1.	Opišite postopek projektiranja sestave betona in napišite kaj vse mora vsebovati projekt betona.

Osnovni postopek je sledeč:

- Uporabnik določi namen uporabe in pogoje, ki jim bo betonski element izpostavljen.
- Projektant določi sestavine betona (vrsta, kvaliteta, količina)/recepturo betona, način izdelave, prevoza in vgradnje betonske mešanice ter razopaženje elementa.

Projekt betona vsebuje:

- zahtevane lastnosti v času uporabe.
- Pogoje za izbiro, dobavo in uporabo sestavin.
- Predpisane postopke hranjenja, uporabe in nege betonske mešanice.
- Predpisan način, vrsto in pogostost preverjanja in zagotavljanja kvalitete.

Bolj podrobna je še specifikacija betona, ki vsebuje še: 1. uporabo betona, 2. pogoje negovanja, 3. dimenzije konstrukcije zaradi hidratacijske toplote, 4. vplive okolja, 5. zahteve za agregat na površini, 6. zahteve v zvezi z zaščitnim slojem, armaturo in najmanjšimi dimenzijami, 7. omejitve glede uporabe osnovnih materialov (primernost).

Med projektiranjem sestave betona moramo imeti podatke o:

- razpoložljivih sestavnih materialih (cement, agregat, voda, dodatki);
- tehnologijah izdelave betonskega elementa (način, transport, ~~[illegible]~~ izvedba, nadzor);
- podatke iz projekta konstrukcije (dimenzije, armatura, pogoji okolja, način izvedbe).

2.	Vgrajevanje betona v izjemnih pogojih: (a) Splošno. (b) Betoniranje pri nizkih temperaturah (priporočila, osnovni principi tehnologije zimskega betoniranja, groba opis Termos metode). (c) Betoniranje pri povišanih temperaturah (splošno, podrobna obrazložitev uporabe ledu – kalorična enačba).

a) Pri vgradnji betona so potrebni posebni ukrepi, če temperatura ozračja ni med 5 °C in 30 °C v brezvetrju.

Pri nizkih temperaturah moramo preprečiti zmrzovanje betona, ki zelo zmanjša njegove fizikalne in mehanske lastnosti. Pri visokih temperaturah pa moramo zavirati proces hidratizacije, ki lahko povzroči povečano število mikrorazpok. Prav tako moramo paziti na potrebo betona po vodi, ki je navadno večja.

b) Priporočila:

- Uporabljamo cemente z večjo hidratacijsko toploto (višji razredi, manj žlindre).
- Izogibamo se cementov z dodatki pucolana.
- Uporabimo večje količine cementa in nižje vodocementne faktorje (uporaba superplastifikatorjev)
- Uporabimo pospeševalce vezanja in antifrize.
- Predhodno segrejemo sestavine betonske mešanice.
- Segrevamo (preko opažev/cevi/pare) svež beton med negovanjem.

Osnovni princip tehnologije zimskega betoniranja:

- Poskrbimo za primerno sestavo betona in segrejemo sestavine (navadno vodo in agregat).
- Po vgraditvi poskrbimo za segrevanje betona (izolacija, termo opaži, zaprti prostori, segrevanje...).
- Pred prvim zamrzovanjem moramo doseči vsaj 1/2 projektirane trdnosti.
- Preprečiti moramo hitro ohlajevanje ~~v~~ 24 urah po betoniranju.

Termos metoda: Betonsko (segreto) mešanico vgradimo v toplotno izoliran opaž. Skupna količina sproščene toplote v betonu mora biti enaka izgubam toplote, ki jih utrpi pri ohlajanju do 0°C:

začetna T

$$\underline{Q_b = m_b \cdot c_b \cdot \Delta T = m_b \cdot c_b \cdot T_{bz}}$$ - ohlajanje betona do 0°C

$$\underline{Q_z = m_c \cdot Q_{cht}}$$ - sproščena hidratacijska toplota

t. prevodnost; dolžina čas ohlajanja

$$\underline{Q_i = P_t \cdot t_h = k \cdot S\,(T_b - T_z) \cdot t_h}$$ - izgubljena toplota skozi opaž v času t_h

Izenačimo in izrazimo t_h:

$$\boxed{t_h = \frac{\gamma_b \cdot c_b \cdot T_{bz} + \gamma_c\, Q_{cht}}{3{,}6 \cdot k \cdot M_p\,(T_{bs} - T_z)}}\ v\ [h]$$

stopnja masivnosti

c) Pri povišanih temperaturah imamo opravka z večjimi potrebami po vodi, krajšim časom vezanja in zmanjšanju nominalne trdnosti betona. Ukrepi, ki to preprečijo oziroma omilijo so:
- zmanjšanje temperature betonske mešanice (hladimo vodo, cement, agregat);
- uporaba drobljenega ledu.

Pri uporabi ledu moramo upoštevati, naj bo masa dodane vode enaka masi stopljenega ledu in vode v mešanici. To upoštevamo pri izpeljavi kalorične enačbe:

specifična talilna toplota ledu

$$\underline{T_b \cdot m_b \cdot c_b = T_a \cdot m_a \cdot c_a + T_c \cdot m_c \cdot c_c + T_v \cdot (m_v \cdot m_L) \cdot c_v + T_L \cdot m_L \cdot c_L - L\, m_L}$$

$$T_b = \frac{0{,}2 \cdot (T_a \cdot m_a + T_c \cdot m_c) + T_v \cdot m_v - m_L \cdot (T_v - 0{,}49 \cdot T_L + 80)}{0{,}2 \cdot (m_a + m_c) + m_v}$$

upoštevamo razmerja specifičnih toplot c

$$\boxed{m_L = \frac{0{,}2 \cdot (T_a \cdot m_a + T_c \cdot m_c) + T_v \cdot m_v - T_b\,[0{,}2 \cdot (m_a + m_c) + m_v]}{(T_v - 0{,}49 \cdot T_L + 80)}}$$

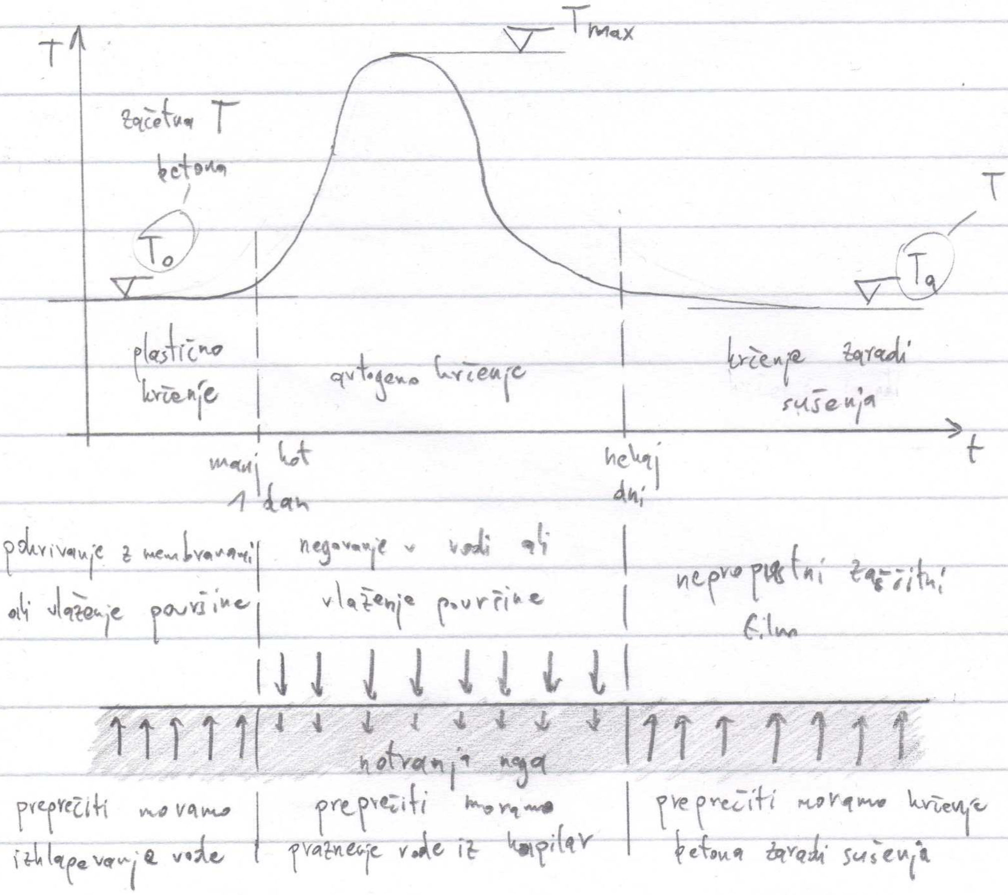
Lahko tudi:

$$m_L = \frac{T_b \cdot m_b \cdot c_b - T_a \cdot m_a \cdot c_a - T_c \cdot m_c \cdot c_c - T_v \cdot m_v \cdot c_v}{T_v \cdot c_v + T_L \cdot c_L - L}$$

3.	Nega betona: a Splošno. b V izjemnih pogojih.

a Po mešanju sestavin betona začne voda iz mešanice prehajati v okolico, ki ima manjšo relativno vlažnost od betona, poleg tega pa vezivo pri hidrataciji nase veže vodo. Posledica je nastanek prevelikih sil v elementu in s tem poškodb. Te poškodbe zmanjšamo z zmanjšanjem deformacij z nego betona po vgraditvi.

Ločimo na zunanjo nego betona (vlaženje površine, preprečevanje izhajanja vode) in notranjo nego betona (rezervoarji vode v betonu, ki omogočajo kasnejšo porabo vode iz finih kapilar – to je lahek agregat).



Čas negovanja mladega betona pogojujeta vlažnost okolice in temperatura.

b Glej odgovore pri vprašanju 2.

4.	Naštejte mehanske in reološke lastnosti otrdelega betona in natančneje opišite njegovo tlačno in natezno trdnost (definicija, preiskave) ter prikažite vpliv strukture betona, pogojev okolja in starosti betona na njegovo trdnost (opis, diagram).

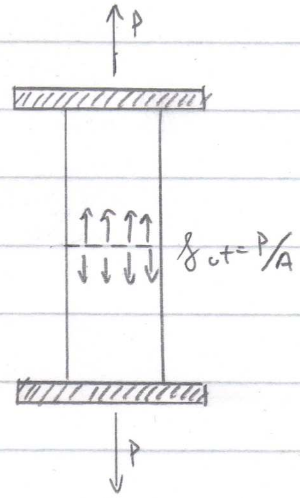
Mehanske:
- tlačna trdnost
- upogibna trdnost
- natezna trdnost

Reološke:
- deformacije zaradi obremenitve
- krčenje
- lezenje

• Tlačna trdnost: Veliko večja kot pa njegova natezna ali strižna trdnost, zato jo hočemo pri projektiranju vedno čim bolj izkoristiti, označuje pa se z oznako CXX/YY, kjer sta XX in YY tlačne trdnosti standardne kocke in valja betona (15 cm in 30 cm). To je karakteristična tlačna trdnost.

Preiskava poteka tako, da vgradimo beton v kalupe (zgostimo, zravnamo), zaščitimo vzorec, hranimo do preiskave na RH ≥ 95% pri 20°C ± 4°C in mokro obrisane postavimo na prešo. Obremenitev nanašamo preko dveh togih jeklenih plošč, od katerih je spodnja nepomična, zgornja pa pomična. Obremenitev nanašamo postopoma in s predpisano hitrostjo do porušitve. Dobimo enoosno tlačno trdnost betona: $f_c = P/A$

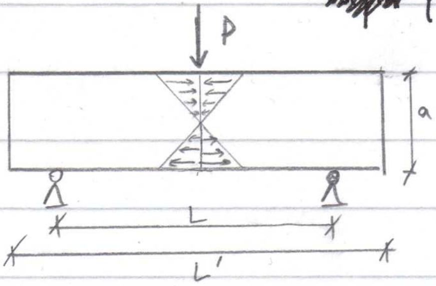
• Natezna trdnost: - Enoosni natezni preizkus (redko):



Testiramo prizme 10 x 10 x 40 cm in f_{ct} izračunamo ob predpostavki, da je obnašanje betona vse do porušitve linearno elastično in da je $E_c = E_{ct}$:

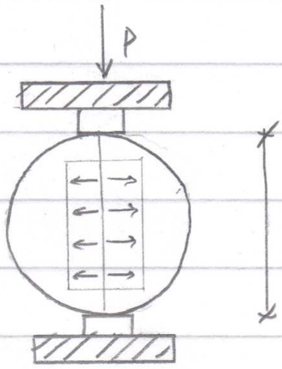
$$f_{ct,fl} = \frac{3 \cdot P \cdot L}{2 \cdot a^3}$$

- **Upogibni preizkus:** Dobimo večje natezne trdnosti kot pri enoosnem preizkusu, saj je verjetnost, da je nateg na mestu oslabitve manjši. Določamo na prizmah določenih dimenzij, njen izračun pa je odvisen od geometrije preizkusa, vedno pa velja:



$$f_{ct} > f_{ct,EL}$$

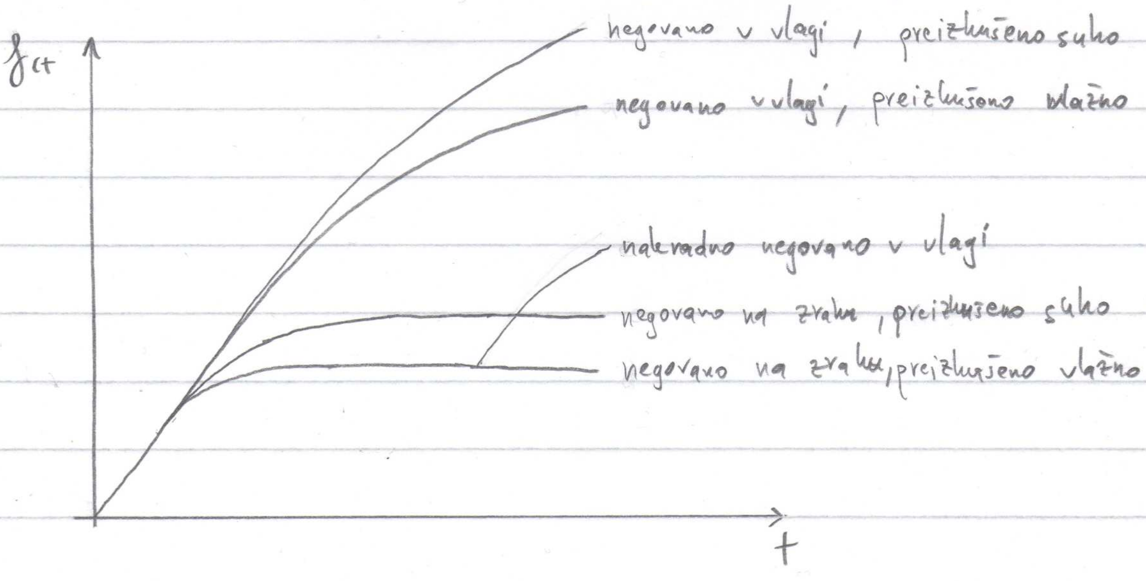
- **Preizkus cepitvene natezne trdnosti:**
Določamo jo na valjih s premerom $d = 15\,cm$ in dolžino $L = 30\,cm$, ki jih obremenimo z linijsko obtežbo vzdolž L in jo povečujemo do porušitve. Cepitvena natezna trdnost:



$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot L \cdot d} > f_{ct,EL}$$

• **Vplivi na trdnost betona:** Heterogena struktura onemogoča enostavne napovedi vplivov na trdnost, poleg tega pa se struktura s časom spreminja.

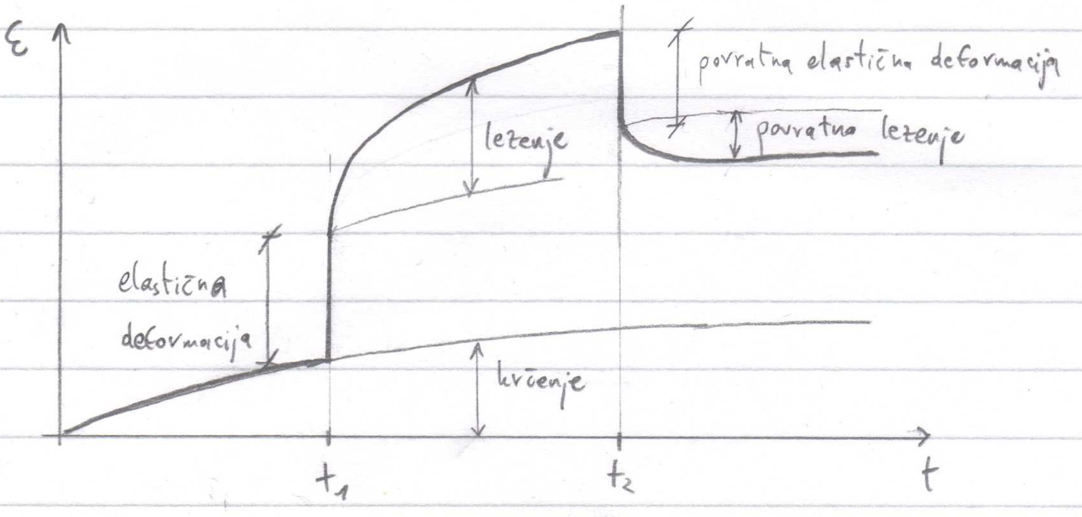
Vlažnost ima zelo velik vpliv na trdnost betona, saj se naraščanje le-te ustavi, če se beton izsuši. Če je beton pred preizkušanjem v vodi in nato kratek čas suši, ima zaradi kapilarnih sil večjo trdnost. Prav tako se moramo zavedati, da se trdnost betona povečuje s starostjo, če je ta negovan.



5. Reološke lastnosti otrdelega betona: (a) Splošno. (b) Opišite časovni potek deformacij betona v suhem okolju, ki je bil v času t_1 obremenjen in v času t_2 razbremenjen (shematično prikažite deformacijo v odvisnosti od časa). (c) Opišite krčenje betona (vrste krčenj, parametri, ki vplivajo na velikost krčenja, glavne razlike v krčenju normalnega in visokotrdnega betona).

(a) Reološke lastnosti otrdelega betona so načeloma odvisne tudi od trajanja nanešene obtežbe. Pri kratkotrajnih obremenitvah manjših od dopustnih se beton obnaša elastično, pri dolgotrajnih pa prične beton lezti (pri istih napetostih se deformacije še vedno povečujejo). Poleg teh deformacij pa imamo tekom časa tudi deformacije zaradi krčenja betona, ki navadno vnesejo v beton natezne napetosti.

(b) Že pri majhnih napetostih deformacije niso čisto povratne (glej delovni diagram betona – linija razbremenitve ni ista od linije obremenitve). Če pa pogledamo, kako se deformacije večajo, če beton obremenimo v času t_1 in razbremenimo v času t_2 opazimo naslednjo vezo:



(c) · Krčenje zaradi sušenja: kemijski procesi, ki spremljajo hidratacijo, povzročijo krčenje cementne paste → avtogeno krčenje (samoizsušenje v porah). Višja je temperatura, nižje je vodocementno razmerje in več je drobnih delcev, večje je to krčenje.

Zaradi izgub vode prihaja v površinskih slojih do krčenja in s tem do natezních napetosti → plastično krčenje. Več je cementa in slabša je nega betona, tem večje je to krčenje.

- Krčenje zaradi karbonatizacije: CO_2 v zraku reagira s cementnim kamnom v betonu in iz kalcijevega hidroksida nastaneta kalcijev karbonat in voda, ki pa imata manjšo prostornino in zato se beton krči. Ob tem pa se poveča trdnost betona. Najmanjši vpliv ima CO_2, če ima beton zaprte pore, prazne pore ali pore polne z vodo, največ pa pri delno vlažnem betonu. Zaradi nizke propustnosti so visokotrdni betoni bolj odporni proti temu pojavu kot betoni navadne trdnosti.

- Parametri, ki vplivajo na velikost krčenja betona: Poleg že naštetih, to je VC razmerja, temperature, zapolnjenosti por, nege betona... imajo velik vpliv tudi zrnavostna sestava betona in velikost največjega zrna agregata, saj agregat krčenje ovira, poleg tega pa velika zrna zmanjšajo potrebo po velikem deležu cementa, kar krčenje zmanjša.

Krčenje je logično povezano tudi s časom. V splošnem se v prvih dneh izvrši od 14 do 34% dvajsetletnega krčenja, po treh mesecih pa od 40 do 80%, v prvem letu od 66 do 85%. To krčenje se pri stalnih pogojih nikoli ne ustavi.

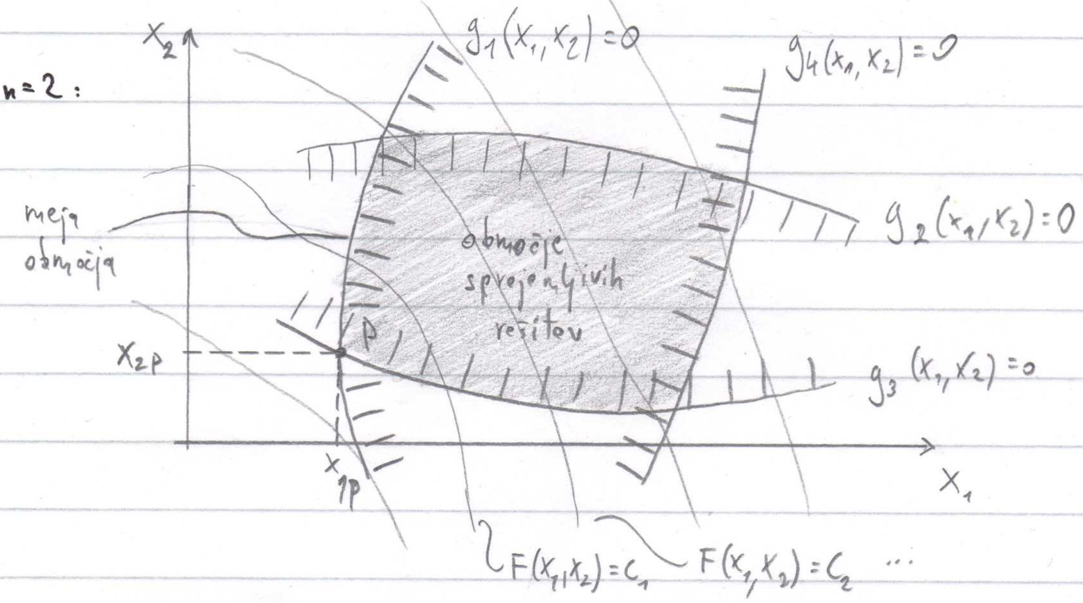
6.	Optimizacija betonskih konstrukcij: ⓐ Osnove optimizacije betonskih konstrukcij. ⓑ Formulacija matematičnega programa. ⓒ Naštejte vrste matematičnih programov.

ⓐ Gradbeno konstruiranje je proces, pri katerem konstruktor išče rešitve, ki ustrezajo vsem pogojem nosilnosti, uporabnosti in trajnosti. Teh je v splošnem neskončno mnogo. Če v proces vpeljemo neznanke X_i, ki predstavljajo npr. geometrijo prereza in lastnosti materiala lahko izdelamo/ugotovimo območje sprejemljivih rešitev, ki ustrezajo vsem pogojem.

Ovrednotimo posamezne rešitve po nekem izbranem kriteriju in z matematičnimi orodji poiščemo optimalno rešitev (merljiv optimum). To pomeni, da iščemo ekstrem (min, max) kriterijalne oz. namenske funkcije. Ta rešitev je v nekem pogledu najboljša.

ⓑ Imamo namensko funkcijo $F(x_i)$ (neodvisne spremenljivke), ki gre proti ekstremu (min, max) in pogoje $g_j(x_i) \gtreqless 0$; $i = 1, \dots, n$ in $j = 1, \dots, m$ $(n \neq m)$.

Primer n=2:



Kriterij: $F \rightarrow min$ → Rešitev: $P(x_{1P}, x_{2P})$ — najmanjša vrednost $F(x_1, x_2)$ v območju sprejemljivih rešitev

Prostor rešitev je n-dimenzionalen, medtem ko so $g(x_i) = 0$ in $F(x_i) = konst.$ $(n-1)$-razsežni podprostori.

Problem lahko rešujemo grafično (primer) ali numerično (računalniki).

c) Imamo več vrst matematičnih programov za tako optimizacijo:

- <u>Diskretni programi</u>: Izbiramo lahko le posamezne diskretne vrednosti pri eni ali več spremenljivk (ni zvezna). Primer so preddefinirane dimenzije armature, ki ni poljubno izbrana.
- <u>Večkriterijalno programiranje</u>: Imamo navadno nelinearno namensko funkcijo in pogoje, problem pa rešujemo s posebno programsko opremo za reševanje sistemov nelinearnih enačb pri določenih pogojih. Primer je dodatek Solver v Excelu.

7.	Optimizacija betonskih konstrukcij : a Osnove optimizacije betonskih konstrukcij. b Preverba dejanskih problemov povezanih s konstruiranjem v matematični program.

a Glej odgovor na vprašanje 6.

b Pri optimizaciji lahko ovrednotenje in idealizacija dejanskega problema vpliva na posamezne spremenljivke in ustrezno izbiro namenske funkcije. Tukaj lahko pri reševanju nastopijo naslednje vrste problemov:

1. $F(x_i)$ in $g_j(x_i)$ so linearne funkcije X_i ; $i=1,\dots,n$ in $j=1,\dots,m$.

Linearni program v matrični obliki:

$$F(x_i) = \{C\}^T \cdot \{x\} \to min \quad \text{- namenska funkcija}$$

$$[A] \cdot \{x\} \geq \{B\} \quad \text{- pogoji}$$

Reševanje:
- metoda simplex
- grafično ($n=2,3$)
- računalniški programi

2. Nepogojena optimizacija namenske funkcije vezanih spremenljivk:

Pogoj minimuma: $\frac{\partial F}{\partial x_i} = 0$; $i=1,\dots,n$ in $[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 F}{\partial x_1^2} & \cdots & \frac{\partial^2 F}{\partial x_1 \partial x_n} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial^2 F}{\partial x_n \partial x_1} & \cdots & \frac{\partial^2 F}{\partial x_n^2} \end{bmatrix}$

pozitivno definitna!

Metode ničtega reda:
- metoda mreže
- metoda naključnega preizkušanja
- kvadratna interpolacija v smeri iskanja rešitev

toliko časa izbiramo X_i, da dobimo optimalno vrednost v točki gledamo, kam kaže gradient in gremo v tisti smeri

Metode prvega reda: - gradientna metoda
- konjugirani gradient

Metode drugega reda: - Newtnova metoda

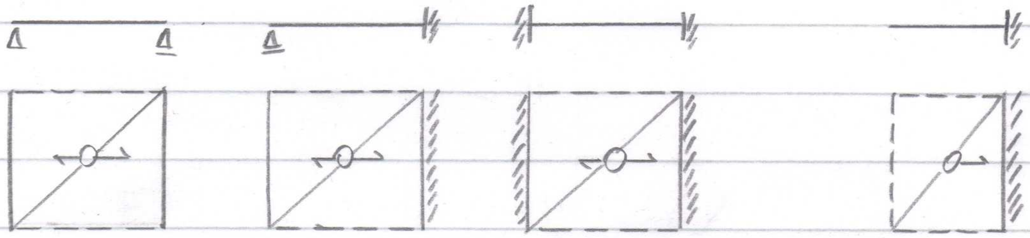
3. $F(x_i)$ in/ali eden $g_j(x_i)$ je nelinearna funkcija X_i!

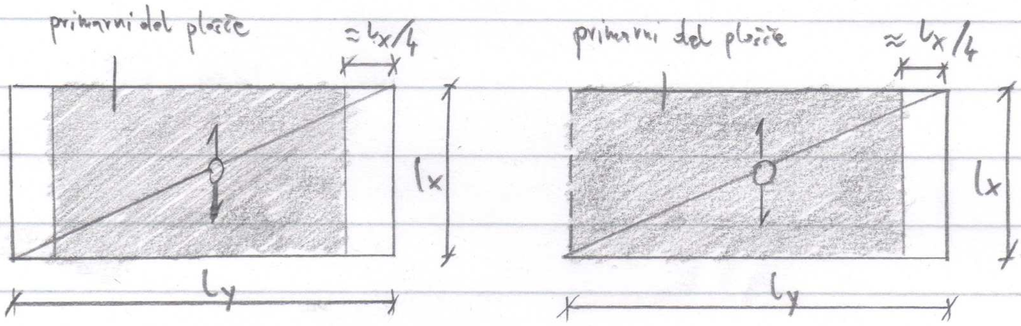
Rešitve: - preverba na nepogojeno optimizacijo (metoda kazenskih funkcij)
↳ modificiramo namensko funkcijo, da blazno naraste blizu pogojev
- Lagrangevi multiplikatorji
- metoda možnih smeri
- linearizacija problema → razvoj v Taylorjevo vrsto (1. členi)

8. Polne AB plošče nosilne v eni smeri: (a) Kdaj so plošče nosilne v eni smeri? (b) Kako jih analiziramo in dimenzioniramo?

(a) V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 se lahko pretežno enakomerno obtežena plošča obravnava kot nosilna v eni smeri, če:

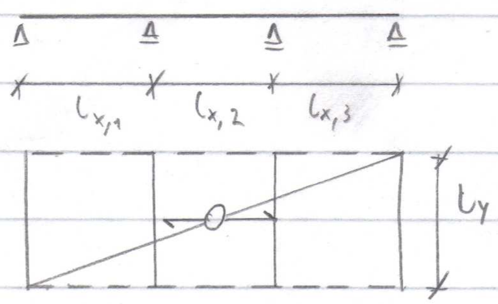
- ima dva prosta nepodprta in približno vzporedna roba ("nosilci", "konzole");
- gre za osrednji del na štirih robovih podprte približno pravokotne plošče z razmerjem večje razpetine proti manjši: $l_{max}/l_{min} \geq 2$

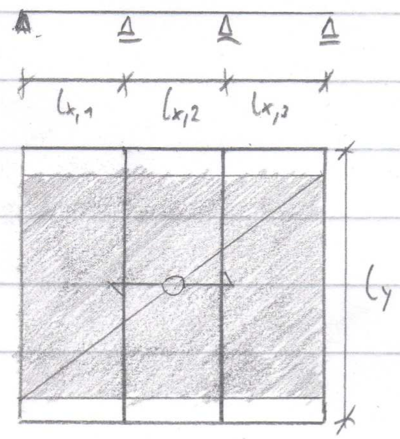




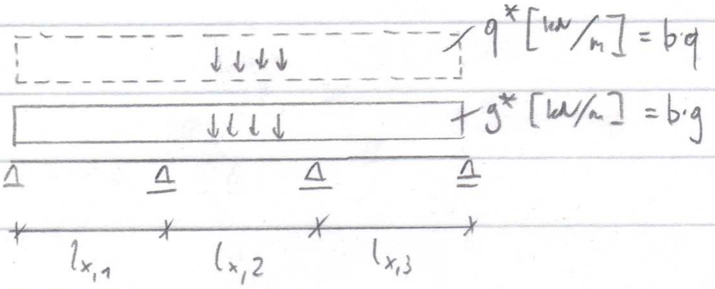
V prečni smeri na sredini isti pomik kot v vzdolžni smeri na sredini → večja ukrivljenost v prečni smeri → večji upogibni momenti.

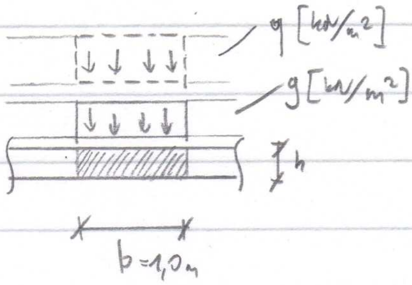
S temi pogoji zajamemo tudi neprekinjene plošče preko več polj, če so te $b = l_y > 5$ in $l_{x,i} \geq 5h$ ter $l_{x,i} \cdot 2 \leq l_y$:





b) Za analizo in dimenzioniranje plošč nosilnih v eni smeri lahko uporabimo nadomestni nosilec, ki ga predstavlja pas plošče širok 1m. Togost in enakomerno obtežbo (g^* in q^*) si razdeli na pripadajočo širino b. Pri koncentriranih in linijskih obtežbah notranje sile v nadomestnem nosilcu določimo z upoštevanjem sodelujoče širine. Analiza notranjih sil in potrebne kontrole glede MSN in MSU.

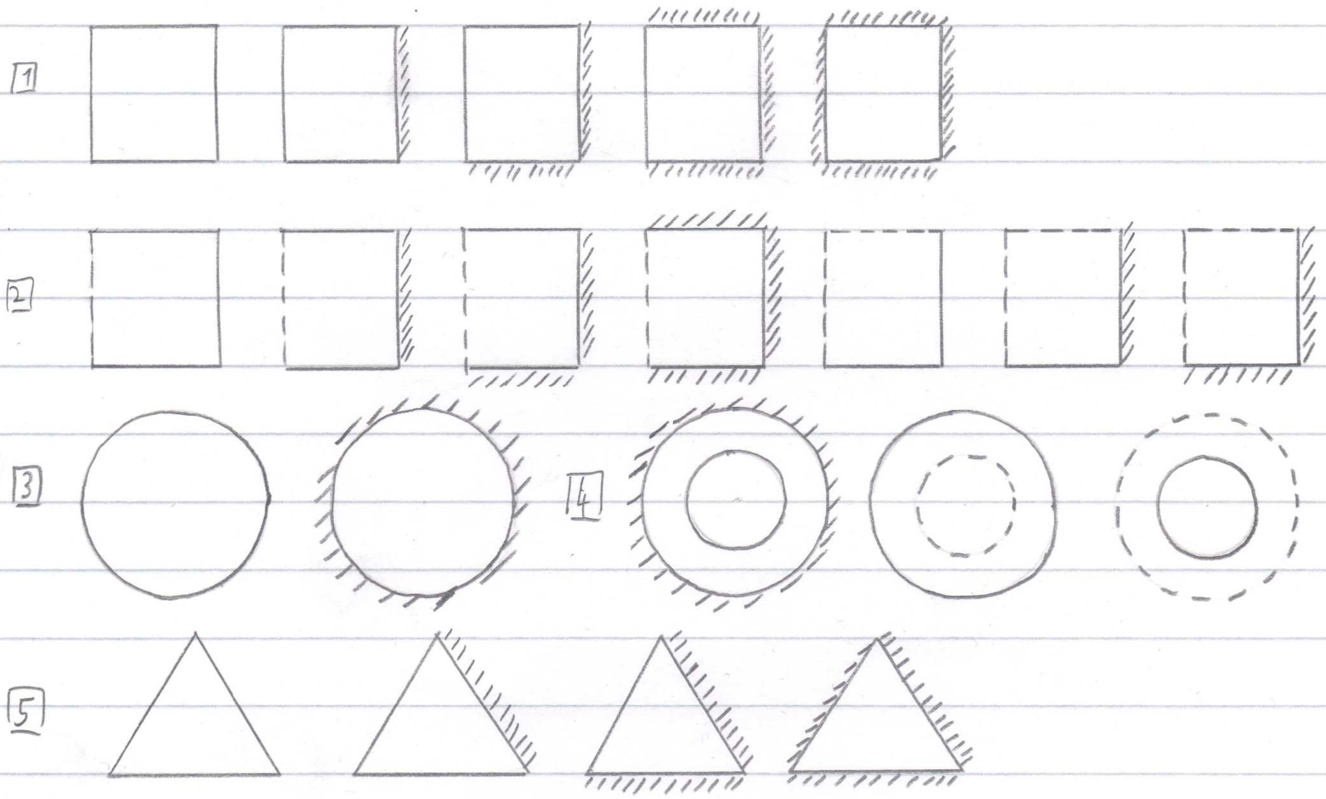




Še vseeno pa moramo upoštevati konstrukcijska pravila in zahteve glede armiranja plošč!

9.	Polne AB plošče nosilne v več smereh: ⓐ Kdaj so plošče nosilne v več smereh? ⓑ Kako jih analiziramo in dimenzioniramo?

ⓐ Polne AB plošče so nosilne v več smereh, če so pravokotne in podprte na 4 ali 3 stranh in velja $l_{max}/l_{min} < 2$ [1], pravokotne podprte na 2 robovih in $l_{max}/l_{min} < 2$ [2], krožne [3], kolobarjaste [4] in trikotne [5] plošče.



ⓑ Analiziramo jih s pomočjo linearne teorije elastičnosti (izjemoma teorije plastičnosti). Take plošče so statično nedoločeni elementi, za katere velja parcialna diferencialna enačba plošče:

$$\boxed{\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}} \quad ; \quad D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1-\nu^2)}$$

pomik plošče v z smeri
obtežba plošče
upogibna togost plošče
debelina plošče
0,2 – nerazpokan beton
0,0 – razpokan beton

Reševanje (analitično) te enačbe je zelo zahtevno, zato so bili izpeljani zaključeni izrazi za določanje pomikov in notranjih sil za tipične primere plošč. Ti so podani v obliki preglednic in diagramov. Enačbo pa lahko rešimo tudi numerično, to je z diferenčno metodo ali z metodo končnih elementov.

Računske metode, ki temeljijo na plastični analizi, se lahko uporabljajo le za kontrole v MSN (zadostna duktilnost kritičnih prerezov):

↱ metoda pasov pri ploščah

- metode spodnje meje → statične metode z upoštevanjem ravnotežnih pogojev v MSN
- metode zgornje meje → kinematične metode s predpostavljenim porušnim mehanizmom

↳ metoda porušnic

Pri uporabi obstoječih razpredelnic in tabel moramo upoštevati teorijo oziroma predpostavke, po katerih so bile izračunane, zato je vsaka analiza za isto ploščo lahko drugačna, če izberemo drugega avtorja tabel. Pri analizi pa MKE ~~[illegible]~~ za posamične plošče in pri uporabi tabel moramo paziti na izravnavo momentov, kjer se dve plošči stikata nad podporo. Pri MKE analizi celotne medetažne konstrukcije pa moramo paziti zgolj na obliko in gostoto mreže končnih elementov.

(Za dodatne napotke glej uporabo tabel in obrazcev na predavanjih, ampak tistega je preveč, da bi šel pisat v izpit...)

10. Konstrukcijske posebnosti in zahteve glede armiranja plošč.

• **Dimenzije:**
- $b \ge 5h$ in $l_{eff} \ge 5h$ — teoretična razpetina plošče
- $h \ge 50mm$
- če $h \le 200\,mm$ (debelina potrebna za vgraditev strižne armature), potem $V_{Ed} \le V_{Rd,c} = V_{Rd,c}(h)$ - odpornost brez strižne armature

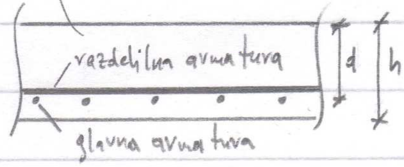
• **Upogibna armatura:**

- **Prerez:**

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0{,}26 \dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \\ 0{,}0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$

$A_{s,max} = A'_{s,max} = 0{,}04 A_c$ — razen pri preklopih

$A_{s,razd} = 0{,}20 A_s$ — plošče nosilne v eni smeri!



- **Razdalje med palicami:** $e \le s_{max,slabs}$

Glavna armatura: $e_{gl} \le \min\{3h;\ 400mm\}$ Razdelilna armatura: $e_{razd} \le \min(3{,}5h;\ 450mm)$

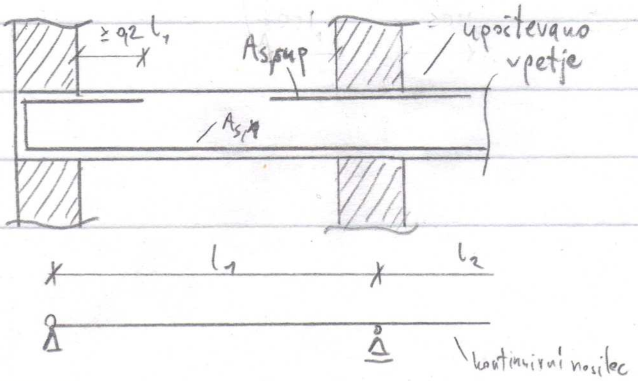
$e_{gl} \le \min(2h;\ 250mm)$ ← območja s koncentriranimi obtežbami (strožji pogoji) → $e_{razd} \le \min(3h;\ 400mm)$

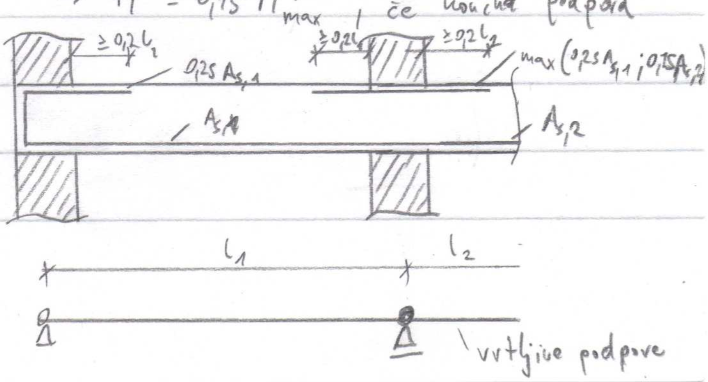
Za vogalno armaturo velja, da mora biti zgoraj in spodaj enaka max vrednost armature v polju (glavne).

- **Armatura za prevzem upogibnih momentov zaradi neupoštevane upetosti:**

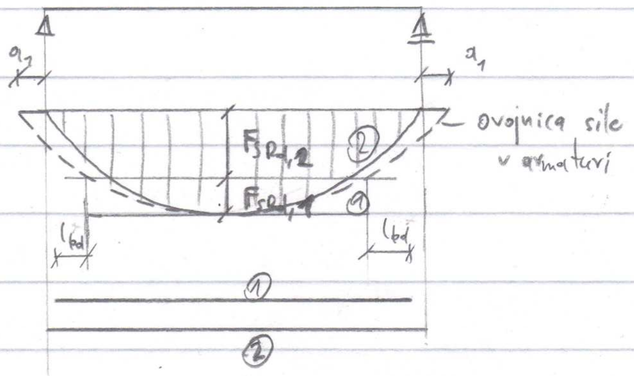
Plošče, ki so delno vpete, a to ni upoštevano v računu za zgornjo armaturo veljajo naslednje omejitve: $M^- \ge 0{,}25\, M^+_{max}$ (v polju) → $A_s^- \ge 0{,}25\, A^+_{s,max}$, če je h=konst.

→ $M^- \ge 0{,}15\, M^+_{max}$, če končna podpora





- **Vodenje armature vzdolž plošče:** Načeloma kot pri nosilcih, le da upoštevamo premik črte sil v natezni armaturi $a_1 = d$.



Sila v armaturi zaradi upogiba in osne sile:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed,s}}{z} + N_{Ed} = k_s \frac{M_{Ed,s}}{h} + N_{Ed}$$

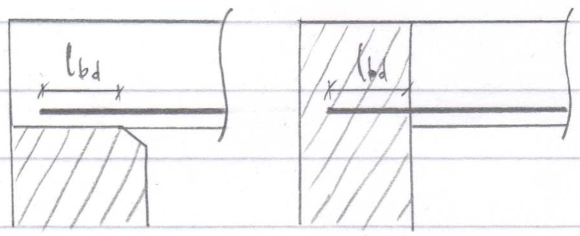
$F_{s,Rd,i} = A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}$ in $\sigma_{s,i} \le f_{yd,i}$

↳ skupine ali posamezne palice

- **Sidranje armature spodaj nad končno podporo:** Najmanjša spodnja armatura ob vrtljivih oz. šibko vpetih končnih podporah:

$A_{s,podp} \ge \frac{1}{4} A_{s,max}$ oz. $A_{s,podp} \ge \frac{1}{2} A_{s,max}$

↳ poenostavitev z nosilci ↳ prostoležeče plošče, vodimo do podpor!

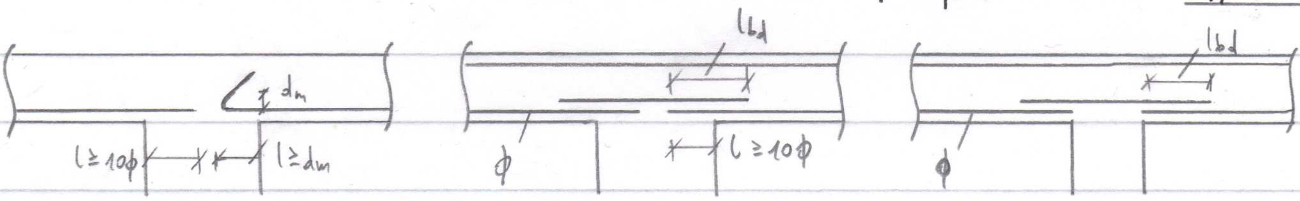


direktna podpora — indirektna podpora

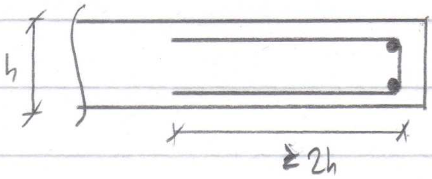
Sidranje zagotovljeno za silo: $F_{Ed} = \frac{V_{Ed}\, a_1}{d} + N_{Ed}$

Upoštevamo $d = a_1$ (plošče): $F_{Ed} = V_{Ed} + N_{Ed}$

- **Sidranje spodnje armature nad vmesno podporo:**
  → kontinuirno modelirane: $A_{s,podp} \ge \frac{1}{4} A_{s,max}$
  → vrtljivo podprto modelirane: $A_{s,podp} \ge \frac{1}{2} A_{s,max}$



- **Armiranje prostih robov:** Prečna armatura v obliki "U" stremen in palice vzdolžne armature.

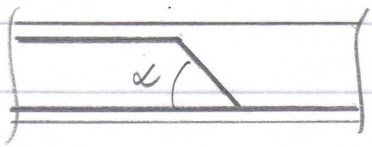


• Strižna armatura: Vgradi lahko le če so plošče $h \geq 200\,mm$!

Sestavljena je lahko iz stremen, ki objemajo tlačno in natezno cono in poševno krivljenih palic.

glede na tlačne diagonale

$|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$ → palice edina strižna armatura



α: $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Minimalna potrebna količina strižne armature: $\rho_{w,min} = 0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b \cdot \sin\alpha}$$

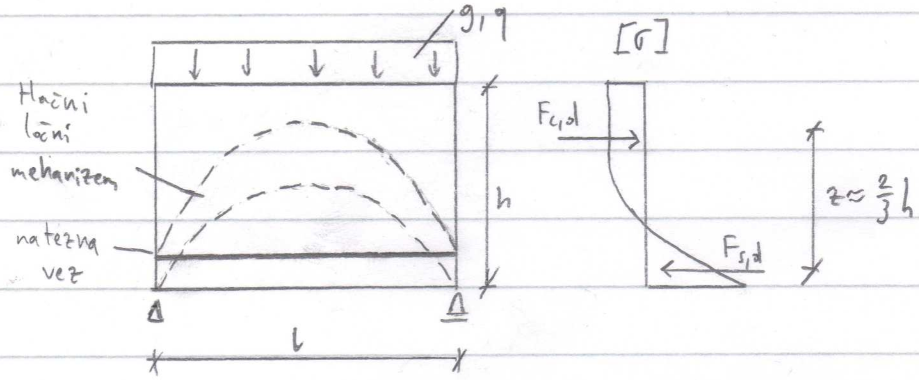
s vzdolžna razdalja med palicami

Maksimalne razdalje med palicami strižne armature:

- vzdolžno med zaporednimi niti stremen: $s_{max} = 0{,}75\,d \cdot (1 + \cot\alpha)$
- vzdolžno med poševno krivljenimi palicami: $s_{max} = d$
- med posameznimi strižnimi palicami ne sme preseči: $s_{t,max} = 1{,}5\,d$

11.	Opišite postopek dimenzioniranja stenastih nosilcev: ⓐ Formiranje modela. ⓑ Potrebne kontrole elementov modela.

Ne velja več Bernoullijeva hipoteza o linearnem poteku deformacij po višini prereza, saj si zaradi velike višine aktivira ločni mehanizem. Ta poteka preko vzdolžnih deformacij in napetosti po višini. Prereza sta nelinearna (že ob upoštevanju najbolj enostavnega linearno elastičnega obnašanja materiala → Hookov zakon $\sigma = E \cdot \varepsilon$).

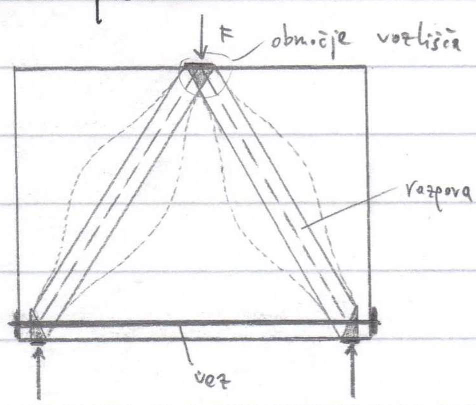


$l/h \leq 2$ – prostoležeči nosilec
$l/h \leq 2{,}5$ – kontinuirni nosilec preko 2 polj
$l/h \leq 3$ – kontinuirni nosilec preko več polj

} meje za stenast nosilec

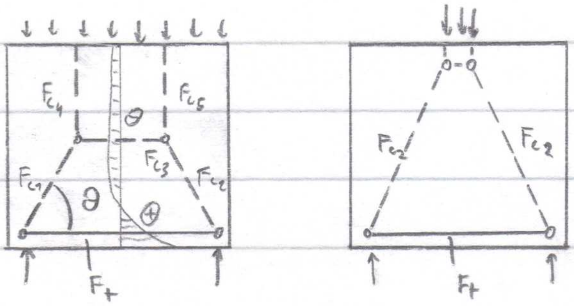
ⓐ Kot primarno metodo za analizo stenastih nosilcev razumemo metodo z uporabo modela z vezmi in razporami (nadomestno paličje), ki sodi med metode plastičnosti. → za MSU in MSN

- vezi (nameščena natezna armatura)
- razpore (polja tlačnih napetosti)
- vozlišča (stičišča in vnosi koncentriranih obtežb in reakcij)



Model oz. njegovo geometrijo izberemo tako, da je položaj in smeri vezi in razpor prilagojene rezultatom analize po linearno elastični teoriji (ugodno tudi za preprečevanje širokih razpok).

Elemente modela v grobem prilagodimo smerem trajektorij glavnih napetosti in položaju nateznih oz. tlačnih napetosti, ki jih dobimo z linearno elastično analizo po MKE. Pri enostavnih primerih določimo geometrijo nadomestnega paličja na podlagi uveljavljenih modelov.



S priporočili določimo vozlišča sil, kot pod katerim potekajo razpore θ in sile v mehanizmu samem F_t in F_c (priporočila so podana v tabelah v literaturi).

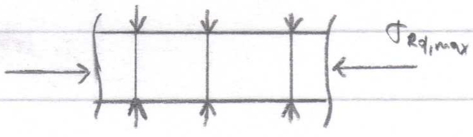
Navadno najprej določimo sile v glavnih vezeh in nato z upoštevanjem ravnotežnih pogojev v vozliščih določimo tudi sile v razporah. Sile v vezeh se določijo na podlagi momentov določenih na modelu običajnega linijskega nosilca, pri tem pa upoštevamo znižanje momentne linije zaradi aktiviranih mehanizmov v stenastem nosilcu preko več polj.

b) • Vezi: Izpolniti moramo pogoje MSN: $A_{s,t} = F_{t,d} / f_{t,yd}$

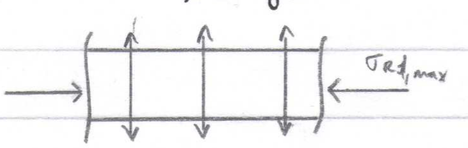
• Razpore: V splošnem kontrola napetosti v vozliščih že pokrije kontrolo tlačnih napetosti v vzdolžni smeri. Paziti pa moramo na pojav morebitnih lokalnih prečnih nategov pri razširitvi napetosti v razpori (cepilne sile): $\sigma_{c,d} = F_{c,d} / A_c$

$F_{c,d} = (b \cdot w) \cdot \sigma_{Rd,max}$

Prečne tlačne napetosti na razporo delujejo ugodno, zato redukcija ni potrebna. V kolikor pa imamo opravka z nateznimi napetosti prečno na razpore, moramo redukcijo nosilnosti tlačnih razpor upoštevati.



$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$



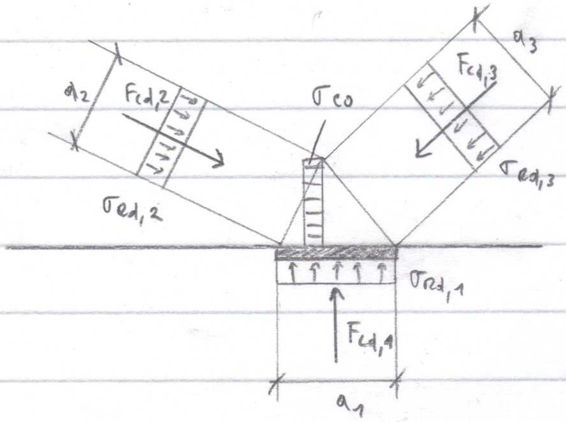
$\sigma_{Rd,max} = 0{,}6\, \nu' f_{cd}$

- <u>Vozlišča:</u> Za vsako izmed stikovanih razpor mora v vozlišču veljati:

$$\sigma_{c,d,i} = F_{c,d,i}/A_{c,i} \quad ; \quad F_{c,d,i} = b \cdot a_i \cdot \sigma_{Rd,max}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 1{,}0\ \gamma' f_{cd}$$

$$\gamma' = 1 - f_{ck}/250$$



12. Opišite postopek konstruiranja armature pri stenastih nosilcih.

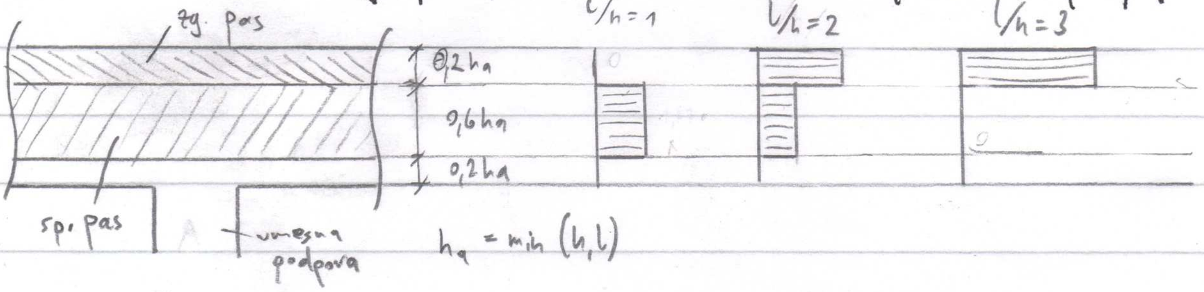
- Za prevzem glavnih lokalnih nateznih napetosti, ki niso pokrite z ostalo armaturo, je po celotni površini potrebno namestiti mrežo ortogonalne armature v bližini obeh površin z $A_{s,dbmin} = 0{,}001 A_c$, vendar ne manj kot $1{,}50\ cm^2/m$ ob vsaki ploskvi v vsaki smeri. Poleg tega velja:

  $e_{h,max} = e_{v,max} = \min(2b\,;\,300\ mm)$

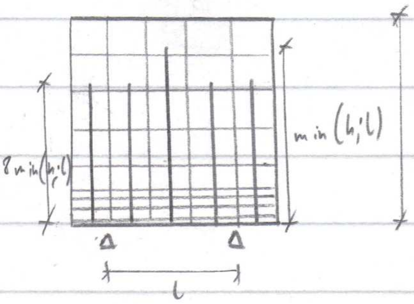
- Armaturo za spodnje glavne natezne vezi v podporah sidramo za celotno silo, ki zagotavlja ravnotežje, s krivljenjem palic, U-palic ali napravami za sidranje, razen če je na razpolago zadostna dolžina za sidranje l_{bd}.

- Armaturo spodnjih glavnih vezi razvrstimo s polnim prerezom po celi dolžini nosilca na višini $0{,}12 \cdot \min(h;l)$.

- Armaturo zgornjih glavnih vezi v območjih podpor razporedimo v dva pasova, ki sta geometrijsko definirana. Armatura v zgornjem pasu $[l/h - 1]/2$, ostalo pa gre v spodnji pas.



- Armatura za obešenje spodnje obtežbe vodimo ob podpori do višine $0{,}8 \cdot \min(h;l)$, v srednjem območju pa do višine $\min(h;l)$.

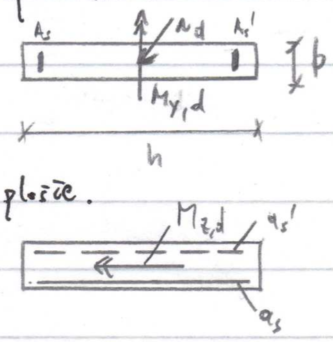


- Ako $A_{s,dbmin}$ ne zadošča prevzemu nateznih sil v tlačnih razporah, namestimo še dodatno ortogonalno ali trajektorialno armaturo na obeh ploskvah nosilca.

- Vezi pa armiramo glede na prevzeto silo F_s!

13. Konstrukcijske zahteve za stene.

- <u>Dimenzije</u>: Pogoj, da je stena je <u>$h > 4b$</u>, drugače steber.
  - <u>Ojačane stene</u> so tiste, pri katerih se armatura upošteva pri dokazu odpornosti na osnovno obremenitev (tlak in upogib okoli močne osi).
  - Armaturo določimo tudi z modeliranjem po <u>metodi razpor in vezi</u>.
  - Če gre za pretežno <u>upogib izven ravnine stene</u>, veljajo pravila za plošče.



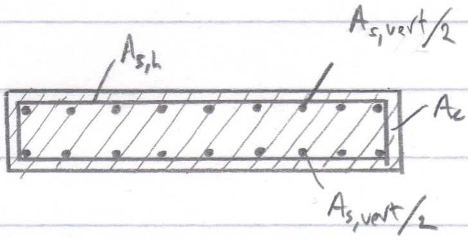
- <u>Vertikalna armatura</u>:

polovice armature na vsako stran

$0{,}003\,A_c \le A_{s,vert} \le 0{,}04\,A_c$

V območju preklopov: $A_{s,vert} \le 0{,}08\,A_c$

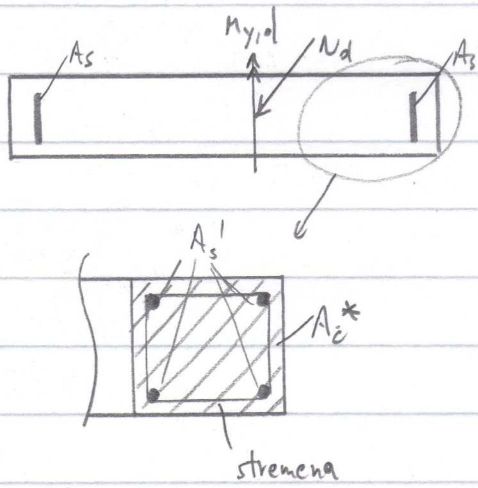
Razdalja med palicami: $e_{max} = \min(3b;\ 400\,mm)$



- <u>Horizontalna armatura</u>: $A_{s,h} \ge 0{,}002\,A_{c,v}$

Razdalja med palicami: $e \le 400\,mm$

- <u>Prečna – lokalna stremenska armatura</u>: če lokalno velja $A_{s,vert} > 0{,}02\,A_c^*$, moramo objeti s stremeni (premer in razdalje enakovredne stebrom).



Npr: $k = \frac{A_s'}{A_s} = 1$

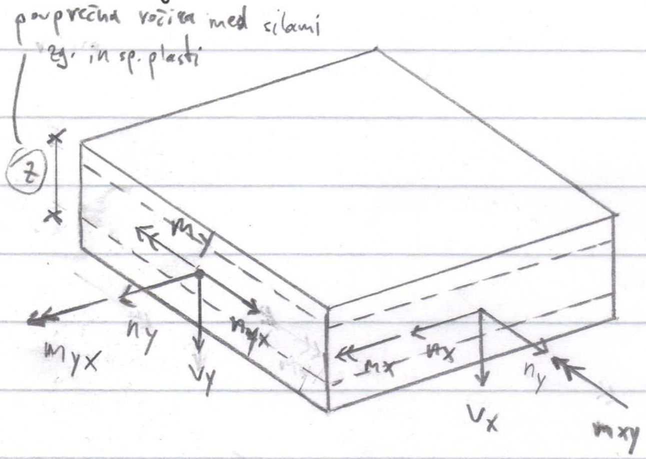
$$\mu = \frac{A_{s,vert}}{A_c^*} = \frac{A_s'}{A_c} \ge 0{,}02$$

↳ Dodatna stremena!

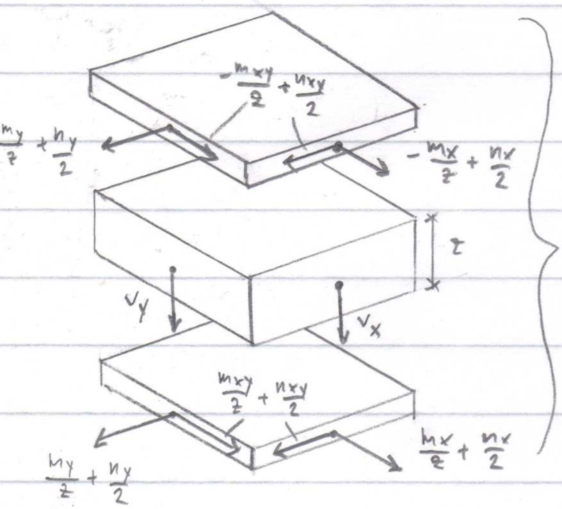
14. Dimenzioniranje lupinastih elementov: (a) Opišite potek dimenzioniranja splošnega lupinastega elementa pri membranski in upogibni obremenitvi. (b) Opišite primere posebnih delnih obremenitev lupinastih elementov.

(a) Pri dimenzioniranju poljubnega lupinastega elementa dobimo v vsaki točki lupine v splošnem 8 komponent vektorja obremenitve (recimo z MKE):

- 3 membranske: n_x, n_y, $n_{xy} = n_{yx}$
- 3 upogibne: m_x, m_y, $m_{xy} = m_{yx}$
- 2 prečni strižni: v_x, v_y



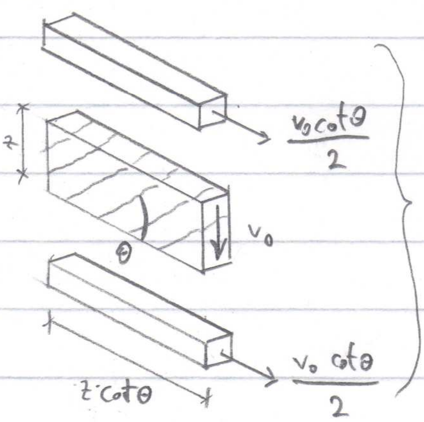
(b) Namesto tega pa lahko uporabimo nadomestni slojevit element! Zunanje plasti prevzamejo membranske sile zaradi osnovnih membranskih sil v celotnem elementu ter upogibnih in torzijskih elementov. Notranja plast pa prevzame strižne obremenitve zaradi prečnih sil izven ravnine.



1. in 2. člen

Membranske obremenitve na enoto dolžine določimo za sp. plast (inf) in zg. plast (sup):

$$\boxed{\begin{aligned} n_{x\,inf,sup} &= \frac{n_x}{2} \pm \frac{m_x}{z} + \frac{v_x^2}{2v_0}\cot\theta \\ n_{y\,inf,sup} &= \frac{n_y}{2} \pm \frac{m_y}{z} + \frac{v_y^2}{2v_0}\cot\theta \\ n_{xy\,inf,sup} &= \frac{n_{xy}}{2} \pm \frac{m_{xy}}{z} + \frac{v_x v_y}{2v_0}\cot\theta \end{aligned}}$$



3. člen

θ – naklonski kot tlačnih razpor

$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$ – glavna prečna sila

Razpokanost elementa je odvisna od velikosti glavne prečne sile v primerjavi s strižno odpornostjo strižno nearmiranega elementa na enoto dolžine :

$$\underline{v_o > v_{rd,c} = V_{rd,c}/b} \quad \rightarrow \text{vmesni sloj razpokan, potrebna strižna armatura}$$

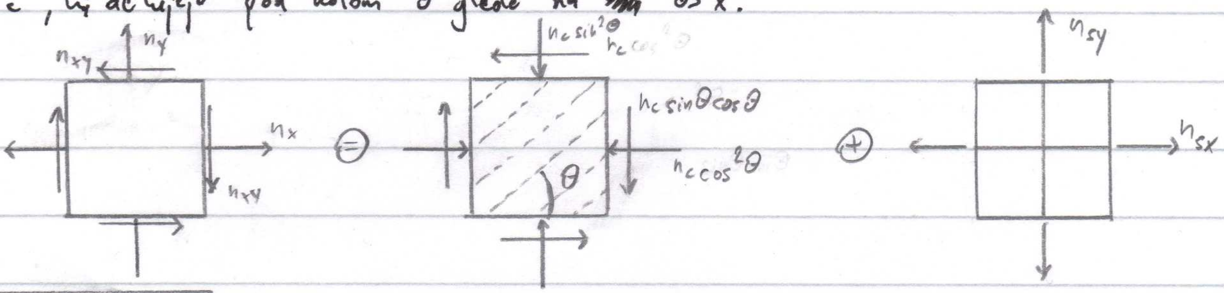
$$\underline{v_o \leq v_{rd,c} = V_{rd,c}/b} \quad \rightarrow \text{vmesni sloj nerazpokan}$$

Zgoraj omenjene vrednosti komponent vektorja obremenitve moramo zaradi preverjanja MSN upoštevati v smislu projektnih vrednosti (npr: $n_x \rightarrow n_{xd}$).

15.	Izpeljava osnovnih enačb za dimenzioniranje lupinastih elementov pri membranski obremenitvi in povezava le-teh določil za dimenzioniranje takih elementov v standardu SIST EN-1992-1-1.

Te enačbe so uporabne za elemente z membranskimi obremenitvami (stene, stenasti nosilci...) in zunanje plasti (splošna lupina).

Ploskovni element je izpostavljen membranski obremenitvi (n_x, n_y, n_{xy}) in ravnotežje le-tem zagotavljamo s silami v armaturi, ki poteka v x in y smeri, ter silami v polju tlačenega betona n_c, ki delujejo pod kotom θ glede na os x:



$$\boxed{\begin{aligned} n_{xy} &= n_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \\ n_x &= n_{sx} - n_c \cdot \cos^2\theta \\ n_y &= n_{sy} - n_c \cdot \sin^2\theta \end{aligned}} \xrightarrow{\text{izpeljemo}} \boxed{\begin{aligned} n_{sx} &= n_x + n_{xy} \cdot \cot\theta \\ n_{sy} &= n_y + n_{xy} \cdot \tan\theta \end{aligned}} \quad ; \quad \underline{n_c = \frac{n_{xy}}{\sin\theta \cdot \cos\theta}}$$

To velja za poljubno izbran. kot θ, izraza pa morata zadoščati pogoju omejitve napetosti v tlačnem polju:

vpliv nateznih napetosti v prečni smeri

$$\sigma_c = \frac{n_c}{t} \leq \nu \cdot f_{cd} \rightarrow \boxed{n_{xy} \leq \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta}$$

debelina elementa

Najmanjša skupna armatura je pri kotu $\theta = 45°$. Če se spremeni predznak strižne komponente n_{xy} to povzroči le spremembo orientacije tlačnega polja in ne tudi zmanjšanje potrebne količine armature.

Če imamo v smeri osi x veliko tlačno silo, potem je: $\underline{n_{sx} = 0}$ in potrebujemo le minimalno armaturo! Izrazi se glasijo:

$$n_{xy} = n_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$
$$n_x = -n_c \cdot \cos^2\theta$$
$$n_y = n_{sy} - n_c \cdot \sin^2\theta$$

θ je sedaj pogojen in ni potreben: $\underline{\cot\theta = -\frac{n_x}{n_{xy}}}$

Izraz za potrebno silo v armaturi osi y: $\underline{n_{sy} = n_y + \frac{n_{xy}^2}{|n_x|}}$

Podobne izraze lahko izpeljemo tudi, če je $n_{sy}=0$!

Če sta obe osni obremenitvi n_x in n_y dovolj veliki tlačni sili, je element v dvoosnem tlaku z glavnima osnima silama na enoto dolžine:

$$\boxed{n_{I,II} = \frac{n_x + n_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(n_x - n_y)^2}{4} + n_{xy}^2}}$$

Pogoj za dvoosni tlak: $\underline{n_x \cdot n_y \geq n_{xy}^2}$

glavna tlačna napetost

Pogoj za preverjanje tlačnih napetosti v betonu: $\underline{n_{II} \geq t \cdot f_{cd}}$

- V standardu SIST-EN-1992-~~1~~-1 so tlačne napetosti vzete kot pozitivne, rečeno je, da velja $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, smer armature pa sovpada z osema x in y. Veljajo povezave:

debelina elementa

ravninske ortogonalne napetosti

$$\boxed{\begin{aligned} n_x &= -t \cdot \sigma_{Edx} \\ n_y &= -t \cdot \sigma_{Edy} \\ |n_{xy}| &= t \cdot |\tau_{Edxy}| \end{aligned}}$$

Natezna trdnost, ki jo zagotavlja armatura, je potem:

stopnji armiranja

$$\underline{f_{tdx} = \underbrace{\rho_x}_{a_{sx}/a_c} f_{yd}} \quad \text{in} \quad \underline{f_{tdy} = \underbrace{\rho_y}_{a_{sy}/a_c} f_{yd}}$$

S tem je vzpostavljena povezava splošnih enačb za membranske obremenitve s postopkom dimenzioniranja po SIST EN-1992-~~1~~-1.

16. Metoda porušnih linij pri polnih AB ploščah:

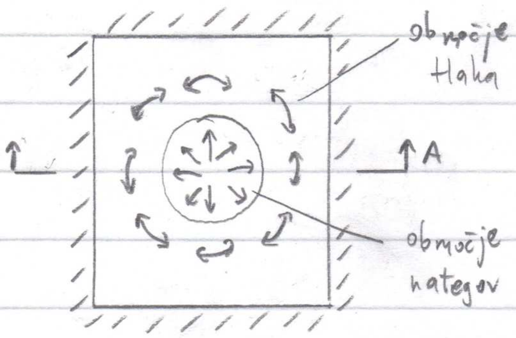
(a) Predstavitev metode in eksperimentalno ozadje.

(b) Teoretične podlage metode porušnih linij.

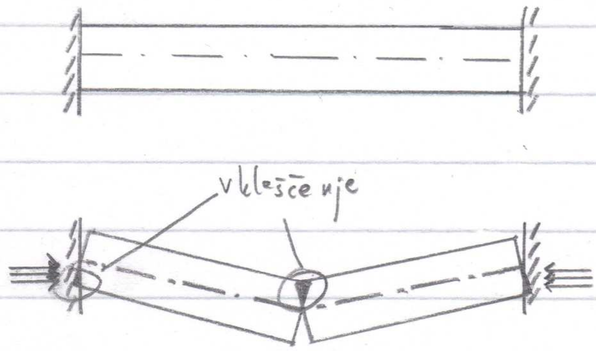
(a) Metoda je bila prvič predstavljena javnosti leta 1943 in njen namen je tekom časa postal povezati teorijo porušnih linij s klasično teorijo plastičnosti. Ne glede na podpiranje se vsaka plošča pri neki določeni enakomerno razporejeni obtežbi gruš poruši. Ta porušitev se zgodi v točno določenih (glede na način podpiranja in geometrije plošče) območjih → glej skico.

To se zgodi zaradi nizkoarmiranega prereza, kateri preide v plastično stanje (plastična rotacija), ko je njegov odpornostni moment presežen. Idealizacija teh območij in poenostavitev predstavljajo porušne linije oz. rušnice. Z eksperimentalnimi analizami se je izkazalo, da se te rušnice pojavljajo pod določenimi pogoji (način vpetja, razmerje stranic, geometrija plošče) in so enostavno določljive. Na ta način bi se lahko plošče oz. njihove mejne obtežbe določevale na podoben način kot pri analizi po porušnem mehanizmu pri okvirjih. Tako se je razvila metoda porušnih linij.

(b) Največji in tudi glavni problem pri tej metodi je določitev porušnega mehanizma in potek ~~[illegible]~~ rušnic po plošči na zgornjem in spodnjem robu. Načeloma nam eksperimentalne analize dajejo napotke, kako določiti tak potek, a je ocena gruš po tej metodi vedno optimistična glede na realno teoretično nosilnost, ~~[illegible]~~ saj potek rušnic ni nikoli določen točno tako, kot se plošča poruši v praksi. Ampak zaradi utrjevanja armature v plošči in vpliva membranskih sil v plošči, katere metoda rušnic zanemari, lahko rečemo, da je ob pravilni določitvi rušnega mehanizma ta metoda pravilna in neoptimistična.



"Prerez" A-A:



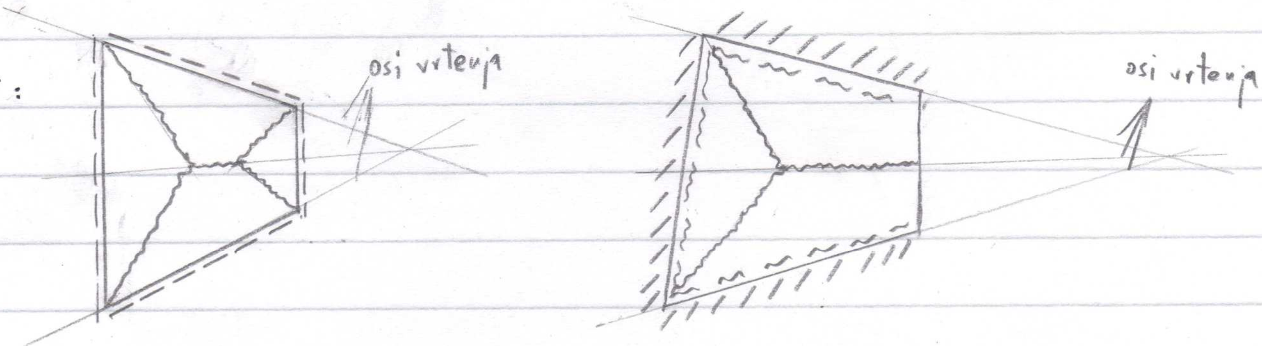
Zaradi mehanizma vklesčenja se pri večji obtežbi sprožijo v plošči napetosti v ravnini plošče, kar poveča v praksi doseženo $q_{ruš}$ za 30% teoretične, če ne več. Zaradi tega membranskega vpliva (plošča deluje kot plitva kupola) je metoda rušnih linij varna, čeprav pri ~~...~~ splošni analizi plošč v teoriji nastanejo manjše $q_{ruš}$.

17.	Metoda porušnih linij pri polnih AB ploščah: (a) Pravila za določitev (izbiro) porušnega mehanizma. (b) Določanje upogibne odpornosti vzdolž porušnih linij.

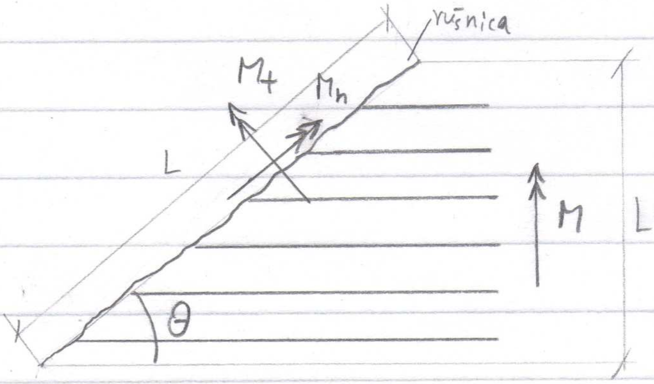
(a) Porušnih mehanizem za ploščo mora biti tak, da se lahko toga območja zarotirajo okoli rušnic glede na ostala območja. Iz eksperimentalnih analiz so izšla nasledanja pravila za določitev porušnega mehanizma / potek rušnic:

1. Rušnice so navadno ravne in so osi rotacije območij.
2. Rušnice se morajo zaključiti na robu plošče ali v drugi rušnici.
3. Osi rotacije ležijo vzdolž podprtih robov, sečejo nepodprte robove in potekajo preko stebrov.
4. Osi rotacije sosednjih območji imajo sečišče tudi, če je to v neskončnosti.
5. Navadno imamo opravka z "negativnimi" rušicami vzdolž vpetih robov.

Primeri:



(b) Ta metoda temelji na določitvi porušnih momentov tekom rušnic v plošči, zato jih moramo znati določiti. Najlažji primer je, če imamo armaturo le v eni smeri.



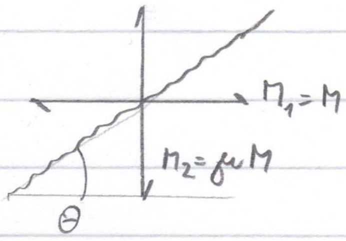
Predpostavimo, da armatura pri obtežbi graš popusti, a ostane ravna, njen moment v tem trenutku pa je $M\,[\mathrm{kNm/m}]$. Moment odpora armature pri prečkanju rušnice je tako:

$$M \cdot L \cdot \sin\theta$$

↳ v smeri armature!

Ta moment lahko razstavimo (na rušnici) na moment pravokotno (M_t) in moment vzdolž (M_n) rušnice. Slednji je dejansko kriv za porušitev, njegova velikost pa je: $M_n \cdot L = M \cdot L \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta$ oz. $\underline{M_n = M \cdot \sin^2\theta}$

V primeru, da imamo opravka z ortogonalno armaturo v obeh smereh, lahko M_2 druge armature izrazimo z M_1 prve armature:

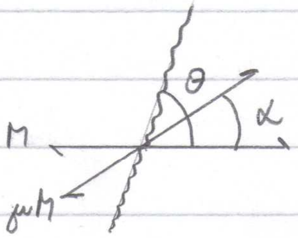


Z upoštevanjem prejšnje enačbe določimo moment vzdolž rušnice: $M_n = M \cdot \sin^2\theta + \mu M \underbrace{\sin^2(90° + \theta)}_{= \cos^2\theta}$

$$\underline{M_n = M \cdot \sin^2\theta + \mu M \cos^2\theta}$$

R mreže → $\mu \neq 1{,}0$
Q mreže → $\mu = 1{,}0$ → $M_n = M(\sin^2\theta + \cos^2\theta)$
↳ $M_n = M$
(ne glede na orientacijo!)

Če imamo pa opravka z armaturo, ki se seka pod splošnim kotom α, potem velja:



$$\boxed{M_n = M \cdot \sin^2\theta + \mu M \cdot \sin^2(\theta - \alpha)}$$

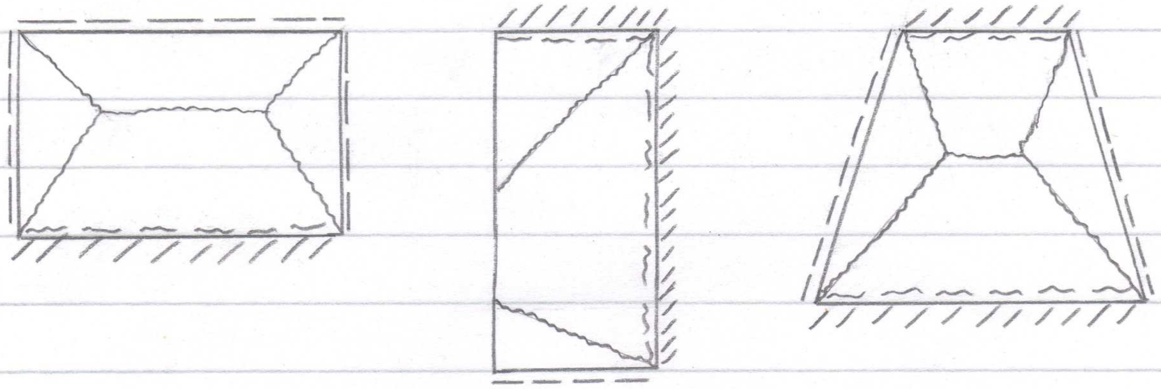
Za dejanski moment rušenja tekom cele rušnice moramo M_n [kNm/m] množiti z dolžino cele rušnice L. Navadno razliko v globini mrež zanemarimo, saj je majhna v primerjavi z debelino plošče. Tak postopek uporabimo tako za določitev porušnega momenta za rušnice na zgornji kot tudi na spodnji strani plošče.

18. Metoda porušnih linij pri polnih AB ploščah:

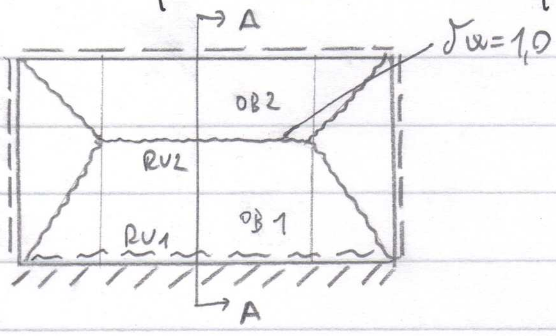
(a) Izberite tri primere plošč (poljubna geometrija in način podpiranja) in prikažite možne porušne mehanizme.

(b) Predstavite nadaljni splošni računski postopek metode porušnih linij, ko je porušni mehanizem že definiran.

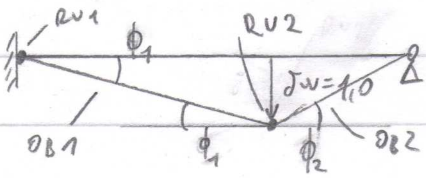
(a)



(b) Nadaljni računski postopek po določitvi poteka vrušnic temelji na principu virtualnega dela. V ploščo vnesemo virtualni pomik $\delta w = 1{,}0$ in s tem virtualno zasučemo tega območja, ki jih omejujejo podpore in/ali porušnice. To območje je tako rekoč obteženo z virtualno obtežbo, ki vnese tak pomik $\delta w = 1{,}0$ in zato lahko izračunamo virtualno delo zunanjih sil/te obtežbe δW_z in pa virtualno delo notranjih sil δW_n.



Prerez A-A:



$$\delta W_z = \sum_{\text{območja}} \left[\int_A q \, \delta w \, dA \right]$$

Na podlagi geometrije območij in načina porušitve ~~...~~ izračunamo $\delta W_{z,i}$ za vsako območje posebej in jih nato seštejemo. Za to potrebujemo povprečen pomik δw na tem območju in pa površino tega območja.

$$\delta W_n = \sum_{\substack{\text{vzdolž} \\ \text{rušnic}}} \left[\phi \int_s M_u \, ds \right]$$

Za vsako območje določimo rušnico, okoli katere se rotira, in za vsako rušnico izračunamo kot te rotacije ϕ. Na podlagi armature v plošči pa izračunamo rušilni moment M_u vzdolž celotne rušnice in tako dobimo za vsako rušnico $\delta W_{n,i}$. Seštevek teh nam poda virtualno notranje delo cele plošče.

Za izračun $q_{ruš}$ moramo ta dva dela izenačiti in izraziti q iz enačbe. Navadno v taki enačbi nastopajo različni parametri, ki definirajo geometrijski potek rušnic in s programsko opremo lahko poiščemo velikosti teh parametrov, pri katerih bo $q_{ruš}$ imel maksimalno vrednost. Na koncu pa moramo vedno še preveriti ali izbrane velikosti parametrov ustrezajo izbranemu porušnemu mehanizmu.

$$\boxed{\delta W_n = \delta W_z}$$

19. Postopek požarnega projektiranja AB konstrukcij: (a) Relavantni koraki projektiranja. (b) Požarni scenarij.

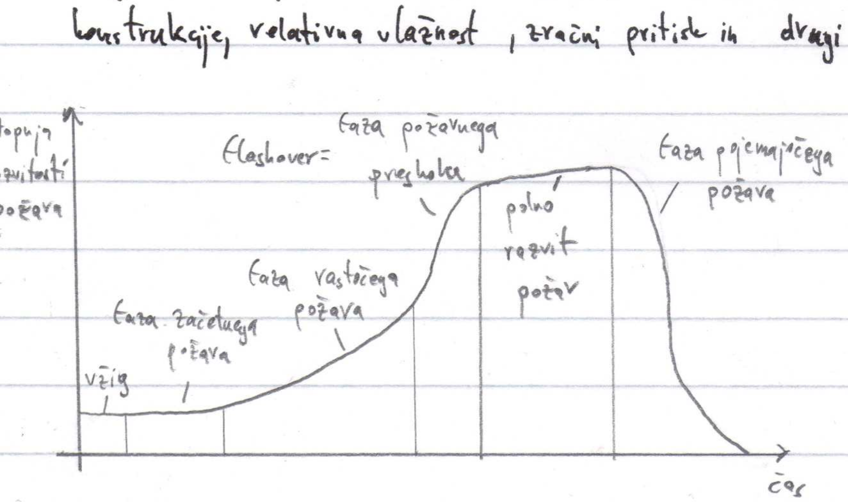
(a) Pri projektni analizi konstrukcije v pogojih požara je treba kot relevantne upoštevati naslednje korake:

- izbira za projektiranje merodajnih scenarijev;
- določitev ustreznih projektnih potekov požarov;
- izračun razvoja temperaturnega polja konstrukcijskih elementov (toplotni model);
- izračun mehanskega obnašanja konstrukcije (mehanski model).

Zahtevano obnašanje konstrukcije, izpostavljene požaru, se preverja s celovitim računom, računom delov konstrukcije ali konstrukcijskih elementov z uporabo preglednic ali preizkusom.

Projektna analiza konstrukcije v pogojih požara obsega: požarni scenarij, projektni potek požara (nazivna krivulja T-t, model naravnih požarov), razvoj temperaturnega polja in mehansko obnašanje konstrukcije.

(b) Požarni scenarij je kvalitativen opis poteka požara s časovno opredeljenimi ključnimi dogodki, ki označujejo požar. Navadno definira proces vžiga in širjenja požara, stopnjo polno razvitega požara in stopnjo pojemanja upoštevajoč lastnosti ambienta in sistema zgradbe, ki vplivajo na potek požara. Temperatura požarnega prostora je odvisna od parametrov, npr: vrsta, količina in razporeditev gorljivih snovi, dimenzije prostora, velikost in razporeditev odprtin, termične lastnosti konstrukcije, relativna vlažnost, zračni pritisk in drugi.



Požarna obremenitev predstavlja količino sproščene toplote ob zgorevanju na enoto površine.

Flashover je prehod v stanje, kjer ogenj zajame celotno površino vseh gorljivih snovi v prostoru.

20. Naštejte relavantne korake pri analizi AB konstrukcije v pogojih požara. Mehanska analiza in metoda dokazovanja požarne odpornosti.

- Za relavantne korake glej vprašanje 19.

- Mehansko analizo izvedemo za enak časovni interval, kakor je bil upoštevan pri temperaturni analizi (tu upoštevamo temperaturno odvisne ~~[illegible]~~ toplotne lastnosti materialov). Pri tem moramo dokazati, da velja: – v območju odpornosti: $\boxed{R_{d,t,fi} \geq E_{d,t,fi}}$

projektni učinek vplivov v požarnem projektnem stanju, vključno z učinki toplotnih raztezkov in deformacij

pripadajoča projektna odpornost

– ali v časovnem obdobju: $\boxed{t_{d,fi} \geq t_{fi,requ}}$

zahtevana časovna odpornost

izračunana (projektna) časovna odpornost

Modeli mehanskega obnašanja konstrukcijskih elementov pri povišanih temperaturah so nelinearni. Upoštevati moramo sile in momente, ki so posledica vsiljenega in preprečenega raztezanja ter deformacij zaradi temperaturnih sprememb pri izpostavljenosti požaru.

- Metode dokazovanja za zadostitev prve ali druge zahteve so:
  - Detajliranje v skladu s priznanimi projektnimi rešitvami (tabelirani podatki).
  - Poenostavljene računske metode za določene vrste konstrukcijskih elementov.
  - Napredne računske metode za simulacijo obnašanja konstrukcijskih elementov, delov konstrukcij ali celotnih konstrukcij.

metoda izoterme in metoda območij

upošteva vpliv temperature na mehanske in fizikalne lastnosti različnih materialov

Klancek.si

21.	Projektni požar: (a) Nazivna izpostavljenost požaru. (b) Modelirana izpostavljenost požaru.

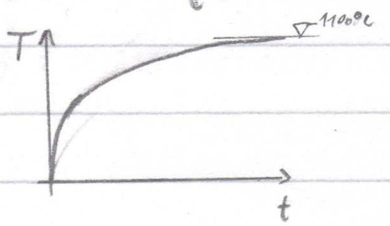
Projektni požar je določen časovno-temperaturni in prostorski razvoj požara, predviden za projektiranje. Projektni požar v požarnem sektorju ocenimo za vsak projektni požarni scenarij.

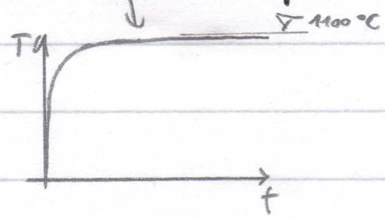
Izbira projektnega požara:

- (a) <u>Nazivna izpostavljenost požaru</u> je nazivna krivulja temperatura-čas. To je konvencionalna krivulja prilagojena razvrščanju ali ugotavljanju požarne odpornosti. Z nazivno krivuljo T-t izvedemo temperaturno analizo konstrukcijskih elementov za določeno časovno obdobje brez faze ohlajanja.
- (b) <u>Modelirana izpostavljenost požaru</u> je model naravnega požara. S požarnim modelom izvedemo temperaturno analizo konstrukcijskih elementov za celotno trajanje požara.

(a) <u>Nazivne krivulje T-t</u>:

- Standardna krivulja T-t je osnovna krivulja, ki predstavlja model polno razvitega požara v sektorju.
- Ogljikovodikova požarna krivulja je osnovna krivulja T-t, ki opisuje gorenje ogljikovodikov.





(b) <u>Modeli naravnih požarov</u>:

- Poenostavljeni požarni modeli, ki temeljijo na posebnih fizikalnih parametrih z omejeno možnostjo uporabe: sektorski požari (enakomerna porazdelitev temperature plinov po sektorju) in lokalizirani požari (neenakomerna porazdelitev temperature plinov).
- Natančnejši požarni modeli, ki upoštevajo lastnosti plina, ohranjanje mase in energije: enoconski računski modeli, dvoconski računski modeli, hidrodinamični računski modeli (časovno in prostorsko odvisen razvoj temperature v požarnem sektorju).

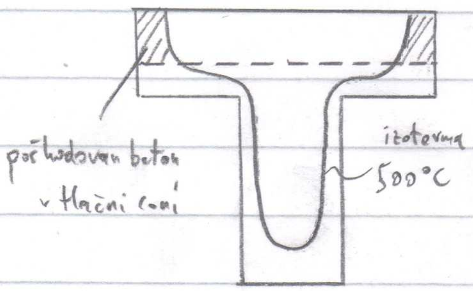
22. Ocena požarne odpornosti AB konstrukcij s poenostavljenimi računskimi metodami: (a) Splošno. (b) Metoda izoterme 500°C.

(a) Poenostavljene računske metode požarne analize lahko uporabimo za določitev mejne nosilnosti prereza pri povišanih temperaturah. Koraki teh analiz so:

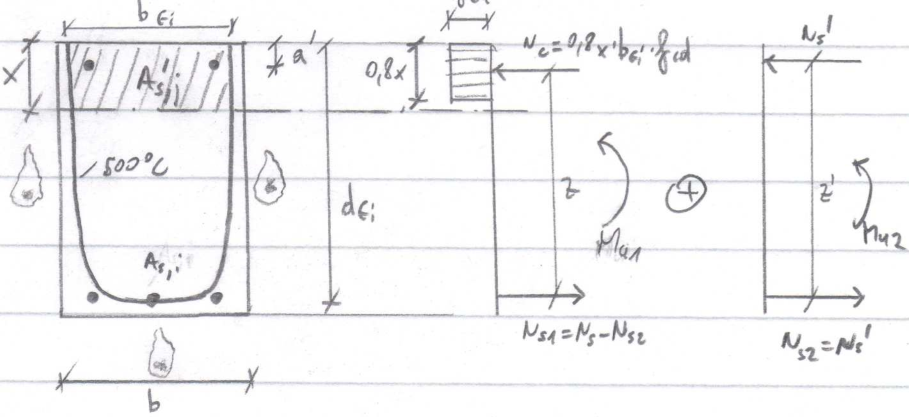
- določitev ustreznega projektnega požara (standardni oz. parametrični požar);
- izračun razvoja temperaturnega polja po prečnem prerezu (model za določitev toplotnega odziva);
- mehanski model (zmanjšanje prečnega prereza, zmanjšanje trdnosti).

(b) Metoda izoterme 500°C je:

- Uporabna za armirane in prednapete betonske prereze pri osno-upogibni obremenitvi.
- Uporabna za konstrukcije, ki so izpostavljene standardnemu ali parametričnemu požaru.
- Debelina poškodovanega sloja betona je enaka srednji globini izoterme 500°C v tlačni coni prečnega prereza, poškodovan beton ne prispeva k nosilnosti elementa, preostali prerez pa ohrani tlačno trdnost.



Lego nevtralne osi določimo s pomočjo ravnotežja osnih sil v prečnem prerezu:



V prerezu:

$$\boxed{\begin{aligned} \Sigma M = 0 &: \quad M_{Ed,fi,t} \leq M_{Rd,fi,t} \\ \Sigma N = 0 &: \quad N_{Ed,fi} - N_s + N_s' + N_c = 0 \rightarrow N_c \rightarrow x \end{aligned}}$$

$$\boxed{\begin{aligned} N_s &= \sum_i A_{s,i} \cdot f_{sd,t_{fi},i} = N_{s1} + N_{s2} \\ N_s' &= \sum_j A'_{s,j} \cdot f'_{sd,t_{fi},j} \end{aligned}}$$

→ Za vsako pripadajočo armaturno palico moramo določiti temperaturo in trdnost.

Reducirane trdnosti palic (spodaj oz. zgoraj):

$$f_{sd,t_{fi},i} = k_{s,T,i} \cdot \frac{f_{yk,i}}{\gamma_{s,fi}}$$

$$f_{sd,t_{fi},j} = k_{s,T,j} \cdot \frac{f_{yk,j}}{\gamma_{s,fi}}$$

Redukcijski faktor $k_{s,T}$ za karakteristično trdnost jekla za armiranje pri povišanih temperaturah odčitamo iz literature (tabele, graf), v odvisnosti od temperature.

Upogibna ~~xxxx~~ odpornost prereza, ki temelji na učinkovitem prerezu je tako enaka:

$$M_{500} = M_{u1} + M_{u2} = N_c \cdot z + N_s' \cdot z' = N_c \cdot (d_{fi} - 0{,}4x) + N_s' \cdot (d_{fi} - a') = M_{Rd,t,fi}$$

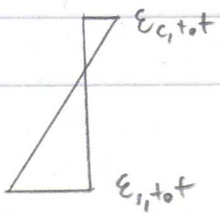
Veljati pa mora: $M_{Rd,t,fi} \geq M_{Ed,t,fi}$

23. Napredne računske metode dokazovanja požarne odpornosti AB konstrukcij:
ⓐ Splošno. ⓑ Toplotni odziv. ⓒ Mehanski odziv.

ⓐ Napredne računske metode morajo omogočiti realno oceno obnašanja konstrukcije med požarom, zato pa morajo ti modeli vsebovati bistvene fizikalne in kemijske procese obnašanja konstrukcije med požarom. Če napredna računska metoda kakšne oblike porušitve konstrukcije ne upošteva (luščenje, strig, porušitev sidranja), jo moramo z ustreznimi ukrepi preprečiti.

Koraki teh metod so:
- določitev ustreznega projektnega požara (katerakoli krivulja segrevanja);
- izračun razvoja temperaturnega polja po prečnem prerezu (model za določitev toplotnega odziva);
- analiza mehanskega obnašanja konstrukcije oziroma njenega dela (model za določitev mehanskega odziva).

ⓑ Določitev toplotnega odziva:
Matematično modeliranje interakcije med požarom in konstrukcijo je v splošnem zelo zahtevno. Skladno s prvim zakonom termodinamike je sprememba notranje energije materiala enaka vsoti vloženega dela in dovedene energije, zato je temperaturno polje konstrukcije odvisno od poleg prejete toplote, tudi od spremembe napetostnega in deformacijskega stanja. Ker pa je vpliv opravljenega mehanskega dela majhen glede na vpliv dovedene temperature, ga lahko pri računu temperaturnega polja konstrukcije zanemarimo.
Pri vseh naprednih metodah moramo upoštevati, da:
- Metode temeljijo na priznanih načelih in predpostavkah teorije prenosa toplote.
- Upoštevajo temperaturno odvisne toplotne lastnosti materialov.
- Zanemarijo vpliv vsebnosti vlage in gibanja vlage znotraj betona.



geometrijska def. pri požaru ≠ mehanska def. pri požaru

(c) Določitev mehanskega odziva:

- Metode morajo temeljiti na priznanih načelih in predpostavkah teorije mehanike konstrukcij, kadar je to pomembno, morajo upoštevati tudi učinke geometrijske nelinearnosti.
- Upoštevati moramo temperaturno odvisne mehanske lastnosti materialov.
- Upoštevamo predpostavko, da je geometrijska deformacija poljubnega materialnega vlakna sestavljena iz prispevka mehanske deformacije, temperaturne deformacije, deformacije lezenja in t.i. prehodne deformacije (le pri betonskem vlaknu).

Za enostavne računske metode načeloma ne potrebujemo programske opreme za reševanje, razen če imamo specialne prereze in ne znamo iz literature razbrati razvoja toplotnega polja po njem. Za napredne računske metode pa obvezno potrebujemo programsko opremo tako za ~~k~~ izračun razvoja toplotnega polja, kot tudi za določitev mehanskega odziva.