

UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DISERTACION

Paraqitur në kërkim të gradës shkencore “DOKTOR”

STUDIM MBI PËRDORIMIN E SHUFRAVE FRP SI ARMIM I BRENDSHËM NË KONSTRUKSIONET E BETONIT

Doktorant:
M.Sc. Enio DENEKO

Udhëheqës shkencor:
Prof. Asoc. Betina XHEPA

TIRANË 2017

PERMBAJTJA:

PJESA E PARE - BAZAT TEORIKE

KAPITULLI I PARË – Fushat e përdorimit të shufrave FRP në konstruksionet e ndërtimit dhe karakteristikat fiziko-mekanike të tyre.

KAPITULLI I DYTË – Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP, që punojnë në përkuqjes sipas gjendjes kufitare të fundme (ULS)

KAPITULLI I TRETË – Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS)

KAPITULLI I KATËRT – Llogaritja e trarëve nga forcat prerëse

PJESA E DYTË - PJESA APLIKATIVE

KAPITULLI I PESTË – Llogaritje numerike të elementëve të ndryshëm prej betonit të armuar me shufra FRP sipas të dy gjendjeve kufitare

PJESA E TRETË - PJESA EKSPERIMENTALE

KAPITULLI I GJASHTË – Prova eksperimentale për shkatërrimin e trarëve të armuar me shufra GFRP

Përmbajtja

Lista e figurave	6
Lista e tabelave	11
Simbolet dhe shkurtimet	12
Hyrje	17
Objektivat dhe metodologjia	18

KAPITULLI I

1. Fushat e përdorimit të shufrave FRP në konstruksionet e ndërtimit dhe karakteristikat fiziko-mekanike të tyre	19
1.1 Historiku i përdorimit të shufrave FRP si armaturë për elementët e betonit	19
1.1.1 Cfarë janë shufrat FRP	19
1.1.2 Avantazhet dhe disavantazhet e përdorimit të shufrave FRP.....	20
1.1.3 Fushat e përdorimit të shufrave FRP në inxhinierinë strukturore	22
1.2 Karakteristikat mekanike të shufrave FRP	26
1.2.1 Fibrat perforcuese	26
1.2.2 Rezinat polimere	28
1.3 Procesi i prodhimit të shufrave FRP	30
1.4 Karakteristikat e shufrave FRP	32
1.4.1 Karakteristikat fiziko-mekanike të shufrave FRP	32
1.4.2 Sjellja e shufrave FRP nën efektin e zjarrit dhe temperaturave të larta	37

KAPITULLI II

2. Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP, që punojnë në përkulje sipas gjendjes kufitare të fundme (ULS).....	38
2.2 Mënyrat dhe format e shkatërrimit të elementëve prej betoni të armuar me FRP	38
2.1.1 Supozimet dhe baza teorike	38
2.1.2 Format e shkatërrimit	39
2.1.3 Kodet dhe metodat së llogaritjes së elementeve të betonit të armuar me shufra FRP	41
2.1.4 Koeficientët e reduktimit (të sigurisë) të rezistencës	41
2.1.5 Koeficienti i reduktimit mjedisor	42
2.2 Projektimi i elementeve të betonit të armuar me shufra FRP, që punojnë në përkulje	44

2.2.1	Të përgjithshme	44
2.2.2	Karakteristikat gjeometrike të prerjes tërthore	44
2.2.3	Aftësia mbajtëse në përkulje e elementëve të betonit të armuar me shufra	45
2.2.4	Seksionet e mbi-armuara	47
2.2.5	Seksionet e armuara pak	48
2.2.6	Armimi minimal në përkulje (armimi konstruktiv)	50
2.2.7	Armimi maksimal në përkulje	50
2.2.8	Armimet në disa rreshta	50
2.2.9	Procedura e projektimit të elementëve të betonit të armuar me shufra FRP	52

KAPITULLI III

3.	Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS)	55
3.1	Të përgjithshme	55
3.1.1	Kontrollet dhe kodet e ndryshme	55
3.2	Plasaritjet	56
3.2.1	Kufizimet për gjerësinë e plasaritjeve	56
3.2.2	Kufizimet për sforcimet nga ngarkesat e shërbimit	57
3.2.3	Plasaritjet e trarëve nën veprimin e ngarkesave të shërbimit	58
3.2.4	Llogaritja e plasaritjeve të trarëve sipas metodave të ndryshme	59
3.3	Deformimet	64
3.3.1	Deformimet (uljet) e trarëve nën veprimin e ngarkesave të shërbimit	64
3.3.2	Llogaritja e uljeve bazuar në momentin efektiv të inercisë	64
3.3.3	Llogaritja e uljeve bazuar në ekuacionin e vijës elastike të deformimit (kurbaturës)	73
3.3.4	Llogaritja e uljeve sipas EuroCode 2 (EC2) dhe Kodit Italian CNR-DT 203/2006	75
3.3.5	Uljet e trarëve nën efektin e ngarkesave me veprim të gjatë	78
3.3.6	Uljet e lejuara të trarëve	80

KAPITULLI IV

4.	Llogaritja e trarëve nga forcat prerëse	81
4.1	Të përgjithshme	81

4.1.1	Kontributi i betonit, V_c	83
4.1.2	Kontributi i armaturës tërthore, V_f	83
4.1.3	Koeficientët e sigurisë për rezistencën në prerje	84

KAPITULLI V

5.	Llogaritje numerike të elementëve të ndryshëm prej betonit të armuar me shufra FRP sipas të dy gjendjeve kufitare	85
5.1	Llogaritja e një solete dhe trarëve prej betoni të armuar me shufra FRP në hapësirën e mesit	85
5.1.1	Llogaritim soletën e hedhur në një drejtim	85
5.1.2	Llogaritim traun në hapësirën e mesit	91
5.2	Llogaritja e uljeve të një trau betoni të armuar me shufra GFRP, sipas kodeve dhe modeleve të ndryshme llogaritëse	102
5.2.1	Llogaritjet sipas ACI 440R-96	102
5.2.2	Llogaritjet sipas ISIS Canada (2001) & CSA 2002	109
5.2.3	Llogaritjet sipas metodave të tjera	111
5.2.4	Rezultate dhe konkluzione	117

KAPITULLI VI

6.	Prova eksperimentale për shkatërrimin e trarëve të armuar me shufra GFRP	120
6.1	Përgatitja e trarëve	120
6.2	Teknologjia e përdorur	124
6.3	Fazat e zhvillimit të provave eksperimentale	127
6.4	Realizimi i provave	129
6.5	Përpunimi i të dhënave	138
6.6	Analiza e rezultateve	148
6.6.1	Uljet e trarëve	148
6.6.2	Kurbatura gjatë uljeve të trarëve	151
6.6.3	Madhësia e plasaritjeve	153
6.7	Konkluzione përfundimtare	158

REFERENCA	165
-----------------	-----

LISTA E FIGURAVE

Fig. 1.1 Shufra GFRP dhe CFRP

Fig. 1.2 Profile GFRP prodhuar me pultrusion

Fig. 1.3 Urë betoni të armuar me shufra CFRP (Fukushima, Japoni)

Fig. 1.4 Mur mbajtës në portin Lahaina, Hawaii

Fig. 1.5 Riparime betoni të armuar me GFRP në kantierin e riparimeve të anijeve (Pearl Harbor)

Fig. 1.6 Soletë ure betoni të armuar me GFRP (Quebec, Kanada)

Fig. 1.7 Armaturë GFRP para betonimit të parapeteve të urës (Missouri, USA)

Fig. 1.8 Portë betoni dige e armuar me GFRP (Washington, USA)

Fig. 1.9 Salla e rezonancës magnetike në spital (Maine, USA)

Fig. 1.10 Rrjetë GFRP NEFMAC

Fig. 1.11 Betonime të tuneleve ne Japoni me rrjeta NEFMAC

Fig. 1.12 Përdorimi i armaturës GFRP në “soft eye” dhe thyerja nga TBM

Fig. 1.13 Procesi i prodhimit të shufrave GFRP me pultruzion

Fig. 1.14 Fazat e ndryshme të procesit të prodhimit të shufrave GFRP me pultruzion: (a) fibrat e mbështjella në bobina; (b) kalimi i tyre në banjën me rezinë; (c) shufrat GFRP të prodhuara; (d) prerja e shufrave në gjatësinë e kërkuar.

Fig. 1.15 Përpunimi i sipërfaqes së jashtme të shufrave me pjekje me rërë, viaska apo kombinim i të dyjave

Fig. 1.16 Armaturë me shufra GFRP

Fig. 1.17 Shkatërrimi i shufrave GFRP në tërheqje aksiale

Fig. 1.18 Grafiku sforcim-deformim i një shufre GFRP në tërheqje aksiale

Fig. 1.19 Grafiku sforcim-deformim i shufrave CFRP dhe GFRP në tërheqje aksiale

Fig. 1.20 Testimi për lagështi i shufrave FRP

Fig. 1.21 Prania e poreve nga fibrat me boshllëk

Fig.2.1 Diagrama sforcim-deformim per betonin

Fig.2.2 Diagrama sforcim-deformim per FRP

Fig. 2.3 Korrodimi i shtresës së jashtme të shufrave FRP

Fig. 2.4 Korrodimi i bërthamës të shufrave FRP

Fig. 2.5 Deformimet, sforcimet dhe ekuilibri i forcave ne seksionin me armim të balancuar

Fig. 2.6 Sforcimet dhe deformimet ne seksionin e mbi-armuar

Fig. 2.7 Shkatërrimi i një trau te mbi-armuar me shufra FRP

Fig. 2.8 Sforcimet dhe deformimet ne seksionin pak te armuar

Fig. 2.9 Trau i armuar pak kur sapo kanë filluar plasaritjet dhe shkatërrimi i shufrave GFRP

Fig. 2.10 Element betoni i armuar me shufra FRP të vendosura në disa rreshta

Fig. 3.1 Sforcimet, deformimet dhe ekuilibri i forcave në seksionin nën veprimin e ngarkesave të shërbimit

Fig. 3.2 Parametrat gjeometrikë të seksionit për llogaritjen e madhësisë së plasaritjeve

Fig. 3.3 Momentet e inercisë për një tra të vazhduar

Fig. 3.4 Marrëdhënia mes ngurtësisë dhe momenteve përkuës në seksion

Fig. 3.5 Skema e një seksioni të plasaritur

Fig. 3.6 Shpërndarja e momenteve të inercisë në funksion të diagramës së momentit sipas Faza dhe GangaRao

Fig. 4.1 Skema e shpërndarjes së forcës në seksionin e traut

Fig. 4.2 Lindja e plasaritjeve në një tra të thellë betoni të armuar me GFRP, nën efektin e forcave prerëse dhe përkuljes

Fig. 5.1 Planimetria e soletës së analizuar

Fig. 5.2 Format e ndryshme të shkatërrimit të një elementi betoni të armuar me shufra FRP

Fig. 5.3 Karakteristikat gjeometriket të seksionit

Fig. 5.4 Koeficienti α për katërkëndëshin ekuivalent të sforcimeve për betonin

Fig. 5.5 Koeficienti β për katërkëndëshin ekuivalent të sforcimeve për betonin

Fig. 5.6 Skema e ngarkimit të traut

Fig. 5.7 Marrëdhëniet midis gjatësisë së traut dhe uljeve

Fig. 5.8 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut

për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 1$

Fig. 5.9 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut

për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 2.53$

Fig. 5.10 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut

për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 2.53$ vetëm për disa nga metodat kryesore

Fig. 6.1 Skema e ngarkimit të traut

Fig. 6.2 Dimensionet dhe armimet e trarëve

Fig. 6.3 Paraqitja skematike e një matësi plasaritjesh “Ω”

Fig. 6.4 Pamja e një matësi plasaritjesh “Ω” së bashku me kavon që lidhet me aparatin

Fig. 6.5 Montimi në pjesën e poshtme të trarëve të matësve të plasaritjeve “Ω” dhe të uljeve LVDT

Fig. 6.6 Prerje gjatësore e matësit të uljeve LVDT

Fig. 6.7 Pozicionimi i matësit të uljeve LVDT

Fig. 6.8 Aparati kompleks rregjistruar i të dhënave MGC

Fig. 6.9 Aparati portativ rregjistruar i të dhënave P3500

Fig. 6.10 Fazat e përgatitjes së traut për provën eksperimentale

Fig. 6.11 Pozicionimi i pajisjeve matëse në pjesën e poshtme të traut

Fig. 6.12 Pozicionimi i pajisjeve matëse në pjesën e poshtme të traut

Fig. 6.13 Trau T1- Faza fillestare e ngarkimit

Fig. 6.14 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, shfaqja dhe zhvillimi i plasaritjeve (30 kN)

Fig. 6.15 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve (60 kN)

Fig. 6.16 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈ 80 kN)

Fig. 6.17 Trau T1- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈ 90 kN)

Fig. 6.18 Trau T1- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit

Fig. 6.19 Trau T2- Faza fillestare e ngarkimit

Fig. 6.20 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, shfaqja dhe zhvillimi i plasaritjeve (30 kN)

Fig. 6.21 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve (60 kN)

Fig. 6.22 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈ 80 kN)

Fig. 6.23 Trau T2- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈ 90 kN)

Fig. 6.24 Trau T2- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit

Fig. 6.25 Trau T3- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈ 87 kN)

Fig. 6.26 Trau T3- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈ 102 kN)

Fig. 6.27 Trau T3- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit

Fig. 6.28 Trau T4- Faza përfundimtare para këputjes së shufrave GFRP (≈ 55 kN)

Fig. 6.29 Trau T4- detaj i këputjes së shufrave GFRP dhe shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit

Fig. 6.30 Grafiku i uljeve në mesin e traut T1 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.31 Grafiku i uljeve në mesin e traut T2 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.32 Grafiku i uljeve në mesin e traut T1 & T2 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.33 Grafiku i uljeve në mesin e traut T3 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.34 Grafiku i uljeve në mesin e traut T4 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.35 Grafiku i uljeve për të katër trarëve në funksion të ngarkimit

Fig. 6.36 Krahasimi i matjeve eksperimentale të uljeve për trarët T1 & T2 me vlerat teorike sipas kodeve dhe metodave kryesore llogaritëse

Fig. 6.37 Grafiku moment – kurbaturë për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.38 Grafiku moment – kurbaturë për traun T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.39 Grafiku moment – kurbaturë për traun T1 & T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.40 Grafiku moment – kurbaturë për traun T3 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.41 Grafiku moment – kurbaturë për traun T4 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.42 Grafiku moment – kurbaturë për të katër trarët

Fig. 6.43 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.44 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.45 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 & T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.46 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T3 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.47 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T4 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

Fig. 6.48 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për të katër trarët

Fig. 6.49 Ndryshimi i uljeve të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

Fig. 6.50 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së uljeve sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

Fig. 6.51 Ndryshimi i kurbaturës së të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

Fig. 6.52 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së kurbaturës sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

Fig. 6.53 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T1 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Fig. 6.54 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T2 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Fig. 6.55 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T3 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Fig. 6.56 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T4 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Fig. 6.57 Ndryshimi i madhësisë së plasaritjeve të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

Fig. 6.58 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së madhësisë së plasaritjeve sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

LISTA E TABELAVE

Tab. 1.1 Llojet, përmasat, rrezet e brendshme të kthimit dhe rezistencat minimale në tërheqje të shufrave të rrumbullakëta FRP

Tab. 1.2 Karakteristika të tjera mekanike të shufrave FRP

Tab. 1.3 Reduktimi i karakteristikave mekanike të shufrave FRP prej aciditetit mjedisor

Tab. 1.4 Reduktimi i rezistencës së shufrave FRP prej rrezatimit dhe lagështisë

Tab. 2.1 Koeficientet e reduktimit mjedisor

Tab. 2.2 Trashësitë minimale të elementëve të betonit që punojnë në përkulje.

Tab. 3.1 Gjerësitë e lejuara të plasaritjeve për elementet e betonit të armuar me FRP dhe çelik.

Tab. 3.2 Gjerësitë e lejuara të plasaritjeve sipas kodeve të ndryshëm për elementet e betonit të armuar me FRP

Tab. 3.3 Uljet për raste të ndryshme ngarkimi tek elementet e betonit të armuar me FRP

Tab. 3.4 Koeficientet β dhe m tek elementet e betonit të armuar me çelik

Tab. 3.5 Modelet llogaritës të momentit efektiv të inercisë të trarëve të betonit të armuar me shufra FRP, sipas metodave dhe kodeve të ndryshëm

Tab. 3.6 Vlerat e parametrit ξ

Tab. 3.7 Uljet e lejuara sipas elementëve të ndryshëm

Tab.5.1 Koeficientët e rezistencës

Tab.5.2 Karakteristikat mekanike të shufrave GFRP

Tab.5.3 Trashësitë minimale të elementëve prej betoni

Tab. 5.4 Llogaritja e momentit efektiv të inercisë dhe uljeve, sipas metodave dhe kodeve të ndryshëm

Tab.6.1 Mix-design i betonit të përdorur

Tab.6.2 Rezultatet e provave në shtypje të mostrave të betonit

Tab.6.3 Karakteristikat mekanike të shufrave GFRP

Simbolet dhe shkurtimet

- A_c = sipërfaqja e përfshirë brenda perimetrit të seksionit tërthor të elementit të betonit e shprehur në mm^2 (in.²)
- A_f = sipërfaqja e armaturës FRP në mm^2 (in.²)
- A_{fb} = sipërfaqja e armaturës FRP që shkakton shkatërrim të balancuar, në mm^2 (in.²)
- $A_{f,bar}$ = sipërfaqja e prerjes tërthore të një shufre FRP në mm^2 (in.²)
- $A_{f,i}$ = sipërfaqja e armaturës FRP në shtresën e i-të, në mm^2 (in.²)
- $A_{f,min}$ = sipërfaqja minimale e armaturës FRP së nevojshme për të parandaluar shkatërrimin e elementit në përkulje për shkak të plasaritjes së seksionit, në mm^2 (in.²)
- A_{fv} = sasia e armaturës FRP ndaj forcave prerëse në distancën s , në mm^2 (in.²)
- $A_{fv,min}$ = sasia minimale e armaturës FRP ndaj forcave prerëse në distancën s , në mm^2 (in.²)
- A_s = sipërfaqja e armaturës së çelikut që punon në tërheqje, në mm^2 (in.²)
- A_{vf} = sipërfaqja e armaturës në prerje pingul me planin e prerjes
- a = lartësia e zonës së shtypur ekuivalente të betonit në mm (in.)
- b = gjerësia e seksionit katërkëndor, në mm (in.)
- b_{eff} = gjerësia efektive e soletës së traut në mm (in.)
- b_w = gjerësia e murit të traut, në mm (in.)
- C = forca shtypëse në seksion, në N (lb.)
- C_E = koeficienti i reduktimit mjedisor për tipe të ndryshme fibrash dhe kushtesh ekspozimi
- c = distanca nga fibrat ekstreme të shtypura deri në aksin neutral, në mm (in.)
- c = shtresa mbrojtëse e betonit në mm (in.)
- c_b = distanca nga fibrat ekstreme të shtypura deri në aksin neutral për rastin e shkatërrimit të balancuar, në mm (in.)
- c_{cr} = thellësia e aksit neutral për seksionin e plasaritur, në mm (in.)
- D = diametri i seksionit rrethor, në mm (in.)
- d = distanca nga fibrat ekstreme të shtypura deri në aksin gjatësor të armaturës që punon në tërheqje, në mm (in.)
- d_b = diametri shufrave, në mm (in.)
- d_c = trashësia e shtresës mbrojtëse të betonit e matur nga fibrat ekstreme në tërheqje deri në aksin e shufrave apo të zgarës së armaturës, në mm (in.)

- d_i = distanca prej rreshtit të i -të të armaturës gjatësore deri tek qendra gjeometrike e seksionit tërthor, në mm (in.)
- e = raporti i ε_{fu} ndaj ε_{cu}
- d_f = lartësia efektive e armaturës FRP, në mm (in.)
- E_c = moduli i elasticitetit të betonit, në MPa (psi)
- E_f = moduli i garantuar i elasticitetit të FRP i përcaktuar si vlerë mesatare e vlerave të marra nga testimet eksperimentale ($E_f = E_{f,ave}$), në MPa (psi)
- $E_{f,ave}$ = moduli mesatar i elasticitetit të FRP, në MPa (psi)
- E_s = moduli i elasticitetit të çelikut, në MPa (psi)
- f'_c = rezistenca në shtypje e betonit, në MPa (psi)
- f_r = moduli i thyerrjes së betonit, në MPa (psi)
- f_f = sforcimi në armaturën në tërheqje të FRP, në MPa (psi)
- f_{fb} = rezistenca e pjesës së përkulur të shufrave apo stafave FRP, në MPa (psi)
- f_{fd} = rezistenca në tërheqje në MPa (psi)
- f_{fe} = sforcimi në shufër në pjesën në gjatësinë e ankorimit l_e , në MPa (psi)
- f_{fr} = sforcimi i kërkuar në shufër, në MPa (psi)
- f_{fs} = sforcimi në shufër për shkak të ngarkesave të përhershme, në MPa (psi)
- f_{fu} = rezistenca në tërheqje e projektimit për shufrat FRP duke marrë parasysh koeficientin e reduktimit mjedisor ($f_{fu} = C_E f_{fu}^*$), në MPa (psi)
- f_{fu}^* = rezistenca në tërheqje e garantuar e shufrave FRP, e përcaktuar si vlerë mesatare e vlerave të marra nga testimet eksperimentale të mostrave, minus trefishin e gabimeve standarte në matje ($f_{fu}^* = f_{fu,ave} - 3\sigma$), në MPa (psi)
- f_{fv} = rezistenca në tërheqje e FRP ndaj forcave prerëse duke e marrë si vlerën më të vogël mes f_{fu} , rezistencës së pjesës së kthyer të stafave f_{fb} , apo të sforcimit që i përket $0.004E_f$, në MPa (psi)
- f_s = sforcimi i lejuar në armaturën e çelikut, në MPa (psi)
- $f_{u,ave}$ = rezistenca mesatare në tërheqje e mostrave, në MPa (psi)
- f_{vf} = sforcimi në prerje në armaturë, në MPa (psi)
- f_y = rezistenca e rrjedhshmërisë e armaturës së çelikut (jo të paranderur), në MPa (psi)
- h = lartësia e plotë e seksionit katërkëndor të një element betoni, në mm (in.)
- I = momenti i inercisë, në in.⁴ (in.⁴)
- I_{cr} = momenti i inercisë i seksionit të plasarit, në in.⁴ (in.⁴)
- I_e = momenti efektiv i inercisë, në in.⁴ (in.⁴)

- I_g = momenti i plotë inercisë, në in.⁴ (in.⁴)
 K_1 = parametër që merr parasysh kushtet kufitare
 k = raporti mes thellësisë së aksit neutral dhe asaj të armaturës gjatësore
 k_b = koeficient që varet nga aderenca e FRP me betonin
 k_m = raporti mes thellësisë së aksit neutral dhe asaj të armaturës gjatësore në mesin e hapësirës
 l = gjatësia e elementit, në m (ft.)
 l_a = gjatësia shtesë e inkastrimi në mbështetje apo në zonat ku kthehet armatura, në mm (in.)
 l_{bhf} = gjatësia e pjesës së kthyer të armaturës që punon në tërheqje, në mm (in.)
 l_d = gjatësia e shufrës, në mm (in.)
 l_e = gjatësia e inkastrimit të shufrës, në mm (in.)
 f_{ct} = rezistenca në tërheqje e betonit, në MPa (psi)
 f_{ft} = rezistenca në tërheqje e armaturës tërthore, në MPa (psi)
 $k_{creep-R}$ = koeficienti i shkatërrimit prej shkëputjes
 l_{thf} = gjatësia e gremçit të shufrave FRP, në mm (in.)
 M = momenti maksimal pozitiv, në N-mm (lb-in.)
 m = parametër pa përmasa
 M_a = momenti maksimal në element në fazën kur ka ndodhur ulja apo deformimi, në N-mm (lb-in.)
 M_{cr} = momenti që mban seksioni i plasaritur, në N-mm (lb-in.)
 M_n = aftësia mbajtëse nominale në përkulje e seksionit, në N-mm (lb-in.)
 M_{nb} = aftësia mbajtëse nominale që i korrespondon shkatërrimit të balancuar, në N-mm (lb-in.)
 M_s = momenti prej ngarkesave të përhershme , në N-mm (lb-in.)
 M_u = momenti që mban seksioni me gjithë koeficientët e sigurisë, në N-mm (lb-in.)
 n_f = raporti mes modulit të elasticitetit të shufrave FRP dhe atij të betonit
 p_{cp} = perimetri i jashtëm i seksionit të betonit, në mm (in.)
 r_b = rrezja e brendshme e armaturës së kthyer, në mm (in.)
 s = distanca midis stafave ose hapi i spiraleve, si dhe distanca mes shufrave të armimiut gjatësor, in. (mm)
 T = temperatura, në C°
 T_1, T_2 = forcat tërheqëse që i korrespondojnë A_1 dhe A_2 , në N (lb.)
 $T_{f,i}$ = forca tërheqëse në shtresën e ^{i-te} të armaturës, në N (lb.)

- $T, T_{\max}$ = forca tërheqëse dhe forca maksimale tërheqëse në seksion, në N (lb.)
 T_g = temperatura e shkrirjes së xhamit, $^{\circ}\text{C}$ ($^{\circ}\text{F}$)
 t = koha
 t_{slab} = trashësia e soletës në mm (in.)
 u = sforcimi mesatar i kontaktit në sipërfaqen e shufrës FRP, në MPa (psi)
 V_c = forca prerëse që përballon betoni, në N (lb.)
 V_f = forca prerëse që përballojnë stafat FRP, në N (lb.)
 V_n = forca e normuar prerëse në seksion, në N (lb.)
 V_s = forca prerëse që përballojnë stafat e çelikut, në N (lb.)
 V_u = forca prerëse në seksion, në N (lb.)lb (N)
 w = gjerësia maksimale e plasaritjeve, në mm (in.)
 w_c = gjerësia maksimale e plasaritjeve në faqen që punon në tërheqje, në mm (in.)
 x, x_b = distanca e aksit neutral prej faaqes së jashtme të zonës së shtypur për kushtet e shkatërrimit të balancuar, në mm (in.)
 y_t = distanca prej aksit qendror të seksionit të plotë, deri tek faqja e jashtme e zonës në tërheqje, duke neglizhuar armaturën, në mm (in.)
 α = këndi i pjerrësisë së stafave apo spiraleve
 α = raporti i x mbi d
 α_1 = raporti i sforcimit mesatar të katërkëndëshit ekuivalent të sforcimeve mbi f'_c
 α_L = koeficienti i zgjerimit termik gjatësor, $1/^{\circ}\text{C}$ ($1/^{\circ}\text{F}$)
 α_T = koeficienti i zgjerimit termik tërthor, $1/^{\circ}\text{C}$ ($1/^{\circ}\text{F}$)
 β = raporti i distancës nga aksi neutral tek fibrat ekstreme në tërheqje, mbi distancën nga aksi neutral tek qendra e armaturës në tërheqje.
 β_1 = koeficient që lidhet me lartësinë e katërkëndëshit ekuivalent të sforcimeve ndaj lartësisë së aksit neutral.
 β_2 = koeficient që merr parasysh ndikimin e kohëzgjatjes dhe përsëritjes së ngarkimit.
 β_d = koeficient reduktimi që përdoret në llogaritjen e uljeve të elementëve
 γ = raporti i d mbi h ose i d mbi D për kolonat
 $\Delta_{(cp+sh)}$ = ulja shtesë për shkak të fenomenit të lëshimit dhe tkurrjes nga ngarkesat e përhershme (creep-shrinkage), në mm (in.)
 $(\Delta i)_{sus}$ = Ulja e menjëhershme nën ngarkesat e përhershme, në mm (in.)
 $(\Delta/l)_{\max}$ = raporti i lejuar Ulje/hapësirën e dritës së elementit
 ϵ_c = deformimi i betonit

ϵ_{cu}	=	deformimi i fundëm i betonit
ϵ_f	=	deformimi i shufrave FRP
ϵ_{fi}	=	deformimi i armaturës në shtresën e i ^{te}
ϵ_o	=	deformimi maksimal i betonit të pashtrenguar që i korrespondon f_c
ϵ_{fu}	=	deformimi i llogaritës për thyerrjen e shufrave FRP
ϵ_{fu}^*	=	deformimi i garantuar i thyerrjes së shufrave FRP, e përcaktuar si vlerë mesatare e vlerave të deformimeve tërheqëse të marra nga testimet eksperimentale të mostrave minus trefishin e gabimeve standarte në matje ($\epsilon_{fu}^* = \epsilon_{u,ave} - 3\sigma$)
ϵ_m	=	deformimi në tërheqje në mesin e hapësirës
$\epsilon_{u,ave}$	=	deformimi mesatar në tërheqje marrë në prova eksperimentale
ϵ_v	=	deformimi prej fërkimit në armaturë
ϵ_y	=	deformimi që i korrespondon rrjedhshmërisë së armaturës së çelikut
η	=	raporti i distancës prej fibrave ekstreme në shtypje deri tek qendra e armaturës gjatësore (d), ndaj lartësisë së plotë të seksionit të elementit (h)
λ	=	koeficient që ka të bëjë me me uljet shtesë prej ngarkesave me veprim afat-gjatë
ξ	=	koeficient që varet nga koha për ngarkesa të përhershme
ρ'	=	përqindja e armaturës që punon në shtypje, $\rho' = A_s'/bd$
ρ_b	=	përqindja e armaturës FRP për gjendjen e deformuar të balancuar
ρ_f	=	koeficient përkeqësimi i modulit të elasticitetit për temperatura të caktuara në C° ose T°
ρ_f	=	përqindja e armaturës FRP
ρ_f	=	përqindja e armaturës FRP që punon në shtypje
ρ_{fv}	=	përqindja e armaturës FRP që punon në prerje
ρ_{min}	=	përqindja minimale e armaturës së çelikut
σ	=	gabimet standarte të provave eksperimentale
σ_c	=	sforcimet shtypëse, MPa (psi)
χ	=	kurbatura
ϕ	=	koeficient i reduktimit të rezistencës
FRP	=	fibra të përforcuara polimere
GFRP	=	fibra të përforcuara polimere xhami
CFRP	=	fibra të përforcuara polimere karboni
AFRP	=	fibra të përforcuara polimere aramide
FRP-RC member	=	elementë betoni të armuar me fibra karboni

HYRJE

Një nga problemet më të mëdha të shufrave të çelikut në konstruksionet e ndërtimit është korrozioni, veçanërisht në ambjente agresive. Mbrojtja alkaline e betonit mund të realizojë një mbrojtje relativisht të mirë të armaturës së çelikut, por kur këto ekspozohen në ambjent agresiv apo mbrojtja priset, armatura korrodohet dhe çon në çarjen dhe copëtimin e shtresës mbrojtëse të betonit. Manualët ekzistues udhëzojnë shtresa të trasha mbrojtëse për të evituar këtë gjë, por vetitë alkaline të betonit gjithsesi do të çojnë në korrodimin e çelikut. Janë përdorur dhe shumë metoda mbrojtjeje, si psh. veshja e betonit me një cipë mbrojtëse të papërshkueshme nga CO₂ dhe kriprat e tretura në ujë, shtesa anti-korroduese në kohën kur betoni është i njomë, veshje me shtresa rezine (epoxy) dhe galvanizim të armaturës, e deri përdorim çeliku të pa oksidueshem. Por në shumicën e rasteve keto janë të pamjaftueshme, kanë dështuar apo janë shumë të kushtueshme dhe nuk e justifikojnë përdorimin e tyre.

Këto arsye sjellin kosto të larta mirëmbajtjeje, riparimi apo deri edhe ndërrimin e tyre. Është llogaritur se mirëmbajtja dhe riparimi i veprave aktuale të infrastrukturës në botë i kalon 100 miliard dollarë. Mjafton të përmendësh që në USA dhe në Kanada, rreth 40% e urave janë në limitet e shërbimit dhe kërkojnë ndërhyrje urgjente riparimi apo dhe zëvendësimi.

Pikërisht ky problem ka shtyrë mjaft studiues dhe inxhinierë të kërkojnë materiale të tjerë alternative me karakteristika të ngjashme apo dhe më të mira se çeliku i ndërtimit për tu përdorur në fushën e ndërtimit. Shufrat FRP, që nuk janë gjë tjetër veçse fibra me rezistencë të lartë të zhytur në një matricë rezine polimere, me karakteristikat e tyre të veçanta, veçanërisht rezistencë të madhe në tërheqje dhe rezistencë ndaj korrodimit, dolën në fillim të viteve 1990, si alternativë më e vlefshme në zëvendësimin e shufrave të çelikut, sidomos në konstruksione që punojnë në ambjente agresive apo me kërkesa të vecanta, duke zgjatur kështu jetën e konstruksioneve dhe duke ulur kostot e mirëmbajtjes së tyre. Edhe pse një material ende i ri, e veçanta është se përdorimi i tij po pranohet gjithnjë e më tepër nga shumë prej vendeve të botës, të cilat po përpiqen të krijojnë apo të adaptojnë kode të posaçme për përdorimin e tyre në strukturat e ndërtimit.

Ky studim, synon të hyjë për herë të parë në një fushë të re dhe ende të panjohur jo vetëm tek ne, por dhe në mjaft vende të botës, kjo si për arsye të mungesës së kodeve të sakta të llogaritjes ashtu dhe të mundësive financiare të këtyre vendeve për të zhvilluar këtë fushë të re të ndërtimit.

Studimi, në rradhë të parë, do të hedhë një vështrim të shpejtë mbi materialet FRP, përbërësit e tyre, karakteristikat mekanike të tyre, përdorimin, etj, por mbi të gjitha do të synojë të japë disa ide dhe mënyra të studimit të elementeve prej betoni të armuar me shufra FRP, mënyrat e llogaritjes së aftësinë mbajtëse të tyre sipas gjendjeve të ndryshme kufitare, si dhe krahasimi apo përfitimet e përdorimit të tyre në raport me elementet e betonit të armuar me armature tradicionale prej çeliku. Është e pamundur që me një studim të vetëm të mbulohej tërë problematika e llogaritjeve konstruktive apo mënyrave të konstruimit, dhe kjo kryesisht për shkak të shumëllojshmërisë të këtyre materialeve në treg, me karakteristika dhe veti të ndryshme, si dhe të teknologjise dhe industrive përkatëse që i prodhojnë. Megjithatë do të krijohet një ide e përgjithshme mbi metodat e llogaritjes të elementeve të vecantë sipas

gjendjeve kufitare të fundme (ULS) dhe të shërbimit (SLS), por veçanërisht kjo e fundit si me problematikja. Një nga pikat ku do të ndalem me shume do të jetë studimi i uljeve dhe deformacioneve të elementeve të betonit, dhe një krahasim të metodave të ndryshme në llogaritjen e tyre, kjo pasi nuk ekziston ende një teori unike për llogaritjen e tyre dhe formulat e përdorura nuk janë empirike por të nxjerra nga eksperimentet konkrete.

Ketu do të dalin në pah dhe disa prej mangësive të FRP në këtë fushë dhe arsyes se përdorimit të tyre në ndërtim jo si zëvendësuese me kohë të plotë të çelikut, por vetëm në ato fusha përdorimi ku sjell përparësi përdorimi i tyre.

OBJEKTIVAT DHE METODOLOGJIA

Sic u përmend dhe më sipër, ky studim synon një investigim mbi tendencën e re në ndërtim për përdorimin e shufrave FRP si armature të brendshme në elementët e betonit. Nepermjet metodave teorike dhe analitike që do të përdoren synohet:

- Identifikimi i materialeve FRP me karakteristikat e tyre fiziko-mekanike si materiale të mundshme për tu përdorur si armaturë të brendshme në elementet konstruktive.
- Investigimi, nëpërmjet literaturës dhe kodeve të ndryshme, të sjelljes së trarëve dhe soletave të armuara me shufra FRP, nën efektin e përkuljes, mënyrat e llogaritjeve dhe projektimit të tyre sipas kushteve kufitare të fundme (ULS), format të ndryshme të shkatërrimit të këtyre elementeve konstruktive.
- Investigimi, nëpërmjet literaturës dhe kodeve të ndryshme, të sjelljes së trarëve dhe soletave të armuara me shufra FRP sipas kushteve kufitare të shërbimit (SLS), në terma të plasaritjeve dhe çarjeve (madhësitë e tyre), të uljeve dhe deformimeve (si nën veprimin e ngarkesave me efekt të shkurter, ashtu dhe të gjatë në kohë).
- Një krahasim të përdorimit të këtyre materialeve relativisht të reja në raport me armimin tradicional me çelik.

PJESA E PARË - BAZA TEORIKE

K A P I T U L L I I

1. FUSHAT E PËRDORIMIT TË SHUFRAVE FRP NË KONSTRUKSIONET E NDËRTIMIT DHE VETITË FIZIKO-MEKANIKE TË TYRE

Një vështrim i shkurtër mbi materialet FRP, çfarë janë, historikun e përdorimit dhe prodhimit të tyre, karakteristikat mekanike, mënyra e prodhimit, fushat dhe mundësinë e përdorimit të tyre si armaturë e brëndshme në elementet e betonit, etj.

1.1 Historiku i përdorimit të shufrave FRP si armaturë për elementët e betonit

1.1.1 Cfarë janë shufrat FRP

Në parim, FRP janë versioni më i fundit i kombinimit të dy materialeve të ndryshëm për të fituar një material me karakteristika fiziko-mekanike më të mira. Siç është thënë, ato përbëhen nga fibra të zhytura në rezinë duke krijuar një matricë polimere, e cila ka funksionin e një materiali strukturor të vërtetë, pasi fibrat i japin rezistencë dhe ngurtësi matricës, duke mbajtur pjesën më të madhe të ngarkesës që vepron në element, ndërsa rezina i mbështjell ato duke mundësuar transmetimin dhe shpërndarjen e sforcimeve si dhe mbrojtjen e fibrave.

Pas Luftës së Dytë Botërore, nevojat e industrisë aerospaciale për materiale të reja e jo tradicionale, i shtynë shkencëtarët drejt kërkimit të zgjidhjeve të reja. Përgjigja që pikërisht matrica e sipër përmendur polimere me fibra karboni. Karakteristikat e tyre inovative përsa i përket rezistencës shumë të lartë në tërheqje, moduli të elasticitetit, peshës së ulët, rezistencës ndaj korrozionit dhe ngarkimit elektromagnetik, si dhe aftësisë së tyre për të ndryshuar karakteristikat mekanike në varësi të ndryshimit të llojit të fibrave dhe përbërjes, kompozimit e orientimit të tyre, i bëjnë materialet FRP të gjejnë një përdorim të pakufizuar në shumë industri, si ajo aerospaciale, navale, e mbrojtjes, e sportit e tashme dhe e ndërtimit.

Në të vërtetë, FRP në konstruksionet e ndërtimit janë përdorur që në vitet 1960 në Shtetet e Bashkuara të Amerikës dhe në vitet 1970 në Europë dhe Japoni, por vetëm në vitet 1980, fushat e kërkimit, demonstrimit, prodhimit dhe përdorimit u bënë realisht të njohura në mbarë botën.

Shufrat FRP janë anisotropike. Rezistenca dhe ngurtësia e shufrave në drejtim të fibrave varen shumë nga lloji i fibrave dhe raporti mes volumit të tyre dhe volumit të përgjithshëm të FRP. Lloji i rezinës përcakton mekanizmin e shkatërrimit dhe formën e thyerrjes të materialit kompozit. Tjetër faktor që influencon në karakteristikat e FRP është dhe orientimi i fibrave, jetëgjatësia e rezinës, procesi i prodhimit të materialit kompozit dhe kontrollit të cilësië së tij. Fibrat e përdorura janë kryesisht xhami, karboni dhe aramide, por kohët e fundit po përdoren dhe ato të bazaltit si zëvendësuese të fibrave të xhamit. Matricat janë kryesisht rezina

polimere si rezina epoxy e cila përdoret kryesisht me fibrat e karbonit, apo rezina poliestër dhe vinilester që përdoren zakonisht me fibrat e xhamit.

Teknikat e përdorura për prodhimin e shufrave FRP janë pultruzioni, me thurrje dhe në formë gërrshete. seksioni tërthor tipik është i plotë dhe i rrumbullakët, por prodhohen dhe bosh nga brenda apo dhe forma të tjera. Shufrat nuk mund të kthehen pasi është bërë polimerizimi i rezinës, kthimet bëhen vetëm gjatë procesit të prodhimit. Sipërfaqja e shufravemund të realizohet me vjaska, me deformime me tekstore si thurrje apo veshje me rërë, në mënyrë që të krijohet aderencë e shufrave FRP me betonin. Një prej veçorive kryesore e shufrave FRP është se rezistenca gjatësore në tërheqje varet prej diametrit apo sipërfaqes së prerjes tërthore të shufrave, sipas një fenomeni të quajtur “shear lag”.

Raporti më ekonomik kosto/performancë i fibrave të xhamit (GFRP) ndaj atyre të karbonit (CFRP) i bën ato më të preferueshme për përdorimin në elementët e zakonshëm të betonit, por për elementë të veçantë fibrat e karbonit mund të jenë zgjedhja ideale. Elementët FRP që përdoren si armim i brendshëm, ekzistojnë edhe në forma të tjera si heksagonale, ortogonale dhe në formën e rrjetave dy-dimensionale, gjithmonë të parafabrikuara.

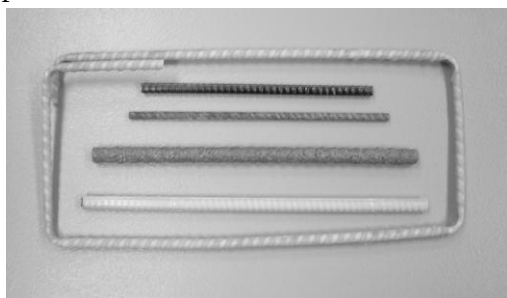


Fig. 1.1 Shufra GFRP dhe CFRP

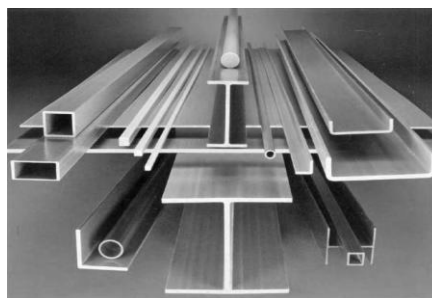


Fig. 1.2 Profile GFRP prodhuar me pultrusion

Për të shmangur mos përputhjet, organizata dhe ente të ndryshme studiuesish dhe projektuesish, zhvilluan metoda testimi të përbashkëta për studimin e karakteristikave mekanike afatshkurtra dhe afatgjata, atyre termodinamike dhe durabilitetit. Dokumenti i parë që futi metodat e testimit për shufrat FRP ishte “Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials,” e publikuar në 1997 nga Japan Society for Civil Engineering (JSCE). ASTM International dhe e Organization for Standards (ISO), ofruan metoda të standartizuara testimi për përdorimin e FRP në inxhinierinë strukturore ndërkohë që metoda testimi për shufra FRP rekomandoi dhe futi në përdorim që prej 2004 edhe American Concrete Institute (ACI) në dokumentin 440.3R, “Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete and Masonry Structures”. Procedura testimi u zhvilluan dhe nga Canadian Standards Association (CSA).

1.1.2 Avantazhet dhe disavantazhet e përdorimit të shufrave FRP

Fushat e përdorimit të armimit të elementeve prej betoni me shufra FRP bazohen në karakteristikat fiziko-mekanike, avantazhet dhe disavantazhet e këtij materiali në fushën e ndërtimit.

Avantazhet që paraqesin shufrat FRP

- Raporti i lartë rezistencë-peshë: shufrat FRP kanë rezistencë deri në gjashtë herë më të madhe se rezistenca e çelikut dhe peshë deri në një të pestën e peshës së tij. Shufrat GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) dhe CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) mund të përdoren aty ku kërkohet mbulimi i hapësirave më të mëdha dhe pa mbështetje të mesit, apo aty ku një peshë e përgjithshme e reduktuar e objektit, e kombinuar me rezistencë shumë më të madhe, nënkupton dhe një reagim më të mirë sizmik të strukturës. Në rastet kur përdoret armaturë e paranderur, shfrytëzohet jo vetëm rezistenca e lartë në tërheqje, por dhe moduli i ulët i elasticitetit që sjell humbje (relaksime) më të vogla në periudha afatgjata shfrytëzimi. Megjithatë duhet theksuar se në elementë betoni me permasa të konsiderueshme, pesha e armaturës së çelikut është e papërfillshme ndaj asaj të betonit, pra përdorimi i shufrave FRP me peshë të lehtë nuk sjell ndonjë diferencë të madhe në peshën e elementit. Kjo bëhet e ndjeshme kryesisht në elemente të hollë betoni apo kur përdoren si elemente për riparimin e jashtëm të konstruksioneve ekzistuese prej betoni të armuar.
- Sjellje të mirë ndaj lodhjes, por që varet dhe nga lloji i materialit FRP të përdorur.
- Material jo reagues ndaj korrozionit, përcjellshmërisë termike dhe elektrike, ngarkimit elektromagnetik etj., sidomos fibrat e xhamit apo ato aramide, gjë që e bën perfekt përdorimin, veçanërisht në objekte të rëndësishme dhe funksioneve të veçanta si laboratore, stacione termionukleare, uzina pasurimi, objekte të ndryshme industriale, në struktura detare apo pranë detit, struktura nëntokësore apo pjesërisht nën tokë, në elemente konstruktive të hollë ku shtresa mbrojtëse e betonit është e vogël, etj. Përsa i përket neutralitetit elektromagnetik, përdorimi i shufrave FRP si armaturë për betonin po përdoret në Japoni edhe për ndërtimin e hekurudhës së shpejte ajrore MAGLEV, bazuar në parimin e fushës magnetike.
- Sensorë prej fibrash optike (FOS), mund të vendosen bashkë me shufrat FRP apo brenda tyre, për të marrë informacione në kohë reale dhe për të vlerësuar qëndrueshmërinë apo gjendjen e shërbimit të strukturave, madje pa patur nevojë për verifikime dhe matje në objekt. Kjo ka filluar të përdoret sidomos në urat e reja të paranderura ku po përdoret armimi me FRP.
- Kosto totale ndërtimi më të ulët: në një strukturë të lehtësuar me armim FRP, mund të reduktohen përmasat dhe kostot e kolonave dhe të themeleve, ndërkohe që mund të rritet kërkesa për rritje ngarkesave nga trafiku apo ngarkesave të tjera të përkohshme.
- Lehtësi dhe kosto të ulët transporti dhe vendosje në vepër.

Disavantazhet e shufrave FRP

- Kosto të lartë fillestare (5-10 herë më të lartë se çeliku), pasi janë materiale të reja dhe me teknologji të kushtueshme prodhimi.
- Problematika të shfaqura me efektin e thyerjes nën veprimin e sforcimeve të mëdha, vecanërisht shufrat GFRP.
- Modul elasticiteti të vogël.
- FRP shfaqin rezistencë të vogël tërthore dhe në prerje, pasi janë materiale anizotrope, dhe si rrjedhim gjejnë pak përdorim si armaturë tërthore. Po kështu shfaqin aftësi lidhjeje me betonin më të vogël se armatura e çelikut të ndërtimit
- Mungesë duktiliteti, për shkak të sjelljes lineare në diagramen e sforcim-deformimeve, pra një sjellje tërësisht elastike deri në çastin e thyerjes.
- Zgjatim të vogël elastik në gjendjen kufitare të fundme.
- Ulje dhe plasaritje më të mëdha se çeliku, si dhe sforcime të mëdha në material, keto për arsye të një moduli elasticiteti më të vogël se shufrat e çelikut.
- Për shkak të humbjes së qëndrueshmërisë nën efektin e ngarkesave shtypëse, pra të një epjeje të madhe, nuk keshillohet përdorimi i shufrave FRP në armimin e kolonave apo elementeve të tjerë që punojnë në shtypje. Për të njëjtën arsye këto shufra nuk këshillohen të përdoren si armaturë e shtypur në elementet që punojnë në përkulje, sidomos kur ka forca të mëdha aksiale, apo në elemente konstruktive të vazhduar, si psh. trarë të vazhduar apo rama, për shkak të rishpërndarjes së momenteve dhe vlerave të mëdha të tyre në mbështetje.
- Koeficientë të lartë të bymimit në drejtimin pingul me fibrat, në raport me koeficientin e bymimit tërthor të betonit.
- Rezistencë të ulët ndaj zjarrit, gjë që varet kryesisht nga rezinat, pra nga matricat e përdorura në prodhimin e FRP.

1.1.3 Fushat e përdorimit të shufrave FRP në inxhinierinë strukturore

Shufrat FRP janë pra një alternativë e kënaqshme e shufrave të çelikut, të çelikut të paoksidueshëm apo të veshur me shtresa epokside tek konstruksionet e betonit nëse kërkohet durabilitet, izolim elektromagnetik apo lehtësi në shkatërrim.

Shumica e përdorimeve të shufrave FRP është kur kërkohet shmangja e rreziqeve prej korrozionit në strukturat e betonit që punojnë në ambjente agresive detare apo që janë të ekspozuara ndaj kripërave kundër ngrirjes si përshëmbull në rrugë. Jetëgjatësia e këtyre strukturave është e lidhur ngushtësisht me jetën e vetë armimit të brendshëm. Dhe pse kostot e tyre fillestare si material dhe si kosto prodhimi, si dhe emetim më i madh CO₂ gjatë prodhimit, në raport me kostot e shufrave tradicionale të çelikut, janë disi më të mëdha, përdorimi i shufrave FRP në ambjente agresive, krijon mundësi të mëdha dhe reale të rritjes së jetëgjatësisë së strukturës duke ulur ndjeshëm në këtë mënyrë kostot afatgjata të saj.

Përdorimet e këtij tipi përfshijnë:

- Ura dhe mure mbajtëse në det, infrastrukturë portuale dhe doket e riparimit të anijeve.



Fig. 1.3 Urë betoni të armuar me shufra CFRP (Fukushima, Japoni)



Fig. 1.4 Mur mbajtës në portin Lahaina, Hawaii



Fig. 1.5 Riparime betoni të armuar me GFRP në kantierin e riparimeve të anijeve (Pearl Harbor)

- Ura dhe parapete urash ku përdoren kripëra kundër ngrirjes



Fig. 1.6 Soletë ure betoni të armuar me GFRP (Quebec, Kanada)



Fig. 1.7 Armaturë GFRP para betonimit të parapeteve të urës (Missouri, USA)

- Porta dhe ekrane digash



Fig. 1.8 Portë betoni dige e armuar me GFRP (Washington, USA)

- Në objekte ku ka pajisje veçanërisht të ndjeshme ndaj fushave elektromagnetike, siç janë laboratorët apo sallat e rezonancave magnetike nëpër spitale, hekurudhat e trenave elektromagnetikë, etj.



Fig. 1.9 Salla e rezonancës magnetike në spital (Maine, USA)

- Japonia përpunoi një kod të vetin (JSCE 1997) për përdorimin e shufrave FRP në konstruktionet e ndërtimit, kryesisht në formën e një rrjete dy-dimensionale GFRP të quajtur NEFMAC, e cila u aplikua kryesisht në punime tunelesh në muret anësore, prej vetive antikorrozive të tyre, peshës dhe përmasave të mëdha të paneleve të përgatitura dhe të montuara në vend, ku më pas bëhej sprucimi i betonit.

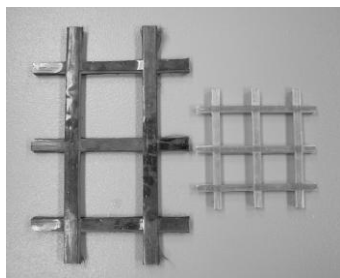


Fig. 1.10 Rrjetë GFRP NEFMAC



Fig. 1.11 Betonime të tuneleve në Japoni me rrjetë NEFMAC

Një nga përdorimet më të fundit të tyre është ai i ndërtimit të paneleve të përkohshëm të betonit në tunele duke krijuar te ashtuquajturat “soft eye”, pra vrima apo të çara që hapen gjatë gërmimeve në muret e përkohshme betonarme, nga makineritë TBM (Tunnel Boring Machines). Deri më sot janë përdorur mure betoni të armuar me çelik ndërtimi, por TBM hasnin vështirësi të mëdha në thyerjen e tyre duke u dëmtuar. Pikërisht rezistenca e ulët në preje, sjellja e thyeshme, pesha e lehtë që lejon përgatitjen e kafazeve të gatshëm dhe montimin e shpejtë, bëne që shufrat FRP të zëvendësojnë ato të çelikut dhe muret e përkohshme të thyhen fare lehtë nga TBM.



Fig. 1.12 Përdorimi i armaturës GFRP në “soft eye” dhe thyerja nga TBM

1.2 Karakteristikat mekanike të shufrave FRP

FRP janë material kompozite të përbëra kryesisht nga dy materiale: fibrat përforcuese dhe matricën e rezinave polimere.

1.2.1 Fibrat përforcuese

Fibrat përforcuese janë të përbëra prej filamentesh individuale me diametra në rangun e mikrometrit, të cilat në shumicën e rasteve janë të gjata dhe quhen të vazhduara. Këto fibra përdoren në një raport të madh volumor (20-60%) me rezinën, të cilën përforcojnë dhe kanë karakteristika mekanike shumë më të larta se vetë rezina. Megjithatë, vetë fibrat nuk mund të përdoren si material konstruktiv më vete pa qenë në simbiozë me rezinën. Fibrat mund të jenë:

Fibra përforcuese xhami (GFRP)

Fibrat përforcuese prej xhami përdoren në një shumëllojshmëri produktesh, që nga shufrat përforcuese si armim i brendshëm, deri te rrjetat për përforcim të jashtëm dhe profile strukturale të prodhuara me proces pultruzioni. Dioksidi i silicit është përbërësi kryesor i tërë prodhimeve GFRP, duke zënë 50-70% të peshës. Llojet kryesore të shufrave GFRP janë:

- Fibra xhami borosilikat apo ndryshe xham elektrik (E-glass), me aftësi të larta izolimi elektrik, sensibilitet të ulët ndaj lagështisë dhe karakteristika mekanike të larta. Këto përbëjnë dhe pjesën kryesore të fibrave të përdorura në inxhinierinë strukturale.
- Fibra xhami alkalino-rezistente (AR-Glass), janë shumë rezistente ndaj sulmeve alkaline të përbërjes së çimentos dhe përdoren për prodhimin e materialeve me karakteristika të veçanta në ndërtim.
- Fibra xhami strukturore apo me rezistencë të lartë (S-Glass), janë fibra me modul elasticiteti dhe rezistencë të lartë në tërheqje, por që për shkak të kostos së lartë i bën më pak të preferuara se E-Glass. Përdoren kryesisht në industrinë aerospaciale.

Fibrat e xhamit shfaqen përgjithësisht me ngjyrë të bardhë të shndritshme kur shihen me sy të lirë. Diametri i fibrave individuale të xhamit që përdoren për FRP është $17\mu\text{m}$. Ato janë veçanërisht të ndjeshme ndaj lagështirës, sidomos në prezencë të kriprave dhe alkaleve. Vuajnë efektin e plasaritjeve, të thyerjes dhe uljes së rezistencës nën veprimin e ngarkesave afatgjata dhe ciklike si dhe vuajnë efektin e lodhjes. Limiti i rezistencës të tyre është rreth 60% e rezistencës së fundme. GFRP janë izolues të përkryer termikë dhe elektrikë dhe me kosto më të ulët të fibrave përforcuese.

Fibra përforcuese karboni (CFRP).

Këto fibra prodhohen prej fijesh sintetike poliakrilonitrile (PAN), katrani apo fijesh artificiale sintetike. Fibrat PAN janë dominueset në aplikimet në fushën e inxhinierisë së ndërtimit. Këto fibra paraqesin rezistencë të lartë dhe një modul elasticiteti relativisht të lartë. Fibrat e nxjerra prej katranit kanë modul më të lartë elasticiteti por rezistencë më të ulët, gjë që i bën më të përdorshme në industrinë e avionëve. Fibrat prej fijeve artificiale sintetike kanë modul elasticiteti të ulët dhe përdoren më pak.

CFRP përdoren kryesisht për prodhimin e rrjetave, fijeve, rripave dhe si armaturë në formën e tendonave të parandëruar për ndërtimin e urave. Fibrat e karbonit janë materiale organike solide gjysmë-kristaline të përbëra nga rrjeta planare prej atomeve karboni, e njohur ndryshe si grafit. CFRP prodhohen në klasa të ndryshme të njohura si:

- me modul standart (SM),
- modul të ndërmjetëm (IM),
- me rezistencë të lartë (HS)
- me modul ultra të lartë (UHM).

Fibrat kanë diametër $5-10\mu\text{m}$ dhe me ngjyrë karakteristike të zezë. Janë materiale izotropike në drejtim tërthor, me karakteristika të ndryshme, si psh. modul dhe rezistencë në drejtimin gjatësor shumë më të lartë se në atë tërthor.

Fibrat e karbonit kanë durabilitet të lartë dhe një sjellje shumë të mirë në prani të nxehtësisë dhe të lagështisë, apo dhe ndaj lodhjes. Ato nuk thithin lagështi dhe nuk kanë fare ose kanë një koeficient shumë të vogël të bymimit dhe tkurrjes nga nxehtësia sipas drejtimit gjatësor, duke u dhënë atyre stabilitet. Fibrat e karbonit janë përcjellës të mirë termikë dhe elektrikë. Gjithsesi, duhet patur kujdes përdorimi i tyre në kontakt me metalet pasi krijohen qeliza galvanike. Studiuesit kanë vënë në dukje se kjo mund të çojë në degradimin e rezinave polimere që përbëjnë materialin FRP, veçanërisht në prani të klorideve dhe kjo më vonë çon në korrodimin e metalit (Alias and Brown, 1992; Torres-Acosta, 2002).

CFRP përdoren kryesisht me rezina vinilestër apo vinilestër-poliestër.

Fibra përforcuese aramide (AFRP)

Fibrat aramide janë fibra organike poliamide dhe u përdorën të parat për shufra apo tendone. Ato ofrojnë veti të mira mekanike për densitet më të ulët, fortësi të lartë dhe

rezistencë shumë të lartë në impakt. Këto fibra janë izolatorë të mirë të elektricitetit dhe nxehtësisë, janë rezistente ndaj tretësirave organike, karburanteve dhe lubrifikantëve. Janë sensitive ndaj rrezeve ultravjollcë (UV), temperaturave të larta dhe lagështisë së madhe. Duhet theksuar se rezistenca e fibrave aramide është më e madhe se ajo e fibrave prej xhami, gjithashtu dhe moduli i elasticitetit është 50% më i lartë.

AFRP përdoren kryesisht në prodhimin e fletëve FRP për të perforcuar kolonat duke i veshur ato nga jashtë, apo si shtesa tek GFRP dhe CFRP. Fibrat aramide gjejnë më pak përdorim në inxhinierinë strukturale. Megjithatë kanë një rezistencë të madhe në goditje dhe përdoren aty ku duhet shuarje energjie, si veshje antiplumb, helmeta, në parakolpe makine, etj. Kevlari është përfaqësuesi kryesor i tyre (Kevlar 29,49 dhe 149). Kostoja e lartë është arsyeja kryesore e mospërdorimit në industrinë e ndërtimit.

Fibra përforcuese të llojeve të tjera.

Janë duke u eksperimentuar përdorimi i fibrave të tjera përforcuese sidomos në Japoni. Të tilla janë fibrat prej polivinil-alkooli (PVA), të cilat kanë filluar të përdoren në shufra përforcuese apo rrjeta të jashme përforcimi. Po kështu dhe fibra termoplastike me peshë të molekulare ultra të lartë (UHMW), por ende të pa futura në përdorim në inxhinierinë strukturale.

Në Rusi po prodhohen fibra inorganike bazalti që do të fillojnë të përdoren në struktura për shkak të karakteristikave mekanike të ngjashme me GFRP dhe me rezistencë ndaj korrodimit shumë më të lartë se ato. Këto fibra janë pak më të forta se ato E-Glass, janë jo-toksike, jo-korrozive dhe jo-magnetike, rezistente ndaj nxehtësisë dhe me veti izoluese. Dhe pse teknologjia e përdorur e prodhimit është e njëjtë me ato të fibrave të xhamit, procesi kërkon më pak energji dhe lëndë e parë, shkëmbinjtë e bazaltit, gjenden kudo në botë. Një veçori e fibrave të bazaltit është bio-tretshmëria, pra aftësia për tu tretur në kontakt afatmesëm dhe afatgjatë me tretësira biologjike. Pikërisht bio-tretshmëria është një prej direktivave ndërkombëtare më të fundit në industrinë e prodhimit të fibrave të xhamit, plotësimi i së cilës është një nga kërkesat kryesore.

Studime janë duke u bërë në drejtim të përdorimit të tyre në prodhimin e shufrave FRP, por janë ende në hapat e para.

1.2.2 Rezinat polimere

Termi polimer nënkupton një rrjet prej molekulash shumë të mëdha të quajtura makromolekula, të cilat përsëriten duke formuar zinxhirë atome të mbajtur nga lidhjet kovalente. Termi rezinë polimere, ose thjesht rezinë, përdoret në industrinë e materialeve kompozite, referuar përbërësve polimere jo fibrozë të FRP, që i mban fibrat së bashku, dhe njihet ndryshe dhe si matricë. Në formën e tyre fillestare, rezinat janë në gjendje të lëngët ose të ngurtë por me pikë shkrirjeje të ulët, që përpunohen duke përdorur një katalizator dhe nxehtësi. Pasi ato arrijnë gjendjen e ngurtë, nuk mund të rikthehen në gjendjen e mëparshme

apo të ndryshojnë formë. Rezinave mund tu shtohen aditivë dhe mbushës për tu përmirësuar karakteristikat mekanike dhe kostot e prodhimit.

Rezinat poliestër te pangopura.

Avantazhi kryesor i rezinave poliestër është një balancë e mirë mes karakteristikave mekanike, kimike dhe elektrike, stabilitetit, kostos dhe procesit të thjeshtë të prodhimit. Përgjithësisht janë të lira dhe ofrojnë veti të mira mekanike dhe elektrike. Këto rezina përshtaten kimikisht për kënaqur kërkesa të tilla si: fleksibilitet, izolim elektrik, rezistencë ndaj korrozionit, nxehtësisë dhe rezeve ultravjollcë, ndaj zjarrit dhe papërshkueshmëri prej dritës.

Rezinat poliestër përdoren kryesisht në prodhimin e profileve FRP me metodën e pultrusionit, por dhe për prodhimin e disa shufrave FRP, megjithatë nuk këshillohet përdorimi i gjerë i tyre për shkak të rezistencës së ulët kimike në raport me rezinat vinilester.

Rezinat epoxy.

Avantazhi kryesor i këtyre rezinave janë karakteristikat e larta mekanike, procesi i thjeshtë i prodhimit, tkurrje e ulët gjatë përpunimit dhe adezion i mirë me një numër të madh fibrash. Epoxit kanë rezistencë të lartë ndaj korrozionit, dhe ndikohen më pak se rezinat e tjera prej lagështisë dhe nxehtësisë. Disavantazhet e tyre janë kostot e mëdha dhe koha e gjatë e përpunimit (madje dhe pas prodhimit ato kërkojnë sërish përpunim). Ato mund të përdoren të kombinuara dhe me materiale dhe rezina të tjera për të përfituar veti të caktuara. Ato janë kompatibël me të gjitha llojet e fibrave dhe përdoren aty ku kërkohen kompozitë me karakteristika të larta, rezistencë ndaj lëngjeve dhe kushteve të mjedisit, veti të shkëlqyera elektrike apo kur duhet të punojnë në kushtet e temperaturave të larta.

Këto përdoren në shume produkte FRP në aplikimet e inxhinierisë së ndërtimit, por kryesisht në përforcimet e jashtme. Ato janë përdorur dhe në prodhimin e tendoneve dhe kablllove FRP në betonet e paranderura në ndërtimin e urave. Nuk përdoren për prodhimin e profileve të mëdha FRP si për shkak të vështirësisë së procesit të prodhimit me pultruzion të këtyre pjesëve, ashtu dhe për kostot e mëdha.

Rezinat vinilester.

Të zhvilluara në këto 20 vitet e fundit, janë kthyer ndër rezinat më të preferuara për prodhimin e produkteve FRP në industrinë e ndërtimit në prodhimin e pjesës më të madhe të shufrave perforcuese FRP si dhe mjaft llojeve profilesh me pultrusion. Përdoren gjithashtu edhe në prodhimin e lastrave FRP për përforcim të jashtëm të elementeve ekzistues. Këto rezina shfaqin një kombinim të karakteristikave më të mira të rezinave epoxi, siç janë rezistenca e lartë ndaj ngarkesave dhe rezistenca ndaj lëndëve kimike, ashtu dhe të karakteristikave të rezinave poliestër, si përpunimi i shpejtë dhe viskoziteti. Ato manifestojnë

rezistencë të mirë alkaline dhe adezion të mirë me fibrat e xhamit, duke i bërë kështu më të preferuarat në prodhimin e shufrave GFRP.

1.3 Procesi i prodhimit të shufrave FRP

Shufrat FRP përgjithësisht prodhohen me pultruzion ose variante të këtij procesi. Pultruzioni është një proces i vazhdueshëm stampimi që kombinon fibrat dhe rezinën, veçanërisht për prodhim elementësh me seksion konstant, nëpërmjet një procesi tërheqjeje të shufrës.

Në figurën e mëposhtme tregohet procesi i pultruzionit në prodhimin e shufrave me fibra xhami (GFRP). Fillimisht fibrat e paketuara në bobina si fije, futen në një banjo me rezinë, ku materiali ngopet tërësisht me tretësirë rezine të ngurtësueshme me nxehtësi. Këto fibra drejtohen drejt një stampe metalike që u jep formën dhe përmasat përfundimtare të shufrës dhe futen në një furrë pjekje ku bëhet polimerizimi. Para kalimit në furrë, mund të aplikohet pjekje me rërë apo viaska helikoidale në sipërfaqen e jashtme të shufrës.

Në furrë, nxehtësia i jepet shufrës në temperaturë të kontrolluar mirë. Nxehtësia bën të mundur polimerizimin e rezinës duke e kaluar atë nga gjendje e lëngët në të ngurtë. Shufra del nga stampa me përmasën e dëshiruar dhe tërhiqet e pandërprerë duke e prerë pastaj në gjatësinë që duam. Kohëzgjatja e procesit ndryshon në varësi të diametrit të shufrës por përgjithësisht varion 0.9-1.0 m/min.



Fig. 1.13 Procesi i prodhimit të shufrave GFRP me pultruzion



Fig. 1.14 Fazat e ndryshme të procesit të prodhimit të shufrave GFRP me pultruzion: (a) fibrat e mbështjella në bobina; (b) kalimi i tyre në banjën me rezinë; (c) shufrat GFRP të prodhuara; (d) prerja e shufrave në gjatësinë e kërkuar.

Përpunimi i sipërfaqes së shufrave FRP ka rëndësi për të krijuar aderencë me betonin. Në figurë duken forma të ndryshme të sipërfaqes të shufrave.

Shufrat GFRP prodhohen me diametër $3/8 - 1$ e $3/8$ in (9 – 41 mm) me emërtim no.3 deri no.13.

Shufrat CFRP prodhohen me diametër $3/8 - 6/8$ in (9 – 18 mm) me emërtim no.3 deri no.6.

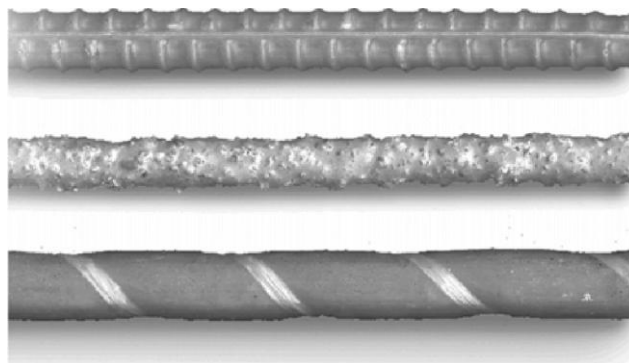


Fig. 1.15 Përpunimi i sipërfaqes së jashtme të shufrave me pjekje me rërë, viaska apo kombinim i të dyjave

1.4 Karakteristikat e shufrave FRP

1.4.1 Karakteristikat fiziko-mekanike të shufrave FRP

Shufrat e përforcuara me fibra xhami (GFRP), janë ndër më të përhapurat e shufrave FRP dhe ato ofrohen nga një numër i madh prodhuesish në botë. Ato prodhohen zakonisht me diametër $\left(\frac{3}{8}\right)$ " (9 mm) deri në 9" (25 mm) ose sic emërtohen ndryshe shufra nga No. 3 deri ne No. 8, por ASLAN 100 prodhon shufra FRP që fillojnë nga No.2 (6 mm) deri në No. 13 (41 mm).

Shufrat kanë gjithashtu një veshje të jashtme të ashpër (të veshur me rërë), sipërfaqe të gërvishtur ose me viaska helikoidale për të krijuar një sipërfaqe të ashpër dhe për të siguruar një kapje më të mire me betonin.

Rezistenca në drejtimin gjatësor i shufrave FRP varet nga dimensionet e shufrave, për shkak të llojit të materialit të përdorur në shufra me dimensione të ndryshme dhe për shkak të ndikimit të forcave prerëse. Rezistenca e shufrave GFRP bie me rritjen e diametrit të shufrës. Për sa i përket modulit të elasticitetit në drejtimin gjatësor, ndryshimet janë të papërfillshme në raport me ndryshimin e diametrit të shufrës.

Në figuron 1.16 paraqitet armatura e përgatitur për një tra betoni me përmasa 20 x 30 x 300 cm, ku si armim gjatësor i poshtëm janë përdorur shufra GFRP të përmasës 22 mm (No.7), kurse si armaturë e sipërme dhe stafa janë përdorur shufra 9 mm (No. 3).

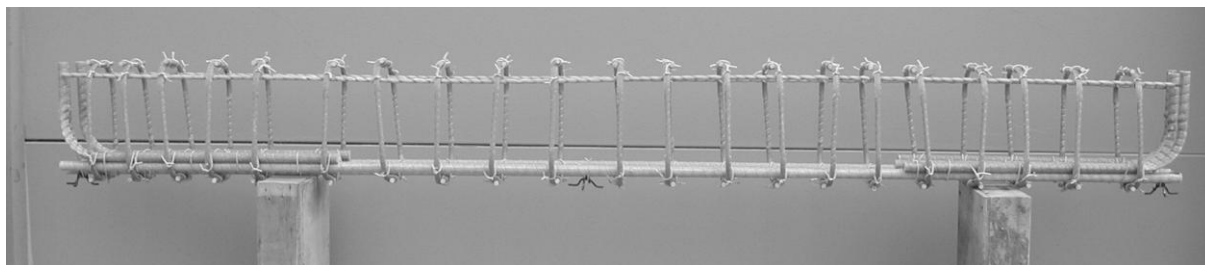


Fig. 1.16 Armaturë me shufra GFRP

Shufrat GFRP nuk mund të përkulen, prandaj duhet të prodhohen që në fabrikë të tilla. Për këtë arsye gremcat për ankorim në mbështetjen e traut, prodhohen si elementë të vecantë dhe xhunohen me shufrat që punojnë në tërheqje sic shihet dhe në figure.

Shufrat GFRP janë elastike dhe të thyeshme, ndaj dhe grafiku i sforcim-deformimeve për shufrën nën ngarkesa aksiale, është linear deri në shkatërim.



Fig. 1.17 Shkatërrimi i shufrave GFRP në tërheqje aksiale

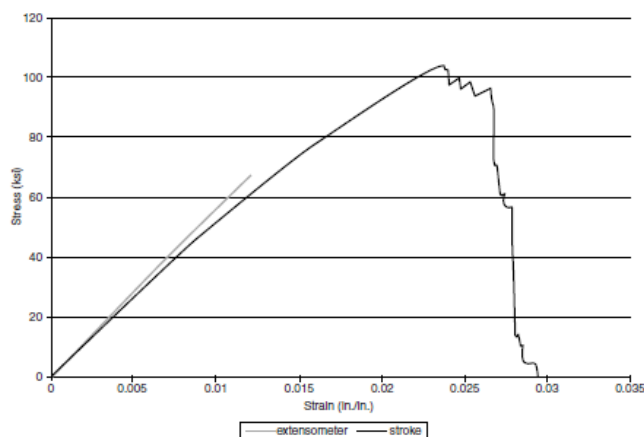


Fig. 1.18 Grafiku sforcim-deformim i një shufre GFRP në tërheqje aksiale

Shufrat GFRP dhe CFRP paraqesin sjellje të ndryshme nën veprimin e forcave tërheqëse. Kjo duket tek grafiku i mëposhtëm, ku paraqitet marrëdhënia tipike sforcim – deformim e dy shufrave No.3 (Ø 9.5 mm), të testuara në tërheqje në laborator deri në këputje.

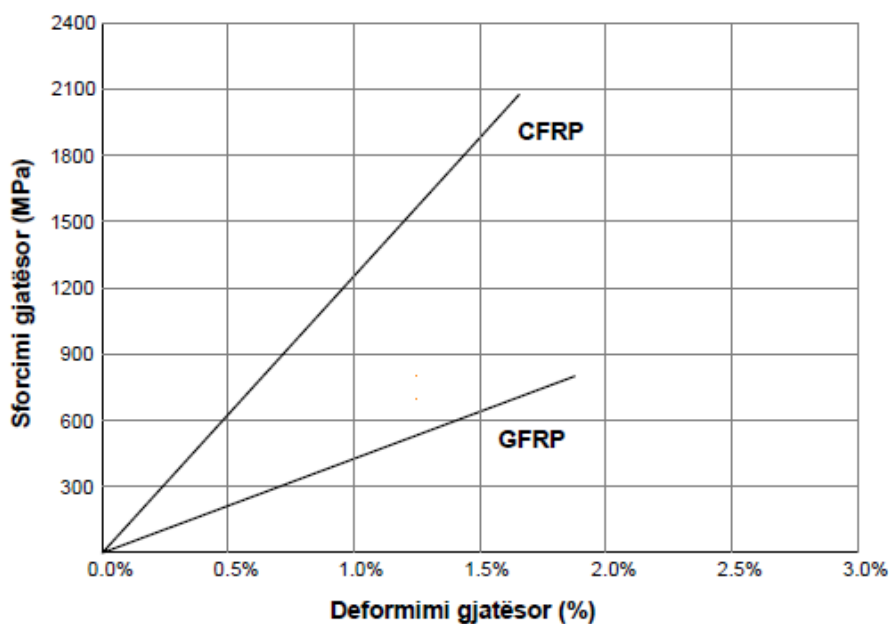


Fig. 1.19 Grafiku sforcim-deformim i shufrave CFRP dhe GFRP në tërheqje aksiale

Duket se për të njëjtat sforcime aksiale, deformimet relative gjatësore tek shufrat CFRP janë 2-3 herë më të vogla se sforcimet në shufrat GFRP, ose e kundërta për të njëjtin deformim relativ, sforcimet tek shufrat FRP janë 2-3 herë më të larta, pra përballojnë një ngarkesë më të madhe për të njëjtat deformime. Kjo ndodh kryesisht për natyrën e shufrave GFRP që janë të thyeshme.

ACI 440.6 përcakton karakteristikat minimale të rezistencës në tërheqje, modulit të elasticitetit, rezistencës në prerje, deformimit kufitar, aderencës me betonin si dhe rrezën e brendshme të kthimit për shufrat GFRP dhe CFRP të rrumbullakta, sipas tabelave të

mëposhtme. Duhet theksuar se këto shërbejnë si orientim, pasi cdo prodhues i shufrave FRP, duhet të paraqesë karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve FRP që ai prodhon, mbështetur në testimet e veta, dhe këto të shoqërohen me certifikatat përkatëse

Tab. 1.1 Llojet, përmasat, rrezet e brendshme të kthimit dhe rezistencat minimale në tërheqje të shufrave të rrumbullakëta FRP

Lloji i shufrës (No.)	Diametri (in.)	Sip. e prerjes tërthore (in.2)	Rrezja e kthimit (in)	Rezistenca minimale në tërheqje	
				GFRP	CFRP
2	0.250	0.05	3/4	110	230
3	0.375	0.11	11/8	105	190
4	0.500	0.20	11/2	100	170
5	0.625	0.31	17/8	95	160
6	0.750	0.44	21/4	90	160
7	0.875	0.60	25/8	85	-
8	1.000	0.79	3	80	-
9	1.125	1.00	41/2	75	-
10	1.270	1.27	5	70	-
Shenim: 1in. = 25.4 mm; 1in.2 = 645 mm ² ; 1ksi = 6.89 N/mm ² ;					

Tab. 1.2 Karakteristika të tjera mekanike të shufrave FRP

Karakteristikat mekanike	Lloji i shufrës	
	GFRP	CFRP
Moduli i elasticitetit (ksi)	5,700	18,000
Deformimi kufitar në tërheqje (%)	1.2	0.5
Rezistenca tërthore në prerje (ksi)	18	18
Rezistenca e aderencës me betonin (ksi)	1.4	1.4

Koeficientët e bymimit termik nuk janë të njëjta si në drejtimin tërthor dhe në atë gjatësor të shufrës, për shkak të vetive anizotropike të FRP, dhe kjo mund të shkaktojë shkëputje të shufrave prej betonit, sidomos kur shtresa mbrojtëse është e pamjaftueshme. Për këtë arsye, vecanërisht shufrat GFRP, mund të shkatërrohen në mënyrë të papritur nën ngarkesat e përhershme me veprim afat-gjatë, edhe për sforcime shumë më të ulëta se aftësia mbajtëse e shufrave. Ky proces (*creep rupture*), vjen nga shkak i deformimeve progresive që mund të cojnë në shkatërrim pas një periudhe kohe të quajtur “periudhë rezistence”. Kjo përbën në të vërtetë sforcimin tërheqës nën të cilin elementi nuk do të shkatërrohet kurrë pavarësisht kohëzgjatjes së ngarkimit. Kjo periudhë kohe varet prej raportit ndërmjet sforcimeve tërheqëse të lindin prej ngarkesave me veprim të gjatë dhe rezistencës së FRP, me kushtet e agresivitetit mjedisor: sa më i madh ky raport dhe sa më të egra kushtet mjedisore (temperatura të larta, ekspozim ndaj rrezeve ultravjollcë dhe alkanilitet të lartë), aq më e shkurtër është kjo periudhë. Janë kryer studime eksperimentale mbi shufra karboni, aramide dhe xhami, me diametër 0.25 in. (6 mm) në nivele të ndryshme ngarkimi në temperaturë dhome por në kushte laboratorike. Rezultatet treguan se përqindja e uljes së rezistencës

fillestare te ekstrapoluar në mënyrë teorike për një periudhë jetëgjatësie 50 vjeçare, ishte 30%, 50%, dhe 95% respektivisht për shufrat GFRP, AFRP dhe CFRP.

Përsa i përket *lodhjes*, shufrat FRP të të gjitha tipeve nuk shfaqin probleme shkatërrimi prej saj. Eksperimentet e ndryshme të kryera për materialet FRP, kryesisht për industrinë aerospaciale, kanë nxjerrë në pah se raporti midis sforcimeve dhe rezistencës fillestare, ndaj logaritmit të numrit të cikleve, shfaq një prirje konstante në rënie prej 10%, 5%–6 dhe 5%–8%, respektivisht për GFRP, AFRP dhe CFRP. Përsa u përket shufrave FRP në beton, u vu re se rezistenca ndaj lodhjes varej prej lagështisë, temperaturës së ambientit dhe frekuencës së ngarkimeve ciklike. Studimet më të fundit të realizuara mbi soletat e urave te armuara me shufra GFRP, flasin për një performancë më të mirë ndaj lodhjes dhe një jetëgjatësi më të madhe se ato të armuara me shufra çeliku.

Durabiliteti. Siç u përmend dhe më sipër, karakteristikat mekanike të shufrave FRP ndikohen prej kushteve mjedisore. Prezenca e ujit, tretësirave acide apo alkaline, kripërave, ekspozimit ndaj rrezeve ultravjollcë dhe temperaturat e mëdha, janë parametrat kryesorë që ndikojnë tek rezistenca në tërheqje dhe aderenca e shufrave me betonin.

Janë realizuar mjaft eksperimente afatshkurtra mbi shufra të lëmuara por ekstrapolimi i këtyre të dhënave për ti përshtatur një jetëgjatësie normale të elementëve të betonit, është shumë e vështirë. Megjithatë rezultatet tregojnë se ambjentet me pH të lartë e ulin rezistencën dhe modulën e elasticitetit të shufrave GFRP. Degradimi shpejtohet dhe prej temperaturave të larta dhe ekspozimit të gjatë. Reduktimi i rezistencës dhe modulit të elasticitetit për GFRP shkon respektivisht 0-75% dhe 0-20%. Për shufrat AFRP, rezistenca dhe ngurtësia reduktohet përkatësisht me 10-50% dhe 0-20%, ndërsa për CFRP të dyja reduktohen në masën 0-20%.

Tab. 1.3 Reduktimi i karakteristikave mekanike të shufrave FRP prej aciditetit mjedisor

Lloji i shufrës	Reduktimi i vlerave fillestare në %	
	Rezistenca në tërheqje	Moduli i elasticitetit
GFRP	0-75%	0-20%
AFRP	10-50%	0-20%
CFRP	0-20%	0-20%

Shufrat e futura në beton në temperatura të cfarëdoshme dhe me një kombinim të mirë fibra-rezinë, shfaqin degradim të limituar, por që mund të rritet me rritjen e temperaturave dhe sforcimeve. Ekspozimi i drejtpërdrejtë i shufrave ndaj rrezatimit ultravjollcë dhe lagështisë, ka gjithashtu një efekt negativ duke ulur rezistencën në tërheqje të tyre. Ajo bie me 0-40% për shufrat GFRP, 0-30% për shufrat AFRP dhe 0-20% për shufrat CFRP. Dhe pse realisht shufrat nuk ekspozohen ndaj rrezeve ultravjollcë gjatë punës së tyre brenda betonit, kjo mund të ndodhë kur janë të magazinuara.

Tab. 1.4 Reduktimi i rezistencës së shufrave FRP prej rrezatimit dhe lagështisë

Lloji i shufrës	Rezistenca në tërheqje
GFRP	0-40%
AFRP	0-30%
CFRP	0-20%

Sic u tha dhe më sipër, shufrat FRP të prodhuara me rezina polimere me metodë termike nuk mund të përkulen në objekt, kështu që duhen prodhuar në fabrikë për tu përdorur si stafa apo si ankorime. Rezistenca e shufrës bie në mënyrë të konsiderueshme në zonen e përkulur, për këtë arsye duhet marrë parasysh në llogaritje. Shufra FRP të prodhuara me rezina polimere me metode termoplastike, të cilat u lejojnë shufrave FRP përkuljen, janë në fazat e para të studimit dhe prodhimit.

Sjellja në shtypje e shufrave FRP nuk është studiuar ende mirë, por duket që karakteristikat mekanike në shtypje janë më të ulëta se ato në tërheqje. Përveç kësaj, për shkak të modulit të ulët të elasticitetit, kanë tendencë më të madhe për tu epur sesa shufrat e celikut, ndaj është i kufizuar përdorimi i tyre në kolona apo element që punojnë në shtypje, ku paraqitet rreziku i humbjes në qëndrueshmëri.

Përmbajtja e lagështisë e materialit plastik lidhet ngushtë me durabilitetin dhe karakteristikat mekanike të shufrës FRP. Testimi bëhet sipas metodës ASTM D 570 (Standard test method for water absorption of plastics), që përcakton sasinë e ujit të thithur nga materiali plastik kur zhytet në ujë.

ACI 440.6 nuk ka përcaktuar ende vlerat minimale të rezistencës së shufrave FRP ndaj agresionit alkaline të mjedisit.

Që të garantojë integritetin e materialit kompozit, ACI 440.6 nuk lejon krijimin e poreve të vazhduara në rezinë. Prania e poreve apo e plasaritjeve është shumë e dëmshme. Këto defekte mund të krijohen prej tkurrjes së rezinës gjatë procesit të prodhimit dhe përpunimit. Duhet thënë se përdorimi i fibrave bosh nga brenda është i lejuar. Metoda e provave është ASTM D.



Fig. 1.20 Testimi për lagështi të shufrave FRP

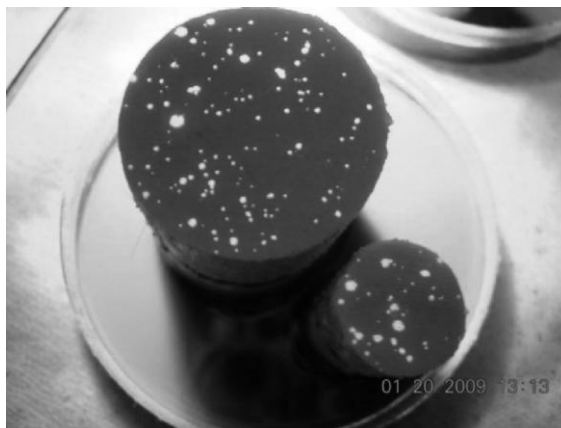


Fig. 1.21 Prania e poreve nga fibrat me boshllëk

Aderenca me betonin. Aderenca mes shufrave FRP dhe betonit varet prej projektimit dhe prodhimit të shufrave, karakteristikave mekanike të tyre dhe kushteve mjedisore. Sforcimet që lindin në zonën e kontaktit shufër-beton transferohen nëpërmjet lidhjeve kimike (pra rezistencës së adezionit në zonën e kontaktit), fërkimit dhe kontakteve mekanike për shkak të parregullsive të sipërfaqes së kontaktit. Pastaj brenda shufrës, sforcimet transferohen prej rezinës tek fibrat, ndaj sjellja e shufrave FRP varet nga rezistenca në prerje të rezinës.

1.4.2 Sjellja e shufrave FRP nën efektin e zjarrit dhe temperaturave të larta

Shufrat GFRP duhet të përdoren vetëm në ambiente ku temperaturat e shërbimit nuk e kalojnë temperaturën e shkrirjes së rezinës së përdorur në shufër. Për rezina tipike me polimere vinilester, kjo temperaturë është rreth 95°C. Eksperimentet kanë treguar se aftësitë lidhëse të shufrave me betonin (aderenca), varen shumë prej temperaturës së shkrirjes së rezinave polimere (Katz 1999).

Kur sipërfaqja e shufrave FRP brenda betonit ekspozohet ndaj zjarrit, dhe arrihet temperatura e tranzicionit të xhamit tek rezina (T_g), ajo fillon të shpërbëhet dhe e bën të pamundur transferimin e sforcimeve nga betoni tek fibrat për shkak të humbjes së lidhjes së shufrave me betonin. Nëse kjo ndodh, fibrat do të jenë në gjendje që individualisht të perballojnë ngarkesat, vetëm nëse sigurohet aderence e mjaftueshme me betonin në zonat e paekspozuara ndaj zjarrit (zonat e ankorimit). Atëherë shkatërrimi i elementit të betonit të armuar ndodh kur temperaturat e fibrave arrijnë temperaturën kritike.

Sjellja e shufrave FRP në kushtet e zjarrit varet nga shumë parametra si : lloji i fibrave, tipi i matricës, diametri i shufrave, fraksioni dhe raporti i fibrave në matricë, procesi i prodhimit dhe trajtimi i sipërfaqes së jashtme. Studimet kanë treguar se si shufrat CFRP dhe GFRP të testuara në tërheqje në temperatura afër T_g (65°C- 120°C), shfaqin një reduktim të vogël në rezistencën në tërheqje dhe në modulin e elasticiteti, ndërsa për temperatura 325°C për GFRP dhe 250°C për CFRP, ky reduktim shkon deri në 50%. Megjithatë duhet thënë të dy tipet e FRP shfaqin një humbje të T_g plotë të aderencës me betonin që për temperatura afër T_g , pasi kjo varet nga vetitë mekanike të rezinës në sipërfaqen e shufrave.

Udhëzimet për përdorimin e elementëve të betonit të armuar me FRP në efektin e zjarrit, janë ende të limituara, pasi për shkak të shumëllojshmërisë së FRP dhe sjelljes së tyre nën temperatura të larta, është e pamundur të përdorësh udhëzimet për elementët e armuar me çelik.

K A P I T U L L I I D Y T Ë

2. Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP, që punojnë në përkulje sipas gjendjes kufitare të fundme (ULS)

2.1 Mënyrat dhe format e shkatërrimit të elementëve prej betoni të armuar me FRP

2.1.1 Supozimet dhe baza teorike

Këtu, mënyrat e llogaritjes janë të ngjashme me ato të elementeve të betonit të armuar me çelikut tradicional dhe disa kode të vendeve të ndryshme japin orientime të sakta për llogaritjet e duhura.

Tek elementet e betonit të armuar me shufra çeliku, llogaritja bëhet kryesisht për kontroll të shufrave që punojnë në tërheqje, ku këto shufra për shkak të vetisë së rrjedhshmërisë së çelikut, shfaqin vetinë e duktilitetit, duke të dhënë sinjale paralajmëruese për të parandaluar shkatërrimin. Në këta trarë në qoftë se vazhdon ngarkimi deri në kalimin e limitit të uljeve dhe shigjetës së kurbaturës, shkohet drejt shkatërrimit të zonës së shtypur, që manifestohet me plasaritjen e betonit.

Kjo gjë nuk ndodh njëllë tek trarët e armuar me shufra FRP për shkak të mungesës së duktilitetit të tyre, si rezultat i diagramës lineare sforcim-deformim, pra ekzistencës vetëm të fazës elastike, pa një zone ku shfaqet dukuria e rrjedhshmërisë, dhe si rrjedhim ndodh thyerja e menjëhershme e shufrave, gjë që çon në shkatërrimin e elementit.

Për llogaritjen e elementeve prej betoni të armuar me shufra FRP, pranohen disa supozime. Këto janë të ngjashme me ato të përdorura në llogaritjen e elementeve të armuar me shufra çeliku, me përjashtim të asaj që diagrama sforcim-deformim është lineare dhe që shkatërrimi i tyre ndodh me thyerje, kjo si pasojë e vetive elastike të FRP si material.

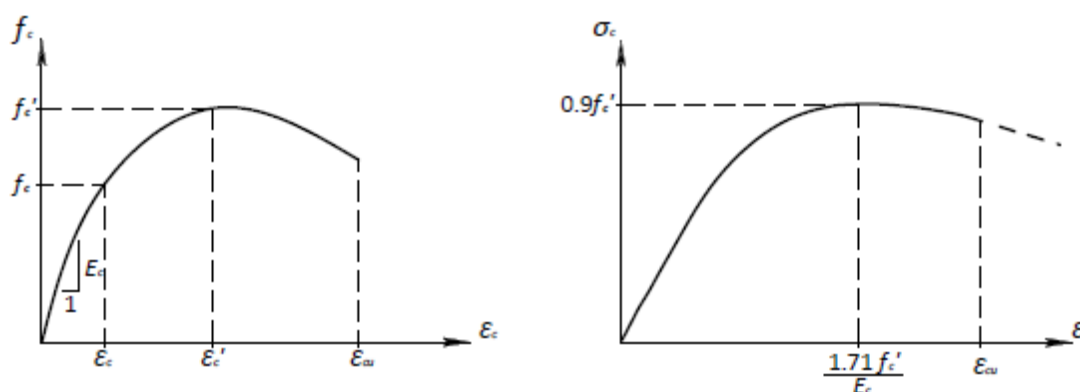


Fig.2.1 Diagrama sforcim-deformim për betonin

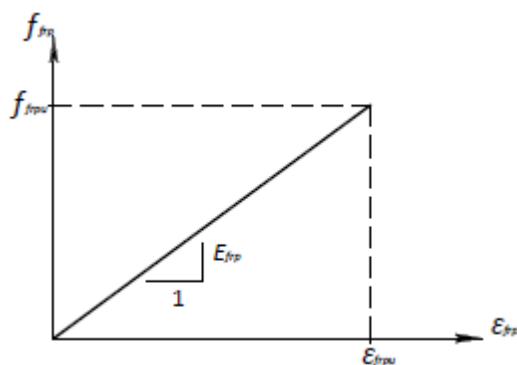


Fig.2.2 Diagrama sforcim-deformim për FRP

Njësoj si për shufrat e celikut, dhe për ato FRP, llogaritja bëhet vetëm duke përdorur karakteristikat mekanike sipas drejtimit gjatësor të shufrave. Kjo presupozon që karakteristikat në drejtimin tërthor, që njihen për vlera shumë më të ulëta, për shkak të natyrës anisotrope të materialeve FRP, nuk influencojnë në mënyrë të ndjeshme në sjelljen e elementëve të betonit të armuar me shufra FRP që punojnë në përkulje. Kjo është vërtetuar nga studiues të shumtë gjatë eksperimenteve të tyre (Faza & Gangarao, 1993; Nanni, 1993; Benmokrane, 1996).

Përderisa shufrat FRP, kanë sjellje elastike lineare deri në shkatërrim, rishpërndarja e momenteve dhe formimi i cernierave plastike në strukturat statikisht të pacaktuara betonarme të armuara me shufra FRP, nuk mund të ndodhë si tek strukturat e armuara me shufra celiku. Aty ku shufrat FRP vendosen në disa shtresa, duhen llogaritur sforcimet në secilën shtresë, për të llogaritur aftësinë mbajtëse të seksionit nga momentet përkulës. Shtresa më e poshtme e shufrave, duhet të përdoret për të përcaktuar aftësinë mbajtëse të elementit kur shkatërrimi vjen për shkak të thyerrjes së shufrave FRP (ndërkohë që tek shufrat e celikut, pranohet se rezultatja e forcave tërheqëse vepron në centroidën e shtresave të shufrave, përderisa të gjitha shufrat duhet të arrijnë kufirin e rrjedhshmërisë para shkatërrimit).

Për castin, shufrat FRP nuk duhen përdorur si armaturë në shtypje, pasi nuk ka ende informacione të plota nga testimet për vetitë e FRP në shtypje. Nëse shufrat vendosen në zonën e shtypur të elementit, nuk duhet të mbajnë asnjë forcë shtypëse, dhe duhen shtrënguar mirë me stafa, për të parandaluar epjet lokale, që mund të cojnë në shkatërrim të parakohshëm të betonit. Studimet për sjelljen ndaj forcave prerëse të stafave FRP (si me metodën shear-friction, si me metodën strut-and-tie), janë ende në hapat e parë.

2.1.3 Format e shkatërrimit

Për shkak të sjelljes elastike të shufrave FRP, kur projektojmë elementet e betonit të armuara me to, duhen marrë në konsideratë:

- a) Mekanizmat ose format e shkatërrimit të elementit
- b) Magnituda dhe natyra e thithjes së energjisë
- c) Bashkëveprimi fiziko-kimik ndërmjet shufrave FRP dhe betonit.

Kryesisht në këtë studim do të merrem me të parën.

Ekzistojnë tre forma të mundshme të shkatërrimit të seksioneve të betonit me armim me shufra FRP:

1. Shkatërrim i balancuar – këputje e njëkohshme e shufrave FRP me çarjen e betonit të zonës së shtypur.
2. Shkatërrim i zonës së shtypur – çarja e betonit të zonës së shtypur ndodh para këputjes së shufrave FRP
3. Shkatërrim i shufrave në tërheqje – këputje e shufrave FRP para plasaritjes së betonit të zonës së shtypur.

Forma e dytë e shkatërrimit është do të ishte me e pelqyeshme se dy të tjerat. Ajo është e ngjashme me atë të një trau betoni të armuar me tepri shufrash celiku dhe është më pak e rrezikshme se e treta. Kjo e fundit është me e padëshirueshmja, pasi këputja e shufrave ndodh menjëherë dhe pa paralajmerim. Kjo formë shkatërrimi ndodh kur sasia apo më mirë përqindja e armimit është nën përqindjen e armimit për formën e shkatërrimit të balancuar.

Pikërisht kjo formë është e lejueshme, por kuptohet, duke marrë masat e nevojshme. Shkatërrimi i balancuar është një rast i idealizuar ku prezupozohet që deformimi limit i shufrave FRP dhe betonit arrihet në të njëjtën kohë pra $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,003$ dhe $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu} = f_{fu}/E_{fu}$. E pse kjo formë shkatërrimi është e vështirë të arrihet në praktikë, ajo merret parasysh si formë që ndan dy format e tjera, pikërisht në bazë të sasisë së armimit, nëse është më e madhe apo më e vogël se sasia e nevojshme për shkatërrimin e balancuar.

Gjithashtu, duhet patur në konsideratë një minimum i sasisë së armimit, pasi shkatërrimi i cili ndodh në mënyrë të menjëhershme dhe pa paralajmerim, menjëherë pas plasaritjes dhe çarjes, duhe evituar. Atëhere momenti i rezistencës M_r i një seksioni betoni të armuar me FRP, duhet të jetë të paktën 50% më i madh se momenti i plasaritjes M_{cr} (pra tërë seksioni është plasatur) :

$$M_r \geq 1,5 \cdot M_{cr} \quad (2.1)$$

Momenti i plasaritjes përcaktohet prej modulit të thyerjes së betonit f_r , momentit të inercisë të seksionit të transformuar I_t , dhe distancës prej aksit qendror të seksionit të transformuar deri tek fibrat skajore që punojnë në tërheqje y_t .

$$I_g = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t} \quad (2.2)$$

$$f_r = 0,6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

Megjithatë kushti për armim minimal zakonisht përcaktohet nga këputja e shufrave FRP, momenti i rezistencës M_r , duhet të jetë të paktën 50% më i madh se momenti M_f i shkaktuar nga ngarkesat të shumëzuara me koeficientët e mbingarkimit. Pra:

$$M_r \geq 1,5 \cdot M_f \quad (2.4)$$

2.1.4 Kodet dhe metodat së llogaritjes së elementeve të betonit të armuar me shufra FRP

Për metodën e llogaritjeve, do të mbështetemi tek ACI 440.1R-06, por metoda të ngjashme përta i perket llogaritjeve sipas gjëndjes kufitare së fundme, kane edhe kodet e tjera si: kodi kanadez (ISIS CANADA/CSA S806-02), Kodi italian (CNR-DT203/2006) kodi norvegjez (EUROCRETE), kodi japonez (JSCE) etj. Këta kode rekomandojnë përdorimin e metodës tradicionale të sforcimeve dhe ekuilibrit të forcave të brendshme në prerjen tërthore të një elementi betoni të armuar me shufra FRP. Kjo, gjithashtu supozon që nuk ekziston rrëshqitje midis shufrave dhe betonit në një seksion çfarëdo të këtij elementi.

2.1.5 Koeficientët e reduktimit (të sigurisë) të rezistencës

Koeficientët e rezistencës për llogaritjen e kapacitetit mbajtës të fundëm në përkulje dhe në prerje të një elementi betoni të armuar me shufra FRP janë:

- Për përkuljen

$$\Phi = \left\{ \begin{array}{l} 0.55 \text{ per trare pak te armuar } (\rho_f < \rho_{fb}) \\ 0.65 \text{ per trare shume te armuar } (\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb}) \\ 0.3 + 0.25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \text{ per trare te armuar pak mbi optimalen } (\rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb}) \end{array} \right\}$$

- Për prerjen

$$\Phi = 0,75$$

Këtu me ρ_f shënohet raporti i armimit të seksionit(% e armimit) dhe ρ_{fb} është raporti i balancuar i armimit (% optimal e armimit) ku:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad (2.5)$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \frac{f'_c}{f_{fu}} \beta_1 \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) \quad (2.6)$$

Ku: A_f është sipërfaqja e prerjes tërthore të shufrave FRP, b dhe d , përmasat e prerjes tërthore të elementit, β_1 është një koeficient që merr parasysh rezistencën (klasën e betonit), psh 0,85 për betone normale, f'_c është rezistenca cilindrike në shtypje e betonit, E_f është moduli i elasticitetit sipas drejtimit gjatësor të shufrave FRP, ε_{cu} deformimi relativ në shtypje

i betonit, i cili merret 0.003 në shumicën e rasteve, f_{fu} është rezistenca llogaritëse e shufrave FRP.

Vetëm shufrat FRP që punojnë në tërheqje merren në konsideratë në llogaritjen e elementeve të betonit të armuar me to. Nëse ekziston armaturë FRP në zonën e shtypur të betonit, ajo nuk duhet marrë parasysh as në rritjen e rezistencës së prerjes tërthore të seksionit dhe as në reduktimin e saj. Koeficientët e përmendur më sipër nuk marrin parasysh efektin e armaturës FRP që punon në shtypje, në aftësinë mbajtëse të seksionit.

Arsyeja e përdorimit të këtyre koeficientëve, bazohet tek natyra e shkatërrimit të seksioneve të armuar pak apo më shumë sec duhet i seksioneve të elementeve të betonit me shufra FRP.

Kur seksioni është i armuar më pak sec duhet, shkatërrimi ndodh për shkak të këputjes së shufrave FRP në tërheqje, gjë që ndodh papritur dhe është katastrofike për elementin, duke ditur natyrën e FRP si material i thyeshëm dhe me sjellje elastike deri në shkatërrim. Për këtë arsye $\Phi=0.55$, i cili është më i vogël se 0.65 që merret për betonin e armuar me shufra celiku, kur shkatërrimi ndodh nga këputja e shufrave të celikut.

Kur seksioni është i mbi-armuar, ndodh shkatërrimi i betonit. Ky model edhe pse është sërish me thyerrje, është më pak i rrezikshëm se i pari, ndaj dhe $\Phi=0.65$, pra e njëjtë me betonin e armuar me shufra celiku, kur shkatërrimi ndodh nga carrja e betonit. Në rastin e trete Φ ndryshon nga 0.65 – 0.55 pasi nuk perceptohet dot se cili nga modelet e shkatërrimit ndodh i pari.

Duket se koeficienti $\Phi=0.90$ i përdorur për modelin duktil të shkatërrimit të elementëve të armuar me celik kur $\varepsilon_s > 0.005$, nuk mund të përdoret për armimin me shufra FRP. Gjithsesi, për të parandaluar që të ndodhë forma e shkatërrimit nga thyerrja e shufrave FRP në tërheqje apo të armaturës në prerje, duhet të vihet një sasi minimale armature.

Për shkak të dobësimit të seksionit të përkulur, është rezistenca llogaritëse e shufrave FRP në është rezistenca llogaritëse e shufrave FRP pjesë është rezistenca llogaritëse e shufrave FRP në e kthyer merret: $f_{fb} = \left(0.005 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) \cdot f_{fu}$ ku r_b dhe d_b janë rrezja e brendshme e kthimit të shufrës dhe diametri i shufrës. Minimumi i këtij raporti duhet të jetë 3, kurse rrezet e brendshme të kthimit të shufrave shkojnë nga 50 mm – 80 mm.

2.1.6 Koeficienti i reduktimit mjedisor

Rezistenca llogaritëse e shufrave FRP, f_{fu} dhe deformimi relativ i fundëm ε_{fu} , dalin prej f_{fu}^* dhe ε_{fu}^* të quajtura rezistencë e garantuar dhe deformim relativ i garantuar, i marrë eksperimentalisht nga mesatarja e testimit të 25 mostrave, me një devijim standart prej vetëm tre mostrash, vlera këto të shumëzuara me koeficientin e reduktimit mjedisor C_E i cili varet nga lloji i fibrave të përdorura dhe nga ekspozim i mjedisit ku do të punojë elementi i betonit.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (2.7)$$

Tab. 2.1 Koeficientet e reduktimit mjedisor

Kushtet e ekspozimit	Lloji i fibres	Koeficienti C_E
Beton i paekspozuar ndaj dheut dhe motit	Karbon	1.0
	Xham	0.8
	Aramide	0.9
Beton i ekspozuar ndaj dheut dhe motit	Karbon	0.9
	Xham	0.7
	Aramide	0.8

Ky koeficient merr parasysh faktin që edhe pse shufrat FRP nuk shfaqin probleme nga korrodimi konvencional që dëmton metalet, përsëri mund të degjenerojnë në prezene të disa ambjenteve si acide dhe bazike. Ky degjenerim, përshpejtohet nën ndikimin e temperaturave të larta. Fibrat e xhamit janë me të ndjeshme nga mjediset alkaline apo neutrale, për shkak të shpëlarjes së fibrave (kullimit). Fibrat aramide thithin shumë lageshti dhe bymehen, duke sjellë humbje të konsiderueshme të karakteristikave fizike dhe mekanike. Fibrat e karbonit janë më inertet ndaj reaksioneve kimike, ndaj ato këshillohen kur elementet e betonit janë të ekspozuara ndaj ambjenteve agresive me ujra industriale dhe tretësira kimike.

Probleme degjenerimi nuk shfaqin vetëm fibrat por dhe matrica në përgjithësi, për shkak të rezinave të perdorura. Për këtë arsye, prodhuesit i shoqërojnë produktet e tyre me një listë të ambjenteve agresive përkatëse dhe karakteristikat anti-korrozive të këtyre materialeve. Sipërfaqja e jashtme është më e prekura nga sulmet kimike. Pasi kjo depërtohet, bërthama e shufres degjeneron shumë shpejt. Shpesh veshja e jashtme e shufrës me granulim apo me vjaska helikoidale, ndihmon sipërfaqen e jashtme, ndërsa në raste të tjera mund të ndikojë negativisht pasi shkeputet dhe lë të ekspozuar bërthamën e shufrës (Bank 1998).

Më poshtë jepen pamjet e korrodimit të shtresës së jashtme dhe bërthamës së një shufre të lëmuar FRP.

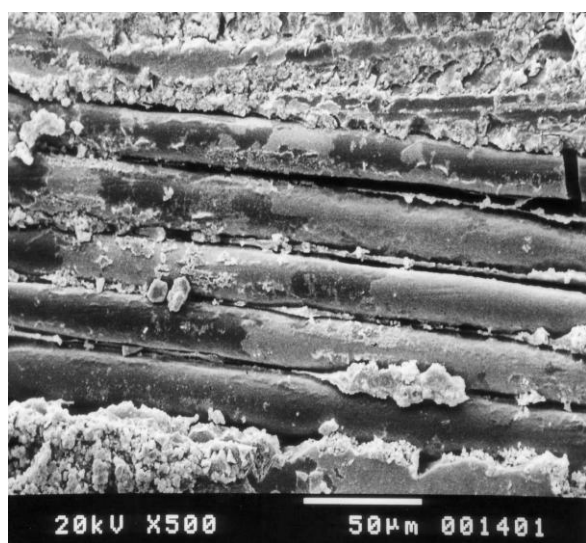


Fig. 2.3 Korrodimi i shtresës së jashtme të shufrave FRP

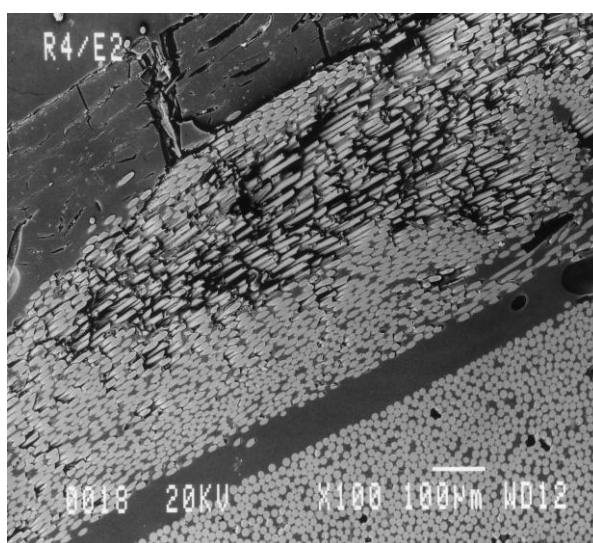


Fig. 2.4 Korrodimi i bërthamës të shufrave FRP

Moduli i elasticitetit E_f , i matur sipas drejtimit aksial të shufrës, merret si mesatare e disa testeve, dhe vlera e tij nuk ndryshon për shkak të kushteve të ambjentit ku ndodhet, ndaj nuk bëhet reduktim i tij.

2.2 Projektimi i elementeve të betonit të armuar me shufra FRP, që punojnë në përkulje

2.2.1 Të përgjithshme

Metodat e projektimit tradicional të elementëve të betonit të armuar me shufra çeliku, këshillojnë përdorimin e seksioneve të armuar pak, për të siguruar një shkatërrim duktil, sepse metoda e dëshiruar e shkatërrimit, është duke arritur rrjedhshmërinë e shufrave të çelikut që punojnë në tërheqje, e pasuar nga shkatërrimi i betonit në zonën e shtypur të seksionit.

Meqenëse shufrat FRP shfaqin sjellje lineare deri në shkatërrim kur punonjnë në tërheqje, prandaj nuk ndodh një shkatërrim i ngjashëm duktil si me shufrat e çelikut. Ky është ndryshimi kryesor midis tyre dhe e bën më të paqartë zgjedhjen mes një seksioni pak të armuar dhe një tjetri shumë të armuar. Për këtë arsye, shkatërrimi nga plasaritja e betonit, i cili zakonisht evitohet tek elementët e armuar me shufra çeliku, tek ata me shufra FRP, preferohet disi më shumë. Kjo për shkak të kapacitetit shumë më të vogël të betonit për tu deformuar pas kufirit të rrjedhshmërisë, në krahasim me shufrat e çelikut.

2.2.2 Karakteristikat gjeometrike të prerjes tërthore

Koncepti i seksionit të transformuar.

Teoria e Saint-Venanit mund të aplikohet edhe tek elementët e betonit të armuar me FRP, vetëm nëse seksioni i plotë beton + armaturë transformohet në një seksion vetëm prej betoni (dhe kjo është më e preferueshme se një seksion vetëm prej FRP). Sipërfaqja A_f e zënë prej shufrave FRP, mund të konsiderohet ekuivalente me atë të një sipërfaqeje betoni prej $n_f A_f$, ku n_f është raporti i midis moduleve të elasticitetit të fibrave FRP dhe të betonit:

$$c_g = n_f \cdot A_f \quad (2.8)$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad (2.9)$$

Kur prej llogaritjes, thellësia e aksit neutral c_g bie nën fibrat e sipërme të seksionit të paplasaritur, kontributi i FRP zakonisht nuk merret parasysh dhe në këtë rast aksi neutral përputhet me atë gjeometrik të seksionit.

Për një seksion të plasaritur aksi neutral është njëkohësisht aksi mekanik i seksionit, prandaj nga karakteristikat gjeometrike e mekanike të seksionit. Për një seksion katërkëndor të plasaritur aksi neutral llogaritet si më poshtë:

$$c_r = k \cdot d_f = \left(\sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f \right) \cdot d_f \quad (2.10)$$

Ku ρ_f është përqindja e armimit të FRP dhe d_f është lartësia efektive e armaturës së FRP.

Për trarët me seksion T të cilët janë trarë të integruar me soletën, përdoret gjerësia efektive e soletës b_{eff} , që pranohet si minimumi i :

- $\frac{1}{4}$ e hapësirës së dritës së traut
- Tetë-fishi i trashësisë së soletës
- $\frac{1}{2}$ e hapësirës së pastër deri tek trau tjetër

Në këtë rast ekuacioni i mësipërm vlen kur aksi neutral bie brenda lartësisë së soletës dhe kjo ndodh nëse plotësohet kushti:

$$b_{eff} \cdot \frac{t_{slab}^2}{2} \geq n_f \cdot A_f \cdot (d_f - t_{slab}) \quad (2.11)$$

2.2.3 Aftësia mbajtëse në përkulje e elementëve të betonit të armuar me shufra FRP

Do të studiohet metoda e projektimit të elementëve të betonit në përkulje, të armuar vetëm me shufra FRP që punojnë në tërheqje, pasi këto shufra nuk përdoren në shtypje. Metoda e zbatuar është ajo e gjendjeve kufitare të fundme (ULS) sipas ACI, ose e njohur ndryshe si metoda LFRD. Për llogaritjen e këtyre elementëve pranohen këto supozime:

1. Seksionet plane mbeten plane , që do të thotë se deformimet prej prerjes nuk merren parasysh.
2. Aderenca midis shufrave FRP dhe betonit është perfekte, pra presupozohet që deformimet në armaturë dhe në beton janë të njëjta, për të njëjtin nivel ngarkimi.
3. Sforcimet në beton dhe armaturë llogariten mbi bazën e deformimeve të arritura prej secilit material duke përdorur metodat e duhura. Për rastin e betonit, deri në castin e arritjes së gjendjes së fundme të shërbimit, pranohet në marrëdhënie lineare-elastike, ndërsa pas kalimit të kësaj pike deri në shkatërrim mund të përdoret modeli i katërkëndëshit ekuivalent të sforcimeve. Për shufrat FRP, marrëdhënia konsiderohet tërësisht lineare-elastike deri në thyerjen e tyre.
4. Rezistenca në tërheqje e betonit nuk merret parasysh.
5. Pranohet që betoni shkatërrohet kur ai arrin deformimin maksimal të mundshëm në shtypje.

Dy supozimet e fundit mund dhe të mos merren parasysh, por ato ndihmojnë në procesin e llogaritjes me pak gabim përfundimtar por gjithmonë në favor të aftësisë mbajtëse të elementit.

Këtu momenti i normuar i rezistencës, duhet të jetë më i madh se momenti i fundëm i kërkuar:

$$\phi M_n > M_u \quad (2.12)$$

Kjo do të thotë që momenti i plotë ϕM_n , që mund të mbajë seksioni, varet nga gjeometria e seksionit, pozicioni i armaturës dhe karakteristikat mekanike të materialeve, pra është momenti i normuar apo nominal i reduktuar me koeficientët e sigurisë.

Termi i dytë M_u , është momenti që lind në element dhe që del gjatë analizës statike, dhe është funksion i gjeometrisë së elementit, ngurtësive, kushteve kufitare dhe ngarkesave të zbatuara, dhe ai është zmadhuar me koeficientët e sigurisë në funksion të ngarkimit.

Bazuar tek ACI 440.1R-06, aftësia mbajtëse e normuar e elementëve të armuar me shufra FRP, përcaktohet në mënyrë të ngjashme me atë të një seksioni të armuar me shufra çeliku. Megjithatë, meqenëse shufrat FRP nuk kalojnë në rrjedhshmëri, rezistenca e fundme e shufrës, zëvendëson atë të rrjedhshmërisë për shufrat e çelikut, f_y , e cila merr parasysh ekuilibrin e forcave në seksion dhe që seksionet plane, mbeten plane. Lejohet të përdoren si seksionet e armuara pak, dhe ato të mbi-armuara, por për shkak të limiteve të diktuar nga llogaritjet sipas gjendjeve kufitare të fundme (uljet dhe plasaritjet), dhe kur përdoren shufra GFRP, seksionet do të merren të mbi-armuara. Në figurën 4.7, tregohet seksioni katërkëndor i një trau, së bashku me sforcimet, deformimet dhe kushtet e ekuilibrit të forcave në seksion.

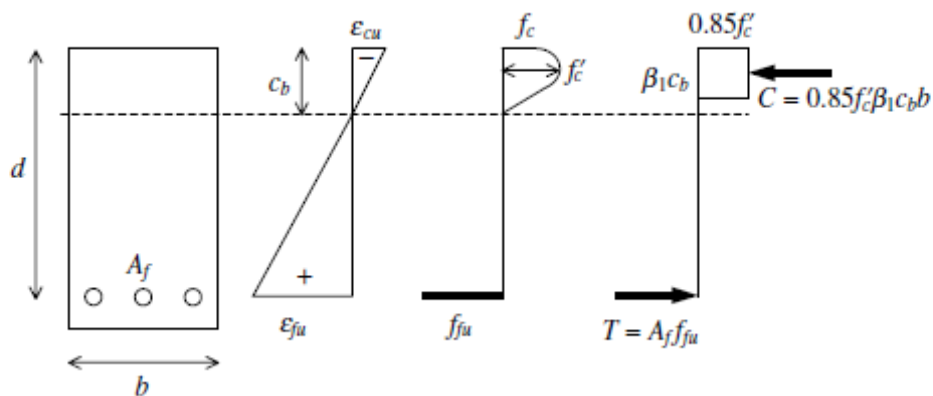


Fig. 2.5 Deformimet, sforcimet dhe ekuilibri i forcave në seksionin me armim të balancuar

Lartësia e zonës së shtypur të betonit, c_b , e cila matet prej faqes së jashtme të betonit, deri tek aksi neutral i seksionit jepet:

$$c_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) d \quad (2.13)$$

Dhe përqindja e balancuar e armimit:

$$\rho_{fb} = 0,85 \frac{f'_c}{f_{fu}} \beta_1 \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) \quad (2.14)$$

Është e rëndësishme të kuptohet se stabiliteti i seksionit për gjendjen e ekuilibrit të traute të armuar me FRP, nuk është i njëjtë (analog), me atë të një trau të armuar me çelik, për gjendjen e ekuilibrit, pasi tek këta të fundit, me gjendje ekuilibri kuptohet çasti kur shufrat e çelikut arrijnë kufirin e rrjedhshmërisë, dhe jo të shkatërrimit. Kjo nënkupton që seksioni mund të përballojë ngarkesa edhe përtej kësaj pike, meqë çeliku nuk thyhet, dhe do të ketë njëfarë rishpërndarje të sforcimeve në beton, gjë që do të çojë në një shkatërrim pseudoduktil apo në një ulje (deflection) jashtë normave. Ndërkohë, nëse shufrat FRP thyhen, nuk ndodh rishpërndarje e sforcimeve dhe do të ndodhë një shkatërrim katastrofik.

Përveç kësaj, tek trarët e armuar me FRP, aksi neutral për gjendjen e ekuilibrit, do të ndodhet mjaft më sipër se tek trarët e armuar me shufra çeliku, për shkak të deformimeve të mëdha të shufrave FRP në çastin e thyerrjes, në raport me deformimet e vogla të shufrave të çelikut kur ato kalojnë në rrjedhshmëri. Kjo do të thotë që lartësia e zonës së shtypur, c_b , është shumë e vogël tek trarët e armuar me FRP. Shpesh, zona e shtypur do të ekzistojë vetëm mbi shufrat e sipërme dhe nuk do të kufizohet me stafa, duke e bërë më të ndjeshëm ndaj shkatërrimit, sapo të arrihet deformimi i lejuar i betonit të shtypur në pjesën e sipërme të seksionit. Kjo, gjithashtu mund të çojë në atë që shufrat e sipërme, mund të ofrojnë, edhe pse në mënyrë shumë të limituar, aftësi mbajtëse shtesë në tërheqje për seksionin.

2.2.4 Seksionet e mbi-armuara

Kur $\rho_f > \rho_{fb}$ (pra dhe $c > c_b$), seksioni do të shkatërrohet për shkak të çarjes dhe thërrimit të betonit dhe aftësia mbajtëse nga momenti llogaritet, llogaritet njësoj si për elementët e armuar me shufra çeliku, por që shufrat ende nuk kanë hyrë në fazën e rrjedhshmërisë. Në figurën 4.8 tregohen sforcimet, deformimet dhe forcat rezultante për një seksion të mbi-armuar me shufra FRP.

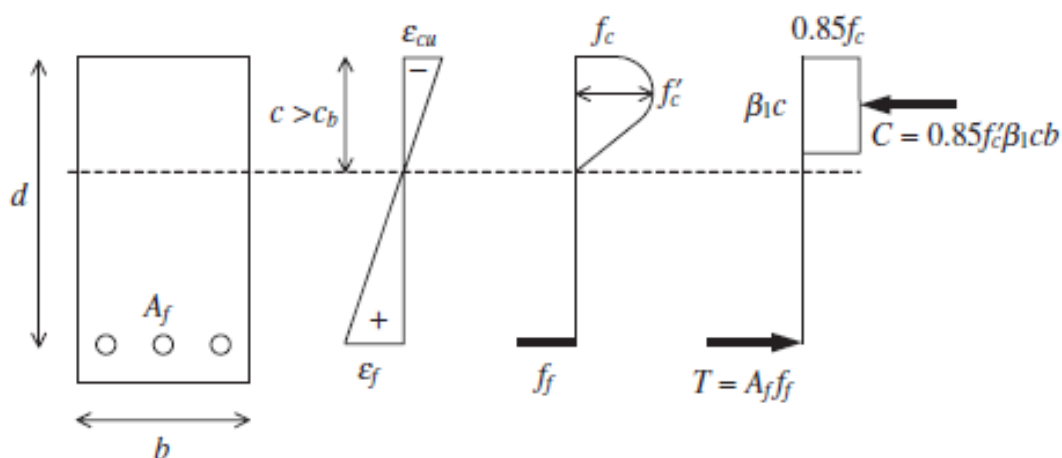


Fig. 2.6 Sforcimet dhe deformimet në seksionin e mbi-armuar

Momenti që mund të mbajë seksioni jepet me:

$$\begin{cases} M_n = A_f \cdot f_f \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ose} \\ M_n = \rho_f f_f (1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f a}{f_c}) b d^2 \end{cases} \quad (2.15)$$

Ku:

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (2.16)$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0.85 \frac{f_c'}{\rho_f} \beta_1 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0.5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \quad (2.17)$$

Ku f_f është sforcimi në shufrat FRP kur ka ndodhur shkatërrimi i betonit të shtypur dhe a është lartësia ekuivalente e sforcimeve në zonën e shtypur.

Në figurën 4.8 tregohet shkatërrimi i një trau betoni të mbi-armuar me shufra FRP, për shkak të thërrmimit të betonit.



Fig. 2.7 Shkatërrimi i një trau të mbi-armuar me shufra FRP

2.2.5 Seksionet e armuara pak

Kur $\rho_f < \rho_{fb}$ (pra dhe $c < c_b$), seksioni do të shkatërrohet për shkak të këputjes së shufrave të shufrave FRP në tërheqje, përpara se betoni të ketë arritur deformimin e fundëm (të lejuar). Përderisa armature e FRP nuk kalon në rrjedhshmëri para se të këputen, shkatërrimi nuk ka sesi të ndodhë për shkak të betonit në zonën e shtypur pasi shufrat kalojnë në rrjedhshmëri, sepse kjo ndodh vetëm me shufrat e çelikut. Si rrjedhojë, nuk pranohet ekzistenca e katërkëndëshit ekuivalent të sforcimeve në zonën e shtypur të betonit, ndaj dhe forca rezultante shtypëse, si dhe vendndodhja e saj, duhen llogaritur duke përdorur shpërndarjen jo lineare të sforcimeve në beton. Veç kësaj, në këtë rast nuk njihet as lartësia e aksit neutral.

Në figurën 4.10, tregohen sforcimet, deformimet dhe forcat rezultante për një seksion pak të armuar me shufra FRP.

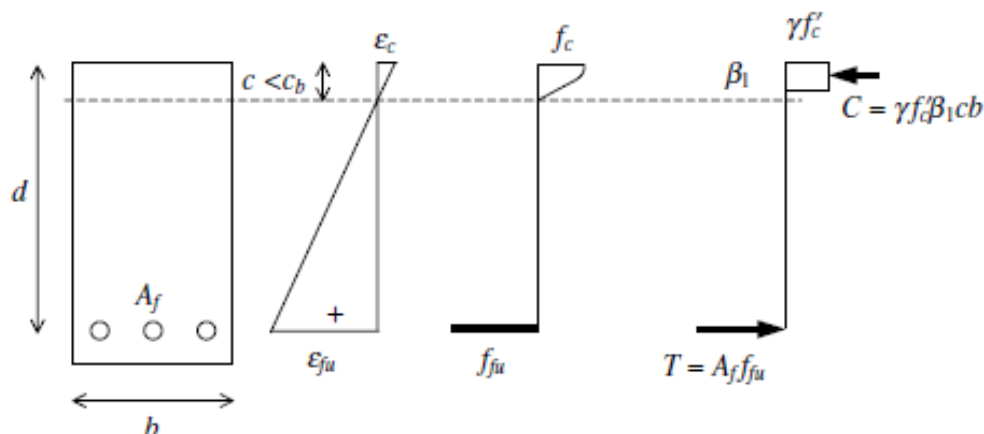


Fig. 2.8 Sforcimet dhe deformimet ne seksionin pak te armuar

Aftësia mbajtëse (nominale) në përkulje e një seksioni pak të armuar kërkon përdorimin e kurbave jo lineare të sforcim-deformimeve të betonit, dhe kjo vetë kërkon një procedure zgjidhjesh numerike, të tilla që nuk janë të përshtatshme në projektim. Për këtë, ACI 440.1R-06 përdor një përafrim nëpërmjet këtij ekuacioni:

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad (2.18)$$

Ku kuptimi i c_b , është dhënë më pare.

Meqë $c < c_b$, edhe $\beta_1 \cdot c < \beta_1 \cdot c_b$, atëherë dhe krahu i momentit kur përdoret $\beta_1 \cdot c_b$, do të jetë më i vogël se krahu i momentit kur përdoret $\beta_1 \cdot c$, dhe si rrjedhim, edhe termi në kllapa do të jetë më i madh se për kushtet normale.



Fig. 2.8 Trau i armuar pak kur sapo kanë filluar plasaritjet



Fig. 2.9 Shkatërrimi i shufrave GFRP

Për të përmirësuar aftësinë mbajtëse të shufrave FRP kur shkatërrimi vjen prej tyre, janë provuar dy metoda të reja.

Metoda e parë është ajo e prodhimit të një shufre FRP të përbërë prej 2 apo më shume llojeve të ndryshme të fibrave për të imituar sjelljen elasto-plastike të shufrave të çelikut. Kjo

praktikë dhe disa rezultate të kënaqshme nga ana eksperimentale, por rezultoi e dështuar nga ana praktike për shkak të kostos së lartë dhe procesit të vështirë të prodhimit.

Metoda e dytë ka të bëjë me rritjen e pseudoduktilitetit të betonit duke shtuar brenda tij fibra çeliku apo polipropileni.

2.2.6 Armimi minimal në përkulje (armimi konstruktiv)

Një minimum armimi është i nevojshëm kur trau i armuar me FRP, llogaritet që të shkatërrohet nga këputja e shufrave, në mënyrë që të parandalohet plasaritja e betonit ($\phi M_n \geq M_{cr}$). Kjo sasi armature llogaritet si më poshtë:

$$A_{f,min} = \frac{4.9 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w \cdot d \geq \frac{330}{f_{fu}} b_w \cdot d \quad (2.19)$$

Dhe për sistemin SI:

$$A_{f,min} = \frac{0.41 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w \cdot d \geq \frac{2.3}{f_{fu}} b_w \cdot d \quad (2.20)$$

Megjithatë duhet thënë se këto shprehje nuk janë aq realiste për elementët me seksion tërthor shumë të madh.

2.2.7 Armimi maksimal në përkulje

Një maksimum i lejuar armimi është i nevojshëm të përcaktohet për të mos shkaktuar sforcime të mëdha në beton dhe për të shmangur plasaritjen e menjëhershme të betonit. Megjithatë shpesh nga ana praktike kjo sasi nëse është e madhe mund të krijojë vështirësi në vendosje në element. Përqindja maksimale e lejuar e armimit jepet:

$$\rho_{f,max} = 91.1 \beta_1 \frac{f'_c}{E_f} \quad (2.21)$$

2.2.8 Armimet në disa rreshta

Për shkak se shufrat FRP shfaqin sjellje lineare-elastike deri në thyerrje, kur këto vendosen në disa rreshta, thyerrja e shufrave në rreshtin më të poshtëm kontrollon të gjithë mekanizmin e shkatërrimit. Në këtë rast janë deformimet ato ku duhet të mbështetemi për të përcaktuar aftësinë mbajtëse në përkulje të elementit. Nëse shufra të ndryshme FRP (si në madhësi ashtu dhe në lloj), janë përdorur brenda të njëjtit seksion betoni, mundet që shkatërrimi të mos ndodhë në rreshtin më të poshtëm të armaturës, por tek shufra FRP e cila do të arrijë e para deformimin maksimal të lejuar në tërheqje, pavarësisht pozicionit të saj

brenda seksionit. Megjithatë ky rast është shumë i rallë pasi në praktikë nuk hasen raste të elementëve të betonit të armuar me lloje të ndryshme shufrash FRP.

Metodologjia e përdorur tek elementët e armuar me shufra tradicionale çeliku, sipas së cilës përcaktohet qendra e të gjithë rreshtave të armaturës ku vendosej forca tërheqëse e plotë e shprehur si prodhim i sipërfaqes totale të armaturës me rezistencën e rrjedhshmërisë së çelikut, nuk mund të përdoret për shufrat FRP, pasi në secili rresht i armaturës shfaqen deformime të ndryshme, ndaj të tilla janë dhe vlerat e sforcimeve tërheqëse për shkak të sjelljes lineare-elastike të FRP.

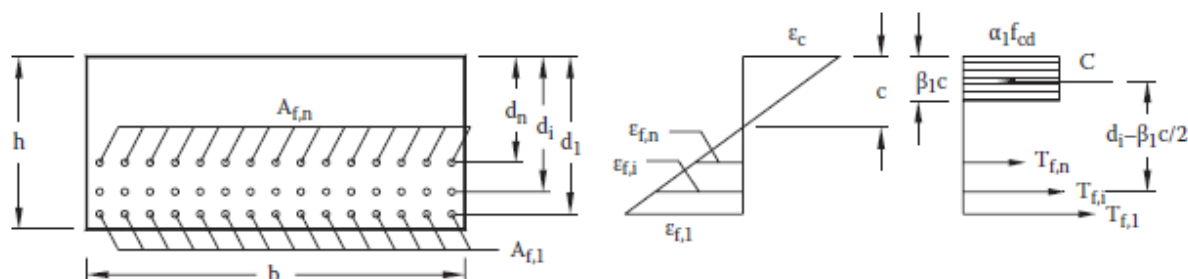


Fig. 2.10 Element betoni i armuar me shufra FRP të vendosura në disa rreshta

Në figurën e mësipërme tregohet një tra betoni i armuar me shufra FRP të vendosura në disa rreshta. Pranojmë që shufrat FRP janë prej të njëjtit material dhe me të njëjtën madhësi, ndaj dhe shkatërrimi ndodh në rreshtin më të largët prej fibrave ekstreme të zonës së shtypur. Dhe këtu përdoret metoda e katërkëndëshit ekuivalent të sforcimeve.

Në këto kushte, thellësia e aksit neutral për shkatërrimin e balancuar, shprehet prej ekuacionit të mëposhtëm ku d zëvendësohet me d_1 :

$$c_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \cdot d_1 \quad (2.22)$$

Procedura nis duke tentuar një vlerë fillestare për thellësinë c të aksit neutral. Pranohet fillimisht që është shkatërrimi i betonit ai që ndodh i pari pra ($c > c_b$), pra deformimi relativ në fibrat ekstreme të betonit ka arritur vlerën $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$, ndërkohë që deformimi në shtresën e i -të të armaturës mund të gjendet me:

$$\varepsilon_{f,i} = \frac{d_i - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu} < \varepsilon_{fu} \quad (2.23)$$

Forca shtypëse C në beton dhe ajo tërheqëse T në armaturë jepen me:

$$C = \alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad (2.24)$$

$$T = \sum_{k=1}^n T_{f,i} = \sum_{k=1}^n A_{f,i} \cdot \varepsilon_{f,i} \cdot E_f \quad (2.25)$$

Supozohet tani që është keputja e shufrave FRP ajo që ndodh e para pra ($c < c_b$), pra deformimi relativ në fibrat ekstreme të betonit ka arritur vlerën $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, ndërkohë që deformimi relativ në shtresën më të largët të armaturës ka arritur deformimin relativ të

projektimit në tërheqje $\varepsilon_{f,1} = \varepsilon_{fd}$. Deformimet në $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, beton dhe në $\varepsilon_s < \varepsilon_{cu}$, shtresë $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, në i -të të armaturës shprehen me:

$$\varepsilon_{f,i} = \frac{c}{d_1 - c} \cdot \varepsilon_{fu} < \varepsilon_{cu} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{f,i} = \frac{d_i - c}{d_1 - c} \cdot \varepsilon_{fu} \leq \varepsilon_{fd} \quad (2.27)$$

Forca shtypëse C në beton dhe ajo tërheqëse T në armaturë jepen me ekuacionet (2.24) dhe (2.25). Nëse kushti i ekuilibrit $C-T=0$, nuk plotësohet, provohen vlera të tjera të thellësisë së aksit neutral derisa kjo gjë të ndodhë. Pas kësaj aftësie mbajtëse në përkulje e seksionit gjehet:

$$M_n = \sum_{k=1}^n A_{f,i} \cdot \varepsilon_{f,i} \cdot E_f \left(d_i - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (2.28)$$

2.2.9 Procedura e projektimit të elementëve të betonit të armuar me shufra FRP

Procedura e projektimit e përshkruar këtu, aplikohet vetëm tek trarët e armuar me FRP me seksion katërkëndor dhe vlen për të gjitha shufrat FRP me sjellje të thyeshme.

Hapi 1. Përcaktohen ngarkesat llogaritëse dhe momenti që do të përballohet.

Llogariten ngarkesat e normuara dhe llogaritëse duke përdorur koeficientët e mbingarkimit të ACI 318-05, (1.2 për ngarkesat e përhershme dhe 1.6 për ato të përkohshme). Për sa i përket peshës vetjake, lartësia e elementit merret duke u bazuar në tabelën e mëposhtme. Për trarët, gjerësia e elementit merret sa 2/3 e lartësisë së tij. Përdorimi i tabelës con në llogaritje të seksioneve të mbiarmuara.

Tab. 2.2 Trashësitë minimale të elementëve të betonit që punojnë në përkulje.

Lloji i elementit	Kushtet në mbështetje			
	E mbështetur lirisht	E inkastruar në një anë	E inkastruar në dy anë	Inkastrim
Soleta të hedhura në një drejtim	$l/13$	$l/17$	$l/22$	$l/5.5$
Trarë	$l/10$	$l/12$	$l/16$	$l/4$

Hapi 2. Zgjidhet një shufër dhe merret rezistenca f_{fu}^ nga specifikimet teknike të prodhuesit*

Zgjidhet një diametër stafe (nëse kërkohen) dhe një shtresë mbrojtëse betoni (rekomandohet $2d_b$) dhe llogaritet d . Lloji i shufres zgjidhet me hamendje sepse rezistenca e saj është funksion i diametrit të shufrës.

Hapi 3. Llogaritet përqindja e balancuar (optimale) e armimit.

Llogaritet aftësia mbajtëse e shufrave FRP, f_{fu} , e cila varet nga kushtet e ekspozimit ambiental. Më pas llogaritet përqindja e balancuar e armimit ρ_{fb} .

Hapi 4. Përcaktohet sasia e shufrave.

Në rastin e një seksioni të mbi-armuar, zgjidhet një sasi e tillë shufrash që $\rho_f > 1.0 \rho_{fb}$, ku zakonisht rekomandohet $\rho_f = 1.4 \rho_{fb}$, pasi kjo sasi armature kenaq aftësinë mbajtëse të elementit si për llogaritjet sipas gjendjes kufitare të fundme (ULS), dhe sipas gjenjes kufitare të shërbimit (SLS). Në rastin e një seksioni pak të armuar, zgjidhet një sasi e tillë shufrash që $\rho_f < 1.0 \rho_{fb}$. Kjo gjë duhet bërë duke kontrolluar gjerësinë e elementit që të nxerë numrin e shufrave. Po kështu dhe rrezja e kthimit të stafave është më e madhe se për ato të çelikut. Pastaj llogaritet përqindja aktuale e armimit: $\rho_f = A_f/bd$.

Hapi 5. Përcaktohet momenti nominal që mund të përballojë seksioni.

Për seksionet e mbi-armuara, fillimisht llogariten sforcimet f_f në shufrat e FRP në castin e shkatërrimit të betonit dhe shihet nëse ato janë më të vogla se rezistenca e shufrave. Llogaritet lartësia e zonës së shtypur dhe pastaj momenti M_n që mund të përballojë seksioni (momenti nominal).

Për trarët e armuar pak, në fillim llogaritet pozicioni i aksit neutral për gjendjen e ekuilibrit të seksionit, dhe më pas lartësia e zonës së shtypur dhe momenti M_n që mund të përballojë seksioni. Këtu duhen plotësuar dhe kushtet e armimit minimal të detyrueshëm.

Hapi 6. Përcaktohen koeficientët e rezistencës Φ , bazuar në përqindjen aktuale të armimit.

Hapi 7. Përcaktohet momenti i normuar që përballon seksioni.

Llogaritet ΦM_n dhe krahasohet me M_u . Nëse $\Phi M_n < M_u$, duhet te rikthehemi tek hapi i parë dhe përsërisim llogaritjet duke ndryshuar përmasat e seksionit tërthor apo sasinë e shufrave. Nëse ndryshojmë llojin e shufrave duhet ndryshuar dhe f_{fu} . Nëse $\Phi M_n > M_u$, llogaritja e traut në aftësi mbajtëse sipas ULS është realizuar, por shpesh kjo nuk plotëson kërkesat e llogaritjes sipas SLS. Nëse $\Phi M_n \gg M_u$, trau është i mbi-armuar dhe ka vend për ndryshime për të kursyer material. Megjithatë para kësaj procedure këshillohet të kontrollohen kriteret e gjendjes së shërbimit. Që këto të plotësohen, shpesh trarët armohen më shumë, madje deri në dyfishin e armaturës së nevojshme për aftësinë mbajtëse në përkulje sipas ULS.

Hapi 8. Llogaritet seksioni në aftësi mbajtëse sipas gjendjes kufitare të fundme (SLS).

Hapi 9. Llogaritet afësia mbajtëse në prerje e seksionit dhe llogaritet armatura tërthore.

Hapi 10. Vizatohet dhe detajohet prerja tërthore e seksionit duke vendosur dhe armaturën gjatësore dhe tërthore.

K A P I T U L L I I T R E T Ë

3. Llogaritja e elementëve prej betoni të armuar me shufra FRP sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS)

3.1 Të përgjithshme

Për shkak të karakteristikave mekanike shumë të ndryshme nga çeliku, vecanërisht moduli i elasticitetit shumë më i ulët i shufrave FRP ndaj atyre të çelikut, sjellja elastike deri ne thyerje, mungesa e duktilitetit, etj, bëjnë që gjendja e shërbimit (SLS), pra kushtet e funksionalitetit të strukturës, të komandojnë projektimin e këtyre strukturave. Pikërisht për këtë arsye, kontrolli i kushteve të shërbimit dhe kufizimet për secilën prej tyre, duhen studiuar në menyrë të vecantë.

3.1.1 Kontrollët dhe kodet e ndryshme

Llogaritja e shufrave FRP për gjendjen kufitare të shërbimit, merr në konsideratë këto probleme themelore:

- Plasaritjet
- Uljet dhe deformimet
- Sforcimet në material

Më shumë do të ndalem tek dy te parat si më problematiket, pasi keto garantojnë funksionalitetin e strukturës gjatë gjithë jetës së saj. Kushtet e shërbimit varen dhe nga rëndësia e strukturës dhe ambjenti ku ajo ndodhet. Problematika që shfaqet është e ngjashme më atë të njohur tashmë të strukturave prej betoni të armuar me çelik. Perderisa këto shufra kanë modul elasticiteti shumë më të ulët se shufrat e celikut, gjëndjet kufitare të shërbimit janë ato që komandojnë projektimin e seksioneve të betonit të armuar me shufra FRP. Uljet e lejuara për ngarkesat e shërbimit në këto struktura merren njësoj si për gjithë strukturat e tjera, ndaj dhe duhen zbatuar kushtet përkatëse të projektimit. Gjerësitë (hapjet) e lejuara të plasaritjeve, për këta elementë, nuk janë të njëjtë si për elementët konvencionalë të betonit ë armuar me shufra celiku, për shkak të rezistencës më të madhe ndaj korrozionit të shufrave FRP.

Metodat e përdorura për zgjidhjen, kufizimet dhe modelet e përdorura gjatë analizës duhet të jenë të ndryshme; veç kësaj dhe numri i madh i materialeve ekzistues në fushën e shufrave FRP, me karakteristika mjaft të ndryshme mekanike dhe jo aq te unifikuara si çeliku, që përdoren në ndërtim, kërkon gjetjen e rrugëve të vecanta për zgjidhjen e këtyre problemeve. Vetëm në disa vende janë realizuar kode specifike llogaritjeje, si psh:

- Kodi amerikan (ACI-440R-96),
- Kodi kanadez (ISIS CANADA/CSA S806-02)
- Kodi norvegjez (EUROCRETE)

- Kodi italian (CNR-DT203/2006)
- Kodi japonez (JSCE)

Duhet thënë se këto kode nuk janë përfundimtare dhe janë ende në fazë perfeksionimi, prandaj nuk është e lehtë të vendosësh kufizime apo kushte për gjendjen kufitare të shërbimit. Përpunimi dhe nxjerrja e modeleve apo formulave llogaritëse bëhet në mënyrë empirike por e korreluar me prova të shumta laboratorike në përputhje me lloje të ndryshme FRP të përdorura apo kushte të ndryshme të ambjentit.

3.2 Plasaritjet

3.2.1 Kufizimet për gjerësinë e plasaritjeve

Kufizimet për gjerësinë maksimale të plasaritjeve nën veprimin e ngarkesave të shërbimit, për betonin e armuar me FRP, bëhen për të kontrolluar depërtimin e lëngjeve që mund të degradojnë shufrat, si dhe për të siguruar një pamje sa më estetike të elementit. Edhe pse jo teknikisht të pasigurta, plasaritjet e mëdha, mund të krijojnë siklet tek njerëzit, për shkak të perceptimit të tyre si një kolaps struktural. Gjerësitë maksimale të plasaritjeve të rekomanduara nga ACI 440.1R-06 jepen në tabelë së bashku me plasaritjet e lejuara për elementët e betonit të armuar me shufra celiku sipas ACI 318-95.

Duhet thënë që prej ACI 318-99, llogaritja e saktë e plasaritjeve nuk kërkohej më për këta elementë, por përdoret një metodë e përafërt e bazuar në hapësirat ndërmjet shufrave dhe sforcimet e lindura tek to nga ngarkesat e shërbimit. Tek elementët e armuar me shufra FRP, për shkak të ngurtësisë së ulët në përkulje dhe rezistencës së lartë të FRP, rekomandohet që të kryhet llogaritja e saktë e hapjes së plasaritjeve në strukturat e betonit të armuara me shufra FRP.

Tab. 3.1 Gjerësitë e lejuara të plasaritjeve për elementet e betonit të armuar me FRP dhe çelik.

Kushtet e ekspozimit	Lloji i i armimit të elementit të betonit in. (mm)	
Ekspozim i jashtëm	0.020 (0.5)	0.013 (0.3)
Ekspozim i brendshëm	0.028 (0.7)	0.016 (0.4)

3.2.2 Kufizimet për sforcimet nga ngarkesat e shërbimit

Për të parandaluar shkatërrimin e trarëve të betonit nga ngarkesat e shërbimit për shkak të rrjedhshmerisë (creep), lodhjes apo efekteve të tjera mjedisore afatgjata, sforcimet në shufrat FRP nën veprimin e ngarkesave të përhershme të shërbimit apo ngarkesave ciklike, kufizohen në një fraksion të rezistencës llogaritëse të tyre. Bazuar tek ACI 440.1R-06, këto limite varen nga lloji i fibrave të përdorura. Për shufra GFRP, limiti i sforcimeve është sa 20% e rezistencës së fundme ($0.2f_{fu}$). Për shufrat aramide të karbonit (AFRP dhe CFRP), këto limite janë përkatësisht $0.3f_{fu}$ dhe $0.55f_{fu}$.

Përsa i përket llogaritjes së trarëve sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS), duhen marrë parasysh si uljet dhe deformimet, ashtu dhe plasaritjet dhe hapjet e tyre bazuar në ACI 440.1R-06. Në të njëjtën kohë duhen kontrolluar dhe sforcimet përkundrejt sforcimeve të lejuara për shkak të deformimeve nën veprimin e ngarkesave të përhershme afatgjata, si dhe sforcimeve të lejuara nga lodhja e materialit. Shpërndarja e sforcimeve dhe deformimeve, si dhe forcat në një seksion të plasaritjes jepen në figure.

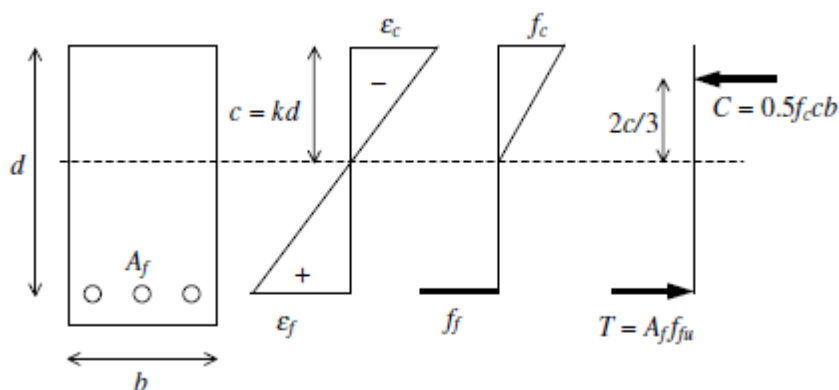


Fig. 3.1 Sforcimet, deformimet dhe ekuilibri i forcave në seksionin nën veprimin e ngarkesave të shërbimit

3.2.3 Plasaritjet e trarëve nën veprimin e ngarkesave të shërbimit

Shufrat FRP janë rezistente ndaj korrozionit, ndaj kufiri maksimal i lejuar i plasaritjeve është më i madh se për shufrat e çelikut, kur korrozioni është problemi kryesor, por veç kësaj ka dhe faktorë të tjerë që përcaktojnë vlerat e lejuara të plasaritjeve, siç janë efektet vizive (estetik) dhe ato nga forcat prerëse.

The Japan Society of Civil Engineers (JSCE, 1997b), merr parasysh vetëm efektin estetik, duke vendosur si vlerë të lejuar të hapjes së plasaritjeve 0.5 mm.

Canadian Standard Association (CAN/CSA-S806, 2002), në mënyrë implicite lejon një maksimum prej 0.5 mm për ekspozim të jashtëm të elementit dhe 0.7 mm për ekspozim të brendshëm, për rastin kur ky armohet me shufra FRP.

American Concrete Institute (ACI 318R-95), nuk jep ndonjë vlerë të lejuar për rastin kur përdoret armaturë FRP, por megjithatë, përdor vlerat e lejuara për armaturë çeliku, që i korrespondon 0.4 mm. Gjithashtu, vetë ACI, udhëzon që për shumicën e rasteve të përdoren vlerat e lejuara të kodit kanadez.

Këto kufizime mund të mos jenë të mjaftueshme për struktura të ekspozuara në ambiente agresive apo kur duhet të jenë të papërkueshme nga uji. Në këto raste rekomandohen të tjera kufizime më strikte. E kundërta ndodh për strukturat jetëshkurtra, apo

ato me kërkesa të ulëta estetike, vlerat e lejuara të hapjes së plasaritjeve mund të rriten dhe më tepër, përveçse në rastin kur struktura ka dhe armaturë çeliku.

Tab. 3.2 Gjerësitë e lejuara të plasaritjeve sipas kodeve të ndryshëm për elementet e betonit të armuar me FRP

KODI	EKSPOZIMI	w_{max} (mm)
JSCE		0.51
CSA	Ekspozim i brendshëm	0.71
CSA	Ekspozim i jashtëm	0.51
EUROCRETE	I papërshkueshëm	0.2
EUROCRETE	Estetik	0.3 - 0.5
EUROCRETE	Integritet strukturor	0.5 – 1.0
ACI	Ekspozim i brendshëm	0.7
ACI	Ekspozim i jashtëm	0.5
EUROCODE 2		0.5

3.2.4 Llogaritja e plasaritjeve të trarëve sipas metodave të ndryshme

ACI 318R-95, përdori formula empirike për llogaritjen e plasaritjeve, bazuar në ekuacionin e *Gergely dhe Lutz (1968)*, për madhësinë maksimale të plasaritjeve në trarët e betonit dhe soletat e hedhura vetëm në njërin drejtim. Forma e thjeshtuar e kësaj formule për shfaqjen e plasaritjeve në faqen e betonit është:

$$w = 2.2 \cdot \beta \cdot \varepsilon_s^3 \sqrt{d_c \cdot A} \quad (3.1)$$

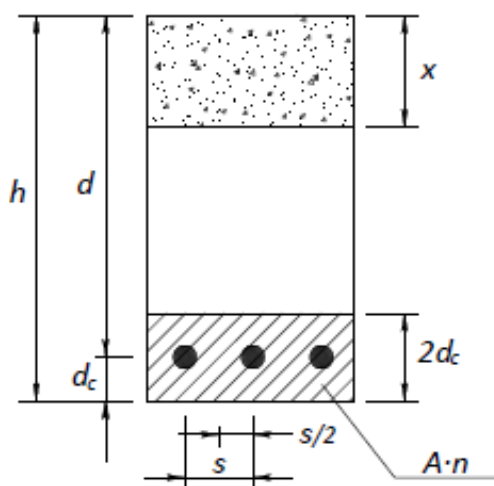


Fig. 3.2 Parametrat gjeometrikë të seksionit për llogaritjen e madhësisë së plasaritjeve

Ku:

ε_s - deformimi relativ i shufrave të çelikut në seksionin e plasaritur.

d_c - shtresa mbrojtëse e betonit, e matur prej aksit (centroidës) së armaturës së tërhequr, deri në faqen e jashtme të betonit.

A - sipërfaqja e seksionit që punon në tërheqje dhe që rrethon armaturën gjatësore dhe ka të njëjtin aks simetrie me shufrat, pjestuar me numrin e tyre.

β - raporti midis distancës nga aksi neutral deri tek faqja e jashtme e betonit dhe distancës nga aksi neutral deri te armatura, raport ky që përgjithësisht shkon tek 1.2 dhe gjendet me ekuacionin:

$$\beta = \frac{h-x}{d-x} = \frac{h-kd}{d(1-k)} \quad (3.2)$$

Ku: $k = c/d = x/d$, është raporti mes lartësisë së aksit neutral dhe asaj të zonës së shtypur të betonit.

Ekuacioni (3.1), u adoptua nga *ACI 440.1R -01* dhe *ACI 440.1R -03* për trarët e armuar me FRP, ku në formulë u shtua një koeficient k_b që merr parasysh karakteristikat e aderencës së shufrave FRP me betonin:

$$w = 2.2 \cdot \beta \cdot \varepsilon_f \cdot k_b \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad (3.3)$$

Gao (1998), bazuar në prova eksperimentale nxorri që $k_b = 0.71-1.83$, dhe ACI propozoi $k_b = 1.2$ për sa kohë nuk ka të dhëna të mjaftueshme eksperimentale.

ACI 318R-95, pranon që nuk mund të llogarisë në mënyrë të saktë madhësinë e të plasurave, për shkak të shumëllojshmërisë së tyre. Ky kod nuk bëri as ndonjë dallim midis ekspozimit të jashtëm apo të brendshëm të elementit, si dhe kërkon që distanca ndërmjet faqes së jashtme të betonit dhe shufrës më të afërt me të, mos ta kalojë vlerën e mëposhtme:

$$s = 380 \left(\frac{280}{s_s} \right) - 2.5c_c \leq 300 \left(\frac{280}{s_s} \right) \quad (3.4)$$

Ku:

σ_s - sforcimi në armaturë nën veprimin e ngarkesave të shërbimit (të përkohshme) dhe që merret sa $2/3$ e f_y .

c_c - shtresa mbrojtëse e betonit.

ACI 440.1R -06 vendosi të pranojë për llogaritjen e madhësisë së plasaitjeve formulën e *Frosch (1999)*, të bazuar më shumë në një model fizik sesa e nxjerrë në mënyrë empirike. Kjo formulë është e pavarur nga lloji i armaturës (çelik apo FRP), përveçse përdor një koeficient k_b që merr parasysh karakteristikat e aderencës së shufrave FRP me betonin:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2} \right)^2} \quad (3.5)$$

Ku:

w - vlera maksimale e gjerësisë së plasaritjeve (në in. ose mm).

f_f - sforçimi në armaturë (në psi ose MPa).

E_f - moduli i elasticitetit të shufrave FRP (në psi ose MPa).

β - raporti midis distancës nga aksi neutral deri tek faqja e jashtme e betonit dhe distancës nga aksi neutral deri tek armatura.

d_c - shtresa mbrojtëse e betonit, prej aksit të armaturës së tërhequr, deri në faqen e jashtme të betonit (në in. ose mm).

s – distanca midis shufrave të armaturës (në in. ose mm).

$$f_f = \frac{M_{DL+LL} \cdot E_f (d - c)}{I_{cr}} \quad (3.6)$$

Ose

$$f_f = \frac{M_{DL+LL} \cdot n_f d (1 - k)}{\sum EI} \quad (3.7)$$

Ku:

M_{DL+LL} - momenti në tra nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme.

I_{cr} - momenti i inercisë së seksionit të plasarit (i cili do të trajtohet më poshtë).

n_f - numri i shufrave FRP.

Për shufra FRP me karakteristika të aderencës me betonin të ngjashme me ato të shufrave të vjaskuara të çelikut, $k_b = 1.0$. Kur këto karakteristike janë më të ulëta se ato të çelikut, $k_b > 1.0$, ndërsa kur ato janë më të mira, $k_b < 1.0$.

Bakis dhe Boothby (2004), pas eksperimenteve, panë se plasaritjet në trarët e armuar me GFRP nën veprimin e ngarkesave të përhershme, rriten me 40% nëse trarët janë të ekspozuar në ambjent të brendshëm dhe me 60% nëse ekspozohen në ambjent të jashtëm, kur këto ngarkesa veprojnë për një periudhë mbi tre vjetare. Për të parë ndikimin e karakteristikave mekanike të shufrave FRP dhe sipërfaqes së tyre në aderencën me betonin dhe në madhësinë e plasaritjeve, duhen studime të mëtejshme dhe të thelluara, duke studiuar lloje të ndryshme FRP që gjenden në treg.

Bazuar në analizat dhe eksperimentet e kryera nga disa studiues mbi një shumëllojshmëri seksionesh tërthore e lementësh betoni, tipesh të ndryshme shufrash FRP, dhe me lloje të ndryshme fibrash e rezinash, me sipërfaqe të shufrave të trajtuara në mënyra të ndryshme, vlera e k_b lëviz në kufijtë 0.6 – 1.72, me një vlerë mesatare 1.10. Të dhënat e nxjerra për shufrat FRP të trajtuara me pjekje me rërë, tentojnë drejt vlerave minimale të këtij spektri. Për rastet kur nuk ka të dhëna eksperimentale, pranohet në mënyrë konservative $k_b = 1.4$. Shufrat e lëmuara dhe rrjetat FRP përjashtohen kategorikisht nga këto rekomandime dhe duhen përdorur të dhënat e marra nga prodhuesi për cdo rast specifik të përdorimit të tyre.

CAN/CSA-S806 (2002), sërish u bazua tek formula empirike për llogaritjen e plasaritjeve e *Gergely dhe Lutz (1968)*, duke futur një parametër z , të përcaktuar me këtë formulë:

$$z = k_b \cdot \frac{E_s}{E_f} \cdot \sigma_f \sqrt{d_c \cdot A} \quad (3.8)$$

Ky parametër nuk duhet ti kalojë 45 kN/mm për ekspozim të brendshëm dhe 38 kN/mm për ekspozim të jashtëm.

ISIS Canada (2001), bazuar në të njëjtën metodë, përdori këtë formulë për llogaritjen e madhësisë së plasaritjeve:

$$w = 11 \frac{E_s}{E_f} k_b \cdot \sigma_f \cdot \beta \sqrt[3]{d_c \cdot A} \cdot 10^{-6} \quad (3.9)$$

Ose

$$w = 2.2 k_b \frac{f_f \cdot h_2}{E_f \cdot h_1} \cdot \beta \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad (3.10)$$

Ku:

w - vlera maksimale e gjerësisë së plasaritjeve në faqen e poshtme të traut (në mm).

f_f - sforcimi në armaturë në zonën e plasaritjeve (në MPa).

E_f - moduli i elasticitetit të shufrave FRP (në psi ose MPa).

h_2 - distanca nga aksi neutral deri tek faqja e jashtme e betonit.

h_1 - distanca nga aksi neutral deri tek armatura.

d_c - shtresa mbrojtëse e betonit, prej aksit të armaturës së tërhequr, deri në faqen e jashtme të betonit (në mm).

k_b – për FRP me karakteristika të aderencës me betonin të ngjashme me ato të shufrave të vjaskuara të çelikut, $k_b = 1.0$, për më të ulëta se ato të çelikut, $k_b > 1.0$, ndërsa kur ato janë më të mira, $k_b < 1.0$. Rekomandohet 1.2.

A – sipërfaqja e seksionit që punon në tërheqje dhe që rrethon armaturën gjatësore dhe ka të njëjtin aks simetrie me shufrat.

Disa kode evropiane (*CEN1992*, *CNR-DT-203 2006*, *CPH 2008*), përdorin një vlerë karakteristike për gjerësinë e plasaritjeve w_k , prej vlerës mesatare të tyre sipas kësaj lidhjeje:

$$w_k = \beta \cdot w \quad (3.11)$$

$$w = s_{rm} \cdot \varepsilon_m \quad (3.12)$$

Ku:

s_{rm} – vlera mesatare e hapësirave midis plasaritjeve.

ε_m – deformimi relativ mesatar.

β – koeficient që merret 1.3 për trarët me lartësi më të vogël se 300 mm dhe 1.7 për trarët e tjerë.

Bazuar në *Eurocode 2 (CEN 1992)*, vlera mesatare e hapësirave midis plasaritjeve s_m , varet nga sipërfaqja e armaturës, karakteristikat e aderencës, rezistenca në tërheqje e betonit dhe shtresa mbrojtëse c . Kur elementi është nën efektin e përkuljes një sasi (përqindje)

efektive armimi ρ_{eff} përdoret dhe si rrjedhim dhe një shpërndarje e ndryshme e deformimeve do të merret në konsideratë. Formula është:

$$s_{rm} = 2c + 0.25k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (3.13)$$

Ku:

k_1 – koeficient që merr parasysh aderencën e shufrave me betonin dhe merret 0.8 për shufra me aderencë të lartë dhe 1.6 për shufra të lëmuara.

k_2 – koeficient që merr parasysh formën e shpërndarjes së sforcimeve dhe merret 0.5 për përkuljen dhe 1.0 për tërheqjen e pastër.

$\emptyset$ – diametri i shufrave të armaturës.

ρ_{eff} – përqindja efektive e armimit që jepet me:

$$\rho_{eff} = \frac{A_f}{A_{c,eff}} = \frac{A_f}{b \cdot h_{eff}} \quad (3.14)$$

Eurocode 2 përcakton që h_{eff} është $2.5(h-d)$, ku h është lartësia e plotë e seksionit dhe d është lartësia efektive e traut ku zakonisht shtresa mbrojtëse merret 25 mm. Si rezultat:

$$s_{rm} = 50 + 0.25k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (3.15)$$

Instrucción Española del Hormigón Estructural EHE (CPH2008), pra Kodi Spanjoll i Betonit Struktural, propozon një formulim që merr parasysh distancën s midis shufrave të armaturës dhe parashikon një aderencë të mirë mes betonit dhe shufrave:

$$s_{rm} = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (3.16)$$

Ku:

k_1 – koeficient që merr parasysh shpërndarjen e deformimeve në zonën e tërhequr të seksionit merret 0.125 për përkuljen e pastër dhe 0.25 për tërheqjen e pastër.

h_{eff} – lartësia efektive që është minimumi midis $(c + \emptyset/2 + 7.5\emptyset)$ dhe $h/2$.

Deformimi mesatar sipas *Eurocode 2*, shprehet si interpolim midis deformimeve të armaturës në seksionin e plotë dhe atë të plasarit:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \quad (3.17)$$

Ku:

β_1 – koeficient që merr parasysh aderencën e shufrave me betonin dhe merret 1.0 për shufra me aderencë të lartë dhe 0.5 për shufra të lëmuara.

β_2 – koeficient që merr parasysh kohën e veprimit të ngarkesave apo veprimin ciklik të tyre dhe merret 1.0 për ngarkesa me veprim të shkurtër dhe 0.5 për ngarkesa me veprim të gjatë (ngarkesat e përhershme) dhe ato me veprim ciklik.

σ_{sr} – sforcimet në armaturën e tërhequr në seksionin e plasarit, për ngarkesën e castit kur shfaqet plasaritja e parë.

EHE (CPH2008), bazohet sërish te *Eurocode 2* për të llogaritur deformimin mesatar në armaturë, por pranon vetëm aftësi të lartë aderence të armaturës me betonin, dhe pranon si vlerë minimale jo më pak se 40% të deformimit në armaturë për seksionin e plasarit.

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.18)$$

k_2 – koeficient i referohet kohës së veprimit të ngarkesave dhe merret 1.0 për ngarkesa me veprim të shkurtër apo të menjëhershme dhe 0.5 për ngarkesat e përhershme.

Kodi Italian për FRP, CNR-DT-203 2006, përshtat formulën (5.15) të *Eurocode 2*, por me $k_1 = 1.6$ dhe me $\beta_1 = 0.5$, në formulën (5.17) që i korrespondojnë vetive të ulta të aderencës midis shufrave FRP dhe betonit.

Disa kode evropiane i llogaritin hapjet karakteristike të plasaritjeve si një prodhim i hapjes maksimale dhe deformimit mesatar të armaturës.

Eurocode 2 (CEN 2004) dhe *Comité euro-international du béton, Model Code90 (CEB-FIB 1990)*, përdorin këtë formulë:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.19)$$

Eurocode 2 (CEN 2004), bazuar në formulën (5.13) dhe duke pranuar që madhësia maksimale e plasaritjes është 1.7 herë madhësinë mesatare të saj propozoi që:

$$s_{rm} = 3.4c + 0.425k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (3.20)$$

Lartësia efektive h_{eff} merret nga minimumi midis $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ dhe $h/2$. Deformimi relativ mesatar llogaritet si deformimi i armaturës ϵ_{sm} kur merret parasysh efekti i “tension stiffening”, dhe deformimit ϵ_{cm} në faqen e jashtme të betonit.

$$\epsilon_m = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t \cdot f_{ct,eff} (1 - \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s \cdot \rho_{eff}} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.21)$$

Ku:

α_1 – është raporti E_s/E_c .

k_t – koeficient që merr parasysh kohën e veprimit të ngarkesave dhe merret 0.6 për ngarkesa me veprim të shkurtër dhe 0.4 për ngarkesa me veprim të gjatë.

$f_{ct,eff}$ – rezistenca në tërheqje e armaturës në castin që kanë ndodhur plasaritjet.

σ_s – sforcimet në armaturën e tërhequr në seksionin e plasaritur.

3.3 Deformimet

3.3.1 Deformimet (uljet) e trarëve nën veprimin e ngarkesave të shërbimit

Për shkak të modulit të elasticitetit të shufrave FRP kundrejt atyre të çelikut, uljet dhe deformimet tek trarët e betonit të armuar me shufra FRP, do të jenë shumë më të mëdha se tek trarët e armuar me shufra çeliku, për të njëjtën përqindje armimi. Deformimet duhen llogaritur si për ngarkesa shërbimi me veprim afat-shkurtër, ashtu dhe me ngarkesa të përhershme afatgjata, dhe të krahasohen me vlerat e lejuara sipas kodeve përkatës llogaritës.

3.3.2 Llogaritja e uljeve bazuar në momentin efektiv të inercisë

Njësoj si tek trarët me shufra çeliku, për të llogaritur uljet dhe deformimet, edhe këtu përdoret një moment i dytë inercie, “efektiv”, i bazuar tek momenti i plotë i inercisë I_g , dhe tek momenti i inercisë të seksionit të plasaritur I_{cr} . Kjo, sepse pas plasaritjes së betonit, humbet një pjesë të aftësisë mbajtëse sipas ULS për shkak të zvogëlimit të momentit të inercisë në seksionin e plasaritur. Kjo sjell një moment inercie efektiv më të vogël dhe si rrjedhim një relaksim dhe deformim më të madh, pra ulje më të mëdha.

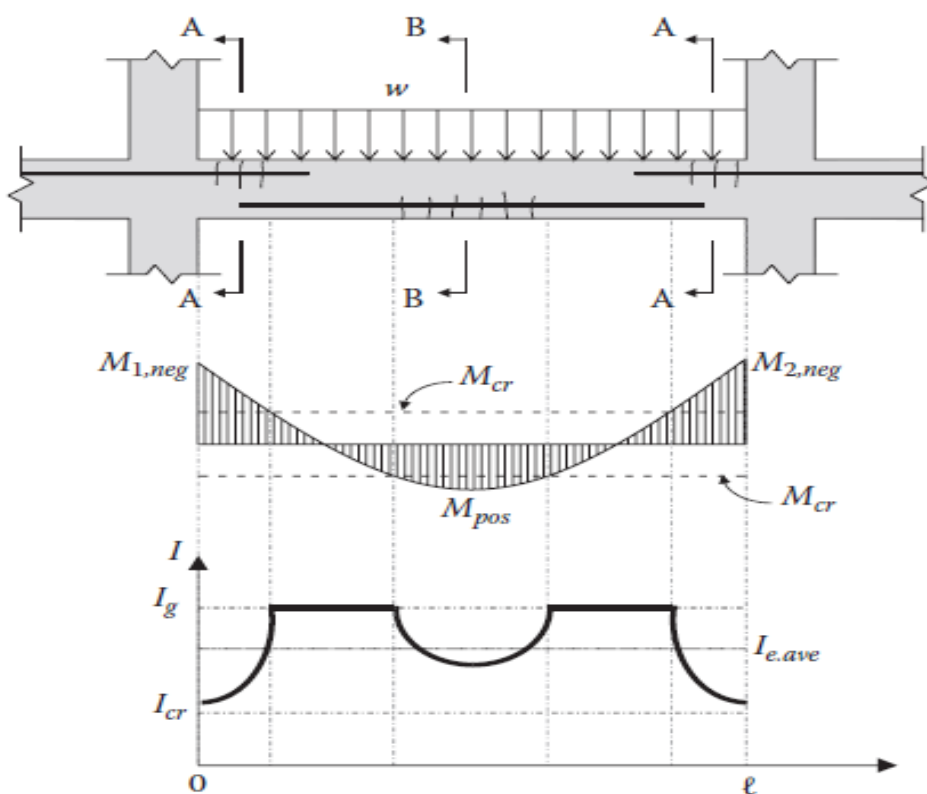


Fig. 3.3 Momentet e inercisë për një tra të vazhduar

Baza ku mbështetet llogaritja e ketyre uljeve është raporti M_{cr}/M_a , gjë që përcakton dhe momentin efektiv të inercisë së seksionit, bazuar në ekuacionin e Branson (1968,1977). Deformimet dhe uljet mund të llogariten duke përdorur ekuacionet e përgjithshme të teorisë së elasticitetit për elementët e betonit ku ende nuk janë shfaqur plasaritjet. Siç shihet në figurën 3.2, momenti i inercisë nuk është konstant në të gjithë gjatësinë e traut të vazhduar pasi ai është funksion i momenteve të krijuara dhe plasaritjeve të lindura në pjesë të ndryshme të traut. Për sa kohë që momenti përkulës në tra nuk e kalon vlerën e momentit të çastit kur lindin plasaritjet, pra sforcimet në tërheqje që lindin në seksion nuk i kalojnë vlerat e lejuara të sforcimeve në tërheqje të betonit, seksioni mbetet i paplasaritur dhe ngurtësia në përkulje $E_c I$ i përket seksionit të plotë, pra momenti i inercisë I në të vërtetë është ai i seksionit të plotë pra I_g , dmth mbetet konstante në tërë gjatësinë e traut.

Nëse momenti përkulës rritet mbi atë të plasaritjes, atëherë sa dhe sforcimet në tërheqje ti kalojnë vlerat e lejuara, në seksion shfaqen plasaritjet, fillimisht pranë mbështetjeve e më pas dhe në mesin e hapësirë të traut, ndaj dhe ngurtësia e seksionit ulet në mënyrë të menjëhershme për shkak të modulit të elasticitetit shumë më të vogël të FRP së çelikut dhe momenti i inercisë i seksionit të plotë I_g , reduktohet në atë të seksionit të plasaritur, I_{cr} , ashtu siç duket dhe në figurë. Ndërmjet të plasurave, forcat tërheqëse transferohen prej armaturës tek betoni përmes sforcimeve në zonën e kontaktit për shkak të aderencës së shufrave me betonin (fenomeni i tension-stiffening, pra rirforcimi i betonit), ndaj Branson, për të lehtësuar llogaritjet, bazuar kryesisht te studimi i trarëve me një hapësirë drite, propozoi përdorimin e një momenti efektiv inercie I_e :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (3.22)$$

Ku:

I_e - momenti efektiv i inercisë.

M_{cr} - momenti për seksionin e plasaritur kur sapo ka lindur plasaritja e parë.

I_g - momenti i plote i inercisë.

M_a - momenti maksimal (pa kefcientët e sigurisë) në seksion ku llogaritet ulja.

I_{cr} - momenti i inercisë së seksionit të plasaritur.

Ekuacioni (3.22), vlen vetëm për $M_a \geq M_{cr}$. Ndërsa M_a rritet, momenti efektiv i inercisë zvogëlohet. Nëse $M_a \leq M_{cr}$ atëherë momenti efektiv i inercisë mbetet ai i seksionit të paplasaritur pra $I_e = I_g$. Kur $M_a \approx M_{cr}$, dmth kur momenti në seksion arrin aftësinë mbajtëse të tij, atëherë $I_e = I_{cr}$, sepse kjo çon në plasaritjen e betonit.

Marrëdhënia mes ngurtësisë në përkulje të seksionit dhe momentit përkulës në seksion, jepet në grafikun e mëposhtëm.

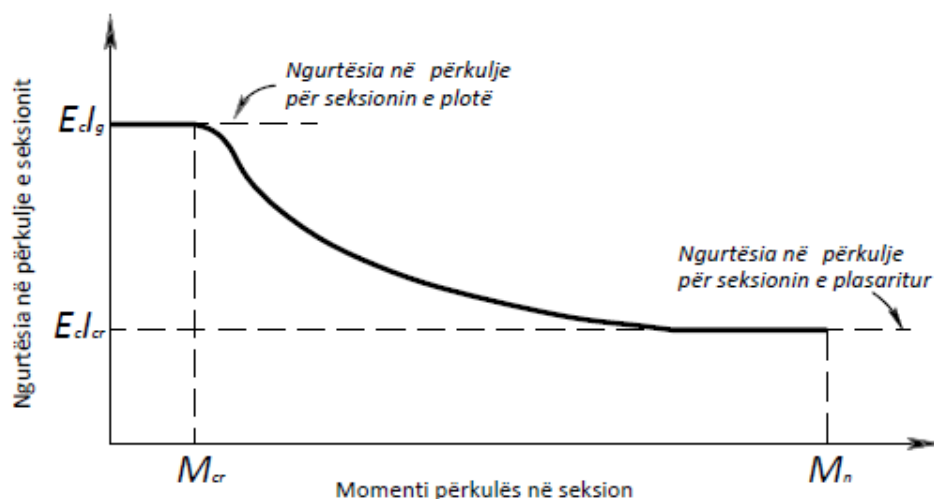


Fig. 3.4 Marrëdhënia mes ngurtësisë dhe momenteve përkulës në seksion

Tek trarët e vazhduar, për shkak të lindjes së pakontrolluar dhe në madhësi të ndryshme të plasaritjeve fillimisht në mbështetje dhe më pas në hapësirë, momenti efektiv i inercisë ndryshon përgjatë gjatësisë së traut. Për këtë qëllim, në këta trarë, mund të përdoret një vlerë mesatare për momentin efektiv të inercisë e paraqitur dhe në figurën 3.2:

$$I_{e,ave} = 0.7 \cdot I_{e,midspan} + 0.15 \cdot [I_{e,sup1} + I_{e,sup2}] \quad (3.23)$$

Për hapësirën fundore të një trau të vazhduar mund të përdoret:

$$I_{e,ave} = 0.85 \cdot I_{e,midspan} + 0.15 \cdot I_{e,sup1} \quad (3.24)$$

Fenomeni i “tension-stiffening” ndikon tek ngurtësia, deformimet dhe plasaritjet e elementëve që punojnë në përkulje, ndaj në ekuacionin e Branson, efekti i tij varet nga raporti midis momentit të plotë të inercisë dhe atij të seksionit të plasaritur I_g / I_{cr} , dhe rritet dukshëm nëse ky raport shkon mbi 3. Tek trarët e armuar me shufra FRP, zakonisht ky raport shkon mbi 5, ndaj ekuacioni i Branson i nënvlerëson deformimet këtyre trarëve.

Deformimet duhen kontrolluar si për ngarkesa me veprim me afat të shkurtër ashtu dhe me afat të gjatë, duke marrë në konsideratë dhe fenomenin e lodhjes. Kjo metodologji u adoptua nga ACI 318R-95 për llogaritjen e deformimeve për ngarkesa me veprim afatshkurter.

Shumë studiues kanë punuar mbi ekuacionin e Branson dhe bazuar në prova eksperimentale, duke ju përshtatur kodeve të vendeve perkates, kane bërë ndryshime dhe kanë dhënë formulime të reja për llogaritjen e I_e . Pikërisht, për shkak të rëndësisë së madhe, krahasimi midis këtyre metodave si nga ana teorike ashtu dhe aplikative, do të jetë dhe një nga çështjet ku do të ndalem me gjatë në këtë studim.

ACI 440.1R -03 (2003), propozoi ndryshime në këtë formulë, duke futur parametrin β_d , i cili është një koeficient i nxjerrë në mënyrë eksperimentale, që ka të bëjë me reduktimin e

aftësisë mbajtëse të betonit të armuar me shufra FRP në zonën e tërhequr, në castin kur shfaqen plasaritje dhe merr parasysh vetitë e aderencës së shufrave FRP me betonin si dhe modulën e elasticitetit të tyre, E_f :

$$I_e = I_g \cdot \beta_d \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 + \alpha \cdot I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] \leq I_g \quad (3.25)$$

Dhe:

$$\beta_d = \frac{1}{\beta} = \alpha_b \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1 \right) \leq 1 \quad (3.26)$$

Ku:

β_d - koeficient që merr parasysh reduktimin e efektit “tension-stiffening” tek FRP, për shkak të modulit më të vogël të elasticitetit dhe aderencës më të vogël në raport me shufrat e çelikut.

α_b - rritet me cilësinë e aderences, por bazuar në të dhënat eksperimentale të marra prej Gao (1998), për shufrat GFRP mund të marrim $\alpha_b = 0,5$ and $\alpha = 1$.

Yost (2003), pikërisht për këtë, bazuar në rezultatet e 48 trarëve të armuar me shufra GFRP, tregoi se vlera e α_b , duhej marrë shumë më e vogël se 0,5 që udhezonte ACI 440.1R - 03 (2003), dhe për më tepër ky parametër varej nga raporti ρ_f / ρ_{fb} , që janë përkatësisht përqindja aktuale e armimit të traut dhe ajo e balancuar, pra idealja. Ai dha këto formula empirike për momentin efektiv të inercisë, si dhe koeficientin β_d dhe α_b :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (3.27)$$

Ku:

$$\beta_d = \alpha_b \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1 \right) \quad (3.28)$$

$$\alpha_b = 0,064 \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \right) + 0,13 \quad (3.29)$$

ACI 440.1R-06, mbështetur në një sërë eksperimentesh të kryera prej studiuesve të ndryshëm, propozoi ndryshime në llogaritjen e β_d :

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \leq 1 \quad (3.30)$$

Bischoff (2009), e kalibroi koeficientin β_d , për elementë betonit të armuar me shufra GFRP dhe CFRP, me raport E_f / f_{tu} rreth 60, aq sa është mesatarisht vlera e këtij raporti për ëto tipe shufrash në treg. Në këtë mënyrë duket sikur deformimi i elementëve varet nga rezistenca në tërheqje e shufrave FRP, gjë që në vetvete duket paksa e pakuptimtë.

Momenti i inercisë i seksionit të plasaritur jepet me:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_{frrp} \cdot A_{frrp} \cdot (d - k \cdot d)^2 \quad (3.31)$$

Ku $k = c/d$ është raporti mes lartësisë së aksit neutral dhe asaj të zonës së shtypur të betonit:

$$k = \sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f \quad (3.32)$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad (3.33)$$

Momenti i inercisë për seksionin e plotë është:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.34)$$

$$\rho_f = \frac{A_{frrp}}{b \cdot d} \quad (3.35)$$

Karakteristikat gjeometrike të seksionit të plasarit, nën veprimin e ngarkesave të shërbimit mund të llogariten dhe në mënyrë të drejtëpërdrejtë duke përdorur formulat e Timoshenkos për trarët kompozitë. Pozicioni i aksit neutral tregohet në figurë dhe jepet me ekuacionin:

$$E_1 \cdot \int y_1 \cdot dA_1 + E_2 \cdot \int y_2 \cdot dA_2 = 0 \quad (3.36)$$

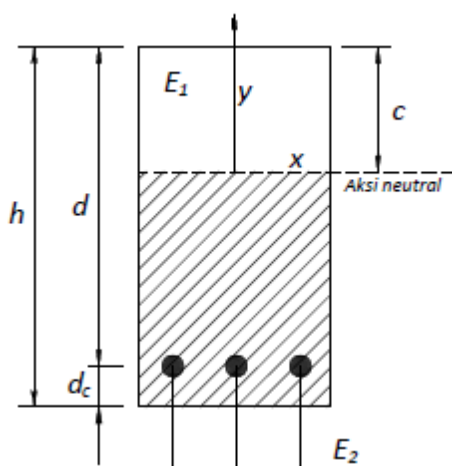


Fig. 3.5 Skema e një seksioni të plasarit

Duke zëvendësuar $E_1 = E_c$, $E_2 = E_f$ dhe $y = c$ është distanca skajit të sipërm të seksionit prej aksit neutral, që pas integritit jep ekuacionin kuadratik:

$$E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2} + E_f \cdot A_f \cdot (c - d) = 0 \quad (3.37)$$

Ngurtësia në përkulje jepet me:

$$\sum EI = E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2 \quad (3.38)$$

Dhe momenti i inercisë të seksionit të plasarit del:

$$I_{cr} = \frac{\sum EI}{E_c} \quad (3.39)$$

Gjatë dy dekadave të fundit, mjaft studiues e kanë përshtatur ekuacionin e Branson për përdorimin e shufrave FRP, kjo për arsye se ky ekuacion, mbivlerësonte momentin efektiv të inercisë së seksionit dhe nënvlerësonte uljet e tij. Kjo ndodhte sepse përdorej për trarë ku $I_g/I_{cr} \leq 3$ (Bischoff 2005), por shumica e trarëve të armuar me shufra FRP e kanë $5 \leq \frac{I_g}{I_{cr}} \leq 25$ (Bischoff 2009). Po ashtu dhe sjellja e shufrave FRP përta i përket aderencës me betoni, ndryshon nga ajo e shufrave të celikut.

Faza dhe GangaRao (1992), propozuan një model për trarët nën dy ngarkesa të përqëndruara që veprojnë në dy pika. Ky model pranonte që betoni ndërmjet dy ngarkesave është plotësisht i plasarit, ndërsa dy pjesët deri te mbështetjet janë vetëm pjesërisht të plasarit.

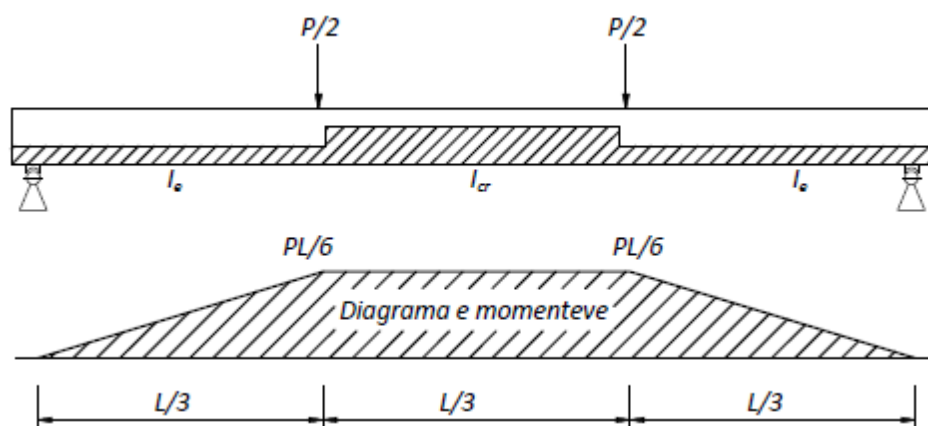


Fig. 3.6 Shpërndarja e momenteve të inercisë në funksion të diagramës së momentit sipas Faza dhe GangaRao

Veç kësaj, këta studiues përdorën lloje të ndryshme shufrash FRP, si të lëmuara ashtu edhe të veshura, dhe dolën në konkluzionin që sjellja ndaj deformimeve, varet në mënyrë të theksuar nga lloji i veshjes së shufrave.

Deformimi maksimal (ulja) jepet me formulën:

$$\Delta_{max} = \frac{23 \cdot P \cdot L^3}{648 \cdot E_c \cdot I_m} \quad (3.40)$$

Ku I_m është momenti i modifikuar i inercisë efektive:

$$I_m = \frac{23 \cdot I_{cr} \cdot I_e}{8 \cdot I_{cr} + 15 \cdot I_e} \quad (3.41)$$

Dhe:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \quad (3.42)$$

Këta studiues propozuan dhe një model alternativ për ngarkim të traut me ngarkesë njëtrajtësisht të shpërndarë në funksion të gjatësisë ku vepron kjo ngarkesë (FIGURA):

$$I_m = \frac{(3L^2 - 4L_1^2) I_e \cdot I_{cr}}{8L_1^2 \cdot I_{cr} + 3(L^2 - 4L_1^2) \cdot I_e} \quad (3.43)$$

Benmokrane (1996), shtoi koeficientë reduktimi në ekuacionin e Branson mbështetur në të dhënat eksperimentale të nxjerra nga ai:

$$I_e = \alpha \cdot I_{cr} + \left(\frac{I_g}{\beta} - \alpha \cdot I_{cr} \right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \leq I_g \quad (3.44)$$

Nga provat eksperimentale u gjet se $\alpha = 0,84$ and $\beta = 7$. Këta koeficientë i atribuohen vetë natyrës së shufrave FRP, që shfaqin deformime e ulje më të mëdha se shufrat e çelikut, çka rezulton pra me zvogëlim më të madh të zonës së shtypur të betonit ku momenti i aplikuar arrin vlerën për të cilën shfaqen plasaritjet.

Toutanji & Saafi (2000), testuan 13 trarë me shufra GFRP me raport të momenteve të inercisë $13 \leq \frac{I_g}{I_{cr}} \leq 25$, dhe modifikuan eksponentin e raportit M_{cr}/M_a , duke marrë parasysh modulën e elasticitetit të shufrave (E_{frp}) dhe raportin e përqindjeve të armimit (ρ_f / ρ_b). Momenti efektiv i inercisë jepet me formulën:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (3.45)$$

Ku:

$$\begin{cases} m = 6 - \frac{10 \cdot E_f}{E_s}, & nqs \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f < 0.3 \\ m = 3, & nqs \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f \geq 0.3 \end{cases} \quad (3.46)$$

Brown dhe Bartholomew (1996), u mbështetën mbi të njëjtin model në provat e tyre mbi dy trarë të armuar me shufra GFRP me $\frac{I_g}{I_{cr}} \approx 11$ dhe përdorën $m = 5$, ndërsa Alsayed (2000) – modeli A, propozoi $m = 5,5$, mbështetur në eksperimentet e veta po në trarë betoni të armuar me shufra GFRP.

Rafi & Nadjai (2009), propozuan modifikime të metodës të llogaritjes së momentit efektiv të inercisë sipas ACI 440.1R-06, në mënyrë që kjo metodë të përdorej për të gjitha tipet e shufrave FRP. Koeficienti β_d mbetet i njëjtë si më parë, por këta studiues futën një koeficient γ , që redukton efektin e I_{cr} , në vlerën totale e momentit efektiv të inercisë I_e , dhe del me anë të një analize lineare të rezultateve eksperimentale:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot \frac{I_{cr}}{\gamma} \leq I_g \quad (3.47)$$

Ku:

$$\begin{cases} \gamma = \left(0,0017 \frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} + 0,8541\right) \cdot \left(1 + \frac{E_{frp}}{2 \cdot E_s}\right) \leq 1 \\ \text{ose} \quad \gamma = 0,86 \cdot \left(1 + \frac{E_f}{400}\right) \end{cases} \quad (3.48)$$

dhe:

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \leq 1 \quad (3.49)$$

Alsayed (2000), propozoi dhe një model B për llogaritjen e momentit efektiv të inercisë bazuar në raportet M_a/M_{cr} dhe raportet I_e/I_{cr} , të nxjerra prej eksperimenteve në trarë të armuar me shufra GFRP:

$$\begin{cases} I_e = I_{cr} & \text{për } \frac{M_a}{M_{cr}} \geq 3 \\ I_e = \left[1,4 - \frac{2}{15} \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\right] \cdot I_{cr} & \text{për } 1 < \frac{M_a}{M_{cr}} < 3 \end{cases} \quad (3.50)$$

Bischoff (2005), Bischoff (2007a, 2007b), Bischoff & Scanlon (2007), propozuan një model ndryshe nga të tjerët. Ky model mbështetëj në një ekuacion të derivuar nga integrimi i vijës elastike (kurbaturës) të traut të deformuar duke marrë parasysh dhe efektin “tension stiffening”:

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2} \quad (3.51)$$

Në këtë formulë, M_{cr} është momenti në castin kur në seksion shfaqen plasaritjet, kurse M_a është momenti i aplikuar në seksionin më kritik të elementit. I_e llogaritet në mënyrë konservative duke u bazuar pikërisht tek ky moment për seksionin më kritik, pra aty ku ngurtësia e seksionit është minimalja.

Bischoff & Scanlon (2001, a, b), e modifikuan formulën e mësipërme me një koeficient γ , që merr parasysh ndryshimin e ngurtësisë përgjatë traut.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \cdot \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2} \quad (3.52)$$

Në një model për trarët nën dy ngarkesa të përqëndruara që veprojnë në dy pika, γ jepet:

$$\gamma = \frac{3\left(\frac{L_1}{L}\right) - 4\left\{4\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) - 3\right\}\left(\frac{L_1}{L}\right)^3}{3\left(\frac{L_1}{L}\right) - 4\left(\frac{L_1}{L}\right)^3} \quad (3.53)$$

Ata arrijnë në përfundimin se një moment i reduktuar i plasaritjes M_{cr} sa 80% e M_{cr} në formulën e Branson (ACI 318 R -95), jep rezultate të pranueshme në llogaritjet teorike të deformimeve (uljeve) të trarëve të armuar me shufra FRP, nëse përdoret formula e tyre.

Ndërkohë, Kanadaja zhvilloi një model llogaritës të ndryshëm nga ACI, të bazuar në punën eksperimentale dhe teorike të *Ghali & Azamejad (1999 -2000)*, *Motta (2006)*, të cilat u përmbledhën në kodet *ISIS Canada (2001)* and the *Canadian Code (CAN/CSA-S806 2002)*.

Llogaritja e uljeve këtu bëhet pranuar që kur momenti në tra nuk e kalon M_{cr} , një moment efektiv uniform në tërë gjatësinë e traut, në vend të momentit real të inercisë i cili është variabël përgjatë traut, ndaj futën konceptin e I_t , momentit të inercisë së transformuar, që është momenti i inercisë së seksionit të betonit të plasaritur, por të konvertuar në një seksion më të vogël betoni që shtrihet deri tek shufrat e armaturës dhe duke marrë parasysh jo vetëm modulën e elasticitetit të shufrave (E_{frp}) dhe përqindjen e armimit (ρ_f), por dhe kefcientë që marrin parasysh aderencën e shufrave FRP me betonin dhe duke marrë në këtë mënyrë rezultate të sakta por dhe më konservative se metodat e sipërpërmendura. Motta përdori këtë formulë:

$$I_e = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right] \cdot (I_t - I_{cr})} \quad (3.54)$$

Ku:

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{3} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 + (n_{frp} - 1) \cdot A_{frp} \cdot (y_t - d_c)^2 \quad (3.55)$$

Dhe I_{cr} përcaktohet njësoj si në kodin amerikan *ACI 440.1R-06*:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_{frp} \cdot A_{frp} \cdot (d - k \cdot d)^2 \quad (3.56)$$

Hall dhe Ghali (2000), propozuan një shprehje të ngjashme me *ISIS Canada Design Manual 3 (2001)*, ku u përdor një moment efektiv i modifikuar inercie:

$$I_m = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{\left[I_t + \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \cdot (I_{cr} - I_t) \right]} \quad (3.57)$$

Ata shtuan dy koeficientë: β_1 që merr parasysh vetitë e aderencës së shufrave FRP me betonin dhe që pranohet 1.0 për shufra të viaskuara dhe 0.5 për shufra të lëmuara; dhe β_2 që merr parasysh llojin e ngarkesave mbi tra dhe që pranohen 0.8 për ngarkesa me veprim të shkurtër dhe 0.5 për ngarkesa me veprim të gjatë apo ngarkesa ciklike.

Abdalla (2002), testoi 15 elementë të ndryshëm betoni (trarë dhe soleta), të armuar me shufra CFRP dhe dy tipe GFRP, ku mati eksperimentalisht uljet e tyre. Sipas tij, ACI 440.1R - 03 (2003), i nënvlerëson deformimet (uljet), pra i nxjerr më të vogla se deformimet reale të matura eksperimentalisht. Ai i krahasoi rezultatet dhe me vlerat teorike sipas ISIS Canada Design Manual 3 (2001), dhe pa se përqaseshin mirë me vlerat eksperimentale. Abdalla përdori këtë formulë për llogaritjen e momentit efektiv të inercisë:

$$I_e = \frac{I_g \cdot I_{cr}}{I_{cr} \cdot \xi + 1,15 \cdot I_g (1 - \xi)} \quad (3.58)$$

Ku:

$$\xi = \frac{0,5M_{cr}}{M_a} \quad (3.59)$$

Koeficienti 1,15 apo më mirë 1/0,85 merr parasysh reduktimin e efektit “tension stiffening” tek trarët me seksion tërësisht të plasaritur.

3.3.3 Llogaritja e uljeve bazuar në ekuacionin e vijës elastike të deformimit (kurbaturës)

CAN/CSA-S806 (2002), u bazua në metodën e Razqapur, që pranon se efekti i “tension stiffening”, është i papërfillshëm në zonat e plasaritura të trarëve të betonit të armuar me FRP, dhe përdor $E_c \cdot I_g$ kur $M_a < M_{cr}$, dhe $E_c \cdot I_{cr}$ kur $M_a > M_{cr}$, për të integruar kurbën e deformimit M/EI përgjatë traut. Kur njihet kurbatura Ψ , mund të përdoret metoda e punëve virtuale për të llogaritur deformimet apo uljet e elementëve të betonit.

$$\delta = \int m \psi dx \quad (3.60)$$

Për një seksion betoni të armuar të plasaritur pa armaturë të paranderur nën veprimin e momentit përkulës M , pa veprimin e forcës aksiale kurbatura në një seksion cfarëdo të elementit mund të llogaritet si:

$$\Psi = \frac{M}{E_c \cdot I_e} \quad (3.61)$$

Pasi integrohet shprehja (3.60), ulja në mes të traut llogaritet:

$$\delta = \frac{\lambda^2}{96} (\Psi_{end1} + 10\Psi_{mid} + \Psi_{end2}) \quad (3.62)$$

Ku:

Ψ_{end1} , Ψ_{end2} , Ψ_{mid} - janë kurbaturat në skajet dhe në mesin e traut.

Ekuacioni i mësipërm tregon se kurbatura ndjek një ekuacion parabolik. Për një tra të mbështetur lirisht ku kurbaturat në skaje janë 0, zhvendosja maksimale është në mest të tij dhe jepet me:

$$\delta = 10\Psi_{mid} \frac{\lambda^2}{96} \quad (3.63)$$

Kjo të çon tek një shprehje e thjeshtë për uljen maksimale të traut δ_{max} , për modelin e trarëve nën dy ngarkesa të përqëndruara që veprojnë në dy pika ku L_g , është distanca e traut ku nuk janë shfaqur plasaritjet:

$$\delta_{max} = \frac{PL^3}{24E_c I_{cr}} \left[3 \left(\frac{a}{L} \right) - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^3 - 8 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right) \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right] \quad (3.64)$$

Këtu pranohet që marrëdhënia moment-kurbaturë e një elementi të plasarit betonit të armuar me shufra FRP, qëndron lineare dhe me rritjen e ngarkimit.

Rasheed (2004), nxorri një zgjidhje analitike për parashikimin e marrëdhënies forcë-deformim. Rezultatet e studimit treguan që rritja e ngurtësisë së armaturës në tërheqje, çon në shpërndarje jo-lineare të sforcimeve në zonën e shtypur të betonit, duke bërë që vlera e I_e të jetë më e vogël se I_{cr} .

Përmbledhim në një tabelë disa raste trarësh me lloje të ndryshëm ngarkimi.

Tab. 3.3 Uljet për raste të ndryshme ngarkimi tek elementet e betonit të armuar me FRP

Load/Beam Type	Formula
	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{48E_c I_{cr}} \left[1 - 8\eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{24E_c I_{cr}} \left[3 \left(\frac{a}{L} \right) - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^2 - 8\eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$\delta_{max} = \frac{5qL^4}{384E_c I_{cr}} \left[1 - \frac{192}{5}\eta \left[\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right) \right] \right]$

3.3.4 Llogaritja e uljeve sipas EuroCode 2 (EC2) dhe Kodit Italian CNR-DT 203/2006

EuroCode 2 (EC2), për llogaritjen e uljeve tek trarët e armuar me shufra celiku ka përdorur formulën:

$$f = f_1 \cdot \gamma + f_2 \cdot (1 - \gamma) \text{ ku } \gamma = \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \quad (3.65)$$

Ku:

f_1, f_2 , - janë uljet respektive të seksionit të plotë dhe atij të plasaritur, por momenti i inercisë mbetet konstant.

β , m – koeficientë që për shufrat e celikut, marrin parasysh efektin e “tension stiffening” dhe jepen në tabelë, ndërsa për shufrat FRP, këta koeficientë merren vetëm eksperimentalisht.

Tab. 3.4 Koeficientet β dhe m tek elementet e betonit të armuar me çelik

Model	β	m
EC2	1,0	2,0
CEB	0,8	1,0

EC2, ende nuk ka një model të vetin për llogaritjen e uljeve të të trareve të armuar me FRP, por *Kodi Italian CNR-DT 203/2006*, bazuar në të dhëna eksperimentale, ka treguar se modelet e *EC2* për shufrat e celikut, janë të pranueshme dhe për ato FRP dhe momenti efektiv i inercisë nuk gjen përdorim këtu. Rrjedhimisht formula e përdorur nga ky kod e përshtatur për armim me shufra FRP është:

$$f = f_1 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m + f_2 \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \right] \quad (3.66)$$

Ku:

f_1 - uljet për seksionin e plotë.

f_2 - uljet për seksionin e plasaritur.

β_1 - 0.5 koeficient i aderencës me betonin të shufrave FRP.

β_2 - koeficient i kohëzgjatjes së veprimit të ngarkesës: $\beta_2=1$ për ngarkesa me veprim të shkurtër dhe $\beta_2=0,5$ për ngarkesa ciklike me veprim të shtrirë në kohë.

M_{max} - momenti maksimal që vepron në seksionin e dhënë të elementit.

M_{cr} - momenti për të njëjtin seksion ku vepron M_{max} , por të plasaritur.

$m = 2$

Abdalla, El-Badry & Rizkalla, propozuan dhe një model të ngjashëm me kodet europiane EC2 – CEB – CNR – DT 203, ku nuk përdoret momenti efektiv i inercisë por uljet respektive të seksionit të plotë dhe atij të plasaritur.

$$f = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) \cdot \beta \cdot f_1 + \left[1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)\right] \cdot \alpha \cdot f_2 \quad (3.67)$$

Ku: $\alpha = 0,85$ dhe $\beta = 0,5$

Një përmbledhje të metodave kryesore në konceptimin e llogaritjeve të momenteve të inercisë të sipërpërmendura mund ti vendosim në një tabelë

Tab. 3.5 Modelet llogaritës të momentit efektiv të inercisë të trarëve të betonit të armuar me shufra FRP, sipas metodave dhe kodeve të ndryshëm

Referenca	Modelet për I_e
ACI 318 R -95 (1995) formula e Branson	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$
Benmokrane (1996)	$I_e = \frac{I_g}{7} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 + 0,84 \cdot I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3\right] \leq I_g$
ACI 440.1R -03 (2003)	$I_e = \frac{I_g}{\beta} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 + \alpha \cdot I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3\right] \leq I_g$ $\frac{1}{\beta} = \alpha^* \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1\right) \leq 1, \quad \alpha^* = 0,5 \text{ dhe } \alpha = 1$
Yost (2003) bazuar tek ACI	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $\beta_d = a_b \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1\right) \quad a_b = 0,064 \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) + 0,13$
ACI 440.1R -06 (2006)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) \leq 1$
Rafi & Nadjai (2009)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot \frac{I_{cr}}{\gamma} \leq I_g$ $\gamma = \left(0,0017 \frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} + 0,8541\right) \cdot \left(1 + \frac{E_{frp}}{2 \cdot E_s}\right) \leq 1 \text{ ose } \gamma = 0,86 \cdot \left(1 + \frac{E_f}{400}\right) \text{ në GPa}$ $\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) \leq 1$

EC2-CEB, Italian Code CNR-DT 203/2006	$f = f_1 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m + f_2 \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \right]$ $m = 2$
Toutanji & Saafi (2000)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $m = 6 - \frac{10 \cdot E_f}{E_s} \cdot \rho_f \quad \text{nqs} \quad \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f < 0.3 \quad \text{pra } m = 5.98$ $m = 3 \quad \text{nqs} \quad \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f \geq 0.3$
Alsayed Modeli A (2000)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $m = 5,5$
Alsayed Modeli B (2000)	$I_e = I_{cr} \quad \text{për} \quad \frac{M_a}{M_{cr}} \geq 3$ $I_e = \left[1.4 - \frac{2}{15} \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \right] \cdot I_{cr} \quad \text{për} \quad 1 < \frac{M_a}{M_{cr}} < 3$
Bischoff (2005,2007) & Scanlon (2007)	$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2}$
Abdalla bazuar tek ACI (2002)	$I_e = \frac{I_g \cdot I_{cr}}{I_{cr} \cdot \xi + 1,15 \cdot I_g (1 - \xi)}$ $\xi = \frac{0,5 M_{cr}}{M_a}$
Abdalla, Rizkalla & El Badry (EC2)	$f = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) \cdot \beta \cdot f_1 + \left[1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) \right] \cdot \alpha \cdot f_2$ $\alpha = 0,85 \text{ dhe } \beta = 0,5$
ISIS Canada (2001) & Motta (2006)	$I_e = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] \cdot (I_t - I_{cr})}$
Hall & Ghali (2000)	$I_m = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{\left[I_t + \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \cdot (I_{cr} - I_t) \right]}$ $\beta_1 = 1,0$ per shufra te viaskuara $\beta_1 = 0,5$ per shufra te lemuara $\beta_2 = 0,8$ per ngarkesa me veprim te shkurter $\beta_2 = 0,5$ per ngarkesa me veprim te gjate dhe ciklike

Në tabelë nuk janë përmendur dhe kode të tjerë që ndjekin rrugë të tjera llogaritje si:

Kodi Norvegjez (Eurocrete), i llogarit uljet duke marrë $I_m = I_{cr}$ (pra seksioni i betonit konsiderohet i tëri i plasaritur dhe ka një rezervë të madhe sigurie).

Kodi Japonez (JSCE), lejon vetëm përdorimin e shufrave CFRP me modul Youngu të përafert me atë të shufrave të celikut, dhe udhëzon përdorimin e modeleve të trarëve tradicionalë të armuar me shufra celiku.

3.3.5 Uljet e trarëve nën efektin e ngarkesave me veprim të gjatë

Uljet e trarëve prej betonitë armuar me shufra FRP nën efektin e ngarkesave me veprim të gjatë qoftë të përkohshme apo vetiake, përfshijnë dhe efektin e lëshimit (rrjedhshmërisë) dhe tkurrjes së betonit, apo ndryshe lodhjen e tij, dhe llogariten njësoj si elementët e betonit të armuar me shufra çeliku. Këto ulje janë funksion i gjeometrisë së elementit (përmasat e prerjes tërthore dhe sipërfaqja e armaturës), i karakteristikave të ngarkimit (madhësia dhe periudha e veprimt të ngarkesës në element si dhe moshja e betonit në castin e ngarkimit), dhe i karakteristikave të materialit (modulit të elasticitetit të betonit dhe FRP, tkurrjes dhe rrjedhshmërisë së betonit, formimi i plasaritjeve të reja dhe zgjerimi i atyre të vjetrave).

Vlerat maksimale të uljeve nga ngarkesat me veprim të gjatë, mund të jenë disa herë më të mëdha se nga ato prej ngarkesave me veprim të shkurtër dhe në projektim duhen marrë parasysh bashkarisht.

Studimet e uljeve tek trarët e armuar me FRP, për shkak të lëshimit dhe tkurrjes së betonit, tregojnë se kurbat e varësisë së uljeve nga koha e veprimt të ngarkesave, kanë të njëjtën formë bazë si për trarët e armuar me çelik, ndaj dhe metoda e përdorur do të jetë e njëjta (Brown, 1997). Kjo ulje prej tkurrjes dhe lëshimit, $\Delta_{(cp+sh)}$, mund të llogaritet bazuar tek ekuacionet e ACI318-05.

Këto ekuacione mund të përdoren dhe për shufrat FRP, me modifikimet e duhura që marrin parasysh diferencat në ngurtësinë gjatësore të tyre në raport me ato të çelikut. Për të dy rastet lëshimi i betonit çon në reduktimin e ngurtësisë në përkulje të elementit. Në formë të thjeshtuar, ky reduktim mund të shihet si superpozim i dy efekteve të kundërt.

Efekt i parë është zvogëlimi i modulit elastik efektiv si rezultat i drejtëpërdrejtë i lëshimit të betonit. Efekt i dytë, që del nga analiza e një seksioni tërthor elastik me modul elastit të reduktuar të betonit, është rritja e lartësisë së aksit neutral. Kjo çon tek rritja e momentit efektiv të inercisë të seksionit të plasaritur. Ky efekt është më i ndjeshëm tek trarët e armuar me FRP, për shkak të ngurtësisë gjatësore më të vogël të këtyre elementëve. Për këtë arsye rritja e uljeve për shkak të ngarkesave me veprim të gjatë është relativisht më e vogël se tek trarët e armuar me shufra çeliku.

Sipas ACI 440.1R -06 (2006):

$$\Delta_{cp+shr} = \lambda(\Delta_i)_s = 0.6\xi(\Delta_i)_s \quad (3.68)$$

Ku:

$(\Delta_i)_s = (\Delta_i)_{DL+LL}$ - janë uljet imediate (të menjëhershme) prej ngarkesave të përkohshme (të shërbimit) dhe të përhershme me veprim të gjatë,

Δ_{cp+shr} - është ulja nga efekti i lodhjes (lëshim dhe tkurrje e betonit).

$\lambda = 0.6\xi$ - koeficient që merr parasysh uljet shtesë prej ngarkesave me veprim të gjatë

ξ - koeficient që varet nga koha e veprimit të ngarkesave. Merret $\xi=2$ kur ngarkesat janë me veprim mbi pesë vjet.

Koeficienti 0.6 merr parasysh uljet më të mëdha fillestare të trarëve të armuar me shufra FRP ndaj atyre të armuar me shufra çeliku, për shkak të rrjedhshmërisë (shkatërrimit) të zonës së shtypur të betonit.

Gross, në vitin 2003, vuri re se për trarët që nuk janë plasaritur para aplikimit të ngarkesave të përhershme apo me veprim të gjatë, ekuacioni i mësipërm përdor vlera të vogla për shumë koeficientët e përmendur, kjo sidomos tek elementët ku të gjitha apo pjesa më e madhe e ngarkesave që veprojnë mbi ta, janë me veprim të gjatë. Kjo ndodh për arsyen se plasaritje të reja shtohen me kalimin e kohës gjatë të cilës veprojnë këto ngarkesa. Megjithatë duhet ende punë për vëzhgimin e këtyre efekteve.

El-Badry & Ghali (1989), si dhe Ghali & Favre (1994), përpunuan një metodë për llogaritjen e kurbaturës së një seksioni betoni të plasaritur dhe të paplasaritur, me armaturë të zakonshme apo të paranderur, nën efektin e ngarkesave me veprim të gjatë. Kur përdoret armimi me FRP, mund të përdoret e njëjta procedurë por me ndryshimet përkatëse të modulit të elasticitetit dhe deformimeve relative përkatëse. Pasi përcaktohet kurbatura, llogariten uljet. Hall & Ghali (2000-2002) provuan që procedura vlente dhe për armimin me FRP. Megjithatë shumë pak eksperimente janë kryer për trarë nën veprimin e ngarkesave me veprim të gjatë, ndërkohë që ka shumë të dhëna eksperimentale për uljet e menjëhershme të trarëve nga ngarkesa të përkohshme. Bazuar në këto të dhëna, Hall (2000), nxorri që kjo metodë e bazuar mbi kurbaturën, është më e saktë se metodat e bazuara në momentin efektiv të inercisë I_e si konstante përgjatë tërë traut.

$$\Delta_s = (1 + \xi)(\Delta_i)_s \quad (3.69)$$

Tab. 3.6 Vlerat e parametrit ξ

ξ	Periudha e veprimit të ngarkesave të jashtme
1.0	Pas 3 muajsh
1.2	Pas 6 muajsh
1.4	Pas 12 muajsh
2.0	Për 5 vjet e sipër

Metoda të tjera poropozojnë marrjen në konsideratë të raportit E_f/E_c dhe përqindjes së armimit ρ , psh Miàs (2010).

3.3.6 Uljet e lejuara të trarëve

Uljet e llogaritura si me metodat e momentit efektiv të inercisë, si me metodën e kurbaturës (vijës elastike) të traut, duhet të përmbushin disa kushte në lidhje me uljet apo deformimet e lejuara në elementët e betonit. Duhet theksuar se nëse uljet e llogaritura duke përdorur momentin e inercisë të seksionit të plasarit, i kënaq vlerat e lejuara, atëherë nuk ka nevojë të përdoret momenti efektiv i inercisë.

Tab. 3.7 Uljet e lejuara sipas elementëve të ndryshëm

Lloji i elementit të betonit të armuar	Uljet (deformimet) që duhen marrë parasysh	Vlerat e lejuara të uljeve
Soletat e terracave që nuk mbajnë ngarkesa vec peshës vetiake dhe dhe që vuajnë prej deformimeve të mëdha.	Uljet e menjëhershme (immediate) për shkak të ngarkesave të përkohshme.	$\frac{l_n}{180}$
Soletat e ndërkateve që nuk mbajnë ngarkesa vec peshës vetiake dhe dhe që vuajnë prej deformimeve të mëdha.	Uljet e menjëhershme (immediate) për shkak të ngarkesave të përkohshme.	$\frac{l_n}{360}$
Soletat e ndërkateve apo terracave që mbajnë ngarkesa vec peshës vetiake dhe dhe që vuajnë prej deformimeve të mëdha.	Uljet e menjëhershme (immediate) për shkak të ngarkesave të përkohshme dhe uljet afatgjata për shkak të ngarkesave të përhershme apo me veprim të gjatë dhe ngarkesa ciklike.	$\frac{l_n}{480}$
Soletat e ndërkateve apo terracave që mbajnë ngarkesa vec peshës vetiake dhe dhe që nuk vuajnë prej deformimeve të mëdha.		$\frac{l_n}{240}$

K A P I T U L L I I K A T Ë R T

4. Llogaritja e trarëve nga forcat prerëse

4.1 Të përgjithshme

Siç është thënë dhe më parë, kur përdorim shufra FRP si armim të brendshëm në elementët e betonit, duhet të kemi përherë parasysh, modulin relativisht të vogël të elasticitetit që ato kanë, rezistencën e lartë në tërheqje dhe mungesën e rrjedhshmërisë, pra mungesën e një pikë në kurbë ku materiali hyn në rrjedhshmëri, kështu që rezistenca në tërheqje e një pjese të kthyer të një shufre FRP, është në mënyrë drastike shumë më e vogël se ajo e një shufre të drejtë, ndaj në prerje, shufrat FRP shfaqin rezistencë shumë më të vogël.

4.1.1 Aftësia mbajtëse në prerje

Aftësia mbajtëse në prerje e një trau, arrihet nga kombinimi i kontributeve të materialeve të ndryshëm të seksionit, me karakteristikat e tyre të ndryshme mekanike. Është pranuar krijimi i një plasaritjeje prej forcës prerëse, e cila në trarët e mbështetur lirisht, nis prej faqes së poshtme të betonit, dhe shkon drejt asaj të sipërme, por pa e arritur atë përveçse kur ndodh shkatërrimi i plotë. Atëherë aftësia mbajtëse në prerje përftohet prej:

- Forcës prerëse V_c , që përballon betoni në pjesën e sipërme të seksionit ku nuk ka arritur plasaritja.
- Forcës prerëse V_a , që përballon betoni në pjesën e plasaritur, prej fërkimit mes dy pjesëve të ndara prej çarjes (aggregate interlock).
- Forcës prerëse V_d , që përballon armatura gjatësore e traut, e cila tenton të mos lejojë përhapjen vertikale të plasaritjes (dowel action).
- Forcës prerëse V_{sw} , që përballon armatura tërthore në tra.

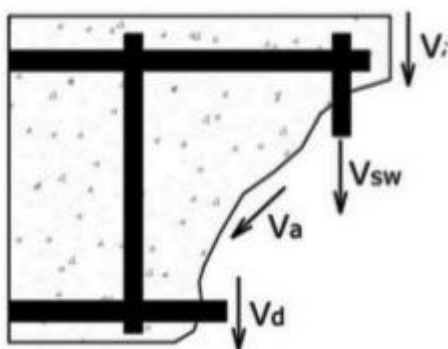


Fig. 4.1 Skema e shpërndarjes së forcës në seksionin e traut

Përdorimi i shufrave FRP si armaturë në prerje, ka nevojë për studime të thelluara, në mënyrë që të krijohet një model më i qartë për aftësinë mbajtëse të seksionit ndaj forcave prerëse. Në këtë mënyrë mund të kuptohet më mirë kontributi i secilit prej faktorëve të përmendur më sipër. Deri tani në metodat llogaritëse, janë përdorur formulat e elementëve

prej betoni të armuar me çelikun konvencional, por me disa modifikime duke marrë parasysh ndryshimet mes FRP dhe çelikut.

Krahasuar me një seksion të armuar me çelik me të njëjtën sasi armimi gjatësor, seksioni i armuar me shufra FRP, pasi fillon të plasaritet, ka një distancë më të vogël prej aksit neutral për shkak të ngurtësisë më të vogël aksiale, që është produkti i sipërfaqes së armaturës me modulën e elasticitetit. Zona e shtypur e seksionit reduktohet dhe madhësitë e të plasurave janë më të mëdha. Si rrjedhojë aftësia mbajtëse në prerje e ofruar prej betonit të shtypur, V_c , dhe e betonit të plasaritur prej fërkimit, V_a , zvogëlohet. Kontributi i armaturës gjatësore nuk përcaktohet dot. Për shkak të rezistencës dhe ngurtësisë më të vogël të shufrave FRP në drejtimin tërthor, përkufizohet që efekti i kësaj armature, është më i vogël se për një sasi ekuivalente armaturë çeliku.

Kërkimet më të fundit kanë treguar se përdorimi i stafave GFRP (të ngjashme me të çelikut), e rrit kontributin e betonit pas shfaqjes së plasaritjes së parë nga forcat prerëse. Aftësia mbajtëse ndaj forcave prerëse varet shumë prej distancës midis stafave. Hapësirat më të vogla midis stafave kontribuojnë në rritjen e shtrëngimit të betonit, në kontrollimin e hapjes të së plasurave dhe në rritjen e fërkimit mes agregatëve të betonit.

Marrëdhënia kryesore për forcën prerëse për gjendjen kufitare të fundme jepet si:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.1)$$

Ku:

ϕV_n , është aftësia mbajtëse llogaritëse në prerje e elementit dhe është funksion i gjeometrisë së elementit, hapësirës mes stafave dhe karakteristikave mekanike të materialeve. Ajo është rezultat i reduktimit të vlerës së normuar me anë të koeficientëve të sigurisë në varësi të materialit apo të mënyrës së shkatërrimit të elementit.

V_u , është forca prerëse e llogaritur nga analiza e elementit, dhe është funksion i gjeometrisë së seksionit, ngurtësisë dhe kushteve kufitare, si dhe e ngarkesave që veprojnë në seksion. Ajo është rezultat i rritjes së vlerës së saj me koeficientë sigurie që lidhen me ngarkesat që veprojnë dhe llojin e tyre. Ato dalin nga analiza strukturore e objektit.

V_n , jepet si shumë e kontributit të betonit, V_c , dhe të armaturës FRP, V_f .

$$V_n = V_c + V_f \quad (4.2)$$

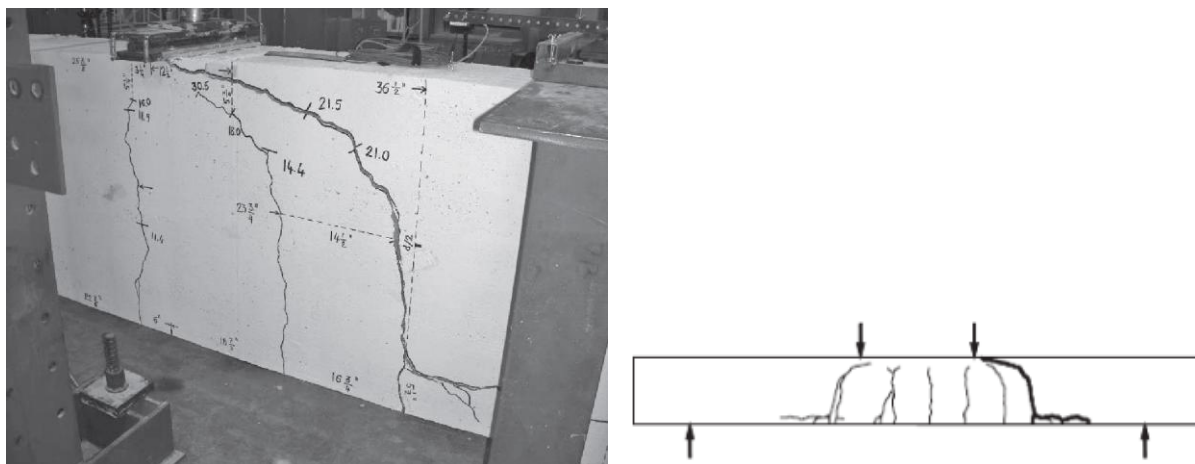


Fig. 4.2 Lindja e plasaritjeve në një tra të thellë betoni të armuar me GFRP, nën efektin e forcave prerëse dhe përkuljes

4.1.2 Kontributi i betonit, V_c .

Bazuar tek ACI 440.1R-06, kontributi i betonit në aftësinë mbajtëse nga forcat prerëse të një seksioni katërkëndor të armuar me shufra FRP, mund të llogaritet sipas modelit të ndërtuar nga Tureyen dhe Frosch:

$$\begin{cases} V_c = 5\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \\ V_c = \frac{5}{2}\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (\text{per SI}) \end{cases} \quad (4.3)$$

Ku:

f'_c – rezistenca në shtypje e betonit

b_w – gjerësia e traut ose njësia e gjerësisë së soletës

d – lartësia efektive e armaturës FRP (nga shufrat tek faqja e sipërme e betonit)

c – lartësia e aksit neutral në seksionin e plasaritur plotësisht

Në analizën e tyre, Tureyen dhe Frosch, e konsideruan një pjesë të elementit në përkulje, sikur është nën veprimin e një force prerëse konstante, dhe llogaritën sforcimet kryesore të një elementi pafundësisht të vogël, të ndodhur në zonën e shtypur ku mund të nisë shkatërrimi prej forcave prerëse. Ky element betoni i paplasaritur është nën efektin e sforcimeve shtypëse dhe prerëse.

Për rastet e trarëve të armuar me FRP, nuk kërkohet armim për forcat prerëse, nëse plotësohet kushti:

$$V_u \leq \frac{\phi V_u}{2} \quad (4.4)$$

Duhet theksuar se elementët e betonit të armuar me FRP pa armim tërthor, paraqesin të njëjtat efekte me ato të elementëve të armuar me shufra çeliku, veçanërisht përsa i përket ndikimit të përmasave të elementit. Të dhënat eksperimentale të mbledhura nga provat mbi trarë me përmasa të vogla çon në mbivlerësim në raport me trarët e pa armuar në prerje realë në natyrë. Shtimi i armaturës gjatësore dhe zvogëlimi i përmasave tv mbushësve ndikon në uljen e këtij efekti.

4.1.3 Kontributi i armaturës tërthore, V_f .

Metoda e përdorur prej ACI 318-11 për të llogaritur kontributin e stafave të çelikut ndaj forcave prerëse, përdoret dhe për stafat FRP:

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d_f}{s} \quad (4.5)$$

Ku:

A_{fv} – sipërfaqja e armaturës tërthore

f_{fv} – rezistenca në prerje e stafave FRP

d_f – thellësia e aksit neutral
 s – distanca mes stafave

Rezistenca në prerje e stafave FRP llogaritet si:

$$f_{fv} = 0.004E_f \leq f_{fb} \quad (4.6)$$

Ku f_{fb} është rezistenca e FRP në zonën e kthyer të stafës. Kjo varet nga raporti mes rrezes së brendshme të kthimit dhe diametrit të shufrës r_b/d_b që mund të pranohet 3. Pjesa e kthyer e një stafe FRP duhet të jetë jo më pak se $12d_b$. ACI 440.1R-06 rekomandon:

$$f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fu} \leq f_{fu} \quad (4.7)$$

Duhet thënë se ende nuk ka studime të plota përse i përket kthimit të shufrave FRP, por mund të përdoren dhe ato për shufrat e çelikut.

Gjithsesi një minimum armimi tërthor duhet vendosur në trarët e betonit:

$$\begin{cases} A_{fv,min} = \frac{50 \cdot b_w \cdot s}{f_{fv}} \\ A_{fv,min} = \frac{0.35 \cdot b_w \cdot s}{f_{fv}} \quad (\text{per SI}) \end{cases} \quad (4.8)$$

Ky ekuacion është përdorur për elementët e armuar me çelik, ndërsa për FRP është dhe më konservativ. Distanca midis stafave nuk duhet të kalojë minimumin midis gjysmës së lartësise efektive të traut $d/2$ dhe 610 mm .

4.1.4 Koeficientët e sigurisë për rezistencën në prerje.

Koeficienti i sigurisë 0.75 i përdorur prej ACI për çelikut, përdoret dhe për FRP. Megjithatë për të arritur një nivel besueshmërie në krahasimin midis dy rasteve, vendoset një limit i epërm për sa i përket aftësisë mbajtëse ndaj forcave prerëse.

$$V_n = V_c + V_f \text{ nëse } V_f \leq 3V_c \quad (4.9)$$

$$V_n = 4V_c \text{ nëse } V_f > 3V_c \quad (4.10)$$

PJESA E DYTË – PJESA APLIKATIVE

K A P I T U L L I I P E S T Ë

5. Llogaritje numerike të elementëve të ndryshëm prej betonit të armuar me shufra FRP sipas të dy gjendjeve kufitare

5.1 Llogaritja e një solete dhe trarëve prej betoni të armuar me shufra FRP në hapësirën e mesit.

Në këtë ilustrim numerik do të paraqitet llogaritja e një solete dhe trarëve prej betoni të armuar me shufra FRP për hapësirën e mesit.

Planimetria dhe gjeometria e elementëve jepen në figurë. Soleta punon në një drejtim. Trarët mbajtës janë në formë T, të hedhura në drejtimin gjatësor me hapësirë 12 m, kurse trarët tërthorë me gjatësi 4.5 m. Kolonat janë me përmasa 40 x 40 cm. Ngarkesa e përhershme në soletë është 3.5 kN/m^2 (3.5 kPa), ndërsa ajo e përkohshme është 5 kN/m^2 (5 kPa).

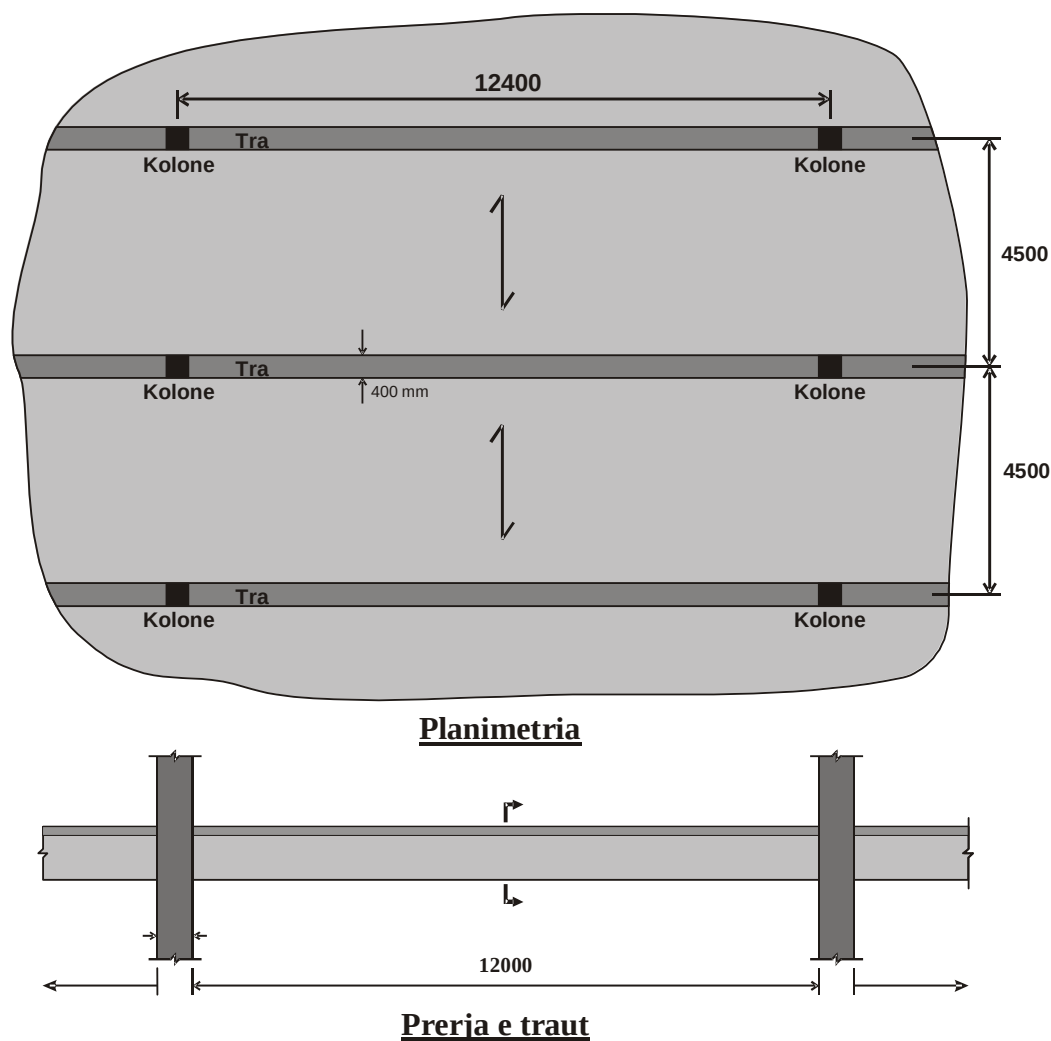


Fig. 5.1 Planimetria e soletës së analizuar

5.1.1 Llogaritim soletën e hedhur në një drejtim:

1. Hapësira e dritës është:

$$l_n = l_0 - 2 \cdot \frac{b_k}{2} = 4500 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{400}{2} \text{ mm} = 4100 \text{ mm} = 4.1 \text{ m}$$

Marrim shufra GFRP, No.13 me diametër 12.7 mm.

1. Zgjedhim një lartësi të seksionit bazuar nga tabela 9.2 e CSA A23.3-04, për soletë të vazhduar të armuar me shufra çeliku:

$$h_{steel} = \frac{l_n}{28} = \frac{4100}{28} \approx 146 \text{ mm}$$

Duke përdorur formulën e CSA për armimin me shufra FRP:

$$\left(\frac{l_n}{h}\right)_f = \left(\frac{\epsilon_s}{\epsilon_f}\right)^{\alpha_d} \left(\frac{l_n}{h}\right)_s = \left(\frac{0.6 \cdot 0.002}{0.002}\right)^{0.5} \cdot 28 = 0.77 \cdot 28 = 21.56 \text{ mm}$$

Atëherë:

$$h = \frac{l_n}{21.56} = 190 \text{ mm}$$

Marrim $h = 200 \text{ mm}$

2. Gjerësia llogaritëse e seksionit merret $b = 1000 \text{ mm}$

3. Llogaritim thellësinë efektive të seksionit d

Shtresa mbrojtëse merret: $c_{mbr} = 2.5 \cdot d_b = 32 \text{ mm}$

Shufrat FRP vendosen në një shtresë.

$$d = h - c_{mbr} - \frac{d_b}{2} = 200 \text{ mm} - 32 \text{ mm} - \frac{12.7}{2} \text{ mm} \approx 161.6 \text{ mm}$$

4. Llogaritim A_{frp}

Ngarkesat në soletë:

$$w_{self} = A_c \cdot \gamma_c = (0.2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}) \cdot 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.7 \text{ kN/m}$$

$$w_s = w_{self} + w_D + w_L = 4.7 + (3 \text{ kPa} \cdot 1 \text{ m}) + (4.8 \text{ kPa} \cdot 1 \text{ m}) = 12.5 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{w_s \cdot l_n}{16} = \frac{\left(12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot (4.1 \text{ m})^2}{16} = 13.13 \text{ kNm}$$

Për ngarkesat e shërbimit

$$(f_f)_s = \varepsilon_f \cdot E_f = 0.002 E_f$$

$$A_f = \frac{M_s}{(f_f)_s \cdot 0.9d} = \frac{M_s}{0.002 E_f \cdot 0.9d} = \frac{13.13 \text{ kNm}}{0.002 \cdot 40800 \text{ kPa} \cdot 0.9 \cdot 161.6 \text{ mm}} = 1106 \text{ mm}^2/\text{m}$$

5. Zgjedhim shufrat FRP dhe llogaritim hapin e tyre

Përdorim shufra GFRP me diametër 12.7 mm:

$$\begin{aligned} A_b &= 144.8 \text{ mm}^2 & f_{fu} &= 690 \text{ MPa} \\ d_b &= 12.7 \text{ mm} & E_f &= 40,800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hapësira ndërmjet shufrave gjehet me:

$$s = \frac{A_b}{A_f} \cdot 1000 \text{ mm} = \frac{144.8 \text{ mm}^2}{1106 \text{ mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} = 130.9 \text{ mm}$$

Zgjedhim një hapësirë $s = 125 \text{ mm}$ midis shufrave.

Sasia e armaturës se nevojshme është:

$$A_f = \frac{A_b}{s} \cdot 1000 \text{ mm} = \frac{144.8 \text{ mm}^2}{125 \text{ mm}} \cdot 1000 \text{ mm} = 1158.4 \text{ mm}^2$$

$$s_{max} = 125 \text{ mm} < \begin{cases} 3 \cdot h = 3 \cdot 200 \text{ mm} = 600 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm} \end{cases}$$

Pra distanca mes shufrave prej 125 mm i ploteson kushtet.

Përcaktojmë formën e shkatërrimit duke krahasuar ρ_f me ρ_{fb} .

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{1158.4}{1000 \cdot 161.6} = 0.00717$$

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= \alpha_1 \beta_1 \frac{\Phi_c}{\Phi_f} \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) = 0.805 \cdot 0.895 \cdot \frac{0.6}{0.75} \cdot \frac{30}{690} \left(\frac{0.0035}{0.0035 + 0.0169} \right) \\ &= 0.0043 \end{aligned}$$

Ku nga tabela marrim vlerat e koeficientëve të rezistencës për betonin dhe shufrat GFRP:

$$\phi_c = 0.60$$

$$\phi_f = 0.75$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \cdot f'_c = 0.805$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \cdot f'_c = 0.8955$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} = \frac{690}{40800} = 0.0169$$

Meqë $\rho_f = 0.00717 > \rho_{fb} = 0.0043$ kemi shkatërrim të zonës së shtypur të betonit.

Tab.5.1 Koeficientët e rezistencës

Materiali	Simboli	Vlera
CSA-S806-02(R07)		
Beton i derdhur në vend	ϕ_c	0.60
Beton i parapregatitur	ϕ_c	0.65
Shufra çeliku	ϕ_s	0.85
Shufra karboni CFRP	ϕ_{frp}	0.75
Shufra xhami GFRP	ϕ_{frp}	0.75
Shufra aramide AFRP	ϕ_{frp}	0.75

6. Kontrollojmë soletën sipas gjendjes kufitare të shërbimit.

Kontrolli do të bëhet për plasaritjet dhe deformimet.

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{40800 \text{ MPa}}{4500\sqrt{30} \text{ MPa}} = 1.66$$

$$k = \sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f = 0.1428$$

Lartësia e aksit neutral është:

$$k \cdot d = 0.1428 \cdot 161.6 \text{ mm} = 23.1 \text{ mm}$$

$$f_c = \frac{M_s}{0.5 \cdot kd \cdot bd(1 - \frac{k}{3})} = \frac{13.13 \text{ kNm}}{0.5 \cdot 23.1 \cdot 1000 \cdot 161.6(1 - \frac{0.1428}{3})} = 7.38 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f'_c = 18 \text{ MPa}$$

Atëherë mund të themi që betoni ka sjelle elastike dhe vlen teoria e Hook.

Kontrollojmë sforcimet dhe deformimet në shufrat GFRP:

$$f_f = \frac{M_s}{A_f \cdot d(1 - \frac{k}{3})} = \frac{13.13 \text{ kNm}}{1158.4 \cdot 161.6(1 - \frac{0.1428}{3})} = 73.64 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f} = \frac{73.64}{40800} = 0.001805 < 0.002$$

Pra plotësohet kushti që plasaritjet nuk përbëjnë problem për ngarkesat e shërbimit, megjithatë, nëse deformimi i kalon 0.0015 (0.15%), CSA 806, e kërkon një kontroll sipas hapjes së të çarave, pra të plasaritjeve.

Kur përdorim armim me shufra polimere qelqi, GFRP, kodi kanadez S806, vendos limite mbi sforcimet maksimale në shufra nën veprimin e ngarkesave të përhershme të normuara duke pranuar sjellje elastike të betonit dhe nën këtë ngarkim.

Ngarkesa e përhershme e normuar llogaritet:

$$w_{f,sus} = 1.25(w_{self} + w_D) + 1.5 \cdot w_{L,sus} = 1.25(4.7 + 3.0) + 1.5 \cdot 0 = 9.625 \text{ kN/m}$$

Momenti në hapësirë:

$$M_{f,sus} = \frac{w_{f,sus} \cdot l_n}{16} = \frac{\left(9.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot (4.1 \text{ m})^2}{16} = 10.11 \text{ kNm}$$

Sforcimet në shufrat FRP janë:

$$f_f = \frac{M_s}{A_f \cdot d \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{10.11 \text{ kNm}}{1158.4 \cdot 161.6 \left(1 - \frac{0.1428}{3}\right)} = 56.7 \text{ MPa} < 0.3f_{f,u} = 165 \text{ MPa}$$

Pra kushti i sforcimeve në armaturë plotësohet dhe përderisa $M_{f,sus} < M_s$, betoni ka sjellje lineare elastike dhe nuk është e nevojshme të bëhet kontrolli i sforcimeve në beton.

7. *Kontrollojmë soletën sipas gjendjes kufitare të fundme, duke patur aftësinë mbajtëse të duhur me minimumin e armimit.*

Kontrollojmë që $M_r > M_f$.

$$w_f = 1.25(w_{self} + w_D) + 1.5 \cdot w_L = 1.25(4.7 + 3.0 \cdot 1) + 1.5 \cdot (4.8 \cdot 1) = 16.825 \text{ kN/m}$$

$$M_f = \frac{w_f \cdot l_n}{16} = \frac{\left(16.825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \cdot (4.1 \text{ m})^2}{16} = 17.67 \text{ kNm}$$

Meqë $\rho_f > \rho_{fb}$ kemi shkatërrim të zonës së shtypur të betonit. Llogaritim sforcimet tërheqëse në armaturën e FRP në castin e shkatërrimit.

Meqë kemi vetëm një shtresë armature:

$$\begin{aligned} f_f &= 0.5E_f \varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\alpha_1 \beta_1 \Phi_c f'_c}{\rho_f \Phi_f E_f \varepsilon_{cu}} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \\ &= 0.5 \cdot 40800 \cdot 0.0035 \left[\left(1 + \frac{4 \cdot 0.805 \cdot 0.895 \cdot 0.6 \cdot 30}{0.00707 \cdot 0.75 \cdot 40800 \cdot 0.0035} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \\ &= 519.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lartësia e zonës së shtypur të betonit do të gjendet me:

$$\beta_1 \cdot c = a = \frac{\Phi_f A_f f_f}{\alpha_1 \Phi_c f'_c b} = \frac{0.75 \cdot 1158.4 \cdot 519.8}{0.805 \cdot 0.6 \cdot 30 \cdot 1000} = 31.2 \text{ mm}$$

Aftësia mbajtëse e seksionit të soletës është:

$$M_r = \Phi_f \cdot A_f \cdot f_f \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 0.75 \cdot 1158.4 \cdot 519.8 \left(161.6 - \frac{31.2}{2} \right) = 65.94 \text{ kNm} > M_f = 12.7 \text{ kNm}$$

pra seksioni është i duhuri.

Tani duhet të kontrollojmë që armimi kënaq kushtin e armimit minimal të lejuar bazuar në kushtin që $M_r \geq 1.5 M_{cr}$

Momenti që mban seksioni i plasaritur gjendet:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t}$$

Ku sforçimi në betonin e plasaritur është:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \sqrt{30 \text{ MPa}} = 3.4 \text{ MPa}$$

Momenti i inercisë për seksionin e plasaritur të transformuar në të plotë:

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + (n_f - 1) \cdot A_f \cdot (y_t - d_c)^2 = 669.56 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Ku y_t është distanca nga qendra e seksionit të paplasaritur të transformuar.

$$y_t = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (n_f - 1) \cdot A_f \cdot d_c}{b \cdot h + (n_f - 1) \cdot A_f} = 99.8 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t} = \frac{3.4 \cdot 669.56 \cdot 10^6}{99.8} = 22.81 \text{ kNm}$$

$$\text{Atëherë: } M_r = 65.94 \text{ kNm} \geq 1.5 M_{cr} = 1.5 \cdot 22.81 \text{ kNm} = 34.21 \text{ kNm}$$

Soleta ka kapacitetin e duhur që të parandalojë shkatërrimin prej plasaritjeve.

5.1.2 Llogaritim traun në hapësirën e mesit:

Hapësira e dritës së traut është 12 m dhe seksioni konsiderohet T meqë betonohet njëherësh me soletën. Zgjedhim si armim shufra CFRP me diametër 12.7 mm për armim gjatësor dhe 9.5 mm për stafat me modul elasticiteti $E_f = 147000 \text{ MPa}$.

1. Përcaktojmë gjerësinë b_f të traut sipas CSA A23.3-04:

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0.2L = 400 + 0.2 \cdot 12,400 = 2880 \text{ mm} \\ b_w + 24h_f = 400 + 24 \cdot 200 = 5200 \text{ mm} \\ b_w + L_s = 400 + (4500 - 400) = 4500 \text{ mm} \end{cases}$$

Zgjedhim $b_f = 2880 \text{ mm}$

2. Marrim një lartësi të pranueshme të seksionit:

Nga CSA A23.3-04 për trarët e vazhduar:

$$h_s = \frac{l_n}{21} = \frac{12000}{21} = 571.4 \text{ mm}$$

Deformimi limit i CFRP për gjendjen kufitare të shërbimit merret 0.002.
Për trarët T kemi:

$$\alpha_d = 0.5 + 0.03 \frac{b_f}{b_w} - \frac{b_f}{80 \cdot h_s} = 0.5 + 0.03 \frac{2880}{400} - \frac{2880}{80 \cdot 571.4} = 0.65$$

$$\left(\frac{l_n}{h}\right)_f = \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f}\right)^{\alpha_d} \cdot \left(\frac{l_n}{h}\right)_s = \left(\frac{0.6 \cdot 0.002}{0.002}\right)^{0.65} \cdot 21 = 15.06$$

Atëherë për FRP:

$$h = \frac{l_n}{21} = \frac{12000 \text{ mm}}{15.06} = 796.8 \text{ mm}$$

Përdorim $h = 800 \text{ mm}$

Përmasat e traut janë.

$$\begin{aligned} b_f &= 2880 \text{ mm} & h_f &= 200 \text{ mm} \\ b_w &= 400 \text{ mm} & h &= 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Llogaritim lartësinë efektive të traut:

Pranojmë që kemi 2 shtresa armature:

$$d = h - 90 = 800 - 90 = 710 \text{ mm}$$

4. Llogaritim sasinë e armaturës në tra:

Përmasa e soletës që shkarkon mbi tra është 4.5 m. Llogaritim ngarkesat që shkarkojnë në tra:

$$w_{self} = A_c \cdot \gamma_c = [0.20 \cdot 4.5 + (0.80 - 0.20) \cdot 0.40] \cdot 23.5 \frac{kN}{m^3} = 26.79 kN/m$$

$$w_D = 3 kPa \cdot 4.5 m = 13.5 kN/m$$

$$w_L = 4.8 kPa \cdot 4.5 m = 21.6 kN/m$$

$$w_S = w_{self} + w_D + w_L = 61.89 kN/m$$

Momenti maksimal për ngarkesat e shërbimit është:

$$M_s = \frac{w_s \cdot l_n^2}{16} = \frac{61.89 \cdot 12^2}{16} = 557 kNm$$

Gjejmë sasinë e nevojshme të armaturës:

$$A_f = \frac{M_s}{(f_f)_s \cdot 0.9d} = \frac{M_s}{0.002E_f \cdot 0.9d} = \frac{557 kNm}{0.002 \cdot 147000 MPa \cdot 0.9 \cdot 710 mm} = 2964.9 mm^2$$

5. Zgjedhim shufrat FRP:

Përdorim shufra CFRP me diametër 12.7 mm:

$$\begin{aligned} A_b &= 109.3 mm^2 & f_{f,u} &= 2250 MPa \\ d_b &= 12.7 mm & E_f &= 147000 MPa \end{aligned}$$

Atëherë sasia e shufrave në tra :

$$n_{bars} = \frac{A_f}{A_{b,shufres}} = \frac{2965 mm^2}{109.3 mm^2} = 27.1 shufra$$

Përcaktojmë sasinë maksimale të shufrave që mund të vendosen në një shtresë bazuar në kushtet teknike të hapësirës ndërmjet shufrave:

$$s \geq \begin{cases} 1.4 d_b = 17.8 mm \\ 1.4 (\text{permasen maksimale te agregatit}) = 26.6 mm \\ 30 mm \end{cases}$$

Pranojmë $s = 30 mm$ dhe shtresën mbrojtëse të betonit $2.5 d_b = 2.5 \cdot 12.7 = 32 mm$ ose jo më pak se 40 mm, pra $c = 40 mm$.

Për stafa me diametër 9 mm hapësira e pastër e betonit është: $c_{st} = 40 - 9 = 31 mm$.

Atëherë numri i shufrave për një shtresë do të jetë:

$$n = \frac{b_w - 2c_{st} - 2d_{st} + s}{d_b + s} = \frac{400 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 9 + 30}{12.7 + 30} = 8.2 shufra$$

Pra numri maksimal i shufrave që mund të vendosen në një shtresë është 8, ndaj jemi të detyruar ti vendosim në më shumë shtresa.

Le të provojmë fillimisht 2 shtresa me nga 8 shufra edhe pse është më pak se se numri i duhur prej 27 shufrash. Megjithatë kjo duhet provuar.

Duke përdorur 16 shufra CFRP me diametër 12.7 mm kemi një sipërfaqe $A_{frp} = 1748.8 \text{ mm}^2$ pra nga 874.4 mm^2 për cdo shtresë.

Llogaritim tani lartësinë efektive të traut:

$$d_1 = h - c - \frac{d_b}{2} = 800 - 40 - \frac{12.7}{2} = 753.7 \text{ mm (shtresa e pare)}$$

$$d_2 = d_1 - d_b - s_{min} = 753.7 - 12.7 - 30 = 711 \text{ mm (shtresa e dyte)}$$

Pranojmë:

$$d_{mes} = \frac{d_1 + d_2}{2} = 732.3$$

Shohim tani se cila është mënyra e shkatërrimit të traut duke krahasuar ρ_f dhe ρ_{fb} .

Siç e dimë, procedura e llogaritjes tek trarët me seksion T varet se ku bie aksi neutral, në mur apo në brinjë, pasi po ra në mur ndryshon nga llogaritjet si për seksionet katërkëndorë, por meqënëse zakonisht trarët me seksion T kanë gjerësi të mjaftueshme të brinjës, aksi neutral bie në brinjë dhe llogaritjet bëhen njësoj si për trarë me seksion katërkëndor. Supozojmë që bie në brinjë dhe e kontrollojmë këtë gjë gjatë llogaritjeve.

Dhe pse armatura vendoset në dy shtresa, ne mund ta llogaritim ρ_f duke përdorur lartësinë efektive mesatare të traut:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b_f \cdot d_{mes}} = \frac{1748.8 \text{ mm}^2}{2880 \text{ mm} \cdot 732.3 \text{ mm}^2} = 0.000829$$

$$\rho_{fb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\Phi_c}{\Phi_f} \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) = 0.805 \cdot 0.895 \cdot \frac{0.6}{0.75} \cdot \frac{30}{2250} \left(\frac{0.0035}{0.0035 + 0.0153} \right) = 0.00143$$

Ku:

$$\phi_c = 0.60$$

$$\phi_f = 0.75$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \cdot f'_c = 0.805$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \cdot f'_c = 0.895$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} = \frac{2250}{147000} = 0.0153$$

Meqë $\rho_f = 0.000829 < \rho_{fb} = 0.00143$ kemi shkatërrim të shufrave FRP që punojnë në tërheqje.

Kontrollojmë nëse aksi neutral bie vërtet në brinjë.

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d_1 = \left(\frac{0.0035}{0.0035 + 0.0153} \right) 753.7 \text{ mm} = 140.3 \text{ mm}$$

Shohim që $c_b = 140.3 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$ dhe duke iu referuar figurës, kjo ndodh për rastin kur kemi shkatërrim të shufrave në tërheqje, pra aksi neutral bie në brinjën e seksionit tërthor.

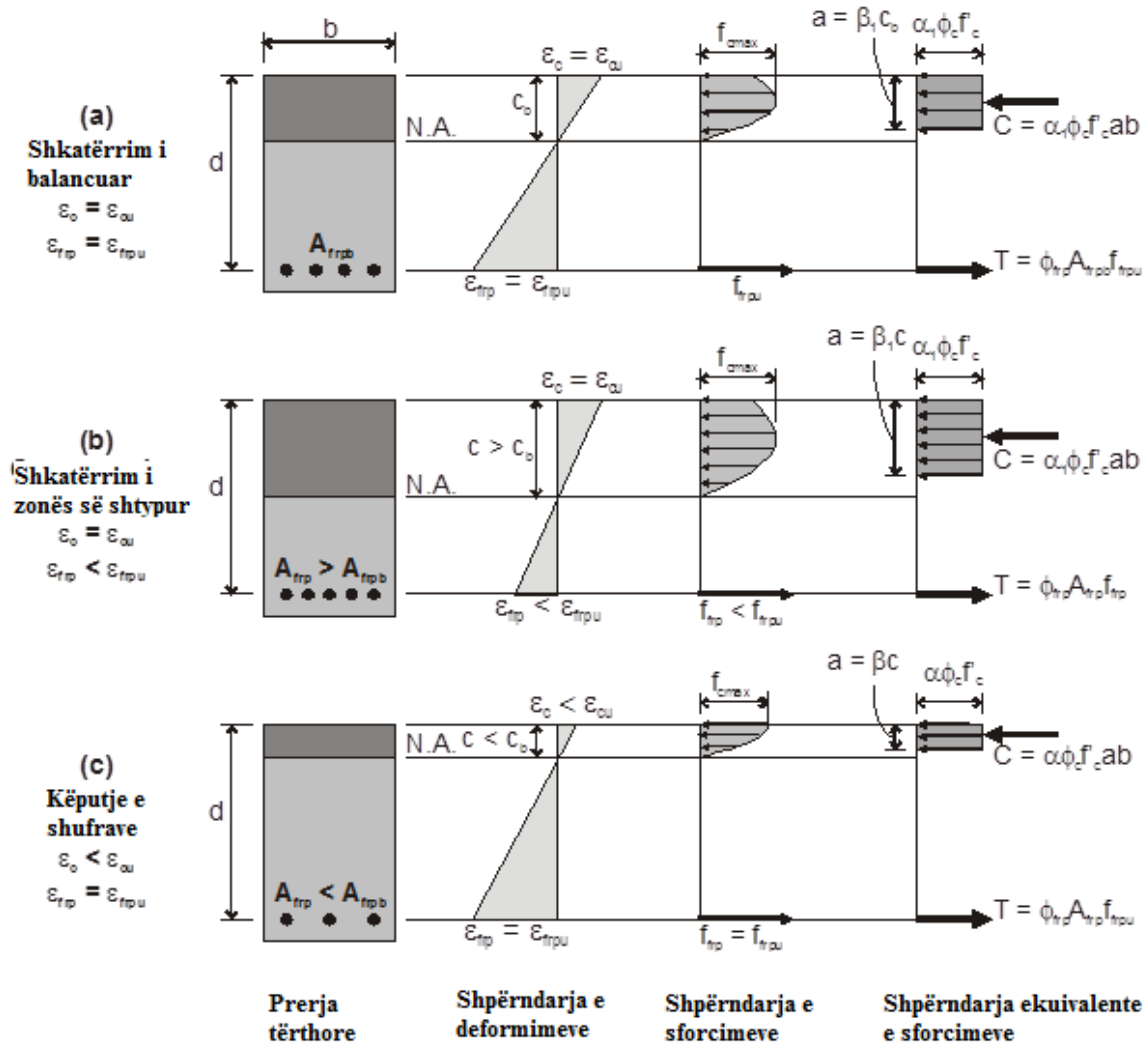


Fig. 5.2 Format e ndryshme të shkatërrimit të një elementi betoni të armuar me shufra FRP

6. Kontrollojmë traun sipas gjendjes kufitare të shërbimit.

Kontrolli do të bëhet për plasaritjet dhe deformimet. Pranojmë sërish që aksi bie në brinjë. Duke pranuar deformim elastik të betonit, pranohet që trau sillet si tra me seksion katërkëndor me gjerësi $b = b_f$ dhe të dy shtresat e armaturës të konsiderohen si një e vetme duke përdorur d_{mes} .

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{147000 \text{ MPa}}{4500\sqrt{30} \text{ MPa}} = 5.96$$

$$k = \sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f = 0.0946$$

Lartësia e aksit neutral është: $c = k \cdot d_{mes} = 0.0946 \cdot 732.3 \text{ mm} = 69.3 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$

Pra aksi neutral bie në brinjë.

$$f_c = \frac{M_s}{0.5 \cdot k d \cdot b d (1 - \frac{k}{3})} = \frac{557 \text{ kNm}}{0.5 \cdot 69.3 \cdot 2880 \cdot 732.3 (1 - \frac{0.0946}{3})} = 7.87 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f'_c = 18 \text{ MPa}$$

Atëherë mund të themi që betoni ka sjelle elastike dhe vlen teoria e Hook.

Kontrollojmë sforcimet dhe deformimet në shufrat GFRP:

$$f_f = \frac{M_s}{A_f \cdot d (1 - \frac{k}{3})} = \frac{557 \text{ kNm}}{1748.8 \cdot 732.3 (1 - \frac{0.0946}{3})} = 449.1 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_f)_{mes} = \frac{f_f}{E_f} = \frac{449.1 \text{ MPa}}{147000 \text{ MPa}} = 0.003055 > 0.002$$

Kuptohet që deformimi maksimal ndodh në shtresën e poshtme të armaturës. Për të shprehur deformimin në këtë shtresë, shpërndajmë deformimin mesatar:

$$\varepsilon_1 = \frac{(d_1 - kd)}{(d_{mes} - kd)} \cdot (\varepsilon_f)_{mes} = \frac{(753.7 - 69.3)}{(732.3 - 69.3)} \cdot 0.003055 = 0.003153$$

Deformimi maksimal i FRP është më i madh se deformimi limit ndaj duket se plasaritja e betonit paraqet problem për gjendjen kufitare të shërbimit. Kjo ndodh sepse sasia e armaturës prej 16 shufrash është më e vogël se ajo që duhet prej rreth 21 shufrash. Kjo nuk do të thotë se dhe kjo sasi është e pamjaftueshme për të mos lejuar plasaritjet, por duhet provuar nga llogaritjet sipas hapjes së të plasurave. CSA S806 kërkon një kontroll të tillë nëse deformimet e FRP nën ngarkesat e shërbimit e kalojnë vlerën 0.0015.

E bëjmë këtë kontroll.

Meqënëse $\varepsilon_f = 0.0024 > 0.0015$ gjejmë parametrin z:

$$z = k_b \cdot \frac{E_s}{E_f} \cdot f_f \sqrt[3]{d_c \cdot A} \leq \begin{cases} 45 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ për ekspozim të brendshëm} \\ 38 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ për ekspozim të jashtëm} \end{cases}$$

Ku:

f_f - forca tërheqëse që vepron në shtresën e fundit të shufrave FRP

k_b - koeficient që merr parasysh aderencën e FRP me betonin, për karakteristika të ngjashme me ato të shufrave të vjaskuara të çelikut, $k_b = 1.0$, për më të ulëta se ato të çelikut, $k_b > 1.0$, ndërsa kur ato janë më të mira, $k_b < 1.0$. Rekomandohet 1.2.

d_c - shtresa mbrojtëse e betonit, prej aksit së armaturës së tërhequr, deri në faqen e jashtme të betonit në mm (mos të merret mbi 50 mm)

A - sipërfaqja efektive e seksionit që punon në tërheqje dhe që rrethon armaturën gjatësore dhe ka të njëjtin aks simetrie me shufrat pjes sipërfaqja e seksionit që punon në tërheqje dhe që rrethon armaturën gjatësore dhe ka të njëjtin aks simetrie me shufrat, pjesvuar me numrin e shufrave: $A = \frac{b \cdot 2(x)}{n} = \frac{b \cdot 2(h - d_{mes})}{n}$

Këto jepen në figurën e mëposhtme.

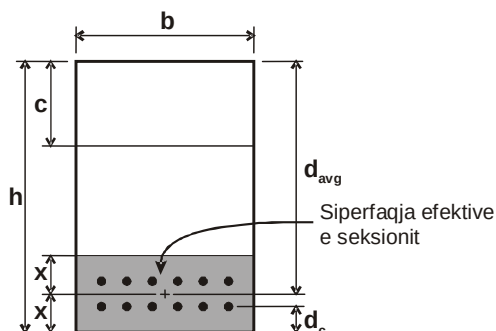


Fig. 5.3 Karakteristikat gjeometriket të seksionit

$$d_c = h - d_1 = 800 - 753.7 = 46.3 < 50 \text{ mm ndaj përdorim } d_c = 46.3 \text{ mm}$$

$$x = h - d_{mes} = 800 - 732.3 = 67.7 \text{ mm}$$

$$A = \frac{b \cdot 2(x)}{n} = \frac{400 \cdot 2 \cdot 67.7}{16} = 3385 \text{ mm}^2 / \text{shufer}$$

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_f = 147000 \text{ MPa} \cdot 0.003055 = 449.1 \text{ MPa}$$

Atëherë

$$z = k_b \cdot \frac{E_s}{E_f} \cdot f_f \sqrt[3]{d_c \cdot A} = 1.2 \cdot \frac{200000}{147000} \cdot 449.1 \cdot \sqrt[3]{46.3 \cdot 3385} = 39.53 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} < \frac{45 \text{ kN}}{\text{mm}}$$

Meqënëse z është më i vogël se limiti i lejuar si për ekspozim të brendshëm, ashtu dhe të jashtëm, mund të themi se kërkesat për gjendjen kufitare të shërbimit sipas kontrollit të plasaritjeve, janë plotësuar dhe pse deformimi i FRP ekalon vlerën kufitare prej 0.002.

7. Kontrollojmë traun sipas gjendjes kufitare të fundme.

Kjo bëhet në funksion të rezistencë së nevojshme dhe sasisë minimale të armimit.

Kontrollojmë që $M_r > M_f$.

$$w_f = 1.25(w_{self} + w_D) + 1.5 \cdot w_L = 1.25(26.79 + 13.5) + 1.5 \cdot (21.6) = 82.76 \text{ kN/m}$$

$$M_f = \frac{w_f \cdot l_n^2}{16} = \frac{(82.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) \cdot (12 \text{ m})^2}{16} = 744.8 \text{ kNm}$$

Meqë $\rho_f < \rho_{fb}$ kemi shkatërrim të zonës së tërhequr të betonit dhe gjithashtu aksi neutral ra në brinjë sepse $c_b < h_f$, ndaj llogaritjet do të kryhen si për tra me seksion katërkëndor me $b = b_f$. Të dy shtresat e FRP duhen trajtuar veç e veç, duke patur secila rezultanten e vetë të sforcimeve tërheqëse.

Meqë $\rho_f = 0.000829 \ll \rho_{fb} = 0.00143$ dhe c është shumë poshtë c_b , ndaj si vlerë paraprake marrim $c \cong \frac{c_b}{2} = 60 \text{ mm}$.

Shkatërrimi ndodh në shtresën më të poshtme të armaturës e cila arrin sforcimin apo deformimin limit që con në thyerrje, ndaj llogaritjet për deformimet do të bëhen për $\varepsilon_{f1} = \varepsilon_{fu}$ në distancën d_1 :

$$\varepsilon_{f1} = \varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} = \frac{2250}{147000} = 0.0153$$

(deformimi relativ në rreshtin e parë të armaturës)

$$\varepsilon_{f2} = \frac{(d_2 - c)}{(d_1 - c)} \cdot \varepsilon_{fu} = \frac{(711 - 60)}{(753.7 - 60)} \cdot 0.0153 = 0.0143$$

(deformimi relativ në rreshtin e dytë të armaturës)

$$\varepsilon_c = \frac{c}{(d_1 - c)} \cdot \varepsilon_{fu} = \frac{60}{(753.7 - 60)} \cdot 0.0153 = 0.00132 < \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

(deformimi relativ në fibrat e sipërme të betonit)

Llogaritim forcat tërheqëse në secilën prej rreshtave të armaturës:

$$T_1 = \phi_f \cdot A_{f1} \cdot f_f = 0.75 \cdot 874.4 \text{ mm}^2 \cdot 2250 \text{ MPa} = 1475 \text{ kN}$$

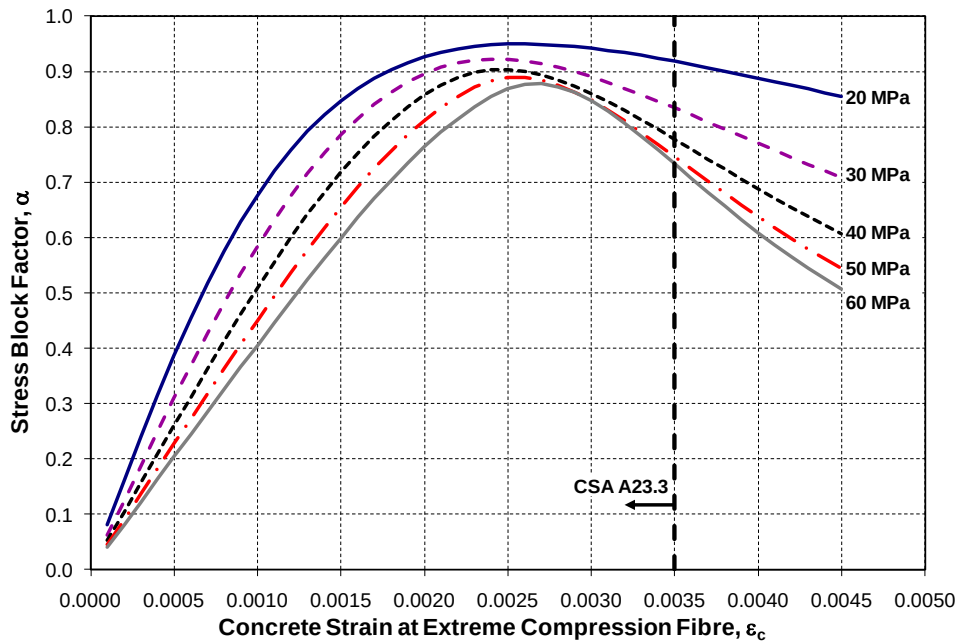
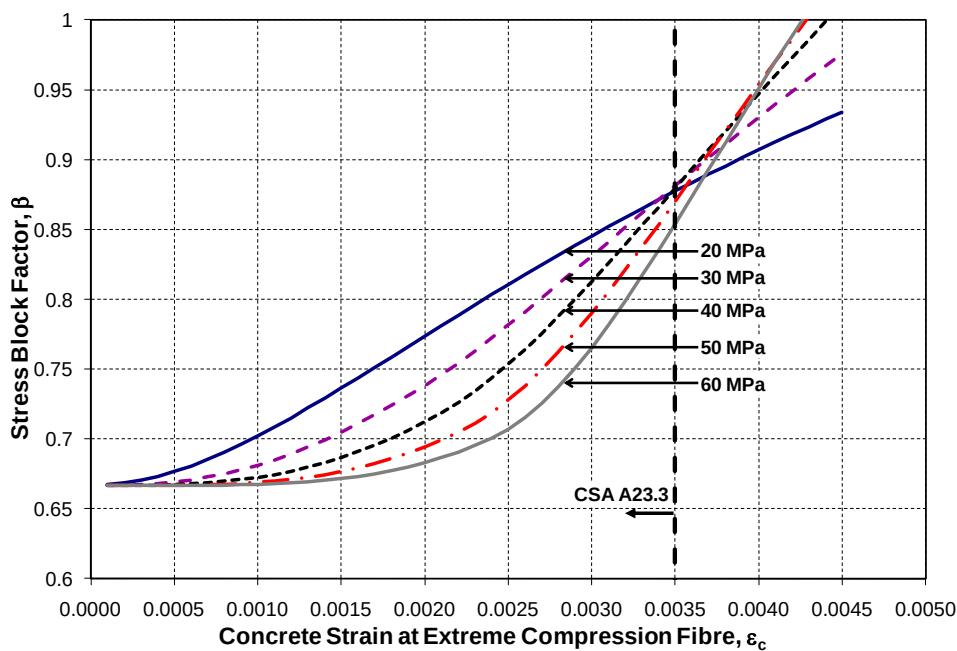
$$T_2 = \phi_f \cdot A_{f2} \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{f2}) = 0.75 \cdot 874.4 \text{ mm}^2 \cdot (147000 \text{ MPa} \cdot 0.0143) = 1378 \text{ kN}$$

Forca rezultante tërheqëse është:

$$T = T_1 + T_2 = 1475 + 1378 = 2853 \text{ kN}$$

Forca shtypëse në jepet me: $C = \alpha \cdot \phi_c \cdot f'_{cf} \cdot \beta \cdot c \cdot b_f$.

Meqenëse deformimi në fibrat e sipërme të betonit është më e vogël se ajo e shkatërrimit, α dhe β , gjenden nga grafikët e mëposhtëm:


 Fig. 5.4 Koeficienti α për katërkëndëshin ekuivalent të sforcimeve për betonin

 Fig. 5.5 Koeficienti β për katërkëndëshin ekuivalent të sforcimeve për betonin

Nga grafiket, për beton me deformim $\epsilon_c = 0.00143$ dhe me kurbën 30 MPa, gjejmë $\alpha = 0.76$ dhe $\beta = 0.70$. Atëherë:

$$C = \alpha \cdot \phi_c \cdot f'_f \cdot \beta \cdot c \cdot b_f = 0.76 \cdot 0.6 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 0.7 \cdot 60 \text{ mm} \cdot 2880 \text{ mm} = 1655 \text{ kN}$$

Nga ekuilibrin e forcave në seksionin tërthor:

$$C = 1655 \text{ kN} < T = 2853 \text{ kN}$$

Meqë $C < T$, pozicioni i aksit neutral nuk është i duhuri, pasi c duhet të jetë më shumë se 60 mm dhe kërkohet një llogaritje e re. Vlerën e re të c , mund ta gjejmë duke u nisur nga e kundërta e duke barazuar $C=T$.

$$C = \alpha \cdot \phi_c \cdot f'_f \cdot \beta \cdot c \cdot b_f = T = T_1 + T_2 = 2853 \text{ kN} \rightarrow c = 103.5 \text{ mm}$$

$$c_{mes} = \frac{1}{2}(60 + 103.5) = 81.8 \text{ mm}$$

Përdorim këtë vlerë për llogaritjen e dytë.

$$\varepsilon_{f1} = \varepsilon_{fu} = 0.0153 \text{ (deformimi relativ në rreshtin e parë të armaturës)}$$

$$\varepsilon_{f2} = \frac{(d_2 - c)}{(d_1 - c)} \cdot \varepsilon_{fu} = \frac{(711 - 81.8)}{(753.7 - 81.8)} \cdot 0.0153 = 0.0143$$

(deformimi relativ në rreshtin e dytë të armaturës)

$$\varepsilon_c = \frac{c}{(d_1 - c)} \cdot \varepsilon_{fu} = \frac{81.8}{(753.7 - 81.8)} \cdot 0.0153 = 0.00186 < \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

(deformimi relativ në fibrat e sipërme të betonit)

$$T_1 = \phi_f \cdot A_{f1} \cdot f_f = 0.75 \cdot 874.4 \text{ mm}^2 \cdot 2250 \text{ MPa} = 1475 \text{ kN}$$

$$T_2 = \phi_f \cdot A_{f2} \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{f2}) = 0.75 \cdot 874.4 \text{ mm}^2 \cdot (147000 \text{ MPa} \cdot 0.0143) = 1378 \text{ kN}$$

Forca rezultante tërheqëse është:

$$T = T_1 + T_2 = 1475 + 1378 = 2853 \text{ kN}$$

Nga tabelat, për beton me deformim $\varepsilon_c = 0.00186$ dhe me kurbën 30 MPa, gjejmë $\alpha = 0.87$ dhe $\beta = 0.73$. Atëherë:

$$C = \alpha \cdot \phi_c \cdot f'_f \cdot \beta \cdot c \cdot b_f = 0.873 \cdot 0.6 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 0.732 \cdot 81.8 \text{ mm} \cdot 2880 \text{ mm} = 2710 \text{ kN}$$

Nga ekuilibri i forcave në seksionin tërthor:

$$C = 2710 \text{ kN} < T = 2853 \text{ kN}$$

Kësaj rradhe ekuilibri thuhet se arrihet (pasi diferenca është më pak se 20%), ndaj lartësia e aksit neutral prej 81.8 mm e kënaq ekuilibrin e seksionit tërthor. Tani mund të llogaritim aftësinë mbajtëse të seksionit.

$$\begin{aligned} M_r &= \phi_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fu} \left(d_1 - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) + \phi_f \cdot A_{f2} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f2} \left(d_2 - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) \\ &= 1475 \text{ kN} \left(753.7 - \frac{0.732 \cdot 81.8}{2} \right) + 1378 \text{ kN} \left(711 - \frac{0.732 \cdot 81.8}{2} \right) \\ &= 2006 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_r = 2006 \text{ kNm} > M_f = 744.8 \text{ kNm}$ pra seksioni i kënaq kushtet sipas gjendjes kufitare të fundme.

Në fund, kontrollojmë që dhe kushti për armimin minimal të seksionit të kënaqet pra kushtin që $M_r \geq 1.5 M_{cr}$.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t}$$

Ku sforçimi në betonin e plasaritur është:

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{30 \text{ MPa}} = 3,4 \text{ MPa}$$

Momenti i inercisë për seksionin e plasaritur të transformuar në të plotë:

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 + (n_f - 1) \cdot A_f \cdot (y_t - d_c)^2 = 67.85 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Ku y_t është distanca nga qendra e seksionit të paplasaritur të transformuar.

$$y_t = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (n_f - 1) \cdot A_f \cdot d_c}{b \cdot h + (n_f - 1) \cdot A_f} = 780 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t} = \frac{3,4 \cdot 67.85 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{780} = 295.8 \text{ kNm}$$

$$\text{Atëherë: } M_r = 1847 \text{ kNm} \geq 1.5 M_{cr} = 1.5 \cdot 295.8 \text{ kNm} = 444 \text{ kNm}$$

Trau ka kapacitetin e duhur që të parandalojë shkatërrimin prej plasaritjeve.

Për të thjeshtuar veprimet, në vend të I_b mund të përdorim I_g , gjë që thjesht jep rezultate më pak konservative përsa i përket sasisë minimale të armimit.

8. Kontrollojmë aftësinë mbajtëse të traut nga forcat prerëse.

Forca prerëse në mbështetje do të jetë:

$$V = 2 \cdot \frac{w_f \cdot l_n}{2} = 2 \cdot \frac{82.76 \text{ kN} \cdot 12 \text{ m}}{2} = 993.1 \text{ kN}$$

Forca prerëse që përballon betoni është:

$$V_c = \frac{5}{2} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c = \frac{5}{2} \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 69.3 = 768.46 \text{ kN} < V = 993.1 \text{ kN}$$

Pranojmë që stafat CFRP me diametër 9.5 mm me $E_{fv} = 147000$ MPa, janë vendosur nga dy pra numri i degëve është 4 dhe në një distancë 100 mm nga njëra tjetra. Sipërfaqja e prerjes tërthore të secilës degë është 70.9 mm^2 , pra në total në një prerje kemi $A_{fv} = 4 \cdot 70.9 = 283.6 \text{ mm}^2$. Pranohet një rreze e kthimit të shufrës prej 50 mm.

Forca prerëse që përballon armimi FRP është:

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d_f}{s}$$

Ku:

$$A_{fv} = 283.6 \text{ mm}^2$$

$$d_f = d_{mes} = 732.3 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{fv} = 0.004E_f \leq f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.3\right) f_{fu} \leq f_{fu} = 2250 \text{ MPa}$$

$$f_{fv} = 0.004 \cdot 147000 = 588 \text{ MPa} \leq f_{fb} = \left(0.05 \frac{50}{9.5} + 0.3\right) \cdot 2250 = 1267 \text{ MPa} \leq f_{fu} \\ = 2250 \text{ MPa}$$

Atëherë:

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d_f}{s} = \frac{283.6 \cdot 588 \cdot 732.3}{200} = 610.6 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_f = 379.6 + 610.6 = 990.2 \text{ kN} \cong V = 993.1 \text{ kN}$$

Shihet që betoni bashkë me stafat e përballojnë forcën prerëse në seksion

5.2 Llogaritja e uljeve të një trau betoni të armuar me shufra GFRP, sipas kodeve dhe modeleve të ndryshme llogaritëse

Trau i marrë në shqyrtim është i brendshëm dhe me hapësirë drite $l = 4 \text{ m}$, me rezistencë cilindrike të betonit $f'_c = 30 \text{ MPa}$, nën veprimin e një ngarkese të përkohshme shërbimi $P = 36 \text{ kN/m}$ të ndarë në dy pika. Përmasat e seksionit tërthor të traut janë $250 \times 400 \text{ mm}$. Armimi gjatësor i menduar do të jetë prej 4 shufrash $\varnothing 16 \text{ GFRP}$, ndërsa stafat $\varnothing 9.5 \text{ GFRP}$. Karakteristikat mekanike të shufrave GFRP jepen në tabelën e mëposhtme.

Tab.5.2 Karakteristikat mekanike të shufrave GFRP

Rezistenca në tërheqje f_{fu}^*	90,000 psi	620 MPa
Deformimi i fundëm në këputje ε_{fu}^*	0,014	0,014
Moduli i elasticitetit E_f	6,500,000	44,800 MPa

Siç është përmendur dhe më parë ekzistojnë metoda të ndryshme të llogaritjes së uljeve sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS), pasi ende nuk ka ende një metodë përfundimtare pasi varet shumë prej rezultateve eksperimentale prej të cilave dalin dhe përkufizimet teorike. Llogaritjet do të bëhen sipas disa prej metodave dhe kodeve të ndryshëm, por vetëm dy prej kryesoreve do të paraqiten duke parë në brendësi rrugën e llogaritjeve, ndërsa përse u përket metodave të tjera, rezultatet do të përmbledhen në një tabelë nga ku do të bëhen krahasimet dhe do të nxirren konkluzionet përkatëse.

5.2.1 Llogaritjet sipas ACI 440R-96

1. Përmasimi fillestar i seksionit të traut

Bazuar në tabelën e mëposhtme përcaktojmë përmasat fillestare të prerjes tërthore të traut. Meqë trau është i mbështetur lirisht e marrim lartësinë e seksionit të tij sa $1/10$ e hapësirës së dritës:

$$h = \frac{l}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}.$$

Tab.5.3 Trashësitë minimale të elementëve prej betoni

	Trashësia minimale h			
	E mbështetur lirisht	Njërin krah të vazhduar	Të dy krahët të vazhduar	Konsol
Soletë e plotë e vazhduar	$l/3$	$l/17$	$l/22$	$l/5.5$
Trau	$l/10$	$l/12$	$l/16$	$l/4$

Provojmë si lartësi për llogaritjet fillestare $h = 40 \text{ cm}$.

Përzgjedhim 4 shufra GFRP me diametër Ø16 mm si armim gjatësor të traut dhe me Ø 9.5 mm si armim tërthor (stafa). Shtresën mbrojtëse pranojmë 35 mm. Për të mbajtur 4 shufra Ø16 mm përzgjidhet një gjerësi e seksionit të traut $b = 250 \text{ mm}$.

Llogaritim lartësinë efektive të traut:

$$d = h - c_{mbr} - d_{stafes} - \frac{d_f}{2} = 400 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - 9,5 \text{ mm} - \frac{16}{2} \text{ mm} \approx 345 \text{ mm}$$

2. Llogaritim ngarkesat dhe momentin në tra

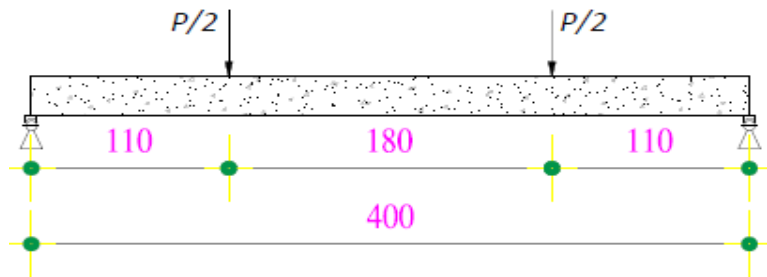


Fig. 5.6 Skema e ngarkimit të traut

Ngarkesa nga peshën vetjake është:

$$w_{DL} = w_{SW} = b \cdot h \cdot \gamma = 0,25 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \left(\frac{1,2 \cdot w_{DL} \cdot l^2}{8} \right) + \left[\frac{\left(1,7 \frac{P}{2} \cdot l \right)}{4} \right] = \left(\frac{1,2 \cdot 2,4 \text{ kN/m} \cdot (4 \text{ m})^2}{8} \right) + \left(\frac{1,2 \cdot 18 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m}}{4} \right) = 36,36 \text{ kNm}$$

3. Llogaritim sforcimet e fundme në shufrat FRP

Meqë trau do të gjendet në mjedis të brendshëm pra i paekspozuar ndaj kushteve të motit, për shufra GFRP (fibra xhami), prej tabelës 4.2, marrim koeficientin e reduktimit mjedisor $C_E = 0,8$.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,8 \cdot 620 \text{ MPa} = 496 \text{ MPa}$$

4. Llogaritim sasinë e shufrave FRP

Llogaritim përqindjen e balancuar të armimit të shufrave FRP.

$$\rho_{fb} = 0,85 \frac{f'_c}{f_{fu}} \beta_1 \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) = 0,85 \frac{30}{496} 0,85 \left(\frac{44800 \cdot 0,003}{44800 \cdot 0,003 + 496} \right) = 0,0093$$

Marrim si armim fillestar gjatësor 2 shufra GFRP me diametër Ø16 mm me $A_f = 402 \text{ mm}^2$.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{402}{250 \cdot 345} = 0,00466$$

Shohim se $\rho_{frp} < \rho_{fb}$, pra jemi në rastin e një seksioni të armuar pak. Në këtë rast ndodh më parë këputja e shufrave të GFRP. Gjejmë sforcimin në shufrat GFRP:

Momenti që mund të mbajë seksioni jepet me:

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

Ku produkti $\beta_1 \cdot c$ ndryshon në varësi të karakteristikave të shufrave dhe përqindjes së armimit. Ai e arrin vlerën maksimale për $\beta_1 \cdot c_b$, pra për castin kur arrihet deformimi i fundëm i betonit $\varepsilon_{cu}=0.003$, dhe c_b është distanca nga aksi neutral deri tek faqja e sipërme e zonës së shtypur të betonit ndaj formula mund të thjeshtohet duke patur dhe një siguri më të madhe:

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) = 402 \cdot 496 \left(345 - \frac{0.85 \cdot 60.88}{2} \right) = 63.63 \text{ kNm ku}$$

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.014} \right) 345 \text{ mm} = 60.88 \text{ mm}$$

Koeficienti reduktimit të rezistencës për elementë pak të armuar është $\Phi = 0.55$.

Kontrollojmë që $\phi M_n = 0.55 \cdot 63.63 = 35 \text{ kNm} \geq M_u = 33.6 \text{ kNm}$, pra kushti plotësohet dhe armimi është i duhuri.

5. Llogaritim gjerësinë e plasaritjeve të lindura në tra

Llogaritim sforcimet në shufra nën veprimin e ngarkesave të përhershme dhe të përkohshme.

$$M_{DL} = \left(\frac{w_{DL} \cdot l^2}{8} \right) = \left(\frac{2.4 \text{ kN/m} \cdot (4 \text{ m})^2}{8} \right) = 4.8 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = \left[\frac{\left(\frac{P}{2} \cdot l \right)}{4} \right] = \left(\frac{18 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m}}{4} \right) = 18.00 \text{ kNm}$$

$$M_{DL+LL} = M_{DWL} + M_{DPL} = 10.80 \text{ kNm} + 12.00 \text{ kNm} = 22.8 \text{ kNm}$$

$$n_{frp} = \frac{E_f}{E_c} = \frac{E_f}{4750 \sqrt{f'_c}} = \frac{44800 \text{ MPa}}{4750 \sqrt{30 \text{ MPa}}} = 1,722$$

$$k = \sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f = \sqrt{(0,00466 \cdot 1,722)^2 + 2 \cdot 0,00466 \cdot 1,722} - 0,00466 \cdot 1,722 = 0,119$$

$$f_f = \frac{M_{DL+LL}}{A_f \cdot d(1 - \frac{k}{3})} = \frac{22.8 \text{ kNm}}{402 \cdot 345(1 - \frac{0.119}{3})} = 171.2 \text{ MPa}$$

Gjejmë β , që është raporti midis distancës nga aksi neutral deri tek faqja e jashtme e betonit dhe distancës nga aksi neutral deri te armatura dhe zakonisht merret tek 1.2.

$$\beta = \frac{h-x}{d-x} = \frac{h-kd}{d(1-k)} = \frac{400-0.119 \cdot 345}{345(1-0.119)} = 1.18$$

Largësia nga faqja e poshtme e betonit të traut deri te aksi i shufrave GFRP është

$$d_c = h - d = 400 - 345 = 55 \text{ mm}$$

Distanca midis shufrave është:

$$s = b - 2d_c = 250 - 2 \cdot 55 = 140 \text{ mm}$$

6. Gjejmë madhësinë e plasaritjeve bazuar në formulën 5.5 ku k_b e marrim 1.4 në mënyrë konservative sipas rekomandimeve:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 2 \frac{171.2}{44800} \cdot 1.18 \cdot 1.4 \cdot \sqrt{(55)^2 + \left(\frac{140}{2}\right)^2} = 1.12 \text{ mm}$$

$$> 0.7 \text{ mm}$$

pra ky armim nuk na siguron dot punën e traut ndaj plasaritjeve. Për këtë arsye duhet marrë një armim më i madh.

Marrim 4 shufra GFRP me diametër Ø16 mm me $A_f = 802 \text{ mm}^2$.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{804}{250 \cdot 345} = 0.00932$$

Shohim se $\rho_{fb} < \rho_{frp} < 1.4 \cdot \rho_{fb} = 0.013$ pra jemi në rastin e një seksioni të mbiarmuar apo më mirë të armuar thuasht sa gjendja e balancuar. Në këtë rast ndodh më parë shkatërrimi i betonit në zonën e shtypur. Gjejmë sforcimin në shufrat GFRP:

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0.85 \frac{f'_c}{\rho_f} \beta_1 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0.5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} =$$

$$\sqrt{\frac{(44800 \cdot 0.003)^2}{4} + 0.85 \frac{30}{0.00932} \cdot 0.85 \cdot 44800 \cdot 0.003 - 0.5 \cdot 44800 \cdot 0.003} \approx 496 \text{ MPa} = f_{fu}$$

Momenti që mund të mbajë seksioni jepet me:

$$M_n = A_f \cdot f_f \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ose}$$

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_c}\right) b \cdot d^2 = 0.00932 \cdot 496 \left(1 - 0.59 \frac{0.00932 \cdot 496}{30}\right) 250 \cdot 345^2 = 125 \text{ kNm}$$

Llogaritim koeficientin e reduktimit të rezistencës për elementë të armuar pak mbi optimalen:

$$\Phi = 0.3 + 0.25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} = 0.3 + 0.25 \cdot \frac{0.00932}{0.0093} = 0.5505$$

Kontrollojmë që: $\phi M_n = 0.5505 \cdot 125 = 68.8 \text{ kNm} \geq M_u = 33.6 \text{ kNm}$. Pra kushti plotësohet dhe armimi është i duhuri.

Momentet nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme mbeten po ato:

$$M_{DL} = \left(\frac{w_{DL} \cdot l^2}{8}\right) = \left(\frac{2.4 \text{ kN/m} \cdot (4 \text{ m})^2}{8}\right) = 4.8 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = \left[\frac{\left(\frac{P}{2} \cdot l\right)}{4}\right] = \left(\frac{18 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m}}{4}\right) = 18.00 \text{ kNm}$$

$$M_{DL+LL} = M_{DWL} + M_{DPL} = 10.80 \text{ kNm} + 12.00 \text{ kNm} = 22.8 \text{ kNm}$$

$$n_{frp} = \frac{E_f}{E_c} = \frac{E_f}{4750 \sqrt{f'_c}} = \frac{44800 \text{ MPa}}{4750 \sqrt{30 \text{ MPa}}} = 1.722$$

$$k = \sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f - \rho \cdot n_f} = \sqrt{(0.00932 \cdot 1.722)^2 + 2 \cdot 0.00932 \cdot 1.722 - 0.00932 \cdot 1.722} = 0.164$$

$$f_f = \frac{M_{DL+LL}}{A_f \cdot d \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{22.8 \text{ kNm}}{804 \cdot 345 \left(1 - \frac{0.164}{3}\right)} = 87 \text{ MPa}$$

Gjejmë β , që është raporti midis distancës nga aksi neutral deri tek faqja e jashtme e betonit dhe distancës nga aksi neutral deri te armatura dhe zakonisht merret tek 1.2.

$$\beta = \frac{h-x}{d-x} = \frac{h-kd}{d(1-k)} = \frac{400-0.164 \cdot 345}{345(1-0.164)} = 1.19$$

Largësia nga faqja e poshtme e betonit të traut deri te aksi i shufrave GFRP është

$$d_c = h - d = 400 - 345 = 55 \text{ mm}$$

Distanca midis shufrave është:

$$s = \frac{b - 2d_c}{3} = \frac{250 - 2 \cdot 55}{3} = 46.7 \text{ mm}$$

Gjejmë madhësinë e plasaritjeve bazuar në formulën 5.5 ku k_b e marrim 1.4 në mënyrë konservative sipas rekomandimeve:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \cdot \beta \cdot k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} = 2 \frac{87}{44800} \cdot 1.19 \cdot 1.4 \sqrt{(55)^2 + \left(\frac{46.7}{2}\right)^2} = 0.38 \text{ mm} < 0.7 \text{ mm}$$

pra kushti i madhësisë së të plasurave plotësohet, madje dhe sikur ekspozimi i traut te ishte në ambient të jashtëm ku vlera e lejuar e gjerësisë së plasaritjeve është 0.5 mm.

7. Llogaritim uljet e traut nën veprimin e ngarkesave

Momenti i inercisë për seksionin e plotë është:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{250 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^3}{12} = 1,333 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Llogaritim momentin që vepron në seksionin e plasaritur, karakteristikat gjeometrike të këtij seksioni dhe momentin e inercisë për seksionin e plasaritur:

Sforcimi në betonin e plasaritur është:

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{30 \text{ MPa}} = 3,4 \text{ MPa}$$

Momenti që mund të mbajë seksioni i plasaritur është

$$M_{cr} = \frac{2 \cdot f_r \cdot I_g}{h} = \frac{2 \cdot 3,4 \cdot 1,333 \cdot 10^9}{400} = 22,66 \text{ kNm}$$

Momenti i inercisë për seksionin e plasaritur:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_f \cdot A_f \cdot (d - k \cdot d)^2 \text{ ku më parë kemi gjetur:}$$

$$A_f = 4 \cdot 201 \text{ mm}^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = 0,00932$$

$$n_f = 1,722$$

$$k = 0,164$$

$$f_{frp} = 87 \text{ MPa}$$

Atëherë:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_{frp} \cdot A_{frp} \cdot (d - k \cdot d)^2 = \frac{250 \cdot (345 \cdot 0,164)^3}{3} + 1.772 \cdot 804 \cdot (345 - 0,164 \cdot 345)^2 = 1,3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Llogaritim koeficientin β_d :

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \right) = \frac{1}{5} \left(\frac{0,00932}{0,0093} \right) = 0,2$$

Llogaritim momentin efektiv të inercisë bazuar tek ACI 440.1R -06 (2006).

$$(I_e)_{DL+LL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = \left(\frac{22,6}{22,8} \right)^3 \cdot 0,2 \cdot 1,333 \cdot 10^9 + \left[1 - \left(\frac{22,6}{22,8} \right)^3 \right] \cdot 1,3 \cdot 10^8 = 2,641 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{ku } M_a = M_{DL+LL} = 22,8 \text{ kNm}$$

Llogaritim uljen për efekt të veprimit të ngarkesave të përkohshme dhe të përhershme.

$$(\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{5 \cdot M_{(DL+LL)} \cdot l^2}{48 \cdot E_c \cdot (I_e)_{DL+LL}} = \frac{5 \cdot (22,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) \cdot (4000 \text{ mm})^2}{48 \cdot 2,601 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,641 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 5,53 \text{ mm}$$

Llogaritim uljen për efekt të veprimit të vecantë të ngarkesave të përkohshme dhe të përhershme.

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{w_{DL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{5,4}{5,4 + 6} \cdot 5,53 = 2,62 \text{ mm}$$

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{w_{LL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{6}{5,4 + 6} \cdot 5,53 = 2,91 \text{ mm}$$

Llogaritim koeficientin λ që merr parasysh uljet shtesë nga ngarkesat me veprim të gjatë duke përdorur $\xi = 2$ për rastin e ngarkesave që veprojnë për një kohë mbi 5 vjet.

$$\lambda = 0,6 \cdot \xi = 0,6 \cdot 2 = 1,2$$

Llogaritim uljet e plota (pra ato të menjëhershmet për shkak të ngarkesave të përkohshme duke shtuar dhe ato që varen nga veprimi i ngarkesave të përhershme).

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda [(\Delta_i)_{DL} + 0,2 \cdot (\Delta_i)_{LL}] = 6,78 \text{ mm}$$

Verifikojmë këto ulje ndaj uljeve të lejuara:

$$\Delta_{LT} = 6.75 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,66 \text{ mm} .$$

5.2.2 Llogaritjet sipas ISIS Canada (2001) & CSA 2002

Për shkak të ngjashmërisë së madhe mes dy kodeve, llogaritja e traut sipas gjendjes kufitare të fundme është e njëjtë, ndaj nuk po e përsërisim. Vazhdojmë me llogaritjen sipas gjendjes kufitare të shërbimit:

Momenti i inercisë për seksionin e plotë është

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{250\text{mm} \cdot (400\text{mm})^3}{12} = 1,333 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Sforcimi në betonin e plasaritur është:

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{30 \text{ MPa}} = 3,4 \text{ MPa}$$

Momenti i inercisë për seksionin e plasaritur:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_{frp} \cdot A_{frp} \cdot (d - k \cdot d)^2$$

$$A_{frp} = 4 \cdot 201 \text{ mm}^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{frp} = \frac{A_{frp}}{b \cdot d} = \frac{804 \text{ mm}^2}{250\text{mm} \cdot 345\text{mm}} = 0,00932$$

$$n_{frp} = \frac{E_{frp}}{E_c} = \frac{44800 \text{ MPa}}{4500\sqrt{30 \text{ MPa}}} = 1,817$$

$$k = \sqrt{(\rho \cdot n_{frp})^2 + 2 \cdot \rho \cdot n_{frp}} - \rho \cdot n_{frp} = \sqrt{(0,0093 \cdot 1,817)^2 + 2 \cdot 0,0093 \cdot 1,817} - 0,0093 \cdot 1,817 = 0,1677$$

$$f_{frp} = \frac{M_{DL+LL}}{A_{frp} \cdot d(1 - \frac{k}{3})} = \frac{\left(\frac{2,4 \cdot 4^2}{8}\right) + \frac{\left(\frac{P}{2} \cdot l\right)}{4}}{804 \cdot 345(1 - \frac{0,1677}{3})} = 87,07 \text{ MPa}$$

Atëherë:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (k \cdot d)^3}{3} + n_{frp} \cdot A_{frp} \cdot (d - k \cdot d)^2 = \frac{250 \cdot (345 \cdot 0,1677)^3}{3} + 1.817 \cdot 804 \cdot (345 - 0,1677 \cdot 345)^2 = 1,36 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Momenti efektiv i inercisë:

$$I_e = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] \cdot (I_g - I_{cr})}$$

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{3} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + (n_{frp} - 1) \cdot A_{frp} \cdot (y_t - d_c)^2 \text{ ku:}$$

$$d_c = \text{cover} + d_{b, \text{shear}} + \frac{d_b}{2} = 35 + 9,5 + \frac{16}{2} = 52,5 \text{ mm}$$

$$y_t = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (n_{frp} - 1) \cdot A_{frp} \cdot d_c}{b \cdot h + (n_{frp} - 1) \cdot A_{frp}} = \frac{250 \cdot 400 \cdot \frac{400}{2} + (1,817 - 1) \cdot 804 \cdot 52,5}{250 \cdot 400 + (1,817 - 1) \cdot 804} = 199 \text{ mm}$$

Atëherë:

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + (n_{frp} - 1) \cdot A_{frp} \cdot (y_t - d_c)^2 = 1,347 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{y_t} = \frac{3,4 \cdot 1,347 \cdot 10^9}{199} = 22,99 \text{ kNm}$$

$$I_e = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] \cdot (I_t - I_{cr})} = \frac{1,347 \cdot 10^9 \cdot 1,36 \cdot 10^8}{1,36 \cdot 10^8 + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{22,99}{22,80} \right)^2 \right] \cdot (1,347 \cdot 10^9 - 1,36 \cdot 10^8)} = 2,514 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 2,514 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Llogaritim uljen për efekt të veprimit të ngarkesave të përkohshme dhe të përhershme:

$$(\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{5 \cdot M_{(DL+LL)} \cdot l^2}{48 \cdot E_c \cdot (I_e)_{DL+LL}} = \frac{5 \cdot (22,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) \cdot (4000 \text{ mm})^2}{48 \cdot 2,467 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,514 \cdot 10^8 \text{ mm}^4} = 6,51 \text{ mm}$$

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{w_{DL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{5,4}{5,4 + 6} \cdot 6,51 = 3,08 \text{ mm}$$

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{w_{LL}}{w_{DL+LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{6}{5,4 + 6} \cdot 6,51 = 3,43 \text{ mm}$$

Llogaritim koeficientin λ :

$$\lambda = 0,6 \cdot \xi = 0,6 \cdot 2 = 1,2$$

Llogaritim uljet e plotë:

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0,2 \cdot (\Delta_i)_{LL}] = 7,53 \text{ mm}$$

Verifikojmë këto ulje ndaj uljeve të lejuara:

$$\Delta_{LT} = 7,48 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,66 \text{ mm}.$$

5.2.3 Llogaritjet sipas metodave të tjera

Janë llogaritur uljet e traute të mësipërme me disa prej metodave dhe kodeve kryesore dhe rezultatet e gjetura janë vendosur në një tabelë dhe bëhen krahasimet midis modeleve të ndryshme:

Tab. 5.4 Llogaritja e momentit efektiv të inercisë dhe uljeve, sipas metodave dhe kodeve të ndryshme

Referenca	Metoda për llogaritjen e I_e	I_e (mm^4)	Δ_{LT} (mm)
ACI 318 R - 95 (1995) formula e Branson	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$	$13,08 \cdot 10^8$	1,38
Benmokrane (1996)	$I_e = \frac{I_g}{7} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 + 0,84 \cdot I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3\right] \leq I_g$	$1,887 \cdot 10^8$	9,47
ACI 440.1R -03 (2003)	$I_e = \frac{I_g}{\beta} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 + \alpha \cdot I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3\right] \leq I_g$ $\frac{1}{\beta} = \alpha^* \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1\right) \leq 1, \quad \alpha^* = 0,5 \text{ dhe } \alpha = 1$	$8,011 \cdot 10^8$	2,25

Yost (2003) bazuar tek ACI	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $\beta_d = a_b \left(\frac{E_{frp}}{E_s} + 1\right) \quad a_b = 0,064 \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) + 0,13$	$3,128 \cdot 10^8$	5,73
ACI 440.1R -06 (2006)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}$ $\leq I_g$ $\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) \leq 1$	$2,641 \cdot 10^8$	6,78
Rafi & Nadjai (2009)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot \beta_d \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot \frac{I_{cr}}{\gamma}$ $\leq I_g$ $\gamma = \left(0,0017 \frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} + 0,8541\right) \cdot \left(1 + \frac{E_{frp}}{2 \cdot E_s}\right) \leq 1$ ose $\gamma = 0,86 \cdot \left(1 + \frac{E_f}{400}\right)$ në GPa $\beta_d =$ $\frac{1}{5} \left(\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}\right) \leq 1$	$2,642 \cdot 10^8$	6,77
EC2-CEB, Italian Code CNR-DT 203/2006	$f = f_1 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^m + f_2$ $\cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^m\right]$ $m = 2$		8,83
Toutanji & Saafi (2000)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $m = 6 - \frac{10 \cdot E_f}{E_s} \cdot \rho_f \quad \text{nqs} \quad \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f < 0.3 \quad \text{pra } m =$ 5.98 $m = 3 \quad \text{nqs} \quad \frac{E_f}{E_s} \cdot \rho_f \geq 0.3$	$12,89 \cdot 10^8$	1,44
Alsayed Modeli A (2000)	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$ $m = 5,5$	$12,83 \cdot 10^8$	1,43
Alsayed Modeli B (2000)	$I_e = I_{cr} \quad \text{për} \quad \frac{M_a}{M_{cr}} \geq 3$ $I_e = \left[1.4 - \frac{2}{15} \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\right] \cdot I_{cr} \quad \text{për} \quad 1 < \frac{M_a}{M_{cr}} < 3$	$1,649 \cdot 10^8$	10,73
Bischoff (2005,2007) & Scanlon (2007)	$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2}$	$11,81 \cdot 10^8$	1,71
Abdalla bazuar tek ACI (2002)	$I_e = \frac{I_g \cdot I_{cr}}{I_{cr} \cdot \xi + 1,15 \cdot I_g (1 - \xi)}$	$2,075 \cdot 10^8$	8,57

	$\xi = \frac{0,5M_{cr}}{M_a}$		
Abdalla, Rizkalla & El Badry (EC2)	$f = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) \cdot \beta \cdot f_1 + \left[1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)\right] \cdot \alpha \cdot f_2$ $\alpha = 0,85$ dhe $\beta = 0,5$		5,42
ISIS Canada (2001) & Motta (2006)	$I_e = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right] \cdot (I_t - I_{cr})}$	$2,514 \cdot 10^8$	7,53
Hall & Ghali (2000)	$I_m = \frac{I_t \cdot I_{cr}}{\left[I_t + \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \cdot (I_{cr} - I_t)\right]}$ $\beta_1 = 1,0$ per shufra te viaskuara $\beta_1 = 0,5$ per shufra te lemuara $\beta_2 = 0,8$ per ngarkesa me veprim te shkurter $\beta_2 = 0,5$ per ngarkesa me veprim te gjate dhe ciklike	$2,514 \cdot 10^8$	7,52

Bazuar në ekuacionin e Branson, pra $I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$, momenti efektiv i inercisë I_e , në funksion të ndryshimit të ngarkesës që vepron mbi element, merr vlera ndërmjet vlerës së momentit të inercisë të seksionit të plotë të paplasaritur I_g , dhe momentit të inercisë së seksionit të plasaritur I_{cr} . Kuptohet që duke u shtuar plasaritjet dhe I_e i afrohet I_{cr} . Për të parë se si ndryshojnë uljet e traut si efekt i ndryshimit të momentit efektiv të inercisë për i llogaritim ato për vlera të ndryshme ngarkimi, hapësire drite të ndryshme, si dhe për përqindje të ndryshme armimi, normale ($\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 1$), dhe shumë të armuar ($\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \geq 2.5$). Llogaritjet vendosen në tabela dhe prej tyre ndërtohen grafikët përkatës në mënyrë që të bëhen krahasimet e duhura.

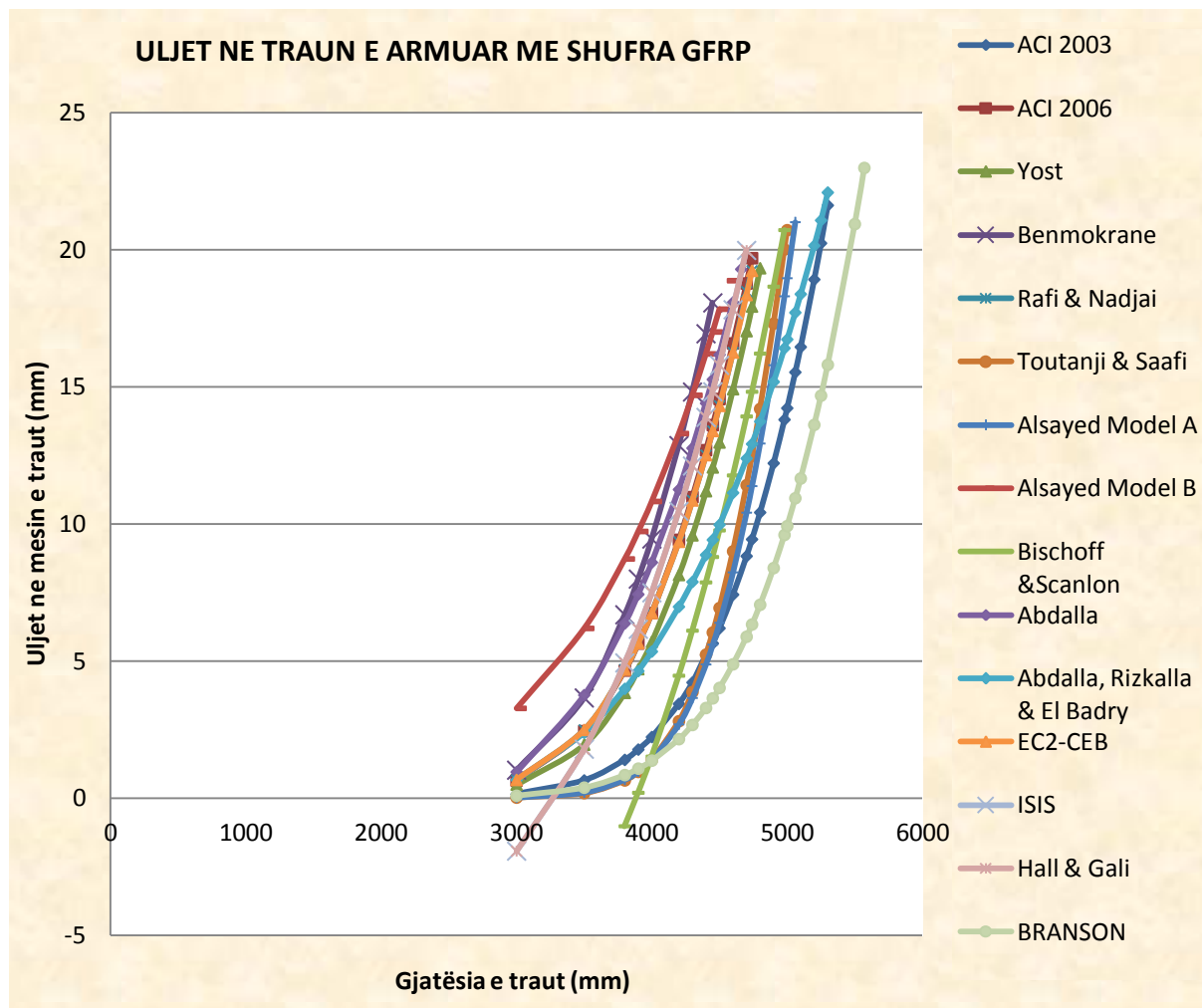


Fig. 5.7 Marrëdhëniet midis gjatësisë së traut dhe uljeve

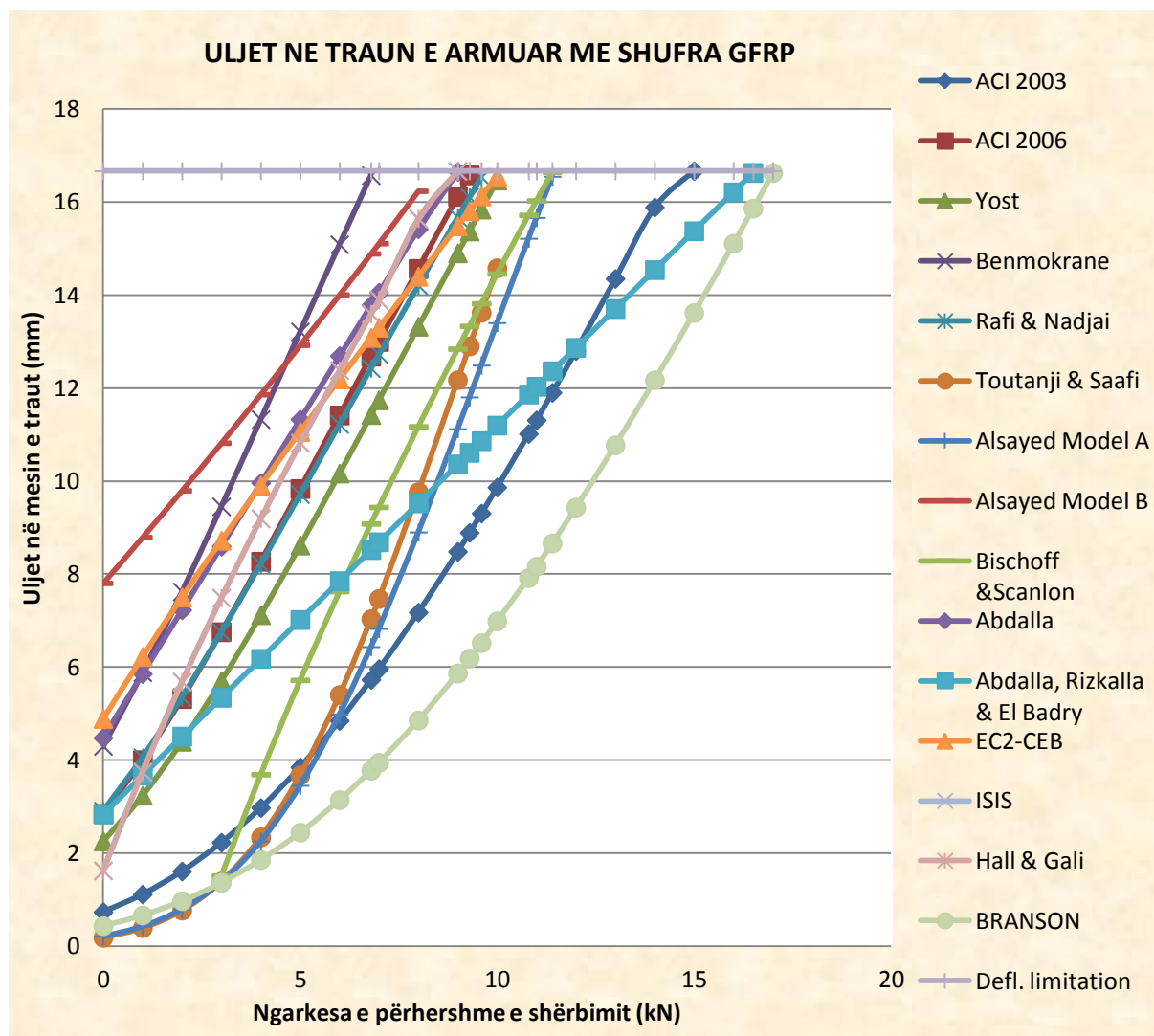


Fig. 5.8 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 1$

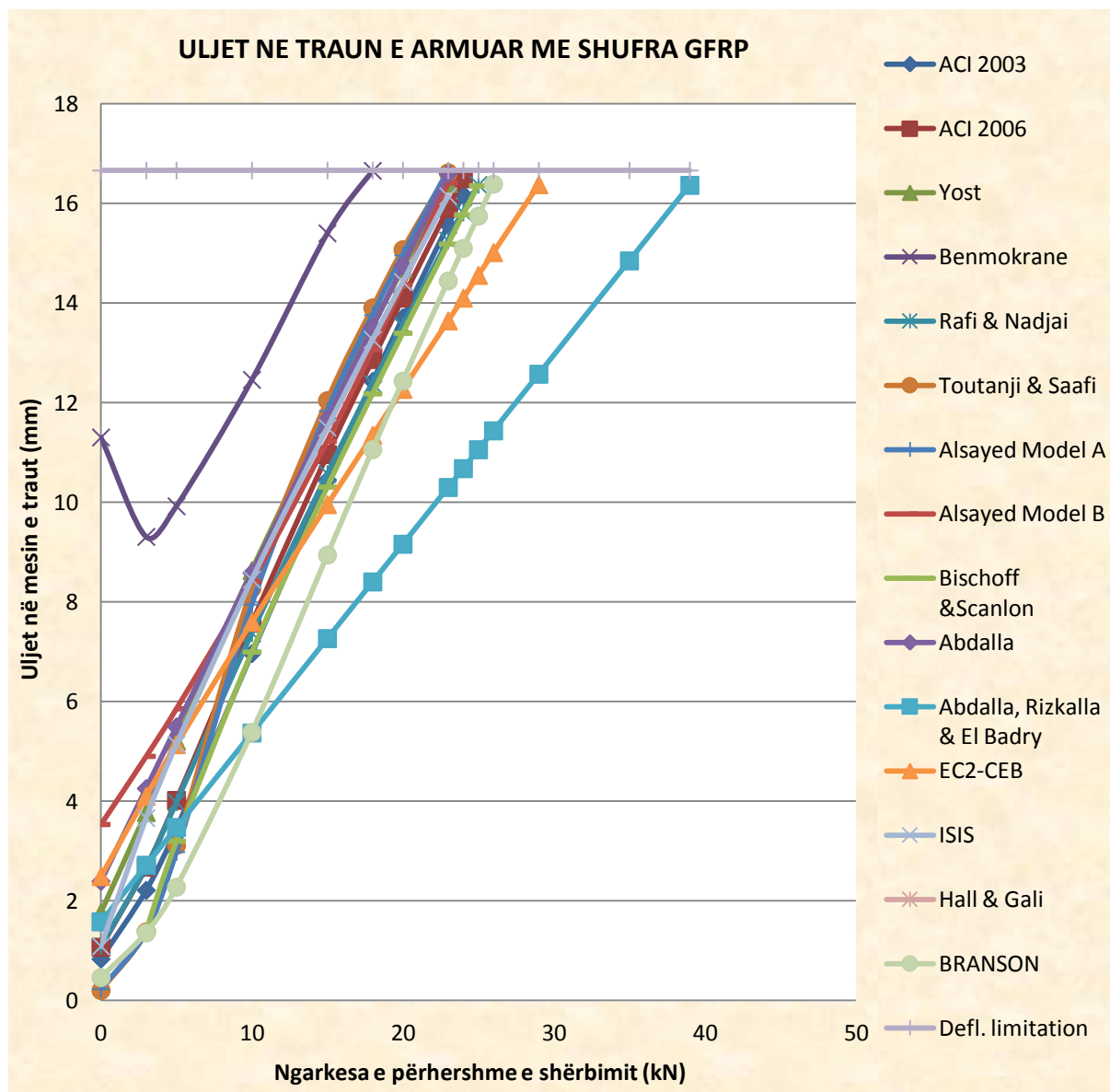


Fig. 5.9 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 2.53$

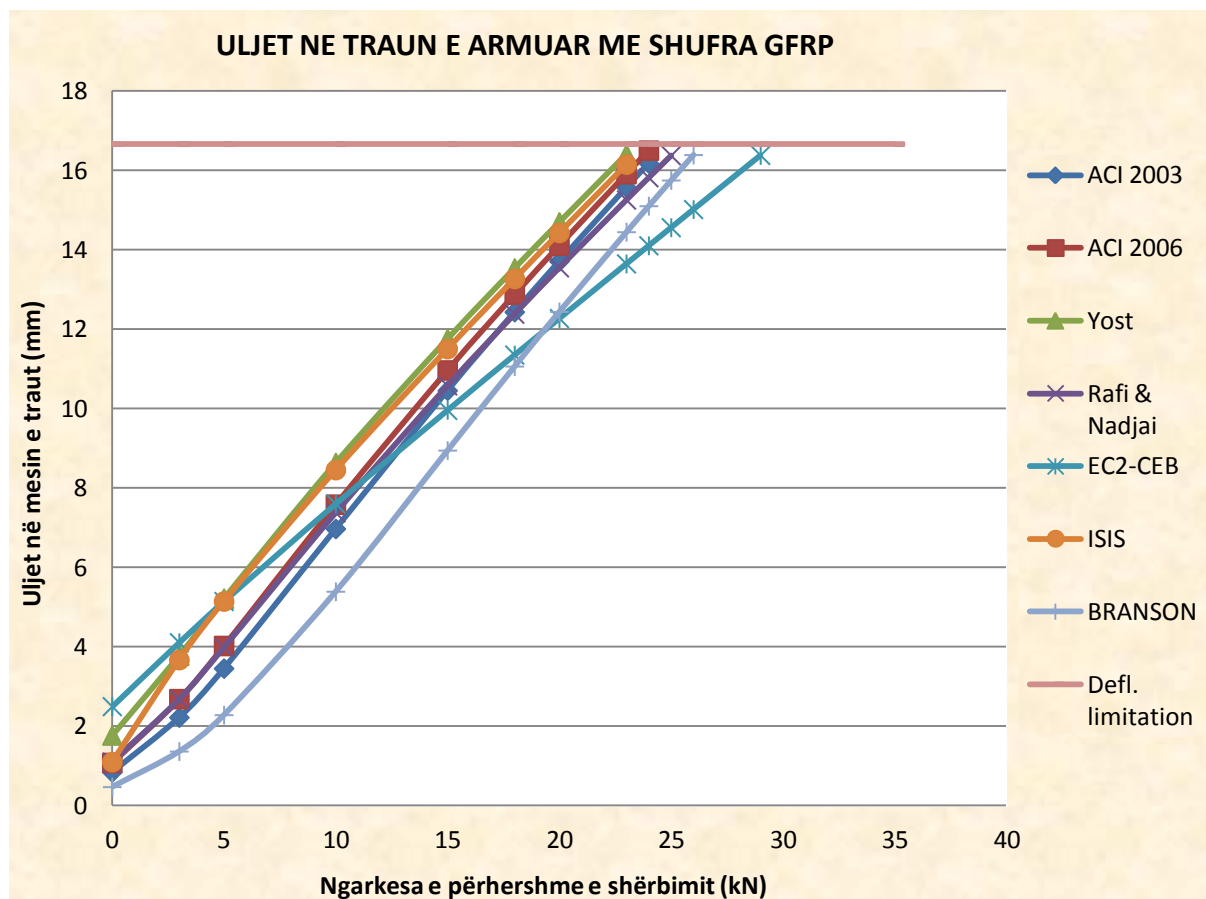


Fig. 5.10 Marrëdhëniet midis ngarkesës së përhershme të shërbimit dhe uljeve të traut për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} \approx 2.53$ vetëm për disa nga metodat kryesore

5.2.4 Rezultate dhe konkluzione

Nga zgjidhjet e shembujve numerikë dhe nga ndërtimi i grafikëve përkatës, shohim se metodat me luhatjen më të vogël në rezultate teorikë dhe që japin vlerat më të pranueshme janë ACI 440.1R-06 (2006), Yost (2003), Rafi & Nadjai (2009) të bazuar tek ACI si dhe ISIS Canada (2001& Canadian Code (CAN/CSA-S806 2002) me metodën e tyre të përafërt por dhe të ndryshme nga ACI.

Grafiku i parë shpreh të njëjtin rezultat për të gjithë metodat e përdorura, pra që për rritje të hapësirës së dritës, pra gjatësisë, rriten dhe uljet e trarëve në mesin e hapësirës, derisa arrihet ulja e lejuar. Megjithatë mund të shohim se në rastin kur përdoret ekuacioni i Branson i pandryshuar, është si një përmbledhje e tërë metodave të tjera, ku për trarë të shkurtër, uljet janë më të vogla sesa në rastin e përdorimit të metodave të tjera, kurse për trarë të gjatë, uljet janë më të mëdha se tek metodat e tjera.

Ekuacioni fillestar i Branson kanë shmangie të mëdha për arsye se nuk merret parasysh lloji i FRP së përdorur si dhe natyra e vetë FRP, pra nuk përdoren koeficientë reduktimi të bazuar tek raporti $\frac{E_{frp}}{E_s}$ apo tek sasia e armatures së përdorur pra tek raporti $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}$.

Tek ACI 440.1R-03 (2003), u përdor për herë të parë një koeficient që merrte parasysh raportin $\frac{E_{frp}}{E_s}$ por jo sasinë e armaturës. Të kundërtën bëri ACI 440.1R-06 (2006), që mori parasysh vetëm përqindjen e armimit.

Edhe disa nga metodat e tjera përdorin vetëm njërin nga këta koeficientë, pra nuk marrin parasysh ndikimin real të shufrave në uljet e traut dhe ekuacionet janë më përgjithësuese dhe konservativë.

Rezultatet tregojnë se në këta ekuacione pjesa më e rëndësishme është ajo që përdor koeficientin mbështetur tek raporti $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}$, pra sasia e armatures, pasi raporti $\frac{E_{frp}}{E_s}$ ndryshon më pak, sepse moduli i elasticitetit të shufrave GFRP, ndryshojnë pak në varësi të teknologjisë së prodhimit apo furnizuesit tv tyre në treg. Yost (2003) dhe Rafi & Nadjai (2009), të bazuar tek ACI, janë dy metodat më të besueshme pasi i përdorin të dy koeficientët, pra i marrin parasysh të dy raportet, por dhe vetë ACI 440.1R -06 (2006), jep rezultate më të mira për trarët jo shumë të armuar, gjë kjo e vërtetuar dhe eksperimentalisht.

Dhe Hall & Gali, ISIS Canada (2001) dhe Canadian Code (CAN/CSA-S806 2002), japin rezultate të ngjashme me ato të mësipërmet, por duke përdorur një ekuacion tjetër dhe jo atë të Branson, dhe ku futën konceptin e një momenti tjetër inercie I_t , i cili shpreh momentin e inercisë së seksionit të paplasaritur, të transformuar thjesht në beton, duke marrë parasysh jo vetëm sasinë e armimit dhe modulin e elasticitetit por dhe një koeficient që merr parasysh dhe karakteristikat aderuese (ngjitëse) të shufrave FRP me betonin. Një mospërputhje (përfshirë dhe Bischoff & Scanlon 2007), qëndron tek vlerat negative të uljeve të trarëve të shkurtër e pak të ngarkuar, pasi këto metoda marrin parasysh dhe efektin e “tension-stiffening”.

Kjo gjë duket dhe te grafikët ku ACI 440.1R-06, ruan të njëjtin raport në rritjen e ngarkesave për të njëjtën ulje per $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} = 1$ dhe $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} = 2.5$, pra dhe ngarkesa që përballon trau për të njëjtën

ulje psh. $\frac{23 \text{ kN}}{9 \text{ kN}} = 2.55$. Tek Yost apo Rafi & Nadjai, ky raport është i përafërt në rangun 2-2.5.

Rezultate dhe raport të njëjtë (2.5), jep dhe ISIS Canada, pavarësisht rrugës së ndryshme llogaritëse të ndjekur, por kjo ndodh për shkak të marrjes parasysh dhe këtu të sasisë së armatures edhe pa përdorur raportin $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}}$.

EC2-CEB, Italian Code CNR-DT 203/2006 jep rezultate gjithashtu të mira, por që nuk varen nga momenti efektiv i inercisë, raportet e moduleve të elasticitetit dhe të armimit, por vetëm në deformimet (uljet) për seksionin e paplasaritur dhe atë të plasaritur. Aty merren parasysh dhe aftësitë e aderencës së shufrave FRP me betonin, si dhe llojin e ngarkimit: ngarkim afatshkurtër apo ngarkim ciklik afatgjatë.

Dicka tjetër bie në sy nga këto grafikë: kur raporti $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} > 2.5$, uljet e traut bëhen më të vogla, për arsye se moment i inercisë së seksionit të plasaritur I_{cr} , rritet dhe shfaqen të plasura dhe për nivele të ulëta të ngarkimit, madje për raporte edhe më të larta armimi $I_{cr} > I_e$ dhe në këto raste nuk përdoret moment efektiv por a ii seksionit të plasaritur. Kuptohet se dhe rezistenca në shtypje e betonit do të rritet, por efekti i saj në uljet e traut është i papërfillshëm.

Interesante është fakti që uljet e llogaritura me shumicën e këtyre metodave janë të përafërta me njëra tjetrën për nivele të lartë ngarkimi dhe sasi armimi. Kjo vlen sidomos për rastet kur armimi i afrohet përqindjes optimale pra dhe $I_e = I_{cr}$. Disa devijime paraqiten tek Benmokrane ku $I_e < I_{cr}$ pavarësisht nivelit të ngarkimit të elementit, EC2 si dhe Abdalla, Rizkalla & El Badry (bazuar tek EC2) sepse këto metoda nuk përdorin I_e .

Në grafikun 4 kam vendosur vetëm metodat kryesore për të bërë krahasimet.

Si përfundim mund të nxjerrim këto konkluzione:

1. Rezultatet tregojnë se vlerat e llogaritura duke përdorur ACI 440.1R -06 (2006), janë më të sakta se ato të llogaritura me ACI 440.1R -03 (2003), për trarët me raport të ulët armimi, por nuk japin rezultate të kënaqshme për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} > 2.5$, veçanërisht për $\frac{\rho_{frp}}{\rho_{fb}} > 3$.

2. Bazuar në një numër të madh eksperimentesh, sasia e armimit dhe moduli i elasticitetit të shufrave FRP, janë faktorët më të rëndësishëm në llogaritjen e deformimeve. Yost (2003), bazuar tek ACI, si dhe Rafi & Nadjai (2009) dhe ACI 440.1R -06 (2006), janë metodat më të besueshme, sepse ato i marrin parasysh të dy faktorët, ndaj këto tre metoda japin rezultatet më të mira si për trarët pak të armuar, dhe ata të mbiarmuar.
3. Gjithashtu edhe Also Hall & Gali, ISIS Canada (2001) dhe Canadian Code (CAN/CSA-S806 2002), duke përdorur metoda të tjera në vend të ekuacionit të Branson dhe duke marrë parasysh edhe karakteristikat e aderencës së shufrave me betonin, japin rezultate të mira, dhe veç kesaj metodat e bazuara mbi kodin kanadez, janë më konservative se ato të bazuara mbi atë amerikan.
4. Të gjitha ekuacionet i parashikojnë më mirë deformimet dhe uljet kur $I_e < I_{cr}$, veçanërisht për sasi të mëdha armimi dhe për nivele të lartë ngarkimi. Kur $I_e \geq I_{cr}$, nuk marrim rezultate shumë të besueshme, sepse ndodhin ulje të mëdha për nivele të ulëta ngarkimi.
5. Në këtë studim përdoret vetëm një lloj GFRP, por në treg ekzistojnë lloje të ndryshme shufrash FRP, me një gamë të gjerë karakteristikash fiziko-mekanike, ndaj dhe rezultatet e marra me metoda të ndryshme, do të jenë të ndryshme. Për këtë arsye, mjaft studiues, bazuar dhe në një numër të madh eksperimentesh, po ndryshojnë dhe po optimizojnë ekuacionin bazë të Branson, që vlerat teorike tu afrohen vlerave eksperimentale. Modele të reja po krijohen, bazuar në një kombinim të të dhënave eksperimentale dhe algoritmeve matematike, duke futur dhe ndikimin e mjaft parametrave të tjerë që ndikojnë në punën e shufrave FRP, si dhe po rivlerësohet fuqia “m” tek ekuacioni i Branson, siç ka bërë Toutanji & Saafi (2000), Alsayed Model A (2000), Mousavi & Esfahani (2011) etj.

PJESA E DYTË – PJESA EKSPERIMENTALE**K A P I T U L L I I G J A S H T Ë****6. Prova eksperimentale për shkatërrimin e trarëve të armuar me shufra GFRP**

Pjesa eksperimentale e kësaj teze doktorature, përmban të dhënat eksperimentale të nxjerra nga provat e kryera në laborator mbi katër trarë betoni të armuar me shufra GFRP. Qëllimi i këtyre provave është reagimi dhe vëzhgimi i uljeve të trarëve nën veprimin e dy ngarkesave të përqëndruara. Në fund rezultatet e mbledhura do të krahason me llogaritjet teorike. Provat janë realizuar pranë laboratorit “Unilab Sperimentazione S.r.l”, Perugia, Itali.

6.1 Përgatitja e trarëve

Përmasat e trarëve janë me përmasa të prerjes tërthore 250 X 400 mm dhe me gjatësi nga mbështetja në mbështetje prej 4000 mm. Betoni është C 30. Për arsye të kushteve laboratorike dhe me qëllim që të mos përdoret vibrimi për ngjeshjen e tij, betoni realizohet si vetëngjeshës (self compacting), pra të aftë që të rrëshqasë dhe të mbushë tërë hapësirën e betoformës ku derdhet pa u penguar nga armatura. Kjo presupozon:

- Përdorimin e një sasive më të madhe materiali të imët me përmasa më të vogla se 150 µm si: çimento, shtesa minerale, grimca guri taggregati lapidei bluar etj
- Përdorimin e një sasive më të vogël materiali mbushës përmasat e të cilit nuk i kalojnë 25 mm si: çakëll, zall lumi, gurë i thyer etj.
- Përdorimin e aditivëve superfluidifikantë që kanë si funksion modifikimin e viskozitetit të betonit dhe reduktimit të sasisë së përdorur të ujit.

Tab.6.1 Mix-design i betonit të përdorur

Trarët për prova				
Përbërësit	TS1	TS2	TS3	TS4
Sasia e betonit për cdo tra (litra)	461	461	461	461
Çimento (kg)	161.4	161.4	161.4	161.4
Filler (kg)	89.9	89.9	89.9	89.9
Rërë (kg)	450.6	457.2	454.9	459.2
Lagështia e rërës (%)	5%	6.5%	6%	7%
Çakëll (kg)	291.2	291.2	291.2	291.2
Ujë (litra)	59.6	56.3	57.6	56.6
Aditiv (litra)	3.23	3.23	3.23	3.23
Raporti U/Ç	0.37	0.35	0.356	0.35

Në tabelën e mësipërme janë dhënë sasinë e materialeve përbërës të betonit, për secilin nga trarët e përdorur në provat eksperimentale.

Nga secila “mix design”, u morën mostra cilindrash mbi të cilat u kryen provat në shtypje të betonit. Cilindrat e marre kishin diametër 15.0 -15.3 cm dhe lartësi 30.0 – 30.1 cm. Nga provat u morën këto rezultate:

Tab.6.2 Rezultatet e provave në shtypje të mostrave të betonit

Të dhënat e provave					Ditët e maturimit
Emërtimi	Përmasa nominale (cm)	Ngarkesa maksimale (kN)	σ (N/mm ²)	E (N/mm ²)	
P1	15	559	32.27	26545	48
P2	15	529.5	30.57	26029	42
P3	15	514.8	29.72	25771	39
P4	15	521.7	30.11	25890	41

Si armim gjatësor u përdorën shufra GFRP të markës ASLAN me karakteristikat e mëposhtme:

Tab.6.3 Karakteristikat mekanike të shufrave GFRP

Diametri		Sipërfaqja e prerjes tërthore		Pesha	Moduli i elasticitetit E_f		Rezistenca në tërheqje f_{fu}^*		Deformimi i fundëm ε_{fu}^*
SI (mm)	US (in)	A (mm ²)	A (in ²)	W (g/ml)	GPa	ksi 10 ⁶	MPa	ksi	%
15.875	5/8	197.9	0.307	181	46	6.7	620	90	1.42

Si armim i sipërm janë përdorur 2 shufra çeliku Ø12 dhe si armim tërthor stafa Ø10/ 20 cm.

Skematikisht, trarët që do të testohen nën veprimin e dy ngarkesave të përqëndruara apo përkulje në katër pika siç quhet ndryshe, paraqiten në këtë formë:

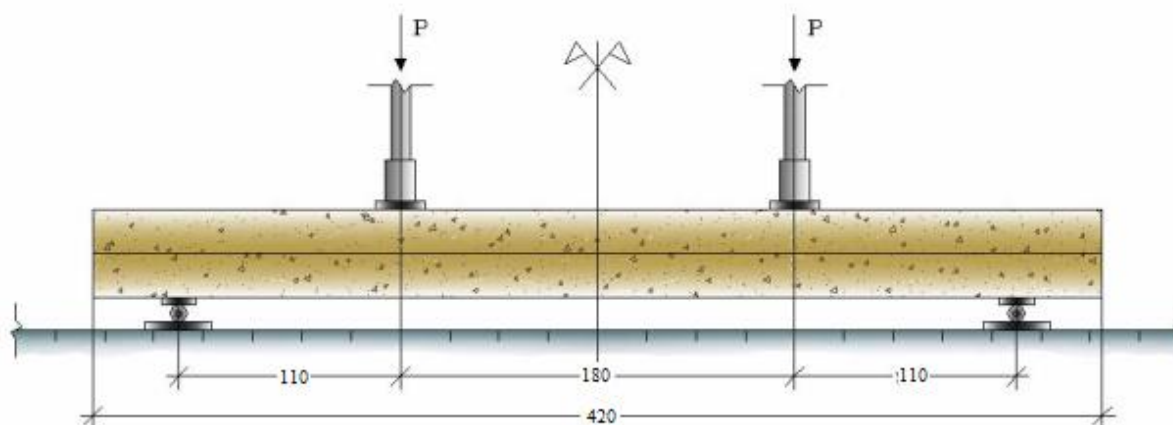
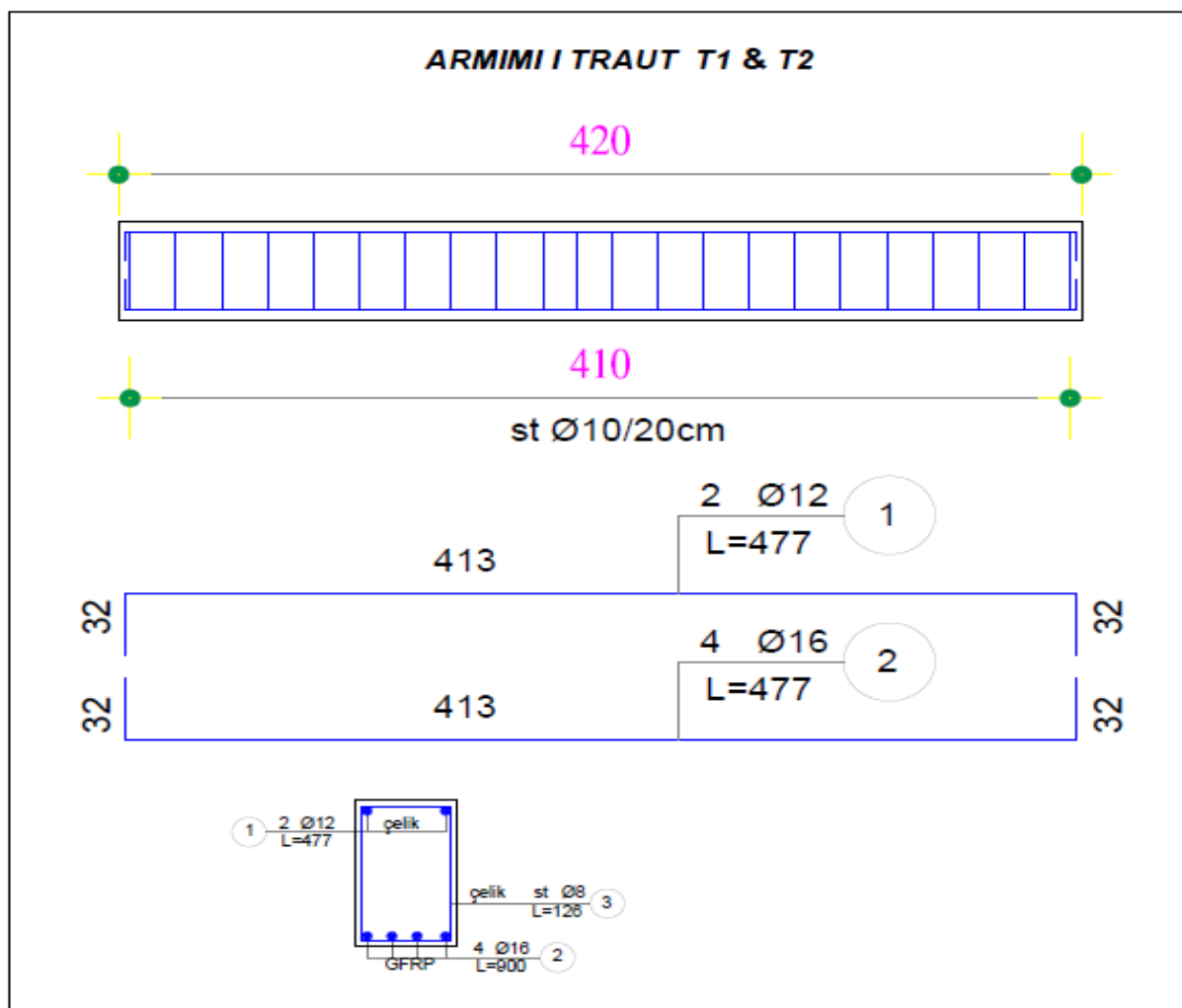


Fig. 6.1 Skema e ngarkimit të traut

Armimet dhe përmasat e trarëve që do të përdoren për provat eksperimentale jepen më poshtë:



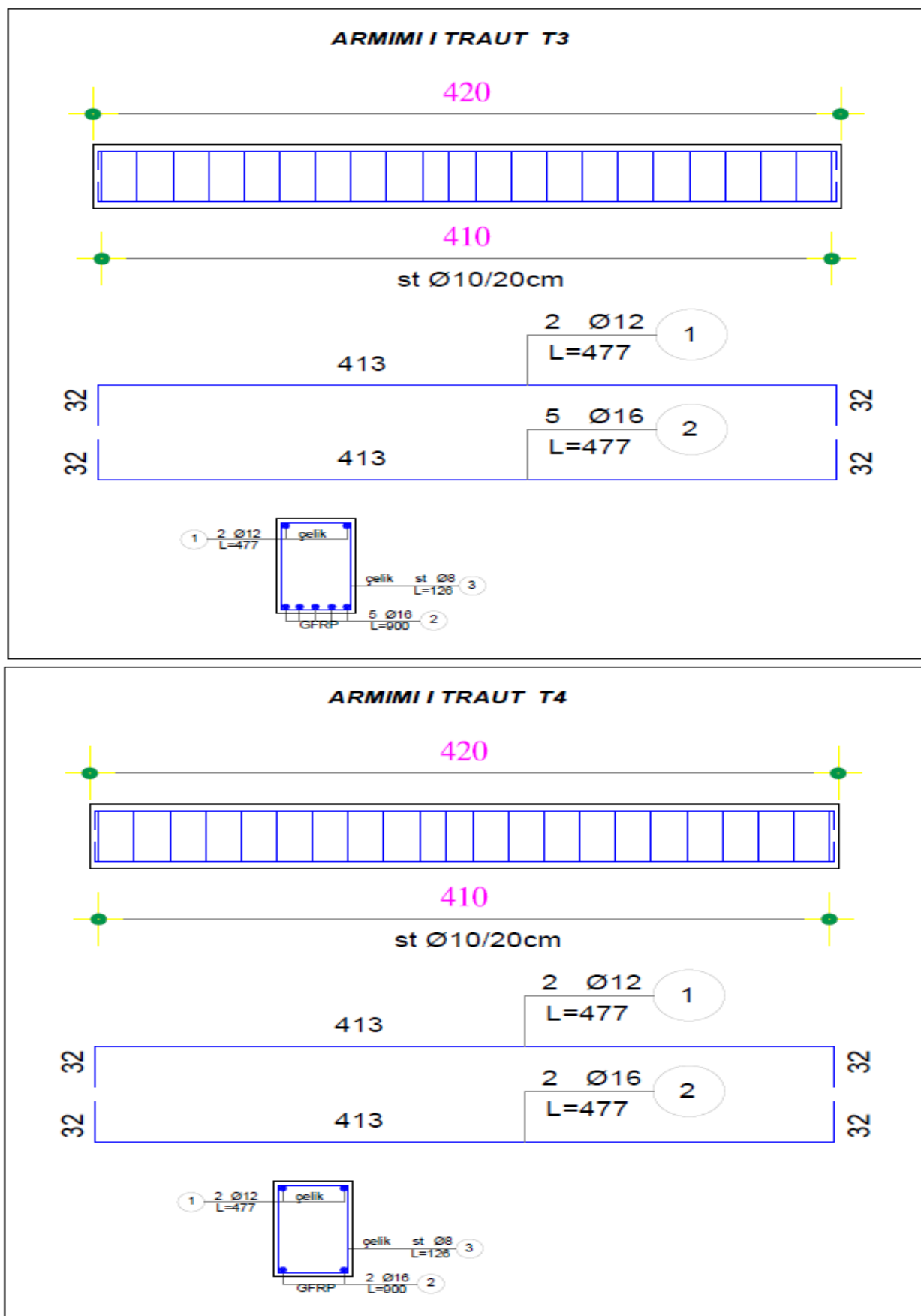


Fig. 6.2 Dimensionet dhe armimet e trarëve

6.2 Teknologjia e përdorur

Trarët e betonit janë derdhur në ambjent të brendshëm me një derdhje të vetme dhe pas maturimit janë vendosur nën sistemin e veprimit të dy presave hidraulike që veprojnë në distancat e paraqitura në figurën e mësipërme.

Për matjen e madhësisë së plasaritjeve përdoren të ashtuquajturat “ Ω ” (Resistive displacement transducers) dhe LVDT horizontale (Linear Variable Differential Transformer), ndërsa për matjen e uljeve të trarëve përdoren LVDT vertikale.

“ Ω ” e marrin emrin nga pamja e tyre dhe përdoren për matjen plasaritjeve sidomos në zonën e poshtme të traut. Ato vendosen në zonat ku mendohet se do të shfaqen plasaritjet si psh. pranë stafave, duke qenë zona ku betoni është më pak homogjen. Që kjo plasaritje të mund të diktohet dhe më vonë të matet, duhet që ajo të gjendet brenda zones së harkut të “ Ω ” në traun e betonit (afërsisht 5 cm), si në figurën e mëposhtme.

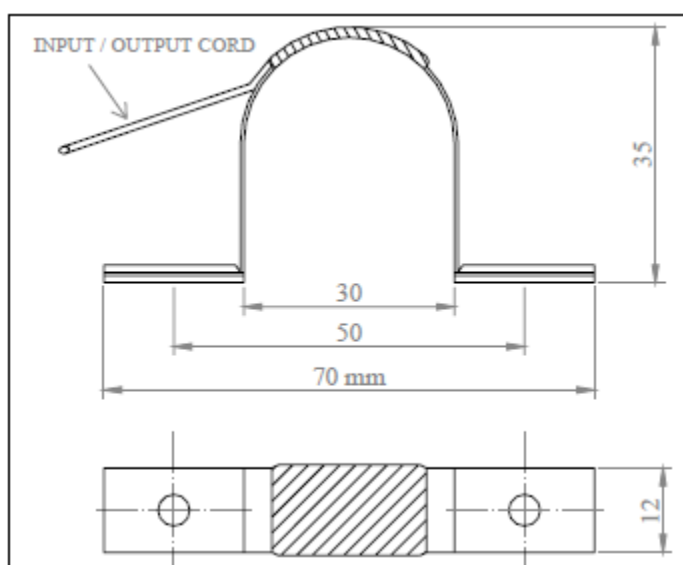


Fig. 6.3 Paraqitja skematike e një matësi plasaritjesh “ Ω ”



Fig. 6.4 Pamja e një matësi plasaritjesh “ Ω ” së bashku me kallon që lidhet me aparatit

Principi i funksionimit është i thjeshtë: spostimet e njëzës zonë të betonit ku pajisja montohet, pra largimi apo afrimi i tyre, shkakton një ndryshim të kurbaturës së “ Ω ”, pra shkakton gjendje të deformuar, të kapur prej tenzorëve dhe transmetuar aparaturës.



Fig. 6.5 Montimi në pjesën e poshtme të trarëve të matësve të plasaritjeve “ Ω ” dhe të uljeve LVDT

LVDT matin spostimet e një pike të caktuar të elementit ku është lidhur. Ato nuk janë gjë tjetër përveçse transformatorë me bërthamë të lëvizshme që shfrytëzojnë induksionin elektromagnetik. Kur trau ndodhet nën veprimin e ngarkesave, pika ku lidhet LVDT ulet dhe si rrjedhimsusta brenda saj spostohet dhe krijon një variacion të potencialit elektrik që regjistrohët nga bërthama dhe transmetohet tek aparatura në trajtën e spostimeve në mm.

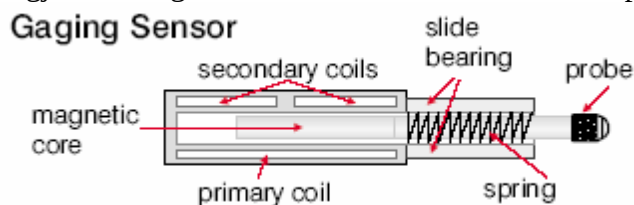


Fig. 6.6 Prerje gjatësore e matësit të uljeve LVDT



Fig. 6.7 Pozicionimi i matësit të uljeve LVDT

Aparati që regjistron të dhënat mund të jetë MGC, i cili është kompleks pra ku lidhen tërë llojet e transmetuesve dhe merren të dhëna për sforcimet, deformimet, plasaritjet etj., i cili është i palëvizshëm, por deformimet apo spostimet mund të maten dhe duke përdorur aparat portativ me bateri si P3500.

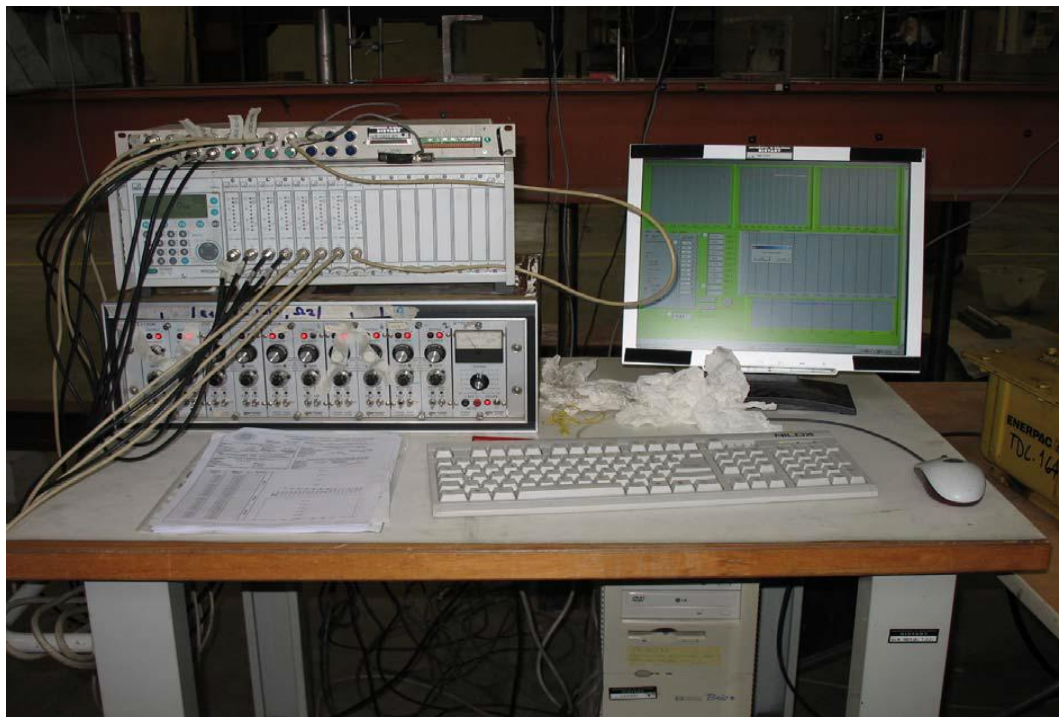


Fig. 6.8 Aparati kompleks regjistruar i të dhënave MGC



Fig. 6.9 Aparati portativ regjistruar i të dhënave P3500

6.3 Fazat e zhvillimit të provave eksperimentale

Fillimisht duhen përgatitur zonat e trarëve ku do të vendosen tenzometrat dhe matësit e uljeve dhe të plasaritjeve. Procedura ndjek këta hapa:

1. Përgatitet sipërfaqja ku do montohen pajisjet matëse nëpërmjet zmerilimit të sipërfaqes së traut, duke përfutur kështu një nivelim dhe homogjenizim të saj.
2. Përcaktohet pozicioni i matësve duke e shenjuar me vija pingule.
3. Zona e duhur pastrohet me kujdes me tretësirat e duhura dhe fërkohet me pambuk.
4. Neutralizohet aciditeti i lënë prej tretësirës me leckë me lëng neutralizues.
5. Thahet sipërfaqja me tharrëse flokësh ose me llampë me infra të kuqe.
6. Aplikohet ngjitës me bazë epokside.
7. Pozicionojmë tensiometrat mbi ngjitës
8. Vendosim një qese (pelikul) transparente mbi të dhe ushtrojmë presion që të ngjitet.
9. Lidhen fijet elektrike me pajisjet matëse dhe ato rregjistruese.
10. Shënohen zonat ku mendohen se do të ndodhin plasaritjet dhe aty ku duhen matur uljet pra në mesin e traut dhe nën ngarkesat. Plasaritje të holla janë shfaqur që gjatë betonimit për shkak të shkeputjeve ndaj janë zonat më të predispozuar për hapje të madhe të të plasurave.



Fig. 6.10 Fazat e përgatitjes së traut për provën eksperimentale

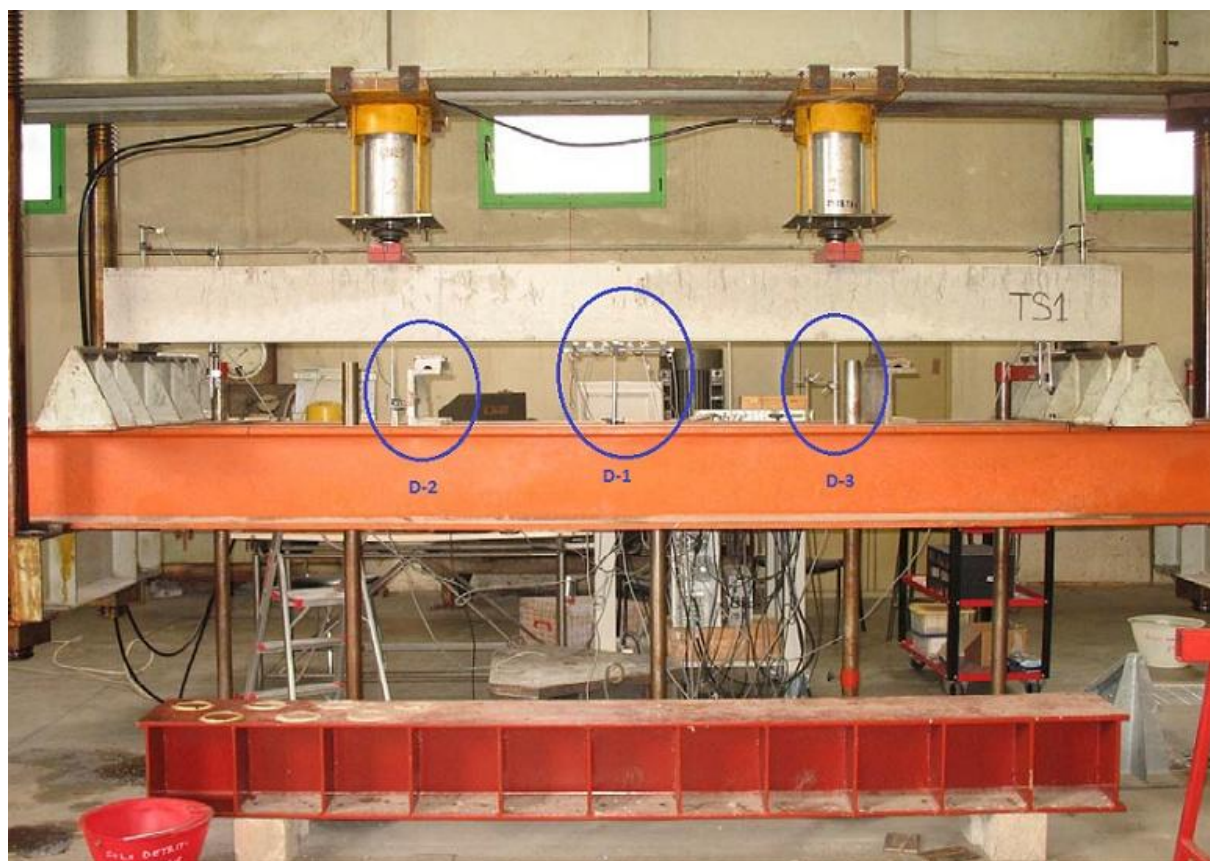


Fig. 6.11 Pozicionimi i pajisjeve matëse në pjesën e poshtme të traut



Fig. 6.12 Pozicionimi i pajisjeve matëse në pjesën e poshtme të traut

6.4 Realizimi i provave

Provat do të realizoheshin në tre çifte trarësh me dimensione të njëjta, por me armim të ndryshëm.

Tek çifti i parë i trarëve (trarët T1 & T2), janë përdorur si armim gjatësor 4 shufra Ø16 GFRP, tek çifti i dytë i trarëve (trarët T3 & T5), janë përdorur si armim gjatësor 5 shufra Ø16 GFRP, dhe tek çifti i tretë i trarëve (trarët T4 & T6), janë përdorur si armim gjatësor 2 shufra Ø16 GFRP, ndërsa armimi i sipërm dhe stafat nuk janë ndryshuar.

Gjatë provave trau T3 pati probleme me matësit të cilët për shka të ndonjë difekti, dhanë rezultate të papranueshme, ndërsa trau T4 u demtua që në fillim të provës për shkak tv montimit jo të mirë të shufrave dhe pozicionimit jo të saktë të presës, ndaj këta trarë nuk u morën fare para sysh dhe nuk janë paraqitur e dokumentuar këtu.

Për të katër trarët e mbetur procedura e ndjekur është e njëjta. Ngarkimi bëhet me cikle duke e graduar presën elektronike me një shpejtësi ngarkimi 300N/sekondë.

Cikli i parë i ngarkimit u çua deri në masën 10 kN, i dyti deri afërsisht në 30 kN, cikli i tretë u çua afërsisht në 60 kN dhe cikli i fundit deri në shkatërrimin e traut. Vetëm tek trau T4, ky ngarkim bëhet në fillim deri në 10 kN, pastaj deri në 20 kN, deri në 40 kN dhe deri në shkatërrimin e traut.

Pas cdo cikli, ngarkimi ndalej dhe mbahej konstant në mënyrë që të shënoheshin me laps plasaritjet e dukshme me sy të lirë dhe duke e fotografuar, duke krijuar një kuadër të plotë të zhvillimit të plasaritjeve në trarë deri në shkatërrimin e tyre.

Më poshtë po paraqes një seri fotosh që dëshmojnë fazat e ndryshme të provës.

Në figurën 6.13 jemi në fazën e parë të ngarkimit dhe ende nuk evidentohen me sy të lirë plasaritje.

Në figurën 6.14 dhe 6.15 për ciklet e ngarkimit përkatësisht deri në 30 kN dhe 60 kN, shihet shfaqja dhe zmadhimi i plasaritjeve me rritjen e ngarkimit.

Në figurën 6.16 kur ngarkimi ka shkua afërsisht 80 kN, shihet që veç zmadhimit tv plasaritjeve, kemi dhe një rritje të dukshme të uljes në zonën e mesit të traut, e cila, në këtë fazë rritet ndjeshëm dhe për rritje të vogla të ngarkesës.

Në figurën 6.17 paraqitet thyerrja dhe shkatërrimi i betonit në zonën e shtypur të betonit, në hapësirën midis dy pistonave të presës, e cila ndodhet tërë kohën nën efektin e përkuljes. Tek trau T1 ky shkatërrim ndodh pranë pistonit të majtë, tek T2 pranë pistonit të djathtë, ndërsa tek T3 në mes të dy pistonave. Kjo varet sidomos nga njv rezistenca më e vogël e materialit në atë zonë si rezultat i johomogjenitetit të plotë të betonit apo aplikimit në mënyrë jo 100% simetrike të ngarkesave. Tek trau T4 ndodh këputja e shufrave GFRP për shkak të armimit të pamjaftueshëm e pastaj dhe shkatërrim i zonës së shtypur të betonit.

Në figurën 6.18 paraqitet detaj i zonës së shtypur të betonit ku ka ndodhur shkatërrimi që mund të nxjerrë në dukje dhe armaturën gjatësore të sipërme.

Me qëllim që të mos ngarkohet me fotografi, këtu janë paraqitur vetëm një pjesë e vogël e tyre për të demonstruar hapat e ndjekur gjatë provave.

Të dhënat në lidhje me madhësinë e plasaritjeve, uljet dhe kurbaturën e traut në funksion të ngarkimit, rregjistrohen prej aparatit MGC dhe elaborohen në formën e grafikëve.

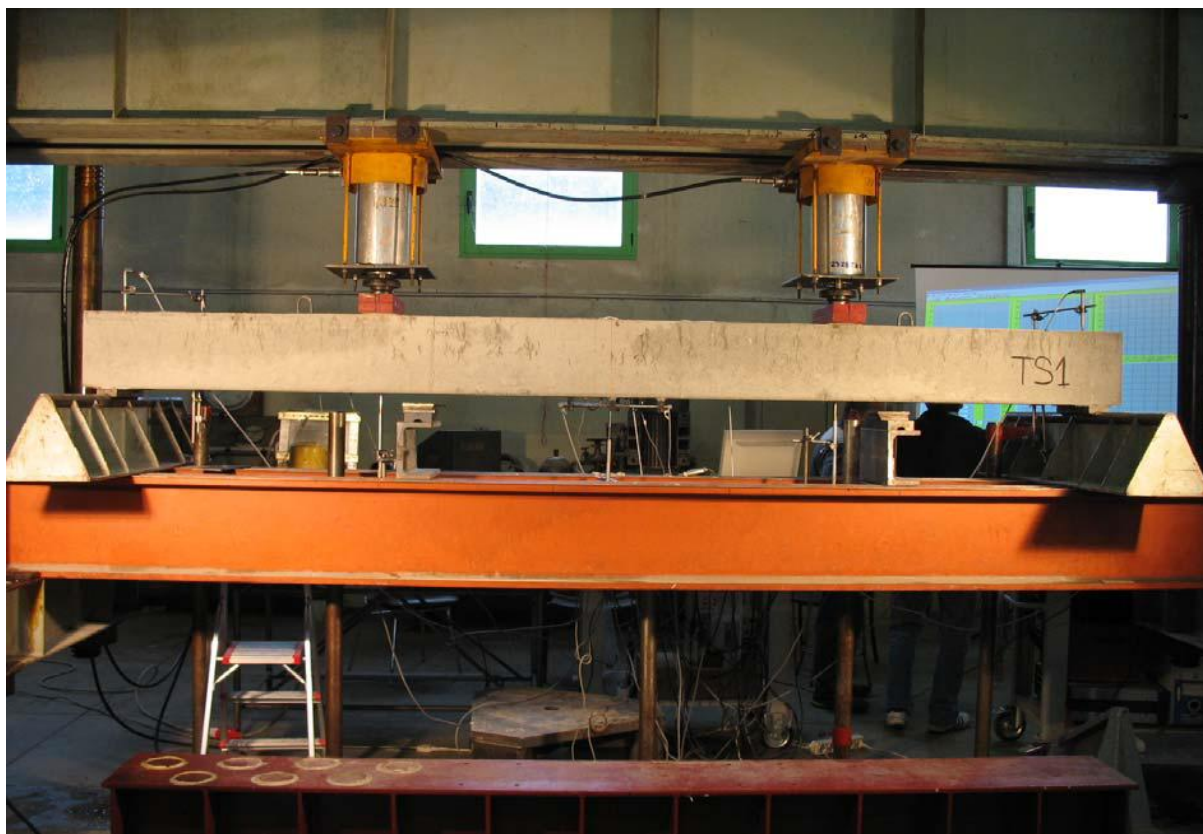


Fig. 6.13 Trau T1- Faza fillestare e ngarkimit

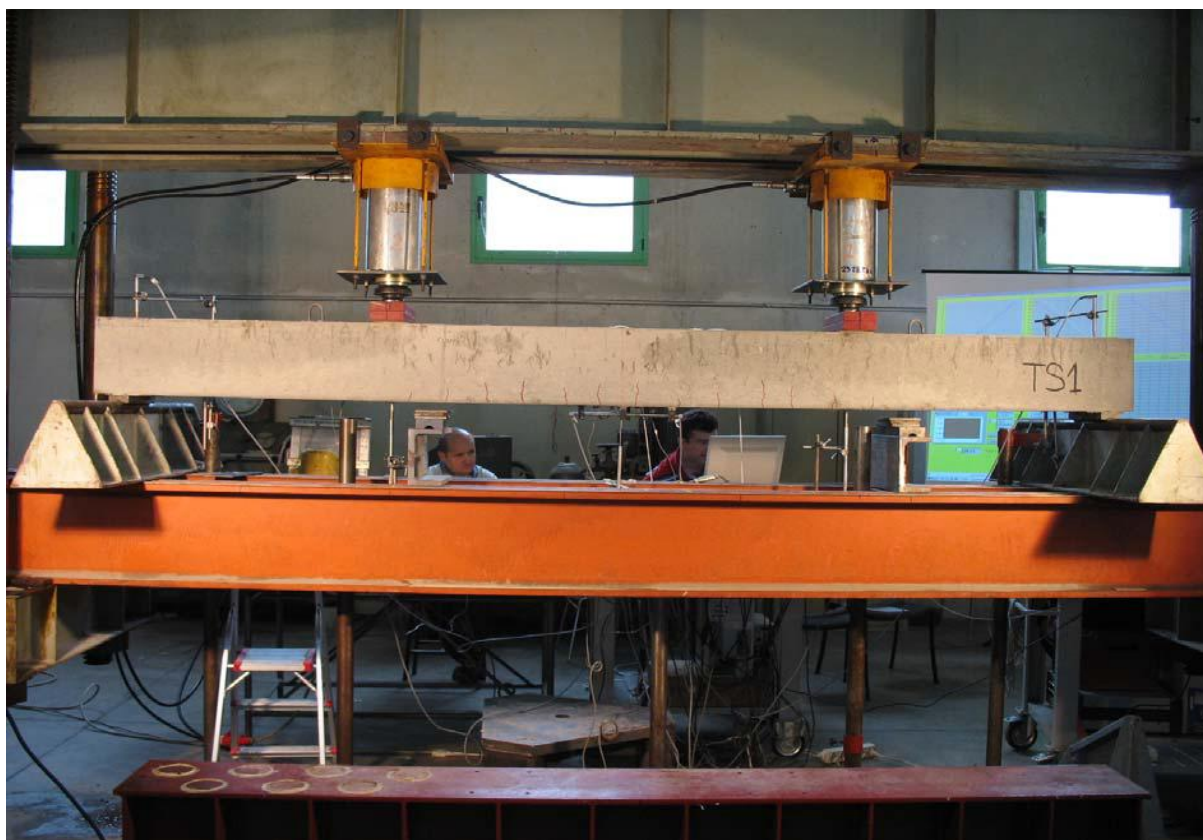


Fig. 6.14 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, shfaqja dhe zhvillimi i plasaritjeve (30 kN)



Fig. 6.15 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve (60 kN)

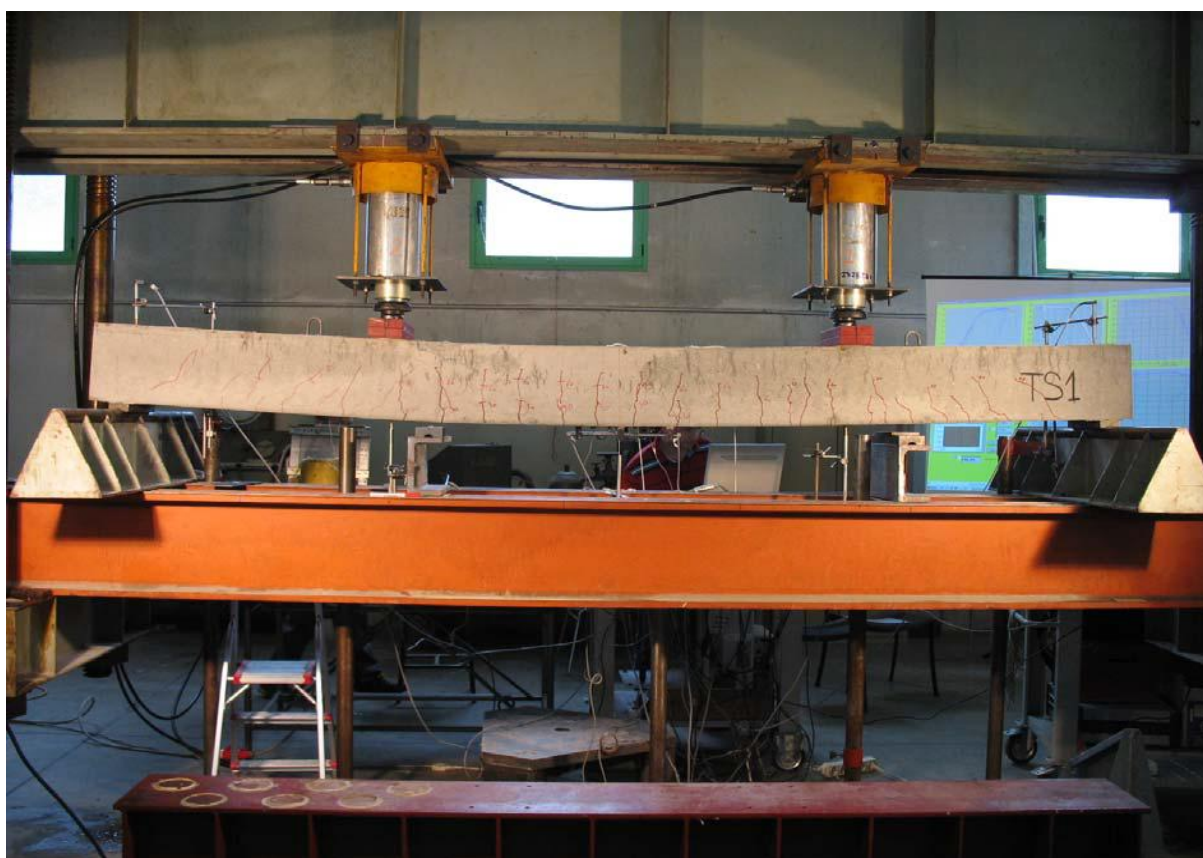


Fig. 6.16 Trau T1- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈80 kN)



Fig. 6.17 Trau T1- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈ 90 kN)



Fig. 6.18 Trau T1- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit



Fig. 6.19 Trau T2- Faza fillestare e ngarkimit



Fig. 6.20 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, shfaqja dhe zhvillimi i plasaritjeve (30 kN)



Fig. 6.21 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve (60 kN)



Fig. 6.22 Trau T2- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈ 80 kN)



Fig. 6.23 Trau T2- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈ 90 kN)



Fig. 6.24 Trau T2- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit



Fig. 6.25 Trau T3- Faza ndërmjetëse e ngarkimit, zmadhimi i plasaritjeve rritja e uljes në mes të traut (≈87 kN)

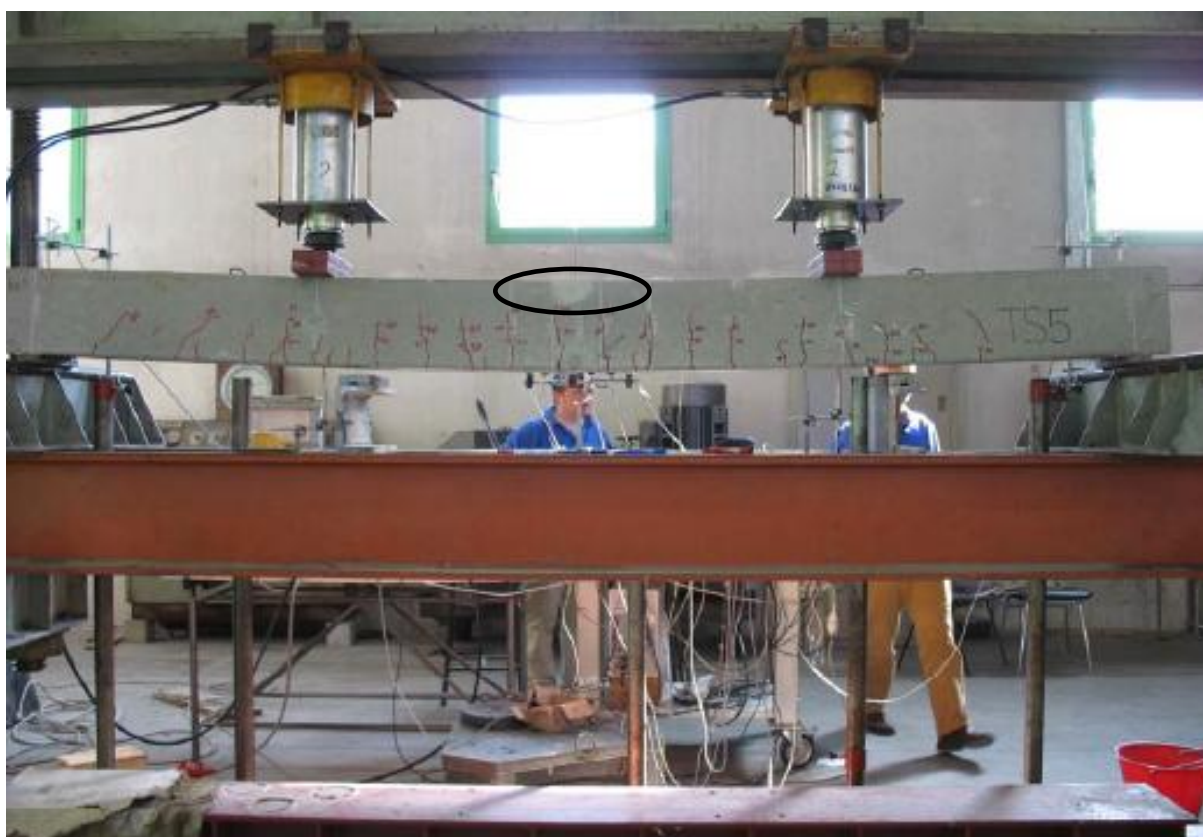


Fig. 6.26 Trau T3- Faza përfundimtare, shkatërrimi i traut në zonën e shtypur të betonit, zhvillimi i plotë i plasaritjeve (≈102 kN)

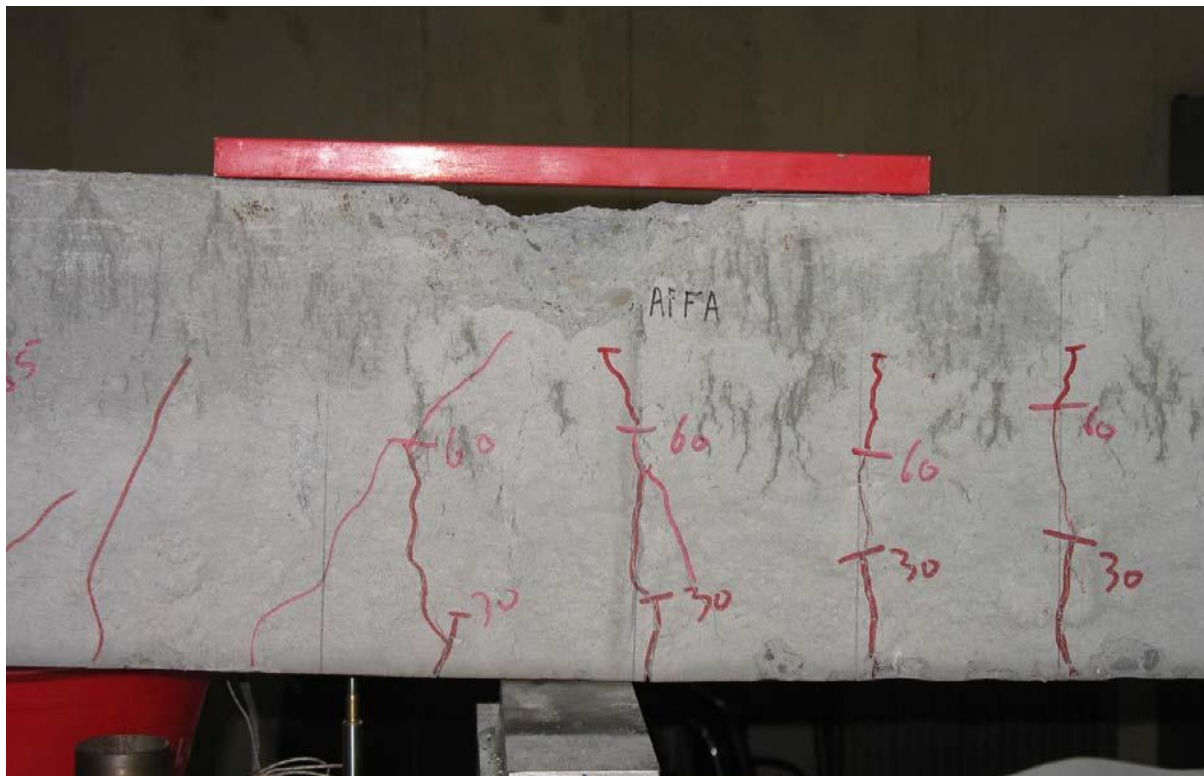


Fig. 6.27 Trau T3- detaj i shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit



Fig. 6.28 Trau T4- Faza përfundimtare para këputjes së shufrave GFRP (≈ 55 kN)

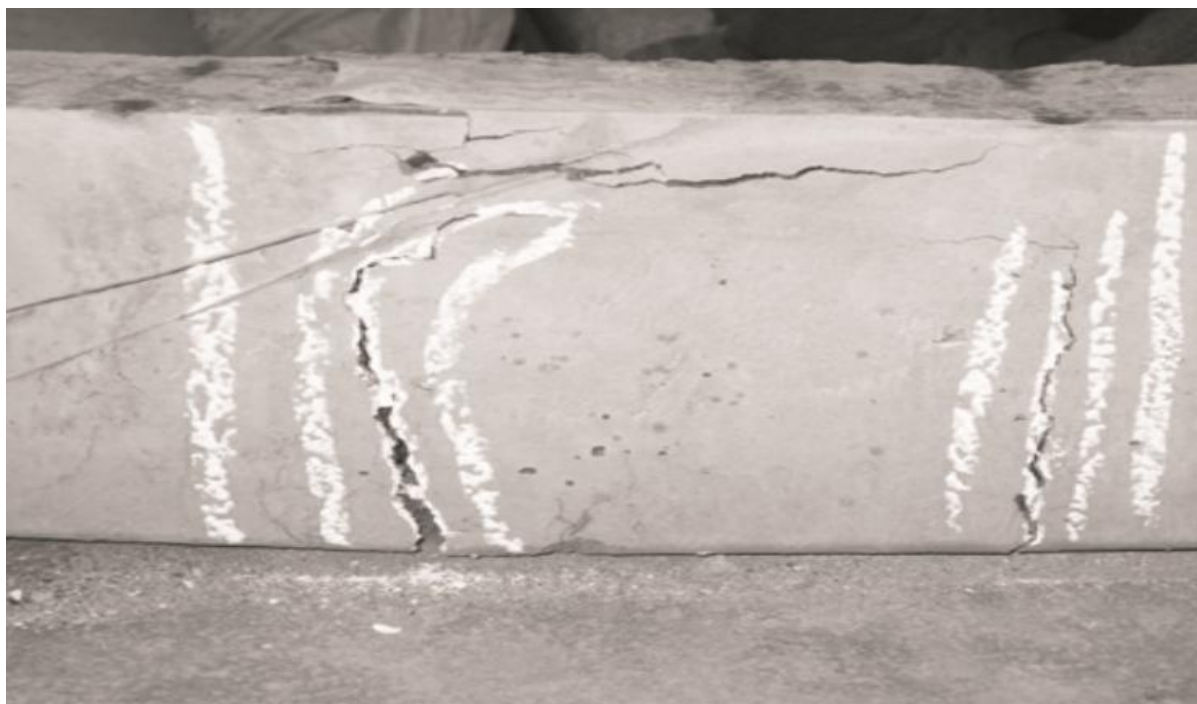


Fig. 6.29 Trau T4- detaj i këputjes së shufrave GFRP dhe shkatërrimit të traut në zonën e shtypur të betonit

6.5 Përpunimi i të dhënave

Pas realizimit të provave të dhënat paraqiten në trajtë grafikësh ku janë bërë dhe krahasimet me vlerat që dalin nga llogaritjet teorike sipas kodit amerikan ACI 2006.

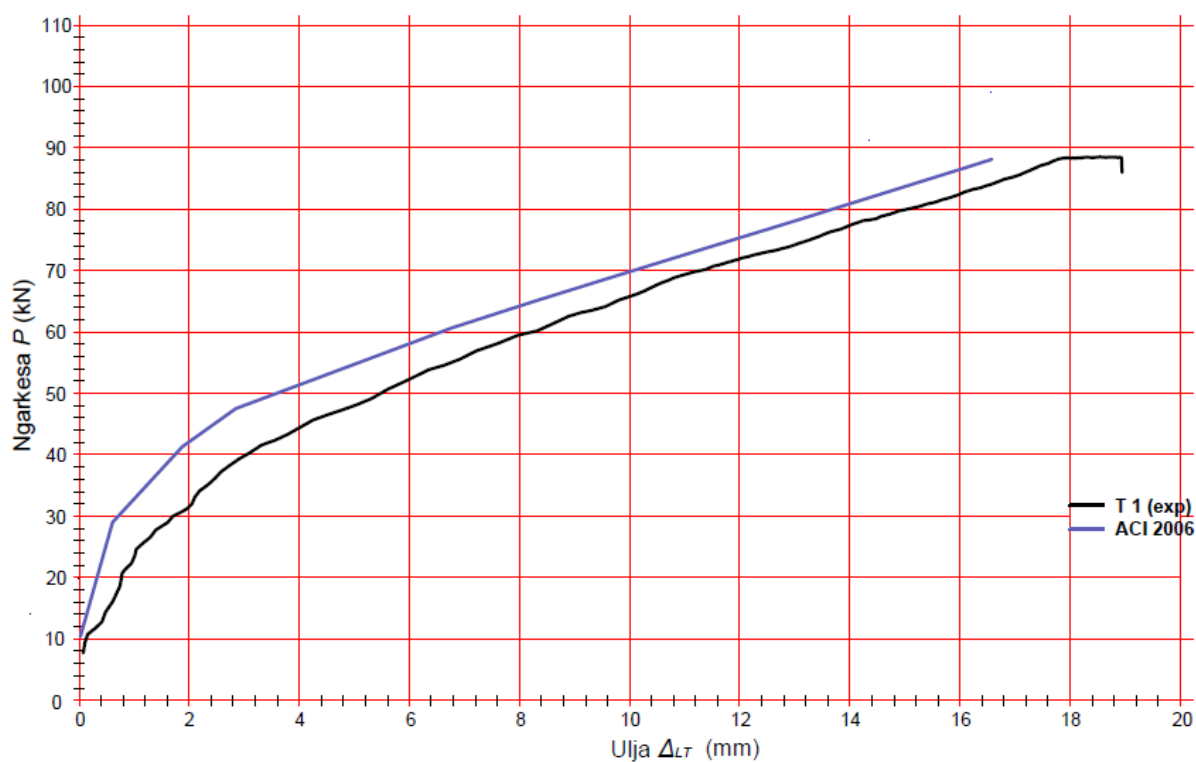


Fig. 6.30 Grafiku i uljeve në mesin e traut T1 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

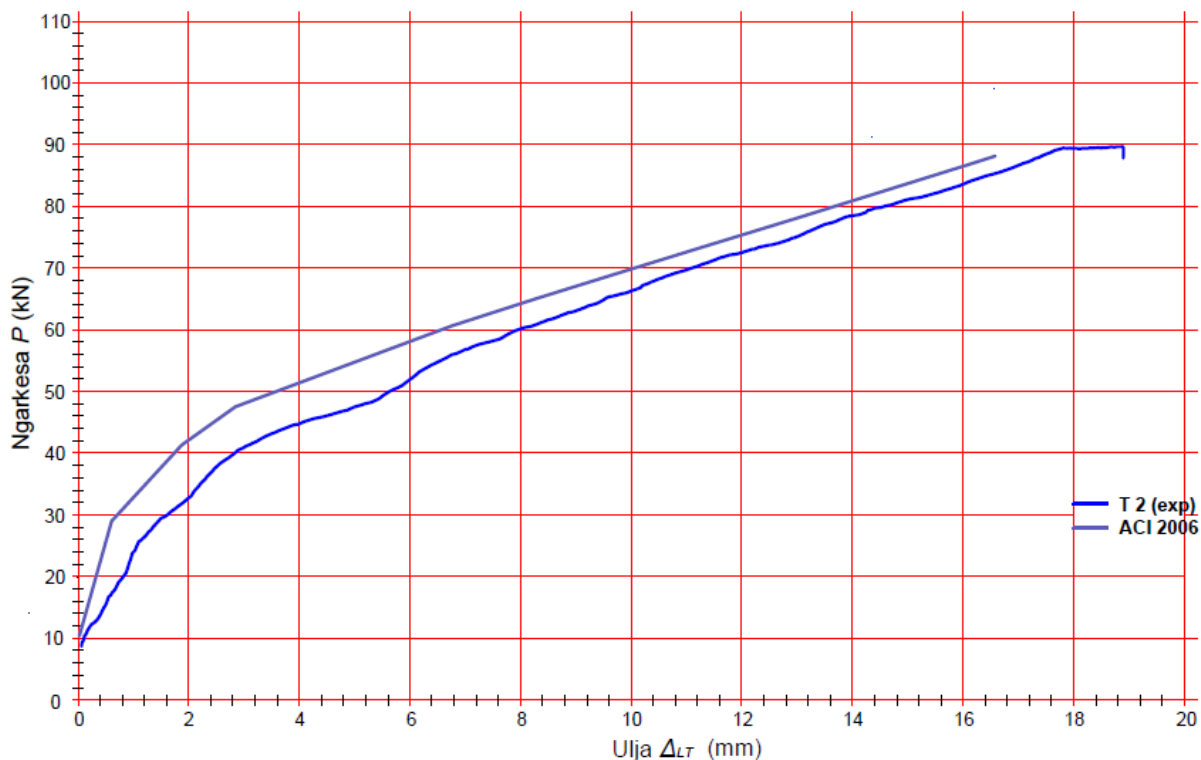


Fig. 6.31 Grafiku i uljeve në mesin e traut T2 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

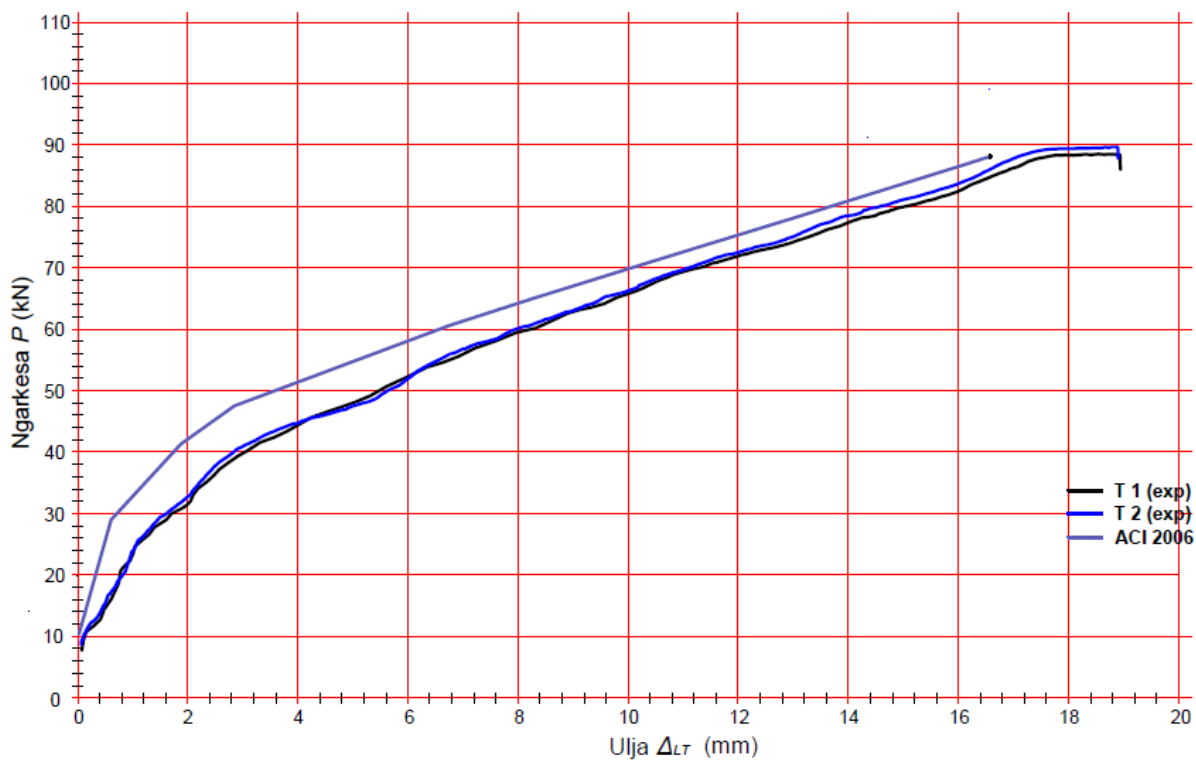


Fig. 6.32 Grafiku i uljeve në mesin e traut T1 & T2 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

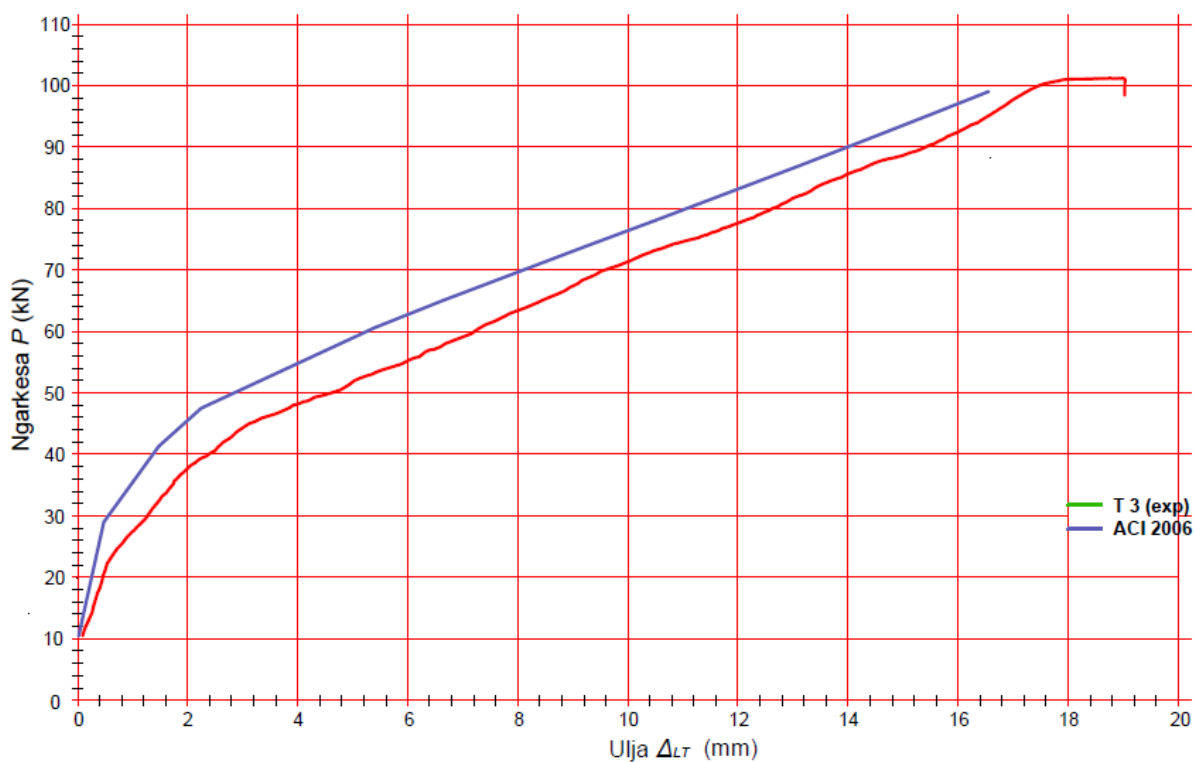


Fig. 6.33 Grafiku i uljeve në mesin e traut T3 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

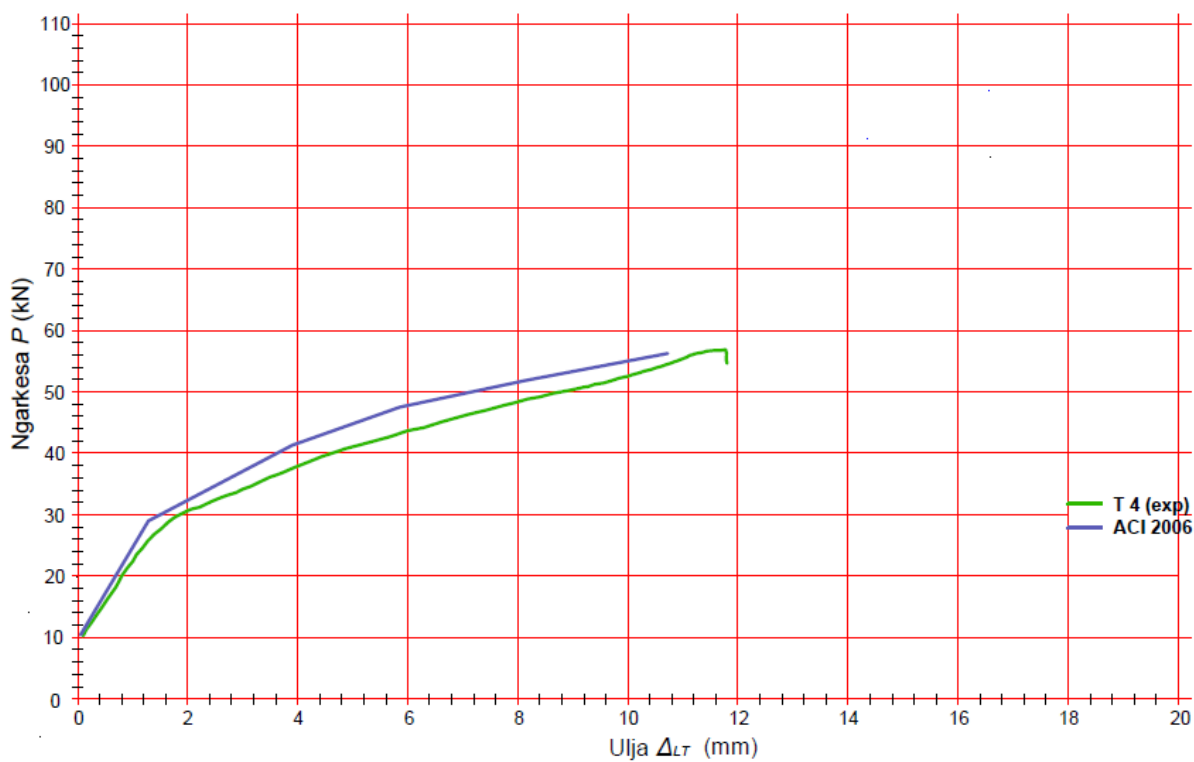


Fig. 6.34 Grafiku i uljeve në mesin e traut T4 në funksion të ngarkimit dhe krahasimi me llogaritjet teorike

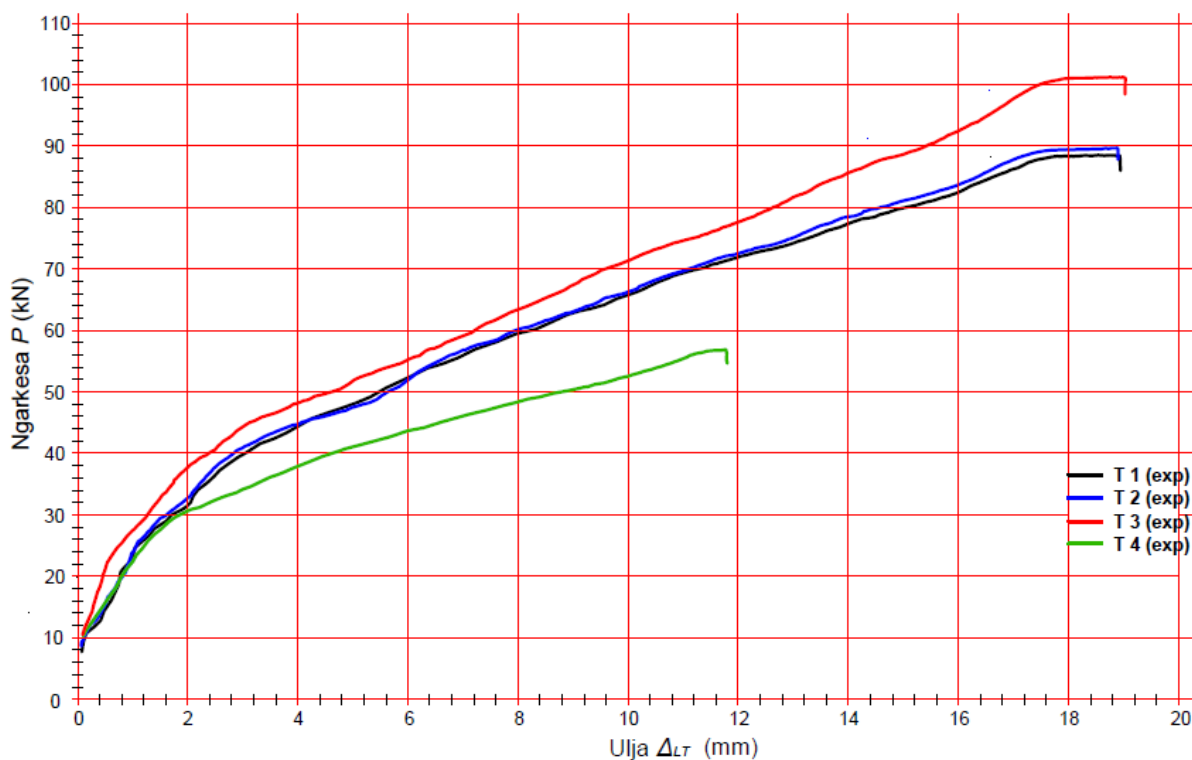


Fig. 6.35 Grafiku i uljeve për të katër trarëve në funksion të ngarkimit

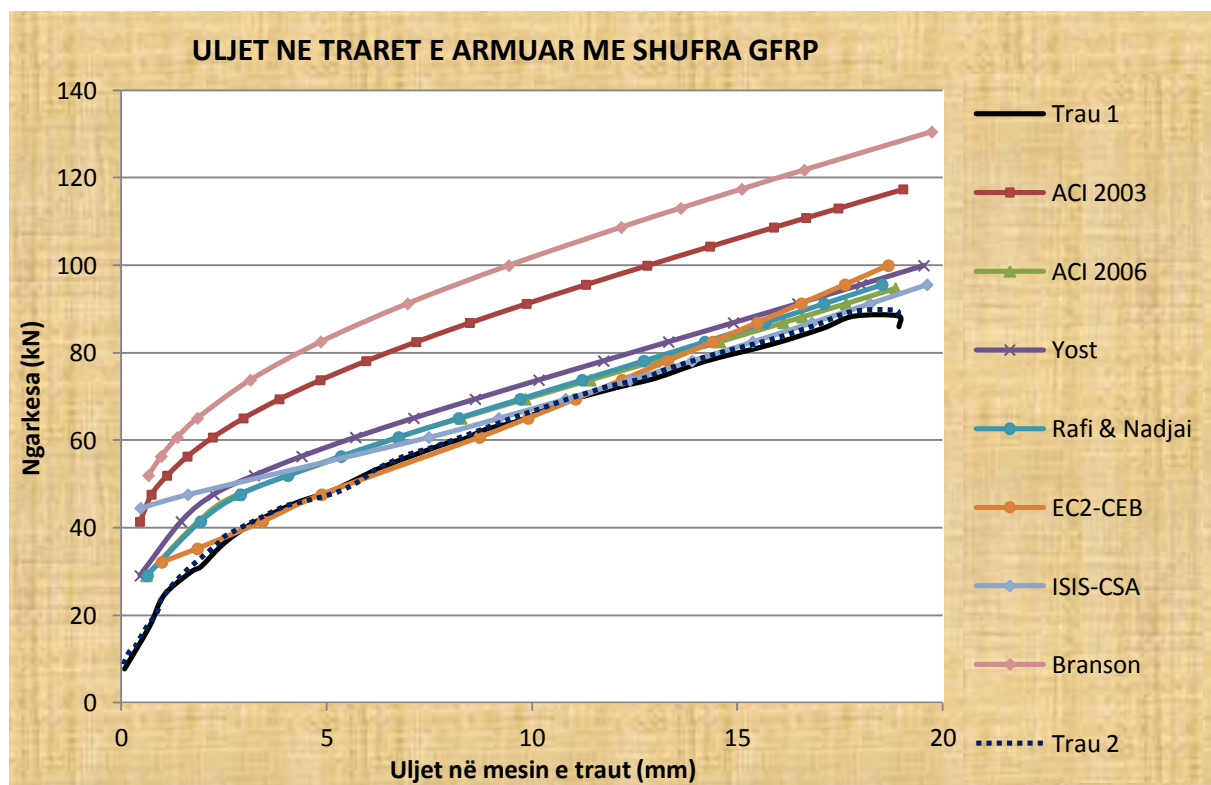


Fig. 6.36 Krahasimi i matjeve eksperimentale të uljeve për trarët T1 & T2 me vlerat teorike sipas kodeve dhe metodave kryesore llogaritëse

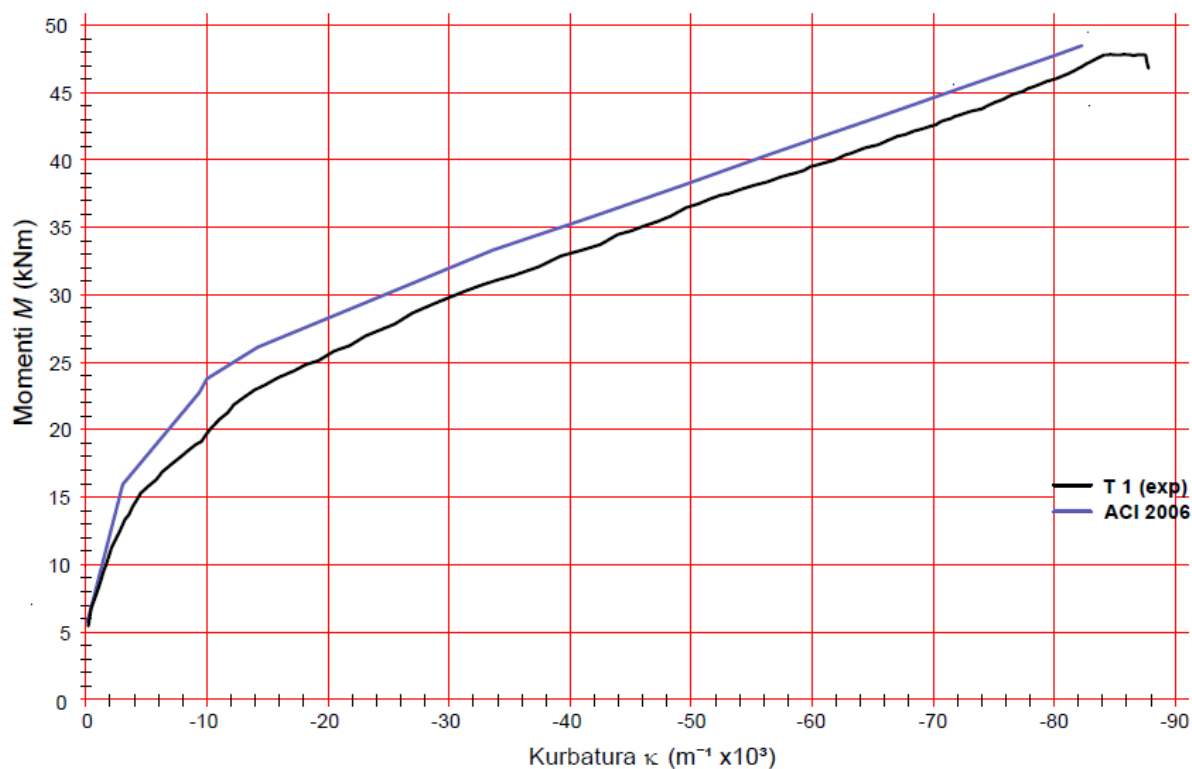


Fig. 6.37 Grafiku moment – kurbaturë për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

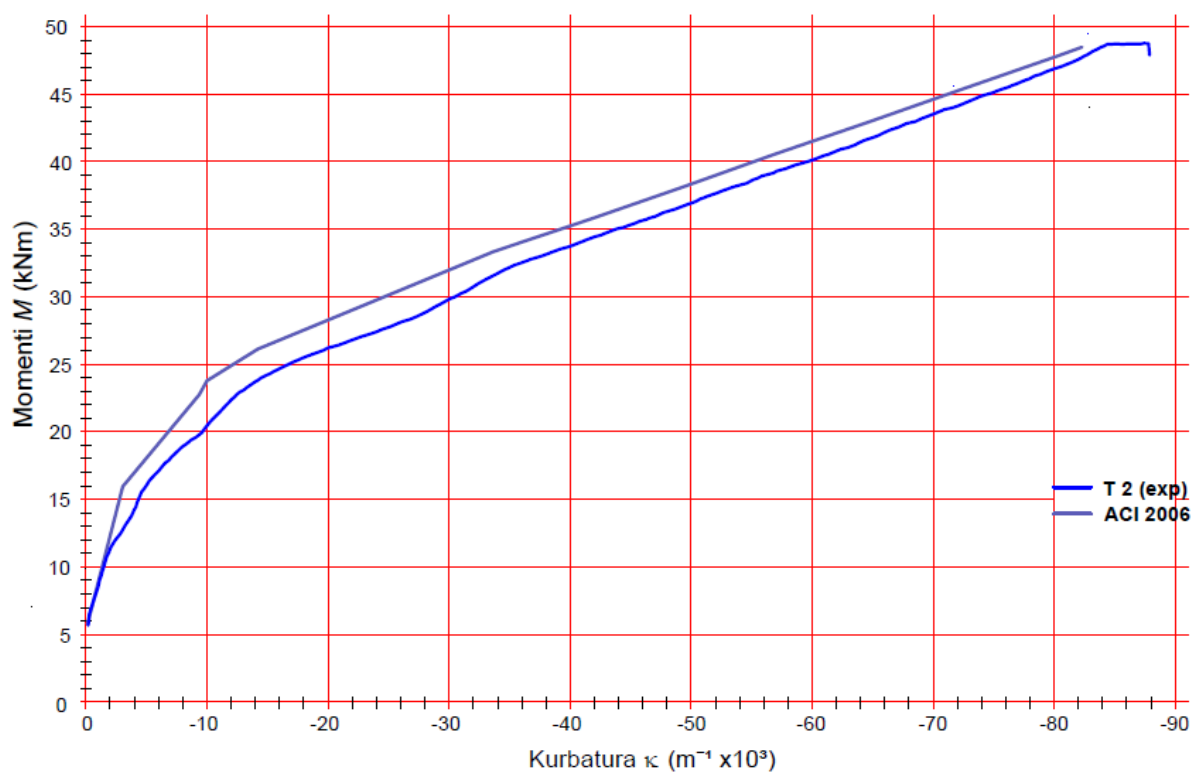


Fig. 6.38 Grafiku moment – kurbaturë për traun T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

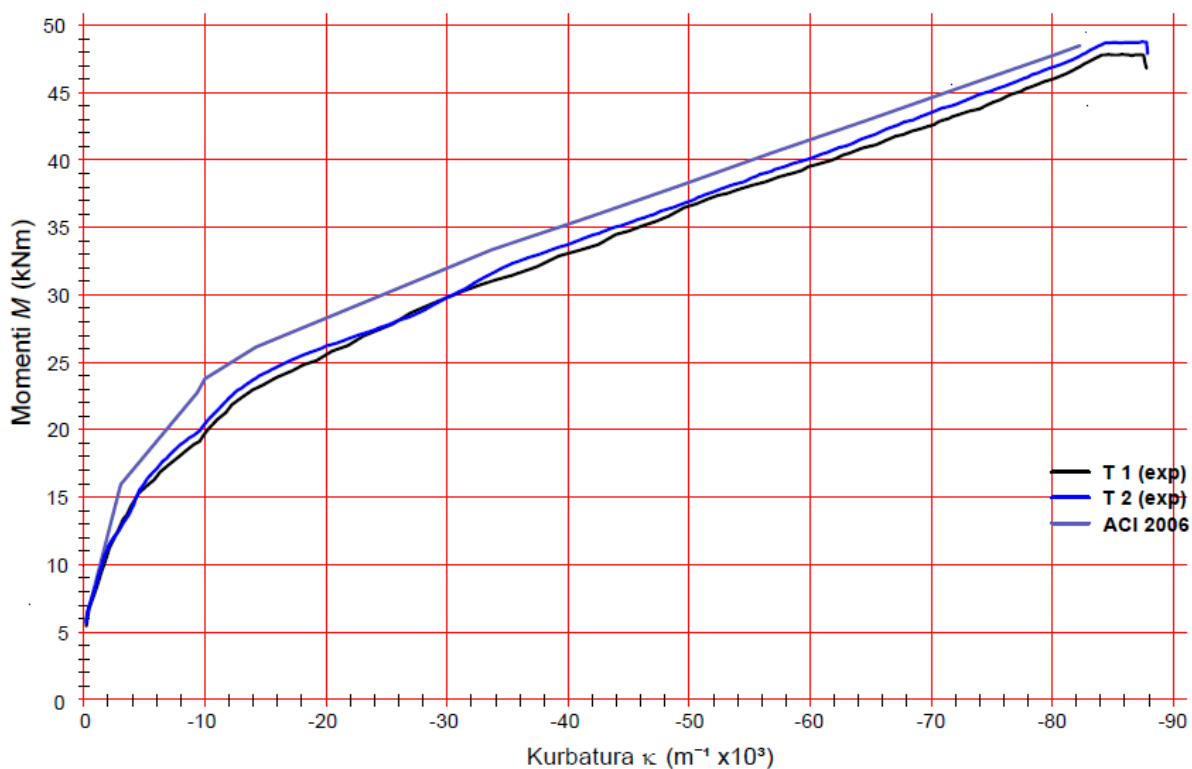


Fig. 6.39 Grafiku moment – kurbaturë për traun T1 & T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

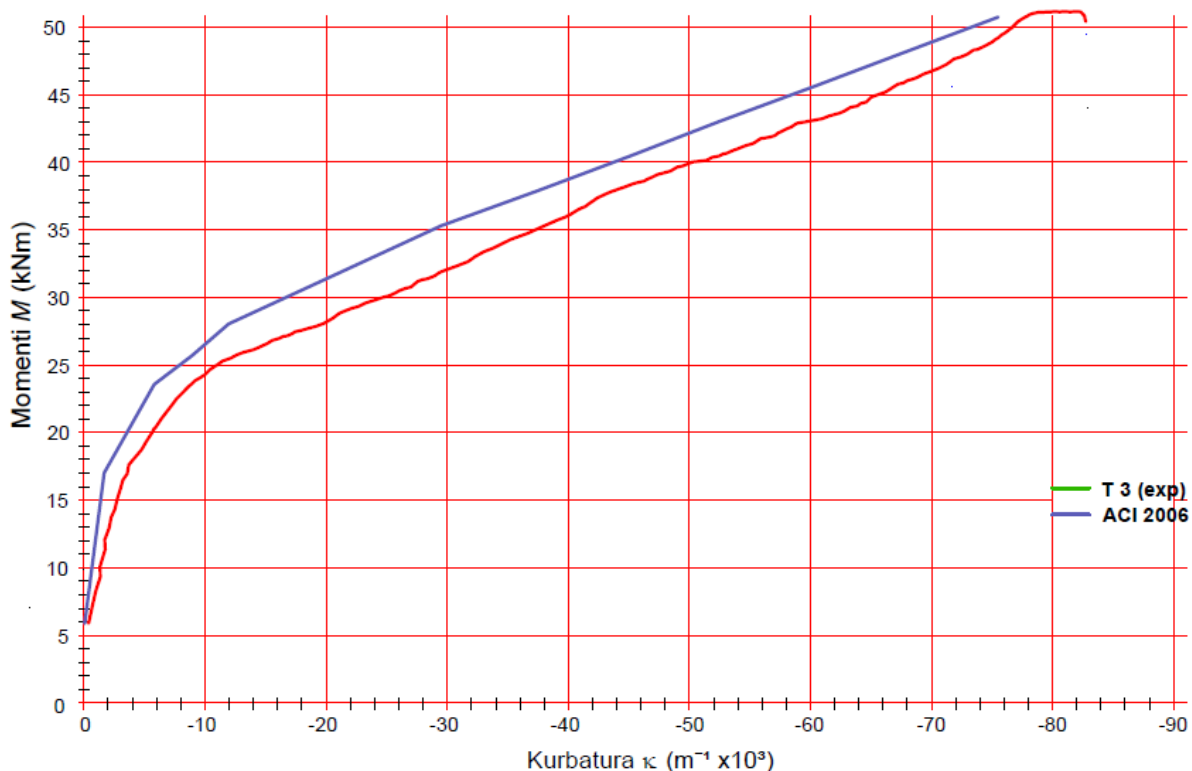


Fig. 6.40 Grafiku moment – kurbaturë për traun T3 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

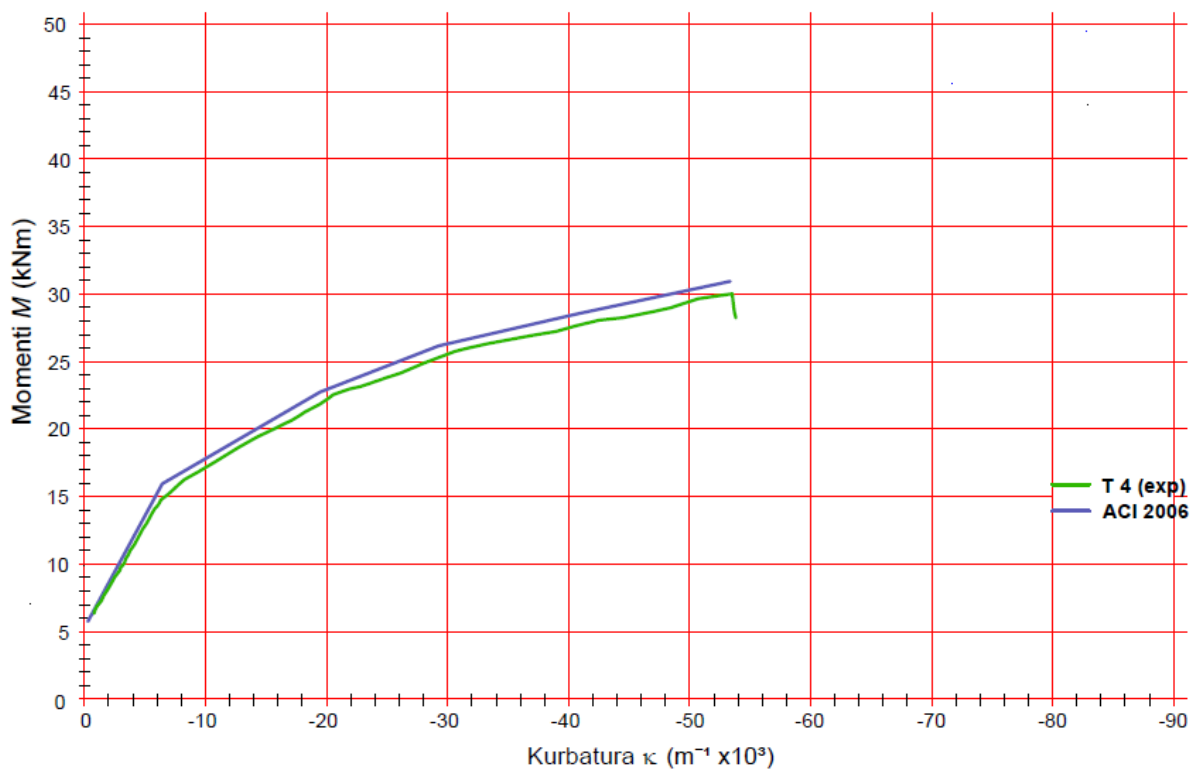


Fig. 6.41 Grafiku moment – kurbaturë për traun T4 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

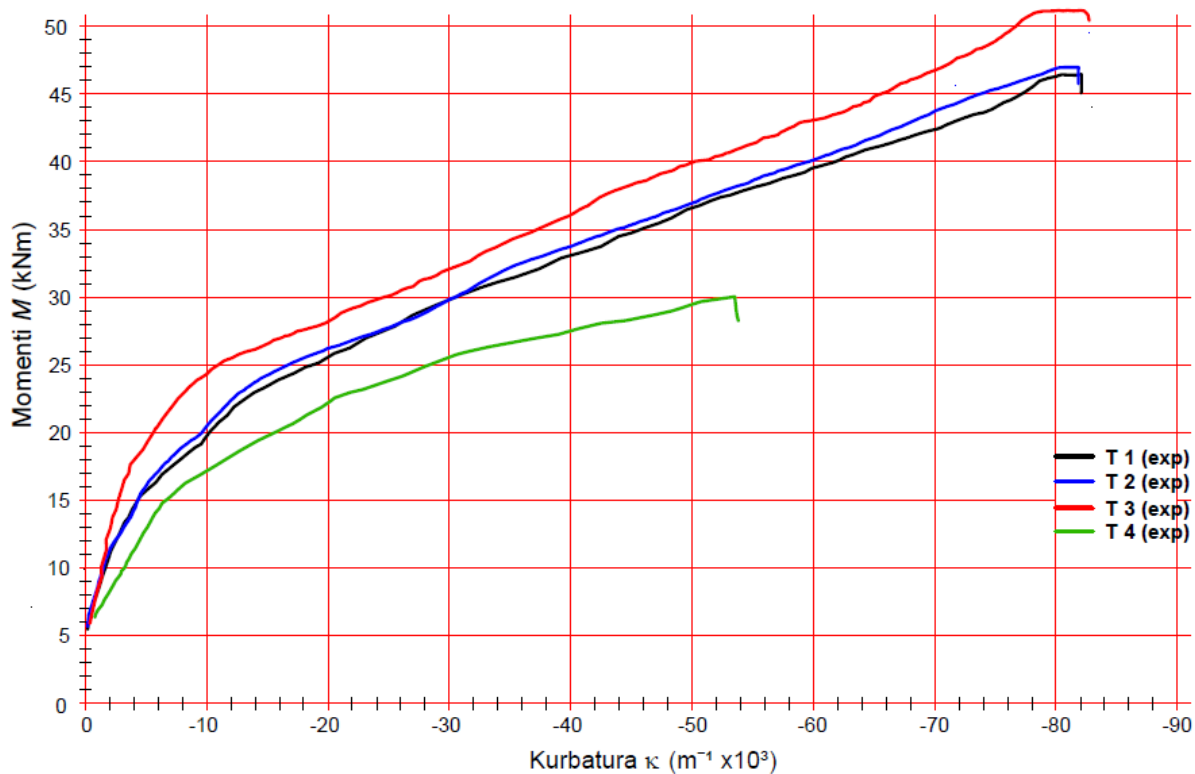


Fig. 6.42 Grafiku moment – kurbaturë për të katër trarët

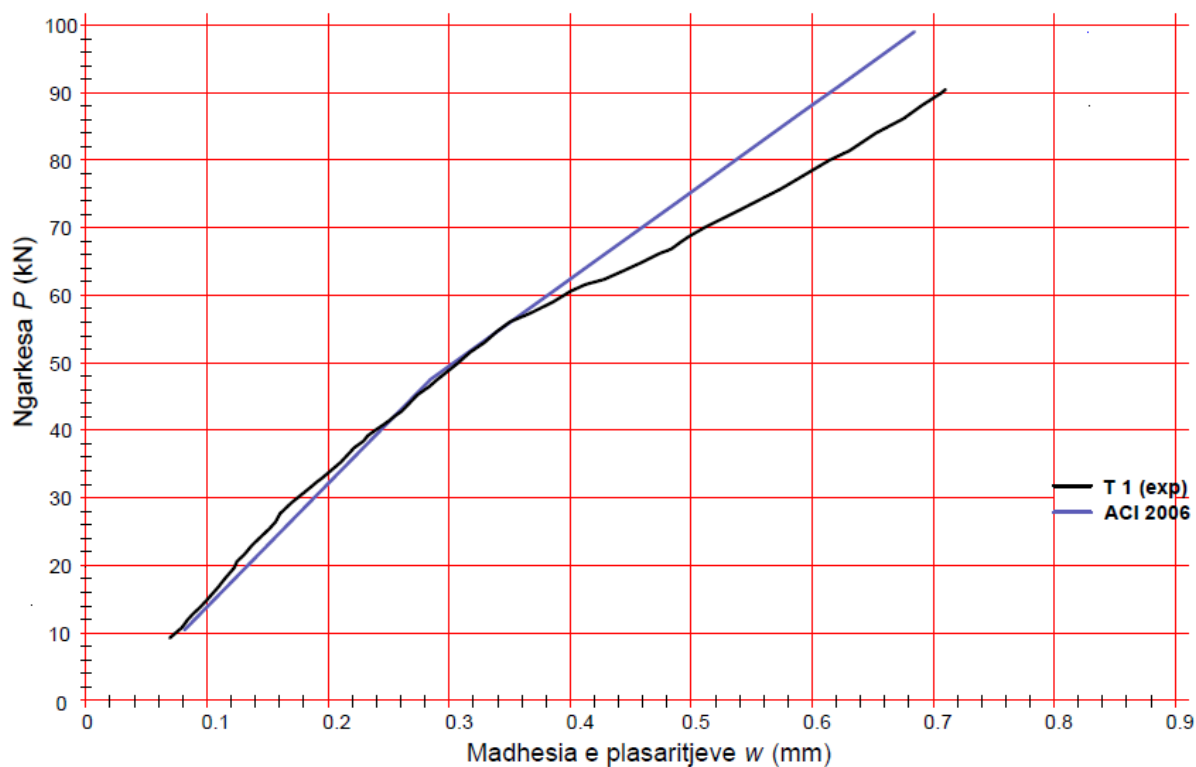


Fig. 6.43 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

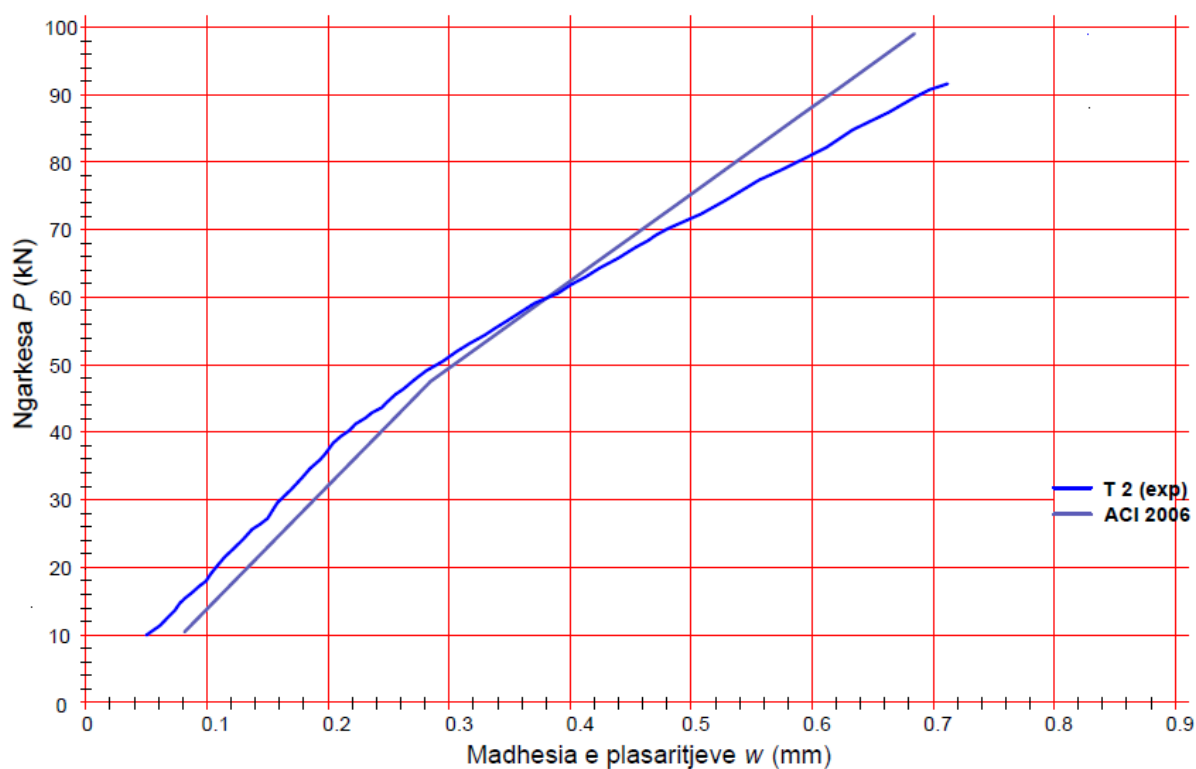


Fig. 6.44 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

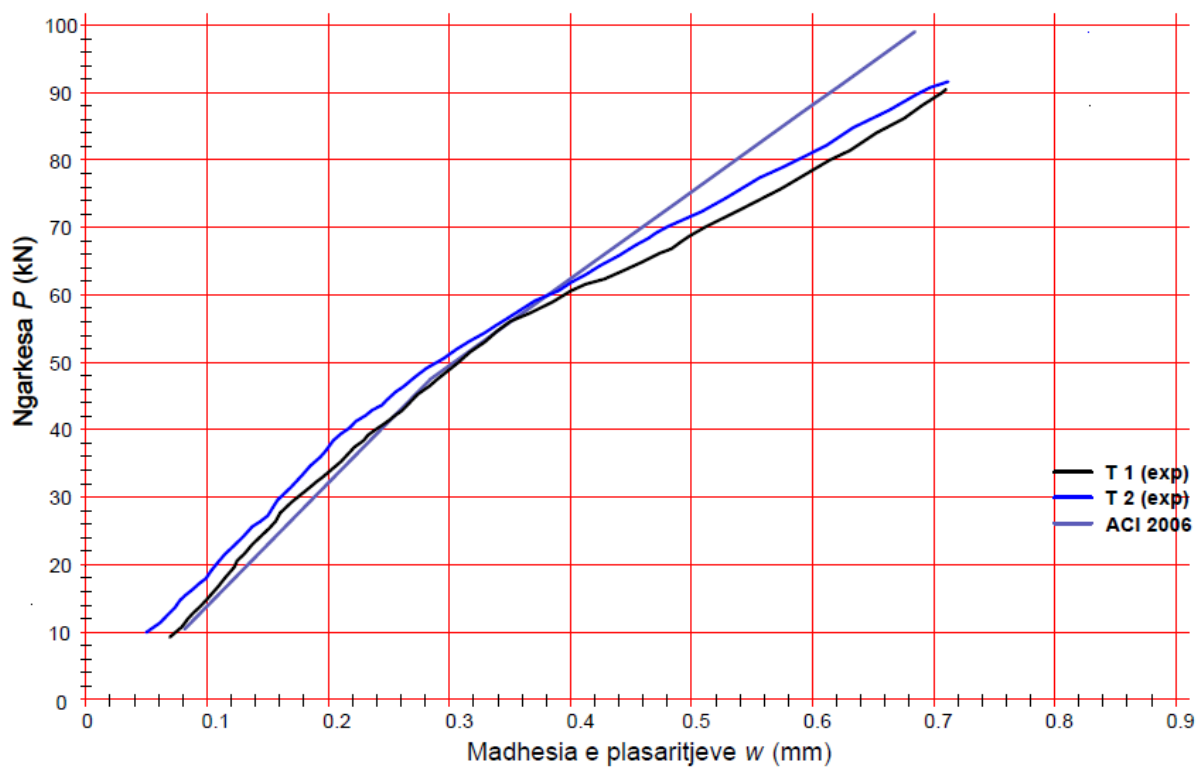


Fig. 6.45 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T1 & T2 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

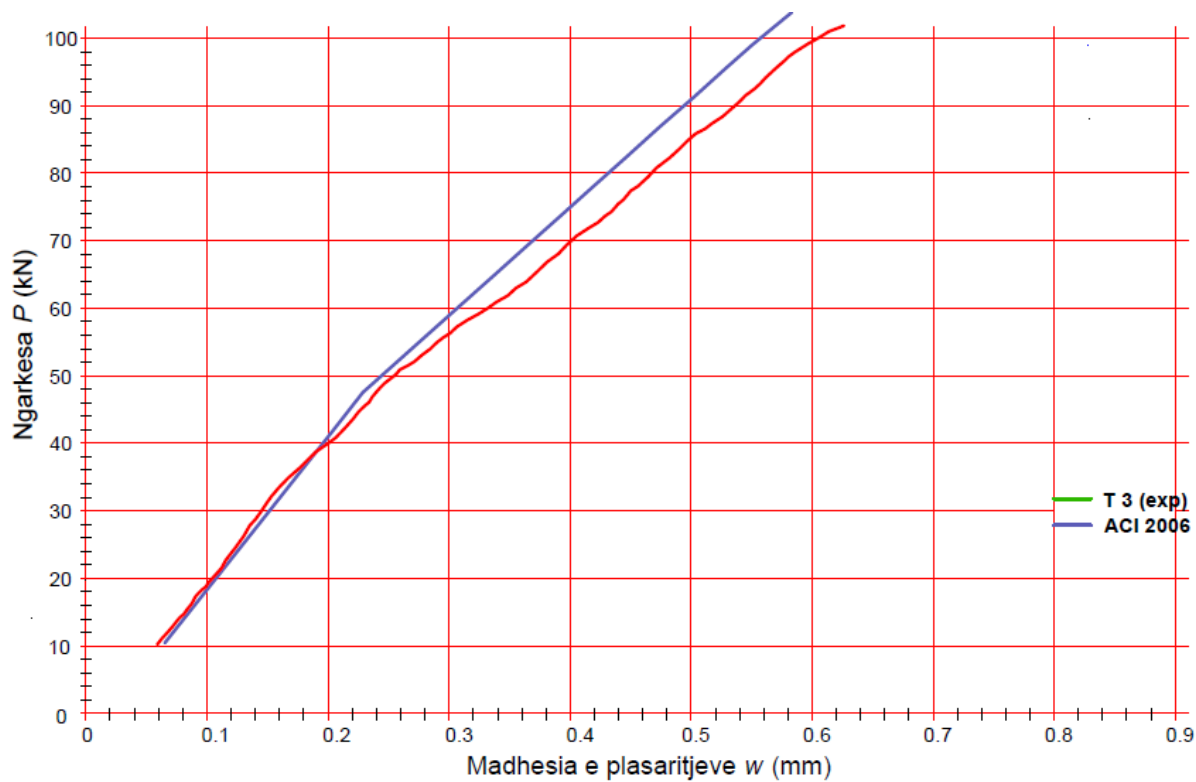


Fig. 6.46 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T3 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

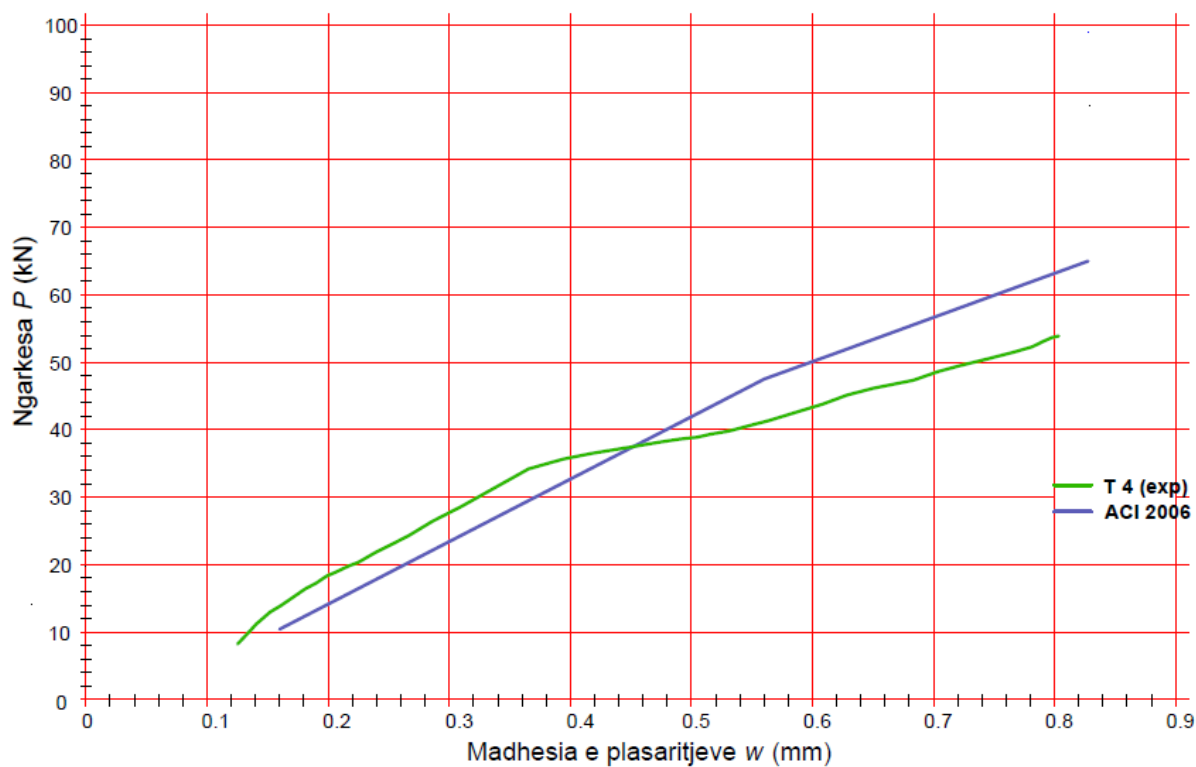


Fig. 6.47 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për traun T4 dhe krahasimi me llogaritjet teorike

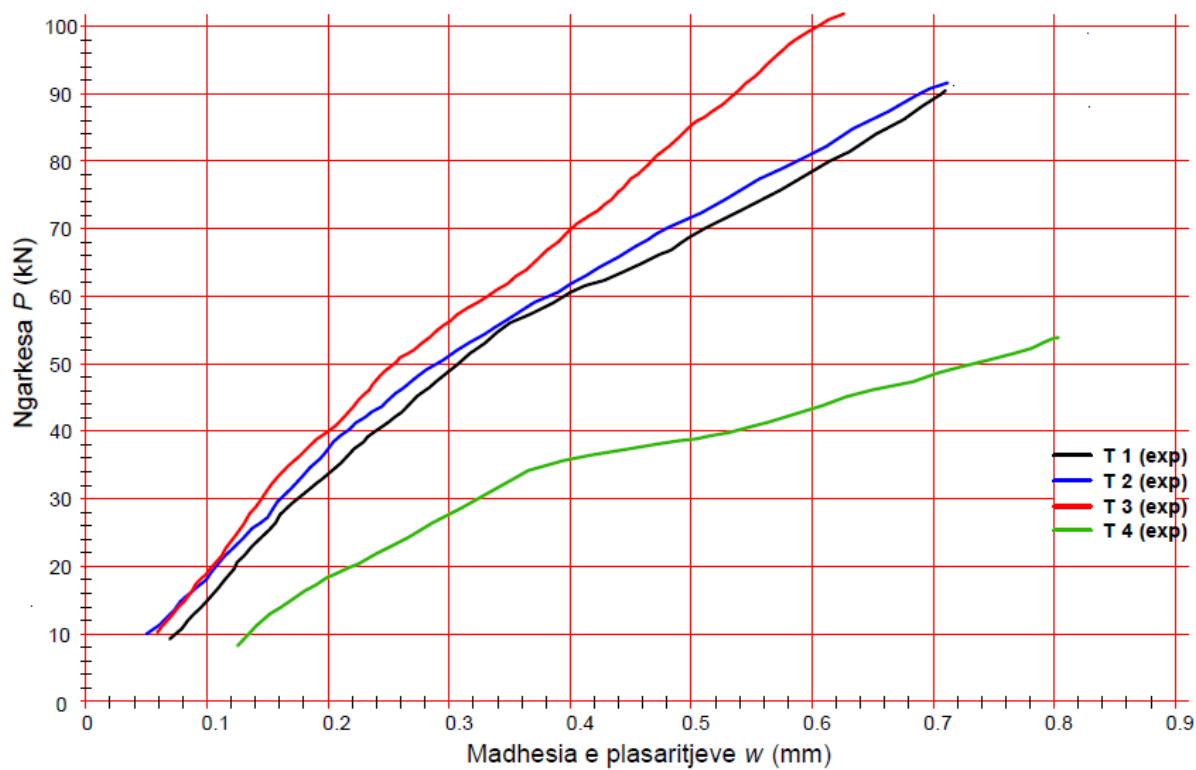


Fig. 6.48 Grafiku i varësisë së madhësisë së plasaritjeve nga ngarkimi për të katër trarët

6.6 Analiza e rezultateve

Siç u përmend më parë, nga gjashtë trarë që u përgatitën për prova, vetëm për 4 prej tyre u bë i mundur realizimi i provave. Trarët janë armuar në sasi të ndryshme për të parë gjendjet e mundshme të shkatërrimit të traut

Tek çifti i parë i trarëve T1 dhe T2 (të shënuar TS1 dhe TS2 para provës), janë përdorur si armim gjatësor 4 shufra Ø16 GFRP, duke përfutur një përqindje armimi optimal (të balancuar), pasi nga llogaritjet teorike e bëra paraprakisht del që përqindaja e armimit $\rho_f = 0.932 \approx \rho_{fb} = 0.93$, pra jemi në kushtet e një armimi thujse të balancuar, ose fare pak më të madh se armimi optimal.

Tek trau T3 (apo i shënuar TS5 para fillimit të provave), është përdorur si armim gjatësor 5 shufra Ø16 GFRP, duke përfutur një tra të armuar pak mbi optimalen, nga llogaritjet teorike paraprake del $\rho_f = 0.0093 < \rho_f = 0.0116 < 1,4 \cdot \rho_{fb} = 0.0013$ pra jemi në kushtet e një trau të armuar pak mbi optimalen.

Tek trau T4 (apo i shënuar TS6 para fillimit të provave), është përdorur si armim gjatësor 2 shufra Ø16 GFRP, duke përfutur një tra të armuar pak, pasi nga llogaritjet teorike paraprake del $\rho_f = 0.00466 < \rho_{fb} = 0.0093$ pra jemi në kushtet e një trau të armuar pak.

6.6.1 Uljet e trarëve

Në figurat 6.30, 6.31 dhe 6.32, jepen përkatësisht grafikët e varësisë së uljeve nga madhësia e ngarkimit, në mesin e trarëve T1, T2 si dhe T1 e T2 njëherësh, të krahasuara këto me vlerat e nxjerra nga llogaritjet teorike sipas kodit amerikan ACI 2006, i përdorur më parë dhe të pjesa aplikative e temës. Meqenëse armimi në këta trarë është pothuajse optimal, teorikisht duhej që të ndodhte njëherësh këputja e shufrave GFRP dhe shkatërrimi i zonës së shtypur të betonit pasi idealisht deformimi i fundëm i shufrave dhe i betonit duhet të arrihej njëherësh. Kjo gjë në të dy rastet nuk u pa dhe shkatërrimi ndodhi në zonën e shtypur të betonit. Shihet se vlerat eksperimentale të marra për të dy trarët janë shumë të përafërta me njëra tjetrën, ku trau T2 e arrin shkatërrimin vetëm për një ngarkesë prej 89.5 kN ose vetëm 1.2 kN më të madhe se trau T1 që e arrin shkatërrimin për vlerën 88.3 kN, ndërkohë që deformim maksimal në castin e shkatërrimit pati trau T1 por vetëm 0.2-0.3 mm më shumë. Duhet theksuar se ulja në mes castin e shkatërrimit për të dy trarët ishte e rendit 18.8-19.1 mm e cila është më e madhe se ulja e lejuar prej 16.67 mm sipas kushteve kufitare të shërbimit, pra në këtë rast është gjendja kufitare e shërbimit ajo që kontrollon punën e trarëve.

Nëse shihen vlerat teorike sipas ACI 2006, shihet se teorikisht shkatërrimi duhej të ndodhte për vlera më të larta të ngarkimit por me një ndryshim të papërfillshëm prej 3-4 kN apo 4-5%, gjë që vjen prej karakterit konservator të formulave empirike të mbështetura në ekuacionin e Branson që nuk marrin parasysh faktorë si psh. që kanë të bëjnë me raportin e modulit të elasticitetit të shufrave GFRP dhe betonit pra $\frac{E_{frp}}{E_s}$. Një farë mospërputhjeje ka në castin kur sapo ka filluar ulja e trarëve prej madhësisë 1 mm deri në 5 mm ku realisht këto ulje arrihen për një ngarkesë 7-10 kN më të vogël se vlerat teorike ndoshta kjo si efekt i fillimit të ciklit të dytë të ngarkimit dhe ndikimit të mënyrës së ngarkimit. Përgjithësisht mund të themi se ACI 2006 i përmbush aspektativat për llogaritjen e uljeve sipas kushteve kufitare të fundme.

Në figurën 6.36 është bërë një krahasim i rezultateve reale eksperimentale të uljeve në mesin e trarëve T1 & T2, me vlerat teorike të gjetura duke përdorur disa prej kodeve dhe metodave kryesore llogaritëse, përfshirë dhe ACI 2006 të përmendur më sipër. Vërejmë se

shumica e metodave japin rezultate të ngjashme me ACI 2006 dhe me vetë të dhënat eksperimentale me pak diferenca dhe brenda pritshmërive. Praktikisht të gjitha vlerat teorike tregojnë vlera më të mëdha ngarkesash për të njëjtën ulje apo ulje më të vogla për të njëjtën ngarkesë. Siç u tha kjo ndodh për shkak të mosmarrjes parasysh të të gjithë faktorëve që ndikojnë tek llogaritjet e momentit efektiv të inercisë:

- Branson përdor një ekuacion mjaft konservativ për llogaritjen e momentit efektiv të inercisë I_e , duke mos marrë parasysh shumë faktorë si: sasinë e armimit, modulet e elasticitetit të shufrave dhe betonit, si dhe aftësinë aderuese të shufrave me betonin, ndaj vlerat teorike të marra prej tij, janë mjaft larg matjeve eksperimentale, madje ky ndryshim shkon deri në 40-45%, duke presupozuar ulje shumë më të vogla se ato reale. Kjo metodë nuk është e besueshme por ka shërbyer si pikënisje për studime të mëvonshme.

- ACI 2003 merr parasysh modulën e elasticitetit të shufrave dhe betonit, por jo sasinë e armimit dhe aftësinë aderuese të shufrave me betonin. Kjo bën që vlerat teorike të llogaritura prej tij të jenë larg vlerave eksperimentale duke dhënë ulje rreth 30% më të ulëta për të njëjtin ngarkim.

- ACI 2006 merr në konsideratë sasinë e armimit, por jo raportin e modulit të elasticitetit të shufrave GFRP dhe betonit dhe aftësinë aderuese të shufrave me betonin. Megjithatë sic u tha dhe më lart, këto ndikojnë pak dhe uljet e gjetura teorikisht me këtë metodë japin ulje vetëm 5-6% më të ulëta se ato eksperimentale, duke e bërë këtë një nga metodat më të mira llogaritëse për uljet dhe metoda që përdoret më shumë, kjo dhe për shkak të rezultateve të shumta eksperimentale që kanë vërtetuar dhe përmirësuar formulat empirike të kodit.

- Yost dhe Rafi & Nadjai i kanë marrë parasysh si modulet e elasticitetit, dhe sasinë e armimit por jo aftësinë aderuese të shufrave me betonin. Uljet e gjetura teorikisht me këto metoda japin ulje përkatësisht 10% dhe 6% më të ulëta se ato eksperimentale, duke bërë që këto metoda të ngjashme me njëra-tjetrën të jenë shumë të mira për llogaritjen e uljeve.

- ISIS CANADA dhe Canadian Code (CAN/CSA-S806 2002), japin vlera shumë të afërta me ato reale, por duke përdorur një ekuacion tjetër dhe jo atë të Branson, dhe ku futën konceptin e një momenti tjetër inercie I_t , i cili shpreh momentin e inercisë së seksionit të paplasaritur, të transformuar thjesht në beton, duke marrë parasysh jo vetëm sasinë e armimit dhe modulën e elasticitetit, por dhe një koeficient që ka të bëjë me karakteristikat aderuese të shufrave GFRP me betonin. Uljet teorike tani janë më pak se 3% më të ulëta se ato eksperimentale duke e bërë këtë një nga metodat më të mira për llogaritjen e uljeve të trarëve sipas gjendjes kufitare të shërbimit.

- EC2 – CEB dhe Italian Code CNR-DT 203/2006, shohim se jep rezultate gjithashtu të mira, por që nuk varen nga momenti efektiv i inercisë, raportet e moduleve të elasticitetit dhe të armimit, por vetëm nga uljet për seksionin e paplasaritur dhe atë të plasaritur. Aty merren parasysh dhe aftësitë e aderencës së shufrave FRP me betonin, si dhe llojin e ngarkimit: ngarkim afatshkurtër apo ngarkim ciklik afatgjatë. Ajo që bën përshtypje këtu është se grafiku i bazuar në llogaritjet sipas EC2 thuhet përputhet gjatë tërë kohës me grafikun e regjistruar gjatë provave më përjashtim të casteve kur fillojnë uljet (ku duket sikur sipas EC2 ka një ulje fillestare për ngarkesa 25-30 kN dhe nuk nis nga ulja 0), dhe në çastin kur trau hyn në fazën e uljeve të mëdha, afër uljeve të lejuara e deri në shkatërrimin e traut

(pra për ulje 15-20 mm), ku uljet sipas EC2 shkojnë deri në 10% më të vogla se ato eksperimentale. Besoj se faktori kryesor që ndikon, qëndron tek formula për llogaritjen e uljeve, ku përdoret kombinimi i uljeve të seksionit të plotë dhe të plasarit për të njëjtin moment që vepron në seksion. Megjithatë, duhet thënë se llogaritjet sipas këtyre kodeve janë ndër më të saktat dhe kanë gjetur përdorim në disa vende të Evropës.

Në figurën 6.33 jepet grafiku i varësisë së uljeve nga ngarkimi për mesin e traut T3 të krahasuar me vlerat teorike të nxjerra nëpërmjet kodit amerikan ACI 2006. Si tra i armuar pak mbi armimin optimal, këtu ndodh shkatërrimi i zonës së shtypur të betonit. Uljet maksimale janë më të mëdha se në rastin e T1 dhe T2, por sërish i kalon vlerat e lejuara të uljeve para shkatërrimit. Po kështu vlerat e ngarkimit në çastin e shkatërrimit është 101.5 kN pra rreth 14-15% më e lartë se ngarkesa e shkatërrimit dhe për një armim 25% më të madh se për rastin e T1 dhe T2. Vlerat teorike janë mjaft të përafërta me ato eksperimentale me një ndryshim prej vetëm 5-6 kN (më të larta), ose me ulje vetëm 0.7-1mm më të vogla se vlerat eksperimentale pra një ndryshim prej 6-7%. Kjo do të thotë se ACI 2006 jep rezultate të pritshme të mira dhe për trarët e armuar pak mbi optimalen.

Në figurën 6.34 jepet grafiku i varësisë së uljeve nga ngarkimi për mesin e traut T3 të krahasuar me vlerat teorike të nxjerra nëpërmjet kodit amerikan ACI 2006. Ky tra është i armuar pak, sa gjysma e armimit optimal, pra sa 50% e armimit të trarëve T1 e T2, dhe si rrjedhim, në fillim këputen shufrat GFRP dhe pastaj nga ulja e menjëhershme shkatërrohet dhe betoni në zonën e shtypur siç duket në figurën 6.29. Duket që ky shkatërrim ka ndodhur për një ngarkim shumë më të vogël se në rastin e T1 dhe T2, vetëm për 56.9 kN ose 35-36% më pak. Gjithashtu uljet në çastin e shkatërrimit janë 11.8 mm, pra shumë më pak se uljet e lejuara dhe se ato të trarëve T1 dhe T2. Dhe këtu shihet se vlerat teorike janë shumë të afërta me ato eksperimentalet me një ndryshim prej më pak se 3%.

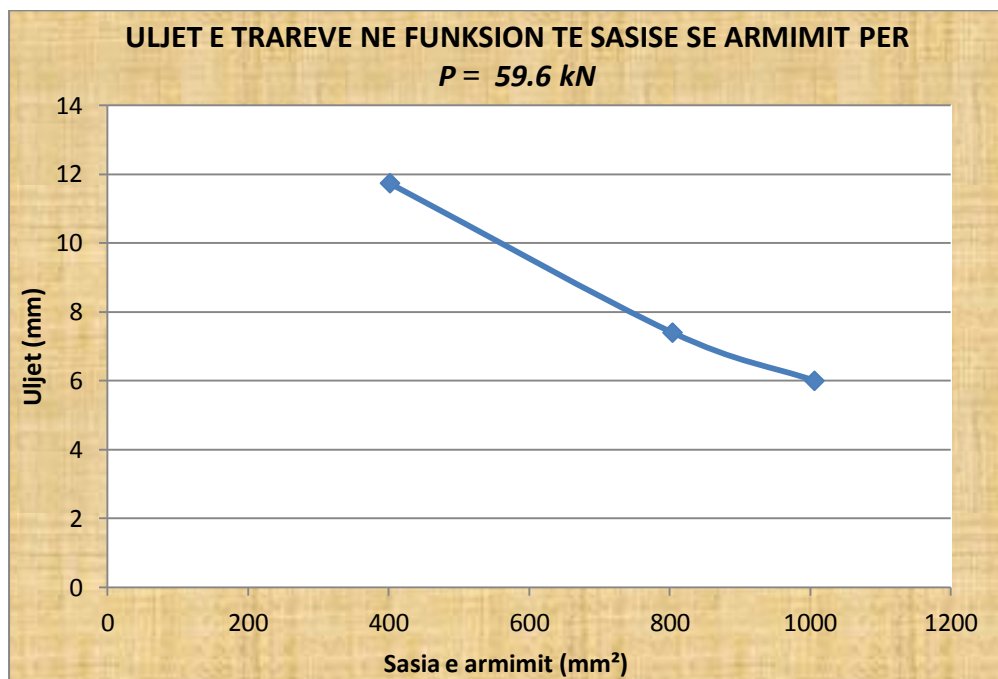


Fig. 6.49 Ndryshimi i uljeve të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

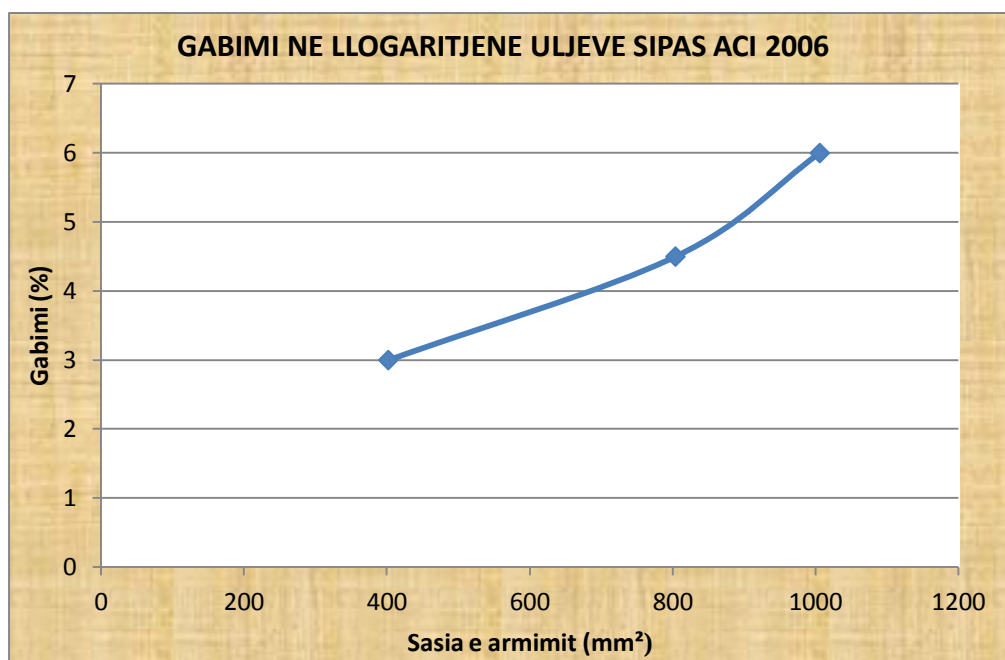


Fig. 6.50 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së uljeve sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

Konkluzioni përse i përket uljeve është që ndryshimi në vlerën e ngarkimit maksimal për çastin e shkatërrimit dhe rrjedhimisht dhe uljeve në këtë çast është sa 65-70% e ndryshimit të sasisë së armimit të traun. Në figurën 6.49 jepet ndryshimi i uljeve në trarë kur ndryshon sasia e armimit. Krahaskimi është bërë për ngarkesën prej 56.9 kN të shkatërrimit të traun të armuar pak. Duket qartë se sa më i madh armimi, aq më të vogla uljet dhe kjo shkon thuasjse në trajtë lineare, pra në përpjestim të zhdrejtë.

Gjithashtu, ACI 2006 jep rezultate të mira për trarë të armuar pak apo të armuar pak mbi mesataren, por duket se tendenca është që gabimi të rritet me rritjen e armimit të trarëve dhe kjo rritje e gabimit shkon thuasjse në përpjestim të drejtë me rritjen e sasisë së armaturës. Në figurën 6.50 jepet varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjeve të uljeve sipas ACI 2006, nga sasia e armimit të traun.

6.6.2 Kurbatura gjatë uljes së trarëve

Në figurat 6.37, 6.38 dhe 6.39, janë dhënë grafikët moment - kurbaturë përkatësisht për traun T1, T2 dhe të dy trarëve bashkë, krahasuar këto me vlerësimin teorik të bërë sipas kodit amerikan ACI 2006. Shihet se dhe në këta grafikë, vlerat e marra eksperimentalisht për këta dy trarë, ndjekin të njëjtin trend me atë të uljeve dhe janë shumë të afërta me njëra tjetrën me vetëm 2-3% diferencë. Po kështu dhe vlerat teorike janë mjaft të përafërta me ato eksperimentale me një ndryshim prej rreth 5%. Momenti maksimal përkulës në seksion deri në çastin e shkatërrimit, shkon në 46.9 kNm për traun T1 dhe 47,8 kNm për traun T2, ndërsa ato teorike rreth 50.2 kNm. Vlera maksimale e kurbaturës arrihet për traun T1 dhe është rreth $90 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \left(\frac{90}{\text{m} \cdot 10^3} \right)$.

Në figurën 6.40 jepet grafiku moment - kurbaturë për traun T3 dhe krahasimi i tij me grafikun sipas vlerësimit teorik. Momenti maksimal përkulës është 51.1 kNm kurse ai teorik

54.7 kNm, duke patur një ndryshim prej rreth 7%. Kurbatura maksimale është $82 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$, ose rreth 8.5% më e vogël se për trarët T1 dhe T2.

Në figurën 6.41 jepet grafiku moment - kurbaturë për traun T4 dhe krahasimi i tij me grafikun sipas vlerësimit teorik. Për shkak të armimit të pamjaftueshëm dhe këputjes së shufrave GFRP, momenti maksimal përkulës është vetëm 30 kNm kurse ai teorik 31 kNm, duke patur një ndryshim prej rreth 3%. Kurbatura maksimale është $54 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$, pra më e vogël se për trarët T1 dhe T2.

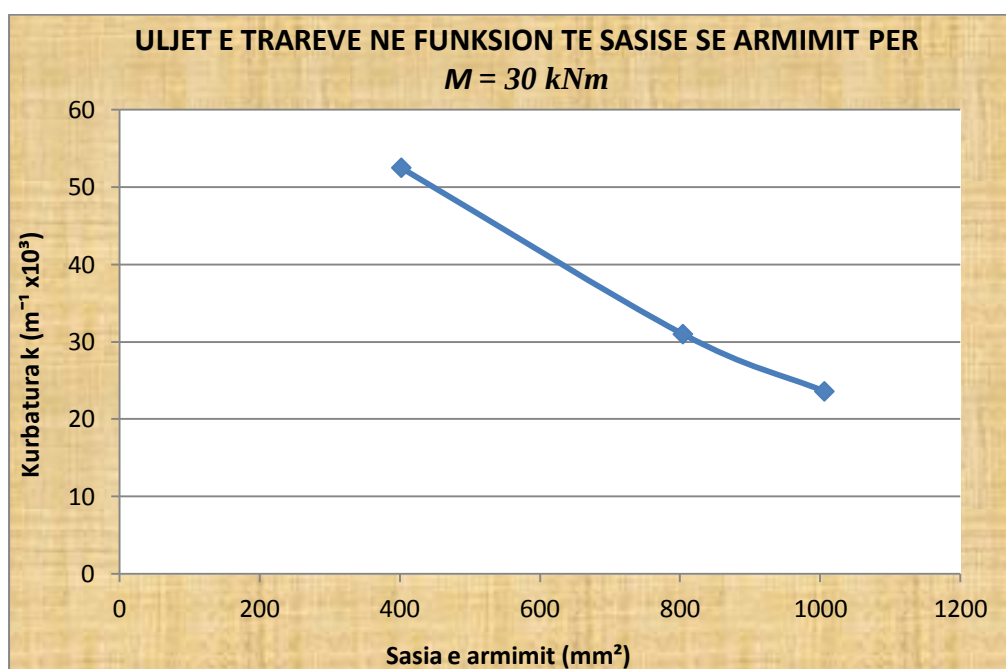


Fig. 6.51 Ndryshimi i kurbaturës së të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

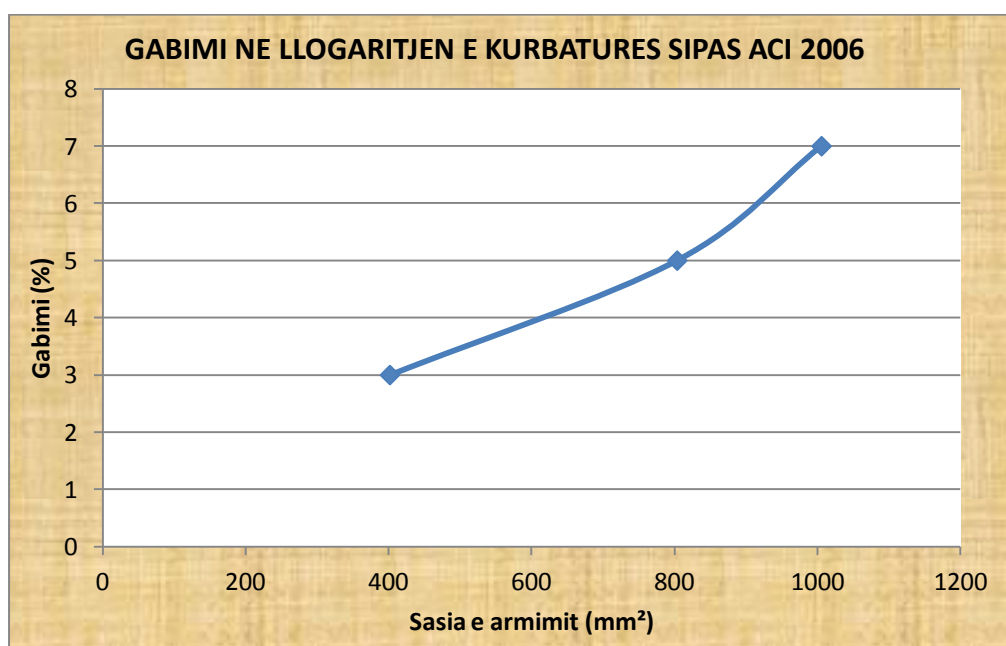


Fig. 6.52 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së kurbaturës sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

Konkluzioni përse i përket kurbaturës së trarëve të deformuar, është që ato ndjekin të njëjtin trend si dhe uljet, pasi varen drejtpërdrejtë prej tyre. Në figurën 6.49 jepet ndryshimi i kurbaturës kur ndryshon sasia e armimit. Krahasimi është bërë për momentin 30 kNm të shkatërrimit të traut të armuar pak. Duket qartë se sa më i madh armimi, aq më të vogla uljet dhe kjo shkon thuhet në trajtë lineare, pra në përpjestim të zhdrejtë.

Gjithashtu, ACI 2006 jep rezultate të mira për trarë të armuar pak apo të armuar pak mbi mesataren, por duket se tendenca është që gabimi të rritet me rritjen e armimit të trarëve dhe kjo rritje e gabimit shkon thuhet në përpjestim të drejtë me rritjen e sasisë së armaturës. Në figurën 6.50 jepet varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjeve të kurbaturës së traut sipas ACI 2006, nga sasia e armimit të traut. Ky grafik është pak fare më i theksuar se ai i uljeve.

6.6.3 Madhësia e plasaritjeve

Në figurat 6.43, 6.44 dhe 6.45, janë dhënë grafikët e varësisë së madhësisë së hapjes së plasaritjeve në raport me madhësinë e ngarkimit, përkatësisht për traut T1, T2 dhe të dy trarëve bashkë, krahasuar këto me vlerësimin teorik të bërë sipas kodit amerikan ACI 2006.

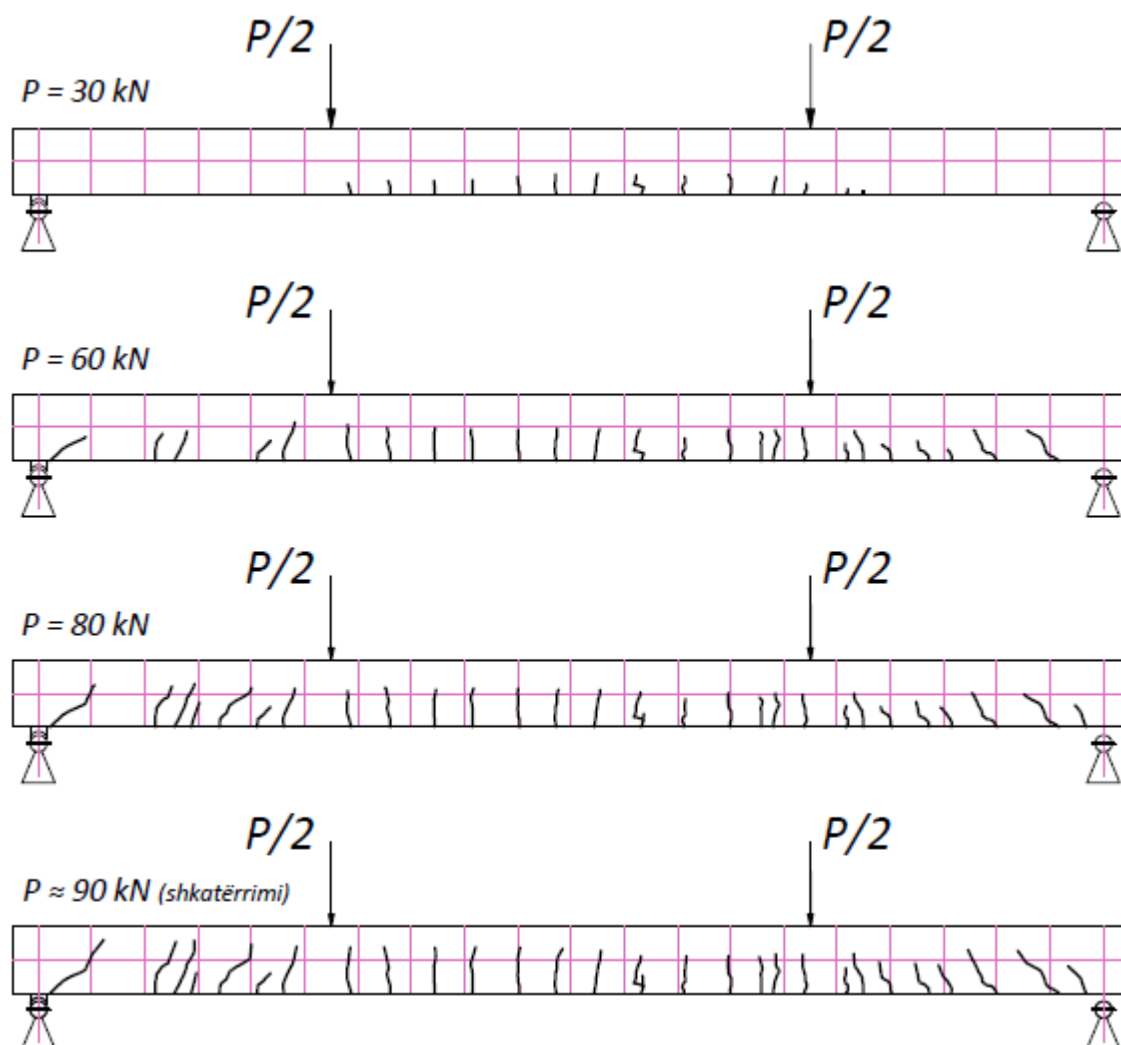


Fig. 6.53 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T1 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

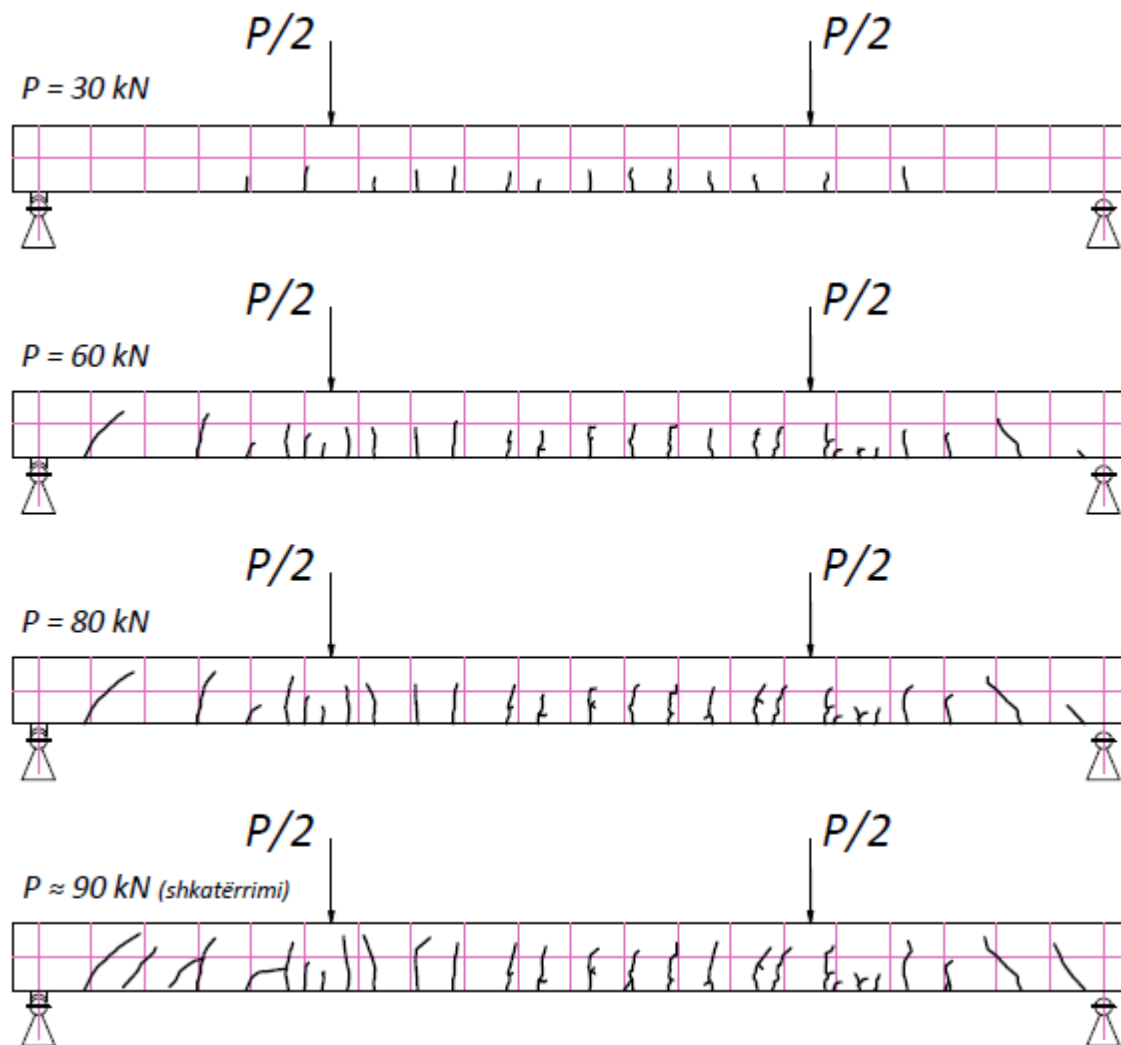


Fig. 6.54 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T2 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Në figurat 6.53 dhe 6.54 tregohen skematikisht lindja dhe zhvillimi i plasaritjeve deri në çastin e shkatërrimit për trarët T1 dhe T2. Duket që fillimisht, shumica e plasaritjeve lindin pranë stafave, më vonë këto zmadhohen dhe lindin të reja dhe në hapësirën midis tyre, derisa kur ndodh shkatërrimi, një pjesë e tyre arrijnë zonën e shtypur të betonit dhe armaturën e sipërme, duke shkaktuar dhe thyerjen e tij. Plasaritjet harkohen dhe drejtohen nga pikat ku veprojnë ngarkesat.

Bie në sy që vlera e lejuar e plasaritjeve prej 0.7 mm, arrihet thuajse në të njëjtën kohë me shkatërrimin e traut për ngarkesë $\approx 89 \text{ kN}$, megjithatë disa metoda dhe kode në varësi të ekspozimit të elementit pranojnë $w_{max} = 0.5 - 0.7 \text{ mm}$, por po pranojmë ekspozim të brendshëm sipas ACI 2006. Të dy trarët reagojnë thuajse njësoj ndaj plasaritjeve. Fillimisht janë të pakapshme me sy të lirë dhe zakonisht fillojnë në drejtimin e stafave, për arsye të prishjes së homogjenitetit të betonit në atë zonë, ose pranë pikës ku shtrohet ngarkesa. Dy grafikët janë thuajse të superpozuar, pra ndryshimet midis dy trarëve për sa u përket plasaritjeve, janë të papërfillshme.

Për sa u përket vlerave të nxjerra nga llogaritjet teorike sipas ACI 2006, në fazën fillestare dhe atë të ndërmjetme e deri në ngarkimin me 60 kN, grafiku i tyre superpozohet me grafikët e vlerave eksperimentale, por pas këtij çasti, ai tregon madhësi më të vogla të plasaritjeve për të njëjtin ngarkim, duke arritur një ndryshim prej rreth 11-12% nga ato eksperimentale, për castin e shkatërrimit.

Në figurën 6.46, është dhënë grafiku i madhësisë së plasaritjeve në raport me madhësinë e ngarkimit, për traun T3, krahasuar këto me vlerësimin teorik të bërë sipas kodit amerikan ACI 2006.

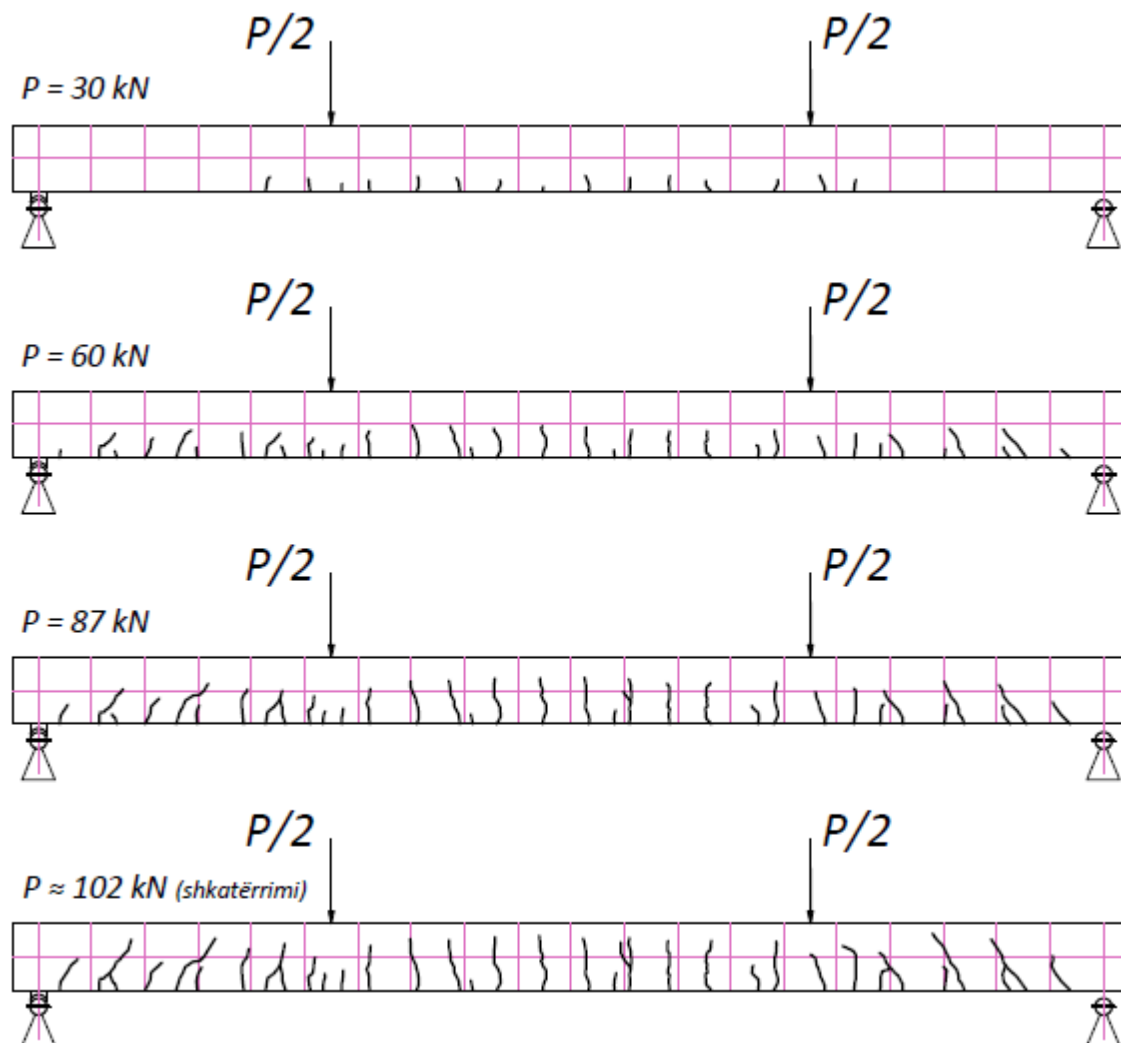


Fig. 6.55 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traun T3 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Në figurën 6.55 tregohet skematikisht lindja dhe zhvillimi i plasaritjeve deri në çastin e shkatërrimit për traun T3. Dhe këtu forma dhe zhvillimi i plasaritjeve është i ngjashëm me rastin e trarëve T1 dhe T2, por shkatërrimi siç u tha arrihet për ngarkesën 101.5 kN dhe madhësia maksimale e plasaritjeve këtu është 0,61 mm ose rreth 12-13 % më e vogël se në rastin e parë. Gjithashtu në fazat e ndërmjetme, numri dhe madhësia e plasaritjeve është më e vogël, deri në çastin kur trau fillon ulje të mëdha.

Vlerat nxjerra nga llogaritjet teorike sipas ACI 2006, deri në ngarkimin me 60 kN, janë thuajse të njëjta me ato eksperimentale, por pas këtij çasti, grafiku teorik tregon madhësi më të vogla të plasaritjeve për të njëjtin ngarkim, duke arritur një ndryshim prej rreth 7-8% nga ato eksperimentale, për castin e shkatërrimit.

Në figurën 6.46, është dhënë grafiku i madhësisë së plasaritjeve në raport me madhësinë e ngarkimit, për traun T4, krahasuar këto me vlerësimin teorik të bërë sipas kodit amerikan ACI 2006.

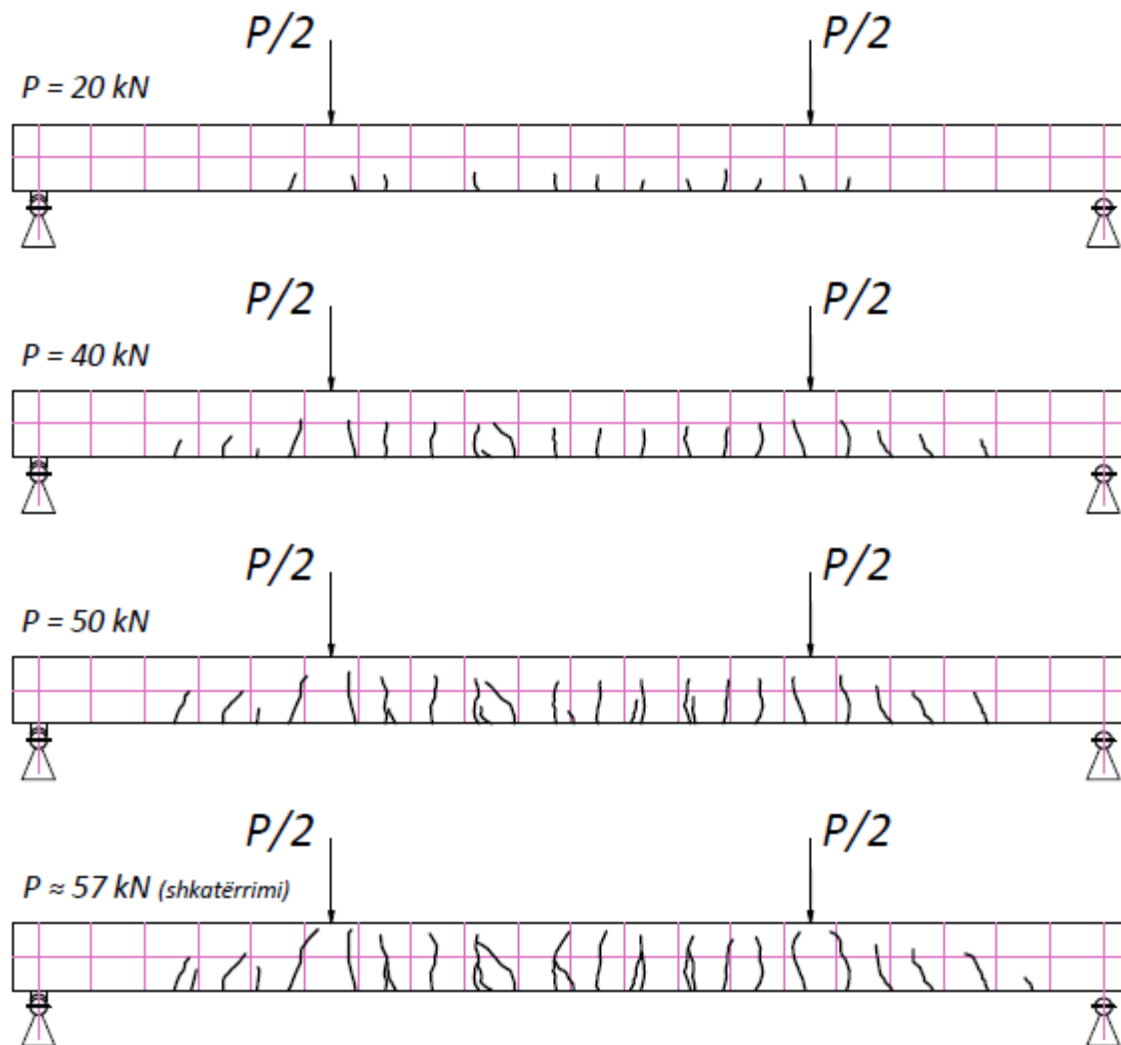


Fig. 6.56 Paraqitje skematike e zhvillimit të plasaritjeve të traut T4 sipas fazave të ndryshme të ngarkimit

Në figurën 6.56 tregohet skematikisht lindja dhe zhvillimi i plasaritjeve deri në çastin e shkatërrimit për traut T4. Këtu plasaritjet janë më të rralla në fillim ndoshta dhe për shkak të ngarkesave më të vogla fillestare por pastaj ato zhvillohen shumë më shpejt e më të ngjeshura. Shkatërrimi ndodh për një ngarkesë shumë më të vogël se në rastet e mëparshme 56.9 kN, dhe madhësia e plasaritjeve në këtë moment është 0.81 mm pra më e madhe se vlera maksimale e lejuar e plasaritjeve, ndaj dhe pa u shkatërruar, trari ka dalë nga puna bazuar në gjendjen kufitare të fundme. Këto ulje të matura për ngarkimin me 56.7 kN dhe në trarët T1 dhe T2 janë rreth 140% më të mëdha, duke treguar se plasaritjet janë problemi kryesor për trarët e armuar pak dhe ata dalin jashtë pune dhe pa u këputur shufrat GFRP.

Vlerat nxjerra nga llogaritjet teorike sipas ACI 2006, deri në ngarkimin me 40 kN, ndryshon me rreth 15% nga ato eksperimentale, por ndryshe nga rastet e mëparshme, vlerat teorike tregojnë vlera më të mëdha se ato eksperimentale. Pas këtij çasti, grafiku i vlerave teorike tregon madhësi më të vogla të plasaritjeve për të njëjtin ngarkim, duke arritur një ndryshim prej mbi 20% nga ato eksperimentale, për castin e shkatërrimit. Kjo tregon njëfarë mospërputhjeje mes vlerave teorike të llogaritura me ACI 2006 dhe atyre reale. Ndoshta gabimi qëndron dhe te vetë prova, për shkak të plasaritjeve fillestare shumica e të cilave, siç e shohim nga figura, nuk kanë lindur pranë pozicionit të stafave, kjo ndoshta si për një pozicionim jo shumë të mirë të stafave, një shtrese më të madhe mbrojtëse apo dhe një betonimi jo shumë cilësor, ashtu dhe për një eptshmëri dhe ulje më të mëdha të këtij trau të

armuar pak, edhe për ngarkim të vogël, duke sjellë dhe kurbëzim të stafave. Megjithatë do të duheshin më shumë prova eksperimentale mbi trarë të armuar pak për të arritur në konkluzione përgjithësuese.

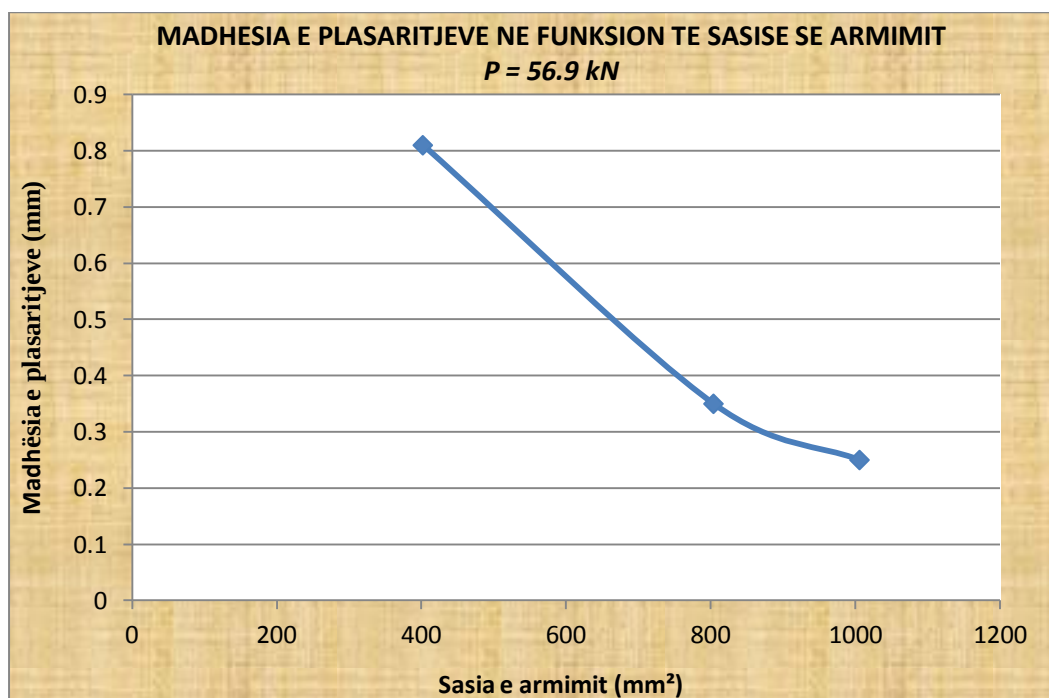


Fig. 6.57 Ndryshimi i madhësisë së plasaritjeve të trarëve në funksion të ndryshimit të sasisë së armimit

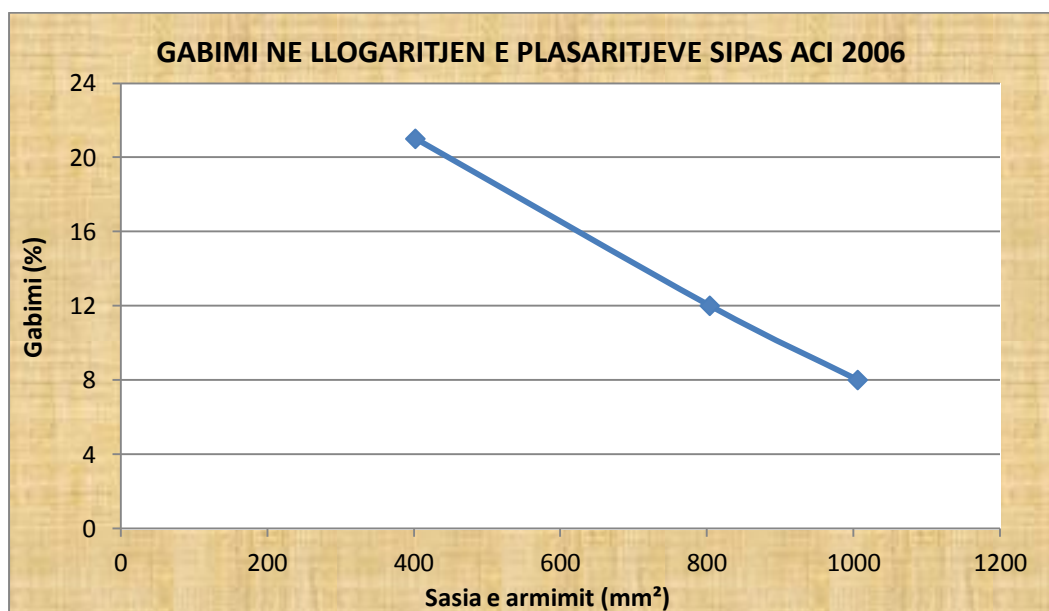


Fig. 6.58 Varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjes së madhësisë së plasaritjeve sipas ACI 2006 nga sasia e armimit të trarëve

Konkluzioni përse i përket madhësisë së plasaritjeve të trarëve, është që ato rriten me zvogëlimin e sasisë së armimit, madje siç duket dhe nga grafiku në figurën 6.57, për trarë të armuar nën armimin optimal, kjo rritje është mjaft më e theksuar se për rastet e trarëve të armuar pak mbi optimalen. Krahësimi është bërë për ngarkimin 56.9 kN, që është ngarkesa

për të cilën ndodh shkatërrimi i traut të armuar pak. Duket qartë se në pjesën ku armimi është nën optimalin, grafiku është thuajse linear.

Gjithashtu, ACI 2006 nuk jep rezultate të mira për trarë të armuar pak, dhe relativisht të mira për ata të armuar pak mbi mesataren, por duket se përse u përket plasaritjeve, tendenca është e kundërt me ato të uljeve dhe kurbaturës pasi duket që gabimi rritet me uljen e sasisë së armimit të trarëve dhe kjo rritje e gabimit shkon thuajse në përpjestim të drejtë me uljen e sasisë së armaturës. Në figurën 6.50 jepet varësia e madhësisë së gabimit të llogaritjeve të madhësisë së plasaritjeve së traut sipas ACI 2006, nga sasia e armimit të traut.

6.7 Konkluzione përfundimtare

Pas përfundimi të provave, i analizimit të të dhënave eksperimentale dhe krahasimit të tyre me rezultatet teorike të nxjerra nga ACI 2006, arrijmë në këto konkluzione përfundimtare:

1. Shkatërrimi trarëve të armuar me shufra GFRP, kur ky armim është optimal apo pak mbi optimalin (pra rreth 40% më shumë se ai), realizohet pak a shumë në të njëjtën mënyrë si tek trarët e armuar me shufra çeliku. Ky shkatërrim ndodh në zonën e shtypur të betonit, pas zhvillimit të plasaritjeve në seksion.
2. Shkatërrimi trarëve të armuar me shufra GFRP, kur ky armim është nën optimalin, pra për trarë të armuar pak, në ndryshim nga ato të armuar me shufra çeliku, shkatërrimi ndodh për shkak të këputjes së shufrave GFRP. Kjo ndodh sepse këto shufra nuk kanë zonë rrjedhshmërie dhe ato kur arrijnë kufirin e rezistencës në tërheqje, këputen.
3. Problemi kryesor i trarëve të eksperimentuar nuk duket të jetë aftësia mbajtëse, përveç traut të armuar pak, i cili nuk e përballon dot ngarkesën, por uljet dhe plasaritjet.
4. Nga studimi dhe krahasimi i uljeve dhe kurbaturës së trarëve, vihet re tendenca e rritjes së madhësisë së uljeve dhe kurbaturës, me uljen e sasisë së armaturës. Në të gjitha rastet vlera maksimale teorike e uljeve të lejuara arrihet para shkatërrimit të traut, përveç se në rastin kur trau është i armuar më pak se armimi optimal dhe trau shkatërrohet ende pa u bërë të ndjeshme uljet.
5. Vihet re një rritje e menjëhershme e uljeve dhe e kurbaturës, edhe për ndryshime fare të vogla të ngarkesës, sidomos në fazën para shkatërrimit të traut.
6. Nga krahasimi që u bëhet rezultateve eksperimentale të uljeve dhe atyre teorike të disa prej kodeve dhe metodave më të njohura në përdorim, dhe me ACI 2006 në veçanti, u pa se ky kod është mjaft i saktë për llogaritjen e uljeve dhe kurbaturës me me diferenca të rendit 4-7%.
7. Gjithashtu u vu re se veç ACI 2006, metodat me pritshmërinë më të mirë përse u përket uljeve janë ato të Yost, Rafi & Nadjai, ISIS Canada, EC2 – CEB & Italian Code CNR pavarësisht mënyrave të ndryshme të përdorura në to. Vlerat e tyre teorike ndryshojnë brenda diapazonit 3-8% në raport me të dhënat

eksperimentale, për arsye të empirizmit të tyre dhe mos marrjes parasysh të disa faktorëve siç janë: ndryshimi i madh i modulit të elasticitetit mes betonit e shufrave GFRP, sasia e armimit, aderenca e shufrave me betonin, uljet fillestare të trarëve të pangarkuar, mungesa e efektit të rforcimit, apo dhe faktorëve të tjerë që janë ende në studim.

8. Vihet re një tendencë e rritjes së gabimit në vlerësimin teorik të uljeve dhe kurbaturës, me rritjen e sasisë së armimit të trarëve, pra janë në përpjestim të drejtë me njëra tjetrën.
9. Përsa u përket plasaritjeve, vihet re se ato fillojnë që në fazën e parë të ngarkimit (rret 30 kN) por shumica janë ende të pamundura për tu parë me sy të lirë. Zakonisht këto shfaqen në zonat pranë stafave dhe tendenca e tyre është të harkohen në drejtim të pikave ku zbatohet ngarkesa. Vihet re se në trarët e armuar në mënyrë optimale apo pak mbi optimalen, vlerat e lejuara të madhësisë së plasaritjeve prej 0.5–0.7 mm, arrihen në të njëjtën kohë me shkatërrimin e traut, ndërsa tek trau i armuar pak, vlerat e lejuara të plasaritjeve arrihen më para se të ndodhe këputja e shufrave dhe shkatërrimi i traut.
10. Për të njëjtin ngarkim, madhësia e plasaritjeve për traun e armuar pak, shtë rreth 2.5-3 herë më e madhe se ajo e trarëve të tjerë, tek plasaritjet faktori kryesor ndikues është sasia e armimit.
11. Nga krahasimi që ju bë rezultateve eksperimentale të plasaritjeve dhe atyre teorike të ACI 2006, u pa se ky kod nuk është dhe aq i saktë për llogaritjen e uljeve me diferenca të rendit 8-21%, në varësi të armimit, pavarësisht problemeve që mund të ketë patur gjatë eksperimenteve.
12. Ndryshe nga uljet, këtu vihet re një tendencë e rritjes së gabimit në vlerësimin teorik të madhësisë së plasaritjeve, me zvogëlimin e sasisë së armimit të trarëve, pra janë në përpjestim të zhdrejtë me njëra tjetrën.
13. Pavarësisht se pritshmëria, bazuar në vlerësimet teorike, ishte pak a shumë ajo e duhura, dhe nuk pati luhatje të rëndësishme, përveç se tek plasaritjet e traut T4, janë shumë pak prova dhe të dhëna eksperimentale për të arritur në përgjithësime teorike dhe në vlerësimet e duhura të metodave teorike të llogaritjes së trarëve të armuar me shufra GFRP. Në të ardhmen, bazuar dhe në prova të tjera, do të mund të jepen përgjigje më të sakta në këtë drejtim.

REFERENCA

- [1] Abdul Rahman MS., Narayan SR. Flexural behaviour of concrete beams reinforced with glass fibre reinforced polymer bars. *J Kejuruteraan Awam* 2005;17(1):49–57.
- [2] ACI Committee 440. ACI 440.R-96, (1996), State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [3] ACI Committee 440. ACI 440.1R-03, Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars. Farmington Hills, Mich., USA: American Concrete Institute (ACI); 2003.
- [4] ACI Committee 440. ACI 440.3R-04, Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures. Farmington Hills, Mich., USA: American Concrete Institute (ACI); 2004.
- [5] ACI Committee 440. ACI 440.1R-06, Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars. Farmington Hills, Mich., USA: American Concrete Institute (ACI); 2006.
- [6] ACI Committee 318. ACI 318R-05. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11). Farmington Hills, Mich., USA: American Concrete Institute (ACI); 2011.
- [7] Alsayed Sh., Al-Salloum Y., Almusallam Th., Performance of glass fiber reinforced plastic bars as a reinforcing material for concrete structures. *Comp Part B Eng* 2000; 31(6–7):555–67.
- [8] Al-Sunna Raed., Pilakoutas K., Hajirasouliha I., Guadagnini M., Deflection behaviour of FRP reinforced concrete beams and slabs: an experimental investigation. *Compos Part B Eng* 2012;43(5):2125–34 [Online publication: 1-Jul-2012].
- [9] Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V. L., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., Machida, A., Rizkalla, S. H., and Triantafilliou, T. C. (2002), Fiber-reinforced polymer composites for construction: state-of-the-art review, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 2, pp. 73–87.
- [10] Bank Lawrence C., COMPOSITES FOR CONSTRUCTION: Structural Design with FRP Materials, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2006.
- [11] Balendran R., Tang W., Leung H., Nadeem A., Flexural behaviour of sand coated glass-fiber reinforced polymer (GFRP) bars in concrete. In: 29th conference on our world in concrete & structures. Singapore; 2004.

- [12] Bank, L. C., Barkatt, A., and Gentry, T. R. (1995b), Accelerated test methods to determine the long-term behavior of FRP composite structures: environmental effects, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 14, No. 6, pp. 559–587.
- [13] Bank, L. C., Puterman, M., and Katz, A. (1998), The effect of material degradation on bond properties of FRP reinforcing bars in concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 3, pp. 232–243.
- [14] Bank, L. C., Gentry, T. R., Thompson B. P., and Russell, J. S. (2003), A model specification for FRP composites for civil engineering structures, *Construction and Building Materials*, Vol. 17, No. 6–7, pp. 405–437.
- [15] Barris, P. C., Llinas, Ll. T., Serviceability behaviour of fibre reinforced polymer reinforced concrete beams [Ph.D. thesis]. Girona, Catalonia, Spain: University of Girona; 2010.
- [16] Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R., (1996a), Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bars, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, pp. 46–55.
- [17] Benmokrane, B., Tighiouart, B., and Chaallal, O. (1996b), Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 93, No. 3, pp. 246–253.
- [18] Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Desgagne, G., and Lackey, T. (2004), FRP bars for bridges, *Concrete International*, Vol. 26, August, pp. 84–90.
- [19] Bischoff, P., Scanlon, A., Effective moment of inertia for calculating deflections of concrete members containing steel reinforcement and FRP reinforcement. *ACI Struct J* 2007;104(1):68–75.
- [20] Blankenship, L. T., White, M. N., and Puckett, P. M. (1989), Vinyl ester resins: versatile resins for composites, *Proceedings of the 34th International SAMPE Symposium*, Vol. 34, pp. 234–245.
- [21] Bradberry, T. E., and Wallace, S. (2003), FRP reinforced concrete in Texas transportation past, present, future, in *SP215: Field Applications of FRP Reinforcement: Case Studies* (ed. S. Rizkalla and A. Nanni), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 37–54.
- [22] Branson, D.E., *Deformation of Concrete Structures*, New York: McGraw-Hill, 1977.
- [23] CAN, CSA S806-02. Design and construction of building components with fibre reinforced polymers. Rexdale, Ontario, Canada: Canadian Standards Association; 2002. 177 pp
- [24] CEB-FIB Bulletin, FRP reinforcement for RC structures, 2006.

- [25] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato, CNR-DT 203/2006
- [26] Cosenza, E., Manfredi, G., and Realfonzo, R. (1997), Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 1, No. 2, pp. 40–51.
- [27] Concrete bridge barriers reinforced with fiber-reinforced polymer composite bars, *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 6, pp. 815–824.
- [28] CSA (2002), Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced El-Salakawy, E., Benmokrane, B., Masmoudi, R., Briere, F., and Breaumier, E. (2003),
- [29] Darabi, M., (2011) Long-term deflection of one-way concrete slab strips containing steel and GFRP reinforcement.
- [30] El-Nemr, A., Ahmed, A. E., Benmokrane B., Flexural behavior and serviceability of normal- and high-strength concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer bars. *ACI Struct J* 2013;110(6).
- [31] El-Salakawy, E., Chakib, K., Benmokrane, B., Flexural behaviour of concrete beams reinforced with carbon FRP composite bars. In: 4th Structural Specialty Conference of The Canadian Society for Civil Engineering Montréal, Québec, Canada; June 5–8, 2002.
- [32] El-Sayed, A., El-Salakawy, E., Benmokrane, B. (2005), Shear strength of one-way concrete slabs reinforced with fiber-reinforced polymer composite bars, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 2, pp. 147–157.
- [33] Fatih, K. I., Ashraf, A. F., Flexural performance of FRP reinforced concrete beams. *J Comp Struct* 2012;29 [Available Online 29 December 2011].
- [34] Faza, S. S., and GangaRao, H. V. S., (1990), Bending and Bond Behavior of Concrete Beams Reinforced with Plastic Rebars, *Transportation Research Record* 1290, pp. 185–193.
- [35] Faza, S. S., and GangaRao, H. V. S., (1993), Theoretical and experimental correlation of behavior of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic rebars, in *Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, SP-138, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 599–614.
- [36] FIB (2001), Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.
- [37] Focacci, F., Nanni, A., and Bakis, C. E. (2000), Local bond slip relationship for FRP reinforcement in concrete, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, pp. 24–31.
- [38] Frosch, R. J. (1999), Another look at cracking and crack control in reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, pp. 437–442.

- [39] Gilstrap, J. M., Burke, C. R., Dowden, D. M., and Dolan, C. W. (1997), Development of FRP reinforcement guidelines for prestressed concrete structures, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 1, pp. 131–139.
- [40] Hollaway, L. (1993), *Polymer Composites for Civil and Structural Engineering*, Chapman & Hall, New York.
- [41] Hollaway, L. (2003), The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure, *Construction and Building Materials*, Vol. 17, pp. 365–378.
- [42] Hollaway, L. C., and Head, P. R. (2001), *Advanced Polymer Composites and Polymers in the Civil Infrastructure*, Elsevier, London.
- [43] Hota V. S. GangaRao, Narendra Taly, P. V. Vijay. (2007), *Reinforced Concrete Design With FRP Composites*, CRC Press Taylor & Francis Group, Boca Raton, FLORIDA
- [44] Ibrahim, A. M., Salman, W., Finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened with CFRP in flexural. *Diyala J Eng Sci* 2009;02(02): 88–104.
- [45] ISIS Canada. Reinforced concrete structures with fibre reinforced polymers–design manual No. 3. Manitoba, Canada: ISIS Canada Corporation, University of Manitoba; 2007. 158 pp.
- [46] ISIS Canada, Intelligent Sensing for Innovative Structures, Reinforcing Concrete Structures With Fibre-Reinforced Polymers, Design Manual No. 3, Version 2, 2007.
- [47] Iyer, L., and Sen, R. (1991), *Advanced Composites for Civil Engineering Structures*, ASCE, Reston, VA.
- [48] JSCE (1997), *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials*, Concrete Engineering Series 23, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo.
- [49] JSCE (2001), *Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets*, Concrete Engineering Series 41, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo.
- [50] Katz, A. (2000), Bond to concrete of FRP rebars after cyclic loading, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No. 3, pp. 137–144.
- [51] Katz, A., Berman, N., and Bank, L. C. (1999), Effect of high temperature on the bond strength of FRP rebars, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 3, pp. 73–81.
- [52] Keller, T. (1999), Towards structural forms for composite fiber materials, *Structural Engineering International*, Vol. 9, No. 4, pp. 297–300.
- [53] Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., and Aziz, A. (1998), Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 2, No. 3, pp. 195–202.

- [54] Miàs, C., Torres, L., Turon, A., Barris, C., Experimental study of immediate and time-dependent deflections of GFRP reinforced concrete beams. *Compos Struct* 2013;96(2013):279–85.
- [55] Michaluk, C. R., Rizkalla, S., Tadros, G., and Benmokrane, B. (1998), Flexural behavior of one-way concrete slabs reinforced by fiber reinforced plastic reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, pp. 353–364.
- [56] Mottram, J. T., and Turvey, G. J. (eds.) (1998), *State-of-the-Art Review on Design, Testing, Analysis and Applications of Polymeric Composite Connections*, EUR 18172 EN, European Community, Brussels, Belgium.
- [57] Mousavi, R. S., Reza, E. M., Effective moment of inertia prediction of FRP-reinforced concrete beams based on experimental results. *ASCE J Comp Constr* 2012;16(5):490–8.
- [58] Nanni A., North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues. *Constr Build Mater* 2003;17:439–46.
- [59] Nanni A., Faza S., *DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE REINFORCED WITH FRP BARS: AN EMERGING TECHNOLOGY*, 2001
- [60] Nanni, A. (1993a), Flexural behavior and design of reinforced concrete using FRP rods, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 11, pp. 3344–3359.
- [61] Nanni, A. (1993b), *Fiber-Reinforced Plastic (FRP) for Concrete Structures: Properties and Applications*, Elsevier Science, New York.
- [62] Nanni, A. Nanni, A., Bakis, C. E., and Boothby, T. E. (1995), Test methods for FRP-concrete systems subjected to mechanical loads: state of the art review, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 14, No. 6, pp. 524–558.
- [63] Ozel, M., Bank, L. C., Arora, D., Gonenc, O., Gremel, D., Nelson, B., and McMonigal, D. (2003), Comparison between FRP rebar, FRP grid and steel rebar reinforced concrete beams, *Proceedings of the 6th International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures: FRPRCS6* (ed. K. H. Tan), Singapore, July 8–10, World Scientific, Singapore, pp. 1067–1076.
- [64] Pecce, M., Manfredi, G., Cosenza, E., Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending. *ASCE J Comp Constr* 2000;4(4):182–90.
- [65] Raffaello, F., Andrea, P., Domenico, A., Limit states design of concrete structures reinforced with FRP bars [Ph.D. thesis]. Naples, Italy: University of Naples.
- [66] Shanour, S. A., Behavior of concrete beams reinforced with GFRP bars [Ph.D.dissertation], Faculty of Engineering, Shoubra, Benha University, Cairo, Egypt; due 2014.

[67] Yost, J., Gross, S., Dinehart, D., Effective moment of inertia for glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams. ACI Struct J 2003; 100(6):732–9.

[68] Wambeke, B. W., and Shield, C. K. (2006), Development length of glass fiber reinforcing bars in concrete, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 1, pp. 11–17.