

# Planeringskort för platsgjutna armerade betongplattor i bostadshöghus

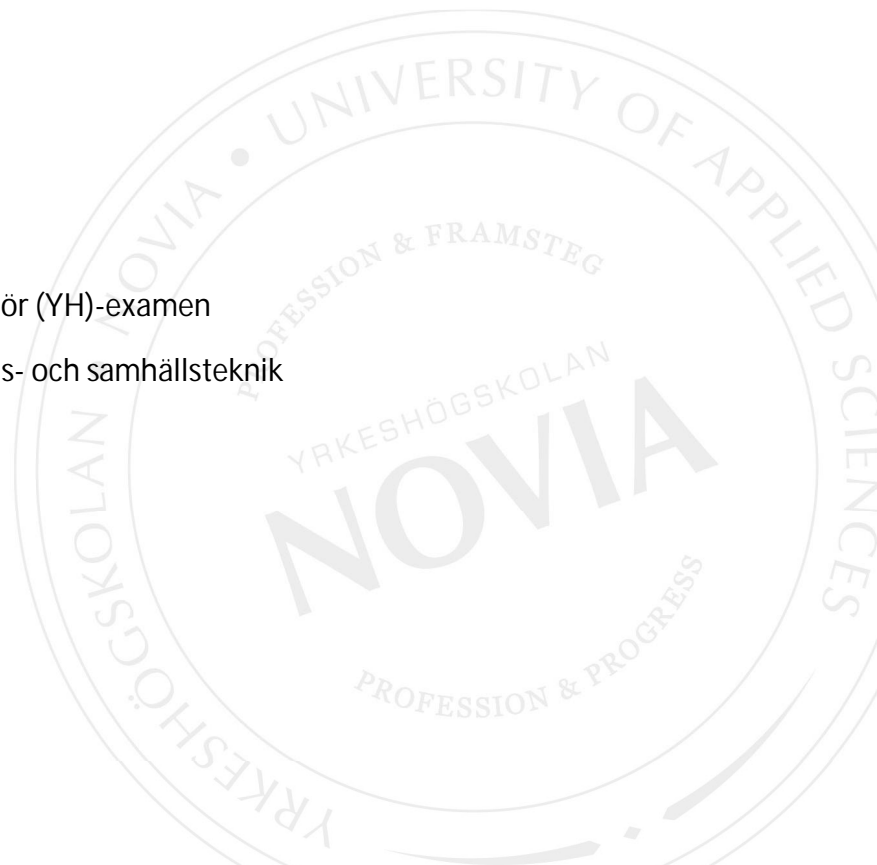
Betongkonstruktioner

Staffan Frejborg

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningen för byggnads- och samhällsteknik

Raseborg 2019



## EXAMENSARBETE

Författare: Staffan Frejborg

Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, Ingenjör YH, Raseborg

Inriktning/alternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion

Handledare: Johan Degerlund

Titel: Planeringskort för platsgjutna armerade betongplattor i höghus

---

Datum 08.05.2019

Sidantal 56

Bilagor

---

### Abstrakt

Detta examensarbete är indelat i två delar var av den första delen sammanfattar den viktigaste informationen inom projektering för platsgjutna armerade betongplattor med tyngdpunkt på bostadshöghus. I den andra delen ingår en undersökning om spännvidder för armerade betongbjälklag.

Målet med detta examensarbete är att skapa en manual för konstruktörer som inte har tidigare erfarenhet av projektering för platsgjutna armerade betongplattor i bostadshöghus. Planeringskortet består av nyttig information för projektering av plattor som konstruktionens beständighet, laster, dimensionering av brott- och bruksgränstillstånd, samt planering av konstruktionens armering. Informationen och metoderna i detta arbete följer standarderna enligt Eurokoderna samt dess nationella bilagor. Som huvudsaklig källa för arbetet har det använts litteratur utgivet av Betoniyhdistys.

I examenarbetets andra del ingår en undersökning om hurdana spännvidder det går att förverkliga med minimiarmeringsmängden för plattor vars höjd baserar sig på ljudkrav. Denna undersökning gjordes med hjälp av datorprogrammet FEM-Design som baserar sig på den finita elementmetoden.

---

Språk: Svenska

Nyckelord: Armerade betongplattor, platsgjuten, mellanbjälklag

---

## OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Staffan Frejborg

Koulutus ja paikkakunta: Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, Insinööri AMK, Raasepori

Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu

Ohjaajat: Johan Degerlund

Nimike: Paikallavalutasojen suunnittelun ohjekortti asuinkerrostaloihin

---

Päivämäärä 08.05.2019

Sivumäärä 56

Liitteet

---

### Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö koostuu kahdesta osasta, joista ensimmäisessä osassa käsitellään tärkeimmät huomioon otavat asiat asuinkerrostalojen paikallavalutasojen suunnittelussa. Toinen osa sisältää tutkimuksen betonilaattojen sopivista ja kustannustehokkaista jänneväleistä.

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on luoda ohjekortti sellaisille suunnittelijoille, joilla ei ole aiempaa kokemusta paikallavalutasojen suunnittelusta asuinkerrostaloissa. Ohjekortti sisältää hyödyllistä tietoa tasojen suunnittelusta, kuten rakenteen säilyvyysvaatimuksista, kuormista, murto- ja käyttörajatilan mitoituksista sekä raudoitteiden suunnittelusta. Tämän työn tiedot ja menetelmät noudattavat Eurokoodien ja kansallisten liitteiden standardeja. Betoniyhdistyksen kirjallisuutta on käytetty työn pääasiallisena lähteenä.

Opinnäytetyön toinen osa sisältää tutkimuksen siitä, mitkä jänneväli soveltuvat toteutettavaksi vähimmäisraudoitetuille laatoille, joiden paksuus määräytyy ääniteknisistä vaatimuksista. Tutkimus tehtiin elementtimenetelmään perustuvalla FEM-Design tietokoneohjelmalla.

---

Kieli: Ruotsi

Avainsanat: Raudoitettu betonilaatta, paikallavalu, välipohja.

---

## BACHELOR'S THESIS

Author: Staffan Frejborg

Degree Programme: Construction and civil Engineering, Raasepori

Specialization: Structural Engineering

Supervisors: Johan Degerlund

Title: Manual for on-site Cast Reinforced Concrete Slabs in Residential Buildings

---

Date 08.05.2019      Number of pages 56      Appendices

---

### Abstract

This bachelor's thesis is divided into two parts, of which the first part summarizes the most important information in the design of on-site cast reinforced concrete slabs with an emphasis on residential buildings. The second part includes some research on span widths for reinforced concrete slabs that are cost-efficient.

The aim of this thesis is to create a manual for designers who do not have previous experience of planning for on-site cast reinforced concrete slabs in residential buildings. The planning manual consists of useful information for designing the slabs such as the design's durability, loads, dimensioning for ultimate limit state and serviceability limit state, and planning of the construction's reinforcement. The information and methods in this work follow the standards according to the Eurocodes and its national appendices. As the main source for the work, literature published by Betonyhdistys has been used.

The second part of the bachelor's thesis includes a research on what span widths can be applied with the minimum amount of reinforcement for slabs whose height is based on sound transmission requirements. This study was done using the computer program FEM-Design, which is based on the finite element method.

---

Language: Swedish

Key words: Reinforced concrete slabs, cast in place

---

## Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
2	Beställaren.....	1
3	Material .....	2
3.1	Betong.....	2
3.2	Armeringsstål.....	2
3.3	Armerad betong.....	3
4	Armerade betongplattor .....	4
4.1	Plattor som bär i en riktning.....	4
4.2	Korsbärande plattor .....	4
5	Dimensioneringsprocess.....	5
6	Konstruktionsplanering.....	6
6.1	Konstruktionens planerade livslängd.....	6
6.2	Konsekvensklasser .....	6
6.3	Exponeringsklasser .....	8
6.4	Hållfasthet/Betongklass .....	9
6.5	Minimi täcksikt .....	11
6.6	Krav för brandmotstånd.....	12
6.7	Begränsning av sprickbredd.....	13
6.8	Plattans höjd.....	14
6.9	Sammanfattning av planeringen.....	14
7	Dimensionering av plattans laster .....	15
7.1	Laster .....	15
7.2	Beräkning av plattans egenvikt och belastning.....	17
7.3	Lastkombinationer .....	18
7.3.1	Brottsgränstillstånd.....	19
7.3.2	Bruksgränstillstånd .....	20
7.4	Belastningsmönster .....	22
7.5	Beräkningsmetoder .....	23
7.5.1	MBP-metoden.....	23
8	Dimensionering enligt brottgränstillstånd .....	25
8.1	Bärförmåga.....	25
8.2	Tvärkraft.....	25
9	Dimensionering enligt bruksgränstillstånd.....	27
9.1	Begränsning av nedböjning.....	27

9.2	Beräkning av nedböjning .....	27
9.3	Beräkning av sprickbildning.....	29
10	Dimensionering av plattans armering.....	30
10.1	Val av armering .....	30
10.1.1	Armeringsstänger .....	30
10.1.2	Armeringsnät .....	31
10.1.3	Fältarmering.....	31
10.1.4	Rullarmering.....	31
10.2	Beräkning av böj armering .....	32
10.3	Minimiarmering .....	33
10.4	Avstånd mellan stänger .....	34
10.5	Armering vid stöd.....	34
10.6	Armering av fria kanter .....	35
10.7	Armeringens avslutning.....	36
10.8	Inverkan av hål .....	38
10.8.1	Litet hål .....	38
10.8.2	Stora hål.....	39
10.9	Förankring av armering .....	39
10.10	Skarvning av armering.....	41
10.11	Genomstansning av plattan .....	44
11	Dimensionering med FEM för att bestämma spännvidder .....	45
11.1	FEM-Design .....	45
11.2	Mål med arbetet .....	46
11.3	Utgångsinformation .....	46
11.3.1	Materialegenskaper.....	47
11.3.2	Stöd .....	48
11.3.3	Laster och lastkombinationer .....	48
11.4	Plattornas spännvidder och fält.....	49
11.5	Enskilda plattor .....	49
11.6	Kontinuerliga plattor .....	50
11.7	Nedböjning .....	54
11.8	Resultat.....	55
12	Avslutning .....	56
13	Källförteckning .....	57

## 1 Inledning

Syftet med detta examensarbete är att sammanställa information till ett planeringskort för platsgjutna armerade betongplattor med tyngdpunkt på bostadshöghus. Kortet är avsett för konstruktörer som inte har tidigare erfarenheter av planering och dimensionering av denna typ av konstruktion. Målet med kortet är att konstruktören får den viktigaste informationen om planering av platsgjutna betongplattor och kan undvika misstag och spara tid. Examensarbetet kommer att innehålla allmän information om platsgjutna betongplattor, hur de planeras och dimensioneras. Detta examensarbete är gjort på beställning av Sweco Rakennetekniikka Oy. Materialet till teorin för detta arbete är tagen främst ur litteratur publicerad av Suomen betoniyhdistys, Finlands byggbestämmelser och Eurokoderna.

Till examensarbetet hör en undersökning av plattors spännvidder som är gjord med beräkningsprogrammet FEM- Design, för att kunna i planeringsskedet granska om plattorna är möjliga att förverkliga med en kostnadseffektiv armeringsmängd.

## 2 Beställaren

Sweco Rakennetekniikka Oy hör till Sweco koncernen med inriktning i byggnadskonstruktion. Sweco är en svensk koncern som erbjuder ett brett utbud av tjänster förutom byggnadskonstruktion också inom arkitektur, installation, infrastruktur, energisystem, vatten och miljö. Sweco utför uppdrag i 70 länder runt om i världen med tiotusentals uppdrag. Antalet anställda är 15 000 varav 2100 arbetar i Finland. Koncernens omsättning är cirka 1,8 miljarder euro. (Sweco.se)

## **3 Material**

### **3.1 Betong**

Betong är ett väldigt mångsidigt byggnadsmaterial som går att konstruera i alla former och storlekar. Betong är brett använt inom olika konstruktioner och är ett av världens mest använda byggnadsmaterial p.g.a. sina bra egenskaper och låga pris jämfört med andra byggmaterial. Byggnadsmaterialet tillverkas genom att blanda vatten, cement och ballast på en betongstation eller i en betongkvarn på arbetsplatsen. Cementen och vattnet fungerar som ett bindemedel för ballasten. Man kan tillsätta olika tillsatsmedel för att förbättra vissa materialegenskaper i betongen såsom gjutbarhet och frostbeständighet. Till betongens starka sidor hör dess brandsäkerhet, bra ljudisolering, värmetröghet, hög tryckhållfasthet och dess långa livslängd. Betongen påverkas inte av fukt och ger inte ifrån sig skadliga ämnen.

Till betongens dåliga sidor hör dess dåliga draghållfasthet och att det är ett mycket tungt material.

### **3.2 Armeringsstål**

Armeringsstål förekommer i olika diametrar och standardiserade kvaliteter och finns tillgängligt som stänger, linor och olika sammansatta produkter som t.ex. armeringsnät. Armeringsstålet tillverkas genom varm- eller kallvalsning. Varmvalsat stål har bra svetsningsegenskaper och är segt, varmvalsat stål används som vanliga raka eller böjda armeringar. Kallvalsat stål fungerar bäst som material till armeringsnät samt byglar och länkar, kallvalsat stål passar inte till objekt där hög seghet krävs av armeringen. Armeringsstålen är ofta försedda med kammar som är valsade på ytan av stängerna för att förbättra vidhäftningen mellan den ingjutna armeringen och omgivande betongen.

Armeringsstålet har hög bärförmåga vid dragning och skjuvning, stålet har också hög bärförmåga vid tryckning men slanka stavar kommer att knäckas. Armering rostar vid exponering för fukt och bärförmågan minskar snabbt vid höga temperaturer under brand.



Dessa skall tas i beaktande vid planering av betongkonstruktioner genom att välja rätt exponeringsklass och ett tillräckligt täcksikt för armeringsstålet.

### **3.3 Armerad betong**

Betongkonstruktioner armeras för att skapa en samverkan mellan armeringen och betongen. Betongen skall i huvudsak ta upp tryckkrafter medan armeringen tar upp dragkrafter. Armering används i första hand att öka betongens draghållfasthet som är i oarmerat skick låg, ca 5 till 10 procent av tryckhållfastheten. Betongen skyddar stålet från brand och korrosion. (Almssad 2015, 15)

Armeringen ändrar typen av brott som sker i en betongkonstruktion. Med brott menar man att det sker en bristning i materialet. För oarmerad betong sker det sprödbrott d.v.s materialet brister utan eller med väldigt liten deformation. Detta är icke önskvärt eftersom man inte får någon förvarning om brottet. För armerad betong sker det segbrott, där det sker en tydlig deformation och sprickbildning i materialet före brottet. Detta är mera önskvärt än sprödbrott eftersom man kan förutspå att det kommer att ske ett brott.

## 4 Armerade betongplattor

Betongplattor är ett av de vanligaste bärande systemen i bostadshus. Plattan för direkt över laster och egenvikten till stödande väggar, balkar och pelare. Plattorna fungerar oftast också som byggnadens stabiliserande konstruktion genom att flytta över vågräta krafter till förstyvande lodräta konstruktioner. Betongplattor kan vara bärande i en eller två riktningar beroende på hur plattorna stöds, sidomåttens förhållande och hur moment och krafter överförs. Enligt Eurokoderna betraktas en konstruktion som en platta då kravet  $h/b \geq 5$  uppfylls, där  $h$  är plattans höjd och  $b$  är plattans bredd.

### 4.1 Plattor som bär i en riktning

En platta som bär i en riktning har stöden på två motstående kanter där det endast sker betydande nedböjning i en riktning. Denna typ av platta armeras för böjmomentet som verkar i plattans huvudriktning. Vinkelrätt mot böjningsarmeringen läggs krymparmering eller sprickfördelande armering för att undvika sprickbildning. Mängden sprickfördelande armering är minst 20% av huvudarmeringen. Plattor som bär i en riktning fungerar på samma sätt som en bred balk och beräknas enligt samma princip. (Nykyri, 2015, 9)

### 4.2 Korsbärande plattor

För denna typ av plattor sker det betydande nedböjning i två riktningar och kräver därför armering mot böjmoment i båda riktningarna. Plattorna kan vara stödda på tre eller fyra sidor. För att en platta skall kunna klassificeras som bärande i två riktningar skall längden på långsidan  $L_y$  vara mindre än två gånger av längden på den korta sidan  $L_x$ , dvs. ( $L_y \leq 2L_x$ ). Om längden på långsidan är större än två gånger kortsidan skall plattans mitt klassificeras som bärande i en riktning men kanterna kan ses som bärande i två riktningar. Plattans kortare

sida tar upp mera belastning än långsidan och därmed placerar man huvudarmeringen längs den korta sidan och den sekundära armeringen längs långsidan, varav båda skall uppfylla minimiarmeringskravet. (Nykyri, 2015)

## 5 Dimensioneringsprocess

Eurokoderna är standard för bärverksdimensionering i Europa. Standarderna samordnar beräkningsregler och krav som skall följas under dimensionering av konstruktioner. Eurokoderna tillämpas i olika länder med nationella bilagor. I Finland ansvarar miljöministeriet av författningen av de nationella bilagorna för husbyggandet. Dessa standarder skall följas vid projektering. I tabellen nedan är ett exempel på tillvägagångssätt för projektering av en platsgjuten betongplatta enligt Eurokoderna.

**Tabell 1. Dimensionerings tillvägagångssätt för betongplattor. (Betoniteollisuus)**

Skede	Uppgift	Standard
		Eurokoderna
1	Bestämmer den planerade livslängden	SFS-EN 1990
2	Bestämmer laster som påverkar plattan	SFS-EN 1991 och nationella bilagor
3	Bestämmer lastkombinationerna	SFS-EN 1990 och nationell bilaga
4	Bestämmer lastfallen	SFS 1992-1-1 och nationell bilaga
5	Uppskattar beständighetskraven och väljer betongens hållfasthetsklassen	SFS-EN 206-1 och nationell bilaga
6	Granskar betongskiktens kraven ur brandteknisk synvinkel	SFS-EN 1992-1-2
7	Beräknar minimibetongskiktet	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 4.4.1
9	Granskar konstruktionen för att hitta kritiska moment och tvärkrafter	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 5.
9	Dimensionerar böjarmeringen	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 6.1
10	Granskar nedböjningen	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 7.4
11	Granskar tvärkraftskapaciteten	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 6.2
12	Granskar avståndet mellan stängerna och sprickbredden	SFS-EN 1992-1-1 kapitel 7.3 och 9.3.1.1

## 6 Konstruktionsplanering

### 6.1 Konstruktionens planerade livslängd

Den planerade livslängden är tidsperioden under vilken tid betongkonstruktionens egenskaper bibehålls med sikte på konstruktionens krävande nivå, utan att behöva reparera konstruktionen då de tas i beaktande att man underhåller konstruktionen. För vanliga betongkonstruktioner väljs den planerade livslängden oftast till 50 år och till 100 år för byggnader av högre värde. Faktorer som påverkas av den planerade livslängden är betongens hållfasthetsklass, täcksiktet samt typen av armering.

Planeraren bestämmer enligt beställarens mål livslängden på byggnaden men för de viktigaste bärande konstruktionerna planeras det ofta egna livslängder. För bärande bjälklag i bostadshus sätts livslängden vanligtvis till 100 år då byggnadens livslängd är 50 år och 200 år då byggnadens livslängd är 100 år. (Nykyri, 2013. 60)

### 6.2 Konsekvensklasser

Bärande konstruktioner är uppdelade i tre huvudsakliga konsekvensklasser enligt Eurokoderna. Konsekvensklasserna är uppdelade enligt riskfaktorerna som hänför sig till användningen och utförandet av konstruktionen där klass CC1 har de minsta påföljderna och klass CC3 har de största påföljderna vilka kan ses i tabell 3. Konsekvensklassen förutsätter att man höjer lastfallskombinationerna med säkerhetsfaktorer,  $K_{fi}$  koefficienter.

Tabell 2. Konsekvensklassernas säkerhetsfaktorer (S. Frejborg)

Konsekvensklass	Lastfaktor $K_{fi}$
CC3	1,1
CC2	1
CC1	0,9

Med hjälp av tabell 3 kan man bestämma vilken konsekvensklass en byggnad och konstruktion tillhör. Tabellen är tagen ur Finlands byggbestämmelsesamling, dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner, bestämmelser och anvisningar, 2016.

**Tabell 3. Bestämning av konsekvensklasser för byggnader och konstruktioner (Finlands byggbestämmelser)**

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel som gäller byggnader och konstruktioner
CC3	<b>Stora</b> konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller</i> <b>mycket stora</b> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	Byggnads bärande stomme <sup>1)</sup> inklusive förstyvande konstruktionsdelar i sådana byggnader där det ofta vistas en stor mängd människor, t.ex. - bostads, kontors- och affärsbyggnader med över 8 våningar <sup>2)</sup> - konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare - byggnader som är tungt belastade eller som innehåller stora spännvidder. Specialkonstruktioner som t.ex. höga torn. Ramper och slänter och andra konstruktioner särskilt inom områden med finkorniga jordarter i miljöer som är känsliga för skadeverkningar från förskjutningar.
CC2	<b>Medelstora</b> konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller</i> <b>betydande</b> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	Byggnader och konstruktioner som inte hör till klasserna CC3 eller CC1.
CC1	<b>Små</b> konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller</i> <b>små</b> <i>eller</i> <b>obetydliga</b> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	En- och tvåvåningsbyggnader <sup>2)</sup> där människor vistas bara tillfälligt <sup>3)</sup> , t.ex. mindre lagerbyggnader och produktionsbyggnader inom jordbruket med en area på högst 300 m <sup>2</sup> eller med en största spännvidd på högst 6 meter. Konstruktioner som inte orsakar märkbar fara vid skada, t.ex. - lågt liggande terrasser och bottenbjälklag, utan källarutrymmen - yttertak med krypvind, när vindsbjälklaget är den egentliga bärande konstruktionen - sådana ytter- och mellanväggar, fönster, dörrar och motsvarande, som i huvudsak utsätts för sidolast på grund av luftens tryckskillnader och som inte fungerar som delar i bärande eller förstyvande stomme

<sup>1)</sup> mindre mellanbjälklag som är separata från byggnadsstommen hör dock till klass CC2 om de inte fungerar som förstyvande konstruktion för hela byggnaden.

<sup>2)</sup> inklusive källarvåningar.

<sup>3)</sup> som tillfällig vistelse räknas dagliga besök i byggnaden, men inte någon längre vistelse i den.

## 6.3 Exponeringsklasser

Exponeringsklassen bestäms enligt miljöförhållandens påverkan av betongkonstruktionens beständighet. Exponeringsklassen påverkar också valet av betongens hållfasthetsklass. Exponeringsklasserna delas in i sex grupper efter hur betongkonstruktionen angrips. För mellanbjälklag i bostadshus är XC1 den vanligaste använda exponeringsklassen. Se tabell 4 för beskrivningar och exempel på de olika exponeringsklasserna och tabell 5 för betongens minimihållfasthets krav som bestäms av exponeringsklassen.

Tabell 4 Exponeringsklasserna. (EN1992-1-1 s48)

Exponeringsklass	Beskrivning av exponeringen	Exempel på platser där exponeringsklasserna kan förekomma
<b>1 Ingen risk för korrosion</b>		
X0	Ingen armering, Mycket torr	Inomhus med mycket låg luftfuktighet.
<b>2 Korrosion föranledd av karbonatisering</b>		
XC1	Torr eller ständigt våt.	Inomhus med låg luftfuktighet. Ständigt under vatten.
XC2	Våt, sällan torr.	Långvarig kontakt med vatten. Många grundläggningar.
XC3	Måttlig fuktighet.	Inomhus med måttlig eller hög luftfuktighet. Utvändigt skyddat mot regn.
XC4	Cykliskt våt och torr.	I kontakt med vatten, men hör inte till XC2
<b>3 Korrosion orsakad av andra klorider än havsvatten</b>		
XD1	Måttlig fuktighet.	Luftburna klorider
XD2	Våt, sällan torr.	Simmbassänger. Industrivatten med klorider.
XD3	Cykliskt våt och torr.	Broar med avisningssalt. Beläggningar, parkeringshus.
<b>4 Korrosion orsakad av klorider från havsvatten</b>		
XS1	Luftburet salt.	Nära eller vid kusten.
XS2	Ständigt under vatten.	Marin miljö.
XS3	Skvalp- och stänkzon	Marin miljö.
<b>5 Angrepp av frysning/upptining med eller utan klorider</b>		
XF1	Måttlig vattenmättnad utan avisningsmedel.	Vertikala ytor utsatta för regn och frysning.
XF2	Måttlig vattenmättnad med avisningsmedel.	Vertikala broytor utsatta för frysning och luftburna avisningsmedel.
XF3	Hög vattenmättnad utan avisningsmedel.	Horisontella ytor utsatta för regn och frysning.
XF4	Hög vattenmättnad med avisningsmedel eller havsvatten	Väg- och brobanor. Ytor utsatta för stänk med avisningsmedel samt frysning. Skvalpzon i marin miljö samt frysning.
<b>6 Kemiskt angrepp</b>		
XA1	Obetydligt kemiskt aggressiv	
XA2	Måttligt kemiskt aggressiv	
XA3	Starkt kemiskt aggressiv	

Tabell 5. Betongens minimihållfasthet enligt exponeringsklasserna (Finlands byggbestämmelsesamling)

Korrosion									
Korrosion föranledd av karbonatisering				Korrosion orsakad av andra klorider än havsvatten			Korrosion orsakad av klorider från havsvatten		
XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Betongen skadas									
Ingen risk	Angrepp av frysning/upptining			Kemiskt angrepp					
X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45			

## 6.4 Hållfasthet/Betongklass

Betongens hållfasthetsklasser baserar sig på betongens tryckhållfasthet. Hållfastheten beror i huvudsak på cementets hållfasthetsklass och vattencementtalet vilket är förhållandet mellan kilogram-vatten per kilogram-cement i betongen. Desto lägre vattencementtalet är desto högre är hållfastheten för betongen. Tryckhållfastheten mäts genom provtryckning för betong som härdat 28 dygn. Hållfasthetsklassen betecknas exempelvis C25/30 där 25 betecknar den karakteristiska cylinderhållfastheten och 30 betecknar den karakteristiska kubhållfastheten. Hållfastheten ges i MPa = N/mm<sup>2</sup>. (Almssad, 2015, 23)

Tabell 6. Betongens dimensionerande hållfastheter. (S. Frejborg)

Betongens dimensionerande hållfastheter (N/mm <sup>2</sup> )						
Betong	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
Tryck	11,3	14,1	17	19,8	22,6	25,5
Drag	1,03	1,2	1,33	1,47	1,67	1,8

Dimensionerande tryckhållfasthet  $f_{cd}$  beräknas enligt Eurokoderna som:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc}$  är en faktor som beaktar hållfasthetsreduktion på grund av långvarig belastning, i Finland används värdet 0,85.

$\gamma_c$  är en partialkoefficient för betong,  $\gamma_c = 1,5$  vid normalt och 1,2 vid olyckslast.

$f_{ck}$  karakteristisk tryckhållfasthet

Dimensionerande draghållfasthet  $f_{ctd}$  beräknas enligt Eurokoderna som

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$$

Där

$\alpha_{ct}$  är en faktor som beaktar hållfasthetsreduktion på grund av långvarig belastning, i Finland används värdet 1,0.

$f_{ctm}$  är draghållfasthetens medelvärde

$f_{ctk,0,05}$  är karakteristisk draghållfasthet för 5-procentfraktilen



## 6.5 Minimi täckskikt

Täckskikt är avståndet från betongytan till den närmaste armeringen. För att betongen skall kunna ta upp de krafter som överförs från armeringen måste betongen som omringar armeringen ha en viss tjocklek. Till täckskiktets uppgift hör också att skydda armeringen från korrosion vilket kan förkorta armeringsstålets livslängd. Betongskiktet kan bestämmas med hjälp av färdiga tabeller, se tabell 7. Konstruktören bör alltid granska betongskiktets inverkan vid krav för brandmotstånd, se kapitel 5.6 tabell 7.

Betongens nominella täckskikt  $c_{nom}$  bestäms som summan av skiktets minimivärde  $c_{min}$  och  $\Delta c_{dev}$  som är en måttavvikelse som måste tas i beaktan vid planeringen.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

där

$c_{min}$  är täckskiktets minivärde värde som försäkrar armeringens skydd mot korrosion i enlighet med exponeringsklassen, tillräcklig brandsäkerhet och överföring av krafter vid vidhäftning.

där

$\Delta c_{dev}$  är en måttavvikelse som skall beaktas vid dimensionering, måttavvikelsen är i allmänhet 10mm.

**Tabell 7. Täckskiktets minimivärde enligt exponeringsklasserna (Finlands byggbestämmelsesamling).**

Minsta täckande betongskikt $c_{min,dur}$ (mm) Nationellt val			
Exponeringsklass	Armeringsjärn	Spännarmering	L 100
X0	10	10	+0
XC1	10	20	+0
XC2	20	30	+5
XC3, XC4	25	35	+5
XD1, XS1	30	40	+5
XD2, XS2	35	45	+5
XD3, XS3	40	50	+5

## 6.6 Krav för brandmotstånd

Betong är ett brandsäkert material som inte behöver isoleras mot brand såsom trä- och stålkonstruktioner. Materialet brinner inte, avger inte rök eller giftiga gaser. För bärande betongplattor är den mest kritiska faktorn den försämrade hållfastheten hos armeringsstålet då temperaturen stiger. Dimensionering mot brand innebär att man säkerställer att konstruktionen behåller sin bärande kapacitet för den minimitid som satts för brandmotståndet. Detta kan man säkerställa genom att ha en tillräckligt tjock platta och ha ett tillräckligt betongskikt som skyddar armeringen från branden. Brandmotståndet för betongplattor kan anses tillräckliga om de värdena som ges i tabellen nedan uppfylls.

Tabell 8 Dimensionerings tabell för brand. (SFS-EN 1992-1-2, 48)

Taulukko 5.8 Vapaasti tuettujen, yhteen suuntaan kantavien ja ristiin kantavien teräsbetoni- tai jännebetoniumpilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	laatan paksuus $h_s$ (mm)	keskiöetäisyys $a$		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava	
			$l_x/l_y \leq 1,5$	$1,5 < l_x/l_y \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  ja  $l_y$  ovat ristiin kantavan laatan jännemitat (kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa suuntaa) missä  $l_y$  on pitempi jännemitta.

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

Sarakkeiden 4 ja 5 mukainen keskiöetäisyys  $a$  ristiin kantavissa laatoissa koskee kaikilta neljältä reunalta tuettuja laattoja. Muita laattoja käsitellään yhteen suuntaan kantavina laatoina.

\* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.

## 6.7 Begränsning av sprickbredd

Då spänningen överstiger betongens draghållfasthet bildas det sprickor i konstruktionen och därför är sprickbildningen mycket svår att undvika. Dragspänningar uppstår på grund av belastning, krympning, temperaturskillnader och fuktrörelser. Sprickbredden bör begränsas så att den inte påverkar konstruktionens beständighet och funktion. Största risken som hänför sig med att det bildas sprickor i betongen är att armering blir utsatt för korrosion. (Almsaad, 2015, 292-293)

Granskning av sprickbildning för plattor skall göras då armeringens påverkan för tvärsnittets nedböjning är låg eller då plattan belastas mycket. (Nykyri, 2015, 88.)

Enligt EC2 7.3.3 behövs ingen direkt granskning av sprickbildning göras på plattor som påverkas av nedböjning utan betydande dragkraft, när plattans tjocklek är som högst 200mm och kraven som tas upp i EC2 9.3 är i kraft. (Nykyri, 2015, 88.)

Med hjälp av tabell 9 kan man bestämma de acceptabla gränsvärden för sprickbredder enligt nationella bilagan. Vid exponeringsklasserna X0 och XC1 har inte sprickbredden någon påverkan på konstruktionens beständighet och gränsen är satt för att garantera ett anständigt utseende för konstruktionen. Om inga krav för utseende sätts kan denna gräns vidgas med i beaktande beställarens krav på utseendet. (Finlands byggbestämmelsesamling).

**Tabell 9. Gränsvärden för sprickbredd. (Nationell bilaga)**

Sprickbredd $W_{max}$ (mm)			
Exponeringsklass	Armerad betong	Spännbetong	
	Långvarig lastkombination	Vanlig lastkombination	Långvarig lastkombination
X0, XC1	0,4	0,2	
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3	0,2	dragspännings fritt tillstånd
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2	dragspännings fritt tillstånd	ej krav

## 6.8 Plattans höjd

I de flesta fall skulle plattans bärförmåga räcka till med att den är 200mm hög men andra faktorer som påverkar val av plattans höjd är ljudisolering, plattans nedböjning, brandkrav och utrymme som VVS-installationer kräver.

I bostadshus är det oftast ljudisolerings kravet som blir bestämmande för plattans höjd. Man uppnår ljudisoleringskravet om plattans tjocklek är minst 260...280mm. (Nykyri, 2015, 11)

## 6.9 Sammanfattning av planeringen

Konstruktionskraven för ett bärande platsgjutet bjälklag i bostadshöghus vid vanliga förhållanden är vanligtvis följande:

- Planerade livslängden är vanligtvis 100år.
- Konsekvensklassen är minst CC2.
- Exponeringsklassen är oftast XC1.
- Betongens minimihållfasthetsklass är enligt exponeringsklassen XC1 minst C20/25 men det rekommenderas att man använder C25/30.
- Betongskiktets minimikrav är 20mm enligt XC1.
- Då brandkravet är  $\geq$  REI 90 är det oftast brandkravets betongskikt som blir det bestämmande för plattor som bär i två riktningar. För plattor som bär i en riktning  $\geq$  REI 60
- Sprickbredden enligt beställarens krav på utseendet.

## 7 Dimensionering av plattans laster

### 7.1 Laster

En konstruktion skall planeras så att den behåller sin pålitlighetsnivå under tiden för den planerade livslängden. Konstruktionen skall hålla alla enskilda belastningar samt belastningskombinationerna av dessa. Detta försäkras man genom att bärförmågan är större än belastningen. I Eurokoden delas laster in i två olika typer, vilka är permanenta laster (G) och variabla laster (Q).

Permanent laster är laster som varierar så lite att de kan anses vara konstanta. Egenvikten klassificeras som en permanent fastställd last dvs konstruktionens egenvikt. Vid dimensionering av permanenta laster betraktas egentyngheden av de bärande och icke bärande konstruktionerna endast som en last. Plattans egenvikt får man genom att multiplicera plattans tvärsnittsarea med den armerade betongens densitet. I dimensioneringssituationerna bör egentyngheden av nya ytskikt eller monteringar som kan tillföras i senare skeden beaktas. Om egentyngheden är fri (t.ex. flyttbara mellanväggar) skall den behandlas som en tilläggsnyttolast.

Nyttig last klassificeras som en variabel fri last. Nyttolaster i mellanbjälklag uppstår genom bruk av utrymmen, normalt personbruk, möbler och flyttbara objekt och förutsedda sällsynta händelser, som samling av personer och anhopning av möbler eller objekt. I tabell 10 och 11 anges det värden för nyttiga laster vid dimensionering av bostadshus.

Tabell 10. Nyttiga laster, jämnt utbreddas  $q_k$  och punktlast  $Q_k$ , nationellbilaga. ( Finlands byggbestämmelsesamling)

Kategorier av belastade utrymmen	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]			$Q_k$ [kN] (trappor inom parentes)
	Mellanbjälklag	Trappor	Balkonger	
Kategori A Lokaler för boende och inkvartering	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0)
Kategori B Kontorslokaler	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Kategori C Lokaler där människor kan samlas				
C1	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
C2	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
C3	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
C4	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
C5	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
Kategori D Affärslokaler				
D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)

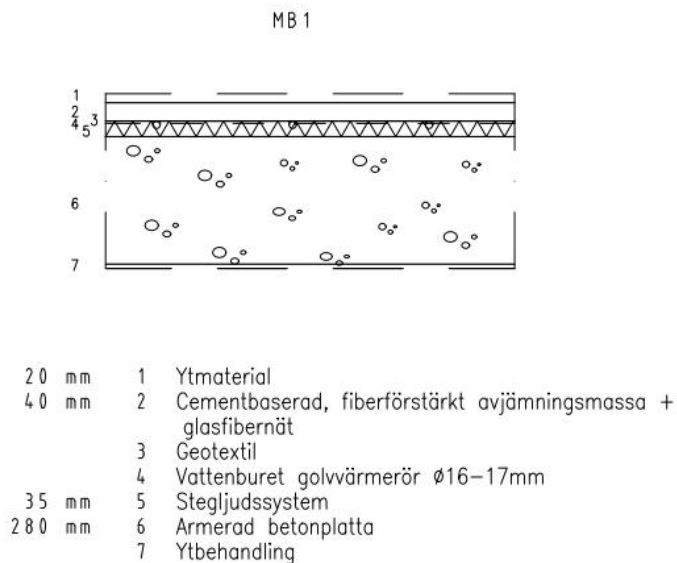
Tabell 11. Mellanväggarnas laster nationell bilaga. (S. Frejborg)

Belastat utrymme	$q_k$ eller $Q_k$
Kategori A	0,5 kN/m
Kategori B	0,5 kN/m
Kategori C1-C4 och D	1,0 kN/m
Kategori C5	3,0 kN/m

Kategorierna för tabell 11 är beskrivna i tabell 10.

## 7.2 Beräkning av plattans egenvikt och belastning

I detta exempel räknar vi lasten för konstruktionstypen i bilden nedan.



LJUDISOLERING:  $R'_{w} \geq 55$  dB,  $L'_{n,w} \leq 53$  dB  
BRANDKLASS: REI 60

**Bild 1. Konstruktionstyp MB1 (S. Frejborg)**

Plattans egenvikt får man genom att multiplicera dess tvärsnittsarea med den armerade betongens densitet och räkna till ytskikten.

$$\text{Ytmaterial} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Betongens densitet } 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Den armerade betongens densitet } 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Plattans egenvikt med dess ytskikt } G_k = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,28 \text{ m} + 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,04 \text{ m} + 0,5 \text{ kN/m}^2 = 8,46 \text{ kN/m}^2$$

Plattans variabla laster tas från tabellerna 8 och 9.

$$\text{Vistelselast } q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (se tabell 9)}$$

$$\text{Variabel last för mellanväggar } q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (se tabell 10)}$$

### 7.3 Lastkombinationer

Oftast dimensioneras en konstruktion för en kombination av laster och inte för enskilda laster. Förutom egenvikten brukar kombinationen innehålla en eller flera variabla laster. Konstruktioner dimensioneras för att klara av gränstillstånd vilka definieras som den gräns då konstruktionen inte mera uppfyller sina krav. De vanligaste gränstillstånden är brottsgränstillstånd och bruksgränstillstånd.

Beteckningar som används i lastkombinationer:

$K_{fi}$	Belastningskoefficient enligt konsekvensklassen
$G_{k,j}$	Permanent laster
$Q_{k,1}$	Bestämmande variabla laster
$Q_{k,j}$	Andra variabla laster
$\Psi$	Faktor som definierar representativa värden på variabla laster
$P$	Förspänningskraft
$A_d$	Olyckslast

(RIL 201-1-2011, 37)



### 7.3.1 Brottsgränstillstånd

Brottsgränstillstånd anses som ett tillstånd då konstruktionens bärförmåga är på gränsen till brott. I Eurokoderna delas brottgränstillståndet i olika delar var av STR skall granskas i samband med dimensionering av betongplattor. STR = Inre brott eller för stor deformation av bärande konstruktionen vilket leder till förlust av bärförmågan. (SFS-EN 1990 kapitel 6.4)

Granskning av STR sker genom att bevisa  $E_d \leq R_d$ , där:

$E_d$  är den dimensionerade kraften

och

$R_d$  är den motsvarande dimensionerande hållfastheten.

Lastkombination i brottsgränstillstånd i sin allmänna form

$$1,15K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Eller minst

$$1,35K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

$$1,15 \cdot 1,1 \cdot 8,46 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 14,83 \text{ kN/m}^2$$

$$1,35 \cdot 1,1 \cdot 8,46 \text{ kN/m}^2 = 12,56 \text{ kN/m}^2$$

Den dimensionerande lasten i brottsgränstillstånd blir  $14,83 \text{ kN/m}^2$  för konstruktionstypen MB1.

### 7.3.2 Bruksgränstillstånd

Med bruksgränstillstånd syftar man på det tillstånd som uppstår då bruksgränserna överskrids och de ställda kraven på byggnadens användning och syfte inte längre uppfylls. Dessa ställda krav baserar sig på nedböjning, deformation, sprickbildning eller svängning. I Eurokoderna finns det tre olika belastningskombinationer vilka väljs så att de är lämpliga för användbarhetskraven och prestandakriterierna.

#### Karakteristisk lastkombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Används för bedömning av permanenta skadeeffekter. (Almssad 2015, 263)

#### Frekvent lastkombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Används för bedömning av tillfälliga olägenheter. (Almssad 2015, 263)

#### Kvasi-permanent lastkombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Beskrivning av långtidslaster för bedömning av tilläggsdeformationer under lång tid. (Almssad 2015, 263).

Tabell 12. Värden på koefficienter  $\Psi$  för byggnader (Finlands byggbestämmelsesamling)

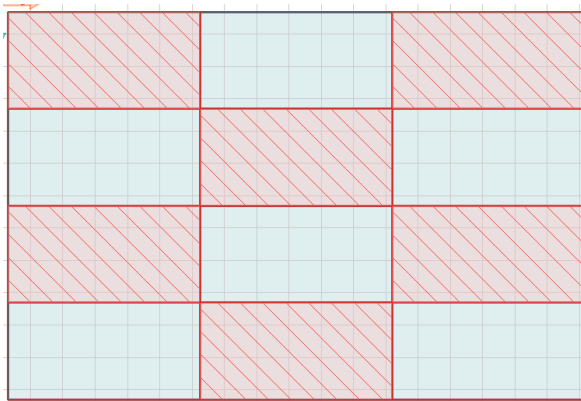
Last	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nyttiga laster i byggnader, klass (se SFS-EN 1991-1-1)			
Klass A: bostadsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass B: kontorsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass C: samlingsutrymmen	0,7	0,7	0,3
Klass D: affärsutrymmen	0,7	0,7	0,6
Klass E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Klass F: trafikerade utrymmen, fordonsvikt $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6**)
Klass G: trafikerade utrymmen, $30\text{kN} < \text{fordonsvikt} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3)*) när			
$s_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
Islast ***)	0,7	0,3	0
Vindlaster på byggnader (se SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Byggnaders inre temperatur (ej brand) (se SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<p>*) På uteterrasser och balkonger <math>\psi_0 = 0</math> i samband med klasserna A, B, F och G.  Anmärkning: Om det i byggnaden finns olika lastkategorier som inte kan separeras till egna klara grupper, används de <math>\psi</math>-värden som ger mest ogynnsam inverkan.  **) På körgångar <math>\psi_2 = 0</math>  ***) Gäller islaster på grund av frost, underkyllt regn och snöblandat regn</p>			

## 7.4 Belastningsmönster

Med olika belastningsmönster strävar man till organiserande av variabla laster så att konstruktionen belastas med de mest ogynnsamma lasterna. Detta gör man för att uppnå de situationer då de största momentkrafterna uppnås i plattan. Dessa är maximala stödmoment och maximala fältmoment. (Betoniteollisuus osa 2)

De största stödmomenten får man då man belastar plattans alla fält med fullständiga laster, alltså med fulla permanenta och variabla laster.

De största fältmomenten får man genom så kallad schackrutabelastning. Metoden går ut på att man belastar vartannat fält med variabla och permanenta laster, de övriga fälten belastas endast med permanenta laster. Detta leder till att plattans stödmoment är mindre än beräknat vilket leder till att utjämnningen av stödmomentet blir mindre för plattan bredvid och detta leder till ett ökat fältmoment i plattan.



**Bild 2. Exempel på ojämn schackrutabelastning i FEM där de röda fälten är belastade med variabla laster. (S. Frejborg)**

## 7.5 Beräkningsmetoder

Det finns olika sätt att räkna momentfördelningen i betongplattor för hand. Även om beräkningarna oftast idag sker med hjälp av datorprogram, är det bra att kunna räkna för hand för att förstå det man gör i datorprogrammet och sedan kunna granska och vara kritisk mot de resultat som datorprogrammen ger.

Olika beräkningsmetoder

- Elasticitetsteori
- Gränslastteori
- MBP (Tabellmetoden).

Kommer i detta arbete att gå igenom MBP metoden noggrannare.

### 7.5.1 MBP-metoden

MBP- eller tabellmetoden är en beräkningsmetod där momentfördelningarna fås med hjälp av färdigt gjorda tabeller. Metoden är gjord för plattor med vanlig rektangulär form som är jämnt belastade och har vanliga upplagsförhållanden.

Standardmetodernas moment

Plattans största momentvärde  $m$  fås ur formeln:

$$m = \alpha p_{Ed} L_x^2$$

där  $\alpha$  är en momentkoefficient som fås ur tabellerna. Se bilaga 1

$p_{Ed}$  är plattans dimensionerade last

$L_x$  är plattans kortare spännvidd

I tabellerna ges momentkoefficienterna för olika stödreaktioner med sidoförhållanden som funktion  $L_y/L_x$ . Sidoförhållandena beges i tabellerna mellan 1.0 till 2,0, där det kortare sidomåttet alltid ges som  $L_x$ . (Nykyri 2015, 16).

Med MBP – metoden är det möjligt att göra beräkningar av plattor med kontinuerliga fält. Vid beräkningen anses stöden vara fastinspända. För dem får man oftast två olika stora moment, detta leder till vridning av plattan i det större momentets riktning, vilket leder till utjämnning av stödmomenten – den större minskar och den mindre ökar. (Nykyri 2015, 19)

Ändring av stödmomentet påverkar fältmomenten och andra stöds moment inom plattan. MBP metoden delas in i tre olika noggrannhets nivåer A, B och C med hur noggrant stödmomentets utjämnning och dess inverkan tas i beaktandet. Där A är den mest ungefärliga metoden och C är den mest exakta metoden. (Nykyri 2015, 19)

I A metoden dimensioneras stödet för det största stödmomentet och fälten enligt de moment som fåtts enligt standardmetoden. Denna metod används mest (Nykyri 2015, 19)

I B metoden jämnar man ut stödmomentet enligt plattornas styvhet. Om plattorna som förenar sig är ungefär av samma storlek och fortsätter över stödet jämntjockt jämnar sig stödmomentet ut sig ungefär till stödmomentets medeltal. (Nykyri 2015, 19)

C metoden är inte mera praktisk användbar på grund av att det är ett så arbetsdryg metod jämfört med svaren som inte är helt exakta. För plattor som kräver noggrann beräkning rekommenderas det att man använder sig av ett beräkningsprogram som klarar av icke-linjära analyser. (Nykyri 2019, 19)

## 8 Dimensionering enligt brottgränstillstånd

### 8.1 Bärförmåga

Dimensioneringen av konstruktionens bärförmåga görs med beräknade max momenten. Armering på mindre belastade områden bestäms med momentfördelning. I kapitel 7.2 går dimensionering för armering enligt brottgränstillstånd igenom.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

där

$M_{Rd}$  är den dimensionerande hållfastheten

$M_{Ed}$  är dimensionerande momentet.

### 8.2 Tvärkraft

Dimensionering av tvärkraft.

Betongplattor granskas vanligen utan tvärkraftsarmering. Dimensioneringen behövs inte göras för plattans alla kanter utan det räcker oftast att man granskar tvärkraftskapaciteten för det stöd som är mest belastat. (Nykyri 2015, 58)

För plattor som bär i två riktningar flyttas lasterna till det närmaste stödet. Om plattans alla sidor är upplagda på samma sätt, tar varje stödkant upp samma mängd last per meter.

Beräkning av dimensionerande tvärkraften  $v_{Ed}$  då plattans alla kanter är upplagda på samma sätt:

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot P_{Ed} \cdot L$$

Dimensioneringsvillkor:

$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

Beräkning av tvärkraftskapacitet:

$$v_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} d k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa$$

$$v_{Rd,cmin} = 0,035 d k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \leq 0,02$$

$A_{sL}$  = huvudarmeringens area (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  = betongtvärsnittets area (mm<sup>2</sup>)

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \frac{v_{Rd,c0}}{v_{Rd,cmin}} \right.$$

Då dimensioneringsvillkoret:  $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$  inte uppfylls strävar man i första hand att förbättra plattans tvärkraftskapacitet genom att tillsätta huvudarmering och förbättra förankringen. Andra metoder är att öka plattans höjd eller betongens hållfasthet. (Nykyri 2015 s59-60)



## 9 Dimensionering enligt bruksgränstillstånd

### 9.1 Begränsning av nedböjning

Nedböjningen är det gränstillstånd som oftast blir den bestämmande gränsen vid dimensionering av plattor. Begränsningen av nedböjningen är ett viktigt krav för plattor, nedböjningen får inte påverka konstruktionens funktion.

Gränsvärden för nedböjning med långvariga belastningsfall

$$\alpha_{\max} = L/250$$

För konstruktionen kan man göra en överhöjning vid stora nedböjningar, överhöjningen får vara max  $L/250$ .

Nedböjningen på konstruktionen bör begränsas strängare om den bär på konstruktioner eller installationer som kan lätt skadas pga. nedböjningar. Som ett lämpligt gränsvärde anses  $\alpha_{\max} = L/500$ . (Nykyri 2013, 223.)

### 9.2 Beräkning av nedböjning

Plattans nedböjning är möjlig att granska genom att göra beräkningar, men det är svårt att bedöma och få ett exakt resultat på nedböjningen eftersom det är många faktorer som påverkar nedböjningen och de är oftast beroende på tid och varandra. De viktigaste faktorerna är betongens draghållfasthet, krypning och elasticitetsmodulen. Andra faktorer som påverkar är bjälklagets upplag, storlek på belastningen, sprickbildning, krympning, betongens ålder när den börjar belastas och miljöförhållanden. (Betoniteollisuus osa8).

Det är rekommenderat att man beräknar nedböjningen med icke-linjära beräkningsprogram eftersom det är mycket svårt att få noggranna resultat med handberäkning.

Nedböjningen kan räknas genom formeln:

$$\alpha = K \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r}$$

Där:

K är en koefficient beroende på uppslaget och belastningen. Se tabell 13.

L är spännvidden.

Plattans böjning vid maxmomentet  $M$ :


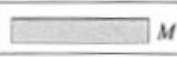


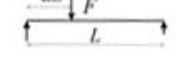

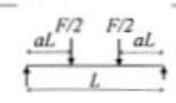

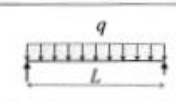
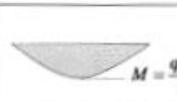
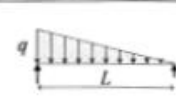

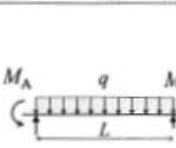
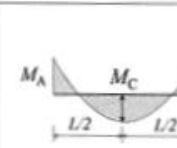
$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$

där

$EI$  är böjstyvhet som beror på elasticitetsmodulen  $E$  och tröghetsmomentet  $I$ .

Vilkor  $\alpha \leq \alpha_{max}$

Tabell 13. Nedböjningskoefficient. (Nykyri 2013, 227)

Kuormitus	Taivutusmomentti	Keroin $K$
		$\frac{1}{8} = 0,125$
		$\frac{1}{9\sqrt{3}} = 0,0642$
		$\frac{1}{3}(a-a^2)$
		$0,125 - \frac{a^2}{6}$
		$\frac{5}{48} = 0,104$
		0,102
		$\frac{5}{48} \left( 1 + \frac{M_A + M_B}{M_C} \right)$ Momentit sijoitetaan merkkisääntöjen mukaan (+ tai -)

### 9.3 Beräkning av sprickbildning

Granskning av en plattas sprickbildning sker på samma sätt som för balkar. I detta arbete går endast igenom granskning om en platta spricker eller inte. Om det sker sprickbildning i plattan, skall man också granska sprickbredden och sprickavstånden.

Sprickbildning, bredd och avstånd går att granska med hjälp av icke-linjära beräkningsprogram. Det krävs kunskap att för att bestämma om resultaten är giltiga. Omsorgsfull planering av beräkningsmodellen, ha förståelse för problemet och användning av rätta parametrar säkerställer ett resultat som är pålitligt.

Ifall kravet nedan inte uppfylls, har konstruktionen inte spruckit och granskning av sprickbredden behövs inte göras:

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr}$$

$M_{Ek}$  är böj moment som kan beräknas med standardmetoden.

$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W$  är sprickmotstånd

Där

$W = \frac{bh^2}{6}$  är böj motstånd

$f_{ct,eff}$  är betongens effektiva draghållfasthet

## **10 Dimensionering av plattans armering**

### **10.1 Val av armering**

Det finns olika sätt att armera betongplattor. Vid val av armeringssätt bör förvecklingandet av armeringsarbetet och kostnaderna optimeras. Kostnaderna beror på prisskillnader på armeringstyper, stålmängden, planeringsarbetet och armeringsarbetet på byggplatsen. För platsgjutna plattor rekommenderas det att huvudarmeringens diameter skall vara minst 8 mm så att armeringen hålls på plats under gjutningen.

#### **10.1.1 Armeringsstänger**

Plattan armeras med lösa armeringsstänger. Stålmängden går att optimera. Armeringsarbetet är tidskrävande och det behövs en yrkesarmerare på byggplatsen. Armeringsstänger finns i urval av olika diametrar vilka de vanligaste använda är 8mm till 32mm. Stängernas längd max längd är 12 meter.

### **10.1.2 Armeringsnät**

Att armera med armeringsnät är mycket vanligt i bjälklag. Armeringsnät är tillverkade av profilerad tråd som maskinsvetsats. Armeringsarbetet är snabbare jämfört med att armera med enskilda armeringsstål och skonsammare för armeraren. Fingerskarvat armeringsnät används traditionellt vid armering av en platta. Armeringsnätets största dimension på stängerna är 12 mm.

### **10.1.3 Fältarmering**

Fältarmeringar är armering som bär i en riktning. Fältets bredd är ungefär en meter. Olika riktningars armeringsmängd armeras med egna fältarmeringar och på detta vis kan man reglera armeringsmängden ganska noggrant

### **10.1.4 Rullarmering**

Rullarmering är en armeringsmetod som går att rulla ut på byggplatsen där huvudarmeringen är fäst med rätt avstånd mellan stängerna. Rullens armeringsmängd går att optimera genom att anpassa rullen med varierande placering, längd och dimension. Rullen innehåller armering i en riktning vilket betyder att det krävs två rullar till en platta som bär i två riktningar. Montering av rullarmering är effektivt och risken för att förverkligande av armeringen går fel på byggplatsen är liten.

## 10.2 Beräkning av böjarmering

Beräkning av armeringsmängd enligt EC2

För att kunna beräkna armeringsmängden måste man känna till följande värden:

- Dimensionerande böjmoment  $m_{Ed}$ .
- Effektiva höjden i ett tvärsnitt  $d$
- Dimensionerings värde för betongens tryckhållfasthet
- Faktor för effektiv hållfasthet  $\eta$  (oftast 1.0)

Dimensioneringsvillkor:

$$m_{Rd} \geq m_{Ed}$$

Det relativa momentet enligt det dimensionerande momentet.

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta f_{cd} d^2}$$

Granskar om relativa momentet är mindre än momentet för jämnviktstarmering,  $\mu < \mu_d$ . Om detta är fallet kan tvärsnittet dimensioneras som normalarmerat och det relativa läget hos tryckresultanten kan beräknas ur formeln:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Granskar betongens tryckkapacitet i förhållandet till armeringens flytgräns.

$$\beta \leq \beta_{bd} \quad \text{där: } \beta_{bd} = 0.493$$

Mekanisk armeringsandel  $\omega$ :

$$\omega = \beta$$

Dragarmeringens area per plattans breddenhet fås ur formeln:

$$A_{s.vaad} = \omega d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

Granskar plattans minimiarmering  $A_{s.min}$  (se kapitel 7.3) och att:

$$A_{s.vaad} \geq A_{s.min}$$

Val av stångtjocklek  $\emptyset$  och räknar ut stångens area  $A_s(\emptyset)$ . Beräkning av den valda armeringens avstånd mellan stängerna fås ur formeln:

$$k = \frac{A_s(\emptyset)}{A_s vaad}$$

Granskar max avståndet mellan stängerna ( $S_{max,slabs}$ , Se kapitel 7.4 ):

$$k \leq S_{max,slabs}$$

(Nykyri 2015, 48-49.)

### 10.3 Minimiarmering

Med minimiarmering säkerställer man att huvudarmeringen inte blir för liten. Det finns en risk att armeringen blir för liten och att plattan tappar sin bärförmåga helt när det bildas sprickor i konstruktionen. För plattor som bär i två riktningar gäller minimiarmeringskravet för huvudarmeringen i båda riktningarna och för plattor som bär i en riktning skall den sprickfördelade armeringen vara minst 20% av huvudarmeringen. (Nykyri 2015, 80-81)

Minimiarmeringen beräknas enligt Eurokoderna ur formeln:

$$A_{s.min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{array} \right. , \text{där}$$

## 10.4 Avstånd mellan stänger

I eurokoderna bestäms maxvärden  $S_{\max,slabs}$  för avståndet mellan stänger för huvud- och sekundärarmering i plattor. EC2, 9.3.1(3). Avstånden mellan stängerna bör ej överstiga  $S_{\max,slabs}$  värdet. Värden anges i parentes då eurokodernas rekommenderade värden avviker från den nationella bilagan. (Nykyri 2015, 81)

Inom områden med maxmoment eller koncentrerade laster

- Huvudarmering  $S_{\max,slabs} = 2h \leq 250\text{mm}$
- Sekundär armering  $S_{\max,slabs} = 3h \leq 400\text{mm}$

Övriga områden

- Huvudarmering  $S_{\max,slabs} = 3h \leq 400\text{mm}$
- Sekundär armering  $S_{\max,slabs} = 4h \leq 600\text{mm} (3,5h \leq 450\text{mm})$

## 10.5 Armering vid stöd

Enligt Eurokoderna skall man för plattor med fritt upplagda stöd föra minst hälften (50%) av den beräknade huvudarmeringen till stödet. För kontinuerliga stöd skall man föra över minst 25% av armeringen. I praktiken förs alla stänger från huvudarmeringen över till fritt upplagda stöd och alla eller hälften av stängerna till kontinuerliga stöd. Vid kontinuerliga stöd skall huvudarmeringens förankringslängd vara minst  $10\varnothing$  (10 x armeringens diameter). (Nykyri 2015, 82.)

Vid kantstöd skall fältarmeringen läggas i plattans övre kant och dimensioneras för fästningsmoment vars storlek är minst 15% av fältets största moment. Armeringen förs från plattans övre kant minst med sträckan  $0,2 \times L_x$  (se bild 3). Avstånden mellan stängerna får högst vara det mindre värde av  $3h$  eller  $400\text{mm}$ . (Nykyri 2015, 83)



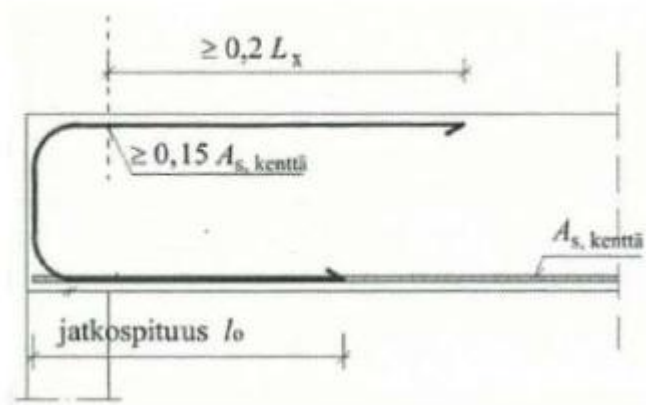


Bild 3. Armering av fritt upplagda kanter (Nykyri 2015, 83)

## 10.6 Armering av fria kanter

Fria kanter bör armeras med längsgående och tvärgående armering enligt bild 4. Armeringens diameter rekommenderas vara minst 8mm för båda fallen. Den tvärgående armeringens avstånd får vara högst det mindre värde av  $4h$  eller 600 mm, där  $h$  är plattans höjd. (SFS-EN-1992-1-1)

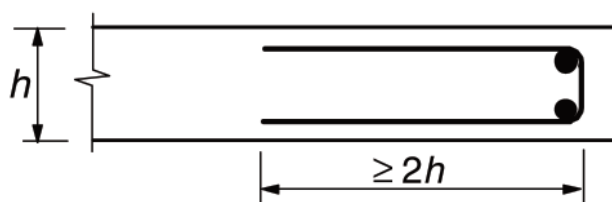


Bild 4. Armering av fria kanter. (SFS-EN-1992-1-1)

## 10.7 Armeringens avslutning

Armeringens kapningsställe bestäms med momentnollpunktens avstånd från det aktuella stödet. Momentnollpunkterna går att bestämma genom stöd- och fältmomentets maxvärden enligt följande:

-räknar momentförhållandena

$$k_i = \frac{m_i}{m_{i-j}}$$

och

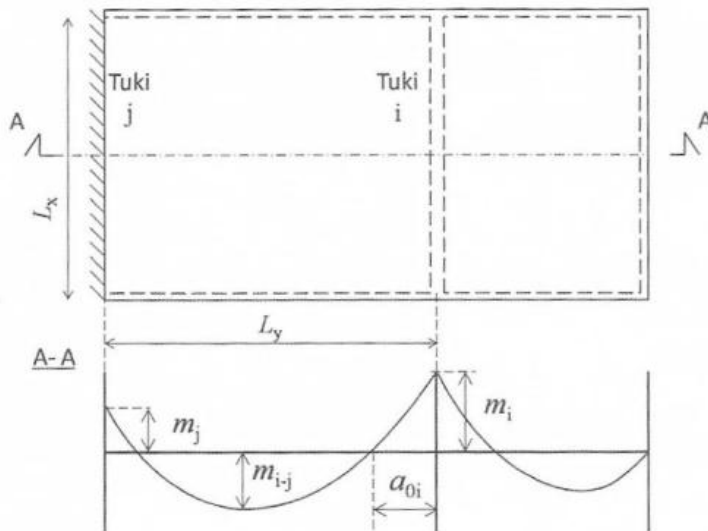
$$k_j = \frac{m_j}{m_{i-j}}$$

-Momentets nollpunkt från stödet med kortare spännvidden

$$a_{0i} = \frac{\sqrt{1 + k_i} - 1}{\sqrt{1 + k_i} + \sqrt{1 + k_j}} L_x$$

-Momentets nollpunkt från stödet längre spännvidden

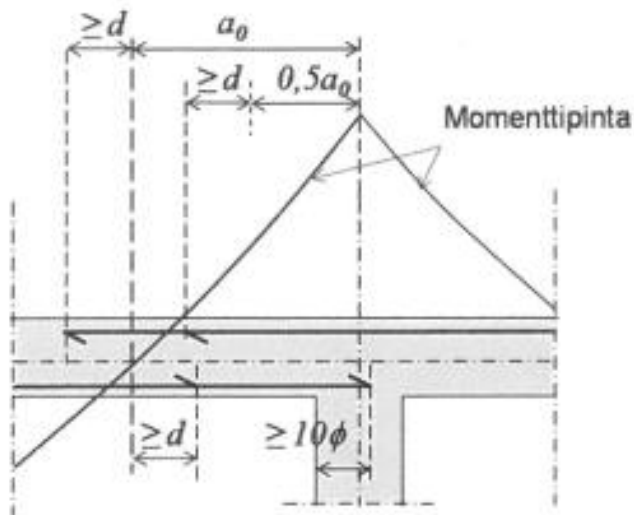
$$a_{0i} = \frac{\sqrt{1 + k_i} - 1}{\sqrt{1 + k_i} + \sqrt{1 + k_j}} \sqrt{L_x L_y}$$



**Bild 5. Ungefärlig metod för att bestämma momentets nollpunkt, (Nykyri 2015, 84)**

Enligt Eurokoderna kan armeringen avslutas på följande sätt:

- Hälften av fältarmeringen avslutas på avståndet  $a_0 - d$
- Vid ändstöd avslutas hälften av den kapade armeringen vid stödets mittlinje på avståndet  $0,5 \cdot a_0 + d$
- Resterande armeringen för avståndet  $a_0 + d$



**Bild 6 Armeringens kapningsställen vid kontinuerligt stöd (Nykyri 2015, 85).**

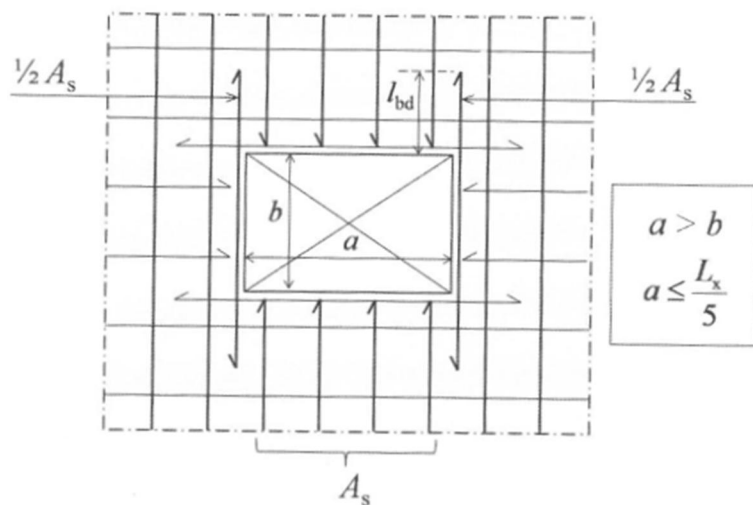
Om en platta är kontinuerlig över ett stöd skall armeringen monteras med minst minimiarmeringsmängden. Detta gäller också för kant stöd om det planeras ett fastsättningsmoment för stödet, alltså stödet är inte fritt upplagt. (Nykyri 2015, 85)

## 10.8 Inverkan av hål

I plattan finns det oftast olika stora hål för olika genomföringar, exempel husteknikselement. Placering och storleken på hålen påverkar plattans funktion och därför bör plattans hål planeras så att de sker den minsta möjliga försämringen för konstruktionens funktion. De små hålens påverkan kan tas i beaktande med enkla armeringsregler medan större hål förutsätter att plattan modelleras och beräknas med en lämplig beräkningsmetod.

### 10.8.1 Litet hål

Ett hål anses att vara litet om hålets sidomått eller diameter är högst 1/5 av plattans kortare sidomått. För ett litet hål räcker det att man för över den kapade armeringsmängden till kanterna av öppningen. Den överförda armeringen skall förankras åtminstone med förankringslängden  $l_{bd}$  från hålets kant. (Nykyri 2015, 86)



**Bild 7** Armering av litet hål. (Nykyri 2015, 86)

## 10.8.2 Stora hål

Ett hål anses vara stort om det inte uppfyller kraven som gavs i kapitel 7.8.1. Vid större hål kan man beräkna en rektangulär platta som bär i två riktningar genom att dela upp den i passliga delar. Delarna kan tänkas ha en tresidig uppläggning och en fri sida vid hålet. Fria sidorna armeras enligt kapitel 7.6.1. Stora hål i plattor som bär i en riktning kan man göra starkare med ett armerat stödfält som fungerar som inre balkar i plattan. (Saarinen & Kähkönen, 1986, 331)

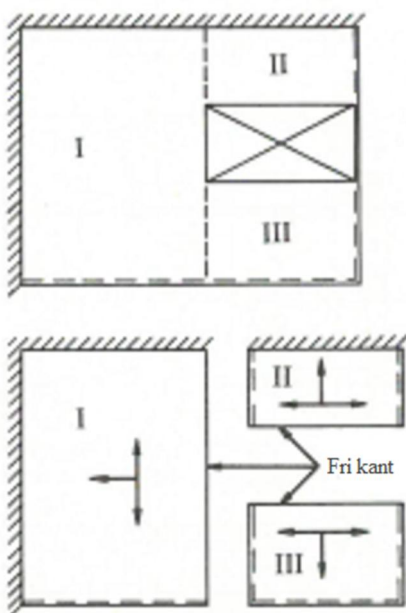


Bild 8 Konstruktionsmodell för en platta med stort hål. (Saarinen & Kähkönen, 1986, 331)

Beräkning av plattor med stora hål görs oftast med ett FEM-program eftersom det är lättare och tidsbesparande jämfört med handberäkning.

## 10.9 Förankring av armering

Vid förankring skall en konstruktör säkerställa att de krafter som uppkommer i armeringen kan på ett säkert sätt överföras till betongen.

För ett fritt upplagt stöd skall fältarmeringen förankras åtminstone för kraften:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{\alpha l}{z} = V_{Ed} \frac{d}{z} \approx 1,1 V_{Ed}$$

där  $V_{Ed}$  är kraften vid stödet (kN/m)

$F_{Ed}$  är kraften som skall förankras per stödets längdenhet (kN/m)

(Nykyri, 2015, 82)

Dimensionerande förankringslängd enligt SFS-1992-1-1:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$l_{b,min}$  är minsta förankringslängd,

-för dragna förankringar

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\}$$

-för tryckta förankringar

$$l_{b,min} \geq \max\{0,6 l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\}$$

där

$$l_{b,rqd} = \emptyset \cdot \frac{f_{yd}}{4f_{bd}}$$

$$f_{bd} \text{ (dimensionerande vidhäftningshållfasthet)} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{ctd}$$

där

$\eta_1$  = faktor som beaktar vidhäftningsförhållanden, 1,0 vid goda förhållanden och 0,7 i övriga

$\eta_2 = 1.0$  då  $\emptyset \leq 32\text{mm}$  och  $(132 - \emptyset)/100$  för  $\emptyset > 32\text{mm}$

Vid vanliga fall kan man anta att  $f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctd}$

Armeringen har goda förankringshållanden då:

- armeringen är placerad i gjutriktningen eller med en vinkel på högst 45 grader från gjutriktningen.

- För plattor med tjockleken  $h \leq 250\text{mm}$ .
- För plattor med  $h > 250\text{mm}$  är förankrings förhållanden goda då alla stänger är placerade inom nedre 250mm.
- För plattor  $h > 600\text{mm}$  när stängerna placerade inom nedre ( $h-300$ ) mm.

## 10.10 Skarvning av armering

I sådana fall där armeringens längd, som oftast är 12meter, inte räcker till måste man lägga in skarvar i armeringen. Armeringen går att skarva genom omlott, svetsning och mekaniska kopplingsdetaljer.

Skarvning genom omlott är den enklaste metoden och den mest använda. Skarvningen skall ske enligt samma princip som för förankring där armeringen omsluter varandra med skarvlängden  $l_o$ . Skarvningar skall inte placeras i områden med stora moment och stängerna bör inte skarvas i samma snitt. (Nykyri 2013, 198)

Det fria avståndet mellan stänger i en skarv får högst vara  $4\emptyset$  eller 50mm. Det fria avståndet mellan olika skarvar skall vara minst  $2\emptyset$  eller 20mm. (Nykyri 2013, 198)

Om närliggande skarvningar förskjuts i stängernas längdriktning så att skarvningens fördelningslängd är minst  $0,3l_o$ , får armeringen skarvas i samma snitt om de ligger i samma lager. I flera lager får högst hälften av armeringen skarvas. Detta gäller dragarmering. Tryckarmering eller sekundär armering får skarvas i samma snitt. (Nykyri 2013,198-199)

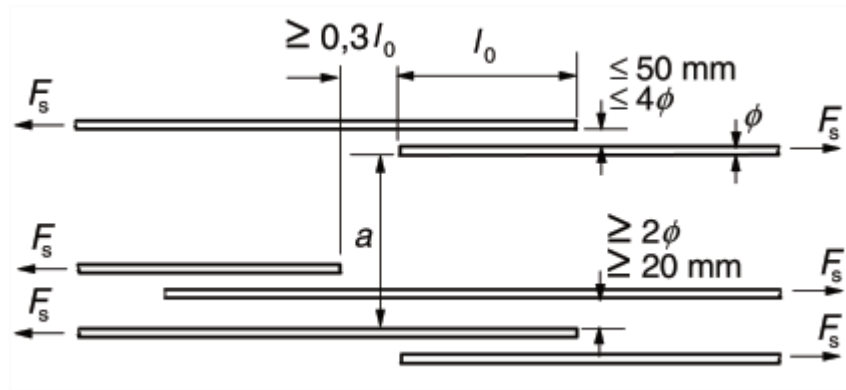


Bild 9. Omlottskarvning. (SFS-EN-1-1, 138)

Skarvningslängden för en omlottskarv beräknas ur formeln:

$$l_o = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{o,min}$$

där  $l_{b,rqd}$  är grundförankringslängden

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  är koefficienter som påverkar armeringens förankring

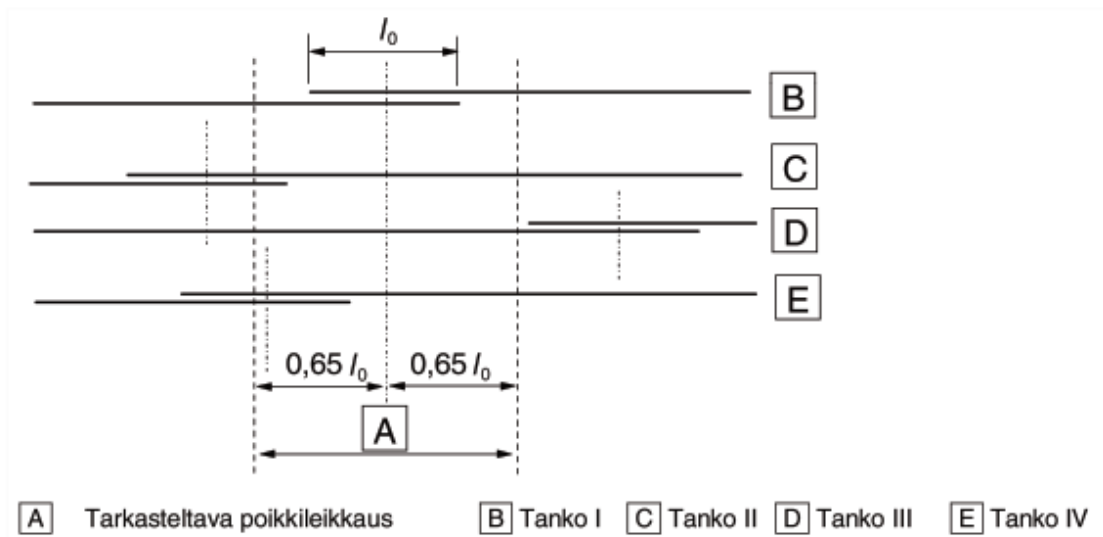
$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{0,25}}, \quad 1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$$

$\rho$  andel av armering som är skarvad inom avståndet  $0,65 l_o$

Skarvlängdens minimikrav fås ur formeln

$$l_{o,min} = \max \begin{cases} 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15\emptyset \\ 200\text{mm} \end{cases}$$





**Bild 10. Exempel som visar omlottskarvade stänger inom samma skarvningsområde. (SFS-EN-1-1, 139)**

Eftersom det är arbetsdrygt i projekteringen att reda ut vilka stänger som skarvas inom samma skarvområde kan man använda ett värde som ligger på den säkra sidan för koefficienten  $\alpha_6 = 1,5$ . Detta motsvarar ett sådant tillstånd där alla stänger skarvas i samma avsnitt. (Nykyri, 2013, 200)

## 10.11 Genomstansning av plattan

Genomstansning sker då en platta blir utsatt för en last som är koncentrerad inom ett relativt litet område och överskrider plattans skjuvkapacitet, vilket leder till ett skjuvbrott. Denna typ av brott sker utan förvarning och plattan mistar sin bärförmåga helt. Exempel på konstruktioner där genomstansning är vanligt är pelarplattor och plattor där det förekommer stora punktlaster. Vid dimensionering av pelarplattor är det viktigt att granska plattans bärförmåga mot genomstansning eftersom den kan oftast bli kritisk. (Nykyri, 2015, 6.3.3)

Faktorer som påverkar plattans bärförmåga mot genomstansning är

- Förhållandet mellan plattans tjocklek och spännvidden.
- Förhållandet mellan punktlastens verkningsområde och plattans tjocklek
- Böjvarmeringens mängd i plattan
- Skjuvarmeringen

Skjuvarmering behövs inte om  $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$ . Om kravet inte uppfylls måste man dimensionera och tillägga skjuvarmering till plattan.

## **11 Dimensionering med FEM för att bestämma spännvidder**

Syftet med denna undersökning är att samla information med olika beräkningar av spännvidder. Arbetet är begränsat till plattor som har en rektangulär form och fälten är lika stora i kontinuerliga plattor. Undersökningens mål är att kunna få en uppfattning om hurdana spännvidder och fält som är lämpliga ur en ekonomisk synvinkel, eftersom armeringsmängden är den största kostnaden i en platsgjuten betongplatta. Denna information används till förberedande planering så att man kan granska arkitektens ritningar för att få reda på om det är lönsamt att planera en konstruktion.

### **11.1 FEM-Design**

FEM-Design är ett datorprogram för konstruktörer avsedd för bärverksanalys och är tillverkat av det svenska företaget Strusoft. Programmet använder sig av den finita elementmetoden.

I detta arbete användes programmet FEM- Design Plate. Programmet är avsedd för analys och dimensionering av armerade betongplattor. Som stöd för plattan kan man välja bland väggar, pelare och balkar, vars styvhet beräknas automatiskt.

## 11.2 Mål med arbetet

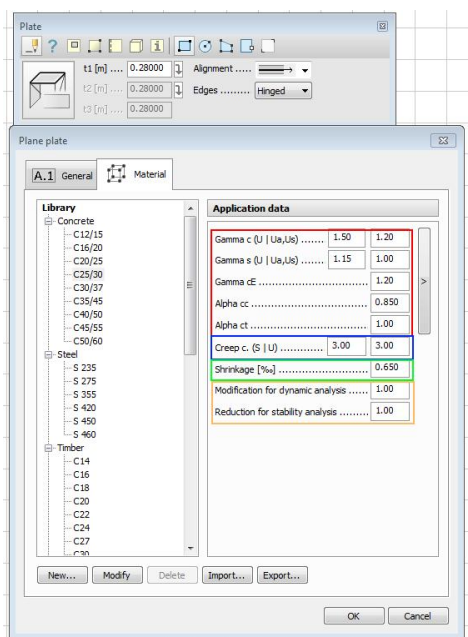
I detta arbete granskas hur stora fält som är möjliga att konstruera med armeringsnätet #10-200. Armeringsmängden #10-200 är vanlig vid armering av platsgjutna bjälklag i bostadshöghus. Denna armeringsmängd blir också oftast närmast minimiarmeringskravet för platsgjutna plattor vars höjd vanligtvis baserar sig på ljudkrav. Målet med undersökningen är att ge svar på frågorna: Största spännvidden med enbart armeringsnätet #10-200, när behöver man tilläggsarmering och när armeringsnätet #10-200 inte mera räcker till.

## 11.3 Utgångsinformation

Alla beräkningsmodeller har samma materialegenskaper och värden, plattorna belastas med samma laster och plattornas höjd är valda till 280mm på grund av ljudisoleringskrav i bostadshus. Alla plattor i beräkningarna är bärande i två riktningar där den längre sidan  $L_y$  är 2 gånger längre än den kortare sidan  $L_x$ . För kontinuerliga plattor skapas det olika belastningsscheman för att hitta de mest kritiska momenten i stöden och fälten. Konstruktionerna är beräknade med konsekvensklassen CC3.

### 11.3.1 Materialegenskaper

Betongen för plattorna i beräkningarna tillhör hållfasthetsklassen C25/30. I samband med val av hållfasthetsklassen kan man fylla in olika värden för faktorer som påverkar beräkningen av betongplattans deformation och kapacitet. I bilden nedan är ett exempel på val av materialegenskaper man kan göra i FEM Design samt förklaringar som efterföljs av bilden.



**Bild 11. Materialegenskaper för betongplattan i FEM (S. Frejborg)**

Värden omringade av den röda rutan är partialkoefficienter och hållfasthetsreduktioner, dessa värden fås automatiskt genom att välja rätt nationell bilaga men bör granskas.

Värden omringade av den blåa rutan är kryptalet, detta värde kan fås genom beräkning av de faktorer som påverkar vid krypning för objektet. Kryptalet påverkar plattans deformation och sprickbildning och skall anges då man vill ha ett noggrant resultat av beräkningen.

Värdet omringad av den gröna rutan är krympningsfaktor och fås ur eurokoderna. FEM beräknar inte automatisk krympningen i konstruktionen. För att programmet skall ta krympning i beaktande måste man skapa ett belastningsfall för krympning.

Värdena omringade av svarta rutan är reduktioner för dynamisk och stabilitets reduktion. Dessa är ej beaktade i denna beräkning.

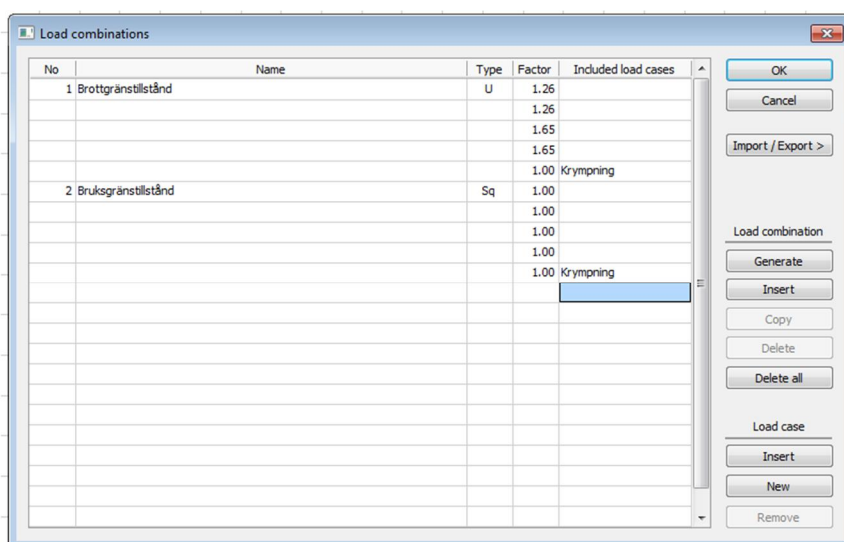
### 11.3.2 Stöd

Kantsstöden i dessa beräkningar är valda som linjära stöd med ledad anslutning, eftersom detta ger ett värde för fältmomentet som är på den säkra sidan. I praktiken är stöden mitt emellan ledade och inspända eftersom gjutningen av fogen gör att plattans kanter blir relativt styva men förhindrar inte plattans kanter helt från upplyftning.

### 11.3.3 Laster och lastkombinationer

I beräkningsmodellerna belastas plattan med permanenta laster som egenvikten och beaktande ytmaterial som  $G_k$   $0.5\text{kN/m}^2$ . Förutom de permanenta lasterna belastas plattan med variabla laster  $Q_k$ , dessa är vistlelast  $2.0\text{ kN/m}^2$  och last för flyttbara mellanväggar  $0.5\text{ kN/m}^2$ .

Som lastkombinationer används brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Med brottgränstillståndet granskar man plattans bärförmåga och med bruksgränstillståndet plattans deformationer och sprickbildningar. Konstruktionens konsekvensklass är CC3 och lastfaktorn  $K_{fi} = 1,1$  har tagits i beaktandet vid beräkning av lastkombinationerna.



No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	Brottgränstillstånd	U	1.26	
			1.26	
			1.65	
			1.65	
			1.00	Krympning
2	Bruksgränstillstånd	Sq	1.00	
			1.00	
			1.00	
			1.00	
			1.00	Krympning

Bild 12. Modell på belastningskombinationer som är använda i beräkningarna. (S. Frejborg)

## 11.4 Plattornas spännvidder och fält.

I modellerna beräknas plattor som bär i två riktningar där den längre sidan  $L_y$  är 2 gånger den kortare sidan  $L_x$ , detta är största kravet då en platta anses bära i två riktningar. I arbetet beräknas enkla modeller som är fyrkantiga, både som en enskild platta och en platta som är kontinuerlig med 3x4 fält. De enskilda plattorna får de största fältmomenten jämfört med plattor som är kontinuerliga och utjämnar fältmomentet. Kontinuerliga plattor får stora stödmoment där plattan är kontinuerlig över stöden.

## 11.5 Enskilda plattor

Enskilda plattor klarar sig endast med armeringsmängden #10-200 då de har en spännvidd på  $L_x$  max 5 meter. Då man ökar  $L_x$  till 6 meter blir fältmomentet i plattans mitt så stort att man kräver en armeringsmängd större än  $393\text{mm}^2/\text{m}^2$ , se bild 14 för analys. I bild 13 visar armeringskraven i x-ledet som är armeringens huvudriktning för plattan med  $L_x$  5 meter, ta i beaktande att minimiarmeringsmängden för en platta som är 280mm tjock är  $340\text{mm}^2/\text{m}^2$ .

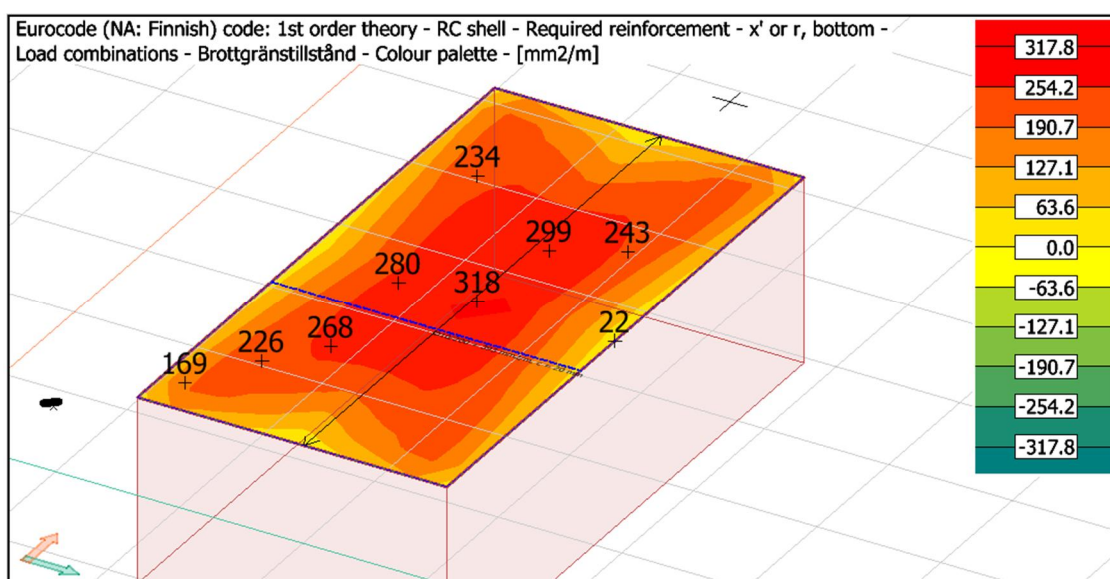


Bild 13. Analys av krävande armeringsmängd, plattans sidomått är 5x10 meter. (S. Frejborg)

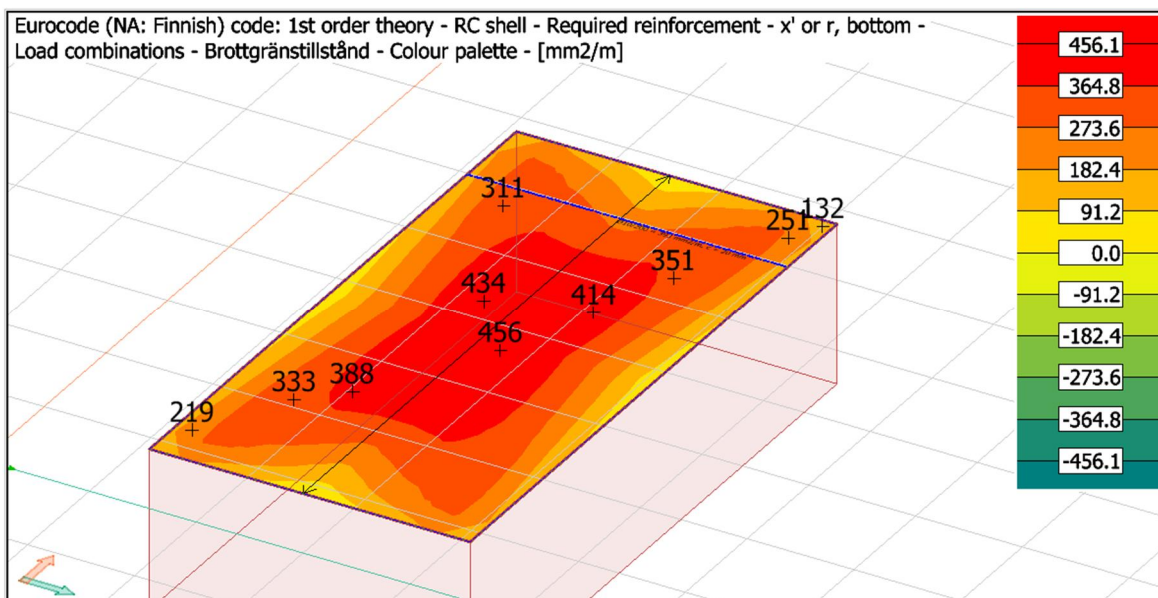


Bild 14. Analys av beräknade armeringsmängden, plattans sidomått är 6x12 meter. (S. Frejborg)

## 11.6 Kontinuerliga plattor

Armering av kontinuerliga plattor kräver mindre huvudarmering än enskilda plattor eftersom det sker momentutjämning för fältmomenten. Utjämningen av moment sker när plattan är kontinuerlig över stöd vilket ökar stödmomentet och detta leder till ett minskat fältmoment. Plattor som är kontinuerliga kan klara sig till större spännvidder än enskilda plattor med armeringen #10-200, men man behöver tilläggsarmering vid de kontinuerliga stöden eftersom stödmomenten blir så stora.



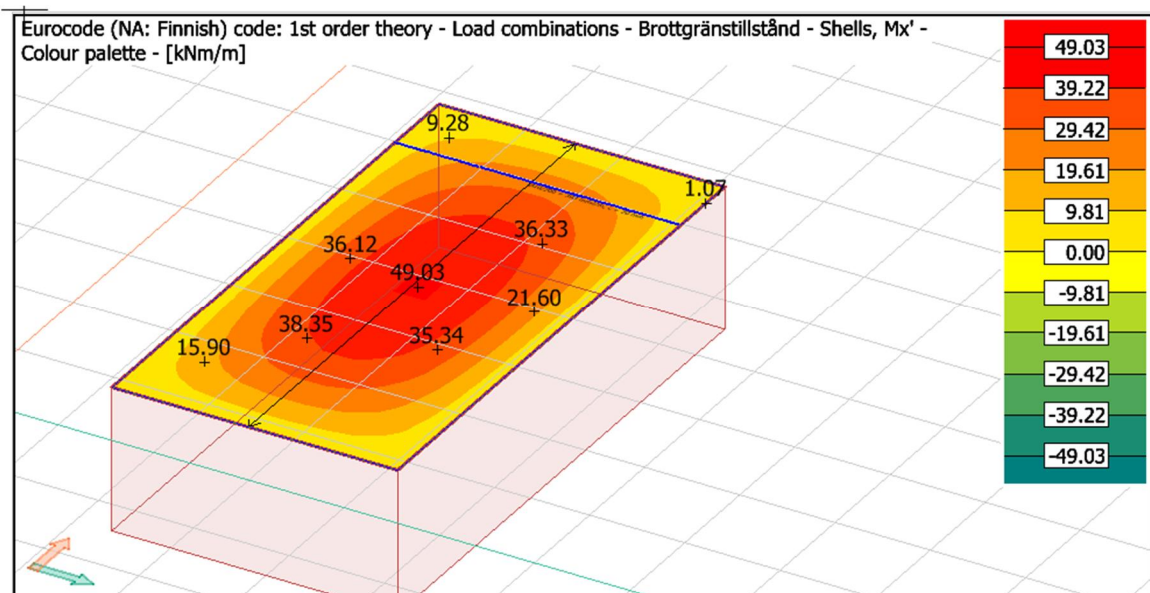


Bild 15. Fältmoment för en fritt upplagd platta. (S. Frejborg)

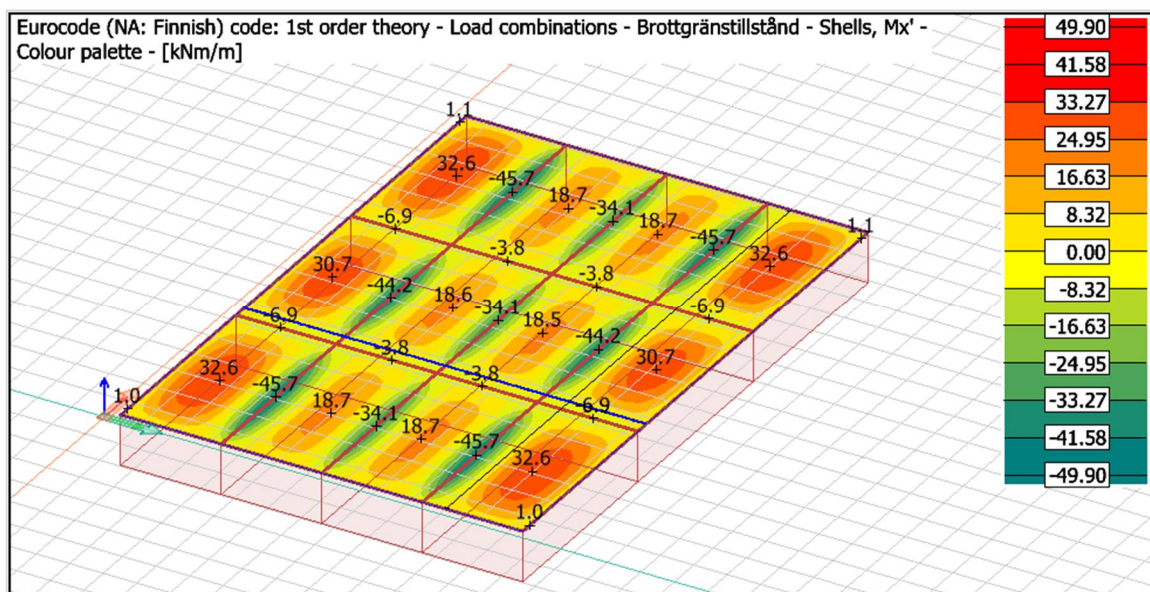


Bild 16. Fältmoment för en kontinuerlig platta. (S. Frejborg)

I bilderna ovan kan man se en tydlig skillnad för fältmomenten. Detta beror på momentutjämnningen. Den kontinuerliga plattans fält har samma mått som den enskilda plattan. Värderna som är "positiva" är fältmoment och värdena som är "negativa" är stödmoment.

I bilden nedan är en analys på en kontinuerligplatta med 3 x 4 lika stora fält. Fältens mått är 6 x 12 meter. Bilden visar plattans armeringskrav i nedre kant i x-led. Den största armeringsmängden är 322mm/m<sup>2</sup> vilket betyder att minimiarmeringskravet blir avgörande för plattan. Denna platta skulle klara sig med armeringsmängden #10-200 i nedre kant. Som belastnings schema användes schackrutabelastning, detta innebär att största beräknade armeringskravet är gällande för alla fält eftersom det kan ske olika kombinationer och fälten blir påverkade olika.

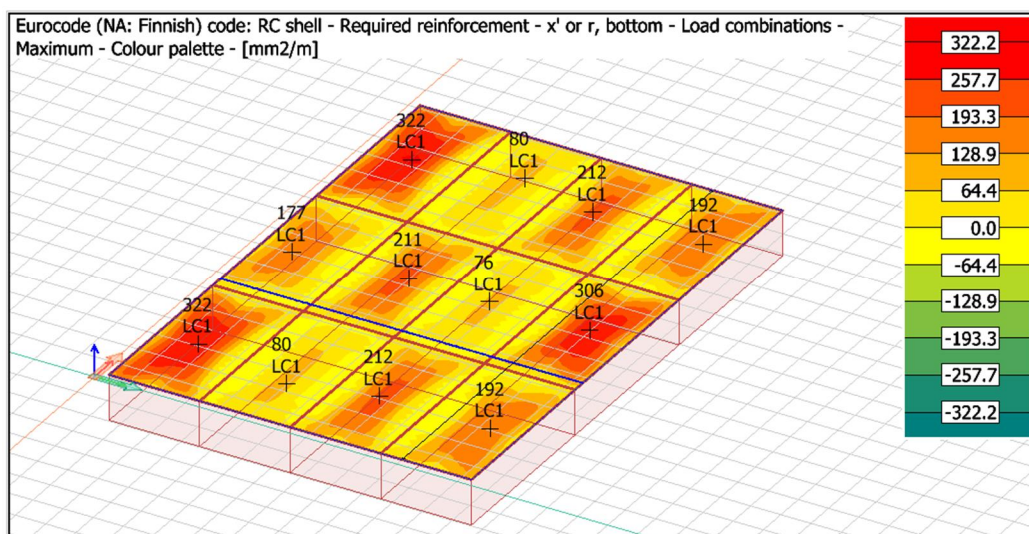


Bild 17 Armeringskravet i plattans nedre kant, x-led. (S. Frejborg)

Genom beräkning och analysering blir stödmomenten för samma platta så stora att armeringsmängden #10-200 inte mera räcker till utan man måste lägga till armering i plattans övre kant. I bilden nedan kan man se på vilka ställen det behövs tilläggsarmering.

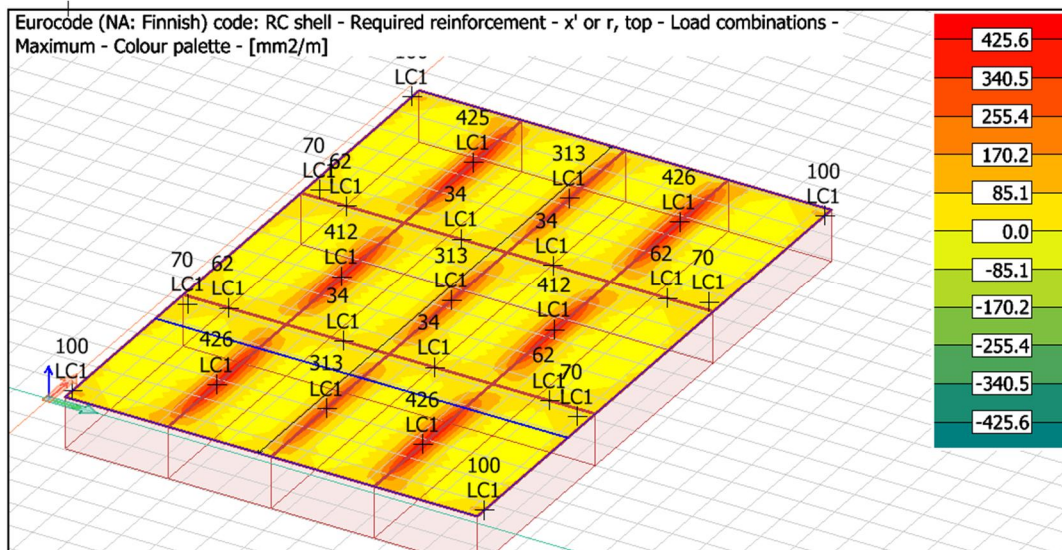


Bild 18 Armeringskravet i plattans övre kant, x-led. (S. Frejborg)

Då man ökar spännvidden för den kortare sidan till 7 meter får man genom beräkning och analysring sådana krav för armeringen att #10-200 varken räcker till i plattans nedre kant eller plattans övre kant. I bilderna nedan är en analys om armeringskraven för plattan med 7 x 14 meters fält där man kan se den krävda mängden armering i plattan.

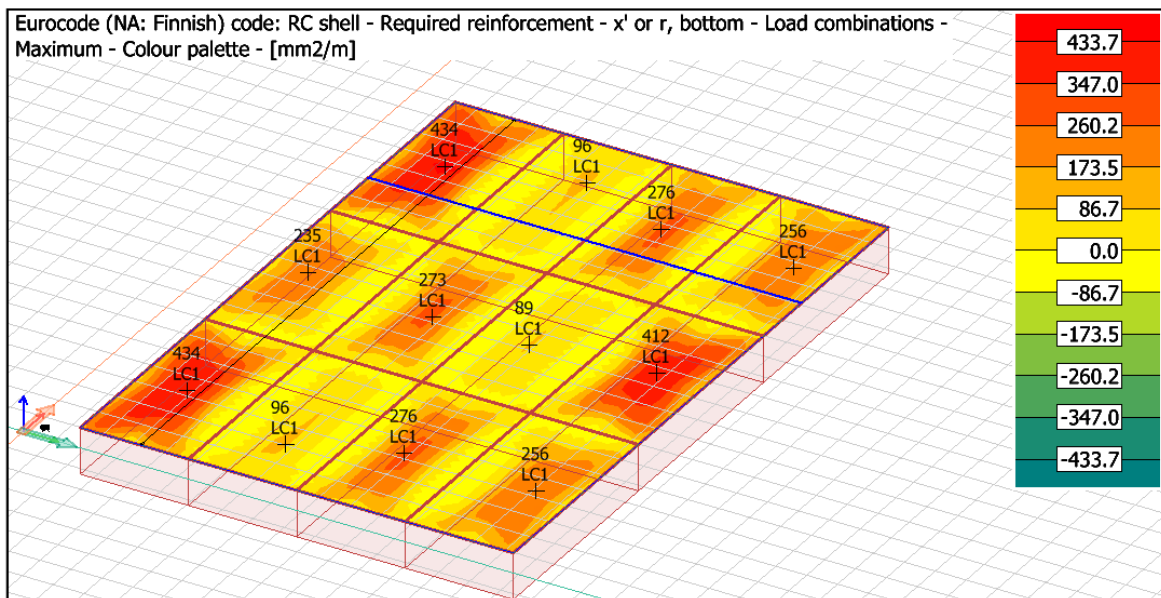


Bild 19. Armeringskravet i plattans nedre kant, x-led. (S. Frejborg)

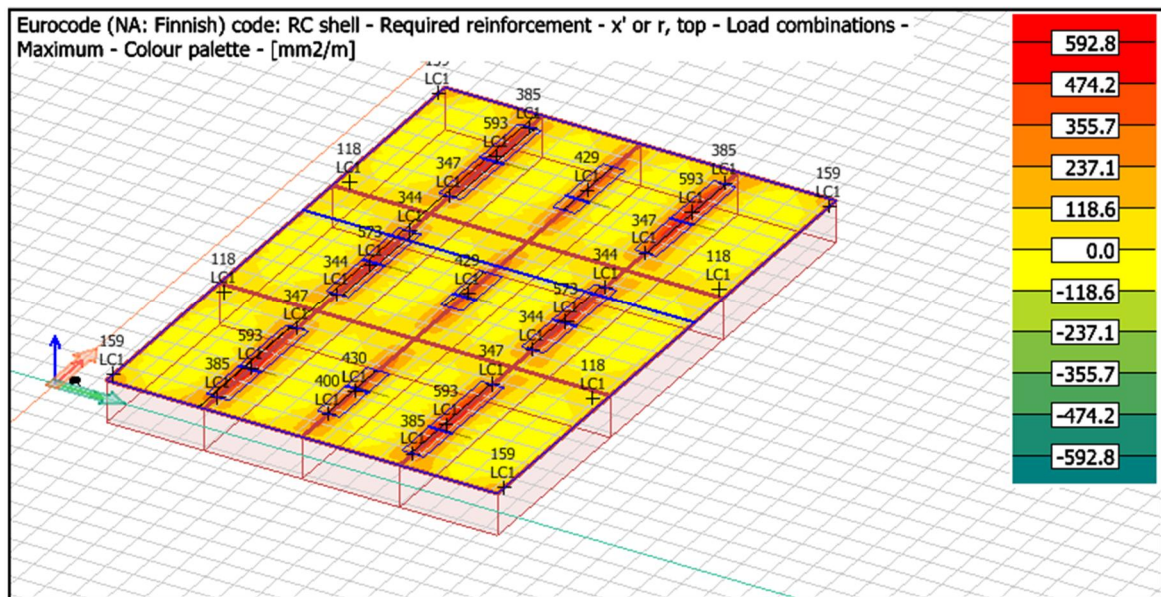


Bild 20. Armeringskravet i plattans övre kant, x-led. (S. Frejborg)

## 11.7 Nedböjning

För platsgjutna plattor blir oftast nedböjningen det gränsvärde som blir betydande för plattans spännvidd. Detta beror på plattans stora egentyngd som snabbt blir ett problem vid längre spännvidder. För kontinuerliga plattor har momentutjämnningen stor betydelse för nedböjningen i fälten, dessa plattor tas ej i beaktande i detta arbete. Ett annat problem som uppstår för kontinuerliga plattor med stora fält är att de skall dimensioneras för bärförmåga mot genomstansning vid kontinuerliga stöd.

I detta arbete beräknades en platta som bär i två riktningar. Plattans kortare sida är 8 meter och den längre sidan är 16 meter. Gränsvärdet för nedböjningen är  $\alpha_{\max} = L/250$ ,  $8000/250 = 32\text{mm}$ . Genom beräkning och analys överskrider plattans nedböjning gränsvärdet. I bilden nedan visas plattans nedböjning som är 34.3mm i plattans mitt.

Betongens draghållfasthet  $f_{ctm}$  är en viktig faktor vid nedböjning, eftersom konstruktionen spricker då dragspänningen överstiger draghållfastheten. Då det bildas sprickor i en konstruktion minskar böjstyvheten, vilket påverkar nedböjningens storlek. Genom att öka Betongens hållfasthet kan man påverka nedböjningen i en konstruktion.

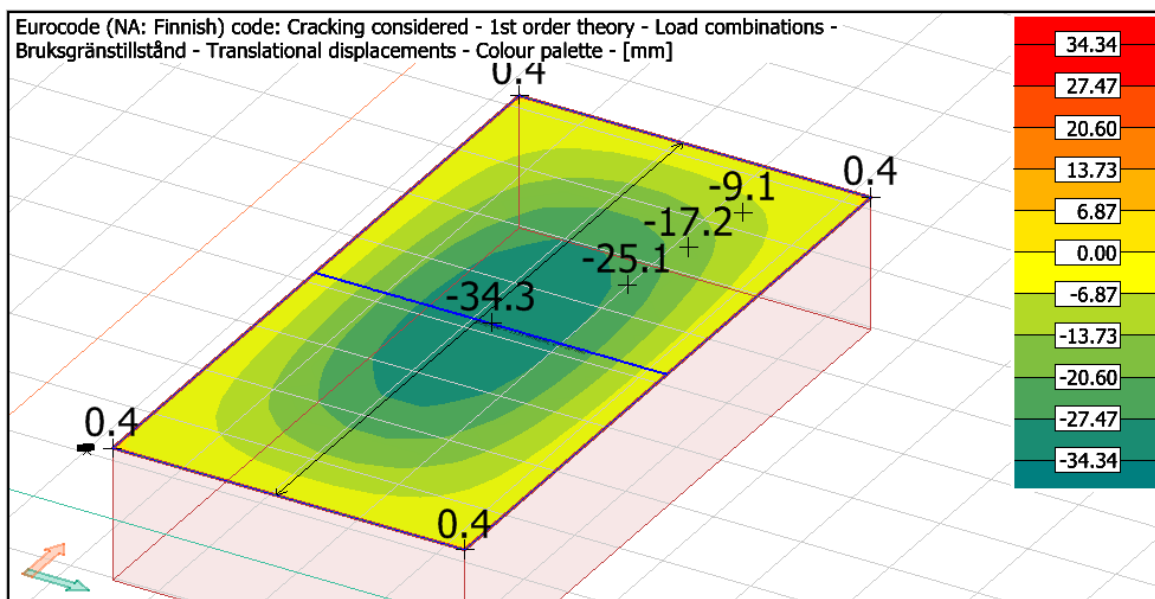


Bild 21. Analys av plattans nedböjning i FEM. (S. Frejborg)

## 11.8 Resultat

Enskilda plattor med en tjocklek på 280 mm som bär i två riktningar går att förverkliga med 5 meters spännvidd för plattans kortare sida med armeringsmängden #10-200. Då man går till större spännvidder måste man öka armeringsmängden.

Kontinuerliga plattor med lika stora fält går att förverkliga upp till 6 meters spännvidder för den kortare sidan. Plattorna går att dimensioneras med minimiarmeringen i nedre kanten men kräver tilläggsarmering vid kontinuerliga stöd. Då plattans kortare sida växer till 7 meter räcker inte armeringsmängden #10-200 varken i plattans nedre eller övre kant.

Armeringsmängden minskar i huvudriktningen desto närmare  $L_y$  sidomåttet är till  $L_x$  sidomåttet, eftersom momentet tas upp mera av båda riktningar i detta fall. Denna undersökning berör endast plattor som vid gräns anses vara bärande i två riktningar, d.v.s. plattans y-led tar upp endast lite moment jämfört med plattans x-led.

Nedböjningen börjar bli tydlig vid 7 meters spännvidder för betonghållfasthetsklassen C25/30. Vid längre spännvidder är man tvungen att höja hållfasthetsklassen för att uppnå en nedböjning som inte överskrider gränsvärdet.

## 12 Avslutning

Arbetets mål var att ta upp det väsentliga i dimensionering för platsgjutna betongplattor. Jag har med hjälp av detta slutarbete kunna skapa ett grundligt planeringskort för platsgjutna bjälklag i bostadshöghus som tar upp det väsentliga vid dimensionering av betongplattor.

Dimensionering av mera avancerade betongplattor kräver mer tidskrävande och svårare beräkningar. För mera information av dimensionering är Betoniyhdistys, Finlands byggbestämmelser och Eurokoderna bra källor.

Under detta arbete lärde jag mig att använda FEM-Design programmet för dimensionering av betongbjälklag. De viktigaste när man dimensionerar betongkonstruktioner med ett datorprogram är att man gör det noggrant allt från att skapa beräkningsmodellens geometri till analys av resultat. Slarvfel kan snabbt leda till ett opålitligt resultat. Genom att ha kunskap om dimensionering för betongkonstruktioner enligt Eurokoderna kombinerat med användning av datorprogram kan man dimensionera på ett effektivt sätt platsgjutna betongplattor med ett säkert resultat.

## 13 Källförteckning

Almsaad, A. 2015. *Betongkonstruktion*, Poland, Interak

Betoniteollisuus. *Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 2:*

*Betonirakenteidensuunnitteluperusteet.*

[http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_2\\_Betonirakenteiden\\_suunnitteluperusteet.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_2_Betonirakenteiden_suunnitteluperusteet.pdf) (Hämtat 09.04.2018)

Betoniteollisuus. *Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 3: laatat.*

[http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_3\\_Laatat.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_3_Laatat.pdf) (Hämtat 16.12.2018)

Betoniteollisuus. *Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa8: Taipuma.*

[http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_8\\_Taipuma.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf)

(Hämtat 09.04.2019)

Be group. *Handbok armering i grunden*

[https://www.begroup.se/fileadmin/user\\_upload/images\\_and\\_files/Sweden/Documents\\_and\\_files\\_BE\\_Group\\_Sweden/Broschures\\_and\\_product\\_info/Broschyre/BE\\_Armeringshandboken\\_2017\\_webb.pdf](https://www.begroup.se/fileadmin/user_upload/images_and_files/Sweden/Documents_and_files_BE_Group_Sweden/Broschures_and_product_info/Broschyre/BE_Armeringshandboken_2017_webb.pdf) (Hämtat 10.01.2019)

Elementtisuunnittelu.fi. *Kivitalo on hiljainen.*

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen/ymparistoominaisuudet/aanieristys?term=äänieristys> (hämtat 23.4.2019)

Nykyri, P. 2013. *By 211 betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 1.* Vantaa.

Multiprint Oy

Nykyri, P. 2015. *By 211 betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, Osa 2.* Tampere.

Tammerprint Oy

Valmisbetoni.fi. *Betonilattia kortisto.*

<http://www.valmisbetoni.fi/kuvapankki/tekniset-ohjeet-ja-artikkelit> (hämtat 16.12.2018)

RIL 201-1-2011 *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat.* Hansaprint oy

Saarinen, E. & Kähkönen, L. 1986. *By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2*. Jyväskylä. Gummerus kirjapaino Oy

Sweco.se

<https://www.sweco.se/om-oss/> [hämtat 02.05.2019]

## Finlands författningssamling

*Finlands byggbestämmelsesamling. Konstruktioners hållfasthet och stabilitet. (2016)*

*Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner.* [online]

<https://www.ym.fi/download/noname/%7B13C8D607-CF33-4DC4-BC9A-0A6B3B8798C8%7D/136248> [hämtat 22.3.2019]

*Finlands byggbestämmelsesamling. Konstruktioners hållfasthet och stabilitet (2016) .*

*Laster på bärande konstruktioner.*

[Online].<https://www.ym.fi/download/noname/%7BC8599C20-38B8-412F-91CD-644F10A1FA5C%7D/134514> [hämtat 22.3.2019]

*Finlands byggbestämmelsesamling. Konstruktioners hållfasthet och stabilitet.*

*Betongkonstruktioner. 2016.* [online]

<https://www.ym.fi/download/noname/%7B84F2EC02-3AB9-42B5-BA09-87DC4B6C19B5%7D/134515> [hämtat 22.3.2019]

*Suomen standardisomisliitto SFS. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS-EN 1992-1-1+A1+AC. [online] [hämtat 19.12.2018]*

*Suomen standardisomisliitto SFS. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. SFS-EN 1992-1-2+AC. [online] [hämtat 20.03.2019]*

*Suomen standardisomisliitto SFS. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat SFS-EN 1991-1-1+AC. [online] [hämtat 21.12.2018]*



*Suomen standardisomisliitto SFS. Rakenteiden suunnitteluperusteet. SFS-EN 1990+A1+AC. [online] [hämtat 19.12.2018]*