = 1.09$, kemi :

$$\Delta\sigma_{p,def} = n \cdot \varphi_{(t,t_0)} \cdot \sigma_{cs} = 6 \cdot 1.09 \cdot 4.13 = 27.01 \text{ N/mm}^2$$

- Për $t=1800$ ditë (~ 5 vite), $\varphi(t_{1800}, t_0) = 1.26$, kemi :

$$\Delta\sigma_{p,def} = n \cdot \varphi_{(t,t_0)} \cdot \sigma_{cs} = 6 \cdot 1.26 \cdot 4.33 = 31.22 \text{ N/mm}^2$$

Mëposhtë, kemi paraqitur në mënyrë grafike ecurinë e humbjeve dhe të forcës së paranderjes të shkaktuara nga deformkoha, për seksionin më të ngarkuar në njërin nga kavot e trarëve të mbistrukturës.

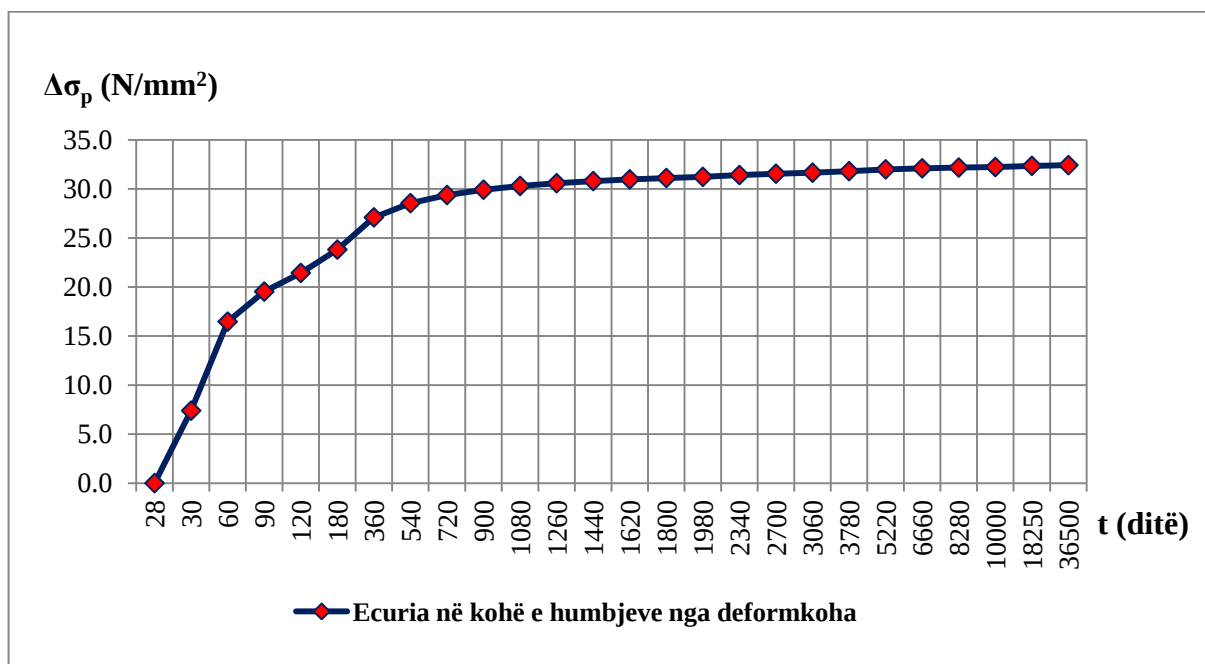


Figura 77: Humbjet (N/mm²), në kavot e paranderura nga deformkoha

Nga grafiku vërehet që humbjet maksimale në momentin kohor $t=100$ vite së sforcimeve në kavot e paranderura arrijnë 32.4 N/mm^2 .

Nëse vlerësojmë humbjen e forcës së paranderjes fillestare, në secilën nga kavot e traut për efekt të deformkohës, shikojmë që vlera e saj zvogëlohet nga 2250 kN në 2195 kN . Kjo do të thotë që humbjet e kavove të paranderjes të shkaktuara nga efekti i deformkohës arrijnë në vlerën rreth 2.4% . E gjithë kjo, e shprehur në vlerë force është rreth 5.4 ton/kavo ose rreth 16.2 ton për të tre kavot e traut.

Në grafikët e mëposhtëm, janë paraqitur ecuria e ndryshimit të forcës së paranderjes në momente kohore çfarëdo.

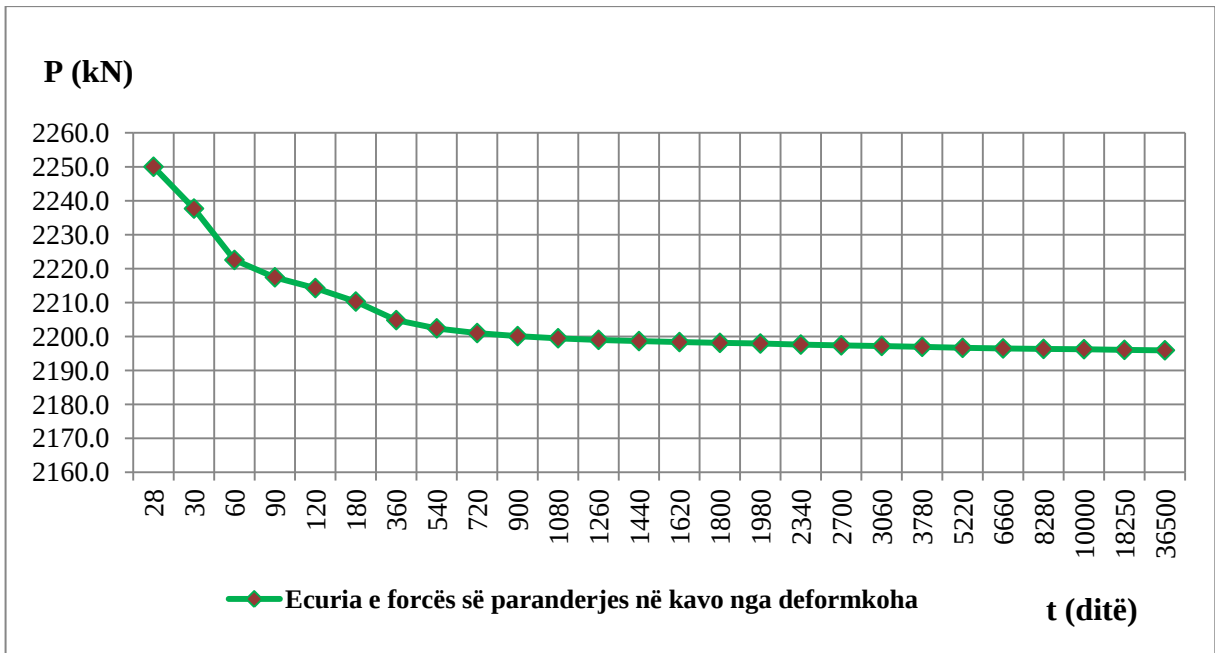


Figura 78: Ecuria e forcës së paranderjes (kN), nga deformkoha

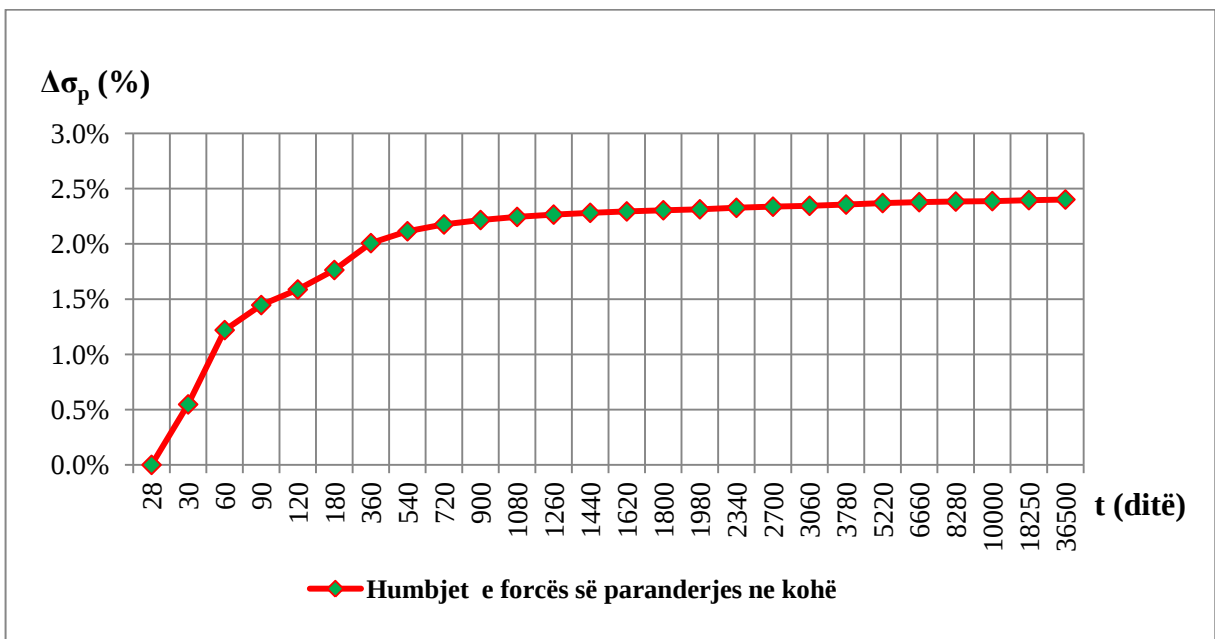


Figura 79: Humbjet (%) e forcës së paranderjes nga deformkoha

5.4.2 Uljet e mbistrukturës

Sipas rezultateve të përfituara nga modeli numerik me elementë të fundëm, vërejmë që uljet elastike në mbistrukturë, për shkak të ngarkesave thujse të përhershme (pa përfshirë efektin e paranderjes) rezultojnë siç paraqiten në diagramën e mëposhtme Figura 80. Nga diagrama, shikohet që uljet elastike maksimale, në mesin e hapësirës së kampatave të trarëve është 28.93mm.

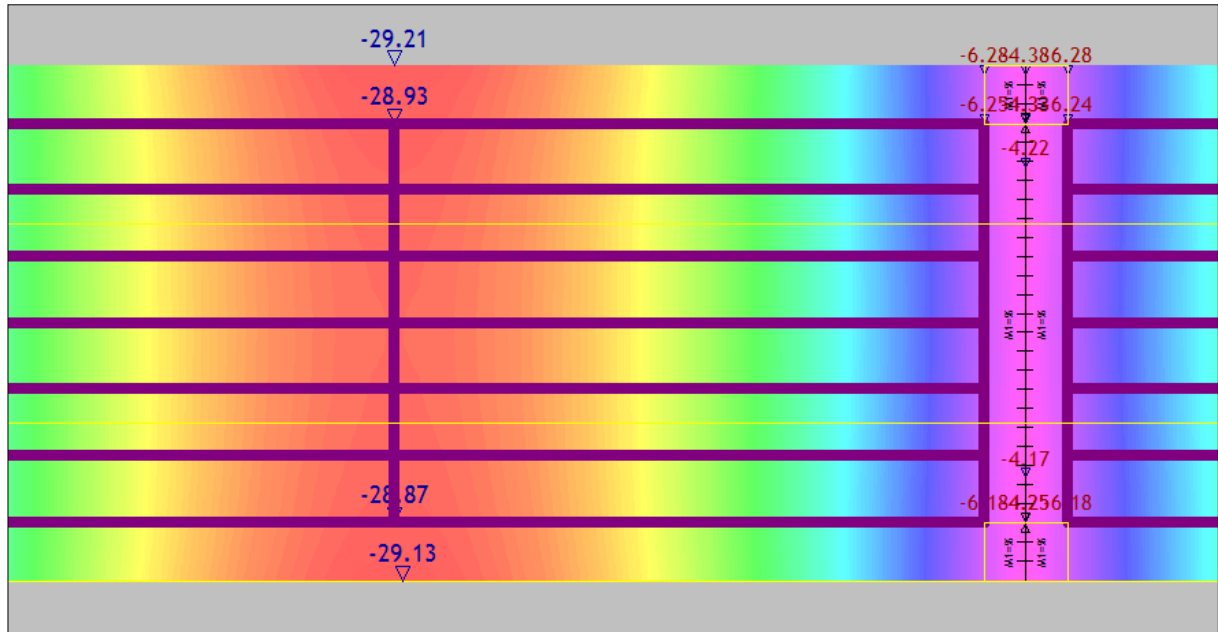


Figura 80: Uljet elastike (mm), në mbistrukturë pa efektin e paranderjes së trarëve

Diagramat e uljeve të paraqitura më sipër dhe në vijim japin vlerat e uljeve në pjesën e sotës së mbistrukturës, të cilat janë të barabarta me uljet që pësojnë edhe trarët e mbistrukturës. Nëse do marrim edhe efektin e paranderjes në secilin nga trarët kryesor të mbistrukturës, diagrama e uljeve të mbistrukturës rezulton të jetë si në vijim:

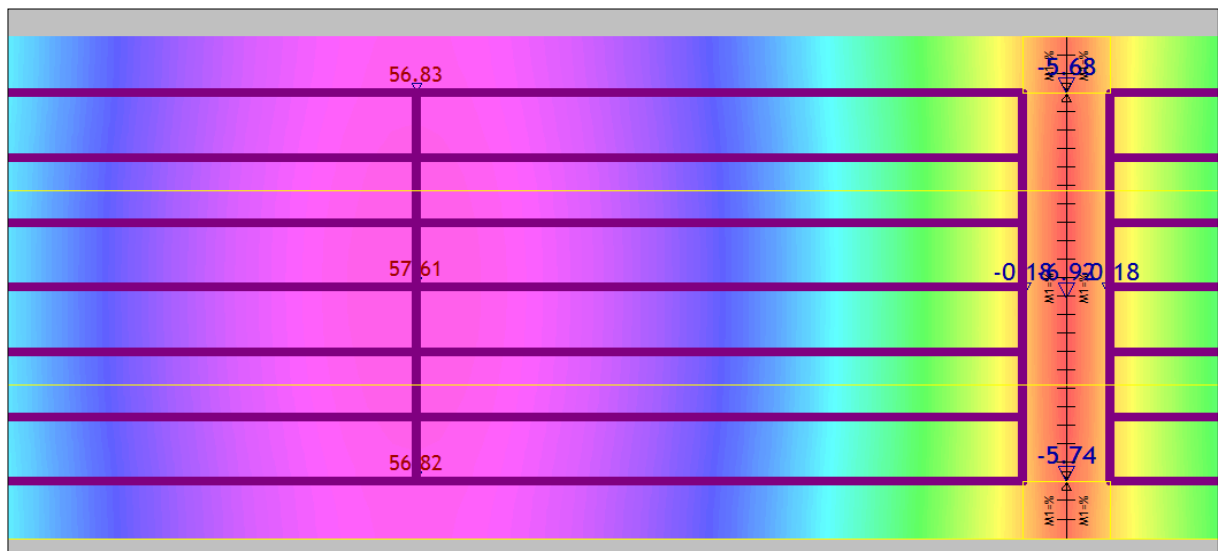


Figura 81: Mbingritja (mm) nga kavot e paranderura

Duke patur parasysh ligjin e deformkohës për mbistrukturën, të pasqyruar në figurën e mësipërme (Figura 74), përcaktojmë vlerat e uljeve të shkaktuara nga deformkoha. Vlerat e uljeve nga deformkoha merren për momente kohore çfarëdo.

Sipas normave europiane, uljet nga deformkoha (paragrafi 2.7), për strukturat b/arme jepet nga shprehja:

$$\delta_v = \delta_{e,per} \cdot \varphi_{(t,t_0)}, \text{ ku } \delta_{e,per} - \text{ulja për ngarkesat e përhershme}$$

$\varphi_{(t,t_0)}$ – vlera limite e koeficienti i deformkohës, i cili merret si mësipër

Nëse i referohemi modelit numerik për llogaritjen e uljeve të mbistrukturës (trarëve kryesore) në mesin e hapësirës, nën veprimin e ngarkesave të përhershme, shikojmë që vlera maksimale e saj është 24.85mm, ndërsa ulja elastike për ngarkesat thuajse të përhershme rezulton 28.93mm. Mbingritja nga efekti i kavove të trarëve të paranderjes është 56.83mm.

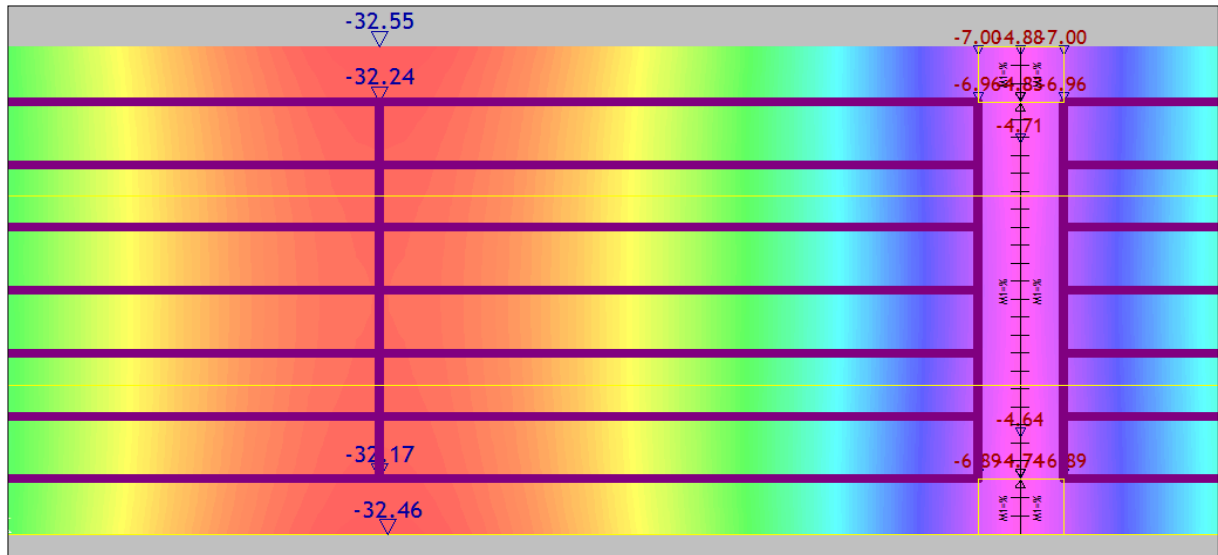


Figura 82: Uljet (mm) të mbistrukturës nga deformkoha, për $t=100$ vite

Uljet e deformkohës lexohen automatikisht në program për një moment kohor çfarëdo, në funksion të zhvillimit në kohë të efektit.

Nëse do analizojmë uljet maksimale të seksionit (në mesin e kampatës), për secilin nga ngarkimet dhe veprimet, përpilojmë tabelën e mëposhtme duke marrë në konsideratë edhe faktorin kohë.

Koha	$\varphi(t,t_0)$	u_{elastike}	$u_{\text{paranderja}}$	$u_{\text{deformkoha}}$	u_{totale}
t (ditë)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
28	0.00	-28.93	56.83	0.0	27.9
30	0.30	-28.93	56.83	-7.4	20.50
60	0.66	-28.93	56.83	-16.5	11.42
90	0.79	-28.93	56.83	-19.5	8.36
120	0.86	-28.93	56.83	-21.4	6.45
180	0.96	-28.93	56.83	-23.8	4.07
360	1.09	-28.93	56.83	-27.1	0.78
540	1.15	-28.93	56.83	-28.6	-0.67
720	1.19	-28.93	56.83	-29.4	-1.50
900	1.21	-28.93	56.83	-29.9	-2.04
1080	1.22	-28.93	56.83	-30.3	-2.42
1260	1.23	-28.93	56.83	-30.6	-2.70

1440	1.24	-28.93	56.83	-30.8	-2.92
1620	1.25	-28.93	56.83	-31.0	-3.09
1800	1.26	-28.93	56.83	-31.1	-3.24
1980	1.26	-28.93	56.83	-31.3	-3.35
2340	1.27	-28.93	56.83	-31.4	-3.54
2700	1.27	-28.93	56.83	-31.6	-3.67
3060	1.28	-28.93	56.83	-31.7	-3.78
3780	1.28	-28.93	56.83	-31.8	-3.93
5220	1.29	-28.93	56.83	-32.0	-4.12
6660	1.30	-28.93	56.83	-32.1	-4.22
8280	1.30	-28.93	56.83	-32.2	-4.30
10000	1.30	-28.93	56.83	-32.3	-4.35
18250	1.31	-28.93	56.83	-32.4	-4.47
36500	1.31	-28.93	56.83	-32.4	-4.55

Tabela 23: Ecuria e uljeve maksimale të mbistrukturës

Nga tabela e mësipërme dhe grafiku i mëposhtëm, shikohet që ecuria e rritjeve të uljeve të deformkohës, sjell edhe rritjen e uljeve totale maksimale. Në periudhën kohore pas 1.3 viteve ($t=450$ ditë) kemi që uljet totale në mbistrukturë arrijnë vlerat pranë vlerës "zero". Gjithsesi prezenca e efektit të mbingritjes nga kavot e paranderjes, kompeson shumën e uljeve të tjera. Duhet theksuar gjithashtu që edhe vlera e uljeve totale është brenda limiteve normative.

Ecuria e zhvillimit të uljeve, në trajtë grafike do paraqitet si në vijim.

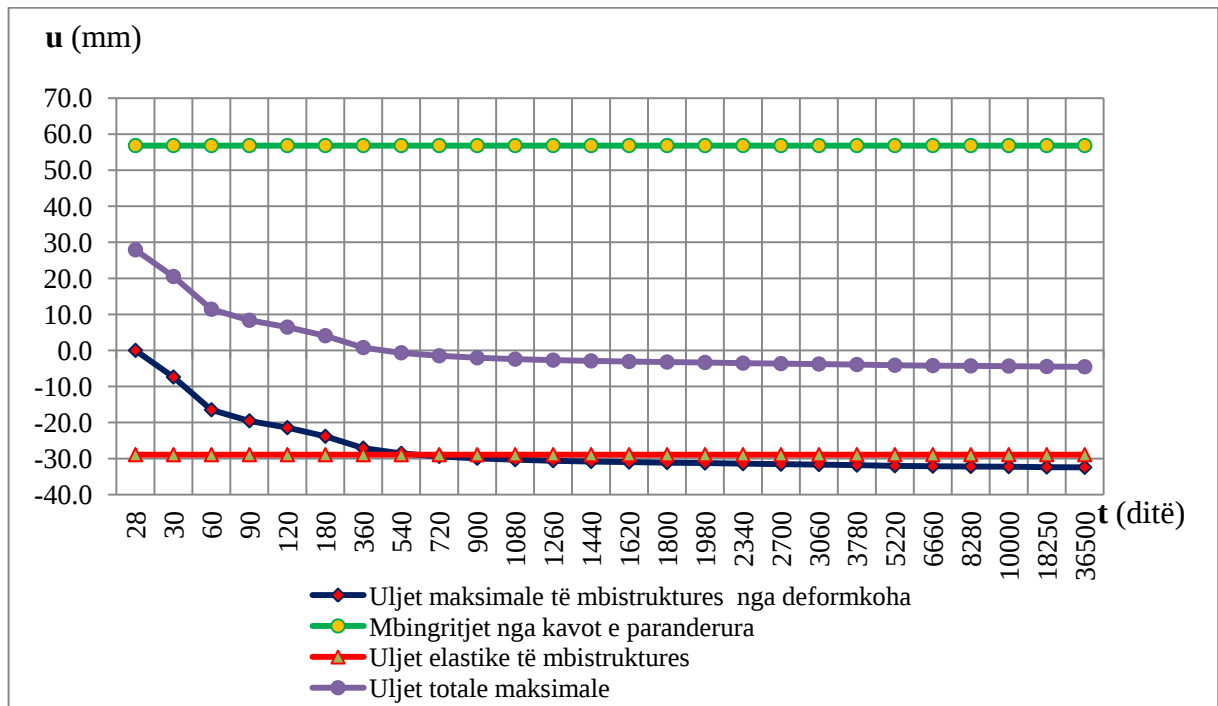


Figura 83: Uljet maksimale (mm) në mesin e hapësirës së mbistrukturës nga deformkoha

• Shkurtimi i pilave nga efekti i deformkohës

Për vlerësimin e uljeve të shkaktuara nga efekti i deformkohës, është e nevojshme që paraprakisht të ndërtohet ligji i koeficientit të deformkohës për secilin nga elementet e pilës. Vlen të theksohet që pila përbëhet nga pjesa e dy kolonave dhe muri, të cilat kanë përmasa të caktuara gjeometrike.

Duke patur parasysh që pila do realizohet me beton C30/37 [1], nëse i referohemi Eurokodit (paragrafi 2.7), për lagështi relative $RH = 70\%$ dhe për parametra gjeometrike të njëvlefshme me ato të seksionit të kolonave, ndërtojmë ligjin e koeficientit të deformkohës për kolonat dhe murin e pilës [10], të cilat jepen grafikisht mëposhtë.

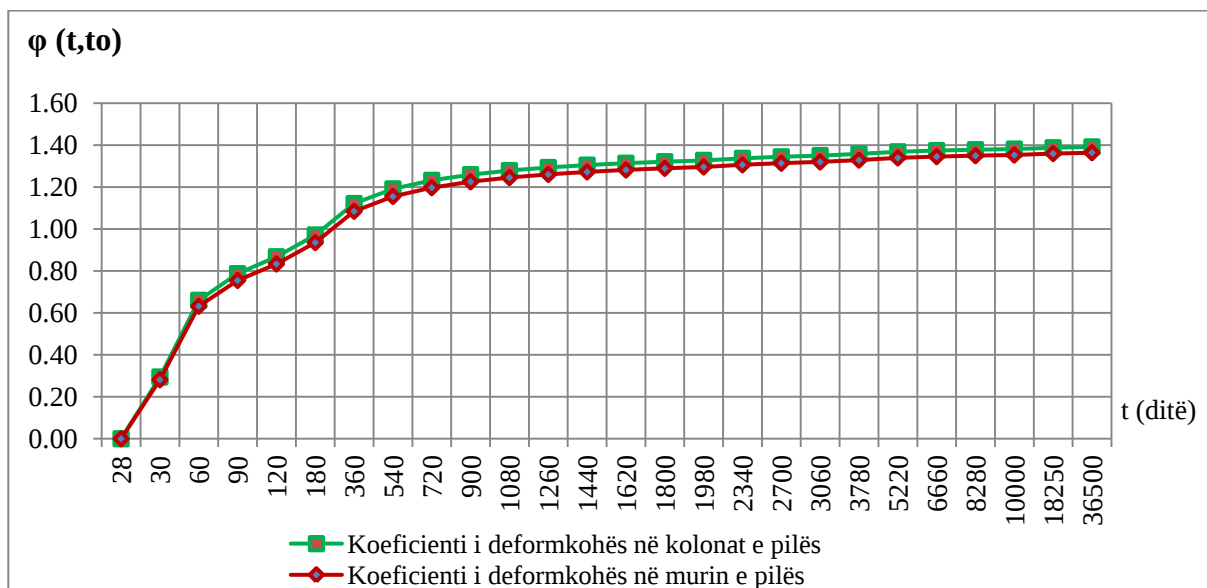


Figura 84: Grafiku i koeficientit të deformkohës për elementët e pilës

Gjatë përcaktimit të koeficientit të deformkohës, vërehet që vlerat e koeficientit të deformkohës janë thuajse të barabarta si për kolonat ashtu edhe për murin e pilës. Vlerat finale të koeficientit të deformkohës janë përkatësisht 1.39 për kolonat dhe 1.36 për muret. Vlerat e koeficientit të deformkohës, implementohen në brendësi të programit nëpërmjet dritares përkatëse të futjes së të dhënave të deformkohës (Figura 85). Efekti, merret parasysh nëpërmjet futjes së koeficientit të përhapjes së deformkohës dhe koeficientit final të deformkohës, përkatësisht $\chi^\infty; \varphi^\infty$ [16]. Programi, gjithashtu na siguron edhe llogaritjen e deformimeve përkatëse të shkaktuara nga tkurrja e betonit, nëpërmjet futjes së koeficientit përkatës. Për efekt të këtij studimi, ne jemi orientuar vetëm në vlerësimin e shkurtimeve të kolonave të shkaktuara nga efekti i deformkohës.

Për përfitimin e vlerave të sakta të uljeve apo shkurtimeve të elementit, procedura e llogaritjes do ishte më e saktë nëse për secilin element, vendoset koeficienti përkatës i deformkohës, që i korespondon gjeometrisë, armimit dhe parametrave të tjerë llogaritës. Nëse procedohet në këtë mënyrë, në futjen e koeficienteve përkatës për secilin moment kohor, përfitojmë rezultatet e shkurtimeve përkatëse në elementet e analizuara.

Përhapja e deformkohës së betonit	$\chi_{\infty} =$	0.80
Koeficienti i zbutjes së betonit	$\phi_{\infty} =$	1.39
Përhapja e tkurrjes së betonit	$\epsilon_s =$	0.34 ‰

☐ Skema e plotë	
☒ Rasti aktual i ngarkimit	
Armim afat-shkurtër	1.50 ‰

☐ Përkulja rreth Aksit 3

Figura 85: Dritarja e futjes së të dhënave të deformkohës [7]

Sipas rezultateve të përfituara nga modeli numerik me elementë të fundëm, vërejmë që shkurtimeve në elementet e pilës për momentin kohor $t=100$ vite, janë si mëposhtë (Figura 86)

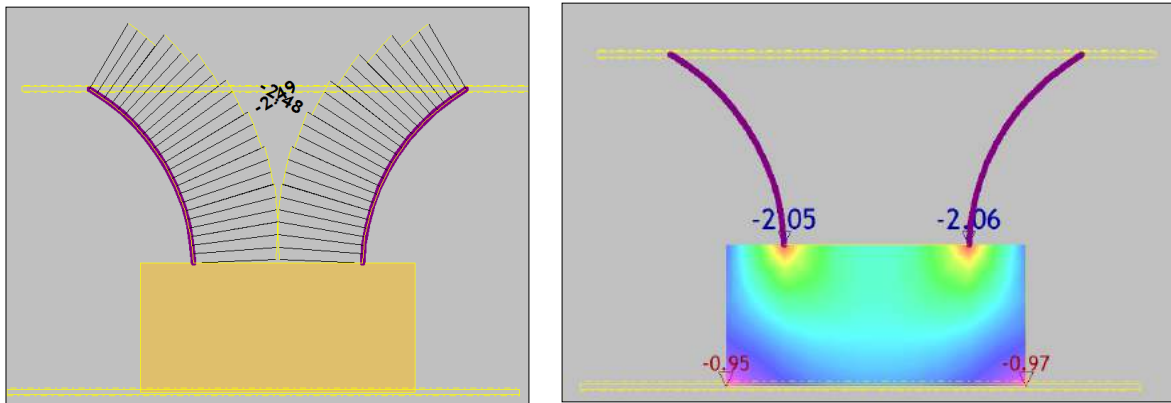


Figura 86. Vlera e shkurtimeve (mm) në elementët e pilës, komb.ngarkesave karakteristike dhe deformkoha, $t=100$ vite

Në diagramat e mësipërme, shohim që deformimet maksimale në kolonat e pilës arrijnë 2.49 mm, ndërsa tek pjesa e murit janë pak më të vogla për shkak të dimensioneve të tij. Nëse kërkojmë të vlerësojmë ecurinë e shkurtimeve në kohë nga fenomeni në fjalë, marrim leximet përkatëse të shkurtimeve në program, në momente kohore çfarëdo dhe përpilojmë grafikun e mëposhtëm.

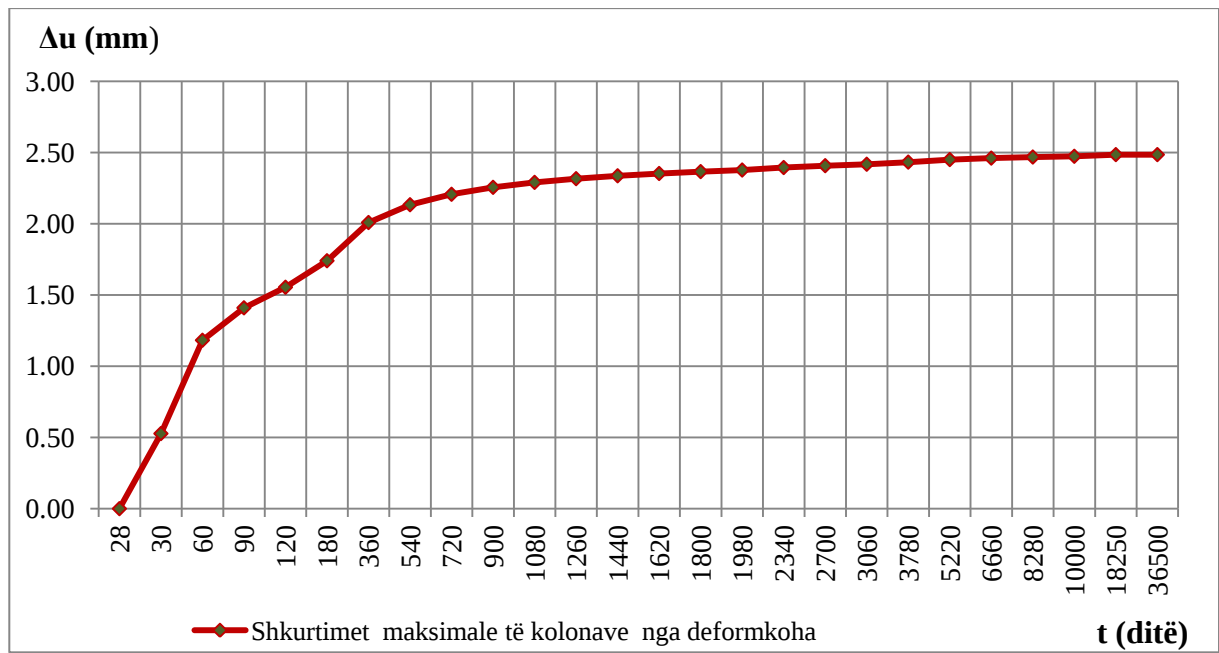


Figura 87. Ecuria e shkurtimeve (mm) në elementët e pilës nga deformkoha

Bibliografia

- [1] **UNI EN 206 – 1:2006**, Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- [2] **UNI EN 10080:2005**, Acciaio d'armatura per calcestruzzo – Acciaio d'armatura saldabile. Generalità.
- [3] **"Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges"** ENV 1991-3:1995 Incorporating corrigendum, February 2010 fq 31-57
- [4] **"EN 1998-2: 2005–Eurokodi, projektimi i strukturave rezistene ndaj tërmetit"** Pjesa 2 – Urat, 2012. fq. 45-60
- [5] **Inxhinieria Sizmike** 2003, Pojani Niko, fq.358÷375.
- [6] **Costruzioni i zona sismica**, Metodi di analisi e criteri di progetto, Seconda Edizione, Castellani Alberto, Faccioli Enzo, fq.21÷27.
- [7] **Radimpex Software, Tower 7**; Static and Dynamic Structural Analysis.
- [8] **EN1992-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Concrete Bridges Design and Detailing Rules.**
- [9] **"Ponti e Viadotti: Nuovi orientamenti per la progettazione di ponti e viadotti"** Marcello Arici, Enzo Siviero, 2005,
- [10] **"Eurocode 2" EN 1992-1-1:2004 (E)202" ANNEX B (Informative) Creep and shrinkage strain B.1 Basic equations for determining the creep coefficient**
- [11] **"Cemento armato precompresso"** Teoria – Esperienze – Realizzazioni, Settima Edizione G.Cestelli.Guidi fq. 170-175
- [12] **Programmi Gratuiti per Ingegneria Civile** (Civil Engineering Free Software) sviluppati con la collaborazione degli studenti da Prof. Piero Gelfi.
http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html
- [13] **"I ponti, Calcoli di progetto, Tecniche costruttive"** Fritz Leonardt, Vol VI
- [14] **"Guida all'uso dell'Eurocodice 2"** Progettazione di strutture in C.A " Vol I+II
- [15] **"I ponti", Analisi-Progettazione-Dimensionamento"** Marco Cavalieri, Andrea Cavalieri
- [16] **Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method** Zdenek P. BAZANT , Journal of the American Concrete Institute April 1972, Vol. 69, p. 212-217

KAPITULLI VI

6 APLIKIMI I MASAVE RIKUPERUESE MBI EFEKTET E DEFORMKOHËS

6.1 Hyrje

Në shembujt aplikative të trajtuara në kapitujt IV dhe V, rezultoi që deformkoha shkakton probleme të mëdha në rastin e studimit të mbulesës së godinës së Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalCementi. Duke qënë se uljet që pësojnë trarët, veç të tjerave janë edhe jashtë limiteve normative, kërkohet që të merren masa ndërhyrëse për eliminimin e këtyre problemeve. Në vazhdim, prezantohet pjesë nga studimi i kryer mbi zgjidhjen teknike të rikuperimit të efekteve të deformkohës nëpërmjet shfrytëzimit të teknologjisë së paranderjes mbas betonimit, ku edhe vete struktura mbajtesë trajtohet si strukturë e paranderur. Duhet theksuar që paralel me studimin e dhënë, për të njëjtin objekt studimi, nga autorë të tjerë, është studiuar edhe zgjidhja teknike për rikuperimin e efekteve të deformkohës nëpërmjet paranderjes por që struktura e saj është trajtuar si strukturë kompozite (pjesë e këtij studimi, jepen në Aneksin e këtij materiali).

6.2 Përshkrimi i elementëve strukturore të analizuar

Për sa i përket efekteve të deformkohës mbi uljet, në studimin tonë do analizohen dy nga trarët e mbulesës së "bllokut A" më gjatësi konsoli 10.6m, si trarë karakteristikë për faktin se i pari prezantohet si më i ngarkuari (në të cilin varen elementet prej betoni te armuar si hijëzues, (brise-soleil) Figura 26 dhe i dyti, me vlera mesatare të forcave të brëndshme. Trarët, që mund të konsiderohen si element "tra tipik" është ai në zonën mes akseve "9" dhe "14" ndërsa si elementi "tra më i ngarkuar", i cili shfaq edhe problemet më të mëdha në lidhje me uljet, është ai i zonës së hijezuesve midis akseve "6" dhe "8". Vlen të theksohet, që në zonën e hijezuesve aplikohet ngarkesa e peshës vetjake të elementëve që arrin deri 42 ton.

Trarët e bllokut "A", Figura 29 të përzgjedhur për studim janë ai i aksit "10" (me vlera mesatare të ngarkesave) dhe tjetri në aksin "7" (si më i ngarkuari). Këta trarë kanë një gjatësi prej 30m në fazën fillestare dhe arrijnë në 43.6m në atë përfundimtare. Ato, kanë seksion të prerjes tërthore drejtkëndësh me lartësi variabël në pjesën e konsolit dhe kostante me dimensione 0,5x1,7m dhe 0,50x1,0 m për pjesët e tjera.

Analizimi i traut kryesor sipas askit "X", në "verteksin" e mbulesës së bllokut "B", që arrin gjatësi 19.0m, nuk është trajtuar për arsye se nuk paraqet vlera të rëndësishme si për natyrën e forcave të brëndshme ashtu edhe për uljet (shiko Tabela 19, Tabela 20 Kapitulli 4). E gjithë kjo, vjen për faktin e bashkëpunimit të traut në fjalë me trarët e tjerë, kushtëzuar kjo nga forma e soletës në skajin e mbulesës. Gjithsesi procedura e ndjekur për dy trarët "karakteristik" të paraqitur mëposhtë, është aplikuar edhe për trarët e tjerë, përfshirë edhe këtë të fundit. Si përfundim i ndërhyrjeve, pritet që deformimet totale përfundimtare të jenë brenda vlerave limite të normave referuese si dhe të sigurohet linja vijëdrejtë e mbulesës.

6.3 Skema statike, ngarkesat dhe hipotezat e llogaritjeve

Skemat statike të trarëve që do merren në studim, janë të tipit tra i thjeshtë mbi dy mbështetje dhe dy konsola në fazën fillestare (momentin e vendosjes në vepër) dhe që ndryshon formë në fazat e ndërtimit (realizimit të mbulesës), në tra me dy konsola dhe tre mbështetje.

Lidhjet mes trarëve dhe kolonave, realizohen me pajisje mbështetëse (çerniera), të cilat nuk transmetojnë momente përkulëse. Në studim, nuk merret në konsideratë bashkëveprimi midis traut dhe pjesës tjetër të strukturës.

Do pranojmë disa faza ndërtimi për trarët e mbulesës, si:

1. Betonimi i trarëve në poligon dhe disarmimi i tyre
2. Fazat tranzitore
 - a) Ngarkimi
 - b) Trasporti
 - c) Depozitimi në kantier
 - d) Vendosja në vepër
3. Tërheqja e kavove, aplikimi i ngarkesave të përhershme strukturore (panele të parapërgatitura, soleta dhe trarë të betonuara në vepër).
4. Aplikimi i ngarkesave të përhershme, të shtresave (termoizolimi, hidroizolimi, etj).

Shkurtimisht në vijim jepen verifikimet për gjëndjet kufitare të fundit apo dhe shërbimit për seksionet e trarëve më të ngarkuara. Nuk janë paraqitur verifikimet e elementëve strukturore për fazat tranzitore përderisa nuk janë të rëndësishme për studimin në fjalë.

Ngarkesat vepruese dhe kombinimet e tyre

Ngarkesat vepruese, janë marrë konform normave, duke patur parasysh kombinimet përkatëse, [1]:

Për llogaritjet dhe verifikimet për gjëndjen kufitare të shërbimeve

Kombinimi thuajse i përhershëm

$$G_{tra} + G_{pan,tr} + G_{perh} + P_{kav} + Q_{var} \cdot \psi_{2,var} \quad (3.1)$$

Kombinimi i shpeshtë

$$G_{tra} + G_{pan,tr} + G_{perh} + P_{kav} + Q_{var} \cdot \psi_{1,var} \quad (3.2)$$

Kombinimi karakteristik

$$G_{tra} + G_{pan,tr} + P_{kav} + G_{perh} + Q_{var} \quad (3.3)$$

Për llogaritjet dhe verifikimet për gjëndjen kufitare të shërbimeve

Kombinimi themelor:

$$G_{tra} \cdot \gamma_g + G_{pan,tr} \cdot \gamma_g + G_{perh} \cdot \gamma_g + P_{kav} \gamma_k + Q_{var} \cdot \gamma_q \quad (3.4)$$

Kombinimi për situata sizmike

$$G_{tra} + G_{pan,tr} + G_{perh} + P_{kav} + Q_{var} \cdot \gamma_p \pm Q_{sis} \quad (3.5)$$

$$\text{ku: } \psi_{1,var,debores} = 0.2; \psi_{2,var,debores} = 0; \gamma_g = 1.35; \gamma_q = 1.5; \gamma_p = 0.85-1.2; \quad (3.6)$$

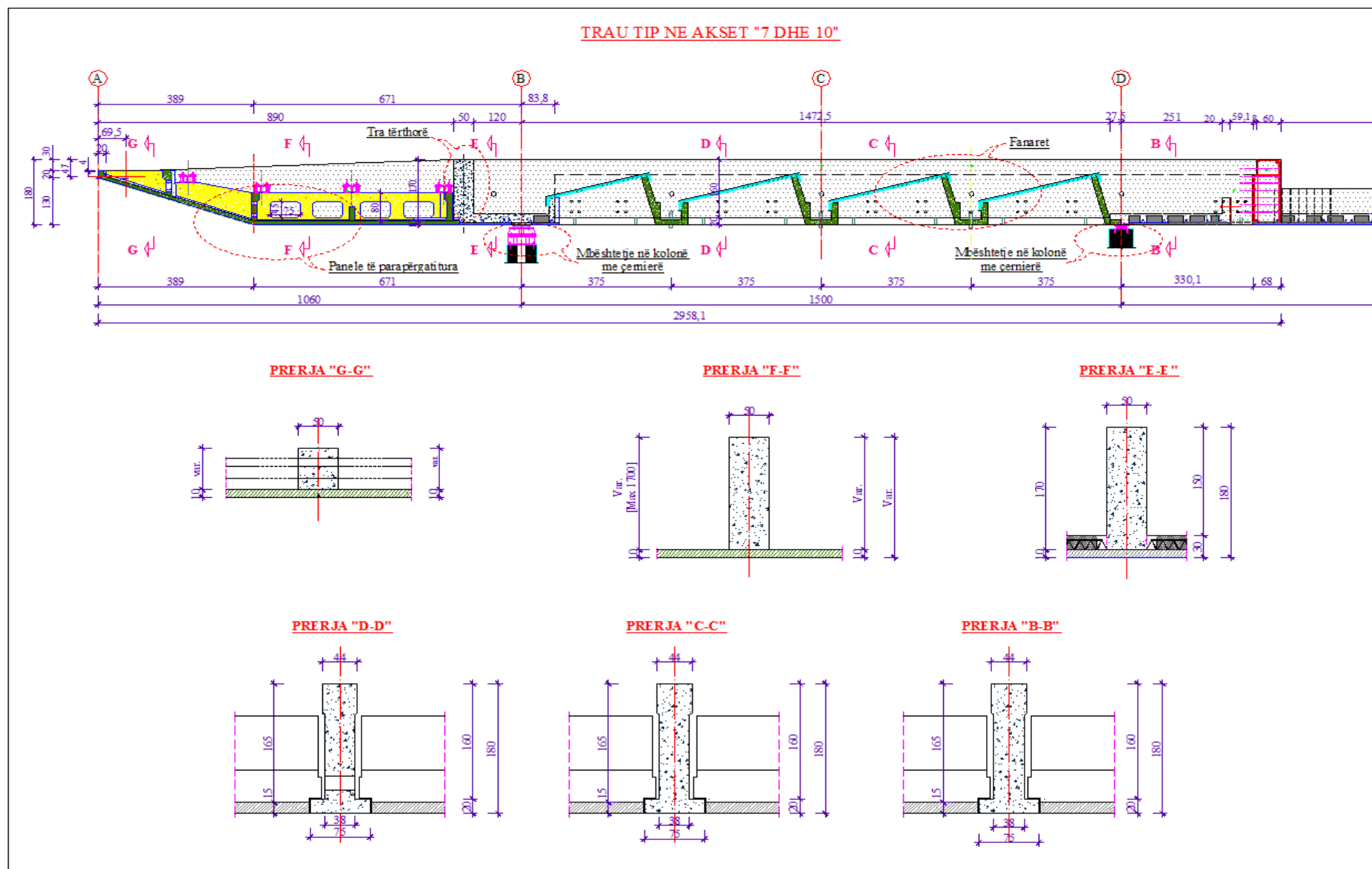


Figura 88: Skemat statike përgjithësuese, të trarëve T1 + T2 (aksi 10 dhe 7), blloku "A"

6.4 Paranderja e trarëve

Në trarët e mbulesës, do realizohen me teknologjinë e paranderjes mbas betonimit. Në 'to parashikohen të vendosen kavo “**Tip 1**” për përballimin e forcave të brëndshme dhe kavo “**Tip 2**”, të cilat do të tërhiqen në një moment të caktuar, për rikuperimin e efekteve të deformkohës (uljeve).

Sipas Tabela 17 (Kapitulli 4), shikohet që uljet nga deformkoha në fund të vitit të parë arrijnë rreth 70% të uljeve nga deformkoha totale; ky vlerësohet si momenti i duhur për vënien nën ngarkesë të kavove ”**Tip 2**”.

Trarët do vendosen në vepër duke iu dhënë një mbingritje me vlerë sa diferenca mes mbingritjes si rezultat i tërheqjes së kavove “**Tip 1**” dhe uljeve elastike (të momentit, të përfundimit të punimeve).

Në tabelën në vijim, Tabela 24, janë paraqitur pritshmëria për vlerat e humbjeve në kavo duke pranuar që në momentin e tërheqjes së kavove “**Tip 2**” zhvillimi i proceseve të tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit janë përkatësisht 95%, 70% dhe 95% (marrë nga të dhënat eksperimentale dhe prej studimit të kryer nga ana jonë).

Kavo e paranderjes			Intervali i parë		Intervali i dytë	
	Koha t (ditë)		$t = 0$	$t = 365$	$t = 365$	$t = \infty$
	Humbjet në kavo		Tërheqja Kavo “ Tip 1 ”		Tërheqja Kavo “ Tip2 ”	
Kavo “tip 1”	Humbje të momentit	Fërkimi	100%	100%	100%	100%
		Fiksimi	100%	100%	100%	100%
		Def. Betonit	100%	100%	100%	100%
	Humbje në kohë	Tkurrja	0,0%	95%	95%	100%
		Deformkoha	0,0%	70%	70%	100%
		Relaksimi	0,0%	95%	95%	100%
Kavo “tip 2”	Humbje të momentit	Fërkimi	0,0%	0,0%	100%	100%
		Fiksimi	0,0%	0,0%	100%	100%
		Def. Betonit	0,0%	0,0%	100%	100%
	Humbje në kohë	Tkurrja	0,0%	0,0%	0,0%	5%
		Deformkoha	0,0%	0,0%	0,0%	30%
		Relaksimi	0,0%	0,0%	0,0%	100%

Tabela 24: Ecuria e humbjeve të paranderjes në kohë

6.5 Projektimi paraprak, Trau T1 (në aksin "10")

6.5.1 Paradimensionimi

Paradimensionimi i seksionit dhe armatues së paranderur për efekt të ngarkimit (seksioni në mbështetje).

Duke iu referuar limiteve normative, [2],[4] merret një tension fillestar i paranderjes më i vogël se ai kufitarë, në limitet:

$$\begin{aligned}0.85 \cdot f_{p(1)k} &= 0.85 \cdot 1674 = 1423 \text{ N / mm}^2 \\0.75 \cdot f_{p(1)k} &= 0.75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N / mm}^2\end{aligned}\quad (3.7)$$

Kështu që pranohet një tension fillestar në kavot e paranderjes, i barabartë me $\sigma_p = 1350 \text{ N / mm}^2$

Duke iu referuar gjeometrisë së traut, kemi që trau ka një seksion me lartësi variabël në zonën e konsolit dhe me lartësi konstante në pjesën e pasme, siç jepen në figurat e mëposhtme.

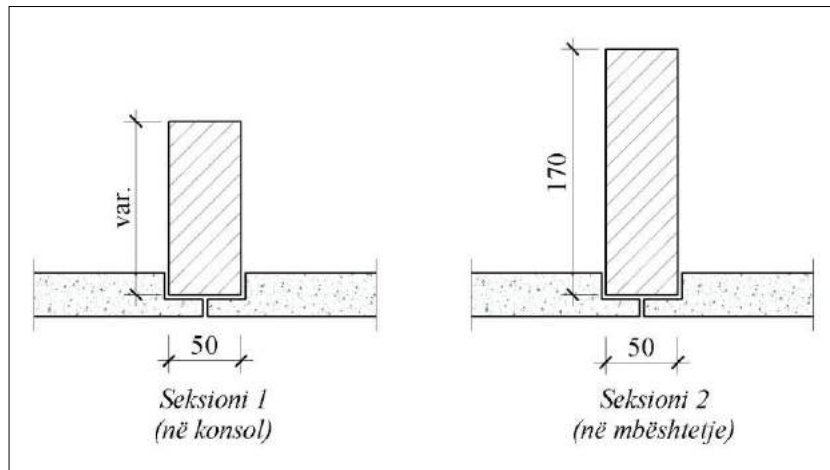


Figura 89: Seksionet tip të traut

Mëposhtë, jepen karakteristikat gjeometrike të seksionit në mbështetje (tërësisht punues, pa plasaritje):

Sipërfaqja e seksionit:	$A_t = 850\,000.0 \text{ mm}^2$;
Momenti statik i seksionit:	$S_t = 722\,500 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$;
Pozicioni i qendrës së gravitetit:	$\gamma_{Gt} = S_t / A_t = 850.0 \text{ mm}$;
Momenti i inertesisë së seksionit:	$I_t = 204\,708.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$;
Momenti i rezistencës së seksionit:	$W_t = I / \gamma_{Gt} = 240.83 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Dimensionimi paraprak i armaturës së paranderur për përkuljen.

Duke qënë që mjedisi është pak agresiv dhe në mungesë të avujve gërryes, armaturës së ndjeshme; ato duhet të garantojnë kufijtë e mëposhtme të plasaritjeve [3],[4]:

- për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme: gjendja kufitare e dekompresionit;

- për kombinimin e shpeshtë të ngarkesave: gjëndja kufitare e hapjes së të plasurave, me $w = w_2 = 0.2mm$

Dimensionimi paraprak i armaturës merr parasysh kombinimet e ngarkesave thuajse të përhershme dhe parashikon përjashtimin e sforcimeve tërheqëse në fibrat e seksionit, duke marrë në shqyrtim seksionin e mbështetjes së konsolit ($x = L_1$), me të dhënat e mëposhtme:

- Pozicioni kavove në mbështetje, i pranuar paraprakisht: $y_{G,kavove} = 1550mm$;
- Momentet maksimale në mbështetje, të marra nga modeli numerik, janë:
 - Pesha vetjake e traut: $M_{tra} = 770.9kNm$
 - Pesha vetjake e paneleve dhe trarëve tërthorë: $M_{pan,tr} = 1690.4kNm$
 - Ngarkesat e përhershme: $M_{perm} = 421.3kNm$
 - Ngarkesat e përkohshme (të deborës): $M_{var} = 674.16kNm$
 - Ngarkesa sizmike $M_{Siz} = 378.6kNm$

Për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme, me moment maksimal $M_d = 3017.43kNm$, përcaktojmë sforcimet në fibrat e poshtme të betonit.

$$\sigma_i = \frac{M_d}{W_t} = \frac{3017.43}{240.83 \cdot 10^6} = 12.53N / mm^2 \quad (3.8)$$

Paranderja paraprake e pranuar do merrej: N_p

$$\sigma_{ip\infty} = -N_{p\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_t} + \frac{y_{g,kavo} - y_{G,t}}{W_t} \right) \quad (3.9)$$

Pranojmë që $\sigma_i + \sigma_{ip\infty} = 0$ (kushtet e dekompressionit), atëhere merret një vlerë e forcës së paranderjes në seksionin e mbështetjes të barabartë me:

$$N_{p\infty}^{x=L1} = - \frac{\sigma_i}{\left(\frac{1}{A_t} + \frac{y_{G,kavo} - y_{G,t}}{W_t} \right)} = -3068.6kN \quad (3.10)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet e momentit janë të rendit 10%, kështu që marrim vlerën e forcës së paranderjes në kokat e ankorimit në gjëndjen e shërbimit:

$$N_{p\infty}^{x=0} = N_{p\infty}^{x=L1} \cdot 1.10 = -3375.43kN \quad (3.11)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet në kohë për tkurrjen, deformkohen dhe relaksim të barabartë me 25% të tensionit fillestar, kështu që marrim:

$$N_{p0}^{x=0} = N_{p\infty}^{x=0} \cdot 1.25 = -4219.29kN \quad (3.12)$$

Tensionet kufitare në armaturën e paranderurë

$$\begin{aligned} \sigma_{spo} &= 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1674 = 1422.9N / mm^2 \\ \sigma_{sp} &= 0.60 \cdot f_{ptk} = 0.60 \cdot 1860 = 1116N / mm^2 \end{aligned} \quad (3.13)$$

Sipërfaqja e armaturës minimale së paranderjes, rezulton gjithsesi në kufijtë e mëposhtëm:

- Limiti i tërheqjes fillestare : $A_p = \frac{N_{p0}^{x=0}}{\sigma_{sp0}} = 2956.28mm^2 ;$
- Limiti i tërheqjes në gjëndje shërbimi: $A_p = \frac{N_{p\infty}^{x=0}}{\sigma_{sp}} = 3024.58mm^2 ;$

Si rrjedhojë e vlerësimit paraprak të humbjeve, vendosim të përdorim 3 kavo me 9 gërsheta secili nga (0.6 “), në total 27 gërsheta me nga ($A_{gërshetit}=139 mm^2$), me $f_{p(1)k} = 1674N / mm^2$ dhe $f_{ptk} = 1860N / mm^2$, për një sipërfaqe totale:

$$A_{p(1)} = 27 \cdot 139 = 3753mm^2$$

Dimensionimi paraprak i armaturës së paranderur për korigjimin e uljeve të deformkohës.

Struktura konsol e marr në studim, me hapsirë drite të konsiderueshme (10,6 m), kanë probleme të uljeve përshkak të efekteve që zhvillohen në kohë.

Është e nevojshme që të vleresohet armatura e pasnderur, e nevojshme për rikuperimin e uljeve. Kjo armaturë duhet tërhequr (vënë nën ngarkesë) në një moment kohor pas vendosjes në vepër të trarëve. Kjo armaturë është e nevojshme për faktin që nëpërmjet saj kontrollohen uljet e trarëve që të jenë brenda limiteve normative si dhe gjithashtu sigurohet të ruhet vijëdrejtë linja ballore e mbulesës.

Pjesa e uljeve elastike mund të eliminohet duke parashikuar një mbingritje me një vlerë të barabartë me diferencën midis uljeve elastike me ato të tërheqjes së kavove “**Tip 1**”.

Parashikohet që mbingritja maksimale paraprake, në majë, për trarët tip (si ai në aksin 10), jo më shumë se 1.5 cm (duke marrë parasysh korigjimin e uljeve nga deformkoha, tashmë të reduktuara si dhe një rezerve sigurie për shmangiet nga rasti në rast).

Për vlerësimin e armaturës së paranderur e cila do të shërbejë për kontrollin e uljeve në kohë, është e nevojshme vlerësimi i momentit rezistent të kësaj armature. Për këtë arsye, kemi modeluar traun në studim në një program me elementë të fundem, nën veprimin e një momenti njësi, i cili na jep një mbingritje prej 0.02mm (0.00002m). Si rrjedhojë e kësaj, nxjerrim që: $M_{p,\delta} = (0.015 / 0.00002) \cdot 1kNm = 750kNm$ dhe që i korespondon një force në armaturën e paranderur të barabartë me $N_{p,\delta} = 750 / 0.595 = 1260.5kN$, ku $hp = 0.85 - 0.255 = 0.595 m$, është distanca nga qendra e gravitetit të seksionit deri tek qendra e kavos shtesë.

Supozojmë që humbjet për efekt të fërkimit janë të rendit 10%, kështu që marrim një vlerë të forcës së parnderjes në kokë për gjëndjen e shërbimit:

$$N_{p,\delta}^{x=0} = N_{p,\delta}^{x=L1} \cdot 1.10 = -1386.55kN \quad (3.14)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet për efekt të tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit janë $\approx 5\%$ të vlerës totale të tyre (d.m.th $20\% \times 25\%$) të tensionit fillestar, marrim:

$$N_{p,\delta}^{x=0} = N_{p,\delta}^{x=0} \cdot 1.05 = -1490.55kN \quad (3.15)$$

Tensionet kufitare në armaturën e paranderur janë [3] [4]:

$$\sigma_{spo} = 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1674 = 1422.9N / mm^2$$

$$\sigma_{sp} = 0.60 \cdot f_{ptk} = 0.60 \cdot 1860 = 1116 N / mm^2$$

Sipërfaqja e armaturës së paranderur, duhet të plotësojë limitet:

$$\begin{aligned} - \text{Limiti i tërheqjes fillestare:} \quad A_p &= \frac{N_{p0}^{x=0}}{\sigma_{sp0}} = 1047 mm^2; \\ - \text{Limiti i tërheqjes në gjëndje shërbimi:} \quad A_p &= \frac{N_{p\infty}^{x=0}}{\sigma_{sp}} = 1242 mm^2; \end{aligned}$$

Duke iu referuar limiteve të mësipërm si dhe vlerësimeve fillestare të humbjeve në kavo, përzgjedhim 1 (një) kavo me 9 (nëntë) gërsheta, secila me nga 0.6" ($A_{1gersheti} = 139 mm^2$) me $f_{p(1)k} = 1674 N / mm^2$ dhe $f_{ptk} = 1860 N / mm^2$, për një sipërfaqe totale:

$$A_{kavo, p(2)} = 9 \cdot 139 = 1251 mm^2$$

Pozicioni i kavove në mbështetje është i kushtëzuar nga shtresa mbrojtëse si dhe nga distanca minimale ndërmjet tyre që duhet të kenë [1] [2]. Mëposhtë, jepen në menyrë grafike dhe tabelare pozicionimi i kavove të përzgjedhura.

Pozicioni i 4 kavove në seksionin në mbështetjen e konsolit, është si më poshtë:

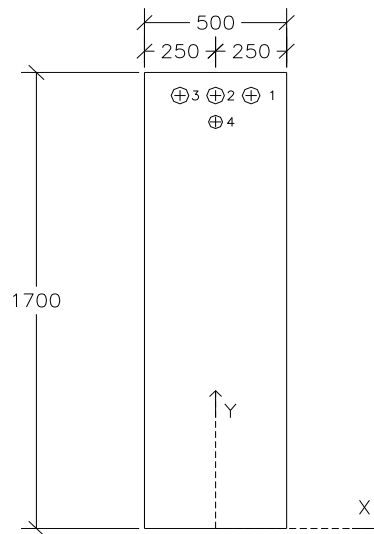


Figura 90: Seksioni tip mbi pozicionimin e kavove në seksionin.

Kavo (1-4)	Tipi i kavos (Tip1/Tip2)	Guaina (mm)	x_g (mm)	y_g (mm)
1	1	72	125.0	1590.0
2	1	72	0.0	1590.0
3	1	72	-125.0	1590.0
4	2	72	0.0	1445.0

Tabela 25: Të dhënat gjeometrike të pozicionit të kavove në seksionin e mbështetjes.

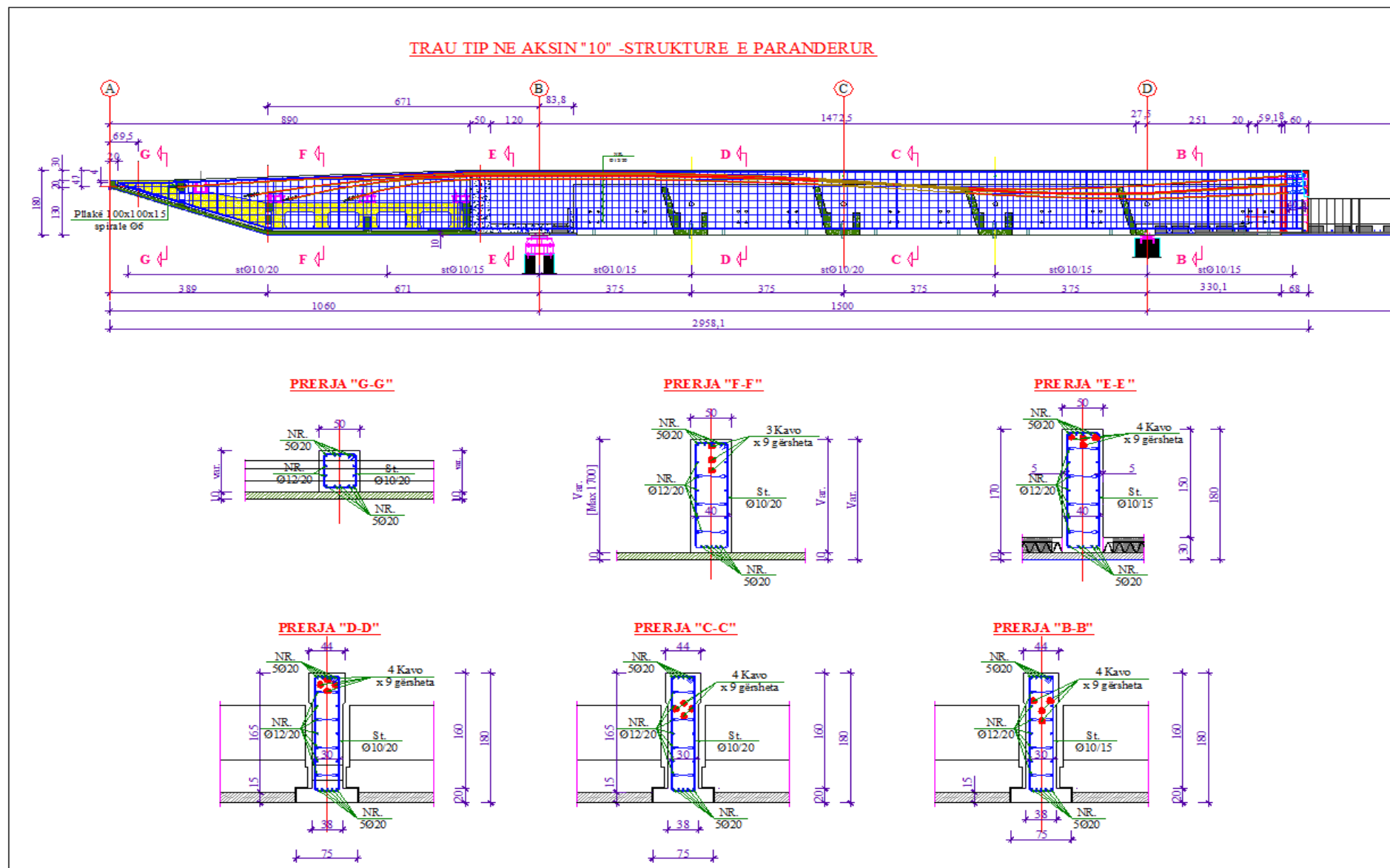


Figura 91: Trau Tip në aksin "10"

Duke patur parasysh, zgjidhja konsiston në vendosjen e dy grupeve të kavove ku vënia nën ngarkesë do bëhet me faza, mëposhte paraqitet procedura standarte e verifikimeve për seksionin në mbështetje (seksioni më i ngarkuar), në intervalet kohore [0;365] ditë dhe [365;∞ [

6.5.2 Verifikimet në intervalin e parë [0;365] ditë

Qendra e kavos rezultante: $y_{G,kavo} = 1554mm$

Karakteristikat gjeometrike:

– kavove: $A_{kavo} = \Pi \cdot (72 / 2)^2 = 4069.44mm^2$ (guaina d = 72 mm)

$$A_{kavove} = A_{kavo} \cdot 4 = 16\,277.76mm^2$$

$$I_{kavo} = \Pi \cdot \varnothing^4 / 64 = 1\,318\,498.56mm^4$$

$$S_{kavove} = A_{kavove} \cdot y_{G,kavove} = 25\,295.64 \cdot 10^3 mm$$

– seksioni i traut pa dobësime:

$$A_{td} = A_t - A_{kavove} = 833\,722.24mm^2;$$

$$S_{td} = S_t - S_{kavove} = 697\,204.36 \cdot 10^3 mm^3$$

$$y_{G,td} = S_{td} / A_{td} = 836.22mm$$

$$I_{td} = I_t + A_t \cdot (y_{G,t} - y_{G,td})^2 - N_{kavove} \cdot I_{kavove} - A_{kavove} (y_{G,kavove} - y_{G,td})^2 = 196\,478.03 \cdot 10^6 mm^4$$

Modulet rezistente sipas fibrave të poshtme, fibrave të sipërme, kavove, janë përkatësisht:

$$W_{i,td} = \frac{I_{td}}{y_{G,td}} = 234.95 \cdot 10^6 mm^3$$

$$W_{s,td} = \frac{I_{td}}{h_t - y_{G,td}} = 227.47 \cdot 10^6 mm^3$$

$$W_{kavo,p,td} = \frac{I_{td}}{y_{G,kavove} - y_{G,td}} = 273.74 \cdot 10^6 mm^3$$

6.5.2.1 Përcaktimi i humbjeve fillestare të paranderjes (kavot Tip 1)

Llogaritja e humbjeve fillestare në kavot “**Tip 1**”, konsiston në përcaktimin e:

- Humbjet nga fërkimi;
- Humbjet për fiksime, në kokat e ankorimit;
- Humbjet për shkak të deformimeve elastike në beton;

a) Humbjet nga fërkimi [2] [6]:

$\sigma_{kavo,p}^{x=0} = 1350 N / mm^2$ tensioni fillestar i forcës së paranderjes;

$f = 0.2$ koeficienti i fërkimit (kavo në guainën metalike)

$\beta = 0.01 rad/m$ devijimi këndor, jo i qëllimshëm;

$x = 17m$, dhe $\Phi = 0.05rad$

Kemi që humbjet në kavot e paranderura si rezultat i fërkimit, merren sipas shprehjes së mëposhtme:

$$\sigma'_{kavo,p} = \sigma_{kavo,p0}^{x=0} \cdot e^{-f(\varphi+\beta x)} = 1296.4 N / mm^2 \quad (3.16)$$

(sipas llogaritjeve të mësipërme, rezultojnë në rendin 4%) të tensioneve fillestare.

b) Humbjet për fiksime, në kokat e ankorimit:

Duke qënë se humbjet e tilla varen nga pajisjet kapëse-ankoruese si dhe nga grupi i specializuar që ofrojnë punime të tilla, sipas të dhënave teknike që ofrohen nga katalogu i produktit (si vlerë rekomanduese) janë të rendit 1.5–2.5%, [1], [7]. Në rastin tonë do pranojmë që këto humbje janë të rendit 2.0%, të tensionit fillestar të kavove.

c) Humbjet për shkak të deformimeve elastike në beton:

Çdo shkurtim i betonit, i korespondon një shkurtim të kavove tashmë të bllokuara dhe si rrjedhojë e saj, kemi një zvogëlim në forcën e paranderjes si dhe të sforcimeve në beton.

Humbjet mesatare për shkak të deformimeve elastike në beton, jepen sipas shprehjes së mëposhtme [2][8]:

$$\Delta\sigma_{mes} = \frac{N-1}{N} 0.8n \frac{1,4}{2} \sigma'_b \quad (3.17)$$

ku:

N– numri i kavove

n –raporti midis moduleve të elasticitetit $n = E_p / E_c$

σ'_b –sforcimet mesatare në beton, në nivelin e kavos rezultante

Nëse bëjmë zëvendësimet në shprehjen e mësipërm, kemi:

$$\Delta\sigma_{mes} = \frac{3-1}{3} 0.8 \cdot 4.95 \cdot \frac{1,4}{2} \cdot 15.38 = 28.35 N / mm^2 \quad (3.18)$$

Humbjet për shkak të deformimeve elastike janë të rendit 2.1%, të tensioneve fillestare.

d) **Humbjet fillestare totale të paranderjes:** $\Delta\sigma = 8.1\% \cdot 1350 = 108 N / mm^2$, kjo do sjellë që sforcimet në armaturën e paranderur do jenë:

$$\sigma_{p0(1)}^x = \sigma_{p0}^{x=0} \cdot 0.92 = 1242 N / mm^2 \quad (3.19)$$

6.5.2.2 Verifikimi i sforcimeve fillestare në beton

Mëposhtë, jepen në mënyrë të përmblëdhur përcaktimi i sforcimeve në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, për raste të ndryshme ngarkimi.

Nga pesha vetjake e traut:

$$\sigma_{i,tra} = -\frac{M_{tra}}{W_{i,td}} = -3.28 N / mm^2;$$

$$\sigma_{s,tra} = \frac{M_{tra}}{W_{s,td}} = 3.39 N / mm^2;$$

Nga paranderja në momentin fillestar:

$$N_{p0(1)}^x = \sigma_{p0(1)}^x \cdot A_{p(1)} = 4661.2kN$$

$$M_{p0(1)}^x = N_{p0(1)}^x (y_{G,kavo(1)} - y_{G,td}) = 3513.4kNm;$$

$$\sigma_i = -\frac{N_{p0(1)}^x}{A_{td}} + \frac{M_{p0(1)}^x}{W_{i,td}} = 9.36N / mm^2$$

$$\sigma_s = -\frac{N_{p0(1)}^x}{A_{td}} - \frac{M_{p0(1)}^x}{W_{s,td}} = -21.04N / mm^2$$

Tensioni fillestar total në kavot.

$$\sigma_i^{ti} = \sigma_i + \sigma_{i,tra} = 6.08N / mm^2$$

$$\sigma_s^{ti} = \sigma_s + \sigma_{s,tra} = -17.65N / mm^2$$

Limiti i tensionit fillestar për $R_{ckj} = 75N / mm^2$, ku $f_{ckj} = 0.83 \cdot R_{ckj} = 62.25N / mm^2$, me limitet normative:

- Në shtypje: $0.6 \cdot f_{ckj} = 0.6 \cdot 62.25 = 37.35N / mm^2$
- Në tërheqje: $0.1 \cdot f_{ckj} = 6.22N / mm^2$

Verifikimet: $|\sigma_{poshte}^{ti}| < 6.22N / mm^2$

$$|\sigma_{siper}^{ti}| < 37.35N / mm^2$$

Siç konstatohet, verifikimi rezulton pozitiv.

6.5.2.3 Llogaritjet e humbjeve në kohë (në kavot Tip 1)

Në grupin e humbjeve në kohë, përfshihen:

Tkurrja (95 %)

Për shkak se zvogëlimi i volumit të betonit si rezultat i tkurrjes sjell humbje të forcës së paranderjes. Deformimi total nga tkurrja, do merrej si shumë e deformimeve nga tkurrja, nga tharja me atë autogjen, dhe do jepej sipas shprehjes së mëposhtme [1] [4]:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cd\infty} + \varepsilon_{ca\infty} = (k_h \cdot \varepsilon_{c0}) + [2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}] \quad (3.20)$$

ku parametrat k_h dhe ε_{c0} merren në tabelat referuese normative, tab. 11.1 [4], në funksion të lageshtisë relative, përmasës fiktive dhe klasës së betonit (f_{ck}). Atëhere, do kishim:

$$\varepsilon_{cs\infty} = (0.34 \cdot 0.74) + [2.5(75 - 10) \cdot 10^{-6}] \cong 0.24\text{‰}$$

Rënia përkatëse e sforcimeve në armaturën e paranderur, do ishte:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_s(t_{365}, t_0) \cdot E_p = 0.24 \cdot 0.95 \cdot 195000 / 1000 = 46.31N / mm^2$$

Deformkoha (70%)

Supozohet, që tërheqjet pas 14 ditëve të stazhionimit të jenë: $\varphi(t_{\infty}, t_0) = 1.31$;

ku $\phi(t_{365\text{dite}}, t_0) = 0.911$

Për të llogaritur rëniet e tensionit në armaturën e paranderur, për shkak të deformkohës së betonit, duhet të kihet parasysh që ngarkesat e përhershme veprojnë mbi trarët dhe panelet vetëm mbas vendosjes së kavove.

Në llogaritjet e karakteristikave gjeometrike nuk merret parasysh llaçi i injektuar në guain, si në paranderje dhe në tërheqje për efekt të kavove.

Karakteristikat e materialit dhe gjeometrike të seksionit:

- trau: $R_{ck} = 75 \text{ N/mm}^2$; $E_c = 39\,483.59 \text{ N/mm}^2$
- armatura e paranderur: $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$; $n = E_p / E_c = 4.95$

Nëse do marrim në konsideratë edhe prezencën e armaturës në tra, (seksion i homogjenizuar), do kishim:

Diametri ekuivalent i armatures se një kavojë është: $\varnothing_{ek} = \sqrt{\frac{4A_f}{\pi}} = 39.92 \text{ mm}^2$

$$I_{kavo(ek)} = \pi \phi_{ek}^4 / 64 = 124601.99 \text{ mm}^4$$

$$A_{id(1)} = A_t - A_{kavo(2)} + A_{p(1)} \cdot n = 864\,464.8 \text{ mm}^2$$

$$S_{id(1)} = A_t \cdot y_{G,t} - A_{kavo(2)} \cdot y_{G,kavo(2)} + n \cdot A_{p(1)} \cdot y_{G,kavove(1)} = 746.09 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_{G,id(1)} = \frac{S_{id(1)}}{A_{id(1)}} = 863.07 \text{ mm}$$

$$I_{id,(1)} = I_{id} + A_{id} \cdot (y_{G,id(1)} - y_{G,id})^2 + N_{kavove(1)} \cdot I_{kavo(ek)} + n \cdot A_{p(1)} \cdot (y_{G,kavove(1)} - y_{G,id(1)})^2 = 206\,872.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{i,id,(1)} = \frac{I_{id,(1)}}{y_{G,id,(1)}} = 239.69 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{s,id,(1)} = \frac{I_{id,(1)}}{h_t - y_{G,id,(1)}} = 247.18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{p,id,(1)} = \frac{I_{id,(1)}}{y_{G,kavove(1)} - y_{G,id,(1)}} = 284.58 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

Sforcimet në nivelin e armaturës së paranderur:

Ngarkesa në tra (p.p. tra):

$$\sigma_{cg,1} = \frac{M_{tra}}{W_{p,td}} = 2.82 \text{ N/mm}^2$$

Ngarkesa mbi trarë + panele (ngarkesat e përhershme):

$$\sigma_{cg,2} = \frac{M_{pan} + M_{perm}}{W_{p,id,(1)}} = 7.42 \text{ N/mm}^2$$

Paranderja fillestare:

$$\sigma_{cp0} = N_{p0(1)}^x \cdot \cos(\phi) \cdot \left(\frac{1}{A_{td}} + \frac{y_{G.cavi,(1)} - y_{G,td}}{W_{p,td}} \right) = -18.43 N / mm^2$$

ku: $\phi = 0.0 \text{ rad}$ këndi i aplikimit të forcës së paranderjes (në pozicionin e seksionit të marrë në shqyrtim).

Llogaritja e humbjeve nga deformkoha do marrë parasysh efektin 70% të saj, nëpërmjet koeficientit ($\phi(t_{365d}, t_0) = 0.911$), atëherë, [1], [2] kemi:

$$\Delta\sigma_{\phi} = n \cdot \phi(t_{365d}, t_0) \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = 4.95 \cdot 0.911 \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = -36.84 N / mm^2 \quad (3.21)$$

Llogaritja e humbjeve nga relaksimi i çelikut (95%)

Për kavot e paranderura kemi pranuar që tensionet fillestare janë $\sigma_{spi} = 1350 N / mm^2$.

Duke iu referuar limiteve normative, kemi [4] [5]:

$$\text{për} \quad \sigma_{spi} = 0.75 \cdot f_{ptk} \quad \Delta\sigma_{r\infty} = -0.18 \cdot \sigma_{spi}$$

$$\text{për} \quad 0.5 \cdot f_{ptk} \leq \sigma_{spi} \leq 0.75 \cdot f_{ptk} \quad \Delta\sigma_{r\infty} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi} \quad (3.22)$$

$$\text{meqë} \quad \frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} = 0.726 \quad \text{kemi:}$$

$$\Delta\sigma_{r\infty} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi} = 0.1470 \cdot 1350 \cdot 0.95 = -188.33 N / mm^2;$$

(vlera është shumëzuar me 0.95, për të marrë parasysh 95% të efektit të saj).

Duke u bazuar në varësinë midis tkurrjes, deformkohës dhe relaksimi i çelikut, kemi:

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

$$\text{në të cilën: } \Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_{\phi} = -36.84 - 46.31 = -83.16 N / mm^2;$$

$$\text{Nëse bëjmë zëvendësimet, kemi: } \Delta\sigma'_{r\infty} = 188.33 \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot 83.16}{1350} \right) = 159.30 N / mm^2;$$

Humbjet totale:

$$\Delta\sigma_{tot,(1)} = \Delta\sigma_{ssf} + \Delta\sigma'_{r\infty} = -83.16 - 159.3 = -242.49 N / mm^2; \text{ që i përket një raporti}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{tot,(1)}}{\sigma_{spi}} = \frac{242.49}{1350} \cdot 100 = 17.96\%, \text{ krahasuar me tensionin fillestar.}$$

Forca totale e paranderjes, në kohën infinit do jenë:

$$N_{p,365(1)}^x = N_{p0(1)}^x + \Delta\sigma_{tot(1)} \cdot A_{kavot(1)} = -3751.2 kN$$

$$\Delta N_{p,365(1)}^x = N_{p0(1)}^x + N_{p,365(1)}^x = 910 kN$$

6.5.2.4 Llogaritja e sforcimeve në kohë

Mëposhtë jepen llogaritja e sforcimeve në fibrat e mëposhtme dhe të sipërme të seksionit për raste të ndryshme të ngarkimit:

Për shkak të forcës së paranderjes:

$$\Delta\sigma_i^{ct} = \Delta N_{p365(1)}^x \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1)}} + \frac{y_{G,kavove(1)} - y_{G,id,(1)}}{W_{i,id,(1)}} \right) = -3.81 N / mm^2$$

$$\Delta\sigma_s^{ct} = \Delta N_{p365(1)}^x \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1)}} + \frac{y_{G,kavove(1)} - y_{G,id,(1)}}{W_{s,id,(1)}} \right) = 3.73 N / mm^2 \quad (3.23)$$

Për shkak të ngarkesave të përhershme + pesha vetjake e paneleve + trarët tërthore:

$$\sigma_i^{sp} = \frac{M_{pan,tr,tr} + M_{per}}{W_{i,id,(1)}} = -8.81 N / mm^2$$

$$\sigma_s^{sp} = \frac{M_{pan,tr,tr} + M_{perm}}{W_{s,id,(1)}} = 8.54 N / mm^2 \quad (3.24)$$

Sforcimet totale (ngarkesat e përhershme + paranderje) në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, janë:

$$\sigma_i^t = \Delta\sigma_i^{ct} + \sigma_i^{sp} + \sigma_i^{ti} = -6.54 N / mm^2$$

$$\sigma_s^t = \Delta\sigma_s^{ct} + \sigma_s^{sp} + \sigma_s^{ti} = -5.37 N / mm^2 \quad (3.25)$$

Për shkak të ngarkesave të përkohshme :

$$\sigma_i^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{i,id,(1)}} = -2.81 N / mm^2$$

$$\sigma_s^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{s,id,(1)}} = 2.96 N / mm^2 \quad (3.26)$$

6.5.2.5 Llogaritjet e sforcimeve sipas kombinimeve të ndryshme në gjëndjen kufitare të shërbimeve.

Sipas normave [4] [5], nga kombinimet e gjëndjes kufitare të shërbimeve kemi:

$$\psi_{o(te\,debores)} = 0.7; \quad \psi_{1(te\,debores)} = 0.2; \quad \psi_{2(te\,debores)} = 0;$$

– Kombinimi i ngarkesave karakteristike: $F_d = G_K + P_K + Q_{1K} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \sigma_i^{sv} = -9.35 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \sigma_s^{sv} = -2.41 N / mm^2$$

– Kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme: $F_d = G_K + P_K + \psi_{11} Q_{11} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

me: $\psi_{1(te\,debores)} = 0.2$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_1 \cdot \sigma_i^{sv} = -7.10 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_1 \cdot \sigma_s^{sv} = -4.78 N / mm^2$$

- Kombinimi i ngarkesave frekvente: $F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

me $\psi_{2(\text{tedebore})} = 0$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_2 \cdot \sigma_i^{sv} = -6.54 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_2 \cdot \sigma_s^{sv} = -5.37 N / mm^2$$

6.5.2.6 Verifikimet e sforcimeve në gjëndjen kufitare të shërbimit

Limiti i sforcimeve në beton (në mjedis pak agresiv).

- Sipas rekomandimeve normative për trarët me $R_{ck} = 75 N / mm^2$, $f_{ck} = 62.25 N / mm^2$, kemi [3],[4]:

në shtypje, nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 \cdot f_{ck} = -37.5 N / mm^2$$

në shtypje, nga kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme:

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot f_{ck} = -28.01 N / mm^2$$

në tërheqje, nga kombinimi i ngarkesave karakteristike

$$\sigma_{c,lim} = 0.0 N / mm^2 \text{ (tërheqja nuk lejohet).}$$

- Sipas limiteve normative, të paraqitura mësipër, kemi:

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave karakteristike janë:

në shtypje: $|\sigma_{\max,vec}| = -9.35 < |\sigma_{\lim,vec}| = -37.5 N / mm^2$

në tërheqje: mungojnë

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme janë:

në shtypje: $|\sigma_{\max,th.te.perh}| = -7.10 < |\sigma_{\lim,th.te.perh}| = -28.01 N / mm^2$

në tërheqje: mungojnë

Meqënëse nuk ka tërheqje nga kombinimi i ngarkesave karakteristike, nuk është e nevojshme që të ketë armaturë të zakonshme, për përballimin e sforcimeve tërheqëse. Megjithatë vendosim 5Ø20, me sipërfaqe totale $1570 mm^2$, si armaturë konstruktive.

Sforcimet limite në armaturën e paranderur.

Në kombinimin e ngarkesave karakteristike, duke marrë parasysh edhe rritjen e forcave të tërheqjes për shkak të ngarkesave, kemi [3],[4]:

$\sigma_{lim} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.6 \cdot 1860 = 1116 N / mm^2$, sforcimi limit në armaturën e paranderur

$$n = \frac{E_p}{E_c} = 4.95, \text{ koeficienti i homogjenitetit të materialeve}$$

- paranderja në kohë:

$$\text{për } t_{365\text{dite}} : \sigma_{kavove(1),365d}^x = \frac{N_{p365(1)}^x}{A_{p(1)}} = 999.51 \text{ N / mm}^2$$

– ngarkesat e përhershme:

$$\Delta\sigma_p^{sp} = n \cdot \frac{M_{perh}}{W_{p,id,(1)}} = 7.31 \text{ N / mm}^2$$

– ngarkesat e përkohshme:

$$\Delta\sigma_p^{sv} = n \cdot \frac{M_{var}}{W_{p,id,(1)}} = 11.70 \text{ N / mm}^2$$

– verifikimi i sforcimeve totale:

$$\sigma_p = \sigma_{kavot(1)365}^x + \Delta\sigma_p^{sp} + \Delta\sigma_p^{sv} = 1018.53 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{lim} = 1116 \text{ N / mm}^2$$

6.5.2.7 Verifikimi i plasaritjeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për verifikimet për hapjen e plasaritjeve, për gjëndjen kufitare të shërbimeve, referuar kombinimeve të ndryshme të ngarkesave (për mjedis pak agresiv), sipas referimeve normative [3],[4] rezulton:

- Kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme (F_I e F_{III}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave të shpeshta (F_{II}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave karakteristike: sforcimet tërheqëse mungojnë.

6.5.2.8 Verifikimi për përkuljen (gjëndja kufitare e fundit)

Karakteristika e materialeve

– betoni:

$$\text{beton: } R_{ck} = 75 \text{ N / mm}^2; \quad f_{cu} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot \frac{75}{1.5} = 35.27 \text{ N / mm}^2;$$

– çeliku:

$$\text{çelik i zakonshëm: } f_{yd} = 374 \text{ N / mm}^2; \quad E_s = 200\,000 \text{ N / mm}^2;$$

$$\text{çelik i paranderur: } f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} = 0.9 \cdot \frac{1860}{1.15} = 1455 \text{ N / mm}^2; \quad E_p = 195\,000 \text{ N / mm}^2;$$

$$\sigma_{p365} = 1018.5 \text{ N / mm}^2; \quad \varepsilon_{p365} = \frac{1018.5}{E_p} = 5.22\text{‰}$$

Karakteristikat gjeometrike.

$$A_{pl} = 3753 \text{ mm}^2 \quad \text{armatura e paranderjes;}$$

$$A_s = A_{s'} = 1570 \text{ mm}^2 \quad \text{sipërfaqja e armaturës së zakonshme 5Ø20;}$$

Llogaritja e momentit rezistent në gjëndjen kufitare të fundme.

Për llogaritjet e M_{Rd} , bëhet hipoteza që fibrat e poshtme të betoni arrijnë në plasaritje, po ashtu edhe çeliku i zakonshëm në zonën e sipërme ka kaluar në fazën e rrjedhshmërise, për këtë kemi [1]:

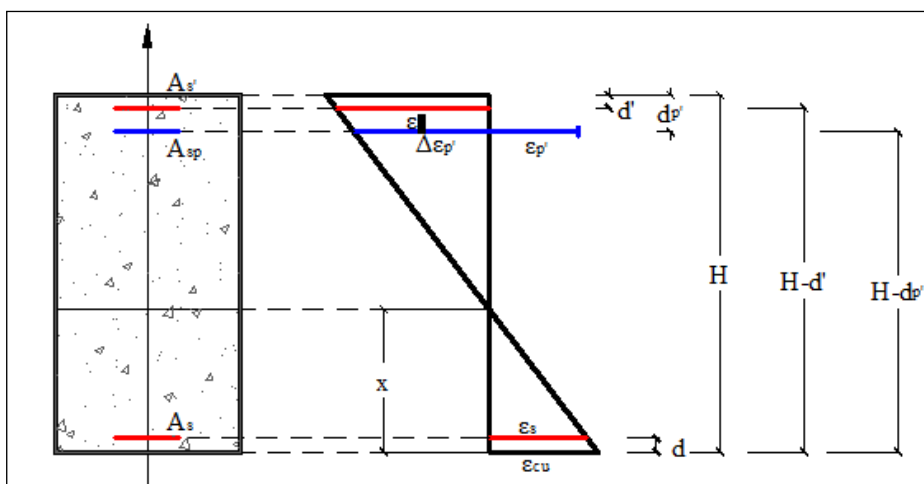


Figura 92: Deformimet relative në seksion.

$$\sigma'_s = f_{sd} = 373.91 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.001869 = 0.1869\%$$

Nëse marrim parasysh hipotezën që seksionet qëndrojnë plane, mund të shkruajmë:

$$\Delta \varepsilon_{p'} = \frac{\varepsilon_{cu} (H - d_{p'} - x)}{x} \quad \varepsilon_{yd}^* \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pd} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{p',tot} = \varepsilon_{p'} + \Delta \varepsilon_{p'} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_{s'} = \varepsilon_{cu} (H - d' - x) / x \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sd} \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} (x - d) / x \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s; \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \quad (3.30)$$

Për llogaritjen e pozicionit të aksit neutral, në shkatërrim mbështetemi në shprehjen e mëposhtme:

$$A_p \sigma_{p'} + A_s \sigma_{s'} = b \cdot 0.8 \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \sigma_s \text{ ku } A_p' = A_{kavove1} \quad (3.31)$$

në shprehjet e mësipërme kemi shënuar:

ε_p – është deformimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në gjëndjen kufitare të shërbimit

$\Delta \varepsilon_p$ – është deformimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, për te arritur këputjen

$\varepsilon_{p,tot}$ – është deformimi total i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në keputje

σ_p – është sforçimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në këputje

ε_p – është deformimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e poshtme, në këputje

ε_s – është deformimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e sipërme, në këputje

σ_s – është sforçimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e sipërme, në këputje

Nga shprehja e mësipërme, me një proces përsëritës, në të cilin gjatë çdo përsëritje përditesojmë deformimet, mundemi të llogarisim vlerën e saktë të “x”, e cila jepet në tabelën e mëposhtme.

x	H	b	d	d'	dp'	$\epsilon_{p'}$	ϵ_{cu}	$\Delta\epsilon_{p'}$	$\epsilon_{p'tot}$	ϵ_s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
.....										
387.05	1700	500	50	50	110	0.0052	0.0035	0.01088	0.01628	0.00304
.....										

$\sigma_{p'}$	σ_s	σ_c	$\epsilon_{s'}$	$\sigma_{s'}$	$A_{p'}$	$A_{s'}$	As
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
.....							
1455	373.91	35.27	0.01142	373.91	3753	1570	1570
.....							

Tabela 26: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion

Llogaritja e momentit rezistent në pikën e aplikimit të forcave shtypëse në beton me qëndër N_{cx} :

$$M_r = N_{s'}(H - d' - 0.4x) + N_{p'}(H - d_{p'} - 0.4x) - N_s \cdot (0.4x - d) = 8653.139 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.32)$$

Momenti veprues në gjëndjen kufitare të fundme:

$$M_{sdu} = \gamma_G \cdot M_{Gk} + \gamma_p \cdot M_p + \gamma_q \cdot \left[M_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} \cdot M_{ik}) \right] + \gamma_s \cdot M_s = 5352.4 \text{ kNm} \quad (3.33)$$

kemi: $\frac{M_r}{M_{sdu}} > 1$, verifikimi rezulton pozitiv.

6.5.2.9 Verifikimi për forcë prerëse (gjëndja kufitare e fundit)

Verifikimi do mbështetet në metodën sipas “tralices se Morsch” [1] [2], me biella të vendosura me 45° si dhe duke marrë parasysh ndikimin e betonit me formulën empirike – eksperimentale përkatëse.

Llogaritja e forcës prerëse vepruese në gjëndjen kufitare të fundme.

Për seksionin e marrë në konsideratë, janë marrë vlerat e forcave prerëse maksimale nga modeli numerik sipas ngarkimeve, të cilat rezultojnë si mëposhte:

Pesha vetjake + ngarkesat e përhershme: $V_g = 786.0 \text{ kN}$

Ngarkesat e përkohshme: $V_q = 127.2 \text{ kN}$

Sizmika: $V_s = 62.7 \text{ kN}$

Paranderja në $t = 365 \text{ ditë}$: $N_{p1} = N_{p(1),365}^x = -3751.2 \text{ kN}$,

kështu që kemi:

$$H_p = N_p \cdot \cos \alpha = -3751.2 \cdot \cos(0.0^{\text{rad}}) = -3751.2 \text{ kN};$$

$$V_p = N_p \cdot \sin \alpha = -3751.2 \cdot \sin(0.0^{\text{rad}}) = 0.0 \text{ kN};$$

ku α është këndi i aplikimit të forcës së paranderjes në seksion.
Forca prerëse maksimale për gjëndjen kufitare të fundit, është

$$V_{sdu} = 1272.9 \text{ kN}$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit pa armaturë për forcë prerëse:

$$V_{Rd1} = 0.25 f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta \quad (3.34)$$

ku: $f_{ctd} = 2.2 \text{ N/mm}^2$

$r = 1.6 - d$ megjithatë $d \leq 0.6$, kur $d = 1.60 \text{ m}$, kemi $r = 1$

$$\rho_1 = \frac{A'_{s+p}}{b_w d} \leq 0.02 \Rightarrow \rho_1 = 0.006$$

$$\delta = 1 + \frac{M_0}{M_{sdu}} = 1.08 \text{ ku } M_0 - \text{është momenti i dekompressionit}$$

($\delta = 1$ në mungës të sforcimeve normale; $\delta = 0$ në prezencë të forcave normale të tërheqjes)

$V_{Rd1} = 618.91 \text{ kN} < V_{sdu}$ nuk është verifikuar, për këtë qëllim duhet vendosur armaturë shtesë për përballimin e forcës prerëse.

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit me armaturë për forcën prerëse:

Verifikimet e betonit:

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha); \text{ limiti i sipërm: } 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$b_{wn} = b_w - 0.5 \sum \Phi_{kavo} = 392 \text{ mm} - \text{gjërësia nominale e bërthames, m.q.s } \Phi_{kavo} > \frac{b_w}{8}$$

$$V_{Rd2} = 4722 \text{ kN} > V_{sdu}, \text{ verifikohet!}$$

Verifikimi i armatures në prerje:

$$\text{Rezistenca e elementit pa armaturë } V_{cd} = 0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 1123.8 \text{ kN}$$

Forca prerëse më e vogël që përballon armatura;

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot 0.90 \frac{d}{s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha), \text{ megjithatë } V_{wd, \min} = 50\% \cdot V_{sdu}$$

$$V_{wd, \min} = 575.50 \text{ kN}$$

$$V_{wd} \cdot (\Phi 10 / 150 \text{ mm}) = 608.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 1731.8 \text{ kN} > V_{sdu}, \text{ verifikohet!}$$

Si përfundim, nevojitet të vendosen stafa $\Phi 10 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$ në mbështetje.

6.5.3 Verifikimet në intervalin e dytë [365; ∞] ditë

6.5.3.1 Llogaritja e humbjeve fillestare në kavo Tip2

Duke ndjekur të njëjtin arsyetim, si ai i paraqitur në intervalin e parë kohor (paragrafi 6.5.2.1), llogaritim humbjet fillestare në kavot “Tip 2”

Humbjet fillestare totale në kavot Tip2, janë:

Nëse marrim $\Delta\sigma = 8\% \cdot 1350 = 108.0 \text{ N / mm}^2$, kemi:

$$\sigma_{p0,(2)}^x = \sigma_{p0}^{x=0} \cdot 0.92 = 1242.0 \text{ N / mm}^2$$

$$N_{p0(2)}^x = \sigma_{p0(2)}^x \cdot A_{p(2)} = 1553.7 \text{ kN}$$

6.5.3.2 Verifikimi i sforcimeve fillestare në beton

Për secilin rast ngarkimi, sforcimet në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, do jenë:

Për peshë vetjake + ngarkesave të përhershme:

$$\sigma_{i,tr,pan,per} = -\frac{M_{tra} + M_{pan,tr} + M_{per}}{W_{i,id,(1)}} = -12.03 \text{ N / mm}^2;$$

$$\sigma_{s,tr,pan,per} = \frac{M_{tra} + M_{pan,tr} + M_{per}}{W_{s,id,(1)}} = 11.66 \text{ N / mm}^2;$$

Për paranderje totale, përfshirë edhe kavon "Tip 2":

$$N_{p0(1+2)}^x = N_{p365(1)}^x + N_{p0(2)}^x = 5304.9 \text{ kN}$$

$$M_{p0(1+2)}^x = N_{p0(1+2)}^x (y_{G,cavi} - y_{G,id,(1)}) = 3665.4 \text{ kNm};$$

$$\sigma_i = -\frac{N_{p0(1+2)}^x}{A_{id,(1)}} + \frac{M_{p0(1+2)}^x}{W_{id,(1)}} = 9.16 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s = -\frac{N_{p0(1+2)}^x}{A_{id,(1)}} - \frac{M_{p0(1+2)}^x}{W_{s,id,(1)}} = -20.97 \text{ N / mm}^2$$

Sforcimet totale:

$$\sigma_i^{ti} = \sigma_i + \sigma_{i,tra,pan,tr} = -2.87 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s^{ti} = \sigma_s + \sigma_{s,tra,pan,tr} = -9.30 \text{ N / mm}^2$$

Sforcimet limite fillestare, për $f_{ckj} = 0.83 \cdot R_{ckj} = 62.25 \text{ N / mm}^2$, duke marrë limitet normative (në shtypje $0.6 \cdot f_{ckj} = 0.6 \cdot 62.25 = 37.35 \text{ N / mm}^2$ dhe në terheqje $0.1 \cdot f_{ckj} = 6.22 \text{ N / mm}^2$), janë:

$$\text{Sforcimet në fibrat e poshtme: } |\sigma_i^{ti}| < 37.35 \text{ N / mm}^2$$

$$\text{Sforcimet në fibrat e sipërme: } |\sigma_s^{ti}| < 37.35 \text{ N / mm}^2$$

Në verifikimet e mësipërme ka rezultuar që sforcimet në fibrat e poshtme dhe sipërme, të kontrollohen me limitin normativ në shtypje (pasi sforcimet për të dy zonat rezultojnë si sforcime shtypëse).

6.5.3.3 Llogaritjet e humbjeve në kohë ∞ ; në kavot "Tip 2"

Nëse marrim efektet e reduktuara të tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit, bazuar edhe në shprehjet analitike të paraqitura në paragrafin 6.5.2.3, kemi:

Tkurrja (5%)

Humbjet në kavot e paranderjes, për efektin e tkurrjes 5%, janë [1] [4]:

$$\Delta\sigma_{s,(2)} = \varepsilon_s(t_\infty, t_0) \cdot E_s = -0.25 \cdot 0.05 \cdot 195000 / 10000 = -2.44 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Deformkoha ($\approx 30\%$)

Supozohet, që efekti i deformkohës arrin në vlerën 100% të efektit të saj (dmth $\varphi(t_\infty, t_0) = 1.31$) për kavon tip 1 dhe 30% të efektit, d.m.th me $\Delta\varphi(t_\infty, t_0) = 0.399$ Për kavot **Tip2**.

Në llogaritjet e karakteristikave gjeometrike të seksionit të homogjenizuar, duke marrë parasysh edhe efektin e armaturës, mbështetur edhe në atë çfarë u prezantua edhe për intervalin e parë, kemi:

$$A_{id,(1+2)} = A_t + A_{kavove(1+2)} \cdot n = 874\,731.6 \text{ mm}^2$$

$$S_{id,(1+2)} = A_t \cdot y_{G,t} + n \cdot A_{p(1+2)} \cdot y_{G,kavove} = 760.90 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_{G,id(1+2)} = \frac{S_{id,(1+2)}}{A_{id,(1+2)}} = 869.89 \text{ mm}$$

$$I_{id(1+2)} = I_{td} + A_{td} \cdot (y_{G,id(1+2)} - y_{G,id})^2 + N_{kavove(1+2)} \cdot I_{kavo(eq)} + n \cdot A_{p(1+2)} \cdot (y_{G,kavove} - y_{G,id(1+2)})^2$$

$$I_{id(1+2)} = 208\,987.87 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{i,id,(1+2)} = \frac{I_{id,(1+2)}}{y_{G,id,(1+2)}} = 240.24 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{s,id,(1+2)} = \frac{I_{id(1+2)}}{h_t - y_{G,id(1+2)}} = 251.76 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{p,id,(1+2)} = \frac{I_{id(1+2)}}{y_{G,kavove} - y_{G,id(1+2)}} = 305.48 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

Sforcimet në nivelin e armaturës së paranderur sipas ngarkimeve:

Ngarkesa nga pesha vetjake tra (p.p. tra):

$$\sigma_{cg,1} = \frac{M_{tra}}{W_{p,id,(1+2)}} = 2.52 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Ngarkesa mbi trarë + panele (nga ngarkesat e përhershme):

$$\sigma_{cg,2} = \frac{M_{pan} + M_{perm}}{W_{p,id,(1+2)}} = 6.91 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Tërheqja fillestare kavo **Tip 2**:

$$\sigma_{cp0} = N_{p0(1+2)}^x \cdot \cos(\phi) \cdot \left(\frac{1}{A_{id(1+2)}} + \frac{y_{G,kavo(2)} - y_{G,id(1+2)}}{W_{p,id(1+2)}} \right) = -16.05 \text{ N} / \text{mm}^2$$

ku: $\phi = 0.0 \text{ rad}$ – këndi i aplikimit të forcës së paranderjes.

Llogaritja e humbjeve nga deformkoha $\Delta\varphi(t_\infty, t_0) = 0.399$, për kavo **Tip 2** [1], [2]:

$$\Delta\sigma_{\phi(2)} = n \cdot \phi(t_{\infty}, t_0) \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = 4.95 \cdot 0.399 \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = -13.04 \text{ N / mm}^2$$

Llogaritja e humbjeve nga relaksimi i çelikut (100%)

Mbështetur në shprehjet e paraqitura në fazën e parë, në rastin konkret do kishim:

$$\Delta\sigma_{r_{\infty}} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi} = -198.24 \text{ N / mm}^2 ;$$

$$\text{ku: } \Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_{s,(2)} + \Delta\sigma_{\phi,(2)} = -15.47 \text{ N / mm}^2 , \text{ kemi}$$

$$\Delta\sigma'_{r_{\infty}} = \Delta\sigma_{r_{\infty}} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right) = 192.56 \text{ N / mm}^2 ;$$

Humbjet totale do jenë:

$$\Delta\sigma_{tot(2)} = \Delta\sigma_{ssf} + \Delta\sigma'_{r_{\infty}} = -208.04 \text{ N / mm}^2 ;$$

$$\text{që i përket } \frac{\Delta\sigma_{tot(2)}}{\sigma_{to(2)}} = \frac{208.04}{1350} = 0.15 \text{ ose } 15.4 \% \text{ të tensionit fillestar të kavove.}$$

Forca totale e paranderjes (për kavon 1 + kavon 2) në kohën infinit:

$$N_{p\infty}^x = \sigma_{p0(1)}^x A_{p1} - A_{p1} \Delta\sigma_{tot,(1)}^{\infty} + \sigma_{p0(2)}^x A_{p2} - \Delta\sigma_{tot,(2)} \cdot A_{p2} = -4944.8 \text{ kN};$$

$$\Delta N = \sigma_{p(1)}^x A_{p1} + \sigma_{p(2)}^x A_{p2} - N_{p\infty}^x = -1810.6 \text{ kN}$$

6.5.3.4 Llogaritja e humbjeve në kohë.

Mëposhtë jepen llogaritja e sforcimeve në fibrat e poshtme dhe të sipërme te seksionit për raste të ndryshme të ngarkimit.

Nga paranderja

$$\Delta\sigma_i^{ct} = \Delta N \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1+2)}} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,id,(1+2)}}{W_{i,id,(1+2)}} \right) = -7.23 \text{ N / mm}^2$$

$$\Delta\sigma_s^{ct} = \Delta N \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1+2)}} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,id,(1+2)}}{W_{s,id,(1+2)}} \right) = 6.59 \text{ N / mm}^2 ;$$

Sforcimet totale (ngarkesat e përhershme + paranderje) në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, janë:

$$\sigma_i^t = \Delta\sigma_i^{ct} + \sigma_i^{ti} = -10.1 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s^t = \Delta\sigma_s^{ct} + \sigma_s^{ti} = -2.71 \text{ N / mm}^2$$

ngarkesat e përkohshme:

$$\sigma_i^{sv} = \frac{M_{\text{var}}}{W_{i,id,(1+2)}} = -2.81 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{s,id(1+2)}} = 2.68 N / mm^2$$

6.5.3.5 Llogaritjet e sforcimeve sipas kombinimeve të ndryshme sipas gjëndjes kufitare të shërbimeve

Sipas normave, për kombinimet e gjëndjes kufitare të shërbimeve kemi [4] [5]:

$$\psi_{0(te\ debores)} = 0.7; \quad \psi_{1(te\ debores)} = 0.2; \quad \psi_{2(te\ debores)} = 0;$$

- kombinimi i ngarkesave karakteristike: $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \sigma_i^{sv} = -12.90 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \sigma_s^{sv} = -0.04 N / mm^2$$

- kombinimi i shpeshtë i ngarkesave (frekvente): $F_d = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{11} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

$$\text{me: } \psi_{1(te\ debores)} = 0.2$$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_1 \cdot \sigma_i^{sv} = -10.66 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_1 \cdot \sigma_s^{sv} = -2.18 N / mm^2$$

- kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme: $F_d = G_k + P_k + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

$$\text{me } \psi_{2(te\ debores)} = 0$$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_2 \cdot \sigma_i^{sv} = -10.10 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_2 \cdot \sigma_s^{sv} = -2.71 N / mm^2$$

6.5.3.6 Verifikimi i sforcimeve në gjëndjen kufitare të shërbimit

Limiti i sforcimeve në beton (në mjedis pak agresiv).

Sipas referimeve normative [3], [4], (në mjedis pak agresiv) për strukturë betoni me

$$R_{ck} = 75 N / mm^2; \quad f_{ck} = 62.25 N / mm^2, \text{ kemi :}$$

në shtypje: nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 \cdot f_{ck} = -37.5 N / mm^2$$

në shtypje: nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme:

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot f_{ck} = -28.01 N / mm^2$$

në tërheqje: nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.0 N / mm^2 \text{ (tërheqja nuk lejohet).}$$

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave karakteristike janë:

$$\text{në shtypje: } |\sigma_{\max, veçanta}| = -12.90 < |\sigma_{\lim, veçanta}| = -37.5 N / mm^2$$

në tërheqje: sforcimet mungojnë;

Sforcimet nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme janë:

$$\text{në shtypje: } |\sigma_{\max, th. perh}| = -10.66 < |\sigma_{\lim, th. perh}| = -28.01 \text{ N / mm}^2$$

në tërheqje: mungojnë!

Meqënëse nuk ka tërheqje nga kombinimi i ngarkesave karakteristike, nuk është e nevojshme që të ketë armaturë të zakonshme, për përballimin e sforcimeve tërheqëse, megjithatë vendosim konstruktivisht 5Ø20 me sipërfaqe totale 1570 mm².

Sforcimet limite në armaturën e paranderur.

Në kombinimin e ngarkesave të karakteristike, duke marrë parasysh edhe rritjen e forcave të tërheqjes për shkak të ngarkesave, sipas limiteve normative, kemi [3] [4]:

$$- \sigma_{\lim} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.6 \cdot 1860 = 1116 \text{ N / mm}^2 \text{ dhe } n = \frac{E_p}{E_c} = 4.95$$

$$- \text{Paranderja në kavot Tip1, } (t_{\infty}): \sigma_{p1, \infty}^x = 895.59 \text{ N / mm}^2$$

$$- \text{Paranderja në kavot Tip2, } (t_{\infty}): \sigma_{p2, \infty}^x = 1033.96 \text{ N / mm}^2$$

$$- \text{Ngarkesat e përhershme: } \Delta \sigma_p^{sp} = n \cdot \frac{M_{perh}}{W_{p, id(1+2)}} = 6.81 \text{ N / mm}^2$$

$$- \text{Ngarkesat e përkohshme: } \Delta \sigma_p^{sv} = n \cdot \frac{M_{var}}{W_{p, id}} = 10.90 \text{ N / mm}^2$$

- Verifikimi i sforcimeve totale (kavot **Tip1**):

$$\sigma_{p(1)} = \sigma_{p1, \infty}^x + \Delta \sigma_p^{sp} + \Delta \sigma_p^{sv} = 913.30 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{\lim} = 1116 \text{ N / mm}^2$$

- Verifikimi i sforcimeve totale (kavo **Tip 2**):

$$\sigma_{p(2)} = \sigma_{p2, \infty}^x + \Delta \sigma_p^{sp} + \Delta \sigma_p^{sv} = 1051.67 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{\lim} = 1116 \text{ N / mm}^2$$

6.5.3.7 Verifikimi i hapjes së plasaritjeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për verifikimet për hapjen e plasaritjeve, për gjëndjen kufitare të shërbimeve, referuar kombinimeve të ndryshme të ngarkesave (për mjedis pak agresiv), sipas referimeve normative, rezulton [3], [4]:

- Kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme (F_I e F_{III}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave të shpeshta (F_{II}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave karakteristike: sforcimet tërheqëse mungojnë.

6.5.3.8 Verifikimi i momentit përkulës maksimal (gjëndja kufitare e fundit)

Në qoftë se ndjekim të njëjtat hapa si më sipër për intervalin e parë të kohës (paragrafi 6.5.2.8), llogaritim momentin rezistent për gjëndjen kufitare të fundme, mbështetur në të njëjtën procedurë mbi përcaktimin e pozicionit të aksit neutral (sipas cikleve), deformimeve relative përkatëse, mbi të cilat përfitojmë rezultatet që paraqiten në tabelën e mëposhtme [1].

x	H	b	d	d'	dp'	$\epsilon_{p'}$	ϵ_{cu}	$\Delta\epsilon_{p'}$	$\epsilon_{p'tot}$	ϵ_s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
.....										
516.077	1700	500	50	50	255	0.0054	0.0035	0.00630	0.011	0.003160
.....										

$\sigma_{p'}$	σ_s	σ_c	$\epsilon_{s'}$	$\sigma_{s'}$	$A_{p'}$	$A_{s'}$	A_s
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
.....							
1455	373.91	35.27	0.00769	373.91	5004	1570	1570
.....							

Tabela 27: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion.

Llogaritja e momentit rezistent në pikën e aplikimit të forcave shtypëse në beton me qëndër N_{cx} ,

$$M_r = N_{s'} \cdot (H - d' - 0.4x) + N_p \cdot (H - d_{p'} - 0.4x) - N_s \cdot (0.4x - d) = 9773.39kN \cdot m$$

Momenti veprues në gjëndjen kufitare të fundme, sipas kombinimit të ngarkesave përkatëse, jepet :

$$M_{sdu} = 5352.4kN \cdot m$$

$$\text{kemi: } \frac{M_r}{M_{sdu}} > 1, \text{ verifikimi rezulton pozitiv!}$$

6.5.3.9 Verifikimi për forcë prerëse (gjëndja kufitare e fundit)

Në qoftë se ndjekim të njëjtat hapa dhe shprehje si më sipër (për intervalin e kohës 0-365 ditë, paragrafi 6.5.2.9), kemi [1], [2]:

Llogaritja e forcës prerëse vepruese në gjëndjen kufitare të fundme.

Për seksionin e marrë parasysh marrim në modelin numerik forcën prerëse sipas kombinimeve të ngarkesave, të cilat rezultojnë si mëposhtë :

- pesha vetjake + ngarkesat e përhershme: $V_g = 786.0kN$
- ngarkesat e përkohshme: $V_q = 127.2kN$
- ngarkesat sizmike: $V_s = 62.7kN$
- paranderja në $t = \infty$: $N_{p(1+2)} = N_{p\infty(1+2)}^x = -4944.8kN$

$$H_p = N_p \cdot \cos \alpha = -4944.8 \cdot \cos(0.0^{rad}) = -4944.8kN$$

$$V_p = N_p \cdot \sin \alpha = -3751.2 \cdot \sin(0.0^{rad}) = 0.0kN$$

Forca prerëse maksimale për gjëndjen kufitare të fundit:

$$V_{sdu} = 1272kN$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit pa armaturë për forcën prerëse:

$$V_{Rd1} = 0.25 f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 747.58kN < V_{sdu} \text{ rezulton që nuk verifikohet!}$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit me armaturë për forcën prerëse

Verifikimet e betonit:

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) = 4722.1kN > V_{sdu} \text{ verifikohet!}$$

Verifikimi i armaturës tërthore

Rezistenca e elementit pa armaturë shtesë

$$V_{cd} = 0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 1123.08kN$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot 0.90 \frac{d}{s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha), \text{ megjithatë } V_{wd, \min} = 50\% \cdot V_{sdu}$$

$$V_{wd, \min} = 575.50kN$$

$$V_{wd} (\Phi 10 / 150mm) = 608.7kN$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 1731.8kN > V_{sdu}, \text{ verifikimi rezulton pozitiv!}$$

Nevojitet të vendoset armaturë për përballimin e forcës prerëse, stafa $\Phi 10/150$ mm.

6.5.3.10 Verifikimi i uljeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për llogaritjen e uljeve që pëson struktura nga përkulja, merret parasysh gjëndja e parë kufitare, pa plasaritje (seksioni tërësisht punues) për të gjitha pjesët e strukturës në të cilat, në kushtet e ngarkesave të konsiderueshme, sforcimet në tërheqje nuk kalojnë rezistencën në tërheqje. Në të tilla kushte ndodhemi edhe në rastin tonë, kështu që sipas normativës, ulja e trarëve limitohet nga vlera [6]:

$$\delta_{tot} \leq \frac{L}{250}; \quad \text{ku } \delta_{tot} - \text{ulja maksimale në skajin e traut, } L - \text{gjatësia e traut,}$$

Duhet patur parasysh, edhe uljet në trarë do studiohen për dy fazat e ndërhyrjeve, si atë të intervalit të parë [0;365] ditë, në të cilën janë vënë nën ngarkesë "Kavo **Tip 1**" edhe për intervalin e dytë [365; ∞] ditë, në të cilën vihen nën ngarkesë edhe "Kavo **Tip 2**".

Për vlerësimin e mbingritjeve që trarët pësojnë si rezultat i vënies nën ngarkesë së kavove, është bërë plotesimi me armaturën e parandëruar, e modelit numerik përkatës për të cilat programi, të ofron mundësi në pozicionimin saktë të tyre (me kordinata përkatëse) si dhe me futjen e të dhënave të karakteristikave të forcës së parandërujes, sasisë së armaturës, etj.

6.5.3.10.1 Kontrolli i uljeve për intervalin e parë [0;365] ditë

Nga modeli numerik me elementë të fundëm, për rast ngarkimi i cili merret vetëm efekti i kavove **Tip 1**, mbingritjet që trau pëson, merren nga diagrama e mëposhtme:

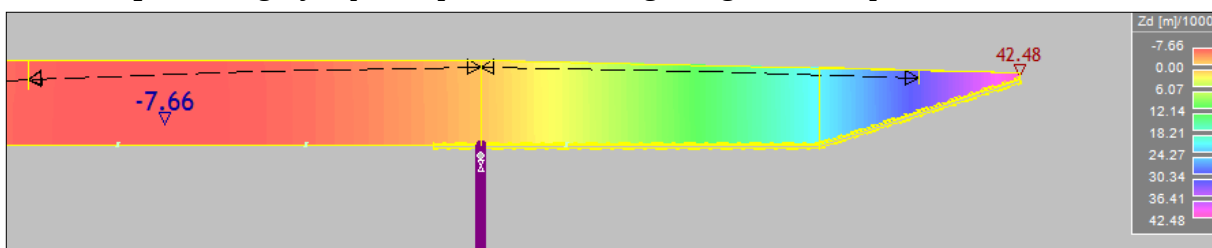


Figura 93: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-1", për trau në aksin "10"

Nga figura e mësipërme vërehet që mbingritja maksimale në skajin e trareve arrin $\delta_{kavo,Tip1} = 4.25cm$. Në këtë rast, ulja totale në skajin e mbulesës do jetë:

$$\delta_{tot,I} = \delta_e + \delta_{def,70\%} + \delta_{kavo,Tip1} = -1.90 - 1.74 + 4.25 = +0.61cm < \frac{L}{250} = 4.24cm$$

$\delta_e; \delta_{def}$ – janë përkatësisht uljet për shkak të ngarkesave thujtase të përhershme dhe nga deformkoha për traun në aksin “7”, Tabela 13.

$\delta_{kavo,Tip1}$ – mbingritja për shkak të efekteve të kavove “**Tip 1**”.

Siç rezulton, uljet totale maksimale në skajin e konsolit janë brenda vlerave limite normative. Nëse do kërkohet që linja e mbulesës të ruhet vijedrejtë, do shfrytëzohet mundësia që në fazën e montimit ti jepet një mbingritje paraprake që të kompesojë vlerat e mësipërme sipas akseve.

6.5.3.10.2 Kontrolli i uljeve për intervalin e dytë [365; ∞[ditë

Nga modeli numerik me elementë të fundëm, për rast ngarkimi i cili merret vetëm efekti i kavove **Tip 2**, mbingritjet që trau pëson, merren nga diagrama e mëposhtme:

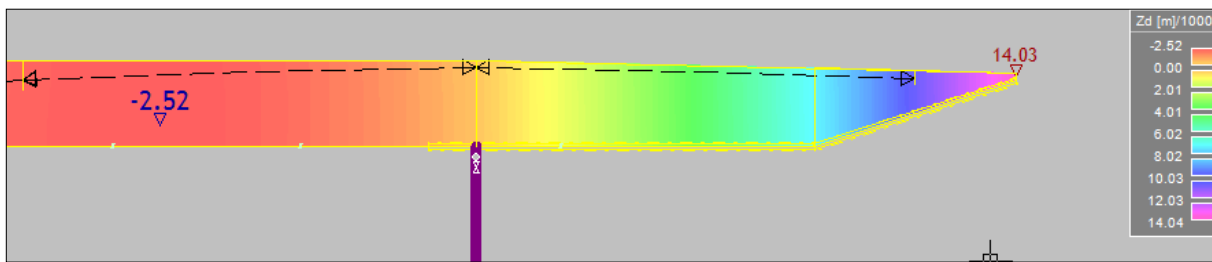


Figura 94: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove “**Tip-2**”, për traun në aksin “10”

Nga figura e mësipërme vërehet që mbingritja maksimale në skajin e trarëve arrin $\delta_{kavo,Tip2} = 1.4cm$. Në këtë rast, ulja totale në skajin e mbulesës do jetë:

$$\delta_{tot} = \delta_{tot,I} + \delta_{def,30\%} + \delta_{kavo,Tip2} = +0.61 - 0.75 + 1.4 = 1.26cm < \frac{L}{250} = 4.24cm$$

$\delta_e; \delta_{def}$ – janë përkatësisht uljet për shkak të ngarkesave thujtase të përhershme dhe nga deformkoha për traun në aksin “10”, Tabela 13.

$\delta_{kavo,Tip2}$ – mbingritja për shkak të kavove të paranderura “**Tip 2**”.

Nëse do kërkohet që linja e mbulesës të ruhet vijëdrejtë, do shfrytëzohet mundësia që me kavot “**Tip2**” ti jepet një mbingritje jo e plotë, por e mjaftueshme që të kompesojë vlerat e mësipërme sipas akseve.

6.6 Projektimi paraprak, Trau T2 (në aksin 7)

6.6.1 Paradimensionimi

Paradimensionimi i seksionit dhe armaturës së paranderur për efekt të ngarkimit (seksioni në mbështetje).

Duke iu referuar limiteve normative [2], [4], merret një tension fillestar i paranderjes më i vogël se ai kufitarë, në limitet:

$$\begin{aligned} 0.85 \cdot f_{p(1)k} &= 0.85 \cdot 1674 = 1423 \text{ N/mm}^2 \\ 0.75 \cdot f_{p(1)k} &= 0.75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (3.35)$$

Kështu që pranohet një tension fillestar në kavot e paranderjes, i barabartë me $\sigma_p = 1350 \text{ N/mm}^2$

Duke iu referuar gjeometrisë së traut, kemi që trau ka një seksion me lartësi variabël në zonën e konsolit dhe me lartësi konstante në pjesën e pasme, siç jepen në figurat e mëposhtme.

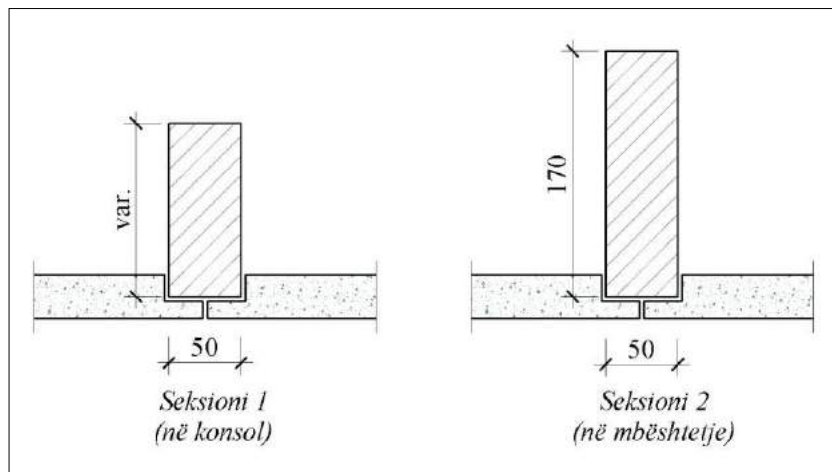


Figura 95: Seksionet tip të traut

Mëposhtë, jepen karakteristikat gjeometrike të seksionit në mbështetje (tërësisht punues, pa plasaritje):

Sipërfaqja e seksionit:	$A_t = 850\,000.0 \text{ mm}^2$;
Momenti statik i seksionit:	$S_t = 722\,500 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$;
Pozicioni i qendrës së gravitetit:	$\gamma_{Gt} = S_t / A_t = 850.0 \text{ mm}$;
Momenti i inertesisë së seksionit:	$I_t = 204\,708.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$;
Momenti i rezistencës së seksionit:	$W_t = I / \gamma_{Gt} = 240.83 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Dimensionimi paraprak i armaturës së paranderur për përkuljen.

Duke qenë që mjedisi është pak agresiv dhe në mungesë të avujve gërryes, armaturës së ndjeshme; ato duhet të garantojnë kufijtë e mëposhtme të plasaritjeve [3], [4]:

- për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme: gjendja kufitare e dekompresionit;

- për kombinimin e shpeshtë të ngarkesave: gjëndja kufitare e hapjes së të plasurave me $w = w_2 = 0.2mm$

Dimensionimi paraprak i armaturës merr parasysh kombinimet e ngarkesave thuajse të përhershme, duke patur parasysh:

- Pozicioni kavove në mbështetje, i pranuar paraprakisht: $y_{G,kavove} = 1550mm$;
- Momentet maksimale në mbështetje, të marra nga modeli numerik:
 - Pesha vetjake e traut: $M_{tra} = 770.9kNm$
 - Pesha vetjake e paneleve dhe trarëve tërthorë: $M_{pan,tr} = 4073.8kNm$
 - Ngarkesat e përhershme: $M_{perm} = 383.5kNm$
 - Ngarkesat e përkohshme (të deborës): $M_{var} = 613.7kNm$
 - Ngarkesa sizmike $M_{sis} = 678.02kNm$

Për kombinimin e ngarkesave thuajse të përhershme, me moment maksimal $M_d = 5350.94kNm$, përcaktojmë sforcimet në fibrat e poshtme të betonit.

$$\sigma_i = \frac{M_d}{W_t} = \frac{5350.94}{240.83 \cdot 10^6} = 22.22 N / mm^2 \quad (3.36)$$

Paranderja paraprake e pranuar do merrej: N_p

$$\sigma_{ip\infty} = -N_{p\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_t} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,t}}{W_t} \right) \quad (3.37)$$

Pranojmë që $\sigma_i + \sigma_{ip\infty} = 0$ (kushtet e dekompressionit), atëhere merret një vlerë e forcës së paranderjes në seksionin e mbështetjes të barabartë me:

$$N_{p\infty}^{x=L1} = - \frac{\sigma_i}{\left(\frac{1}{A_t} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,t}}{W_t} \right)} = -5441.64kN \quad (3.38)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet e momentit janë të rendit 10%, kështu që marrim vlerën e forcës së paranderjes në kokat e ankorimit në gjëndjen e shërbimit:

$$N_{p\infty}^{x=0} = N_{p\infty}^{x=L1} \cdot 1.10 = -5985.8kN \quad (3.39)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet në kohë për tkurrjen, deformkohen dhe relaksim të barabartë me 25% të tensionit fillestar, kështu që marrim:

$$N_{p0}^{x=0} = N_{p\infty}^{x=0} \cdot 1.25 = -7482.25kN \quad (3.40)$$

Tensionet kufitare në armaturën e paranderur

$$\begin{aligned} \sigma_{spo} &= 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1674 = 1422.9 N / mm^2 \\ \sigma_{sp} &= 0.60 \cdot f_{ptk} = 0.60 \cdot 1860 = 1116 N / mm^2 \end{aligned} \quad (3.41)$$

Sipërfaqja e armaturës minimale së paranderjes, rezulton gjithsesi në kufijtë e mëposhtëm:

$$\text{– Limiti i tërheqjes fillestare :} \quad A_p = \frac{N_{p0}^{x=0}}{\sigma_{sp0}} = 5258.45 mm^2 ;$$

– Limiti i tërheqjes në gjëndje shërbimi:
$$A_p = \frac{N_{p^{\infty}}^{x=0}}{\sigma_{sp}} = 5363.62 \text{ mm}^2;$$

Si rrjedhojë e vlerësimit paraprak të humbjeve, vendosim të përdorim 2 kavo me 22 gërsheta secila nga (0.6 “), në total 44 gërsheta me nga 0.6 “ ($A_{1gërsheti} = 139 \text{ mm}^2$), me $f_{p(1)k} = 1674 \text{ N/mm}^2$ dhe $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$, për një sipërfaqe totale :

$$A_{p(1)} = 44 \cdot 139 = 6116 \text{ mm}^2$$

Dimensionimi paraprak i armaturës së paranderur për efekt të deformkohës.

Struktura konsol e marr në studim, me hapsirë drite të konsiderueshme (10,6 m), kanë probleme të uljeve përshkak të efekteve që zhvillohen në kohë.

Është e nevojshme që të vlerësohet aramtura e pasnderur, e nevojshme për rikuperimin e uljeve, e cila duhet tërhequr në një moment kohor pas vendosjes në vepër të trarëve. Kjo armaturë është e nevojshme për faktin që nepërmjet saj kontrollohen uljet e trarëve që të jenë brenda limiteve normative si dhe gjithashtu sigurohet të ruhet vijëdrejtë linja ballore e mbulesës.

Pjesa e uljeve elastike mund të eliminohet duke parashikuar një mbingritje me një vlerë të barabartë me diferencën midis uljeve elastike me ato të tërheqjes së kavove “**Tip 1**”.

Parashikohet që mbingritja maksimale paraprake, në majë, për trarët tip (si ai në aksin 7), jo më shumë se 2.5 cm (duke marrë parasysh korrigjimin e uljeve nga deformkoha, tashmë të reduktuara si dhe një rezerve sigurie për shmangiet nga rasti në rast).

Për vlerësimin e armaturës së paranderur e cila do të shërbejë për kontrollin e uljeve në kohë, është e nevojshme vlerësimi i momentit rezistent të kësaj armature. Ashtu si edhe ne rastin e traut në aksin “10”, duke ditur që veprimi i një momenti njësi jep një mbingritje prej 0.02mm (0.00002m), nxjerrim që: $M_{p,\delta} = (0.025 / 0.00002) \cdot 1 \text{ kNm} = 1250 \text{ kNm}$ dhe që i korespondon një force në armaturën e paranderur të barabartë me $N_{p,\delta} = 750 / 0.50 = 2500 \text{ kN}$, ku $hp = 0.85 \cdot 0.35 = 0.50 \text{ m}$, është distanca nga qendra e gravitetit të seksionit deri tek qendra e kavos shtesë.

Supozojmë që humbjet për efekt të fërkimit janë të rendit 10%, kështu që marrim një vlerë të forcës së parnderjes në kokë për gjëndjen e shërbimit:

$$N_{p,\delta}^{x=0} = N_{p,\delta}^{x=L1} \cdot 1.10 = -2750.0 \text{ kN} \quad (3.42)$$

Pranojmë paraprakisht që humbjet për efekt të tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit janë $\approx 5\%$ të vlerës totale të tyre (d.m.th 20% x 25 %) të tensionit fillestar, marrim:

$$N_{p,\delta}^{x=0} = N_{p,\delta}^{x=0} \cdot 1.05 = -2956.2 \text{ kN} \quad (3.43)$$

Tensionet kufitare në armaturën e paranderur janë:

$$\sigma_{spo} = 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1674 = 1422.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sp} = 0.60 \cdot f_{ptk} = 0.60 \cdot 1860 = 1116 \text{ N/mm}^2$$

Sipërfaqja e armaturës së paranderur, duhet të plotësojë limitet:

– Limiti i tërheqjes fillestare:
$$A_p = \frac{N_{p0}^{x=0}}{\sigma_{sp0}} = 2077.6 \text{ mm}^2;$$

– Limiti i tërheqjes në gjëndje shërbimi: $A_p = \frac{N_{p^{\infty}}^{x=0}}{\sigma_{sp}} = 2464.1 \text{ mm}^2$;

Duke iu referuar limiteve të mësipërm si dhe vlerësimeve fillestare të humbjeve në kavo, përzgjedhim 1 (një) kavo me 22 (njëzet e dy) gërsheta, secila me nga 0.6" ($A_{\text{gërsheti}} = 139 \text{ mm}^2$) me $f_{p(1)k} = 1674 \text{ N/mm}^2$ dhe $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$, për një sipërfaqe totale:

$$A_{\text{kavo}, p(2)} = 22 \cdot 139 = 3058 \text{ mm}^2$$

Pozicioni i kavove në mbështetje është i kushtëzuar nga shtresa mbrojtëse si dhe nga distanca minimale ndërmjet tyre që duhet të kenë [1] [2].

Pozicioni i 3 kavove në seksionin 2 ($x = L_1$) në mbështetje është si më poshtë:

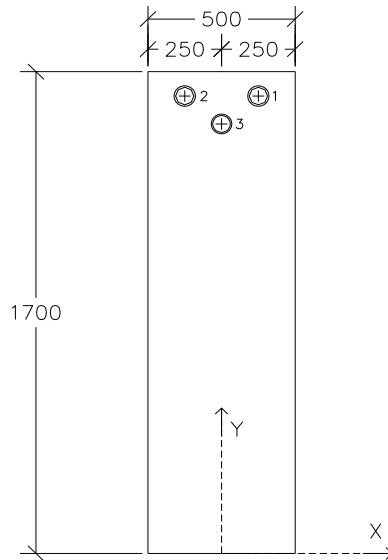


Figura 96: Seksioni tip mbi pozicionimin e kavove në seksionin.

Kavo	Tipi i kavos	Guaina	x_g	y_g
(1-3)	(Tip1/Tip2)	(mm)	(mm)	(mm)
1	1	100	150.0	1550.0
2	1	100	-150.0	1550.0
3	2	100	0.0	1350.0

Tabela 28: Të dhënat gjeometrike të pozicionit të kavove në seksionin e mbështetjes.

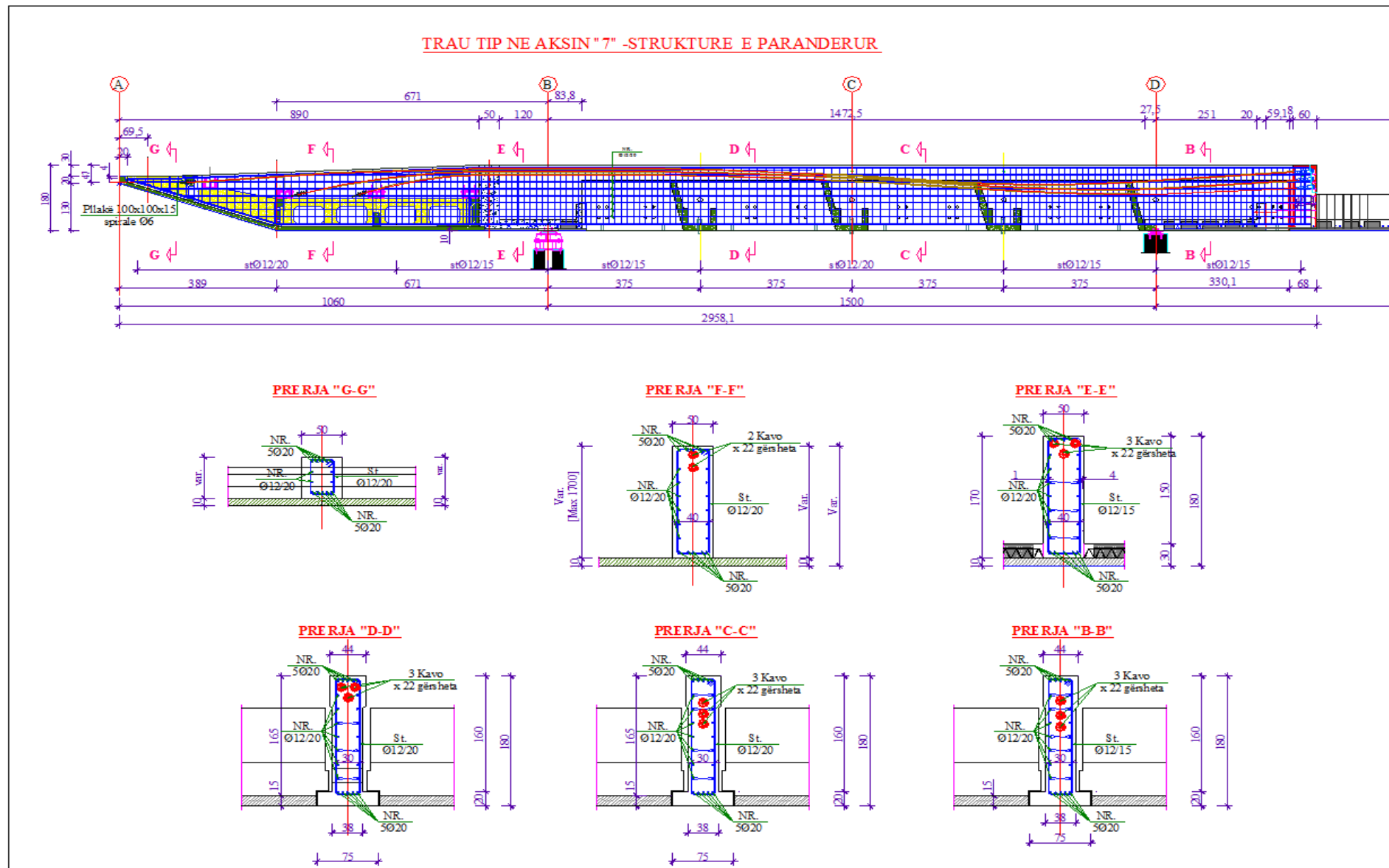


Figura 97: Trau Tip në aksin "7"

Duke patur parasysh që zgjidhja konsiston në vendosjen e dy grupeve të kavove ku vënia nën ngarkesë do bëhet me faza, mëposhtë paraqitet procedura standarte e verifikimeve për seksionin në mbështetje (seksioni më i ngarkuar), në intervalet kohore [0;365] ditë dhe [365;∞ [

6.6.2 Verifikimet në intervalin e parë [0;365] ditë

Qendra e kavos rezultante: $y_{G,kavo} = 1500mm$

Karakteristikat gjeometrike:

– kavove: $A_{kavo} = \Pi \cdot (100/2)^2 = 7850.0mm^2$ (guaina d = 100 mm)

$$A_{kavove} = A_{kavo} \cdot 3 = 31400.0mm^2$$

$$I_{kavo} = \Pi \cdot \varnothing^4 / 64 = 4\,906\,250.0mm^4$$

$$S_{kavove} = A_{kavove} \cdot y_{G,kavove} = 47\,100.0 \cdot 10^3mm$$

– seksioni i traut pa dobësime:

$$A_{td} = A_t - A_{kavove} = 818\,600.0mm^2;$$

$$S_{td} = S_t - S_{kavove} = 675\,400.0 \cdot 10^3mm^3$$

$$y_{G,td} = S_{td} / A_{td} = 825.07mm$$

$$I_{td} = I_t + A_t \cdot (y_{G,t} - y_{G,td})^2 - N_{kavove} \cdot I_{kavove} - A_{kavove} (y_{G,kavove} - y_{G,td})^2 = 190\,918.2 \cdot 10^6mm^4$$

Modulet rezistente sipas fibrave të poshtme, fibrave të sipërme, kavove, janë përkatesisht:

$$W_{p,td} = \frac{I_{td}}{y_{G,td}} = 231.4 \cdot 10^6mm^3$$

$$W_{s,td} = \frac{I_{td}}{h_t - y_{G,td}} = 218.2 \cdot 10^6mm^3$$

$$W_{kavo,p,td} = \frac{I_{td}}{y_{G,kavove} - y_{G,td}} = 282.9 \cdot 10^6mm^3$$

6.6.2.1 Përcaktimi i humbjeve fillestare të paranderjes (kavot Tip 1)

Llogaritja e humbjeve fillestare në kavot “**Tip 1**”, konsiston në përcaktimin e humbjeve nga fërkimi, humbjeve për fiksion në kokat e ankorimit dhe humbjeve për shkak të deformimeve elastike në beton. Referuar procedurës llogaritëse në traun T-1, kemi:

a) Humbjet nga fërkimi:

$\sigma_{kavo,p}^{x=0} = 1350 N/mm^2$ tensioni fillestar i forcës së paranderjes;

$f = 0.2$ koeficienti i fërkimit (kavo në guainën metalike)

$\beta = 0.01 rad/m$ devijimi këndor, jo i qëllimshëm;

$x = 17m$ dhe $\Phi = 0.05rad$

Kemi që humbjet në kavot e paranderura si rezultat i fërkimit, merren sipas shprehjes së mëposhtme [2], [6]:

$$\sigma'_{kavo,p} = \sigma_{kavo,p0}^{x=0} \cdot e^{-f(\varphi+\beta x)} = 1350 \cdot 0.960 = 1296.4 N/mm^2 \quad (3.44)$$

(sipas llogaritjeve të mësipërme, rezultojnë në rendin 4%) të tensioneve fillestare.

b) Humbjet për fiksime, në kokat e ankorimit:

Duke qënë se humbjet e tilla varen nga pajisjet kapëse-ankoruese si dhe nga grupi i specializuar që ofrojnë punime të tilla, sipas të dhënave teknike që ofrohen nga katalogu i produktit (si vlerë rekomanduese) janë të rendit 1.5–2.5% [1], [7]. Në rastin tonë do pranojmë që këto humbje janë të rendit 2.1%, të tensionit fillestar të kavove.

c) Humbjet për shkak të deformimeve elastike në beton:

Çdo shkurtim i betonit, i korespondon një shkurtim të kavove tashmë të bllokuara dhe si rrjedhojë e saj, kemi një zvogëlim në forcën e paranderjes si dhe të sforcimeve në beton.

Humbjet mesatare për shkak të deformimeve elastike në beton, jepen nëpërmjet shprehjes së mëposhtme [2] [8]:

$$\Delta\sigma_{mes} = \frac{N-1}{N} 0.8n \frac{1,4}{2} \sigma'_b \quad (3.45)$$

ku:

N– numri i kavove

n –raporti midis moduleve të elasticitetit $n = E_p / E_c$

σ'_b –sforcimet mesatare në beton, në nivelin e kavos rezultante

Nëse bëjmë zëvendësimet në shprehjen e mësipërm, kemi:

$$\Delta\sigma_{mes} = \frac{2-1}{2} 0.8 \cdot 4.95 \cdot \frac{1,4}{2} \cdot 15.38 = 21.32 N / mm^2 \quad (3.46)$$

d) **Humbjet fillestare totale të paranderjes:** $\Delta\sigma = 7.9\% \cdot 1350 = 106.65 N / mm^2$, kjo do sjellë që sforcimet në armaturën e paranderur do jenë:

$$\sigma_{p0(1)}^x = \sigma_{p0}^{x=0} \cdot 0.92 = 1242 N / mm^2 \quad (3.47)$$

6.6.2.2 Verifikimi i sforcimeve në beton

Mëposhtë, jepen në mënyre të përmbledhur përcaktimi i sforcimeve në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, për raste të ndryshme ngarkimi.

Nga pesha vetjake e traut:

$$\sigma_{i,tra} = -\frac{M_{tra}}{W_{i,td}} = -3.33 N / mm^2;$$

$$\sigma_{s,tra} = \frac{M_{tra}}{W_{s,td}} = 3.53 N / mm^2;$$

Nga paranderja në momentin fillestar:

$$N_{p0(1)}^x = \sigma_{p0(1)}^x \cdot A_{p(1)} = 7596.1 kN$$

$$M_{p0(1)}^x = N_{p0(1)}^x (y_{G,kavo(1)} - y_{G,td}) = 5506.6 kNm;$$

$$\sigma_i = -\frac{N_{p0(1)}^x}{A_d} + \frac{M_{p0(1)}^x}{W_{i,td}} = 14.52 N / mm^2$$

$$\sigma_s = -\frac{N_{p0(1)}^x}{A_d} - \frac{M_{p0(1)}^x}{W_{s,td}} = -34.51 N / mm^2$$

Tensioni fillestar total në kavot.

$$\sigma_i^{ti} = \sigma_i + \sigma_{i,tra} = 11.19 N / mm^2$$

$$\sigma_s^{ti} = \sigma_s + \sigma_{s,tra} = -30.98 N / mm^2$$

Limiti i tensionit fillestar për $R_{ckj} = 75 N / mm^2$, ku $f_{ckj} = 0.83 \cdot R_{ckj} = 62.25 N / mm^2$, me limitet normative:

- Në shtypje: $0.6 \cdot f_{ckj} = 0.6 \cdot 62.25 = 37.35 N / mm^2$
- Në tërheqje: $0.1 \cdot f_{ckj} = 6.22 N / mm^2$

Verifikimet: $\left| \sigma_{poshte}^{ti} \right| > 6.22 N / mm^2$
 $\left| \sigma_{siper}^{ti} \right| < 37.35 N / mm^2$

Siç konstatohet, verifikimi rezulton pozitiv.

Shënim: Për të evituar që fibrat e poshtme të traut të punojnë në tërheqje, për shkak të një force fillestare të lartë paranderëse, tërheqja e kavove do bëhet me dy faza. në fazën e parë për mbajtjen e ngarkesave të përhershme, në fazën e dytë për mbajtjen e ngarkesave të brise soleil (që kanë momente përkulëse shumë të larta).

6.6.2.3 Llogaritjet e humbjeve në kohë (në kavot Tip 1)

Në grupin e humbjeve në kohë, përfshihen:

Tkurrja (95 %)

Për shkak se zvogëlimi i volumit të betonit si rezultat i tkurrjes sjell humbje të forcës së paranderjes. Deformimi total nga tkurrja, do merrej si shumë e deformimeve nga tkurrja nga tharja me atë autogjene, dhe do jepej sipas shprehjes së mëposhtme [1] [4]:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cd\infty} + \varepsilon_{ca\infty} = (k_h \cdot \varepsilon_{c0}) + \left[2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \right] \quad (3.48)$$

ku parametrat k_h dhe ε_{c0} merren në tabelat referuese normative tab. 11.1 [4], në funksion të lageshtisë relative, përmasës fiktive dhe klasës së betonit (f_{ck}). Atëhere, do kishim:

$$\varepsilon_{cs\infty} = (0.34 \cdot 0.74) + \left[2.5(75 - 10) \cdot 10^{-6} \right] \cong 0.24 \text{‰}$$

Rënia përkatëse e sforcimeve në armaturën e paranderur, do ishte:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs}(t_{365}, t_0) \cdot E_p = 0.24 \cdot 0.95 \cdot 195000 / 1000 = 46.31 N / mm^2$$

Deformkoha (70%)

Supozohet, që tërheqjet pas 14 ditëve të stazhionimit të jenë: $\phi(t_\infty, t_0) = 1.31$;

ku $\phi(t_{365\text{dite}}, t_0) = 0.911$

Për të llogaritur rëniet e tensionit në armaturën e paranderur, për shkak të deformkohës së betonit, duhet të kihet parasysh që ngarkesat e përhershme veprojnë mbi trarët dhe panelet vetëm mbas vendosjes së kavove.

Në llogaritjet e karakteristikave gjeometrike nuk merret parasysh llaçi i injektuar në guainë, si në paranderje dhe në tërheqje për efekt të kavove.

Karakteristikat e materialit dhe gjeometrike të seksionit

- trau: $R_{ck} = 75 \text{ N/mm}^2$; $E_c = 39483.59 \text{ N/mm}^2$
- armatura e paranderur: $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$; $n = E_p / E_c = 4.95$

Nëse do marrim në konsideratë edhe prezencën e armaturës në tra, (seksion i homogjenizuar), do kishim:

Diametri ekuivalent i armaturës së një kavove është: $\phi_{ek} = \sqrt{\frac{4A_f}{\pi}} = 62.41 \text{ mm}^2$

$$I_{kavo(ek)} = \pi \phi_{ek}^4 / 64 = 744\,535.35 \text{ mm}^4$$

$$A_{id(1)} = A_t - A_{kavo(2)} + A_{p(1)} \cdot n = 872\,355.5 \text{ mm}^2$$

$$S_{id(1)} = A_t \cdot y_{G,t} - A_{kavo(2)} \cdot y_{G,kavo(2)} + n \cdot A_{p(1)} \cdot y_{G,kavove(1)} = 758.72 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_{G,id(1)} = \frac{S_{id(1)}}{A_{id(1)}} = 863.07 \text{ mm}$$

$$I_{id(1)} = I_{td} + A_t \cdot (y_{G,id(1)} - y_{G,td})^2 + N_{kavove(1)} \cdot I_{kavo(ek)} + n \cdot A_{p(1)} \cdot (y_{G,c,kavove(1)} - y_{G,id(1)})^2 = 206\,531.0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{i,id(1)} = \frac{I_{id(1)}}{y_{G,id(1)}} = 237.46 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{s,id(1)} = \frac{I_{id(1)}}{h_t - y_{G,id(1)}} = 248.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{p,id(1)} = \frac{I_{id(1)}}{y_{G,kavove(1)} - y_{G,id(1)}} = 303.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

Sforcimet në nivelin e armaturës së paranderur:

Ngarkesa në tra (p.p. tra):

$$\sigma_{cg,1} = \frac{M_{tra}}{W_{p,td}} = 2.73 \text{ N/mm}^2$$

Ngarkesa mbi trarë + panele (ngarkesat e përhershme):

$$\sigma_{cg,2} = \frac{M_{pan} + M_{perm}}{W_{p,id(1)}} = 14.68 \text{ N/mm}^2$$

Paranderja fillestare:

$$\sigma_{cp0} = N_{p0(1)}^x \cdot \cos(\phi) \cdot \left(\frac{1}{A_{td}} + \frac{y_{G.cavi,(1)} - y_{G,td}}{W_{p,td}} \right) = -28.75 N / mm^2$$

ku: $\phi = 0.0 \text{ rad}$ këndi i aplikimit të forcës së paranderjes (në pozicionin e seksionit të marrë në shqyrtim).

Llogaritja e humbjeve nga deformkoha do marrë parasysh efektin 70% të saj, nëpërmjet koeficientit ($\phi_{365d, t_0} = 0.911$), atëhere kemi [1][2]:

$$\Delta\sigma_{\phi} = n \cdot \phi(t_{365d}, t_0) \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = 4.95 \cdot 0.911 \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = -51.02 N / mm^2$$

Llogaritja e humbjeve nga relaksimi i çelikut (95%):

Për kavot e paranderura kemi pranuar që tensionet fillestare janë $\sigma_{spi} = 1350 N / mm^2$.

Duke iu referuar limiteve normative, kemi [4] [5]:

$$\text{për} \quad \sigma_{spi} = 0.75 \cdot f_{ptk} \quad \Delta\sigma_{r\infty} = -0.18 \cdot \sigma_{spi}$$

$$\text{për} \quad 0.5 \cdot f_{ptk} \leq \sigma_{spi} \leq 0.75 \cdot f_{ptk} \quad \Delta\sigma_{r\infty} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi}$$

$$\text{kështu që} \quad \frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} = 0.726 \quad \text{kemi:}$$

$$\Delta\sigma_{r\infty} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi} = 0.1470 \cdot 1350 \cdot 0.95 = -188.33 N / mm^2 ;$$

(vlera është shumëzuar me 0.95, për të marrë parasysh 95% të efektit të saj).

Duke u bazuar në varësinë midis tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit të çelikut, kemi:

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

$$\text{në të cilën: } \Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_{\phi} = -46.31 - 51.02 = -97.33 N / mm^2 ;$$

$$\text{Nëse bëjmë zëvendësimet, kemi: } \Delta\sigma'_{r\infty} = -188.33 \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot (-97.33)}{1350} \right) = -154.4 N / mm^2 ;$$

Humbjet totale:

$$\Delta\sigma_{tot,(1)} = \Delta\sigma_{ssf} + \Delta\sigma'_{r\infty} = -97.33 - 154.4 = -251.73 N / mm^2 ; \text{ që i përket një raporti}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{tot,(1)}}{\sigma_{spi}} = \frac{251.73}{1350} \cdot 100 = 18.65\% , \text{ krahasuar me tensionin fillestar.}$$

Forca totale e paranderjes, në kohën infinit do jenë:

$$N_{p,365(1)}^x = N_{p0(1)}^x + \Delta\sigma_{tot,(1)} \cdot A_{kavot(1)} = -6056.6 kN$$

$$\Delta N_{p,365(1)}^x = N_{p0(1)}^x + N_{p,365(1)}^x = 1539.5 kN$$

6.6.2.4 Llogaritja e sforcimeve në kohë

Mëposhtë jepen llogaritja e sforcimeve në fibrat e mëposhtme dhe të sipërme të seksionit për raste të ndryshme të ngarkimit:

Për shkak të forcës së paranderjes:

$$\Delta\sigma_i^{ct} = \Delta N_{p365(1)}^x \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1)}} + \frac{y_{G,kavot(1)} - y_{G,id,(1)}}{W_{i,id,(1)}} \right) = -6.18 N / mm^2$$

$$\Delta\sigma_s^{ct} = \Delta N_{p365(1)}^x \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1)}} + \frac{y_{G,kavot(1)} - y_{G,id,(1)}}{W_{s,id,(1)}} \right) = 5.97 N / mm^2$$

Për shkak të ngarkesave të përhershme + pesha vetjake e paneleve + trarët tërthore:

$$\sigma_i^{sp} = \frac{M_{pan,tr,tr} + M_{per}}{W_{i,id,(1)}} = -18.77 N / mm^2$$

$$\sigma_s^{sp} = \frac{M_{pan,tr,tr} + M_{per}}{W_{s,id,(1)}} = 17.92 N / mm^2$$

Sforcimet totale (ngarkesat e përhershme + paranderje) në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, janë:

$$\sigma_i^t = \Delta\sigma_i^{ct} + \sigma_i^{sp} + \sigma_i^{ti} = -13.76 N / mm^2$$

$$\sigma_s^t = \Delta\sigma_s^{ct} + \sigma_s^{sp} + \sigma_s^{ti} = -7.09 N / mm^2$$

Për shkak të ngarkesave të përkoheshme :

$$\sigma_i^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{i,id,(1)}} = -2.58 N / mm^2$$

$$\sigma_s^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{s,id,(1)}} = 2.81 N / mm^2$$

6.6.2.5 Llogaritjet e sforcimeve sipas kombinimeve të ndryshme në gjëndjen kufitare të shërbimeve.

Sipas normave, nga kombinimet e gjëndjes kufitare të shërbimeve kemi [4] [5]:

$$\psi_{0(te\ debores)} = 0.7; \psi_{1(te\ debores)} = 0.2; \psi_{2(te\ debores)} = 0;$$

– Kombinimi i ngarkesave karakteristike: $F_d = G_K + P_K + Q_{1K} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \sigma_i^{sv} = -16.34 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \sigma_s^{sv} = -4.28 N / mm^2$$

– Kombinimi i ngarkesave thujse të përhershme: $F_d = G_K + P_K + \psi_{11} Q_{11} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

$$\text{me: } \psi_{1(te\ debores)} = 0.2$$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_1 \cdot \sigma_i^{sv} = -14.28 N / mm^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_1 \cdot \sigma_s^{sv} = -6.53 N / mm^2$$

– Kombinimi i ngarkesave frekvente: $F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

me $\psi_{2(\text{tedebore})} = 0$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_2 \cdot \sigma_i^{sv} = -13.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_2 \cdot \sigma_s^{sv} = -7.09 \text{ N/mm}^2$$

6.6.2.6 Verifikimet e sforcimeve në gjëndjen kufitare të shërbimit

Limiti i sforcimeve në beton (në mjedis pak agresiv).

- Sipas rekomandimeve normative, për trarët me $R_{ck} = 75 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 62.25 \text{ N/mm}^2$, kemi [3][4]:

në shtypje, nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 \cdot f_{ck} = -37.5 \text{ N/mm}^2$$

në shtypje, nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme:

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot f_{ck} = -28.01 \text{ N/mm}^2$$

në tërheqje, nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (tërheqja nuk lejohet).}$$

- Sipas limiteve normative, të paraqitura mësipër, kemi:

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave karakteristike janë:

në shtypje: $|\sigma_{\max, \text{vec}}| = -16.34 < |\sigma_{\lim, \text{vec}}| = -37.5 \text{ N/mm}^2$

në tërheqje: mungojnë

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme janë:

në shtypje: $|\sigma_{\max, \text{th.te.perh}}| = -14.28 < |\sigma_{\lim, \text{th.te.perh}}| = -28.01 \text{ N/mm}^2$

në tërheqje: mungojnë

Meqënëse nuk ka tërheqje nga kombinimi i ngarkesave karakteristike, nuk është e nevojshme që të ketë armaturë të zakonshme, për përballimin e sforcimeve tërheqëse. Megjithatë vendosim 5Ø20, me sipërfaqe totale 1570 mm^2 , si armaturë konstruktive.

Sforcimet limite në çelikut e paranderur.

Në kombinimin e ngarkesave karakteristike, duke marrë parasysh edhe rritjen e forcave të tërheqjes për shkak të ngarkesave, kemi [4]:

$\sigma_{lim} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.6 \cdot 1860 = 1116 \text{ N/mm}^2$, sforcimi limit në armaturën e paranderur

$$n = \frac{E_p}{E_c} = 4.95, \text{ koeficienti i homogjenitetit të materialeve}$$

- paranderja në kohë:

$$\text{për } t_{365\text{ditë}} : \sigma_{kavove(1),365d}^x = \frac{N_{p365(1)}^x}{A_{p(1)}} = 990.28 \text{ N/mm}^2$$

– ngarkesat e përhershme:

$$\Delta\sigma_p^{sp} = n \cdot \frac{M_{perh}}{W_{p,id,(1)}} = 6.24 \text{ N/mm}^2$$

– ngarkesat e përkohëshme:

$$\Delta\sigma_p^{sv} = n \cdot \frac{M_{var}}{W_{p,id,(1)}} = 9.98 \text{ N/mm}^2$$

– verifikimi i sforcimeve totale:

$$\sigma_p = \sigma_{kavot(1)365}^x + \Delta\sigma_p^{sp} + \Delta\sigma_p^{sv} = 1006.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{lim} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

6.6.2.7 Verifikimi i plasaritjeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për verifikimet për hapjen e plasaritjeve, për gjëndjen kufitare të shërbimeve, referuar kombinimeve të ndryshme të ngarkesave (për mjedis pak agresiv), sipas referimeve normative kemi [3], [4]:

- Kombinimi i ngarkesave thujtse të përhershme (F_I e F_{III}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave të shpeshta (F_{II}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave karakteristike: sforcimet tërheqëse mungojnë.

6.6.2.8 Verifikimi për përkuljen (gjëndja kufitare e fundit)

Karakteristika e materialeve

– betoni:

$$\text{trarë: } R_{ck} = 75 \text{ N/mm}^2; \quad f_{cu} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot \frac{75}{1.5} = 35.27 \text{ N/mm}^2;$$

– çeliku:

$$\text{çelik i zakonshëm: } f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2; \quad E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2;$$

$$\text{çelik i paranderur: } f_{pd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} = 0.9 \cdot \frac{1860}{1.15} = 1455 \text{ N/mm}^2; \quad E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{p365} = 1006.5 \text{ N/mm}^2; \quad \varepsilon_{p365} = \frac{1006.5}{E_p} = 5.1\text{‰}$$

Karakteristikat gjeometrike.

$$A_{pl} = 3753 \text{ mm}^2 \quad \text{armatura e paranderjes;}$$

$$A_s = A_{s'} = 1570 \text{ mm}^2 \quad \text{sipërfaqja e armaturës së zakonshme 5Ø20;}$$

Llogaritja e momentit rezistent në gjëndjen kufitare të fundme.

Për llogaritjet e M_{Rd} , bëhet hipoteza që fibrat e poshtme të betoni arrijnë në plasaritje, po ashtu edhe çeliku i zakonshëm në zonën e sipërme ka kaluar në fazën e rrjedhshmërisë, për këtë kemi [1]:

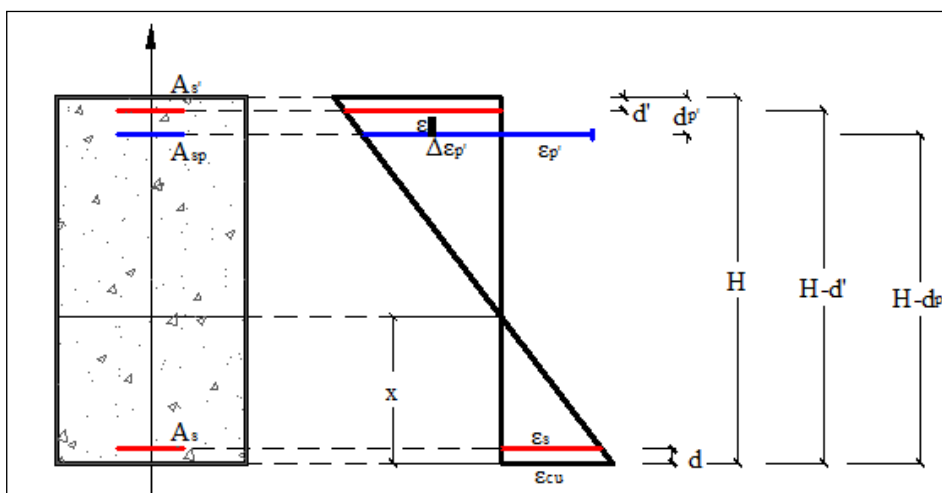


Figura 98: Deformimet relative në seksion.

$$\sigma'_s = f_{sd} = 373.91 \text{ N / mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.001869 = 0.1869\%$$

Nëse marrim parasysh hipotezën që seksionet qëndrojnë plane, mund të shkruajme:

$$\Delta \varepsilon_{p'} = \frac{\varepsilon_{cu} (H - d - p' - x)}{x} \quad \varepsilon_{yd}^* \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pd} \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_{p',tot} = \varepsilon_{p'} + \Delta \varepsilon_{p'} \quad (3.50)$$

$$\varepsilon_{s'} = \varepsilon_{cu} (H - d' - x) / x \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sd} \quad (3.51)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} (x - d) / x \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s; \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \quad (3.52)$$

Për llogaritjen e pozicionit të aksit neutral, në shkatërrim mbështetemi në shprehjen e mëposhtme:

$$A_p \sigma_{p'} + A_s \sigma_{s'} = b \cdot 0.8 \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \sigma_s \text{ ku } A_p' = A_{kavove1} \quad (3.53)$$

në shprehjet e mësipërme kemi shënuar:

ε_p – është deformimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në gjëndjen kufitare të shërbimit

$\Delta \varepsilon_p$ – është deformimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, për të arritur këputjen

$\varepsilon_{p,tot}$ – është deformimi total i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në këputje

σ_p – është sforcimi i kavove të paranderjes në zonën e sipërme, në këputje

ε_p – është deformimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e poshtme, në këputje

ε_s – është deformimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e sipërme, në këputje

σ_s – është sforcimi i çelikut të zakonshëm, në zonën e sipërme, në këputje

Nga shprehja e mësipërme, me një proces përsëritës, në të cilin gjatë çdo përsëritje përditësojmë deformimet, mundemi të llogarisim vlerën e saktë të “x”, e cila jepet në tabelën e mëposhtme.

x	H	b	d	d'	dp'	ϵ_p	ϵ_{cu}	$\Delta\epsilon_p$	$\epsilon_{p'tot}$	ϵ_s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
.....										
630.761	1700	500	50	50	150	0.0051	0.0035	0.00510	0.01050	0.00322
.....										

$\sigma_{p'}$	σ_s	σ_c	$\epsilon_{s'}$	$\sigma_{s'}$	$A_{p'}$	$A_{s'}$	As
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
.....							
1455	373.91	35.27	0.005656	373.91	6116	1570	1570
.....							

Tabela 29: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion

Llogaritja e momentit rezistent në pikën e aplikimit të forcave shtypëse në beton me qëndër N_{cx} :

$$M_r = N_{s'}(H - d' - 0.4x) + N_{p'}(H - d_{p'} - 0.4x) - N_s \cdot (0.4x - d) = 12249.65 kN \cdot m \quad (3.54)$$

Momenti veprues në gjëndjen kufitare të fundme:

$$M_{sdu} = \gamma_G \cdot M_{Gk} + \gamma_p \cdot M_p + \gamma_q \cdot \left[M_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} \cdot M_{ik}) \right] + \gamma_s \cdot M_s = 7974.5 kNm \quad (3.55)$$

kemi: $\frac{M_r}{M_{sdu}} > 1$. verifikimi rezulton pozitiv.

6.6.2.9 Verifikimi për forcë prerëse (gjëndja kufitare e fundit)

Verifikimi do mbështetet në metodën sipas “tralices se Morsch” [1] [2], me biella të vendosura me 45° si dhe duke marrë parasysh ndikimin e betonit me formulën empirike – eksperimentale përkatëse.

Llogaritja e forcës prerëse vepruese në gjëndjen kufitare të fundme.

Për seksionin e marrë në konsideratë, janë marrë vlerat e forcave prerëse maksimale nga modeli numerik sipas ngarkimeve, të cilat rezultojnë si mëposhtë:

Pesha vetjake + ngarkesat e përhershme: $V_g = 1092.2 kN$

Ngarkesat e përkohshme: $V_q = 108.6 kN$

Sizmika: $V_s = 111.2 kN$

Paranderja në $t = 365$ ditë: $N_{p1} = N_{p(1),365}^x = -6056.6 kN$,

kështu që kemi:

$$H_p = N_p \cdot \cos \alpha = -6056.6 \cdot \cos(0.0^{rad}) = -6056.6 kN;$$

$$V_p = N_p \cdot \sin \alpha = -6056.6 \cdot \sin(0.0^{rad}) = 0.0 kN;$$

ku α është këndi i aplikimit të forcës së paranderjes.

Forca prerëse maksimale për gjëndjen kufitare të fundit, rezulton:

$$V_{sdu} = 1636.2 \text{ kN}$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit pa armaturë për forcën prerëse:

$$V_{Rd1} = 0.25 f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta \quad (3.56)$$

ku: $f_{ctd} = 2.2 \text{ N/mm}^2$

$r = 1.6 - d$ megjithatë $d \leq 0.6$, kur $d = 1.60 \text{ m}$, kemi $r = 1$

$$\rho_1 = \frac{A'_{s+p}}{b_w d} \leq 0.02 \Rightarrow \rho_1 = 0.006$$

$\delta = 1 + \frac{M_0}{M_{sdu}} = 1.08$ ku M_0 – është momenti i dekomprese .

($\delta = 1$ në mungesë të sforcimeve normale; $\delta = 0$ në prezencë të forcave normale të tërheqjes)

$V_{Rd1} = 759.43 \text{ kN} < V_{sdu}$ nuk është verifikuar, për këtë qëllim duhet vendosur armaturë shtesë për përballimin e forcës prerëse.

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit me armaturë për forcën prerëse:

Verifikimet e betonit:

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha); \text{ limiti i sipërm: } 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$b_{wn} = b_w - 0.5 \sum \Phi_{kavo} = 300 \text{ mm} - \text{gjërësia nominale e bërthames, m.q.s } \Phi_{kavo} > \frac{b_w}{8}$$

$$V_{Rd2} = 5782 \text{ kN} > V_{sdu}, \text{ verifikohet!}$$

Verifikimi i armatures për forcën prerëse:

$$\text{Rezistenca e elementit pa armaturë } V_{cd} = 0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 1247 \text{ kN}$$

Forca prerëse më e vogël që përballon armatura;

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot 0.90 \frac{d}{s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha), \text{ megjithatë } V_{wd, \min} = 50\% \cdot V_{sdu}$$

$$V_{wd} \cdot (\Phi 12 / 100 \text{ mm}) = 1314 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 2562.2 \text{ kN} > V_{sdu}, \text{ verifikohet!}$$

Si përfundim, duhet të vendosim stafa $\Phi 12 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$.

6.6.3 Verifikimet në intervalin e dytë [365; ∞] ditë

6.6.3.1 Llogaritja e humbjeve fillestare në kavo Tip2

Duke ndjekur të njëjtin arsyetim, si ai i paraqitur në intervalin e parë kohor (paragrafi 6.6.3.1), llogaritim humbjet fillestare në kavot "Tip 2"

Humbjet fillestare totale në kavot Tip2, janë:

Nëse marrim $\Delta\sigma = 8\% \cdot 1350 = 108.0 \text{ N/mm}^2$, kemi:

$$\sigma_{p0,(2)}^x = \sigma_{p0}^{x=0} \cdot 0.92 = 1242.0 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{p0(2)}^x = \sigma_{p0(2)}^x \cdot A_{p(2)} = 3798.0 \text{ kN}$$

6.6.3.2 Verifikimi i sforcimeve fillestare në beton

Për secilin rast ngarkimi, sforcimet në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, do jenë:

Për peshë vetjake + ngarkesave të përhershme:

$$\sigma_{i,tra,pan,per} = -\frac{M_{tra} + M_{pan,tr} + M_{per}}{W_{i,id,(1)}} = -22.02 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{s,tra,pan,per} = \frac{M_{tra} + M_{pan,tr} + M_{per}}{W_{s,td,(1)}} = 21.02 \text{ N/mm}^2;$$

Për paranderje totale, përfshirë edhe kavon "Tip 2":

$$N_{p0(1+2)}^x = N_{p365(1)}^x + N_{p0(2)}^x = 9854.6 \text{ kN}$$

$$M_{p0(1+2)}^x = N_{p0(1+2)}^x (y_{G,cavi} - y_{G,id,(1)}) = 6211.0 \text{ kNm};$$

$$\sigma_i = -\frac{N_{p0(1+2)}^x}{A_{id,(1)}} + \frac{M_{p0(1+2)}^x}{W_{id,(1)}} = 14.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -\frac{N_{p0(1+2)}^x}{A_{s,(1)}} - \frac{M_{p0(1+2)}^x}{W_{s,id,(1)}} = -36.26 \text{ N/mm}^2$$

Sforcimet totale në tërheqje:

$$\sigma_i^{ti} = \sigma_i + \sigma_{i,tra,pan,per} = -7.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s^{ti} = \sigma_s + \sigma_{s,tra,pan,per} = -15.25 \text{ N/mm}^2$$

Sforcimet limite fillestare, për $R_{ckj} = 75 \text{ N/mm}^2$; $f_{ckj} = 0.83 \cdot R_{ckj} = 62.25 \text{ N/mm}^2$, duke marrë limitet normative (në shtypje $0.6 \cdot f_{ckj} = 0.6 \cdot 62.25 = 37.35 \text{ N/mm}^2$ dhe në tërheqje $0.1 \cdot f_{ckj} = 6.22 \text{ N/mm}^2$), janë:

$$\text{Sforcimet në fibrat e poshtme: } |\sigma_i^{ti}| < 37.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Sforcimet në fibrat e sipërme: } |\sigma_s^{ti}| < 37.35 \text{ N/mm}^2$$

Në verifikimet e mësipërme ka rezultuar që sforcimet në fibrat e poshtme dhe sipërme, të kontrollohen me limitin normativ në shtypje (pasi sforcimet për të dy zonat rezultojnë si sforcime shtypëse).

6.6.3.3 Llogaritjet e humbjeve në kohë ∞ ; në kavot "Tip 2"

Nëse marrim efektet e reduktuara të tkurrjes, deformkohës dhe relaksimit, bazuar edhe në shprehjet analitike të paraqitura në paragrafin 6.6.2.3, kemi:

Tkurrja (5%)

Humbjet në kavot e paranderjes, për efektin e tkurrjes 5%, janë [1] [4]:

$$\Delta\sigma_{s,(2)} = \varepsilon_s(t_\infty, t_0) \cdot E_s = -0.25 \cdot 0.05 \cdot 195000 / 10000 = -2.44 \text{ N / mm}^2$$

Deformkoha ($\approx 30\%$)

Supozohet, që efekti i deformkohës arrin në vlerën 100% të efektit të saj (dmth $\varphi(t_\infty, t_0) = 1.31$) për kavon tip 1 dhe 30% të efektit, d.m.th me $\Delta\varphi(t_\infty, t_0) = 0.399$ Për kavot **Tip2**.

Në llogaritjet e karakteristikave gjeometrike të seksionit të homogjenizuar, duke marrë parasysh edhe efektin e armaturës, mbështetur edhe në atë çfarë u prezantua edhe për intervalin e parë, kemi:

$$A_{id,(1+2)} = A_t + A_{kavove(1+2)} \cdot n = 895\,308.3 \text{ mm}^2$$

$$S_{id,(1+2)} = A_t \cdot y_{G,t} + n \cdot A_{p(1+2)} \cdot y_{G,kavove} = 760.46 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_{G,id(1+2)} = \frac{S_{id,(1+2)}}{A_{id,(1+2)}} = 882.89 \text{ mm}$$

$$I_{id(1+2)} = I_{td} + A_{td} \cdot (y_{G,id(1+2)} - y_{G,td})^2 + N_{kavove(1+2)} \cdot I_{kavo(eq)} + n \cdot A_{p(1+2)} \cdot (y_{G,kavove} - y_{G,id(1+2)})^2$$

$$I_{id(1+2)} = 210\,912.12 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{i,id,(1+2)} = \frac{I_{id,(1+2)}}{y_{G,id,(1+2)}} = 238.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{s,id,(1+2)} = \frac{I_{id(1+2)}}{h_t - y_{G,id(1+2)}} = 258.12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

$$W_{p,id,(1+2)} = \frac{I_{id(1+2)}}{y_{G,kavove} - y_{G,id(1+2)}} = 341.78 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

Sforcimet në nivelin e armaturës së paranderur sipas ngarkimeve:

Ngarkesa nga pesha vetjake tra:

$$\sigma_{cg,1} = \frac{M_{tra}}{W_{p,id,(1+2)}} = 2.26 \text{ N / mm}^2$$

Ngarkesa mbi trarë + panele (nga ngarkesat e përhershme):

$$\sigma_{cg,2} = \frac{M_{pan} + M_{perm}}{W_{p,id,(1+2)}} = 13.04 \text{ N / mm}^2$$

Tërheqja fillestare kavo **Tip 2**:

$$\sigma_{cp0} = N_{p0(1+2)}^x \cdot \cos(\phi) \cdot \left(\frac{1}{A_{id(1+2)}} + \frac{y_{G,kavo(2)} - y_{G,id(1+2)}}{W_{p,id(1+2)}} \right) = -24.48 \text{ N / mm}^2$$

ku: $\phi = 0.0 \text{ rad}$ – këndi i aplikimit të forcës së paranderjes.

Llogaritja e humbjeve nga deformkoha $\Delta\phi(t_\infty, t_0) = 0.399$, $\Delta\phi(t_\infty, t_0) = 0.399$, [1] [2], për kavo **Tip 2**:

$$\Delta\sigma_{\phi(2)} = n \cdot \phi(t_\infty, t_0) \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = 4.95 \cdot 0.399 \cdot (\sigma_{cg,1} + \sigma_{cg,2} + \sigma_{cp0}) = -18.09 \text{ N/mm}^2$$

Llogaritja e humbjeve nga relaksimi i çelikut (100%)

Mbështetur në shprehjet e paraqitura në fazën e parë, në rastin konkret do kishim [4] [5]:

$$\Delta\sigma_{r\infty} = -2.88 \cdot \left(\frac{\sigma_{spi}}{f_{ptk}} - 0.5 \right)^2 \cdot \sigma_{spi} = -198.24 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$\text{ku: } \Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_{s,(2)} + \Delta\sigma_{\phi,(2)} = -20.52 \text{ N/mm}^2 , \text{ kemi}$$

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right) = -190.7 \text{ N/mm}^2 ;$$

Humbjet totale do jenë:

$$\Delta\sigma_{tot(2)} = \Delta\sigma_{ssf} + \Delta\sigma'_{r\infty} = -211.23 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$\text{që i përket } \frac{\Delta\sigma_{tot(2)}}{\sigma_{to(2)}} = \frac{211.23}{1200} = 0.1565 \text{ ose } 15.65 \% \text{ të tensionit fillestar të}$$

kavove.

Forca totale e paranderjes (për kavon 1 + kavon 2) në kohën infinit:

$$N_{p\infty}^x = \sigma_{p0(1)}^x \cdot A_{p1} - A_{p1} \Delta\sigma_{tot,(1)}^x + \sigma_{p0(2)}^x \cdot A_{p2} - \Delta\sigma_{tot,(2)}^x \cdot A_{p2} = -9010.3 \text{ kN};$$

$$\Delta N = \sigma_{p(1)}^x \cdot A_{p1} + \sigma_{p(2)}^x \cdot A_{p2} - N_{p\infty}^x = -3374.6 \text{ kN}$$

6.6.3.4 Llogaritja e humbjeve në kohë.

Mëposhtë jepen llogaritja e sforcimeve në fibrat e poshtme dhe të sipërme te seksionit për raste të ndryshme të ngarkimit.

Nga paranderja

$$\Delta\sigma_i^{ct} = \Delta N \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1+2)}} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,id,(1+2)}}{W_{i,id,(1+2)}} \right) = -12.49 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_s^{ct} = \Delta N \cdot \left(\frac{1}{A_{id,(1+2)}} + \frac{y_{G,kavove} - y_{G,id,(1+2)}}{W_{s,id,(1+2)}} \right) = 11.84 \text{ N/mm}^2 ;$$

Sforcimet totale (ngarkesat e përhershme + paranderje) në fibrat e poshtme dhe të sipërme të seksionit, janë:

$$\sigma_i^t = \Delta\sigma_i^{ct} + \sigma_i^{ti} = -19.64 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s^t = \Delta\sigma_s^{ct} + \sigma_s^{ti} = -3.41 \text{ N/mm}^2$$

ngarkesat e përkohshme:

$$\sigma_i^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{i,id,(1+2)}} = -2.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s^{sv} = \frac{M_{var}}{W_{s,id(1+2)}} = 2.38 \text{ N / mm}^2$$

6.6.3.5 Llogaritjet e sforcimeve sipas kombinimeve të ndryshme sipas gjëndjes kufitare të shërbimeve

Sipas kombinimeve të gjëndjes kufitare të shërbimeve, kemi [4] [5]:

$$\psi_{o(te\ debores)} = 0.7; \quad \psi_{1(te\ debores)} = 0.2; \quad \psi_{2(te\ debores)} = 0;$$

- kombinimi i ngarkesave karakteristike: $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \sigma_i^{sv} = -22.21 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \sigma_s^{sv} = -1.03 \text{ N / mm}^2$$

- kombinimi i ngarkesave të shpeshta: $F_d = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{11} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

$$\text{me: } \psi_{1(te\ debores)} = 0.2$$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_1 \cdot \sigma_i^{sv} = -20.16 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_1 \cdot \sigma_s^{sv} = -2.93 \text{ N / mm}^2$$

- kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme: $F_d = G_k + P_k + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

$$\text{me } \psi_{2(te\ debores)} = 0$$

$$\sigma_i = \sigma_i^t + \psi_2 \cdot \sigma_i^{sv} = -19.64 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_s^t + \psi_2 \cdot \sigma_s^{sv} = -3.41 \text{ N / mm}^2$$

6.6.3.6 Verifikimi i sforcimeve në gjëndjen kufitare të shërbimit

Limiti i sforcimeve në beton (në mjedis pak agresiv).

Sipas referimeve normative [3], [4], (në mjedis pak agresiv) për strukturë betoni me

$$R_{ck} = 75 \text{ N / mm}^2; \quad f_{ck} = 62.25 \text{ N / mm}^2, \text{ kemi :}$$

në shtypje: nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 \cdot f_{ck} = -37.5 \text{ N / mm}^2$$

në shtypje: nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot f_{ck} = -28.01 \text{ N / mm}^2$$

në tërheqje: nga kombinimi i ngarkesave karakteristike:

$$\sigma_{c,lim} = 0.0 \text{ N / mm}^2 \text{ (tërheqja nuk lejohet).}$$

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave karakteristike janë:

$$\text{në shtypje: } |\sigma_{\max, \text{veçanta}}| = -12.90 < |\sigma_{\lim, \text{veçanta}}| = -37.5 \text{ N / mm}^2$$

në tërheqje: sforcimet mungojnë;

Sforcimet në gjëndjen kufitare të shërbimit nga kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme janë:

$$\text{në shtypje: } |\sigma_{\max,th,perh}| = -10.66 < |\sigma_{\lim,th,perh}| = -28.01 \text{ N/mm}^2$$

në tërheqje: mungojnë!

Meqënëse nuk ka tërheqje nga kombinimi i ngarkesave karakteristike, nuk është e nevojshme që të ketë armaturë të zakonshme, për përballimin e sforcimeve tërheqëse, megjithatë vendosim konstruktivisht 5Ø20 me sipërfaqe totale 1570 mm².

Sforcimet limite në armaturën e paranderur.

Në kombinimin e ngarkesave karakteristike, duke marrë parasysh edhe rritjen e forcave të tërheqjes për shkak të ngarkesave, sipas limiteve normative, kemi [4]:

- $\sigma_{\lim} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.6 \cdot 1860 = 1116 \text{ N/mm}^2$ dhe $n = \frac{E_p}{E_c} = 4.95$
- Paranderja në kavot **Tip1**, (t_{∞}): $\sigma_{p1,\infty}^x = 882.4 \text{ N/mm}^2$
- Paranderja në kavot **Tip2**, (t_{∞}): $\sigma_{p2,\infty}^x = 1030.77 \text{ N/mm}^2$
- Ngarkesat e përhershme: $\Delta\sigma_p^{sp} = n \cdot \frac{M_{perh}}{W_{p,id(1+2)}} = 5.54 \text{ N/mm}^2$
- Ngarkesat e përkohshme: $\Delta\sigma_p^{sv} = n \cdot \frac{M_{var}}{W_{p,id}} = 8.87 \text{ N/mm}^2$
- Verifikimi i sforcimeve totale (kavot **Tip1**):

$$\sigma_{p(1)} = \sigma_{p1,\infty}^x + \Delta\sigma_p^{sp} + \Delta\sigma_p^{sv} = 896.81 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\lim} = 1116 \text{ N/mm}^2$$
- Verifikimi i sforcimeve totale (kavo **Tip 2**):

$$\sigma_{p(2)} = \sigma_{p2,\infty}^x + \Delta\sigma_p^{sp} + \Delta\sigma_p^{sv} = 1045.18 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\lim} = 1116 \text{ N/mm}^2$$

6.6.3.7 Verifikimi i hapjes së plasaritjeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për verifikimet për hapjen e plasaritjeve, për gjëndjen kufitare të shërbimeve, referuar kombinimeve të ndryshme të ngarkesave (për mjedis pak agresiv), sipas referimeve normative [3] [4], rezulton:

- Kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme (F_I e F_{III}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave të shpeshta (F_{II}): sforcimet tërheqëse mungojnë;
- Kombinimi i ngarkesave karakteristike: sforcimet tërheqëse mungojnë.

6.6.3.8 Verifikimi i momentit përkulës maksimal (gjëndja kufitare e fundit)

Në qoftë se ndjekim të njëjtat hapa si më sipër për intervalin e parë të kohës (paragrafi 6.6.2.86.5.3.10), llogaritim momentin rezistent për gjëndjen kufitare të fundme, mbështetur në të njëjtën procedurë mbi përcaktimin e pozicionit të aksit neutral (sipas cikleve), deformimeve relative përkatese, mbi të cilat përfitojmë rezultatet që paraqiten në tabelën e mëposhtme [1].

x	H	b	d	d'	dp'	$\epsilon_{p'}$	ϵ_{cu}	$\Delta\epsilon_{p'}$	$\epsilon_{p'tot}$	ϵ_s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
.....										
946.142	1700	500	50	50	350	0.0049	0.0035	0.00149	0.00689	0.0033
.....										

$\sigma_{p'}$	σ_s	σ_c	$\epsilon_{s'}$	$\sigma_{s'}$	$A_{p'}$	$A_{s'}$	A_s
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)
.....							
1455	373.91	35.27	0.00769	373.91	5004	1570	1570
.....							

Tabela 30: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion.

Llogaritja e momentit rezistent në pikën e aplikimit të forcave shtypëse në beton me qëndër N_{cx} ,

$$M_r = N_{s'} \cdot (H - d' - 0.4x) + N_p \cdot (H - d_{p'} - 0.4x) - N_s \cdot (0.4x - d) = 13521.95 kN \cdot m$$

Momenti veprues në gjëndjen kufitare të fundme, sipas kombinimit të ngarkesave përkatëse, i marrë nga modeli numerik, është :

$$M_{sdu} = 7974.5 kN \cdot m$$

$$\text{kemi: } \frac{M_r}{M_{sdu}} > 1, \text{ verifikimi rezulton pozitiv!}$$

6.6.3.9 Verifikimi për forcë prerëse (gjëndja kufitare e fundit)

Në qoftë se ndjekim të njëjtat hapa dhe shprehje si më sipër (për intervalin e kohës 0-365 ditë, paragrafi 6.6.2.9), [1] [2] kemi:

Llogaritja e forcës prerëse vepruese në gjëndjen kufitare të fundme.

Për seksionin e marrë parasysh marrim në modelin numerik forcën prerëse sipas kombinimeve të ngarkesave, të cilat rezultojnë si mëposhtë :

– pesha vetjake + ngarkesat e përhershme: $V_g = 1092.2 kN$

– ngarkesat e përkohshme: $V_q = 108.6 kN$

– ngarkesat sizmike: $V_s = 111.2 kN$

– paranderja në $t = \infty$: $N_{p(1+2)} = N_{p\infty(1+2)}^x = -6056.6 kN$

$$H_p = N_p \cdot \cos \alpha = -6056.6 \cdot \cos(0.0^{rad}) = -6056.6 kN$$

$$V_p = N_p \cdot \sin \alpha = -6056.6 \cdot \sin(0.0^{rad}) = 0.0 kN$$

ku α është këndi i aplikimit të forcës së paranderjes.

Forca prerëse maksimale për gjëndjen kufitare të fundit, rezulton:

$$V_{sdu} = 1636.2 kN$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit pa armaturë për forcën prerëse:

$$V_{Rd1} = 0.25 f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 856.9 kN < V_{sdu} \text{ rezulton që nuk verifikohet!}$$

Llogaritja e rezistencës në prerje e elementit me armaturë për forcën prerëse:

Verifikimet e betonit:

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) = 5782 kN > V_{sdu} \text{ verifikohet!}$$

Verifikimi i armaturës për forcën prerëse

Rezistenca e elementit pa armaturë shtesë

$$V_{cd} = 0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 1247 kN$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ys} \cdot 0.90 \frac{d}{s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha), \text{ megjithatë } V_{wd, \min} = 50\% \cdot V_{sdu}$$

$$V_{wd} (\Phi 12 / 100 mm) = 1314 kN$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 2562.2 kN > V_{sdu}, \text{ verifikimi rezulton pozitiv!}$$

6.6.3.10 Verifikimi i uljeve (gjëndja kufitare e shërbimit)

Për llogaritjen e uljeve që pëson struktura nga përkulja, merret parasysh gjëndja e parë kufitare, pa plasaritje (seksioni tërësisht punues) për të gjitha pjesët e strukturës në të cilat, në kushtet e ngarkesave të konsiderueshme, sforcimet në tërheqje nuk kalojnë rezistencën në tërheqje. Në të tilla kushte ndodhemi edhe në rastin tonë, kështu që sipas normativës [6], ulja e trarëve limitohet nga vlera:

$$\delta_{tot} \leq \frac{L}{250}; \quad \text{ku } \delta_{tot} - \text{ulja maksimale në skajin e traut, } L - \text{gjatësia e traut,}$$

Duhet patur parasysh, edhe uljet në trarë do studiohen për dy fazat e ndërhyrjeve, si atë të intervalit të parë [0;365] ditë, në të cilën janë vënë nën ngarkesë "Kavo **Tip 1**" edhe për intervalin e dytë [365; ∞[ditë, në të cilën vihen nën ngarkesë edhe "Kavo **Tip 2**".

Për vlerësimin e mbingritjeve që trarët pësojnë si rezultat i vënies nën ngarkesë së kavove, është bërë plotesimi me armaturën e paranderur, e modelit numerik përkatës për të cilat programi, të ofron mundësi në pozicionimin saktë të tyre (me kordinata përkatëse) si dhe me futjen e të dhënave të karakteristikave të forcës së paranderjes, sasisë së armaturës, etj.

6.6.3.10.1 Kontrolli i uljeve për intervalin e parë [0;365] ditë

Nga modeli numerik me elementë të fundëm, për rast ngarkimi i cili merret vetëm efekti i kavove Tip 1, mbingritjet që trau pëson, merren nga diagrama e mëposhtme:

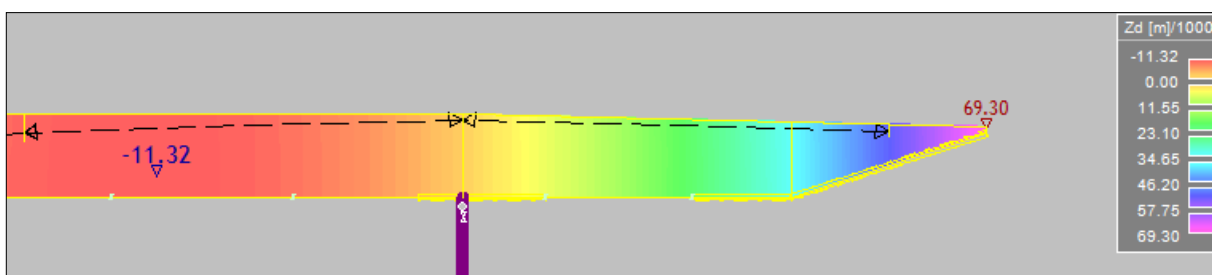


Figura 99: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-1", për trau në aksin "7"

Nga figura e mësipërme vërehet që mbingritja maksimale në skajin e trareve arrin $\delta_{kavo,Tip1} = 6.93cm$. Në këtë rast, ulja totale në skajin e mbuleses do jetë:

$$\delta_{tot,I} = \delta_e + \delta_{def,70\%} + \delta_{kavo,Tip1} = -3.20 - 2.84 + 6.93 = +0.89cm < \frac{L}{250} = 4.24cm$$

$\delta_e; \delta_{def}$ – janë perkatesisht uljet për shkak të ngarkesave thujse të përhershme dhe nga deformkoha, për traun në aksin “7”, Tabela 13.

$\delta_{kavo,Tip1}$ – mbingritja për shkak të efekteve të kavove “**Tip 1**”.

Siç rezulton, uljet totale maksimale në skajin e konsolit janë brenda vlerave limite normative. Nëse do kërkohet që linja e mbulesës të ruhet vijedrejtë, do shfrytëzohet mundësia që në fazën e montimit ti jepet një mbingritje paraprake që të kompesojë vlerat e mësipërme sipas akseve.

6.6.3.10.2 Kontrolli i uljeve për intervalin e dytë [365; ∞] ditë,

Nga modeli numerik me elementë të fundëm, për rast ngarkimi i cili merret vetëm efekti i kavove Tip 2, mbingritjet që trau pëson, merren nga diagrama e mëposhtme:

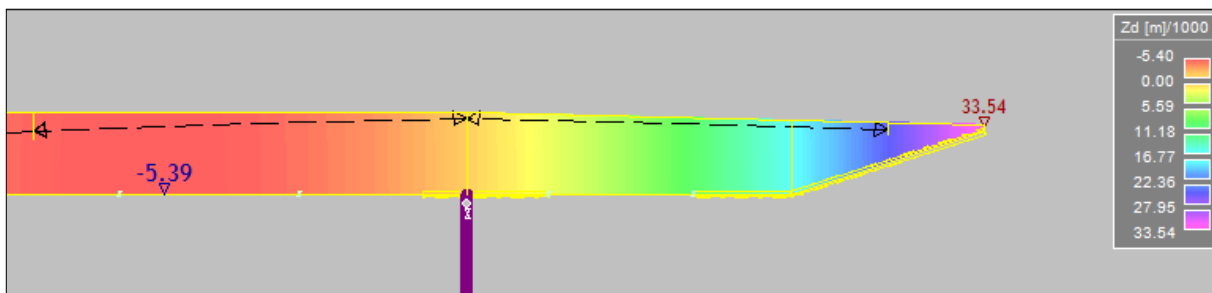


Figura 100: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove “Tip-2”, për traun në aksin “7”

Nga figura e mësipërme vërehet që mbingritja maksimale në skajin e trarëve arrin $\delta_{kavo,Tip2} = 3.35cm$. Në këtë rast, ulja totale në skajin e mbulesës do jetë:

$$\delta_{tot} = \delta_{tot,I} + \delta_{def,30\%} + \delta_{kavo,Tip2} = +0.89 - 1.22 + 3.35 = 3.02cm < \frac{L}{250} = 4.24cm$$

$\delta_e; \delta_{def}$ – janë përkatësisht uljet për shkak të ngarkesave thujse të përhershme dhe nga deformkoha, për traun në aksin “7”, Tabela 13.

$\delta_{kavo,Tip2}$ – mbingritja për shkak të kavove të paranderura “**Tip 2**”.

Nëse do kërkohet që linja e mbulesës të ruhet vijedrejte, do shfrytëzohet mundësia që me kavot “**Tip2**” ti jepet një mbingritje jo e plotë, por e mjaftueshme që të kompesojë vlerat e mësipërme sipas akseve.

Bibliografia

- [1] **"Cement armato precompresso"**, Teoria-Esperienze-Realizzazioni, Carlo Cestelli-Guidi; Hoepli, 2013
- [2] **"Il cement armato precompresso"**, Teoria e tecnica delle strutture, Ettore Pozzo; Pitagora Editrice Bologna, 1999
- [3] **"Norme Tecniche Costruzioni 1996"** , Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 9 Gennaio 1996;
- [4] **"Norme Tecniche Costruzioni 2005"** , Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti; 14 Settembre 2005, Pubblicato nella Gazz. Uff. 23 Settembre 2005, n. 222, S.O.
- [5] **"Norme Tecniche Costruzioni 2008"** , Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 Gennaio 2008;
- [6] **"Guida all'uso dell'Eurocodice 2, vol. 1+2"**, Edizione Pubblicamento, Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, AICAP, Roma 2006,
- [7] Transacciaio.it (web page) Prodotti .
- [8] **"Tecnica delle costruzioni"**, Costruzioni composte, Cemento armato, cement armato precompresso, E. Filiberto Radogna; Zanichelli, 1998 (fq.379)
- [9] **" Eurocode 2" EN 1992-1-1:2004 (E)202 ANNEX B (Informative) Creep and shrinkage strain B.1 Basic equations for determining the creep coefficient**
- [10] **Progetto agli stati limite delle strutture in C.A.**, Antonio Migliacci, Franco Mola, Masson 1985

KAPITULLI VII

7 REZULTATE, PERFUNDIME DHE REKOMANDIME

7.1 Efektet e deformkohës në mbulesën e Qendrës së Re të Kërkimeve dhe Inovacionit ItalcementiGroup, Bergamo (QRKIIGB)

Në rastin aplikativ, mbi studimin e strukturës konsol të mbulesës së QRKIIGB, nga rezultatet e përfituara, mund të shprehemi:

- Mbulesa e QRKIIGB, është e veçantë për faktin se ajo realizohet si strukturë konsol që arrin gjatësinë 10.6–19.0m. Struktura e saj realizohet me trarë të varur, në të cilën mbështetet soleta e realizuar me elementë të parapërgatitur (panele b/arme në pjesën e konsolit dhe elemente b/armeje të parapërgatitur në pjesën e fanarëve) ndërsa në pjesën tjetër, nga soletë monolite e derdhur në vend. Trarët, objekt i studimit, kanë lartësi maksimale 1.7m dhe gjerësi 0.4-0.5m, janë të parapërgatitur dhe të realizuar me teknologjinë e paranderjes mbas betonimit.
Si rezultat i gjeometrisë dhe ngarkesave vepruese, uljet që pëson struktura konsol nga efekti i deformkohës janë problematike. Vlerat problematike të këtyre uljeve, nuk lidhen vetëm me aspektin estetik (linja ballore vijëdrejtë e mbulesës) por edhe për faktin se arrijnë vlera jashtë limiteve normative. Si rezultat i kësaj, është e domosdoshme ndërhyrja teknike për zvogëlimin apo eliminimin e efekteve të deformkohës në 'to.
- Nisur nga vlerat e larta të forcave të brëndshme të trarëve, e si rrjedhojë edhe të deformimeve, parashikohet të përdoren betone të klasave të larta ($R_{ck}=55-75 \text{ N/mm}^2$). Uljet limite nga deformkoha janë 130% (155% për klasë betoni $R_{ck}=55 \text{ N/mm}^2$) më të larta se vlerat e deformimeve elastike.
- Vlera maksimale e momentit në mbështetje në gjëndjen kufitare të fundme, për “traun tip” është e rendit $5400 \text{ kN}\cdot\text{m}$, ndërsa për “traun më të ngarkuar” ajo arrin në $7800 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Vlerat e forcave prerëse maksimale janë përkatësisht 1270 kN dhe 1640 kN . Trarët kryesore të mbulesës, mbështeten mbi pajisje (çerniera), të cilat nuk transmetojnë momente përkulëse, por vetëm ngarkesa aksiale dhe forcë prerëse. Mbi trarë veprojnë ngarkesa të ndryshme sipas zonave përkatëse. Duhet theksuar që realizimi i saj, veç të tjerave, kushtëzohet që linja ballore e saj të qëndrojë vijëdrejtë në kohë.
- Objektivi i studimit në fjalë, lidhet me modalitetin e studimit të uljeve elastike dhe atyre që zhvillohen në kohë (nga efekti i deformkohës), dhe me përcaktimin e masave rikuperuese nëpërmjet tensionimit të kavove të paranderjes, aplikuar sipas fazave të studimit. Për marrjen e rezultateve të kërkuara, është e nevojshme studimi i ecurisë të uljeve në kohë, shkaktuar nga deformkoha.
- Parashikohet vendosja e 2 ose 3 kavove me gërsheta (si armaturë e paranderur) për përballimin e forcave të jashtme që veprojnë në strukturë. Veç të tjerave, është e

domosdoshme vendosja e një kavo shtesë, e cila do vihet nën ngarkim për rregullimin e deformimeve të cilat zhvillohen në kohë.

- Për trarët midis akseve "X-5" si dhe të atyre midis akseve "9-14", parashikohen të vendosen 3 kavo me nga 9 gërsheta për domosdoshmërinë e përballimit të ngarkesave vepruese dhe një kavo me 9 gërsheta për rregullimin e deformimeve që zhvillohen në kohë (forca tërheqëse e paranderjes e aplikuar në secilën nga kavot me nga 9 gërsheta, do jetë 1690kN)
- Për trarët midis akseve "6-8", parashikohen të përdoren 2 kavo me nga 22 gërsheta për domosdoshmërinë e përballimit të ngarkesave vepruese dhe një kavo me 22 gërsheta për rregullimin e deformimeve që zhvillohen në kohë (forca tërheqëse e paranderjes e aplikuar në kavot me nga 22 gërsheta, do jetë 4130kN)
- Grupi i parë i 2-3 kavove (kavo të **Tipit 1**), do tërhiqen sapo vendosen në vepër (paraprakisht mund të bëhet një tërheqje provizore për efekt transporti dhe montimi) dhe pastaj bëhet injektimi i llaçit lidhës. Kavot e grupit të dytë (kavot e **Tipit 2**) do vihen nën ngarkesë dhe injektohen në vitin e dytë, pasi trarët e mbulesës të kenë kaluar rreth 70-80% të uljeve nga deformkohja.
- Studimi në fjalë është realizuar, bazuar në ligjin e deformkohës që rekomandohet nga normat (CEB-FIP) dhe (E.C.2), duke patur parasysh edhe dy konsiderata shtesë:

Ligji i deformkohës i marrë në studim sipas normativave, ka vlera të përafërta me atë të realizuar nga Laboratori i Italcementi Group – Bergamo për betonet që përdoren. Edhe pse studimi eksperimental i kryer është realizuar për një periudhë kohore të limituar, për atë interval kohor ndryshimet janë të papërfillshme për efekt llogaritje, është pranuar ai normativ për shkak të moskufizimit në kohë;

Normat Italiane (N.T.C sipas D.M 96, D.M 05/08), vendi i ndërtimit të objektit, nuk japin ligjin e koeficientit të deformkohës por kufizohen vetëm me vlerat kufitare limite. Sipas këtyre normave ishte e pamundur që të realizohej studimi duke patur parasysh nevojshmërinë e ndërhyrjeve në intervale kohore.

- Proçesi i masave rikuperuese apo i kontrollit të uljeve zhvillohet në dy intervale kohore të ndryshme, të cilat përshkruhen shkurtimisht më poshtë:

Faza e parë, nis menjëherë me tërheqjen e kavove pas realizimit të trarëve në vepër dhe ka për qëllim rregullimin e deformimeve që janë zhvilluar deri në përfundimin e objektit. Kjo fazë mund të përshkruhet si mëposhtë:

- a. Tërheqja e kavove të "**Tip 1**" për përballimin e ngarkesave vepruese të projektit, sjell lindjen e një mbingritje në skajin e mbulesës (në tabelën e mëposhtme tregohen si "**Kavo Tip 1**").
- b. Vendosja në vepër e gjithë elementeve strukturorë, gjenerojnë një ulje të skajit të mbulesës (në tabelën e mëposhtme tregohen si *deformimet apo "Uljet elastike t_0 "*);

- c. Korigjimi i ndryshimeve të uljeve të skajit në mes trarëve të ndryshëm, bëhet me mbingritje apo ulje të pjesës së konsolit (*në tabelë tregohen si "Mbingritje montimi"*).
- d. Në momentin e përfundimit të objektit arrihet të sigurohet linja drejtvizore e skajit të mbulesës, e si rrjedhojë edhe verifikimet normative të uljeve (*në tabelë tregohen si "Uljet totale t_0 "*).

Faza e dytë, nis me procedurën e rregullimit apo rikuperimit të uljeve në kohë, në mënyrë që gabimet të jenë brenda limiteve të kërkuara. Për thjeshtësi, është vendosur që korigjim të bëhet në përfundim të vitit të parë të shërbimit, kur uljet nga deformkoha janë zhvilluar tashmë në masën mbi 70% të totalit. Në këtë fazë, parashikohet që të merren masa në mënyrë që të sigurohet kufizimi i uljeve deri në momentin infinit.

Faza e dytë fillon me tërheqjen e kavove "**Tip 2**" të cilat sjellin lindjen e një mbingritje në skajin e mbulesës. Këto kavo, janë vendosura mëparë në guaina dhe duke aplikuar një tension shtesë, arrihet të korigjohen uljet e shkaktuara nga deformkoha, duke marrë parasysh edhe prespektivën e zhvillimit në kohë të tyre (*në tabelën e mëposhtme tregohen si "Kavo Tip 2"*). Korigjimi rikuperon edhe uljet që do zhvillohen nga fundi i vitit parë deri në momentin infinit. Si shkak i kësaj ndërhyrjeje, arrihet të sigurohet pritshmëria e kërkuar (*siç tregohet në tabelën "Uljet totale t_∞ "*).

Në tabelën e mëposhtme (*me drejtimin sipër, si shenjë pozitive*) tregohen vlerat e uljeve në fazat e përshkruara mësipër. Këto vlera janë të paraqitura edhe grafikisht në vijim sipas trarëve (për beton me $R_{ck} = 75\text{N/mm}^2$).

- Studimi i kryer për betone të klasave të larta, është zhvilluar edhe duke marrë në konsideratë përdorimin e betonit me $R_{ck} = 55\text{N/mm}^2$, por nuk është paraqitur i detajuar. Nga krahasimi i rezultateve të marra vihet re se për betone me $R_{ck} = 55\text{N/mm}^2$, uljet nga deformkoha pësojnë një rritje prej rreth 20% dhe verifikimi për trarët karakteristik, mund të mbulohet vetëm duke rritur gjërësinë e tyre. Kontrollat rezultojnë pozitive, duke përdorur të njëjtën teknike si ajo e mësipërm. Situata e veçantë e projektit së mbulesës së *QRKIIGB* me betone me $R_{ck} = 55\text{N/mm}^2$ mund të jetë e pranueshme. Është konsideruar me interes studimi i krahasimit të sjelljeve të dy tipeve të betoneve; të atij me $R_{ck} = 55\text{N/mm}^2$ si dhe betonit të ri, të klasës shumë të lartë si ai me $R_{ck} = 75\text{N/mm}^2$, i cili aktualisht sigurohet prodhimi nga vetë investitori (me qëllimin e përdorimit për herë të parë në strukturën në fjalë).

Në vijim, janë paraqitur në mënyrë të përmbledhur në trajtë tabelare dhe grafike e gjithë procedura e ndërhyrjeve rikuperuese, sipas fazave të përshkruara mësipër. Vlen të theksohet që arrihet të sigurohen si limitet normative të uljeve ashtu edhe të sigurohet linja ballore vijëdrejtë e mbulesës për të dy intervalet kohore.

NDERHYRJET SIPAS FAZAVE	TRARËT SIPAS AKSEVE																	
	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	5'	4	3	3/1	2	2/1	RC	X
Faza I^{-rë}																		
F1/1-Kavo Tip-1	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	6.93	6.93	6.93	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24
F1/2-Ulje elastike t_0	-1.80	-1.80	-1.60	-1.70	-1.90	-2.20	-2.60	-3.20	-3.10	-2.20	-2.50	-2.50	-2.30	-2.10	-1.70	-1.80	-2.00	-3.20
F1/3-Mbingritje montimi	1.93	1.93	1.73	1.83	2.03	2.33	0.04	0.64	0.54	2.33	2.63	2.63	2.43	2.23	1.83	1.93	2.13	3.33
Uljet totale t_0	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37
Faza II^{-të}																		
F2/1-Uljet def. 365dite	-1.56	-1.56	-1.38	-1.47	-1.74	-1.93	-2.30	-2.84	-2.75	-1.93	-2.30	-2.20	-2.02	-1.83	-1.56	-1.74	-1.83	-2.84
F2/2-Kavo Tip-2	0.36	0.36	0.10	0.23	0.62	0.88	1.41	2.19	2.06	0.88	1.41	1.27	1.01	0.75	0.36	0.62	0.75	2.19
F2/3-Uljet deformkoha t_∞	-0.67	-0.67	-0.59	-0.63	-0.75	-0.83	-0.98	-1.22	-1.18	-0.83	-0.98	-0.94	-0.86	-0.79	-0.67	-0.75	-0.79	-1.22
Uljet totale t_∞	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50

Tabela 31: Zhvillimi i uljeve në strukturë sipas masave rikuperuese

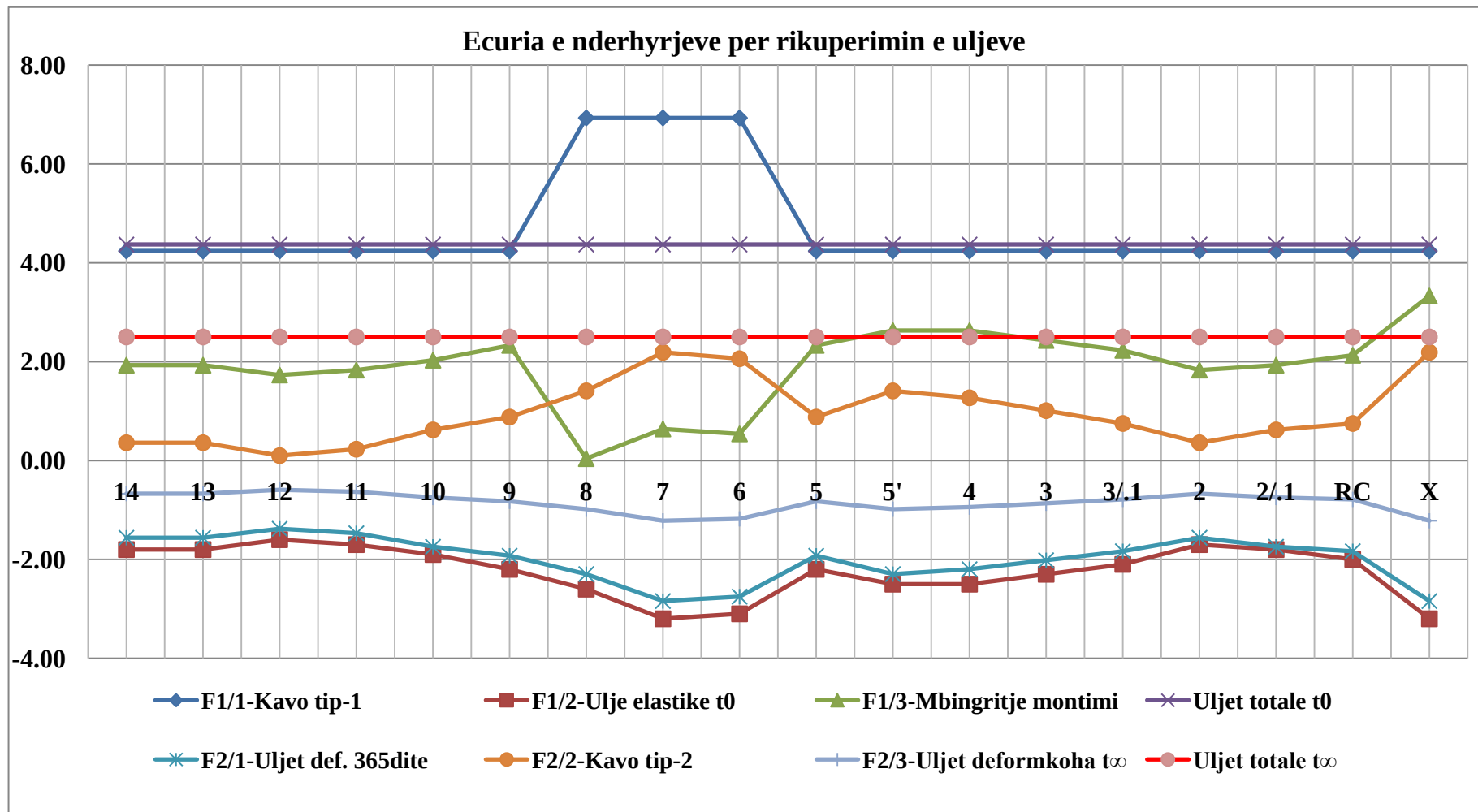


Figura 101: Zhvillimi i uljeve në strukturë sipas masave rikuperuese

7.2 Efektet e deformkohës në strukturën e mbikalimit automobilistik me $H_d = 8 \times 27 \text{ m}$

Në rastin aplikativ, mbi studimin efekteve të deformkohës në strukturën e mbikalimit automobilistik me $H_d = 8 \times 27 \text{ m}$, nga rezultatet e përfituara, mund të shprehemi:

- Forca e paranderjes fillestare në secilën nga kavot e traut, për efekt të deformkohës zvogëlohet nga 2250kN në 2195kN. Kjo do të thotë, që humbjet e kavove të paranderjes të shkaktuara nga efekti i deformkohës arrijnë në vlerën rreth 2.4%. Nëse marrim në konsideratë humbjet totale në kavo, nga të gjithë faktorët e tjerë (deformimet elastike, fiksimi, tkurrja, relaksimi, etj), rezulton që këto humbje janë të rendit 10% të tyre. Efekti në fjalë bën të mundur zvogëlimin e forcës së paranderjes në tre kavot e trarëve, me një vlerë totale prej 16.2 ton.
- Uljet që pëson mbistruktura e mbikalimit për efekt të deformkohës, arrin rreth 110-120% të uljeve elastike. Si rezultat i mbingritjeve që pëson struktura, si rezultat i kavove të paranderura, kompeson pothuajse vlerën totale të këtyre uljeve. Nëse i referohemi ecurisë së uljeve, për periudhën kohore pas 1.5 viteve ($t=450$ ditë) kemi që uljet totale në mbistrukturë arrijnë vlerat pranë vlerës "zero". Vlen të theksohet gjithashtu, vlera e këtyre uljeve është brenda limiteve normative.
- Efekti i deformkohës në shkurtimin e pilave është i papërfillshëm. Shkurtimi maksimal në kolonat e pilës arrijnë 2.49 mm, ndërsa tek pjesa e murit janë pak më të vogla për shkak të dimensioneve masive të tij. Gjithsesi efekti në fjalë (në rastin e shkurtimit të elementeve), nuk duhet të neglizhohet në struktura të larta, ku ngarkesat janë të konsiderueshme apo edhe në rastin ku kolonat janë të holla.

7.3 Konkluzione dhe rekomandime

Studimi i efekteve të deformkohës, është objekt i hapur kërkimi pasi në thelb efektet që ato sjellin në strukturë janë të shumëllojshme. Kjo jo vetëm për shkak të faktorëve ndikues nga të cilët varet, por edhe duke patur parasysh faktin që studimet mbi këtë fenomen vazhdojnë akoma, reflektuar kjo edhe me ndryshimet apo përmisimet normative në proçes.

Ky studim, paraqet një pjesë të efekteve që fenomeni në fjalë shkakton në struktura. Gjithsesi, nuk duhet të kufizohemi apo të neglizhojmë efekte të tilla, pasi ndikimi i tyre në strukturë është i ndryshëm, në varësi të gjeometrisë, ngarkesave, kushteve ambjentale, etj. Duhet patur kujdes sidomos në raste të veçanta, kryesisht: në rastin e hapësirave të mëdha, ngarkesave të mëdha, elementeve me dimensione të vogla, etj, pasi fenomeni në fjalë mund të sjellë pasoja të pariparueshme për strukturën.

Në rastin e kufizimeve të uljeve apo deformimeve të shkaktuara nga deformkohë, ashtu siç rezultoi në të dy rastet aplikative të marra në studim (përfshirë edhe studimin shtesë të paraqitur në Aneks), përdorimi i masave rikuperuese nëpërmjet teknologjisë së paranderjes mbas betonimit jep rezultate të kënaqshme. Duhet patur parasysh gjithashtu, që teknologjia në fjalë ndihmon në ndërhyrje në intervale kohore të çfarëdoshme si dhe me madhësinë e kërkuar. Kjo teknologji mund të aplikohet edhe në rastin e strukturave ekzistuese (paranderje e jashtme), për të cilat efektet e deformkohës sjellin probleme me uljet apo deformimet e strukturës.

ANEKSI A

RIKUPERIMI I ULJEVE NË TRARËT E MBULESËS TË REALIZUAR SI STRUKTURË KOMPOZITE NËPËRMJET TEKNOLOGJISË SË PARANDERJES MBAS BETONIMIT (ZGJIDHJA ALTERNATIVE)

Parathënie

Paralel me studimin e paraqitur nga doktoranti mbi masat rikuperuese në strukturën e mbulesës, është studiuar edhe zgjidhja teknike për rikuperimin e efekteve të deformkohës nëpërmjet paranderjes por që stuktura e saj është trajtuar si strukturë kompozite. Studimi është realizuar nga Dr.Massimo Bozzo (Studio MB Engignering &Tecnosttrutture) në bashkëpunim me studio Dr.Marco Verdina, Bergamo. Mëposhtë, jepen në mënyrë të përmbledhur pjesë të zgjidhjes teknike të përgatitur nga autorët në fjalë e cila shërben si zgjidhje alternative me zgjidhjen e dhënë. Vlen të përmendet që edhe në rast, rikuperimi të uljeve të shkaktuara nga deformkoha, do mbahen nën kontroll nëpërmjet përdorimit të kavove të paranderura, të cilat do vihen nën ngarkesë në një moment të caktuar kohor.

Masat rikuperuese

Siç u shtjellua edhe në kapitullin 4 dhe 7, struktura e mbulesës është e realizuar në pjesë të saj si strukturë konsol, që arrin një gjatësi nga 10.6m deri në maksimumi (në pjesën e verteksit) 19.0m. Struktura e saj përbëhet nga një rrjet trarësh të varur me gjërësi 50cm dhe lartësi që variojnë në varësi të zonave të saj. Mbi trarët e saj sipas zonave të ndryshme, mbështeten panele prej betoni të armuar të parapërgatitura, elementët e parapërgatitura "*fanarët*" si dhe në pjesë të saj realizohen soleta të derdhura në vend me mbushje të lehtësuar ose të plota. Struktura kryesore e këyre trarëve (për zonën konsol), përfshin realizimin e tyre si strukturë kompozite dhe problemet e uljeve të saj, të mbahen në kontroll nëpërmjet kavove të paranderura, të cilat edhe këto do ngarkohen në moment kohore të përshtshme. Pjesa tjetër e trarëve të mbulesës, do realizohet si strukturë beton arme e zakonshme.

Struktura kompozite e trarëve

Në realizimin e kësaj strukture, do kihet parasysh armimi i elementëve të saj nëpërmjet përdorimit të "armaturës së shtangët", në trajtën e kapriatave. Kjo armaturë përfshin, vendosjen e profilave metalike në brezin e sipërm dhe të poshtëm si dhe lidhjen e brezave me elemente diagonale. Bashkimi i elementëve do bëhet nëpërmjet tegelave të saldimit. Struktura kompozite do aplikohet vetëm për pjesën konsol dhe hapësirën në vijim të traut, për efekt të vazhdueshmërisë. Pjesa tjetër e hapësirave të traut do realizohet si strukturë e zakonshme.

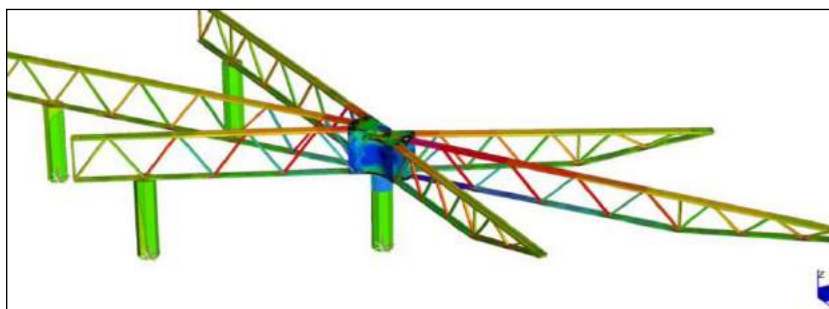


Figura 102: Armatura mbajtëse e strukturës kompozite të trarëve

Në zonën e nyjeve të trarëve, kur kemi bashkimin e disa elementëve (sidomos në zonën e verteksit), është parashikuar realizimi i elementëve nyjor me pllaka metalike të cilat bëjnë kontrollin e flukseve të sforcimeve në nyje si dhe sigurojnë bashkimin e kapriatave.

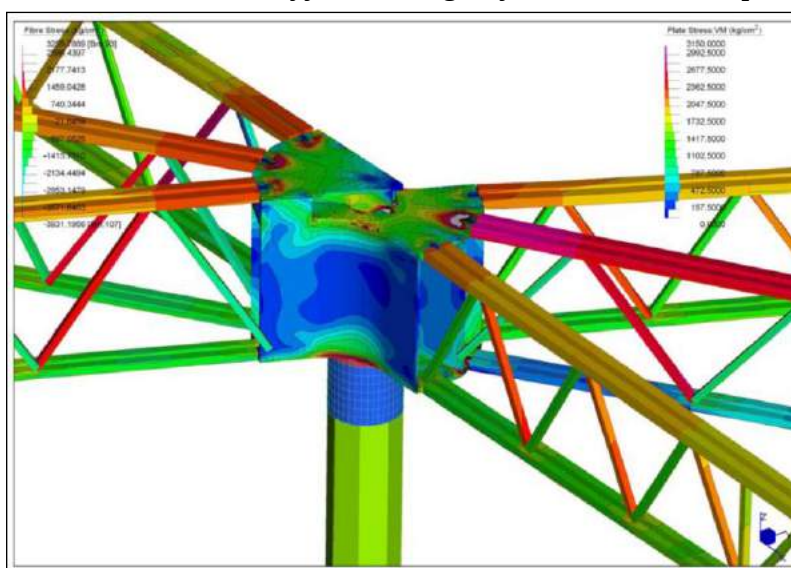


Figura 103: Armatura mbajtëse e strukturës kompozite të trarëve

Edhe në rastin e realizimit të strukturës si strukturë kompozite, struktura konsol sërisht shfaq problemet e uljeve. Duhet theksuar që në këtë rast, uljet në trarë janë pak më të vogla se në rastin e parë për shkak të prezencës së armaturës së shtangët në brëndësi të elementit. Një pjesë e uljeve të strukturës do arrihen të kontrollohen nëpërmjet mbigritjes që i jepet strukturës në fazën e montimit. Gjithsesi edhe në rastin në fjalë lind domosdoshmëria e vendosjes së kavove të paranderjes, të vendosura në guainë, të pa vendosura nën ngarkesë dhe të pa injektuara, të cilat do të vihen në ngarkesë me vonë.

Përdorimi i trarëve kompozitë (strukturës mikse) përbën avantazh, për faktin se armatura në trajtën e kapriatave paraqet kapacitet vetëmbajtës, i cili shfrytëzohet gjatë fazës së kallëpimit dhe betonimit. Kështu që nëpërmjet kësaj zgjidhjeje, eliminohen strukturat provizore punteluese për kallëpet, duke reduktuar kështu kohën e punimeve të kërkuara.

Traliçet në trajtën e kapriatave, formohen nga elemente shufra apo profile me seksion katërkëndësh të plotë, si për brezat ashtu edhe për diagonalet e saj. Bashkimet e këtyre elementëve realizohen nëpërmjet bashkimeve me saldime.

Strukturat kompozite hekur-beton, janë shumë të rekomandueshme për zonat sizmike, si për shkak të rezistencës së tyre, ashtu edhe për faktin e reduktimit të masës si edhe për duktilitetin që ato paraqesin si një strukturë që arrin mbi limitin e elasticitetit pa ndonjë rrezik shkatërrimi.

Aspekte mbi llogaritjen e trarëve kompozitë

Në procedurën automatike të llogaritjeve dhe verifikimeve, merren në konsideratë forcat e brendshme maksimale, sipas kombinimeve të nevojshme, të përfituara nga modeli numerik.

Analiza e llogaritjeve duhet të marrë parasysh jo vetëm efektet e deformkohës dhe efektet e hapjes së të plasurave në beton por edhe efektet e temperaturës në fazat e ndërtimit. Struktura në fjalë, do jetë e punteluar në fazat fillestare dhe për këtë arsye gradienti termik nuk jep probleme serioze. Për marrjen parasysh të hapjes së plasaritjeve, është e nevojshme që trau të ndahet në "elemente" dhe më pas llogarisim momentin e inertësisë së seksionit të plasaritur, së seksionit kompozit duke mos marrë parasysh punën e betonit në tërheqje. Për të marrë parasysh efektet e deformkohës, nevojitet të zëvendësohet sipërfaqja e betonit " A_c " të traut, me sipërfaqen ekuivalente që merret nga koeficienti i homogjenitetit " n ". Gjithashtu për shkak të deformkohës, edhe moduli i elasticitetit të betonit duhet të reduktohet (si pjesë e vlerës mesatare E_{cm}).

Nëse i referohemi shprehjeve të dhëna në E.C 4, moduli i elasticitetit efikas të betonit, merret nga shprehja :

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi}$$

ku:

φ –është koeficienti i deformkohës

ψ_L –është një koeficient që varion:

- 1,1 për ngarkesat e përhershme
- 0,55 për efektet e tkurrjes në beton
- 1,5 për paranderje

Zakonisht, në raste të përgjithshme pranohet një vlerë e $\psi_L = 1$

Duhet theksuar që në rastin e realizimit të trarëve si strukturë kompozite, prezenca e armaturës ndikon ndjeshëm në koeficientin e deformkohës për shkak të sasisë së saj (sipas shprehjes 1.29, Kap.1). Kjo do sjellë që të kemi pritshmërinë e reduktimit të uljeve nga efekti i deformkohës.

Karakteristikat gjeometrike të seksionit kompozit të plasaritur, mund të përcaktohen lehtë nëpërmjet softeve komerciale ose edhe universitare (tip *VcaSLU*) të cilat gjenden si versione "free" në treg.

Sipas zgjidhjes së dhënë nga projektuesit, për të reduktuar uljet e trarëve si dhe për të patur një kontroll mbi deformimet dhe hapjen e plasaritjeve, trarët me strukturë kompozite do kombinohen me kavot e paranderura sipas teknologjisë së paranderjes mbas betonimit.

Të gjithë trarët kompozit, nëpërmjet përdorimit të armaturës në trajtën e kapriatave metalike emërtohen nga prodhuesi si trarë R.E.P.®. Këta trarë, janë llogaritur për mbajtjen e gjithë ngarkesës nëpërmjet armaturës së "shtangët" në brendësi të tyre dhe lënien e armaturës së

paranderur (kavove) për të vetmin funksion, atë të kontrollit të uljeve. Kjo mund të shprehet ndryshe edhe me shtimin e një rezerve shtesë në aftësitë mbajtëse të tyre, në momentin e vënies së tyre nën ngarkesë.

Për secilin prej trarëve të mbulesës, në bazë të diagramave të forcave të brendshme të nxjerra nga modeli numerik, nëpërmjet përdorimit të një skede për llogaritjen e trarëve R.E.P.®, ndërtohen diagramat e materialit, bazuar në sasinë e armaturës së vendosur për secilin brez dhe diagonalet e saj. Duhet theksuar që trarët e saj janë grupuar në 2–3 grupe, nisur nga vlerat karakteristike të forcave të brendshme që ato kanë si rrjedhojë e ngarkesave thuajse të barabarta dhe hapësirave të njëjta që ata mbulojnë.

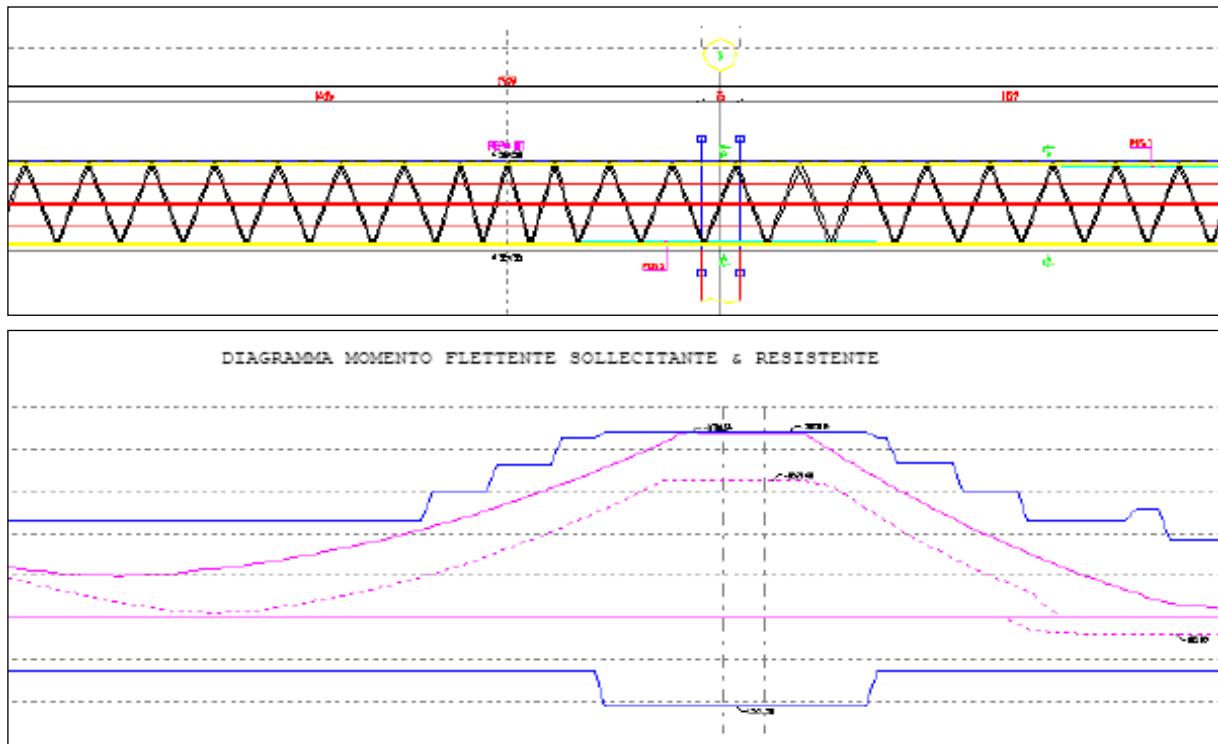


Figura 104: Ndërtimi i diagramës së materialit, të momentit, për strukturën kompozite të trarëve Tip

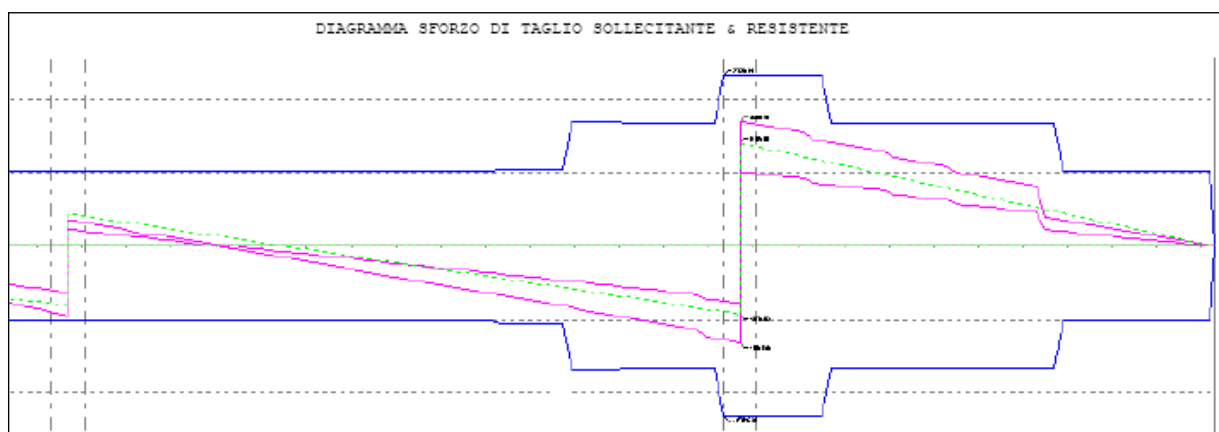


Figura 105: Ndërtimi i diagramës së materialit, të forcës prerëse, për strukturën kompozite të trarëve Tip

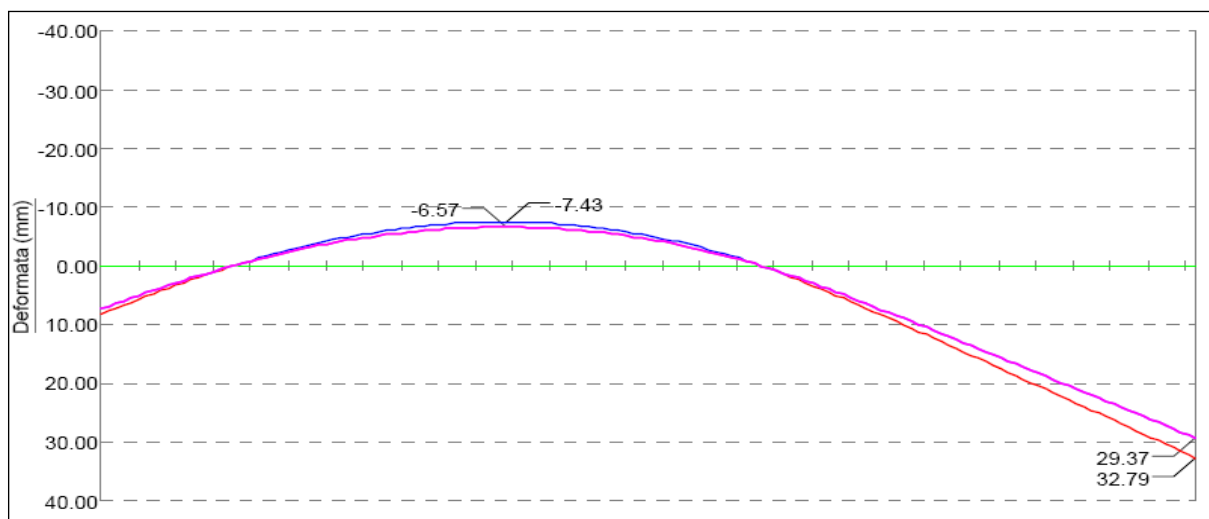


Figura 106: Diagrama e uljeve nga deformkoha, për strukturën kompozite të trarëve Tip

Me përcaktimin e armaturës së nevojshme, për përballimin e forcave të jashtme për secilin nga trarët e mbulesës, bëhet vlerësimi i uljeve elastike dhe atyre të deformkohës, të cilat nxirren automatikisht nga skeda llogaritëse përkatëse. Për llogaritjen e mbingritjes, si rezultat i kavove të paranderjes mbas betonimit, është realizuar modeli numerik përkatës, ku struktura kompozite është realizuar sipas gjëndjes faktike. Në të janë implementuar si pjesa e armaturës në trajtën e kapriatës metalike ashtu edhe prezenca e betonit në element. Karakteristikat gjeometrike dhe mekanike të elementit “tip Tra”, janë marrë konform projektit ekzekutiv. Në rastin standart (trau tip), është parashikuar paraprakisht vendosja e 12 kavove, ku 2 nga ata janë në rezervë sigurie. Nga modeli numerik, përfitohet diagrama e mbingritjeve si rezultat i pranisë së kavove.

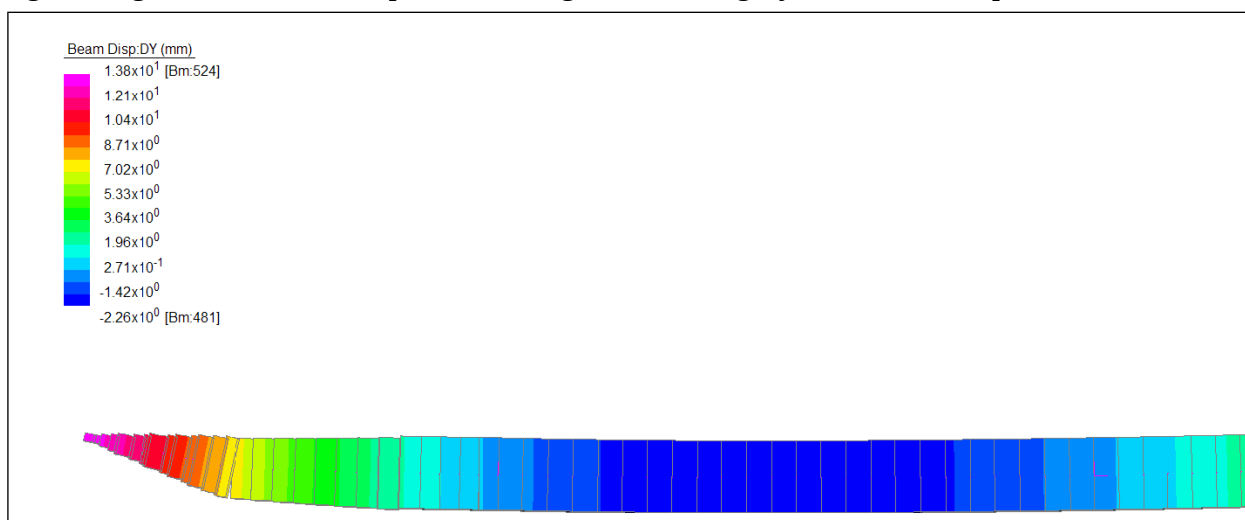


Figura 107: Mbingritja (mm), si rezultat i vënies në ngarkesë së kavove të paranderura për strukturën kompozite të trarëve Tip

Në forcën e paranderjes së kavove të implementuara brenda modelit numerik me elementë të fundëm, janë marrë parasysh humbjet, sipas fazave të vënies nën ngarkesë:

a) Humbjeve të momentit

- Humbjet nga fërkimi
- Humbjet nga fiksimi i kunjave në kokat e ankorimit
- Humbjet nga deformimi (shkurtimi) i elementit

b) Humbjeve në kohë

- Humbjet nga tkurrja e betonit
- Humbjet nga deformkoha
- Humbjet nga relaksimi

Nga diagrama e mësipërme (Fig.107), shikohet që si rezultat i vënies nën ngarkesë së armaturës së paranderur, trau pëson një mbingritje deri në 13.8mm. Duhet theksuar që një pjesë e uljeve në tra (uljeve elastike) do rikuperohen në fazën e realizimit të elementeve, e cila parashikon dhënien e një mbingritjeje shtesë, për kompesimin në fjalë.

Përfundimisht, rezulton se përdorimi i armaturës së shtangët (strukturë kompozite) redukton efektin e uljeve nga deformkoha në strukturë. Megjithatë, edhe në këtë rast, rikuperimi i uljeve të shkaktuara nga deformkoha arrihet nëpërmjet shfrytëzimit të teknologjisë së paranderjes pas betonimit.

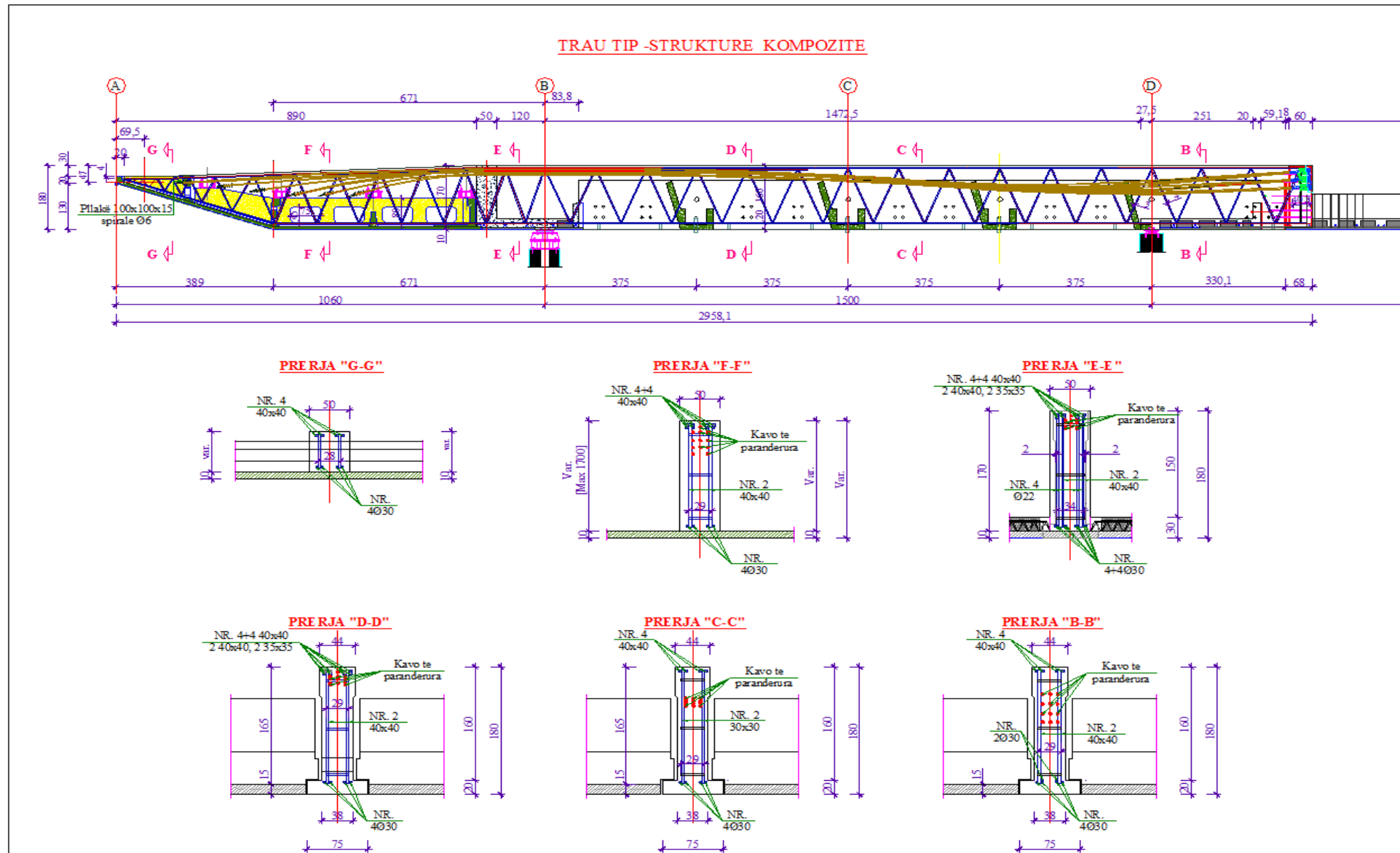


Figura 108: Struktura kompozite e trarëve Tip

Përmbajtja e figurave

Figura 1: Deformimet e elementit	9
Figura 2: Varesia e deformimeve nga koha e ngarkimit të elementit	10
Figura 3: Deformimet e elementit në varësi të ngarkim-shkarkimit për efekt të deformkohës	11
Figura 4: Variacioni në kohë i sforcimeve, shkaktuar nga deformkoha	11
Figura 5: Funkzioni $\Phi(t, t_i)$ sipas teorisë së trashëgimisë	14
Figura 6: Modeli mekanik Kelvin-Voight, sipas teorisë së trashëgimisë	15
Figura 7: Funkzioni $\Phi(t, t_i)$ sipas teorisë së "plakjes"	15
Figura 8: Grafiku i parametrave të funksionit $\Phi(t, t_i)$ sipas Trost-Zerna	17
Figura 9: Funkzioni i deformkohës, MC 1978	22
Figura 10: Funkzioni i relaksimit, MC 1978	23
Figura 11: Funkzioni i deformkohës, MC 2010.....	30
Figura 12: Funkzioni i relaksimit, MC 2010	30
Figura 13: Funksionet e deformkohës, $f_{ck} = 32$ Mpa	31
Figura 14: Funksionet e deformkohës, $f_{ck} = 60$ Mpa	32
Figura 15: Nonogramat e koeficientit final të deformkohës.....	34
Figura 16: Ligji i sforcimeve në kohë dhe funksioni i deformkohës.....	41
Figura 17:Grafiku i funksionit të deformkohës [11].....	42
Figura 18: Dritarja dialoguese e futjes së parametrave të deformkohës dhe tkurrjes [12].	43
Figura 19: Plani i integritetit të shprehjes (2.95)	51
Figura 20: Konvencione dhe simbole për traun e vazhduar.	53
Figura 21: Foto të mbulesës së objektit*	57
Figura 22: Planvendosja e përgjithshme e objektit.....	58
Figura 23: Planimetria e përgjithshme e objektit.....	58
Figura 24: Paraqitja e plotë, e modelit numerik	59
Figura 25: Modeli numerik i mbulesës.....	60
Figura 26: Ngarkesat e përqendruara të hijëzuesve	63
Figura 27: Imazhet e trarëve dhe paneleve të parapërgatitura të mbulesës, [9].....	63
Figura 28: Planimetria e përgjithshme e mbulesës (për të tre blloqet A,B,C)	64
Figura 29: Trau tip i mbulesës, blloku A.....	65
Figura 30: Trau i "majës" së mbulesës, aksi X ,blloku B.....	65
Figura 31: Grafiku i koeficientit të deformkohës, për klasë betoni C60/75[10], [11]	68
Figura 32: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (Komb. ngarkesave të përhershme).....	68
Figura 33: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (Komb. ngarkesave të përhershme)69	69

Figura 34: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (Komb. ngarkesave thuajse të përhershme)	69
Figura 35: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (Komb. ngarkesave thuajse të përhershme)	70
Figura 36: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' blloku B (Komb. i ngarkesave të përhershme)	70
Figura 37: Uljet e trarëve të mbulesës,aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' Blloku B (Komb. i ngarkesave thuajse të përhershme)	71
Figura 38: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha për beton C60/75, në skajet e trarëve të bllokut A	73
Figura 39: Uljet maksimale (cm) në skajet e trarëve të mbulesës (blloku A), për beton C60/75	74
Figura 40: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve të mbulesës, bllokut B, për beton C 60/75,	76
Figura 41: Uljet maksimale (cm) në skajin e trarëve të mbulesës (blloku B), për beton C60/75	77
Figura 42: Grafiku i variacioni në kohë i koeficientit të deformkohës për C45/55.	78
Figura 43:Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (kombinimi ngarkesave të përhershme)	80
Figura 44:Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 blloku A (kombinimi ngarkesave të përhershme)	80
Figura 45: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 5,6,7,8,9, blloku A (kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme)	81
Figura 46: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi 10,11,12,13,14 , blloku A (kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme)	81
Figura 47: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' blloku B (kombinimi i ngarkesave të përhershme)	82
Figura 48: Uljet e trarëve të mbulesës, aksi X,RC,1',2,(2-3),3,4,5' blloku B (kombinimi i ngarkesave thuajse të përhershme)	83
Figura 49: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha për beton C45/55,në skajet e trarëve të mbulesës të bllokut A	85
Figura 50: Uljet (cm) në trarët e mbulesës (blloku A), për beton C45/55	86
Figura 51: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, për beton C 45/55, në skajet e trarëve të bllokut B	88
Figura 52: Uljet (cm) në trarët e mbulesës (blloku B), për beton C45/55	89
Figura 53: Momentet M_Y (kNm), të traut në aksin 7, Blloku A, (komb.ngs karakteristik) për beton C60/75.	90
Figura 54: Momentet M_Y (kNm), të traut në aksin 7, Blloku A, (komb.ng. karakteristike + deformkohën) për beton C60/75.	90

Figura 55: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin 10, Blloku A, (komb.ng. karakteristike), për beton C60/75.	90
Figura 56: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin 10, Blloku A, (komb.ng. karakteristike + deformkohën), për beton C60/75.	91
Figura 57: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin X, blloku B; komb. ngarkesave karakteristike C60/75.	91
Figura 58: Momenti M_Y (kNm), i traut në aksin X, blloku B, komb. ng. karakteristike + deformkoha për beton të klases C60/75.	92
Figura 59: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-10, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75.	92
Figura 60: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-7, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75.	93
Figura 61: Ecuria në kohë e momentit maksimal në mbështetje për Traun T-X, për kombinimin e ngarkesave karakteristike + deformkohën, për beton C60/75	93
Figura 62 :Paraqitje e përgjithshme e zonës së ndërtimit	95
Figura 63 :Profili gjatësor i mbikalimit	96
Figura 64 :Prerja tërthore e mbistrukturës së mbikalimit	97
Figura 65 :Pila e mbikalimit	97
Figura 66 :Skemë ngarkesa nga mjetet lëvizëse LM-1	98
Figura 67: Imazhe nga modeli numerik i mbikalimit	100
Figura 68: Imazhe të renderizuara nga modeli numerik i mbikalimit	100
Figura 69: Ngarkesa lëvizëse në mbistrukturë	100
Figura 70: Format e para të lëkundjeve vetjake së strukturës	101
Figura 71: Diagrama e momenteve maksimale në trarët e mbistrukturës	103
Figura 72: Diagrama e momenteve maksimale në trarët e mbistrukturës nga kavot e paranderura	104
Figura 73: Pamje gjatësore e armimit dhe kavove të paranderjes në tra	104
Figura 74: Grafiku i koeficientit të deformkohës për mbistrukturën [10]	105
Figura 75: Seksioni tip i traut në mesin e hapësirës të mbistrukturës	105
Figura 76: Verifikimi i sforcimeve të betonit, në nivelin e armaturës së paranderur[12].	106
Figura 77: Humbjet (N/mm^2), në kavot e paranderura nga deformkoha	107
Figura 78: Ecuria e forcës së paranderjes (kN), nga deformkoha	108
Figura 79: Humbjet (%) e forcës së paranderjes nga deformkoha	108
Figura 80: Uljet elastike (mm), në mbistrukturë pa efektin e paranderjes së trarëve	109
Figura 81: Mbingritja (mm) nga kavot e paranderura	109
Figura 82: Uljet (mm) të mbistrukturës nga deformkoha, për $t=100$ vite	110
Figura 83: Uljet maksimale (mm) në mesin e hapësirës së mbistrukturës nga deformkoha	111
Figura 84: Grafiku i koeficientit të deformkohës për elementët e pilës	112

Figura 85: Dritarja e futjes së të dhënave të deformkohës [7].....	113
Figura 86. Vlera e shkurtimeve (mm) në elementët e pilës, komb.ngarkesave karakteristike dhe deformkoha, $t=100$ vite	113
Figura 87. Ecuria e shkurtimeve (mm) në elementët e pilës nga deformkoha	114
Figura 88: Skemat statike përgjithësuese, të trarëve T1 + T2 (aksi 10 dhe 7), blloku "A"	119
Figura 89:Seksionet tip të traut.....	121
Figura 90:Seksioni tip mbi pozicionimin e kavove në seksioni.	124
Figura 91: Trau Tip në aksin "10"	125
Figura 92: Deformimet relative në seksion.	134
Figura 93: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-1", për traun në aksin "10".	143
Figura 94: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-2", për traun në aksin "10".	144
Figura 95:Seksionet tip të traut.....	145
Figura 96:Seksioni tip mbi pozicionimin e kavove në seksioni.	148
Figura 97: Trau Tip në aksin "7"	149
Figura 98: Deformimet relative në seksion.	158
Figura 99:Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-1",për traun në aksin "7".....	167
Figura 100: Mbingritja e traut (mm) si rezultat i ngarkimit të kavove "Tip-2",për traun në aksin "7"..	168
Figura 101: Zhvillimi i uljeve në strukturë sipas masave rikuperuese	174
Figura 102: Armatura mbajtëse e strukturës kompozite të trarëve	178
Figura 103: Armatura mbajtëse e strukturës kompozite të trarëve	178
Figura 104: Ndërtimi i diagramës së materialit, të momentit, për strukturën kompozite të trarëve Tip	180
Figura 105:Ndërtimi i diagramës së materialit,të forcës prerëse,për strukturën kompozite të trarëve Tip	180
Figura 106: Diagrama e uljeve nga deformkoha, për strukturën kompozite të trarëve Tip.....	181
Figura 107: Mbingritja (mm), si rezultat i vënies në ngarkesë së kavove të paranderura për strukturën kompozite të trarëve Tip.....	181
Figura 108: Struktura kompozite e trarëve Tip.....	183

Përmbajtja e tabelave

Tabela 1: Koeficienti i deformkohës final për ambjent me lagështi relative 75%.....	27
Tabela 2: Koeficienti i deformkohës për ambjent me lagështi relative 55%.....	27
Tabela 3: Vlerat e koeficientit $\varphi(\infty, t_0)$ për ambjent me lagështi relative 75%.	28
Tabela 4: Vlerat e koeficientit $\varphi(\infty, t_0)$ për ambjent me lagështi relative 55%.	28
Tabela 5: Shumëzuesit për deformkohën jo-lineare	34
Tabela 6: Faktori korigjues për dimensionet e elementit.....	36
Tabela 7: Raporti l/h , për kufizimin e deformimeve	48
Tabela 8: Karakteristikat e betoneve	61
Tabela 9: Karakteristikat e hekurit	61
Tabela 10: Karakteristikat e hekurit të paranderjes	61
Tabela 11: Ecuria e koeficientit të deformkohës në kohë.....	67
Tabela 12: Variacioni në kohë i uljeve maksimale nga deformkoha, në skajet e trarëve të bllokut A.....	72
Tabela 13: Uljet maksimale në skaje, trarët e bllokut A.....	74
Tabela 14: Variacioni në kohë i uljeve nga deformkoha, trarët e bllokut B.....	75
Tabela 15: Uljet totale, trarët e bllokut B	77
Tabela 16: Variacioni në kohë i koeficientit të deformkohës, për klasë betoni C45/55.....	79
Tabela 17: Variacioni në kohë i uljeve të shkaktuara nga deformkoha (blloku A	84
Tabela 18: Uljet totale (cm), në trarët e mbulesës, (blloku A).	86
Tabela 19: Variacioni në kohë i uljeve nga deformkoha në trarët e mbulesës, blloku B	87
Tabela 20: Uljet totale në trarët e mbulesës (blloku B).	89
Tabela 21: Momentet maksimale në trarët e mbulesës (akset 7;10;X), për beton C60/75	91
Tabela 22 :Vlerat e ngarkesave nga mjetet lëvizëse	99
Tabela 23: Ecuria e uljeve maksimale të mbistrukturës	111
Tabela 24: Ecuria e humbjeve të paranderjes në kohë	120
Tabela 25: Të dhënat gjeometrike të pozicionit të kavove në seksionin e mbështetjes.....	124
Tabela 26: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion	135
Tabela 27: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion.	142
Tabela 28: Të dhënat gjeometrike të pozicionit të kavove në seksionin e mbështetjes.....	148
Tabela 29: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion	159
Tabela 30: Pozicioni i aksit neutral, deformimet relative dhe sforcimet në seksion.	166
Tabela 31: Zhvillimi i uljeve në strukturë sipas masave rikuperuese	173