

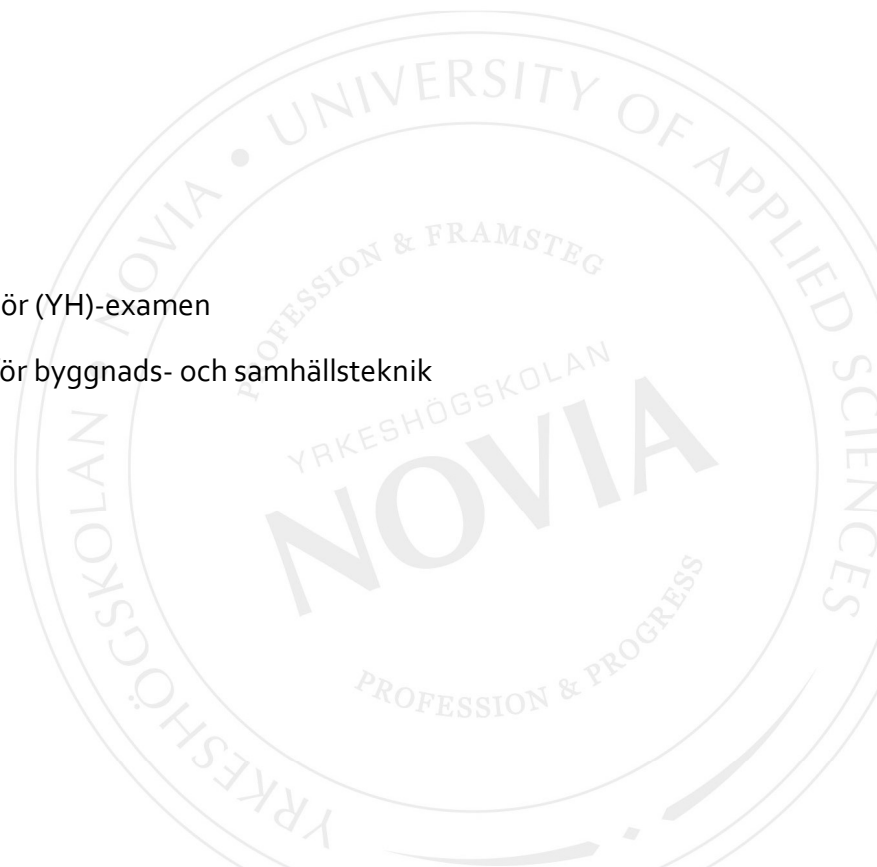
Dimensionering av konsolväggar enligt fackverksanalogi

Sebastian Hedman

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningsprogrammet för byggnads- och samhällsteknik

Raseborg



EXAMENSARBETE

Författare: Sebastian Hedman
Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, Raseborg
Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion
Handledare: Johan Degerlund, Johan Rosqvist

Titel: Dimensionering av konsolväggar enligt fackverksanalogi

Datum 19.04.2020

Sidantal 33

Bilagor 3

Abstrakt

Detta examensarbete har gjorts i samarbete med ingenjörbyrå Pontek, ett företag som är specialiserat inom konstruktions – och broteknik. Arbetet är en del av det pågående projektet Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus i Kuopio Finland.

Examensarbetet handlar om dimensionering av en konsolvägg enligt fackverksanalogi. Dimensioneringen sker i brottgränsstillstånd med dimensionerade krafter. Dimensioneringen följer anvisningar och bestämmelser för Eurokod 2.

Fackverksanalogi går ut på att avbilda en konstruktions inre spänningar i form av ett fackverk som består av trycksträvor, dragstag och knutpunkter. Trycksträvorna utgörs av betong medan dragstagen utgörs av armering och i deras skärningspunkter finns knutpunkterna. Fackverksanalogi används mest till beräkning av diskontinuitetszoner och vid kontroll av FEM-uträkningar. Metoden lämpar sig för dimensionering av konstruktioner vars höjd är stor i förhållande till deras spännvidd eller konstruktioner vars geometri inte är konstant.

Examensarbetet omfattar teori om fackverksanalogi samt dimensioneringsexempel. I arbetets teoridel tas det upp information om fackverksanalogi och där beskrivs hur man skall tillämpa fackverksanalogi vid dimensionering av betongkonstruktioner. I dimensioneringsexemplet förklaras dimensioneringen av en konsolvägg stegvis.

I detta arbete har information huvudsakligen hämtas från Eurokod och betongnormer. Analysen av konstruktionen är gjord med Autodesk Robot Analysis Professional 2019. Dimensioneringsberäkningar är delvis gjorda för hand och delvis i form av Excel-tabeller.

Språk: svenska

Nyckelord: fackverksanalogi, konsolvägg

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Sebastian Hedman
Koulutus ja paikkakunta: Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, Raasepori
Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu
Ohjaajat: Johan Degerlund, Johan Rosqvist

Nimike: Konsoliseinän mitoitus ristikkomenetelmällä

Päivämäärä 19.04.2020 Sivumäärä 33 Liitteet 3

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on tehty yhteistyössä insinööritoimisto Pontekin kanssa. Yhtiön ydinosaamiseen kuuluu rakennustekniikka ja siltatekniikka. Työ on ollut osa käynnissä olevaa projektia Savilahden liikunta- ja tapahtumakeskus Kuopiossa.

Opinnäytetyö kertoo konsoliseinän mitoituksesta ristikkomenetelmällä. Mitoitus tapahtuu murtorajatilassa mitoitettavien kuormien kanssa. Mitoitus on tehty Eurokoodi 2:n ohjeiden ja määräysten mukaisesti.

Ristikkomenetelmässä rakenteen sisäiset jännitteet esitetään ristikkoina jotka koostuvat puristussauvoista, vetosauvoista ja solmu pisteistä. Puristussauvat koostuvat betonista, vetosauvat koostuvat raudoituksesta ja niiden leikkauspisteissä ovat solmupisteet. Ristikkomenetelmää käytetään eniten epäjatkuvusalueiden laskemiseen ja FEM-laskelmien kontrolloimiseen. Menetelmä soveltuu hyvin mitoittamaan rakenteita joiden korkeus on iso suhteessa pituuteen ja rakenteita joiden geometria ei ole jatkuva.

Opinnäytetyö sisältää teoriaa ristikkomenetelmästä ja mitoitus esimerkki. Opinnäytetyön teoriaosassa esitetään tietoa ristikkomenetelmästä ja miten siitä, käytetään betonirakenteiden mitoittamiseen. Mitoitusesimerkissä esitetään konsoliseinän mitoitus vaiheittain.

Tämä opinnäytetyöhön tietoa on pääasiassa haettu Eurokoodeista ja betoninormeista. Rakenteen analysointi on tehty Autodesk Robot Analysis Professional 2019-ohjelmalla. Mitoituslaskelmat on osittain tehty käsilaskelmilla ja osittain Excel-taulukoilla.

Kieli: ruotsi

Avainsanat: ristikkomenetelmä, konsoliseinä

BACHELOR'S THESIS

Author: Sebastian Hedman
Degree Programme: Construction and Civil Engineering, Raseborg
Specialization: Structural Engineering
Supervisors: Johan Degerlund, Johan Rosqvist

Title: Design of a Console Walls Using Strut and Tie Method

Date 19.04.2020 Number of pages 33 Appendices 3

Abstract

This Bachelor's thesis has been written in collaboration with the structural engineering company Pontek. The company specializes in construction and bridge engineering. The thesis is part of the ongoing project Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus in Kuopio, Finland.

The Bachelor's thesis is about the dimensioning of a console wall using truss analogy. The dimensioning is made in ultimate limit state with design forces. The dimensioning of the console wall follows Eurocode 2: s instructions and standards.

With truss analogy you develop a truss system to represent the inner stresses in a construction, which consists of struts, ties and nodes. The compressions forces are represented as struts while the tensile forces are represented as ties and in their intersections are the nodes. Truss analogy is mostly used in the calculation of discontinuity zones and control of FEM calculations. The method is suitable in the design of structures, the height of which is big compared to their span or structures, the geometry of which is not consistent.

This thesis contains theory about truss analogy and a dimensioning example. The theoretical part of the thesis comprises of information about truss analogy and how to implement it in the design of concrete structures. In the example the dimensioning of a console wall is explained step by step.

The information in this thesis is mostly based on Eurocodes and concrete norms. The analysis of the structure has been made using Autodesk Robot Analysis Professional 2019. The dimensioning calculations have been partly done by hand and partly in form of excel tables.

Language: Swedish Key words: Truss analogy, Console wall

Innehållsförteckning

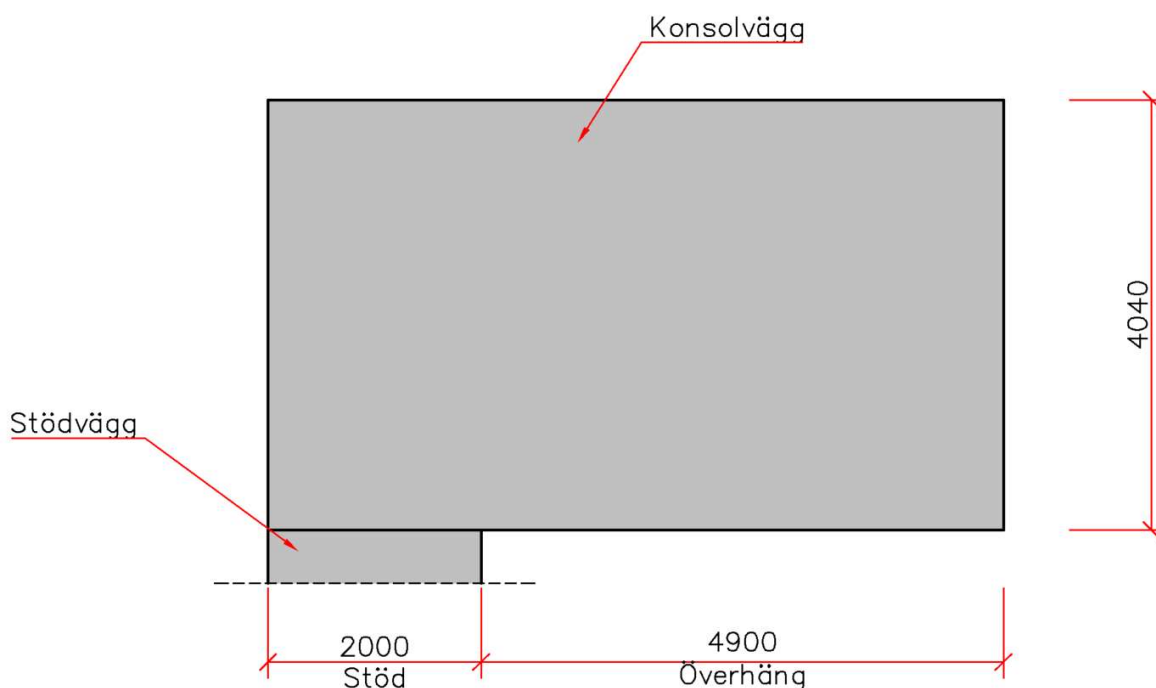
1	Inledning.....	1
1.1	Syfte.....	2
1.2	Insinööritoimisto Pontek Oy.....	2
1.3	Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus.....	3
2	Höga balkar.....	4
3	Armerad betong.....	5
3.1	Hållfasthetsvärden för betong.....	5
3.2	Betongens och armeringens dimensioneringsvärden.....	6
3.3	Armeringens täckskikt.....	6
4	Fackverksanalogi.....	7
4.1	B- och D-regioner.....	8
4.2	Trycksträvor.....	9
4.2.1	Flaskhalsformigt spänningsfält.....	10
4.2.2	Fläktformigt spänningsfält.....	10
4.2.3	Prismatiskt spänningsfält.....	10
4.3	Trycksträvors hållfasthet.....	10
4.4	Dragstag.....	13
4.5	Knutpunkter.....	13
4.5.1	CCC nod.....	14
4.5.2	CCT nod.....	15
4.5.3	CTT nod.....	16
5	Fackverkets uppbyggnad.....	18
6	Metodbeskrivning.....	19
7	Dimensionering av konsolvägg.....	20
7.1	Utgångsinformation.....	21
7.2	Belastning.....	22
7.3	Analys av konstruktionsdel.....	24
7.4	Utveckling av fackverk.....	26
7.5	Analys av fackverk.....	27
7.6	Beräkning av armeringsbehov.....	28
7.7	Kontroll av noder och trycksträvor.....	30
8	Analys.....	33
	Källförteckning.....	34

1 Inledning

En vanlig vägg kan tänkas vara stödd längs med hela sin längd på den undre sidan, och därmed utsätts den endast för tryckspänning och ett litet moment. I en vanlig vägg kan man anta att det inte uppkommer knappt någon dragspänning och att tryckspänningarna rör sig någorlunda linjärt i en vertikal riktning. Men en vägg som bara stöds delvis och som har en stor del av sin längd fritt hängande i luften (se figur 1), dvs en konsolvägg var det kommer att uppstå både stora tryck – och dragspänningar, vars riktning inte mera är linjär, då påminner och fungerar väggen mera som en balk eller en hög balk och bör därför även dimensioneras enligt det. Enligt Eurokod 2 kan höga balkar dimensioneras med hjälp av fackverksanalogi.

En hög balk eller som i detta fall en konsolvägg, brukar vanligtvis dimensioneras enligt elementmetoden. Elementmetoden som baserar sig på elasticitetsteorin är ett bra verktyg för att få reda på en konstruktions krafter, moment och spänningstillstånd. Problemet med elementmetoden är bl.a. att säkerställa att resultaten är korrekta, då resultaten beror i stort sett på nätets kritiska funktion och singularitets punkter. Med fackverksanalogi kan man bra komplettera elementmetoden eller förlita sig fullt på den.

Fackverksanalogi som baserar sig på plasticitetsteorin kan enligt Eurokod 2 användas vid dimensionering av höga balkar. Med fackverksanalogin får man en bra bild över kraftfördelningen i en konstruktion med hjälp av strävorna i fackverket. Till utformningen av ett fackverk behöver man dock spänningen och spänningens riktning från elasticitetsteorin. Genom att dimensionera enligt fackverksanalogi får man en säker konstruktion förutsatt att fackverket uppfyller jämviktsvillkoren.



Figur 1. Konsolväggen och stöd, mått i mm. (Ritning: Sebastian Hedman)

1.1 Syfte

Meningen med arbetet var att dimensionera en konsolvägg i ett pågående projekt enligt fackverksanalogi. Väggen har endast dimensionerats i brottsgränstillstånd eftersom fackverksanalogi förutsätter detta. Vid dimensioneringen har även måtten på väggen ändrats så att stödets längd minskats och överhänget har förlängts. På så vis når man ett mera extremare fall och man kan lätt uppdatera väggens geometri vid behov.

1.2 Insinööritoimisto Pontek Oy

Arbetet har gjorts åt ingenjörbyrån Pontek, som är ett mindre finskt företag specialiserat inom byggnadsteknik. Företaget grundades år 1966 och har runt 30 anställda, huvudkontoret befinner sig i Kilo i Esbo, och verksamhetsområdet täcker hela Finland. Till företagets kärnkompetens hör konstruktionsteknik och broteknik. Pontek har sedan 2018 varit en del av Solwers koncernen.

1.3 Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus

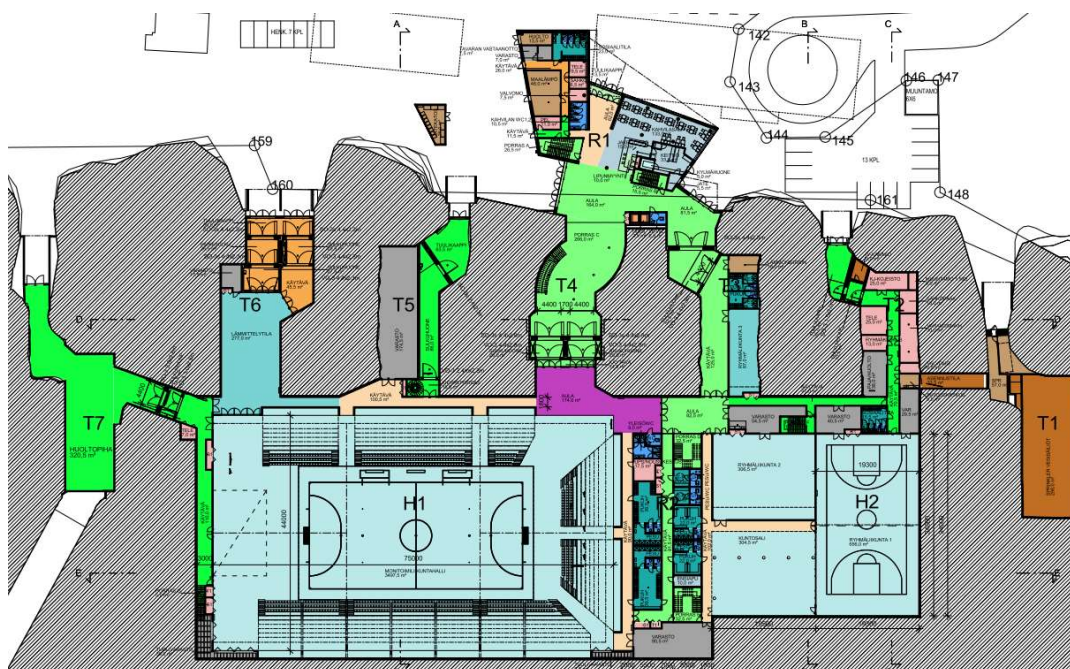
Examensarbetet är en del av projektet Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus i Kuopio. Projektet går ut på att förnya militärens gamla bombskydd som har används till fordonsdepå, till ett nytt bombskydd som i fredstid fungerar som ett sport- och händelsecenter, enligt planritningen i figur 3. Till det nya bombskyddet har det planerats fritidsanläggningar, gym, idrottsplan och en entrébyggnad, se figur 2 för arkitektbild på entrébyggnaden. På idrottsplanen kommer man att kunna ordna officiella seriematcher i både innebandy och volleyboll. Byggskedet förväntas börja år 2021 och vara färdigt på hösten 2022.

Projektets storlek:

- Bombskyddets totala yta 14 000 m²
- Uppskattad kostnad: 35,5 miljoner euro
- Skyddsplatser: 7500
- Evenemang: 4000 personer



Figur 2. Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus entrébyggnad. (Arkkitiedit Davidsson Tarkela Oy)



Figur 3. Planritning över Savilahti liikunta- ja tapahtumakeskus, våning 1. (Arkkitiedit Davidsson Tarkela Oy)

2 Höga balkar

Eftersom konsolväggen fungerar som en hög balk så utförs dimensioneringen enligt SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, instruktioner och bestämmelser för höga balkar. En hög balk är en konstruktion vars längd är mindre än 3 gånger höjden, enligt formel 1, där l står för konstruktionens längd och h för konstruktionens höjd. En hög balk ska armeras i båda ytorna och i både horisontell och vertikal riktning. Den rekommenderade armeringsmängden A_s fås ur formel 2 där A_c står för betongens tvärsnittsytta. Minimiarmeringsmängden $A_{s,dbmin}$ fås ur formeln 3. Minimiarmeringen för höga balkar varierar i olika länder och de kan kontrolleras från landets nationella bilaga. Stängernas avstånd S_{max} får högst vara 2 gånger konstruktionens tjocklek eller 300 mm, enligt formel 4. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 161)

$$\frac{l}{h} \leq 3 \quad (1)$$

$$A_s = 0,001A_c \quad (2)$$

$$A_{s,dbmin} = 150\text{mm}^2 / m \text{ i båda ytorna och riktningarna} \quad (3)$$

$$S_{max} = \min \begin{cases} 300\text{mm} \\ 2b \end{cases} \quad (4)$$

3 Armerad betong

Armerad betong är ett av de mest använda byggnadsmaterialen i världen och används i allt från byggnader till infrastruktur. Betongen är ett väldigt hållbart material som tål mycket tryck och är väldigt styv. Betongen består huvudsakligen av ballast, cement och vatten, kombinationen av dessa ger olika hållfasthetsklasser. I armerad betong ska det finnas ingjutet armeringsstänger eller armeringsnät. Betongkonstruktioner kan antingen vara platsgjutna eller gjutna i en elementfabrik. I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC finns det instruktioner och bestämmelser för dimensionering av betongkonstruktioner. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2016)

3.1 Hållfasthetsvärden för betong

Till betongens viktigaste egenskaper hör hållfastheten och styvheten. Betongen har en hög tryckhållfasthet och styvhet men låg draghållfasthet. I tabell 1 nedan ges värden för tryckhållfasthet, draghållfasthet och styvhet. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2016)

Tabell 1. Värden för betong. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30)

Betong kvalitet	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck, cube}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60	67	75
f_{cm} (MPa)	28	33	38	43	48	53	58	63	68
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37	38	39
$\epsilon_{c1}(\text{‰})$	2,0	2,1	2,2	2,3	2,3	2,4	2,5	2,5	2,6
$\epsilon_{cu1}(\text{‰})$				3,5				3,2	3,0
$\epsilon_{c2}(\text{‰})$				2,0				2,2	2,3
$\epsilon_{cu2}(\text{‰})$				3,5				3,1	2,9

3.2 Betongens och armeringens dimensioneringsvärden

Vid dimensionering i brottgränsstillstånd används dimensionerande värden för betongen och armeringen. Alltså reducerar man materialens hållfasthet med partialkoefficienter (se tabell 2), för betongen används γ_C och för armeringen γ_S .

Tabell 2. Säkerhetskoefficienter för betong och armering. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 26)

Dimensioneringssituation	Betong γ_C	Armering γ_S
Normalt rådande och tillfällig	1,5	1,15
Olycksfall	1,2	1

I SFS-EN 1992-1-1+ A1 + AC kan betongens dimensionerande tryckhållfasthet f_{cd} fås enligt formel 5, där $\alpha_{cc} = 0,85$.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (5)$$

I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC kan armeringens dimensionerande draghållfasthet f_{yd} fås enligt:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} \quad (6)$$

3.3 Armeringens täckskikt

Armeringens täckskick c_{nom} påverkas av klimatklass, armeringens diameter och gjutningsförhållanden (se tabell 3). Då konstruktionen gjuts mot en jämn yta eller i en form kan armeringens täckskick i RIL 202–2011 beräknas enligt:

$$c_{nom} = c_{min} + 10mm \quad (7)$$

Tabell 3. Värderna för c_{min} i mm, då den planerade livslängden är 50 år. (RIL 202–2011, 27)

Exponeringsklass	X0	XC1	XC2 XC3	XC4
Armering	10	10	20	25
Planerad livslängd: 100 år			+5	+5
Hållfasthet \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5

4 Fackverksanalogi

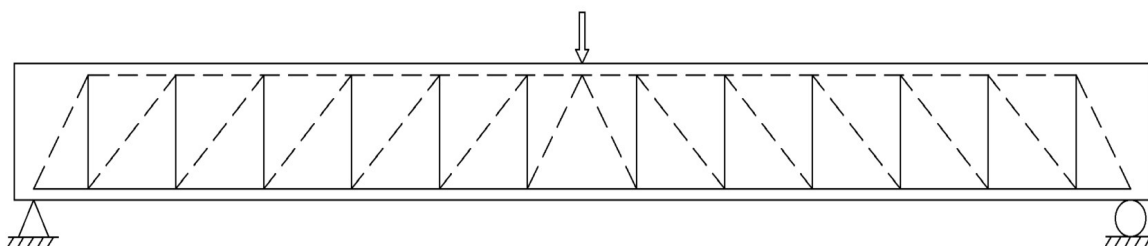
Fackverksanalogi, även känt som strut and tie method (STM) på engelska, är en metod som kan användas till dimensionering av betongkonstruktioner. Metoden beskrivs i Eurokod 2 och hör till plasticitetsteorin. Med hjälp av fackverksanalogi kontrollerar man konstruktionen i brottgränsstillstånd med dimensionerande krafter. (Leskelä, 2005)

Dimensionering med fackverksanalogi går ut på att man delar in en konstruktion i B- och D zoner (se kap 4.1) och utformar en fackverksmodell som ska spegla spänningsflöden i konstruktionen och uppfylla jämnviktsvillkoren. Med hjälp av modellen ser man kraftfördelningen och från de värden kan man dimensionera konstruktionen. Fackverket utgörs av trycksträvor, dragstag och knutpunkter (se figur 4). Trycksträvorna utgörs av betongen medan dragstagen utgörs av armering och knutpunkterna är skärningspunkten för dessa. (Leskelä, 2005)

Det är en bra metod att använda vid dimensionering av konstruktioner vars höjd är stor förhållandet till deras spännvidd, så som höga balkar eller konstruktioner vars geometri inte är konstant så som konsolpelare eller öppningar i en vägg. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987)

Dimensioneringen med fackverksanalogi kan delas i fyra delar:

- Definiera B- och D regioner.
- Generera en fackverksmodell som reflekterar spänningsflödet i konstruktionen och beräkna stängernas krafter.
- Dimensionera stängerna enligt deras krafter.
- Uppdatera modellen vid behov.



Figur 4. Modell på fackverk för en balk där streckade linjer står för trycksträvor och heldragna står för dragstag. (Ritning: Sebastian Hedman)

4.1 B- och D-regioner

Normalt brukar man dimensionera balkar med den vanliga balkteorin, även känd som Bernoullis hypotes men den metoden fungerar inte vid dimensionering av till exempel höga balkar. Istället kan man använda sig av fackverksanalogi där man delar in konstruktionen i B – zoner (kontinuitetszoner) och D - zoner (diskontinuitetszoner) se figur 5 . (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Williams, Deschenes & Bayrak, 2012)

B - zoner fördelar sig spänningen linjärt och efter belastning förblir det plana tvärsnittet plant. Man kan dimensionera B zoner enligt vanlig balkteori dvs Bernoullis hypotes eller med fackverksanalogi. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Williams, Deschenes & Bayrak, 2012)

Vid D – zoner fördelas inte spänningen linjärt och efter belastning förblir inte ett plant tvärsnitt plant. Dvs Bernoullis teori gäller inte så det går inte att dimensionera D regioner med den vanliga balkteorin, utan man måste använda sig av fackverksanalogi. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Williams, Deschenes & Bayrak, 2012)

D – zonerna bildas vid:

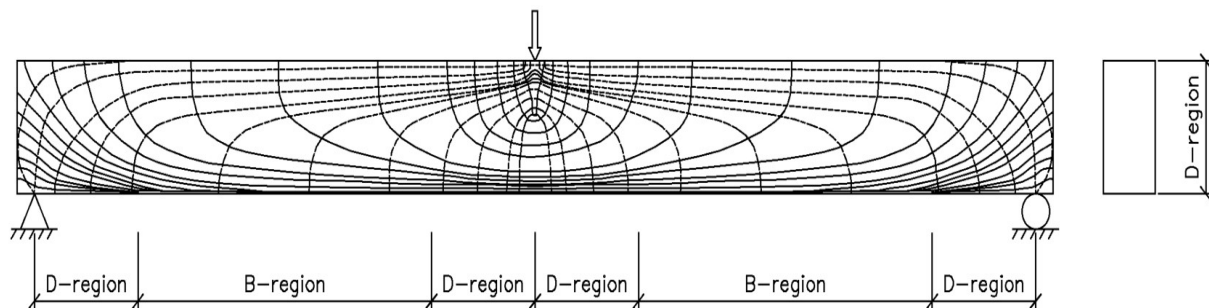
1. Geometrisk diskontinuitet:

- Förändring i tvärsnittet
- Öppningar
- Hörn
- Konsoler

2. Statisk diskontinuitet:

- Vid stöd
- Vid koncentrerade laster
- Temperaturförändring i konstruktionen

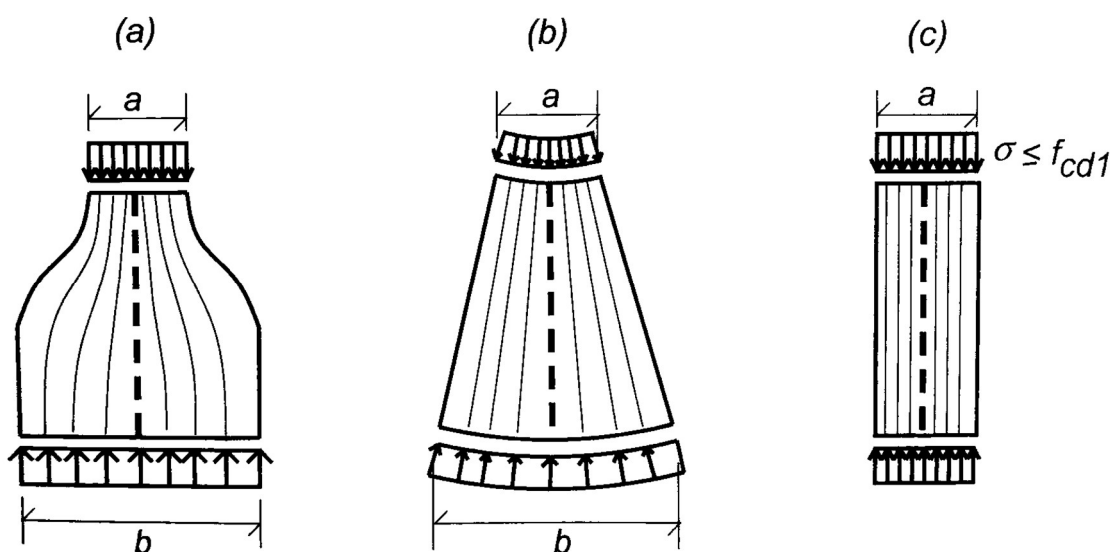
För att bestämma D - zonen längd brukar man uppskatta den till det samma som höjden (d) på konstruktionen (se figur 5). Längden på D – zonen behöver dock inte vara exakt, eftersom det inte kommer att påverka dimensioneringen av själva balken. (Williams, Deschenes & Bayrak, 2012)



Figur 5. B- och D regioner för en balk samt spänningsflödet, där streckade linjer står för tryckspänning och heldragna står för dragspänning. (Ritning: Sebastian Hedman)

4.2 Trycksträvor

Trycksträvorna utgörs av betong och har som uppgift är att överföra tryckspänningar som belastar konstruktionen. Spänningsfältet vid trycksträvan kan ha olika former beroende på konstruktion och i vilken region trycksträvan befinner sig i (dvs. D- eller B- zon). Formen på spänningsfältet kan vara flaskformig, fläktformig eller prismatisk (se figur 6). (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)



Figur 6. Former för trycksträvor. (Leskelä 2005, 436)

4.2.1 Flaskhalsformigt spänningsfält

Flaskhalsformig tryckspänning är vanliga vid D-zoner och förekommer mellan punktlaster och stöd, då det finns utrymme för tryckspänningen att sprida ut sig. Om konstruktionens geometri inte tillåter tryckspänningen att sprida ut sig så sprider den sig så mycket som den kan. Då kommer spänningsfältet att påminna mer om ett prismatiskt format spänningsfält. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)

I flaskhalsformiga trycksträvor uppstår det tvärgående dragkrafter som förorsakar tvärgående sprickbildning. Dragkraften i trycksträvan måste därför tas upp av armering i form av byglar, nätarmering eller tilläggsarmering. Dessa tvärgående dragkrafter reducerar även på betongens tryckhållfasthet som bör tas i beaktande vid dimensionering enligt formel 9. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)

4.2.2 Fläktformigt spänningsfält

Fläktformig tryckspänning är vanlig vid B-zoner (kontinuitetszoner) där spänningen kan antas fördela sig linjärt och förekommer då konstruktionen belastas av en linjelast. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)

4.2.3 Prismatiskt spänningsfält

Prismatiskt eller rektangulärt format spänningsfält förekommer oftast vid B – zoner (kontinuitetszoner) där spänningen kan antas fördela sig linjärt. Prismatiskt spänningsfält kan också uppkomma då konstruktionens geometri inte tillåter förändring på spänningsfältet. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)

4.3 Trycksträvors hållfasthet

Trycksträvans hållfasthet utgörs av betong klassen, dvs betongens dimensionerande hållfasthet f_{cd} . Tryckhållfastheten kan dock påverkas av tryckspänningsfältets form, av tvärgående dragkrafter och vid risken för sprickbildning. Detta kan leda till att man inte kan använda sig av betongens fulla dimensionerade tryckhållfasthet utan man måste reducera denna. I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC kan tryckhållfastheten bestämmas enligt figur 7 & 8. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Schlaich, Schäfer, 1991; Leskelä, 2005)

Då tryckspänningsfältet har en prismatisk form och då det inte finns risk för tvärgående dragkrafter och sprickbildning kan den dimensionerande tryckhållfastheten i SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 105 beräknas enligt:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (8)$$

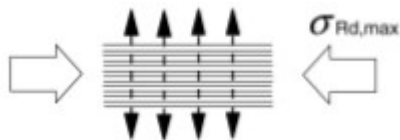


Figur 7. Trycksträva utan tvärgående dragkraft. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 105)

Då tryckspänningsfältet har en flaskhalsform och det uppstår tvärgående dragkrafter samt då det finns risk för sprickbildning kan man inte använda sig av betongens fulla tryckhållfasthet. Den dimensionerande tryckhållfastheten fås i detta fall i SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 106 enligt:

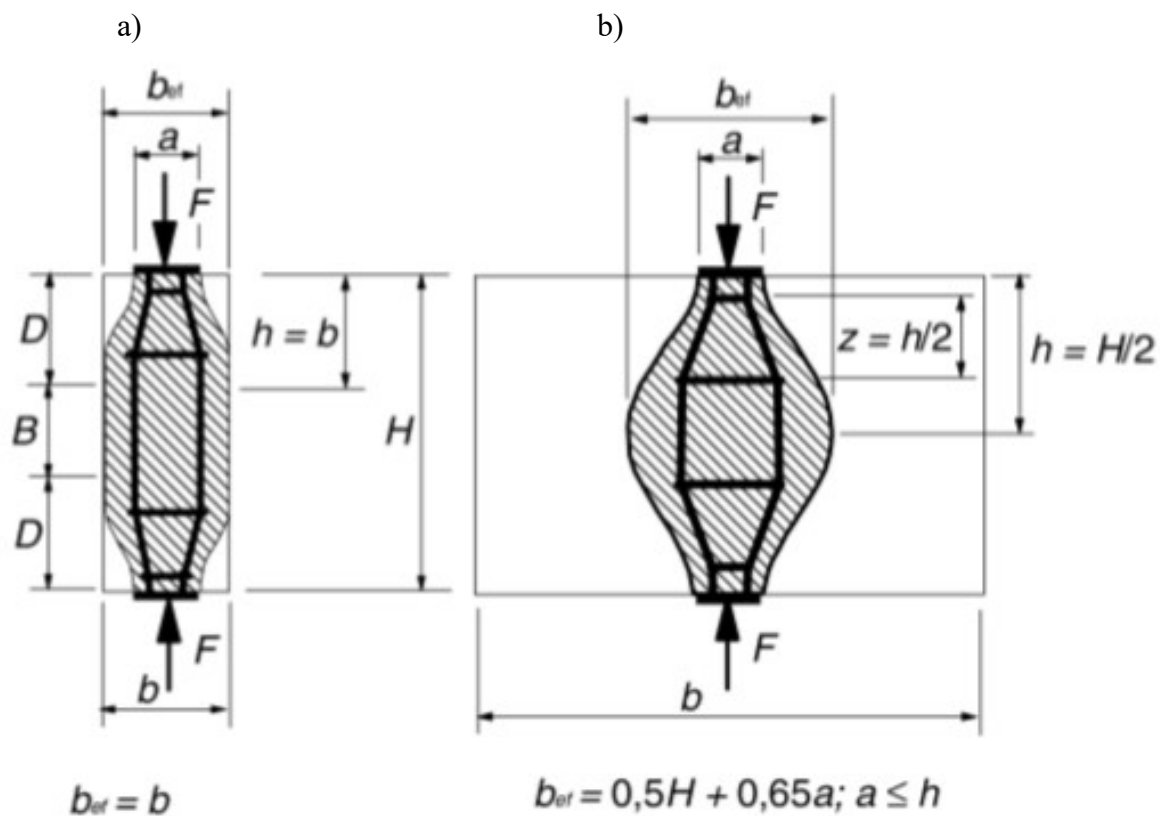
$$\sigma_{Rd,max} = 0,6\nu' f_{cd} \quad (9)$$

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (10)$$



Figur 8. Trycksträva där det uppkommer tvärgående dragkraft. (SFS-EN 1992-1-1, 106)

I trycksträvor där spänningsfältet breder ut sig så som en flaskhals som i figur 6 a), bildas det en tvärgående dragkraft som kan förorsaka sprickbildning. Denna dragkraft måste man därför ta i beaktande. I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 106 ges det två formler med vilka man kan beräkna den tvärgående tvärkraften, dessa formler beror på hur mycket spänningsfältet förändras. Se figur 9.



Figur 9. Utbredning på spänningsfältet. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 107)

a) Delvis förändrat spänningsfält, då $(b \leq \frac{H}{2})$

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (11)$$

b) Fullständigt förändrat spänningsfält, då $(b > \frac{H}{2})$

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F \quad (12)$$

4.4 Dragstag

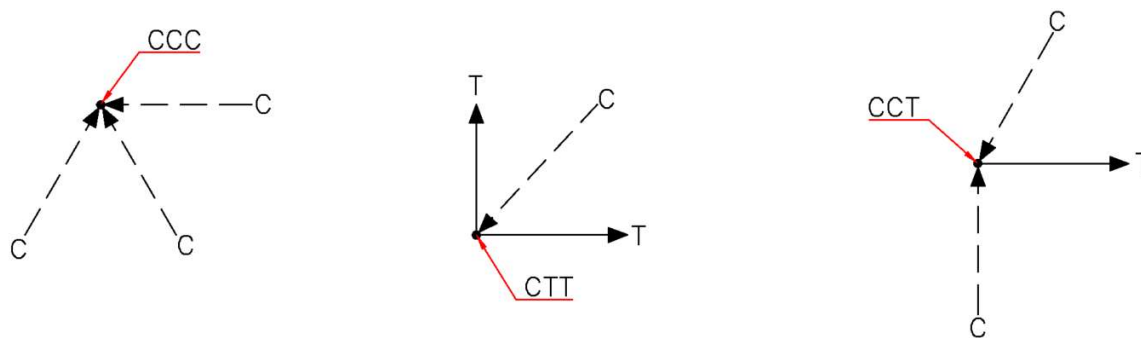
Med dragstag får man reda på dragkrafterna som verkar i konstruktionen, därför ska dom också placeras längsmed där det uppkommer dragspänningar. Till dimensionering av dragkrafterna använder man sig enbart av armeringens draghållfasthet f_{yd} . Fast betongen också har en dragkapacitet så beaktas inte denna. Dragarmeringen ska placeras jämt vid dragstagen, antingen vertikalt eller horisontellt beroende på dragspänningarnas riktning. Beräkningen av armerings mängden som konstruktionen kräver går lätt att göra enligt formel 13, där T är den dimensionerande dragkraften i dragstagen. (Schlaich, Schäfer & Jennewin, 1987; Leskelä, 2005)

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (13)$$

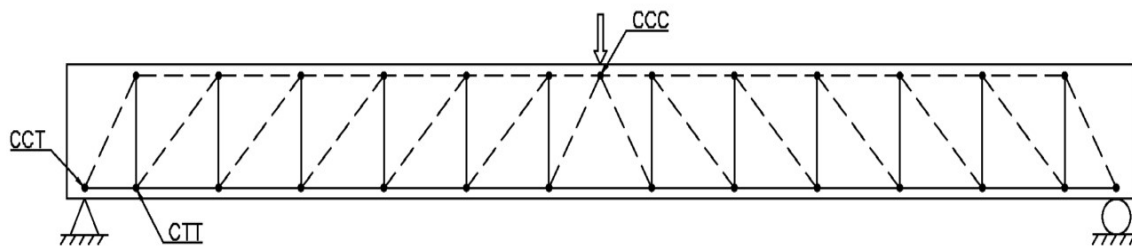
4.5 Knutpunkter

Knutpunkter eller noder är så kallade skärningspunkter för krafterna som verkar i fackverksmodellen. De är punkter där trycksträvor och dragstag möter varandra, och där krafter överförs och ändrar riktning. Vid noder är det viktigt att kontrollera att hållfastheten är tillräcklig och att krafterna som verkar i den är i balans i förhållande till varandra. Nodernas dimensionerande hållfasthet betecknas som $\sigma_{Rd,max}$, som är den största tryckspänningen noden klarar av. (Leskelä, 2005; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC)

Vid kontroll av noder delar man upp dem baserat på krafterna som verkar i dem. Dvs kombinationen av tryck och dragkrafter ger oss noder med varierande hållfasthet. I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC är noderna delade i 3 olika typer: CCC, CCT och CTT (se figur 10 och 11). (Leskelä, 2005; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC)



Figur 10. Exempel på de olika noderna, där C står för compression och T för tension. (Ritning: Sebastian Hedman)



Figur 11. Exempel på de olika noderna och var de kan befinna sig i en balk.
(Ritning: Sebastian Hedman)

4.5.1 CCC nod

En CCC nod belastas enbart av trycksträvor (se figur 12).

I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 107 kan nodens hållfasthet $\sigma_{Rd,max}$ beräknas enligt:

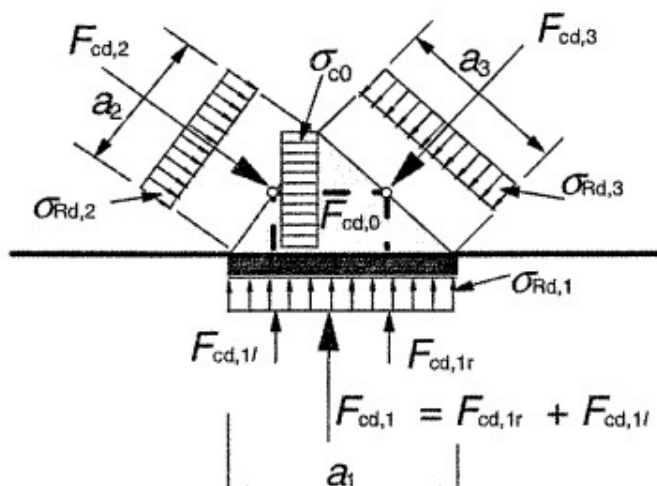
$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \quad (14)$$

$$k_1 = 1,0$$

Obs. värdet på k_1 ges i nationella bilagan och kan variera beroende på land.

Enligt Leskelä 2005 s. 437 kan man beräkna en CCC nod enligt formel 15, där nodens hållfasthet betecknas som f_{cd1} .

$$f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (15)$$



Figur 12. En CCC-nod. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 108)

4.5.2 CCT nod

I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 108 kan en CCT nods hållfasthet $\sigma_{Rd,max}$ beräknas enligt:

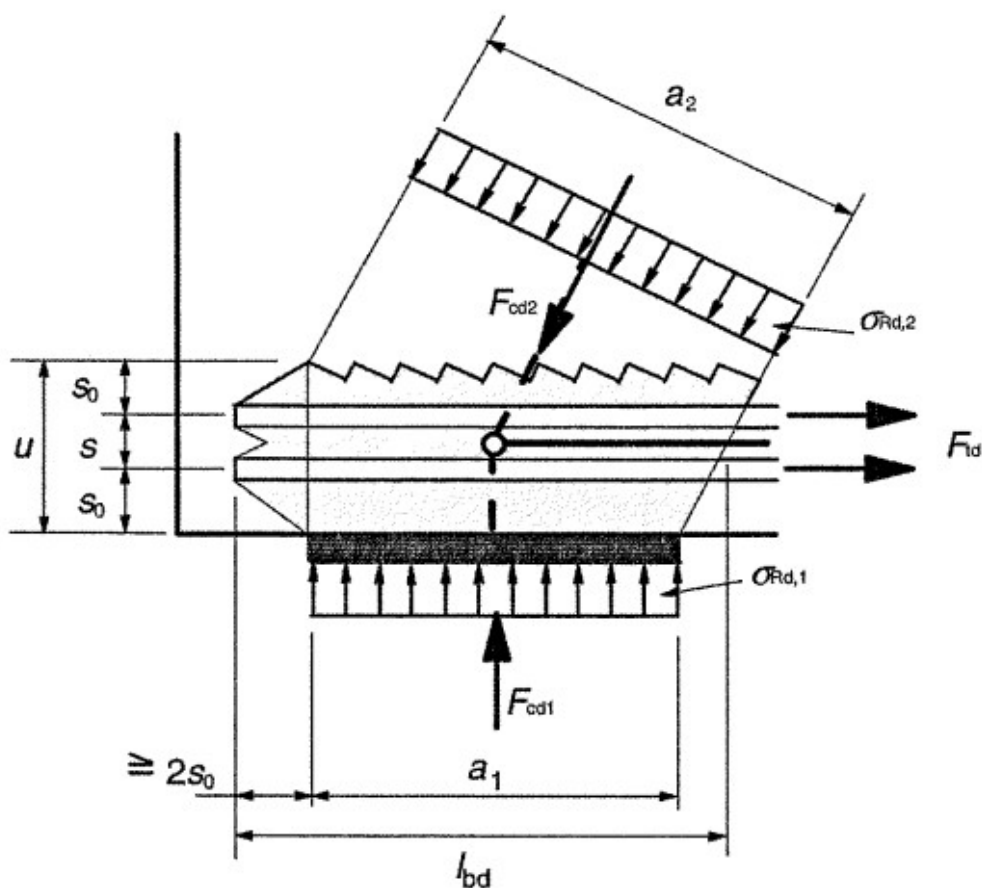
$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \quad (16)$$

$$k_2 = 0,85$$

Obs. $\sigma_{Rd,max}$ är den större av $\sigma_{Rd,1}$ och $\sigma_{Rd,2}$ (se figur 13). Värdet på k_2 ges i nationella bilagan och kan variera beroende på land.

Enligt Leskelä 2005 s. 437 kan man beräkna en CCT nod enligt formel 17, där nodens hållfasthet betecknas som f_{cd2} .

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (17)$$



Figur 13. En CCT-nod. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 108)

Dragstagets bredd u (se figur 13) beror på armeringens förankring och går enligt Leskelä 2005 s. 439 att beräkna på följande sätt:

$u = 0$ Om det finns ett lager armering och den förankras inte bakom noden.

$u = 2S_0$ Om det finns ett lager armering och den förankras bakom noden med åtminstone c måttets längd.

$u = 2S_0 + (n-1)s$ Om det finns n lager armering och den förankras minst $2s_0$ bakom noden.

S_0 = Avståndet från konstruktionens kant till tyngdpunkten på armeringen.

n = Antalet lager armering.

s = Centrumavstånden mellan armeringslagren.

Då nodens form är fastställt så att stödets bredd a_1 , trycksträvans vinkel θ och dragstagets höjd u är kända kan man enligt Leskelä 2005 s. 440 beräkna trycksträvans bredd enligt formel:

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta \quad (18)$$

a_1 = Stödets längd

θ = Vinkel på trycksträvan

u = nodens höjd

4.5.3 CTT nod

I SFS-EN 1992-1-1+ A1 + AC, s. 109 kan en CTT nods hållfasthet $\sigma_{Rd,max}$ (se figur 14) beräknas enligt:

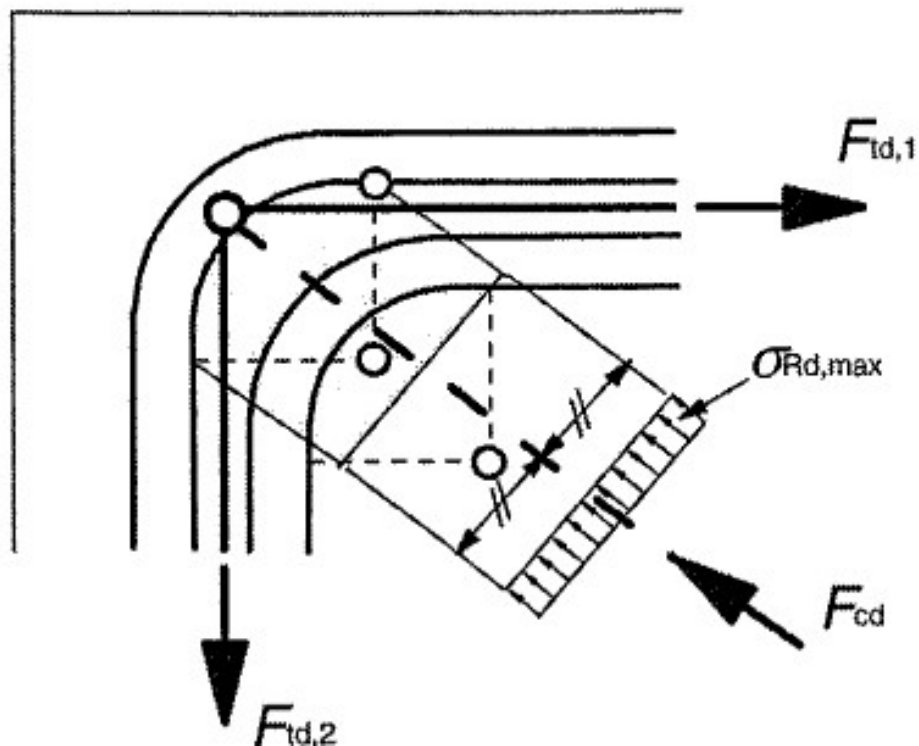
$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \nu' f_{cd} \quad (19)$$

$$k_3 = 0,75$$

Obs. värdet på k_3 ges i nationella bilagan och kan variera beroende på land.

Enligt Leskelä 2005 s. 437 kan man beräkna en CTT nod enligt formel 20, där nodens hållfasthet betecknas som f_{cd3} .

$$f_{cd3} = 0,70 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (20)$$



Figur 14. En CTT-nod. (SFS-EN 1992-1-1, 109)

Enligt SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 109 kan man öka på nodens tryckhållfasthet med 10 % om ett av följande kriterier uppfylls:

- En treaxlig tryckspänning
- Vinklarna mellan alla trycksträvor och dragstag är $\geq 55^\circ$
- Spänningen fördelas jämnt vid stöd och punktlast, och noden är omsluten av byglar
- Armeringen är fördelad i fler lager
- Nodens expansion är pålitligt förhindrat med hjälp av lageranordning eller friktion.

5 Fackverkets uppbyggnad

Uppbyggnad av fackverk görs utav tryckstävor, dragstag och noder. Trycksträvor brukar man beteckna som streckade medan dragstagen brukar betecknas som heldragna. För att få ett effektivt och fungerande fackverk måste man ha förståelse över hur spänningarna verkar i konstruktionen. Fackverket bör representera de verkliga spänningsflödena i konstruktionen. Konstruktionens geometri och belastning påverkar spänningsflödena och därmed också på fackverkets uppbyggnad. Enkla fackverk föredras framför invecklade och man kan alltid uppdatera fackverket efterhand. (Williams, Deschenes & Bayrak, 2012; Leskelä, 2005)

Fackverkets uppbyggnad kan göras med hjälp av:

- FEM - analys
- Kraftlinjemetoden
- Typmodeller

Tillämpningsregler för fackverksmodell (se figur 15) enligt Svenska byggföreningen, 2012:

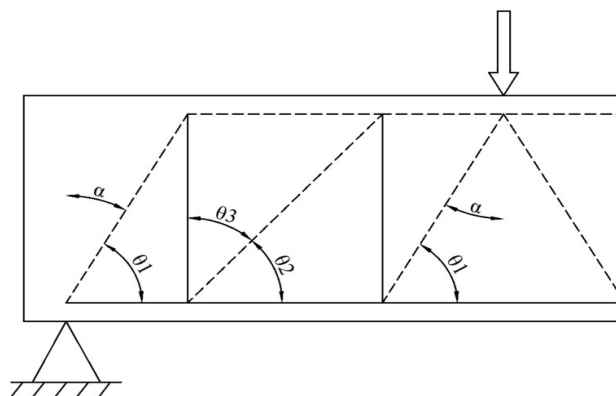
- Koncentrerade krafter bör spridas ut så fort som möjligt då spänningsfältet går in i en diskontinuitetszon. Avlänkningsvinkel bör vara runt 30° och får inte överskrida 45° .
- Då en trycksträva möter ett dragstag föredras en vinkel omkring 60° men vinkeln får ändå inte vara mindre än 45° och större än 70° .
- Då en tryckstäva befinner sig mellan två dragstag som är vinkelräta i förhållande till varandra föredras en vinkel omkring 45° och den bör inte vara mindre än 30° på någondera sida.

$$\alpha \approx 30^\circ \text{ och } \alpha \leq 45^\circ.$$

$$\theta_1 \approx 60^\circ \text{ och } 45^\circ \leq \theta_1 \leq 70^\circ.$$

$$\theta_2 \approx 45^\circ \text{ och } \theta_2 \geq 30^\circ$$

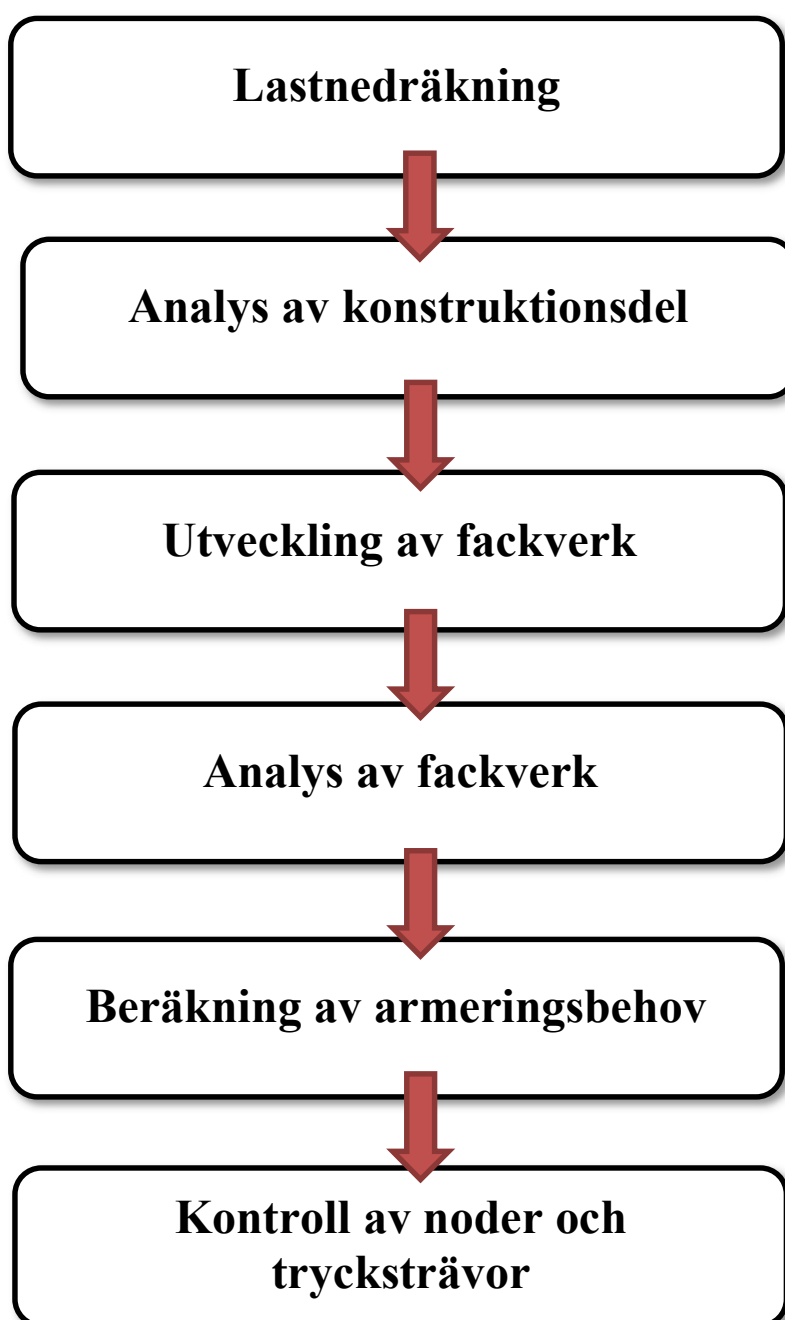
$$\theta_3 \approx 45^\circ \text{ och } \theta_3 \geq 30^\circ$$



Figur 15. Vinklarna i ett fackverk. (Ritning: Sebastian Hedman)

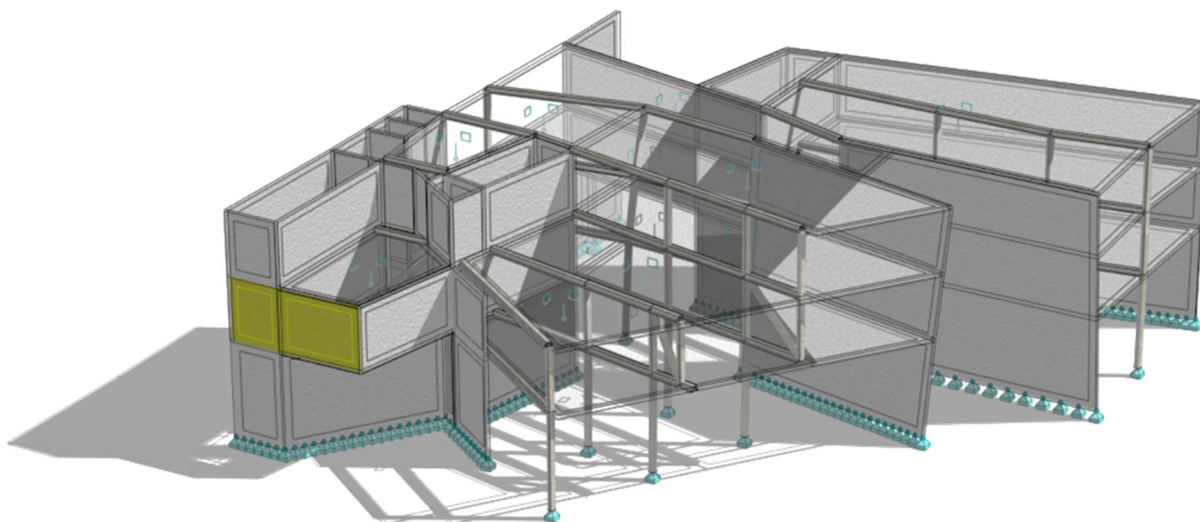
6 Metodbeskrivning

Vid användning av fackverksanalogi behöver man veta hur konstruktionens spänningar ser ut, därför krävs det en lastnedräkning och en analys på konstruktionen. Med hjälp av spänningarna som verkar i konstruktionen kan man sedan utveckla ett lämpligt fackverk och utföra en analys på den. Baserat på trycksträvornas och dragstagens krafter kan man sedan kontrollera hållfastheten på konstruktionen. Lastnedräkning, analys och kontroll på hållfastheten kan utföras både med programvara och förhand, dock blir ett invecklat fackverk snabbt komplicerat att analysera förhand.

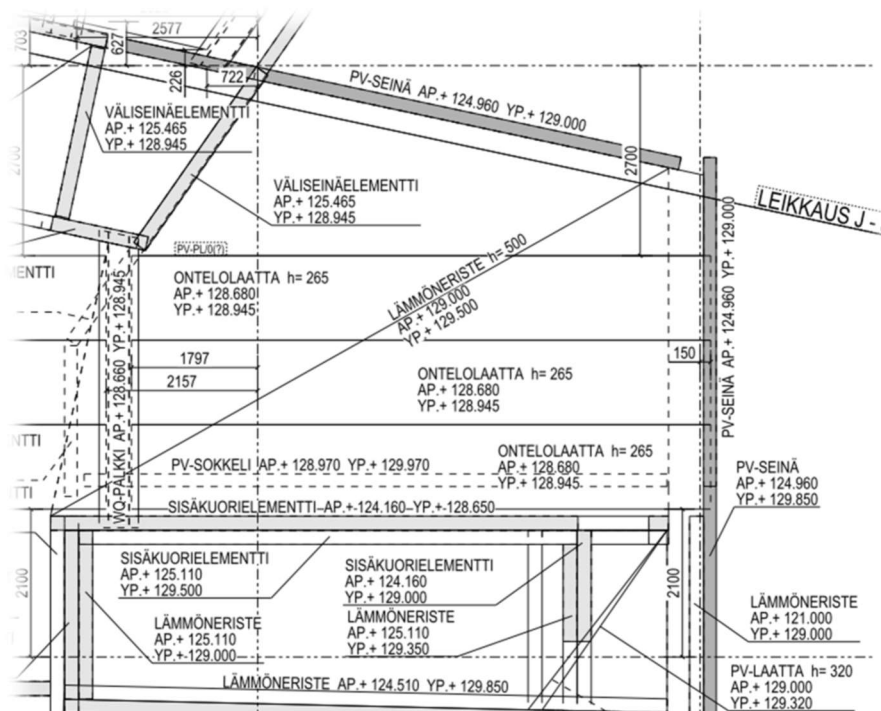


7 Dimensionering av konsolvägg

Väggen som dimensioneras befinner sig i bombskyddets entrébyggnad, på andra våningen (se figur 16 och 17). En stor del av väggen saknar stöd och är därför fritt hängande. Väggen belastas i övre kanten av ett tak och i nedre kanten av ett bjälklag. Lasterna består av konstruktionernas egenvikter, samt av takets snölast och bjälklagets nyttolast.



Figur 16. Entrébyggnaden där konsolväggen är markerat med gult. (Insinööritoimisto Pontek Oy)



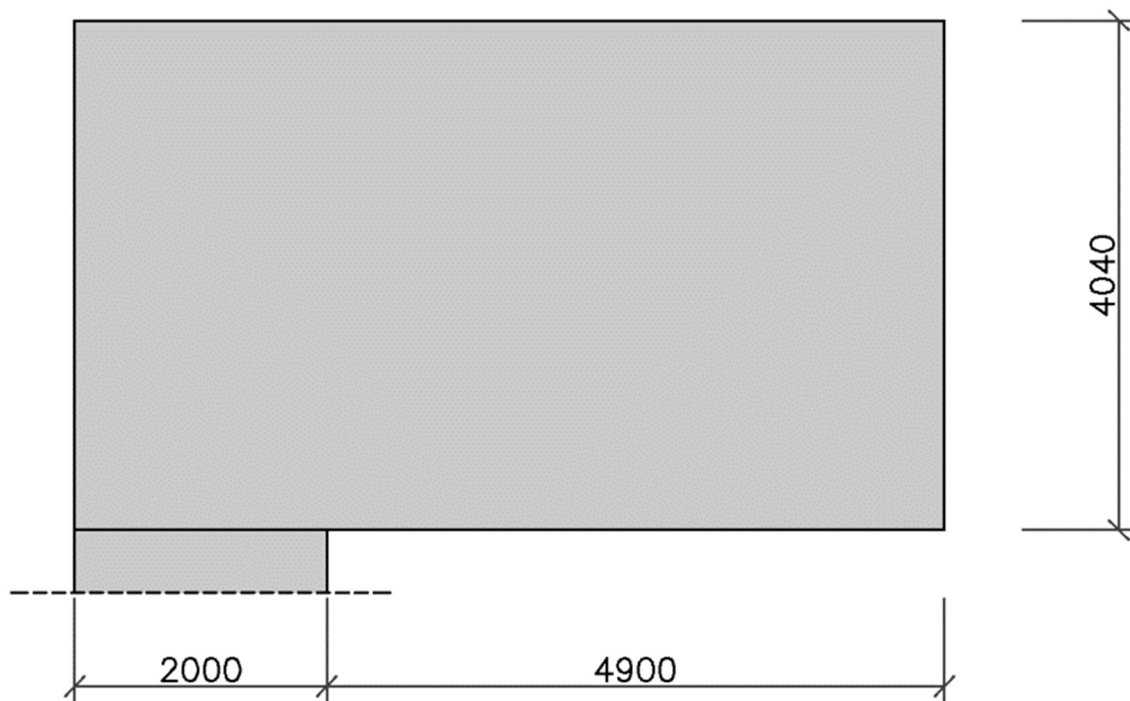
Figur 17. Planritning över entrébyggnad där konsolväggen befinner sig på högra sidan. (Insinööritoimisto Pontek Oy)

7.1 Utgångsinformation

Vid dimensionering av väggen kommer inte måtten att spegla den riktiga planerade väggens mått utan istället kommer måtten att ändras så att ett mera extremare fall fås. Längden på väggens stöd förkortas från 2,94 m till 2 m och överhängets längd förlängs från 4,64 m till 4,9 m. Höjden hålls samma som på den riktiga planerade väggen och tjockleken uppskattas till 280 mm, enligt figur 18 nedan. På så vis går det lätt att uppdatera väggens dimension vid behov.

Utgångsdata till väggen presenteras nedanför, värdena baserar sig på projektbeskrivningen och övriga konstruktioner i projektet.

Exponeringsklass	XC2	Armering	B500B
Livslängd	100år	Dragarmering	20 Ø
Konsekvensklass	CC2	Armeringsnät	10 Ø k200
Betong	C40/50	c_{nom}	45 mm



Figur 18. Konsolväggens mått i mm. (Ritning: Sebastian Hedman)

7.2 Belastning

I den övre kanten belastas väggen av en permanent last från takkonstruktionerna och av en variabel last bestående av snölast. I den nedre kanten belastas väggen av en permanent last som består av håldäckselement + ytor samt väggens egenvikt och av en variabel last som består av en nyttolast. Den karakteristiska belastningen och belastningens yta illustreras i figur 19, medan konsolväggens dimensionerande belastning bestäms enligt tabell 4 och illustreras i figur 20.

Nedre kant:

$$g_k = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

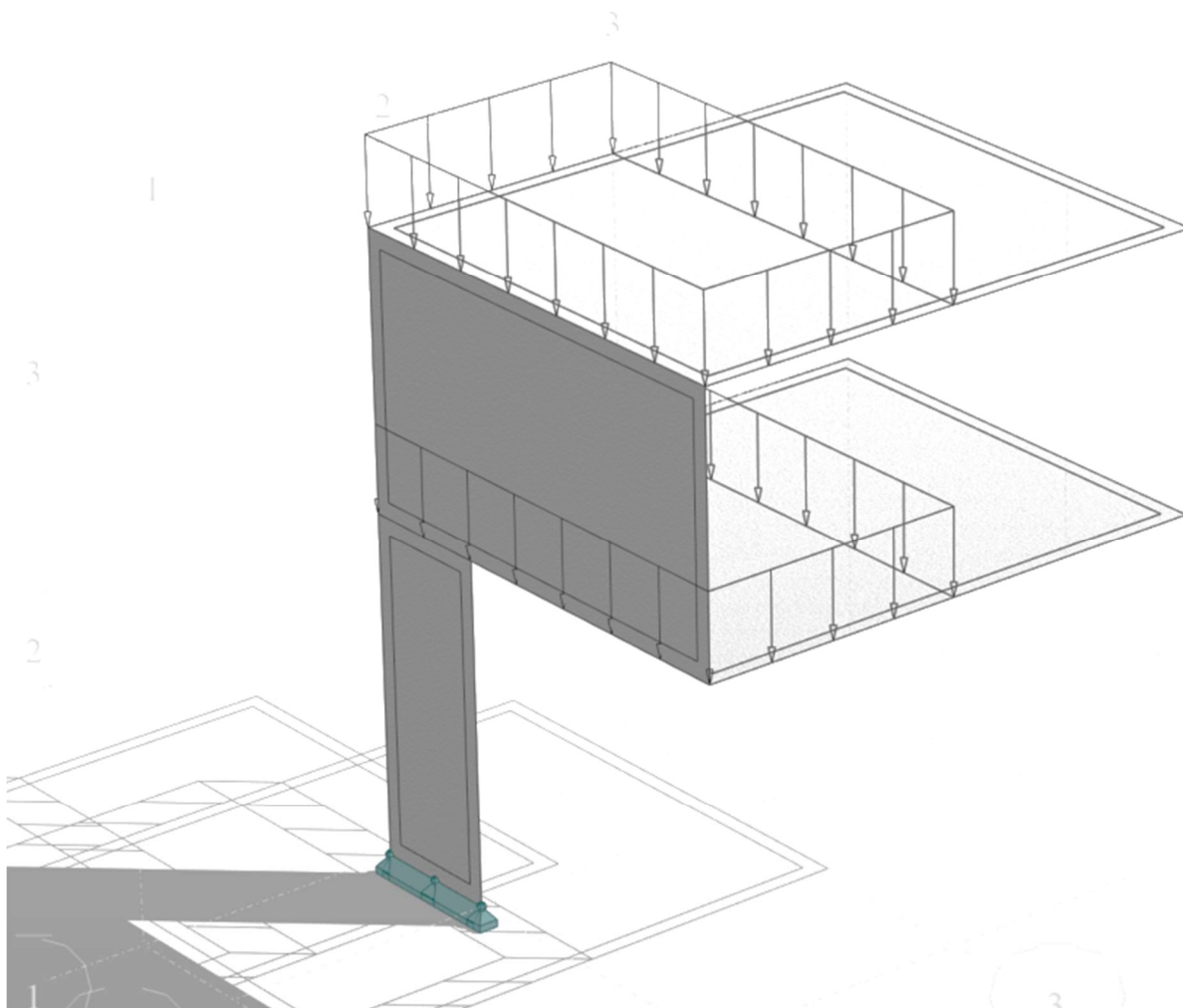
$$\text{Väggens egenvikt} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Övre kant:

$$g_k = 8,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k1} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k2} = 10 \text{ kN/m}^2$$



Figur 19. Belastnings ytan för konsolväggen. (Taget från Robot)

Tabell 4. Belastningen för konsolväggen. Σ_1 och Σ_2 är belastningen i övre kant (se figur 20) och är olika på grund av den varierande snölasten. (Tabell: Sebastian Hedman)

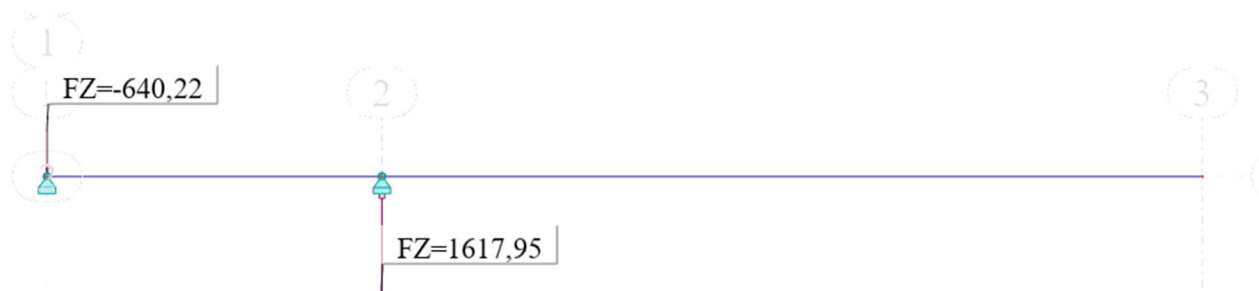
	Typ	Belastning (kN/m ²)	Belastningsyta (m)	Linje last (kN/m)	γ_d	pd (kN/m)
Nedre kant	gk	6,3	4,2	26,5	1,15	30,4
	qk	3,0	4,2	12,6	1,5	18,9
Övre kant	gk	8,0	4,2	33,6	1,15	38,6
	qk ₁	4,5	4,2	18,9	1,5	28,4
	qk ₂	10,0	4,2	42,0	1,5	63,0
Vägg	gk	25,0	0,3	7,0	1,15	8,1
Nedre kant					Σ	57,4
Övre kant					Σ_1	67,0
					Σ_2	101,6
Totalt					Σ	124,4
					Σ	159,0



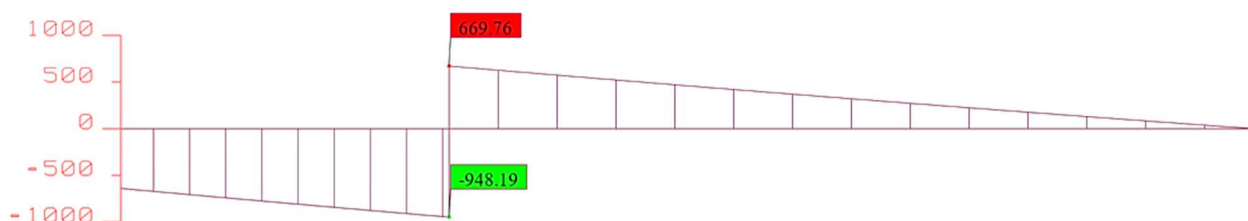
Figur 20. Den dimensionerande belastningen för konsolväggen. (Taget från Robot)

7.3 Analys av konstruktionsdel

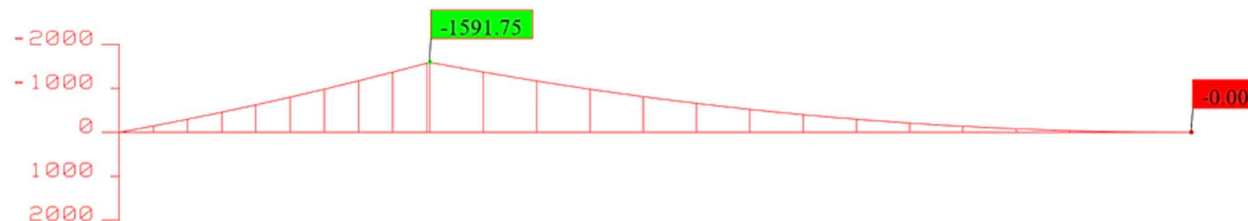
Med hjälp av analysen på konsolväggen får man en bra bild över krafternas fördelning i konstruktionen. Ena stödet är tryckt medan andra är draget (se figur 21) och både det största momentet och den största tvärkraften (se figur 22 och 23) befinner sig vid stödet RB (se figur 28 för stödet RB). Den övre sidan av konsolväggen är dragen medan den nedre sidan är tryckt. Momentet påverkar den övre sidan av konsolväggen. I och med att konsolväggens höjd är stor i förhållandet till längden så är deformationen liten (se figur 25).



Figur 21. Konsolväggens reaktionskrafter i kN. (Taget från Robot)

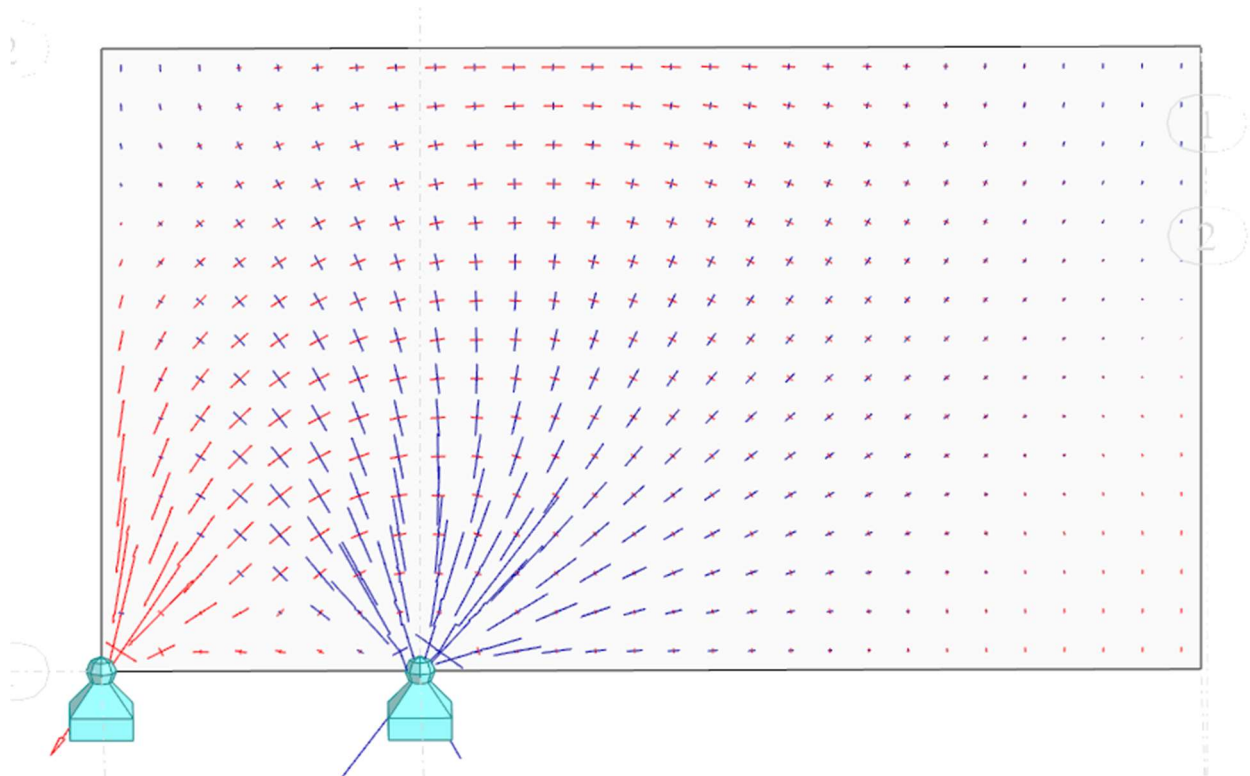


Figur 22. Konsolväggens tvärkraft diagram, värden är i kN. (Taget från Robot)



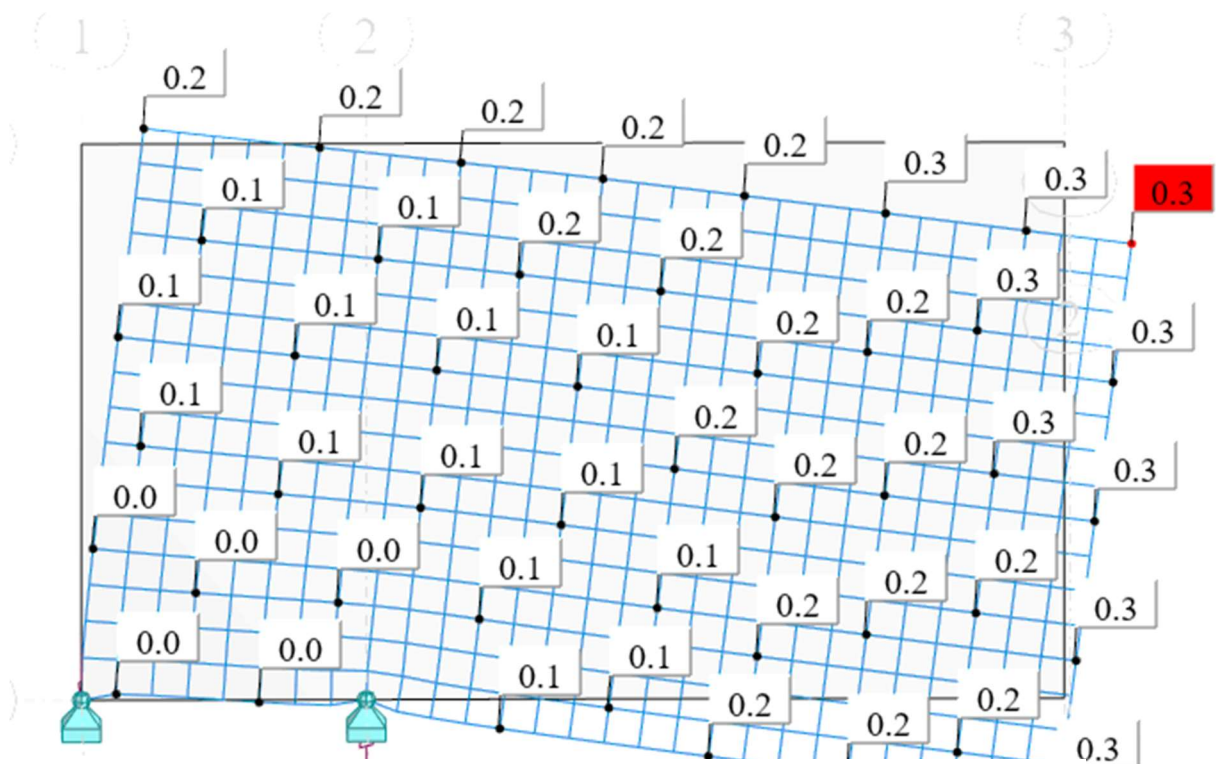
Figur 23. Konsolväggens momentdiagram, värden är i kNm. (Taget från Robot)

Spänningsflöde



Figur 24. Spänningsflöde där lila står för tryck och rött står för drag. (Taget från Robot)

Deformation (cm)



Figur 25. Konsolväggens deformation enligt Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, med dimensionerande krafter.

7.4 Utveckling av fackverk

Fackverket görs baserat på krafterna som verkar i väggen, med hjälp av spänningsflödena i figur 24 får man en bra bild över hur krafterna verkar.

För att få fackverket placerat måste man ta reda på fackverkets hävarm (z) och avstånden för balkens kant till fackverket, dvs måtten a_c & a_s (se figur 26.)

Fackverkets placering fås enligt:

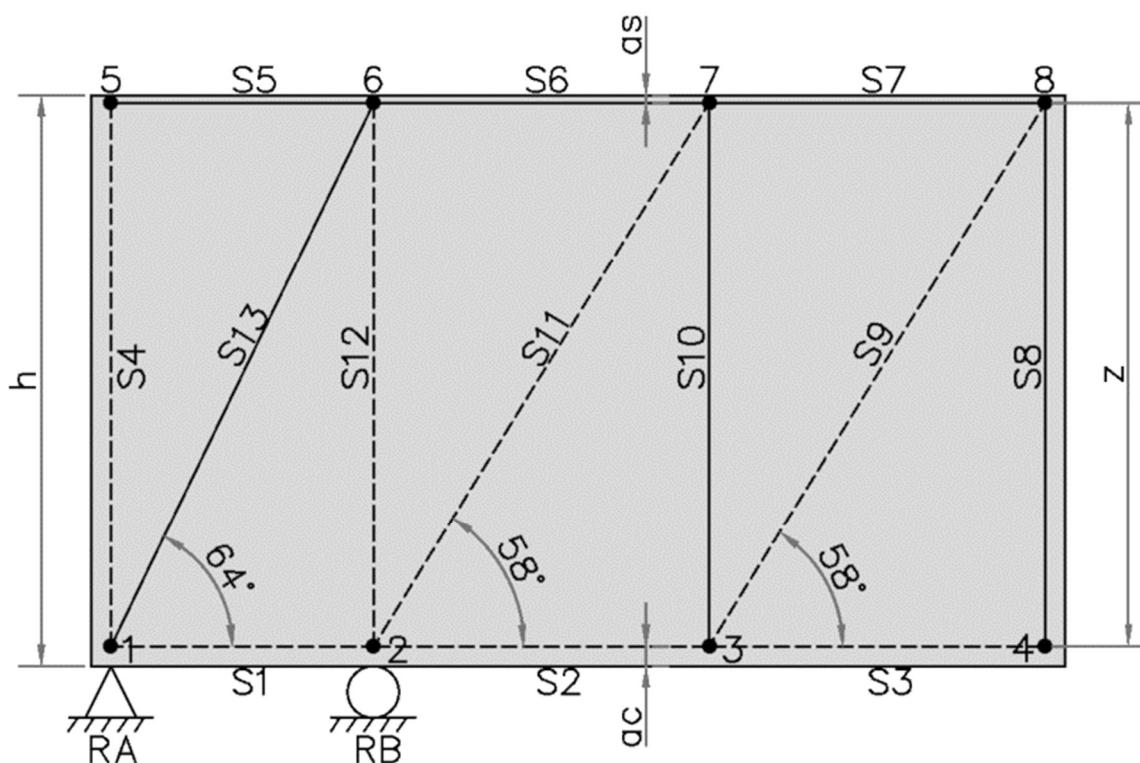
$$a_c = \text{Trycksträvans tjocklek} / 2 = 280 \text{ mm} / 2 = 140 \text{ mm} \quad (21)$$

Dragarmering antas vara 20 \emptyset

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} = 25 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 45 \quad (22)$$

$$a_s = \text{Dragarmeringens tyngdpunkt} + C_{nom} = 10 \text{ mm} + 45 \text{ mm} = 55 \text{ mm} \quad (23)$$

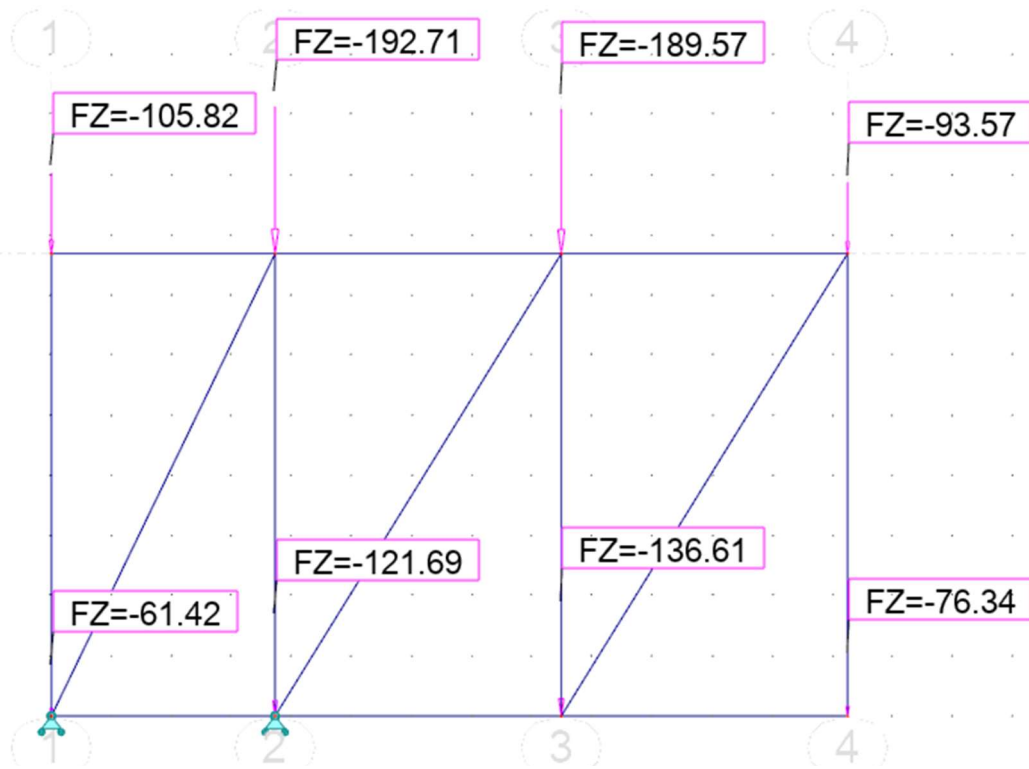
$$z = h - a_c - a_s = 4040 \text{ mm} - 140 \text{ mm} - 55 \text{ mm} = 3845 \text{ mm} \quad (24)$$



Figur 26. Konsolväggens fackverk, där tryckstävor är betecknade som streckade medan dragstagen är heldragna. (Ritning: Sebastian Hedman)

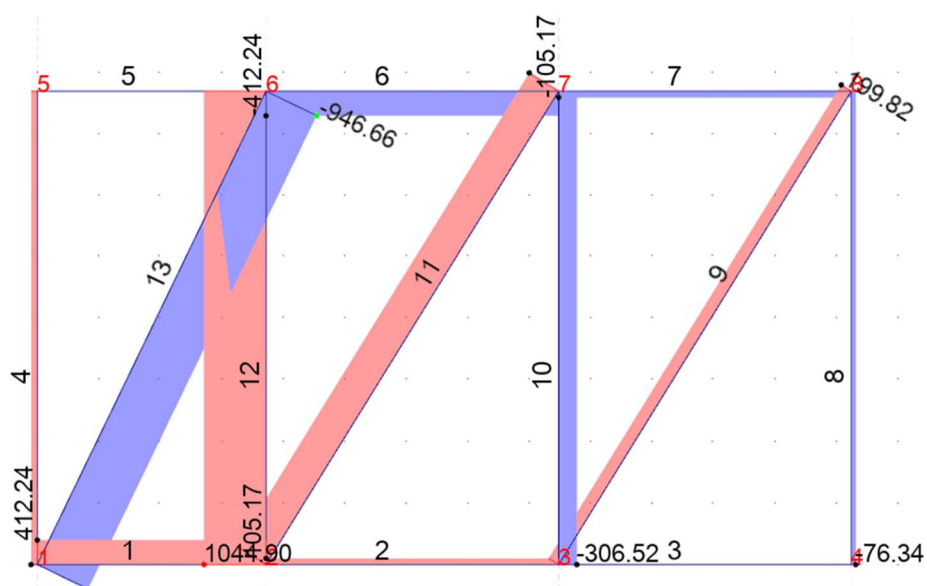
7.5 Analys av fackverk

För att kunna analysera krafterna i fackverket måste man först ändra linjelasterna till punktlaster som belastar noderna. Enligt figur 27 nedan.



Figur 27. Punktlasterna för fackverket. (Taget från Robot)

Då man har nodernas punktlaster bestämt kan man analysera fackverket och få reda på krafternas storlek samt var det är dragkraft och tryckkraft. Se figur 28 nedan.



Figur 28. Krafternas storlek i fackverket, där rött står för tryck och lila för drag. (Taget från Robot)

7.6 Beräkning av armeringsbehov

Enligt SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 161 ska höga balkar armeras med åtminstone 150 mm²/m i båda ytorna och riktningarna. Minimiarmeringen $A_{s,min}$ fås i detta fall enligt formel 25.

$$A_{s,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,001A_c \\ 150 \text{ mm}^2 / m \end{array} \right. \quad (25)$$

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot 280 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 280 \text{ mm}^2 / m \quad (26)$$

Stängernas högsta avstånd mellan varandra får man med S_{max} .

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ 2b = 560 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (27)$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Baserat på $A_{s,min}$ och S_{max} väljs nätarmeringen till:

$$10 \text{ } \emptyset \text{ k200} = 393 \text{ mm}^2/m$$

Dvs 393 mm²/m i båda riktningarna och båda ytorna.

Väggens verkliga armeringsbehov fås av dragkrafterna i konstruktionen enligt:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (28)$$

Stag 13

Nätarmeringen granskas mot dragkrafterna i stag 13 eftersom där verkar den största dragkraften i vertikal riktning.

$$A_{s13} = \frac{T}{f_{yd}} \rightarrow \frac{946660 \text{ N}}{435 \text{ N / mm}^2} = 2176,23 \text{ mm}^2 \quad (29)$$

För att få behovet per meter så divideras A_{s13} med bredden där dragkrafterna verkar på dragstaget, för detta dragstag är det 3,05 m

$$A_{s13} = \frac{2176,23 \text{ mm}^2}{3,05 \text{ m}} = 713,52 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad (30)$$

Eftersom väggen armeras på båda sidorna så halveras A_{s13} .

$$A_{s13} = \frac{713,52 \text{ mm}^2}{2} = 356,76 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad (31)$$

Alltså kräver stag 13 en armeringsmängd på 356,76 mm²/m.

$$\frac{A_{s13}}{A_s} = \frac{356,76 \text{ mm}^2}{393 \text{ mm}^2} = 0,91 \quad (32)$$

Armeringsnätets tvärsnittsarea räcker till och har en nyttjande grad på 91%

Stag 6

Vid stag 6 uppkommer dom största dragkrafterna i horisontell riktning.

$$A_{s6} = \frac{T}{f_{yd}} \rightarrow \frac{412240 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 947,68 \text{ mm}^2 \quad (33)$$

Till armering väljs 4 Ø 20 = 1257 mm²

$$\frac{A_6}{A_s} = \frac{947,68 \text{ mm}^2}{1257 \text{ mm}^2} = 0,75 \quad (34)$$

Armeringen vid dragstag 6 räcker till och har en nyttjande grad på 75%, granskning av dragstag illustreras i tabell 5.

Tabell 5. Dragstagens dragkrafter och armering. (Tabell: Sebastian Hedman)

Dragstag	kN	Behov (mm ²)	Per m (mm ² /m)	Ena sida (mm ² /m)	Armering (mm ² /m)	%
S8	76,34	175,49	147,47	73,74	393	19 %
S10	306,52	704,64	296,07	148,03	393	38 %
S13	946,66	2176,23	713,52	356,76	393	91 %
S6	412,24	947,68			1257	75 %
S7	105,17	241,77			1257	19 %

7.7 Kontroll av noder och trycksträvor

Den kritiska noden är vid upplaget RB dvs vid nod 2 (se figur 29). Där uppkommer den största tryckspänningarna och den bör därför granskas mot att tryckspänningarna inte överskrider nodens tryckspänningskapacitet. Se tabell 6 för hållfasthet och nyttjandegrad för nod 2.

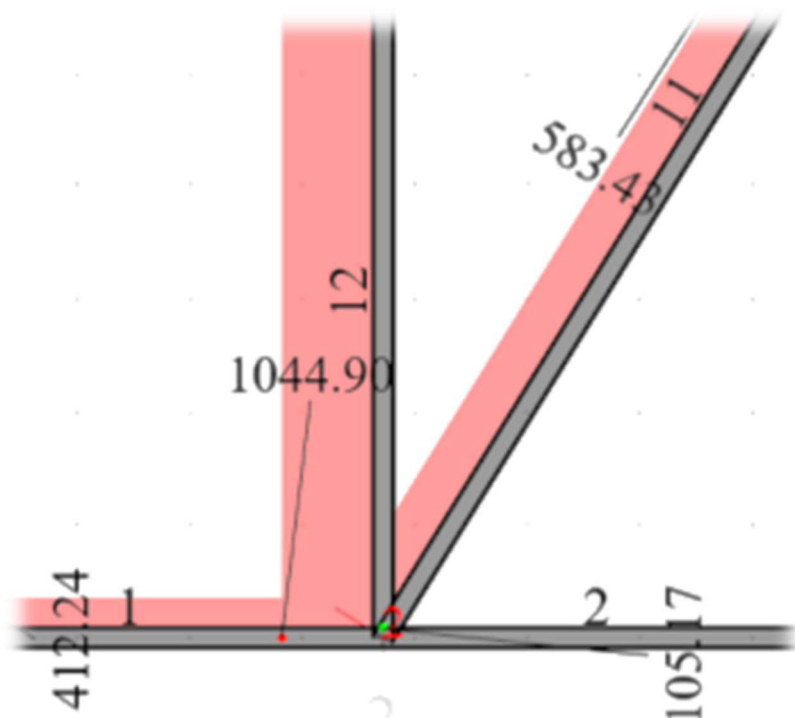
Nodens höjd:

$$u=0$$

Betongens dimensionerade tryckhållfasthet (CCC nod) :

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow 0,85 \frac{40 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 22,67 \text{ N/mm}^2 \quad (35)$$

Nod 2



Figur 29. Belastningen på nod 2. (Taget från Robot)

Nodens tryckhållfasthet $\sigma_{Rd,max}$ fås enligt:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \rightarrow 0,85 \left(1 - \frac{40}{250}\right) 22,67 = 16,19 \text{ N/mm}^2 \quad (36)$$

Eftersom nod 2 är endast tryckt, dvs den är en CCC-nod kan man öka hållfastheten med 10%.

$$\sigma_{Rd,max} = 1,10 \cdot 16,19 \text{ N / mm}^2 = 17,81 \text{ N / mm}^2 \quad (37)$$

Trycksträvans tryckspänning σ_{Ed} fås enligt:

$$\sigma_{Ed} = \frac{F}{a_2 b} \quad (38)$$

Trycksträva 1

$$a_2 = 600 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Ed,t1} = \frac{F}{a_2 b} \rightarrow \frac{412240 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 280 \text{ mm}} = 2,45 \text{ N / mm}^2 \quad (39)$$

$$\frac{\sigma_{Ed,t1}}{\sigma_{Rd,max}} \rightarrow \frac{2,45 \text{ N / mm}^2}{17,81 \text{ N / mm}^2} = 0,14 \leq 1,0 \rightarrow \text{ok} \quad (40)$$

Trycksträva 2

$$a_2 = 600 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Ed,t2} = \frac{F}{a_2 b} \rightarrow \frac{105170 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 280 \text{ mm}} = 0,63 \text{ N / mm}^2 \quad (41)$$

$$\frac{\sigma_{Ed,t2}}{\sigma_{Rd,max}} \rightarrow \frac{0,63 \text{ N / mm}^2}{17,81 \text{ N / mm}^2} = 0,04 \leq 1,0 \rightarrow \text{ok} \quad (42)$$

Trycksträva 11

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta = 600 \text{ mm} * \sin 58,2 = 510 \text{ mm} \quad (43)$$

$$\sigma_{Ed,t11} = \frac{F}{a_2 b} \rightarrow \frac{583430 \text{ N}}{510 \text{ mm} \cdot 280 \text{ mm}} = 4,09 \text{ N / mm}^2 \quad (44)$$

$$\frac{\sigma_{Ed,t11}}{\sigma_{Rd,max}} \rightarrow \frac{4,09 \text{ N / mm}^2}{17,81 \text{ N / mm}^2} = 0,23 \leq 1,0 \rightarrow \text{ok} \quad (45)$$

Tryckstäva 12

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta = 600 \text{ mm} * \sin 90 = 600 \text{ mm} \quad (46)$$

$$\sigma_{Ed,t12} = \frac{F}{a_2 b} \rightarrow \frac{1044900 \text{ N}}{600 \text{ mm} \bullet 280 \text{ mm}} = 6,22 \text{ N / mm}^2 \quad (47)$$

$$\frac{\sigma_{Ed,t12}}{\sigma_{Rd,max}} \rightarrow \frac{6,22 \text{ N / mm}^2}{17,81 \text{ N / mm}^2} = 0,35 \leq 1,0 \rightarrow ok \quad (48)$$

Upplag RB

$$a_1 = 600 \text{ mmm}$$

$$\sigma_{Ed,RB} = \frac{F}{a_2 b} \rightarrow \frac{1617950 \text{ N}}{600 \text{ mm} \bullet 280 \text{ mm}} = 9,63 \text{ N / mm}^2 \quad (49)$$

$$\frac{\sigma_{Ed,RB}}{\sigma_{Rd,max}} \rightarrow \frac{9,63 \text{ N / mm}^2}{17,81 \text{ N / mm}^2} = 0,54 \leq 1,0 \rightarrow ok \quad (50)$$

Tabell 6. Nod 2:s dimensionerande hållfasthet och nyttjande grad.
(Tabell: Sebastian Hedman)

Nod	Trycksträva	σ_{Ed} (N/mm ²)	$\sigma_{Rd,max}$ (N/mm ²)	%
2	1	2,5	17,81	14 %
2	2	0,6	17,81	4 %
2	11	4,1	17,81	23 %
2	12	6,2	17,81	35 %
2	RB	9,6	17,81	54 %

8 Analys

Att använda sig av fackverksanalogi är en rätt så effektiv och enkel metod vid dimensionering av vanliga höga balkar. Man får relativt snabbt dimensionerat en konstruktion och man kan vara säker på att konstruktionen håller, förutsatt att den uppfyller jämnviktsekvationerna. Men vid dimensionering av konstruktioner som har en avvikande geometri, som inte är homogen eller vid en konsolkonstruktion blir det mera krävande. Då kan det kräva en mera erfaren konstruktör som har mera fördjupande kunskaper inom fackverksanalogi och mekanik.

I och med att väggen fungerar som en konsolvägg så ser kraftfördelningen annorlunda ut än på en traditionell hög balk. Normalt får man en konstruktion som är tryckt vid övre kant och dragen i nedre kant men i detta fall så är det omvänt. I övre kanten har vi drag och vid nedre kanten tryck. Detta har tagits i beaktande vid fackverkets uppbyggnad och vid placering av armering. Den huvudsakliga dragarmeringen i horisontal riktning är nu placerad i övre kant istället för nedre kant. Momentet brukar även påverka en balks undre sida men i detta fall påverkar momentet den övre sidan.

Baserat på resultaten kan man konstatera att konstruktionen är någorlunda överdimensionerad i detta fall, då varken betongen eller armeringen når en hög nyttjande grad, förutom armeringsnätet vid stag 13. Valet av armeringsnätet 10 Ø k200 baserar sig på minimiarmeringskravet, stängernas högsta avstånd och att det är ett vanligt armeringsnät som går lätt att få tag på. Vid armering av betongkonstruktioner ska de alltid uppfylla minimiarmeringskravet oberoende av belastningarnas storlekar.

Man skulle bra kunna uppdatera konstruktionen genom att minska på betongens hållfasthet och på armeringsmängden. Betongklassen skulle kunna vara C30/37 istället för C40/50 och man skulle ändå ha bra med kapacitet kvar. Eller så kunde man också minska på konstruktionens tjocklek från 280 mm till 200 mm, då skulle även minimiarmeringskravet minska. Dragarmeringen vid stag 6 kunde ändras från 4 stycken 20 mm stänger till 5 stycken 16 mm stänger, då skulle man nå en nyttjandegrad på 94 %.

Källförteckning

- Betongföreningen, S. (2010). *Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2* Betongrapport nr 15. Stockholm: Svenska Betongföreningen.
- Isaksson T., Mårtensson A., Thelandersson S. (2016). *Byggkonstruktion*. 3:e upplagan. Lund: Studentlitteratur.
- Leskelä M. V. (2005). BY 210 *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus*. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
- RIL 202-2011. *Betonirakenteiden suunnitteluohje*. 2011. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Suomen Betoniyhdistys ry.
- Schlaich J., Schäfer K. (1991). *Design and detailing of structural construction using strut-and-tie models*. The structural engineer, Volume 69/No.6/19 March 1999.
- Schlaich J., Schäfer K., Jennewein M. (1987). *Toward a consistent design of structural concrete*. PCI JOURNAL/May-June 1987.
- SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. (2015). Eurokoodi 2: *Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.
- Strut and tie courses EC2, Chapter 14 *Design with strut-and-tie models*.
- Williams C., Deschenes D., Bayrak O. (2012). *Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges*: Final Report. Center for Transportation Research The University of Texas at Austin.

Bilaga 1

Punktlasterna i fackverket.

Case		Label
1		DL1
2		ACC1

Case	Case name	Nature
1	DL1	Structural
2	Punktlast	accidental

Case	Analysis type
1	Static - Linear
2	Static - Linear

	Case	Load type	List
	2	nodal force	1
	2	nodal force	5
	2	nodal force	2
	2	nodal force	6
	2	nodal force	3
	2	nodal force	7
	2	nodal force	8
	2	nodal force	4

Load values	
	FZ=-61,42(kN)
	FZ=-105,82(kN)
	FZ=-121,69(kN)
	FZ=-192,71(kN)
	FZ=-136,61(kN)
	FZ=-189,57(kN)
	FZ=-93,57(kN)
	FZ=-76,34(kN)

Date : 12/03/20	Page : 2
-----------------	----------

Bilaga 2

Krafterna i fackverkets stänger.

Forces - Cases: 1 2
Values
1

- Cases: 1 2

Filtering	Bar	Case
Full list	1to13	1 2
Selection	1to13	1 2
Total number	13	2
Selected number	13	2

- Cases: 1 2

Bar/Node/Case	FX (kN)
1/ 1/ 1	1,48
1/ 1/ 2	412,24
1/ 2/ 1	1,48
1/ 2/ 2	412,24
2/ 2/ 1	0,42
2/ 2/ 2	105,17
2/ 3/ 1	0,42
2/ 3/ 2	105,17
3/ 3/ 1	0,0
3/ 3/ 2	0,0
3/ 4/ 1	0,0
3/ 4/ 2	0,0
4/ 1/ 1	0,23
4/ 1/ 2	105,82
4/ 5/ 1	0,23
4/ 5/ 2	105,82
5/ 5/ 1	0,0
5/ 5/ 2	0,0
5/ 6/ 1	0,0
5/ 6/ 2	0,0
6/ 6/ 1	-1,48
6/ 6/ 2	-412,24
6/ 7/ 1	-1,48
6/ 7/ 2	-412,24
7/ 7/ 1	-0,42

Date : 12/03/20 Page : 2

Bar/Node/Case			FX (kN)
7/	7/	2	-105,17
7/	8/	1	-0,42
7/	8/	2	-105,17
8/	4/	1	-0,25
8/	4/	2	-76,34
8/	8/	1	-0,25
8/	8/	2	-76,34
9/	8/	1	0,79
9/	8/	2	199,82
9/	3/	1	0,79
9/	3/	2	199,82
10/	3/	1	-1,20
10/	3/	2	-306,52
10/	7/	1	-1,20
10/	7/	2	-306,52
11/	7/	1	2,02
11/	7/	2	583,43
11/	2/	1	2,02
11/	2/	2	583,43
12/	2/	1	3,55
12/	2/	2	1044,90
12/	6/	1	3,55
12/	6/	2	1044,90
13/	6/	1	-3,40
13/	6/	2	-946,66
13/	1/	1	-3,40
13/	1/	2	-946,66

Bilaga 3

Fackverkets reaktionskrafter.

Reactions in the coordinate system: global - Cases: 1 2		
Values		
1		
in the coordinate system: global - Cases: 1 2		
Filtering	Node	
Full list		1to8
Selection		1 2
Total number		8
Selected number		2
Filtering	Case	
Full list		1 2
Selection		1 2
Total number		2
Selected number		2
in the coordinate system: global - Cases: 1 2		
Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)
1/ 1	0,00	-2,44
1/ 2	-0,00	-684,95
2/ 1	0,00	5,77
2/ 2	0,00	1662,67
Case 1	DL1	
Sum of val.	0,00	3,33
Sum of reac.	0,0	3,33
Sum of forc.	0,0	-3,33
Check val.	0,0	0,00
Precision	1,41806e-15	7,44250e-32
Case 2	Punktlast	
Sum of val.	0,00	977,72
Sum of reac.	0,0	977,72
Sum of forc.	0,0	-977,72
Check val.	0,0	0,00
Precision	6,12650e-16	1,41771e-32