

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Pucelj, B. 2012. Uporaba programske opreme Nemetschek Frilo v praksi. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J., somentor Saje, D.): 94 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Pucelj, B. 2012. Uporaba programske opreme Nemetschek Frilo v praksi. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J., co-supervisor Saje, D.): 94 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



Jamova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

**BLAŽ PUCELJ**

**UPORABA PROGRAMSKE OPREME NEMETSCHER  
FRILO V PRAKSI**

Diplomska naloga št.: 474/PTS

**USAGE OF NEMETSCHER FRILO SOFTWARE IN  
PRACTISE**

Graduation thesis No.: 474/PTS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Jože Lopatič

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Somentor:**

doc. dr. Drago Saje

**Član komisije:**

prof. dr. Boštjan Brank  
dr. Marjana Šijanec Zavrl

Ljubljana, 23. 11. 2012



## IZJAVE

Podpisani Blaž Pucelj izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Uporaba programske opreme Nemetschek Frilo v praksi«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 7. 11. 2012

Blaž Pucelj

**UDK:** 519.6:006.77:624(043.2)  
**Avtor:** Blaž Pucelj  
**Mentor:** izr. prof. dr. Jože Lopatič  
**Somentor:** doc. dr. Drago Saje  
**Naslov:** Uporaba programske opreme Nemetschek Frilo v praksi  
**Tip dokumenta:** Diplomaska naloga – visokošolski strokovni študij  
**Obseg in oprema:** 94 str., 15 pregl., 98 sl., 9 pril.

**Izvleček:**

Programska oprema Nemetschek Frilo vsebuje enostavne programe namenjene gradbenim inženirjem in projektantom. V diplomskem delu smo opisali nekaj značilnih programov in prikazali rdečo nit delovanja programske opreme. Z različnimi nepovezanimi praktičnimi računskimi primeri smo prikazali delovanje opisanih programov. Računske primere smo izvedli še s pomočjo enačb in določil, ki jih podajajo ustrezni standardi za projektiranje gradbenih konstrukcij Evrokod. Dobljene rezultate smo primerjali z rezultati programov Frilo. Zanimalo nas je, če rezultati primerjalnega računa odstopajo od rezultatov, dobljenih s programsko opremo. Ugotovili smo, da so izbrani programi primerni za vsakdanjo uporabo v praksi.

**UDC:** 519.6:006.77:624(043.2)  
**Autor:** Blaž Pucelj  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.  
**Co-advisor:** Assist. Prof. Drago Saje, Ph. D.  
**Title:** Usage of Nemetschek Frilo software in practice  
**Document type:** Graduation Thesis – Higher professional studies  
**Notes:** 94 p., 15 tab., 98 fig., 9 ann.  
**Key words:** Nemetschek Frilo, reinforced concrete design, timber design, Eurocode,

**Abstract:**

Frilo software contains simple programs for civil engineers and designers. In this thesis we describe some specific programs and demonstrate common thread of software. With a variety of unrelated practical problems, we have demonstrated the functioning of described programs. Examples were evaluated with the help of equations and provisions, given by the relevant standards for the design of building structures Eurocode. Results were compared with the results of programs Frilo. We wanted to know if the results of a comparative calculation differ from the results obtained with the software. We found out that the selected programs are suitable for everyday use in practice.

## **Kazalo**

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
1.1	Namen diplomskega dela .....	1
<b>2</b>	<b>PROGRAMSKA OPREMA NEMETSCHEK FRILO .....</b>	<b>2</b>
2.1	Kratka zgodovina podjetja in razvoja programske opreme .....	2
2.2	Filozofija programske opreme.....	3
2.3	Predstavitev programske opreme.....	4
<b>3</b>	<b>PREDSTAVITEV PROGRAMA PO PROGRAMIH .....</b>	<b>5</b>
3.1	Neprekinjeni nosilec s previsi DLT.....	5
3.2	Gradbeno modeliranje GEO .....	26
3.3	Projektiranje armiranobetonskih elementov B2 .....	50
3.4	Lepljeni leseni nosilci D10 .....	64
3.5	Leseni steber HO1 .....	74
3.6	Leseni priključek z zasekom HO2.....	80
<b>4</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>92</b>
<b>Viri</b>	<b>.....</b>	<b>93</b>

**Kazalo slik**

Slika 2.1.1: Inženirska skupina Nemetschek (Wagner, 2012).....	2
Slika 2.2.1: Področja, ki jih pokriva programska oprema Nemetschek Frilo (Wagner, 2012).....	3
Slika 2.2.2: Frilo moduli.....	3
Slika 2.3.1: Primer izgleda okna tipičnega Frilo programa.....	4
Slika 3.1.1: Neprekinjen nosilec ( <i>ang. continuous beam – DLT</i> ).....	5
Slika 3.1.2: Glavno okno programa DLT.....	5
Slika 3.1.3: Tridimenzionalni model armiranobetonskega in lesenega nosilca.....	6
Slika 3.1.4: Statični model neprekinjenega nosilca.....	7
Slika 3.1.5: Prečna prereza obravnavanih nosilcev.....	7
Slika 3.1.6: Material oziroma vrsta prečnega prereza ( <i>ang. type</i> ).....	9
Slika 3.1.7: Izbira materialnih lastnosti armiranobetonskega elementa.....	9
Slika 3.1.8: Izbira materialnih lastnosti lesenega elementa.....	9
Slika 3.1.9: Mere elementa ( <i>ang. measurements</i> ).....	10
Slika 3.1.10: Vnos mer prečnega prereza.....	10
Slika 3.1.11: Vrsta in mere prečnega prereza.....	11
Slika 3.1.12: Podpore ( <i>ang. support</i> ).....	11
Slika 3.1.13: Podana obtežba.....	12
Slika 3.1.14: Standardna obtežba ( <i>ang. standard loads</i> ).....	12
Slika 3.1.15: Skupine vplivov.....	12
Slika 3.1.16: Obtežbe preko več polj ( <i>ang. multiple-span loads</i> ).....	13
Slika 3.1.17: Kombinacije in pripadajoči obtežni primeri.....	14
Slika 3.1.18: Ikone za izračun.....	15
Slika 3.1.19: Rezultati statičnega izračuna obravnavanih nosilcev.....	15
Slika 3.1.20: Velikost notranjih momentov pri dani prečni sili.....	19
Slika 3.1.21: Potek prečnih sil v obravnavanem nosilcu.....	20
Slika 3.1.22: Grafični prikaz potrebne vzdolžne armature.....	22
Slika 3.1.23: Grafični prikaz potrebne strižne armature.....	23
Slika 3.1.24: Tridimenzionalni prikaz armature.....	23
Slika 3.1.25: Ukazi namenjeni armiranju.....	24
Slika 3.1.26: Določanje armature.....	24
Slika 3.1.27: Primerjava različnih količin vzdolžne armature in grafična ponazoritev.....	25
Slika 3.2.1: Gradbeno modeliranje ( <i>building modeling – GEO</i> ).....	26
Slika 3.2.2: Glavno okno programa GEO.....	26
Slika 3.2.3: Model.....	27
Slika 3.2.4: Tloris kleti.....	28
Slika 3.2.5: Tloris pritličja.....	28
Slika 3.2.6: Uvoz DXF datoteke.....	29
Slika 3.2.7: Modeliranje plošče.....	30
Slika 3.2.8: Lastnosti plošče.....	30
Slika 3.2.9: Modeliranje zidu.....	31
Slika 3.2.10: Lastnosti zidov.....	31
Slika 3.2.11: Pogled tridimenzionalnega modela kleti.....	32
Slika 3.2.12: Novo nadstropje.....	33
Slika 3.2.13: Tridimenzionalni model narejen s programom GEO.....	33
Slika 3.2.14: Vertikalni obtežni primeri.....	34
Slika 3.2.15: Spustni meni z obtežnimi primeri.....	35
Slika 3.2.16: Tridimenzionalni prikaz obtežbe.....	35
Slika 3.2.17: Okno za določanje horizontalnih vplivov.....	36
Slika 3.2.18: Koordinatni sistema objekta.....	36
Slika 3.2.19: Vplivna območja.....	38
Slika 3.2.20: Parametri objekta.....	39
Slika 3.2.21: Parametri, vezani na položaj objekta.....	40



Slika 3.2.22: Funkcija "municipality" .....	40
Slika 3.2.23: Računski model s masnimi točkami.....	42
Slika 3.2.24: Tloris kleti.....	42
Slika 3.2.25: Tloris II. nadstropja.....	43
Slika 3.2.26: Definiranje potresnega obtežnega primera .....	46
Slika 3.2.27: Določanje parametrov potresne obtežbe .....	47
Slika 3.2.28: Grafični prikaz rezultatov potresne analize .....	49
Slika 3.3.1: Projektiranje armiranobetonskih elementov ( <i>ang. reinforced concrete design – B2</i> ) .....	50
Slika 3.3.2: Glavno okno programa B2.....	50
Slika 3.3.3: Statični model nosilca .....	51
Slika 3.3.4: Geometrija prereza.....	51
Slika 3.3.5: Napetosti in deformacije v armiranobetonskem prečnem prerezu.....	53
Slika 3.3.6 Statični model armiranobetonskega stebra.....	57
Slika 3.3.7: Interakcijski diagram iz Priročnika za dimenzioniranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Saje & Lopatič, 2009). .....	59
Slika 3.3.8: Ukaz <i>Frei</i> .....	60
Slika 3.3.9: Določanje lastnosti materiala.....	60
Slika 3.3.10: Ikona za izračun interakcijskega diagrama .....	61
Slika 3.3.11: Interakcijski diagram za armiranobetonski prečni prerez, armiran z jeklom S 500, in $\delta = ah = 0,01$ , izračunan s programom B2.....	61
Slika 3.3.12: Povečava izbranega območja v interakcijskem diagramu .....	62
Slika 3.4.1: Lepljen lameliran nosilec ( <i>ang. glued laminated girder – D10</i> ).....	64
Slika 3.4.2: Glavno okno programa Lepljen lameliran nosilec – D10 .....	64
Slika 3.4.3: Model lepljenega lameliranega nosilca.....	65
Slika 3.4.4: Geometrija lepljenega strešnega nosilca .....	65
Slika 3.4.5: Statični model strešnega nosilca, ki je členkasto podprt z dvema stebroma.....	66
Slika 3.4.6: Potek tangencialnih napetosti.....	70
Slika 3.4.7: Meni z osnovnimi nastavitvami .....	72
Slika 3.4.8: Sistem.....	72
Slika 3.4.9: Model obravnavanega nosilca z obtežbo v programu D10.....	73
Slika 3.5.1 Leseni steber ( <i>ang. timber column – HO1</i> ).....	74
Slika 3.5.2: Glavno okno programa Leseni steber – HO1.....	74
Slika 3.5.3: Statični model lesenega stebra .....	75
Slika 3.5.4: Potek napetosti v prečnem prerezu elementa .....	77
Slika 3.5.5: Nastavljeni parametri .....	78
Slika 3.5.6: Obtežni primeri v programu HO1 .....	78
Slika 3.5.7: Sproti izračunani rezultati .....	79
Slika 3.6.1: Leseni priključek z zasekom ( <i>ang. timber connection with offset – HO2</i> ) .....	80
Slika 3.6.2: Glavno okno programa leseni priključek z zasekom – HO2.....	80
Slika 3.6.3: Statični model lesenega strešnega paličnega nosilca .....	81
Slika 3.6.4: Statični model iz programa FTW.....	82
Slika 3.6.5: Notranje osne sile v detajlu A.....	83
Slika 3.6.6: Načini stikovanja lesenega priključka v programu HO2 .....	84
Slika 3.6.7: Detajl čelnega stikovanja .....	85
Slika 3.6.8: Detajl stikovanja s peto.....	85
Slika 3.6.9: Detajl dvojnega čelnega stikovanja.....	86
Slika 3.6.10: Detajl dvojnega stikovanja s peto .....	88
Slika 3.6.11: Detajl dvojnega čelno-petnega stikovanja .....	88

## Kazalo preglednic

Preglednica 1: Obtežni primeri, definirani v programu FRILO .....	13
Preglednica 2: Kombinacije in pripadajoči obtežni primeri. »O« pomeni, da je obtežni primer vključen v kombinacijo, »X« pomeni, da obtežnega primera ni v kombinaciji. ....	13
Preglednica 3: Primerjava rezultatov, izračunanimi po enačbah z rezultati iz programa DLT .....	22
Preglednica 4: Koeficient zunanje tlaka cpe .....	37
Preglednica 5: Površine vplivnih območij .....	38
Preglednica 6: Vpliv vetra na posamezno nadstropje .....	38
Preglednica 7: Potresna obtežba po nadstropjih .....	46
Preglednica 8: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati iz programa GEO .....	48
Preglednica 9: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati programa B2 .....	56
Preglednica 10: Rezultati dobljeni s pomočjo interakcijskega diagrama v izbrani literaturi .....	60
Preglednica 11: Račun vzdolžne armature z uporabo interakcijskega diagrama programa B2 .....	62
Preglednica 12: Primerjava rezultatov, izračunanih z uporabo priročnika, z rezultati programa B2 .....	63
Preglednica 13: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali z rezultati, ki jih je izračunal program D10 .....	73
Preglednica 14: Primerjava rezultatov, izračunanih z enačbami, z rezultati programa HO1 .....	78
Preglednica 15: Notranje osne sile v detajlu A pri različnih kombinacijah obtežbe .....	83
Preglednica 16: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali z enačbami, z rezultati, ki jih je izračunal program HO2 .....	91

## **1 UVOD**

### **1.1 Namen diplomskega dela**

Namen diplomskega dela je proučitev programske opreme Nemetschek Frilo. Programska oprema je zasnovana v Nemčiji. Trenutno se razvija pod okriljem skupine Nemetschek, ki izdeluje računalniške programe za arhitekturo, gradbeništvo in druge inženirske veje, ki se ukvarjajo s projektiranjem zgradb. Programska oprema je na slovenskem trgu še razmeroma malo znana. V tem času podjetje seznanja slovensko strokovno javnost z možnostmi, ki jih nudi programska oprema, in načinom dela z njo. Z diplomskim delom predstavljamo podlage delovanja programske opreme in z rešenimi primeri prikazujemo potek računa v posameznem programu. Bralec diplomskega dela spozna programe Frilo in dobi predstavbo o možnostih njihove uporabi pri vsakdanjem projektiranju gradbenih konstrukcij.

## 2 PROGRAMSKA OPREMA NEMETSCHKEK FRILO

### 2.1 Kratka zgodovina podjetja in razvoja programske opreme

»Friederich + Lochner« oziroma enostavno imenovano Frilo, je bilo prvotno ime nemškega podjetja, ki je bilo ustanovljeno leta 1978. Ustanovila sta ga nemška inženirja, Jens Friederich in Norbert Lochner, ki sta imela biro v Stuttgartu (Wagner, 2012).

Programsko opremo sta razvila, ker sta potrebovala hitre rešitve za vse hitreje rastoči nemški trg, ki je zahteval, da se objekti postavijo, kar se da hitro. Tedaj so bili računalniki v začetnem razvoju in programov za gradbene inženirje ni bilo veliko. Programi, ki sta jih izdelala, so bili namenjeni izključno hitremu iskanju rešitve in kar se da enostavnemu vnosu podatkov. To filozofijo ohranjajo tudi danes.

Leta 1990, ko je padel Berlinski zid, se je podjetje začelo širiti na vzhod. V tem letu so odprli podružnico v Dresdenu, kjer danes izdelujejo veliko programov. Leta 1998 je podjetje prešlo pod skupino Nemetschek Trust. Nemetschek je podjetje, ki ga je prav tako ustanovil inženir gradbeništva in ima podobno filozofijo kot Frilo. Ker je podjetje Frilo uspešno v izdelovanju programov za gradbeno statiko in analizo materialov, je podjetje Nemetschek popolnoma prenehalo izdelovati podobne programe in se osredotočilo predvsem na CAD programe, kot je skupina Allplan ter statiko prepustilo Frilu. Kasneje se je s statiko začelo ukvarjati tudi podjetje SCIA, ki je postalo del skupine Nemetschek.

S programsko opremo želi podjetje Nemetschek Trust prevzeti vodilno vlogo pri vpeljevanju evropskih standardov Evrokod v prakso, sodelovati pri soustvarjanju bodočih standardov in prevzeti vodilno vlogo na trgu programske opreme, namenjene inženirjem.



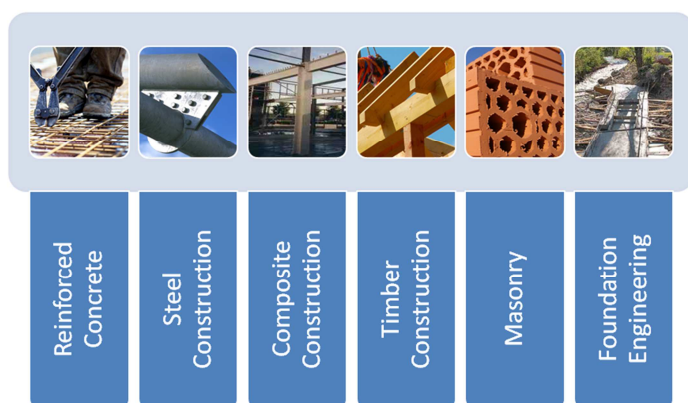
Slika 2.1.1: Inženirska skupina Nemetschek (Wagner, 2012)

Letos se je uradno ime podjetja spremenilo iz Friedrich+Lochner GmbH v Nemetschek Frilo GmbH.

## 2.2 Filozofija programske opreme

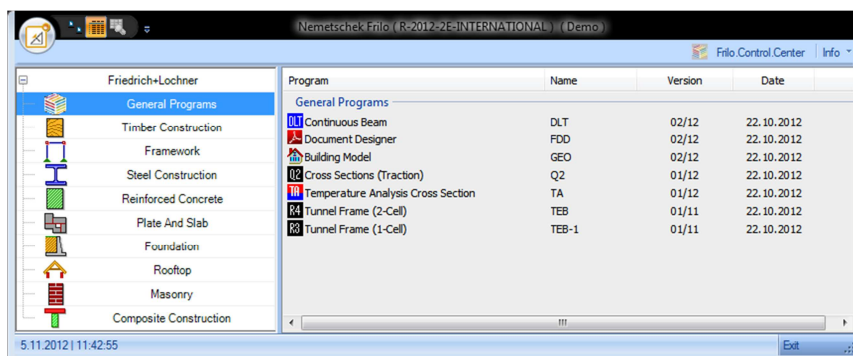
Programska oprema Nemetschek Frilo je zasnovana za statične izračune in reševanje statičnih problemov. Nemetschek Frilo je razdeljen na 10 modulov. V vsakem so programi, ki jih lahko uporabnik kupuje posamezno, saj niso med seboj odvisni. Noben program ne pogojuje delovanja ostalih – je samostojen podobno, kot pri programski opremi Microsoft Office. Strošek nakupa potrebne programske opreme je bistveno manjši, saj vsebuje le za posameznika uporabne programe. Kupec si sam izbere programe, ki jih potrebuje. S tem pristopom programska oprema Nemetschek Frilo zavzema večino nemškega trga.

V skupini Nemetschek se poleg Frila za račun statike uporablja program Scia, ki pa se trži večinoma za primere zahtevnejših objektov, saj je zmogljivejši, njegova cena pa višja. Vendar sta trend in sedanja gospodarska kriza prisilila programerje opreme Scia, da se odpro širši množici. Znotraj skupine je dogovor, da je vsakodnevna statika v domeni programske opreme Frilo. V primeru računa potresnih sil, ko je treba statični izračun objekta izvesti po natančnejših metodah, je potrebna programska oprema Scia.



Slika 2.2.1: Področja, ki jih pokriva programska oprema Nemetschek Frilo (Wagner, 2012)

V inženirski skupini Nemetschek poteka razvoj programov tako, da je projektiranje čim hitrejše, enostavnejše in se možnost pojavljanja napak zmanjšuje. Podjetje Frilo Nemetschek se usmerja v razvoj novih orodij in programov, da bo popestrilo že tako pestro ponudbo.

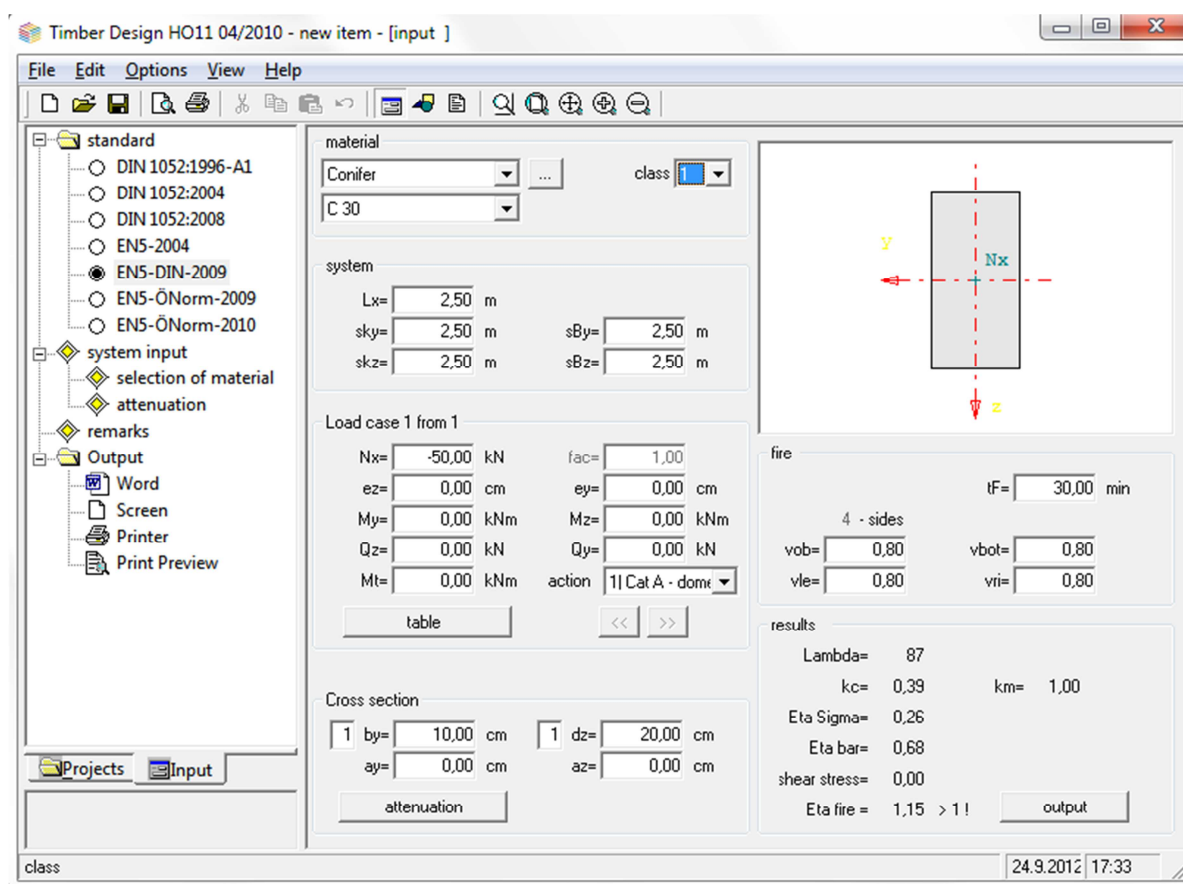


Slika 2.2.2: Frilo moduli

## 2.3 Predstavitev programske opreme

V diplomskem delu so predstavljeni le nekateri programi, ki jih podjetje Frilo Nemetschek ponuja svojim strankam. Osredotočili smo se na programe s področja lesenih in armiranobetonskih elementov. Iz Slika 2.2.1 je razvidno, da programska oprema Frilo pokriva skoraj vsa področja projektiranja. Najdejo pa se tudi detajli, ki niso zajeti v nobenem izmed programov. Z razvojem novih programov in nadgrajevanjem starih bo nepokritih detajlov vedno manj.

Kljub temu, da se veliko programov med sabo vizualno razlikuje, imajo skupno rdečo nit. Skoraj vsi imajo podoben izpis rezultatov. Tudi okna posameznih programov so si podobna, kar bomo videli v tretjem poglavju. Podoba oken je tipično Windows-ovska in včasih deluje nekoliko ceneno. Vendar nas sam izgled programa ne sme odvrniti od njegove uporabe, saj je močno orodje pri projektiranju.

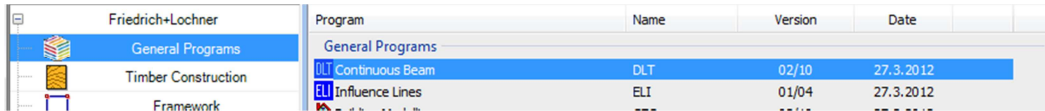


Slika 2.3.1: Primer izgleda okna tipičnega Frilo programa

Izgled odraža skromnost in učinkovitost ter zavrača nepotrebne funkcije, ki bi zavajale uporabnika.

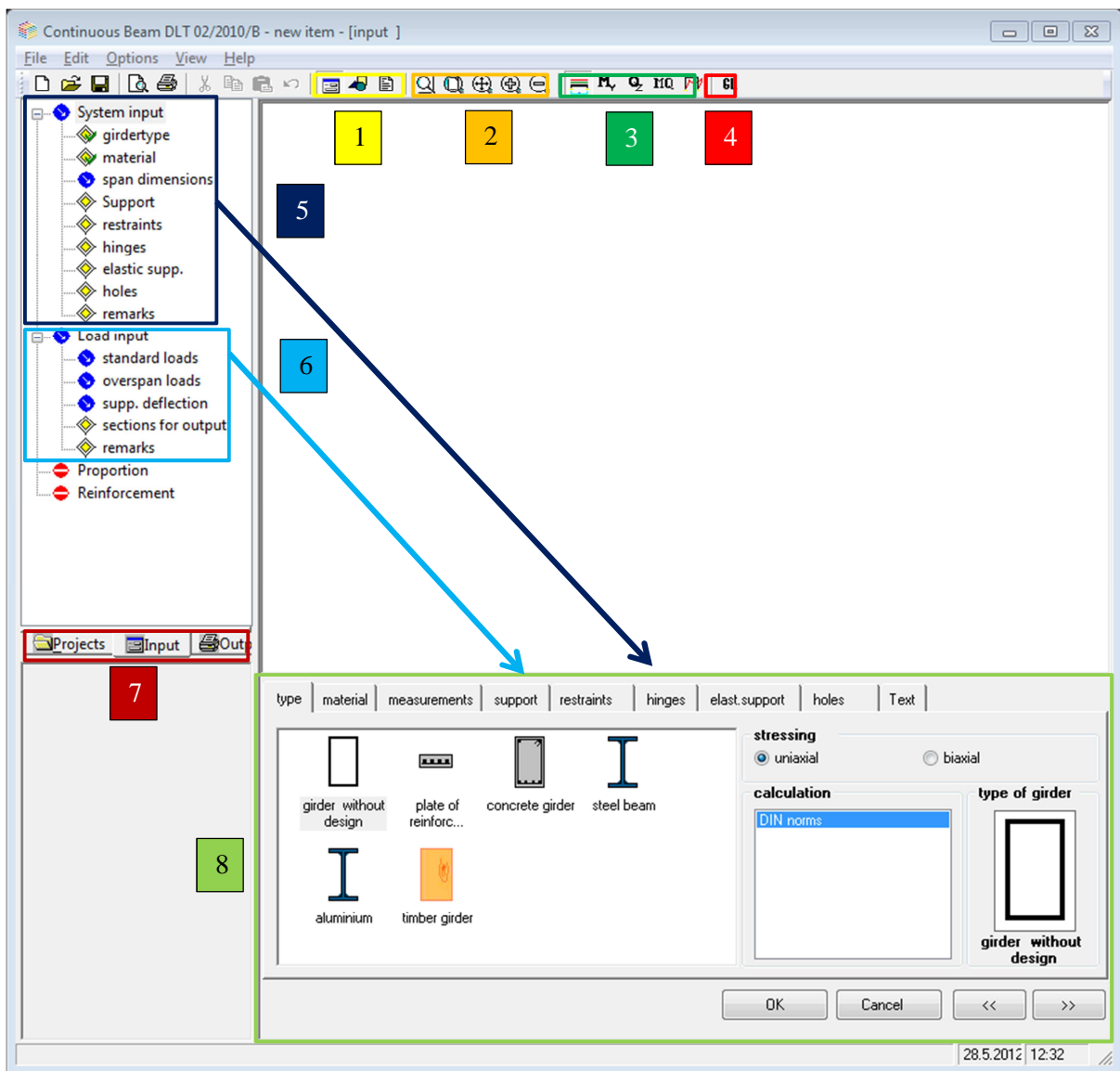
### 3 PREDSTAVITEV PROGRAMA PO PROGRAMIH

#### 3.1 Neprekinjeni nosilec s previsi DLT



Program	Name	Version	Date
General Programs			
Continuous Beam	DLT	02/10	27.3.2012
Influence Lines	ELI	01/04	27.3.2012

Slika 3.1.1: Neprekinjen nosilec (*ang. continuous beam* – DLT)



Slika 3.1.2: Glavno okno programa DLT

Program Neprekinjeni nosilec s previsi je namenjena računu obremenitev v neprekinjenem nosilcu. Program omogoča dimenzioniranje armiranobetonskih, lesenih, aluminijastih in jeklenih nosilcev ter armiranobetonskih plošč, nosilnih v eni smeri, ki se lahko računajo kot linijski nosilci. Če želimo

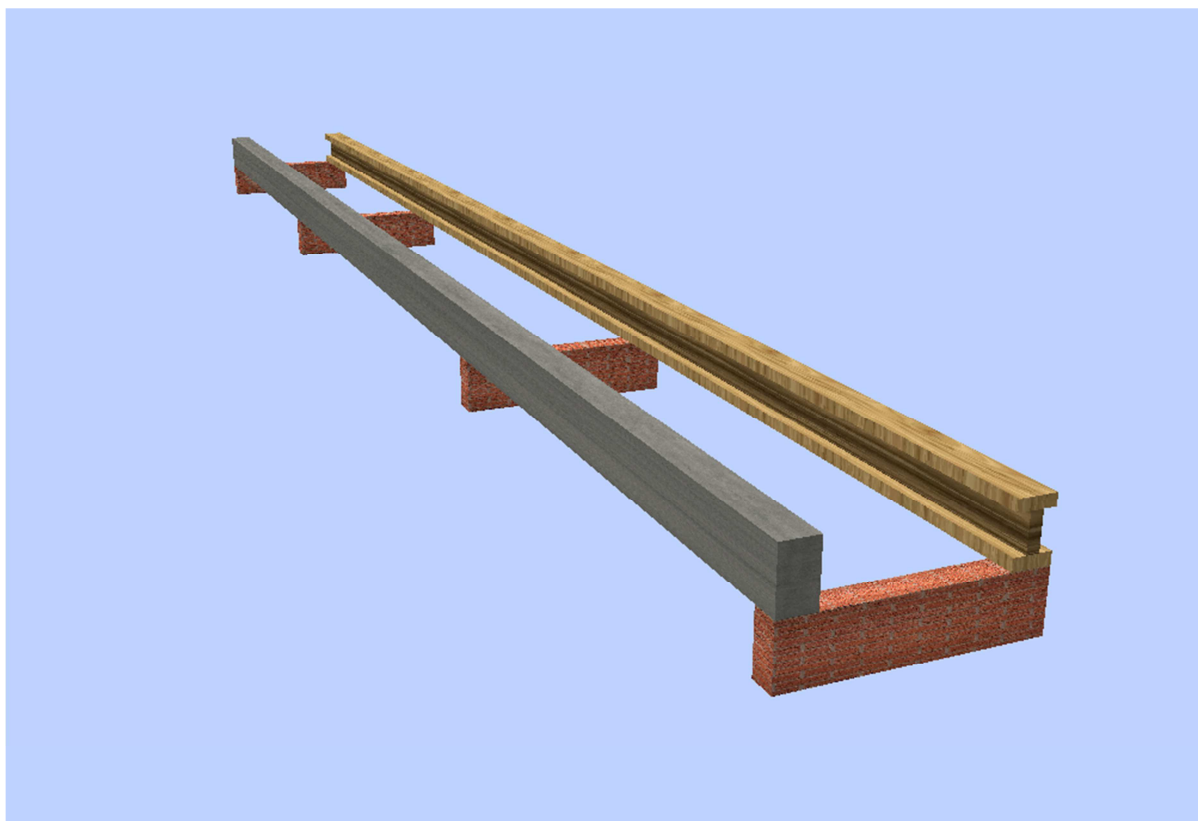
izračunati le obremenitve v elementu, nam program ponuja možnost računa brez nadaljnega dimenzioniranja. V tem primeru vrste materiala še ni potrebno določiti.

Glavne strukture programa:

- {1} vhodni podatki, grafični prikaz in tekstovni izpis,
- {2} način pogleda,
- {3} prikaz modela, diagramov upogibnih momentov, prečnih sil in deformacij,
- {4} open GL: tridimenzionalni prikaz modela,
- {5} definiranje geometrijskih karakteristik in robnih pogojev modela,
- {6} definiranje obtežbe modela,
- {7} projektni, vhodni podatki in izpis,
- {8} vnos podatkov.

Projektiranje v programu DLT bomo prikazali na dveh primerih, armiranobetonskem in lesenem neprekinjenem nosilcu. S primeroma si bomo ogledali dva načina projektiranja. Prvi je značilen za armiranobetonske elemente, kjer s projektiranjem zadostne količine armature uravnotežimo notranje sile. Drugi način je projektiranje velikosti prečnega prereza, da zagotovimo danemu elementu ustrezno nosilnost in je značilen za dimenzioniranje lesenih, jeklenih in aluminijastih elementov.

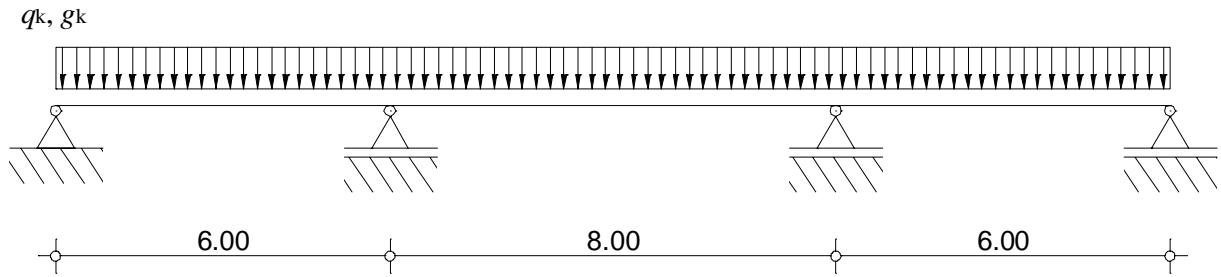
### Primer 3.1: Neprekinjeni nosilec



Slika 3.1.3: Tridimenzionalni model armiranobetonskega in lesenega nosilca



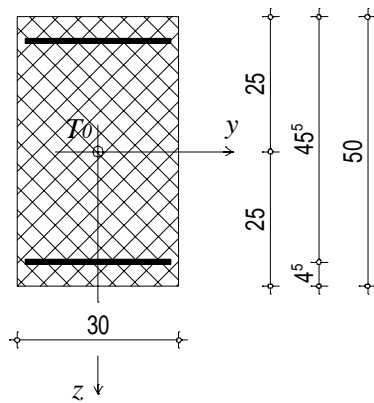
## Statični model



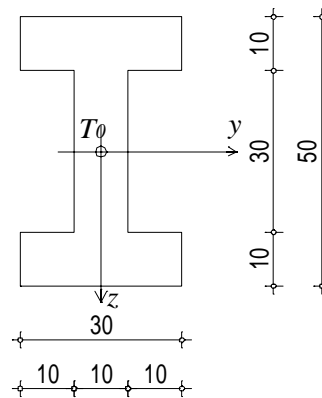
Slika 3.1.4: Statični model neprekinjenega nosilca

a) Beton C30/37

Armatura S500(A)



b) Les D40



Slika 3.1.5: Prečna prereza obravnavanih nosilcev

## Material

Beton C 30/37

- $f_{ck} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična tlačna trdnost betona
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna tlačna trdnost betona
- $E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – modul elastičnosti
- $\varepsilon_{c2} = 2,0\%$  – tlačna deformacija betona pri največji napetosti
- $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$  – mejna tlačna deformacija betona
- $n = 2$

Jeklo S500 (A)

- $f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična trdnost jekla
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna trdnost jekla
- $E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – modul elastičnosti

- $k\left(\frac{f_t}{f_k}\right) = 1,05$  – razmerje med mejo plastičnosti in mejo porušitve
- $f_{td} = k \cdot f_{yd} = 1,05 \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 45,65 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna vrednost meje porušitve
- $\varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰}$  – tlačna deformacija betona pri največji napetosti
- $\varepsilon_{ud} = 22,5\text{‰}$  – mejna tlačna deformacija betona

#### Les D40

- $f_{m,k} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična upogibna trdnost
- $f_{t,0,k} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,k} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična natezna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{c,0,k} = 2,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,k} = 0,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,k} = 0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična strižna trdnost
- $E_{0,mean} = 1100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – srednji modul elastičnosti, vzporedno s smerjo vlaken
- $G_{mean} = 63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – strižni modul
- $\rho_k = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  – karakteristična gostota

Delni varnostni faktor  $\gamma_M$  lepljenega lameliranega lesa ima vrednost 1,30. Korekcijski faktor  $k_{mod}$  ima vrednost 0,8 v razredu uporabe 2 in razredu trajanja obtežbe srednje trajni vpliv. Projektne trdnosti se izračunajo po enačbi

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

- $f_{m,g,d} = 2,462 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna upogibna trdnost
- $f_{t,0,g,d} = 1,477 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,g,d} = 0,037 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna natezna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{c,0,g,d} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,g,d} = 0,542 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,g,d} = 0,263 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna strižna trdnost

#### Obtežba

- stalna obtežba:  $g = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- spremenljiva obtežba:  $q = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

## Postopek podajanja dimenzij in obtežbe v programu DLT

Postopek podajanja dimenzij in obtežbe je neodvisen od vrste materiala. Vnos podatkov o modelu je enostaven in sledi logičnemu redu.

## Vnos podatkov v program DLT

### 1) Material, dimenzije, podpore, členki...

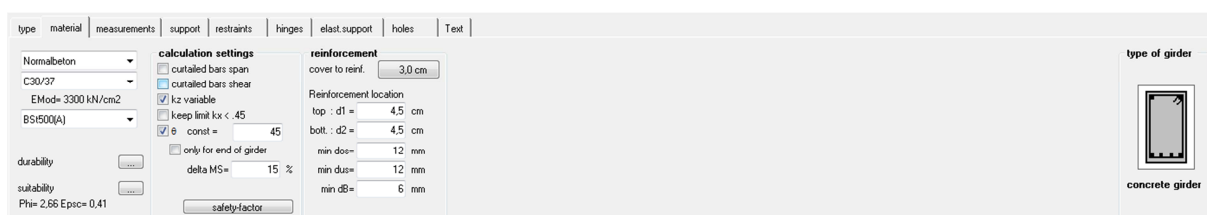
V našem primeru imamo dva različna elementa; element iz armiranega betona in element iz lesa. V prvem zavihku določimo material obravnavanega neprekinjenega nosilca.



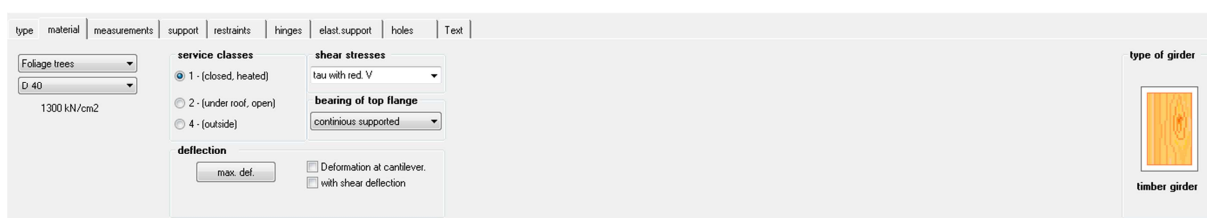
Slika 3.1.6: Material oziroma vrsta prečnega prereza (ang. type)

V prvem zavihku izberemo material oziroma vrsto prečnega prereza, predpis, po katerem bomo dimenzionirali, in napetostno stanje. Armiranobetonski element je betonska greda (*ang. Concrete girder*), obravnavana po predpisu EN2–2004 v enoosnem napetostnem stanju. Leseni element je lesena greda (*ang. Timber girder*), obravnavana po predpisu EN5-DIN–2009 v enoosnem napetostnem stanju.

V naslednjem oknu določimo lastnosti posameznega materiala in način računa.



Slika 3.1.7: Izbira materialnih lastnosti armiranobetonskega elementa



Slika 3.1.8: Izbira materialnih lastnosti lesenega elementa.

V drugem zavihku izberemo vrsto betona. Izbiramo med običajno težkimi in lahкими betoni. Trdnostni razred obravnavanega betona je C30/37. Nosilec je armiran z jeklom S500-A. Določimo še posamezne lastnosti pomembne za izračun, kot so: spremenljivi  $k_z$ , konstantni  $\theta = 45^\circ$ , položaj in najmanjše premere armaturnih palic v prečnem prerezu ter krovno plast betona nad armaturo.

V drugem primeru lesenega elementa izberemo trdnostni razred D40, ki ga najdemo med listnatim drevjem (*ang. foliage trees*). Predpostavimo, da se nosilec nahaja v zaprtem in ogrevanem prostoru.

Tretji zavihkek se imenuje mere. Oba nosilca sta enake dolžine, razlikujeta pa se njuna prečna prereza.

type	material	measurements	support	restraints	hinges	elast.support	holes	Text			
	span	L [m]	x [m]	CsNo	Crossec. type	bpo [cm]	hpo [cm]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpu [cm]	hpu [cm]
1	1	6.000	6.000	1	1			30.0	50.0		
2	2	8.000	8.000	1	1			30.0	50.0		
3	3	6.000	6.000	1	1			30.0	50.0		
4	case	0.000									
5	case	0.000									


Slika 3.1.9: Mere elementa (*ang. measurements*)

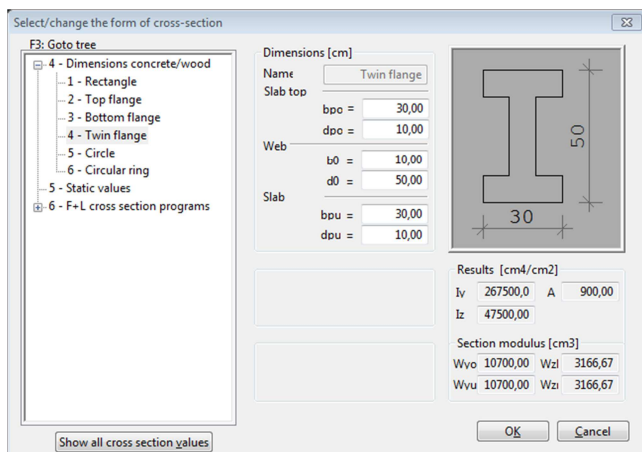
V zavihku mere določimo število in dolžino razponov ter prečne prereze elementa. V izbranih primerih imamo tri razpone dolžin:  $L_1 = 6m$ ,  $L_2 = 8m$  in  $L_3 = 6m$ .

No.	crossection	input	ly	A	sections	ro-tated	rein-forced
1	Twin flange	dimensions	267500,00	900,00	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Slika 3.1.10: Vnos mer prečnega prereza

Poleg dolžin nosilcev in razponov posameznih polj vnašamo tudi mere prečnega prereza. Pri armiranobetonskem elementu imamo vzdolž celotne dolžine enak pravokotni prečni prerez (tip 1) s širino  $b_0 = 30\text{cm}$  in višino  $h_0 = 50\text{cm}$ .

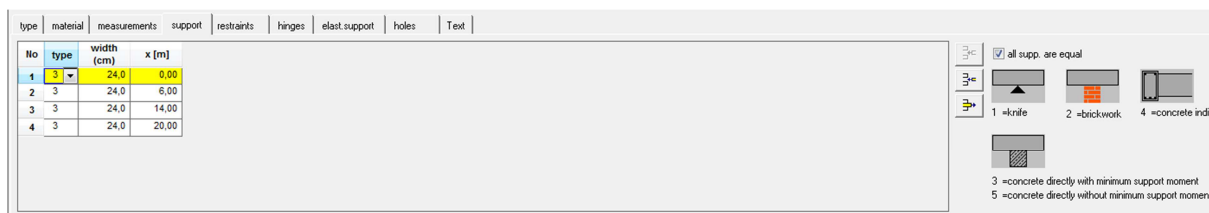
Pri lesenem neprekinjenem nosilcu imamo prečni prerez z dvema pasnicama (*ang. twin flange*). Ko kliknemo na puščico , se nam odpre okno, kjer poiščemo tak prerez in določimo njegove dimenzije.



Slika 3.1.11: Vrsta in mere prečnega prereza

Prečni prerez lesenega nosilca ima dve pasnici (*ang. flange*) z merami:  $b_{po} = 30\text{cm}$ ,  $h_{po} = 10\text{cm}$ ,  $b_0 = 10\text{cm}$ ,  $h_0 = 50\text{cm}$ ,  $b_{pu} = 30\text{cm}$  in  $h_{pu} = 10\text{cm}$ . Pri tem je prečni prerez  $A = 900\text{cm}^2$ . Vztrajnostni moment prečnega prereza okrog osi  $y$  je  $I_y = 267500,0\text{cm}^4$ .

V četrtem zavihku določimo vrste podpor.



Slika 3.1.12: Podpore (*ang. support*)

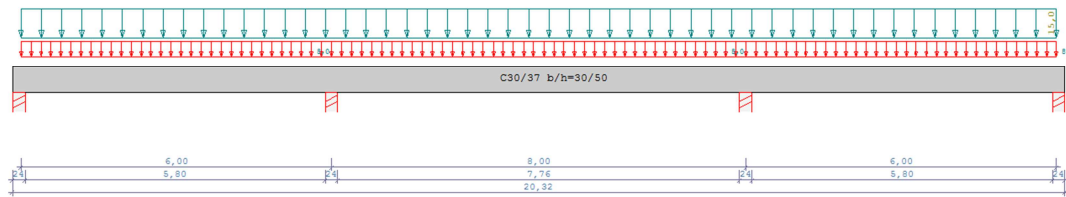
V obeh primerih imamo enako vrsto podpor, to so opečne stene, širine 24cm.

## 2) Obtežba

Vnos podatkov v obtežbi ni odvisen od vrste uporabljenega materiala. V programu DLT ni potrebno sestavljati obtežnih primerov, ker program osnovne obtežbe sam sestavi v obtežne primere. Obtežbam določimo, ali se spreminjajo po pravilu šahovnice ali ne. Zato nam program ponuja dva zavihka, v katerih določimo obtežbo:

- 1) preko posameznega razpona – standardna obtežba (*ang. standard loads*),
- 2) preko več razponov hkrati – obtežbe preko več polj (*ang. multiple-span loads*).

Program za vsako obtežbo: določi obtežni primer in nato posamezne obtežne primere združuje v kombinacije – sestavljene obtežne primere, določi največje in najmanjše statične količine ter izriše ovojnice diagramov upogibnih momentov, prečnih sil, strižnih in normalnih napetosti ter pomikov.



Slika 3.1.13: Podana obtežba

span	type	Cle	Cle	dist	Gri	Cri	len	factor	from item	Id-grp	con-grp	Alt-grp
1	1	0,00	8,00					1,00		2	0	0
2	0											
3	1	0,00	8,00					1,00		2	0	0
4	0											
5	1	0,00	8,00					1,00		2	0	0
6	0											

dead load : 0 no      current length of span =6,00 m

Slika 3.1.14: Standardna obtežba (ang. standard loads)

Spremenljivo obtežbo vpisujemo pod stolpec »Cle«. »Type« je 1, kar pomeni, da je obtežba konstantna vzdolž osi nosilca. »Id-grp« pomeni skupino vplivov med katerimi lahko izbiramo. Na voljo imamo naslednje možnosti prikazane na sliki 3.1.15.

ID	action	Psi0	Psi1	Psi2	Gamma	Type	Class	Load-duration
<input type="checkbox"/>	g Dead loads	1,00	1,00	1,00	1,35	dead		permanent
<input type="checkbox"/>	1 Cat A - domestic	0,70	0,50	0,30	1,50	variable	Working load	mid
<input type="checkbox"/>	2 Cat B - offices	0,70	0,50	0,30	1,50	variable	Working load	mid
<input type="checkbox"/>	3 Cat C - communal	0,70	0,70	0,60	1,50	variable	Working load	shortly
<input type="checkbox"/>	4 Cat D - shops	0,70	0,70	0,60	1,50	variable	Working load	mid
<input type="checkbox"/>	5 Cat E - storage	1,00	0,90	0,80	1,50	variable	Working load	long
<input type="checkbox"/>	6 Vehicle load < 30kN	0,70	0,70	0,60	1,50	variable	Live load	mid
<input type="checkbox"/>	7 Vehicle load > 30kN < 160kN	0,70	0,50	0,30	1,50	variable	Live load	mid
<input type="checkbox"/>	8 Roof (f.Ex. Manload)	0,00	0,00	0,00	1,50	variable	Live load	shortly
<input type="checkbox"/>	9 Wind loads	0,60	0,50	0,00	1,50	variable	Wind load	shortly
<input type="checkbox"/>	10 Snow loads < 1000m	0,50	0,20	0,00	1,50	variable	Snow load	shortly
<input type="checkbox"/>	11 Snow loads > 1000m	0,70	0,50	0,20	1,50	variable	Snow load	mid
<input type="checkbox"/>	12 Temperature (non-fire)	0,60	0,50	0,00	1,50	variable	Temperature Lo...	mid
<input type="checkbox"/>	13 Soil settlement	1,00	1,00	1,00	1,50	variable	Soil settlement	permanent
<input type="checkbox"/>	14 Unusual loads	0,80	0,70	0,50	1,50	variable	Crane track load	long
<input type="checkbox"/>	15 Accidental loads	1,00	1,00	1,00	1,00	extraordinary		very shortly
<input type="checkbox"/>	101 Earthquake	1,00	1,00	1,00	1,00	Earthquake		very shortly

Slika 3.1.15: Skupine vplivov

	type	VK	Gle	Cle	dist	Gri	Cri	len	len2	factor	from item	ld-grp	con-grp	Alt-grp
1	1		15.00	0.00						1.00		2	0	0
2	0													

dead load : 0.no length of beam =20.00 m

Slika 3.1.16: Obtežbe preko več polj (ang. multiple-span loads)

V zavihku Obtežbe preko več polj definiramo stalno obtežbo, ki vključuje lastno težo, zato funkcijo Lastna teža (ang. dead load) izklopimo iz računa.

V danem primeru program naredi 6 obtežnih primerov in 7 kombinacij, ki jih lahko zapišemo v preglednico.

Preglednica 1: Obtežni primeri, definirani v programu FRILO

OP	Razpon	Skupina	G2	q1
1	1	2	/	8kN/m
4	1	1	15kN/m	/
2	2	3	/	8kN/m
5	2	1	15kN/m	/
3	3	4	/	8kN/m
6	3	1	15kN/m	/

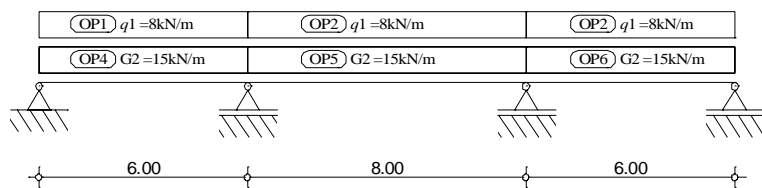
V preglednici 1 opazimo še neomenjeno skupino (ang. group), ki pove, katere obtežbe delujejo sočasno. Obtežbe, ki delujejo skupaj, so združene v isto skupino. Na podlagi te razdelitve program sestavi kombinacije.

Preglednica 2: Kombinacije in pripadajoči obtežni primeri. »O« pomeni, da je obtežni primer vključen v kombinacijo, »X« pomeni, da obtežnega primera ni v kombinaciji.

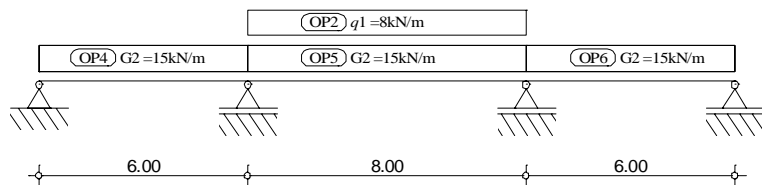
OP	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4	Komb. 5	Komb. 6	Komb.7
1	O	X	O	O	X	X	O
2	O	O	X	O	X	O	X
3	O	X	O	X	O	O	X
4	O	O	O	O	O	O	O
5	O	O	O	O	O	O	O
6	O	O	O	O	O	O	O

Za bolj nazorern prikaz kombinacij in pripadajočih obtežnih primerov glej Slika 3.1.17.

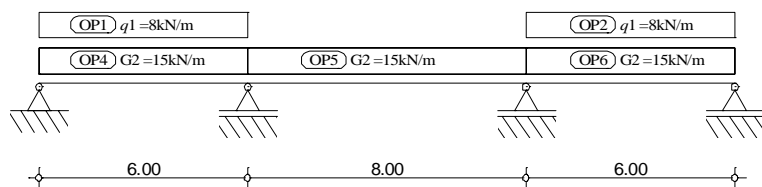
Kombinacija 1



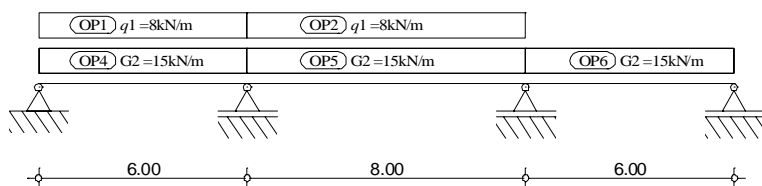
Kombinacija 2



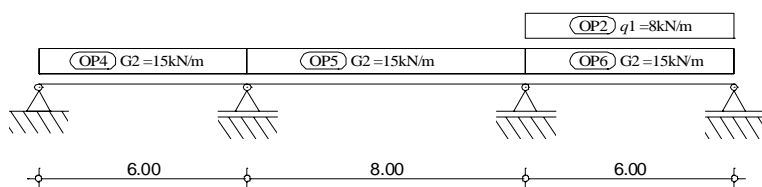
Kombinacija 3



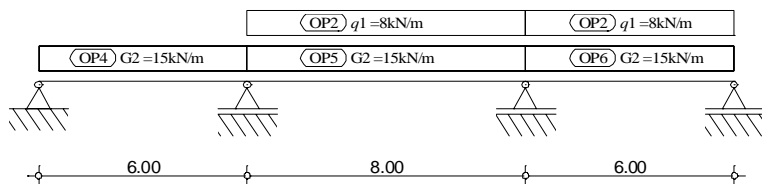
Kombinacija 4



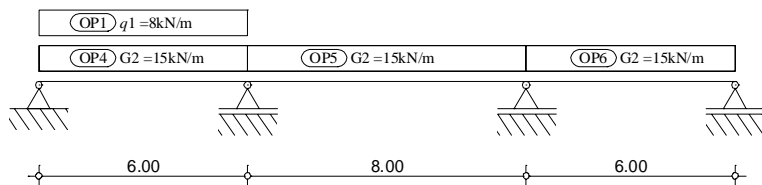
Kombinacija 5



Kombinacija 6



Kombinacija 7



Slika 3.1.17: Kombinacije in pripadajoči obtežni primeri



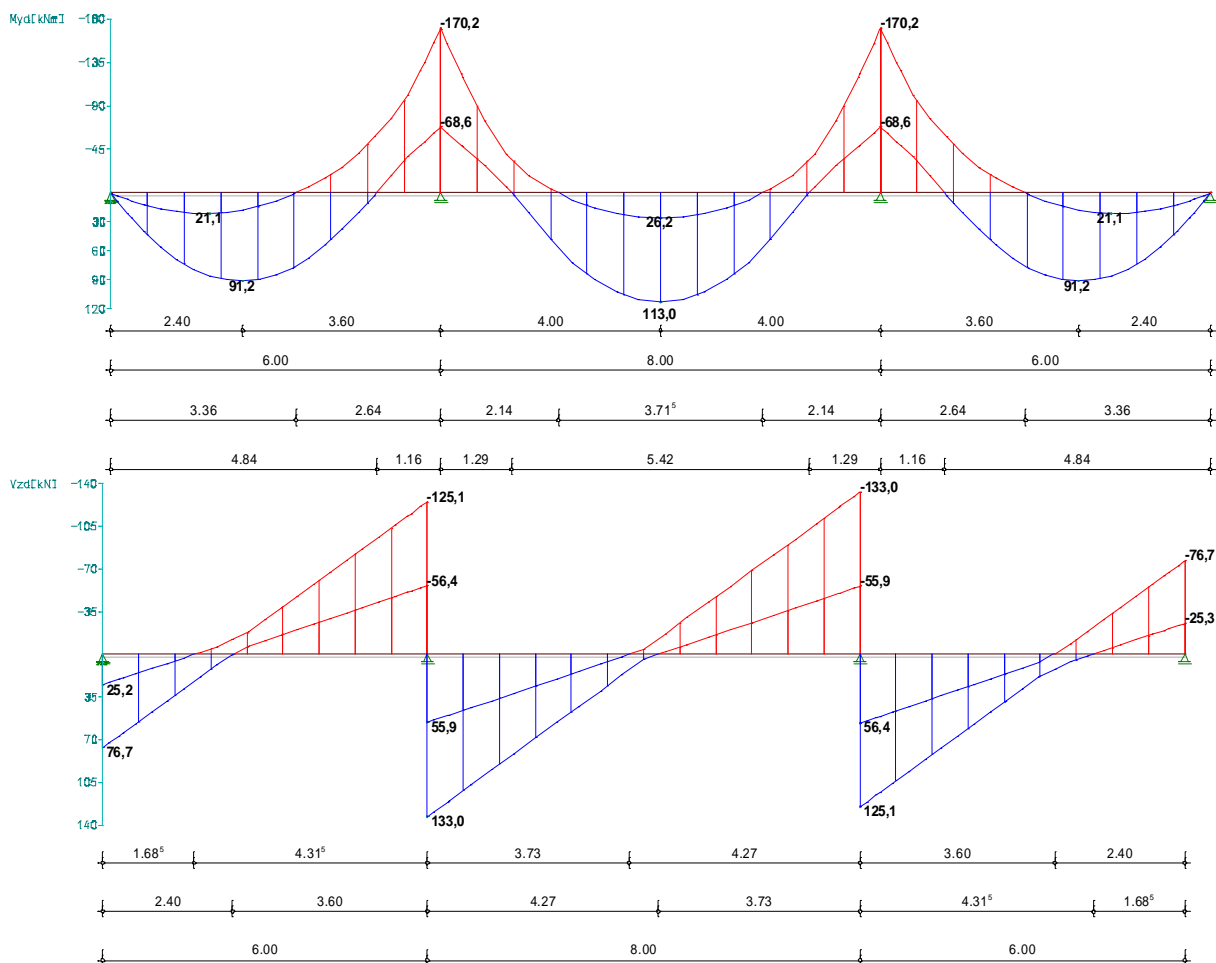
## Statični izračun

Program DLT nima posebnega ukaza v obliki ikone za račun vseh statičnih količin skupaj (Slika 3.1.2).



Slika 3.1.18: Ikone za izračun

Rezultati upogibnih momentov in prečnih sil so prikazani na Slika 3.1.19.



Slika 3.1.19: Rezultati statičnega izračuna obravnavanih nosilcev

## Dimenzioniranje nosilcev

## 3) Račun vzdolžne armature

Polje (1)

$$M_{Eds} = 9120 \text{ kNcm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{9120 \text{ kNcm}}{30 \text{ cm} \cdot (45,5 \text{ cm})^2 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,0734$$

$$\varepsilon_1 / \varepsilon_s = -0,00257 / 0,0225 \text{ sledi, da je } k_x = 0,103, k_s = 1,042 \text{ in } \sigma_s = 45,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,04171 \cdot \frac{9120 \text{ kNcm}}{45,5 \text{ cm} \cdot 45,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{4,60 \text{ cm}^2}$$

**Izberemo: 5 $\phi$ 12 [5,65 cm<sup>2</sup>]**

Polje (2)

$$M_{Eds} = 11300 \text{ kNcm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{11300 \text{ kNcm}}{30 \text{ cm} \cdot (45,5 \text{ cm})^2 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,0907$$

$$\varepsilon_1 / \varepsilon_s = -0,0031 / 0,0225 \text{ sledi, da je } k_x = 0,121, k_s = 1,0545 \text{ in } \sigma_s = 45,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,0545 \cdot \frac{11300 \text{ kNcm}}{45,5 \text{ cm} \cdot 45,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{5,75 \text{ cm}^2}$$

**Izberemo: 6 $\phi$ 12 [6,79 cm<sup>2</sup>]**

Podpora (B)

$$M_{Ed,1} = 17024 \text{ kNcm}$$

Redukcija momenta nad podporo se v programu izračuna po enačbi:

$$M_{Eds} = 0,85 \cdot M_{Ed} - V_{Ed} \cdot \frac{t}{2} + \frac{(1,5 \cdot q_d + g_d) \cdot \left(\frac{t}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_{Eds} = 0,85 \cdot 17024 \text{ kNcm} - 125 \text{ kN} \cdot 12 \text{ cm} + \frac{\left(1,5 \cdot 0,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} + 0,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}\right) \cdot 144 \text{ cm}^2}{2}$$

$$M_{Eds} = 13085,6 \text{ kNcm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{13085,6 \text{ kNcm}}{30 \text{ cm} \cdot (45,5 \text{ cm})^2 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,10534$$

$$\varepsilon_1/\varepsilon_s = -0,0035/0,0220 \text{ sledi, da je } k_x = 0,137, k_s = 1,060 \text{ in } \sigma_s = 44,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,0601 \frac{13085,6 \text{ kNcm}}{45,5 \text{ cm} \cdot 44,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{6,78 \text{ cm}^2}$$

**Izberemo: 5 $\phi$ 14 [7, 70cm<sup>2</sup>]**

4) Projektiranje strižne armature

a) Najmanjša potrebna strižna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{500 \text{ MPa}} = 0,000876$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,000876 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 1,0 = 0,0263 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = \boxed{2,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

Največja vzdolžna razdalja med stremeni:

$$s_{l,max} = 0,75 d = 0,75 \cdot 45,5 \text{ cm} = 34,13 \text{ cm}$$

**Izberem:  $\phi$ 8/30cm [3, 35cm<sup>2</sup>/m]**

b) Reducirana prečna sila nad podporo (B)

$$\Delta x = \frac{t}{2} + d = 0,12 \text{ m} + 0,455 \text{ m} = 0,575 \text{ m}$$

$$\Delta V_{Ed} = (g_d + q_d) \Delta x = \left( 1,35 \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 0,575 \text{ m} = 18,54 \text{ kN}$$

Območje ob podpori (B)

$$V_{Ed} = 133,0 \text{ kN}$$

Reducirana prečna sila:

$$V_{Ed}^* = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 133,0 \text{ kN} - 18,54 \text{ kN} = 114,5 \text{ kN}$$

c) Ali je strižna armatura računsko potrebna?

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

kjer so:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{455\text{mm}}} = \boxed{1,663} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,78\text{cm}^2}{30\text{cm} \cdot 45,5\text{cm}} = \boxed{0,00497} \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,663^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,411$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0\text{kN}}{30\text{cm} \cdot 50\text{cm}} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,2 f_{cd}$$

Strižna odpornost armiranobetonskega elementa brez strižne armature je:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,663(100 \cdot 0,00497 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 300 \cdot 455 = \boxed{67044,6\text{N}},$$

$$V_{Rd,c} = 0,411 \cdot 300 \cdot 455 = 56117,68\text{N}.$$

Merodajni  $V_{Rd,c} = 67\text{kN}$ .

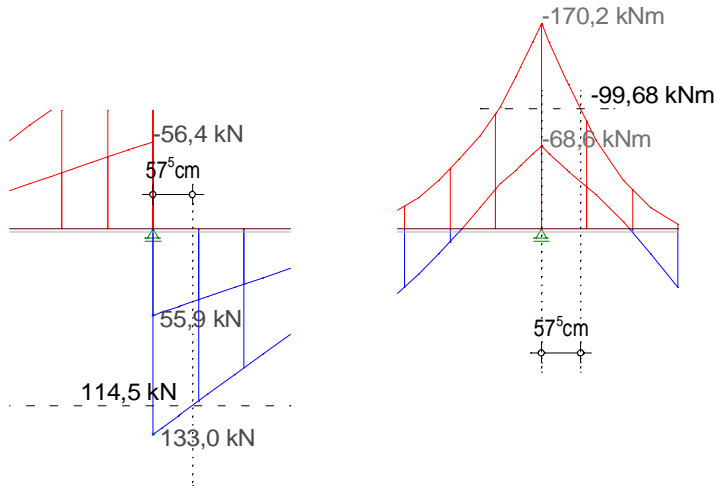
Strižna armatura je potrebna, saj prečni prerez armiranobetonskega elementa ne zagotavlja dovolj velike strižne odpornosti.

d) Potrebna strižna armatura je

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}^*}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

Ročica  $z$  se izračuna iz velikosti upogibnega momenta in osnih sil na razdalji reducirane strižne sile.

$$z = k_z \cdot d \rightarrow k_z = \frac{1}{k_s}$$



Slika 3.1.20: Velikost notranjih momentov pri dani prečni sili

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{9968 \text{ kNm}}{30 \text{ cm} (45,5 \text{ cm})^2 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,08025$$

$\varepsilon_1/\varepsilon_s = -0,00277/0,0225$  sledi, da je  $k_x = 0,1097$ ,  $k_s = 1,0454$

$$k_z = \frac{1}{1,0454} = \boxed{0,956}$$

Potrebna strižna armatura je

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{114,46 \text{ kN}}{0,956 \cdot 45,5 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1,0} = 0,0605 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = \boxed{6,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

**Izberem:  $\phi 8/16 \text{ cm} [6,28 \text{ cm}^2/\text{m}]$**

e) Strižna odpornost tlačnih diagonal  $V_{Rd,max}$  je

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \frac{v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

kjer so koeficienti:

$$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[ 1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250} \right] = 0,528,$$

$\alpha_{cw} = 1$ , ker ni prednapetja.

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 0,96 \cdot 45,5 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{1}{1,0 + 1,0} = 689 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 114,5 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 691,9 \text{ kN} \rightarrow$  odpornost prečnega prereza ustreza

## 5) Račun izkoriščenosti lesenega prečnega prereza

## a) Odpornost na upogib

Nosilec je obremenjen z enoosnim napetostnim stanjem brez osnih sil. Izpolnjen mora biti pogoj

$$\eta_m = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1.$$

Karakteristike prečnega prereza

$$A = 10\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot 3 = 900\text{cm}^2$$

$$I_y = \left( \frac{30\text{cm} \cdot (10\text{cm})^3}{12} + (20\text{cm})^2 \cdot 30\text{cm} \cdot 10\text{cm} \right) \cdot 2 + \frac{(30\text{cm})^3 \cdot 10\text{cm}}{12} \\ = 267500\text{cm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{z} = \frac{267500\text{cm}^4}{25\text{cm}} = 10700\text{cm}^3$$

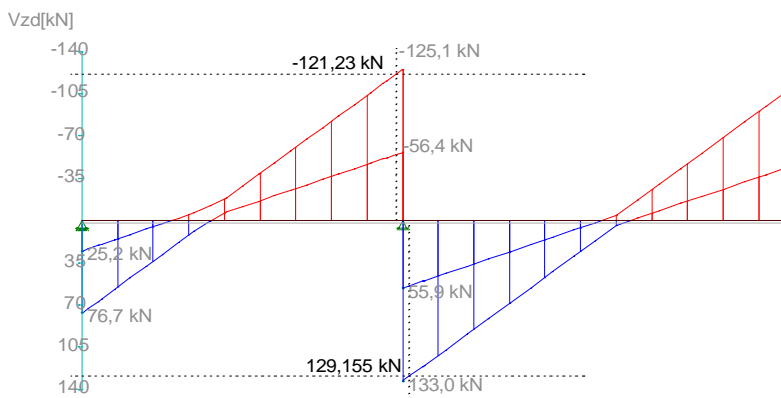
$$z = a_1 = \frac{30\text{cm}}{2} + \frac{10\text{cm}}{2} \cdot 2 = 25\text{cm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{17024\text{kNcm}}{10700\text{cm}^3} = 1,591 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\eta_m = \frac{1,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,46 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,65}$$

## b) Strižna odpornost

Nevarnost prekoračitve strižnih napetosti se pojavi v območju podpor. Vmesna podpora (B) obravnavanega primera, kjer pride do največjih prečnih sil, je široka 24cm. Na sredini podpore deluje največja prečna sila, a zaradi podpore ni nevarnosti strižne porušitve. Območja, v katerih morajo biti prečni prerezi ustrezno dimenzionirani, da prevzamejo prečne sile, sta na obeh straneh, tik ob vmesni podpori (B).



Slika 3.1.21: Potek prečnih sil v obravnavanem nosilcu

Pogoj, ki mora biti izpolnjen

$$\eta_v = \frac{\tau_{d,max}}{f_{v,d}} \leq 1,0.$$

$$\tau_{d,max} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \left( \frac{S_y}{b} \right)_{max} = \frac{129,155 \text{ kN}}{267500 \text{ cm}^4} \cdot 712,5 \text{ cm}^2 = 0,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Največje razmerje med statičnim momentom  $S_y$  in širino prečnega prereza  $b$  je zaradi simetrije danega prečnega prereza ravno na sredini prečnega prereza.

$$\left( \frac{S_y}{b} \right)_{max} = \frac{(10 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} + 15 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 7,5 \text{ cm})}{10 \text{ cm}} = 712,5 \text{ cm}^2$$

$$\eta_v = \frac{0,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,233 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{1,47}$$

Rezultat, ki smo ga dobili, kaže, da bo potrebno poiskati rešitev, ki bo ob vmesni podpori zagotovila zadostno strižno nosilnost.

### c) Tlačna odpornost nad podporami

Izpolnjen mora biti pogoj

$$\eta_{c,90} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,0.$$

S koeficientom  $k_{c,90}$  zajamemo lego obtežbe, nivo tlačnega deformiranja in razpokanja lesa. Vrednost koeficienta je v obravnavanem primeru 1,0. V izrazu za izračun kontaktnih napetosti  $\sigma_{c,90,d}$  je širina  $d$  najmanjša kontaktna širina prečnega prereza, ki nalega na podporo. V obravnavanem primeru imamo I nosilec in kontaktna širina  $d$  je enaka širini pasnice nosilca.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_d}{l_{eff} \cdot d} = \frac{133,0 \text{ kN} + 125,1 \text{ kN}}{30 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}} = 0,86033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{eff}^1 = t + 2 \cdot 3 \text{ cm} = 24 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$\eta_{c,90} = \frac{0,86033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot 0,5415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{1,589}$$

Tudi v primeru tlačne odpornosti smo presegli dovoljeno vrednost 1,0. Rešitev bi bila ojačitev nosilca nad podporo, s katero bi povečali širino kontaktne ploskve in s tem zmanjšali kontaktne napetosti.

Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati, ki jih je izračunal program DLT

Izpisi rezultatov so priloženi v prilogi C. V Preglednica 3 so prikazane razlike med rezultati, izračunanimi po enačbah, in rezultati, ki jih je izračunal program DLT.

<sup>1</sup> Glej standard DIN EN 1995-1-1:2010

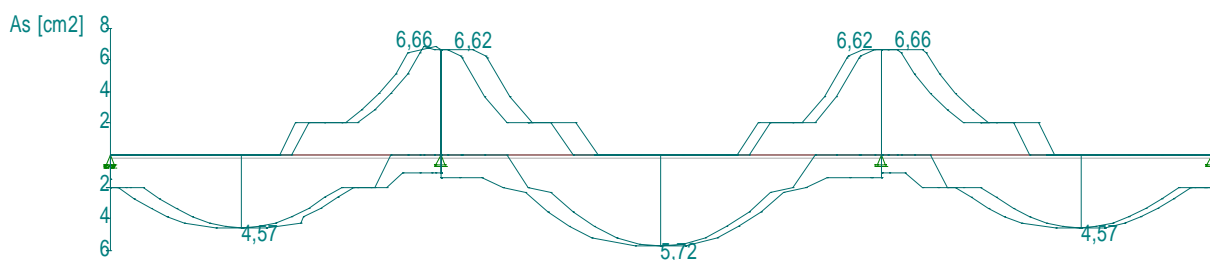
Preglednica 3: Primerjava rezultatov, izračunanimi po enačbah z rezultati iz programa DLT

Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu DLT	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa DLT [%]
1) Armiranobetonski nosilec			
a) Vzdolžna armatura			
Razpon (1)	4,6cm <sup>2</sup>	4,6cm <sup>2</sup>	0,0
Razpon (2)	5,75cm <sup>2</sup>	5,8cm <sup>2</sup>	0,0
Podpora (B)	6,78cm <sup>2</sup>	6,8cm <sup>2</sup>	0,0
b) Stremenska armatura			
Reducirana strižna sila $V_{Ed}^*$	114,5kN	114,5kN	0,0
$V_{Rd,c}$	67kN	66,8kN	0,0
$a_{sw,pot}$	6,05 $\frac{cm^2}{m}$	6,0 $\frac{cm^2}{m}$	0,0
$V_{Rd,max}$	689kN	693,5kN	+0,65
2) Leseni nosilec			
$\eta_m$	0,65	0,65	0,0
$\eta_v$	1,47	1,47	0,0
$\eta_{c,90}$	1,59	1,59	0,0

Rezultati so enaki, razen največje prečne sile, ki jo prenese element glede na nosilnost tlačnih betonske diagonal. Odstopanje je posledica zaokroževanja rezultatov. Program je zanesljiv za določanje potrebne armature.

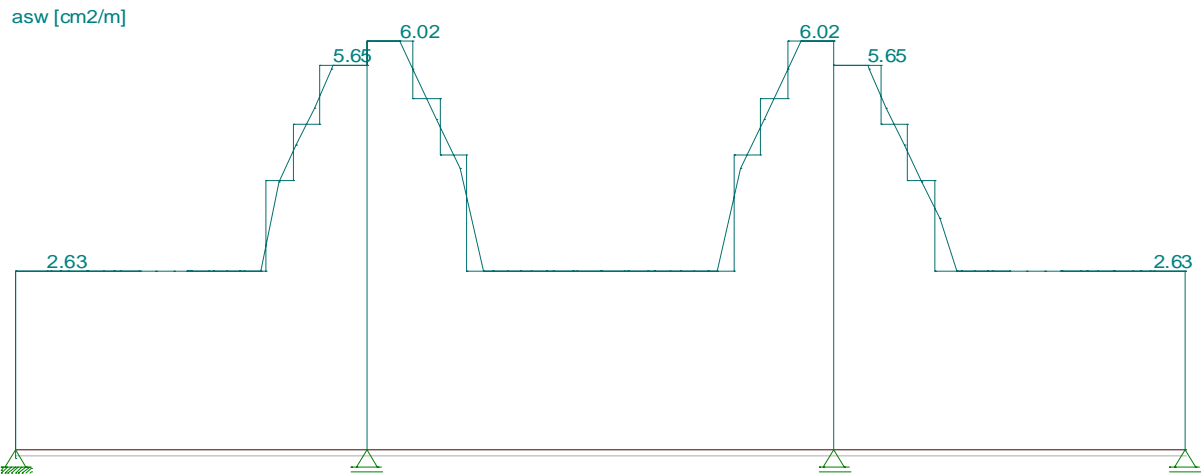
#### Grafičen prikaz rezultatov v programu DLT

##### 1) Rezultati potrebne armature



Slika 3.1.22: Grafični prikaz potrebne vzdolžne armature

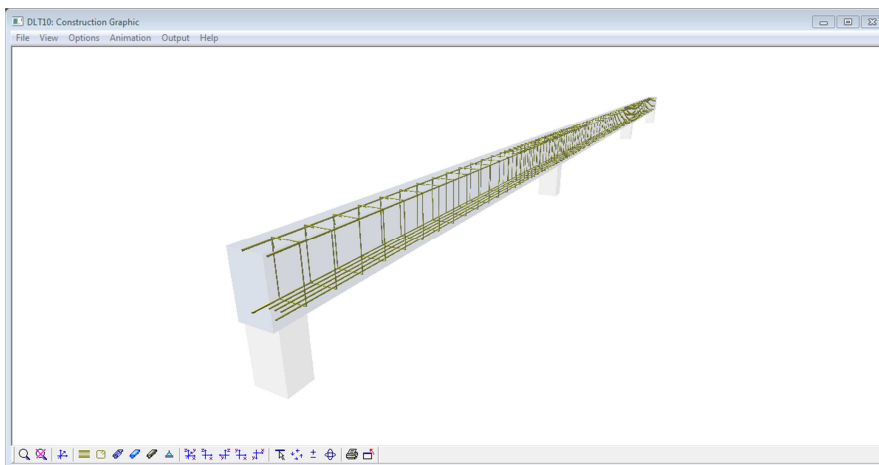




Slika 3.1.23: Grafični prikaz potrebne strižne armature

## 2) Tridimenzionalni model

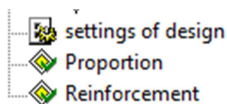
Program DLT nam, kakor veliko drugih programov programske opreme Nemetschek Frilo, ponuja možnost, da si dani element ogledamo v treh dimenzijah s pomočjo ukaza GL.



Slika 3.1.24: Tridimenzionalni prikaz armature

## Konstruiranje armaturnega načrta

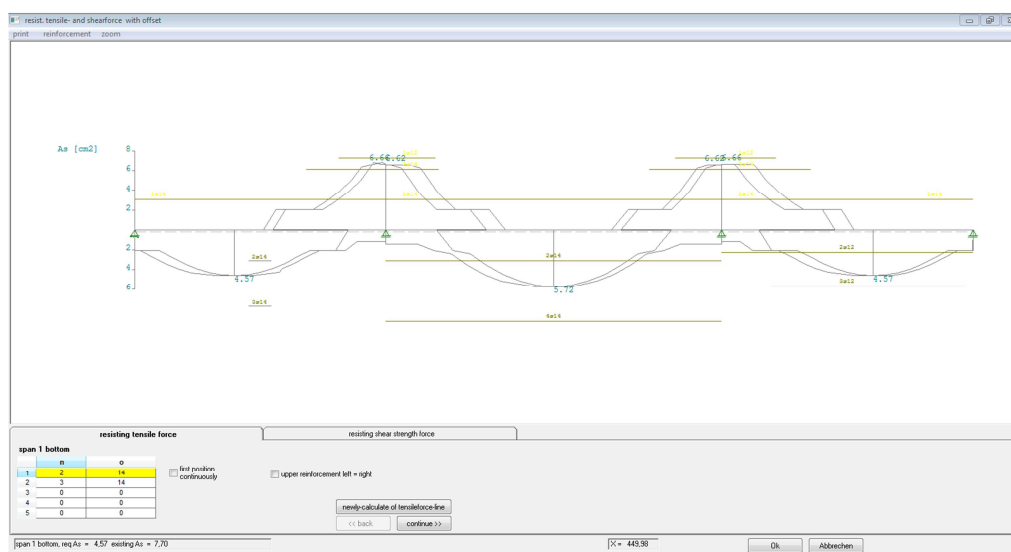
Program DLT nam poleg izračuna potrebne armature, izriše armaturni načrt. Z ukazom razmerje (*ang. proportion*) odpremo okno, v katerem polagamo armaturo.



Slika 3.1.25: Ukazi namenjeni armiranju

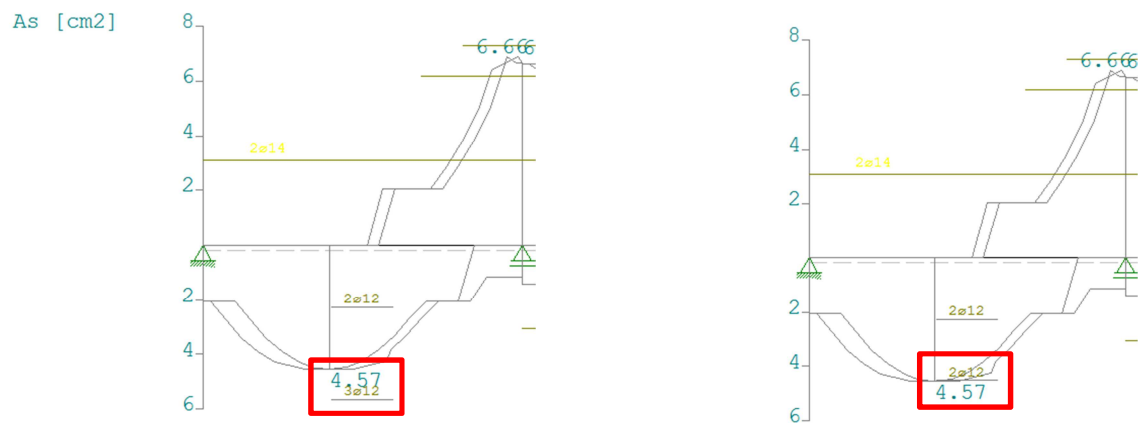
Okno je razdeljeno na dva zavihka:

- odpornost proti nateznim silam (*ang. Resisting tensile force*),
- odpornost proti strižnim silam (*ang. Resisting shear strength force*).



Slika 3.1.26: Določanje armature

Program DLT nam ponuja svojo rešitev, ki jo lahko spremenimo. Če presežemo mejne vrednosti, nas program opozori. Pri določanju izbrane vzdolžne armature vemo, katero palico opisujemo, ker so v času opisa skrajšane. V primeru na Slika 3.1.26 piše nad tabelo za vnos podatkov »span 1 bottom«, kar pomeni prvo polje spodaj. Na sliki sta v prvem polju armaturni palici skrajšani in postavljeni na višini, ki predstavlja količino dejanske armature. V našem primeru smo si izbrali v prvem polju armaturo  $5\phi 12$ . Dve palici gresta neprekinjeno še čez podporo zaradi pogoja, ki zahteva, da mora biti nad podporo vsaj 25% armature v polju. V primeru, da se zmotimo in damo le  $4\phi 12$ , nas program opozori.



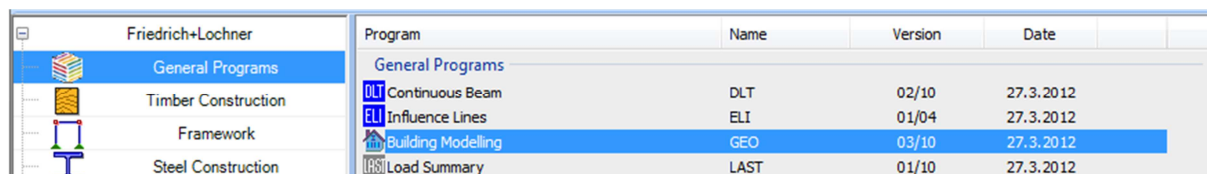
a) Primer s  $5\phi 12$  – zadostna količina vzdolžne armature

b) Primer s  $4\phi 12$  – premalo vzdolžne armature

Slika 3.1.27: Primerjava različnih količin vzdolžne armature in grafična ponazoritev

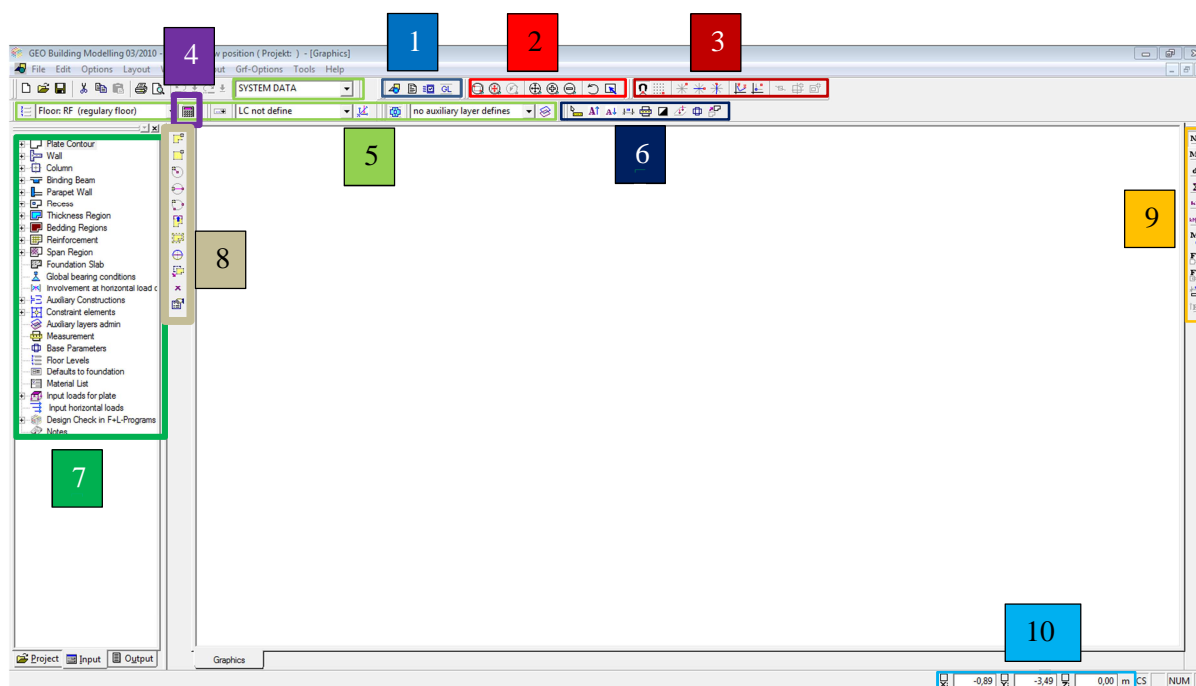
Podoben postopek izvedemo pri izbiri strižne armature. Rezultat programa je armaturni načrt (Priloga B), ki se ga lahko uporabi kot podlogo za nadaljnje projektiranje ali neposredno pri izvedbi.

### 3.2 Gradbeno modeliranje GEO



Slika 3.2.1: Gradbeno modeliranje (building modeling – GEO)

Gradbeni model GEO (*ang. building modeling*) je program, kjer sestavimo celoten objekt in nanj postavimo obtežbo. Na podlagi podatkov izračuna mase. Program ni namenjen podrobnemu modeliranju, računanju mer elementov, količine armature in podobnega, ampak kot globalna analiza projekta. Program ni zavezujoč in lahko enake rešitve dobimo tudi z drugimi Nemetschek Frilo programi, razen v primeru izračuna mas in potresnih sil.



Slika 3.2.2: Glavno okno programa GEO

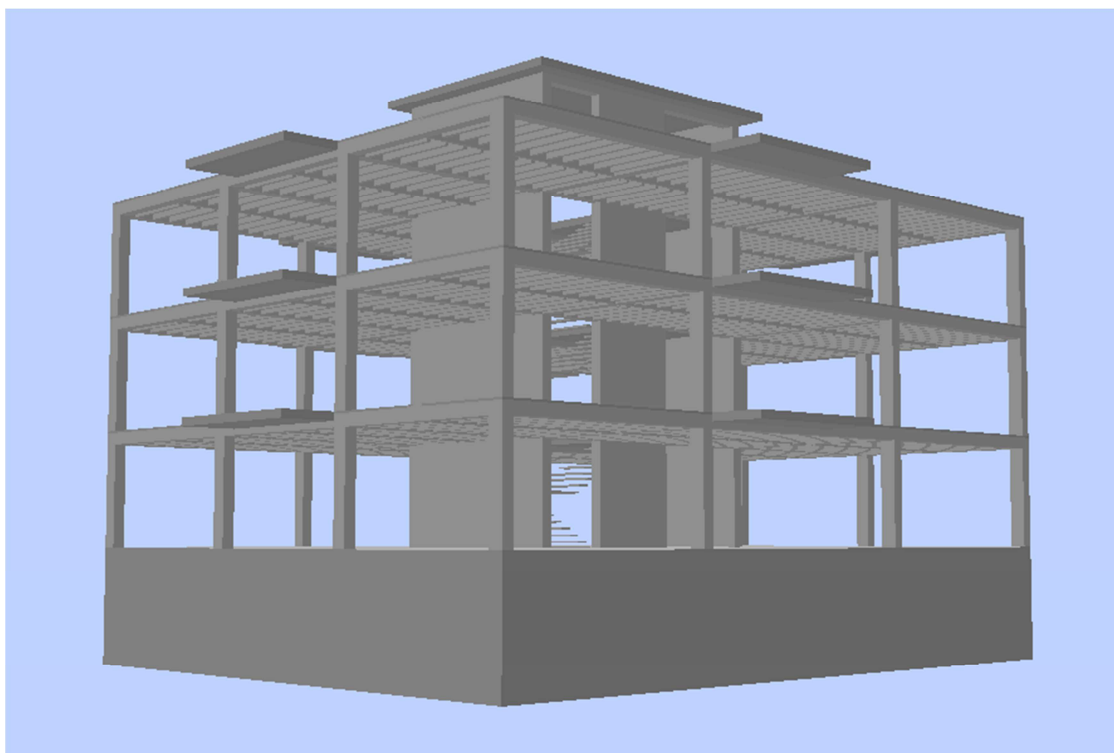
GEO je eden redkih Nemetschek FRILO programov, v katerem lahko uporabnik projektira objekt preko grafičnega vmesnika, ki deluje kot osnovno CAD orodje. Uporabnik projektira tridimenzionalni model tako, da na ločenih ravninah zasnuje plošče na različnih nivojih, določi položaj zidov, stebrov, nosilcev in drugih konstrukcijskih elementov ter odprtín na plošči. Nato na posamezno ploščo položi obtežbo in izvede račun. Po izračunu uporabnik posamezne elemente, kot so plošče, nosilci, stebri, dimenzionira v ustreznih programih v okviru programske opreme Frilo, ki jih odpre preko programa GEO.

### Struktura programa GEO

- {1} Ikone za prikaz tlorisa, tekstovnega izpisa, prikaz obtežbe in tridimenzionalni prikaz objekta (GL)
- {2} Ikone, ki kontrolirajo pogled
- {3} Ikone za kontrolo nad koordinatami
- {4} Ukaz za izračun modela
- {5} Spustni meniji, s katerimi se lahko »premikamo« po nadstropjih, obtežbah...
- {6} Možnosti glede prikazovanja modela, kot je velikost pisave, kotiranje dimenzij...
- {7} Glavno drevo programa
- {8} Ikone za projektiranje, ki so odvisne od izbrane možnosti v glavnem drevesu
- {9} Ikone za izpis rezultatov
- {10} Prostor za vpis koordinat

Za ogled delovanja programa GEO bi vzeli primer modela poslovne zgradbe. Kontrolni model zgradbe je poslovni objekt, ki ga je v seminarski nalogi pri predmetu Masivni objekti projektiral Sebastjan Bratina (Bratina, 2010).

### Primer 3.2: Poslovni objekt

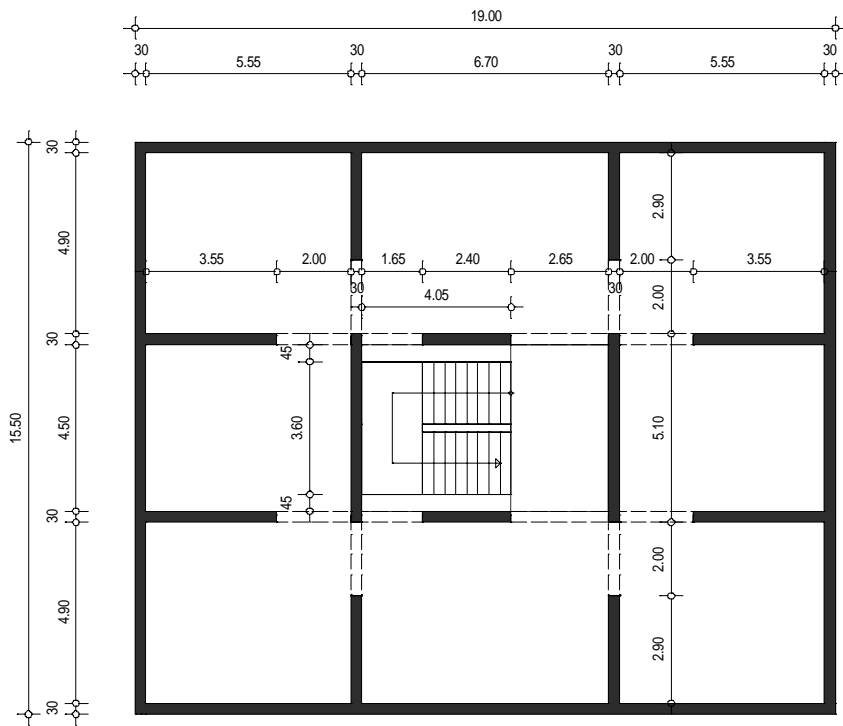


Slika 3.2.3: Model

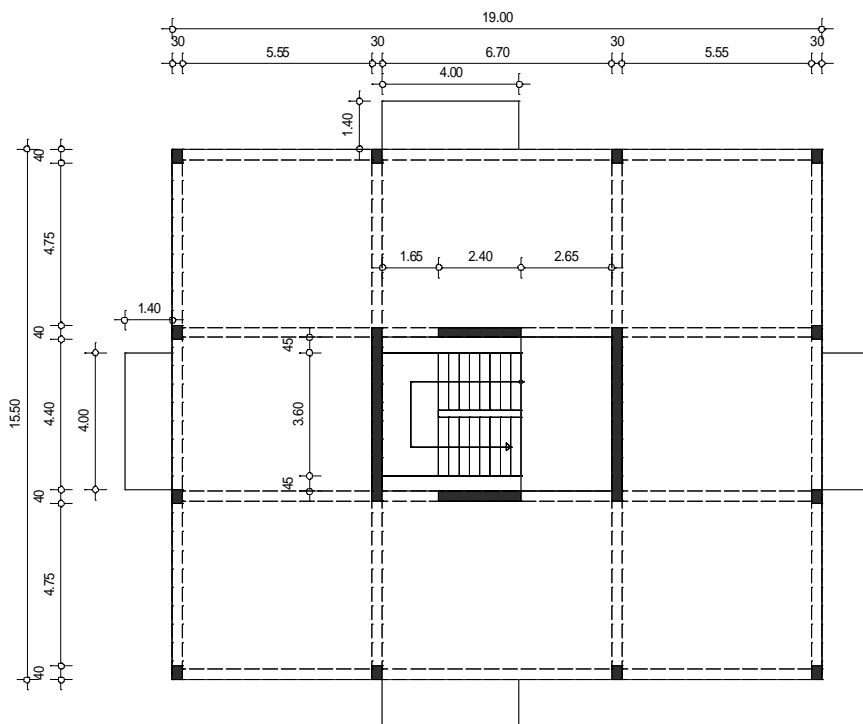
Obravnavani poslovni objekt ima klet (slika 3.2.4), pritličje (slika 3.2.5) in dve nadstropji.

Osredotočili se bomo na račun potresne obtežbe in primerjali dobljene rezultate z rezultati Sebastjana Bratine v poglavju 2.5. Iz programa GEO bomo prenesli rezultate porazdelitve upogibnih momentov v druge programe, kot je na primer PLT in s tem prikazali soodvisnost programov v okviru programske opreme Frilo.

## Zasnova



Slika 3.2.4: Tloris kleti



Slika 3.2.5: Tloris pritličja

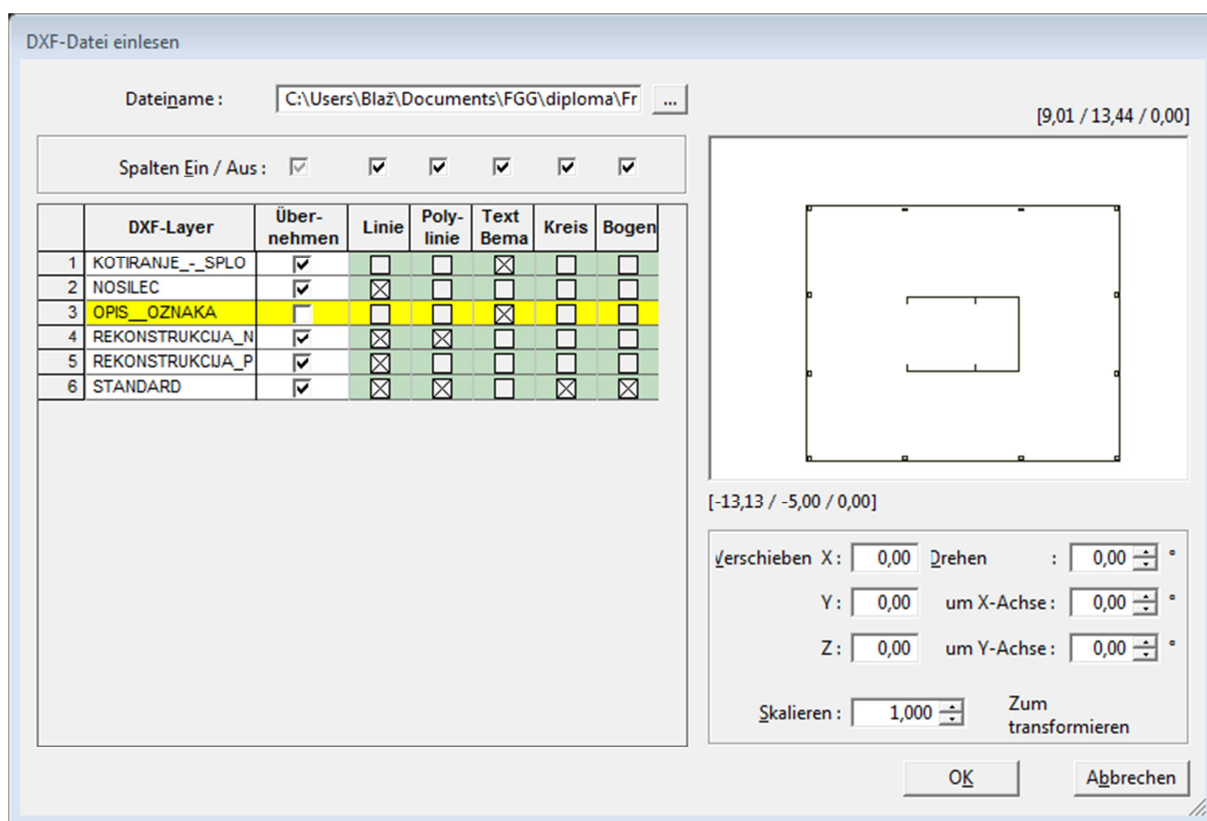
## Konstruiranje modela v programu GEO

Risanje in opis modela s programom GEO potekata razmeroma hitro in enostavno. Na voljo imamo naslednje gradbene elemente:

- plošča,
- zid,
- steber,
- nosilec.

### 1) Plošča

Omenjeni elementi se nahajajo v glavnem drevesu, ki je na sliki označeno kot območje [8]. Če imamo model sestavljen že v drugem CAD programu, lahko uvozimo DXF datoteko v program GEO kot podlogo in na podlagi nje narišemo model. Datoteko uvozimo tako, da kliknemo ukaz Datoteka (File) > Uvoz (Import) > DXF. Druga možnost, ki jo bomo spoznali v nadaljevanju pa je, ko imamo model narejen v programu Allplan. V tem primeru lahko model uvozimo neposredno.



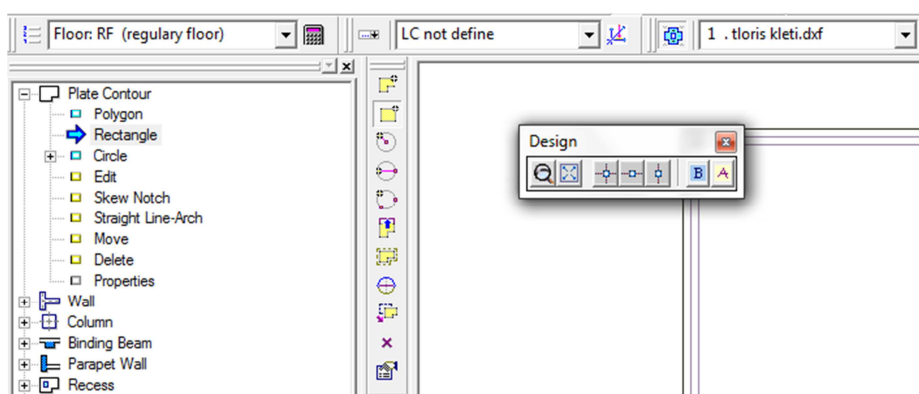
Slika 3.2.6: Uvoz DXF datoteke

Ko so tlorisi etaž vneseni v program, določimo višine. Višina kleti je 3m, debelina plošče je 20cm. Za zasnovno ploščo imamo na voljo 5 načinov

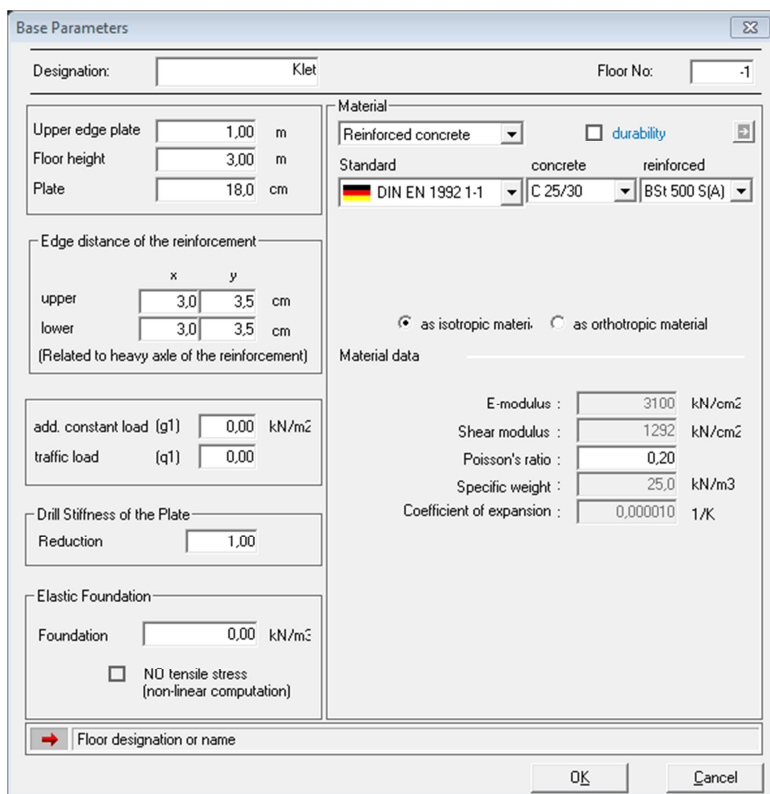
- poligonalna,
- pravokotna,

- krog s polmerom,
- krog s premerom,
- krog s tremi točkami.

Če ploščo rišemo poligonalno, konturno črto zaključimo s tipko B na tipkovnici. Če nismo zadovoljni z modelom ali želimo začeti ponovno, pritisnemo tipko Esc. Ploščo lahko spreminjamo ali brišemo le z ukazom za modificiranje ali brisanje plošče. Podobno je tudi pri ostalih elementih, kot so: zid, odprtina v plošči, pomožne črte ipd. Program GEO sproti razvršča posamezne elemente.



Slika 3.2.7: Modeliranje plošče



Slika 3.2.8: Lastnosti plošče

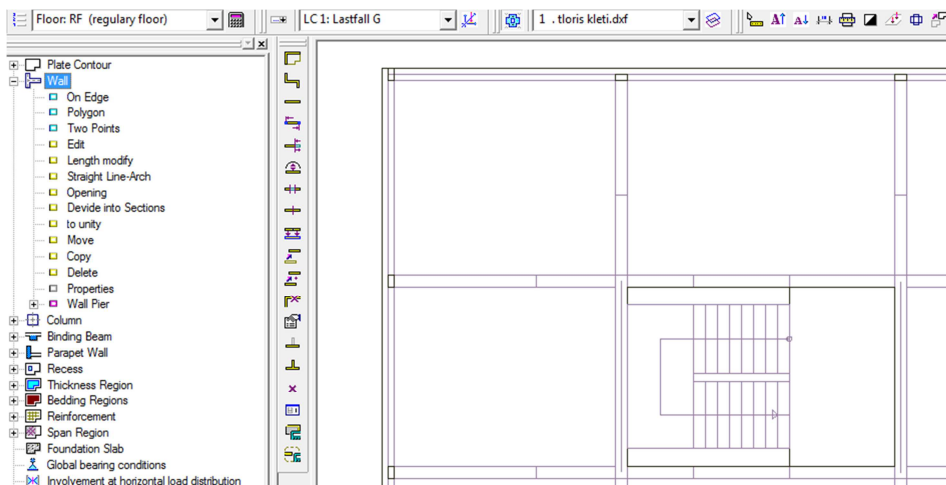


## 2) Zidovi

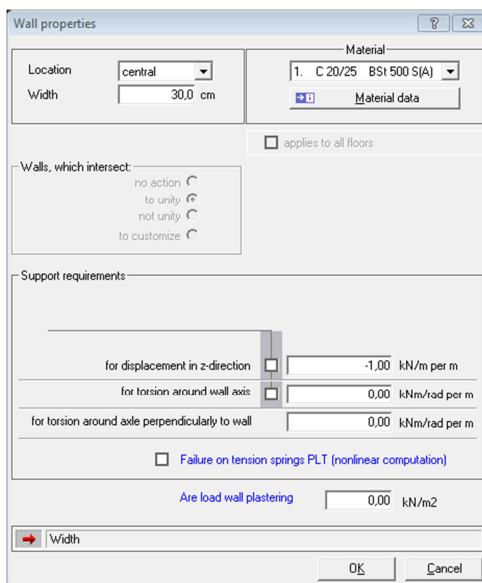
Za zasnovo zidov in drugih linijskih elementov v tlorisu imamo na voljo tri načine:

- po robu plošče,
- kot poligon,
- kot daljico.

Poleg modelirnih ukazov nam program ponuja tudi ukaze za spreminjanje oziroma preoblikovanje zidov, kot so ukrivljanje zidov, rezanje delov zidov in podobno.



Slika 3.2.9: Modeliranje zidu



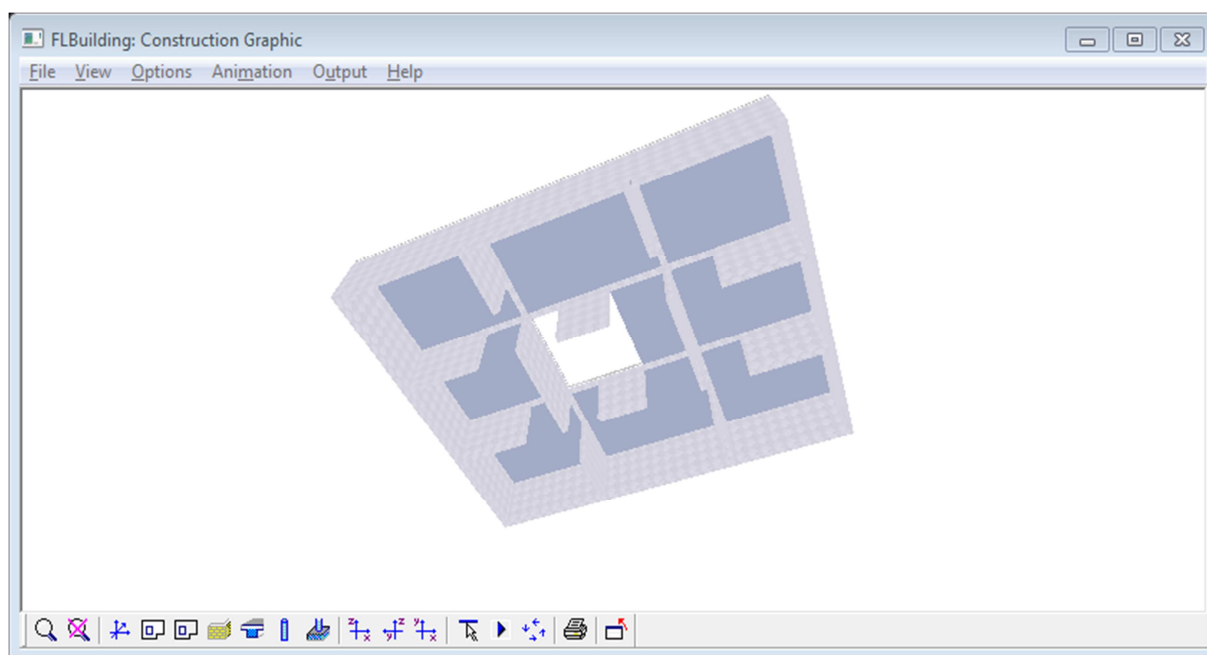
Slika 3.2.10: Lastnosti zidov

Pri zidovih je način risanja podoben kot pri plošči. Če je zid poligonalne oblike, zaključimo vnos konturnih točk s tipko B. S tipko Esc, ki se v takih primerih uporablja v drugih CAD programih, bi preklicali že narisan zid.

### 3) Nosilci

Podobno kot zidove modeliramo tudi nosilce, ki so linijski elementi. Program GEO obravnava nosilce vedno kot betonske elemente, s prečnim prerezom T ali obrnjen T oblike.

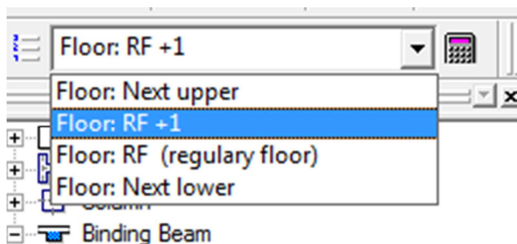
Ko zaključimo s snovanjem modela izberemo ikono GL, ki se na sliki 3.2.2 nahaja v območju {1} ali pa izvršimo ukaz preko Layout > OpenGL – Design za ogled modela v treh dimenzijah.



Slika 3.2.11: Pogled tridimenzionalnega modela kleti

### 4) Novo nadstropje

Ko smo v program vnesli vse podatke kleti, je potrebno vnesti še podatke ostalih nadstropij. Novo nadstropje odpremo v območju {5} na Slika 3.2.2. Z ukazom *Floor: Next upper* izberemo nadstropje nad obravnavanim. V primeru, da bi želeli narediti etažo pod obravnavano, izberemo v območju {5} ukaz *Floor: Next lower*. Lastnosti obravnavanega nadstropja se prenesejo v novo nadstropje z vsemi elementi in obtežbami, kar ustrezno popravimo.



Slika 3.2.12: Novo nadstropje

#### 5) Preostali elementi

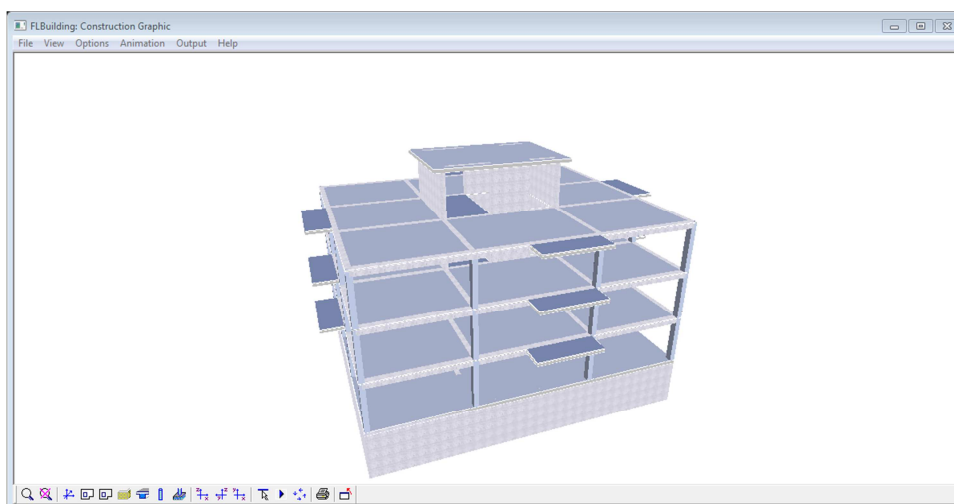
V pritličju objekta in v obeh nadstropjih se nahajajo stebri, ki spadajo v skupino točkovnih elementov. V programu GEO je podajanje točkovnih elementov možno na dva načina:

- kot posamezen steber,
- kot več stebrov hkrati.

Poleg strukturnih elementov so v programu tudi elementi, ki so vezani na plošče:

- odprtine v plošči,
- območja z drugo debelino,
- tla,
- armatura,
- območja z razponi (npr.: rebričast strop),
- talna plošča.

V obravnavanem primeru bomo uporabili funkcije odprtina v plošči, območja z različnimi debelinami in območje z razponi, s katerimi opišemo rebričast strop. V slednjem primeru je potrebno podati smer nošenja obtežbe, tj. smer, v katero so obrnjeni nosilci.



Slika 3.2.13: Tridimenzionalni model narejen s programom GEO

## Obtežba na konstrukcijo

### 1) Podajanje vertikalne obtežbe na model

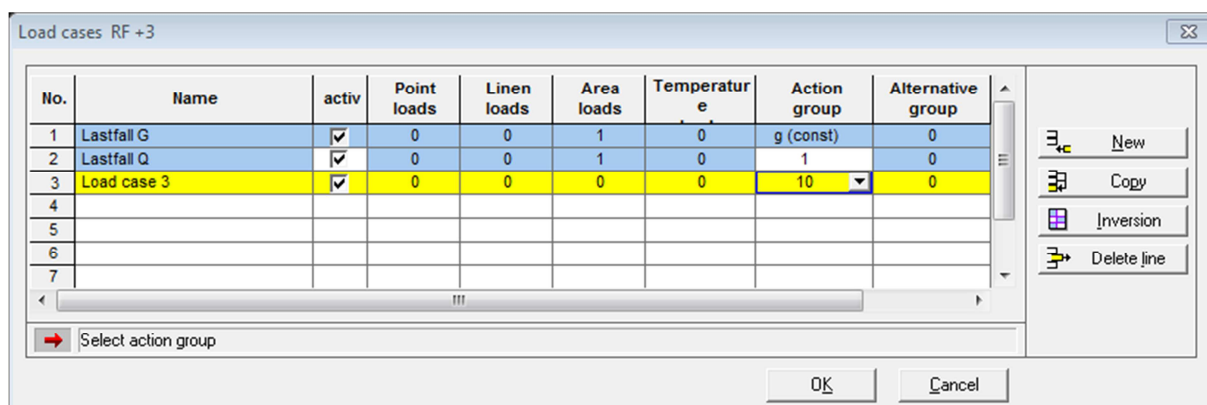
Obtežba (*ang. loads*) se v tem programu deli v dve osnovni skupini:

- vertikalna obtežba,
- horizontalna obtežba.

Vertikalna obtežba se deli v pet podskupin, ki se razlikujejo glede na velikost, lego in način vplivanja:

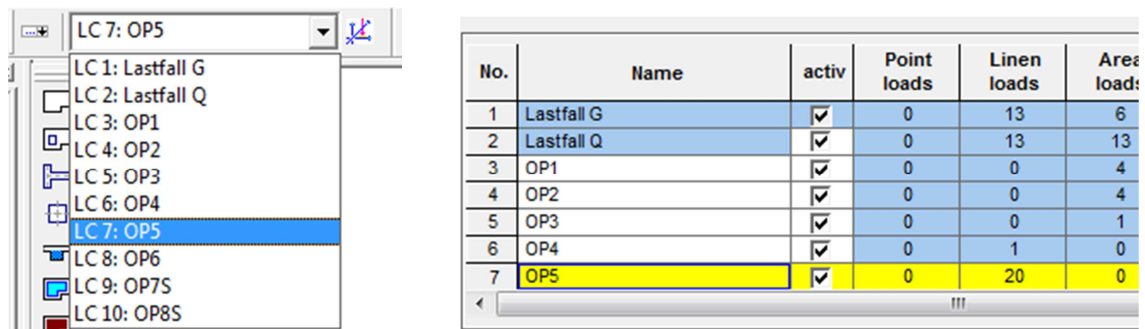
- točkovna obtežba,
- linijska obtežba,
- ploskovna obtežba,
- obtežba zaradi posedkov,
- temperaturni vpliv.

Pred podajanjem vertikalne obtežbe je potrebno določiti vse možne obtežne primere. Za horizontalno obtežbo se obtežni primeri določajo posebej v meniju za horizontalno obtežbo.



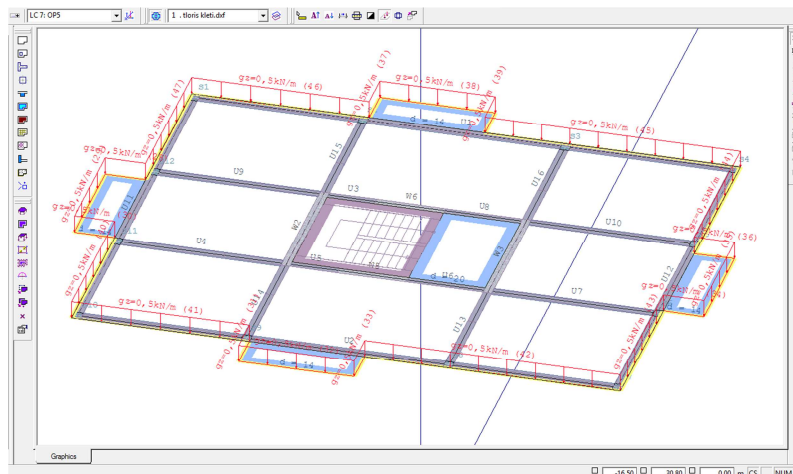
Slika 3.2.14: Vertikalni obtežni primeri

Obtežbo se podajamo po posameznih nadstropjih. V območju [5] na sliki 3.2.2 se nahaja spustni meni, ki vsebuje vertikalne obtežne primere, ki smo jih določili v oknu z vertikalnimi obtežnimi primeri (Slika 3.2.14).



Slika 3.2.15: Spustni meni z obtežnimi primeri

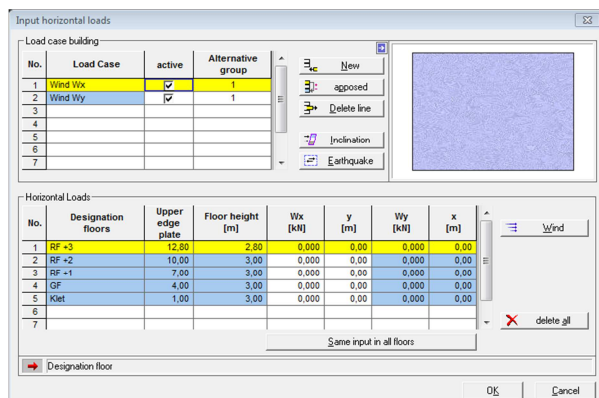
Zraven spustnega menija sta dva gumba. Na levi strani je gumb, ki odpre okno z vertikalnimi obtežnimi primeri, na desni strani pa je gumb, ki prikaže nadstropje v izometrični projekciji s preglednim prikazom velikosti in položaja obtežbe na ploskvi.



Slika 3.2.16: Tridimenzionalni prikaz obtežbe

## 2) Obtežba vetra na model

Pri horizontalnih obtežbah je postopek podajanja drugačen. Program za vsako nadstropje določi točkovno silo, ki predstavlja horizontalni vpliv. Za določanje horizontalne obtežbe se nam odpre novo okno, kjer določimo velikost vpliva posameznega obtežnega primera.



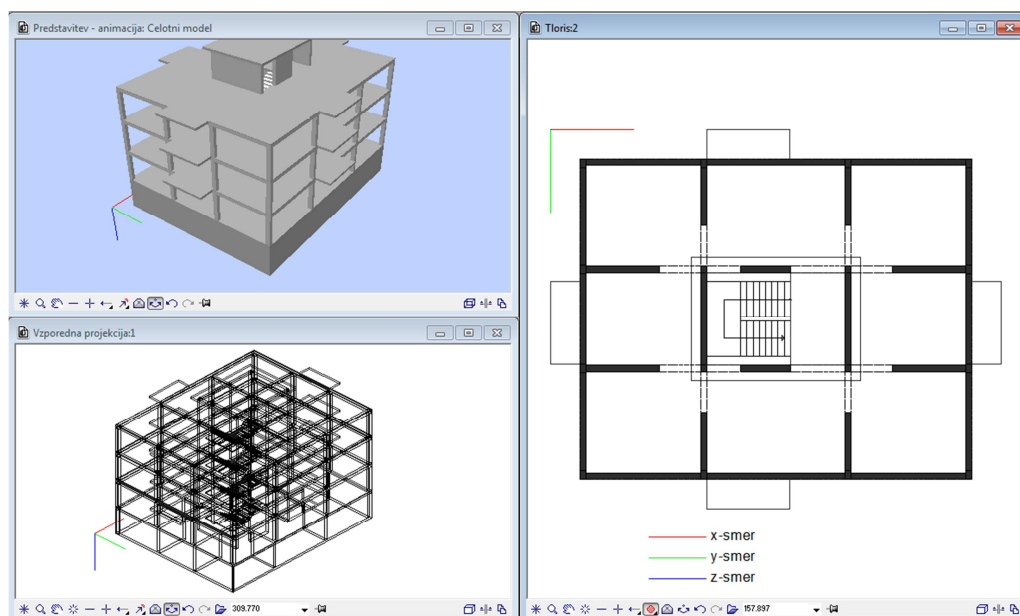
Slika 3.2.17: Okno za določanje horizontalnih vplivov

Velikost vpliva na posameznem nadstropju lahko vpišemo, če poznamo vrednosti, ali pa nam program izračuna silo na posamezno nadstropje, s tem da mu podamo vhodne podatke.

#### a) Obtežba vetra

Predpostavimo koordinatni sistem

- x-smer: smer zahod-vzhod
- y-smer: smer sever-jug
- z smer: navpična smer



Slika 3.2.18: Koordinatni sistema objekta

Veter piha v x-smeri

- Splošno

- Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra:  $v_{b,0} = 20 \frac{m}{s}$  (cona 1, pod 800m nmv),
- gostota zraka:  $\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$ ,
- kategorija terena: III,
- višina hrapavosti  $z_0 = 0,3m$ ,
- minimalna višina nad tlemi, kjer je hitrost vetra konstantna:  $z_{min} = 5m$ .

- Račun sile na posamezno nadstropje

$$W = c_s \cdot c_d \cdot \sum (w_e \cdot A_{ref})$$

$w_e = q_p \cdot c_{pe}$  ... tlak vetra na zunanje površine

$$q_p = c_e \cdot q_b = 1,866 \cdot 0,25 \frac{kN}{m^2} = 0,4665 \frac{kN}{m^2} \dots \text{sunek vetra}$$

Ker je  $h/d \leq 1$ , je  $q_p$  po višini objekta konstanten.

$$c_e = \left[ 1 + 7 \frac{k_I \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] c_0^2 \cdot c_r^2 = \left[ 1 + 7 \frac{1 \cdot 0,215}{1 \cdot 0,807} \right] 1^2 \cdot 0,807^2 = 1,866 \dots \text{faktor izpostavljenosti}$$

$k_I = 1,0$  ... faktor turbulence

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \left( \frac{0,3m}{0,05m} \right)^{0,07} = 0,215 \dots \text{faktor terena}$$

$c_0 = 1,0$  ... faktor oblike terena

$$c_r = \begin{cases} k_r \ln \left( \frac{z}{z_0} \right), & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ k_r \ln \left( \frac{z_{min}}{z_0} \right), & z \leq z_{min} \end{cases} \dots \text{faktor hrapavosti}$$

$$c_r = 0,215 \left( \frac{12,8}{0,3} \right)^{0,07} = 0,807$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot 20^2 = 250 \frac{N}{m^2} = 0,25 \frac{kN}{m^2} \dots \text{osnovni tlak}$$

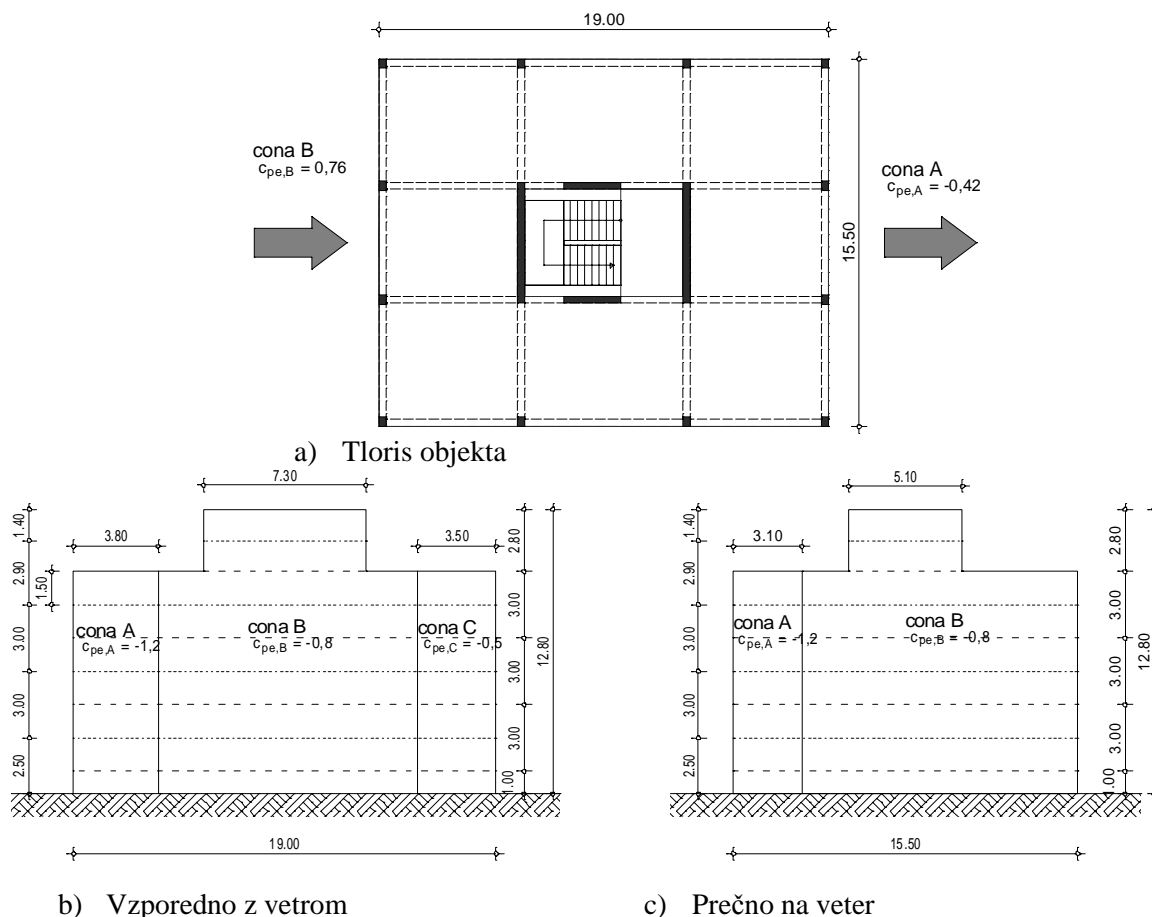
$c_s \cdot c_d = 1,0$  ... konstrukcijski faktor

Koeficient zunanjega tlaka

$$h/d = 12,8/19,0 = 0,674$$

Preglednica 4: Koeficient zunanjega tlaka  $c_{pe}$

$\frac{h}{d}$	$c_{pe,D}$	$c_{pe,E}$
5	+0,8	-0,7
1	+0,8	-0,5
< 0,25	+0,7	-0,3
0,674	+0,76	-0,42



Slika 3.2.19: Vplivna območja

Površina, ki jo prevzame posamezna plošča

Preglednica 5: Površine vplivnih območij

Plošča:	Vplivna površina
streha:	$A = 5,1 \cdot 1,4 = 7,14\text{m}^2$
terasa:	$A = 5,1 \cdot 1,4 + 15,5 \cdot 1,5 = 30,39\text{m}^2$
2. nadstropje:	$A = 15,5 \cdot 3,0 = 46,5\text{m}^2$
3. nadstropje:	$A = 15,5 \cdot 3,0 = 46,5\text{m}^2$
pritličje:	$A = 15,5 \cdot 2,5 = 38,75\text{m}^2$

Račun sil po posameznih etažah

Preglednica 6: Vpliv vetra na posamezno nadstropje

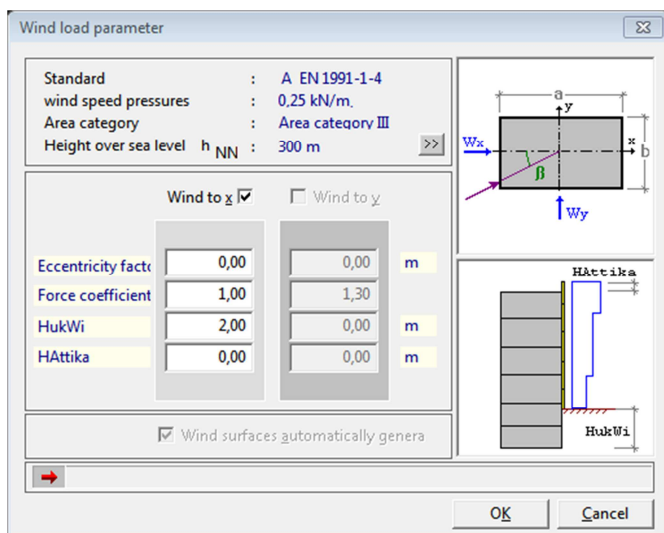
Etaža	$A_{ref} [\text{m}^2]$	$c_{pe}$	$q_{p,i} [\text{kN/m}^2]$	$W_x [\text{kN}]$
4	7,14	$0,76+0,42=1,16$	0,47	3,893
3	30,39	$0,76+0,42=1,16$	0,47	16,216
2	46,50	$0,76+0,42=1,16$	0,47	25,352
1	46,50	$0,76+0,42=1,16$	0,47	25,352
0	38,75	$0,76+0,42=1,16$	0,47	21,126



## b) Račun sile vetra na posamezno nadstropje v programu GEO

### Določitev parametrov


V oknu za horizontalne vplive se desni strani nahaja gumb *Wind*, ki odpre okno za nastavljanje prvih parametrov vetra.



Slika 3.2.20: Parametri objekta

Določamo parametre kot so

- faktor ekscentričnosti, ki je v našem primeru enak 0m,
- koeficient sile, ki naj bo enak 1,0;
- višina vkopane delo objekta (HukWi), ki je v našem primeru enaka 2m,
- višina preostale fasade nad nosilno konstrukcijo (HAttika), ki je v našem primeru enaka 0m.

Poleg teh lahko nastavimo še parametre, ki so vezani na položaj objekta in se nahajajo v novem oknu, do katerega pridemo z gumbom  (Slika 3.2.20), ki se v aktivnem oknu nahaja v desnem zgornjem kvadrantu.

Slika 3.2.21: Parametri, vezani na položaj objekta

Državo, v kateri se nahaja objekt, izberemo z spustnim menijem. Če objekt gradimo v Veliki Britaniji, Avstriji ali Nemčiji, nam program ponuja v naprej pripravljene parametre glede na mesto gradnje. Do njih pridemo s klikom na gumb »municipality«, ki se nahaja desno zgoraj.

Postcode	Post office	Federal State	HNN [m]	Longitude	Latitude	vb,0 [m/s]
1010	Postamt 1010 Wien	Wien	168	16,380	48,211	25,1
1020	Postamt 1020 Wien	Wien	160	16,388	48,218	25,1
1030	Postamt 1030 Wien	Wien	169	16,393	48,203	25,1
1040	Postamt 1040 Wien	Wien	174	16,373	48,196	25,1
1050	Postamt 1050 Wien	Wien	191	16,359	48,184	25,1
1060	Postamt 1060 Wien	Wien	184	16,352	48,195	25,1
1070	Postamt 1070 Wien	Wien	201	16,351	48,201	25,1
1080	Postamt 1080 Wien	Wien	201	16,343	48,212	25,1
1090	Postamt 1090 Wien	Wien	162	16,361	48,228	25,1
1100	Postamt 1100 Wien	Wien	210	16,376	48,175	27
1110	Postamt 1110 Wien	Wien	161	16,425	48,170	27
1120	Postamt 1120 Wien	Wien	184	16,334	48,183	25,1
1130	Postamt 1130 Wien	Wien	191	16,304	48,188	25,1
1140	Postamt 1140 Wien	Wien	223	16,294	48,196	25,1
1150	Postamt 1150 Wien	Wien	203	16,337	48,196	25,1
1160	Postamt 1160 Wien	Wien	213	16,322	48,219	25,1
1170	Postamt 1170 Wien	Wien	213	16,322	48,219	25,1
1180	Postamt 1180 Wien	Wien	192	16,344	48,226	25,1
1190	Postamt 1190 Wien	Wien	185	16,355	48,241	25,1
1200	Postamt 1200 Wien	Wien	161	16,387	48,232	25,1
1210	Postamt 1210 Wien	Wien	162	16,401	48,265	27
1220	Postamt 1220 Wien	Wien	159	16,452	48,225	27
1230	Postamt 1230 Wien	Wien	202	16,312	48,150	25,1
1300	Wien-Flughafen	Niederösterreich	176	16,560	48,121	27
2000	Stockerau	Niederösterreich	171	16,198	48,390	25,4
2002	Großmugl	Niederösterreich	220	16,230	48,499	25,3
2003	Leitzersdorf	Niederösterreich	217	16,247	48,421	25,6

Slika 3.2.22: Funkcija "municipality"

Ko so vsi parametri določeni, program izračuna obtežbo na posamezno nadstropje.

### 3) Potres

Program GEO ima funkcijo za izračun potresne obtežbe po posameznih nadstropjih. Program je namenjen obdelavi enostavnih modelov, za katere predpis Evrokod 8 dovoljuje uporabo enostavne metode. To so objekti, pri katerih je masno središče blizu središča togosti in vsebujejo ravne, enostavne elemente.

a) Izračun danega objekta po metodi vodoravnih sil

Naš objekt mora izpolnjevati dva pogoja, da lahko uporabimo metodo vodoravnih sil:

- osnovna nihajna časa  $T_1$  v dveh glavnih smereh sta manjša od 2 sekund oziroma  $4 \cdot T_C$ ,
- objekt je *pravilen po višini*, kar pomeni, da jedro, nosilne stene in okvirji potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.

Nihalni čas je

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,050 \cdot 11,8^{\frac{3}{4}} = 0,32s = T_{1,X} = T_{1,Y}$$

pri čemer sta

$C_t$  ... koeficient nihajnega časa

$H$  ... višina objekta v [m]

Nihajni čas je manjši od 2 sekund, jedro in okvirji obravnavanega objekta so po višini neprekinjeni od spodnje do zgornje etaže. Objekt lahko obravnavamo po metodi vodoravnih sil.

b) Vodoravne sile po nadstropjih

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot W_i}{\sum h_j \cdot W_j}$$

pri čemer so

$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$  ... celotna potresna sila,

$S_d(T_B = 0,15s < T_1 = 0,32s < T_C = 0,5s) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,25 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,4} = 0,3125 \cdot g$  ...  
ordinata v projektnem spektru pri osnovnem nihajnem času  $T_1$ ,

$a_g$  ... pospešek tal, izražen kot delež gravitacijskega pospeška, in je na območju, kjer se objekt nahaja (Ljubljana) enak  $a_g = 0,25 \cdot g$ ,

$S$  ... parameter tal, ki je v primeru zelo gostega peska, gramoza, proda ali zelo goste gline - to je tip tal B, enak  $S = 1,2$ ,

$q = q_0 \cdot k_w = (3,0 - 3,0 \cdot 0,2) \cdot 1,0 = 2,4$  ... faktor obnašanja objekta,

$q_0$  ... osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je za torzijsko podajen objekt enaka  $q_0 = 3,0$ , vrednost moramo dodatno zmanjšati za 20%, ker imamo višinsko nepravilen objekt,

$k_w$  ... faktor, ki upošteva način rušenja pri modelih zgradb s stenami in je v primeru mešanih sistemov enak  $k_w = 1,0$ ,

$W$  ... skupna teža objekta,

$\lambda$  ... korekcijski faktor, ki je v območju  $T_1 = 0,3125s < 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,5s = 1s$  enak  $\lambda = 0,85$ ,

$F_i$  ... vodoravna sila, ki deluje v  $i$ -ti etaži,

$W_i$  ... teža  $i$ -te etaže,

$h_i$  ... kota  $i$ -te mase nad nivojem delovanja potresnega vpliva

c) Račun mas posameznega nadstropja

Pri računu mas posameznih nadstropij seštejemo vso obtežbo, ki deluje na objektu v času potresa

$$W_i [\text{kN}] = m_i [\text{kg}] \cdot g \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] = G_{k,i} + \sum_j \Psi_{E,ij} \cdot Q_{k,ij},$$

pri čemer so

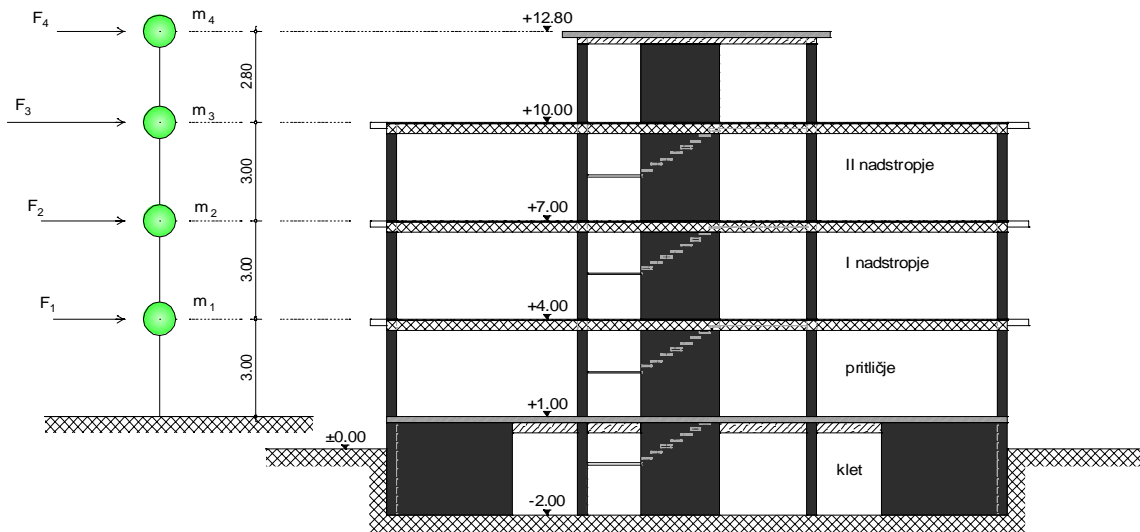
$G_{k,i}$  ... karakteristična stalna in lastna teža posameznega nadstropja,

$Q_{k,ij}$  ... karakteristične vrednosti spremenljive obtežbe,

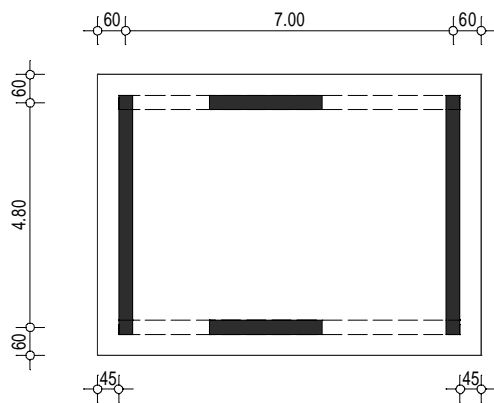
$\Psi_{E,ij}$  ... koeficient za kombinacije  $\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \cdot \varphi$ ,

$m_i$  ... masa posameznega nadstropja,

$g$  ... gravitacijski pospešek.



Slika 3.2.23: Računski model s masnimi točkami



Slika 3.2.24: Tloris kleti

Masa na koti +12.80m ( $h_{et}^{III} = 2,80m$ )

Stalna obtežba:

Strešna plošča:	$(7m+2\cdot 0,6m)\cdot(4,8m+2\cdot 0,6m)\cdot 4,32kN/m^2=$	212,5kN
Stene v III. nadstropju:	$(2\cdot 2,4m+2\cdot(4,8m+2\cdot 0,15m))\cdot 0,3m\cdot(2,8m-0,14m)\cdot 25kN/m^3=$	299,3kN
Prečke:	$0,3m\cdot(0,4m-0,15m)\cdot(2\cdot 1,5m+2\cdot 2,5m)\cdot 25kN/m^3=$	15,0kN
	Skupaj:	<u>526,8kN</u>

Koristna obtežba:

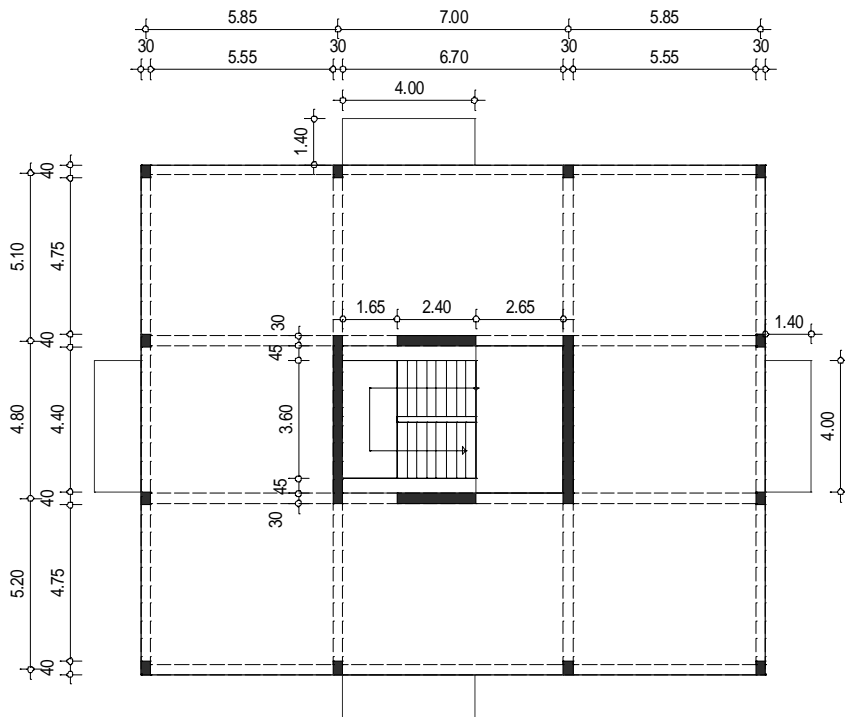
$\Psi_{E,4} = 0 \dots$  H kategorija (strehe)

Streha:	$(7m+2\cdot 0,6m)\cdot(4,8m+2\cdot 0,6m)\cdot 0,4kN/m^2=$	19,7kN
	Skupaj:	<u>19,7kN</u>

Skupna masa:

$$W_4 = G_{k,4} + \Psi_{E,4} \cdot Q_{k,4} = 526,8kN + 0 \cdot 20kN = \boxed{526,8kN}$$

$$m_4 = W_4 \cdot \frac{1000}{g} = 527kN \cdot \frac{1000 \frac{kg \cdot m}{kN \cdot s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 53699kg = 54t$$



Slika 3.2.25: Floris II. nadstropja

Masa na koti +10,0m ( $h_{et}^{III} = 3,00m$ )

## Stalna obtežba

Rebričasti strop:	$[4 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) +$ $+ 2 \cdot (4,40m + 0,2m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) +$ $+ 2 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (6,70m + 0,15m + 0,15m)] \cdot 6,55kN/m^2 =$	1708,9kN
Plošča v stop. jedru:	$(2,65m + 0,15m) \cdot 4,80m \cdot 7,17kN/m^2 =$	96,4kN
Stop. rama:	$2,4m \cdot 3,6m / 2 \cdot 8,19kN/m^2 =$	35,4kN
Podest:	$(1,65m + 0,15m) \cdot 3,6m / 2 \cdot 5,42kN/m^2 =$	17,6kN
Balkon:	$4 \cdot 1,4m \cdot 4,0m \cdot 5,62kN/m^2 =$	125,9kN
Stene v II. nadstropju :	$(2 \cdot 2,4m + 2 \cdot (4,8m + 2 \cdot 0,15m)) \cdot 0,3m \cdot (3,0m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	331,9kN
Stebri v II. nadstropju :	$12 \cdot 0,3m \cdot 0,4m \cdot (3,0m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	106,2kN
Prečke v x-smeri:	$[8 \cdot 5,55m + 2 \cdot 6,7m + 2 \cdot 1,65m + 2 \cdot 2,65m] \cdot 0,3m \cdot (0,4m -$ $0,05m) \cdot 25kN/m^2 =$	174,3kN
Prečke v y-smeri:	$[8 \cdot 4,75m + 2 \cdot 4,4m] \cdot 0,3 \cdot (0,4m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	122,9kN
Ograja:	$[2 \cdot 6,15m + 2 \cdot (2 \cdot 0,3m + 5,55m + 6,7m - 4m) +$ $2 \cdot 5,6m + 2 \cdot 6m + 4 \cdot (1,4m + 1,4m + 4m)] \cdot 0,5kN/m =$	40,2kN
Skupaj:		<u>2759,5kN</u>

## Koristna obtežba:

$$\Psi_{E,3C} = 0,8 \cdot 0,6 = 0,48 \dots \text{C kategorija}$$

$$\Psi_{E,3A} = 0,8 \cdot 0,3 = 0,24 \dots \text{A kategorija}$$

Pohodna terasa:	$[4 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) +$ $+ 2 \cdot (4,40m + 0,2m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) +$ $+ 2 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (6,70m + 0,15m + 0,15m)] \cdot 3,0kN/m^2 =$	782,7kN
Balkoni:	$4 \cdot 1,4m \cdot 4,0m \cdot 3,0kN/m^2 =$	67,2kN
Plošča v stopniščnem jedru:	$(2,65m + 0,15m) \cdot 4,80m \cdot 3,0kN/m^2 =$	40,3kN
Stopniščna rama:	$2,4m \cdot 3,6m / 2 \cdot 3,0kN/m^2 =$	13,0kN
Podest:	$(1,65m + 0,15m) \cdot 3,6m / 2 \cdot 3,0kN/m^2 =$	9,7kN
Ograja:	$[2 \cdot 6,15m + 2 \cdot (2 \cdot 0,3m + 5,55m + 6,7m - 4m) +$ $2 \cdot 5,6m + 2 \cdot 6m + 4 \cdot (1,4m + 1,4m + 4m)] \cdot 0,5kN/m =$	40,2kN
Skupaj:		<u>953,1kN</u>

## Skupna masa:

$$W_3 = G_{k,3} + \sum_{3j} \Psi_{E,3j} \cdot Q_{k,3j} = 2759,5kN + 0,48 \cdot 782,7kN + 0,24 \cdot 170,4kN = \boxed{3176,1kN}$$

$$m_3 = W_3 \cdot \frac{1000}{g} = 3176,1kN \cdot \frac{1000 \frac{kg \cdot m}{kN \cdot s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 323761kg = 324t$$

Masa na koti +7,0m ( $h_{et}^{II} = 3,00m$ )

Stalna obtežba

Rebričasti strop:	$[4 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) + 2 \cdot (4,40m + 0,2m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) + 2 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (6,70m + 0,15m + 0,15m)] \cdot 5,14kN/m^2 =$	1341,0kN
Plošča v stopniščnem jedru:	$(2,65m + 0,15m) \cdot 4,80m \cdot 7,17kN/m^2 =$	96,4kN
Stopniščna rama:	$2,4m \cdot 3,6m / 2 \cdot 8,19kN/m^2 =$	35,4kN
Podest:	$(1,65m + 0,15m) \cdot 3,6m / 2 \cdot 5,42kN/m^2 =$	17,6kN
Balkon:	$4 \cdot 1,4m \cdot 4,0m \cdot 5,62kN/m^2 =$	125,9kN
Stene v I. nadstropju:	$(2 \cdot 2,4m + 2 \cdot (4,8m + 2 \cdot 0,15m)) \cdot 0,3m \cdot (3,0m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	331,9kN
Stebri v I. nadstropju:	$12 \cdot 0,3m \cdot 0,4m \cdot (3,0m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	106,2kN
Prečke v x-smeri:	$[8 \cdot 5,55m + 2 \cdot 6,7m + 2 \cdot 1,65m + 2 \cdot 2,65m] \cdot 0,3m \cdot (0,4m - 0,05m) \cdot 25kN/m^2 =$	174,3kN
Prečke v y-smeri:	$[8 \cdot 4,75m + 2 \cdot 4,4m] \cdot 0,3m \cdot (0,4m - 0,05m) \cdot 25kN/m^3 =$	122,9kN
Ograja:	$4 \cdot (1,4m + 1,4m + 4m) \cdot 0,5kN/m =$	13,6kN
Skupaj:		<u>2365,1kN</u>

Koristna obtežba:

$$\Psi_{E,3B} = 0,8 \cdot 0,3 = 0,24 \dots \text{B kategorija}$$

$$\Psi_{E,3A} = 0,8 \cdot 0,3 = 0,24 \dots \text{A kategorija}$$

Pohodna terasa:	$[4 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) + 2 \cdot (4,40m + 0,2m + 0,2m) \cdot (5,55m + 0,3m + 0,15m) + 2 \cdot (4,75m + 0,4m + 0,2m) \cdot (6,70m + 0,15m + 0,15m)] \cdot 2,8kN/m^2 =$	730,5kN
Balkoni:	$4 \cdot 1,4m \cdot 4,0m \cdot 2,5kN/m^2 =$	56,0kN
Plošča v stopniščnem jedru:	$2,65m \cdot 4,50m \cdot 3,0kN/m^2 =$	35,8kN
Stopniščna rama:	$2,4m \cdot 3,6m / 2 \cdot 3,0kN/m^2 =$	13,0kN
Podest:	$(1,65m + 0,15m) \cdot 3,6m / 2 \cdot 3,0kN/m^2 =$	9,7kN
Ograja:	$4 \cdot (1,4m + 1,4m + 4m) \cdot 0,5kN/m =$	13,6kN
Skupaj:		<u>863,1kN</u>

Skupna masa:

$$W_2 = G_{k,2} + \sum_{2j} \Psi_{E,2j} \cdot Q_{k,2j} = 2365,1kN + 0,24 \cdot 863,12kN = \boxed{2572,25kN}$$

$$m_2 = W_2 \cdot \frac{1000}{g} = 2572,25kN \cdot \frac{1000 \frac{kg \cdot m}{kN \cdot s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 262207kg = 262t$$

Masa na koti +4,0m ( $h_{et}^I = 3,00m$ )

Skupna masa:

$$W_1 = W_2 = \boxed{2572, \text{kN}}$$

$$m_1 = m_2 = 260743,0\text{kg} = 262\text{t}$$

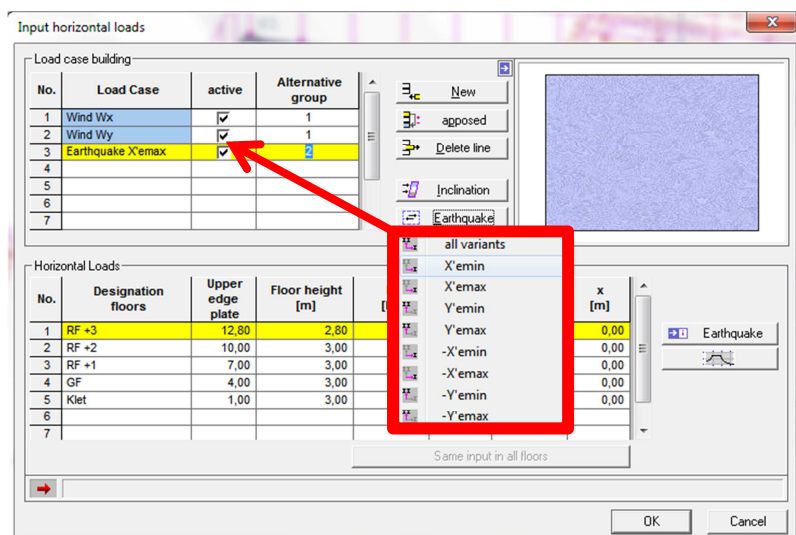
Preglednica 7: Potresna obtežba po nadstropjih

Etaža	$W_i$ [kN]	$h_i$ [kN]	$W_i \cdot h_i$ [kNm]	$\frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$	$F_i$ [kN]
1	526,8	11,8	6216,2	0,107	252,1
2	3176,1	9,0	28584,8	0,493	1159,2
3	2572,3	6,0	15433,5	0,266	625,9
4	2572,3	3,0	7716,8	0,133	312,9
$\Sigma$	8847,4		57951,3		2350,1

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 0,3125 \cdot 8847,4\text{kN} \cdot 0,85 = 2350,1\text{kN}$$

d) Račun potresne obtežbe s programom GEO

Program računa potresno obtežbo na ukaz in ne sproti kot pri vetru. Potrebuje podatek o masah, ki pa ga dobi iz modela celotnega objekta. Potres je v programu GEO med horizontalnimi obtežbami, v istem oknu kot veter. Najprej določimo obtežne primere. Ker sta nihajna časa obravnavanega objekta enaka v obeh smereh, bomo izvedli račun samo v eni smeri.

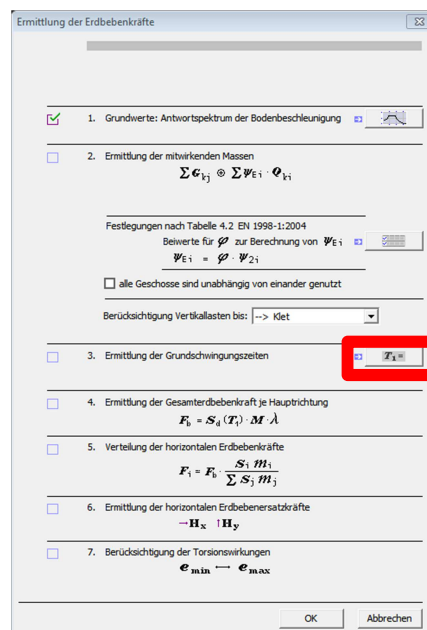
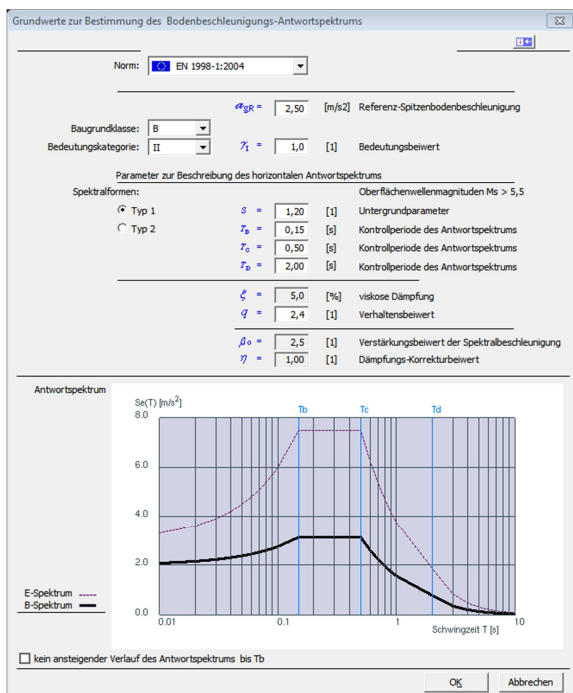


Slika 3.2.26: Definiranje potresnega obtežnega primera

Po izbiri smeri vpliva, v našem primeru  $X_{max}$ , se odpre prvo okno s parametri (glej Slika 3.2.27 a). Izberemo standard, določimo položaj ali lokacijo objekta, pospešek tal in vse parametre za projektjni

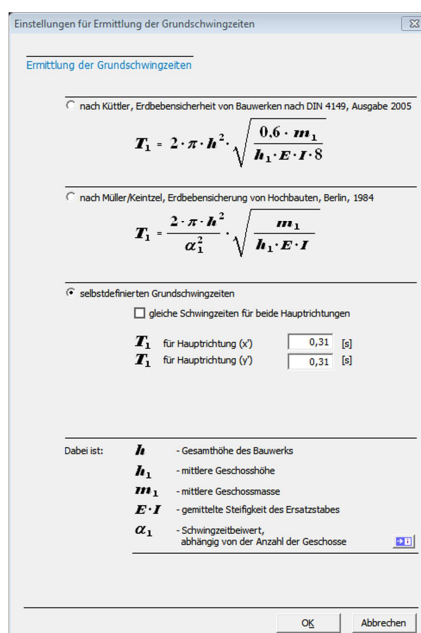


spekter. V drugem oknu (glej Slika 3.2.27 b) določimo, od katerega nadstropja naprej bo objekt potresno obremenjen. Pretežni del kleti obravnavanega objekta je vkopan v zemljo (glej Slika 3.2.23), zato bo prva točkovna masa na višini armiranobetonske plošče nad prvim nadstropjem. Program GEO šteje medetažno ploščo v nadstropje, ki je pod njo, saj smo tako risali objekt. Začnemo od spodaj navzgor. Za določitev nihajnega časa odpremo tretje okno (glej Slika 3.2.27 c) z gumbom za nihalni čas, ki se nahaja v oknu s formulami za izračun (glej Slika 3.2.27 b). V tem oknu določimo, po kateri enačbi naj program računa nihajni čas oziroma mu lahko že vpišemo vrednost, če ga že poznamo.



a) Okno s parametri lokacije, pospeška tal in projektne spektra

b) Okno s formulami izračuna



c) Okno za izračun nihajnega časa

Slika 3.2.27: Določanje parametrov potresne obtežbe

Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati, ki jih je izračunal program GEO

Izpis rezultatov programa GEO se nahaja v prilogi D.

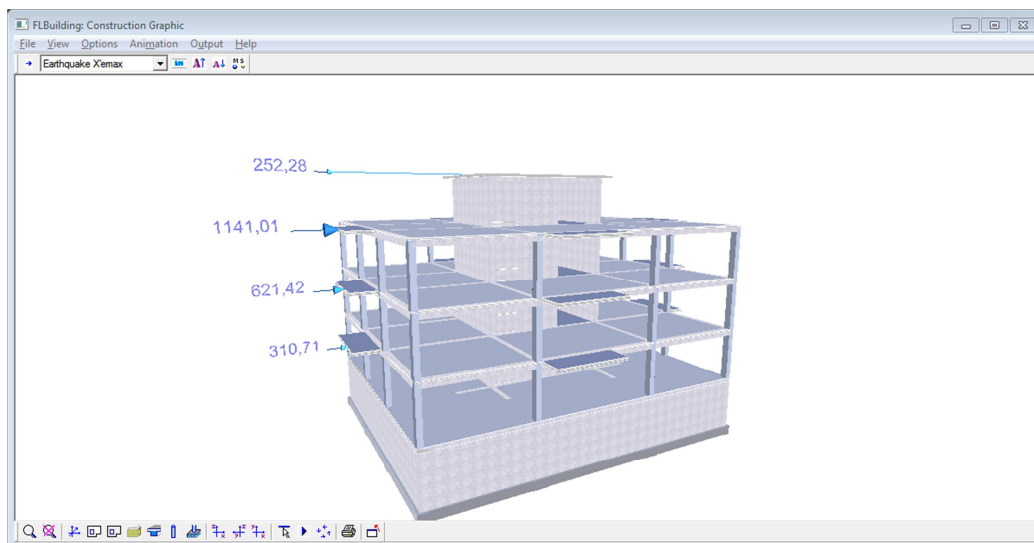
Preglednica 8: Primerjava horizontalnih sil, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati iz programa GEO

Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu GEO	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa GEO [%]
1) Veter			
4. etaža	3,893kN	3,83kN	+1,64
3. etaža	16,216kN	16,34kN	-0,76
2. etaža	25,352kN	25,03kN	+1,29
1. etaža	25,352kN	25,03kN	+1,29
0. etaža	21,126kN	19,58kN	+7,90
2) Potres			
4. etaža	252,1kN	252,3kN	-0,08
3. etaža	1159,2kN	1141,0kN	+1,59
2. etaža	625,9kN	621,4kN	+0,72
1. etaža	312,9kN	310,7kN	+0,72
0. etaža	2350,1kN	2325kN	+1,06

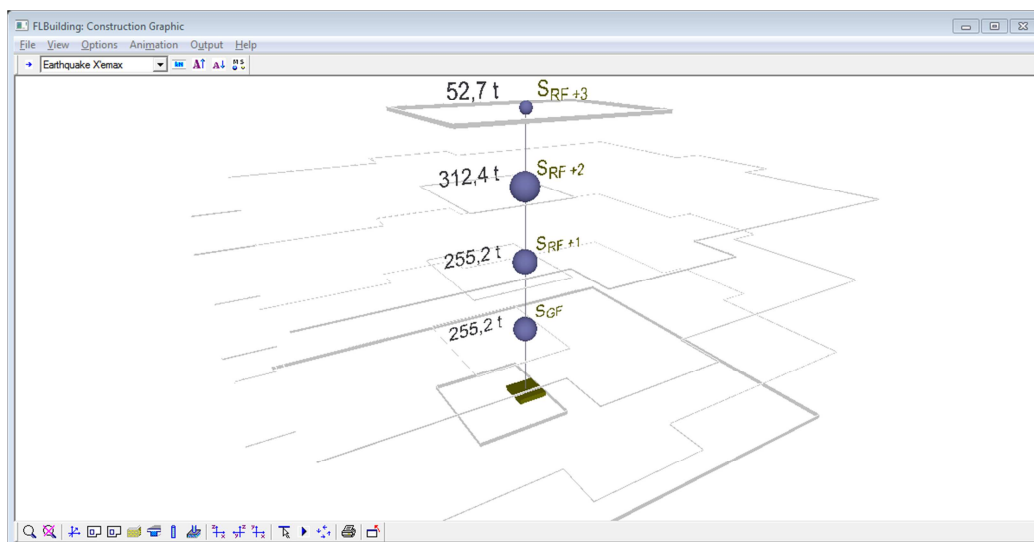
Rezultati se ne razlikujejo več kot 1,7%, razen v primeru vetra v plošči nad kletno etažo. Odstopanje je večje, 7,8%.

Prikaz rezultatov v programu GEO

Program GEO omogoča grafično upodobitev rezultatov, potresnih sil in mas. S pritiskom na gumb GL se odpre okno, kjer si ogledamo rezultate, prikazane tridimenzionalno.



a) Vodoravne potresne sile



b) Točkovne mase v posameznih nadstropjih

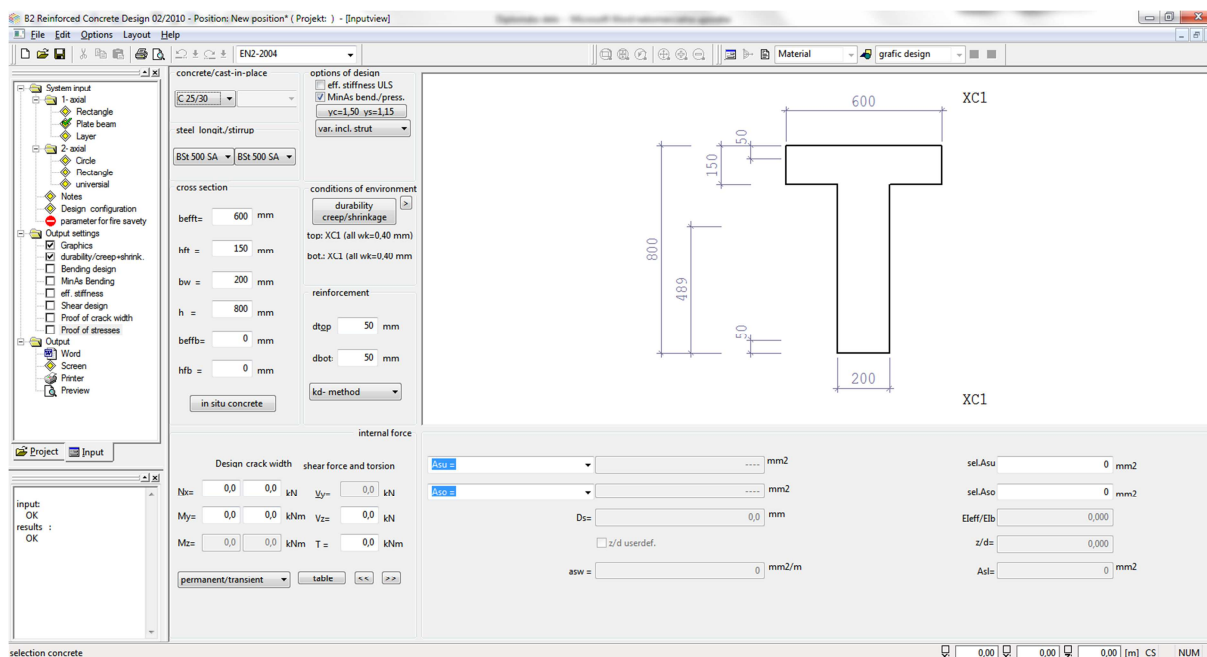
Slika 3.2.28: Grafični prikaz rezultatov potresne analize

### 3.3 Projektiranje armiranobetonskih elementov B2

Program	Name	Version	Date
Reinforced Concrete			
B2	Reinforced Concrete Design	B2	02/10 27.3.2012
B5	Reinforced Concrete Column	B5	03/10 27.3.2012
B6	Punching Shear Analysis	B6	03/10 27.3.2012
B7	Flight Of Stairs	B7	01/10 27.3.2012
B8	Prestressed Concrete Girder	B8	01/10 27.3.2012
B9	Reinforced Concrete Corbel	B9	02/10 27.3.2012

Slika 3.3.1: Projektiranje armiranobetonskih elementov (*ang. reinforced concrete design – B2*)

Program B2 je namenjen projektiranju armiranobetonskih konstrukcij in je razmeroma enostaven. Posamezne prečne prereze projektiramo tako, da podamo obremenitev prereza. Program je zanimiv za biroje, ki uporabljajo program za izračun notranjih statičnih količin, potrebovali pa bi program, s katerim bi lahko natančno in zanesljivo projektirali posamezne armiranobetonske prečne prereze in dobili kvaliteten izpis rezultatov.



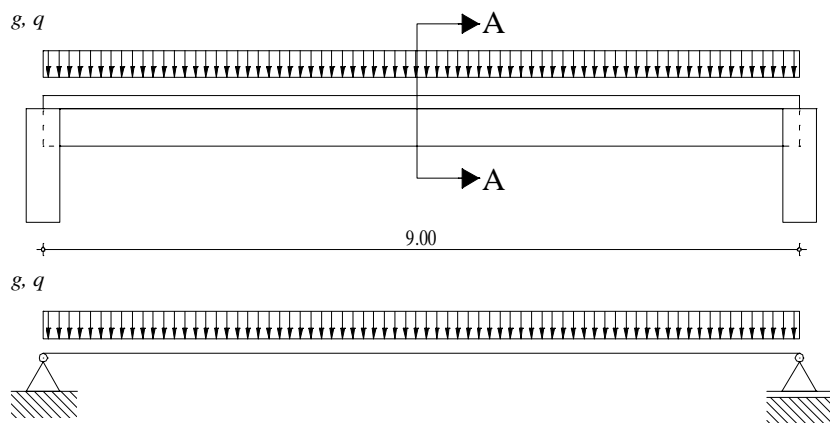
Slika 3.3.2: Glavno okno programa B2

Glavno okno programa B2 je sestavljeno iz treh delov, dela z drevesno strukturo programa, dela za vnašanje podatkov in dela, kjer je dinamični grafični opis našega prečnega prereza. Namen drevesne strukture programa je predvsem izbira vrste prečnega prereza in kontrola izpisa rezultatov. V delu, kjer vstavljamo podatke, se nahajajo tudi rezultati, ki se sproti izpisujejo. Program B2 spreminja parametre v odvisnosti od oblike prečnega prereza. V tretjem delu okna programa se nahaja dinamičen grafičen opis prečnega prereza s sprotim kotiranjem. Tako uporabnik sproti vidi, kaj posamezen parameter pomeni. Program B2 se odlikuje po hitrosti projektiranja posameznega elementa.

### Primer 3.3.a: Armiranobetonski prostoležeči nosilec

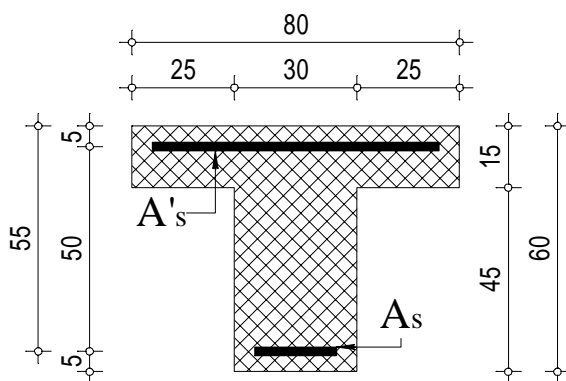
Oglejmo si konstruiranje prostoležečega armiranobetonskega nosilca v enoosnem napetostnem stanju. Program B2 ni namenjen računu notranjih sil zaradi obtežbe. Izračunamo jih po enačbah ali v programu, ki je temu namenjen.

#### Statični model



Slika 3.3.3: Statični model nosilca

#### Geometrija prereza



Slika 3.3.4: Geometrija prereza

#### Material

Beton C 30/37

- $f_{ck} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična trdnost betona
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna trdnost betona

- $E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – elastični modul
- $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$  – tlačne deformacije betona pri največji napetosti
- $\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$  – mejna tlačna deformacija betona
- $n = 2$

#### Jeklo S500 (A)

- $f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična trdnost jekla
- $f_{yd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,15} / 1,15 = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna trdnost jekla
- $E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – modul elastičnosti
- $k \left( \frac{f_t}{f_k} \right) = 1,05$  – razmerje med mejo plastičnosti in mejo porušitve
- $f_{td} = k \cdot f_{yd} = 1,05 \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 45,65 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna vrednost meje porušitve
- $\varepsilon_{yd} = 2,17\text{‰}$  – meja plastičnosti
- $\varepsilon_{ud} = 22,5\text{‰}$  – meja porušitve

#### Obtežba

- stalna obtežba:  $g = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- spremenljiva obtežba :  $q = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### Kombinacija

$$p_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q_s = 1,35 \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 38,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Obremenitev

$$M_{y,d} = M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot p_d \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 38,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (9\text{m})^2 = 38728\text{kNcm}$$

$$V_{z,d} = V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 38,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9\text{m} = 172,125\text{kN}$$

#### Račun potrebne vzdolžne armature v prečnem prerezu

##### 1) Težišče prečnega prereza

$$z_{zg} = \sqrt{\frac{\frac{80 \cdot 15^3}{12} + 7,5^2 \cdot 80 \cdot 15 + \frac{30 \cdot 45^3}{12} + \left(15 + \frac{45}{2}\right)^2 \cdot 45 \cdot 30}{45 \cdot 30 + 80 \cdot 15}} = 29,48\text{cm}$$

$$z_{sp} = h - z_{zg} = 60 - 29,48 = 30,52\text{cm}$$

Spodnja armatura se tako glede na težišče prečnega prereza nahaja na

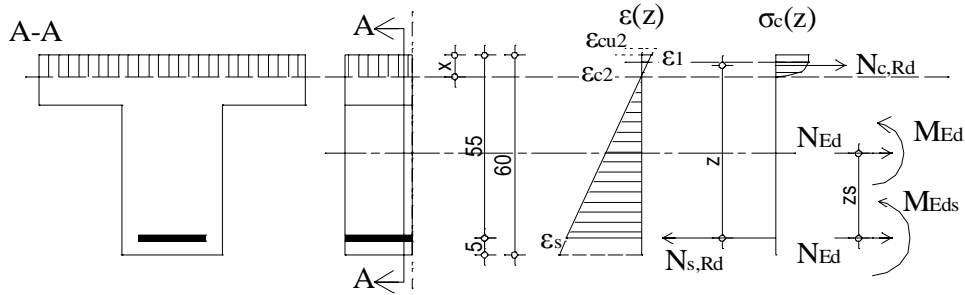
$$z_s = z_{sp} - a = 30,52 - 5 = 25,52\text{cm}$$

2) Upogibni moment, ki deluje na spodnjo armaturo

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_s = 38728 + 0 \cdot 25,52 = 38728 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38728}{80 \cdot 55^2 \cdot 2} = 0,08001653$$

Sedaj lahko uporabimo preglednice za določitev potrebne armature. Izračunali pa bomo analitično rešitev s pomočjo programa.



Slika 3.3.5: Napetosti in deformacije v armiranobetonskem prečnem prerezu

V prečnem prerezu mora veljati statično ravnovesje sil

$$\sum M_y^s = 0 \quad ; \quad M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s - N_{c,Rd} \cdot z = 0,$$

$$\sum N_x = 0 \quad ; \quad N_{Ed} = N_{cd} + N_{s,Rd},$$

pri čemer so

$$N_{c,Rd} = \int_{\bar{A}_x} \sigma_c(z) \cdot dA_x,$$

$$N_{s,Rd} = \sigma_s \cdot A_s,$$

$$z = \frac{M_{Eds}}{N_{c,Rd}} = \frac{\int_{\bar{A}_x} \sigma_c(z)(1-x+z) \cdot d \cdot dA_x}{\int_{\bar{A}_x} \sigma_c(z) \cdot dA_x} = \frac{\int_0^{k_x} \tilde{\sigma}_c(\zeta) \cdot (1-k_x+\zeta) \cdot \beta(\zeta) \cdot d\zeta}{\int_0^{k_x} \tilde{\sigma}_c(\zeta) \cdot \beta(\zeta) \cdot d\zeta} d = k_z \cdot d.$$

Pri tem so  $\tilde{\sigma}_c(\zeta)$ ,  $\beta(\zeta)$ ,  $k_x$ ,  $k_z$  in  $\zeta$  brezdimenzijske količine.

Napetosti se v prečnem prerezu spreminjajo v odvisnosti od deformacij. Za beton podaja Evrokod izraz

$$\tilde{\sigma}_c(\zeta) = \begin{cases} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c(\zeta)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & 0 \leq \varepsilon_c(\zeta) \leq \varepsilon_{c2} \\ 1 & \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c(\zeta) \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases},$$

za jeklo pa

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \\ \varepsilon_s \cdot \frac{f_{td} - f_{yd}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd}} & \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} \end{cases}.$$

Deformacije se spreminjajo linearno po višini prereza, zato potrebujemo le dve vrednosti deformacij in razdaljo med njima. Večinoma vzamemo robni vrednosti, to sta deformacija v skrajnem tlačnem vlaknu betona in deformacija v jekleni natezni palici v primeru velike ekscentričnosti.

Deformacije se spreminjajo po višini prečnega prereza

$$\varepsilon(\zeta) = \frac{z}{x} \varepsilon_1 = \frac{\zeta}{k_x} \varepsilon_1$$

in višina tlačnega območja je

$$x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} d.$$

Če spreminjamo robni vrednosti deformacij  $\varepsilon_1$  in  $\varepsilon_s$  se spreminja višina tlačne cone  $x$ . Robni vrednosti spreminjamo tako dolgo, dokler ni zadoščeno enačbam in dobimo statično ravnovesje v prečnem prerezu. Vsaj ena robna vrednost mora biti mejna.

$$k_d = \int_0^{k_x} \tilde{\sigma}_c(\zeta) \cdot (1 - k_x + \zeta) \cdot \beta(\zeta) \cdot d\zeta = 0,0800$$

Robni vrednosti sta

$$\varepsilon_1 = -0,002766, \quad \varepsilon_s = 0,0225,$$

$$k_x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} = \frac{0,002766}{0,002766 + 0,0225} = 0,109484.$$

Ročica notranjih sil je

$$k_z = \frac{0,0800}{\int_0^{0,109484} \tilde{\sigma}_c(\zeta) \cdot 1 \cdot d\zeta} = 0,957.$$

### 3) Potrebna vzdolžna armatura

$$N_{Ed} = N_{c,Rd} + N_{s,Rd} = \frac{M_{Eds}}{z} + \sigma_s \cdot A_s,$$

$$A_s = \frac{M_{Eds}}{k_z \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = \frac{38728 \text{ kN}}{0,957 \cdot 55 \text{ cm} \cdot 45,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{0 \text{ kN}}{45,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 16,14 \text{ cm}^2$$

### 4) Potrebna strižna armatura

#### a) Najmanjša potrebna strižna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,000876$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,000876 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 1,0 = 0,0263 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = \boxed{2,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}.$$



Največja vzdolžna razdalja med stremeni je

$$s_{l,max} = 0,75 d = 0,75 \cdot 55\text{cm} = 41,25\text{cm}.$$

Izberem:  $\phi 8/35\text{cm}$  [ $2,87\text{cm}^2/\text{m}$ ]

b) Prečne sile, ki jih prenese betonski del elementa

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

pri čemer so

$$f_{ck} = f_{ck} [\text{MPa}] = 30\text{MPa},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{550\text{mm}}} = \boxed{1,603} \leq 2,0,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{16,14\text{cm}^2}{30\text{cm} \cdot 55\text{cm}} = \boxed{0,00978} \leq 0,02,$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{2}{3}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,603^{\frac{2}{3}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,389,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0\text{kN}}{30\text{cm} \cdot 50\text{cm}} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,2 f_{cd}.$$

Strižna odpornost armiranobetonskega elementa brez strižne armature je

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,603 \cdot (100 \cdot 0,00978 \cdot 30\text{MPa})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\text{kN} \right] 300\text{mm} \cdot 550\text{mm} = \boxed{97893,1\text{N}},$$

$$V_{Rd,c} = 0,389 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 300\text{mm} \cdot 455\text{mm} = 64196,8\text{N}.$$

Merodajna je večja vrednost  $V_{Rd,c} = 97,9\text{kN}$ .

c) Potrebna strižna armatura

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{k_z \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{172,125\text{kN}}{0,956 \cdot 55\text{cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,5} = 3,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Izberem:  $\phi 8/30\text{cm}$  [ $3,47\text{cm}^2/\text{m}$ ]

d) Strižna odpornost tlačnih diagonal  $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

pri čemer sta

$$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250} \right] = 0,6 \left[ 1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528,$$

$\alpha_{cw} = 1$ , ker ni prednapetja.

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 0,956 \cdot 55 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 + 1,0} = 832,9 \text{ kN}.$$

Odpornost prečnega prereza ustreza, ker je

$$V_{Ed} = 178,13 \text{ kN} < V_{Rd} = 832,9 \text{ kN}.$$

Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati, ki jih je izračunal program B2

Izpis rezultatov programa B2 je v prilogi E.

Preglednica 9: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali po enačbah, z rezultati programa B2

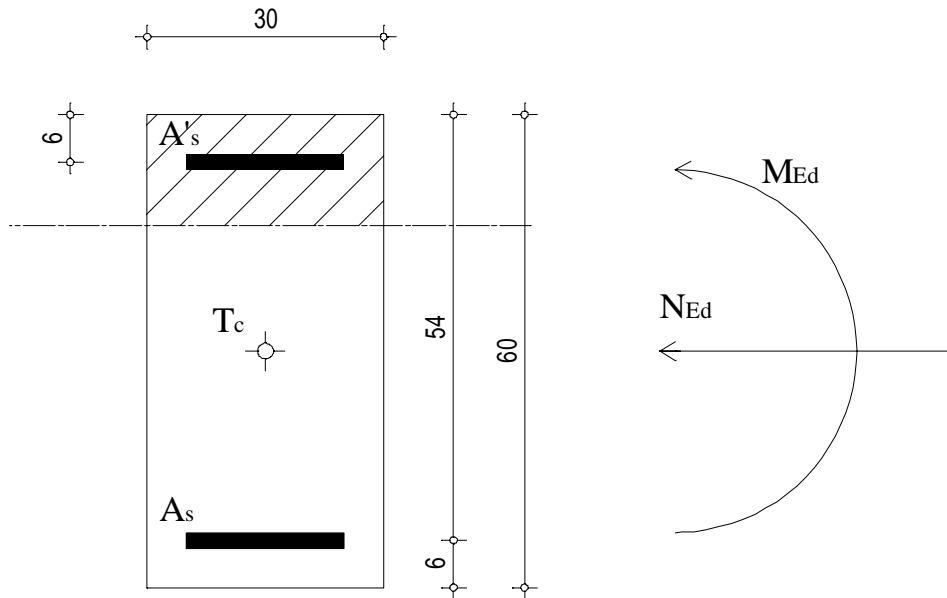
Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu B2	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa B2 [%]
1) Armiranobetonski prečni prerez			
a) Vzdolžna armatura			
$a_{s,pot}$	16,14 cm <sup>2</sup>	16,12 cm <sup>2</sup>	-0,12
b) Stremenska armatura			
$V_{Rd,c}$	97,9 kN	97,86 kN	+0,0
$a_{sw,pot}$	3,01 $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	3,01 $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	+0,0
$V_{Rd,max}$	832,9 kN	832,93 kN	+0,0

Rezultati, ki smo jih izračunali po enačbah, se zelo podobni rezultatom, ki jih je izračunal program B2. Program je primeren za uporabo.

### Primer 3.3.b: Primerjava interacijskih diagramov

Interakcijski diagram, ki ga najdemo v literaturi, primerjamo z interakcijskim diagramom, ki ga izriše program B2. Imamo šest različnih obtežnih primerov.

Statični model



Slika 3.3.6 Statični model armiranobetonskega stebra

Geometrija

- $h = 60\text{cm}$  ... višina prečnega prereza
- $b = 30\text{cm}$  ... višina prečnega prereza
- $d = 48\text{cm}$  ... statična višina
- $a = a' = 6\text{cm}$  ... debelina krovne plasti betona
- $k = A'_s/A_s = 1$  ... razmerje med zgornjo in spodnjo vzdolžno

Material

Beton C 40/50

- $f_{ck} = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična trdnost betona
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna trdnost betona
- $E_{cm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... elastični modul
- $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$  ... tlačna deformacija betona pri največji napetosti
- $\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$  ... mejna tlačna deformacija betona
- $n = 2$

Jeklo S 500

- $f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična trdnost jekla

- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna trdnost jekla
- $E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... modul elastičnosti jekla
- $\varepsilon_{yd} = 2,17\%$  ... deformacija jekla na meji plastičnosti
- $\varepsilon_{ud} = 10\%$  ... deformacija jekla na meji porušitve

#### Obremenitve v prerezu

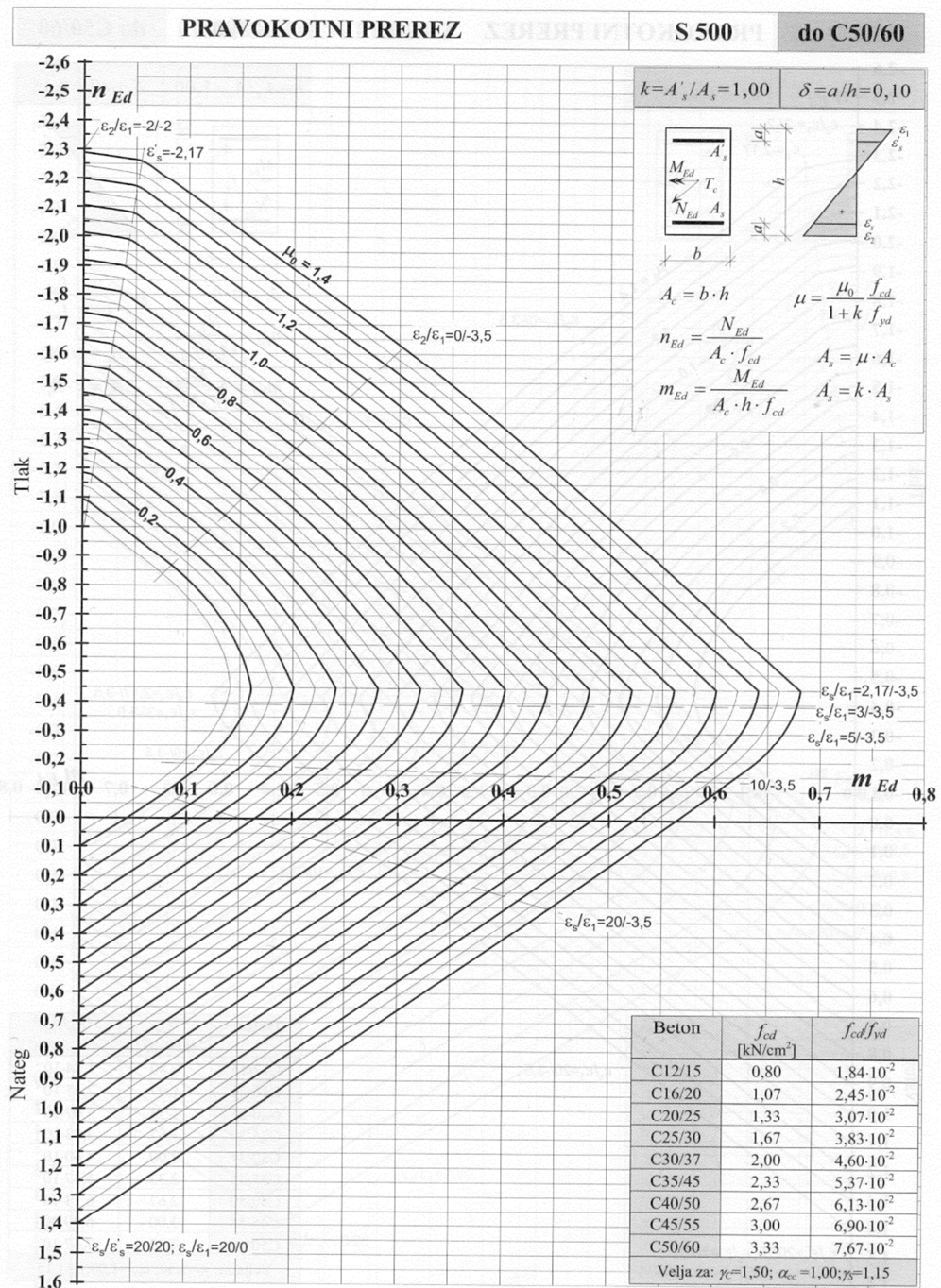
- $M_{Ed,1} = 575\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,1} = -3500\text{kN}$
- $M_{Ed,2} = 750\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,2} = 0\text{kN}$
- $M_{Ed,3} = 1000\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,3} = 200\text{kN}$
- $M_{Ed,4} = 250\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,4} = -5000\text{kN}$
- $M_{Ed,5} = 200\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,5} = +1500\text{kN}$
- $M_{Ed,6} = 150\text{kNm}$ ,  $N_{Ed,6} = -7500\text{kN}$

#### Projektiranje vzdolžne armature

Vso vzdolžno armaturo bomo projektirali s pomočjo interakcijskih diagramov. Izberemo diagram 2 iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Saje & Lopatič, 2009). Literatura navaja enačbi za račun brezdimenzijskih obremenitev

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \dots \text{brezdimenzijska osna sila,}$$

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \dots \text{brezdimenzijski upogibni moment.}$$



Slika 3.3.7: Interakcijski diagram iz Priročnika za dimenzioniranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Saje & Lopatič, 2009).

$$\mu = \frac{\mu_0}{1+k} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \dots \text{delež vzdolžne armature}$$

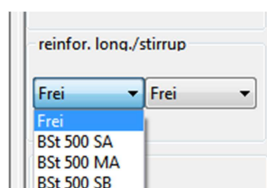
$$A_s = \mu \cdot A_c \dots \text{spodnja vzdolžna armatura}$$

$$A'_s = k \cdot A_s \dots \text{zgornja vzdolžna armatura}$$

Preglednica 10: Rezultati dobljeni s pomočjo interakcijskega diagrama v izbrani literaturi

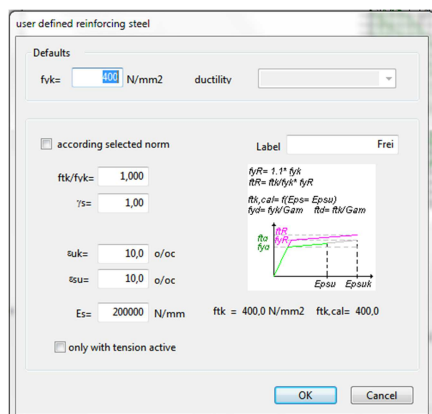
Zaporedna št.	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$m_{Ed}$	$n_{Ed}$	$\mu_0$	$\mu$	$A_s = A'_s$
1	575kNm	-3500kN	0,1994	-0,7283	0,30	0,00921	16,58cm <sup>2</sup>
2	750kNm	0kN	0,2601	0,0000	0,65	0,01996	35,92cm <sup>2</sup>
3	1000kNm	200kN	0,3468	0,0416	0,85	0,02610	46,98cm <sup>2</sup>
4	250kNm	-5000kN	0,0867	-1,0404	0,28	0,00860	15,47cm <sup>2</sup>
5	820kNm	-1500kN	0,2844	-0,3121	0,45	0,01382	24,87cm <sup>2</sup>
6	150kNm	-7500kN	0,0520	-1,5605	0,68	0,02088	37,58cm <sup>2</sup>

Interakcijski diagram izračunamo za določeno obliko prečnega prereza, za dolčen trdnostni razred armature, debelino krovnega sloja betona nad armaturo in stopnjo armiranja prereza. V program B2 preko ukaza *Frei* vnesemo podatke za armaturo S 500.

Slika 3.3.8: Ukaz *Frei*

Z ukazom *frei* odpremo okno, v katerem določimo lastnosti armature

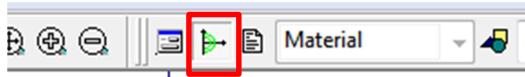
- $f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ ,
- $\frac{f_{tk}}{f_{yk}} = 1$ ,
- $\gamma_s = 1,15$ ,
- $\varepsilon_{uk} = 10\%$ ,
- $\varepsilon_{su} = 10\%$ .



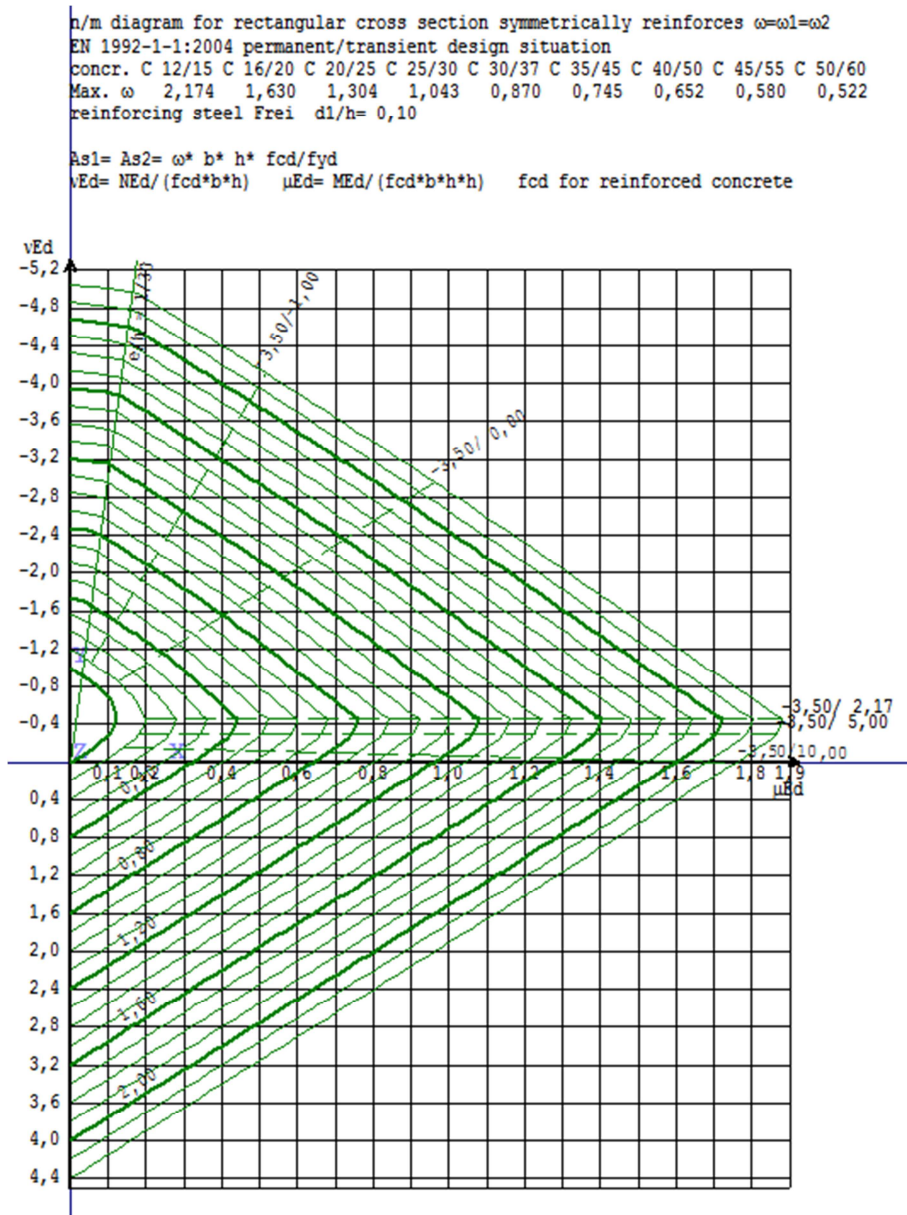
Slika 3.3.9: Določanje lastnosti materiala

Ukaz za izračun interakcijskih diagramov se v programu nahaja v orodni vrstici (Slika 3.3.10).

Program izračuna in izriše interakcijski diagram na podlagi vhodnih podatkov o prečnem prerezu in materialu.



Slika 3.3.10: Ikona za izračun interakcijskega diagrama

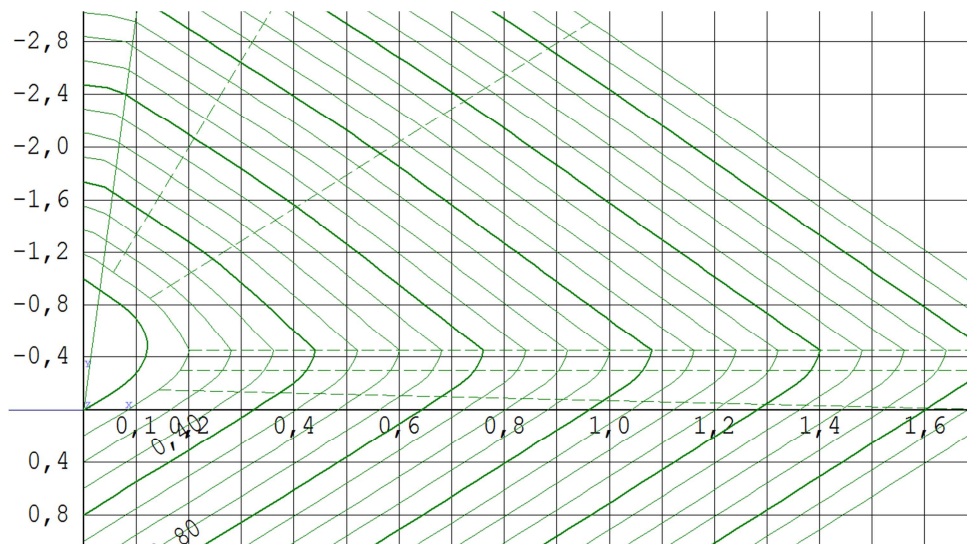


Slika 3.3.11: Interakcijski diagram za armiranobetonski prečni prerez, armiran z jeklom S 500, in  $\delta = \frac{a}{h} = 0,01$ , izračunan s programom B2

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \dots \text{brezdimenzionalna osna sila}$$

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \dots \text{brezdimenzionalni upogibni moment}$$

$$A_s = A'_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \dots \text{spodnja ali zgornja vzdolžna armatura}$$



Slika 3.3.12: Povečava izbranega območja v interakcijskem diagramu

Iz zgornjih enačb vidimo, da je račun lege točke obremenitve v interakcijskem diagramu programa B2 podoben računu v priročniku.

Preglednica 11: Račun vzdolžne armature z uporabo interakcijskega diagrama programa B2

Zaporedna št.	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$m_{Ed}$	$n_{Ed}$	$\omega$	$A_s = A'_s$
1	575kNm	-3500kN	0,1994	-0,7283	0,15	16,58cm <sup>2</sup>
2	750kNm	0kN	0,2601	0,0000	0,32	35,37cm <sup>2</sup>
3	1000kNm	200kN	0,3468	0,0416	0,45	49,74cm <sup>2</sup>
4	250kNm	-5000kN	0,0867	-1,0404	0,11	12,16cm <sup>2</sup>
5	820kNm	-1500kN	0,2844	-0,3121	0,22	24,32cm <sup>2</sup>
6	150kNm	-7500kN	0,0520	-1,5605	0,33	36,48cm <sup>2</sup>

Poleg grafičnih rezultatov, program izpiše tudi tekstovne, ki so v prilogi F.



Primerjava rezultatov, izračunanih s pomočjo priročnika, z rezultati, ki jih je izračunal program B2

Preglednica 12: Primerjava rezultatov, izračunanih z uporabo priročnika, z rezultati programa B2

Zaporedna št. obtežnega primera	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan s programom B2	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati programa B2 [%]
Vzdolžna armatura			
1	16,58cm <sup>2</sup>	16,58cm <sup>2</sup>	0,00
2	35,92cm <sup>2</sup>	35,37cm <sup>2</sup>	1,54
3	46,98cm <sup>2</sup>	49,74cm <sup>2</sup>	-5,88
4	15,47cm <sup>2</sup>	14,37cm <sup>2</sup>	7,14
5	24,87cm <sup>2</sup>	24,32cm <sup>2</sup>	2,22
6	37,58cm <sup>2</sup>	36,48cm <sup>2</sup>	2,94

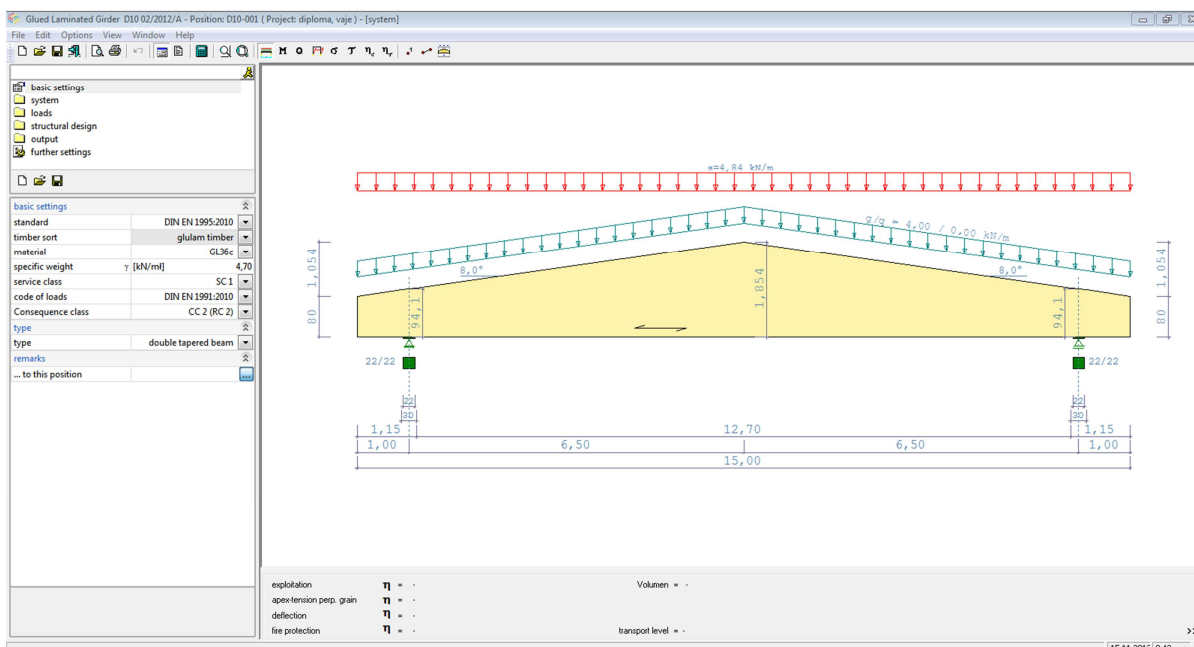
Če primerjamo diagram iz priročnika in diagram, izračunan s programom B2, opazimo, da sta zelo podobna. To potrjujejo tudi rezultati, katerih vrednosti se razlikujejo le zaradi natančnosti odčitka. Program je primeren za račun interakcijskih diagramov armiranobetonskih prečnih prereзов.

### 3.4 Lepljeni leseni nosilci D10

Foundation	D6 Hip Rafter / Valley Rafter	D6	02/10	27.3.2012
Rooftop	D7 Collar And Articulated Purlins	D7	03/10	27.3.2012
Masonry	D8 Struttet Ridge Beam	D8	01/10	27.3.2012
Composite Construction	D9 Continuous Rafter	D9	02/10	27.3.2012
	D10 Glued Laminated Girder	D10	04/10	27.3.2012
	D11 General Purlin Roof	D11	02/10	27.3.2012
	D12 General Collar-Beam Roof	D12	02/10	27.3.2012

Slika 3.4.1: Lepljen lameliran nosilec (*ang. glued laminated girder – D10*)

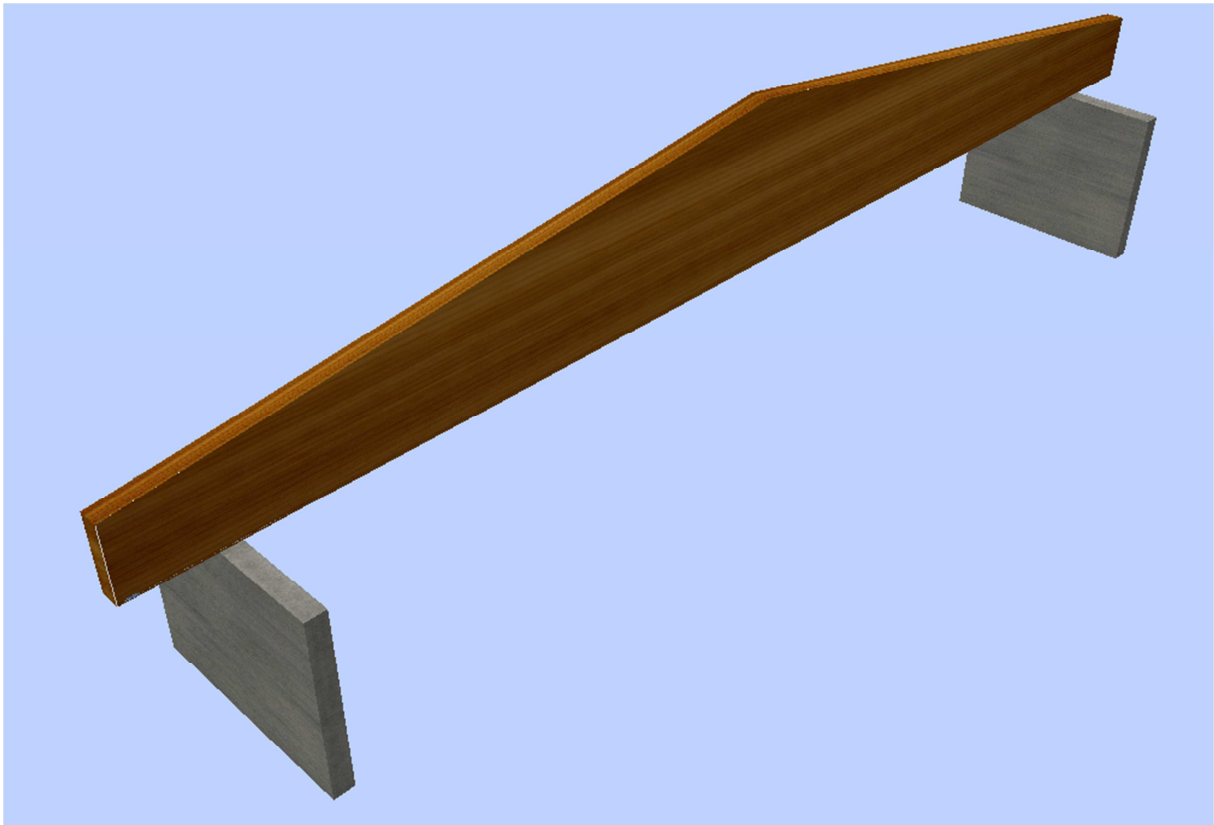
Lepljen lameliran nosilec D10 je eden izmed programov, ki jih ponuja programska oprema Nemetschek Frilo. Program se nahaja v modulu Strehe.



Slika 3.4.2: Glavno okno programa Lepljen lameliran nosilec – D10

Program je zelo enostaven za uporabo. Okno programa je razdeljeno na štiri dele. Drevesna struktura se nahaja levo zgoraj. Uporabnik projektira konstrukcijo tako, da začne v zgornjem meniju in nadaljuje po menijih navzdol. Ikona z mapo nakazuje, da je v tistem meniju več podmenijev. Pod oknom z drevesno strukturo se nahajajo parametri, ki jih izberemo. Največje okno je dinamični grafični izpis, kjer uporabnik vidi model, ki ga projektira in obtežbo na njem. Pod oknom so rezultati v obliki razmerja med obremenitvijo in nosilnostjo.

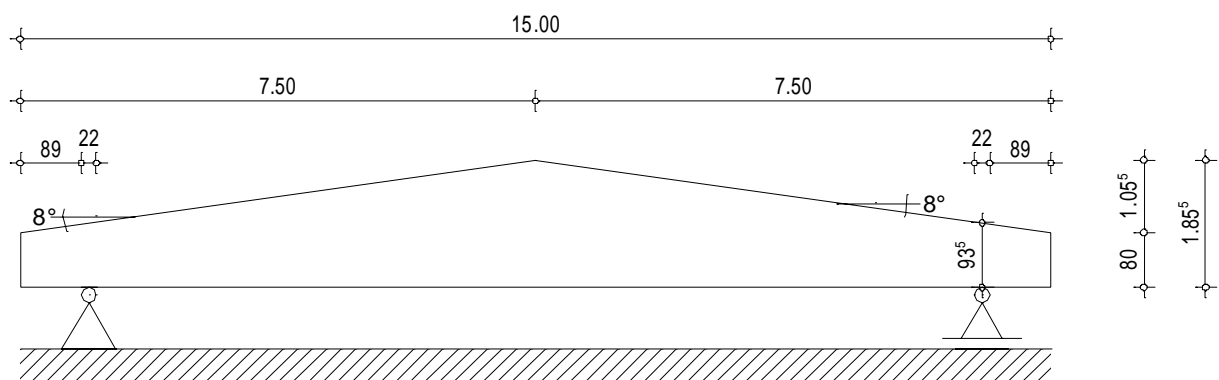
### Primer 3.4: Lepljen strešni nosilec



Slika 3.4.3: Model lepljenega lameliranega nosilca

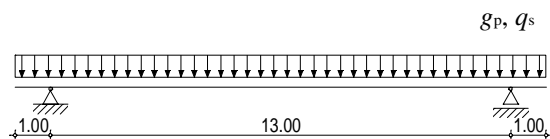
#### Zasnova

Lepljeni strešni nosilec stoji na dveh stebrih. Mere nosilca so podane na sliki 3.4.4.



Slika 3.4.4: Geometrija lepljenega strešnega nosilca

## Statični model



Slika 3.4.5: Statični model strešnega nosilca, ki je členkasto podprt z dvema stebroma

## Material

## Lepljen les GL36c

- $f_{m,g,k} = 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična upogibna trdnost
- $f_{t,0,g,k} = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,g,k} = 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična natezna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{c,0,g,k} = 2,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – karakteristična tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,g,k} = 0,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,g,k} = 0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična strižna trdnost
- $E_{0,g,mean} = 1470 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... srednji modul elastičnosti, vzporedno s smerjo vlaken
- $E_{90,g,mean} = 46 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... modul elastičnosti, pravokotno na smer vlaken
- $G_{g,mean} = 85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... strižni modul
- $\rho_{g,k} = 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ... karakteristična gostota

Delni varnostni faktor  $\gamma_M$  lepljenega lameliranega lesa ima vrednost 1,25. Korekcijski faktor  $k_{mod}$  ima vrednost 0,9 v razredu uporabe 2 in razredu trajanja obtežbe »srednje trajni vpliv«. Projektne trdnosti se izračunajo po enačbi

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

- $f_{m,g,d} = 2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna upogibna trdnost
- $f_{t,0,g,d} = 1,62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,g,d} = 0,036 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna natezna trdnost, pravokotno s smerjo vlaken
- $f_{c,0,g,d} = 2,088 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,g,d} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,g,d} = 0,274 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna strižna trdnost

## Obtežba

- lastna obtežba:  $g_{lt} = \rho_{g,k} \cdot g \cdot h_{max} = 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,855\text{m} \cdot 0,22\text{m} = 1,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- stalna obtežba:  $g_k = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- spremenljiva obtežba – sneg:  $q_{s,k} = 4,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

## Kombinacija

$$\text{MSN: } p_d = \gamma_g \cdot \frac{g_k + g_{lt}}{\cos \alpha_{ap}} + \gamma_q \cdot q_s = 1,35 \cdot \frac{4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{\cos 8^\circ} + 1,5 \cdot 4,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 15,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Obremenitev

$$M_{y,d,max} = q_d \cdot L \frac{(2 \cdot L_0 - L)}{8} = \frac{15,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 15\text{m} \cdot (2 \cdot (15\text{m} - 1\text{m} - 1\text{m}) - 15\text{m})}{8} = 310,57 \text{kNm}$$

$$V_{z,d,max} = q_d \cdot \frac{L_0}{2} = 15,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{13\text{m}}{2} = 97,9 \text{kN}$$

## Napetosti

$$\sigma_{m,g,d}(x) = \frac{M_y(x)}{W_z(x)} \dots \text{normalna napetost, vzporedno s smerjo vlaken}$$

$$\tau_{v,g,d}^M(x) = \frac{M_y(x)}{W_z(x)} \tan \alpha \dots \text{strižna napetost zaradi nagnjenega roba}$$

$$\tau_{v,g,d}^V(x) = \frac{V_z(x)}{\frac{2}{3} A_x(x)} \dots \text{strižna napetost zaradi prečne sile}$$

$$\tau_{v,g,d}(x) = \tau_{v,g,d}^M(x) \pm \tau_{v,g,d}^V(x) \dots \text{skupna strižna napetost}$$

$$\sigma_{c,90,g,d}(x) = \frac{M_y(x)}{W_z(x)} \tan^2 \alpha \dots \text{normalna napetost, pravokotno na smer vlaken}$$

$$W_z(x) = b \cdot \frac{[h(x)]^2}{6} \dots \text{odpornostni moment}$$

$$h(x) = h_0 + \frac{(h_{ap} - h_0)2x}{L} \dots \text{višina nosilca, ki se spreminja vzdolž osi } x$$

## Dimenzioniranje lesenega lameliranega nosilca po MSN

### 1) Strižne napetosti ob podpori

$$\tau_{v,g,d}^M = \frac{|M_{y,d}(x_0)|}{W_z} \tan \alpha = \frac{753 \text{kNm} \cdot 6}{22 \text{cm} \cdot (94,05 \text{cm})^2} \cdot 0,1405 = 0,0033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{v,g,d}^V = \frac{V_{z,d}(x_0)}{\frac{2}{3} A_0} = \frac{97,89 \text{kN}}{\frac{2}{3} \cdot 1386,36 \text{cm}^2} = 0,106 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$A_0 = h_0 \cdot b_{eff} = 94,05 \text{cm} \cdot 14,74 \text{cm} = 1386,36 \text{cm}^2,$$

$$h_0 = 80 \text{cm} + 100 \text{cm} \cdot \tan 8^\circ = 94,05 \text{cm}$$

$$b_{eff} = b \cdot k_{cr} = 22 \text{cm} \cdot 0,67 = 14,74 \text{cm}$$

$$\tau_{v,g,d} = \max(\tau_{v,g,d}^M, \tau_{v,g,d}^V) = 0,106 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižnih napetosti ob podpori

$$\eta_v = \frac{\tau_{v,g,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0,106 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,274 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,39}$$

2) Napetosti v slemenu

$$\sigma_{m,g,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \leq k_r \cdot f_{m,g,d},$$

pri čemer je  $k_l$  faktor, ki upošteva nagib strehe

$$k_l = k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 1 + 1,4 \cdot \tan 8^\circ + 5,4 \cdot \tan^2 8^\circ = 1,3034$$

$$\sigma_{m,g,d} = 1,3034 \cdot \frac{31057 \text{kNcm} \cdot 6}{22 \text{cm} \cdot (185,5 \text{cm})^2} = 0,321 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\eta_m = \frac{\sigma_{m,g,d}}{k_r \cdot f_{m,g,d}} = \frac{0,321 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot 2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,12}$$

Radialne napetosti v slemenu

$$\sigma_{t,90,g,d} = k_p \cdot \frac{M_{y,d,max}}{W_{ap}} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d},$$

pri čemer so

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01 \text{m}^3}{0,757 \text{m}^3}\right)^{0,2} = 0,421,$$

$$V \cong h_{ap}^2 \cdot b = (1,855 \text{m})^2 \cdot 0,22 \text{m} = 0,757 \text{m}^3,$$

$$V = 0,757 \text{m}^3 < \frac{2}{3} V_b = \frac{2}{3} L \cdot \frac{h_0 + h_{ap}}{2} \cdot b = \frac{2}{3} 15 \text{m} \cdot \frac{0,8 \text{m} + 1,855 \text{m}}{2} \cdot 0,22 \text{m} = 2,92 \text{m}^3,$$

$k_{dis} = 1,4$  ... za ravne dvokapne in ukrivljene nosilce,

$$k_p = k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,2 \cdot \tan 8^\circ = 0,028,$$

$$\sigma_{t,90,g,d} = 0,028 \cdot \frac{31057 \text{kNcm} \cdot 6}{22 \text{cm} \cdot (185,5 \text{cm})^2} = 0,0069 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\eta_{t,90} = \frac{\sigma_{t,90,g,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} = \frac{0,0069 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,421 \cdot 1,4 \cdot 0,036 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,325}$$

Strižne napetosti v slemenu:

$$\tau_{v,g,d}^M = \frac{M_{y,d}(x_0)}{W_z} \tan \alpha = \frac{31057 \text{kN cm} \cdot 6}{22 \text{cm} \cdot (185,5 \text{cm})^2} \cdot 0,1405 = 0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{v,g,d}^V = \frac{V_{z,d}(x_0)}{\frac{2}{3} A_0} = \frac{0 \text{kN}}{\frac{2}{3} 2734,3 \text{cm}^2} = 0,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$A_0 = h_0 \cdot b_{eff} = 185,5 \text{cm} \cdot 14,74 \text{cm} = 2734,3 \text{cm}^2,$$

$$h_0 = 185,5 \text{cm}$$

$$b_{eff} = b \cdot k_{cr} = 22\text{cm} \cdot 0,67 = 14,74\text{cm}$$

$$\tau_{v,g,d} = \max(\tau_{v,g,d}^M, \tau_{v,g,d}^V) = 0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižnih napetosti v slemenu

$$\eta_v = \frac{\tau_{v,g,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,274 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,126}$$

### 3) Določitev napetosti v kritičnem prerezu

Izpeljava izraza za mesto kritičnega prereza  $x_{cr,1}$  je v literaturi (Saje, 2012).

Kritični prerez je prerez z največjimi napetostmi.

$$\frac{d\sigma_{m,g,d}(x_{cr})}{dx} = 0$$

$x_{cr,1} = 4,37\text{m}$  ... oddaljenost mesta kritičnega prereza od začetka nosilca

$x_{cr,2} = 10,63\text{m}$  ... oddaljenost mesta kritičnega prereza od začetka nosilca

Največje normalne napetosti

$$\sigma_{m,g,d} \leq f_{m,g,d}$$

$$\sigma_{m,g,d} = \frac{-6 p_d (2 x^2 - 2 L x + L^2 - L L_0)}{4 b (h_0 + (h_{ap} - h_0) \frac{2x}{L})^2},$$

$$\sigma_{m,g,d} = \frac{-6 \cdot 15,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (2 \cdot (4,37\text{m})^2 - 2 \cdot 15\text{m} \cdot 4,37\text{m} + (15\text{m})^2 - 15\text{m} \cdot 13\text{m})}{4 \cdot 0,22\text{m} \cdot (0,8\text{m} + (1,855\text{m} - 0,8\text{m}) \frac{2 \cdot 4,37\text{m}}{15\text{m}})^2} = 3227,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$\sigma_{m,g,d} = 0,323 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Kontrola normalnih napetosti zaradi upogiba na zgornjem tlačnem in spodnjem nateznem delu

- natezni del:

$$\eta_{m,0,t} = \frac{\sigma_{m,g,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,323 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,125}$$

- tlačni del:

$$\eta_{m,\alpha,c} = \frac{\sigma_{m,g,d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}} = \frac{0,323 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,7075 \cdot 2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,176}$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}}$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5 \cdot 0,274 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \tan 8\right)^2 + \left(\frac{2,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \tan^2 8\right)^2}} = 0,7075$$

Strižne napetosti v kritičnem prerezu

$$\tau_{v,g,d}^M(x_{cr}) = \frac{M_{y,d}(x_{cr})}{W_z(x_{cr})} \tan \alpha = \sigma_{m,g,d} \cdot \tan \alpha = 0,323 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 0,1405 = 0,0454 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{v,g,d}^V(x_{cr}) = \frac{V_{z,d}(x_{cr})}{\frac{2}{3}A_x(x_{cr})} = \frac{47,0\text{kN}}{\frac{2}{3} \cdot 2085,29\text{cm}^2} = 0,0338 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{z,d}(x_{cr}) = V_{z,d,max} \cdot \left(\frac{\frac{L}{2} - x_{cr}}{\frac{L}{2} - \frac{L-L_0}{2}}\right) = 97,6\text{kN} \cdot \frac{\frac{15\text{m}}{2} - 4,37\text{m}}{\frac{15\text{m}}{2} - \frac{15\text{m} - 13\text{m}}{2}} = 47,0\text{kN}$$

$$A_{x_{cr}} = h_{x_{cr}} \cdot b_{eff} = 141,47\text{cm} \cdot 14,74\text{cm} = 2085,29\text{cm}^2,$$

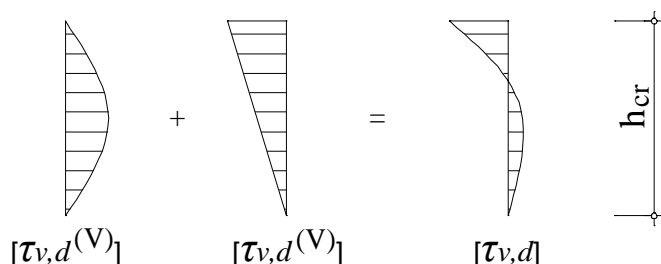
$$h_{x_{cr}} = 80\text{cm} + (185,5\text{cm} - 80\text{cm}) \cdot \frac{2 \cdot 437\text{cm}}{1500\text{cm}} = 141,47\text{cm}$$

$$b_{eff} = b \cdot k_{cr} = 22\text{cm} \cdot 0,67 = 14,74\text{cm}$$

$$\tau_{v,g,d} = \max(\tau_{v,g,d}^M(x_{cr}), \tau_{v,g,d}^V(x_{cr})) = 0,0454 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižnih napetosti v kritičnem prerezu

$$\eta_v(x_{cr}) = \frac{\tau_{v,g,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0,045 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,274 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,1657}$$



Slika 3.4.6: Potek strižnih napetosti

Kontaktne napetosti v nosilcu ob naleganju na steber

$$\sigma_{c,90,g,d} \leq f_{c90,g,d}$$

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{V_{z,d,max}}{b \cdot a_{ležišče}}$$

Najmanjša potrebna dolžina ležišča je

$$a_{ležišče} \geq \frac{V_{z,d,max}}{f_{c,90,g,d} \cdot b} = \frac{97,9\text{kN}}{0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 22\text{cm}} = 21,2\text{cm}$$

Izberemo  $a_{ležišče} = 22\text{cm}$ .



## Pomiki

Velikost pomikov preverjamo v mejnem stanju uporabnosti.

$$MSU: : q_d = \frac{g_k + g_{lt}}{\cos \alpha_{ap}} + q_s = \frac{4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{\cos 8^\circ} + 4,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 1) Obremenitev

$$M_{y,d} = q_d \cdot L \frac{(2 \cdot L_0 - L)}{8} = \frac{10,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 15\text{m} \cdot (2 \cdot (15\text{m} - 1\text{m} - 1\text{m}) - 15\text{m})}{8} = 219,04 \text{kNm}$$

### 2) Trenutni pomik

Pomik pri nosilcih s spremenljivo višino je

$$w_{inst} = \frac{M_{y,d,max} \cdot L_0^2}{9,6 \cdot E_{0,g,mean} \cdot I_{y,min}} \cdot k_\sigma = \frac{219,04 \text{kNm} \cdot (13\text{m})^2}{9,6 \cdot 1,47 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,01526 \text{m}^4} \cdot 0,2244 = 0,0039 \text{m} = \boxed{0,39 \text{cm}},$$

pri čemer so

$$I_{y,min} = \frac{b \cdot h_{min}^3}{12} = \frac{0,22\text{m} \cdot (0,94\text{m})^3}{12} = 0,01526 \text{m}^4,$$

$$h_{min} = h_0 + (h_{ap} - h_0) \cdot \frac{L - L_0}{L} = 0,8\text{m} + (1,855\text{m} - 0,8\text{m}) \cdot \frac{15\text{m} - 13\text{m}}{15\text{m}} = 0,94\text{m},$$

$$k_\sigma = \left( \frac{h_{min}}{h_{ap}} \right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_{min}}{h_{ap}}} = \left( \frac{0,94\text{m}}{1,855\text{m}} \right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot \frac{0,94\text{m}}{1,855\text{m}}} = 0,2244.$$

Trenutni pomiki morajo ustrezati pogoju:

$$w_{inst} \leq \frac{L_0}{300} = \frac{1300\text{cm}}{300} = 4,33\text{cm}$$

$$\eta_{w,inst} = \frac{0,39\text{cm}}{4,33\text{cm}} = \boxed{0,089}$$

### 3) Končni pomik

$$w_{inst,g} = \frac{g_k + g_{lt}}{\cos(\alpha) \cdot q_d} \cdot w_{inst,2} = \frac{4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 1,72 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\cos(8^\circ) \cdot 10,62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 0,39\text{cm} = 0,212\text{cm}$$

$$w_{inst,q} = \frac{q_s}{q_d} \cdot w_{inst,2} = \frac{4,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{10,62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 0,39\text{cm} = 0,178\text{cm}$$

Končni pomik je

$$w_{fin} = w_{inst,g} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,q} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) \leq \frac{L_0}{250},$$

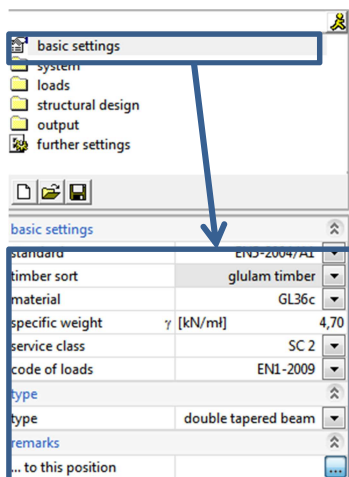
$$w_{fin,1} = 0,212\text{cm} \cdot (1 + 0,6) + 0,178\text{cm} \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,8) = \boxed{0,517\text{cm}},$$

$$w_{fin} \leq \frac{L_0}{250} = \frac{1300\text{cm}}{250\text{cm}} = 5,2\text{cm},$$

$$\eta_{w,fin} = \frac{0,517\text{cm}}{5,2\text{cm}} = \boxed{0,099}.$$

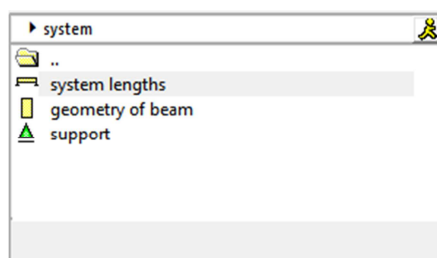
Model v programu D10

Osnovni podatki



Slika 3.4.7: Meni z osnovnimi nastavitvami

Osnovne nastavitve (*ang. Basic settings*) so prvi meni, ki se prikaže, ko odpremo program lepljen lameliran nosilec – D10. Izberemo materiale in vrsto statičnega modela nosilca. Poleg menija z osnovnimi nastavitvami imamo tudi menije, kjer nastavimo parametre geometrije, obtežbe, izpisa in druge. Imena posameznega menija opišejo, kaj določamo. V meniju sistem (*ang. System*) določamo parametre geometrije in način podpiranja. Ker je parametrov veliko, se delijo v tri skupine, vsebovane v treh podmenijih. V prvem nastavimo dolžine nosilca, v drugem geometrijo nosilca, v tretjem pa vrste in lego podpor obravnavanega nosilca.



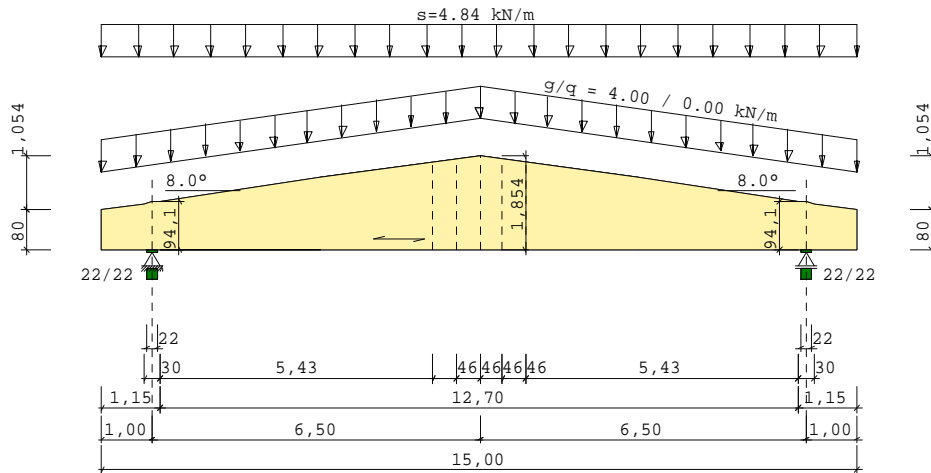
system lengths			
symmetric			<input checked="" type="checkbox"/>
span	L1 [m]		6,500
	L2 [m]		6,500
cantilever left	Lk1 [m]		1,000
	Lk2 [m]		1,000
horiz. length	a1 [m]		0,150
	a2 [m]		0,150
	b1 [m]		0,150
	b2 [m]		0,150
height of supp.	H1 [m]		0,000
	H2 [m]		0,000
horizontal fixed	support		left
truss spacing	e [m]		1,00
transverse bracing field	a [m]		0,00
transverse bracing cant. left	a [m]		0,00
transverse bracing cant. right	a [m]		0,00

a) Podmeniji v meniju Sistem

b) Podmeni sistemska dolžina, kjer nastavimo parametre

Slika 3.4.8: Sistem

Podobno je pri ostalih menijih s podmeniji.



Slika 3.4.9: Model obravnavanega nosilca z obtežbo v programu D10

Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali z rezultati, ki jih je izračunal program D10

Rezultati programa D10 so v prilogi G.

Preglednica 13: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali z rezultati, ki jih je izračunal program D10

Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu D10	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa D10 [%]
1) MSN			
$\eta_v$	0,39	0,41	+5,13
$\eta_{m,slème}$	0,12	0,13	+8,33
$\eta_{t,90}$	0,325	0,34	+4,62
$\eta_{m,\alpha,c}$	0,125	0,13	+0,0
$\eta_{m,0,t}$	0,176	0,18	+0,0
2) MSU			
$w_{inst}$	0,39cm	0,39cm	+0,0
$w_{inst,g}$	0,212cm	0,21cm	+0,0
$w_{inst,q}$	0,178cm	0,18cm	+0,0
$\eta_{w,inst}$	0,089	0,089	+0,0
$w_{fin}$	0,517cm	0,51cm	+0,0
$w_{inst}$	0,099	0,098	+0,0

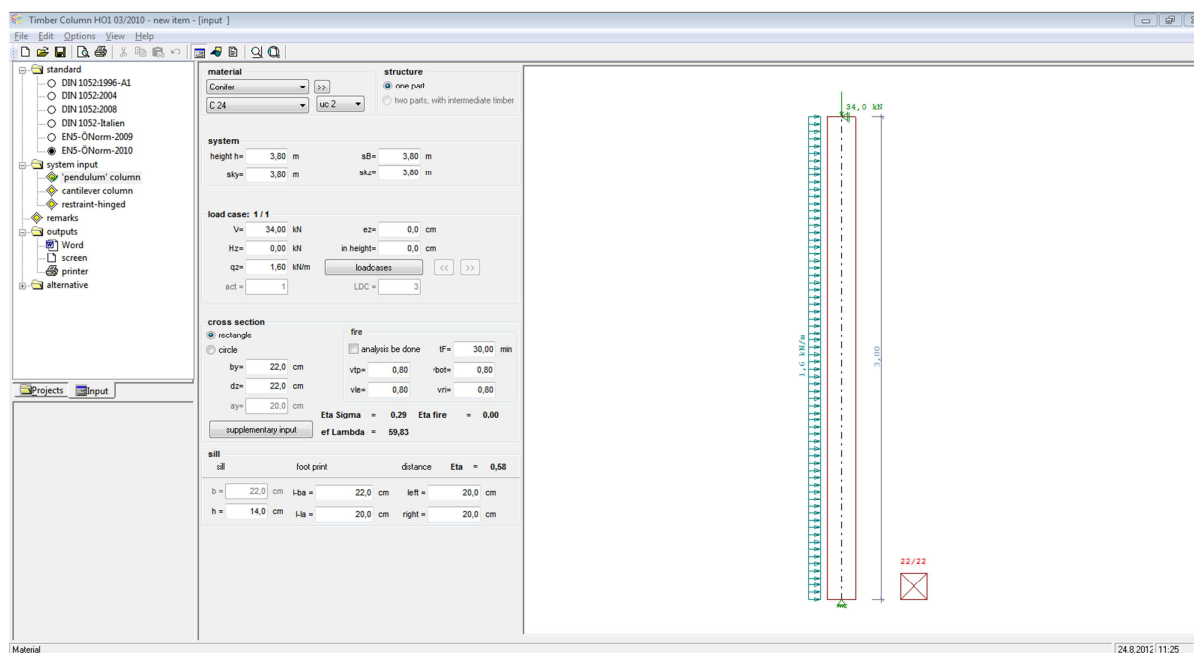
Dobljeni rezultati so zelo podobni rezultatom, ki smo jih dobili v programu D10. Program je primeren za račun lepljenih lameliranih nosilcev.

### 3.5 Leseni steber HO1

Program	Name	Version	Date
Timber Construction			
DLTVH	Composite Timbre Beam	01/10	27.3.2012
FWT	Latticed Girder Timber/Steel	01/10	27.3.2012
HO1	Timber Column	03/10	27.3.2012
HO2	Timber Connection With Offset	03/10	27.3.2012
HO3	Tension Joint	01/10	27.3.2012
HO3N	Zugstoss Holz (Neu)	02/10	27.3.2012

Slika 3.5.1 Leseni steber (*ang. timber column* – HO1)

Leseni steber HO1 je eden izmed programov modula lesene gradnje. Program se odlikuje po enostavni uporabi in hitrem izračunu. Podobno kot ostali programi programske opreme Frilo, tudi program Leseni steber HO1 ponuja hiter izpis z grafiko. Namenjen je v projektiranju lesenih stebrov.



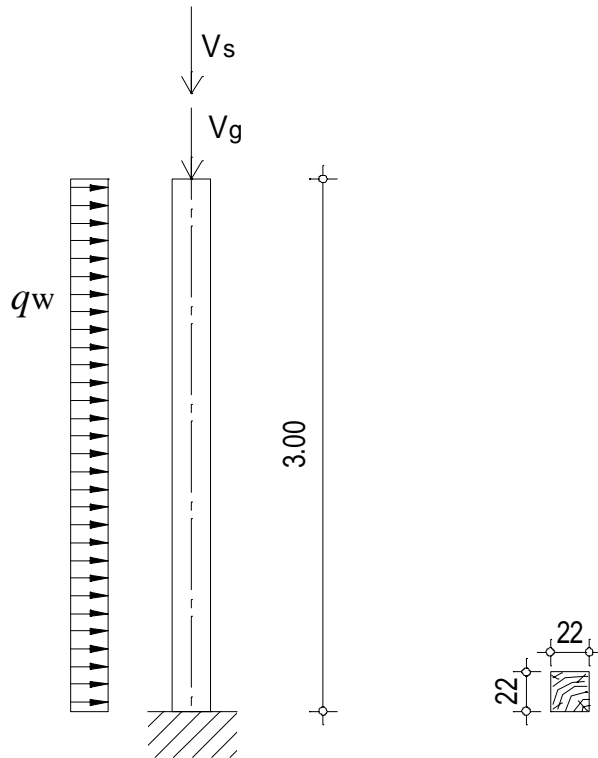
Slika 3.5.2: Glavno okno programa Leseni steber – HO1

Ko odpremo program, se nam prikaže okno, ki je razdeljeno na tri dele. V prvem delu je drevesna struktura. Oblika izpisa rezultatov je vnaprej določena in je uporabnik ne more spreminjati. V srednjem delu določamo parametre. Na desni strani je dinamični grafični izpis.

### Primer 3.5: Leseni steber

Projektirajmo steber, ki podpira lepljeni lamelirani nosilec iz primera 3.4.

Zasnova



Slika 3.5.3: Statični model lesenega stebra

Material

Les C22

- $f_{m,k} = 2,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična upogibna trdnost
- $f_{t,0,k} = 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,k} = 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična natezna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{c,0,k} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,k} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,k} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična strižna trdnost
- $E_{0,mean} = 1000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... srednji modul elastičnosti, vzporedno s smerjo vlaken
- $E_{0,05} = 670 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... modul elastičnosti, vzporedno s smerjo vlaken
- $E_{90,mean} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... modul elastičnosti, pravokotno na smer vlaken
- $G_{mean} = 63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... strižni modul lesa
- $\rho_k = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ... karakteristična gostota lesa
- $\rho_{mean} = 410 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ... srednja gostota lesa

Delni varnostni faktor  $\gamma_M$  lepljenega lameliranega lesa ima vrednost 1,30. Korekcijski faktor  $k_{mod}$  ima vrednost 0,9 v razredu uporabe 2 in razredu trajanja obtežbe kratkotrajni vpliv. Projektne trdnosti izračunamo po enačbi

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

- $f_{m,g,d} = 1,523 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna upogibna trdnost
- $f_{t,0,g,d} = 0,969 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{t,90,g,d} = 0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna natezna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{c,0,g,d} = 1,385 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,g,d} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{v,g,d} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  – projektna strižna trdnost

#### Obtežba

- stalna obtežba:  $V_g = 30,32\text{kN}$
- spremenljiva obtežba – sneg:  $V_s = 36,34\text{kN}$
- spremenljiva obtežba – veter:  $q_w = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### Kombinacija

Najbolj kritična je kombinacija, v kateri je veter prevladujoča obtežba

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{QW} \cdot Q_{w,k} + \psi_{0,s} \cdot \gamma_{QS} \cdot Q_{s,k}$$

#### Obremenitev

$$N_x = 1,35 \cdot V_g + 0,75 \cdot 1,5 \cdot V_s = 1,35 \cdot (-30,3\text{kN}) + 0,5 \cdot 1,5 \cdot (-36,3\text{kN}) = -68,1\text{kN}$$

$$M_{y,d} = 1,50 \cdot q_w \cdot \frac{L^2}{2} = 1,5 \cdot 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(3\text{m})^2}{2} = 10,8\text{kNm}$$

$$V_{z,d} = 1,50 \cdot q_w \cdot L = 1,5 \cdot 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3\text{m} = 7,2\text{kN}$$

#### Projektiranje lesenega stebra

##### 1) Uklonski koeficienti

Po standardu Evrokod 5 preverimo tlačene elemente izpostavljene nevarnosti uklona, če imamo opravka z vitkimi elementi.

$$\lambda = \frac{l_u}{i_y} = \frac{l_u}{\sqrt{\frac{I_y}{A_x}}} = \frac{600\text{cm}}{\sqrt{\frac{(22\text{cm})^4}{12 \cdot (22\text{cm})^2}}} = 94,475 \dots \text{vitkost elementa}$$

$$l_u = 2 \cdot L = 2 \cdot 3\text{m} = 6\text{m} = 600\text{cm} \dots \text{uklonska dolžina}$$

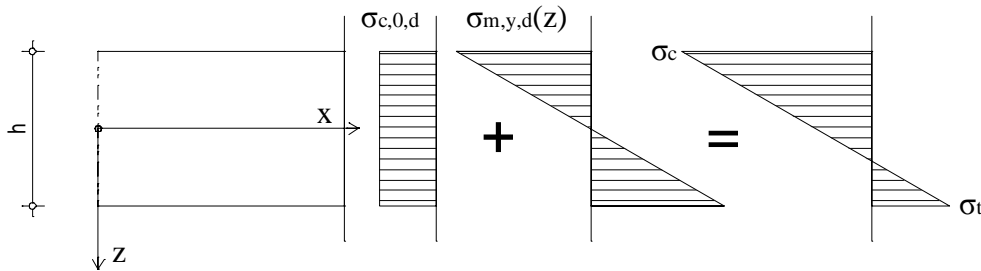
$$I_y = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{b^3 \cdot b}{12} = \frac{22^4 \text{cm}^4}{12} \dots \text{vztrajnostni moment prečnega prereza}$$

$$A_x = b \cdot h = b^2 = 22^2 \text{ cm}^2 \dots \text{površina prečnega prereza}$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{94,475}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{670 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,64 \dots \text{relativna vitkost}$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,979 + \sqrt{1,979^2 - 1,64^2}} = 0,324 \dots \text{uklonski koeficient}$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (1,64 - 0,3) + 1,64^2] = 1,979$$



Slika 3.5.4: Potek napetosti v prečnem prerezu elementa

## 2) Tlačne napetosti v primeru uklona

Ker je  $\lambda_{rel} = 1,64 > 0,3$ , imamo opravka z vitkim elementom, pri katerem je potrebno upoštevati nevarnost uklona.

$$\eta_c = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{1}{0,324} \cdot \frac{68,1 \text{ kN}}{(22 \text{ cm})^2} \cdot \frac{1}{1,385 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{1080 \text{ kNcm} \cdot 6}{(22 \text{ cm})^3} \cdot \frac{1}{1,523 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,713} \leq 1,$$

## 3) Strižne napetosti

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A_x} \leq f_{v,d},$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{7,2 \text{ kN}}{0,67 \cdot (22 \text{ cm})^2} = 0,0333 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$\eta_v = \frac{0,033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,201.$$

Primerjava rezultatov, izračunanih z enačbami, z rezultati programa HO1

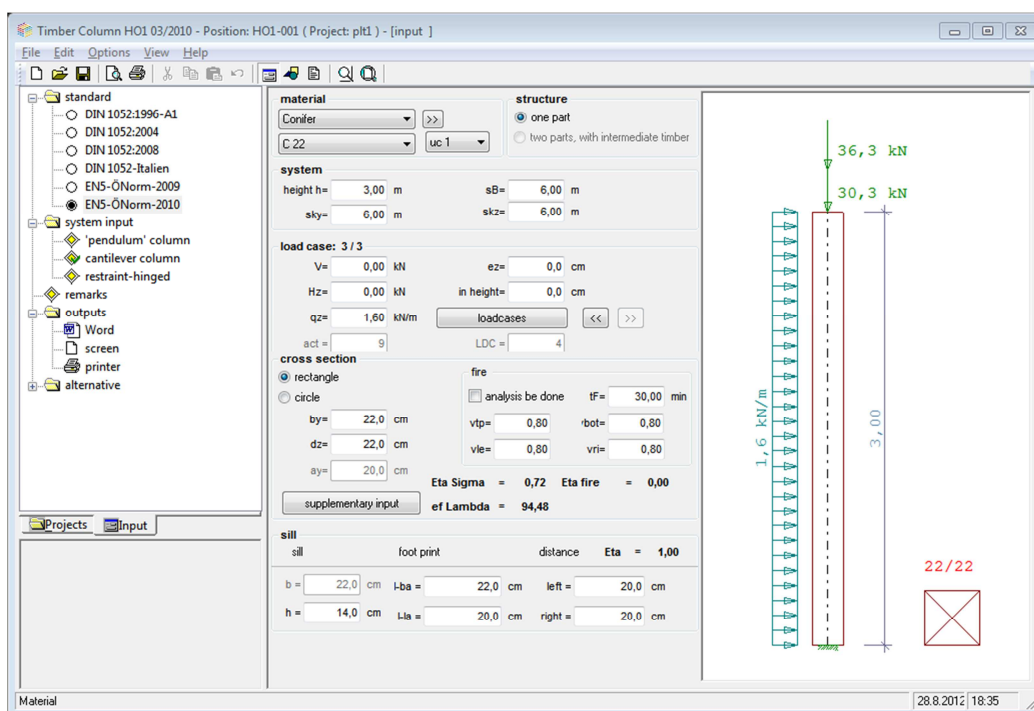
Rezultati programa HO1 so v prilogi H.

Preglednica 14: Primerjava rezultatov, izračunanih z enačbami, z rezultati programa HO1

Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu HO1	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa HO1 [%]
<b>Steber</b>			
$\eta_v$	0,201	0,20	+0,0
$\eta_{c,uklon}$	0,713	0,72	+0,98

Razlike med rezultati so zelo majhne ali jih ni. Program je primeren za račun lesenih stebrov.

Projektiranje v programu HO1



Slika 3.5.5: Nastavljeni parametri

Act	V	Fac	ez	Hz	xHz	qz	visible	KLED
1	99	30,29	1,00	0,00	0,00	0,00	<input checked="" type="checkbox"/>	1
2	10	36,30	1,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>	4
3	9	0,00	1,00	0,00	0,00	1,60	<input type="checkbox"/>	4
4	0							
5								

Slika 3.5.6: Obtežni primeri v programu HO1

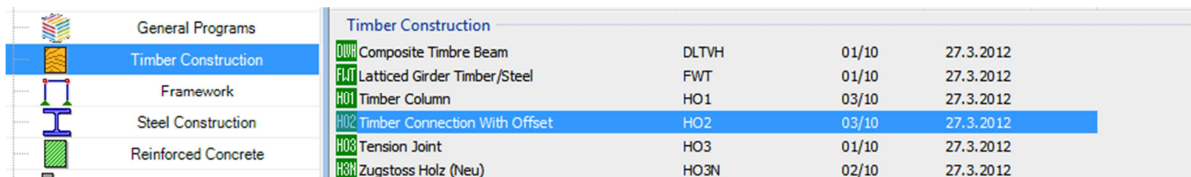
Izračun se izvaja sproti med vstavljanjem podatkov.



**Eta Sigma = 0,72    Eta fire = 0,00**  
**ef Lambda = 94,48**

Slika 3.5.7: Sproti izračunani rezultati

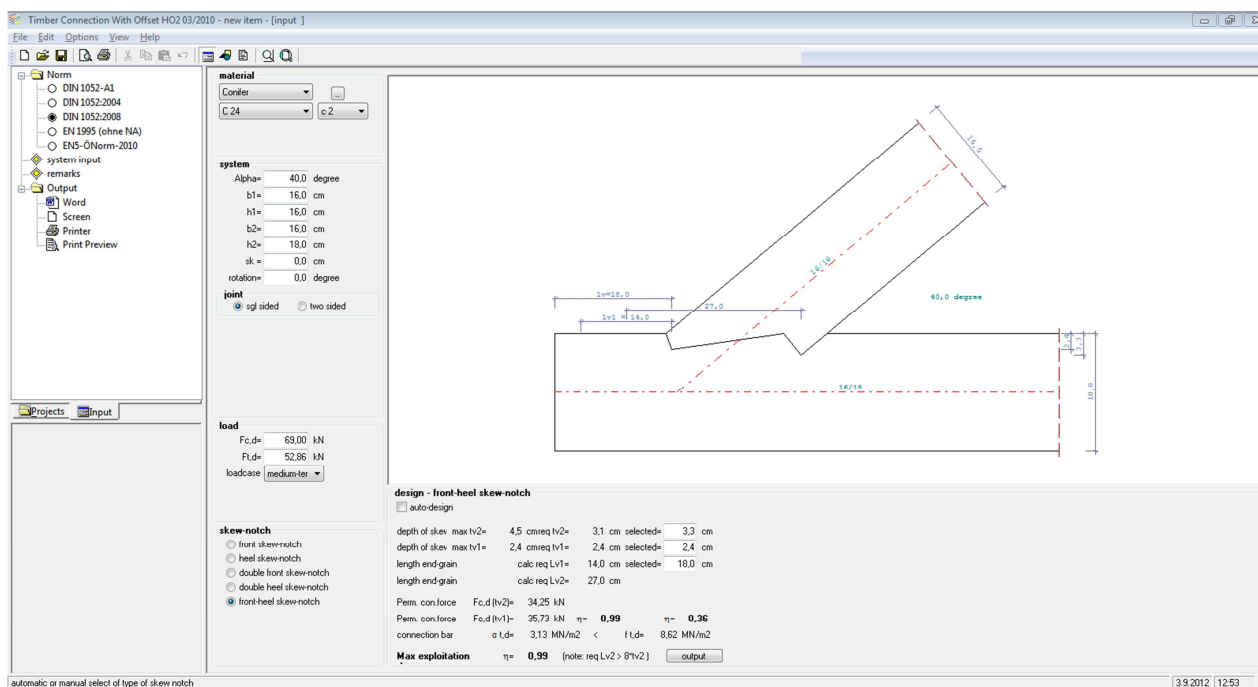
### 3.6 Leseni priključek z zasekom HO2



Slika 3.6.1: Leseni priključek z zasekom (*ang. timber connection with offset – HO2*)

Programska oprema Frilo ponuja poleg programov, ki računajo posamezne elemente, tudi programe za izračun detajlov. Veliko se jih nahaja pod moduli jeklena gradnja, lesena gradnja in betonske konstrukcije.

Leseni priključek z zasekom je detajl lesene konstrukcije. V detajlu določimo kontaktne napetosti in preverimo, če kontaktne površine prenesejo obremenitve.



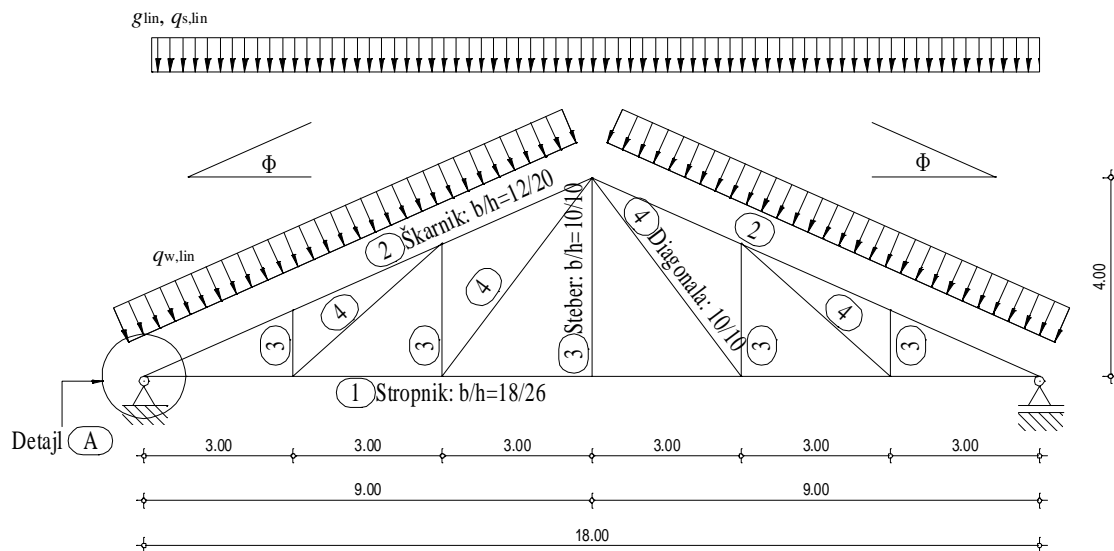
Slika 3.6.2: Glavno okno programa leseni priključek z zasekom – HO2

Program je razdeljen na tri okna, na glavno drevo, na del, kjer vnašamo podatke, in na okno z dinamičnim grafičnim izrisom. Drevesna struktura vsebuje izbiro standarda in način izpisa. V oknu za vnos podatkov so parametri, potrebni za izračun. Pod obtežbo se nahaja način stikovanja.

### Primer 3.6: Leseni priključek z zasekom

Zasnova celotnega paličja

V programu imamo pet različnih možnosti oblikovanja lesenega priključka.



Slika 3.6.3: Statični model lesenega strešnega paličnega nosilca

Notranje sile v paličnem nosilcu izračunamo s pomočjo programa palični nosilec les/jeklo – FTW (ang. *latted girder timber/steel*).

Material

Les C30

- $f_{m,k} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična upogibna trdnost
- $f_{c,0,k} = 2,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{c,90,k} = 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{t,0,k} = 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{v,k} = 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... karakteristična strižna trdnost

Delni varnostni faktor  $\gamma_M$  lepljenega lameliranega lesa ima vrednost 1,30. Korekcijski faktor  $k_{mod}$  ima vrednost 0,8 v razredu uporabe 2 in razredu trajanja obtežbe srednje trajni vpliv. Projektne trdnosti izračunamo po enačbi

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

- $f_{m,d} = 1,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna upogibna trdnost
- $f_{c,0,d} = 1,415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna tlačna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken

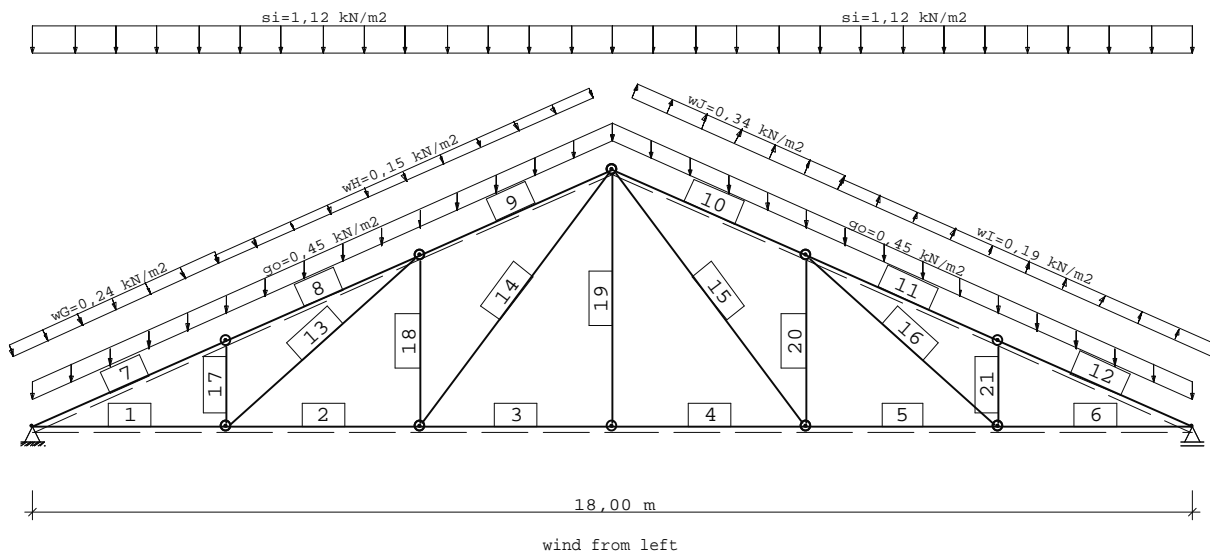
- $f_{c,90,d} = 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna tlačna trdnost, pravokotno na smer vlaken
- $f_{t,0,d} = 1,108 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna natezna trdnost, vzporedno s smerjo vlaken
- $f_{v,d} = 0,185 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  ... projektna strižna trdnost

### Mere

- škarnik:  $b/h = 12/20\text{cm}$
- stropnik:  $b/h = 18/26\text{cm}$
- steber:  $b/h = 10/10\text{cm}$
- diagonala:  $b/h = 10/10\text{cm}$
- dolžina:  $L = 18\text{m}$
- višina v slemenu:  $H = 4\text{m}$
- število polj:  $n = 6$
- kot  $\Phi = 23,962^\circ \cong 24^\circ$
- razdalja med nosilci:  $e = 2\text{m}$

### Obtežba

- stalna obtežba:  $g_k = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- spremenljiva obtežba – sneg:  $q_{s,k} = 1,12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- spremenljiva obtežba – veter:  $q_{w,k} = 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

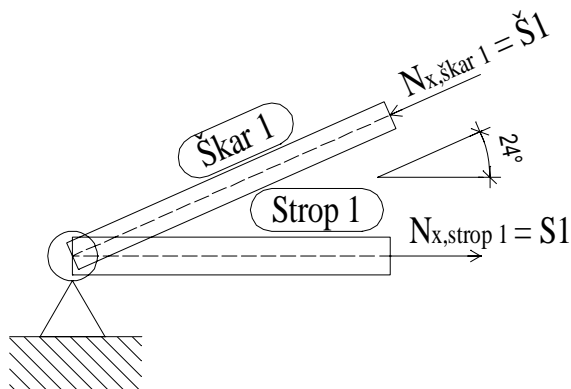


Slika 3.6.4: Statični model iz programa FTW

### Kombinacije v mejnem stanju nosilnosti

- trajna (P):  $\gamma_g \cdot g_k$
- srednja (M):  $\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_{s,k}$
- kratkotrajna (S):  $\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_{s,k} + \Psi_0 \cdot \gamma_k \cdot q_{w,k}$

### Notranje osne sile



Slika 3.6.5: Notranje osne sile v detajlu A

Preglednica 15: Notranje osne sile v detajlu A pri različnih kombinacijah obtežbe

Kombinacija/ Notranja osna sila	(P)	(M)	(S)
$\check{S}_{1,d}$	-39,0kN	-102,7kN	-103,7kN
$S_{1,d}$	35,6kN	93,8kN	94,7kN

Določitev kritične kombinacije

$$\frac{\check{S}_{1,d}^{(M)}}{\check{S}_{1,d}^{(S)}} = \frac{-102,7\text{kN}}{-103,7\text{kN}} = 0,990 > \frac{k_{mod}^{(M)}}{k_{mod}^{(S)}} = \frac{0,8}{0,9} = 0,889$$

Merodajna kombinacija je (M)

$$\check{S}_{1,d} = -102,7\text{kN in } S_{1,d} = 93,8\text{kN}$$

Dimenzioniranje priključka

Določene izraze, ki smo jih uporabili v nadaljnem izračunu, povzamemo po literaturi (Frilo, Nemetschek, 2011).

1) Račun trdnosti materiala pod kotom  $\Phi^*$

$$f_{c,\Phi^*,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\left(\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}}\right) \cdot \sin^2 \Phi + \cos^2 \Phi}$$

$$k_{c,90} = 1$$

1.  $\Phi^* = \frac{\Phi}{2}$  ... čelni stik

$$f_{c,\frac{\Phi}{2},d} = \frac{1,415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{1,415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\left(1 \cdot 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)} \cdot \sin^2 12^\circ + \cos^2 12^\circ} = 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2.  $\Phi^* = \Phi$  ... stik s peto

$$f_{c,\Phi,d} = \frac{1,415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{1,415 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\left(1 \cdot 0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)} \cdot \sin^2 24^\circ + \cos^2 24^\circ} = 0,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

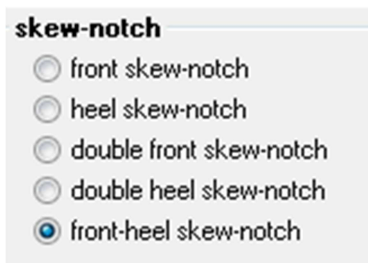
2) Največja dovoljena poglobitev  $t_v$

Če je  $0^\circ \leq \Phi^* \leq 50^\circ$ , potem je največja dovoljena poglobitev

$$t_{v,max} = \frac{h_2}{4} = \frac{26\text{cm}}{4} = 6,5\text{cm}.$$

Računska širina  $b$  je enaka

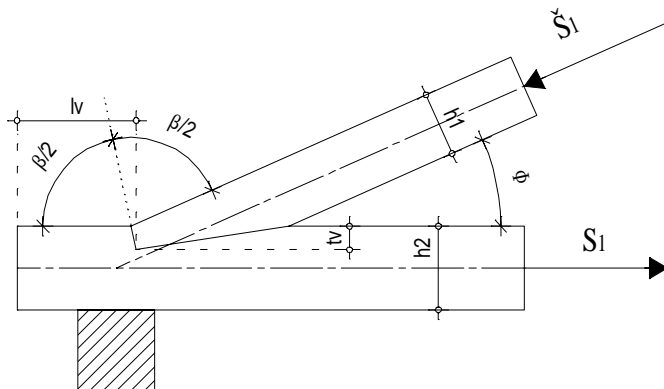
$$b = \min(b_1, b_2) = 12\text{cm}$$



Slika 3.6.6: Načini stikovanja lesenega priključka v programu HO2

### 3) Dimenzioniranje po posameznih primerih

#### 1. način: Čelno stikovanje

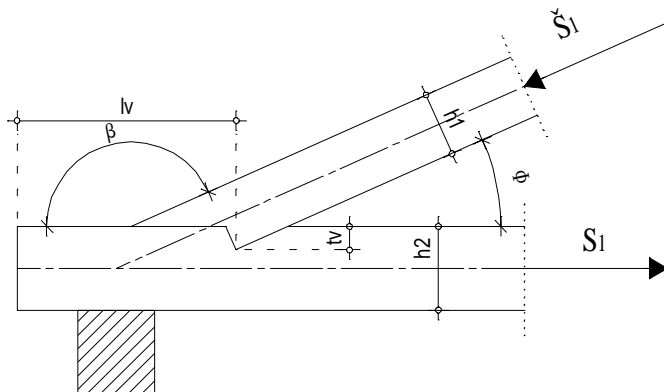


Slika 3.6.7: Detajl čelnega stikovanja

$$t_{v,potr} = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos^2 \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c,\frac{\Phi}{2},d}} = \frac{102,7\text{kN} \cdot \cos^2 12}{12 \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 7,67\text{cm}$$

$t_{v,potr} = 7,67\text{cm} > t_{v,max} = 6,5\text{cm}$  ... potrebna poglobitev presega največjo dovoljeno, zato enojno čelno stikovanje pri določenih merah lesenih elementov ni izvedljivo.

#### 2. način: Stikovanje s peto

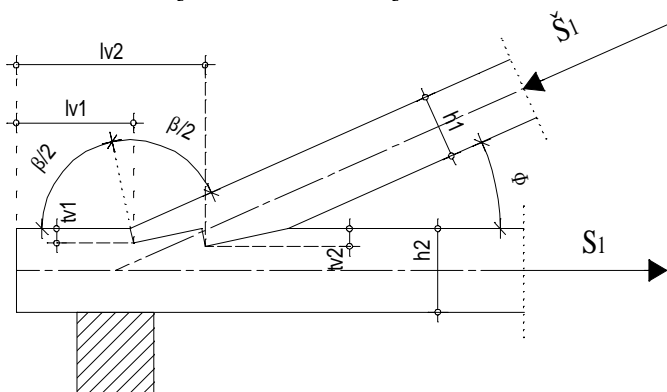


Slika 3.6.8: Detajl stikovanja s peto

$$t_{v,potr} = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi}{b \cdot f_{c,\Phi,d}} = \frac{102,7\text{kN} \cdot \cos 24}{12 \cdot 0,630 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 12,41\text{cm}$$

$t_{v,potr} = 12,41\text{cm} > t_{v,max} = 6,5\text{cm}$  ... potrebna poglobitev presega največjo dovoljeno, zato enojno stikovanje s peto pri določenih merah lesenih elementov ni izvedljivo.

## 3. način: Dvojno čelno stikovanje



Slika 3.6.9: Detajl dvojnega čelnega stikovanja

V primeru dvojnega čelnega stikovanja imamo dva zaseka, s poglobitvama  $t_{v1}$  in  $t_{v2}$ .

- $t_{v1,max}$  ... največja velikost prvega zaseka
- $t_{v1,potr}$  ... najmanjša potrebna velikost prvega zaseka
- $t_{v1,izbr}$  ... izbrana vrednost velikosti prvega zaseka
- $t_{v2,max}$  ... največja velikost drugega zaseka
- $t_{v2,potr}$  ... najmanjša potrebna velikost drugega zaseka
- $t_{v2,izbr}$  ... izbrana vrednost velikosti drugega zaseka

Največja zadnja poglobitev  $t_{v2,max}$  je enaka

$$t_{v2,max} = t_{v,max} = 6,5\text{cm.}$$

Največja prva poglobitev  $t_{v1,max}$  je odvisna od izbrane druge poglobitve  $t_{v2,izbr}$ . Največja vrednost prve poglobitve je

$$t_{v1,max} < t_{v2,izbr} \cdot 0,8.$$

Izraz za določitev najmanjše vrednosti poglobitve  $t_{v1,potr}$  je

$$t_{v1,potr} = \frac{\left( \frac{\check{s}_1}{\cos \frac{\Phi}{2}} \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c, \frac{\Phi}{2}, d}}{\cos^2 \frac{\Phi}{2}} \right) \cdot \cos^2 \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c, \frac{\Phi}{2}, d}} = \frac{\check{s}_1 \cdot \cos \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c, \frac{\Phi}{2}, d}} - t_{v2,izbr}.$$

Iskani  $t_{v2,potr}$  je najmanjša možna vrednost  $t_{v2,izbr}$

$$\left| t_{v1,max} - t_{v1,potr} \right| = \left| t_{v2,izbr} \cdot 0,8 - \frac{\check{s}_1 \cdot \cos \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c, \frac{\Phi}{2}, d}} + t_{v2,izbr} \right| = \left| t_{v2,izbr} \cdot 1,8 - \frac{\check{s}_1 \cdot \cos \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c, \frac{\Phi}{2}, d}} \right| = 0,$$

$$t_{v2,potr} = 4,3\text{cm.}$$

Izberemo  $t_{v2,izbr} = 4,5\text{cm.}$

Mejni vrednosti prve poglobitve sta

$$t_{v1,max} = t_{v2,izbr} \cdot 0,8 = 4,5\text{cm} \cdot 0,8 = 3,6\text{cm,}$$



$$t_{v1,potr} = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \frac{\Phi}{2}}{b \cdot f_{c,\frac{\Phi}{2},d}} - t_{v2,izbr} = \frac{102,7 \text{ kN} \cdot \cos 12^\circ}{12 \text{ cm} \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - 4,5 \text{ cm} = 3,3 \text{ cm}.$$

Izberemo  $t_{v1,izbr} = 3,5 \text{ cm}$ .

Kontaktne sile

$$\check{S}_{1,1} = \frac{t_{v1,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\frac{\Phi}{2},d}}{\cos^2 \frac{\Phi}{2}} = \frac{3,5 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\cos^2 12^\circ} = 46,88 \text{ kN}$$

$$\check{S}_{1,2} = \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\frac{\Phi}{2},d}}{\cos^2 \frac{\Phi}{2}} = \frac{4,5 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\cos^2 12^\circ} = 60,28 \text{ kN}$$

Izkoriščenost prereza

$$\eta_c = \frac{\check{S}_1}{\check{S}_{1,1} + \check{S}_{1,2}} \cdot \frac{1}{\cos \frac{\Phi}{2}} = \frac{102,7 \text{ kN}}{46,88 \text{ kN} + 60,28 \text{ kN}} \cdot \frac{1}{\cos 12^\circ} = 0,98$$

Potrebne dolžine strižnih ravnin  $l_{v,i}$

$$l_{v1} = \frac{\check{S}_{1,1}}{b_2 \cdot f_{vd}} \cdot \frac{1}{\cos \frac{\Phi}{2}} = \frac{46,88 \text{ kN}}{18 \text{ cm} \cdot 0,183 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{1}{\cos 12^\circ} = 13,9 \text{ cm}$$

$$l_{v2} = l_v = \frac{\check{S}_1}{b_2 \cdot f_{vd}} \cdot \frac{1}{\cos \frac{\Phi}{2}} = \frac{102,7 \text{ kN}}{18 \text{ cm} \cdot 0,183 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{1}{\cos 12^\circ} = 30,5 \text{ cm}$$

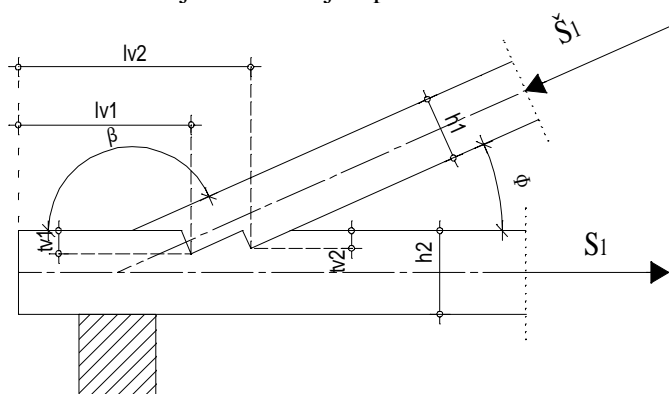
Natezne napetosti v strešnem nosilcu

$$\sigma_t = \frac{F_d}{b_2 \cdot (h_2 - t_{v2,izbr})} + \frac{3 \cdot F_d \cdot t_v}{b_2 \cdot (h_2 - t_{v2,izbr})^2} \cdot \frac{f_{t,0,d}}{f_{m,d}}$$

$$\sigma_t = \frac{93,8 \text{ kN}}{18 \text{ cm} \cdot (26 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm})} + \frac{3 \cdot 93,8 \text{ kN} \cdot 4,5 \text{ cm}}{18 \text{ cm} \cdot (26 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm})^2} \cdot \frac{1,108}{1,84} = \boxed{0,334 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$\eta_t = \frac{\sigma_t}{f_{t,0,d}} = \frac{0,334 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,108 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \boxed{0,3015}$$

## 4. način: Dvojno stikovanje s peto



Slika 3.6.10: Detajl dvojnega stikovanja s peto

Največja druga poglobitev  $t_{v2,max}$  je enaka

$$t_{v2,max} = t_{v,max} = 6,5\text{cm.}$$

Izrazi za določitev najmanjše poglobitve  $t_{v2,potr}$  so

$$\check{S}_{1,2,mejno} = \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\Phi,d}}{\cos \Phi},$$

$$\check{S}_1 = \check{S}_{1,1} + \check{S}_{1,2,mejno},$$

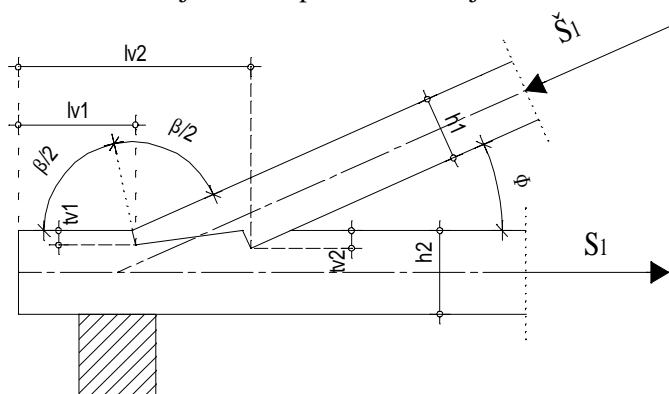
$$t_{v1,potr} = \frac{\check{S}_{1,1} \cdot \cos \Phi}{b \cdot f_{c,\Phi,d}}.$$

$$\left| t_{v2,izbr} \cdot 1,8 - \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi}{b \cdot f_{c,\Phi,d}} \right| = 0,$$

$$t_{v2potr} = 6,86\text{cm}$$

Spodnja meja presega zgornjo, zato dvojno stikovanje s peto pri določenih merah lesenih elementov ni izvedljivo.

## 5. način: Dvojno čelno-petno stikovanje



Slika 3.6.11: Detajl dvojnega čelno-petnega stikovanja

Največja druga poglobitev  $t_{v2,max}$  je enaka

$$t_{v2,max} = t_{v,max} = 6,5\text{cm}.$$

Izrazi za določitev najmanjše poglobitve  $t_{v2,potr}$  so

$$\check{S}_{1,2,mejno} = \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\Phi,d}}{\cos \Phi},$$

$$\frac{\check{S}_1}{\cos \Phi/2} = \check{S}_{1,1} + \frac{\check{S}_{1,2,mejno}}{\cos \Phi/2},$$

$$t_{v1,potr} = \frac{\check{S}_{1,1} \cdot \cos^2 \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}},$$

$$t_{v1,potr} = \frac{\left( \frac{\check{S}_1}{\cos \Phi/2} - \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\Phi,d}}{\cos \Phi/2 \cdot \cos \Phi} \right) \cdot \cos^2 \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}} = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}} - t_{v2,izbr} \cdot \frac{\cos \Phi/2}{\cos \Phi} \cdot \frac{f_{c,\Phi,d}}{f_{c,\Phi/2,d}}.$$

Iskani  $t_{v2,potr}$  je najmanjša možna vrednost  $t_{v2,izbr}$ .

$$|t_{v1,max} - t_{v1,potr}| = \left| t_{v2,izbr} \cdot 0,8 - \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}} + t_{v2,izbr} \cdot \frac{\cos \Phi/2}{\cos \Phi} \right| = 0,$$

$$\left| t_{v2,izbr} \cdot \left( 0,8 + \frac{\cos \Phi/2}{\cos \Phi} \cdot \frac{f_{c,\Phi,d}}{f_{c,\Phi/2,d}} \right) - \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}} \right| = 0,$$

$$t_{v2,potr} = 5,4\text{cm}.$$

Izberemo  $t_{v2,izbr} = 5,5\text{cm}$ .

Mejni vrednosti prve poglobitve sta

$$t_{v1,max} = t_{v2,izbr} \cdot 0,8 = 5,5\text{cm} \cdot 0,8 = 4,4\text{cm},$$

$$t_{v1,potr} = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi/2}{b \cdot f_{c,\Phi/2,d}} - t_{v2,izbr} \cdot \frac{\cos \Phi/2}{\cos \Phi} \cdot \frac{f_{c,\Phi,d}}{f_{c,\Phi/2,d}} = \frac{102,7\text{kN} \cdot \cos 12^\circ}{12\text{cm} \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - 5,5 \cdot \frac{\cos 12^\circ}{\cos 24^\circ} \cdot \frac{0,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,4\text{cm}.$$

Izberemo  $t_{v1,izbr} = 4,5\text{cm}$ .

Kontaktne sile

$$\check{S}_{1,1} = \frac{t_{v1,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\Phi/2,d}}{\cos^2 \Phi/2} = \frac{4,5\text{cm} \cdot 12\text{cm} \cdot 1,068 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\cos^2 12^\circ} = 60,28\text{kN}$$

$$\check{S}_{1,2} = \frac{t_{v2,izbr} \cdot b \cdot f_{c,\Phi,d}}{\cos \Phi} = \frac{5,5\text{cm} \cdot 12\text{cm} \cdot 0,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\cos 24^\circ} = 45,51\text{kN}$$

Izkoriščenost prereza

$$\eta_c = \frac{\frac{\check{S}_1}{\cos \frac{\Phi}{2}}}{\check{S}_{1,1} + \frac{\check{S}_{1,2}}{\cos \frac{\Phi}{2}}} = \frac{\frac{102,7\text{kN}}{\cos 12^\circ}}{60,28\text{kN} + \frac{45,51\text{kN}}{\cos 12^\circ}} = 0,983$$

Potrebne dolžine strižnih ravnin  $l_{v,i}$

$$l_{v1} = \frac{\check{S}_{1,1} \cdot \cos \frac{\Phi}{2}}{b_2 \cdot f_{vd}} = \frac{60,28\text{kN} \cdot \cos 12^\circ}{18\text{cm} \cdot 0,183 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 17,9\text{cm}$$

$$l_{v2} = l_v = \frac{\check{S}_1 \cdot \cos \Phi}{b_2 \cdot f_{vd}} = \frac{102,7\text{kN} \cdot \cos 24^\circ}{18\text{cm} \cdot 0,183 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 28,5\text{cm}$$

Natezne napetosti v strešnem nosilcu

$$\sigma_t = \frac{F_d}{b_2 \cdot (h_2 - t_{v2,izbr})} + \frac{3 \cdot F_d \cdot t_v}{b_2 \cdot (h_2 - t_{v2,izbr})^2} \cdot \frac{f_{t,0,d}}{f_{m,d}}$$

$$\sigma_t = \frac{93,8\text{kN}}{18\text{cm} \cdot (26\text{cm} - 5,5\text{cm})^2} + \frac{3 \cdot 93,8\text{kN} \cdot 5,5\text{cm}}{18\text{cm} \cdot (26\text{cm} - 5,5\text{cm})^2} \cdot \frac{1,108}{1,84} = 3,774$$

$$\eta_t = \frac{\sigma_t}{f_{t,0,d}} = \frac{0,3774 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,108 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,341$$

Primerjava rezultatov, izračunanih z enačbami, in rezultatov programa HO2

Izpis rezultatov programa HO2 je v prilogi I.

Preglednica 16: Primerjava rezultatov, ki smo jih izračunali z enačbami, z rezultati, ki jih je izračunal program HO2

Vrsta rezultata	Rezultat izračunan po enačbah, ki jih priporoča Evrokod	Rezultat izračunan v programu HO2	Razlika med rezultati, ki smo jih izračunali in rezultati iz programa HO2 [%]
3. način: Dvojno čelno stikovanje			
$t_{v2}$	4,5cm	4,5cm	+0,0
$t_{v1}$	3,5cm	3,5cm	+0,0
$\check{S}_{1,1}$	46,88kN	46,89kN	+0,02
$\check{S}_{1,2}$	60,28kN	60,29kN	+0,02
$\eta_c$	0,98	0,96	-2,04
$l_{v1}$	13,9cm	14,0cm	+0,0
$l_{v2}$	30,5cm	32,0cm	+4,91
$\sigma_t$	$0,334 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$0,334 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	+0,0
$\eta_t$	0,301	0,30	+0,0
5. način: Dvojno čelno-petno stikovanje			
$t_{v2}$	5,5cm	5,5cm	+0,0
$t_{v1}$	4,5cm	4,5cm	+0,0
$\check{S}_{1,1}$	60,28kN	58,95kN	-2,21
$\check{S}_{1,2}$	45,51kN	45,57kN	+0,13
$\eta_c$	0,983	0,98	+0,0
$l_{v1}$	17,9cm	18,0cm	+0,02
$l_{v2}$	28,5cm	32,0cm	+12,28
$\sigma_t$	$0,377 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$0,377 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	+0,0
$\eta_t$	0,341	0,34	+0,0

Odstopanje rezultatov je majhno. Program je primeren za račun lesenih stikov.

#### **4 ZAKLJUČEK**

V diplomskem delu smo spoznali način delovanja uporabnejših programov programske opreme Frilo. Izbrali smo nekaj programov in ob reševanju primerov opisali filozofijo programske opreme. Uporaba programske opreme je enostavna, izpis je hiter in pregleden. Projektiranje gradbenega objekta poteka po posameznih konstrukcijskih elementih in detajlih kritičnih mest, kot so stiki, priključki, .... Glede na vrsto problema in izbrani statični model izberemo ustrezen program za statični izračun. Rezultati se v tekstovni in grafični obliki izpišejo v beležko ali v datoteko programa Microsoft Word. Izpis je narejen v preglednični obliki in ga lahko uvozimo v programe, kot so Microsoft Excel, ter uporabimo pri nadaljnjem izračunu. Podjetje Nemetschek Frilo razvija programsko opremo v smeri povezave svojih programov s programom Allplan, kar bo omogočalo še hitrejšo in natančnejšo projektiranje gradbenih konstrukcij.

## Viri

Bratina, S. 2010. *Poslovna stavba 28\_10\_10*.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko%20gradivo-MO.htm>

(Pridobljeno 25. 11. 2010.)

Frilo, Nemetschek - računalniški program. 2010. *Leimholz binder D10 und Brettschichtträger HO4*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/D10-HO4.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/D10-HO4.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Frilo, Nemetschek - računalniški program. 2010. *Anschluss mit Versatz HO2*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/HO2.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/HO2.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Frilo, Nemetschek - računalniški program. 2011. *Holzstütze HO1*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/HO1.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/HO1.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Frilo, Nemetschek- računalniški program. 2012. *Durchlaufträger DLT*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/DLT.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/DLT.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Frilo, Nemetschek- računalniški program. 2012. *GEO – Das Frilo Gebäudemodell*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/GEO.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/GEO.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Frilo, Nemetschek - računalniški program. 2012. *Stahlbetonbemessung B2*.

[http://www.frilo.eu/tl\\_files/frilo/pdf/de/pdf\\_doku/B2.pdf](http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/pdf_doku/B2.pdf)

(Pridobljeno 28. 10. 2012.)

Lopatič, J. 2011. *Betonske konstrukcije I*. Neobjavljeno študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani; Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: loč. pag.

Rogač, R., Saje, F. & Lozej, M. 2005. *Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj*. 1 izd. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

Saje, D. 2012. *1. vaja. Račun kontaktnih napetosti*. [http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Drago/LK/2011\\_2012/Lesene\\_konstrukcije\\_01\\_vaja\\_2012.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Drago/LK/2011_2012/Lesene_konstrukcije_01_vaja_2012.pdf)

(Pridobljeno 26. 9. 2012.)

Saje, D. 2012. *9. vaja Lepljeni nosilci*.

[http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Drago/LK/2011\\_2012/Lesene\\_konstrukcije\\_09\\_vaja\\_2012.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Drago/LK/2011_2012/Lesene_konstrukcije_09_vaja_2012.pdf)

(Pridobljeno 12. 9. 2012.)

Saje, F. & Lopatič, J., 2009. Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij. V: D. Beg & A. Pogačnik, ured. *Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih*. Ljubljana: Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str, loč. pag.

Srpčič, S. 2003. *Mehanika trdnih teles*. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 650 str.

Wagner, I. 2012. *2012-06-28@SIT-Ljubljana!Presentation Frilo Englisch.pptx*. Neobjavljeno študijsko gradivo: loč. pag.

Wagner, I. 2012. *2012-06-28@SIT-Maribor-Ljubljana!Präsentation\_EN.docx*. Neobjavljeno študijsko gradivo: loč. pag.

**Standardi:**

*SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske.*

*SIST EN 1991-1-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcij3 - 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega.*

*SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.*

*SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.*

*SIST RN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1.4: Splošni del - Vpliv vetra.*



## **Priloge**

Priloga A: Armiranobetonski nosilec – DLT

Priloga B: Armaturni načrt – DLT

Priloga C: Leseni neprekinjen nosilec – DLT

Priloga D: Gradbeni model – GEO - horizontalna obtežba

Priloga E: Armiranobetonski prečni prerez – B2

Priloga F: Interakcijski diagram v programu B2

Priloga G: Leseni laminiran nosilec – D10

Priloga H: Leseni steber – HO1

Priloga I: Leseni priključki z zasekom – HO2



## Priloga A: Armiranobetonski nosilec – DLT

Reinforced concrete girder across 3 spans C30/37 E = 33000 N/mm<sup>2</sup>  
 ÖNorm B 1992-1-1:2007-02-01

SYSTEM	Length	Section properties					
Span	l ( m)	bt	ht	b0	h0	bb	hb
1	6.00	constant		30.0	50.0		
2	8.00	constant		30.0	50.0		
3	6.00	constant		30.0	50.0		

Load type: 1=uniform-load over L 2=concentrated load at a  
 (kN,m) 3=single moment at a 4=trapez. ld from a - a+b  
 5=triang. load over L 6=trapezoidal load over L

Span	Type	AG	Gr	g <sub>l/r</sub>	q <sub>l/r</sub>	Factor	Distance	Length	fromPOS	Phi
1	1	B		0.00	8.00	1.00				
2	1	B		0.00	8.00	1.00				
3	1	B		0.00	8.00	1.00				

Beam-related loads (kN,m) Type 11, 14..16 q<sub>approach</sub> about total beam length

Typ	EG	Gr	VK	g <sub>l/r</sub>	q <sub>l/r</sub>	Fac.	Dist.	Lb/Lc	fromPOS	Phi
1	B			15.00	0.00	1.00				

Actions:

No	Cl	Name	ψ0	ψ1	ψ2	γ
B	1	Cat B - offices	0.70	0.50	0.30	1.50

Consequency class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K<sub>Fi</sub> = 1.0 Tab. B3

Results for single-times loads

Span moments maximum ( kNm , kN )

Span	x0 =	Mf	M le	M ri	V le	V ri	komb
1	2.36	64.24	0.00	-87.83	54.36	-83.64	2
2	4.00	79.72	-104.28	-104.28	92.00	-92.00	3
3	3.64	64.24	-87.83	0.00	83.64	-54.36	2

Span moments Minimum ( kNm , kN )

Span	x0 =	Mf	M le	M ri	V le	V ri	komb
1	1.80	25.42	0.00	-104.28	27.62	-62.38	3
2	4.00	32.17	-87.83	-87.83	60.00	-60.00	2
3	4.20	25.42	-104.28	0.00	62.38	-27.62	3

Support moments maximum ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	54.36	54.36	27.62	2
2	-121.08	-121.08	-89.18	94.70	183.88	114.14	5
3	-121.08	-121.08	-94.70	89.18	183.88	114.14	7
4	0.00	0.00	-54.36	0.00	54.36	27.62	2

Support moments Minimum ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	27.62	27.62	3
2	-71.03	-71.03	-56.84	57.30	114.14	4
3	-71.03	-71.03	-57.30	56.84	114.14	6
4	0.00	0.00	-27.62	0.00	27.62	3

Support reactions ( kN )

Column	by g	max q	min q	Fulload	max	min
1	32.36	22.00	-4.74	49.62	54.36	27.62

2	117.64	66.24	-3.50	180.38	183.88	114.14
3	117.64	66.24	-3.50	180.38	183.88	114.14
4	32.36	22.00	-4.74	49.62	54.36	27.62
tot:	300.00	176.48	-16.48	460.00	476.48	283.52

Support reactions ( kN )

	Column 1		Column 2		Column 3		Column 4	
CA	max	min	max	min	max	min	max	min
g	32.4	32.4	117.6	117.6	117.6	117.6	32.4	32.4
B	22.0	-4.7	66.2	-3.5	66.2	-3.5	22.0	-4.7
tot	54.4	27.6	183.9	114.1	183.9	114.1	54.4	27.6

Results for  $\gamma$ -times loadspartial safety factor  $\gamma_G * K_{Fi} = 1.35$  constant along whole girder length

Span moments maximum ( kNm , kN )

Span		Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	komb
1	x0 = 2.38	91.18	0.00	-120.38	76.69	-116.81	B 2
2	x0 = 4.00	112.96	-145.04	-145.04	129.00	-129.00	B 3
3	x0 = 3.62	91.18	-120.38	0.00	116.81	-76.69	B 2

Span moments Minimum ( kNm , kN )

Span		Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	komb
1	x0 = 1.80	21.15	0.00	-118.50	25.25	-64.75	B 3
2	x0 = 4.00	26.17	-93.83	-93.83	60.00	-60.00	B 2
3	x0 = 4.20	21.15	-118.50	0.00	64.75	-25.25	B 3

Support moments maximum ( kNm , kN )

Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	76.69	76.69	25.25	B 2
2	-170.24	-170.24	-125.12	133.05	258.17	112.39	B 5
3	-170.24	-170.24	-133.05	125.12	258.17	112.39	B 7
4	0.00	0.00	-76.69	0.00	76.69	25.25	B 2

Support moments Minimum ( kNm , kN )

Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	25.25	25.25	B 3
2	-68.63	-68.63	-56.44	55.95	112.39	B 4
3	-68.63	-68.63	-55.95	56.44	112.39	B 6
4	0.00	0.00	-25.25	0.00	25.25	B 3

design ÖNorm B 1992-1-1:2007-02-01

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.104 (1)

C30/37 B500(A) normaly ductil

Concrete cover: cv = 3.0 cm >= req cv  
 Reinforcement position: dt = 4.5 cm dB = 6 dS = 12  
 Db = 4.5 cm dB = 6 dS = 12  
 Span reinforcement is not curtailed.

creep factor  $\phi = 2.66$   $\epsilon_{cs} = 0.41$  ‰  $h_0 = 18.80$  cm

All supports identical: conc. b = 24.0 cm

Reduction of the moments of supports &lt;= 15 %

minimum reinforcement EN2 9.2.1.1 (9.1)  $f_{ctm} = 2.90$  N/mm<sup>2</sup>

Cs.no.	req Asb (cm <sup>2</sup> )	req Ast (cm <sup>2</sup> )
1	2.06	2.06 30.0/50.0

Span reinforcement

Span	x	Myd	min Myd	d	kx	Asb	Ast
------	---	-----	---------	---	----	-----	-----

No.	(m)	(kNm)	(kNm)	(cm)		(cm <sup>2</sup> )		komb
1	2.38	91.2		45.5	0.10	4.6	0.0	B 2
	5.40	-101.0	-101.0	45.5	0.11	0.0	5.1	B 5
2	4.00	113.0		45.5	0.12	5.8	0.0	B 3
	0.80	-74.1	-74.1	45.5	0.09	0.0	3.7	B 5
3	3.62	91.2		45.5	0.10	4.6	0.0	B 2
	0.60	-101.0	-101.0	45.5	0.11	0.0	5.1	B 7

on first support are at least 1.1 cm<sup>2</sup> to ancor  
 on last support are at least 1.1 cm<sup>2</sup> to ancor  
 Shear force at FE Support is considered by 50%.

Support reinforcement ÖNORM EN 1992:2007 5.5

Column No.	x (m)	Myd (kNm)	des.. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asb (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	komb
1 ri	0.00	0.0						1
2 le	0.12	-170.2	-130.4	45.5	0.14	0.0	6.7	B 5
2 ri	0.12	-145.0	-129.8	45.5	0.14	0.0	6.7	B 3
3 le	0.12	-145.0	-129.8	45.5	0.14	0.0	6.7	B 3
3 ri	0.12	-170.2	-130.4	45.5	0.14	0.0	6.7	B 7
4 le	0.00	0.0						1

shear force reinforcement B500(A) ÖNorm B 1992-1-1:2007-02-01 6.2

column No.	dist (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm <sup>2</sup> /m)	komb
1 ri	0.54	0.98	59.4	45.0	58.9	706.0	25.0	3.1	B 2
1 *	0.99	0.97	44.8	45.0	58.9	700.1	25.0	3.0~	B 2
2 le	0.58	0.95	-106.6	45.0	66.8	687.8	25.0	5.6	B 5
2 *	1.03	0.97	-91.9	45.0	66.8	700.5	25.0	4.8	B 5
2 ri	0.58	0.96	114.5	45.0	66.7	693.5	25.0	6.0	B 5
2 *	1.03	0.98	99.8	45.0	66.7	704.4	25.0	5.2	B 5
3 le	0.58	0.96	-114.5	45.0	66.7	693.5	25.0	6.0	B 7
3 *	1.03	0.98	-99.8	45.0	66.7	704.4	25.0	5.2	B 7
3 ri	0.58	0.95	106.6	45.0	66.8	687.8	25.0	5.6	B 7
3 *	1.03	0.97	91.9	45.0	66.8	700.5	25.0	4.8	B 7
4 le	0.54	0.98	-59.4	45.0	58.9	706.0	25.0	3.1	B 2
4 *	0.99	0.97	-44.8	45.0	58.9	700.1	25.0	3.0~	B 2

~ at the end of line: minimum stirrup reinforcement

At the following table the loads are specified by their internal numeration.  
 The following table of calculated combinations referenced.  
 to these numbers

Load type: (kN,m)  
 1=uniform-load over L 2=concentrated load at a  
 3=single moment at a 4=trapez.ld from a - a+b  
 5=triang. load over L 6=trapezoidal load over L

No.	span	Type	Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1	1	1	B 2	0.00	8.00			1.00		
4		4	B 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	6.00
2	2	1	B 3	0.00	8.00			1.00		
5		4	B 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	8.00
3	3	1	B 4	0.00	8.00			1.00		
6		4	B 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	6.00

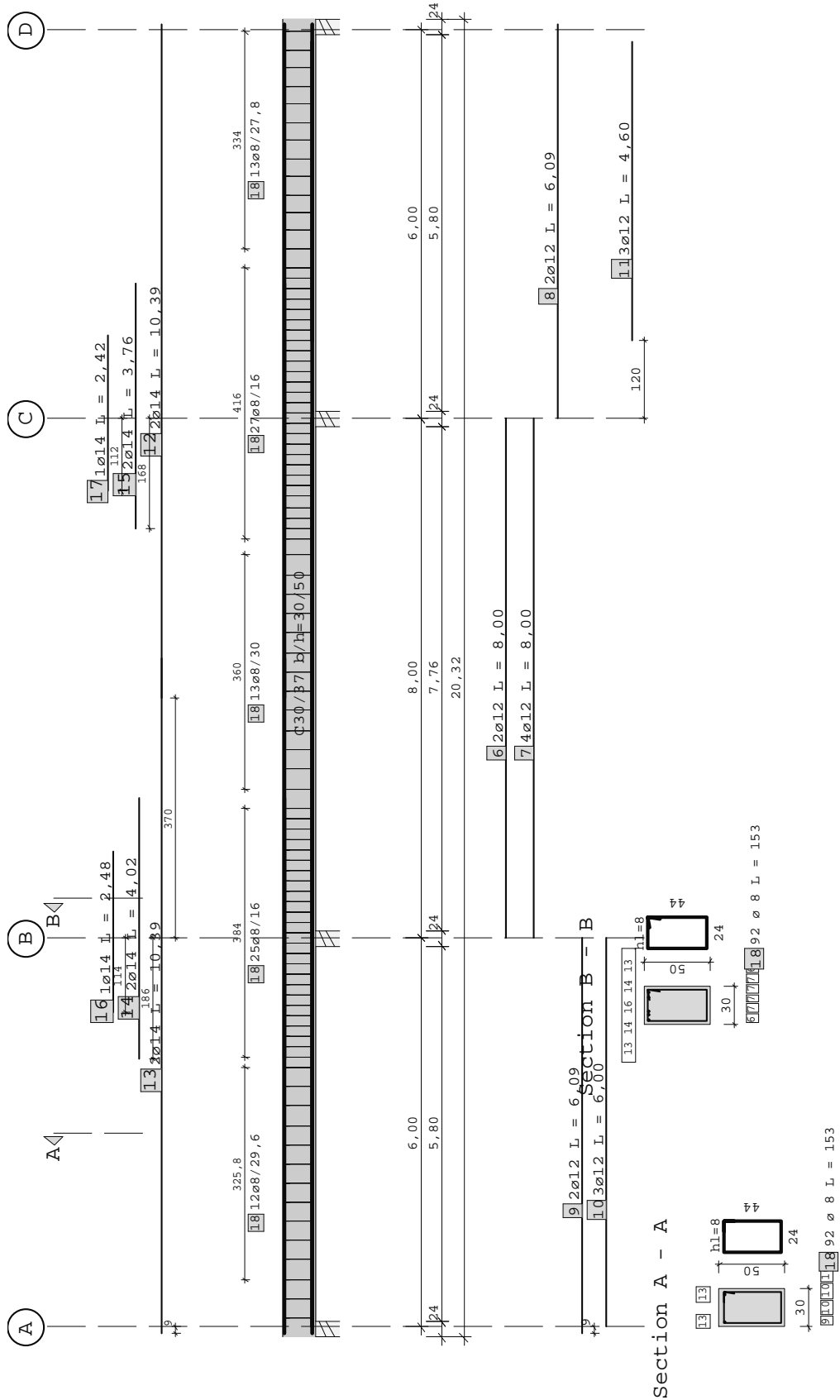
Calculated combinations from 6 Loads

lc	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
	g	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	x	.
2	.	.	x	.	x	.	x
3	.	x	.	x	.	.	x
4	.	.	.	.	.	.	.
5	.	.	.	.	.	.	.
6	.	.	.	.	.	.	.

the combinations above will be managed as followed :  
 while analysizing of ultimate limit states the dead loads will be exceeded  
 all at the same time alternating will be exceeded by GammaG = 1,00 / 1,35.

if in one combination live-loads by different actions  
exists , then will be investigated, which action is  
the dominating action.  
the consequence of load action time will be examinized too.

Priloga B: Armaturni načrt – DLT







## Priloga C: Leseni neprekinjen nosilec – DLT

Timber girder across 3 spans D40

SYSTEM Length Section properties

Span	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	6.00	constant	Twin flange		267500.0 CsNo 1
2	8.00	constant	Twin flange		267500.0 CsNo 1
3	6.00	constant	Twin flange		267500.0 CsNo 1

Querschnittsabmessungen

Q. no.		bt (mm)	ht (mm)	b0 (mm)	h0 (mm)	bb (mm)	hb (mm)
1	Twin flange	300	100	100	500	300	100

Load type: (kN,m)  
 1=uniform-load over L 2=concentrated load at a  
 3=single moment at a 4=trapez.ld from a - a+b  
 5=triang. load over L 6=trapezoidal load over L

Span	Type	AG	Gr	g_l/r	q_l/r	Factor	Distance	Length	fromPOS	Phi
1	1	A		0.00	8.00	1.00				
2	1	A		0.00	8.00	1.00				
3	1	A		0.00	8.00	1.00				

Beam-related loads (kN,m) Type 11, 14..16 q\_approach about total beam length

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fac.	Dist.	Lb/Lc	fromPOS	Phi
1	A			15.00	0.00	1.00				

Actions:

No	Cl	Name	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$	LDC
A	1	Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50	medium

Consequency class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 ->  $K_{Fi} = 1.0$  Tab. B3

Results for single-times loads

Span moments maximum ( kNm , kN )

Span		Mf	M le	M ri	V le	V ri	komb
1	x0 = 2.36	64.24	0.00	-87.83	54.36	-83.64	2
2	x0 = 4.00	79.72	-104.28	-104.28	92.00	-92.00	3
3	x0 = 3.64	64.24	-87.83	0.00	83.64	-54.36	2

Span moments Minimum ( kNm , kN )

Span		Mf	M le	M ri	V le	V ri	komb
1	x0 = 1.80	25.42	0.00	-104.28	27.62	-62.38	3
2	x0 = 4.00	32.17	-87.83	-87.83	60.00	-60.00	2
3	x0 = 4.20	25.42	-104.28	0.00	62.38	-27.62	3

Support moments maximum ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	54.36	54.36	27.62	2
2	-121.08	-121.08	-89.18	94.70	183.88	114.14	5
3	-121.08	-121.08	-94.70	89.18	183.88	114.14	7
4	0.00	0.00	-54.36	0.00	54.36	27.62	2

Support moments Minimum ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	27.62	27.62	3
2	-71.03	-71.03	-56.84	57.30	114.14	4
3	-71.03	-71.03	-57.30	56.84	114.14	6
4	0.00	0.00	-27.62	0.00	27.62	3

Support moments total load ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	49.62	49.62	
2	-116.28	-116.28	-88.38	92.00	180.38	
3	-116.28	-116.28	-92.00	88.38	180.38	
4	0.00	0.00	-49.62	0.00	49.62	

Support moments dead load ( kNm , kN )

Column	M le	M ri	V le	V ri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	32.36	32.36	1
2	-75.83	-75.83	-57.64	60.00	117.64	1
3	-75.83	-75.83	-60.00	57.64	117.64	1
4	0.00	0.00	-32.36	0.00	32.36	1

Support reactions ( kN )

Column	by g	max q	min q	Fullload	max	min
1	32.36	22.00	-4.74	49.62	54.36	27.62
2	117.64	66.24	-3.50	180.38	183.88	114.14
3	117.64	66.24	-3.50	180.38	183.88	114.14
4	32.36	22.00	-4.74	49.62	54.36	27.62
tot:	300.00	176.48	-16.48	460.00	476.48	283.52

Support reactions ( kN )

	Column 1		Column 2		Column 3		Column 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
CA	32.4	32.4	117.6	117.6	117.6	117.6	32.4	32.4
g	32.4	32.4	117.6	117.6	117.6	117.6	32.4	32.4
A	22.0	-4.7	66.2	-3.5	66.2	-3.5	22.0	-4.7
tot	54.4	27.6	183.9	114.1	183.9	114.1	54.4	27.6

Results for  $\gamma$ -times loadspartial safety factor  $\gamma_G * K_{Fi} = 1.35$  constant along whole girder length

Span moments maximum ( kNm , kN )

Span	x0 =	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	komb
1	2.38	91.18	0.00	-120.38	76.69	-116.81	A 2
2	4.00	112.96	-145.04	-145.04	129.00	-129.00	A 3
3	3.62	91.18	-120.38	0.00	116.81	-76.69	A 2

Span moments Minimum ( kNm , kN )

Span	x0 =	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	komb
1	1.80	21.15	0.00	-118.50	25.25	-64.75	A 3
2	4.00	26.17	-93.83	-93.83	60.00	-60.00	A 2
3	4.20	21.15	-118.50	0.00	64.75	-25.25	A 3

Support moments maximum ( kNm , kN )

Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	76.69	76.69	25.25	A 2
2	-170.24	-170.24	-125.12	133.05	258.17	112.39	A 5
3	-170.24	-170.24	-133.05	125.12	258.17	112.39	A 7
4	0.00	0.00	-76.69	0.00	76.69	25.25	A 2

Support moments Minimum ( kNm , kN )

Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	F	komb
1	0.00	0.00	0.00	25.25	25.25	A 3
2	-68.63	-68.63	-56.44	55.95	112.39	A 4
3	-68.63	-68.63	-55.95	56.44	112.39	A 6
4	0.00	0.00	-25.25	0.00	25.25	A 3

Design : ÖNorm B 1995-1-1:2009

D40 service class 1 kdef = 0.60  $\gamma_M = 1.30$   
 $E_{mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$   $G_{mean} = 70 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{m,k} = 40.0 \text{ N/mm}^2$   $f_{v,k} = 3.8 \text{ N/mm}^2$

Axial stresses

compression flange is supported continuously.

Span No.	x (m)	My,d (kNm)	$\sigma_{d,t}$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{d,b}$ ( N/mm <sup>2</sup> )	kcrit	kmod	$\sigma_d/f_{m,d}$	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	2.38	91.18	-8.52	8.52	1.00	0.80	0.35	A 2
	6.00	-170.24	15.91	-15.91	1.00	0.80	0.65	A 5
2	0.00	-170.24	15.91	-15.91	1.00	0.80	0.65	A 5
	4.00	112.96	-10.56	10.56	1.00	0.80	0.43	A 3
	8.00	-170.24	15.91	-15.91	1.00	0.80	0.65	A 7
3	0.00	-170.24	15.91	-15.91	1.00	0.80	0.65	A 7
	3.62	91.18	-8.52	8.52	1.00	0.80	0.35	A 2
	6.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	A 2

shear stresses kcr = 0.00

Column No.	x (m)	Vz,d (kN)	$\tau_D$ (N/mm <sup>2</sup> )	kmod	$\tau_d/f_{v,d}$	komb
1 ri	0.080	74.11	1.97	0.80	0.84	A 2
2 le	0.120	-121.25	3.23	0.80	<b>1.38!!</b>	A 5
ri	0.120	129.18	3.44	0.80	<b>1.47!!</b>	A 5
3 le	0.120	-129.18	3.44	0.80	<b>1.47!!</b>	A 7
ri	0.120	121.25	3.23	0.80	<b>1.38!!</b>	A 7
4 le	0.080	-74.11	1.97	0.80	0.84	A 2

VEd calculated at FE support.

support  $f_{c,90,k} = 8.80 \text{ N/mm}^2$

Column No.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	$\sigma_{c,90,d}$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_{c,90,d}$	$\eta$	komb
1	24.0	30.0	76.7	0.80	1.00	2.84	5.42	0.52	A 2
2	24.0	30.0	258.2	0.80	1.00	8.61	5.42	<b>1.59!!</b>	A 5
3	24.0	30.0	258.2	0.80	1.00	8.61	5.42	<b>1.59!!</b>	A 7
4	24.0	30.0	76.7	0.80	1.00	2.84	5.42	0.52	A 2

analysis serviceability according ÖNorm B 1995-1-1:2009 kdef = 0.60  
 perm.  $w_{q,inst} < L/300$   $w_{fin,rare} - w_{g,inst} < L/200$   $w_{fin,perm} < L/200$

Span No.	x (m)	wg		wq			wfin		$\eta$	komb
		inst	fin	inst	rare	perm	rare	perm		
1	3.00	0.30	0.48	0.37	0.43	0.18	0.91	<b>0.65</b>	0.22	A 2
2	4.00	0.66	1.05	0.68	0.80	0.32	1.85	<b>1.38</b>	0.34	A 3
3	3.00	0.30	0.48	0.37	0.43	0.18	0.91	<b>0.65</b>	0.22	A 2

At the following table the loads are specified by their internal numeration.  
 The following table of calculated combinations referenced.  
 to these numbers

Load type:  
 (kN,m) 1=uniform-load over L 2=concentrated load at a  
 3=single moment at a 4=trapez.ld from a - a+b  
 5=triang. load over L 6=trapezoidal load over L

No.	span	Type	Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1	1	1	A 2	0.00	8.00			1.00		
4		4	A 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	6.00
2	2	1	A 3	0.00	8.00			1.00		
5		4	A 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	8.00
3	3	1	A 4	0.00	8.00			1.00		
6		4	A 1	15.00	0.00	15.00	0.00	1.00	0.00	6.00

Calculated combinations from 6 Loads

lc	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
	g	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	x	.
2	.	.	x	.	x	.	x
3	.	x	.	x	.	.	x
4	.	.	.	.	.	.	.
5	.	.	.	.	.	.	.
6	.	.	.	.	.	.	.

the combinations above will be managed as followed :  
while analysizing of ultimate limit states the dead loads will be exceeded  
all at the same time alternating will be exceeded by  $\Gamma_G = 1,00 / 1,35$ .  
if in one combination live-loads by different actions  
exists , then will be investigated, which action is  
the dominating action.  
the consequence of load action time will be examinized too.

## Priloga D: Gradbeni model – GEO - horizontalna obtežba

### LOADING HORIZONTAL

Number of load cases of the horizontal loads: 2

#### Base data wind

Standard : A EN 1991-1-4 (2009)  
 Sea level over NN : 300 [m]  
 Area category : III

-----  
 Height factor Calt = 1,00 [1]  
 Coefficient of direction cdir = 1,00 [1]  
 Fundamental value of the basic wind velocity vb,0 = 20,0 [m/s]  
 Basic wind velocity vb = 20,0 [m/s]  
 Speed pressure qb = 0,25 [kN/m]

**Load case: Wind Wx** active Alternative's group: 1

Floor Label	Upper edge Ceiling [m]	Upper edge Hight [m]	Wx [kN]	y [m]	Wy [kN]	x [m]
RF +3	12,80	2,80	3,83	2,75	0,00	0,00
RF +2	10,00	3,00	16,34	2,75	0,00	0,00
RF +1	7,00	3,00	25,03	2,75	0,00	0,00
GF	4,00	3,00	25,03	2,75	0,00	0,00
Klet	1,00	3,00	19,58	2,75	0,00	0,00

#### CALCULATION OF SEISMIC LOADING conformity with EN 1998-1:2004

##### (I) RF +3 : from constant actions

RF +3 / Dead load kN

-----  
 Dead load Plate (with Beams) 200,6  
 Dead load Walls 298,1  
 -----  
 Total 498,8

RF +3 / Load cases of the constant action kN

-----  
 Lastfall G (Load except dead weight) 28,0  
 -----  
 Total 28,0

Total effective floor masses RF +3 **526,8**

##### (I) RF +2 : from constant actions

RF +2 / Dead load kN

-----  
 Dead load Plate (with Beams) 781,4  
 Dead load Walls 331,9  
 Dead load Columns 106,2  
 -----  
 Total 1219,4

RF +2 / Load cases of the constant action kN

-----  
 Lastfall G (Load except dead weight) 1489,7  
 -----  
 Total 1489,7

##### (II) RF +2 : from variable actions

RF +2 / Load cases of the variable action kN

Load case	Action	$\psi_2$	$\phi$	$\psi E$	Qk	Qk,red
OP1	Cat C - commu...	0,6	0,8	0,48	361,5	173,5
OP2	Cat C - commu...	0,6	0,8	0,48	384,8	184,7
OP3	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	35,6	8,5
OP4	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	25,2	6,0
OP5	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	40,1	9,6

OP6	Cat C - commu...	0,6	0,8	0,48	67,2	32,3
OP7S	Snow loads <1...	0,0	0,8	0,00	172,9	0,0
OP8S	Snow loads <1...	0,0	0,8	0,00	155,2	0,0
-----						
Total						414,7

Total effective floor masses RF +2 **3123,8**

-----

**(I) RF +1 : from constant actions**

RF +1	/ Dead load					kN
-----						
Dead load Plate (with Beams)						781,4
Dead load Walls						331,9
Dead load Columns						106,2
-----						
Total						1219,4

RF +1 / Load cases of the constant action kN

Lastfall G (Load except dead weight)						1134,1
-----						
Total						1134,1

**(II) RF +1 : from variable actions**

RF +1 / Load cases of the variable action kN

Load case	Action	$\psi_2$	$\phi$	$\psi E$	Qk	Qk,red
OP1	Cat B - offices	0,3	0,8	0,24	337,4	81,0
OP2	Cat B - offices	0,3	0,8	0,24	359,1	86,2
OP3	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	35,6	8,5
OP4	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	25,2	6,0
OP5	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	13,6	3,3
OP6	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	56,0	13,4
-----						
Total						198,5

Total effective floor masses RF +1 **2552,0**

-----

**(I) GF: from constant actions**

GF	/ Dead load					kN
-----						
Dead load Plate (with Beams)						781,4
Dead load Walls						331,9
Dead load Columns						106,2
-----						
Total						1219,4

GF / Load cases of the constant action kN

Lastfall G (Load except dead weight)						1134,1
-----						
Total						1134,1

**(II) GF: from variable actions**

GF / Load cases of the variable action kN

Load case	Action	$\psi_2$	$\phi$	$\psi E$	Qk	Qk,red
OP1	Cat B - offices	0,3	0,8	0,24	337,4	81,0
OP2	Cat B - offices	0,3	0,8	0,24	359,1	86,2
OP3	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	35,6	8,5
OP4	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	25,2	6,0
OP5	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	13,6	3,3
OP6	Cat A - domes...	0,3	0,8	0,24	56,0	13,4
-----						
Total						198,5

Total effective floor masses GF **2552,0**

-----

**Compilation floor masses (Sums)**

Gk	Qk	Qk,red	Sum
----	----	--------	-----

Label	[kN]	[kN]	[kN]	[t]
RF +3	526,8	79,2	0,0	52,7
RF +2	2709,1	1242,5	414,7	312,4
RF +1	2353,5	826,9	198,5	255,2
GF	2353,5	826,9	198,5	255,2
<b>Total</b>	<b>7942,9</b>	<b>2975,6</b>	<b>811,6</b>	<b>875,5</b>

**Total earthquake force for each main direction**

Direction	Total mass M [t]	Spectral value Sd [m/s.]	Correction factor $\lambda$	Earthquake force Fb [kN]
x'	875,5	3,13	0,85	2325,4
y'	875,5	3,13	0,85	2325,4

**Earthquake replacements for each main direction**

Total earthquake force in main direction x' : 2325,4 [kN]  
Total earthquake force in main direction y' : 2325,4 [kN]

Designation Floor	Height over basement [m]	Earthquake replacement	
		Fix' [kN]	Fiy' [kN]
RF +3	14,80	252,3	252,3
RF +2	12,00	1141,0	1141,0
RF +1	9,00	621,4	621,4
GF	6,00	310,7	310,7

Fix' and Fiy' calculated according 4.3.3.2.3 (4.11) EN 1998-1:2004





## Priloga E: Armiranobetonski prečni prerez – B2

DESIGN according to EN 1992-1-1:2004

ULS: permanent/transient design situation

long. reinf.	B 500A	$\gamma_s = 1.15$	$f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$
		$k = 1.050$	$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ o/oo}$
Stirrup	=long. reinf.		
concrete	C 30/37	$\gamma_c = 1.50$	$f_{cd} = 20.00 \text{ N/mm}^2$
		$\alpha_{cc} = 1.00$	$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$

CROSS SECTION

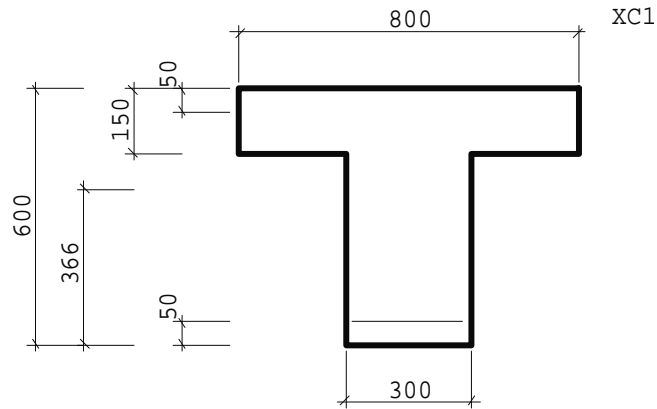
plate above	$b_{eff} = 800 \text{ mm}$	$h_f = 150 \text{ mm}$
web	$b_w = 300 \text{ mm}$	$h = 600 \text{ mm}$

reinforcement	$d_{top} = 50 \text{ mm}$	$d_{bot} = 50 \text{ mm}$
---------------	---------------------------	---------------------------

gross cross section values

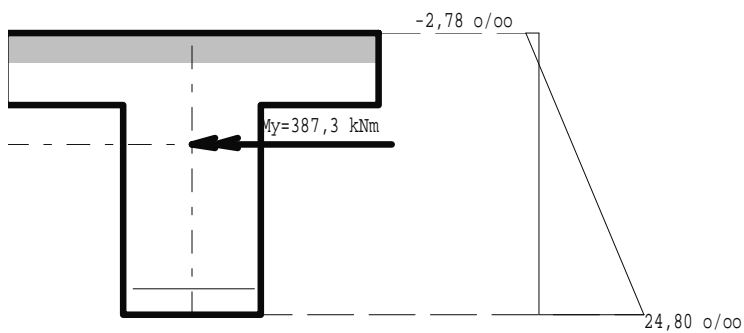
$z_u = 366 \text{ mm}$	$A_c = 0.2550 \text{ m}^2$	$I_c = 0.00822077 \text{ m}^4$
------------------------	----------------------------	--------------------------------

loading point in center of gravity



BENDING DESIGN kd- method

XC1



XC1

$N_{xd} = 0.00 \text{ kN}$	$M_{yd} = 387.30 \text{ kNm}$		
$\epsilon_{l1} = -2.78 \text{ o/oo}$	$\epsilon_{2s} = 22.50 \text{ o/oo}$	$k_d = 2.50$	
$x/d = 0.11$	$z/d = 0.96$	$A_{st} = 0 \text{ mm}^2$	
required	<b><math>A_{sb} = 1612 \text{ mm}^2</math></b>		
	$\mu = 0.63 \%$		

SHEAR DESIGN- SHEAR FORCE

stirrups right angled acc. component axis

$V_{Ed} = 172.10 \text{ kN}$	$z/d = 0.956$	$\sigma_{cp} = -0.00 \text{ N/mm}^2$
$CR_{d,c} = 0.12$	$k_1 = 0.15$	
$kv_{min} = 0.035$	$v_{min} = 0.39$	
$k = 1.60$	<b><math>VR_{d,c} = 64.20 \text{ kN (6.2b)}</math></b>	

Asz = 1612 mm<sup>2</sup>      **VRd,c = 97.86 kN (6.2a)**  
cot Θ = 2.50 (21.80 Grd.)  
user defined      cot Θ = 1.00 (45.00 Grd)  
v1 = 0.528      α<sub>cw</sub> = 1.00  
**VRd,max = 832.93 kN**      **aswV = 753 mm<sup>2</sup>/m**  
sl,max = 412.5 mm      aswMin = 263 mm<sup>2</sup>/m < aswV

Priloga F: Interakcijski diagram v programu B2

BENDING DESIGN

Nr	Nxd	Myd	$\epsilon_1$	$\epsilon_{2s}$	x/d	z/d	$\omega\beta$	$\omega\tau$	
	4800.0002880.000	0.000	o/oo	o/oo				110.40	
131	-1.00	0.00	-2.00	-2.00	2.55	0.74	0.000	0.000	#1
132	-0.95	0.02	-2.77	-1.15	1.71	0.74	0.000	0.000	#1
133	-0.90	0.04	-3.09	-0.80	1.35	0.74	0.000	0.000	#1
134	-0.85	0.05	-3.33	-0.53	1.19	0.74	0.000	0.000	#1
135	-0.80	0.07	-3.50	-0.31	1.10	0.74	0.000	0.000	#1
136	-0.75	0.09	-3.50	-0.10	1.03	0.74	0.000	0.000	#1
137	-0.70	0.10	-3.50	0.14	0.96	0.74	0.000	0.000	#1
138	-0.65	0.11	-3.50	0.42	0.89	0.74	0.000	0.000	#1
139	-0.60	0.12	-3.50	0.75	0.82	0.00	0.000	0.000	#1
140	-0.55	0.12	-3.50	1.14	0.75	0.00	0.000	0.000	#1
141	-0.50	0.12	-3.50	1.60	0.69	0.00	0.000	0.000	#1
142	-0.45	0.12	-3.50	2.17	0.62	0.00	0.000	0.000	#1
143	-0.40	0.12	-3.50	2.88	0.55	0.00	0.000	0.000	#1
144	-0.35	0.11	-3.50	3.79	0.48	0.00	0.000	0.000	#1
145	-0.30	0.10	-3.50	5.00	0.41	0.00	0.000	0.000	#1
146	-0.25	0.09	-3.50	6.70	0.34	0.00	0.000	0.000	#1
147	-0.20	0.08	-3.50	9.25	0.27	0.00	0.000	0.000	#1
148	-0.15	0.06	-2.80	10.00	0.22	0.00	0.000	0.000	#1
149	-0.10	0.04	-2.00	10.00	0.17	0.00	0.000	0.000	#1
150	-0.05	0.02	-1.26	10.00	0.11	0.00	0.000	0.000	#1
151	0.00	0.00	-0.00	10.00	0.00	0.00	0.000	0.000	#1
429	-1.15	0.02	-2.47	-1.49	2.51	0.74	0.100	0.100	
430	-1.10	0.04	-2.79	-1.13	1.69	0.74	0.100	0.100	
431	-1.05	0.06	-3.03	-0.87	1.40	0.74	0.100	0.100	
432	-1.00	0.07	-3.24	-0.64	1.25	0.74	0.100	0.100	
433	-0.95	0.09	-3.42	-0.44	1.15	0.74	0.100	0.100	
434	-0.90	0.11	-3.50	-0.26	1.08	0.74	0.100	0.100	
435	-0.85	0.13	-3.50	-0.08	1.02	0.74	0.100	0.100	
436	-0.80	0.14	-3.50	0.12	0.97	0.00	0.100	0.100	
437	-0.75	0.15	-3.50	0.33	0.91	0.00	0.100	0.100	
438	-0.70	0.16	-3.50	0.57	0.86	0.00	0.100	0.100	
439	-0.65	0.17	-3.50	0.83	0.81	0.00	0.100	0.100	
440	-0.60	0.18	-3.50	1.12	0.76	0.00	0.100	0.100	
441	-0.55	0.19	-3.50	1.44	0.71	0.00	0.100	0.100	
442	-0.50	0.19	-3.50	1.79	0.66	0.00	0.100	0.100	
443	-0.45	0.20	-3.50	2.17	0.62	0.00	0.100	0.100	
444	-0.40	0.20	-3.50	2.88	0.55	0.00	0.100	0.100	
445	-0.35	0.19	-3.50	3.79	0.48	0.00	0.100	0.100	
446	-0.30	0.18	-3.50	5.00	0.41	0.00	0.100	0.100	
447	-0.25	0.17	-3.50	6.70	0.34	0.00	0.100	0.100	
448	-0.20	0.16	-3.50	9.05	0.28	0.00	0.100	0.100	
449	-0.15	0.14	-3.18	10.00	0.24	0.00	0.100	0.100	
450	-0.10	0.12	-2.67	10.00	0.21	0.00	0.100	0.100	
451	-0.05	0.10	-2.18	10.00	0.18	0.00	0.100	0.100	
452	0.00	0.08	-1.72	10.00	0.15	0.00	0.100	0.100	
453	0.05	0.06	-1.26	10.00	0.11	0.00	0.100	0.100	
454	0.10	0.04	-0.75	10.00	0.07	0.00	0.100	0.100	
455	0.15	0.02	-0.03	10.00	0.00	0.89	0.100	0.100	
456	0.20	0.00	1.19	10.00	-0.14	0.89	0.100	0.100	
726	-1.35	0.02	-2.28	-1.70	3.94	0.74	0.200	0.200	
727	-1.30	0.04	-2.57	-1.38	2.16	0.74	0.200	0.200	
728	-1.25	0.06	-2.80	-1.12	1.67	0.74	0.200	0.200	
729	-1.20	0.08	-2.99	-0.91	1.43	0.74	0.200	0.200	
730	-1.15	0.10	-3.17	-0.71	1.29	0.74	0.200	0.200	
731	-1.10	0.11	-3.33	-0.54	1.19	0.74	0.200	0.200	
732	-1.05	0.13	-3.48	-0.37	1.12	0.74	0.200	0.200	
733	-1.00	0.15	-3.50	-0.23	1.07	0.74	0.200	0.200	
734	-0.95	0.17	-3.50	-0.07	1.02	0.00	0.200	0.200	
735	-0.90	0.18	-3.50	0.10	0.97	0.00	0.200	0.200	
736	-0.85	0.19	-3.50	0.28	0.93	0.00	0.200	0.200	
737	-0.80	0.21	-3.50	0.47	0.88	0.00	0.200	0.200	
738	-0.75	0.22	-3.50	0.67	0.84	0.00	0.200	0.200	
739	-0.70	0.23	-3.50	0.89	0.80	0.00	0.200	0.200	
740	-0.65	0.24	-3.50	1.12	0.76	0.00	0.200	0.200	
741	-0.60	0.25	-3.50	1.36	0.72	0.00	0.200	0.200	
742	-0.55	0.26	-3.50	1.62	0.68	0.00	0.200	0.200	

6827	2.70	0.68	-0.68	10.00	0.06	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6828	2.75	0.66	-0.62	10.00	0.06	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6829	2.80	0.64	-0.57	10.00	0.05	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6830	2.85	0.62	-0.52	10.00	0.05	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6831	2.90	0.60	-0.46	10.00	0.04	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6832	2.95	0.58	-0.41	10.00	0.04	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6833	3.00	0.56	-0.36	10.00	0.03	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6834	3.05	0.54	-0.30	10.00	0.03	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6835	3.10	0.52	-0.25	10.00	0.02	0.00	2.200	2.200	> MaxAs
6836	3.15	0.50	-0.19	10.00	0.02	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6837	3.20	0.48	-0.14	10.00	0.01	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6838	3.25	0.46	-0.08	10.00	0.01	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6839	3.30	0.44	-0.03	10.00	0.00	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6840	3.35	0.42	0.03	10.00	-0.00	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6841	3.40	0.40	0.08	10.00	-0.01	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6842	3.45	0.38	0.14	10.00	-0.01	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6843	3.50	0.36	0.19	10.00	-0.02	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6844	3.55	0.34	0.25	10.00	-0.03	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6845	3.60	0.32	0.30	10.00	-0.03	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6846	3.65	0.30	0.36	10.00	-0.04	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6847	3.70	0.28	0.42	10.00	-0.04	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6848	3.75	0.26	0.47	10.00	-0.05	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6849	3.80	0.24	0.53	10.00	-0.06	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6850	3.85	0.22	0.58	10.00	-0.06	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6851	3.90	0.20	0.64	10.00	-0.07	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6852	3.95	0.18	0.69	10.00	-0.07	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6853	4.00	0.16	0.75	10.00	-0.08	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6854	4.05	0.14	0.80	10.00	-0.09	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6855	4.10	0.12	0.86	10.00	-0.09	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6856	4.15	0.10	0.92	10.00	-0.10	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6857	4.20	0.08	0.97	10.00	-0.11	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6858	4.25	0.06	1.03	10.00	-0.11	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6859	4.30	0.04	1.08	10.00	-0.12	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6860	4.35	0.02	1.14	10.00	-0.13	0.89	2.200	2.200	> MaxAs
6861	4.40	0.00	1.19	10.00	-0.14	0.89	2.200	2.200	> MaxAs

#1:unreinforced  $\alpha_{cc}$ = 0.80  $f_{cd}$ = 21.33 N/mm<sup>2</sup>

## Priloga G: Leseni laminiran nosilec – D10

Basic settings: DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12  
Consequence class CC 2 (RC 2)

Material: Glulam timber GL36c service class 1  
Gamma = 4.70 kN/m<sup>3</sup> E-modulus 1470 kN/cm<sup>2</sup>

### SYSTEM

System and dimensions: with fixed ridge

span	L1 =	6.50 m	L2 =	6.50 m
horiz.length	a1 =	0.15 m	b1 =	0.15 m
horiz.length	a2 =	0.15 m	b2 =	0.15 m
excess	u1 =	0.85 m	u2 =	0.85 m
height support	H1 =	0.00 m	H2 =	0.00 m
support horizontal		-1 fixed		0.00 kN/m
truss spacing	e =	1.00 m		
distances of stabilizing elements Lef (0=continuous)				
span	Lef =	0.00 m		
cantilever left	Lef =	0.00 m	right Lef =	0.00 m

### Truss-geometry

width of truss	b =	220.0 mm		
height at edge	hl =	800.0 mm	hr =	800.0 mm
height support	ha =	940.5 mm	hb =	940.5 mm
inclination t.flange=		8.00 deg.		8.00 deg.
inclination b.flange=		0.00 deg.		
inclination cant. b =		0.00 deg.		
length curvature	Lc =	0.00 m	xc =	0.00 m
radius curvature	Ri =	0.00 m	Rm =	0.00 m

height of cross section ridge (vertical)	hm =	1854.1 mm
height of cross section ridge(perp. axis)	h =	1854.1 mm

transport height	th =	1.86 m
------------------	------	--------

timber-volume	V =	4.38 m <sup>3</sup>	A =	46.80 m <sup>2</sup>	G =	0.00 kN
---------------	-----	---------------------	-----	----------------------	-----	---------

The method of DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12(6.4) is valid for nearly symmetric geometry and loads

### LOADS

Loads: the dead load of truss will NOT be assumed automatically.

dead load	g =	5.72 kN/m <sup>2</sup>	r.ar.(	8.0 degree)
(dead load truss	gb =	0.00 kN/m <sup>2</sup>	b.ar.(in middle))	
ordin.snow load	s =	4.84 kN/m <sup>2</sup>	b.ar.	

snow- and live-loads will NOT be span wise assumed.

Calculation with:

LCNo g	g =	5.72 kN/m
LCNo 1	s =	4.84 kN/m
LCNo 2	q =	0.00 kN/m

The LC-Numbers are according to the LC-Numbers of the combination-table

Actions:

No	Cl	Name	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$	LDC
g		Ständige Lasten	1.00	1.00	1.00	1.35	dead
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	short

Consequence class CC 2 (RC 2) $k_{fi}$  = 1.00

### RESULTS

Internal forces

x	My	Qz	Myd	Qzd
[m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
0.00	-5.31	-10.59	-7.53	-15.02

0.00	-5.31	68.84	-7.53	97.64
6.50	218.96	0.00	310.57	0.00
9.68	165.45	-33.62	234.67	-47.69
13.00	-5.31	-68.84	-7.53	-97.64
13.00	-5.31	10.59	-7.53	15.02

support reaktions

support reaktions 1.0-times!	support 1		support 2	
	max	min	max	min
dead load :	43.32 kN	43.32 kN	43.32 kN	43.32 kN
Snow loads <1000m:	36.30 kN	0.00 kN	36.30 kN	0.00 kN
sum:Dead- and live-load	79.62 kN	43.32 kN	79.62 kN	43.32 kN
max/min	V 79.62 kN	43.32 kN	79.62 kN	43.32 kN

design-values

max/min	V 112.93 kN	43.32 kN	112.93 kN	43.32 kN
---------	-------------	----------	-----------	----------

support reaktions of single loadcases 1.0-times

lcno	Grp	act	V1 (kN)	H1 (kN)	V2 (kN)	H2 (kN)
g		99 g	43.32	0.00	43.32	0.00
1		10 J	36.30	0.00	36.30	0.00

Proofs: GL36c service class 1

E0,mean = 14700 N/mm2	E0,05 = 12250 N/mm2	
Gmean = 850 N/mm2	G05 = 708 N/mm2	kcr = 0.66
f <sub>m,k</sub> = 36.00 N/mm2	f <sub>c,90,k</sub> = 3.30 N/mm2	γ <sub>M</sub> = 1.30
f <sub>v,k</sub> = 3.80 N/mm2	f <sub>t,90,k</sub> = 0.50 N/mm2	γ <sub>M(A)</sub> = 1.00
volume of ridge-area	V = 0.703 m3	<= 2 / 3 * V <sub>b</sub>

The fibre direction is parallel to bottom edge. t = 40.0 mm

Proofs at significant locations

span no	analysis Myd(kN/m)	Vzd(kN)	τ <sub>d</sub> (N/mm2)	f <sub>vd</sub> (N/mm2)	σ <sub>d</sub> (N/mm2)	f <sub>d</sub> (N/mm2)	η ( - )
K-le	x= 0.00m h= 938mm Myd=-7.53	Vzd=-15.02	kmod=0.90	comb=J	2		
	Bending stress top:	-	-	0.23	10.03	0.02	
	Bending stress bot.:	-	-	-0.23	24.92	0.01	
	δ u=0.0 δ o=8.0 α u=0.0 α o=8.0						
	σ d/(Md/W)t=1.000 σ d/(Md/W)c=1.000			k <sub>m</sub> α t=0.402	k <sub>m</sub> α c=1.000		
1	x= 0.00m h= 938mm Myd=-7.53	Vzd=97.64	kmod=0.90	comb=J	2		
	Bending stress top:	-	-	0.23	10.03	0.02	
	Bending stress bot.:	-	-	-0.23	24.92	0.01	
	δ u=0.0 δ o=8.0 α u=0.0 α o=8.0						
	σ d/(Md/W)t=1.000 σ d/(Md/W)c=1.000			k <sub>m</sub> α t=0.402	k <sub>m</sub> α c=1.000		
	x= 6.50m h=1850mm Myd=310.57	Vzd= 0.00	kmod=0.90	comb=J	2		
	Bending stress top:	-	-	-2.48	18.40	0.13	
	Bending stress bot.:	-	-	2.48	24.92	0.10	
	Apex-tens.along gr.:	-	-	3.23	24.92	0.13	
	Apex-tens.perp. gr.:	-	-	0.07	0.21	0.34	
	Apex-tens.+shear st:	0.00	2.63	0.07	0.21	0.34	
	Apex-tens.+shear st:(*)EN 1995-1-1:2004/A1:2008					0.34	
	δ u=0.0 δ o=8.0 α u=0.0 α o=8.0			rt=2: δ u=0.0 δ o=8.0			
	σ d/(Md/W)t=1.000 σ d/(Md/W)c=1.000			k <sub>m</sub> α t=1.000	k <sub>m</sub> α c=0.738		
	x= 9.68m h=1404mm Myd=234.67	Vzd=-47.69	kmod=0.90	comb=J	2		
	Bending stress top:	-	-	-3.24	18.40	0.18	
	Bending stress bot.:	-	-	3.24	24.92	0.13	
	δ u=0.0 δ o=-8.0 α u=0.0 α o=8.0						
	σ d/(Md/W)t=1.000 σ d/(Md/W)c=1.000			k <sub>m</sub> α t=1.000	k <sub>m</sub> α c=0.738		
	x=13.00m h= 938mm Myd=-7.53	Vzd=-97.64	kmod=0.90	comb=J	2		
	Bending stress top:	-	-	0.23	10.03	0.02	
	Bending stress bot.:	-	-	-0.23	24.92	0.01	
	δ u=0.0 δ o=-8.0 α u=0.0 α o=8.0						

$$\sigma_d / (M_d/W)_t = 1.000 \quad \sigma_d / (M_d/W)_c = 1.000 \quad k_m \alpha_t = 0.402 \quad k_m \alpha_c = 1.000$$

K-ri x=13.00m h= 938mm Myd=-7.53 Vz=15.02 kmod=0.90 comb=J 2  
 Bending stress top: - - 0.23 10.03 0.02  
 Bending stress bot.: - - -0.23 24.92 0.01  
 $\delta u = 0.0$   $\delta o = -8.0$   $\alpha u = 0.0$   $\alpha o = 8.0$   
 $\sigma_d / (M_d/W)_t = 1.000 \quad \sigma_d / (M_d/W)_c = 1.000 \quad k_m \alpha_t = 0.402 \quad k_m \alpha_c = 1.000$

Type of ridge rt=2 : double-tapered beam low. edg.-straight line  
 Type of ridge rt=3 : curved beam  
 Type of ridge rt=4 : double-tapered beam low. edg.-round  
 (\*) values according to EN 1995-1-1:2004/A1:2008 6.4

Shear stress analysis at supports

column Nr.	x (m)	h (mm)	Vd (kN)	$\tau_{z,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Mtor,d (kNm)	$\tau_{tor,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	kmod	$\eta$	comb
1 le	0.00	938	-15.02	-0.17	0.00	0.00	0.90	0.06	J 2
1 ri	0.00	938	97.64	1.08	0.00	0.00	0.90	0.41	J 2
2 le	13.00	938	-97.64	-1.08	0.00	0.00	0.90	0.41	J 2
2 ri	13.00	938	15.02	0.17	0.00	0.00	0.90	0.06	J 2

Decisive values stress checks

	x (m)	kmod	$\sigma_{d,td}$ (N/mm <sup>2</sup> )	fd (N/mm <sup>2</sup> )	$\eta$ ( - )	comb ( - )
Bending stress top:	9.68	0.90	-3.24	18.40	0.18	J 2
Bending stress bottom:	9.68	0.90	3.24	24.92	0.13	J 2
Apex-tension along gr.:	6.50	0.90	3.23	24.92	0.13	J 2
Apex-tension perp. gr.:	6.50	0.90	0.07	0.21	0.34	J 2
Apex-tens.+shear st:	6.50	0.90	-	-	0.34	J 2
Apex-tens.+shear st:	(*) EN 1995-1-1:2004/A1:2008 0.34					
Shear stress:	13.00	0.90	-1.08	2.63	0.41	J 2
(*) values according to EN 1995-1-1:2004/A1:2008 6.4						

Possibly existing torsional moments in the area near support are not considered.

Reinforcement f. tension perpendicular to the grain

There is no reinforcement required.

Analysis of support

suppo	Vd (kN)	lA (mm)	bA (mm)	Aef (mm <sup>2</sup> )	$\alpha_l$ (Gr.)	kmod (-)	kc90 (-)	fc $\alpha_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	eta (-)
1	112.93	220	220	61600	90.0	0.90	1.75	4.00	0.46
2	112.93	220	220	61600	90.0	0.90	1.75	4.00	0.46

proofs serviceability / deflection

the shear deflection is not considered . kdef = 0.60  
 $w_{inst(rare)} < L/300(1)$  ;  $w_{net,fin(rare)} < L/250(2)$  ;  $w_{fin(rare)} < L/150(3)$  ;  
 for cantilevers valid the double max/min.

span no.	x(m)	wg ( mm ) inst perm	wq ( mm ) inst rare	wfin ( mm ) inst perm	wfin ( mm ) inst rare	wfin ( mm ) inst perm	wfin ( mm ) inst rare	$\eta$	proof
0	-1.00	-0.6	-1.0	-0.5	-0.5	0.0	-1.5	-1.0	0.19 (2)
1	6.50	2.1	3.4	1.8	1.8	0.0	5.1	3.4	0.10 (2)
2	14.00	-0.6	-1.0	-0.5	-0.5	0.0	-1.5	-1.0	0.19 (2)

Horizontal shift and rotation of support

combination/situation	$\Delta L$ -node (mm)	$\Delta L$ -support (mm)	$\phi$ -left (rad)	$\phi$ -right (rad)
g inst	0.29	0.89	0.00064	-0.00064
g fin	0.47	1.42	0.00102	-0.00102
g,q fin(perm)	0.47	1.42	0.00102	-0.00102
g,q fin(rare)	0.71	2.17	0.00155	-0.00155
g,q max(rare)	0.71	2.17	0.00155	-0.00155

g,q min(rare)                    0.29            0.89            0.00064        -0.00064

ΔL-node:        referring to nodes of framework

ΔL-support:    referring to height of support

Horizontal shift and rotation of support

LCNo	ΔL-node		ΔL-support		φ-support left		φ-support right	
	inst(mm)	fin	inst(mm)	fin	inst (rad)	fin	inst (rad)	fin
g	0.3	0.5	0.9	1.4	0.00064	0.00102	-0.00064	-0.00102
1	0.2	0.2	0.7	0.7	0.00053	0.00053	-0.00053	-0.00053
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

1.0-times deflection, creeping with related  $\psi$                     2

Bracing of beam or truss syste    DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12(9.2.5.3)

Internal stability load by negative moments will not be printed.

$q_d = k_l * n * (1 - k_{crit}) * M_d / h / (k_f * 3 * l)$

internal stability load per beam                                             $q_d =$     0.17 kN/m

$M_d = 310.6 \text{ kNm}$      $b = 220 \text{ mm}$      $h(k_{crit}) = 1850 \text{ mm}$      $h(N_d) = 1576 \text{ mm}$

$k_{crit} = 0.60$      $k_l = 1.00$      $k_f = 30.0$      $\lambda = 497$      $k_{mod} = 0.90$      $\gamma = 1.30$

1.0-times portion of action groups

act    M(kN\*m)    qs(kN/m)    action groups

- g	119.13	0.0656	Dead loads
10 J	99.82	0.0550	Snow loads <1000m

Combinations

Calculated combinations

LCNo	K1	K2
	g	g
1	.	x
2	.	.

The combinations above will be managed as follows:

While analyzing the ultimate limit states, all dead loads

will be exceeded at the same time, alternating by

$\Gamma_{G1} = 1.00 / 1.35$ . If one combination has more than one live-load

with different actions, then will be investigated the leading

load

The effect of load-duration classes will be examined too.

Combinated loads

LCNo	LC-Information
1	snow on all spans
2	live-load on all spans

Framework

Nr	x1	z1	b	h	dx	dz	b	h
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[m]	[m]	[mm]	[mm]
1	-1.000	0.000	220	798	0.798	0.056	220	910
2	-0.202	0.056	220	910	0.051	0.004	220	917
3	-0.151	0.060	220	917	0.033	0.002	220	922
4	-0.118	0.062	220	922	0.118	0.008	220	938
5	0.000	0.070	220	938	0.116	0.008	220	955
6	0.116	0.078	220	955	0.035	0.002	220	959
7	0.151	0.081	220	959	1.579	0.111	220	1181
8	1.730	0.192	220	1181	1.595	0.112	220	1404
9	3.325	0.304	220	1404	1.058	0.074	220	1553
10	4.383	0.378	220	1553	1.058	0.074	220	1701
11	5.442	0.453	220	1701	0.872	0.061	220	1823
12	6.313	0.514	220	1823	0.187	0.013	220	1850
13	6.500	0.527	220	1850	0.187	-0.013	220	1823
14	6.687	0.514	220	1823	0.872	-0.061	220	1701
15	7.558	0.453	220	1701	1.058	-0.074	220	1553
16	8.617	0.378	220	1553	1.058	-0.074	220	1404
17	9.675	0.304	220	1404	1.585	-0.111	220	1182
18	11.260	0.193	220	1182	1.589	-0.112	220	959



19	12.849	0.081	220	959	0.035	-0.002	220	955
20	12.884	0.078	220	955	0.116	-0.008	220	938
21	13.000	0.070	220	938	0.118	-0.008	220	922
22	13.118	0.062	220	922	0.032	-0.002	220	917
23	13.150	0.060	220	917	0.052	-0.004	220	910
24	13.202	0.056	220	910	0.798	-0.056	220	798
E	14.000	0.000						

support	fx	fz	(f>0 [kN/m]	f=-1 fixed)
5	-1.00	-1.00		
21	0.00	-1.00		

Geometry of beam

point	x	z	point	x	z
1	0.150	0.000	2	0.000	0.000
3	-0.150	0.000	4	-1.000	0.000
5	-1.000	0.800	6	-0.150	0.919
7	0.000	0.941	8	0.150	0.962
9	3.325	1.408	10	6.500	1.854
11	9.675	1.408	12	12.850	0.962
13	13.000	0.941	14	13.150	0.919
15	14.000	0.800	16	14.000	0.000
17	13.150	0.000	18	13.000	0.000
19	12.850	0.000	20	9.675	0.000
21	6.500	0.000	22	3.325	0.000
23	0.150	0.000	24	0.000	0.000



## Priloga H: Leseni steber – HO1

calculation basis : ÖNorm B 1995-1-1:2009

cantilever column: H = 3.00 m 22/22 cm Nadelholz C22

moisture class = 1 (enclosed , heatet; lc <65%; GLWF<15%)  
 creep at service class 1 will be not considered !

decisive internal forces for die proofs :

lefy = 600 cm lefz = 600 cm  
 lefm = 600 cm km = 1.00  
 Lambda = 94.5 kc = 0.32

loadcases/loads	:	Psi0	Psi1	Psi2	Gamma	
g1: Dead loads		1.00	1.00	1.00	1.35	
		; kmod = 0.60, kdef = 0.60				
s2: Snow loads <1000m		0.50	0.20	0.00	1.50	
		; kmod = 0.90, kdef = 0.60				
w3: Wind loads		0.60	0.20	0.00	1.50	
		; kmod = 0.90, kdef = 0.60				

characteristic loads	:	lc	Vx	ez	Hz	xH	qz	kmod	LDC
no.		(kN)	(cm)	(kN)	(cm)	(kN/m)			
1		30.3	0	0.00	0	0.00	0.60	0.60	dead
2		36.3	0	0.00	0	0.00	0.90	0.90	short
3		0.0	0	0.00	0	1.60	0.90	0.90	short

combinations for bearing capacity (permanent, transient)

T3 : 1.35g+1.50w3  
 T5 : 1.35g+1.50w3+0.75s2  
 serviceability permanent  
 serviceability scarce/rare  
 G3 : 1.00g+1.00w3

combinations-effects	:	combi	Nx	My	Vz	wpq	wr inst	wr fin	EWG	LDC
no.		(kN)	(kNm)	(kN)	(cm)	(cm)	(cm)			
1		-40.9	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	G	dead	
2		-95.3	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	S0A	short	
3		-40.9	-10.80	7.20	0.0	0.8	0.8	WI	short	
4		-95.3	-6.48	4.32	0.0	0.5	0.5	S0A	short	
5		-68.1	-10.80	7.20	0.0	0.8	0.8	S0A	short	

combinations-stresses		Kombi	Sigmac	Sigmat	stability	Tau
no.		(MN/m2)	(MN/m2)	(MN/m2)	(MN/m2)	(MN/m2)
1		-0.84(0.09)	-0.84(rel)	2.63(0.28)	0.00(0.00)	
2		-1.97(0.14)	-1.97(rel)	6.13(0.44)	0.00(0.00)	
3		-5.58(0.40)	4.69(rel)	8.16(0.59)	0.33(0.20)	
4		-3.60(0.26)	1.35(rel)	9.45(0.68)	0.20(0.12)	
5		-5.68(0.41)	4.13(rel)	9.91(0.72)	0.33(0.20)	

section-/support values for loadcases and resist.-combinations:

lc/K	Nx	My	xm	V	xv	Vu	Vo	Mu
no.	(kN)	(kNm)	(cm)	(kN)	(cm)	(kN)	(kN)	(kNm)
g1	-30.3	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
s2	-36.3	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
w3	0.0	-7.20	0	4.80	0	4.80	0.00	-7.20
T1	-40.9	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
T2	-95.3	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
T3	-40.9	-10.80	0	7.20	0	7.20	0.00	-10.80
T4	-95.3	-6.48	0	4.32	0	4.32	0.00	-6.48
T5	-68.1	-10.80	0	7.20	0	7.20	0.00	-10.80

stress checks: for Max.-values

T3	tens.stress	SigmaZg=	4.69 MN/m2	<	9.69 MN/m2	(0,43)
T5	pressure	Sigmac =	-5.68 MN/m2	<	13.85 MN/m2	(0.41)
T5	stability	Sigmac =	9.91 MN/m2	<	13.85 MN/m2	(0.72)
T3	shear stress	TauV =	0.33 MN/m2	<	1.66 MN/m2	(0.20)

deflections for extremal value :

due to permanent/quasi-permanent loads

G-3	wpq	fin =	0.00 cm	<	H/125	(0.00)
-----	-----	-------	---------	---	-------	--------

due to rare/scarce loads

G3	wrq	inst =	0.83 cm	<	H/150	(0.41)
G3	wrq	fin =	0.83 cm	<	H/100	(0.28)

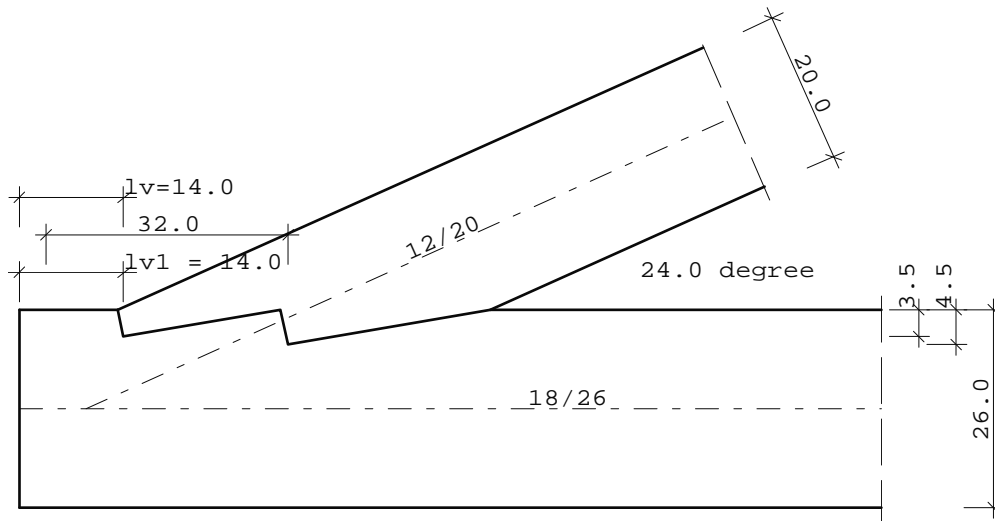
lc	sleeper	foot print	distance	Aef/kc90	pressure
no	b/h cm	lba/lla cm	le/ri cm	cm2/-	MN/m2
T2	22.0/14.0	22/20	20/20	572/1.00	1.67 < 1.66( 1.00)

## Priloga I: Leseni priključki z zasekom – HO2

### Primer 3:

MATERIAL : Nadelholz C30  
serviceclass = 1 (closed, heated; hum<65%; eql-hum<15%)  
fc,12,d = 10.68 MN/m<sup>2</sup>

Scale 1 : 10



double FRONT SKEW-NOTCH:

-----  
dimensions compression strut b1 = 12.0 cm h1 = 20.0 cm  
dimensions connection bar b2 = 18.0 cm h2 = 26.0 cm  
connection angle alpha = 24.0 degree 1-sided  
force of strut (pressure=+) Dd = 102.70 kN LDC = medium-term  
connection force ( tensile stress=+) Fd = 93.82 kN LDC = medium-term

results of design : (EN 1995 (ohne NA)) with kmod = 0.80

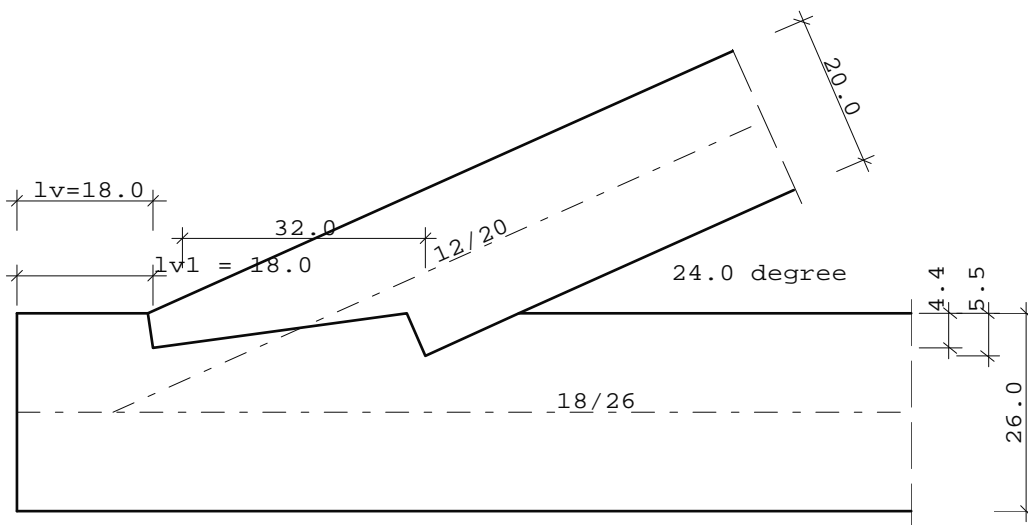
-----  
back depth skew-notch tv2 = 4.5 cm  
fore depth skew-notch tv1 = 3.5 cm  
req length forepart timber Lv2 >= 32.0 cm  
req length forepart timber Lv1 >= 14.0 cm vh-Lv = 14.0 cm  
ref.: sel Lv1 > 20 cm case risc of splitting timber !  
  
perm. connect. force back D2 = 60.29 kN e2 = -1.33 cm  
perm. connect. force front D1 = 46.89 kN e1 = 8.25 cm  
exploitation force of strutEta = 0.96  
average eccentricity e = 2.86 cm  
connection bar Sigma,t = 3.34 MN/m<sup>2</sup> < 11.08 MN/m<sup>2</sup> (0.30)

skew notch must be protected by bolts, straps etc.

## Primer 5:

MATERIAL : Nadelholz C30  
 serviceclass = 1 (closed, heated; hum<65%; eq1-hum<15%)  
 $f_{c,12,d} = 10.68 \text{ MN/m}^2$  ,  $f_{c,24,d} = 6.31 \text{ MN/m}^2$

Scale 1 : 10



## FRONT-HEEL SKEW-NOTCH:

-----  
 dimensions compression strut  $b_1 = 12.0 \text{ cm}$   $h_1 = 20.0 \text{ cm}$   
 dimensions connection bar  $b_2 = 18.0 \text{ cm}$   $h_2 = 26.0 \text{ cm}$   
 connection angle  $\alpha = 24.0 \text{ degree}$  1-sided  
 force of strut (pressure=+)  $D_d = 102.70 \text{ kN}$  LDC = medium-term  
 connection force ( tensile stress=+)  $F_d = 93.82 \text{ kN}$  LDC = medium-term

results of design : (EN 1995 (ohne NA)) with  $k_{mod} = 0.80$

-----  
 back depth skew-notch  $tv_2 = 5.5 \text{ cm}$   
 fore depth skew-notch  $tv_1 = 4.4 \text{ cm}$   
 req length forepart timber  $L_{v2} \geq 32.0 \text{ cm}$   
 req length forepart timber  $L_{v1} \geq 18.0 \text{ cm}$   $vh-L_v = 18.0 \text{ cm}$   
 ref.: sel  $L_{v1} > 20 \text{ cm}$  case risc of splitting timber !

perm. connect. force back  $D_2 = 45.57 \text{ kN}$   $e_2 = -6.99 \text{ cm}$   
 perm. connect. force front  $D_1 = 58.95 \text{ kN}$   $e_1 = 7.80 \text{ cm}$   
 exploitation force of strut  $E_t = 0.98$   
 average eccentricity  $e = 1.35 \text{ cm}$   
 connection bar  $\sigma_{t} = 3.77 \text{ MN/m}^2 < 11.08 \text{ MN/m}^2 (0.34)$

skew notch must be protected by bolts, straps etc.