

# **Konstruktionslösningar för automatiska parkeringshus**

Johan Degerlund

Degree Thesis

Thesis for a Master of Engineering (UAS) – degree

Degree Programme in Structural Engineering

Raseborg 2023

## EXAMENSARBETE

Författare: Johan Degerlund

Utbildning och ort: Structural Engineering, Raseborg

Inriktning:

Handledare: Leif Wirtanen, Yrkeshögskolan Novia

Titel: Konstruktionslösningar för automatiska parkeringshus

---

Datum: 17.5.2023 Sidantal: 61

Bilagor: 9

---

### Abstrakt

I detta examensarbete undersöks hur hybridkonstruktioner med armerad betong och CLT-element kan utföras. I praktiken hur ett parkeringshus på tre våningar och ett bostadshöghus på fem våningar kan sammanfogas när dess bärande linjer inte sammanfaller i samma linjer.

I arbetet fokuseras på dimensioneringen av en lastfördelande platta av armerad betong i anslutningen mellan parkeringshuset och bostadshöghuset. Den lastfördelande plattans uppgift är att förflytta lasterna horisontellt till stöden och vidare till grunden. I arbetet redogörs även i korthet för andra plattkonstruktioner som möjligtvis kan användas för samma syfte. I examenarbetet behandlas inte byggnadens helhetstabilitet. För att beakta effekterna av vindlasten har de variabla lasterna som belastar den lastfördelande plattan ökats med 20 %.

Den lastfördelande plattan dimensioneras enligt Eurokod och den finska nationella bilagan. Plattan dimensioneras med hjälp av FEM-program med avseende på moment, nedböjning och genomstansning. Plattan dimensioneras i fyra olika tjocklekar 400 mm, 500 mm, 600 mm och 700 mm. Resultaten presenteras i tabellform för att bättre illustrera vilka lösningar som är möjliga att genomföra med beaktande av hållfasthet. För att hantera problematiken med genomstansning presenteras lösningar med jämntjock platta, pelarkapital och skjuvarmerad platta.

Resultaten visar att den lastfördelande plattan är möjlig att förverkliga med avseende på momentkapacitet med alla av de undersökta plattjocklekarna. Nedböjningen med beaktande av långvariga laster uppnår inte gränsvärdet för nedböjning ens med den tunnaste plattan. Det mest kritiska för dimensioneringen av plattan är genomstansningskapaciteten.

---

Språk: svenska

Nyckelord: hybridkonstruktioner, pelarplatta, genomstansning

# OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Johan Degerlund

Koulutus ja paikkakunta: Structural Engineering, Raasepori

Suuntautumisvaihtoehto:

Ohjaaja(t): Leif Wirtanen, Novia

Nimike: Rakenneratkaisuja automaattisille parkkihalleille

---

Päivämäärä: 17.5.2023 Sivumäärä: 61

Liitteet: 9

---

## Tiivistelmä

Tässä opinnäytetyössä tutkitaan paikallavalun ja CLT:n hybridirakenteita. Käytännössä selvitetään, miten kolmikerroksisen betonirakenteisen parkkitalon rakenteita liitetään yhteen viisikerroksisen puukerrostalon kanssa, kun kantavat linjat eivät ole samassa linjassa ylhäältä alas.

Opinnäytetyössä keskitytään parkkitalon ja puukerrostalon liitoksen suunnitteluun. Liitos toteutetaan paikallavaletulla pilarilaatalla, ns. kuormansiirtolaatalla. Parkkitalon ja puukerrostalon kantavat linjat ovat vain osittain samassa linjassa, mikä tarkoittaa sitä, että puukerrostalon kuormat on siirrettävä vaakasuunnassa parkkitalon kantaville pilareille, mikä aiheuttaa enemmän rasitusta laatalle. Rakennuksen kokonaisstabiliteettiin ei oteta kantaa opinnäytetyössä. Tuulikuormien aiheuttamat rasitukset laatalle on huomioitu hyötykuormien 20 % lisäyksellä.

Kuormansiirtolaatta mitoitetaan Eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen mukaan. Laatta mitoitetaan FEM-ohjelmalla. Mitoituksessa huomioidaan momentti, taipuma ja lävistyskestävyys. Laatan paksuutena käytetään mitoituksessa rakenneratkaisujen löytämiseksi 400 mm, 500 mm, 600 mm ja 700 mm. Ratkaisut esitetään taulukkomuodossa. Lävistyskestävyys on esitetty tasapaksuna laattana, laattavahvistuksilla sekä leikkausraudoitettuna laattana.

Tulokset osoittavat, että momenttikapasiteetin perusteella kuormansiirtolaatta on mahdollista toteuttaa kaikilla tutkituilla laatanpaksuuksilla. Pitkäaikainen taipuma jää alle raja-arvon jopa 400 mm laatalle, joten taipuma ei muodostu ongelmaksi. Mitoituksen kannalta kriittisin kohta on lävistyskestävyys.

---

Kieli: ruotsi

Avainsanat: hybridiirakenteet, pilarilaatta, lävistyskestävyys

## MASTER'S THESIS

Author: Johan Degerlund

Degree Programme: Structural Engineering, Raseborg

Specialisation:

Supervisor(s): Leif Wirtanen, Novia University of Applied Sciences

Title: Structural Solutions for Automated Parking Garages

---

Date: 17.5.2023    Number of pages: 61

Appendices: 9

---

### Abstract

The research in this thesis was about how constructions of reinforced concrete and cross laminated timber can be joined together. The research object was a three-story parking garage with a five-story residential building on top. The load-bearing wall in the residential building and the load-bearing columns in the parking garage are not in the same line.

The main focus of the thesis was the dimensioning of the slab that transfers the loads, both horizontally and vertically from the load-bearing walls of the residential building to the columns in the parking garage. The stiffening of the building was not a part of this thesis. The wind load was taken into consideration by increasing the live loads by 20 %.

The dimensioning was done according to Eurocode and the Finnish national annex, by using FEM-design. To find out the best structural solutions for the slab, the dimensioning was calculated by testing four different thicknesses for the slab, 400 mm, 500 mm, 600 mm and 700 mm. Moment, deflection and punching shear was taken into consideration in the dimensioning of the slab. The results were presented in tabular form to better illustrate the results. Punching shear was taken into consideration by presenting solutions for regular non-shear reinforced slabs, slabs with drop-down panels and shear reinforced slabs.

The results showed that, by only taking the moment capacity into consideration, all in the thesis tested thicknesses of the slab are possible to use. The deflection due to long term loads did not reach the maximum deflection limit, even for the 400 mm slab. The most critical part of the dimensioning of the slab was the punching shear.

---

Language: Swedish

Key words: hybrid constructions, column slab, punching shear

## Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
2	Syfte och problemprecisering .....	2
3	Parkeringshus.....	3
3.1	Traditionella parkeringshus .....	3
3.2	Mekaniska parkeringshus.....	5
4	Betongkonstruktioner .....	7
4.1	Konsekvensklasser .....	7
4.2	Planerad livslängd.....	8
4.3	Exponeringsklasser .....	9
4.4	Täckskikt.....	13
4.5	Hållfasthetsklasser.....	15
5	Stomkonstruktioner .....	17
5.1	Bärande plattor .....	17
5.1.1	Massiva plattor .....	18
5.1.2	Hålbjälklagsplattor.....	21
5.1.3	Massiva samverkansplattor.....	23
5.2	Genomstansning .....	24
5.2.1	Pelarkapital.....	27
5.2.2	Peikko PSB-genomstansningsarmering.....	28
5.2.3	UFO-genomstansningsförstärkning .....	29
5.3	Nedböjning.....	30
5.3.1	Krypning.....	31
5.3.2	Krympning.....	32
5.4	Dilatationsfogar .....	33
5.5	Brandsäkerhet.....	35
6	Exempelobjekt.....	37
6.1	Grunduppgifter för dimensioneringen .....	38
6.1.1	Konsekvensklass .....	38
6.1.2	Planerad livslängd .....	39
6.1.3	Exponeringsklass.....	39
6.1.4	Täckskickt.....	39
6.1.5	Betong- och armeringskvalitet.....	40
6.1.6	Karakteristiska laster.....	40
6.1.7	Dimensionerande laster.....	41
6.1.8	Krypning.....	43
6.2	Momentkapacitet och böjarmering med olika plattjocklekar.....	44

6.3	Dimensionerande moment.....	47
6.4	Nedböjning.....	49
6.5	Genomstansningskapacitet .....	50
6.5.1	Genomstansningskapacitet utan skjuvarmering.....	50
6.5.2	Genomstansningskapacitet med pelärkapital .....	53
6.5.3	Genomstansningskapacitet med skjuvarmering.....	56
7	Resultat och tolkning .....	58
8	Avslutning .....	61
	Källförteckning .....	62

## 1 Inledning

Examensarbetet är beställt av Leanpark Oy som utvecklar automatiska parkeringssystem för personbilar. Automatiska parkeringssystem innebär att föraren i stället för att köra i parkeringshuset och parkera sin bil i en specifik ruta, istället parkerar sin bil på en platta i ett rum i parkeringshuset och sedan avlägsnar sig från rummet. Plattan bilen står på kommer sedan att flytta bilen till en parkeringsruta inne i parkeringshuset. Detta minskar på behovet av utrymme för körfiler och ramper, vilket möjliggör att flera bilar ryms på ett mindre område. Speciellt i stadsmiljöer där det är ont om utrymme och tomtmarken är dyr och eftertraktad kan automatiska parkeringshus vara mycket kostnadseffektiva lösningar.

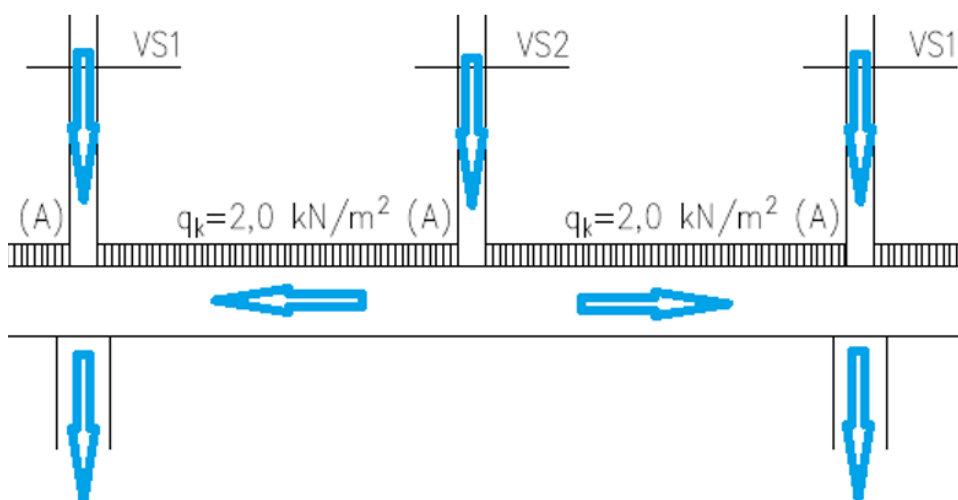
I examensarbetet behandlas enbart automatiska parkeringshus ovanför mark, men dessa går också bra att bygga under mark. Genom att bygga parkeringen under mark kan utrymmet ovanför mark effektivare utnyttjas till exempelvis boende eller affärsutrymmen.

I examensarbetet behandlas ett exempelobjekt som består av ett automatiskt parkeringshus på tre våningar som kombineras med ett bostadshöghus på fem våningar. Parkeringshusets stomkonstruktioner är av armerad betong och bostadshöghuset av CLT. Fokus i examensarbetet kommer att vara på den lastfördelande plattan mellan parkeringshuset och bostadshöghuset. Plattan är en platsgjuten armerad betongplatta. Plattan dimensioneras med hjälp av FEM-beräkningar samt beräkningar för hand.

## 2 Syfte och problemprecisering

Syftet med detta examensarbete är att undersöka alternativ för stomkonstruktioner som möjliggör byggande av hybridkonstruktioner i betong och trä där boende och parkering finns i samma byggnad. Med hybridkonstruktioner avses i detta arbete användningen av bärande träkonstruktioner i byggnadens bostadsvåningar och bärande betongkonstruktioner i parkeringshuset. En allmän grundprincip i projektering av byggnader är att sträva efter att alla bärande linjer fortsätter i samma linje genom alla våningar i hela byggnaden. På detta sätt förs lasterna som tryckspänning genom de vertikala bärande konstruktionerna till grunden. Om de bärande linjerna ändrar mellan två våningar måste en horisontell bärande konstruktion dimensioneras för att flytta lasterna i horisontell riktning.

I exempelobjektet är bostadsdelen av bärande CLT-element på fem våningar placerad ovanpå parkeringshuset av betongkonstruktioner. Träkonstruktioners egenskaper möjliggör inte, åtminstone ur ett helhetsekonomiskt perspektiv, samma spännvidder som armerade betongkonstruktioner. Till anslutningen mellan bostadsdelen och parkeringshuset konstrueras en pelarplatta, vars uppgift är att flytta lasterna från de bärande träkonstruktionerna i bostadsdelen till de bärande betongpelarna i parkeringshuset, se figur 1. Syftet är att undersöka med vilken indelning på de bärande pelarna och med vilken tjocklek på den bärande pelarplattan man kan möjliggöra en relativt fri placering av de bärande linjerna i bostadsdelen av byggnaden.



Figur 1. Fördelning av laster. (Degerlund, 2023)



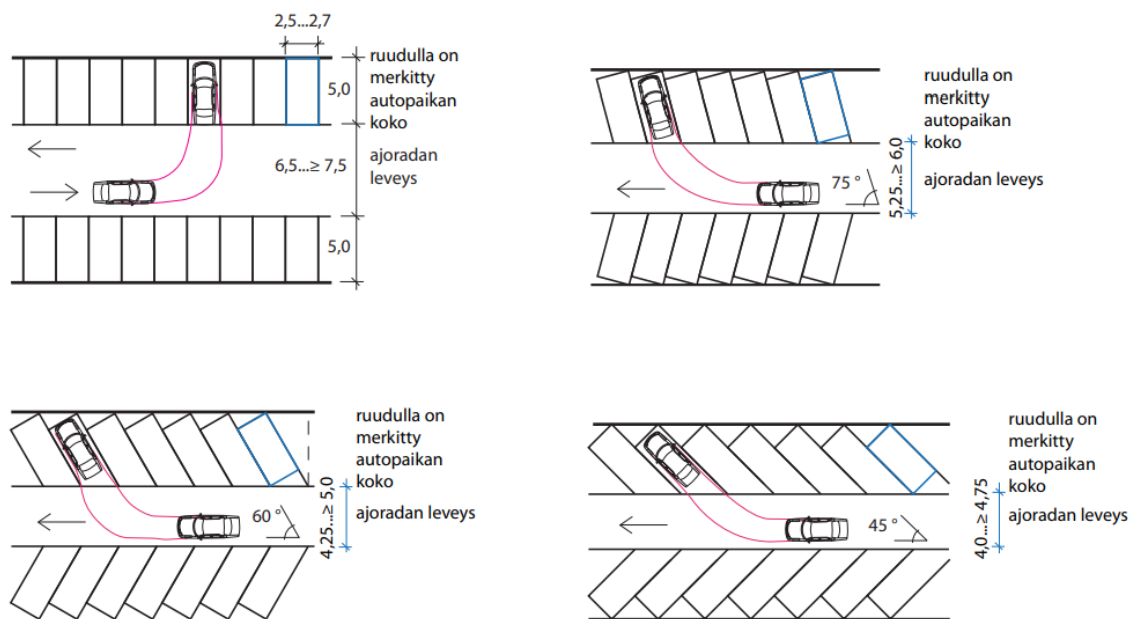
### 3 Parkeringshus

Parkeringshus byggs vanligtvis i tätt bebyggda områden. Parkeringshus kan byggas i flere våningar endera ovan om mark eller under mark eller en kombination av dessa. Parkeringsutrymmen kan också sprängas in i berg, så kallade parkeringsgrottor. Ett allmänt rekommenderat gångavstånd till parkeringshus är maximalt 250 m från till exempel sjukhus, köpcenter eller stadskärnor. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.2-3).

#### 3.1 Traditionella parkeringshus

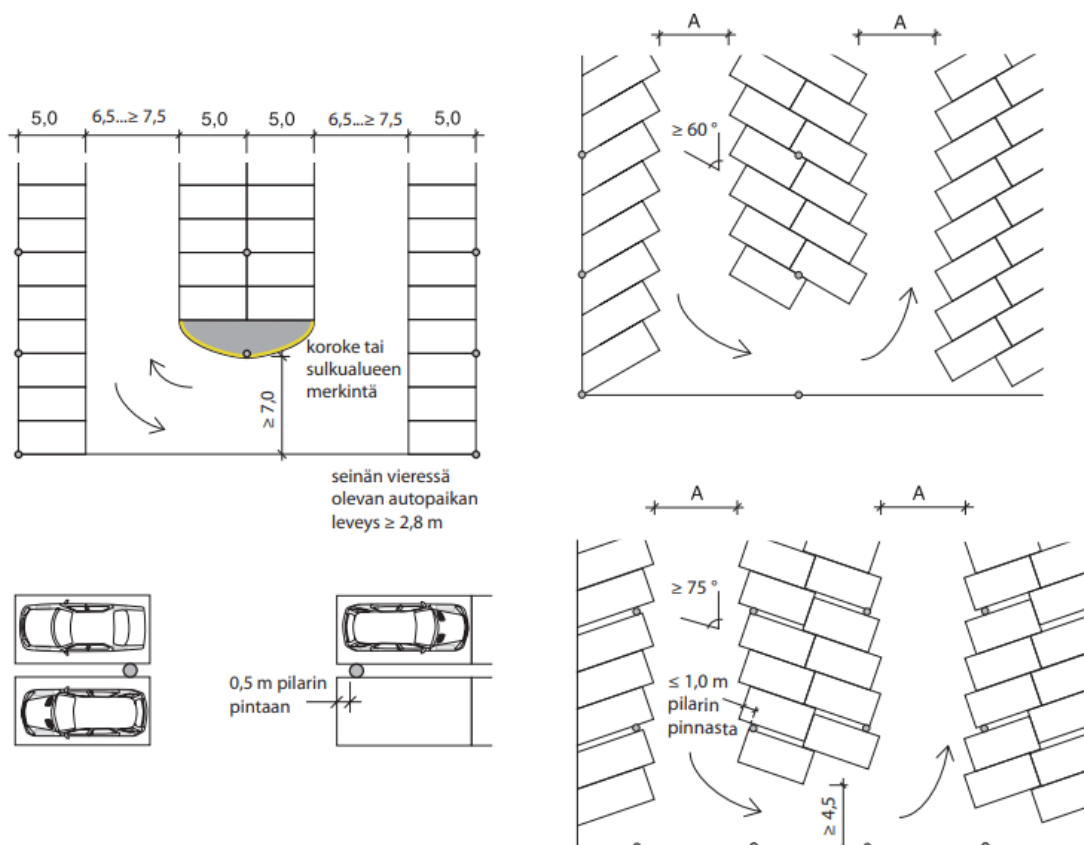
Parkeringshus byggs vanligtvis av betongkonstruktioner. Betong är ett naturligt val till parkeringshus på grund av påfrestningen som konstruktionerna utsätts för. Parkeringshus är ofta ouppvärmade öppna byggnader, var påfrestningen från regn, snö och temperaturskillnader är stora. Påfrestningen från bilar som vintertid är utrustade med dubbdäck, vilka förorsakar mekanisk nötning av golvytan är stor. Bilar drar vintertid också med sig vägsalt in i parkeringshusen. För att konstruera ett parkeringshus som klarar dessa påfrestningar hela sin planerade livslängd krävs det omsorgsfull planering för att välja rätt betongkvalitet för de olika byggnadsdelarna.

I ett traditionellt parkeringshus behövs utrymme för körbanor och parkering av bilar. Det behövs ett stycke in- och utfarter per 300 till 400 parkeringsplatser. Allmän praxis för planering av trafiken är att det ska vara möjligt att söka parkeringsplats utan att vara tvungen att backa. En bilplats kräver en bredd på 2,5 – 2,7 m och en längd på 5 m. Körbanans bredd varierar mellan 4 – 7,5 m beroende på om körbanan är enkel- eller dubbelfilig samt om parkeringsrutorna är placerade vinkelrätt mot körbanan eller i till exempel 45° vinkel i förhållande till körbanan, se figur 2. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.2-3).



**Figur 2. Utrymmesbehov för parkeringsrutor och körbanor i parkeringshus. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.2-4).**

För att parkeringshusen ska vara så användarvänliga som möjligt bör placeringen av bärande pelare noggrant övervägas. Pelare borde i första hand placeras mellan olika rader av parkeringsrutor, se figur 3. Frihöjden i parkeringshus ska vara minst 2,2 m. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.2-3).



Kuva 4. Esimerkkejä pilareiden sijoituksesta. Suorakulmainen pysäköinti. Mittakaava 1:500.

Figur 3. Exempel på placering av pelare i parkeringshus. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.5).

### 3.2 Mekaniska parkeringshus

Mekaniska parkeringshus är anläggningar där föraren inte själv sköter parkerandet av bilen. Bilen körs in i ett avskilt utrymme där bilen parkeras på en platta varefter föraren identifierar sig och avlägsnar sig från utrymmet. Efter att föraren avlägsnat sig sköts parkeringen automatiskt genom att plattan bilen står på förflyttar sig till en ledig parkeringsruta. I ett mekaniskt parkeringshus behövs således inte körfiler eller ramper för att förflytta bilar, se figur 4. Bilarna förflyttas mellan våningarna med hjälp av en hiss och i våningarna förflyttas bilarna på skenor. I ett mekaniskt parkeringshus kommer det således inte avgaser från fordon.



Figur 4. Exempel på mekaniskt parkeringshus. (RT 98-11237 Pysäköintlaitokset, s.15).

## **4 Betongkonstruktioner**

I detta kapitel behandlas de grundläggande val som bör göras för att uppfylla kraven på betongkonstruktioner, med avseende på hållbarhet, enligt finska betongnormer. Dessa val är konsekvensklass, planerad livslängd, exponeringsklass, armeringens täckskikt samt betongens hållfasthetsklass.

### **4.1 Konsekvensklasser**

Byggnader delas in i konsekvensklasser enligt byggnadens storlek och användningsändamål samt enligt de ekonomiska konsekvenserna och konsekvenserna av förlorande av människoliv i fall av en byggnads eller byggnadsdels kollaps. Konsekvensklasserna delas in i tre huvudkategorier, CC1, CC2 och CC3. Hur de olika konsekvensklasserna definieras kan avläsas från tabell 1.

Tabell 1. Definition av konsekvensklasser för en byggnad.

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel som gäller byggnader och konstruktioner
CC3	<b>Stora</b> konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller mycket stora</i> 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 betydande</i> 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 eller <i>små eller obetydliga</i> 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.

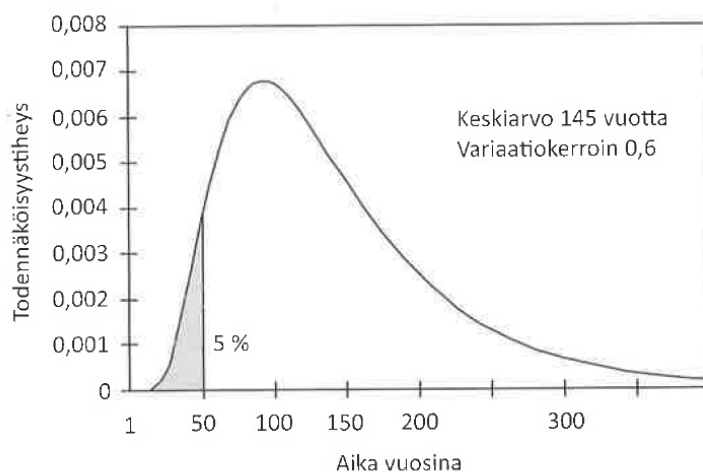
<sup>3)</sup> som tillfällig vistelse räknas dagliga besök i byggnaden, men inte någon längre vistelse i den.

(Finlands byggbestämmelsesamling, Konstruktioners hållfasthet och stabilitet, Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner, 2016, s.19).

## 4.2 Planerad livslängd

Vid dimensionering av betongkonstruktioner bör byggnadens planerade livslängd bestämmas. En betongkonstruktion ska hålla hela sin planerade livslängd utan omfattande reparationer, förutsatt att normalt underhåll sköts regelbundet. Enligt Miljöministeriets förordning (477/2014) om bärande konstruktioner ska en permanent byggnads planerade

livslängd vara minst 50 år och för betydande värdebyggnader minst 100 år. Den planerade livslängden uppskattas till 95 % säkerhet enligt en lognormalfördelning, se figur 5. I praktiken kan 5 % av konstruktionerna skadas före 50 års ålder medan cirka hälften håller i 150 år och de mest långlivade klarar hela 300 år. I en byggnad kan den planerade livslängden variera för olika byggnadsdelar, en allmän anvisning är dock att ju svårare det är att reparera en konstruktion, desto längre planerad livslängd lönar det sig att använda. Som exempel kan till exempel en byggnads grundläggning ha en planerad livslängd på 100 år fast resten av byggnaden har en planerad livslängd på 50 år. Den planerade livslängden inverkar på valet av minimi hållfasthetsklass för betongen samt armeringens täcksikt. (By 65, 2016, s.15, Finlands författningssamling 477/2014).



**Figur 5. Uppskattning av livslängden för en byggnad. (BY65, 2016, s.15).**

### 4.3 Exponeringsklasser

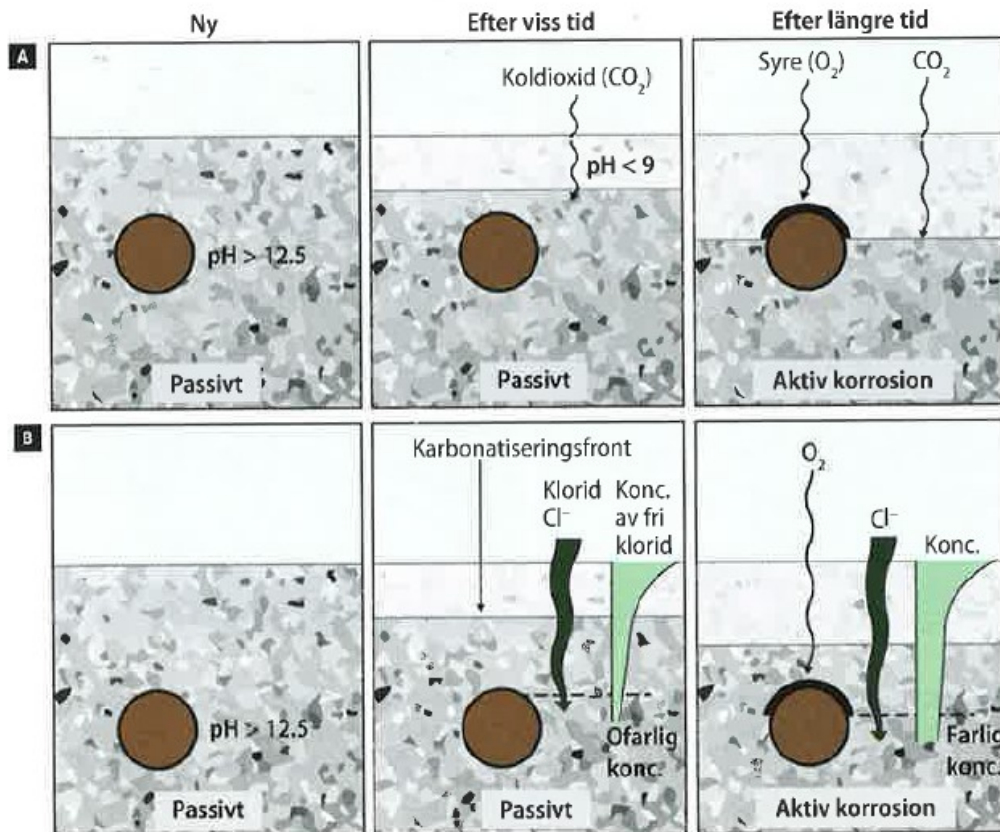
En byggnads konstruktioner delas in i olika exponeringsklasser med avseende på olika nedbrytningsmekanismer på betong och armering i olika miljöer. Konstruktören bestämmer skilt för varje byggnadsdel vilka exponeringsklasser som bör beaktas. En konstruktion kan tillhöra flera exponeringsklasser. De valda exponeringsklasserna påverkar valet av betongens hållfasthetsklass samt armeringens täcksikt.

Huvudexponeringsklasserna är följande: X0, XC, XD, XS, XF och XA. Huvudexponeringsklasserna delas ännu in i underklasser, förutom exponeringsklass X0.

Exponeringsklass X0 används för konstruktioner utan risk för korrosion på armeringen eller angrepp på betongen. I praktiken kan exponeringsklass X0 användas för oarmerade konstruktioner eller armerade konstruktioner som är i mycket torra utrymmen.

Exponeringsklass XC används för konstruktioner där risk för korrosion på armeringen föreligger på grund av karbonatisering av betongen. Karbonatisering av betongen sker när koldioxid i luften reagerar med i huvudsak kalciimhydroxid som finns i betongen, vilket leder till att betongens pH-värde sjunker. Armeringen i en betongkonstruktion skyddas mot korrosion tack vare att betongen är starkt basisk. PH- värdet i frisk betong ligger runt 13-14. När betongen karbonatiseras försvinner detta naturliga kemiska skydd och risk för korrosion på armeringen uppstår. Karbonatiseringen startar från betongens yta och tränger med tiden djupare in i betongen, se figur 6. Karbonatiseringshastigheten beror i hög grad på de omgivande fuktförhållandena. För att stoppa karbonatiseringsförloppet bör relativa fuktigheten vara under 30 % eller betongen bör ligga under vatten. För att undvika korrosion på armeringen under byggnadsdelens planerade livslängd bör ett tillräckligt tjockt täcksikt samt betong med rätt egenskaper i förhållande till fuktförhållandena användas. Exponeringsklass XC tas i beaktande i dimensioneringen av alla betongkonstruktioner, förutom konstruktioner som tillhör exponeringsklass X0. (Burström & Nilvér, 2019).





Figur 12.45 Olika stadier i karbonatiseringsprocessen. A) Korrosion orsakad av karbonatisering. B) Korrosion orsakad av kloridinträngning (Fagerlund 1992).

Figur 6. Korrosion förorsakad av karbonatisering och kloridintrång. (Burström & Nilvér, 2019).

Exponeringsklass XC delas in i fyra klasser beroende på omgivande fuktförhållanden. Dessa klasser är XC1, XC2 XC3 och XC4. (By 65, 2016, s.16).

Exponeringsklass XC1 används för byggnadsdelar som är konstant torra eller konstant våta. I praktiken används exponeringsklass XC1 för byggnadsdelar som finns inomhus i varma och torra utrymmen eller för konstruktioner som är permanent under vatten. Inre skalet av ett så kallat sandwich-element av betong är ett typiskt exempel på en konstruktion i exponeringsklass XC1. (By 65, 2016, s.16).

Exponeringsklass XC2 används för byggnadsdelar som är i fuktiga förhållanden, som ytterst sällan torkar upp. Hit hör vanligtvis grundkonstruktioner som är i sin helhet under mark. (By 65, 2016,s.16).

Exponeringsklass XC3 används för byggnadsdelar är i relativt fuktiga förhållanden. Hit hör konstruktioner som är inomhus i hög relativ fuktighet, konstruktioner utomhus som är helt

eller delvis skyddade mot regn. Vågräta konstruktioner ska vara helt skyddade mot regn medan lodräta konstruktioner endast behöver vara delvist skyddade mot regn. Fasader är ett typiskt exempel på lodräta konstruktioner som är delvis skyddade mot regn. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XC4 används för byggnadsdelar som periodvis är våta och periodvis torra. Till exponeringsklass XC4 hör alla konstruktioner som kommer i kontakt med vatten och inte hör till exponeringsklass XC2. I övrigt hör till exempel plattor utomhus som inte är täckta, fasader som utsätts för regn och socklar till exponeringsklass XC4. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XD används för byggnadsdelar som kan utsättas för korrosion av andra klorider än klorider från havsvatten. Exponeringsklass XD delas in i tre klasser beroende på kloridbelastning. Dessa klasser är XD1, XD2 och XD3. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XD1 används för byggnadsdelar i relativt fuktiga förhållanden, där klorider transporteras med luften. Exempel på konstruktioner som hör till exponeringsklass XD1 är till exempel konstruktioner i simhallar som inte är i kontakt med vatten och bullerskydd vid vägar. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XD2 används för byggnadsdelar i fuktiga förhållanden där det sällan är torrt. Exempel på konstruktioner som hör till exponeringsklass XD2 är till exempel simbassänger och betong som belastas av klorider från industrivatten. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XD3 används för byggnadsdelar som periodvis är våta och periodvis torra och belastas av salter från halkbekämpning. Exempel på konstruktioner som hör till exponeringsklass XD3 är till exempel parkeringshus, uppvärmda garage och broar. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XS används för byggnadsdelar som kan utsättas för korrosion av salt från havsvatten. Exponeringsklass XS delas in i tre klasser beroende på saltbelastning. Dessa klasser är XS1, XS2 och XS3. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XS1 används för byggnadsdelar där salt transporteras med luften, men är konstruktionen är inte i direkt kontakt med havsvatten. Exempel på konstruktioner som hör till exponeringsklass XS1 är konstruktioner vid öppet hav. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XS2 används för byggnadsdelar som är permanent under havsvatten. Hit hör till exempel brofundament som är under vatten. (By 65, 2016, s.17).

Exponeringsklass XS3 används för byggnadsdelar som ligger vid vattenytan samt för konstruktioner som utsätts för salt från vatten som stänker mot konstruktionen. Hit hör till exempel bropelare som är delvis under havsvatten och delvis ovanför havsvatten. (By 65, 2016, s.17).

#### 4.4 Täcksikt

En armerad betongkonstruktion bör ha ett tillräckligt täcksikt för att skydda armeringen mot korrosion under konstruktionens hela planerande livslängd. Täcksiktet bestäms utgående från konstruktionens exponeringsklass samt planerad livslängd. Täcksiktet är avståndet från betongens yta till ytan på armeringen som är närmast betongens yta. Vid bestämmande av täcksikt tas byglar och eventuell monteringsarmering även i beaktande. Eftersom en konstruktion kan ha flera exponeringsklasser bör täcksiktet kollas för samtliga exponeringsklasser och konstruktionen dimensioneras och utförs enligt det största täcksiktet. (By 65, 2016, s.21-23).

Det nominella täcksiktet  $c_{nom}$  beräknas som summan av täcksiktets minimivärde  $c_{min}$  och måttavvikelsen  $\Delta c_{dev}$ . Vid dimensioneringen av konstruktionen används värdet för det nominella täcksiktet  $c_{nom}$  för att bestämma konstruktionens effektiva höjd. För tillverkning av konstruktionen tas även den tillåtna måttavvikelsen i beaktande. Den tillåtna måttavvikelsen är vanligtvis 10 mm. Vid en eventuell granskning av täcksiktet i en färdig konstruktion måste värdet för det nominella täcksiktet  $c_{nom}$  uppfyllas. I praktiken betyder detta att om den tillåtna måttavvikelsen är 10 mm, så får täcksiktet i en färdig konstruktion vara max 10 mm större än det nominella täcksiktet  $c_{nom}$ . För att uppfylla kravet om täcksikt krävs ett noggrant utförande där rätt storleks och tillräckligt antal distansklossar används. Vid elementtillverkning kan eventuellt en mindre måttavvikelse än 10 mm användas om elementtillverkarens kvalitetssäkring medger detta. Mindre måttavvikelse än 5 mm får inte användas. (By 65, 2016, s.21-23).

Täcksiktets minimivärde  $c_{min}$  bör vara så stort att:

- vidhäftning mellan armering och betong säkerställs

- täcksiktet skyddar armeringen mot korrosion
- tillräckligt skydd vid eventuell brandsituation erhålls

För att erhålla tillräcklig vidhäftning mellan betong och armering bör täcksiktet vara minst lika tjockt som armeringen som ska förankras eller om armeringen har buntats ihop till knippen bör täcksiktet vara lika tjockt som knippets ekvivalenta diameter.

Ballastens storlek kan även påverka täcksiktets tjocklek. Om ballast av större diameter än 32 mm används så bör värdet för täcksiktets minimitjocklek ökas med 5 mm.

När konstruktionens planerade livslängd är 50 eller 100 år kan täcksiktets minimivärde avläsas ur till exempel tabell 2.3 i Betoninormit 2016, se tabell 2. Från värdena i tabell 2.3 i Betoninormit 2016 får ett avdrag på 5 mm göras om betongens hållfasthetsklass höjs med minst 10 MN/m<sup>2</sup>. Avdraget får inte göras i exponeringsklasserna X0 och XC1. (By 65, 2016, s.21-23).

**Tabell 2. Minimivärde för täcksikt beroende på exponeringsklass och planerad livslängd.**

**Taulukko 2.3. Betonipeitteen vähimmäisarvo  $c_{min,dur}$  (nimellisarvo - sallittu mittapoikkeama) säilyvyyden suhteen eri rasitusluokissa. Vaatimukset eivät koske XC-rasitusluokissa B600KX raudoitusta. Taulukon arvoista voidaan poiketa käytettäessä liitteen 3 mukaista laskennallista mitoitus.**

Rasitusluokka	Betonipeitteen vähimmäisarvo 50 vuoden käyttöiälle [mm]		Betonipeitteen vähimmäisarvo 100 vuoden käyttöiälle [mm]	
	Betoniteräs	Jänneteräs	Betonirauditus	Jänneteräs
X0	10	10	10	10
XC1	10	20	10	20
XC2	20	30	25	35
XC3, XC4	25	35	30	40
XS1, XD1	30	40	35	45
XS2, XD2	35	45	40	50
XS3, XD3	40	50	45	55

(By 65, 2016, s.22).

Täcksiktets nominella värde  $c_{nom}$  beräknas enligt ekvation 2.1 eller ekvation 2.2 i Betoninormit 2016. Om betongen gjuts mot form, isolering eller utjämningsbetong används ekvation 2.1 och om betongen gjuts mot mark används ekvation 2.2.

Ekvation 2.1:  $c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}$

Ekvation 2.2:  $c_{nom} = c_{min} + (\Delta c_{dev})$

Värdena för  $\Delta c_{dev}$  hittas i tabell 2.4 i Betoninormit 2016, se tabell 3. Vid gjutning under vatten bör täcksiktet alltid vara minst 50 mm. (By 65, 2016, s.21-23).

**Tabell 3.  $\Delta c_{dev}$ -värde vid gjutning mot mark.**

**Taulukko 2.4.**  $\Delta c_{dev}$  suositeltava arvo maata vasten valettaessa rasisluokan ollessa XC2 ja suunnittelukäyttöään 50 vuotta.

Alustan laatu	$\Delta c_{dev}$
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet	20 mm
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet (esim. paalulaatta)	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet (esim. paalulaatta)	40 mm

(By 65, 2016, s.23).

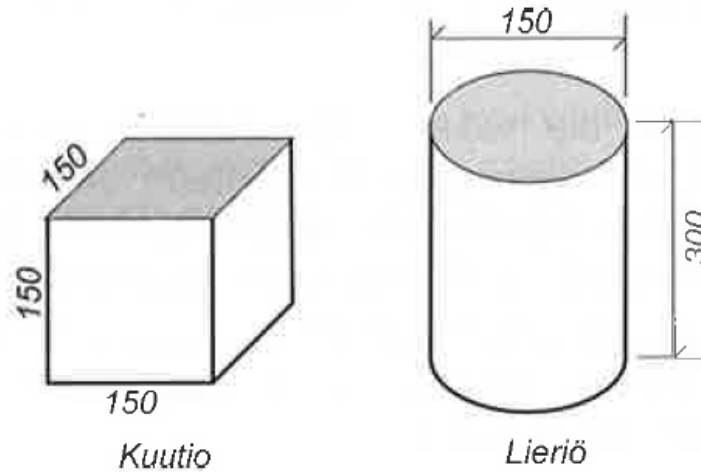
## 4.5 Hållfasthetsklasser

Betongen delas in i olika hållfasthetsklasser enligt betongens tryckkapacitet. Betong har en hög tryckkapacitet medan dragkapaciteten är endast en bråkdel av tryckkapaciteten. Vanliga hållfasthetsklasser för betong i Finland är bland annat:

- C25/30
- C30/37
- C35/45
- C 40/50

I värdena för hållfasthetsklasserna står det första värdet för den karakteristiska tryckhållfastheten för en cylinder med höjden 300 mm och diametern 150 mm. Det andra

värdet står för tryckhållfastheten för en kub med sidan 150 mm, se figur 7. Enheten för tryckhållfastheten anges i  $\text{MN/m}^2$ . För cylinderns tryckhållfasthet används beteckningen  $f_{ck}$  och för kubens tryckhållfasthet används beteckningen  $f_{ck,cube}$ . Förhållandet mellan  $f_{ck}$  och  $f_{ck,cube}$  ligger vanligtvis runt 0,8 - 0,85. Vid dimensionering av betongkonstruktioner används i merparten av beräkningarna värdet för cylinderhållfasthet. (Leskelä, 2008, s.33).



Figur 7. Provkubens och -cylinderns mått. (Leskelä, 2005, s.29).

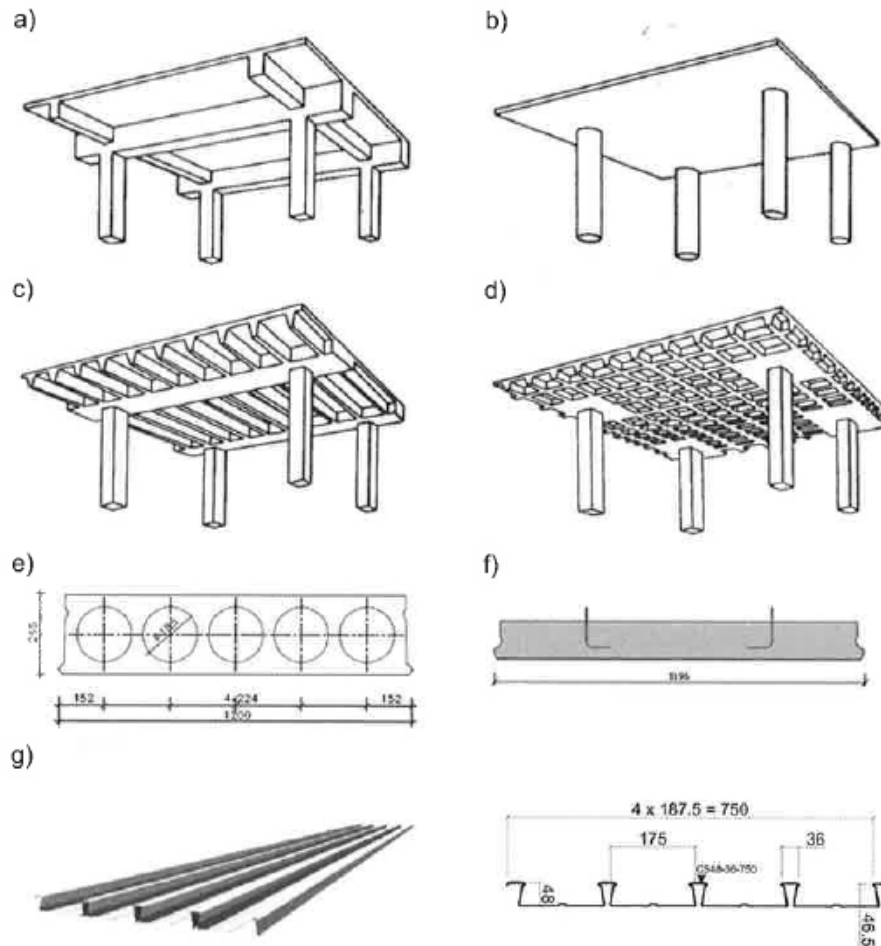
Betongens övriga hållfasthetsegenskaper beräknas utgående från betongens tryckkapacitet. (Leskelä, 2008, s.33).

## 5 Stomkonstruktioner

Med stomkonstruktioner avses en byggnads bärande- samt förstyvande konstruktioner. Bärande konstruktioner är till exempel fundament, pelare, väggar och balkar, i praktiken alla konstruktioner som för byggnadens laster till marken. I detta examensarbete är fokus på bärande bjälklag, därför presenteras endast olika alternativ som kan användas för att bygga bärande bjälklag av betongkonstruktioner.

### 5.1 Bärande plattor

Bärande plattor är horisontella konstruktioner som till exempel mellanbjälklag och undre- och övre bjälklag. Bärande plattors uppgift är att föra laster från plattan vidare till plattans upplag. Upplagen är vanligtvis väggar, balkar eller pelare. Bärande plattor spelar också vanligtvis en väsentlig roll i dimensioneringen av en byggnads helhetsstabilitet. Vanliga typer av bärande plattor är till exempel massiva plattor, håldäck, skalplattor, samverkansplattor samt TT-plattor, se figur 8. (Nykyri, 2015b, s.7).



Kuva 1/6. Erilaisia laattatyyppejä /6/ .  
 a) massiivilaatta, palkkituennalla, tuet voisivat olla myös seiiniä,  
 b) massiivilaatta pilarilaattana,  
 c) ripalaatta,  
 d) arinalaatta (kuppilaatta),  
 e) ontelolaatta poikkileikkaus,  
 f) kuorilaatta,  
 g) liittolaatan teräsosa

Figur 8. Olika slags bärande plattor. (Nykyri, 2015b, s.8).

### 5.1.1 Massiva plattor

Massiva plattor är platsgjutna armerade betongplattor. Plattorna är vanligtvis jämntjocka. Konstruktionen definieras som platta när sidomåtten ( $L_x$  och  $L_y$ ) är märkbart större än plattans tjocklek. Plattorna kan vara bärande i ett led eller korsbärande. (Nykyri, 2015b, s.9).

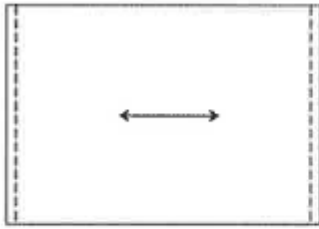
Plattor som bär i ett led kallas enkelspända plattor (Almssad, 2015, s.308). I enkelspända plattor förs lasten från plattan till stöden endast i plattans bärande riktning. För att skilja



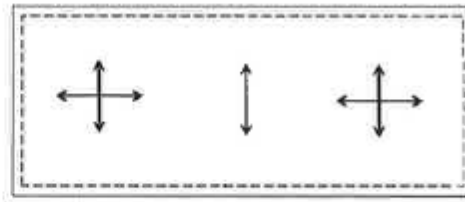
på enkelspända plattor och balkar finns enligt Eurokod ett gränsvärde på förhållandet mellan plattans höjd ( $h$ ) och bredd ( $b$ ). Om förhållandet  $b/h \geq 5$  klassas konstruktionen som en platta. (Nykyri, 2015b, s.9).

Korsbärande plattor fördelar lasterna från plattan till upplagen i både plattans bredd- och längdriktning, se figur 9. Plattans kortare led tar mer av lasterna och är således plattans huvudbärriktning. Om förhållandet mellan plattans längd och bredd är större än två, så bildas i mitten av plattans kortare led ett område som bär endast i en riktning. (Nykyri, 2015b, s.9).

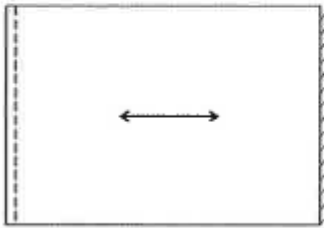
a) yhteen suuntaan kantava



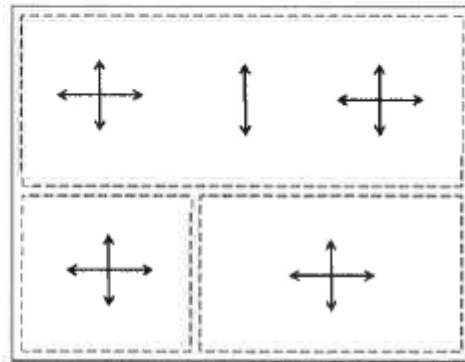
e) pitkä laatta



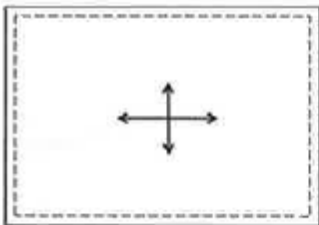
b) jäykkä kiinnitys



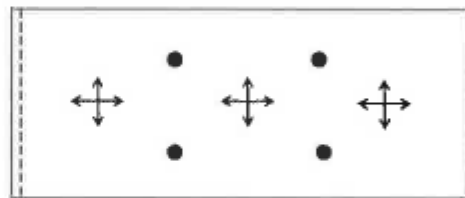
f) monikenttäinen jatkuva



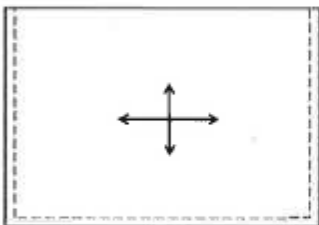
c) ristiin kantava



g) pilarilaatta



d) vapaa reuna



Tukien merkintätavat

	Vapaa reuna
	Vapaasti tuettu reuna
	Jäykkä kiinnitys
	Pilari

Kuorman  
siirtymissuunta

Kuva 2/6. Laatan toimintasuunnat.

Figur 9. Princip för hur laster fördelas till upplag beroende på typ av upplag och anslutning. (Nykyri, 2015b, s.10).

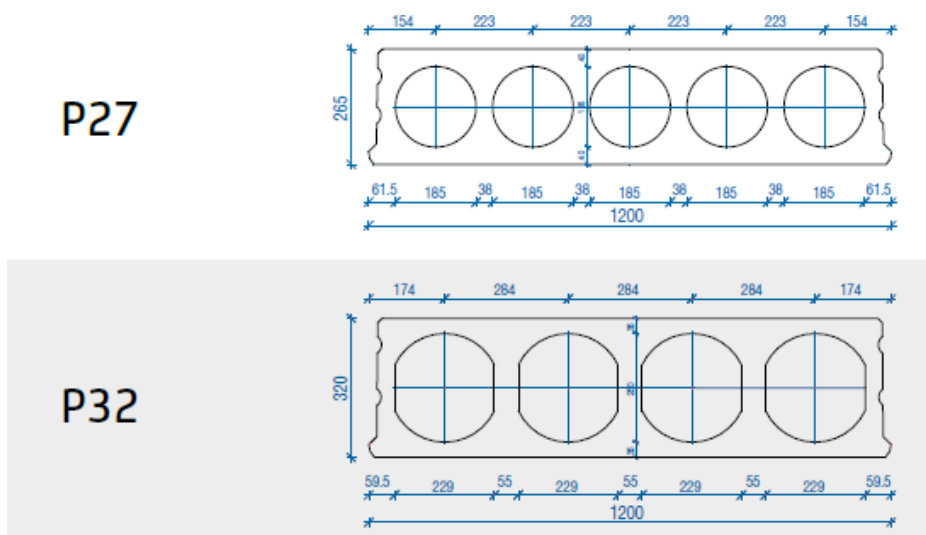
Vid dimensionering av massiva plattor i bostadshus bestäms plattans tjocklek av följande krav:

- Ljudisolering
- Brandsektionering
- Nedböjning
- Böjhållfasthet.

För att uppfylla ljudisoleringskraven mellan olika lägenheter krävs vanligtvis en minst 260 mm tjock platta. Brandsektionering är sällan kritisk då det kommer till plattans tjocklek. Böjhållfastheten är ej heller vanligtvis kritisk när det kommer till dimensioneringen av plattan. Skjuvkapaciteten är vanligtvis inte kritiskt när plattans upplag är så kallade linjestöd som väggar och balkar. Nedböjningen bör granskas att den hålls inom givna ramar för Eurokod. För så kallade pelarplattor, där plattans upplag är pelare, vilket leder till att stora laster koncentreras till en relativt liten yta kan genomstansning vara begränsande för plattans tjocklek. Genomstansningskapaciteten kan förbättras med hjälp av armering. (Nykyri, 2015b, s.9).

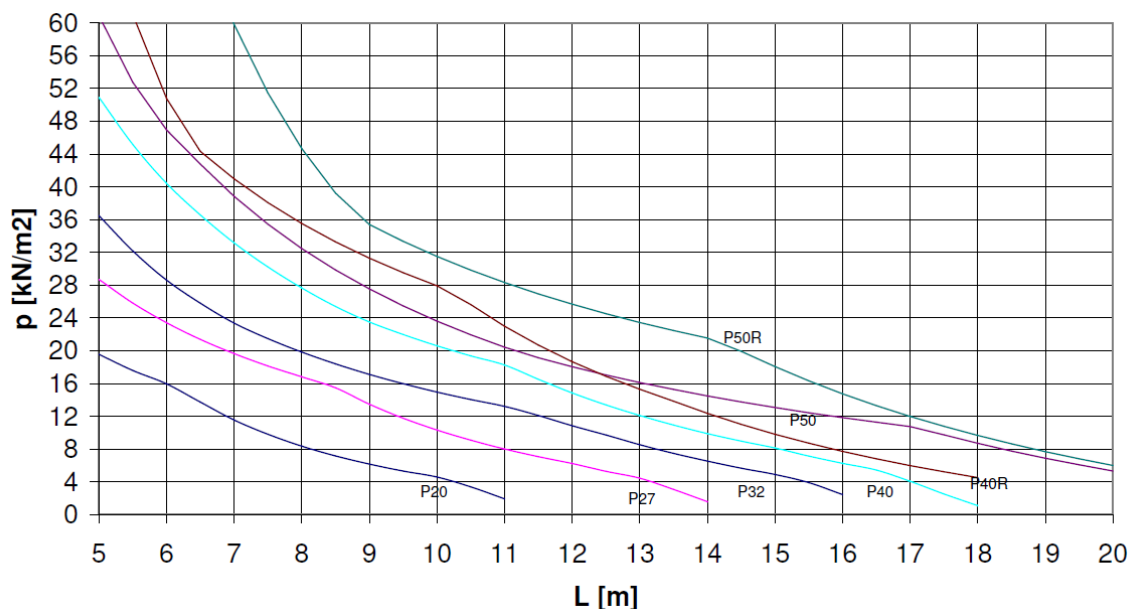
### **5.1.2 Hålbjälklagsplattor**

Hålbjälklagsplattor är 1200 mm breda förspända element som tillverkas genom glidgjutning till och med 100 m långa element. Efter gjutningen sågas plattorna till önskad längd. Plattorna kan också sågas i längsgående riktning om det finns behov för smalare plattor än 1200 mm. Om plattan sågas i längsgående riktning bör sågningen ske i ett av plattans hålrum. Hålbjälklagsplattor kan tillverkas vanligtvis i följande höjder: 175 mm, 200 mm, 265 mm, 320 mm, 370 mm, 400 mm och 500 mm. Hålbjälklagsplattor har längsgående hålrum genom hela plattan, se figur 10. Hålrummens utformning och antal varierar beroende på plattans höjd. (Parma suunnitteluohe, 2018).



Figur 10. Mått på Parma Oy:s 265 mm och 320 mm plattor. (Parma suunnitteluohje, 2018).

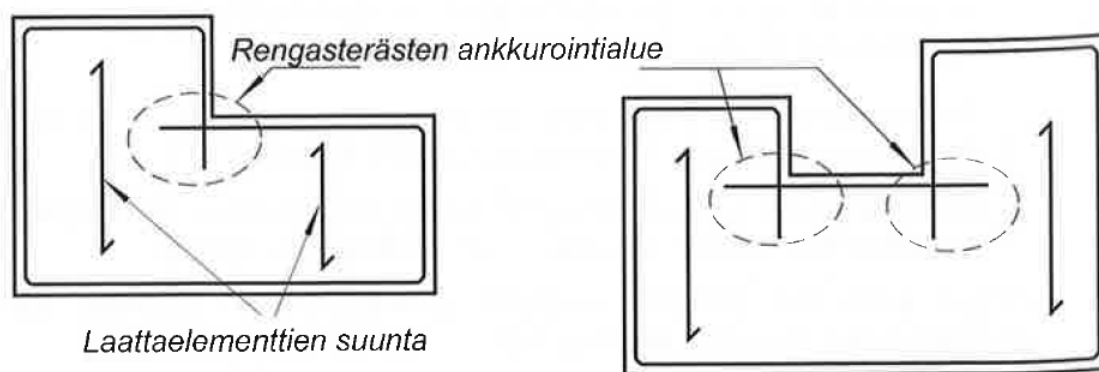
Hålbjälklag dimensioneras skilt för varje projekt. I dimensioneringen bör lasterna på bjälklaget tas i beaktande samt eventuella håltagningar som kan försvaga enskilda plattors kapacitet. Beroende på last och plattans tjocklek så kan spännvidder upp till ca 20 m uppnås, se figur 11.



Figur 11. Graf över kapaciteter för hålbjälklag. (Parma suunnitteluohje, 2018).

Vid dimensionering av håldäck bör förutom kapaciteten för den enskilda plattan även kapaciteten för hela bjälklaget beaktas så att skivverkan kan uppstå i bjälklaget. De horisontella lasterna som belastar byggnaden fördelas via bjälklagen till de stabiliserande

byggnadsdelarna. Eftersom håldäcket är byggt av element med fogar på 1,2 m delning bör skivverkan i bjälklaget säkras med ringarmering runt håldäcket. Vid eventuella innerhörn i bjälklaget bör förankringen av ringarmeringen beaktas extra noga. Förankringen av ringarmeringen i innerhörn bör i praktiken ske genom att förankra armeringen in i hålbjälklagsplattans hålrum, se figur 12. Även ett armerat platsgjutet betongskikt med en minimitjocklek på minst 40 mm hjälper till att förverkliga skivverkan i ett bjälklag, men skivverkan är möjligt att uppnå utan ett armerat betongskikt på håldäcket. (Leskelä, 2006, s.544-545).



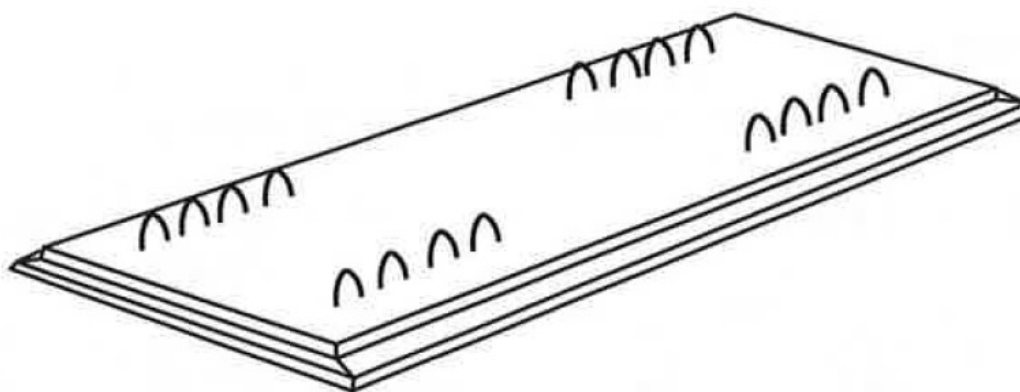
Figur 12. Förankring av ringarmering. (Leskelä, 2005, s.544).

Ett armerat betongskikt kan vara nödvändigt om det finns behov av att öka bjälklagets styvhet eller om bjälklaget belastas av stora laster som är koncentrerade till små ytor som till exempel laster från förvaringshyllor i förråd eller fordonslaster. Ett armerat betongskikt kan också vara nödvändigt för att jämna ut tandningar mellan plattorna. Tandningar kan uppstå, speciellt i långa plattor, på grund av stor förspänning. (Leskelä, 2006, s.544-545).

### 5.1.3 Massiva samverkansplattor

Massiva samverkansplattor, i Finland även kända som skalplattor, är förspända 1200 mm breda element som efter montering gjuts till färdig höjd. Efter gjutning fungerar plattan som en massiva förspänd platta. Samverkansplattor fungerar som enkelspända plattor.

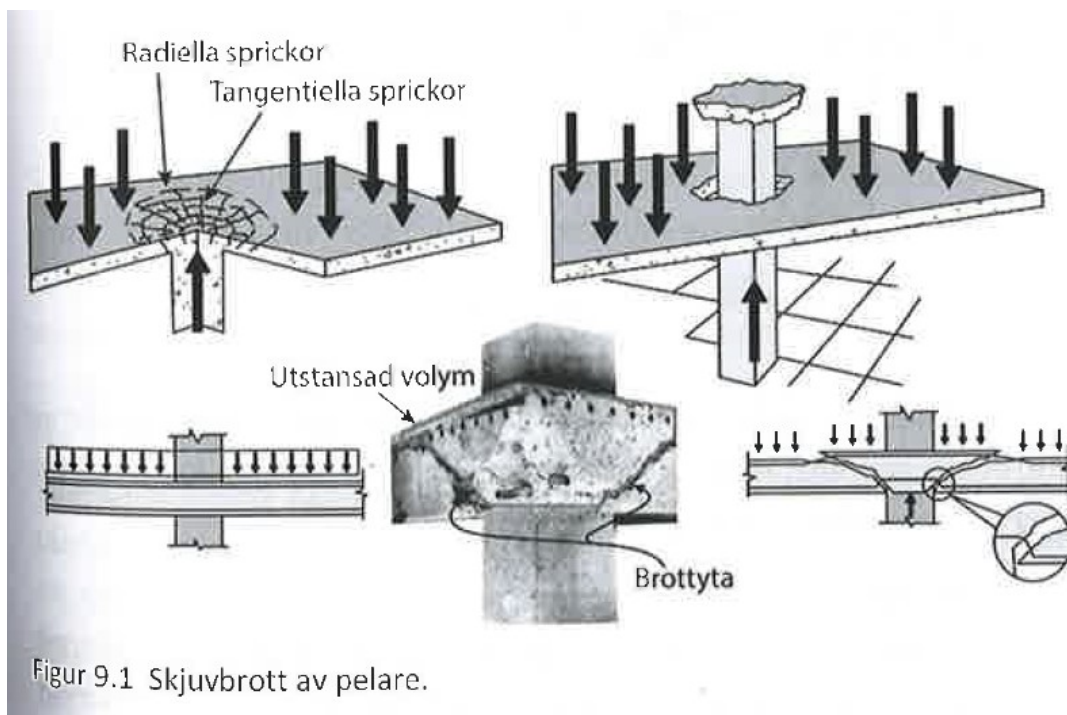
Vanliga höjder på plattelementen är 100 mm, 120 mm och 150 mm (Parma kuorilaatostot, 2016). Även andra höjder kan förekomma. En fördel med samverkansplattor jämfört med massiva platsgjutna betongplattor är att plattan fungerar som form för gjutningen. Samverkansplattornas maximala spännvidder är kortare än håldäckens. Figur 13 visar en bild på en skalplatta. (Leskelä, 2006, s.551).



**Figur 13.** Bild på en skalplatta. (Leskelä, 2006, s.704).

## 5.2 Genomstansning

Vid dimensionering av bärande betongkonstruktioner bör genomstansning tas i beaktande om stora laster koncentreras till små områden. Vid genomstansning lösgörs en konformig del av betongkonstruktionen, armeringen lossnar från betongen och den horisontella konstruktionen kollapsar. Speciellt vid dimensionering av pelarplattor, grundplattor och fundament kan genomstansning vara en begränsande faktor. Risk för genomstansning uppstår då skjuvspänningen i betongen överskrider skjuvkapaciteten, se figur 14. (Almssad, 2015, s.357).



Figur 9.1 Skjuvbrott av pelare.

Figur 14. Genomstansning i platta. (Almssad, 2015, s.357).

Genomstansning i pelarplattor framskrider vanligtvis från böjsprickor vid pelarens rot. Via inverkan av böjarmeringen uppstår sprickor längre bort från pelaren, dessa sprickor söker sig mot tryckzonen i anslutningen mellan pelaren och plattans under kant. Via böjarmeringen uppstår ännu mer sprickbildning i plattans övre kant. Via sprickbildningen uppstår en konformig del i plattan som stansas löst från plattan. Om genomstansning sker vid en pelare är risken stor att det uppstår en kedjereaktion när lasterna från den genomstansade pelaren fördelas till närliggande pelare och mes stor sannolikhet förorsakar genomstansning även i de närliggande pelarna. (Nykyri, 2015b, s.64).

För att öka kapaciteten mot genomstansning kan plattans tjocklek ökas eller armering som ökar skjuvkapaciteten användas. Genom att öka på betongens hållfasthetsklass kan även genomstansningskapaciteten ökas. Att öka på plattans tjocklek kan genomföras genom att öka på hela plattans tjocklek eller enbart öka plattans tjocklek vid pelarna. En ökning av plattans tjocklek vid pelarna kan göras genom att gjuta en förstärkning i form av en kon eller en rektangelformad förstärkning, se figur 16. (Almssad, 2015, s.357).

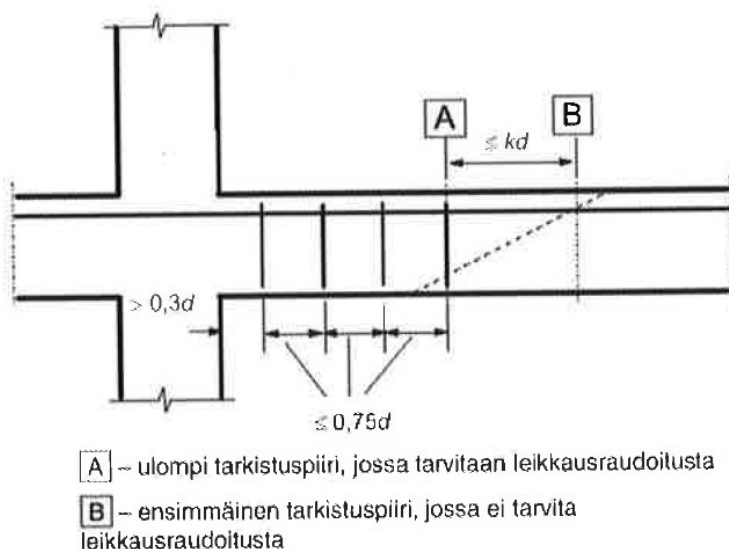
Armeringen i plattan inverkar på följande sätt:

- Armeringen i plattans övre kant begränsar sprickbildningen och höjer således kapaciteten mot genomstansning. Ökningen av kapaciteten är dock inte så stor eftersom täcksiktet spjälks löst och armeringen lossnar.
- Armeringen i plattans undre kant kan förhindra att plattan kollapsar, förutsatt att armeringen är tillräckligt förankrad vid stödet eller kontinuerlig.
- Skjuvarmering ökar plattans genomstansningskapacitet genom att begränsa skjuvsprickorna och föra lasten till pelaren. (Nykyri, 2015b, s.64)

Som armering som ökar plattans skjuvkapacitet kan byglar av kamstål användas. Dimensioneringen av byglarna sker enligt anvisningar i Eurokod 2 och den nationella bilagan. På marknaden finns även färdiga produkter som kan användas, till exempel Peikko Oy tillverkar genomstansningsarmering av kamstål med stansade ändor, så kallade dubbelstuds, se figur 15.

Vid dimensionering mot genomstansning enligt Eurokod används ett avstånd på två gånger plattans effektiva tjocklek ( $2d$ ), från stödets kant för att bestämma belastningsarean. Avståndet  $2d$  från pelarens kallas för grundkontrollsnitt. För grundkontrollsnittet används benämningen  $u_i$ . Vid dimensionering mot genomstansning granskas först skjuvkapaciteten vid grundkontrollsnittet. Om skjuvkapaciteten vid grundkontrollsnittet är tillräcklig för att uppta skjuvspänningen kan konstruktionen utföras utan skjuvarmering. Om skjuvspänningen är större än skjuvkapaciteten vid grundkontrollsnittet, så bör avståndet från pelarens kant dit plattans skjuvkapacitet är tillräcklig för att uppta skjuvspänningen räknas ut. För avståndet från pelarens kant till stället där plattan skjuvkapacitet är tillräcklig används benämningen  $u_{out}$ . Om skjuvarmering krävs, så placeras armeringen i området mellan pelarens kant och  $u_{out}$ , se figur 15. (Almssad, 2015, s.359-361, (Nykyri, 2015b, s.64-67).

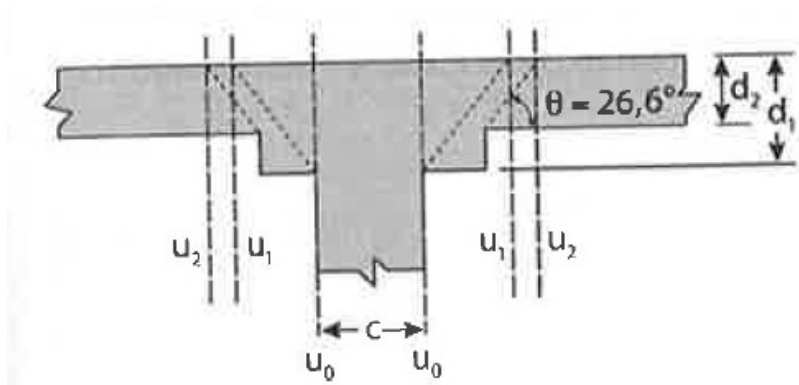




Figur 15. Kontrollsnitten vid granskning av genomstansning. (Nykyri, 2015b, s.72)

### 5.2.1 Pelarkapitäl

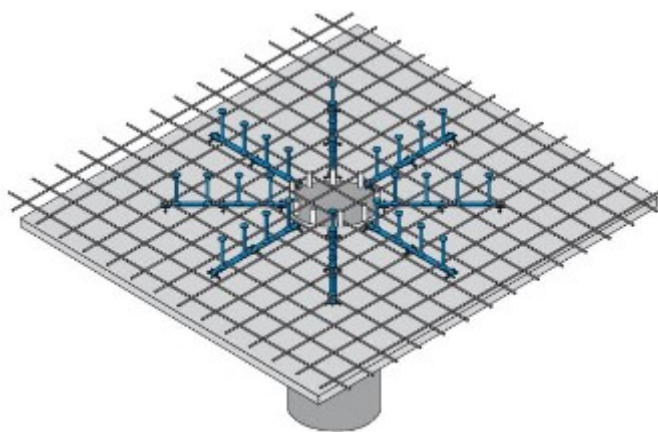
För att öka plattans skjuvkapacitet kan pelarkapitäl gjutas i ändan på pelaren. Pelarkapitälen kan vara konformade eller rektangulära. Pelarkapitälens funktion är att förlänga omkretsen för det kritiska tvärsnittet för genomstansning och på det viset öka genomstansningskapaciteten. Användningen av pelarkapitäl är ett till materialkostnaderna effektivt sätt för sätt att öka genomstansningskapaciteten, men pelarkapitälen förorsakar ett extra arbetsmoment i byggandet av gjutformarna och så minskar kapitälens frihöjden i utrymmet runt pelarna. Vid användningen av pelarkapitäl granskas skjuvkapaciteten vid avståndet  $2d$  från pelarens kant. Vid pelarkapitälet är plattans effektiva höjd  $d$  högre än resten av plattan vilket ger ett större belastningsområde och således en högre skjuvkapacitet. Skjuvkapaciteten bör också granskas vid pelarkapitälets kant för att försäkra att skjuvkapaciteten i plattan är tillräcklig. För att få ut maximal nytta av pelarkapitälet bör pelarkapitälet sträcka minst  $2d$  från pelarens kant, runt hela pelaren, enligt figur 16. Pelarkapitälens mått kan väljas fritt. (Almssad, 2015, s.361).



Figur 16. Kontrollsnitten vid granskning av genomstansning i platta med pelarkapital. (Almssad, 2015, s.361).

### 5.2.2 Peikko PSB-genomstansningsarmering

Peikko PSB-genomstansningsarmering dimensioneras skilt för varje projekt och levereras monteringsfärdigt med rätt antal dubbelstuds av rätt dimension monterade på en montageprofil, se figur 17. PSB-genomstansningsarmeringen är godkänd enligt Europeisk Teknisk Bedömning ETA-13/0151. ETA-godkännandet omfattar genomstansningsarmering av följande diametrar: 10, 12, 14, 16, 20 och 25 mm. PSB-armeringen är av armeringskvalitet B500B. Huvudets diameter på alla studs är 3x armeringskraftets diameter. Minimitjocklek för användning av PSB-genomstansningsarmering i ett bjälklag är 180 mm. (Peikko Oy, 2020).



Figur 17. Peikko PSB-genomstansningsarmering. (Peikko Oy, 2023).

Enligt Peikkos tekniska bruksanvisning för PSB-genomstansningsarmering kan ett bjälklag försett med PSB-armering utveckla en bärförmåga som är upp till 40 % större än motsvarande bjälklag försett med traditionell bygelarmering. PSB-armeringens funktion är att ta upp vertikal dragspänning som uppstår i betongkonstruktionen. Avgörande för att PSB-armeringen ska fungera är således dess dragkapacitet samt förankringskapacitet i betongen. PSB-armeringens dragkapacitet kan påverkas genom val av PSB-armeringens diameter. Förankringen i betongen förverkligas genom PSB-armeringens stansade ändor. (Peikko Oy, 2020).

### 5.2.3 UFO-genomstansningsförstärkning

En annan produkt för förstärkning mot genomstansning är UFO-genomstansningsförstärkning som tillverkas av Celsa Steelservice. UFO-genomstansningsförstärkning är en svampformad stålskiva som fungerar som en utvidgning av pelarens övre del, se figur 18.



Figur 18. UFO-genomstansningsförstärkning i bjälklag innan gjutning. (Celsa, 2022, s.1).

Dimensionering av betongkonstruktioner med UFO-genomstansningsförstärkning bör göras enligt Eurokod samt nationella bilagan. För dimensionering av konstruktioner innehållande UFO-genomstansningsförstärkning i Finland följs även Suomen Betoniyhdistys varmennettu käyttöseloste nro 144M1. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2022)

UFO-genomstansningsförstärkningen placeras mot gjutformen ovanpå pelaren och gjuts in i bjälklaget. Precis som Peikkos PSB-genomstansningsarmering blir UFO-genomstansningsförstärkningen helt ingömd i bjälklaget. UFO-

genomstansningsförstärkningen finns i två olika diametrar med olika tjocklekar. UFO550 är 550 mm i diameter och finns i tjocklekarna 3, 4 och 5 mm. UFO900 är 900 mm i diameter och finns i tjocklekarna 6, 7 och 8 mm. Suomen Betoniyhdistys varmennettu käyttöseloste nro 144M1 gäller endast användningen av UFO900/6 och UFO900/7.

### 5.3 Nedböjning

Med nedböjning avses deformation som uppkommer i en vågrät konstruktion under konstruktionens livslängd. Ett viktigt krav som ställs på konstruktioner är att nedböjningen, eller deformationer i allmänhet, inte får påverka konstruktionens funktion under dess planerade livslängd. För stor nedböjning kan av användarna av byggnaden anses besvärande. En märkbar nedböjning i en konstruktion kan också anses vara estetiskt störande. Nedböjning kan också förorsaka störningar i till exempel känsliga maskiner, instrument och konstruktioner. Som exempel kan nämnas tegelkonstruktioner murade på bjälklag, där det lätt kan uppstå sprickbildning i tegelväggen om bjälklaget böjs. (Almssad, 2015, s.278).

Beräkning av nedböjning i betongkonstruktioner är relativt komplicerat, detta beror på att flera olika faktorer påverkar nedböjningen. Faktorer som påverkar nedböjningen i betongkonstruktioner är bland annat följande:

- krympning på grund av uttorkning
- krypning under lång tid
- sprickbildning

Sprickbildningen i betongkonstruktioner påverkar tvärsnittets styvhet. Om betongen är i osprucket tillstånd har betongen hög styvhet och armeringens inverkan på styvheten är liten. Om betongen genom sprickbildning övergår till sprucket tvärsnitt minskar styvheten drastiskt och armeringens mängd och placering inverkar stort på tvärsnittets styvhet. (Almssad, 2015, s.278-279).

Med avseende på utseende och allmän användbarhet begränsas nedböjningarna till  $\frac{l}{250}$  under inverkan av långtidslast, där  $l$  står för konstruktionens spännvidd. Nedböjningen kan kompenseras genom en överhöjning i konstruktionen. En eventuell överhöjning

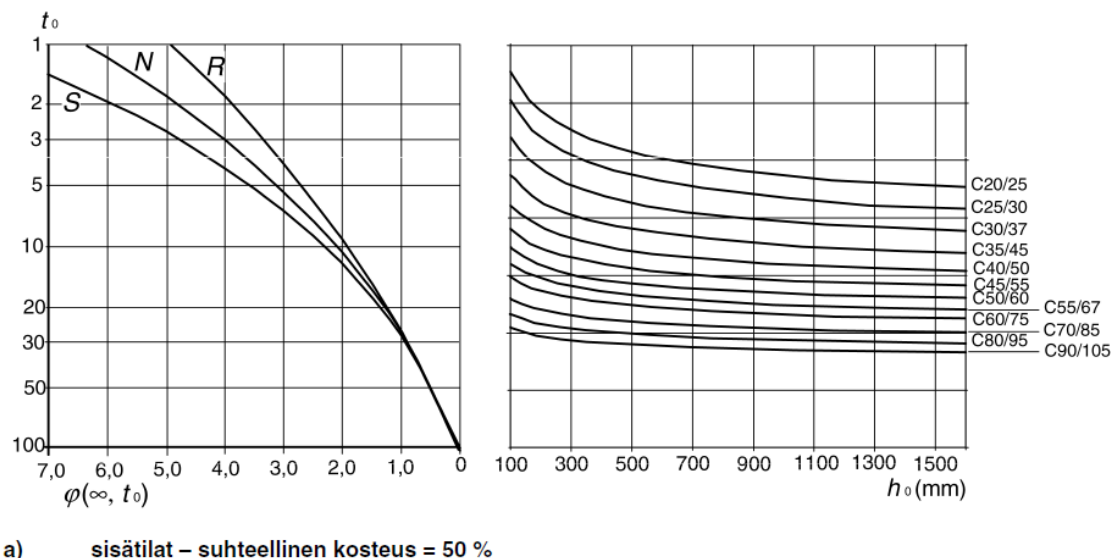
begränsas till  $\leq \frac{l}{250}$ . Om risk för skador på angränsande konstruktioner föreligger begränsas nedböjningen efter byggskedet till  $\frac{l}{500}$ . (Almssad, 2015, s.279).

Deformationer förorsakade av långtidslaster är ofta 3-4 gånger så stora som de initiala deformationerna. Vid beräkning av långtidsdeformationer bör effekterna av krympning och krypning tas i beaktande. (Olsson&Svensson, 2001, s.16).

### 5.3.1 Krypning

Krypning är en deformation som uppkommer under belastning under lång tid. Krypningen är beroende av spänningen i konstruktionen. Deformationen är plastisk, vilket betyder att konstruktionen inte återgår till sitt ursprungliga läge efter att lasten på konstruktionen avlägsnas. Saker som påverkar krypningen kan delas in i två grundläggande kategorier, betongens egenskaper och yttre faktorer. Faktorer i betongens egenskaper som påverkar krypningen är bland annat cementtyp, vattencementtal, ballastens egenskaper, tillsatsmedel, bearbetning och hydratationsgrad. Yttre faktorer som påverkar krypningen är bland annat belastningstid, belastningsstorlek, temperatur, luftfuktighet, konstruktionens utformning och karbonatisering. (Almssad, 2015, s.32-34).

Krypning beaktas i dimensionering av betongkonstruktioner genom användningen av ett så kallat kryptalet. Om stor noggrannhet inte krävs, kan kryptalet bestämmas med hjälp av grafen i figur 3.1 i SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, se figur 19. Ett villkor för att bestämma kryptalet enligt figur 19, är att betongen tryckspänning uppnår max  $0,45f_{ck}$  vid belastningstid  $t_0$ . Kryptalet erhållet ur figur 19 kan användas i dimensioneringen förutsatt att temperaturen hålls inom intervallet  $-40\text{ °C}$  till  $+40\text{ °C}$ . För att bestämma kryptalet bör följande saker vara kända: betongens hållfasthetsklass, cementtyp, tid då belastningen av konstruktionen inledes, ungefärlig relativ fuktighet i omgivningen samt tvärsnittets omvandlade tjocklek. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s.32-33).



Figur 19. Graf för bestämmande av kryptal. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s.32).

### 5.3.2 Krympning

Krympning är en egenskap som är beroende av tiden. Krympningen är inte beroende av spänningen i konstruktionen. Vid tillverkning av betong krävs vatten för att starta härdningsprocessen i cementen. När betongkonstruktionen är gjuten startar uttorkningsprocessen av betongkonstruktionen. När vattnet torkar ut från betongkonstruktionen sker en volymförändring i konstruktionen och betongen krymper. Uttorkningen av en betongkonstruktion startar från ytan, vilket förorsakar dragspänning i konstruktionens yta och tryckspänning i konstruktionens mitt, dessa kallas krympspänningar. I enkelspända konstruktioner resulterar krympningen vanligtvis en ökad nedböjning, medan i kontinuerliga konstruktioner ökar sprickbildningen vid mittstöden. Om betongkonstruktionen utsätts för fukt och börjar svälla sker även volymförändring i betongen och spänningar uppstår. Även temperaturförändringar kan ge upphov till krympspänningar i en betongkonstruktion. (Almssad, 2015, s.291; Leskelä, 2008, s.40-41)

Vid dimensioneringen av en betongkonstruktion kan konstruktionens beteende vid uttorkning påverkas till en viss grad. Om det är möjligt att konstruera konstruktionen så att fri krympning tillåts minskar risken för sprickbildning. Vid fri krympning hindras inte volymförändringen i betongkonstruktionen. Helt fri krympning är dock i praktiken svår att uppnå. En betongkonstruktion består vanligtvis av betong och armering, eftersom dessa

material har olika krympeegenskaper förhindras betongens krympning. Förhindrad krympning ger vanligtvis upphov till sprickbildning. Sprickbildningen kan vara små mikrosprickor eller en stor spricka. Större sprickor startar vanligtvis från svagare partier som till exempel från hörnet av en ursparning. Förhindrad krympning ger också upphov till böjdeformationer. (Almssad, 2015, s.291)

## 5.4 Dilatationsfogar

Deformationer förorsakade av temperaturförändringar samt av krympning och krypning bör tas i beaktande vid dimensionering av byggnader. För att hantera dessa används i större byggnader ofta dilatationsfogar eller så kallade rörelsefogar. Dilatationsfogarna möjliggör att deformation kan ske utan att tvångskrafter uppstår, vilket kan leda till att konstruktionen skadas. Ett vanligt exempel på användning av dilatationsfogar är vid större platsgjutna betongplattor.

Enligt Eurokod 2 (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC) kapitel 2.3.3 ges inget direkt avstånd mellan dilatationsfogarna, men ett rekommenderat maximalt avstånd på 30 m ges. På denna punkt ges möjlighet till nationella val. Enligt Finlands byggbestämmelsesamling, Konstruktioners hållfasthet och stabilitet, Betongkonstruktioner bestäms det maximala avståndet mellan dilatationsfogarna projektvis. Ett stort ansvar sätts alltså på konstruktören att beräkna deformationen som uppstår i en konstruktion och placera in lämplig mängd dilatationsfogar.

Vid dimensionering av dilatationsfogar bör tas i beaktande att dilatationsfogen ska fortsätta genom hela byggnaden i samma linje, från grund till tak, så att rörelse kan ske oförhindrat. Efter som byggnaden på detta sätt blir indelad i flera sektioner måste byggnadens stabilitet granskas skilt för varje sektion. Om en byggnad är kall så minskar avståndet mellan dilatationsfogarna, detta på grund av större deformation på grund av temperaturförändring. Om byggnaden byggs av element kan avståndet mellan dilatationsfogarna vara lite större på grund av att en del av krympningen har redan skett

innan elementet monteras på byggplatsen. En temperaturförändring på 10°C förorsakar en förändring i ett betongelements längd på cirka 0,1 ‰. (Elementtisuunnittelu, 2023).

För till exempel markförlagda plattor finns färdiga produkter som fungerar som dilatationsfogar. I Finland tillverkar till exempel Peikko Oy olika produkter för dilatationsfogar. Gemensamt för de flesta färdiga produkter för dilatationsfogar är att de förflyttar vertikala laster genom fogen, men horisontella laster flyttas inte genom fogen. De vertikala lasterna flyttas vanligtvis via tjocka tappar eller stålskivor genom fogen, även spontfogar kan användas. Som exempel kan tas Peikko Oy:s Terajoint dilatationsfog, se figur 20. I Terajoint dilatationsfogen finns stålskivor av stål av hög hållfasthet som för de vertikala lasterna genom fogen och på detta sätt förhindrar att tandning uppstår i fogen. I ena sidan av fogen gjuts stålskivan in i betongen medan den i andra sidan av fogen löper i en hylsa av plast. I figur 20 är de gröna plastbitarna hylsorna som stålskivan löper i. På detta sätt uppstår ingen vidhäftning mellan plattorna och plattorna på båda sidor om dilatationsfogen kan krympa och svälla utan att påverka varandra. (Peikko Oy, 2023)



**Figur 20. Terajoint dilatationsfog. (Peikko Oy, 2023).**



## 5.5 Brandsäkerhet

Byggnader delas in i olika brandklasser utgående från användningsändamål och storlek. I Finland delas byggnader in i brandklasserna P0, P1, P2 och P3. I brandklass P0 dimensioneras byggnaden enligt uppskattad brandutveckling, medan i de andra klasserna dimensioneras brandsäkerheten enligt tabellvärden. (Finlands författningssamling 848/2017, 2017, s.3)

I brandklass P0 bestäms brandbelastningen enligt dimensioneringen av den uppskattade brandutvecklingen. (Lahtela, 2018).

I brandklass P1 delas byggnadens olika delar in i brandbelastningsgrupper utgående från användningsändamål. I brandklass P1 är byggnadens storlek eller personantal i byggnaden inte begränsade. Byggnadens bärande konstruktioner antas klara brand – och nedkylningsfas utan att kollapsa, utan att branden släcks. Till brandklass P1 hör byggnader som inte är tillåtna i brandklasserna P2 och P3. (Lahtela, 2018).

I brandklass P2 är byggnadens storlek och tillåtna personantal begränsade enligt användningsändamål. Tillräcklig säkerhetsnivå uppnås genom krav på speciellt ytmaterialens egenskaper och anordningar som förbättrar brandsäkerheten. Till brandklass P2 hör vanligtvis högst åtta våningar höga bostads-, inkvarterings-, arbetsplats- och vårdinrättningsbyggnader. (Lahtela, 2018).

Till brandklass P3 hör byggnader för vars bärande konstruktioner vanligtvis inte ställs särskilda krav. Tillräcklig säkerhetsnivå uppnås genom att begränsa byggnadens storlek och tillåtna personantal enligt användningsändamål. Till brandklass P3 hör vanligtvis byggnader i en våning eller byggnader i två våningar där båda våningarna tillhör samma brandsektion. (Lahtela, 2018).

En bärande konstruktion bör uppfylla kraven på brandmotståndstid för bärförmåga (R), integritet (E) och isolering (I). Enligt miljöministeriets förordning om byggnaders brandsäkerhet 848/2017, 12 §, 3 momentet ska, om det för integritet och isolering krävs längre brandmotståndstid än för bärförmåga, även den längre brandmotståndstiden tillämpas på bärförmågan. Ett typiskt exempel på brandsektioneringskrav är REI 60, vilket betyder att konstruktionens bärförmåga, integritet och isolering ska klara brand i 60 minuter.

För pelarplattor med brandklasser REI 30 – REI 240 kan minimitjocklek och minimitäckskikt avläsas från tabell 5.9 i SFS-EN 1992-1-2+AC, se tabell 3.

**Tabell 3. Tabell över minimitjocklek för pelarplattor med avseende på brand samt minimitäckskikt för armeringen.**

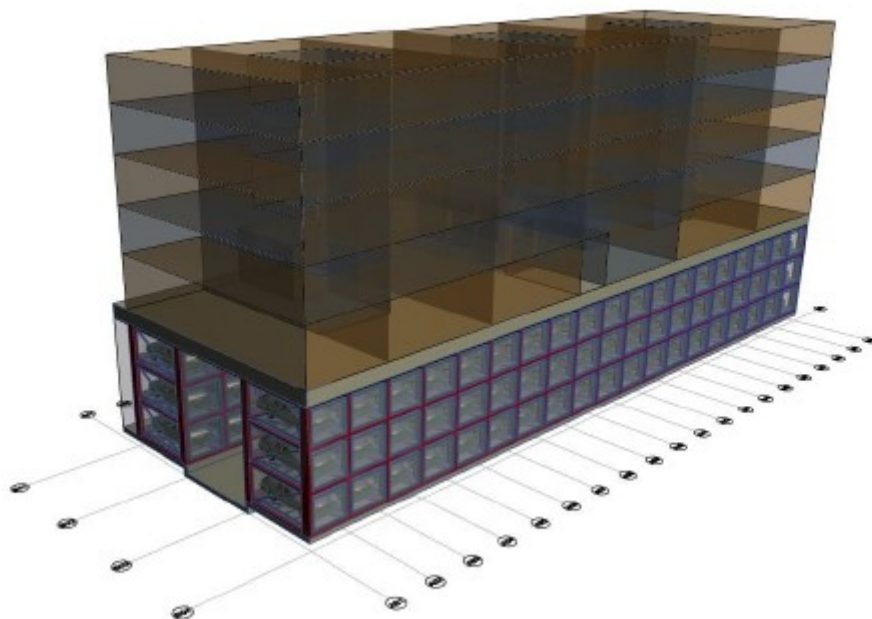
Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)	
	laatan paksuus $h_s$	keskiöetäisyys $a$
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

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

(SFS-EN 1992-1-2 + AC, 2005, s.51)

## 6 Exempelobjekt

Exempelobjektet i detta examensarbete består av ett mekaniskt parkeringshus i tre våningar kombinerat med ett bostadshöghus på fem våningar, se figur 21. Parkeringshusets bärande konstruktioner görs av armerad betong och bostadshöghusets konstruktioner av CLT-element. Byggnadens längd är 53,2 m och bredden är 17,16 m.



Figur 21. Skiss över exempelobjektet. (Björkstam, 2022)

Parkeringshusets bärande konstruktion består av armerade betongpelare placerade i rutfält på 5,6 m x 5,8 m. Ovanpå pelarna gjuts en armerad betongplatta. Betongplattans funktion är att fungera som en lastfördelande platta mellan bostadshöghuset och parkeringshallen. I exempelobjektet är de bärande linjerna i bostadshöghuset på 2,8 m delning medan de bärande linjerna i parkeringshuset har 5,6 m delning. Detta leder till att lasterna från varannan bärande linje i bostadshöghuset leds via den bärande plattan till de bärande pelarna i parkeringshuset och därifrån vidare till grunden. Som exempel kan tas den bärande väggen i modullinje A04 i bilaga 1. Väggen i modullinje A04 stöder på den bärande plattan, men i modullinje A04 finns ingen bärande linje i parkeringshuset. Detta leder till att lasterna i modullinje A04 måste fördelas, via plattan, till modullinjerna A03 och A05.

Den lastfördelande plattan dimensioneras med hjälp av FEM-beräkningar som en korsbärande kontinuerlig platta som stöds på punktstöd. Punktstöden är pelarna i parkeringshuset. Plattan granskas med tjocklekarna 400 mm, 500 mm, 600 mm och 700 mm. Vid dimensioneringen av plattan granskas nedböjning, genomstansningskapacitet och armeringsbehov. Från FEM-beräkningarna granskas dimensionerande moment, stödreaktioner och nedböjningar. För att bättre illustrera inverkan mellan armering, plattjocklek och dimensionerande moment har momentkapaciteten för de olika plattjocklekarna med olika armeringskombinationer beräknats enligt anvisningar i BY211 Betonirakenteiden suunnittelu-osa 1 2013 och förts in som tabeller i examensarbetet. Genomstansningskapaciteten har beräknats för de olika plattjocklekarna med olika armeringskombinationer enligt anvisningar i BY211 Betonirakenteiden suunnittelu-osa 2 2014 och förts in som tabeller i examensarbetet. BY211 Betonirakenteiden suunnittelu-osa 1 2013 och BY211 Betonirakenteiden suunnittelu-osa 2 2014 är baserade på Eurokod 2 och den finska nationella bilagan.

## **6.1 Grunduppgifter för dimensioneringen**

Före dimensioneringen av en betongkonstruktion kan påbörjas måste vissa grundläggande val göras. Till dessa hör bestämmande av konsekvensklass, planerad livslängd och exponeringsklass. På basis av planerad livslängd och exponeringsklass kan armeringens minimitäckskikt samt minimihållfasthetsklass för betongen bestämmas. Innan dimensioneringen kan påbörjas bör även lasterna som belastar konstruktionen bestämmas.

### **6.1.1 Konsekvensklass**

Byggnadens konsekvensklass bestäms enligt konsekvenserna av ett eventuellt brott i konstruktionerna i förhållande till ekonomiska konsekvenser samt till förlorande av människoliv.

Byggnaden i exempelobjektet hör till konsekvensklass CC2 eftersom byggnaden är  $\leq 8$  våningar, inte har långa spännvidder och samlar inte stora mängder människor samtidigt, vilket utesluter konsekvensklass CC3. Eftersom människor permanent vistas i byggnaden utesluts konsekvensklass CC1. Se tabell 1 för bestämmande av konsekvensklasser.

### 6.1.2 Planerad livslängd

Eftersom byggnaden är en normal bostadsbyggnad blir byggnadens planerade livslängd 50 år. Som i kapitel 4.2 konstateras är betongkonstruktionens verkliga livslängd troligtvis längre än 50 år förutsatt att normalt underhåll utförs.

### 6.1.3 Exponeringsklass

Vid bestämmande av exponeringsklassen för den lastfördelande plattan mellan bostadsbyggnaden och parkeringshuset bör klimatförhållandena tas i beaktande. Eftersom examensarbetet är en förstudie hur denna typs konstruktion kunde utföras, så är konstruktionstypen för den lastfördelande plattan i skrivande stund inte bestämd, vilket leder till att i examensarbetet antas svåraste möjliga exponeringsklasser. Exponeringsklasserna för den lastfördelande plattan påverkas mycket av var värmeisoleringen mellan bostadshuset och den kalla parkeringshallen placeras. Om värmeisoleringen placeras så att den lastfördelande plattan blir helt inkapslad av värmeisolering från den kalla sidan behöver endast karbonatisering av betongen beaktas. För att vara på säkra sidan antas dock i examensarbetet att den lastfördelande plattan inte skyddas av värmeisolering, utan plattan är utomhus i kalla förhållanden med varierande luftfuktighet. Om plattans kanter kan utsättas för regn, vilket kan leda till frostsador, bör även detta beaktas. I exempelobjektet antas att plattans kant skyddas av fasadmateriell, vilket leder till att frostsador inte behöver beaktas.

Den lastfördelande plattans exponeringsklasser blir således för karbonatiseringens del XC3 och XC4. (By 65, 2016, s.16-18).

### 6.1.4 Täcksikt

På basis av exponeringsklassen bestäms armeringens täcksikt. Utgående från exponeringsklasserna räknas det nominella täcksiktet enligt ekvation 2.1 på sid 23 i BY65:

$$c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad (1)$$

Värdet för  $c_{min}$  enligt tabell 2.3 i BY65 när den planerade livslängden är 50 år är 25 mm. Det nominella täcksiktet  $c_{nom}$  blir således:

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad (2)$$

Med ett täckskikt på 35 mm uppfylls också kravet enligt BY65 s.22 att täckskiktet måste vara minst lika tjockt som huvudarmeringens diameter. I beräkningarna i examensarbetet används max 32 mm huvudarmering. I samtliga beräkningar kommer således att användas ett täckskikt på 35 mm oberoende av huvudarmeringens diameter.

### **6.1.5 Betong- och armeringskvalitet**

Armeringen som används i samtliga beräkningar i examensarbetet är obehandlat kamstål av kvalitet B500B.

Betongens minimihållfasthetsklass bestäms på basis av exponeringsklasserna. Enligt tabell 3.8 på sid. 37 i BY65 är minimi hållfasthetsklass för en betongkonstruktion som tillhör exponeringsklasserna XC3 och XC4 C30/37. I exempelobjektet används betong av hållfasthetsklass C35/45, vilket uppfyller minimikraven enligt exponeringsklasserna. Valet av en högre hållfasthetsklass för betongen än minimikravet ger en bättre momentkapacitet samt bättre genomstansningskapacitet, vilket framkommer senare i examensarbetet.

### **6.1.6 Karakteristiska laster**

Vid beräkningen av byggandens permanenta laster har konstruktionstyper för sedvanliga konstruktioner för en flervånings bostadsbyggnad av CLT-element använts. Exempelobjektets bärande stomme har bärande linjer med 2,8 m mellanrum. De lägenhetsavskiljande väggarna, se konstruktionstyp VS-1, är i samma linje som de bärande pelarna i parkeringshuset. De bärande väggarna inne i lägenheterna, se konstruktionstyp VS-2, är belägna mitt i spannet mellan de bärande pelarna i parkeringshuset, se bilaga 1. Mellanbjälklagen har en bärande stomme av CLT-element samt stegljudsisolering och en ytplatta av betong, se konstruktionstyp VP-1. Vid beräkningen av byggnadens laster har betongens egenvikt antagits till  $25 \text{ kN/m}^3$  och egenvikten för trä antagits till  $5 \text{ kN/m}^3$ . Konstruktionstyperna samt beräkningen av byggnadens permanenta laster finns presenterade i bilagorna 2 och 3 i slutet av arbetet.

Byggnaden belastas av flera variabla laster. Vid dimensionering av exempelbyggnadens lastfördelande platta bör snölast, vindlast samt vistelselast i bostadsutrymmena tas i beaktande.

Byggnaden antas vara belägen i södra Finland var snölastens karakteristiska värde på mark enligt kuva 1 på sid 98 i RIL201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat varierar mellan  $s_k = 2,5 - 2,75 \text{ kN/m}^2$ . I beräkningarna används värdet  $s_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$ . Snölasten på taket bestäms enligt takets form, eventuella hinder som kan förorsaka drivning och förhöjd snölast och så vidare. Exempelobjektet antas ha ett plant tak där takvinkeln  $\alpha=0^\circ$ . Snölasten på byggnadens tak,  $s$ , blir enligt ekvation 5.1S samt tabell 5.2 i RIL201-1-2017:

$$s = \mu_1 \times s_k = 0,8 \times 2,75 \text{ kN/m}^2 = 2,2 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

Exempelobjektet är ett bostadshöghus, vars användningsändamål är boende. Enligt tabell 6.1S (på sidan 71) i RIL201-1-2017 hör utrymmen för boende till lastklass A, vilket har ett karakteristiskt värde för vistelselast på  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Eftersom byggnaden är en flervåningsbyggnad med samma användningsändamål i hela byggnaden är det högst osannolikt att full vistelselast uppstår samtidigt i alla våningar. Vid dimensioneringen av byggnaden är det, om vissa kriterier uppfylls, möjligt att använda reduceringskoefficienten  $\alpha_A$  enligt ekvation 6.1 på sid. 68 i RIL201-1-2017 för att reducera vistelselasten. Exempelbyggnaden uppfyller kriterierna för användning av reduceringskoefficienten  $\alpha_A$ , och beaktas i beräkningarna av vistelselasterna till den lastfördelande plattan. Värdet för  $\alpha_A$  blir enligt beräkningarna 0,8.

Vindlasten mot en byggnad ska fördelas till grunden i förhållande till de förstyvande byggnadsdelarnas styvhet. Eftersom exempelobjektet är en förstudie där byggnadens bärande och förstyvande konstruktioner inte är bestämda kommer vindlasten att tas i beaktande som en ökning av de variabla lasterna med 20 %. Hanteringen av vindlasterna måste göras individuellt för alla byggnader och om hybridkonstruktioner med till exempel trapphus och/eller hisschakt av armerad betong används, kan vanligtvis vindlasterna föras till grunden via dessa.

### 6.1.7 Dimensionerande laster

Vid dimensioneringen av exempelobjektets lastfördelande platta utförs granskningen av konstruktionens hållfasthet i brottgränstillstånd. I brottgränstillstånd konverteras lasterna från karakteristiska laster till dimensionerande laster med hjälp av partialkoefficienter.

Dimensioneringen av en byggnads eller byggnadsdels hållfasthet utförs enligt RIL201-1-2017 sidan 40 enligt brottsgränstillstånd STR/GEO enligt ekvation 6.10bS:

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

Den dimensionerande lasten bör dock minst uppnå värdet enligt ekvation 6.10aS i RIL201-1-2017:

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (5)$$

$K_{FI}$ -koefficienten i formel 4 och 5 bestäms av byggnadens konsekvensklass. I exempelobjektet är konsekvensklassen CC2 vilket enligt tabell 2.0S på sidan 26 i RIL201-1-2017 ger värdet  $K_{FI} = 1,0$ .

Kombinationsfaktorn  $\Psi_0$  används om en konstruktion samtidigt belastas av flera variabla laster samtidigt. I exempelobjektet belastas den lastfördelande plattan samtidigt av snö, vind samt vistelselast i bostadsutrymmena. Kombinationsfaktorerna kan avläsas från tabell 1 på sidan 19 i Finlands byggbestämmelsesamling, Konstruktioners hållfasthet och stabilitet, Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner. För bostadsutrymmen i lastklass A är  $\Psi_0$ -värdet 0,7. För snölast, där värdet för snölast på mark  $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$ , är  $\Psi_0$ -värdet 0,7. För vindlast mot byggnader är  $\Psi_0$ -värdet 0,6.

Granskningen av nedböjning görs i bruksgränstillstånd enligt ekvation 6.14S samt ekvation 6.16S på sidan 44 i RIL201-1-2017. Ekvation 6.14S används i gränstillstånd där konstruktionen inte återgår till sitt ursprungliga läge efter att lasterna inte längre verkar på konstruktionen, hit hör bland annat beräkningen av nedböjningen för betongkonstruktioner med sprucket tvärsnitt. Ekvation 6.16S används för att räkna nedböjningen förorsakad av långtidslaster, här tas effekterna av bland annat krypning i beaktande. Ekvation 6.14S:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

Ekvation 6.16S:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$



Kombinationsfaktorerna  $\Psi_2$  kan avläsas från tabell 1 på sidan 19 i Finlands byggbestämmelsesamling, Konstruktioners hållfasthet och stabilitet, Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner. För bostadsutrymmen i lastklass A är  $\Psi_2$ -värdet 0,3. För snölast, där värdet för snölast på mark  $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$ , är  $\Psi_2$ -värdet 0,2. För vindlast mot byggnader är  $\Psi_2$ -värdet 0.

I exempelobjektet har formel 4 förenklats till:

$$1,15K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5K_{FI} Q_{,1} \quad (8)$$

Mot konstruktionen verkar inga för konstruktionen fördelaktiga laster, därför faller faktor 0,9 bort. I konstruktionen verkar inga krafter av eventuell förspänning, därför faller P-termen bort. I exempelobjektet beaktas inte  $\Psi_0$ -värdet, detta leder i praktiken till att snölasten blir lite överdimensionerad, men dess inverkan på de totala lasterna är mycket ringa.

I exempelobjektet har formel 6 förenklats till:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{,1} \quad (9)$$

Motiveringen till förenklingen av formel 3 är densamma som för formel 1.

### 6.1.8 Krypning

Vid beräkning av nedböjning förorsakad av långtidslaster bör betongens krypning beaktas. Krypningen beaktas med hjälp av ett så kallat kryptalet. Kryptalet kan förenklat bestämmas med hjälp av figur 31 på sidan 32 i SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. För att bestämma kryptalet bör tiden då belastningen av konstruktionen påbörjas bestämmas samt betongens härdningsegenskaper vara kända. Temperatur och luftfuktighet inverkar också. Vid bestämmandet av kryptalet för exempelobjektet har följande antaganden gjorts:

- Betongkonstruktionen är utomhus i 80 % relativ fuktighet
- Vid betongtillverkningen används normalhårdande cement
- Konstruktionen belastas vid 28 dygn

Kryptalet har bestämt för samtliga plattjocklekar för exempelobjektet. Som kryptal för samtliga plattjocklekar används värdet 1,8.

## 6.2 Momentkapacitet och böjarmering med olika plattjocklekar

Den lastfördelande plattan har dimensionerats med hjälp av FEM-beräkningar med fyra olika plattjocklekar 400 mm, 500 mm, 600 mm och 700 mm. Från FEM-beräkningarna kan direkt avläsas armeringsbehovet, men för att bättre kunna visualisera inverkan av olika plattjocklekar och inverkan av olika armeringskombinationer presenteras i tabellerna 4, 5, 6 och 7 momentkapaciteten ( $m_{Rd}$ ) för de olika alternativen. Beräkningarna för momentkapaciteten har gjorts i Excel och resultaten samlats i tabellform. Beräkningarna i Excel finns i bilaga 4. Som armering har valts kamstål med diametrarna 16 mm, 20 mm, 25 mm och 32 mm med delningar på 100 mm, 150 mm och 200 mm. Momentkapaciteten jämförs med det dimensionerande momentet ( $m_{Ed}$ ) enligt FEM-beräkningarna och ska uppfylla dimensioneringsvillkoret enligt ekvation 20/5 i BY211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja-osa 1, sidan 98:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (10)$$

I tabellerna presenteras också  $\beta$ -värdet. Värdet för  $\beta$  bör vara mindre än gränsvärdet  $\beta_{bd}$ . Värdet för  $\beta_{bd}$  är beroende av värdet för armeringens sträckgräns samt partialkoefficienten som används för armeringen i dimensioneringen av konstruktionen. Armeringen som används i konstruktionen är av kvalitet B500B och har således en sträckgräns på  $f_{yk} = 500$  MPa. Partialkoefficienten för armering i brottgränstillstånd i vanliga och tillfälliga dimensioneringssituationer är enligt tabell 1 på sid 15 i Finlands byggbestämmelsesamling, Konstruktioners hållfasthet och stabilitet, Betongkonstruktioner 2016,  $\gamma_s = 1,15$ . Enligt parametrarna ovan bör  $\beta_{bd}$ -värdet begränsas till 0,493 enligt tabell 2/5 på sidan 97 i BY211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja-osa 1. Om villkoret för  $\beta_{bd}$ -värdet inte uppfylls så bör åtgärder tas för att uppfylla villkoret, sådana kan vara till exempel att använda betong av högre hållfasthet, öka plattans tjocklek eller så bör plattan dimensioneras med tryckarmering i den tryckta ytan.

**Tabell 4. Momentkapacitet och böjarmring för en 400 mm tjock platta.**

Armering	h (mm)	c <sub>nom</sub> (mm)	d (mm)	β	m <sub>Rd</sub> (kNm)
16-100	400	35	356,2	0,124	292,1
16-150	400	35	356,2	0,082	199,0
16-200	400	35	356,2	0,062	150,9
20-100	400	35	354	0,195	436,5
20-150	400	35	354	0,130	301,5
20-200	400	35	354	0,097	230,0
25-100	400	35	351,3	0,306	634,8
25-150	400	35	351,3	0,204	448,7
25-200	400	35	351,3	0,153	346,1
32-100	400	35	347,4	0,508	906,5
32-150	400	35	347,4	0,338	672,8
32-200	400	35	347,4	0,254	530,3

(Degerlund, 2023)

β-värdet för armeringsalternativet  $\phi 32-100$  överskrider gränsvärdet  $\beta_{bd}=0,493$ , vilket leder till att betongens tryckkapacitet överskrids och åtgärder bör vidtas för att förhindra brott i konstruktionen.

**Tabell 5. Momentkapacitet och böjarmring för en 500 mm tjock platta.**

Armering	h (mm)	c <sub>nom</sub> (mm)	d (mm)	β	m <sub>Rd</sub> (kNm)
16-100	500	35	456,2	0,097	379,5
16-150	500	35	456,2	0,064	257,3
16-200	500	35	456,2	0,048	194,6
20-100	500	35	454	0,152	573,1
20-150	500	35	454	0,101	392,5
20-200	500	35	454	0,076	298,3
25-100	500	35	451,3	0,238	848,2
25-150	500	35	451,3	0,159	591,0
25-200	500	35	451,3	0,119	452,8
32-100	500	35	447,4	0,394	1256,2
32-150	500	35	447,4	0,263	906,0
32-200	500	35	447,4	0,197	705,2

(Degerlund, 2023)

Tabell 6. Momentkapacitet och böjarmering för en 600 mm tjock platta.

Armering	h (mm)	c <sub>nom</sub> (mm)	d (mm)	$\beta$	m <sub>Rd</sub> (kNm)
16-100	600	35	556,2	0,079	467,0
16-150	600	35	556,2	0,053	315,6
16-200	600	35	556,2	0,040	238,3
20-100	600	35	554	0,124	709,7
20-150	600	35	554	0,083	483,6
20-200	600	35	554	0,062	366,6
25-100	600	35	551,3	0,195	1061,7
25-150	600	35	551,3	0,130	733,3
25-200	600	35	551,3	0,098	559,5
32-100	600	35	547,4	0,322	1605,9
32-150	600	35	547,4	0,215	1139,1
32-200	600	35	547,4	0,161	880,0

(Degerlund, 2023)

Tabell 7. Momentkapacitet och böjarmering för en 700 mm tjock platta.

Armering	h (mm)	c <sub>nom</sub> (mm)	d (mm)	$\beta$	m <sub>Rd</sub> (kNm)
16-100	700	35	656,2	0,067	554,4
16-150	700	35	656,2	0,045	373,9
16-200	700	35	656,2	0,034	282,0
20-100	700	35	654	0,105	846,3
20-150	700	35	654	0,070	574,6
20-200	700	35	654	0,053	434,9
25-100	700	35	651,3	0,165	1275,1
25-150	700	35	651,3	0,110	875,6
25-200	700	35	651,3	0,083	666,3
32-100	700	35	647,4	0,272	1955,5
32-150	700	35	647,4	0,182	1372,2
32-200	700	35	647,4	0,136	1054,8

(Degerlund, 2023)

Från resultaten i tabellerna 4, 5, 6 och 7 kan avläsas att momentkapaciteten variera mycket beroende på plattjocklek och val av armering. Minsta momentkapaciteten ger den tunnaste plattan med den minsta armeringen, i detta fall 400 mm plattan med  $\phi$ 16-200 armering, denna har en momentkapacitet på 150,9 kNm. Den största momentkapaciteten ger den tjockaste plattan med den grövsta armeringen, i detta fall 700 mm plattan med  $\phi$ 32-100 armering, denna har en momentkapacitet på 1955,5 kNm.

### 6.3 Dimensionerande moment

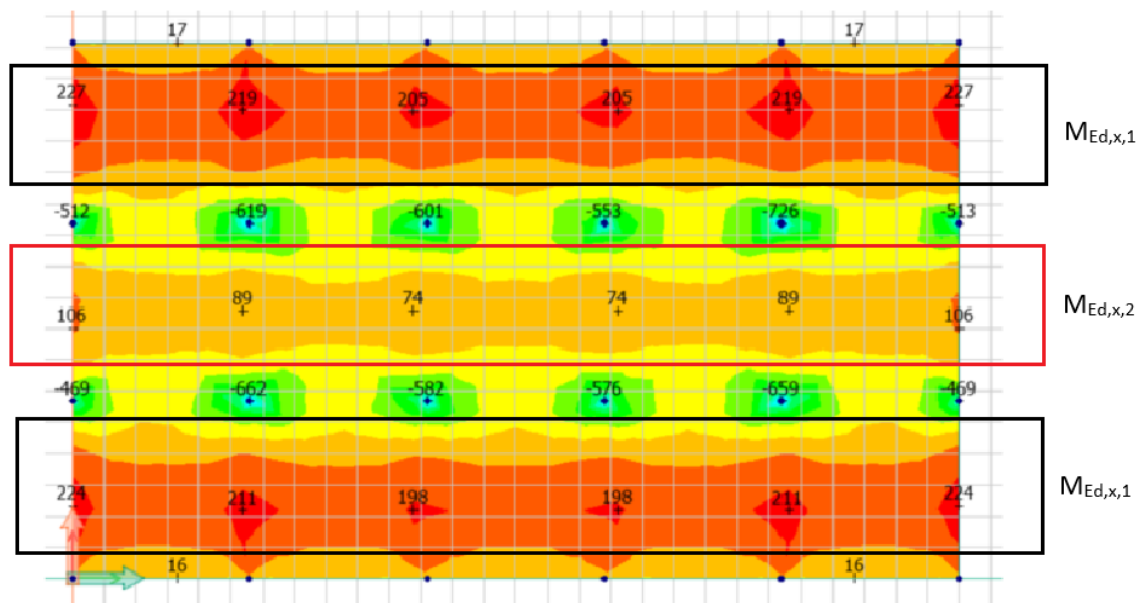
Det dimensionerande momentet i plattan räknas i brottgränstillstånd där lasterna är multiplicerade med partialkoefficienter enligt formel 5, med hjälp av FEM-beräkningar. Vid avläsning av moment från en FEM-beräkning bör särskild nogranhet iaktas med tanke på x- och y-axlarna. Ett moment verkar alltid runt en axel och ger därmed ett armeringsbehov i motsatt axels riktning. Som exempel, om momentet verkar runt y-axeln så är armeringsbehovet i x-riktning. Värdena för momentet vid stöden uppvisar vanligtvis en kraftig topp, denna topp verkar på en väldigt kort sträcka. För att undvika överdimensionering räknas för stödmomentet ett medeltal på en meters sträcka. För stödmomentets del bör konstruktören vara uppmärksam på om FEM-programmet som används har ett inbyggt system för att jämna ut stödmomenten eller inte, så att inte dubbel utjämning sker.

De dimensionerande maximala fält- och stödmomenten är de olika plattjocklekarna finns sammanfattade i tabellerna 8 och 9. Fältmomenten är indelade i kantfält och mittfält i både x- och y-riktning, enligt figur 22. I en kontinuerlig platta som har mer än tre stöd blir fältmomenten i kantfälten märkbart större än i mittfälten, vilket leder till att armeringsbehovet i mittfälten blir mindre. För stödmomentens del har endast mittpelarna beaktats. Stödmomenten som kan läsas av från bilaga 7 ger höga toppar som har jämnats ut till ett medeltal på en meters sträcka. Skillnaden i stödmomenten för de olika plattjocklekarna är mycket liten, vilket leder till att medeltalet för stödmomentet för de olika plattjocklekarna blir samma. I tabell 9 har värdet 450 kNm använts för stödmomenten för samtliga plattjocklekar. Dimensionerande moment runt y-axlen för den 700 mm tjocka plattan, enligt FEM-beräkningarna, finns presenterade i bilaga 7. I tabellerna 8 och 9 finns även armeringsalternativ och utnyttjandegrad för dessa.

Tabell 8. Dimensionerande fältmoment runt x- och y-axeln för de olika plattjocklekarna samt armeringalternativ.

h (mm)	$M_{Ed,x,1}$	$M_{Ed,x,2}$	$M_{Ed,y,1}$	$M_{Ed,y,2}$	Armering	Utnyttjandegrad
400	219				20-200	95 %
400		89			16-200	59 %
400			187		20-200	81 %
400				148	16-200	98 %
500	230				16-150	89 %
500		95			16-200	49 %
500			197		16-150	77 %
500				156	16-200	80 %
600	241				16-150	76 %
600		100			16-200	42 %
600			208		16-200	87 %
600				163	16-200	68 %
700	252				16-200	89 %
700		105			16-200	37 %
700			218		16-200	77 %
700				170	16-200	60 %

(Degerlund, 2023)



Figur 22. Dimensionerande moment runt x-axeln för 400 mm platta samt förklaring på var momenten vid plattans kant samt plattans mitt verkar. (Skärmdump från FEM-Design 22, Degerlund 2023).

**Tabell 9. Dimensionerande stödmoment runt x- och y-axeln för de olika plattjocklekarna samt armeringalternativ.**

h (mm)	M <sub>Ed,x</sub>	M <sub>Ed,y</sub>	Armering	Utnyttjandegrad
400	450		32-200	85 %
400		450	32-200	85 %
500	450		25-150	76 %
500		450	25-150	76 %
600	450		25-200	81 %
600		450	25-200	81 %
700	450		20-150	78 %
700		450	20-150	78 %

(Degerlund, 2023)

## 6.4 Nedböjning

Nedböjningen granskas för de olika plattjocklekarna med hjälp av FEM-beräkning. Eftersom examensarbetet är en förstudie finns ingen exakt information om hur känslig konstruktionen är mot sprickbildning så nedböjningen granskas enligt nedböjningsvillkoret  $\frac{l}{250}$ . Indelningen på pelarna i byggandens längdriktning är 5,6 m vilket ger en maximal tillåten nedböjning på 22,4 mm. I byggnadens kortare led är de yttre spannen 5,3 m och mittspannet är 6,18 m. Detta ger en maximal tillåten nedböjning på 21,2 mm och 24,7 mm. Eftersom plattan är korsbärande blir det automatiskt det mindre värdet för spannet som blir dimensionerande. För de yttre spannen får nedböjningen inte överskrida 21,2 mm och för mittspannet 22,4 mm. För att enklare illustrera nedböjningen för de olika plattjocklekarna och de olika spannen finns både korttids- och långtidsnedböjningarna presenterade i tabell 10. Nedböjningarna för 400 mm och 700 mm plattorna finns även i bilagorna 8 och 9.

**Tabell 10. Nedböjning förorsakad av korttids- och långtidslaster för de olika plattjocklekarna.**

h (mm)	kort (mm)	lång (mm)	max (mm)	Utnyttjandegrad
400	4		21,2	19 %
400		9	21,2	42 %
500	2		21,2	9 %
500		5	21,2	24 %
600	1		21,2	5 %
600		3	21,2	14 %
700	1		21,2	5 %
700		2	21,2	9 %

(Degerlund, 2023)

Enligt värdena i tabell 10 så uppfylls nedböjningsvillkoret på  $\frac{l}{250}$ . Även nedböjningsvillkoret på  $\frac{l}{500}$  uppfylls med parametrarna för den bärande plattan i detta arbete.

## 6.5 Genomstansningskapacitet

Plattans genomstansningskapacitet granskas för fyra plattjocklekar 400 mm , 500 mm, 600 mm och 700 mm. Genomstansningskapaciteten granskas utan skjuvarmering, med pelarkapital och med skjuvarmering. Vid samtliga beräkningar används en kvadratisk pelare med måtten 380 mm x 380 mm som stöd för plattan. Lasterna som används är dimensionerande laster som uppstår i brottgränstillstånd. Genomstansning granskas vid de högst belastade pelarna, i detta fall pelarna vid plattans mitt som samlar de största lasterna. Genomstansning granskas inte vid pelarna vid plattans kanter eller plattans hörn. Beräkningarna mot genomstansning i detta arbete kan inte tillämpas vid plattornas kant eller hörn.

### 6.5.1 Genomstansningskapacitet utan skjuvarmering

Genomstansningskapaciteten utan skjuvarmering för olika plattjocklekar och med olika armeringsalternativ visas i tabellerna 11, 12, 13 och 14. Pelarens mått i beräkningarna är 380 mm x 380 mm. Lasterna för de olika plattjocklekarna är max. dimensionerande last enligt FEM-beräkningarna.  $V_{Rd,c}$ -värdet står för maximal last som tvärsnittet klarar utan skjuvarmering.  $V_{Rd,max}$ -värdet står för maximal last som kan tillåtas vid användning av skjuvarmering. Om pelarlasten överskrider  $V_{Rd,max}$ -värdet räcker således inte enbart skjuvarmering, utan även andra åtgärder bör tas, som till exempel tjockare platta, högre



hållfasthetsklass på betongen och så vidare.  $e_{out}$ -värdet visar avståndet från stödets kant tills plattan uppnår tillräcklig genomstansningskapacitet utan skjuvarmering.

**Tabell 11. Tabell över genomstansningskapacitet för en 400 mm tjock platta**

Armering	h	Last	$V_{RD,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$	$e_{out}$ (m)	
16-100	400	2624	868,3	1389,3	-	Inte ok
16-150	400	2624	758,8	1213,6	-	Inte ok
16-200	400	2624	689,2	1102,7	-	Inte ok
20-100	400	2624	995,1	1592,2	-	Inte ok
20-150	400	2624	869,3	1390,9	-	Inte ok
20-200	400	2624	789,8	1263,8	-	Inte ok
25-100	400	2624	1136,9	1819	-	Inte ok
25-150	400	2624	993,1	1589	-	Inte ok
25-200	400	2624	902,3	1443,7	-	Inte ok
32-100	400	2624	1311	2097,6	-	Inte ok
32-150	400	2624	1145,3	1832,5	-	Inte ok
32-200	400	2624	1040,6	1664,9	-	Inte ok

(Degerlund, 2023)

Enligt tabell 11 kan avläsas att en 400 mm tjock platta inte är möjlig att utföra med för exempelobjektet valda parametrar. Skjuvkapacitetens maximala värde med skjuvarmering är med alla dragarmeringskombinationer mindre än lasten på pelaren.

**Tabell 12. Tabell över genomstansningskapacitet för en 500 mm tjock platta**

Armering	h	Last	$V_{RD,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$e_{out}$ (m)	
16-100	500	2738	1125,7	1801,2	-	Inte ok
16-150	500	2738	983,4	1573,5	-	Inte ok
16-200	500	2738	893,5	1429,6	-	Inte ok
20-100	500	2738	1218,5	1949,6	-	Inte ok
20-150	500	2738	1129,3	1806,9	-	Inte ok
20-200	500	2738	1026	1641,6	-	Inte ok
25-100	500	2738	1480,5	2368,7	-	Inte ok
25-150	500	2738	1293,3	2069,3	-	Inte ok
25-200	500	2738	1175	1880,1	-	Inte ok
32-100	500	2738	1713,2	2741,2	1,44	Ok med skjuvarmering
32-150	500	2738	1496,7	2394,6	-	Inte ok
32-200	500	2738	1359,8	2175,7	-	Inte ok

(Degerlund, 2023)

Enligt tabell 12 kan avläsas att en 500 mm tjock platta är möjlig att utföra som skjuvarmerad med  $\phi 32-100$  dragarmering i plattans övre kant, men skillnaden mellan skjuvkapacitetens maximala värde och lasten är mycket liten. Området som måste skjuvarmeras blir stort och dragarmeringen kraftig. Skjuvkapacitetens maximala värde med skjuvarmering är med alla andra dragarmeringskombinationer mindre än lasten på pelaren.

**Tabell 13. Tabell över genomstansningskapacitet för en 600 mm tjock platta**

Armering	h	Last	$V_{RD,c}$ (kN)	$V_{RD,max}$ (kN)	$e_{out}$ (m)	
16-100	600	2853	1404,9	2247,8	-	Inte ok
16-150	600	2853	1227,3	1963,6	-	Inte ok
16-200	600	2853	1115	1784,1	-	Inte ok
20-100	600	2853	1615,5	2584,4	-	Inte ok
20-150	600	2853	1411,3	2258	-	Inte ok
20-200	600	2853	1282,2	2051,6	-	Inte ok
25-100	600	2853	1853,4	2965,5	1,70	Ok med skjuvarmering
25-150	600	2853	1619,1	2590,6	-	Inte ok
25-200	600	2853	1471,1	2353,7	-	Inte ok
32-100	600	2853	2150,2	3440,4	1,41	Ok med skjuvarmering
32-150	600	2853	1878,4	3005,5	1,73	Ok med skjuvarmering
32-200	600	2853	1706,7	2730,6	-	Inte ok

(Degerlund, 2023)

Enligt tabell 13 kan avläsas att en 600 mm tjock platta är möjlig att utföra som skjuvarmerad med några dragarmeringskombinationer. Området som måste skjuvarmeras blir dock stort och dragarmeringen kraftig.

**Tabell 14. Tabell över genomstansningskapacitet för en 700 mm tjock platta**

Armering	h	Last	$V_{RD,c}$ (kN)	$V_{RD,max}$ (kN)	$e_{out}$ (m)	
16-100	700	2966	1704,7	2727,6	-	Inte ok
16-150	700	2966	1489,2	2382,8	-	Inte ok
16-200	700	2966	1353,1	2164,9	-	Inte ok
20-100	700	2966	1962,4	3139,9	1,98	Ok med skjuvarmering
20-150	700	2966	1714,4	2743	-	Inte ok
20-200	700	2966	1557,6	2492,2	-	Inte ok
25-100	700	2966	2254,5	3607,2	1,68	Ok med skjuvarmering
25-150	700	2966	1969,5	3151,2	1,96	Ok med skjuvarmering
25-200	700	2966	1789,4	2863	-	Inte ok
32-100	700	2966	2620,5	4192,8	1,40	Ok med skjuvarmering
32-150	700	2966	2268	3628,9	1,65	Ok med skjuvarmering
32-200	700	2966	2079,9	3327,8	1,82	Ok med skjuvarmering

(Degerlund, 2023)

Enligt tabell 14 kan avläsas att en 700 mm tjock platta är möjlig att utföra som skjuvarmerad med flere dragarmeringskombinationer.

### 6.5.2 Genomstansningskapacitet med pelärkapitäl

För att öka på genomstansningskapaciteten granskas genomstansningskapaciteten med ett 300 mm tjockt kapitäl vid pelaren. Pelarens mått i beräkningarna är 380 mm x 380 mm. Kapitålet förs i beräkningsexemplet 600 mm från pelarens kant, vilket ger en storlek på 1580 mm x 1580 mm. Genomstansningskapaciteten med pelärkapitäl räknas för plattjocklekarna 400 mm, 500 mm, 600 mm och 700 mm. Eftersom syftet med ett pelärkapitäl är att uppnå tillräcklig genomstansningskapacitet utan skjuvarmering, så granskas endast kapaciteten utan skjuvarmering. Genomstansningskapaciteterna för de olika plattjocklekarna kan avläsas från tabellerna 15, 16, 17 och 18.

**Tabell 15. Tabell över genomstansningskapacitet för en 400 mm tjock platta med ett 300 mm x 1580 mm x 1580 mm pelarkapital.**

Armering	h (mm)	Last (kN)	$V_{RD,c}$ (kN)	
16-100	400 + 300	2624	1704,7	Inte ok
16-150	400 + 300	2624	1489,2	Inte ok
16-200	400 + 300	2624	1353,1	Inte ok
20-100	400 + 300	2624	1962,4	Inte ok
20-150	400 + 300	2624	1714,4	Inte ok
20-200	400 + 300	2624	1557,6	Inte ok
25-100	400 + 300	2624	2254,5	Inte ok
25-150	400 + 300	2624	1969,5	Inte ok
25-200	400 + 300	2624	1789,4	Inte ok
32-100	400 + 300	2624	2620,5	Inte ok
32-150	400 + 300	2624	2289,2	Inte ok
32-200	400 + 300	2624	2079,9	Inte ok

(Degerlund, 2023)

Från tabell 15 kan avläsas att en 400 mm tjock platta med ett 300 mm tjockt pelarkapital inte har genomstansningskapacitet utan skjuvarmering.

**Tabell 16. Tabell över genomstansningskapacitet för en 500 mm tjock platta med ett 300 mm x 1580 mm x 1580 mm pelarkapital.**

Armering	h (mm)	Last (kN)	$V_{RD,c}$ (kN)	
16-100	500 + 300	2738	2024,6	Inte ok
16-150	500 + 300	2738	1768,6	Inte ok
16-200	500 + 300	2738	1606,9	Inte ok
20-100	500 + 300	2738	2332,6	Inte ok
20-150	500 + 300	2738	2037,7	Inte ok
20-200	500 + 300	2738	1851,3	Inte ok
25-100	500 + 300	2738	2682,5	Inte ok
25-150	500 + 300	2738	2343,4	Inte ok
25-200	500 + 300	2738	2129,1	Inte ok
32-100	500 + 300	2738	3122,7	Ok
32-150	500 + 300	2738	2727,9	Inte ok
32-200	500 + 300	2738	2478,5	Inte ok

(Degerlund, 2023)

Från tabell 16 kan avläsas att en 500 mm tjock platta med ett 300 mm tjockt pelarkapital har tillräcklig genomstansningskapacitet, utan skjuvarmering, endast med  $\phi$ 32-100 dragarmering i plattans övre kant.

**Tabell 17. Tabell över genomstansningskapacitet för en 600 mm tjock platta med ett 300 mm x 1580 mm x 1580 mm pelarkapital.**

Armering	h (mm)	Last (kN)	$V_{RD,c}$ (kN)	
16-100	600 + 300	2853	2363,5	Inte ok
16-150	600 + 300	2853	2064,7	Inte ok
16-200	600 + 300	2853	1875,9	Inte ok
20-100	600 + 300	2853	2724,9	Inte ok
20-150	600 + 300	2853	2380,4	Inte ok
20-200	600 + 300	2853	2162,8	Inte ok
25-100	600 + 300	2853	3136,4	Ok
25-150	600 + 300	2853	2739,9	Inte ok
25-200	600 + 300	2853	2489,4	Inte ok
32-100	600 + 300	2853	3655,4	Ok
32-150	600 + 300	2853	3193,3	Ok
32-200	600 + 300	2853	2901,3	Ok

(Degerlund, 2023)

Från tabell 17 kan avläsas att en 600 mm tjock platta med ett 300 mm tjockt pelarkapital har tillräcklig genomstansningskapacitet, utan skjuvarmering, med några kombinationer av dragarmering i plattans övre kant.

**Tabell 18. Tabell över genomstansningskapacitet för en 700 mm tjock platta med ett 300 mm x 1580 mm x 1580 mm pelarkapital.**

Armering	h (mm)	Last (kN)	$V_{RD,c}$ (kN)	
16-100	700 + 300	2966	2721	Inte ok
16-150	700 + 300	2966	2377	Inte ok
16-200	700 + 300	2966	2159,7	Inte ok
20-100	700 + 300	2966	3138,8	Ok
20-150	700 + 300	2966	2742	Inte ok
20-200	700 + 300	2966	2491,3	Inte ok
25-100	700 + 300	2966	3615,3	Ok
25-150	700 + 300	2966	3158,3	Ok
25-200	700 + 300	2966	2869,5	Inte ok
32-100	700 + 300	2966	4217,7	Ok
32-150	700 + 300	2966	3684,5	Ok
32-200	700 + 300	2966	3347,6	Ok

(Degerlund, 2023)

Från tabell 18 kan avläsas att en 700 mm tjock platta med ett 300 mm tjockt pelarkapital har tillräcklig genomstansningskapacitet, utan skjuvarmering, med alla kombinationer av  $\phi 32$  dragarmering i plattans övre kant, samt några av  $\phi 20$ - och  $\phi 25$  kombinationerna.  $\phi 16$

mm dragarmering i plattans övre kant har inte gett tillräcklig genomstansningskapacitet i någon av de i beräkningarna granskade plattjocklekarna.

### 6.5.3 Genomstansningskapacitet med skjuvarmering

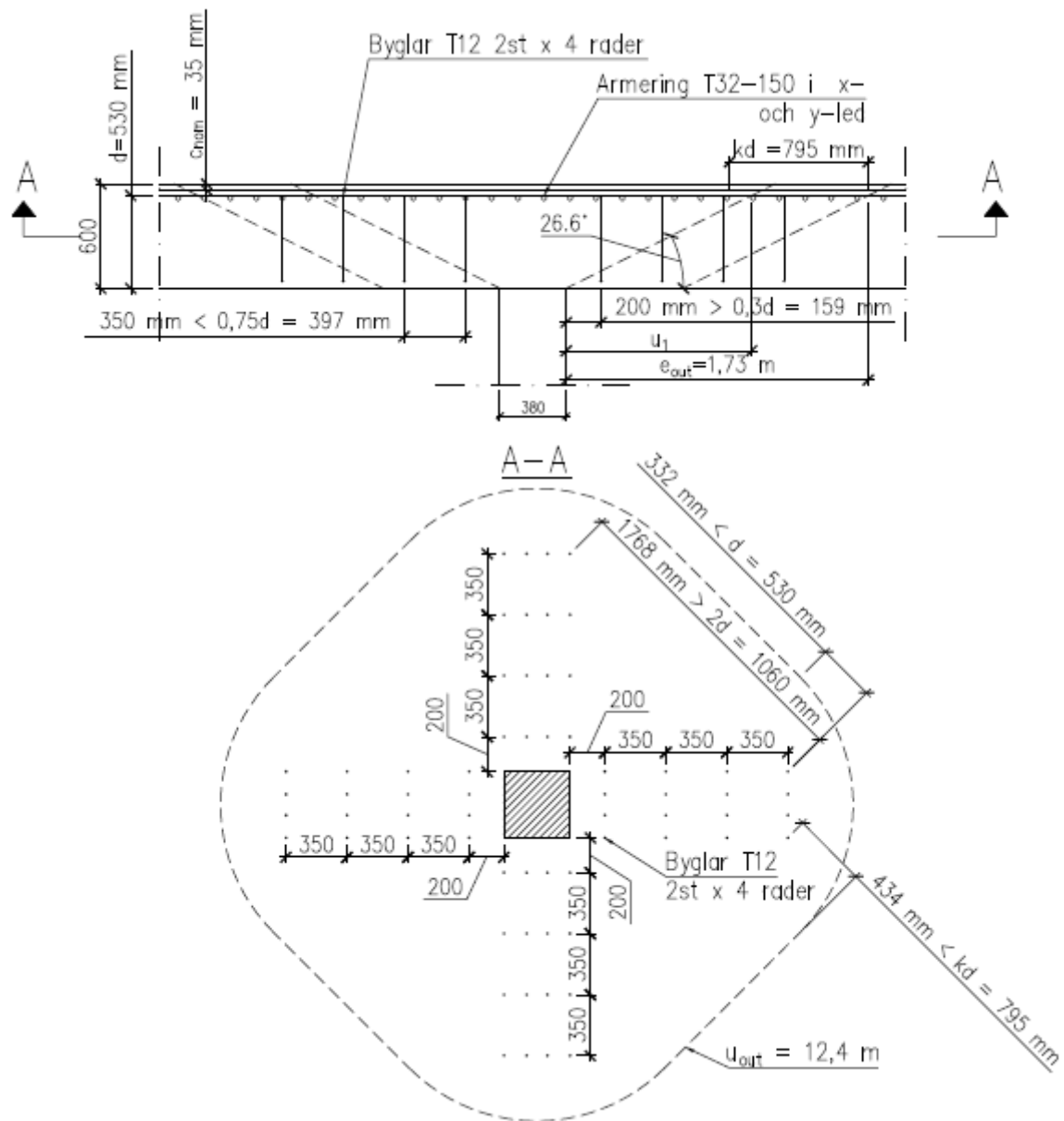
Dimensionering av skjuvarmering för att förbättra kapaciteten mot genomstansning utförs enligt kapitel 6.3.3 i BY211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 – osa2. För att dimensionera skjuvarmering mot genomstansning bör villkoret enligt formel 11 granskas:

$$V_{Rd,max} = 1,6V_{Rd,c} \quad (11)$$

$V_{Rd,max}$  står för övre gränsen för en skjuvarmerad plattas skjuvkapacitet. Om stödreaktionen vid pelaren är större än  $V_{Rd,max}$  –värdet räcker inte enbart skjuvarmering, utan även andra åtgärder bör tas för att säkerställa att genomstansning inte kan ske. Ur tabellerna 11, 12, 13 och 14 kan avläsas vilka vilka plattjocklekar och med vilka dragarmeringskombinationer som är möjliga att skjuvarmera för exempelobjektet.

Skjuvarmering mot genomstansning kan utföras med för ändamålet utvecklade produkter som är presenterade i kapitel 5.3.2. och 5.3.3 i detta arbete. Om dessa produkter används bör tillverkarens anvisningar beaktas i dimensioneringen. För exempelobjektet har valts att redogöra för en möjlig lösning genom att skjuvarmera med byglar av kamstål. Exemplet som redogörs är för den jämntjocka 600 mm:s plattan med en dragarmering på  $\Phi 32-150$  i x- och y-led i plattans övre kant. Lasten på pelaren är 2853 kN och kapaciteten utan skjuvarmering är 1878,4 kN. Lasten överskrider alltså kapaciteten. Övre gränsen för skjuvkapaciteten som skjuvarmerad beräknad enligt formel 11 är 3005,5 kN, d.v.s plattan är möjlig att utföra som skjuvarmerad. Beräkningarna finns i sin helhet bilaga 6. Enligt beräkningarna uppnår plattan tillräcklig kapacitet mot genomstansning vid avståndet  $e_{out}=1,73$  m från pelarens kant. Vid  $e_{out}$  är omkretsen  $u_{out}=12,4$  m. Området mellan pelarens kant till  $e_{out}$  bör förstärkas med byglar för att uppnå tillräcklig genomstansningskapacitet. Vid dimensioneringen av byglarna kan konstruktören välja diameter och antal byglar och testa tills lämplig diameter och antal hittas. För exemplet är, enligt beräkningarna, kringomslutande byglar med en diameter på 12 mm ett lämpligt alternativ för att erhålla tillräcklig skjuvkapacitet. Det krävs 8 st 12 mm:s kringomslutande byglar per krets för att uppnå tillräcklig skjuvkapacitet. Avståndet mellan kretsarna får vara max  $0,75d$ . Första bygelkretsen bör vara på ett avstånd på minst  $0,3d$  från pelarens kant. Den sista kretsen får

vara max avståndet  $k_d$  från kontrollsnittet där plattans skjuvkapacitet är tillräcklig utan skjuvarmering. Skjuvarmeringens placering och avstånden finns utritade i figur 23.



Figur 23. Placering av skjuvarmering. (Degerlund, 2023).

## 7 Resultat och tolkning

Vid dimensionering av konstruktioner i allmänhet bör villkor för hållfasthet och användbarhet granskas enligt Eurokod och nationella standarder. För en enskild konstruktion betyder det ofta att flera olika villkor måste granskas. Eftersom flera olika villkor granskas och alla villkor måste uppfyllas kan det ofta leda till att för att uppfylla ett villkor måste konstruktionen förstärkas, vilket leder till överdimensionering enligt ett annat villkor. Konstruktörens uppgift är att hitta den helhetsekonomiskt bästa lösningen där alla villkor uppfylls, detta är inte alltid en enkel uppgift. Alternativen kan vara många och viljorna många i ett större projekt.

Vid dimensioneringen av den lastfördelande plattan i exempelobjektet har villkoren för nedböjning, momentkapacitet och genomstansning granskats. Enligt beräkningarna i kapitel 5 finns det även i exempelobjektet flera olika möjligheter att förverkliga den lastfördelande plattan.

Nedböjningen, som i exempelobjektet har begränsats till  $\frac{l}{250}$ , uppfyller dimensioneringsvillkoret för alla i kapitel 6 granskade plattjocklekar. Ur tabell 10 kan avläsas att för 400 mm plattan, under inverkan av långtidslaster, blir nedböjningen endast 9 mm där max tillåtna nedböjning är 21,2 mm. Nedböjningen blir i exempelobjektet alltså inte den begränsande faktorn.

Momentkapaciteten har räknats för fyra olika plattjocklekar, 400 mm, 500 mm, 600 mm och 700 mm med olika armeringskombinationer. Plattans fältmoment blir störst i fälten vid plattans kant medan momenten i mittfälten blir märkbart mindre. Plattan uppnår tillräcklig momentkapacitet mot fältmomenten med alla plattjocklekar förutsatt val av rätt armering. Som armering mot fältmomenten räcker  $\phi 16$ - eller  $\phi 20$  mm armering. Plattans momentkapacitet är tillräcklig för både max stöd- och fältmoment för alla plattjocklekar förutsatt val av rätt armering. Stödmomenten är märkbart större än fältmomenten och kräver således mer armering. Plattan är möjlig att genomföra med alla plattjocklekar, men som 400 mm tjock krävs  $\phi 32$  mm armering. Vid armering mot moment armeras plattans undre kant från stöd till stöd, medan armering i övre kant endast behövs där dragspänning uppstår, det vill säga vid stödmomenten. Längden på armeringsstängerna måste vara minst



avståndet från momentets nollpunkt till momentets nollpunkt plus förankringslängd på bägge sidor.

Kapaciteten mot genomstansning är för exempelobjektet den mest begränsande faktorn. Kapaciteten mot genomstansning har granskats utan skjuvarmering, med skjuvarmering samt med pelarkapital. Rent arbetstekniskt är den enklaste lösningen en jämntjock platta utan skjuvarmering, men den leder också till den tjockaste plattan. Enligt beräkningarna i kapitel 6 räcker ingen av de i exempelobjektet granskade plattjocklekarna till för att uppnå tillräcklig genomstansningskapacitet utan skjuvarmering. För att uppnå tillräcklig genomstansningskapacitet utan skjuvarmering krävs en tjockare platta. En tjockare platta kommer att leda till mindre nedböjning och mindre armeringsbehov mot böjmoment, men det leder samtidigt till större åtgång av betong och kommer att öka belastningen på formkonstruktionerna i gjutskedet. För exempelobjektet är en jämntjock platta utan skjuvarmering sannolikt inte det ur helhetsekonomiskt perspektiv den bästa lösningen.

Användningen av pelarkapital ökar genomstansningskapaciteten utan att öka nämnvärt på materialåtgången. Enligt beräkningarna i kapitel 6.5.2 kan avläsas att tillräcklig genomstansningskapacitet kan uppnås med en 500 mm platta med ett 300 mm tjockt pelarkapital förutsatt att dragarmeringen i plattans övre kant är  $\phi_{32-100}$ . Om plattans tjocklek ökas till 600 mm plus ett 300 mm tjockt pelarkapital, så uppnås tillräcklig genomstansningskapacitet, utan skjuvarmering, med mindre dragarmering i plattans övre kant. Sett ur materialmängdsperspektiv är användningen av pelarkapital ett enkelt sätt att öka på genomstansningskapaciteten utan att överdimensionera plattan mot fältmomentet. Rent arbetstekniskt är pelarkapitalen dock svårare att genomföra när på byggplatsen vanliga använda systemformar inte är anpassade för att göra plattor med annat än en jämn undre kant. Formningsarbetet för pelarkapitalen blir således ett extra arbetsmoment, vilket bör tas i beaktande vid bedömningen av hur pelarkapitalen inverkar på helhetsekonomi för plattan.

Användning av skjuvarmering för att öka genomstansningskapaciteten är för exempelobjektet ett sätt att optimera konstruktionens kapacitet och samtidigt optimera arbetet med formningen då inget extra arbetsmoment krävs för till exempel pelarkapital. Från beräkningarna i kapitel 6.5.1 framgår att den för exempelobjektet minsta möjliga plattjockleken med skjuvarmering är 500 mm. Användningen av en 500 mm:s platta kräver

dock en kraftig dragarmering i plattans övre kant. Vid användningen av en 600 mm tjock platta ökar genomstansningskapaciteten och dragarmeringen som krävs i övre kant av plattan minskar, se tabellerna 12 och 13.

Utöver momentkapacitet, nedböjning och genomstansning bör även behovet av dilatationsfogar utredas. Som i kapitel 5.4 konstateras så ger Eurokod endast en rekommendation att det maximala avståndet mellan dilatationsfogarna ska vara 30 m, men i praktiken lämnas ansvaret för utredningen av behovet av dilatationsfogar på konstruktören. Eftersom exempelobjektets mått är 17,1 m x 53,2 m och den lastfördelande plattan är platsgjuten finns troligtvis ett behov av att placera en dilatationsfog i plattan. Detta examensarbete är dock avgränsat så att dilatationsfogar endast nämns på ett allmänt plan.

Exempelobjektets platta ska uppnå en brandklass på REI60, det vill säga klara av att motstå brand i 60 min utan att minsta bärförmågan. Betongkonstruktioner uppnår relativt lätt höga brandklasser bara konstruktionen är tillräckligt tjock och täcksiktet mot armeringen är tillräckligt. Ett tillräckligt täcksikt hindrar armeringen från att hettas upp och förlora sina hållfasthetsgenskaper i en brandsituation. Enligt tabell 3 så krävs för pelarplattor en minimitjocklek på 180 mm och ett täcksikt på 15 mm för att uppnå en brandklass på REI60. Exempelobjektets platta är minst 500 mm tjock och exponeringsklasserna kräver ett täcksikt på minst 20 mm vilket leder till att brandklass REI60 uppnås för den platsgjutna betongplattans del utan extra åtgärder. För betongkonstruktioner över lag så är det genomföringar och håltagningar som vanligtvis kräver extra noggrannhet för att konstruktionen som helhet ska uppnå önskad brandklass. Detta gäller även för betongplattan i examensarbetet.

## 8 Avslutning

När byggbranschen arbetar mot att bli klimatneutral kommer utvecklingen av nya metoder att bygga att spela en stor roll. För större byggnaders del kommer troligtvis att finnas ett stort behov av att använda så kallade hybridkonstruktioner där olika material kombineras som bärande konstruktioner i en byggnad. På detta sätt kan förhoppningsvis olika materials egenskaper utnyttjas så bra som möjligt.

I detta examensarbete har forskats i möjligheten att kombinera bärande armerade betongkonstruktioner och bärande träkonstruktioner i samma byggnad, i praktiken ett parkeringshus i tre våningar som kombineras med ett ovanpåliggande fem våningars bostadshöghus av CLT. Problemet med konstruktionen i detta arbete är att träkonstruktionerna lätt går till väldigt grova dimensioner om spannen görs lika långa som för betongkonstruktionerna. I examensarbetet har därför undersökts om och hur lasterna från bostadshöghuset kan förflyttas till de bärande pelarna i parkeringshuset när de bärande linjerna inte alltid sammanfaller i parkeringshuset och bostadshöghuset, se figur 1.

I examensarbetet har utretts vilka dimensioner på platta samt vilken armering som krävs när de bärande pelarna i parkeringshuset har ett avstånd på 5,6 m och de bärande linjerna i bostadshöghuset har ett avstånd på 2,8 m. Varannan bärande linje i bostadshöghuset sammanfaller med de bärande pelarna i parkeringshuset och för varannan bärande linje i bostadshöghuset måste lasterna fördelas via den lastfördelande plattan till de bärande pelarna i parkeringshuset.

Resultaten visar att den lastfördelande plattan är fullt möjlig att utföra som en armerad betongplatta enligt parametrarna som antagits i arbetet. Det största problemet visade sig vara genomstansningskapaciteten i plattan. I arbetet har presenterats olika möjligheter att förbättra genomstansningskapaciteten.

Man kunde vidare undersöka vilken inverkan på plattan ett större avstånd på de bärande pelarna kunde ha. I detta examensarbete har endast fokuserats på plattans hållfasthetsegenskaper, men för vidare forskning skulle en livscykelanalys vara intressant.

## Källförteckning

Almssad A. (2015). *Betongkonstruktion*. u.o. : Studentlitteratur Ab.

By 65. (2016). *Betoninormit 2016*. Helsingfors: BY-koulutus Oy. Suomen Betoniyhdistys ry.

Celsa Steelservice Oy. (2022). *UFO – Lävistysvahvike Käyttöohje*. <https://celsa-steelservice.fi/wp-content/uploads/2023/01/UFO-kayttoohje-EC2rev2.pdf> Hämtat 12.5.2023

Elementtisuunnittelu. *Liikuntasaumat*. (2023). <https://www.elementtisuunnittelu.fi/liitokset/liitosten-toiminta/liikuntasaumat> Hämtat 12.5.2023.

Finlands byggbestämmelsesamling. (2016). *Konstruktioners hållfasthet och stabilitet. Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner*. Helsingfors. Hämtat från ym.fi 4.3.2023.

Finlands författningssamling 477/2014. (2014). *Miljöministeriets förordning om bärande konstruktioner*. Helsingfors. Hämtat från ym.fi 4.3.2023.

Finlands författningssamling 848/2017. (2017). *Miljöministeriets förordning om byggnaders brandsäkerhet*. Helsingfors. Hämtat från ym.fi 8.2.2023.

Lahtela, T. (2018). *Paloturvallinen puutalo, asuin- ja toimitilarakentaminen*. Helsingfors: Puuinfo Oy.

Leskelä, M. (2016). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, by 210*. Helsingfors: Suomen Betonitieto Oy. Suomen Betoniyhdistys ry.

Leskelä, M. (2008). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, by 210*. Helsingfors: Suomen Betonitieto Oy. Suomen Betoniyhdistys ry.

Nykyri, P. (2015). *Betonirakenteiden oppikirja – osa 2 2014*. Tammerfors: BY-koulutus Oy. Suomen Betoniyhdistys ry.

Olsson M. & Svensson S. (2001). *Principer för beräkning av deformationer i armerade betongkonstruktioner*, Institutionen för Bygg- och miljöteknik, Lund: Lunds Tekniska Högskola

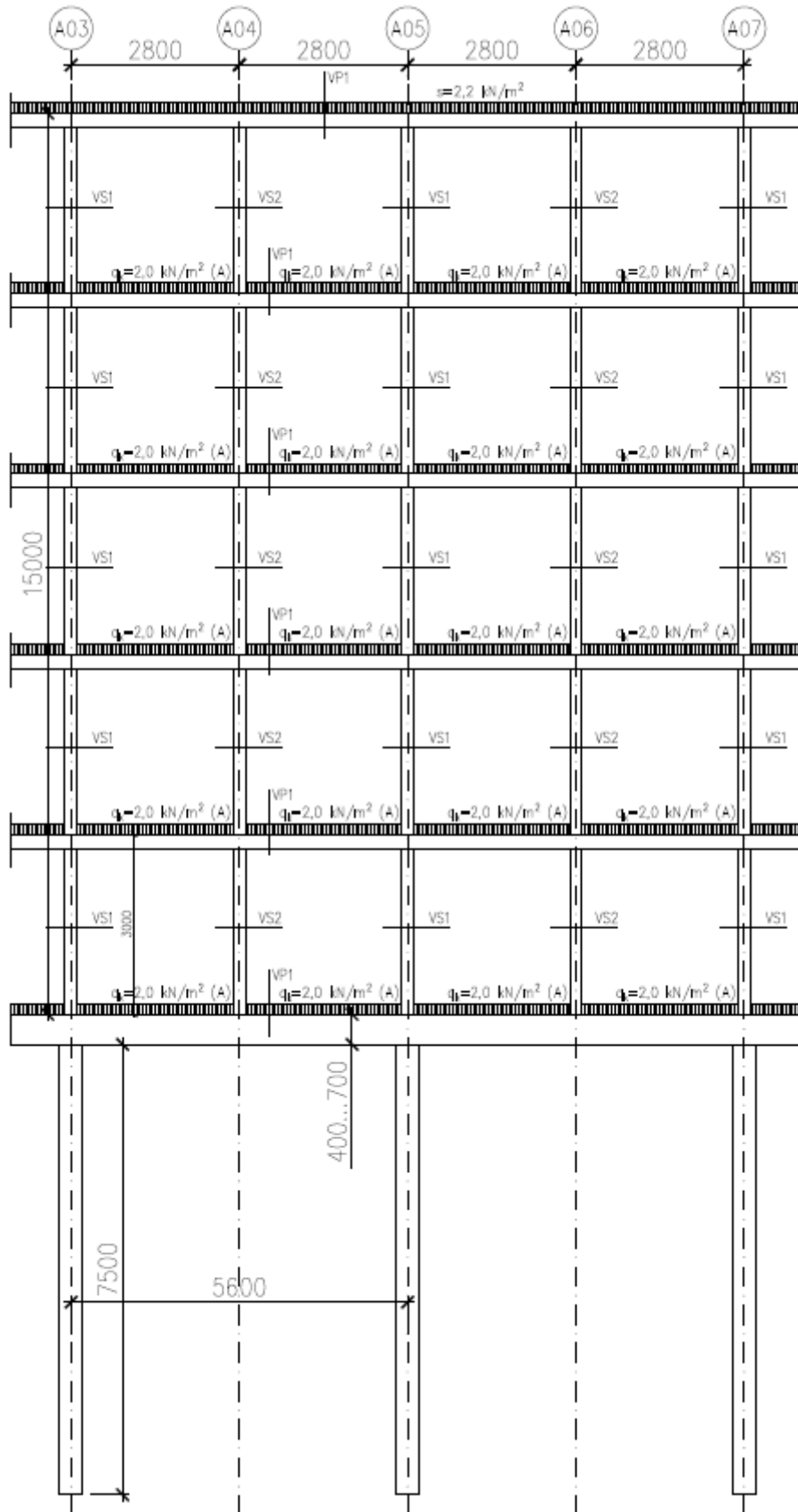
Peikko Oy. (2020). *TERAJOINT®- ja TERAJOINT® Strong - liikuntasaumajärjetelmät, Tekninen käyttöohje*. [https://media.peikko.com/file/dl/i/xx9nVA/QbXN1li1zge704QUiPCh-Q/TERAJOINTFI003TechnicalManual\\_Web.pdf](https://media.peikko.com/file/dl/i/xx9nVA/QbXN1li1zge704QUiPCh-Q/TERAJOINTFI003TechnicalManual_Web.pdf) Hämtat 12.5.2023.

Rakennustieto Oy. (2004). *RT 82-10814 Paikallavaletut betonirakenteet*. (u.o).

Rakennustieto Oy. (2016). *RT 98-11237 Pysäköintilaitokset*. (u.o).

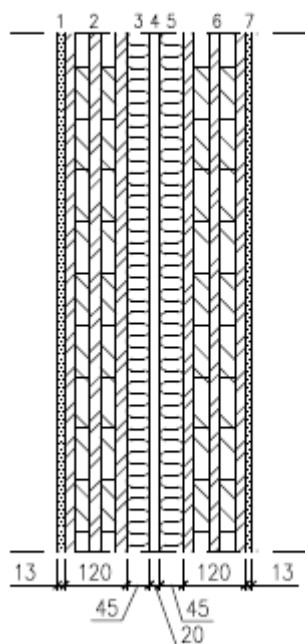
SFS-EN 1992-1-2 + AC. *EUROKODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-2: YLEISET SÄÄNNÖT. RAKENTEIDEN PALOMITOITUS*. (2005). Hämtad från [online.sfs.fi](http://online.sfs.fi) 8.2.2023.

Bilaga 1. Skärning på parkeringshuset. (Degerlund, 2023).



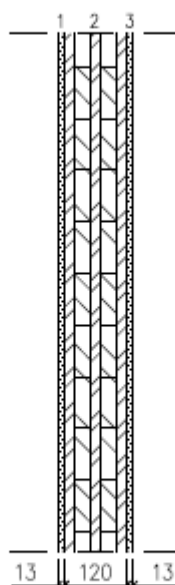
## Bilaga 2. Konstruktionstyper. (Degerlund, 2023).

VS-1



Nr.	Konstruktion	Tjocklek
1.	Gipsskiva	13 mm
2.	CLT-skiva	120 mm
3.	Isolering	45 mm
4.	Luftpalt	20 mm
5.	Isolering	45 mm
6.	CLT-skiva	120 mm
7.	Gipsskiva	13 mm

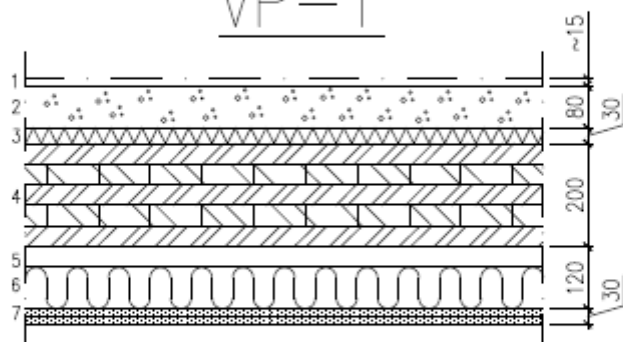
VS-2



Nr.	Konstruktion	Tjocklek
1.	Gipsskiva	13 mm
2.	CLT-skiva	120 mm
3.	Gipsskiva	13 mm

KL-tråhandbok, 2017, s.155

VP-1



Nr.	Konstruktion	Tjocklek
1.	Golvmaterial	~15 mm
2.	Plattgjuten betong	80 mm
3.	Stegljudisolering	30 mm
4.	CLT-platta	200 mm
5.	Perpendlat undertak	
6.	Isolering	80 mm
7.	Brandgipsskiva	2x15 mm

Vikt 310 kg/m<sup>2</sup> enligt KL-tråhandbok, 2017, s.102

Bilaga 3. Beräkning av laster till lastfördelande platta. (Degerlund, 2023).

Beräkning av laster till bärande betongplatta

Permanenta laster i linje A03:

Vägg:	Vikt (kN/m <sup>2</sup> )	Höjd (m)	Våningar	Last (kN/m)
VS2	2,2	3	5	33

Bjälklag:	Vikt (kN/m <sup>2</sup> )	Bredd (m)	Våningar	Last (kN/m)
VP1	3,1	2,8	5	43,4

Last från lätta mellanväggar osv.

Last (kN/m <sup>2</sup> )	Bredd (m)	Våningar	Last (kN/m)
0,5	2,8	5	7

Permanenta laster totalt i linje A03:  $g_k = 83,4$  kN/m

Variabla laster:

Snölast på mark:  $s_k = 2,75$  kN/m<sup>2</sup>

Taklutning  $\alpha = 0^\circ$

$\mu_1 = 0,8$

$s = 2,2$  kN/m<sup>2</sup>

Utöver parkeringen är byggnaden endast planerad för bostäder.  
Vistelselasten blir således enligt lastklass A.

$q_k = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>

Snölast i linje A03:

Last (kN/m <sup>2</sup> )	Bredd (m)	Våningar	Last (kN/m)
2,2	2,8	1	6,2

Vistelselast i linje A03:

(våningsreducering är inte beaktad i lastberäkningen)

Last (kN/m <sup>2</sup> )	Bredd (m)	Våningar	Last (kN/m)
2,0	2,8	5	28

Variabla laster i linje A03:  $q_k = 34,2$  kN/m

Ökning av den variabla lasten med 20 % för att ta i beaktande vindlast:

$q_k = 41,0$  kN/m



## Bilaga 4. Beräkning av en plattas momentkapacitet. (Degerlund, 2023).

Momentkapacitet för plattor

Beräkningar enligt BY 211-osa2, 2014, s.54.

$h =$	700	mm	
Betong $f_{ck}$	35	MPa	
$\gamma_c$	1,5		
$\alpha_{cc}$	0,85		
$f_{cd}$	19,83	MPa	
Armering $f_{yk}$	500	MPa	
$\gamma_s$	1,15		
$f_{yd}$	434,8	MPa	
Armering diameter	32	mm	
$c/c_z$	200	mm	
$A_{sz}$	804,2	mm <sup>2</sup>	4021,2 mm <sup>2</sup> /m
$c_{nom}$	35	mm	
Effektiv höjd			
$d$	647,4	mm	
$\eta$	1		
$\omega$	0,136164		
$\beta = \omega$	0,136		
$\mu$	0,126894		
$m_{Rd}$	1054,8	kNm	(ekv.30/6)

## Bilaga 5. Beräkning av genomstansningskapacitet. (Degerlund, 2023).

Genomstansningskapacitet

Beräkningar enligt BY211-osa2, 2014, kap.6.3.3

Sid.1/2

Last

 $V_{Ed}$  2,853 MNArmering  $f_{yk}$  500 MPa $\gamma_s$  1,15 $f_{yd}$  434,8 MPaBetong  $f_{ck}$  35 MPa $\gamma_c$  1,5 $\alpha_{cc}$  0,85 $f_{cd}$  19,83 MPa $c_{nom}$  35 mm

Pelare

 $c_1$  380 mm $c_2$  380 mm

Platta

 $h$  600 mm

Armering

diameter z 32 mm

diameter y 32 mm

c/c z 150 mm

c/c y 150 mm

 $A_{zz}$  804,2 mm<sup>2</sup>/m $A_{yy}$  804,2 mm<sup>2</sup>/m

Effektiv höjd

 $d_y$  547,4 mm $d_z$  512,2 mm $d$  529,8 mm

Relativt armeringstvårnitt:

 $\rho_{Ly}$  0,00979476 $\rho_{Lz}$  0,010467886

$\rho_L$  0,010131323

sid.2/2

Dimensionerande spänning:

Faktor som tar i beaktande excentritet

$\beta$  1,15

Grundkontrollsnittets längd

$u_1$  8177,7 mm

Dimensionerande last vid grundkontrollsnitt:

$V_{Ed,1}$  0,76 MPa

Genomstansningskapacitet:

Nominellt tvärsnitt:

D 380,00 mm

Koefficient:

$C_{Rdc}$  0,094

Koefficient:

$k$  1,61  
2  
1,61

$V_{Rd,c}$  0,499 MPa

Skjuvkapacitet som last:

$V_{Rd,c}$  1878414,69 N  
1878,4 kN  
1,88 MN

Skjuvkapacitetens övre gräns:

$V_{Rd,max}$  3,01 MN

3005,5

**Bilaga 6. Genomstansningskapacitet med skjuvarmering. (Degerlund, 2023)**

Genomstansningskapacitet med skjuvarmering

Beräkningar enligt BY211-osa2, 2014, kap.6.3.3

Sid.1/3

Last

$V_{Ed}$  2,853 MN

Armering  $f_{yk}$  500 MPa

$V_s$  1,15

$f_{yd}$  434,8 MPa

Betong  $f_{ck}$  35 MPa

$V_c$  1,5

$\alpha_{cc}$  0,85

$f_{cd}$  19,83 MPa

$c_{nom}$  35 mm

Pelare

$c_1$  380 mm

$c_2$  380 mm

Platta

$h$  600 mm

Armering

diameter z 32 mm

diameter y 32 mm

c/c z 150 mm

c/c y 150 mm

$A_{sz}$  804,2 mm<sup>2</sup>/m

$A_{sy}$  804,2 mm<sup>2</sup>/m

Effektiv höjd

$d_y$  547,4 mm

$d_z$  512,2 mm

$d$  529,8 mm

Relativt armeringstvårsnitt:

$\rho_{Ly}$  0,00979476

$\rho_{Lz}$  0,010467886

$\rho_L$  0,010131323

sid.2/3

### Dimensionerande spänning:

Faktor som tar i beaktande excentritet

$\beta$  1,15

Grundkontrollsnittets längd

$u_1$  8177,7 mm

Dimensionerande last vid grundkontrollsnitt:

$V_{ED,1}$  0,76 MPa

### Genomstansningskapacitet:

Nominellt tvärsnitt:

$D$  380,00 mm

Koefficient:

$C_{Rdc}$  0,094

Koefficient:

$k$  1,61  
2  
1,61

$V_{Rd,c}$  0,499 MPa

Skjuvkapacitet som last:

$V_{Rd,c}$  1878414,69 N  
1878,4 kN  
1,88 MN

Skjuvkapacitetens övre gräns:

$V_{Rd,max}$  3,01 MN 3005,5

Dimensionering av skjuvarmering:

sid.3/3

$$f_{ywd,er} = \begin{matrix} 382,45 \\ 434,8 \\ 382,5 \end{matrix} \text{ MPa}$$

Kontrollsnitt där plattan håller utan skjuvarmering:

$$u_{out} = 12,42 \text{ m}$$

$$2d = 1059,6 \text{ mm}$$

Snittets avstånd från pelarens kant:

$$e_{out} = 1,73 \text{ m}$$

Testar med byglar

$$s_r = 150 \text{ mm} \quad (<0,75d) = 0,75d = 397,35 \text{ mm}$$

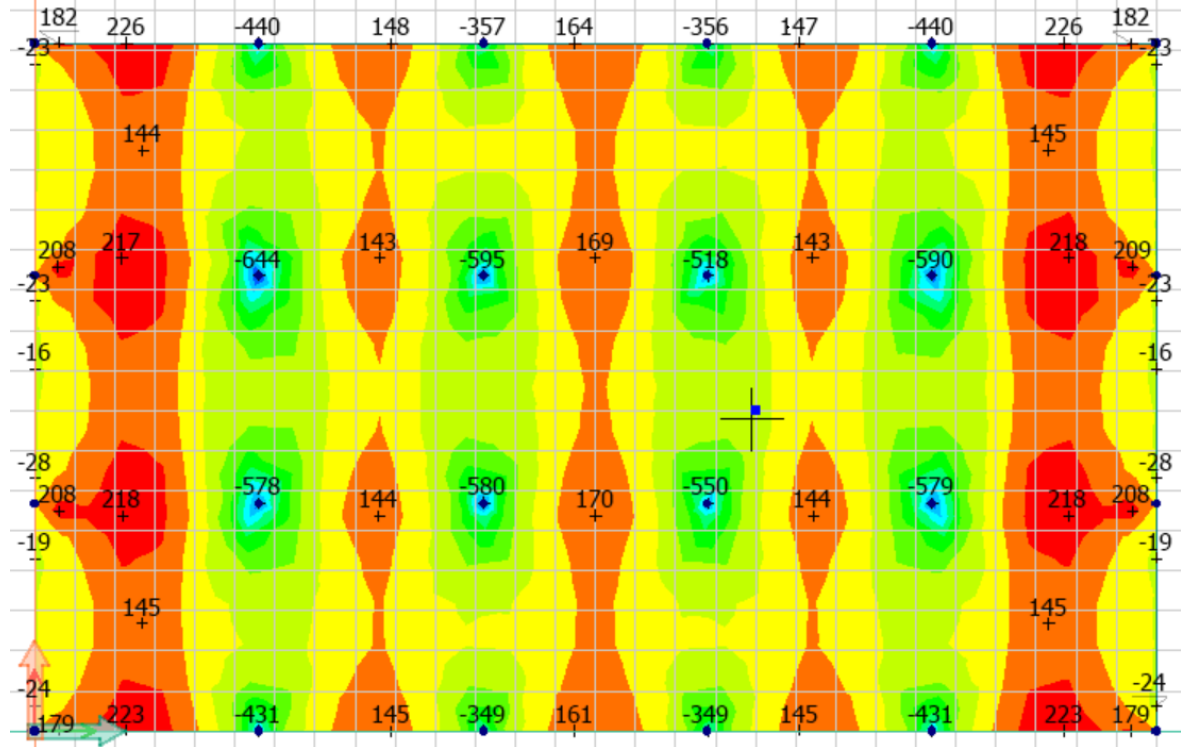
$$\text{diameter} = 12 \quad kd = 794,7 \text{ mm}$$

$$n_{sw} = 16 \quad (\text{antal stående stänger } 0,3d = 158,94 \text{ mm})$$

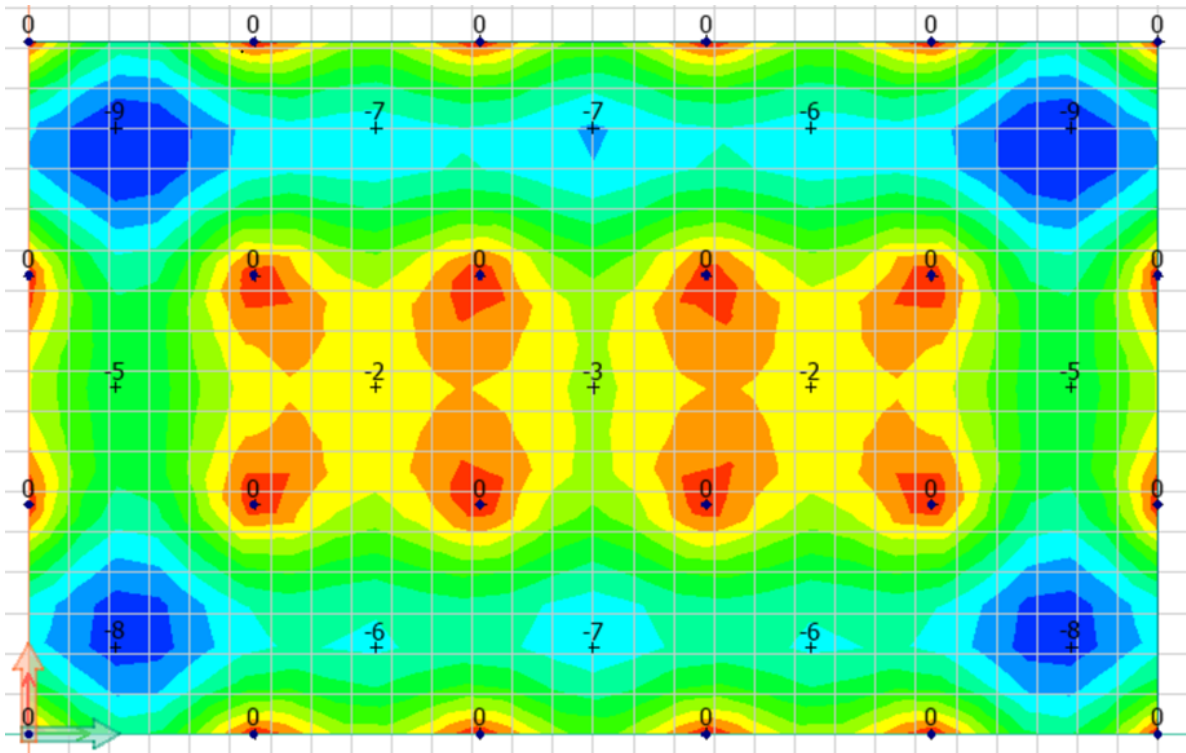
$$A_{sw} = 1809,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,cs} = 0,930 \text{ MPa}$$

Bilaga 7. Dimensionerande moment runt y-axeln för 700 mm:s platta. (Skärmdump från FEM-Design 22, Degerlund, 2023).



Bilaga 8. Nedböjning med inverkan av långtidseffekter för 400 mm platta. (Skärmdump från FEM-Design 22, Degerlund, 2023).



Bilaga 9. Nedböjning med inverkan av långtidseffekter för 700 mm platta. (Skärmdump från FEM-Design 22, Degerlund, 2023).

