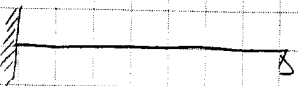
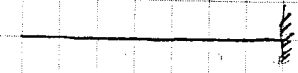
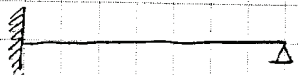
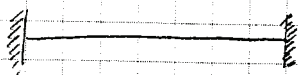
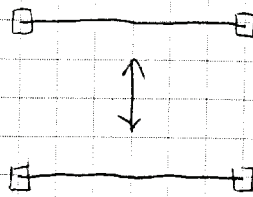
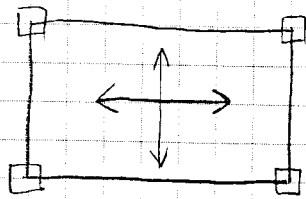


# ГРЕДЕ (ПОДВЛАКЕ) КРСТАСТО АРМИРАНИХ ПЛОЧА ИЛИ ПЛОЧА У ЈЕДНОМ ПРАВЦУ



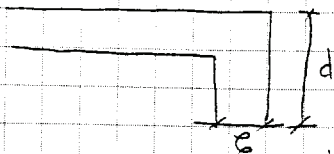
до високо имамо укљештениу греду морамо имати елемент велике крутости

На крајевима греде проразу са слободним оснивањем

ПГ имамо и у горњој зони арматуру јер рачунамо на ефекат еластичног укљештења

$$d = \frac{L}{10} \div \frac{L}{8}$$

уобичајне димензије висине греде  $d$  и оријентационога минималног убојача и греду мањевисине, али узимамо на угаб



Ширина греде:  $20-50 \text{ cm}$  Највеће око  $30 \text{ cm}$  у зградарству

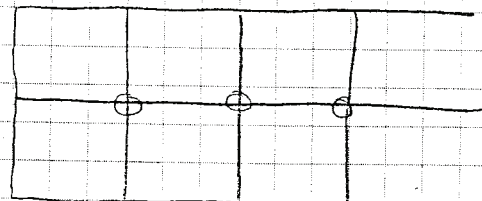
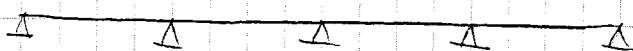
Нормални распони  $6-7 \text{ m}$

када имамо обострано укљештење

$$d = \frac{L}{10} \div \frac{L}{12}$$

због мањих деформација укљештене греде

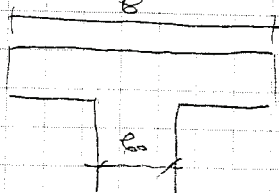
кад континуалне кап греде се јављају као континуални носачи из кап



$$d = \frac{L}{10} \div \frac{L}{12}$$

→ уобичајне греде (Г пресек), унутрашње (Г пресек)

деформација узима се у обзир пренадајтега ширина плоче

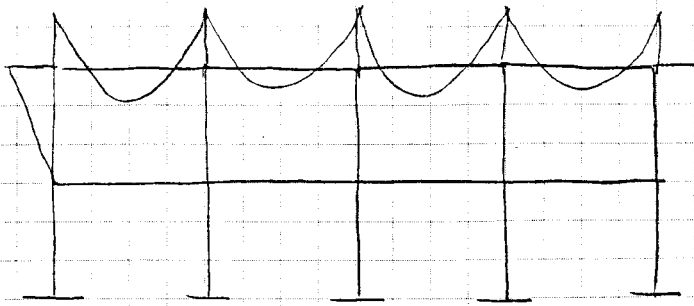


$$b = b_{dp} + b_o$$

↑  
за проразу  
уграда

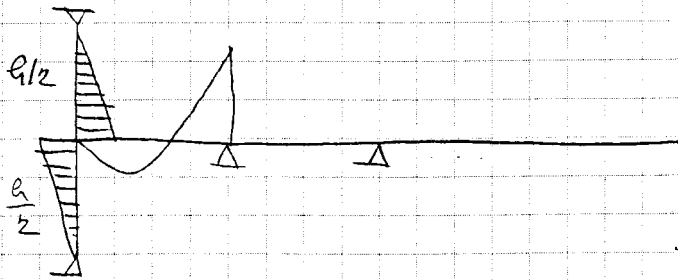
уобичајна димензија до високо јавља резултате везаности уграда

Вишеспратни објекти → обично се ради о рамовским конструкцијама



за = поделено  
код таквих зграда може да се јави  
релативно велики момент савијања

Апроксимација



$h$  - спратна висина

крута веза греде и стуба

развијамо негативне моменте у  
самим гредима

у унутрашњим стубовима моменти су  
релативно мали ту је преко континуитета

момент зависи од односа момента инерције стуба и греде

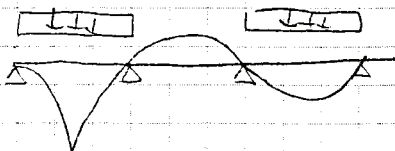
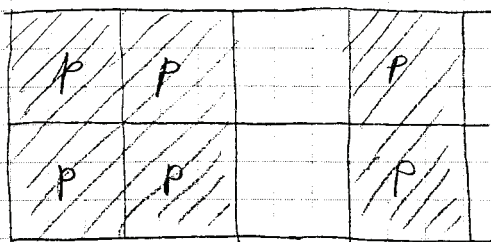
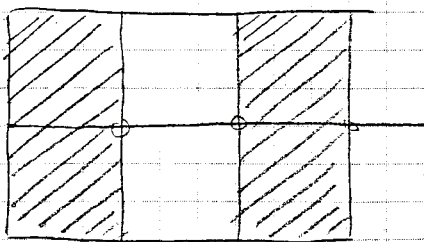
момент инерције греде треба да се узме са мањом вредношћу јер опада крутошћу  
греде због преслика

код зграда - момент инерције бетонског попречног, али се често јако узима  
бетонски пресеци

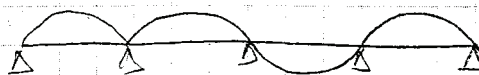
где имамо релативно мала отпорности, поред  $g$ -а,  $p$  се узима јуни свих распона

када је  $p \gg g$  или бар  $p > g$  нпр

$p = 5 \frac{EI_{st}}{l_{gr}^2}$  (близу 8-10) треба рачунати са еквивалентним моментима и  $T$  сила  
у белим  
гредима



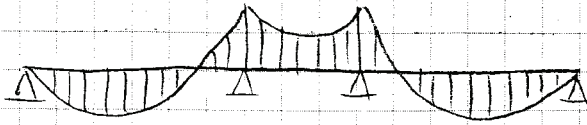
у л. симетрично негативан  
момент



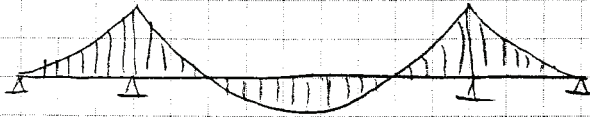
покретно у према  $z$  и у четвртим пољу

Моримо применити адекватно максималне и минималне вредности  
то су рачунае вредности

код неједнаких распона



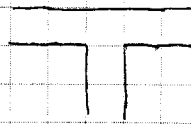
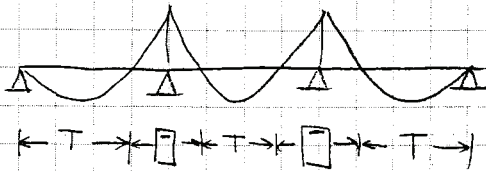
слично



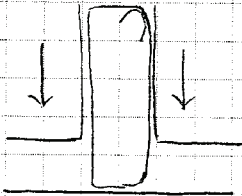
цело поље затегнуто, али моримо ставити и  
минималну арматуру у доњу зону

у крајњим распонима само горња зона,  
али ставља се минимална у доњу зону

Димензионисање:



карактеристичне вредности момената, максимални у пољу и код ослоњаца  
с тим што је разлика у пресецима  
у леве и ун греде  $T$  и  $T$  пресек



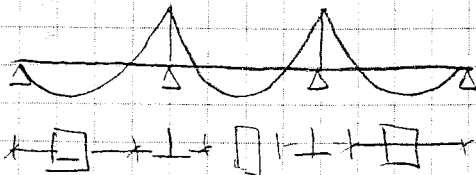
$\Delta A_{st}^+$

плоча са доње стране, у том случају плоча је окатена  
обрнута ситуација са пресеком

сад је код ослоњаца  $T$  пресек

пошто је плоча окатена то греду треба је

$\Delta A_{st}$  додатна арматура, према до први  
реакције плоче на чулање

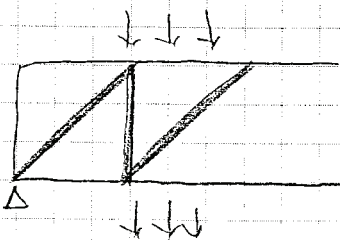


$$\Delta A_{st}^+ = \frac{2R}{6v} \text{ где је се}$$

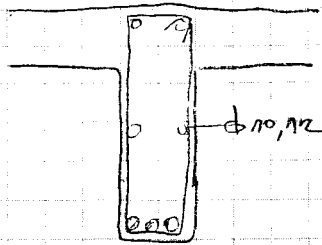
објашњење  $\rightarrow$  испитивање где пода неутрална линија  
димензионисање према  $T$  алана

минимални % армирања  $0,25\% A$   
 $0,20\% RA$

Греду мора да има доњу арматуру



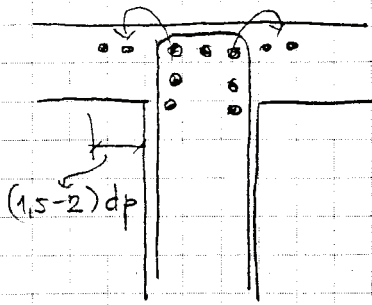
цог



обављах прега минимално 3,5 cm густ размак шипки за пролаз бетона при армирању, са доње стране би требало убек постављати армију када је размак већи од зост.

Бојна армијра → бржа да прими затезање од  $t^\circ$  чим аио се јави прелимина да је спреми да оде сувише високо.

Највећа вредност момента изнад првог ослонца. Проблемни смештања армијре у горњу зону.

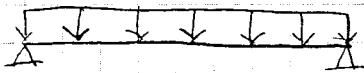


Можемо јаву армијру да пребацимо у плочу у зону  $(1,5-2) d\phi$

Тако обезбеђујемо улаз бетона јер је то критично место за пролаз бетона.

## ПРОРАЧУН СТАТИЧКИХ УТИЦАЈА У ПОДВЛАКАМА

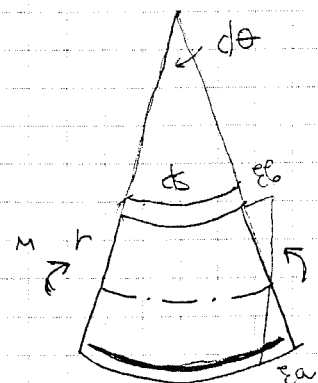
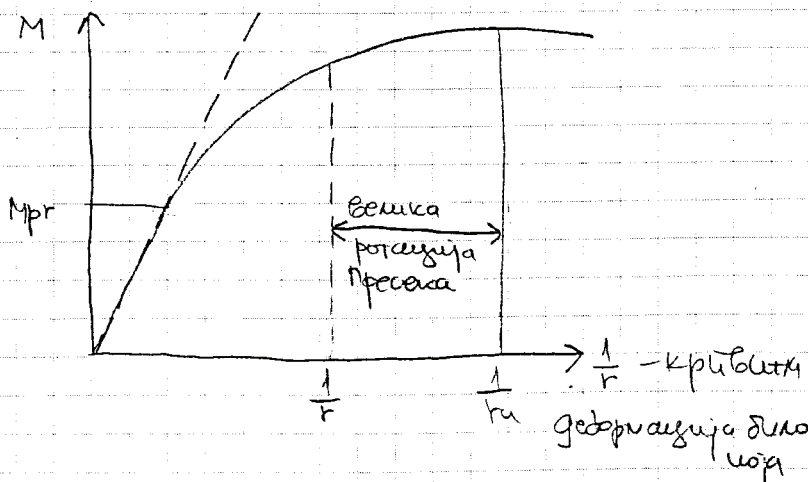
Како се понаша АБ греда при деловању оптерећења



$$0 \leq q \leq q_u$$

$q$  расте

Слутај макс савијања АБ носача посматрамо дијаграм оптерећења у средњем пресеку



елементарни гео

Затезна армијра која се налази на растојању  $h$  (статика висина) од приликује

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon_s + \epsilon_a}{h}$$



Како поштеммо да наносимо оптерећење имаћемо да се АБ према понаша као хомоген материјал све до појаве првих преслика.

Мрр - појављују се прве прслике и онда се мењају кривост преде

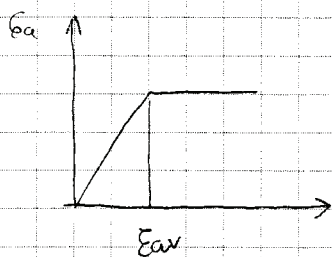
Али имамо величину количину арматуре до кога ће доћи преко притиснутог бетона арматура не долази до граничних дилатација. Преде ће имати релативно мале прслике у затегнутој зони. Граничне дилатације 3,5‰ за бетон и 10‰ за арматуру

Лом по бетону (крти лом) није пожељан у бетонским конструкцијама итако кривина се развија преко ње.

II случај мали % армирања

Изразите прслике у бетонском елементу

Потетично нагло се опада кривост и зато што ће брже да расту деформације. Јеже Трептућу дохитне се дилатација у телину  $\epsilon_a = \frac{\sigma_v}{E_a} \Rightarrow$  граница великих издужења



$\epsilon_a$  расте брзо, раст и кривина, прираштају деформације док се не дохитне  $\frac{1}{n}$

Велика ротација пресека

$$\frac{1}{r} - \frac{1}{r_u}$$

зукити лом  $\rightarrow$  лом по арматури

$$\delta = \frac{1/r}{1/r_u} - \text{коэффициент зукитности}$$

зукити по померању преко кривине, битно је да је у питању однос деформација

# ПРОРАЧУН СТАТИЧКИХ ДЕЈИЏАЈА У НОСАЧИМА НА И ЖАЧИНА

- ① Према линеарној теорији (теорија еластичности)
- ② Према нелинеарној теорији са ограниченим прерасподелом
- ③ По нелинеарној теорији
- ④ По теорији пластичности

Наши прописи допуштају све 4 теорије  
користи се ①

① никако да се истисне

димензионисамо по некој другој теорији

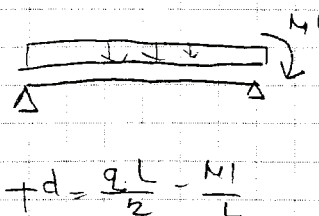
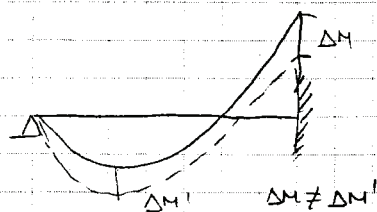
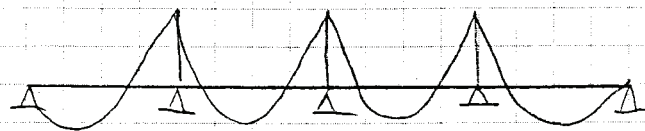
стање еластичности је једно могуће пратити стање, статичко решење задовољава  
услове равнотеже и граничне услове по силама, а по њу основни услови  
+ релативну једнакост за употребу

Програми прате теорију еластичности

Наши прописи дозвољавају и ②

Можемо да прорачунамо континуални носач употребом класичне теорије еластичности

а онда да извршимо прерасподелу тако  
што ћемо смањити момент под оптерећењем  
и повећати моменту пољу тако да  
задржимо услове равнотеже



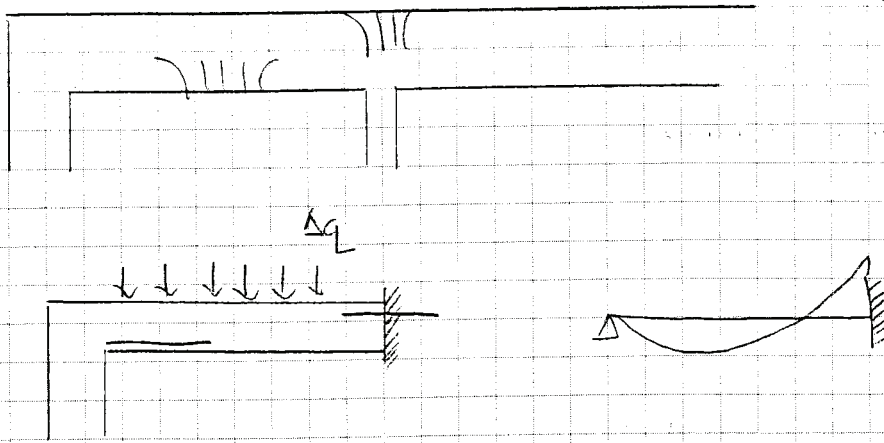
и одговарајућа T сила  
прегину промета

поступак се зове ②

Како је то смањење 20% по нашим прописима уз одређено задовољење  
армирања → они подразумева да повећано у пољу због у.р.

Иод АБ када посматрамо преку изнад осовица се јављају прсине

примите мерујућу цртајућу  
и прво се јављају чини ослонца



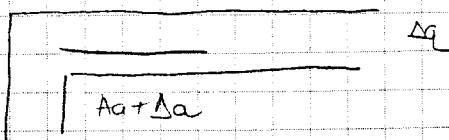
појављује се пластични зглоб на месту укљештења када арматура дође у стање тежења  
отворите се пластични зглоб на укљештењу, али и  
у средини распана

— — — — — (a)

$$M_p = A_0 \cdot b \cdot v \cdot z$$

имати механизам који  
води до лона к-је

зато повећамо арматуру у лону и под ослонцем



ова греда ће примити веће оптерећење него у  
првом случају јер смо са повећањем арматуре  
повели гранично оптерећење.



15. Април 2009.

- да би могла да се оствари прерасподела момента пресек мора да буде способан да одбави ротацију. Моро бити дуктилан пресек.

- ограничена количина затегнуте арматуре
- мора бити присутна и притисута арматура

Прена БАБ-у морају да се обезбеде одређени услови

$$\text{редукција } 20 \left( 1 - \frac{\mu - \mu'}{\mu_{гр}} \right) [\%]$$

$\mu$  - % армирања затегнутом арматуром, безато за геометријске карактеристике

$$\mu = \frac{A_a}{b \cdot h}; \quad \mu' = \frac{A_a'}{b \cdot h} \quad - \text{геометријски проценат притисуте арматуре}$$

$$\mu_{гранично} = 0,405 \cdot \frac{f_b}{b \cdot v} \Rightarrow \text{гр великих издужења}$$

$$\text{за нпр МВ 30 RA 400/500} \Rightarrow \mu_{гранично} = 2,1\%$$

Када имамо велику затегнуту арматуру лом ће бити по бетону (крти лом) и пресек није дуктилан

Избором односа притисуте и затегнуте арматуре

$$\mu - \mu' = 0,5; \mu_{гранично} \Rightarrow 10\% \text{ редукција}$$

$$\mu - \mu' = 0 \quad (\mu - \mu') \Rightarrow 20\% \text{ значи доста редукције}$$

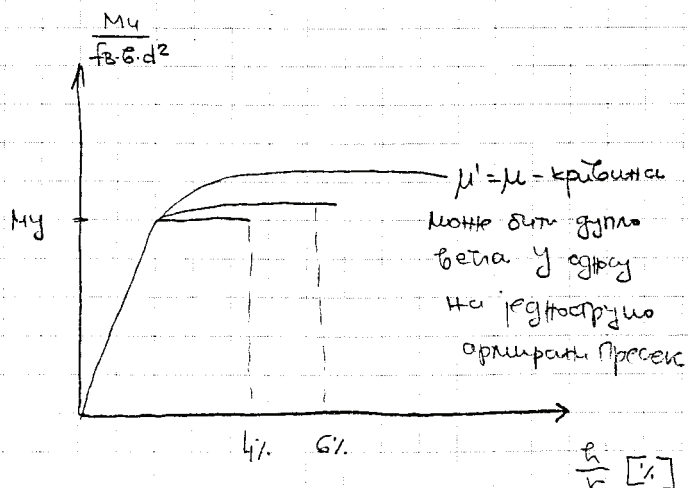
Повећано момент у пољу и смањено количину затегнуте арматуре у горњој зони која нам обично и смета.

Сезамски прописи (1381) (тог су били врло модерни):

% притисуте арматуре мора ј кји да буде бар 0,5 од затегнуте арматуре

$\mu' \geq 0,5 \mu$  из разлога да пресек буде дуктилан пресек

са појавом прамита утроши се одређена количина сезамске енергије због мале промене тврдоћи



Претпостављамо момент при коме је достигнут напон у арматури  $b \cdot v = \eta_y$

окоштава се двооструко могућност обртања пресека

$$\frac{1}{v} = \frac{\xi_b + \xi_u}{\eta}$$

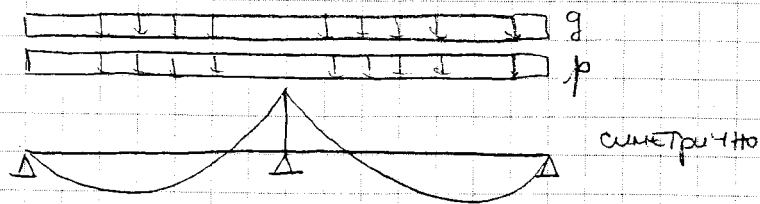


- добра страна примене прерасподеле

Најбоље се види када је  $p$  знатно веће од  $q$   $p \gg q$

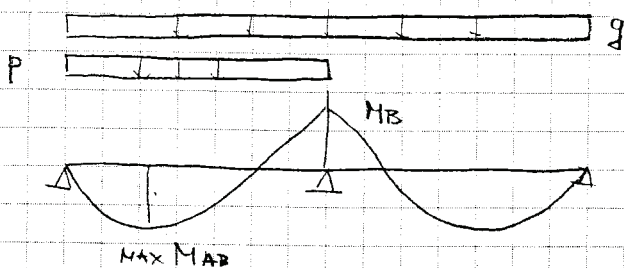
индустриски објекти и сипаоништа, тада се одређују екстремне вредности  $M$  и  $T$  само

код континуалних носача на 2 поља



Ако  $p$  поставимо по целој дужини  
добит ćemo максималну вредност  
момента изнад средњег ослонаца  
При томе ћемо имати неки  
одговарајући момент у полу

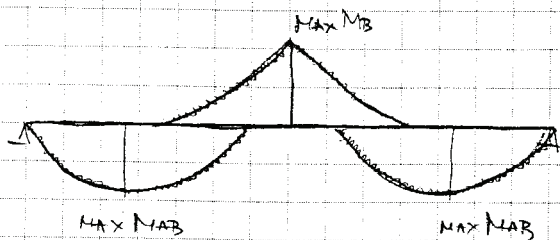
Ако имамо исти носач, исто  $q$  по целој дужини, а  $p$  поставимо јуни првог поља. Шема  
оптерећења ће нам дати  $\max M$  у првом пољу и одговарајући  $M_B$



$\max M_{AB}$

$$|M_B| < |\max M_B|$$

код спојних шема добићемо амбелопу



симетрично

и димензионисамо по  $\max M_B$  и  $\max M_{AB}$

Пропис допушта да  $\max M_B$  умањимо за  
 $\Delta M$  максимално 20%.  $\max M_B$  и  $\max M_{AB}$   
се не дешавају истовремено. Морамо  
повећати вредност момента у полу и  
добити  $M'_{AB}$

овом повећант момент ће и даље бити мањи од  $\max M_{AB}$  ако једважно белимо покретно  
оптерећење.

Горе смањимо количину арматуре, а доле ћемо повећати арматуру јер смо  
димензионисали по  $\max M_{AB}$ .

Ту се види предност тог смањивања арматуре

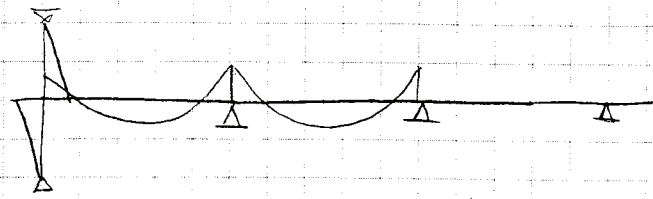
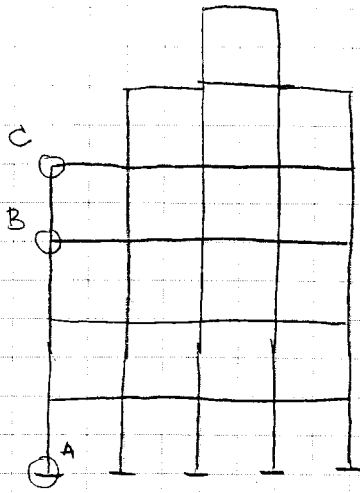
- димензионисање пресека  $B$  врши се према моменту  $\max M_B - \Delta M$

- у полу према  $\max M_{AB}$

Појбласти кап код вишеспратника јесу делови рамбоси к-је

Појбласти  $\rightarrow$  греде на које се ослањају МК а  
припадају рамбоси к-ји

Могу да се третирају као континуални носачи



Код њихових стубова имамо релативно велике моменте  
на вези греде и стубова

Ту не можемо да занемаримо негативне моменте у греди

Цели к-ја би требало да се прорачуна као рамбоси к-ја.

Рамбоси к-ја : Веза између вертикалних елемената (уграђени на тло) и хоризонталних  
елемената (греде) повезане са стубовима крутим везама. У неким системима (монтажни  
к-је) могу постојати и зглобне везе.

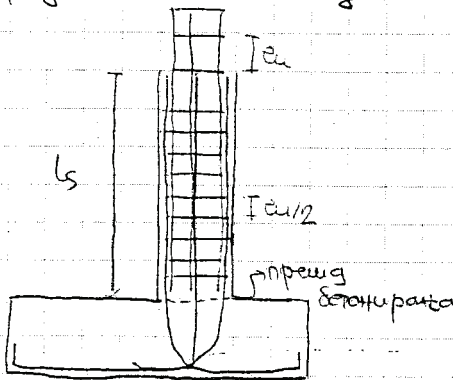
Круте везе  $\rightarrow$  преносе и моменте, одртањем круте везе врши се прерасподела момента  
између греда и стубова, да што могло морају да се поштују нека правила армирања

A, B, C  $\rightarrow$  типичне везе

Фундираније стуба преко темеља саопца

Нада данас су често у питању темељне плоче

Рецимо темељ саопца на кога се ослања стуб



Прво се изведе темељ саопца

Затим поставља изградња самог стуба. Армирури у обали  
антери, оно се врло често повир тако да арматура из темеља  
се остави најмање  $l_s$  да бири изнад линије прегиба

Армирура се поставља премапањем  
постављамо армируру која се премапа са овом и пушта се  
да летне на линију прегиба

Бочна шипка (кобуласта) исто анкерована у темељ

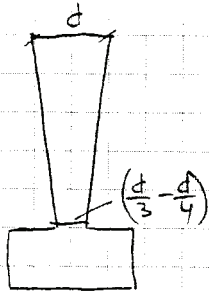
На дужици прегиба обавезно прогутање узетница и то на  $b_s/2$

Сезмички прописи : снагење  $b_s$  на 1m од вјерова

$b_s/2 \leq 7,5 \text{ cm}$  углавном се не испоштује, али буде 10-ак cm.

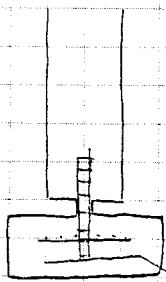
Тако могу да се из стуба уведу статички утицаји M, N, T у темељ

Ретко се праве зглобне везе између темеља и стубова, али може се видети по Београду. Смањење димензија стуба према темељу, резултује се моментом инерције самог стуба



Он се третира као зглобно везан  
50 тик и 60 тик година

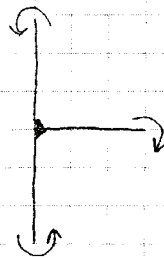
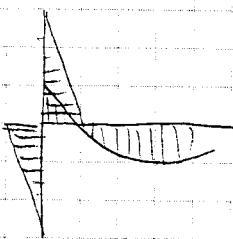
Други начин наглим сужењем пресека



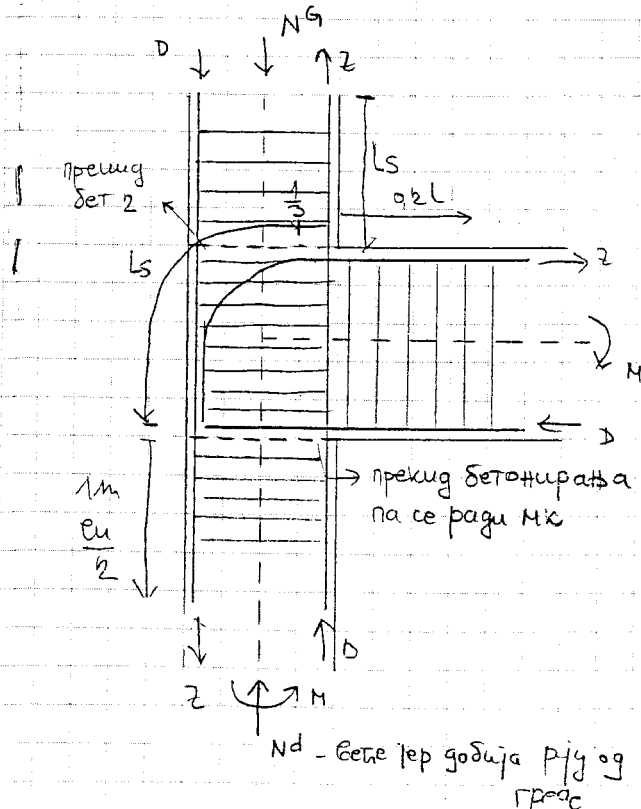
Фресинењо зглоб. Тања арматура у самом зглобу, пропуштање узетнице

арматура у једном и другом правцу да би прихватила силе цепача  
ради се кад је монтажном изведена к-ја

ВЕЗА В



Збир ова  $\Sigma = 0$   
крута веза



системна линија  $\rightarrow$  таква да се поклапа са  
теништем, али обично ни средини

Арматура из доњег стуба се пропушта кроз твора  
да прође и оставља да вири за дужину среза  
Греда  $\rightarrow$  практично исто савијање  $N$  може да се  
занемари. Момент у греди нам даје силе  
затезања и притиска. Момент из доњег  
стуба исто растављамо силе. То су унутрашње  
силе које треба у овом твору да се укористе  
Арматура убутена у твора и повучена у сам  
твор да се обезбеди довољна  $L_s$   
 $L_s$  - рачуна од  $1/3$  ширине стуба, може и  
арматура из стуба да се спусти у греду.

$\rightarrow$

притиснута арматура греде  $\Rightarrow$  докато је само да се преломи уреду у сам збор

Треба проверити да она не буде затегнута у случају сеизмике

Т силе захтевају узетнице које обухватају арматуру, у близини збора опет морају да се прогусте

20% од дужине греде доз обзира да ли спеди из пројекција

Арматура изнад греде треба да се приклопи са анкерима и опет на 1m од збора са горње и доње стране мора да се изврши прогущивање узетница  $\leq 1/2$

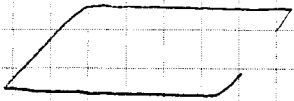
Када погледамо збор оцигледно да сила притиска прелази дијагонално кроз сам збор да би се уработиле силе.

Скренуте силе морају да се прихвате узетницама па морамо да поставимо узетнице кроз сам збор и то по краћем распону.

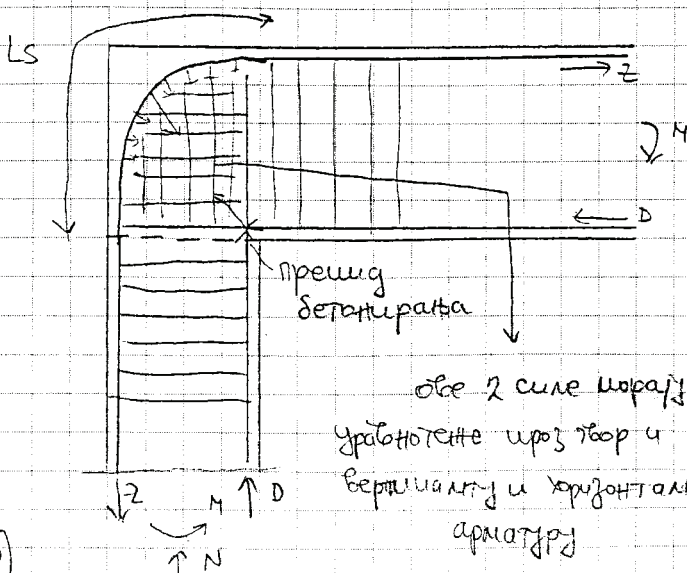
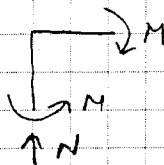
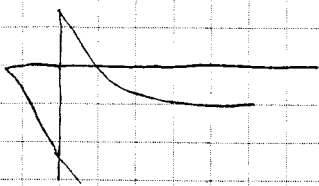
Збор мора да остане у области еластичности.

Збор је дитан јер дефинише крутоћ целог система, густина тих узетница иста као свих на 1m од збора

Могу се убавити и уноснице ако је тешко направити узетнице у то случају оне треба да прођу у греду

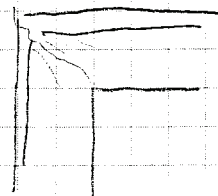


ДЕТАЉ С  $\rightarrow$  веза крута оптерећење на греду



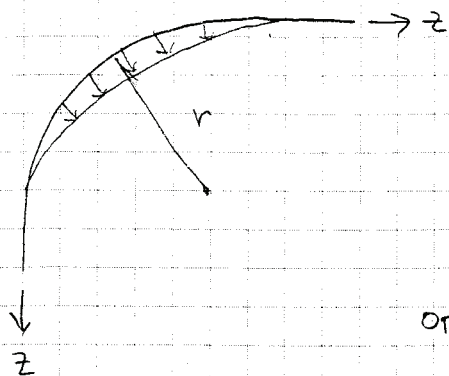
Ове 2 силе морају да се уработиле кроз збор и вертикалну и хоризонталну арматуру

да би се пренео моменат, арматуру из стуба морамо да подијелимо у греду ако она не смета, А ако смета арматура из стуба се подије до одређене дужине да би се приклопила са арматуром греде. Грешка је да се арматуре из стуба и греде само прођу се право јер тада долази до преломна





Ова арматура са унутрашње стране стуба може да се пробуде прво сем ако од сеизмичко не дође немо затезање. Код великих рамова полупрегни рамова шипови треба да буде такав да не дође до улаза бетона



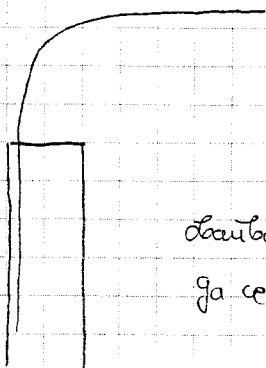
Радијални притисак који може да изазове улаз бетона зато  $r$  мора бити што већи

Ако је јаво мали претика (а минимум је 100) и ако је црта арматура појављују се праме на њој самој.

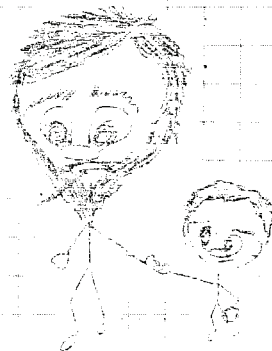
опет на 1m  $c_{u/2}$

Имамо силу притиска од стуба и греде, такође горе сила затезања

Прогуштено арматура у самом звору

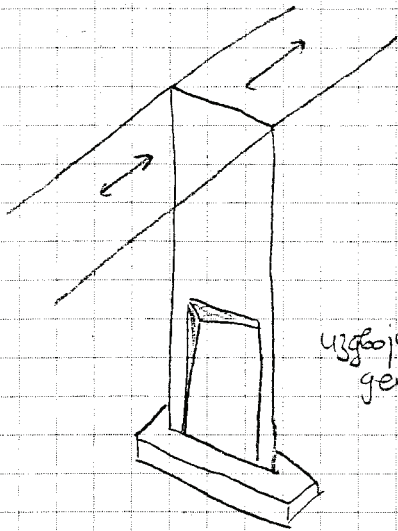


Оваква арматура када тежа арматура греде до се настан на њу и да се то издејатира.



# Армирано бетонски зидни носачи

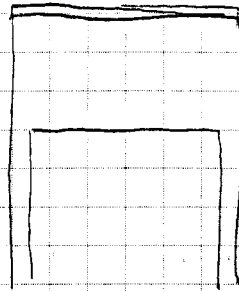
Међуспратна која се може ослабити и на АБ зидове



издајемо дај  
гео

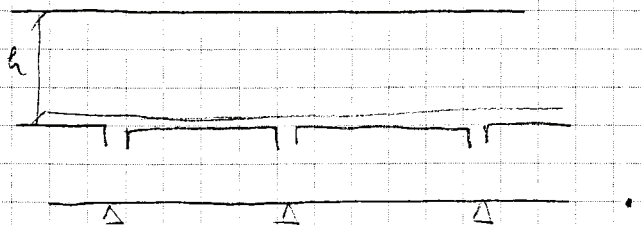
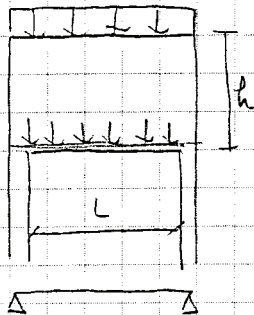
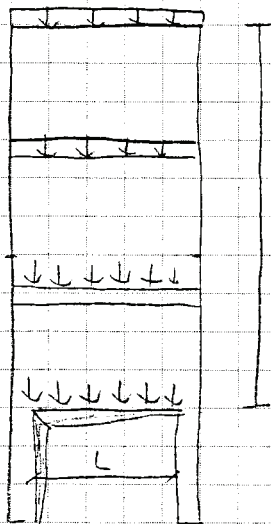
Траности тисело  
или тиселна плоча

песто потребан отвор у зиду



То више није зид јер није зид до  
тегела, то се назива зидни  
носач, а у страниј литератури  
високи греда.

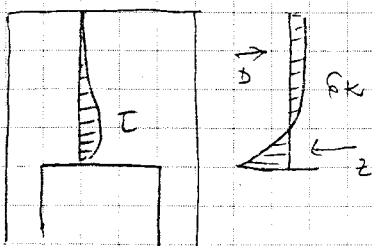
он може бити са једном  
спратном висином или да је већем  
броју етажа или гупу димензију



Носач типа ПГ а може бити и  
зидни носач који се ослања на  
већи број опораца

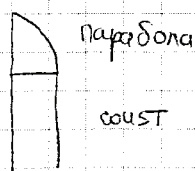
Када имамо прву греду где је висина релативно мала у односу на дужину имаћемо  
линеарну расподелу напона у арматури и бетону

код високе греде нормални напони више немају линеарни облик



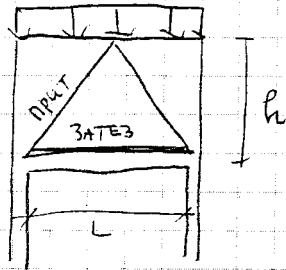
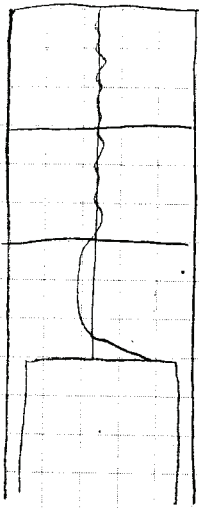
Овде ће крај унутрашњих сила бити знатно мањи  
као  $(0,6-0,5) h$  (а ово је као  $0,3 h$ )

$\tau$  напони су се исто променили



код зидног носача  $\tau$  напони  
појављују у димензији отвора

Високи зидни носач, у којем делу највишим највећи нормални напон, горње осцилује, оно нуле зато високе носаче можемо заменити са полим, где је  $h = l \rightarrow$  распон;  $h$  - висина полог носача



тако да горњи део носача улази само као оптерећење замењујући носач. То оптерећење се преточи на леви и десни ослонац преко фиктивних штапова, они су под нагибом фиктивни затегнут штап изнад отвора и посматрамо као замењујућу решетку притиснути штапови (бетон) затегнут - армат.

Третирано као греду, али узимамо крак унутрашњих сила много мањи  $\zeta = 0,6$  у том смислу упутства за пројекцију

$$z = 0,3h \left( 3 - \frac{h}{L} \right) \quad 0,5 \leq \frac{h}{L} \leq 1,0 \quad (\text{кад је мање од } 0,5 \text{ нормалан пројекти носач})$$

$$z = 0,6h \quad h \geq L$$

#### Континуални носач

$$z = 0,5h \left( 1,8 - \frac{h}{L} \right); \quad 0,5 \leq \frac{h}{L} \leq 1$$

$$z = 0,4L \quad h \geq L$$

код континуалног носача арматура се поставља у целом пољу изнад ослонца. У целом дужином носача притиснута арматура

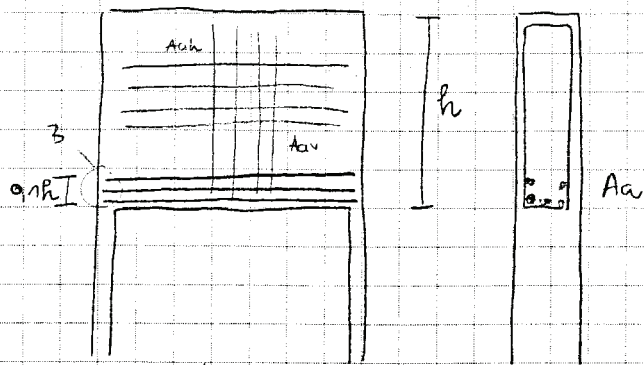
морамо да проценимо да ли је вишеспратни или једноспратни носач

$$M = \frac{qL^2}{8} \rightarrow \mu \Rightarrow M_u$$

$$A_a = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_v}$$

22. Април 2009.

Главна арматура поставља се унутар зидног носача на 0,1 од висине носача



Главна арматура ради као затега  
битно је да буде добро учвршћена

сидри се  
хоризонталним  
кукама

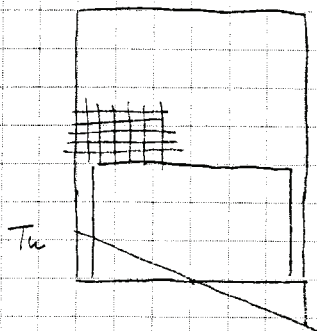
ДЕТАЛ В

Поред главне постоји и хоризонтална арматура и вертикална  $A_{sh}$  и  $A_{sv}$  на свакој страни зидног носача у облику мрежа, јер се ради о  $R_A$  момен и о  $M_A$ .

вертикална:  $A_{sv} = \frac{T_v}{\sigma_v}$   $A_{sh} = 0,8 \frac{T_v}{\sigma_v}$

$T_v$  - гранична  $T$  сила срачуната за носач било ког система

$\max T_v = 0,1 \cdot b \cdot h \cdot f_{bv} \rightarrow$  ограничена вредност  $T$  силе јер иако је велика  $T$  момен  
доћи до лома у близини ослоња. То захтева ЕС1



Ова зона где је  $T_{\max}$  додатно се ојача ситнијом арматуром  
да би се избегле прскане

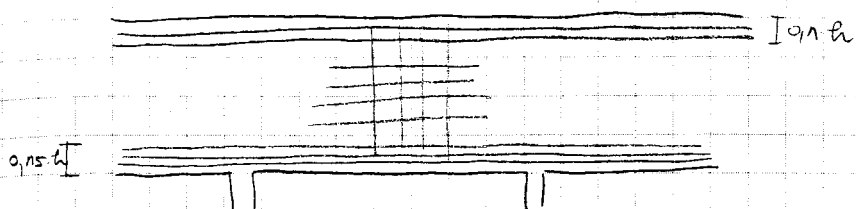
$T$  напон има највећу вредност у тој зони у  
близини ослоња за разлику од  $T$  напона просте греде

Та тања арматура зидног носача  $R_{fb}$ ,  $R_{fl2}$  тањи профили  
 $\max 20 \text{ cm}$  разлику.

Тако арматура лепо покрива иако бетона зидног носача и криву сва затезања  
која могу да се јаве.

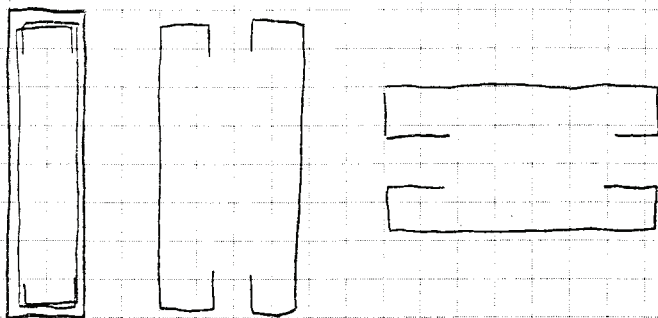


## КОНТИНУАЛНИ ЗИДНИ НОСАЧ



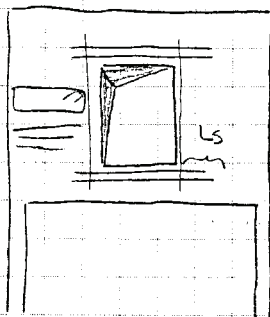
Главна се пушта да чде  
континуално по целој доњој  
зони - Горња зона 0,1 h  
присуства главна арматура  $A_s'$

Опет хоризонтална и вертикална



Због сидрења јер су класичне  
узетнице непрактичне

Специфичности ЗИДНИХ НОСАЧА → ОТВОР



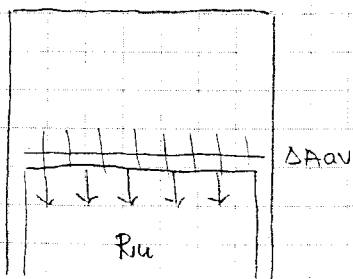
Морало да опишемо ивице отвора вертикалном и  
хоризонталном арматуром

! Водимо рачуна о довољној дефинити сидрења

Оба лево арматура у облику узетница, али нису  
много велике ширине

Примери из праксе: Инженерске методе могу да реше проблем кад немамо комп  
Зидни носач замењују притиснути и затегнути штапови  
Конт. носач са више отвора → прави турбулентцију

специфичност број 2: Зидни носач и са доње стране МК



Та к-ја је окачена на зид са доње стране

Треба да се убаци додатна вертикална арматура

Додатна арматура

$$\Delta A_{av} = \frac{R_{ui}}{\sigma_v} - p \text{ ја плоче}$$

она се прилагођаје вертикалној арматури коју смо споредили  
на бази трансверзалне силе.

## ПЛОЧЕ ДИРЕКТНО ОСЛОЂЕНЕ НА СТУБОВЕ

Појавиле се 70-тих година, везано за појаву рачунара

ПРЕДНОСТИ: Једноставне у конструкције и захтевају минимум оплоте

Једноставна армиатура па је могуће директно бетонирање помоћу бетонских пумпи

Имају релативно малу висину к-ја, па на већем броју етажа можемо да уштедимо вишак један спрат

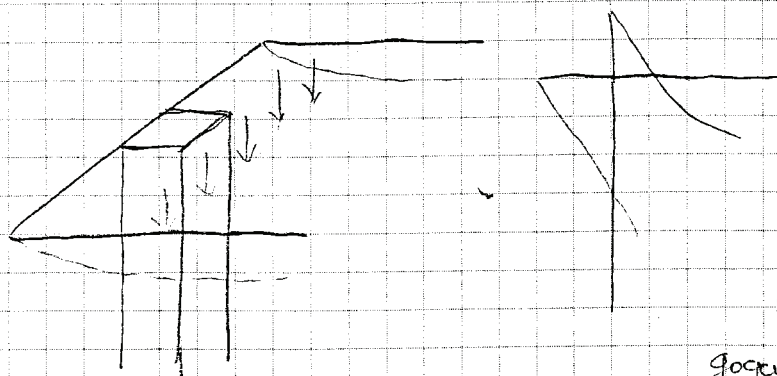
Инсталације водаких к-ја се врло лако разводје у свим правцима. Интересатно за грејање и климатизацију

НЕДОСТАЦИ:

У зони стубова јављају се велике концентрације напона смицања. II

Проблем пробоја стуба кроз плочу. Ограничену употреба ових плоча

Због релативно мале крутости плоча доста велики проблем угуба. Проблем угуба велики на самом ободу плоче где имамо ивицу



Услед деловања оптерећења на плочу деформација плоче изазива деформацију стуба.

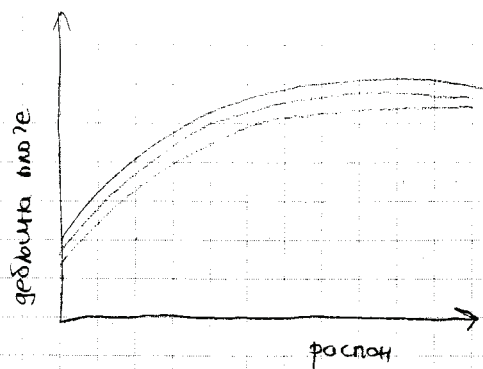
На стубу додатни момент јер је чврта веза. Тај момент се у плочи ствара путем претхвата додатног смицања плоче и стуба.

Повећале се проблем пробоја  $\rightarrow$  у сеизмичким областима настаје проблем примене ових плоча.

Али немамо довољан број резгара чаква која давати допунске моменте и димензиони проблем пробоја. 1984. земљотрес у Мексику маса зграда је доживела потпуни колапс. Јер су врло осетљиве али немају довољан број АБ зидова и резгара који примају то сеизмичко оптерећење.

Бетонске куле грађене са претхватним напрезањем помоћу специјалних каблова.

Упошлењем напрезања стубови се еквивалентно оптерећење супротно од гравицационог. Врло често се јављају као темељне плоче  $\rightarrow$  што је врло ефикасно али се јави проблем пробоја



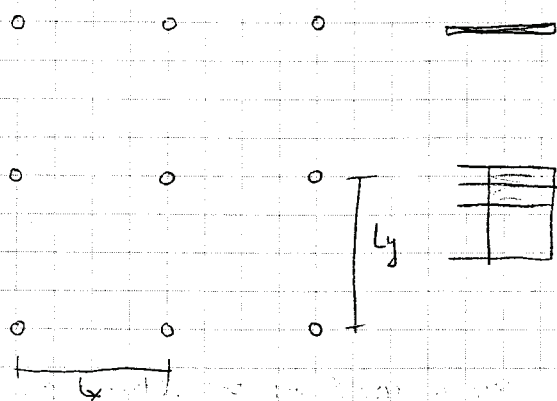
амерички профили мин 20 см

британски мин 18 см

наши → ништа

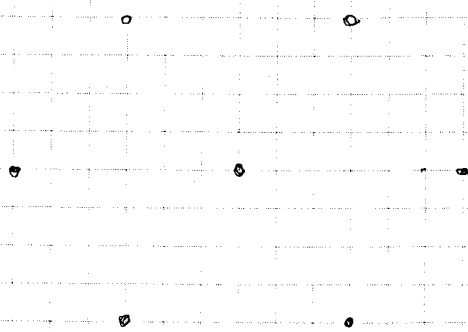
За 12 м распона дебљина плоче 0,5 м

Распоред стубова



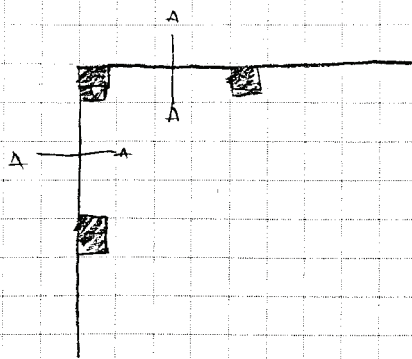
Најтежије ортогоналан, поред стубова имамо и неке АБ зидове и АБ језгре, али је у принципу ортогоналан распоред

Хексагоналан = разлику...



или потпуно неправилан распоред у комбинацији са АБ зидовима и језгрима

## Типови стубова



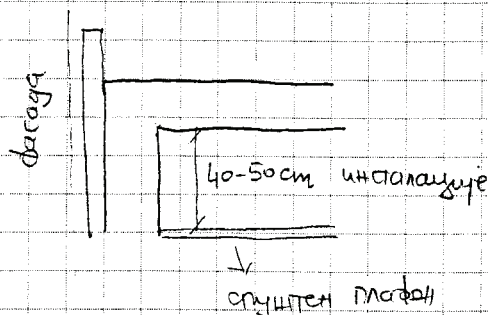
A-A

Угаони, ивични, унутрашњи

На тим ивичним стубовима ради се АВ Грета која добро дође јер смањује деформације и ивични плоче, а и добро је за оснивање фасаде.

Грета из конструктивних разлога да би смањила деформацију плоче, пробој на угаони стуб, али и да се фиксирају носачи фасаде, а и да се постави спуштен плафон

Избежати не воле ивичну греду



## УТИЦАЈИ У ОВАКВИМ ПЛОЧАМА

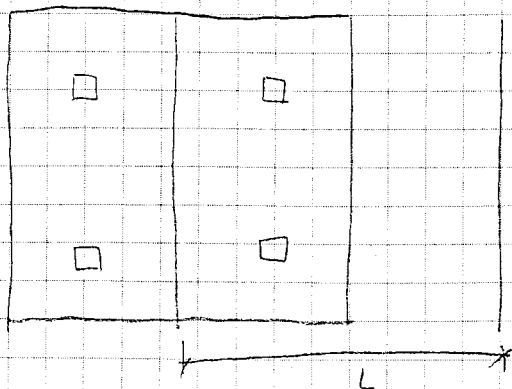
Збољају се моменти

Плоча се замени минималним елементима — роштилима

Углавном помоћу  $M_{XE} \rightarrow M_x, M_y$

Утицаји у плочи

Тачкасти опорац = сингуларитет



Тако добијемо да је момент изнад опораца за траку ширине  $L$

$$M = \frac{qL^2}{12} \cdot L$$

поље  $\frac{qL^2}{24} \cdot L$

укупан  $\frac{qL^2}{8} \cdot L$

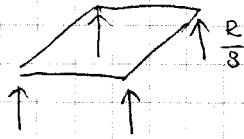


утицај ширине ослонца

1. Тачкасти  $\rightarrow R$

2. стуб  $b \times b$   $p = \frac{R}{b^2}$

3. Најближе реалност, један део  $p$ -ја расподељен као рабљотенно оптерећење а један као линиј силе у угловима ослонца



Разликују се вредности момената и имамо  
разлике  $\nu$  (поасортискоф)

Тачкасти даје највећи момент

$\Rightarrow$  Ђито задати ширину ослонца у програму  
мом у пољу

Варијација ослонца се односи само на негативне моменте. Ј тражи изнад  
стубова ипакто негативне моменте. Највеће померање је у средини између  
стубова.

Највећа вредност позитивних момената ј миним која пролази кроз 2 стуба  
Плоу заменимо линијашим елементима  $\rightarrow$  круто повезани штапови,



29. Април 2009

Моменти сабирају у  $x$  правцу  $\uparrow$ . Њихова расподела у  $y$  правцу, шпизу изнад ослонца:

Ка средини заобљење

Нулта линија момената

Највећи позитивни момент у траци изнад стуба

То све важи кад имамо правилан распоред стубова

- димензионисање  $\rightarrow$  одборетт горња и доња зона

Доња зона

Најтежице целу плочу армирамо са једним основним мрежом, арматура у  $x$  и  $y$  правцу мора бити већа од мин. % армирања

0,15  $b_d$ ; 0,1  $R_d$  (за  $K_{AT}$ )

Избор те мреже зависи од утицаја у плочи

Нема опште упутство

Нпр  $\phi 8/15$   $A-335$



$M_{li} \rightarrow$  гранични момент носивости изд. прихвата то мреже

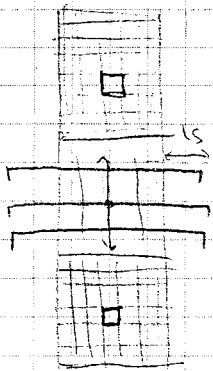
$$M_{li} \approx A_a \cdot 0,9 \cdot h \cdot b_v$$

$$\downarrow$$
$$m^2/m$$

и кад унесемо  $M_{li}$  који прихвата основна мрежа добићемо зоне које нису покривене основном мрежом.

Треба удаљити додатну арматуру исто нпр. мрежом,

Слично и за негативне моменте, али видимо смо да имамо једну траку изнад стуба са јаким дефинисаним нултим брзностима, па имамо зону негативних момената



1 зона директно изнад стуба са великим вредностима момената. Ширина стуба утиче на шпизу

То урадимо за сва стуба  $T$ . За зону око стуба, а онда удаљимо арматуру између и ту опет добијемо мрежу али је сада много мања него као изнад ослонца (стуба)

Од већа  $\phi 12/15$   $\phi 25/16 \rightarrow$  од изнад стуба знати још већина.

Ову између морамо пустити за дужину одређа

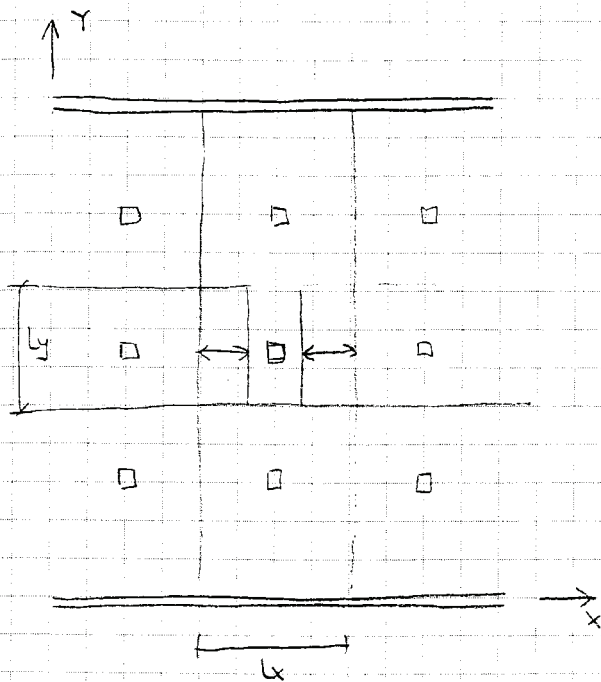
Овај начин армирања је погодан кад имамо неуређену плочу без симетрије

Неуређени ослонци

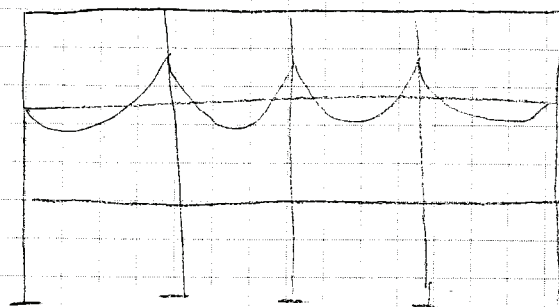
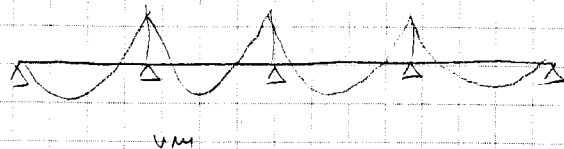
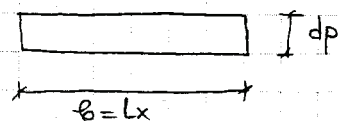
кад имамо уређај могу да се користе приближне методе, ако су погодне изаг тах програм, али су условљене

1. површинско оптерећење
2. минимум 3 поља (с тим што треће може бити асиметрично)
3. Разлике између дужина поља у једном и другом правцу не смеју бити веће од 30%.

приближна метода  $\rightarrow$  имамо траку у  $x$  правцу ширине  $l_x$  и асо у  $y$   $l_y$



Ту траку посматрамо као митијски носач димензија  $dp$  и  $b = l_x$  и  $b = l_y$



Ако је вишеспратни претвара се у рамовски носач  
сразућавамо утицаје у том носачу тако добијемо моменте, моменте за митијски носач, према одређеној расподели расподелујемо на траку димензија изнад стубова и на суседне траке и то потенцијал правцу који зависи од земље до земље  
То можемо наћи у БАБ-у тако се види како се дели  
Метода замењуваних рамова јер смо плочу заменили рамом,

# ПРОРАЧУН ПЛОЧЕ У ОДНОСУ НА ПРОБИЈАЊЕ

Пробијање стуба кроз плочу  $\rightarrow$  велика мана свих МК, недовољан статички третман, напрегнуте су зонама стубова, и пољима релаксиране. Велике концентracије момента и напона у зонама стубова.

Ако се сматрају где је дошло до пробоја стуба кроз плочу, дошло до пада МК рођена су истраживања, теоријски врло сложен проблем

Интересантније код обликних стубова.

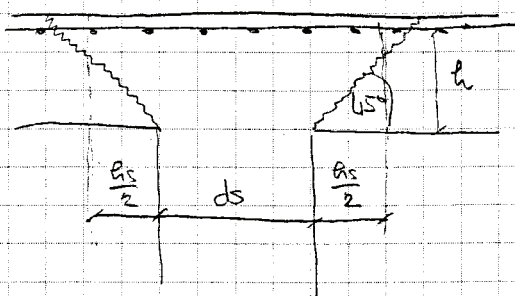
Наш пропис се заснива на  $\Delta H \leq 1045 \rightarrow$  неважни стандард, он је урађен према допуштеним напонима (класична теорија). Срачунају се напони и упоређују са допуштеним напонима. Наш правилник ту није остао доследан

$$\tau = \frac{T_{max}}{O_{кр} \cdot h_s}$$

$\tau$  — напон у зони стуба  
 $T_{max}$  — р-ја плоче на стуб

$O_{кр}$  — обим критичног стуба

$h_s$  — статичка висина у плочи



једна кружна зарубљена ципла

$h_s$  — средња вредност статичке висине

$$h_s = \frac{h_x + h_y}{2}$$

Уместо правоугаоног пробоја боље се да пробој посматра у облику цилиндричне површи

$$h_c = h_s \quad \text{пречник цилиндра} \quad D_c = d + h_s$$

$O_{кр} \rightarrow$  обим цилиндричне површи

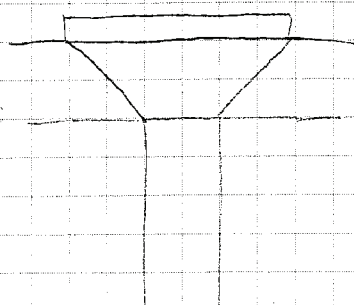
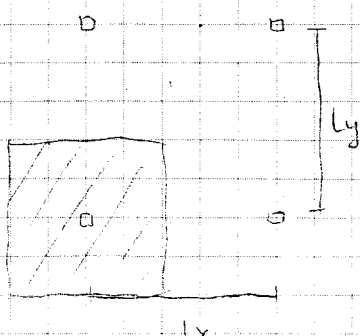
$$O_{кр} = d_{кр} \cdot \pi \quad d_{кр} = d + h_s$$

$T_{max} \rightarrow$  макс  $T$  или максимална р-ја плоче на стуб

$$T_{max} = q \cdot l_x \cdot l_y - q \cdot \frac{d_{кр}^2}{4} \cdot \pi \rightarrow$$

одбија се гео оптерећења  $q_{кр}$  када на основу зарубљене ципле јер се умиња директно у стуб без повећања напона армирања

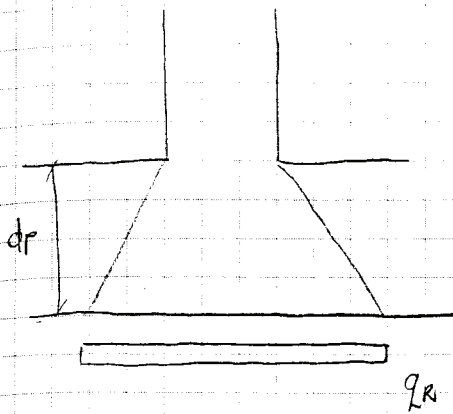
$q [kN/m^2]$



тај гео одлучује је релативна величина  $q_{кр}$  или  $q_{кр}$  или  $q_{кр}$  величине плоче тај гео је доста велики.



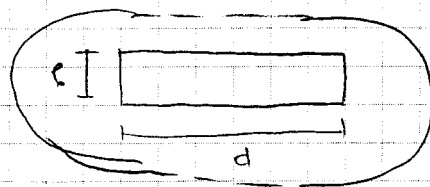
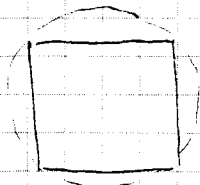
од је тај део велики, код телема се одбаје  
смање дои код МК може да се затвори



Ако имамо правоугаони или квадратни пресек

$ds = 1,13 \sqrt{b \cdot d}$  - то је неки зомењујући притик  
 $b-d$  димензије правоугаоног стуба

кода је издужен правоугаоник

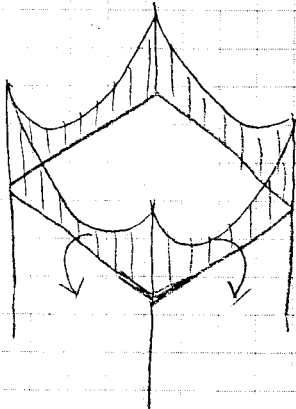


$d > 1,5e$ , тада треба узети

$d = 1,5e$  т. тачно се уноси у израз за

$ds$  Простито се затварају је тачно  
на одређеној дужини стуба

ово испрешигано се иакоује из пробоја



сила има концентracије у угловима, важе по дужини  
страница. Највеће концентracије у зонама  
поглоба

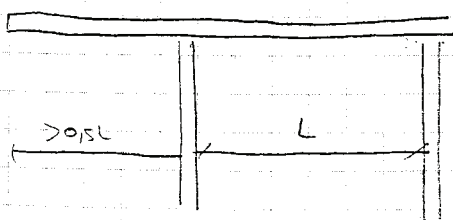
Ако имамо 2 момента ако углови тако имају  
вишеост стање напона а на страницама једност  
Треба регулисати т. затварити један део

Помоћу стуба утврде на пробој

За обичне стубове узима се 60% од адина критичног пресека 96 кр

Угаони  $\rightarrow 0,3$  0 кр

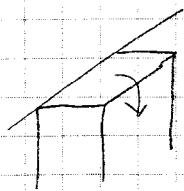
Плоа која има хоризонтални прелом, L-оовински размак измеђ стубова. Ако је



хоризонтална  $> 0,5L$  онда се тај део стуб третира као  
унутрашњи стуб кода је мања од  $0,5L$  онда може  
да се ради линеарна интерполација измеђ  
вредности 0,6 и 1

Још једна специфичност:

Густина момента који се преноси на извити угласти стуб због ирте веће узима се тако што се  $\tau$  напон мена са 1,4



код извитих и угластих стубова да се узео ексцентрицитет налагања плоче на извити и угласти стуб ексцентрицитет повећава величину  $\tau$  напона

## Контрола пробоја

Ако рачунамо напон смицања једнакостимо да је

$$\tau \leq \frac{2}{3} f_{lt} \cdot t_a \rightarrow \text{онда пробој није интересантан} \rightarrow \text{не треба осигурање}$$

$t_a$  - фја од МВ

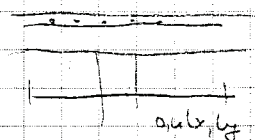
$f_{lt} \rightarrow$  зависи од арматуре у зони пробоја

$$f_{lt} = 1,3 \cdot d_a \cdot \sqrt{\mu}$$

$d_a \rightarrow$   $GA = 1$ ;  $RA = 1,3$ ;  $MA = 1,4$  /  $\varphi$  је вредност бољег квалитета

$\mu$  - средња вредност процента армирања негативном арматуром изнад капитета

$$= \frac{\mu_x + \mu_y}{2} \quad \text{то је зона } 0,4 \cdot l_x \times 0,4 \cdot l_y$$



Табела за  $t_a \rightarrow$  у фја МВ [МПа]

МВ	15	20	30	40	50	60
$t_a$	0,5	0,6	0,8	1,0	1,1	1,2
$t_b$	1,5	1,8	2,2	2,6	3,0	3,4

$$0,5\% \leq \mu \leq 1,5\%$$

Дакле ако реална вредност пређе две све вр. ми узимамо њих не можемо имати од 0,5 нити веће од 1,5%.

## 2. случај

$$\frac{2}{3} f_{lt} \cdot t_a \leq \tau \leq f_{lt} \cdot t_b$$

у овом случају може доћи до пробоја, јерат збо силе пробоја прихвати одређена количина арматуре

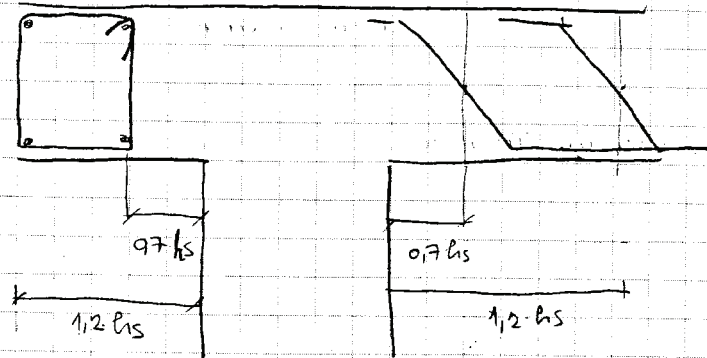
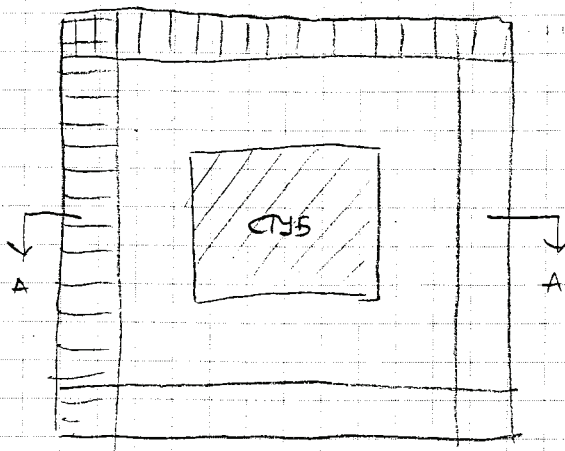
$$A_a = \frac{0,75 \cdot T_{max}}{\frac{G_v}{1,8}} \rightarrow 0,75 \text{ је берот и даље може прихватити стих } 25\%$$

$$A_a = 1,35 \cdot \frac{T_{max}}{G_v} \quad [cm^2]$$

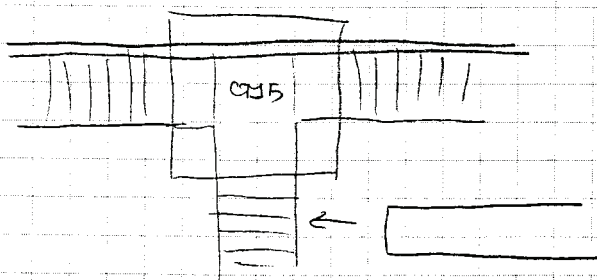
$\rho_2$  зависи од арматуре  $\rho_2 = 0,45 \cdot d_0 \sqrt{\mu}$

Овако сразумна арматура се распоредjuje по глави наплате

арматура у облику узетница или локних шипки



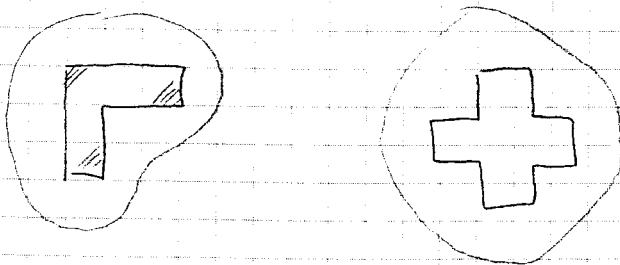
распоредба од убоице иста за узетнице или локне шипке



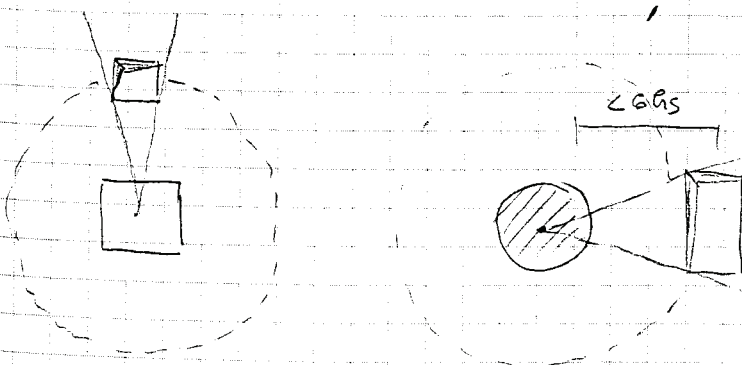
Није обавезно овако, постоје "друга решења"  
Неки специјално израђени профил  
мондранци → код нас још увек не  
постовљањем сигурне греде повећавамо  
один пробој

у Америци → убаце у плочу pune тежитне профиле заварени међусобно у црт  
неправилни стубови

Критични одим је од 1 или другачији



отвори у близини стуба могу бити опасни. Ј зони могућег пробоја сматрају се  
одим. од средине стуба се зракасто  
повуку линије



Дитт → отвор на растојању  $< 6 h_s$   
мора да се узме његов утицај  
сматрањем одима

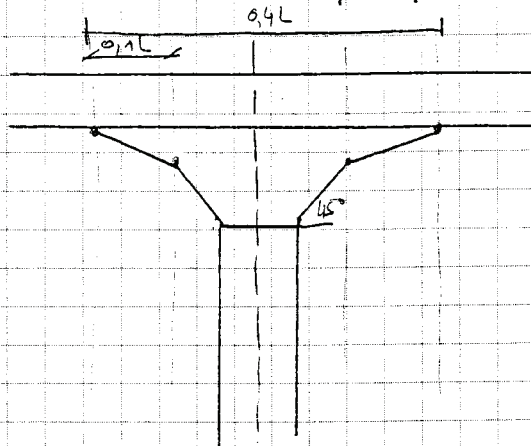
13. мај 2009.

## ПЕЧУРКАСТЕ ПЛОЧЕ

корист се да би се спрети пробој

могу бити мањих и већих растојања  $(0,3-0,4)L \rightarrow$  велики

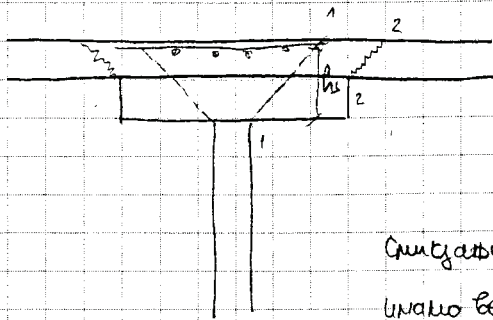
дanas се уместо правих печуркастих користи само проширење. Некада су се правили капители са постепеним проширењем и због тога су се називале печуркасте



$dp$   
 $\geq dp$

за овакав сјуб се јавио тежио прави  
оплати

Једноставније:



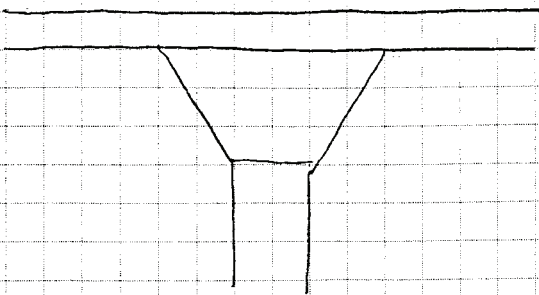
повећати дебљину пробоја

$$\tau = \frac{T}{\sigma_{кр} h_s}$$

сада је  $h_s$  много веће

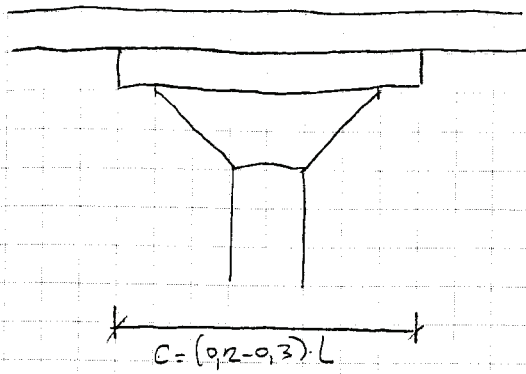
Смисао је сад тога да се види и у пресеку 2-2, али ту  
унапред велики број па је  $\tau$  мали

Средњи тест одлик је међуваруанта





или



обавни капитални користе се када су велика покретно оптерећења

MERCATOR - гарант

$\rho$  ишло до  $30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

смањују количину негативне арматуре узног ослонца

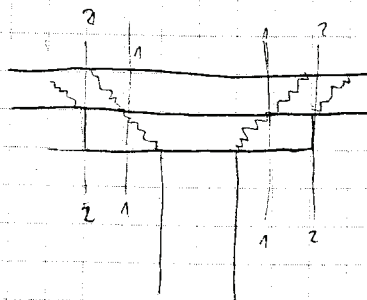
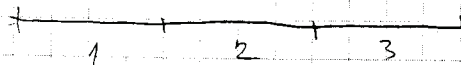
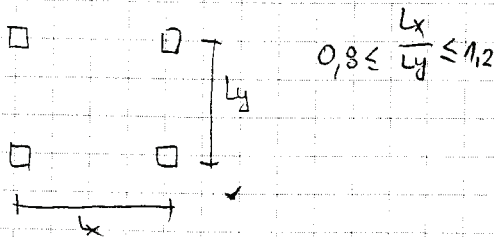
За додатне распоне (6-8m)  $d_r = 24 \text{ cm}$

овакве плоче су економичне за распоне од 8-10m према тога  $d_r$  знатно расте

програми  $\rightarrow$  програми на бази МКЕ, обично елементи ширине око 50cm

$\rightarrow$  полупемпиријске методе које су биле базиране и на теоријским и на експерименталним резултатима

$\rightarrow$  МЕТОДА ЗАМЕЊИЋУЋИХ РАМОВА  $\rightarrow$  условљава да се распони изнад плота крећу од 0,8 до 1,2 L и минимум 3 поља



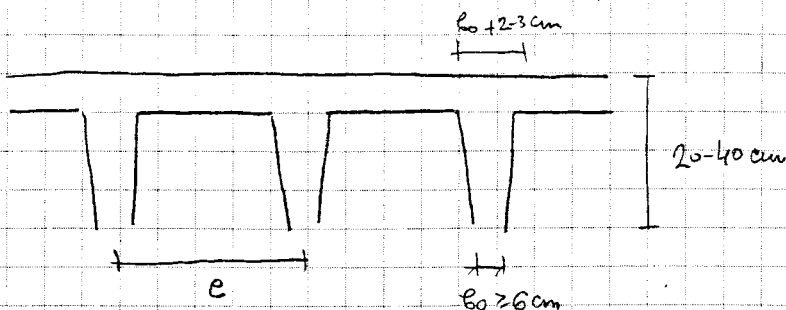
прође се и то разјучуј само што имам 2 пресека

# СИТНОРЕБРАСТЕ МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

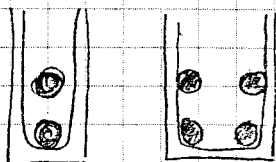
Архипан назив  $\rightarrow$  биле су популарне после II св. рата

У стамбеним и јавним зградама

Имају релативно танку плочу изнад низа АБ ребара који су на размаку  $e = 40-80 \text{ cm}$ , а плоча дебљине  $\rightarrow d \geq 4 \text{ cm} \rightarrow$  танка плоча



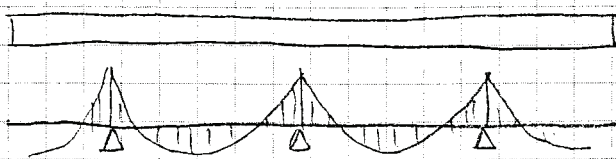
Ширина ребра



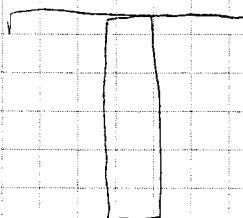
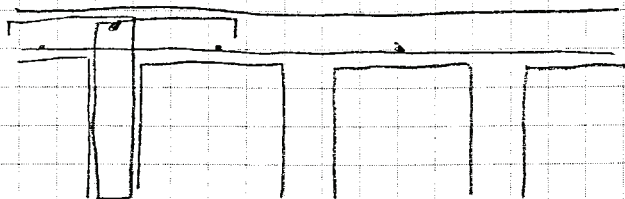
код већих распона ребра у доњој зони се армирају тако да стигну 2 шипке у ред. Тада је дебљина ребра била отприлико колико је било потребно да се шипке стави

ребра су имала зашпољева  $b = b_0 + 2-3 \text{ cm}$  да би се лакше радило оплота.

Армирање плоча  $\rightarrow$  само плоча могле да се претвара као континуирани носач  
чији су ослонци сва ребра



у плочу позитиван изнад ребра негативни  
моменти. Узетнице из ребра су пробацуивале  
у горњу зону с обе стране

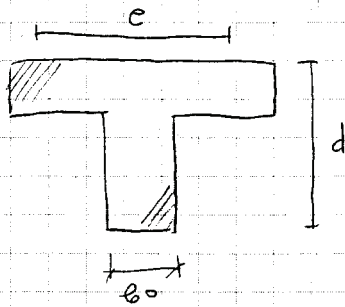


арматура саме може у горњој зони  $\phi 6/15$

пored те арматуре још једна Ципка  $\phi 6/15$  која је повећавала ову арматуру.

У горњој зони још једна која је повећавала узетнице

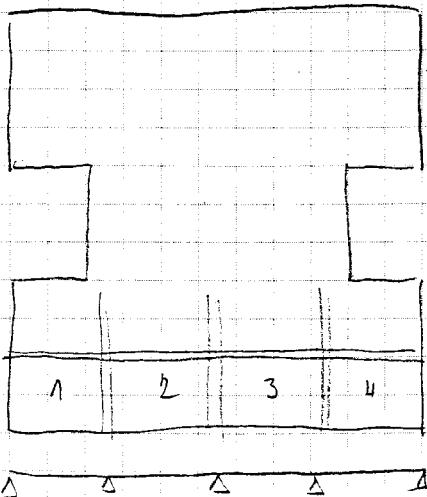
За пројекат: анализа оптерећења за једно ребро



рачуната је анализа оптерећења за једно ребро

оптерећења  $K$  је може да се ради као ПГ или као континуални носач (кја преко венте осигурања)

То је тако изгледало обично



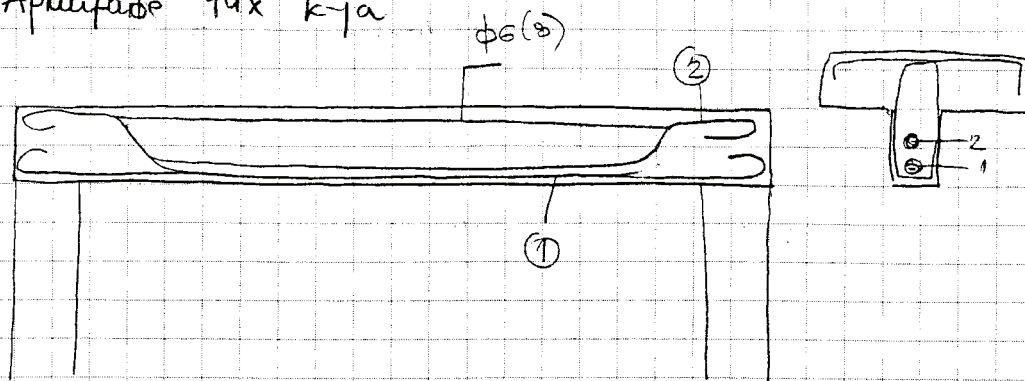
У овом случају  
конт. носач

Улица

20. maj 2009.

Редрасте табанице  $\rightarrow$  наставке

Армираће тих к-ја



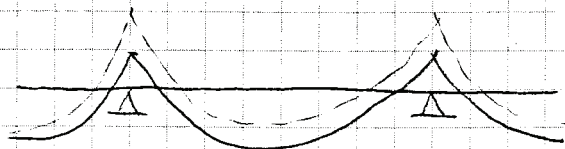
БА зато су рађене куке на крајевима, ова шипка  $\phi 6$  2 се уклања и има је и  $\phi 10$  да прихвати Т сиво.

У горњу зону тањи профили  $\phi 6$  или  $\phi 8$  да повећају зенгије.

Једно ребро се анализира и то ребро има ширину притиснуте плоче  $e$

$e \rightarrow$  основни размак ребара

Контактна ситуација к-ја не радимо са еластичном линијом већ се врши редистрибуција негативог момента



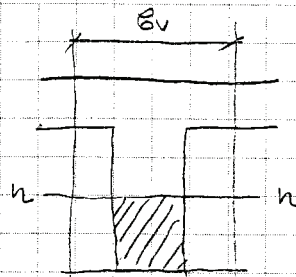
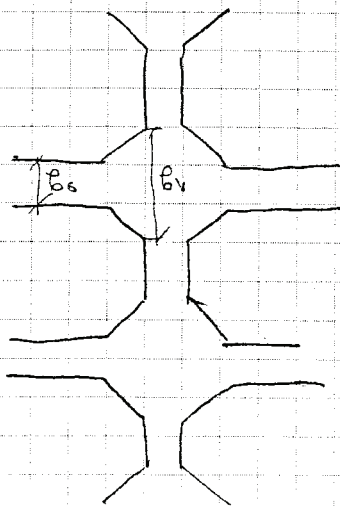
$$\frac{qL^2}{16} = \text{и у пољу и над ослоњцем}$$

У пољу спуштање дијаграма момента јер

основни пресек има малу крутост јер је тањко ребро.

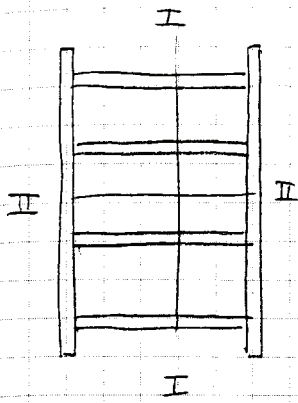
Због редистрибуције момента фактички нам је потребна иста арматура у пољу и над ослоњцем. Редистрибуција 25%.

Код ових система ребро је релативно уско па у се радиме хоризонталне буте



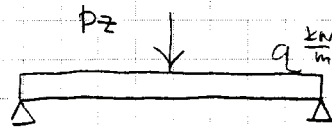


код двоклох конструкција питање прегледног зуга могаће бити интересантно



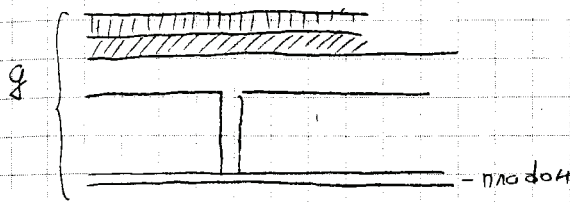
зуг могаће бити постављен у положај I и II

I — управно на ребра



анализа оптерећења извршена за једно ребро  $q = g + p$

$p(1,5-2)$  3-ходница



то водимо на ширину једног ребра ( $g \cdot p$ ) - е

и добијемо оптерећење по  $m'$  ребра

код икомо зуг моралимо узети и  $P_z$

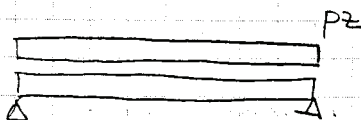
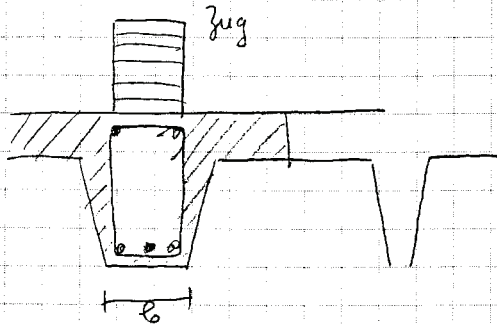
$$P_z = h_z \cdot g_z \cdot e = \dots [kN]$$

II случај испод зуга се ради ојачање прави се греда која има исту висину

као апторедрасте к-ја. у том случају се

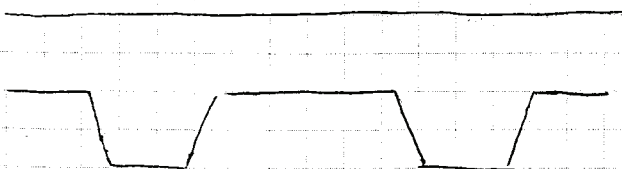
то ојачање ребро прорачунава као греда

која носи зуг и део плоче с леве и десне стране



јанос се апторедрасте к-ја и даље користе али члва друге облик

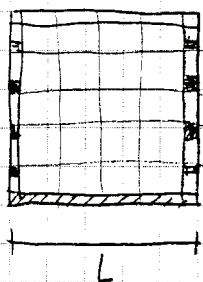
оплата за апторедрасту конструкцију могаће више пута до се користити



метална оплата → добија се леп одлик табанице

# КАСЕТИРАНЕ ТАВАНИЦЕ И ГРЕДНИ РОШТИЛИ

И данас се користе, некад су се користиле за распоне малих сала до 20 м



касетирана  $\rightarrow$  исто што и ситноребраста само што ребра иду у два правца

Нема стубова унутра

Ребра у 2 ортогонална правца где је конструкција тако направљена да се ребра ослањају или на зидове или стубове преко којих ина гред.

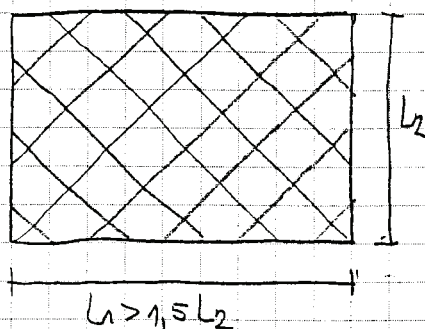
Нису тако мали распони

Размак ребара до 1,25 м имају релативно малу сопствену тежину

Различити распони, али  $L_1 < 1,5 L_2$ , по су овакве таванице згодне кад имамо квадратну површину.

Издужен правоугаоник  $\rightarrow$  ребра у дужем правцу не би имала смисла.

Могуће је и да се ребра пружају под  $\angle 45^\circ$



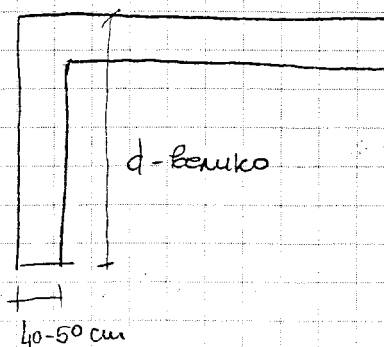
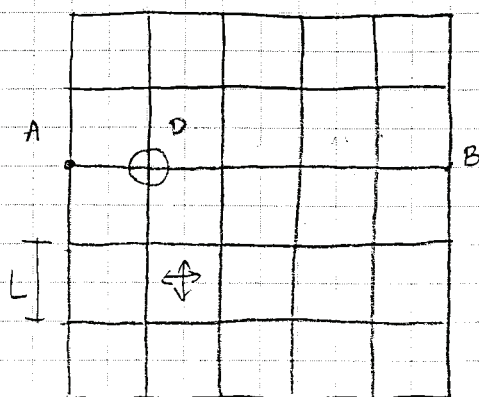
Систем статички повољан

Тада овакав распоред ребара има више смисла.

Оваква таваница може да се рачуна као КАП. У том случају момент који смо добили за КАП морамо свести на једно ребро. То је исто што кад имамо програм

Размак између греда  $> 1,25$  или распони 40-50 м. Користе се системи греда који имају у горњој зони плочу која је веће дебљине од касетиране плоче.

Илимо гредне роштливе разлици између греда 4-5 м тако имамо пробе КАП



Плоча је класична као дебљине 10, 12, 15 cm

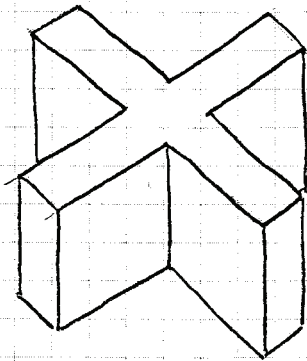
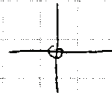
они се користе кад морамо да премостимо велике сале (вишеступи, позоришта и сл.)  
Према таквих роштива оптерећењем хидроизолације, слоја за пад.

користе се кад су релативно мала оптерећења

Програми за прорачун таквих роштива користе површинске и гредне елементе

Врло често се прорачунавају као роштили у рабони, али могу и као 3D к-је

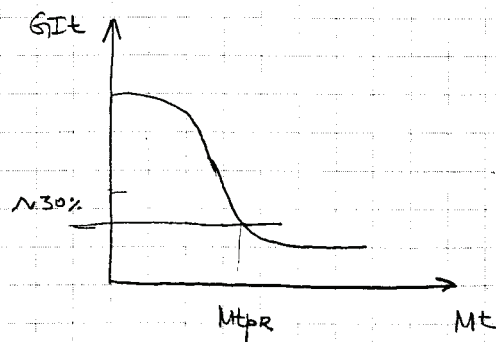
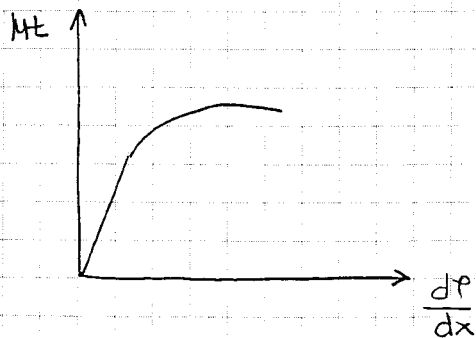
Детаљ D → крута веза 2 штапа



Савијање једног штапа у једном правцу А-В

изазива торзију штапова другог правца

Ти торзионни моменти могу бити врло велики



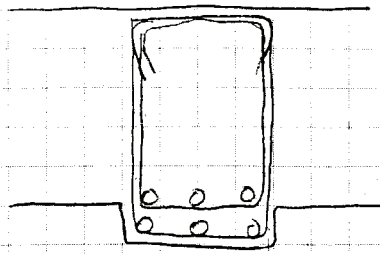
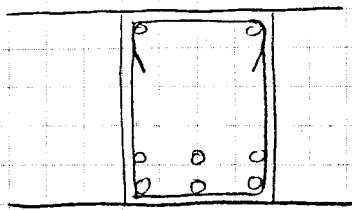
Линеарна веза док се не појави  $M_{PR}$  (прслине) после тога нагло пада крутост штапа  
и деформација се повећава

$GIt$  — крутост на торзију. Долази до наглог пада почетне крутости. За прорачун  
се узима око 30% почетне крутости штапа на торзију. Тако ћемо добити веће  
моменте савијања

$$G = 0,3 E_{60}$$

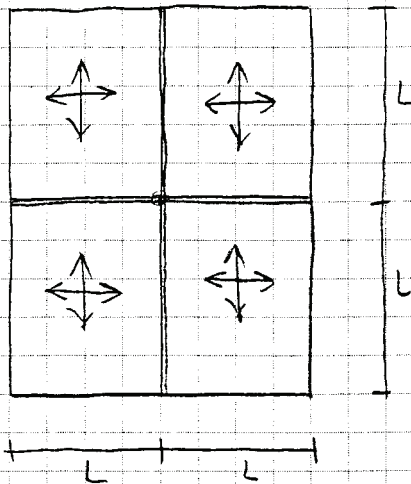
Преде су једном и другим правцу могу бити исте висине, али тамо се сматрају  
статичка висина једног правца (Поред арматуре за савијање постоји и торзионна  
арматура. Узетније и појунна арматура)

или правити преде тамо где у једном правцу имају већу висину тамо се  
арматура релативно лако имплементира.



Тако нешто  
није добро симетрија

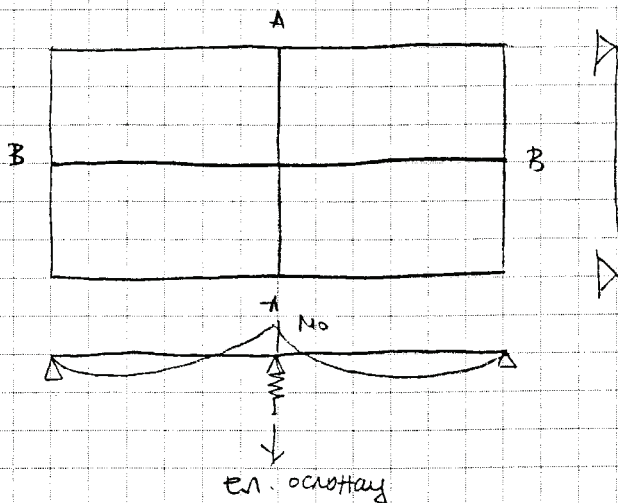
Квадратна основа



4 кат

Да ли се ~~АВА~~ поменат торзије?

Торзија је = 0 јер је бр симетрично

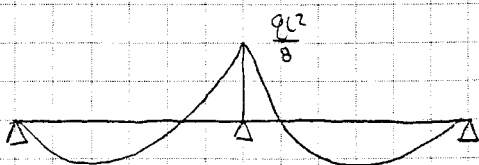


Греде у краћем правцу имају већу крутост

Дужина једне греде одређује и њену крутост

дефект — величина негативног момента због од крутости  $k$  и од греде А-А

А-А круће  $M_0$  раде ; А-А ∞ крућа иако основа.



Услов да се додељива : Показује се да су услови обе плоче у центру једнаки

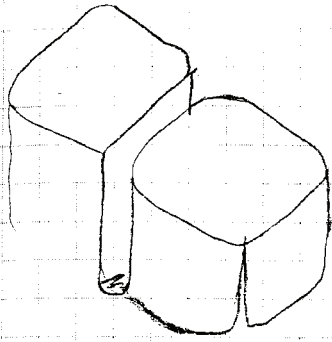
$\omega_A = \omega_B$  у центру

$M_E = 0$

код великих кровних покрива иако велики број статичких величина



касетиране кје → оплата у виду модлица

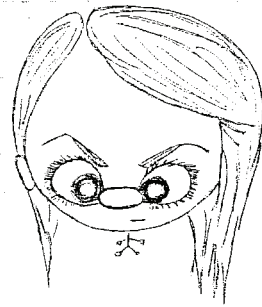


Праве се од масе од које се праве тамици добијају се врло  
 лепе бетонске површине користе се за прављење  
 МК гаранна (Америка)

конструкција алаксанте појуркасе кје.

калуги могу да се постављају

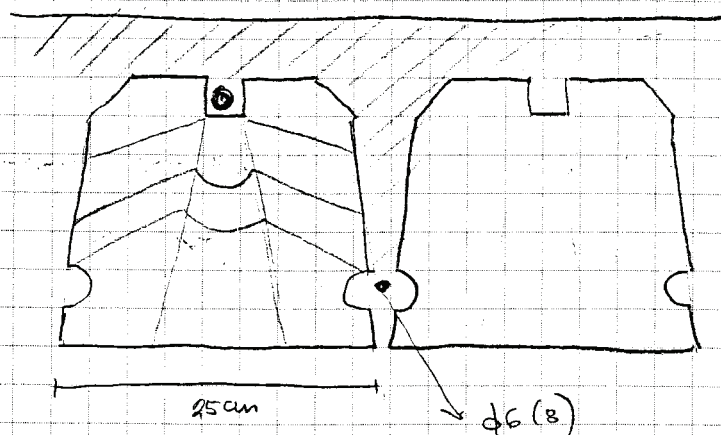
касетиране табанице са ојачаним преградама (стубовима)  
 оставља се простор да се формира ојачање  
 капитал у облику крста



# ПОЛУМОНТАННЕ МК

к-је код којих се један део прави у фабрици. За изградњу мањих објеката, али и за стамбене зграде. Тај део је опекарски производ (од глине). Испуна или пушпица. Један део се ради на месту. Данас знатно мање

"ТМ" к-ја - Тога Марковића Кикинда



или блок висина:

$h_1 = 16 \rightarrow \text{ТМЗ}$

$h_2 = 20 \rightarrow \text{ТМ5}$

Ређамо блокове један до другог.

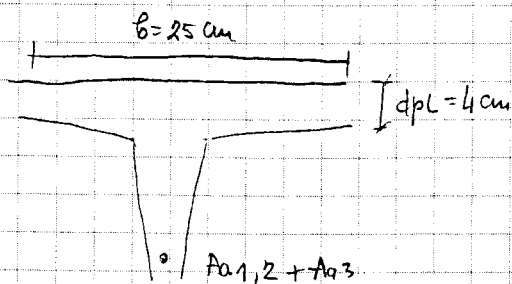
Бетонира се да се испуни овај простор између 2 опекарских елемента

ТМ елемент је у ствари заробљена оплата

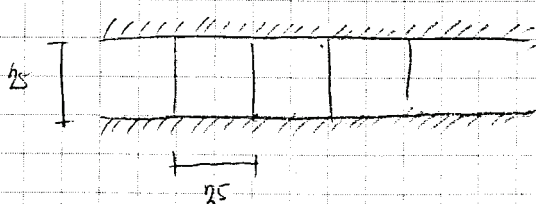
укупна висина  $\approx 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

и

$20 + 5 = 25 \text{ cm}$



Арматура са једне и друге стране између се додаје још једна арматура

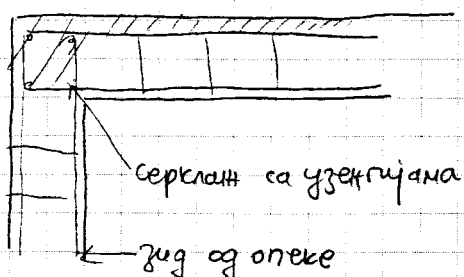


За мања оптерећења до  $2 \text{ kN/m}^2$

Распони које које се употребљава та елемент 6,2 м за веће елементе

$l_{max} = 6,2 \text{ м}$  . За веће распоне излажује се армира у притисну зону у оба краја  $A_{az}$  , то кад је распон  $> 5 \text{ м}$

Ради се искоришћено систем просте греде од једног до другог зида



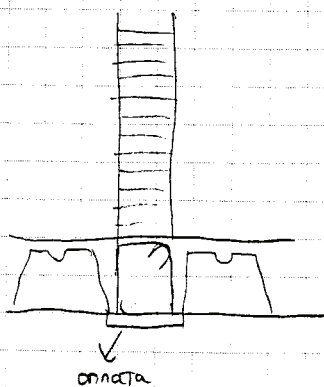
Гредање морају да се поставе на подупираче који су 2,5 м један од другог удаљени. Армира из ребра се пренушта да буде у другом серпант , после 5-7 дана андају се подупирачи.

када се врши прорачун бољим оптерећењем на једно ребро и димензионисемо потребну армирују.

Сопствена тежина све к-је  $g = 3,2 \text{ кН/м}^2 \rightarrow$  треба додати тежину пода и плафона

Битно: Испод зида излажујемо један блок . Ту излажујемо узетнице и минимум 2

притисне шипке као и потребну затегнуту армирују формирамо скривену греду



И кад употребљавате к-је и под све морају да се раде ребра за укрупњење што се на одређеном размаку раде попречна ребра исе армирује као и главна ребра

Има задатак да повеће оба ребра у једном правцу да издржећи њихов рад и користе оно има сеизмичког оптерећења

пора се удаљују на свака 5 m

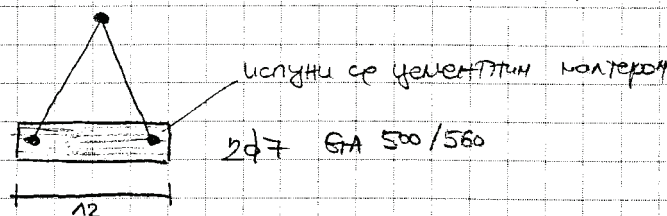
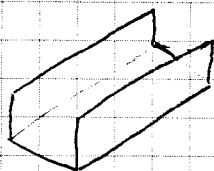
То би исто морало изг ТМ к-ја, али то је изгубљено јер би морало к-ја да се ложи т. да се получи један блок, зато сваке к-је нису примењиве у сеизмичким подручјима

Једино да се у горњу зону постави арматура у виду мрежа која би побољшала пријем сеизмичког оптерећења.

27. мај 2009.

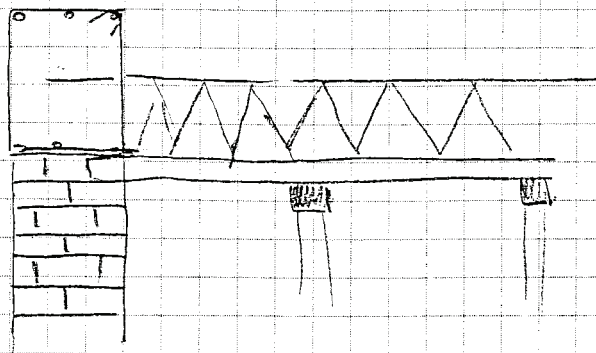
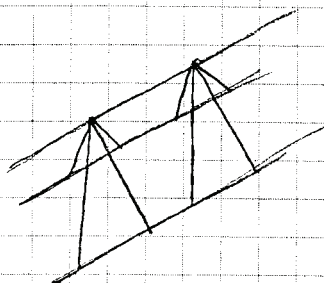
"FERT" к-ја LMT - лако монтажна табаница

полумонтажна слична ТМ, али је много више у употреби  
опекарских производа → каналица у њу се утапи арматура



Цела решетка је у суштини просторна која повезује горње и доње профиле

$$L \leq 6,2 m$$



арматура се испушта да виси 20 см

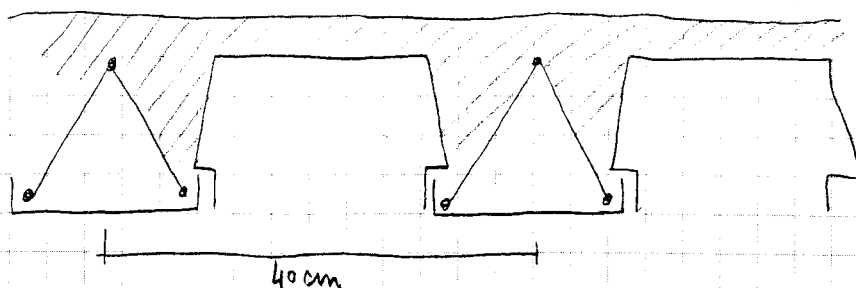
Такође пројекту можемо поставити  
на пројектно место показује се неки зид  
од опеке тако да неопет неки зид

2-5 см

и горња арматура треба да виси  
и битно је да горња арматура буде  
повезана са сеизмичком

испуни се опекарских производа





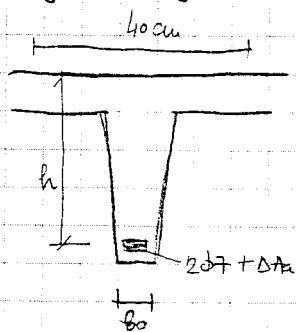
кад све то сполнимо врши се бетонирање тако да се остави мин 4 cm бетона, добијемо шрафирану површину као бетонску површину, тако смо добили крз висине 20 cm, 4 cm плоча 16 cm висина овог производа. Врло квалитетна табаница користи се у западној Европи. Размази могу бити 60 cm. Релативна маса к-ја чија сопствена тежина је око  $g = 3,2 \text{ кН/м}^2$ , када све узмемо. Распон до 6,2 m користи се за носу објеката приватних и стамбених зград мање спратности

Предуслов морају да се подупру јер не могу да носе сопствену тежину и тежину ветрег бетона на том распону 6,2 m

Размак подупирача 2-25 m

Пре него што се крене са бетонирањем додаје се арматура серкларна, додаје се општа која треба да заврши серкларн и онда иде бетонирање.

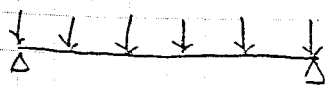
Прорачун као за Т попречни пресек



$$b_0 = 8 \text{ cm}$$

ΔАс се одређује прорачуном

Статички систем може бити само просто греда јер притисак изнад ослоница не би имао ко да прими. Врши се анализа оптерећења за једно ребро



у оптерећење улазе две слојеви → под, плоча и покретно оптерећење (користа)

одређујемо  $m$  и  $A_s$ . Узимамо у обзир да фабрици већ имамо 2Ф7. у портој зато би требало поставити мрежасту арматуру да се повезе са серкларном у сеизмички активитетн затома како би плоча могла да одбаци ф/у  $g_{f,u} = \text{фрагме}$  у којој радити обично  $p = 1,5 - 2 \text{ кН/м}^2$  (2,5)  
↳ канцеларијски простор

Наредно могу прихватити и оно од ходника (пер су маји распони по ниво провлада)

Прегледни зидови од опеке

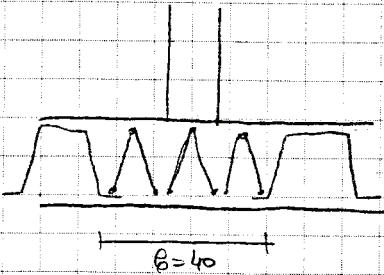


$d \geq 12 \text{ cm}$

Прихватају се на 2 начина

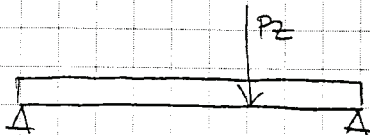
1. Зид паралелан са ребрима, ребро прихвата целу тензију зида

Испод зида се убацује један пуњач и убацује 3 гредине једно до друге



Сада кад бетонирамо у ствари добијемо једну скривену гредину која се састоји од 3 ребра, а убацује се онолико арматуре колико смо добили прорачуном

II Зид управно на ребра  $\rightarrow$  прорачун у комбинацији са тензионим зидом



При прорачуну арматуре под скривене греде треба да узмемо да  $b = 40 \text{ cm}$  и да узмемо сопствену тензију бетона 40-20 cm

Ребра за учвршћење поставља се управно на ребра по свака 3 m и где се лако изведе изводио један ред пуњача и уместо њих постављамо арматуру



3 ф 12 нпр + узетнице нпр и одхватају

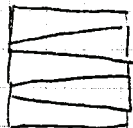
# ТАВАНИЦЕ СИСТЕМА АВРАМЕНКО

Не користе се више

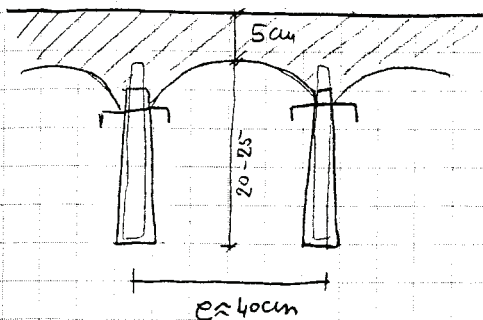
Због тога што Русија није имала



На месту места су рађена ребра од армираног бетона, монтажна ребра  
слагала се једно по друго да би се штедело на оплати  
(Николов)



Једна узетница излазила из ребра, а у другој зони  
2 шипке

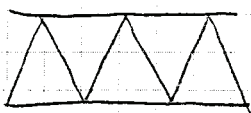
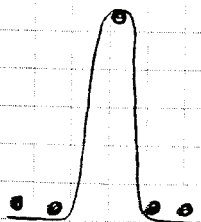


И сада убацујем ексер и ту је постављена мрежа  
оплата од темплог лима. Ребра глатка.  
Може се десити да је негде процурео бетон,  
у горњој плочи није било армијуре, али узетнице су  
истуштане да би се ребра повезало са плочом.

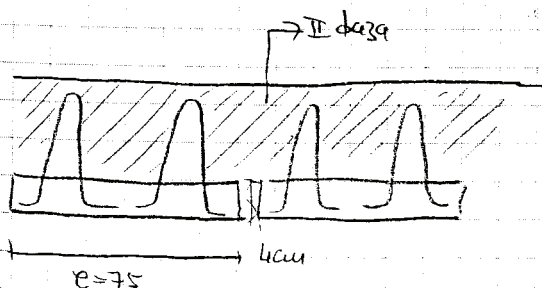
За веће распоне ребра већих димензија, ширина самог ребра 6-8 cm

## ОМНИА ПЛОЧЕ

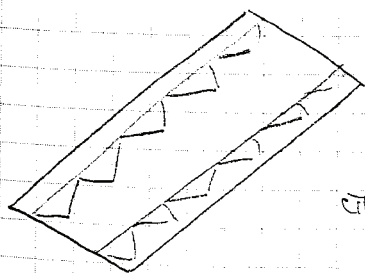
Немаши патент, постоје разне варијације, али се ипак задржало



Просторне решетке рађене у фабрици бетона  
ширина 75 cm



Постављала се и армијуре у облику мреже  
плоче које су рађене до 6 m дужине  
те плоче су се транспортовале на место  
уграђење имале су посебне шипке за подизање  
и те плоче су на месту уграђења слагане  
једна до друге

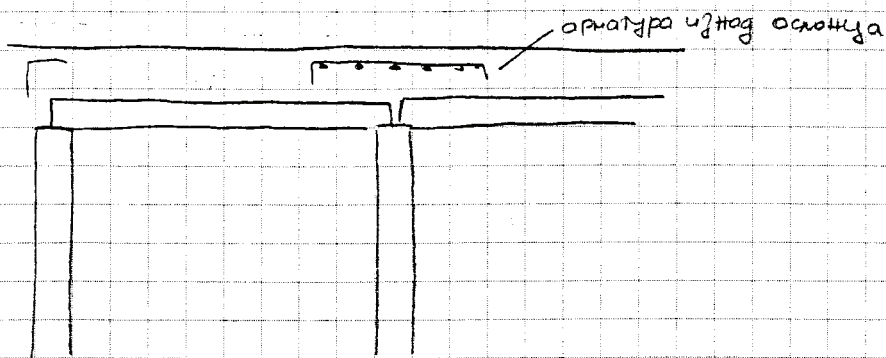


Од сопствене тешкоће затезање прилази армијуре у плочи  
а притисак шипке у горњој зони  
бетонирање друге фазе, Тако два танка плочи у  
серији представља оплату за другу фазу

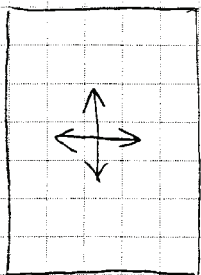
Арматура поред тога што прихвата напоне при монтажи повезује I и II фазу да не би дошло до пуцања при бетонирању поставља се додатна арматура да обезбеди спој једне и друге плоче

ОМНИА плоче су плоче у једном правцу

- добра страна је та што могу да се раде континуалне омиа плоче тако што се из једне и друге плоче оставља арматура да може да се преклопи, а онда накнадно се убациује јаким који треба да прихвати негативне моменте изнад ослоња



Обавне плоче могу да се раде таког да буду плоче у 2 правца



I фазу радимо као КАП 4,5-3,5m

Гредама I фазе може бити 6-7m какамо треба

Арматура у два правца

Проблем је тај што морамо имати крај који може да дигне те плоче у I фази

Онда могу и континуалне КАП. издегли смо оплаћу можемо радити и када су неповољне температуре.

Варијације овог система се прихватају али се доконту



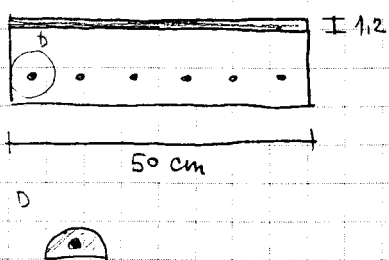
# МОНТАЖНЕ МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

То радимо у ПБк2, сад само мали убог

DURISOL кровне плоче

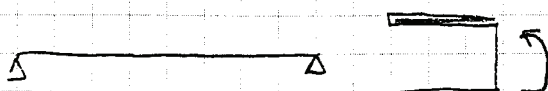
Дурисол → материјал који се добија од пепела као агрегат тј. ситнозрни материјал  
случај да би се добио лаки бетон

Монтажни елемент → мала тежина



Тај материјал је агресиван. Ариатура се затвара у цементном малтеру да не би имала додира са овим материјалом

Горе 1-2 cm цементног малтера



Затезање се прихвата заштитним ариатуром, а притисак овим цементним малтером, тако смо повећали притиску

Затез која је мале запреминске тежине. Идеална као за кровну плочу

Производе се у величинама  $d = 8-20$  cm

Ширина плоче око 50 cm због манипулације и лакшег подизања. Распон до 5 m. Добра термоизолација

Јављају се и кровне плоче од цемента и опшивака дрвета ромбаних

→ пилевина + цемент

DURISOL рађене у Тузли данас? да ли их има производи

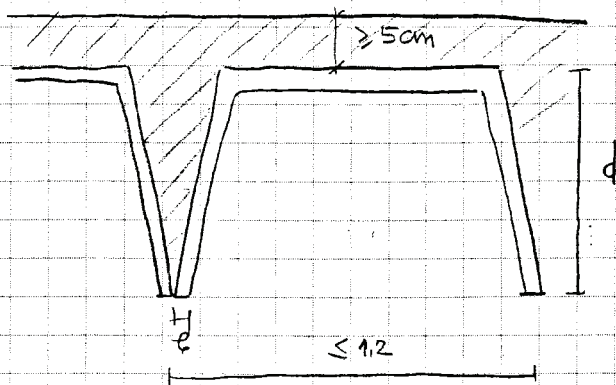
Још један тип, јављају се као кровне плоче, али и као МК

Елементи кје у облику коруба

$L \leq 12m$  раде се у АБ

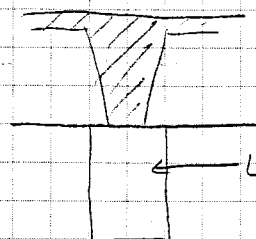
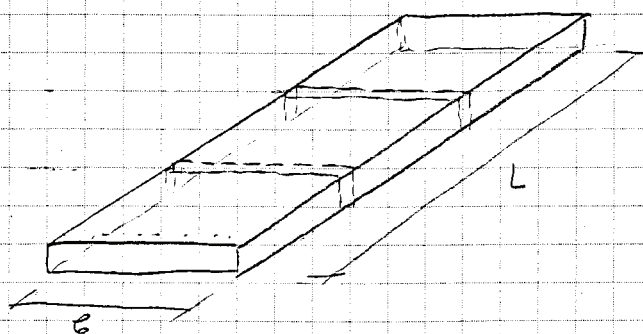
$L \leq 15m \rightarrow П+Б$  обавезно

облик тих кја 2 ивица ребра

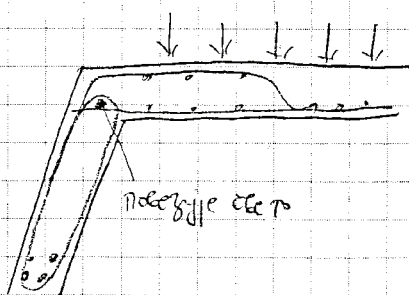


Сама коруба дебљине мин 3cm

зато се обично раде у цементној оплоти



оне се постављају  
на попречне греде  
тако што може да  
вари одређена  
арматура



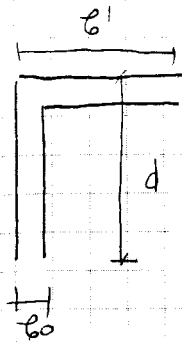
ова ребра и цела коруба може да се димензионише  
као Т или Г пресек

коруба је саставна ПГ распона  $L$  а сама плоча  
корубе такође ПГ. Ширина коло  $b$  ослоњена на  
појединачна ребра корубе

Позитивне моменте садржава прихвата доња  
арматура плоче

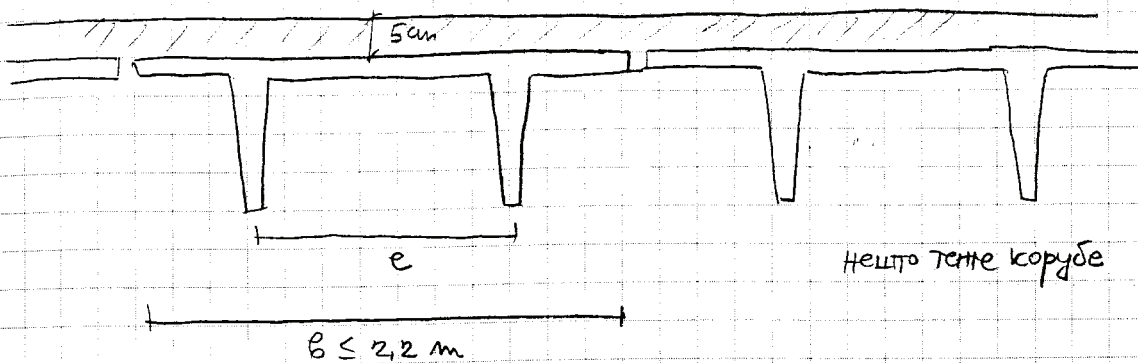
Узетнице које се преводе у горњу зону плоче  
прихватају негативне моменте укључења који се јављају  
између плоче и ребра

## Прорачун ребра Г пресек

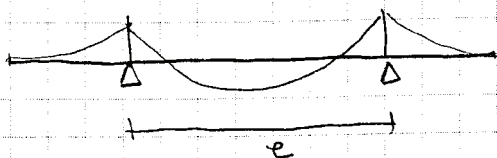


мин  $d_p = 3 \text{ cm}$  за кровне  
за МК већ 4-5 cm

## Други систем: облика Т пресека

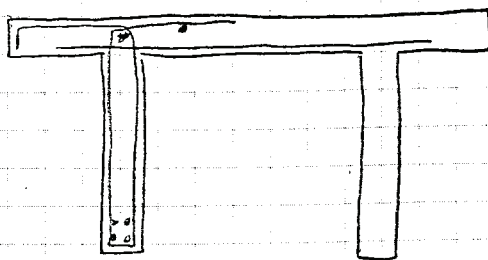


Опет овај слој за амортизацију дебљине преко 5 cm у овом случају горња плоча корубе моћи да се третира да је основана на ребра, али сад је то ПГ са претпоставом

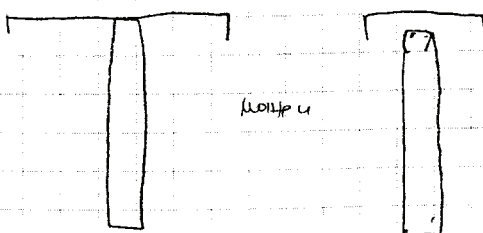


у том случају овакав је облик момента сабијања, па на основу њега и арматура

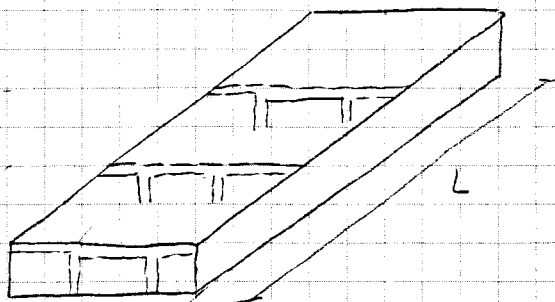
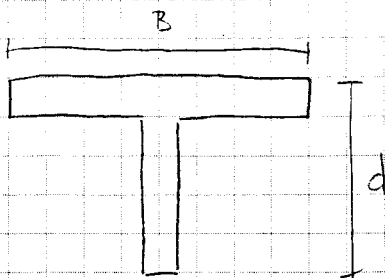
за њег моменте



Потребно да се убаци и арматура у горњу зону плоче која ће прихватити + моменте. Говорно арматура још погоднија која повезује арматуру плоче у горњој зони

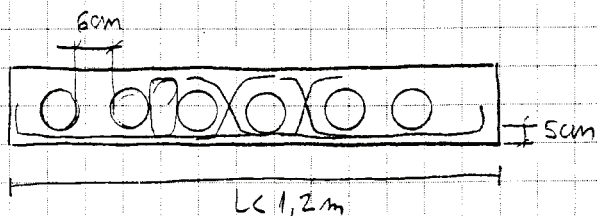


Димензионисање ребара као за Т попречни пресек

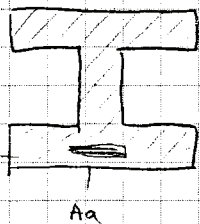


Последња МК

ОШУПЉЕНЕ МОНТАННЕ ПЛОЧЕ



Удаљивале чеви од пластике или картона, доста велика крутост а мала сопствена тежина



Прорачунавакве плоче се врши као за 2Т пресек  
Раде се као плоче у једном правцу  
За веће оптерећење стабљоју се узетнице или носе  
Шипке

На жалосту они и код нас раде се у штељну отхезионоту предушпрезања и

На траци 100 - 120 m

Машина која извлачи отворе, не удаљују се чеви ни картона