

Björnhovda 31:14 m.fl., Mörbylånga

KONSTRUKTIONSRAPPORT NYBYGGNAD FÖRETAGSHOTELL

JOHAN KARLSSON, BH 2022-11-24

UPPDRAGSGIVARE: SYDOSTBYGG AB

PROJEKTLITTERA: 2022:188

1 Inledning

I Färjestaden ska ett nytt företagshotell uppföras. Byggnaden består av en betongplatta på plintar, stomme av limträ med pelare och åsar, fasad av sandwich-element och tak av TRP. Taket fungerar som styv skiva och för vindlasten till fem vindkruss av stål.

Denna rapport omfattar detaljdimensionering av grundläggningen.

2 Förutsättningar

2.1 Geoteknik

Enligt SGU Geokartan ska tomten ha lerig morän som naturlig jordart. Ett antal provgropar har tagits upp vilka samtliga bekräftar detta. Enligt maskinisten är massorna under matjorden omedelbart styva.

Baserat på ovan drar jag slutsatsen att det går att räkna med 100 kPa bärförmåga resp. 35° friktionsvinkel utan vidare utredning. Tungheten hos de naturliga massorna är hög. Jag räknar med 12/22. Det går också att konstatera att det är låg naturlig dränering och inte försumbar tjällyftning.

2.2 Laster

Från överbyggnaden angriper laster definierade av KP, se bilaga 1. För att kunna bearbeta lasterna lättare lägger jag in dem i K-planen i CAD. Jag lägger in dem med två värden; N och U som står för N – maximalt nedåtriktat i SK2, och U – maximalt uppåtriktat i SK2. Båda värdena summeras för taklasten och vindkruss.

Det visar sig efter denna summering att vi har följande värsta fall:

- Maximal N i YV med kryss: 142,4 kN
- Maximal N i YV utan kryss: 82,0 kN
- Minimal U i YV: -38,6 kN

- Maximal N i IV med kryss: 291,7 kN
- Maximal N i IV utan kryss: 168,8 kN
- Minimal U i IV: -99,0 kN

3 Dimensionering

3.1 Platta

Plattan är tänkt att vara 100 mm tjock av C30/37. Den ska enl. beslut i samråd med TE och B minimisprickarmeras. Jag kontrollerar detta dels i excelsnurra, dels i Celsas ”platta på mark”.

I excelsnurra ges att en lagom mängd är $\emptyset 9s100$ centriskt. Detta är mängd $6,4e-4/m$. Enligt Celsa är minimimänden $5,1e-4/m$. Jag väljer det värre fallet i snurran och befäster $\emptyset 9s100$.

Med maximalt eftergivligt underlag (cellplast ligger nära detta), ges med $6,4e-4$ en kapacitet för punktlast på: 67 kN. Detta motsvarar 6,8 ton.

Denna belastning gäller endast i korttid och utan hänsyn till underliggande cellplast. Om vi ponerar EPSS150 har denna följande kapaciteter:

- 150 kPa i korttid
- 45 kPa i långtid

Spridning 45° av punktlast 100x100 i den 100 mm tjocka plattan ger en area på 0,081 m². Cellplasten klarar på denna yta:

- $0,081 \cdot 150 = 12,2 \text{ kN} = 1250 \text{ kg}$
- $0,081 \cdot 45 = 3,6 \text{ kN} = 375 \text{ kg}$

Detta är en del mindre än plattan klarar utan hänsyn till underlaget. För bättre nyttjande av plattan kan en större anliggningsyta tillämpas, alternativt bättre cellplast användas. Med anliggningsyta 200x200 ökar arean på cellplasten till 0,151 m² och lastvärden till (avjämnat till jämna nummer):

- $0,151 \cdot 150 = 22,7 \text{ kN} = 2250 \text{ kg}$
- $0,151 \cdot 45 = 6,8 \text{ kN} = 700 \text{ kg}$

Momentkapacitet i plattan med denna armering blir:

- $MRd = 10,6 \text{ kNm/m}$

3.2 Plintar

Lasterna i avsnittet ovan ligger till grund för utformning av ett antal plinttyper. Jag utgår först från de värsta fallen och särskiljer inre och yttre pelare eftersom de bygges upp på olika sätt. Jag börjar med drag eftersom det troligen kommer vara det värre fallet.

3.2.1 Dragplint YV

Vi har som mest 38,6 kN att hantera som nettodrag i dessa lägen. I yttervägg har vi sockel som skulle kunna bidra med en ytterligare reduktion av nettoeffekten uppåt. Därunder har vi sedan plattan och plinten i första hand, och jordmassor aktiverade av plinten i andra.

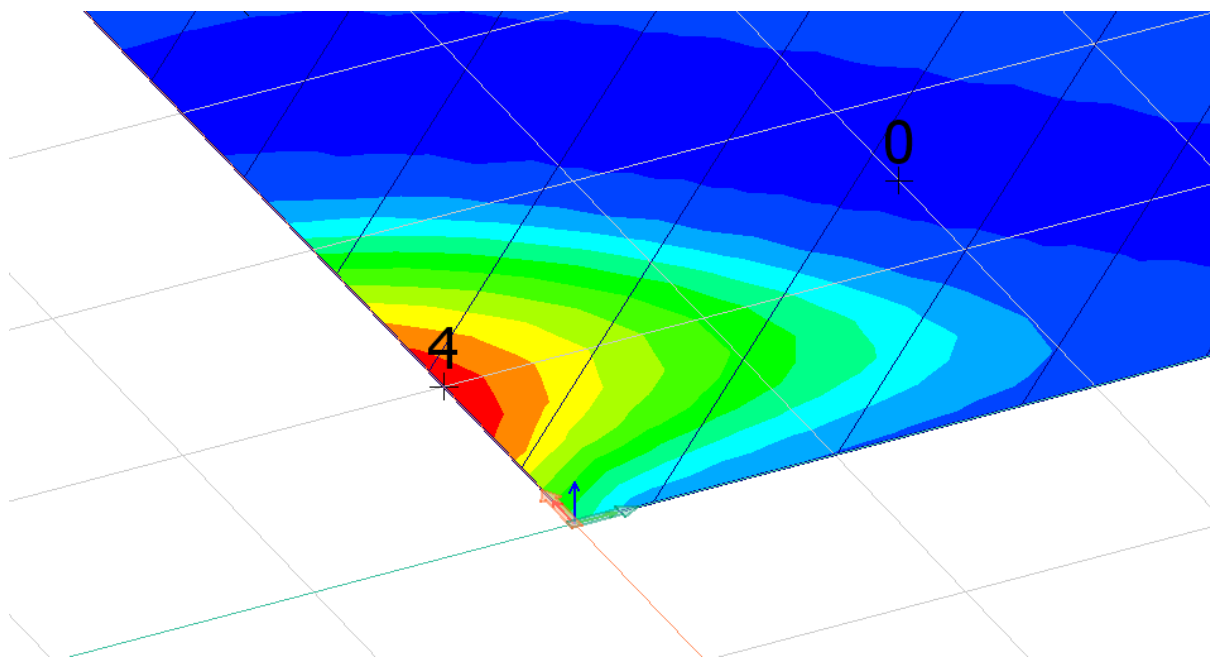
Socklarna vid kryssen i YV ankommer till plinten med åtminstone:

- $6 \cdot ((25 \cdot 0,27 \cdot 0,20) + 0,7 \cdot (25 \cdot 0,15 \cdot 1,10)) = 25,4 \text{ kN}$
- Dimensionerande värde i SK2 för jämvikt: $0,9 \cdot 25,4 = \underline{22,9 \text{ kN}}$

Alla draglaster i YV kan alltså reduceras med detta värde. I den värsta kan vi alltså börja med att gå ner till $38,6 - 22,9 = 15,7 \text{ kN}$ nettolyft. Plintarna behöver minst vara 800x800x200 m.h.t. vertikallast. Detta ger en egenvikt på $0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 25 = 3,2 \text{ kN}$. Plintarna är nedsänkta en bit vilket gör att viss jord också aktiveras. Med 1*1 m plintar i alla draglägen aktiveras ca 0,1 m³ massor vilket åtminstone är 2,0 kN. Jag väljer att negligera detta i nuläget eftersom det är en försumbar mängd som inte motiverar ökningen av sulstorleken.

Återstår alltså 12,5 kN som måste fördelas i plattan. Denna väger exkl. kantbalk $0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$. Alltså kommer det krävas. $12,5 / 2,5 = 5 \text{ m}^2$ platta.

Jag kontrollerar momenten av detta i FEM, se bilaga 2. Resultatet är 4 kNm spridningsmoment i UK. Detta är lägre än kapaciteten, OK!



Figur 1, FEM-kontroll av lyftspridning

Dragplintarna under YV behöver alltså inte sänkas ner mer än de av sockellev. önskade 500 mm.

3.2.2 Tryckplint YV

Här har vi 142,4 kN med vindkryss och 82,0 utan.

3.2.2.1 GSYV1, 142,4

Måste av geometriska skäl vara minst 800x800 mm. Med tänkt grundkapacitet på 100 kPa krävs dock mer, jag väljer 1,4 m som ingångsvärde. Med egenvikt socklar och plint har vi totalt ett tillägg på som mest:

- $1,09 \cdot (25,4 + 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,25 \cdot 25) = \underline{41,0 \text{ kN}}$
 - Jag håller även viss marginal i dimensioneringen för fasad och sulskافت.

Totalt har vi alltså:

- $142,4 + 41 = \underline{183,4 \text{ kN}}$

För att viss marginal krävs ca 2 m^2 , $\sqrt{2} = 1,41 \text{ m}$. Jag avrundar ner till sidmått 1,40 m vilket var vad jag antog. Jag kontrollerar denna sula i Foundation, se bilaga 3 och noterar att det fungerar med måttlig armering om $\varnothing 10 \text{ s } 200$ i UK.

3.2.2.2 GSYV2, 82,0

I dessa sulor har vi samma tillkommande vikt av socklar med 41 kN. Alltså har vi totalt $82 + 41 = 123,0 \text{ kN}$. Detta kontrolleras i Foundation i bilaga 4. Jag antar ett sidmått på 1,15 m och samma tjocklek 0,25 m. Det visar sig att vi klarar detta med samma armering som ovan. Jag avrundar denna till 1,20 m.

3.2.2.3 GSYV3, 62,8

Jag skulle vilja ha en ytterväggssula som är 1,00 m som ett minimum, med denna kunde vi klara laster upp till 62,8 vilket är de flesta. Egenvikten som tillkommer är:

- $1,09 \cdot (25,4 + 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 25) = \underline{34,5 \text{ kN}}$

Total last alltså $62,8 + 34,5 = 97,3 \text{ kN}$. Detta klarar vi alltså i en $1,0 \times 1,0 \text{ m}$ sula med $< 100 \text{ kPa}$.

Även denna sula kan armeras med $\emptyset 10 \text{ s} 200$ i UK.

3.2.2.4 Placering sulor.

För att få balans i sulorna önskas reaktionen angripa den centriskt. Stomlasten angriper ca 250 mm ifrån centrum sockel. Snittfördelningen är ca 75:25, alltså att sulan bör placeras $\frac{3}{4}$ av vägen mot pelaren, alltså ca $0,75 \cdot 250 = 188 \text{ mm}$ ifrån sockelns centrum. Från utsida sockel är det $270/2 + 188 = 323 \text{ mm}$. Jag avrundar till 330 mm.

3.2.2.5 Pelarskaft

Själva svetsplattan är ingjuten i kantbalken. Totalhöjden är 167 mm. Studsarna ryms inom kantbalkens bredd. Ingen dragkraft ska överföras från denna till plattan eftersom det är vindkryssens direktingjutning som överför detta.

Detta gods är en ankarplatta centrerad under svetsplattan som har maximalt avstånd från FG på upp till 366 mm. Dessa måste därför gjutas in redan i plintskافتen. Den stora horisontalkraften bör mötas upp av en betongsträva upp till kantbalken.

Strävans centrum är ca på FG -0,25 m. För att klara detta utan stora moment vill jag göra plintskافتet avlångt, lika plinten under.

3.2.3 Plintar IV

I de inre delarna av plattan angriper de största draglasterna. Den största av dem är -99 kN i SK2. Trycklasten i samma läge är upp till 291,7 kN vilket även det är den största förekommande. Om vi tillåter 100 kPa i marktryck ger detta en erforderlig yta på $291,7/100 = \text{ca } 3,0 \text{ m}^2$ om vikt av sulan tages hänsyn till. Detta ger ett sidmått på $\sqrt{3} = 1,75 \text{ m}$. Med höjd 250 mm blir egenvikten av en sådan plint $0,25 \cdot 3 \cdot 25 = 19 \text{ kN}$. Återstår 80 kN nettodrag. Jag skulle inte tro att plattan kan fördela ut detta med rimliga moment, men kontrollerar det ändå i bilaga 2. Momentet lokalt vid lyftet blir 19 kNm vilket är mer än plattans kapacitet. Jag väljer att försänka dessa sulor.

3.2.3.1 GSIV1 291,7/-99,0

På den lägre grundläggningsnivån har vi högre bärighet. Jag väljer att tillåta 150 kPa en meter ner. Detta gör att ytan kan minska till $2,0 \text{ m}^2$ vilket gör att sidmåtten kan vara ca 1,5 m om egenvikt i sula och massor tages hänsyn till. Jag kollar armering i Foundation, se bilaga 5. Det visar sig fungera med $\# \emptyset 10 \text{ s} 200$ i 250 mm tjocklek lika övriga.

Mothållet blir nu totalt:

- $G_{btg} = 25 \cdot ((0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,9) + (0,25 \cdot 1,5 \cdot 1,5)) = 16,1 \text{ kN}$

- $G_{jord} = 18 \cdot (0,58 \cdot 1,5 \cdot 4) = 62,6 \text{ kN}$
- Totalt: $16,1 + 62,6 = 78,7 \text{ kN}$

Återstående lyft är $99 - 78,7 = 20,3 \text{ kN}$. Detta bedömer jag att vi kan hantera i plattan, men dubbelkollar i bilaga 2. Momentet blir endast 3 kNm/m , OK.

För att sprida motviktslasten behöver de försänkta sulorna armeras även i ÖK.

3.2.3.2 GSIV1* 177,7/-79,4

I dessa plintar är vertikallasten betydligt mindre, men eftersom draglasten är ca 80 % av den värre sulotypen ovan bedömer jag att det inte är lönt att differentiera sultyperna. GSIV1 gäller alltså även dessa lägen.

3.2.3.3 GSIV2 168,8

I övriga sulor har vi inga draglaster utan endast tryck. Dessa sulor behöver därmed inte sänkas. Bärigheten är också lägre, 100 kPa . Den största lasten är $168,8 \text{ kN}$ från stommen. Erforderlig yta med hänsyn till vikt av sula och last på plattan är ca $1,75 \text{ m}^2$. Detta ger ett minsta sidmått på ca $1,4 \text{ m}$. Denna sultyp kommer gälla alla innersulor.

3.2.3.4 Isolering

Under isolerade sulor förlägges styv isolering, 50 mm EPSS300 .

3.2.4 Anslutningsbalkar

Plattan blir förutom för ett drag, även hårt utsatt av den stora koncentrerade horisontallasten som vindstagen för ner. Vad som förvärrar detta ytterligare är att stagen för ner kraften en bit ner under FG. Det måste kontrolleras att kraftansamlingen kan hanteras lokalt innan den kan spridas i sidled och tas omhand i friktion och passivt mothåll i jorden.

3.2.4.1 Yttre balkar

I husets rand är det tänkt att vara en kantförstyvning på 200 mm total höjd. Kraftangreppet för vindstagen är ca 300 mm under FG. Detta ger ett moment upp till centrum kantbalk på $0,2 \cdot F$. Kraften i ytterranden är upp till $72 \cdot 0,91 = 65,5 \text{ kN}$ i SK2. Detta ger ett moment på $0,2 \cdot 65,5 = 13,1 \text{ kNm}$ i kantbalken. Momentet blir i UK bortom krysset och i ÖK inne i detsamma. Till detta har vi alltså en knäckande kraft på $65,5 \text{ kN}$. Knäckningskraften kommer att avta i och med att kraften sprider sig in i plattan till dess olika lägen för mothåll. Jag bedömer att kraften ej är stor nog att vara ett problem i detta hänseende.

För att klara momentet måste vi armera kantbalken i ÖK+UK. Det visar sig att $2\emptyset 12$ ger $15,2 \text{ kNm}$ kapacitet. Detta är ganska hårt armerat och utnyttjat. Jag väljer att gå upp till en kantbalk som är 250 mm vilket ger god kapacitet med $3\emptyset 10$ i UK resp. $2\emptyset 12$ i ÖK. I ÖK har vi dock redan $3\emptyset 9$. Jag väljer att komplettera med $1\emptyset 10$ här. Lokalt vid pelare lägger jag $1\emptyset 10$ extra i UK och $1\emptyset 10$ extra i ÖK.

Det övre vindkrysset, typ 4 har så lite last att extraarmering inte erfordras.

För att kraften på ett bra sätt ska förankras i betongen vill jag ha en flack trycksträva upp från förankringen. Av denna anledning förlänger jag pelarskaften i dessa lägen till bortsida plint. Jag armerar dessa väggar ca $\emptyset 10 \text{ s } 200$.

3.2.4.2 Inre balkar

Som underliggare i vindkrysslägen måste vi ha en förstyrning för att inte knäcka plattan. Jag tänker mig att denna som alla andra blir 250 mm tjock och 300 mm bred. Kraften är upp till $0,91 \cdot 140 = 127,4$ kN. Vi har en hävarm på $0,300 - 0,125 = 0,175$ m. Detta ger oss $0,175 \cdot F = 0,175 \cdot 127,4 = 22,3$ kNm moment. I ÖK har vi 3Ø9. Jag lägger till 2Ø10 här. I UK lägger jag 3Ø12.

Balken blir geometriskt som en sammanknytare mellan de förlängda väggskaftsnutarna i vilka armeringen förankras.

3.3 Entresoler

Det ska finnas möjlighet för kunderna till enheterna att lägga till eller i ett senare skede bygga entresolbjälklag. I detta avsnitt dimensioneras dessa.

Det finns två typer, en för de små och en för de större modulerna.

3.3.1 Gemensamt

Lasten på entresolerna är egenvikt och nyttig last. Jag bedömer att det främst kommer att röra sig om kontorsverksamhet och tillåter därför $2,5$ kN/m². Egenvikten sätter jag till $0,5 + 0,5 = 1,0$ kN/m² vilket inkluderar installationer och innerväggar.

3.3.2 Liten modul

Fri spännvidd är $3,1$ m. I bak och framkant placeras balkar som bäres upp av egna pelare vilka ställes intill stompelare där sådana förekommer.

3.3.2.1 Bjälkar

Jag dimensionerar dessa i Frame analysis, se bilaga 6. Det visar sig att en 45x195 C24 s600 håller i ULS med viss marginal. Svikt och nedböjning är OK givet att golvspån skruvlimmas på dess ovansida.

3.3.2.2 Pelar-balk

Lasterna till balkarna är $1,55$ m bidragande av ovan laster. Till detta kommer egenvikt av balken själv. Pelarna är rimligen inte mer än $4,0$ m höga vilket jag antar som knäcklängd. Jag lägger till 5 kN påkörningslast på $1,0$ m ÖFG. Spännvidden är $5,8$ m på balken.

Det visar sig att det håller för lasterna med 115x115 GL30h pelare och 115x315 GL30c balk. Nyttjandegraden är 78% i balken och $14,3$ mm nedböjning $\rightarrow 5800/14,3 = L/405$, OK. Se bilaga 7.

3.3.2.3 Grundläggning

För att hålla belastningen lika tidigare ska 100 kPa hållas mot marken. Lasten i pelarna är $21,2$ kN i SK2. Detta ger ett behov av en yta på $0,21$ m². Sidmått $0,5$ kan vara lagom vilket ger en yta på $0,25$ m². En sådan sula kan vara 200 mm hög med 3+3Ø10 i botten.

3.3.3 Stor modul

Bjälkarna är här längre, $4,1$ m. För övrigt lika. Jag kontrollerar dessa i bilaga 8. Bjälkarna håller inte med 45x220 s600. Jag väljer därför 45x220 s400 vilket ger NG 71% . Nedböjning med golvspån på blir $1,9$ mm. Detta räcker alltså inte. Jag föreskriver därför kortlingar på mitten som jag bedömer kommer agera tillräcklig spridare av punktlast för att reducera svikten till under $1,5$, OK.

3.3.3.1 Pelar-balk

Här har vi samma spännvidd som tidigare, men mer last, 2,05 m bidragande. Se bilaga 8. Det funkar med en 115x360 GL30c. 81 % NG och 12,9 mm nedböjning. Pelare 115x115 enl. tidigare.

3.3.3.2 Grundläggning

Lasten är 28,0 kN i UK pelare. Flera pelare kommer att få två sådana extra laster.

För både denna och den mindre entresolens grundläggning vore det en fördel om vi kunde belasta bef. sulor med denna tillkommande last, antingen direkt eller via mellanliggande massor.

Flera av dem är anpassade för endast 62,8 kN och kommer inte kunna få ett tillskott på 50 %. Vi måste i dessa lägen gå upp en dimension. Jag lägger till entresollasten på lastplanen och går igenom alla dessa sulor på nytt.

Det som finns att jobba med är:

- GSYV3: 62,8
- GSYV2: 82,0
- GSYV1: 142,4
- GSIV2: 168,8
- GSIV1: 291,7

Utöver detta behöver vi en nya typer eftersom lasterna är för stora. I ytterväggar måste vi också ta hänsyn till sockellast, vilket ovan sulor har marginal för medräknat.

I en ytterpelare B1 har vi nu 163,5 kN. Jag kollar om detta klaras i denna i bilaga 3, med positivt resultat. Vi kan tillåta den större lasten utan att ändra typ, OK.

I C2 har vi nu 211 kN. För att klara 100 kPa måste vi ha 2,1 m². Vi har nu 1,4*1,4 = 1,96 m², alltså inte OK, denna måste upp till 1500 mm sidmått som vi alltså klarar 225 kN i lite förenklat. I 1,4 m-sulan klarar vi ca 190 kN.

Vi behöver en ny innerväggssula som ska klara upp till 84 kN för endast entresolpelare. Dessa behöver då ett sidmått på ca 1,0 m.

Vi har ett ställe med 42,2 kN på kantbalken med 3Ø10 i UK. Detta måste spridas på 1 m längs den vilket inte är några problem.

Vi har också några ställen där vi måste få ner lasten från entresol i försänkta plintar. Jag bedömer att det räcker med att entresolpelaren har någon grad av anliggning mot pelarskaftet och att detta tillsammans med skruvning mot stompelare är tillräckligt.

4 Revideringar

4.1 Armering och cellplast

Under granskningstiden beslutar TE i samråd med B att minska armeringsmängd och isoleringens hållfasthetsklass, samt öka plattans tjocklek till 120 mm. Jag har informerat om att den lägre armeringsmängden inte uppfyller minimisprickarmeringsnivån och att detta tillsammans med cellplast i S100-kvalitet kommer att ge lägre tillåtna punktlaster i plattan, speciellt i långtid.

Dessa förändringar föres dels in på ritning till BH, dels kontrolleras de här nedan i relevanta fall.

4.1.1 Punktlaster

Valt nät, #8150 har armeringsarea $3,35e-4$ per m^2 . Med maximalt eftergivligt underlag ges en kapacitet för punktlast på: 45 kN. Detta motsvarar 4,5 ton.

Denna belastning gäller endast i korttid och utan hänsyn till underliggande cellplast. Med EPSS100 får vi:

- 100 kPa i korttid
- 30 kPa i långtid

Spridning 45° av punktlast 100×100 i den 120 mm tjocka plattan ger en area på $0,115 m^2$. Cellplasten klarar på denna yta:

- $0,115 \cdot 100 = 11,5 \text{ kN} = 1150 \text{ kg}$
- $0,115 \cdot 30 = 3,0 \text{ kN} = 300 \text{ kg}$

Detta är mycket mindre än plattan klarar utan hänsyn till underlaget. För bättre nyttjande av plattan kan en större anliggningsyta tillämpas, alternativt bättre cellplast användas. Med anliggningsyta 200×200 ökar arean på cellplasten till $0,193 m^2$ och lastvärden till (avjämnat till jämna nummer):

- $0,193 \cdot 100 = 19,3 \text{ kN} = 1950 \text{ kg}$
- $0,193 \cdot 30 = 5,8 \text{ kN} = 600 \text{ kg}$

Enligt Eurokod 1-1-1 är lasten per hjul på fordon i kategori F, alltså bilar upp till 3 ton, $Q/k = 20/2 = 10 \text{ kN}$. Ytan är $0,1 \times 0,1 \text{ m}$. Vi klarar denna last med minsta möjliga marginal i plattans nya utförande givet att något större spridning motsvarande partialfaktorn tillfälligt accepteras i plattan, som ju klarar 4,5 ton punktlast i brottgräns.

Momentkapacitet i plattan med vald armering blir:

- $MRd = 6,5 \text{ kNm/m}$

Momentet vi nyttjade för lyft var 3 resp. 4 kNm/m, OK!

Ingenjörfirman Mikael Gustafsson AB



Johan Karlsson, Konstruktör
Civilingenjör AT, CTH