

Prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med välvda tvärsnitt

Molly Froste & Richard Wigart

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2026



Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Division of Structural Engineering
Faculty of Engineering, LTH
P.O. Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med välvda tvärsnitt

Prefabricated *cut-and-cover* tunnels with arched cross sections

Molly Froste & Richard Wigart

2026

Rapport TVBK-5320
ISSN: 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK/26/5320

Examensarbete
Handledare: Jonas Niklewski
Juni 2026

Abstract

This thesis investigates the potential of using prefabricated concrete *cut-and-cover* tunnels with arched cross sections in Swedish railway infrastructure. *Cut-and-cover* tunnels are primarily constructed as in-situ structures at shallow installation depths where soil or sand constitutes the surrounding material. In prefabricated *cut-and-cover* constructions, an excavation is made along the alignment, after which the concrete tunnel elements are placed and assembled before backfilling with soil material. The construction industry needs more sustainable and resource-efficient construction methods, and prefabrication has the potential to reduce both construction time and environmental impact. At the same time, prefabricated tunnels impose high demands on structural stability, watertightness, and practical constructability.

The purpose of this study is to investigate how different tunnel geometries influence structural stability, bearing capacity, material consumption, and particularly the possibility of designing slender tunnel structures. The objective is to contribute to an increased understanding of the potential of prefabricated *cut-and-cover* tunnels.

An optimization consisting of a structural analysis and design is carried out. Three different tunnel geometries are analyzed: a cross-section with an arched roof and straight walls, a circular cross-section, and a vertically oriented elliptical cross-section. The dimensions of the cross-sections are determined based on the Swedish Transport Administration's requirements regarding clear cross-sectional area and minimum clear width for a double-track railway tunnel. Parameters such as soil cover depth and groundwater level are varied in order to analyze their influence on structural behavior. The structural analyses are performed using finite element analyses (FEA) in the software LUSAS Bridge, while the design of concrete and reinforcement is carried out in accordance with Eurocode 2.

The study includes static analyses in both the ultimate limit state (ULS) and the serviceability limit state (SLS), as well as buckling analyses to investigate second-order effects. In addition, crack width is evaluated. The analyses are limited to the two-dimensional plane, and only permanent loads are considered.

The results demonstrate that tunnel geometry has a significant influence on concrete thickness and material consumption. A tunnel geometry dominated by compressive forces proves to be the most efficient with respect to concrete thickness, with the vertically oriented elliptical geometry generally exhibiting the most favorable results. In this cross-section, bending moments are reduced, allowing the high compressive strength of concrete to be utilized more effectively. However, the geometry that enables the smallest wall thickness does not necessarily result in the lowest total material consumption.

In conclusion, the study shows that prefabricated *cut-and-cover* tunnels with arched cross-sections can be designed in accordance with Swedish requirements and regulations. The most favorable geometries enable more slender wall thicknesses through more efficient force transfer. However, further investigations concerning joint design, the effects of imposed deformations and restraint forces on the construction, and three-dimensional analyses are required before prefabricated *cut-and-cover* tunnels can be implemented on a larger scale within Swedish railway infrastructure.

Sammanfattning

Arbetet undersöker möjligheterna att använda prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar i betong med välvda tvärsnitt inom svensk järnvägsinfrastruktur. *Cut-and-cover*-tunnlar byggs främst som platsgjutna konstruktioner vid grundare anläggningsdjup där jord eller sand är det omgivande materialet. Vid prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar schaktas en sträckning ut där betongtunneln placeras och monteras ihop innan återfyllning av jordmaterial sker. Bygg- och anläggningssektorn är i behov av mer hållbara och resurseffektiva konstruktionsmetoder, där prefabricering har potential att minska både byggtid och klimatpåverkan. Samtidigt ställer prefabricerade tunnlar höga krav på stabilitet, täthet mot vatten och praktisk byggbarhet.

Syftet med arbetet är att undersöka hur olika tunnelgeometrier påverkar stabilitet, bärförmåga, materialåtgång och framför allt möjligheten att utforma slanka tunnelkonstruktioner. Målet är att bidra till ökad förståelse för möjligheterna med prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar.

En optimering bestående av modellering och dimensionering genomförs. Tre olika tunnelgeometrier analyseras: ett tvärsnitt med välvt tak och raka väggar, ett cirkulärt tvärsnitt och ett stående elliptiskt tvärsnitt. Storleken på tvärsnitten bestäms utifrån Trafikverkets krav på fri tvärsnittsarea och fri bredd för en dubbelspårig järnvägstunnel. Parametrar såsom mängd överfyllnad och grundvattennivå varieras för att analysera deras påverkan på konstruktionen. Modelleringen utförs med finita elementanalyser (FEA) i programvaran LUSAS Bridge, medan dimensionering av betong och armering genomförs enligt Eurokod 2.

Studien omfattar statistiska analyser i brott- och bruksgränstillstånd samt knäckningsanalyser för att undersöka andra ordningens effekter. Dessutom undersöks sprickbredden. Analyserna utförs endast i det tvådimensionella planet och lasterna som undersöks är endast permanenta.

Resultaten visar att tunnelns geometri har stor betydelse för betongtjocklek och materialåtgång. En tunnelgeometri som är tryckdominerad blir effektivast med avseende på betongtjocklek, där den stående elliptiska geometrins generellt uppvisar de mest gynnsamma resultaten. I det tvärsnittet reduceras böjmomenten och betongens höga tryckhållfasthet kan utnyttjas. Den geometri som möjliggör den minsta vägg-tjockleken är dock inte nödvändigtvis den som ger lägst total materialåtgång.

Sammanfattningsvis visar arbetet på att prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med välvda tvärsnitt är möjliga att dimensionera utifrån svenska krav och regelverk. De mest gynnsamma geometrierna möjliggör slankare vägg-tjocklekar där kraftöverföringen är effektivare. Det krävs dock fortsatta undersökningar inom fogutformning och hur tvångslaster påverkar konstruktionen samt tredimensionella analyser för att kunna tillämpa prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar i större skala inom svensk järnvägsinfrastruktur.

Förord

Examensarbetet har utförts våren 2026 och med detta avlägger vi civilingenjörsexamen inom väg- och vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Ämnet introducerades till oss av Simon Andersson och Anders Ljunggren på Skanska Teknik, och vi vill särskilt tacka Simon Andersson för hans hjälp med programvara, beräkningshjälpmedel och den goda vägledning vi fått under hela arbetets gång. Därutöver vill vi tacka hela teamet på bro och anläggning hos Skanska Teknik i Stockholm för deras inspirerande frågor och intresset de visat för vårt arbete från första början. Tack också till Filip Nanne på Skanska Teknik i Malmö för hans varma välkomnande och stöttning under processen.

Vi vill också rikta ett varmt tack till vår handledare Jonas Niklewski för att han varit ständigt hjälpsam under hela arbetets gång och alltid tagit tid att besvara våra frågor. Hans öppna dörr och hans engagemang har starkt bidragit till att vårt arbete kunnat fortskrida i stadig takt. Vi vill tacka honom för både korrekturläsning och för alla goda inspel och förslag som gjort arbetet mycket bättre än det annars hade varit. Tack också till vår examinator Miklós Molnár som varit stöttande under stora delar av vår utbildning och alltid funnits där som en källa till nya idéer och perspektiv.

Jag, Molly, vill rikta ett stort varmt tack till Richard för dessa år tillsammans. Ett ständigt självklart val vid gruppuppgifter och tentapluggande, tack vare hans positiva attityd, hans peppande och hans förmåga att få mig att inse att jag kan mer än vad jag tror. Hans noggrannhet och vårt väloljade samarbete har varit grunden för en otroligt rolig och givande vår.

Jag, Richard, vill också rikta det varmaste tacket till Molly för de senaste fem åren och särskilt den senaste våren. Utan hennes engagemang, konstruktiva tänkande och tillbakalutade attityd, som tydliggjort behovet av flexibilitet mellan arbetstid och fritid, hade jag varken lärt mig så mycket eller haft ens hälften så roligt. Det har varit en ynnest att få göra projektuppgifter med henne under åren.

Avslutningsvis vill vi tacka våra nyfunna vänner i Lund som bidragit till många skratt och en härlig och minnesvärd studietid.

Lund, maj 2026

Molly Froste & Richard Wigart

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Syfte	2
1.2	Frågeställning	2
1.3	Avgränsningar	2
1.4	Disposition	3
1.5	Användning av GAI-verktyg.....	3
2	Bakgrund	4
2.1	Problemställning.....	4
2.2	Teori	5
2.2.1	Betongtunnlar	5
2.2.2	Prefabricerad betong	5
2.2.3	Fogning och tätning mot vatten.....	5
2.3	Praktisk byggbarhet.....	6
2.3.1	Transport av stora element	6
2.3.2	Montage av prefabricerad tunnel.....	7
2.4	Exempel på cut-and-cover tunnlar	9
2.4.1	Varbergstunneln	9
2.4.2	Citytunneln i Malmö	9
3	Metod	10
3.1	Modellering	10
3.1.1	Geometrier.....	10
3.1.2	Yttre laster	11
3.1.3	Upplagsförhållanden	12
3.1.4	Konvergensanalys	13
3.1.5	Geometri 1 – Vålvt tak med raka väggar	13
3.1.6	Geometri 2 – Cirkel.....	17
3.1.7	Geometri 3 – Stående ellips	20
3.1.8	Analyser i LUSAS.....	23
3.2	Dimensionering	23
3.2.1	Normalkraft och böjmoment i brottgränstillståndet	25
3.2.2	Begränsning av spänningar i bruksgränstillståndet.....	26
3.2.3	Sprickkontroll och begränsning av sprickbredd.....	29
3.2.4	Andra ordningens knäckningsanalys.....	31

3.3	Förfinad metod: Geometri 4 – förfinad stående ellips	34
3.3.1	Kapacitetsökning från tryckt armering	34
4	Resultat	36
4.1	Geometri 1 – Völvt tak med raka väggar	36
4.2	Geometri 2 – Cirkel	36
4.3	Geometri 3 – Stående ellips	36
4.4	Geometri 4 – Förfinad stående ellips	37
4.5	Sammanställning & jämförelse	37
5	Diskussion	40
5.1	Betongtjocklekar	40
5.2	Betongmängd	41
5.3	Klimatpåverkan	41
5.4	Förfinad metod	42
5.5	Sammanställning av resultat	42
5.6	Stabilitet	42
5.7	Tätning och fogning	43
5.8	Praktisk byggbarhet	43
5.9	Metodens begränsningar	44
5.10	Förbättringar av metoden	45
5.11	Vidare undersökningar	46
6	Slutsats	47
6.1	Hur kan stabiliteten säkerställas?	47
6.2	Hur kan tunneldesignen optimeras?	47
6.3	Hur kan olika fogtyper och fogmaterial användas?	48
6.4	Hur kan praktisk byggbarhet säkerställas?	48
6.5	Sammanfattning	48
7	Referenser	49

1 Inledning

Metoden *cut-and-cover* för att bygga och konstruera tunnlar är en gammal metod som går att spåra tillbaka till romartiden. Samma metod användes i London på 1860-talet för att bygga världens första tunnelbana. Ganska snart efter att de första stationerna öppnade i centrala London valde ingenjörerna att utforska nya metoder. Två problematiska aspekter med byggmetoden var att *cut-and-cover*-tunnlarna låg nära marknivån och att själva konstruktionsfasen påverkade trafikflödet i staden negativt (Wright, 2017).

Idag är tunnlar viktiga delar av både väg- och järnvägssystemet i Sverige, där Trafikverket förvaltar cirka 285 tunnelkonstruktioner. Järnvägen är svårare att anpassa till naturen, jämfört med väg, och kräver därmed fler tunnelkonstruktioner. Under de senaste decennierna har järnvägsnätet fortsatt byggts ut, däribland Citytunneln i Malmö, Hallandsås-tunneln på västkusten och Citybanan i Stockholm (Trafikverket, 2025a). I dagsläget pågår byggnationen av Västlänken, en åtta kilometer lång järnväg där sex kilometer går i tunnel under centrala Göteborg. Som en del av Västlänken byggs vid Stora Hamnkanalen en 55 meter lång betongtunnel med metoden *cut-and-cover*. Tunneln kommer gå tvärs under kanalen och ställer därmed höga krav på både stabilitet, hållfasthet och vattentäthet (Trafikverket, 2025b).

Cut-and-cover-metoden utförs vanligtvis genom att temporära stödkonstruktioner byggs längs tunnelns sträckning. Därefter schaktas ett vertikalt öppet dike ut till den nivå där betongtunneln ska placeras, och marken i botten av diket förbereds och stabiliseras. Gjutformen byggs upp i diket och betongtunneln gjuts på plats för att sedan använda det bortschaktade materialet som överfyllnad (Mouratidis, 2008).

Tunnlar byggs nästan uteslutande av betong. 2022 stod bygg- och fastighetssektorn för utsläpp på 10,8 miljoner ton koldioxidkvivalenter, vilket motsvarar 22,1% av Sveriges totala utsläpp av växthusgaser. Därutöver importerade sektorn samma år varor från utlandet som gett upphov till 6,9 miljoner ton koldioxid. En stor del av utsläppen kommer från tillverkning av byggmaterial, där cementtillverkningen är en särskilt utsläppstung verksamhet. Utsläppen av växthusgaser från bygg- och fastighetssektorn har minskat stadigt sedan 2008, men för att nå de globala målen för hållbar utveckling, del av Agenda 2030, måste byggbranschen fortsätta att aktivt minska sina utsläpp (Boverket, 2025). Att gå från konventionella platsgjutna betongelement till prefabricerade är en av många lösningar på vägen mot de globala målen. I en studie från 2022, som sammanställer 38 konstruktionsprojekt i Hong Kong mellan 1998 och 2022, hävdar författarna att en högre prefabriceringsgrad av betong innebär mindre utsläpp av växthusgaser (Wong & Loo, 2022).

Det traditionella sättet att bygga *cut-and-cover*-tunnlar är i form av lådor med bottenplatta, raka väggar och platt tak. Det förenklar byggnation av gjutformar och möjliggör stora effektiva gjutetapper. I takt med att byggandet internationellt gått mot mer prefabricering, har det platta taket kunnat ersättas med valv och idag finns leverantörer utomlands som tagit fram prefabricerade bågar som tillsammans bildar olika former av välvda tvärsnitt. I Sverige däremot verkar det än så länge inte finnas några stora ambitioner från vare sig beställare, entreprenadföretagen eller fackförbunden att överge de ekonomiskt förmånliga stora platsgjutningarna. Av den anledningen vore det intressant att med europeiska dimensioneringsregler och svenska byggnormer undersöka möjligheterna och utmaningarna med prefabricering av välvda tvärsnitt på *cut-and-cover*-tunnlar.

1.1 Syfte

Syftet med examensarbetet är att få en bättre förståelse för möjligheterna och utmaningarna med prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med olika välvda tvärsnitt med avseende på:

- Stabilitet för tunnelsegment, exempelvis knäckning av tryckbåge eller uppkomst och inverkan av oönskade leder.
- Optimering av geometri och vägg tjocklek för att möjliggöra effektiva och hållbara konstruktionslösningar.

Därutöver behandlas även:

- Vattentäthet, fogdesign och fogmaterial.
- Praktisk byggbarhet, så som transport av prefabricerade element och effektiva montagemetoder.

Dessa aspekter hanteras i huvudsak genom en breddning av huvudanalysen för att sätta denna i ett bredare tekniskt sammanhang.

1.2 Frågeställning

Examensarbetet utgår från följande frågeställningar:

- Hur kan stabiliteten, med avseende på knäckning av tryckbåge och inverkan av leder, säkerställas?
- Hur kan tunneldesignen, med avseende på tunnelform och tjocklek, optimeras för att minska materialåtgång och miljöpåverkan?
- Hur kan olika fogtyper och fogmaterial användas vid prefabricerat tunnelbyggande?
- Hur kan praktisk byggbarhet, med avseende på transport och montage, säkerställas?

1.3 Avgränsningar

I följande studie har ett antal avgränsningar gjorts för att enklare undersöka arbetets frågeställningar och utföra en fokuserad analys:

- Endast permanenta laster undersöks, variabla laster bortses ifrån.
- Hänsyn tas inte till effekter av betongens krympning.
- Monolitlängdens inverkan undersöks inte, utan endast analys i 2D där djupet sätts till 1,0 meter utförs.
- Olika material undersöks inte, samma egenskaper hos betong och armering används genomgående.
- Samtliga tunnlar modelleras som platsgjutna kontinuerliga tvärsnitt; fogars inverkan och detaljutformning har inte studerats.
- Betongen antas vara sprucken i det värsta snittet.
- Armeringen antas vara lika stor i både dragen och tryckt zon.
- Utformningen av anslutningen mellan tunnelvägg och bottenplatta undersöks inte utan kräver en särskild konstruktionslösning.

- Knäckning av tryckbåge antas följa beräkningsmodellen för knäckning av pelare ledad i båda ändar.

1.4 Disposition

Examensarbetet är uppbyggt enligt följande disposition:

Kapitel 1 är ett inledningskapitel som presenterar frågeställning, arbetets syfte och avgränsningar som gjorts.

Kapitel 2 presenterar bakgrund i form av förklaring av problemställning och relevant teori. Dessutom undersöks den praktiska byggbarheten och några exempelprojekt presenteras.

Kapitel 3 presenterar metoden som används för modellering och dimensionering av de tre olika tunnelgeometrierna. En optimering med avseende på vägg tjocklek utförs.

Kapitel 4 redogör resultat från optimeringen.

Kapitel 5 diskuterar och analyserar resultaten kopplat till teori och litteratur. Dessutom diskuteras metoden och möjliga framtida undersökningar.

Kapitel 6 besvarar frågeställningarna och de viktigaste slutsatserna sammanfattas.

I denna rapport kommer begreppet '*kapitel*' användas för att referera till kapitlen i rapporten.

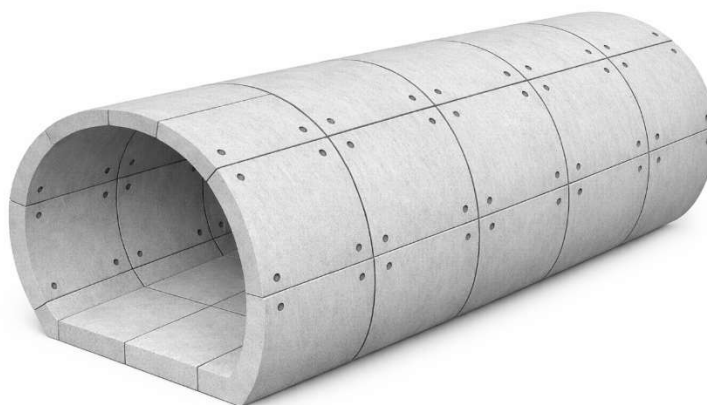
1.5 Användning av GAI-verktyg

I detta examensarbete har författarna använt generativ artificiell intelligens (GAI) i form av ChatGPT och Microsoft Copilot för att korrekturläsa och förbättra läsbarheten i rapporten, samt för att generera vissa illustrationer (Figur 2-1, Figur 2-3 och Figur 2-4). Efter användning av dessa verktyg granskade och redigerade författarna innehållet och tar fullt ansvar för den slutliga publiceringen.

2 Bakgrund

I följande kapitel beskrivs inledningsvis bakgrunden till arbetet, problemställning och relevant teori. Därefter undersöks vad som tidigare har gjorts på området och kapitlet avslutas med en redogörelse om hur det praktiska genomförandet kan gå till.

Att prefabricering av *cut-and-cover*-tunnel undersöks i rapporten beror på de fördelar som finns med prefabricering av betong, och att det än så länge i Sverige inte har provats i en större skala i anläggningsprojekt. Skulle våra byggnormer och regelverk tillåta att bygga en järnvägstunnel på detta sätt? Om svaret är ja, är det realistiskt och rimligt med hänsyn till de risker som är kända? 'Hur stora kan betongelementen vara för att transporteras och lyftas på plats?' och 'hur säkerställs täthet mot vatten?', är frågor som måste beaktas.



Figur 2-1. Illustration över en godtycklig prefabricerad betongtunnel. Skapad med stöd från Microsoft Copilot.

Figur 2-1 visualiserar ett exempel på en prefabricerad hopspänd betongtunnel. Varje enskild rektangel kommer fortsättningsvis benämnas *element* medan de element som tillsammans omsluter tunneln kommer benämnas *monolit*. Tunneln i figuren består alltså av fem monoliter.

2.1 Problemställning

I Sverige är det Trafikverket som bygger, äger och underhåller den statliga transportinfrastrukturen vilket medför att Trafikverkets styrdokument måste följas. De innehåller tekniska krav och råd till entreprenören som bygger för att den levererade anläggningen ska få önskad kvalitet. I enlighet med Trafikverkets styrdokument ska eurokoder i standardserien *SS-EN 1990 – SS-EN 1999* användas för att utforma de konstruktioner och konstruktionsdelar som omfattas. I denna rapport kommer begreppet 'avsnitt' att användas för att referera till avsnitten i eurokoden. Att Trafikverkets styrdokument måste följas innebär att en del parametrar inför en dimensionering måste bestämmas på förhand för att uppnå kraven på järnvägstunnlar. Det handlar bland annat om fri tvärsnittsytta, exponeringsklass, nödvändigt täckskikt och ett flertal tvärsnittskontroller.

Vid transport av stora byggnadsdelar på väg, vilket med stor sannolikhet är en nödvändighet för att möjliggöra prefabricering av *cut-and-cover*-tunnlar, behövs dispens att kringgå dimensionsbestämmelserna för transport på väg. Det innebär att betongelementens längd, bredd och vikt blir viktiga parametrar att ta hänsyn till om en *cut-and-cover*-tunnel ska prefabriceras.

2.2 Teori

Relevant teori presenteras nedan för betongtunnlar, prefabricerad betong, transport av stora odelbara element samt fogning och tätning mot vatten.

2.2.1 Betongtunnlar

Det finns olika metoder för att bygga betongtunnlar där de tre vanligaste är borra-spräng-metoden, tunnelborrning med en tunnelbormaskin (TBM) och *cut-and-cover*-metoden. De två första metoderna är vanliga vid hårt berg medan den sistnämnda metoden är vanligare vid löst berg, så som jord eller sand. Dessa tunnlar finns närvarande i vardagen, i form av exempelvis vägtunnlar, järnvägstunnlar och avloppstunnlar. De längsta järnvägstunnlarna i Sverige är över 8 000 meter långa och består alltid till del av betong (Svenska Bergteknikföreningen, 2026).

Betong började användas för redan 2 500 år sedan och är idag det allra vanligaste konstruktionsmaterialet (Betongföreningen, 2026). Betong består av ballast, cement, vatten och olika typer av tillsatsmedel och används i alla typer av konstruktioner, från möbler till skyskrapor och tunnlar. Det finns olika typer av betong som har olika egenskaper, där anläggningsbetong är intressant för detta arbete.

En av de främsta egenskaperna hos betong är dess höga tryckhållfasthet, samtidigt som en stor nackdel är dess förhållandevis låga draghållfasthet. Det problemet hanteras genom placering av armeringsstänger i dragzonen vilket innebär att när sprickbildning uppstår ökar den armerade betongens dragkapacitet rejält (Engström, 1993).

2.2.2 Prefabricerad betong

Industrialiserade processer är som regel mer tidseffektiva och resurssnåla än traditionella varianter. Prefabricering av betong är ett sådant exempel där produktionen flyttas till en fabrik med standardiserade arbetsmoment i stället för att ske på plats där produkten ska stå färdig. Utöver ökad effektivitet i och med att byggtiden kraftigt förkortas blir det en högre kvalitet på betongelementen när många likadana produkter görs. Betongens exakta sammansättning säkerställs samtidigt som mått och håltagningar kan utföras med större noggrannhet. Eftersom tillverkningen sker inomhus under kontrollerade förhållanden, är det också möjligt att utnyttja betong och armeringsstål mer effektivt. Då stor del av kostnaden för platsbyggd betong är låst i arbetskraft, blir det enklare och billigare att skapa mer komplexa geometrier i en fabrik där behovet av personal inte är densamma (Neamitha & Karthigai Priya, 2018).

Sammanfattningsvis finns många fördelar med prefabricerad betong, framför allt i större projekt.

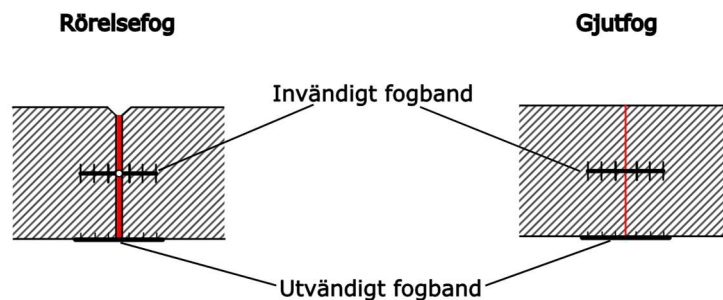
2.2.3 Fogning och tätning mot vatten

En väsentlig skillnad mellan platsgjutna tunnlar och prefabricerade tunnlar är att de prefabricerade betongelementen måste sättas ihop på plats medan de platsgjutna endast behöver fogas i skarven mellan gjutetapperna. Fogning och tätning mot vatten blir därmed en kritisk punkt för att inte grund- och ytvatten ska läcka in i tunneln. Rådande vattentryck, betongens tjocklek, täcksikt och särskilda materialkrav är parametrar som tas hänsyn till vid val av vilken fogtyp som ska användas (Sika, 2026). För att täta fogen mot inläckande vatten placeras ett eller flera fogband mellan konstruktionsdelarna. Två olika fogtyper kommer att betraktas: rörelsefogar och gjutfogar.

En rörelsefog är en fogtyp som har som funktion att ta upp små påfrestningar och förhindra tvång i konstruktionen utan att skador uppstår. Dessa rörelser kan orsakas av krympning, lokal krypning eller temperaturskillnader i omgivningen (Tebo, 2026). Rörelsefogen består av ett komprimerbart och vattentätt fogband, exempelvis silikon, PVC eller produkten 'RubrNek' som är specifikt framtagen att täta fogar mellan prefabelement (MAX FRANK, 2024).

En gjutfog är en fogtyp som har som funktion att skapa kontinuitet i tvärsnittet och möjliggöra överföring av snittkrafter. Det görs genom att gjuta en konstruktionsdel mot en annan. Till skillnad mot rörelsefogen, kan gjutfogen inte ta hand om rörelser i konstruktionen. Vatten kan eventuellt ta sig igenom i skarven, därför placeras ett fogband invändigt, utvändigt på sidan där vattnet kommer ifrån eller både och.

För en konstruktion som är utsatt för grundvattentryck, vilket är fallet för tunnlar så länge de inte är dränerade, krävställer Trafikverket dubbla tätningsanordningar (Trafikverket, 2019). Att grundvattenytan sänks är dock problematiskt ur ett lokalt miljöperspektiv. Dubbla tätningsanordningar innebär att för en tunnelkonstruktion i betong kommer det behövas både invändigt och utvändigt placerade fogband i skarvar, oavsett om skarvarna befinner sig i tvärsnittet eller i tunnelns längsriktning. Ett exempel på utförandet visualiseras i Figur 2-2 där en dubbel uppsättning fogband används i en rörelsefog respektive en gjutfog. Den röda strimman representerar skarven i de olika fogtyperna medan den tjocka svarta är fogbandet.



Figur 2-2. Schematisk bild på utförande av en dubbel uppsättning fogband i en rörelsefog och en gjutfog.

2.3 Praktisk byggbarhet

Att konstruera en tunnel kräver, förutom konstruktionsberäkningar, en plan för det praktiska genomförandet. När prefabricerade element ska användas krävs noggrann planering för att säkerställa att storleken på elementen klarar transporten från fabrik till byggarbetsplats. Dessutom behöver montage av elementen kunna genomföras i praktiken med kranar och temporära konstruktioner (Neamitha & Karthigai Priya, 2018).

2.3.1 Transport av stora element

Att betongelementen gjuts i fabrik innebär att transport till byggarbetsplats krävs. Dimensionsbestämmelserna för vägtransporter är 350 centimeter i bredd och 30,0 meter i längd om följebil används (Transportstyrelsen, 2025a). Dessutom får bruttovikten inte överskrida 74 ton på vägar med bärighetsklass 4 (Transportstyrelsen, 2025b). I bruttovikten ingår inte bara betongelementet, utan även dragbil och trailer. I vissa fall behövs följevilar och dessa räknas också in i bruttovikten. Prefabricerade tunnelelement kategoriseras som "odelbar last" vad gäller regler för transport på väg i Sverige. Det innebär att dispens behövs för att

kunna transportera byggelement som överskrider dimensionsbestämmelserna (Trafikverket, 2025e). När större betongelement transporteras är inte bruttovikt den enda parametern utan även axel-, boggi- och trippelaxeltryck har gränsvärden. I många fall är det just detta tillåtna tryck som blir dimensionerande för storleken på elementet. Axel-, boggi- och trippelaxeltrycket är den sammanlagda statiska vikt som hjulen på en hjulaxel, boggi respektive trippelaxel för över till vägbanan. På vägar med bärighetsklass 4 är det högsta tillåtna trippelaxeltrycket 26 ton (Transportstyrelsen, 2025c). I Figur 2-3 ges ett förslag på hur ett tunnelement kan transporteras från fabrik till byggarbetsplats på trailer.



Figur 2-3. Illustration på hur transport av tunnelement kan ske. Skapad med stöd från Microsoft Copilot.

2.3.2 Montage av prefabricerad tunnel

För att lyfta betongelement på plats behövs kranar med tillräcklig lyftkapacitet för elementvikten. Det finns olika typer av kranar, däribland mobilkranar, larvkranar och kranbilar med olika funktioner och användningsområden. Vissa kranar har en lyftkapacitet på uppemot 800 ton och en bomlängd på 140 meter (Nordic Crane, 2026). Ju längre bomlängd som används, desto lägre blir dess lyftkapacitet. Vid montage av en prefabricerad tunnel är det därför viktigt att undersöka vilken bomlängd som krävs av praktiska skäl, och därefter säkerställa att den valda kranen klarar den aktuella lasten. Ju större och kraftigare kran som används, desto mer utrymme krävs på byggarbetsplatsen. En större kran innebär dessutom högre egentyngd, vilket medför ökade krav på markens bärighet och mothållande tryck vid tunga lyft.

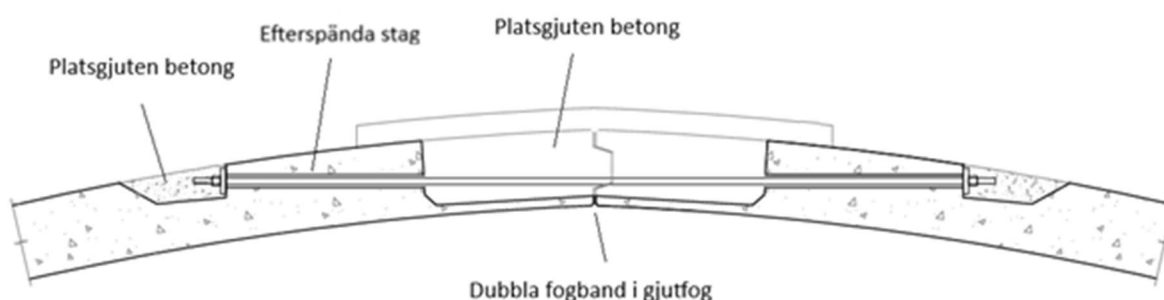
Den australiensiska leverantören *Humes* har ett framarbetat tunnelsystem av prefabricerade betongprodukter där två bågar, det vill säga element, gjuts ihop i hjässan för att skapa en tunnelmonolit (Humes, 2022). Detta kan verka som inspiration till hur montage av prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar i praktiken utförs. Företagets bågar är antingen 300 eller 350 mm tjocka och bygger tunnlar på spann mellan 15 och 21 meter.



Figur 2-4. Illustration på hur montage av prefabricerad tunnel kan utföras. Skapad med stöd från Microsoft Copilot.

I *Humes* prefabricerade tunnelsystem gjuts en bottenplatta på plats efter att markarbetena är utförda, varefter båda bågarna lyfts med mobilkran till sina rätta positioner ovanpå plattan, se Figur 2-4. Bågarna placeras i en ursparing i bottenplattan och passas ihop i hjässan för att skapa en monolit. På så sätt har en monolit tillräckligt stöd för att stå för sig självt och behöver inga temporära stöd. Flera monoliter placeras sedan bredvid varandra tills tunneln får önskad längd. Vattentäta membran placeras på utsidan som försegling av skarven mellan båge och platta.

Humes löser hopfogningen i hjässan som en gjutfog genom att först placera flera monoliter på plats bredvid varandra i sin slutliga position innan de gjuts ihop. Genom att utföra fogningen som en längre gjutetapp, sammanfogas både bågarna i sin andra halva och flera monoliter i varandra. Det är dock viktigt att vid lämpliga avstånd anordna rörelsefogar. Till sist gjuts de två 'fickorna' igen, där elementen spänns ihop med stag. Resultatet är en vattentät fog med tillräcklig momentkapacitet. Armeringsjärnen som fogar samman sidorna efterspänns och dubbla fogband sätts på plats innan gjutning påbörjas. Se Figur 2-5 för en visualisering av hur två bågar kan gjutas ihop i hjässan med utgångspunkt i *Humes* lösning.



Figur 2-5. Anpassad lösning på gjutfog i hjässan. Figuren baseras på den australiensiska tillverkaren Humes arbetssätt.

2.4 Exempel på cut-and-cover tunnlar

Det finns många exempel på *cut-and-cover*-tunnlar, där två svenska sådana lyfts fram i denna rapport. Det görs för att visa på studiens koppling till aktuell svensk praxis.

Traditionella platsgjutna *cut-and-cover*-tunnlar utformas ofta som boxformade konstruktioner eftersom dessa är relativt enkla att bygga. Samtidigt kan välvda geometrier ge mer gynnsamma kraftflöden genom att reducera böjmoment och omfördela lasterna mot tryckkrafter i konstruktionen. Detta kan i sin tur skapa förutsättningar för slankare konstruktioner och minskad materialåtgång.

2.4.1 Varbergstunneln

Varbergstunneln som öppnades 2025 är en del av den nya järnvägssträckningen genom Varberg och en del av utbyggnaden av Väst kustbanan till dubbelspårig järnvägssträcka. Varbergstunneln består dels av en bergtunnel, dels av en betongtunnel på 350 meter som byggdes med en *cut-and-cover*-teknik. Betongtunneln gjöts på plats och fick den traditionella boxformen. Betongtunneln var en av de mest tidskritiska delarna i projektet eftersom den placerades i närheten av befintliga byggnader och i ett område där många människor rör sig (Tyréns, 2016).

2.4.2 Citytunneln i Malmö

År 2008 färdigställdes Citytunneln under Malmö som knyter ihop järnvägen norr om Malmö med järnvägen mot Trelleborg, Ystad och framför allt till Köpenhamn (Implenja, 2026). Förutom att bygget var ett av Sveriges största infrastrukturprojekt genom tiderna var det unikt i miljösammanhang då det var det första stora infrastrukturprojektet som fullt ut prövades mot miljöbalken (NCC, 2026). Den nya järnvägen sträcker sig 17 kilometer och består bland annat av sex kilometer tunnel under Malmö. 360 meter av tunneln är konstruerad med *cut-and-cover*-teknik och huvudsakligen är det vid den nya underjordiska stationen Malmö C Nedre som denna teknik har använts (Sweco, 2026). *Cut-and-cover*-delen av tunneln var en egen entreprenad som kallades ”Malmö C Nedre” och var uppdelad i fem etapper för att möjliggöra trafik under byggtiden. Schakten för denna del av Citytunneln var som djupast cirka 20 meter och som bredast cirka 50 meter. Intill den nya stationen ligger de skyddsvärda byggnaderna Börshuset och Posthuset, vilket innebär utmaningar gällande sättningsrörelser. Att tunneln dessutom delvis placerades under kanalen i Malmö innebär extra utmaningar (Jönsson, 2007). *Cut-and-cover*-delen av tunneln gjöts på plats och fick samma traditionella boxform som användes i Varberg (PERI, 2026). Konstruktionen av tunneln hade en betydande påverkan på omgivande trafik och människors vardag, där en mer tidseffektiv metod hade varit fördelaktig.

Att svenska *cut-and-cover*-tunnlar, som en del av Varbergstunneln och en del av Citytunneln, har utförts som platsgjutna betongkonstruktioner indikerar att det i relativt komplexa järnvägsmiljöer fortfarande är vanligt med platsgjutna betongtunnlar. Kostnaderna kopplade till de krav som ställs på bygglogistik, täthet mot vatten och montage kan vara drivande faktorer. Därför hade det varit intressant att i efterhand undersöka huruvida möjligheterna för prefabricerade tunnelelement hade varit realistiska i dessa exempelprojekt.

3 Metod

Mot denna bakgrund undersöks tre olika välvda tunnelgeometrier i syfte att analysera hur tvärsnittsformen påverkar stabilitet, väggjocklek och materialeffektivitet. En optimering utförs med avseende på väggjockleken, eftersom denna parameter har stor betydelse för att minska både materialåtgång, tunnelns totala vikt och skarvlängd. Andra faktorer analyseras och diskuteras men inkluderas inte som parametrar i själva optimeringen.

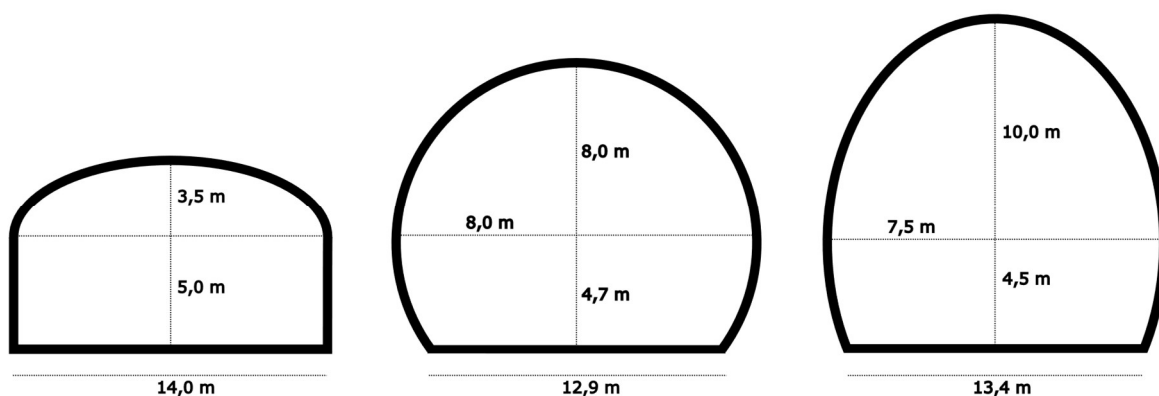
Optimeringen utförs i två delar: först modellering och sedan dimensionering. De olika geometrierna på tunneltvärsnittet väljs ut, lastfall sätts ihop, lastkombinationer beräknas och kontroller utförs. För att beräkna lasteffekter och knäckningslängder används finita elementmetoden i programvaran LUSAS Bridge och Eurokod 2 används för dimensionering av betong och armering. Till sist görs en detaljerad analys av den geometri som påvisar bäst resultat med avseende på betongväggens tjocklek. Den benämns 'förfinad metod'.

3.1 Modellering

3.1.1 Geometrier

Inledningsvis bestäms tre olika välvda geometriska former, se Figur 3-1. *Geometri 1* väljs mot bakgrund i referensprojekt medan *geometri 2* och *geometri 3* väljs eftersom de antas vara intressanta ur ett konstruktionsperspektiv. Bottenplattan bestäms till att alltid vara 1,0 meter tjock, medan den välvda delens tjocklek undersöks i modelleringen. Den välvda delens tjocklek innefattar all betong som inte tillhör bottenplattan, och antar alltid en konstant betongtjocklek över hela tvärsnittet.

För att bestämma geometriernas dimensioner används Trafikverkets krav på fri tvärsnittsarea och bestämmelser på fri bredd och höjd. En dubbelspårig järnvägstunnel där tågen har maximal hastighet på 250 km/h undersöks i arbetet. Därmed ska den fria tvärsnittsarean vara minst 91 m² (Trafikverket, 2025c). En fri bredd på 14,0 m används i alla geometrier och en fri höjd på 4,8 meter antas för att rymma ett tåg i höjdlöd (Trafikverket, 2014).



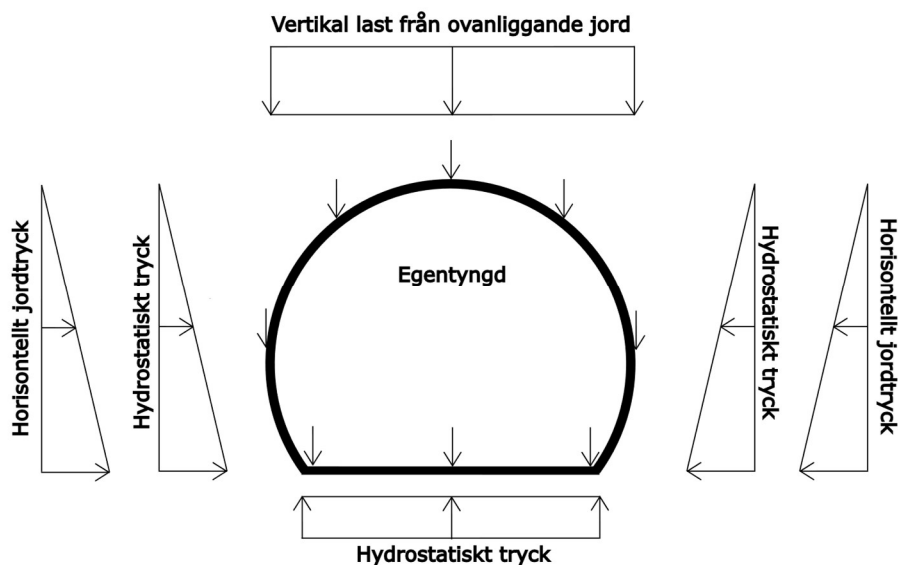
Figur 3-1. Skisser av geometri 1, geometri 2 och geometri 3 med tillhörande dimensioner.

3.1.2 Yttre laster

En statisk analys utförs av de tre olika tunneltvärsnitten där följande permanenta laster verkar på konstruktionen:

- Egentyngd.
- Vertikal last från ovanliggande jord.
- Horisontellt jordtryck.
- Hydrostatiskt tryck.

En principiell skiss som visar de laster som verkar på konstruktionen presenteras i Figur 3-2.



Figur 3-2. Principiell skiss som visar de permanenta laster som ingår i den statiska analysen.

För att undersöka lasternas inverkan på stabiliteten varieras storleken på dessa laster. De vertikala lasterna varieras genom att ändra höjden på överfyllnaden över hjässan; 12,0 meter respektive 4,0 meter undersöks. De horisontella lasterna varieras genom att ändra grundvattennivåns läge. En grundvattennivå i samma höjd som hjässan alternativt långt under bottenplattan undersöks.

Tungheten för de vertikala lasterna presenteras i Tabell 3-1, medan de horisontella lasterna presenteras i Tabell 3-2. Som återfyllning väljs grovkrossad sprängsten med omättade respektive mättade tungheter hämtade från *TRVINFRA-00230* (Trafikverket, 2025d) medan betongens tunghet hämtas direkt ur modellen i LUSAS.

Betongklassen som väljs är C50/60, vilken är en högpresterande konstruktionsbetong adekvat för broar, tunnlar och större förspända konstruktioner (Concrete Society, 2026). Betongen har en karakteristisk cylinderhållfasthet, $f_{ck} = 50$ MPa, 28 dagar efter gjutning. Övriga nödvändiga materialdata om betongen finns i avsnitt 3 i *SS-EN 1992-1-1:2005*. För att möjliggöra tunnare betongelement är en höghållfast betong nödvändig även om ett lågt vattencementtal innebär högre klimatavtryck per kubikmeter färdig betong än vad en svagare betong hade inneburit.

Tabell 3-1. Tungheter för omgivande material som bidrar till vertikala laster.

Typ av last	Tunghet, γ (kN/m ³)	Beteckning
Överfyllnad, omättad	20	$q_{v,över,o}$
Överfyllnad, mättad	13	$q_{v,över,m}$
Vattentryck	10	$q_{v,hydro}$
Egentyngd	25,5	$q_{v,egen}$

Vid en mättad jordmassa, alltså under grundvattennivån, adderas tungheten för den mättade överfyllnaden och tungheten för vattentrycket.

För att bättre spegla verkligheten införs asymmetri i belastningen genom att låta överfyllnaden variera linjärt över tvärsnittet med en lutning på 1: 2. Det vertikala vattentrycket, som beror på grundvattenytans nivå, bidrar till ett lyft längs med bottenplattan. Egentyngden beror i sin tur på betongens volym och appliceras på hela tvärsnittet.

Den dimensionerande vilojordtryckskoefficienten, K_0 , beskriver förhållandet mellan vertikal- och horisontell spänning då ingen rörelse förekommer och beräknas enligt Ekvation 3-1. För det valda fyllnadsmaterialet grovkrossad sprängsten är friktionsvinkeln $\varphi = 45^\circ$ (Trafikverket, 2025d).

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad 3-1$$

Där:

K_0 är den dimensionerande vilojordtryckskoefficienten [-]
 φ är jordens dimensionerande friktionsvinkel [rad]

I Tabell 3-2 presenteras den beräknade vilojordtryckskoefficienten som används för beräkning av de horisontella lasterna, tillsammans med den reducerade tungheten, $K_0 \cdot \gamma$.

Tabell 3-2. Vilojordtryck och reducerade tungheter för omgivande material som bidrar till horisontella laster.

Typ av last	Vilojordtryck, K_0 (-)	Reducerad tunghet, $K_0 \cdot \gamma$ (kN/m ³)	Beteckning
Jordtryck, omättad	0,29	5,8	$q_{h,jord,o}$
Jordtryck, mättad	0,29	3,8	$q_{h,jord,m}$
Vattentryck	-	10	$q_{h,hydro}$

Tvärsnittet modelleras därefter i enlighet med utvalda lastfall, dock med vissa förenklingar. Endast permanenta laster används i modelleringen och eventuella variabla laster som exempelvis last på markyta, temperaturändring och lufttryck utelämnas i detta arbete.

3.1.3 Upplagsförhållanden

Bottenplattan gjuts ovanpå en packad bädd av grus med elasticitetsmodulen 50 MPa, tvärkontraktionstalet 0,25 och tjockleken 400 mm. Bädden kan betraktas som ett isotropt material och antas vara placerad på hårt berg. Därmed modelleras den i form av fjädrar med en vertikal styvhet, k_v , och en horisontell styvhet, k_h . Följande ekvationer är härledda från Hookes lag och linjärelastisk teori.

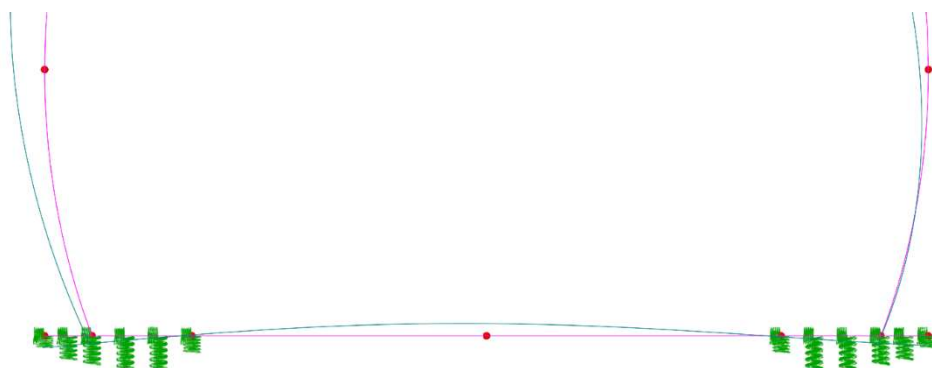
$$k_v = \frac{E_k(1 - \nu)}{t(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad 3-2$$

$$k_h = \frac{E_k}{2t(1 + \nu)} \quad 3-3$$

Där:

E_k	är	bäddens karakteristiska elasticitetsmodul [MPa]
ν	är	tvärkontraktionstalet för packad grusfyllning [-]
t	är	bäddens höjd [mm]

Den vertikala styvheten beräknas till 300 MN/m och den horisontella styvheten beräknas till 50 MN/m. Fjäderupplagen placeras under bottenplattan, men plockas bort längs mittdelen av bottenplattan där dragspänningar uppstår, se Figur 3-3. Dragspänningarna i mittspannet orsakar uppåtriktade deformationer vilket innebär att kontakten mellan bädden och plattan minskar och bäddmodulen modelleras därmed inte längs den sträckan.



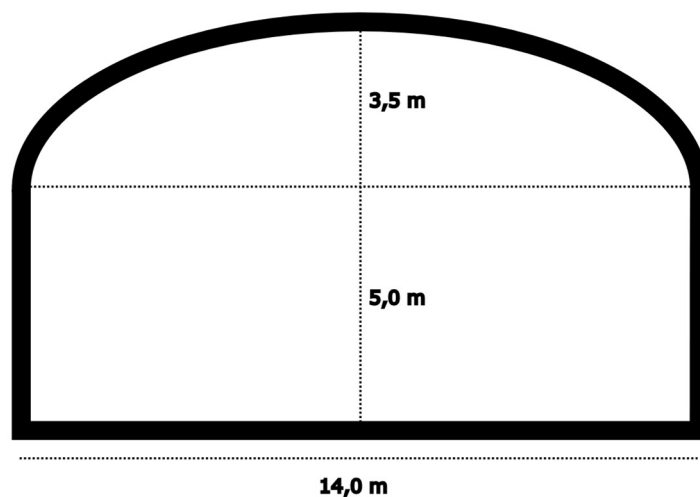
Figur 3-3. Illustration över hur fjäderupplagen plockas bort där dragspänningar uppstår.

3.1.4 Konvergensanalys

En konvergensanalys utförs där storleken på *meshen*, det vill säga nätverket som geometrierna delas in i för att möjliggöra FEM-beräkningarna, anpassas för att få tillräcklig noggrannhet i resultaten samtidigt som beräkningshastighet i programmet säkerställs genom att inte skapa allt för små element. Konvergens uppnås genom att minska elementstorleken, med en noggrannhet på 5 cm, tills momentet i dimensionerande snitt inte förändras, med en noggrannhet på 1 kNm, jämfört med ett mer finmaskigt nätverk.

3.1.5 Geometri 1 – Vålvat tak med raka väggar

Den första geometrin som analyseras och optimeras med hänsyn till betongmängd benämns som ett tvärsnitt med vålvat tak och raka väggar. Centrumavståndet mellan väggarna sätts till 14,0 meter vilket innebär att tvärsnittets geometri får följande värden för att klara den fria tvärsnittsarean:



Figur 3-4. Skiss över geometri 1.

För att beräkna de yttre lasterna används följande ekvation:

$$q = \gamma \cdot z \quad 3-4$$

Där:

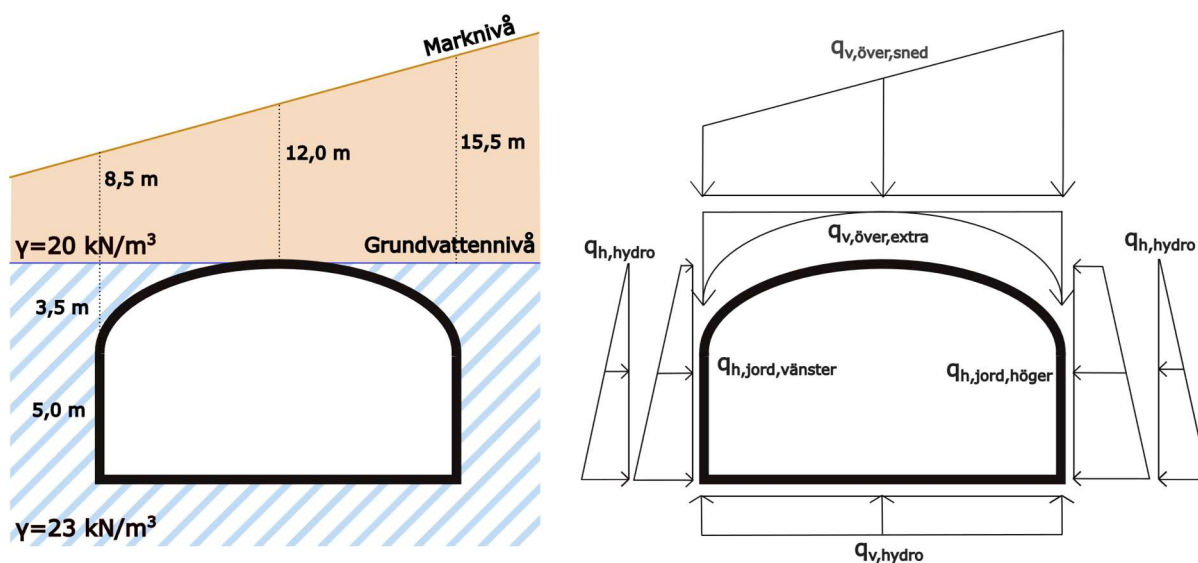
- q är utbredd last på tvärsnittet [kN/m]
- γ är materialets tunghet [kN/m]
- z är höjd i z-led [m]

Fyra olika lastfall undersöks för *geometri 1*. Höjden på överfyllnaden i respektive lastfall beskrivs i Tabell 3-3 tillsammans med grundvattennivåns läge över bottenplattan.

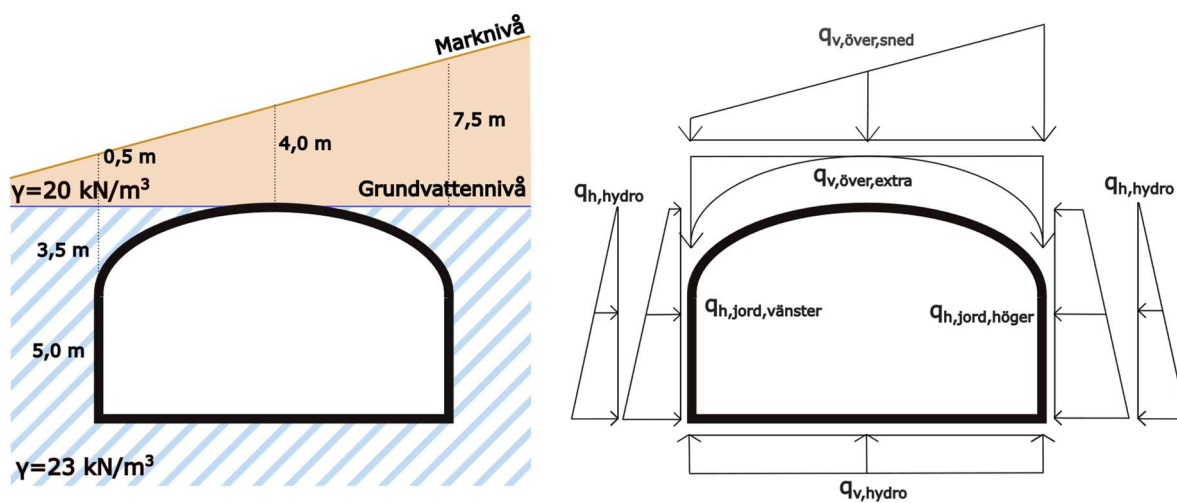
Tabell 3-3. Förklarar skillnaderna mellan de olika lastfallen som undersöks för geometri 1

	Överfyllnad över hjässan [m]	Grundvattennivå över bottenplattan [m]
Lastfall 1	12,0	8,5
Lastfall 2	4,0	8,5
Lastfall 3	12,0	0,0
Lastfall 4	4,0	0,0

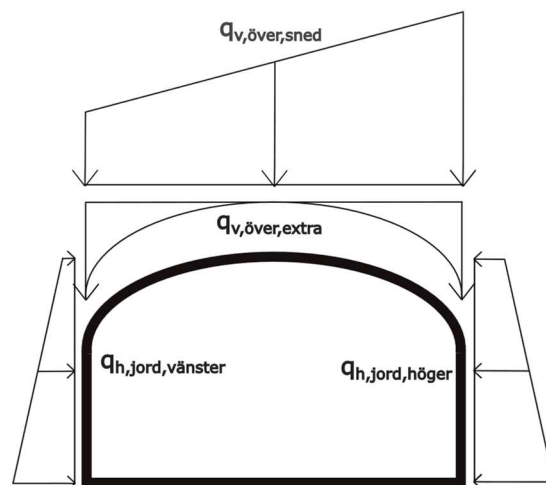
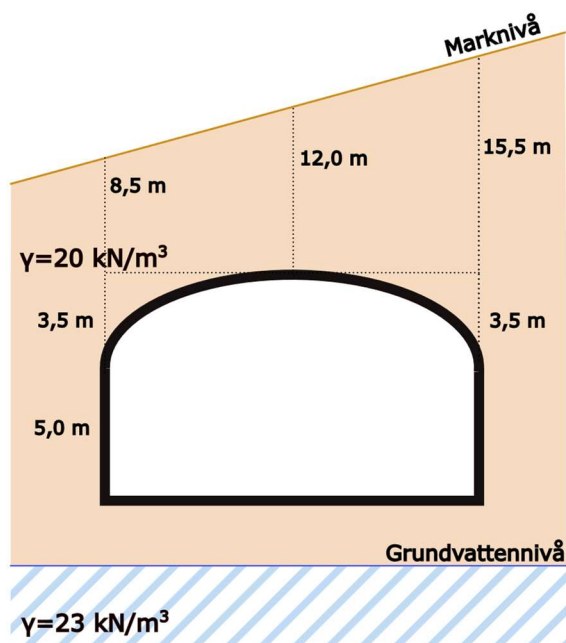
I Figur 3-5 till Figur 3-8 skissas de yttre förhållandena (t.v.) och omgjort till laster som verkar på tvärsnittet (t.h.).



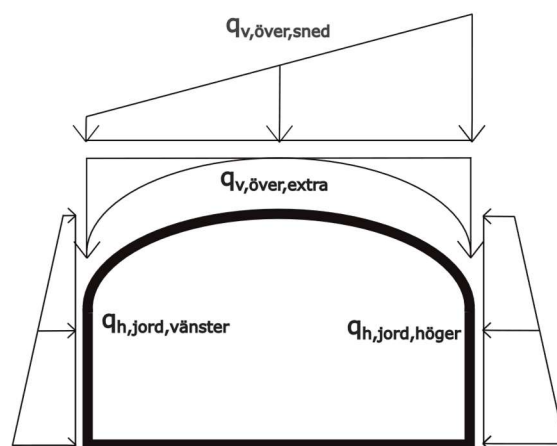
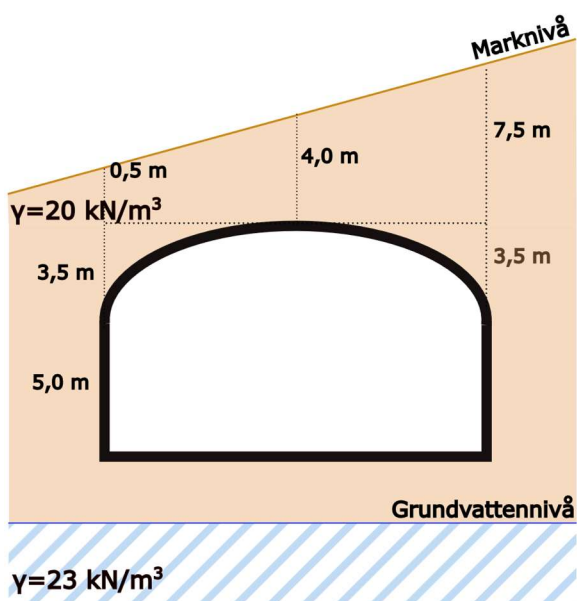
Figur 3-5. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 1.



Figur 3-6. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 2.



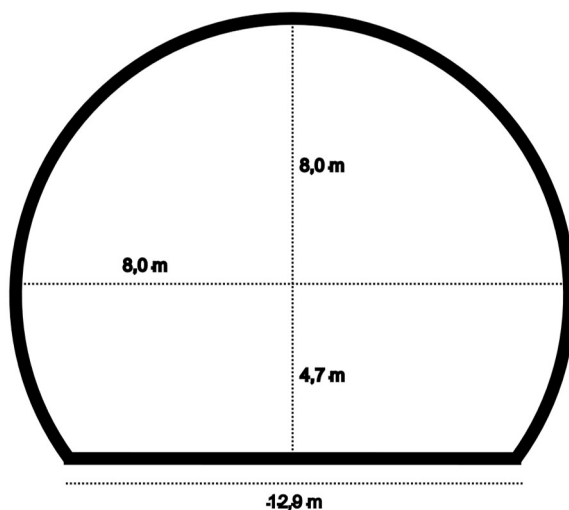
Figur 3-7. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 3.



Figur 3-8. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 4.

3.1.6 Geometri 2 – Cirkel

Den andra geometrin som analyseras och optimeras med hänsyn till betongmängd benämns som ett cirkulärt tvärsnitt. Radien sätts till 8,0 m och den fria bredden där tågspåren går ska vara 14,0 m. Tågspåren antas vara placerade 1,0 meter ovanför bottenplattan, vilket innebär att bottenplattan placeras 12,7 meter nedanför hjässan och får följande utseende för att klara den fria tvärsnittarean:



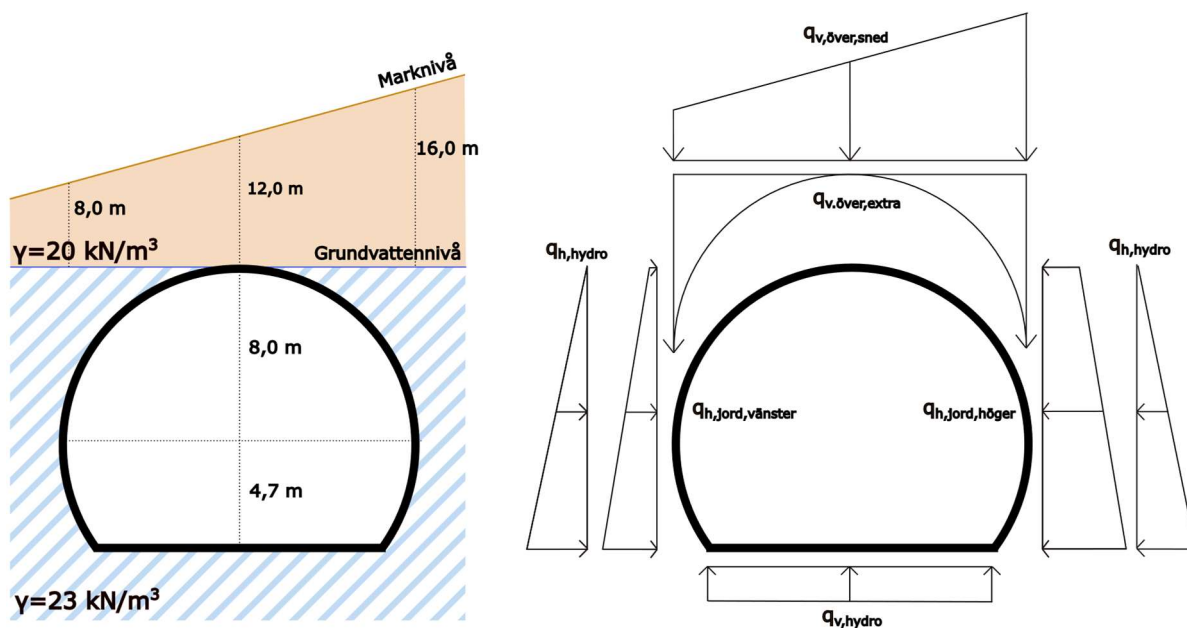
Figur 3-9. Skiss över geometri 2.

Samma fyra lastfall undersöks för *geometri 2* som för *geometri 1*. Höjden på överfyllnaden i respektive lastfall beskrivs i Tabell 3-4 tillsammans med grundvattennivåns läge över bottenplattan.

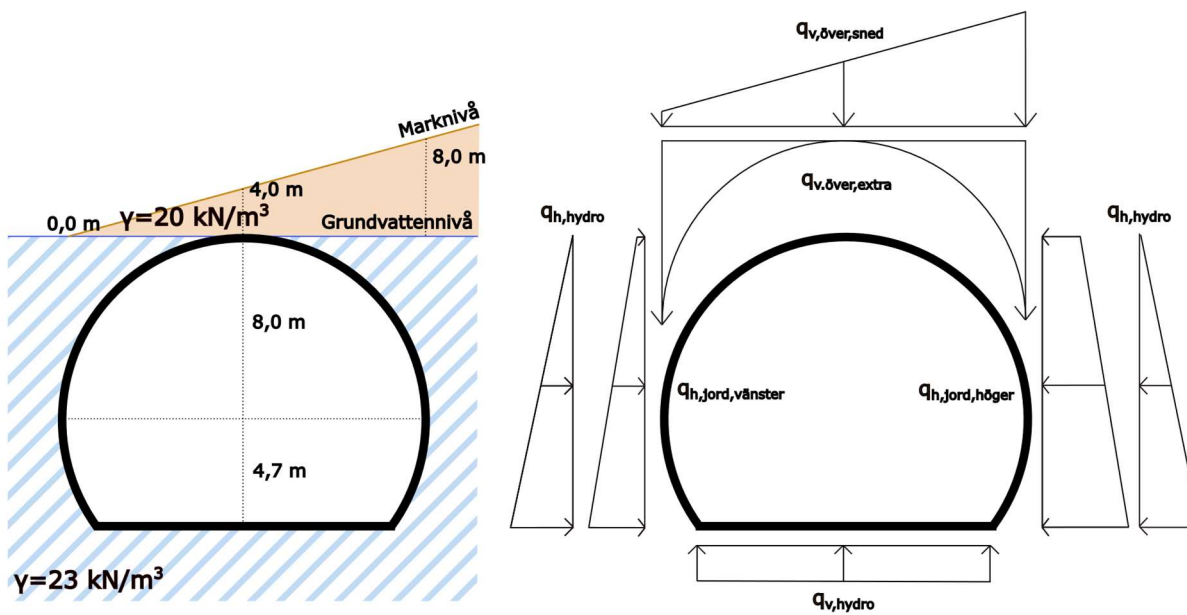
Tabell 3-4. Förklarar skillnaderna mellan de olika lastfallen som undersöks för geometri 2.

	Överfyllnad över hjässan [m]	Grundvattennivå över bottenplattan [m]
Lastfall 1	12,0	12,7
Lastfall 2	4,0	12,7
Lastfall 3	12,0	0,0
Lastfall 4	4,0	0,0

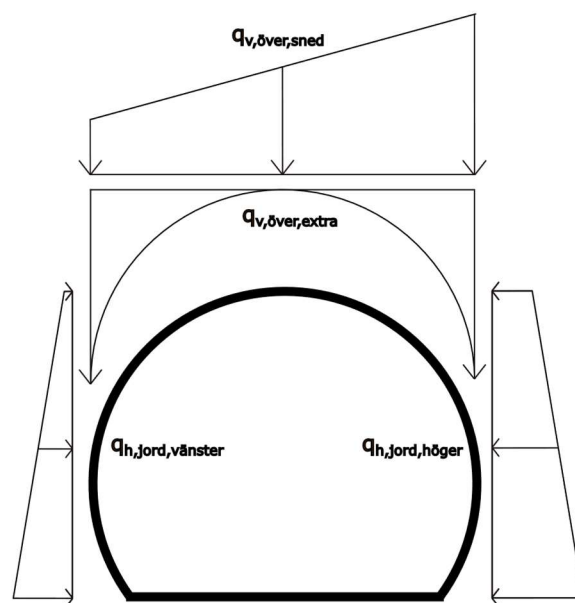
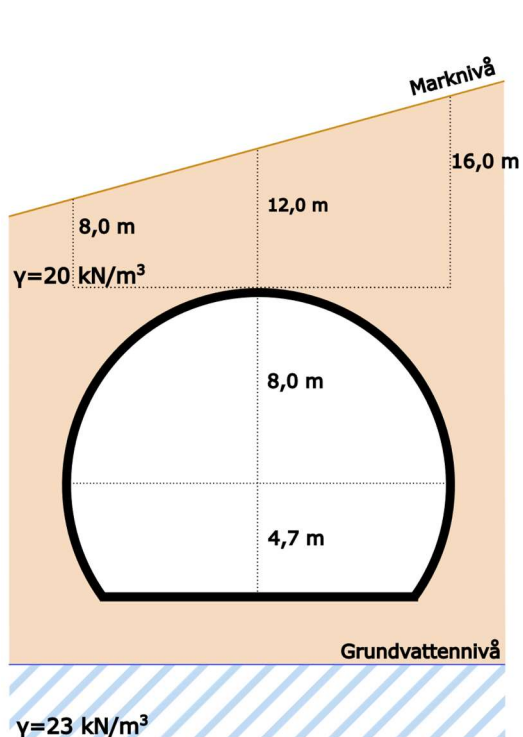
I Figur 3-10 till Figur 3-13 skissas de yttre förhållandena (t.v.) och omgjort till laster som verkar på tvärsnittet (t.h.).



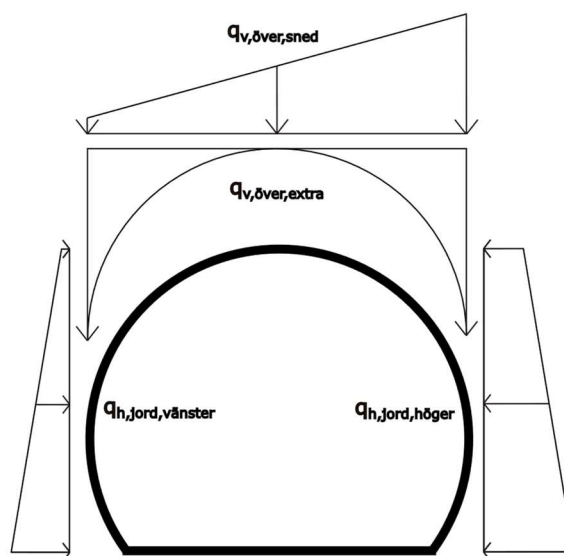
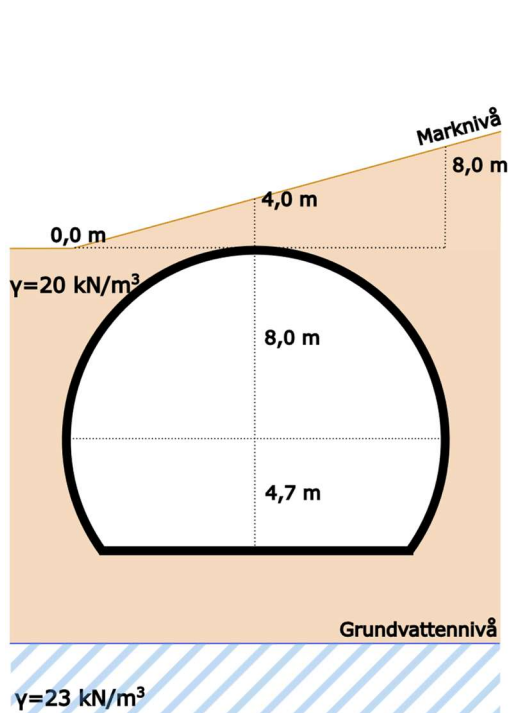
Figur 3-10. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvande angreppspunkter i lastfall 1.



Figur 3-11. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 2.



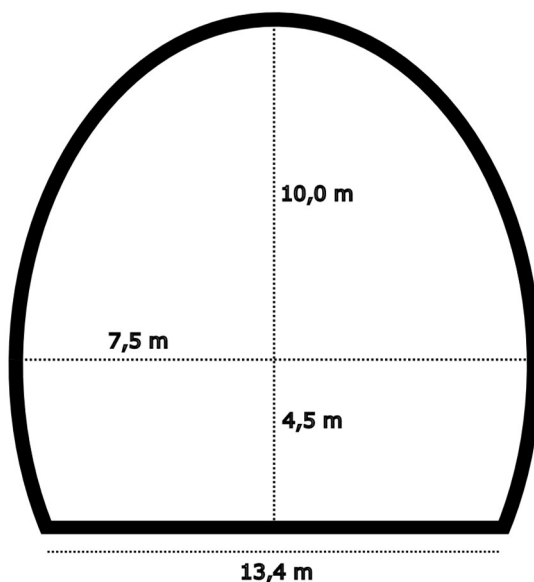
Figur 3-12. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 3.



Figur 3-13. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 4.

3.1.7 Geometri 3 – Stående ellips

Den tredje geometrin som analyseras och optimeras med hänsyn till betongmängd benämns som ett stående ellipsformat tvärsnitt. Den kortare horisontella radien bestäms till 7,5 m, den längre vertikala radien sätts till 10 m och bottenplattan placeras 14,5 m nedanför hjässan. Tågspåren antas även i denna geometri vara placerade 1,0 meter ovanför bottenplattan och antas behöva 14,0 meter i bredd. *Geometri 3* får därmed följande utseende:



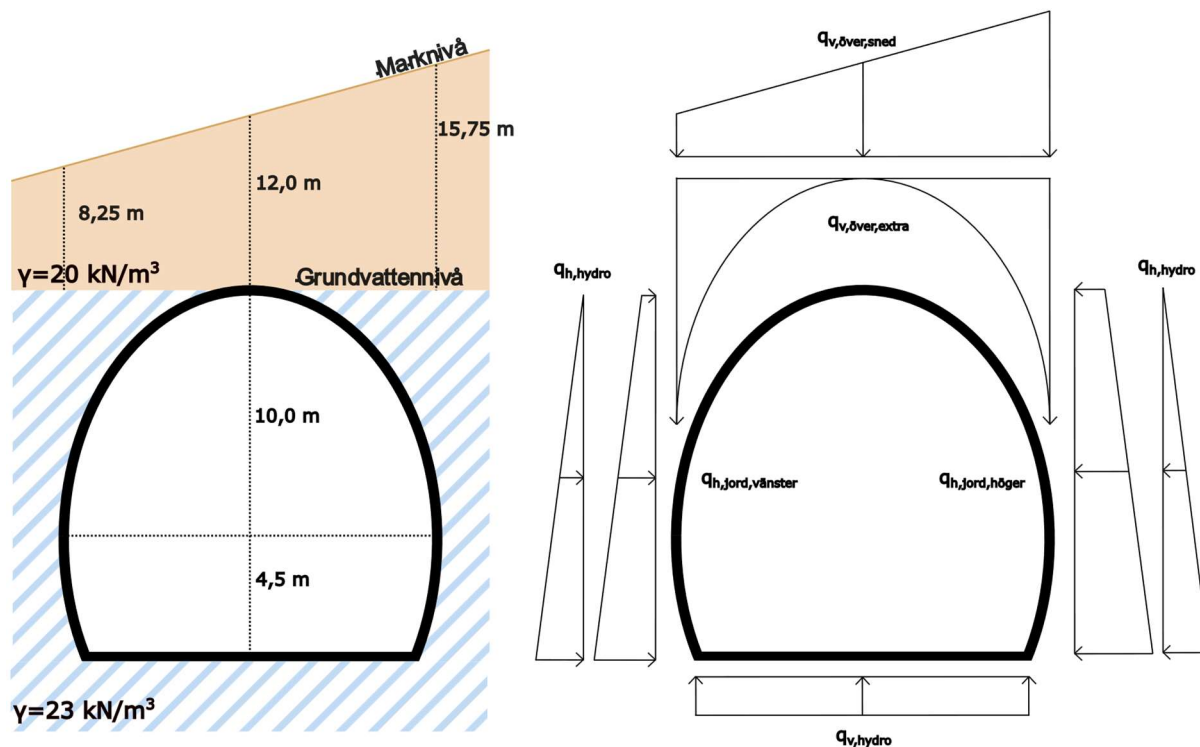
Figur 3-14. Skiss över geometri 3.

Samma fyra lastfall undersöks för *geometri 3* som för *geometri 1* och *geometri 2*. Höjden på överfyllnaden i respektive lastfall beskrivs i Tabell 3-5 tillsammans med grundvattennivåns läge över bottenplattan.

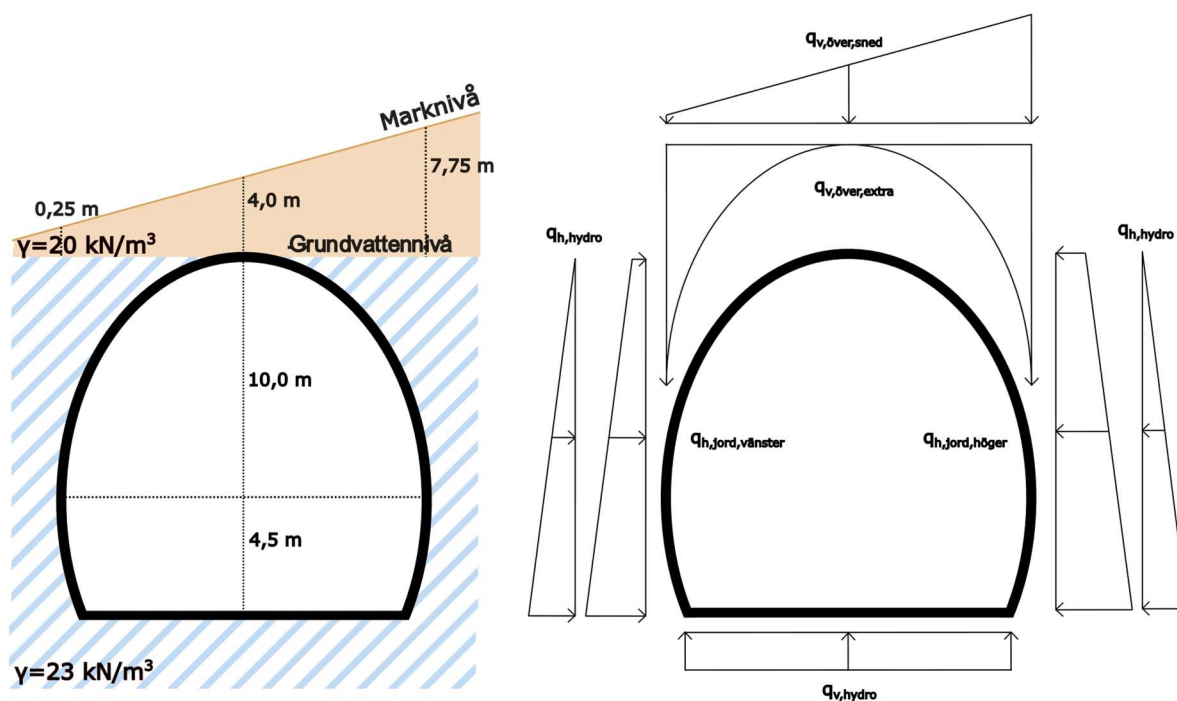
Tabell 3-5. Förklarar skillnaderna mellan de olika lastfallen som undersöks för *geometri 3*.

	Överfyllnad över hjässan [m]	Grundvattennivå över bottenplattan [m]
Lastfall 1	12,0	14,5
Lastfall 2	4,0	14,5
Lastfall 3	12,0	0,0
Lastfall 4	4,0	0,0

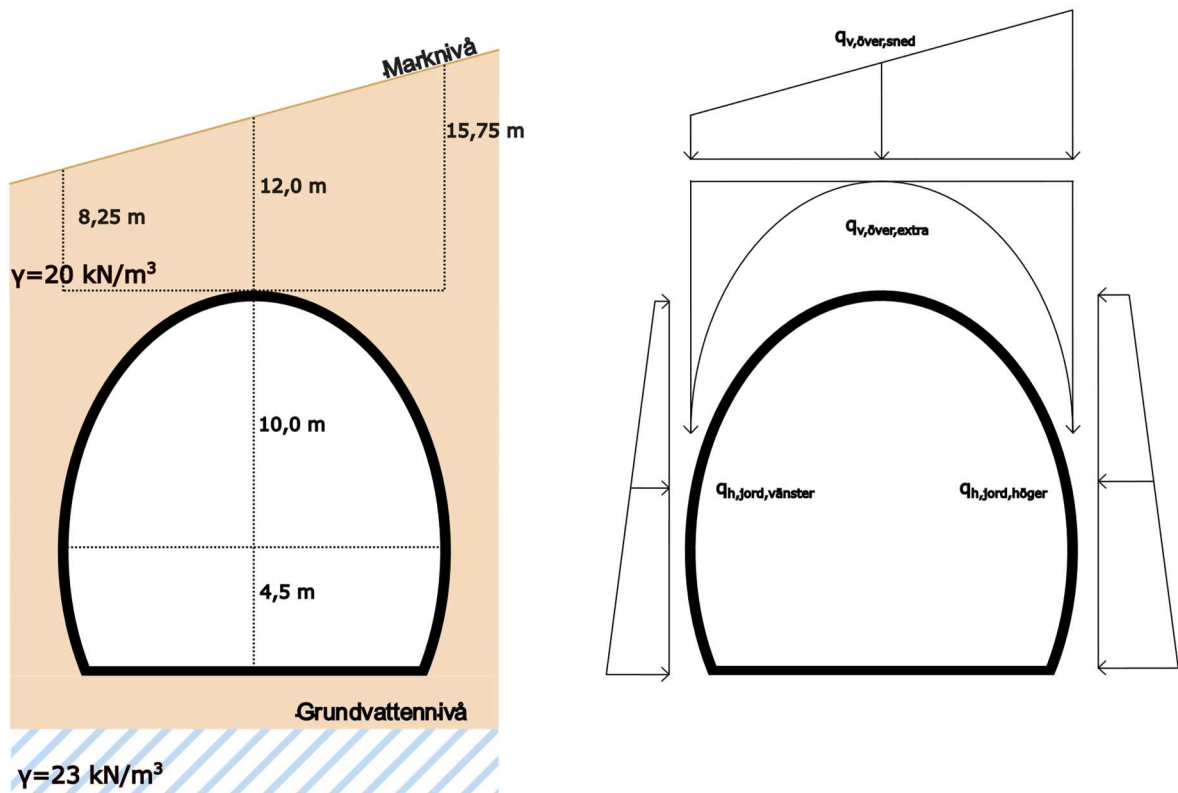
I Figur 3-15 till Figur 3-18 skissas de yttre förhållandena (t.v.) och omgjort till laster som verkar på tvärsnittet (t.h.).



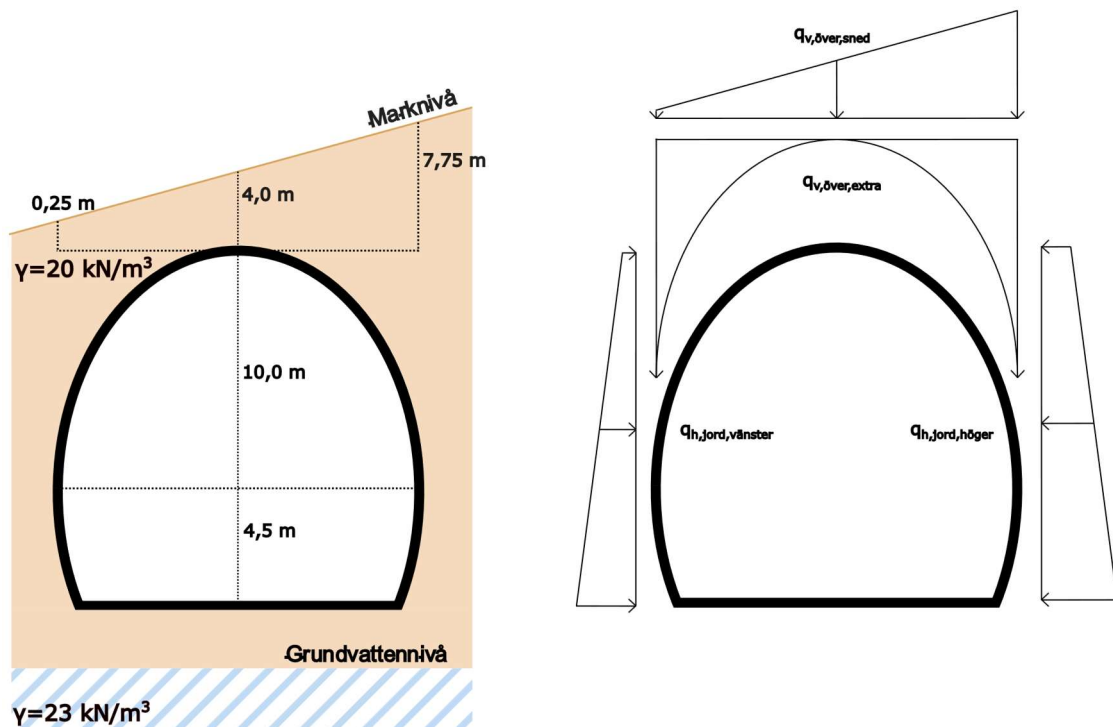
Figur 3-15. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 1.



Figur 3-16. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 2.



Figur 3-17. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 3.



Figur 3-18. Schematisk skiss över lastförhållanden och motsvarande angreppspunkter i lastfall 4.

3.1.8 Analyser i LUSAS

I nästa steg utförs dels en linjär-elastisk analys, dels en knäckningsanalys. Bägge utförs i LUSAS. Den linjär-elastiska analysen genererar snittkrafter i den ospruckna konstruktionen (stadium I) medan knäckningsanalysen utförs för att ta fram en momentförstoringsfaktor som beaktar inverkan av andra ordningens effekter när tunneln deformeras. Den effektiva längden och den kritiska lasten vid vilken knäckning inträffar tas fram ur analysen och framgår i detalj i Kapitel 3.2.4. Enligt Boverkets konstruktionsregler ska säkerhetsklass 3 användas genomgående om det finns en stor risk för allvarliga personskador, vilket ger en partialkoefficient på $\gamma_d = 1,0$ för de dimensionerande lasterna (Boverket, 2019).

Då eurokoderna inte alltid särskiljer dimensioneringsreglerna för tunnel och bro används *'Bilaga A2 Tillämpning för broar'* i *SS-EN 1990*, för bestämning av dimensioneringsvärdena i aktuella lastkombinationer. Tre olika metoder får användas för att dimensionera bärverksdelar i brottgränstillståndet som innefattar geotekniska laster. Enligt avsnitt A2.3 hanteras geotekniska laster och andra laster olika i metod 1 och metod 3, därför väljs metod 2. Samma dimensioneringsvärde, $\gamma_{G,sup}$, tillämpas för såväl geotekniska laster som för andra laster på konstruktionen. I metod 2 används karakteristiska värden genomgående för dimensionering vilket kompenseras med större partialkoefficienter. I brottgränstillståndet görs därmed en lastkombination i enlighet med *'Tabell A2.4(B) STR/GEO (B)'* där det ogynnsamma dimensioneringsvärdet $\gamma_{G,sup} = 1,35$ används för alla permanenta laster. Alla laster i aktuellt lastfall summeras sedan som i Ekvation 3-5.

$$G_d = \sum \gamma_d \gamma_{G,sup} G_{k,sup} \quad 3-5$$

Där:

γ_d	är	partialkoefficient baserat på säkerhetsklass
$\gamma_{G,sup}$	är	dimensioneringsvärden på laster (STR/GEO (Uppsättning B))
$G_{k,sup}$	är	permanent last

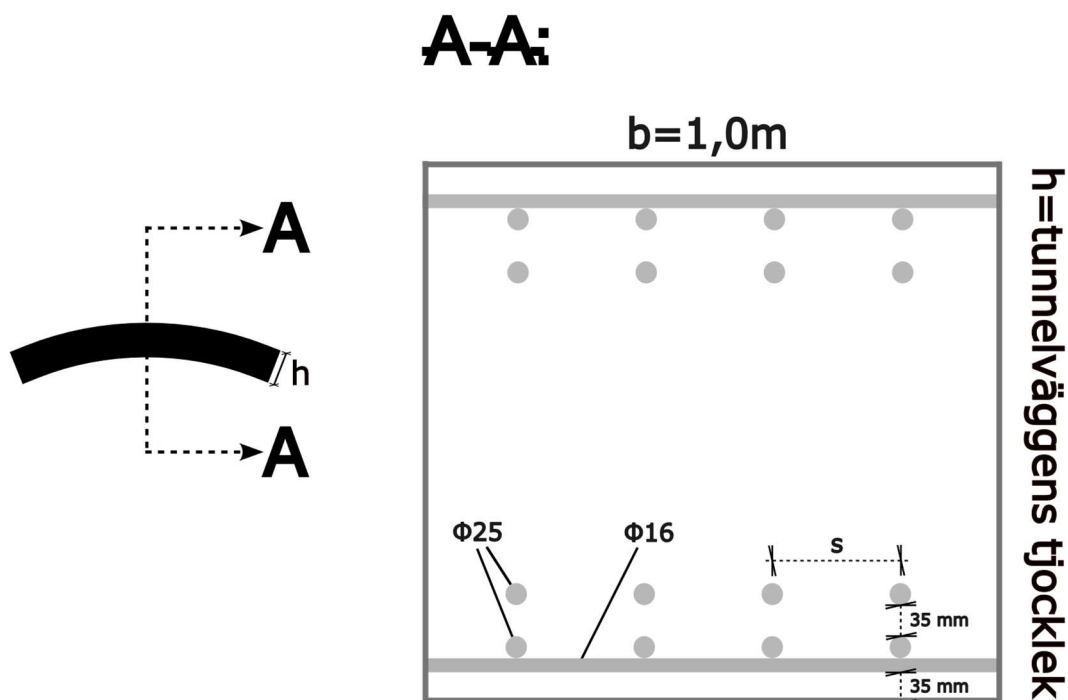
I bruksgränstillståndet är både den karakteristiska och kvasi-permanenta lastkombinationen av intresse. Samma *'Bilaga A2'* i *SS-EN 1990* anger att *'Tabell A2.6'* får användas för dimensioneringsvärden på laster. För permanenta laster är $\gamma_{G,sup} = 1,0$ i både karakteristisk och kvasi-permanent lastkombination vilket innebär att ingen reduktion av lasteffekten sker. Det innebär också att lasteffekten är densamma för både karakteristisk och kvasi-permanent lastkombination.

3.2 Dimensionering

Utifrån snittkrafterna från den linjär-elastiska analysen och momentförstoringsfaktorn från knäckningsanalysen bestäms den konstanta betongtjockleken på den välvda delen och tillhörande armering. Dimensioneringen utförs som en optimering med avseende på betongtjockleken med en noggrannhet på 50 mm. Optimeringen utförs med avseende på betongtjocklek, eftersom denna parameter har stor betydelse för att minska både materialåtgång och tunnelns totala vikt. Ju lättare betongväggar som kan prefabriceras, desto längre monoliter kan prefabriceras utan att överskrida Transportstyrelsens viktkrav för transporter. Ytterligare en fördel med längre monoliter är att risken för inläckage minskar med

färre fogar och framdriften kan också snabbas på med färre antal prefabricerade element som ska lyftas på plats.

Betongen armeras symmetriskt med lika mycket armering i tryck och drag. För att förenkla dimensioneringen i första steget, försummas den tryckta armeringens inverkan. Eftersom betongen i brottgränstillståndet antas vara sprucken uppstår enbart tryckspänningar i denna, samtidigt som armeringen utsätts för drag. För att begränsa bredden på sprickorna som uppstår i betongen vid belastning behövs tillräckligt mycket tvärgående armering som motverkar denna verkan. Tvärgående armering är den armering som placeras runt tunneln och erhåller en diameter på 25 mm. Mängden tvärgående armering bestäms utifrån kontrollerna i Kapitel 3.2.1 till Kapitel 3.2.4. För att uppskatta hur mycket längsgående armering som behövs, alltså de stänger som sträcker sig i längsled från ena tunnelmynningen till den andra, används en schablon på 0,08 % av tjockleken på tvärsnittet. Diametern på de längsgående armeringsstängerna erhåller en diameter på 16 mm. Därutöver uppskattas erforderlig armering för byglar, skarvar och monteringsjärn med mera till 15 % av mängden längsgående och tvärgående armering, även dessa erhåller en diameter på 16 mm. Armeringsstandarden K500B-T väljs. Figur 3-19 är en illustration på hur armeringen placeras i betongen om två lager tvärgående armering behövs.



Figur 3-19. Illustration över vald placering av tvärgående (visualiseras som gråa prickar) och längsgående (visualiseras som gråa linjer) armeringsstänger samt dess dimensioner.

För att avgöra när optimeringen av tvärsnittet är fulländad krävs ett antal kontroller. Alla tvärsnittsdelar utom bottenplattan görs så slanka som möjligt förutsatt att alla nödvändiga kontroller är uppfyllda. Plattan bestäms ha en tjocklek på 1,0 meter och undersöks inte vidare.

Följande kontroller kommer att utföras:

- Normalkraft och böjmoment i brottgränstillståndet.
- Begränsning av spänningar i bruksgränstillståndet.
- Sprickkontroll och begränsning av sprickbredd.
- Andra ordningens knäckningsanalys.

I dessa kontroller studeras inte tvärkraft separat, eftersom tunnelkonstruktionen huvudsakligen är normalkrafts- och böjmomentdominerad till följd av de utbredda jord- och vattentrycken samt de välvda tvärsnittens kraftöverföring. Tvärkrafterna blir relativt små i jämförelse och undersöks inte noggrannare.

I flera kontroller beräknas en minsta armeringsarea, som krävs för att klara respektive kontroll. Den största av dessa minimum blir den erforderliga armeringsarean och samtliga kontroller utförs igen med hänsyn till denna armeringsarea.

3.2.1 Normalkraft och böjmoment i brottgränstillståndet

För att avgöra armeringsmängden som krävs i brottgränstillståndet följs kraven som ställs i *SS-EN 1992-1-1:2005*. I enlighet med avsnitt 3.1.6 beräknas inledningsvis dimensioneringsvärden för tryck- respektive draghållfastheter enligt följande:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C} \quad 3-6$$

Där:

γ_C	är	partialkoefficient för betong [-]
α_{cc}	är	koefficient som beaktar långtidseffekter på tryckhållfasthet [-]

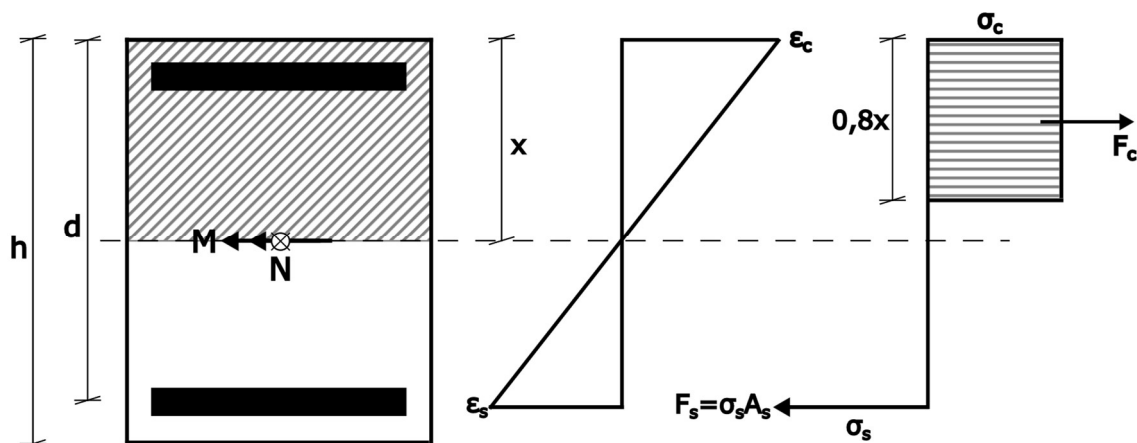
Samt

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad 3-7$$

Där:

γ_C	är	partialkoefficient för betong [-]
α_{ct}	är	koefficient som beaktar långtidseffekter på draghållfasthet [-]

När spänningarna i brottgränstillståndet beräknas befinner sig betongen i stadium III och får en förenklad spänningsfördelning i enlighet med Figur 3-20.



Figur 3-20. Töjnings- och spänningsfördelning i ett dubbelarmerat betongtvärsnitt i stadium III.

Dimensionering av armeringen inleds med att beräkna ett relativt moment, $\bar{m}$, utifrån det snitt som utsätts för störst böjmoment. Inledningsvis antas endast första ordningens moment för att eventuellt senare justeras med hänsyn till andra ordningens effekter. Därefter kan en mekanisk armeringsandel, ω , tas fram med hjälp av det relativa momentet för att avslutningsvis ge en armeringsarea, A_s , i brottgränstillståndet för det snitt som är utsatt för störst moment med tillhörande normalkraft.

$$\bar{m} = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} * \frac{1}{c} \quad 3-8$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\bar{m}} \quad 3-9$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d \left(1 - \frac{\omega}{2}\right)} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad 3-10$$

Där:

- b är tvärsnittets bredd [m]
- d är effektiv höjd [m]
- $\frac{1}{c}$ är förstöringsfaktor med avseende på andra ordningens effekter.
Beräknas senare i Kapitel 3.2.4.

3.2.2 Begränsning av spänningar i bruksgränstillståndet

Enligt 'avsnitt 7.2' i SS-EN 1992-1-1:2005, ska tryckspänningar begränsas i bruksgränstillståndet för att undvika längsgående sprickor i betongen. Gränsvärdet rekommenderas att vara 60% av den karakteristiska tryckhållfastheten och kontrolleras vid karakteristisk last. Vid kvasi-permanent lastkombination får linjär krypning antas, förutsatt att tryckspänningen inte överskrider ett rekommenderade gränsvärde på 45 % av den karakteristiska tryckhållfastheten. I dimensioneringen antas därför linjär krypning. I enlighet med Kapitel 3.1.8 är lasteffekten densamma för både karakteristisk och kvasi-permanent lastkombination. Då 45 % av den karakteristiska tryckhållfastheten är en lägre gräns än 60%, blir 45 % den avgörande storleken på spänningen i betongen i bruksgränstillståndet, se Ekvation 3-11.

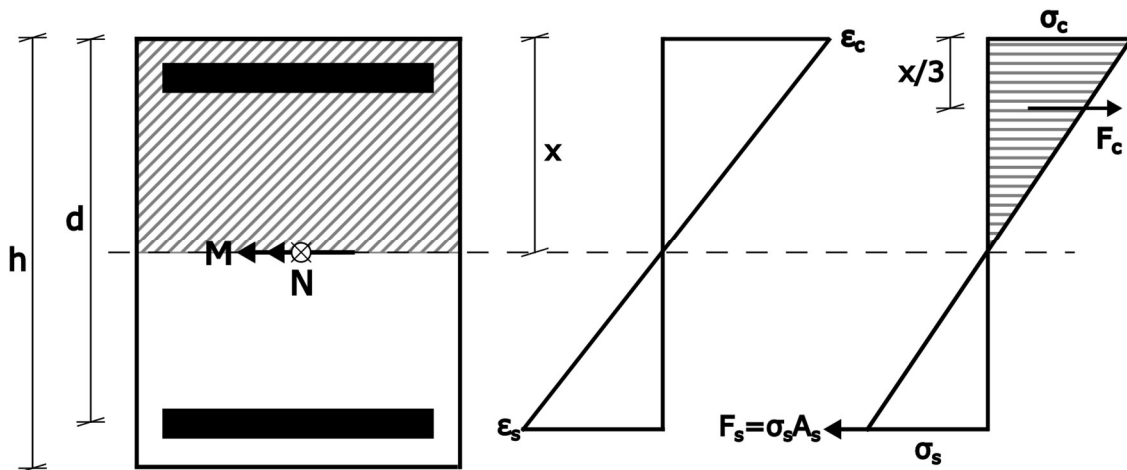
$$\sigma_c < 0,45f_{cck}$$

3-11

Där:

f_{cck} är betongens karakteristiska tryckhållfasthet [MPa]

När spänningarna i bruksgränstillståndet beräknas befinner sig betongen i stadium II och får en spänningsfördelning i enlighet med Figur 3-21.



Figur 3-21. Töjning- och spänningsfördelning i ett dubbelarmerat betongtvärsnitt i stadium II.

Beräkning av tryckspänning i betongen görs i det snitt där momentet är som störst i det kvasi-permanenta bruksgränstillståndet och tillhörande normalkraft används, där betongen antas vara sprucken (stadium II). Armeringsmängden hämtas ur Kapitel 3.2.1, vilket är den armering som krävs i brottgränstillståndet. Inledningsvis ansätts neutralla lagrets position, x_1 , till en tredjedel av tvärsnittshöjden vartefter den korrekta positionen itereras fram tills den beräknade, N , och den aktuella normalkraften i snittet konvergerar. Den beräknade normalkraften, N , tas fram som differensen mellan kraften i den dragna zonen, D , och den tryckta zonen, T .

$$x_1 = \frac{h}{3} \quad 3-12$$

$$N = T - D = \sigma_c \cdot b \cdot \frac{x}{2} - \sigma_s \cdot A_s \quad 3-13$$

Där:

x_1 är läget på det antagna neutrallagret [mm]
 h är tvärsnittets höjd [mm]
 σ_s är armeringens dragspänning [MPa]
 A_s är armeringens tvärsnittsarea [mm²]
 σ_c är betongens tryckspänning [MPa]
 b är tvärsnittets bredd [mm]

Därefter ställs ett linjärt töjningssamband upp följt av en momentjämvikt vilket resulterar i ett uttryck för dragspänningen i armeringen, σ_s , och ett uttryck för tryckspänningen i betongen, σ_c . För detta behöver kryptalet först bestämmas vilket görs med hjälp av 'figur 3.1' i SS-EN 1992-1-1:2005 alternativt beräknas enligt 'Bilaga B.1' i SS-EN 1992-1-1:2005 för noggrannare resultat. Spänningarna bestäms enligt ekvationerna nedan.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{(1 + \varphi_{eff})}{E_{cm}} \quad 3-14$$

$$\begin{aligned} \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} &\Rightarrow \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \frac{1}{x} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{1}{d-x} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} = \alpha \sigma_c \frac{d-x}{x} \end{aligned} \quad 3-15$$

$$\begin{aligned} M * \frac{1}{c} &= T \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + D \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow \\ &\Rightarrow \sigma_c = \frac{M * \frac{1}{c}}{\left[\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \alpha \frac{d-x}{x} A_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \right]} \end{aligned} \quad 3-16$$

Där:

E_s	är	stålets elasticitetsmodul [MPa]
$E_{c,eff}$	är	betongens effektiva elasticitetsmodul [MPa]
E_{cm}	är	sekantvärde för betongens elasticitetsmodul [MPa]
φ_{eff}	är	$= \varphi(\infty, t_0)$; betongens effektiva kryptal [-]
ϵ_c	är	betongens stukning [-]
ϵ_s	är	stålets töjning [-]
d	är	effektiv höjd [mm]
E_c	är	betongens elasticitetsmodul [MPa]
$\frac{1}{c}$	är	förstoringsfaktor med avseende på andra ordningens effekter. Beräknas senare i Kapitel 3.2.4.

Spänningsfördelningen i betongtvärsnittet bestäms genom att upprätta kraft- och momentjämvikt utifrån ett antaget neutrallager. Med detta antagande beräknas tryck- och dragspänningar samt den resulterande normalkraften. Neutrallagets läge justeras därefter iterativt tills den beräknade normalkraften överensstämmer med normalkraften från modellen i LUSAS, först med Ekvation 3-17 och sedan med Ekvation 3-18.

$$x_2 = x_1 + \frac{h (N_1 - N_0)}{6 |N_1 - N_0|} \quad 3-17$$

Där:

x_1	är	läget på det ursprungliga neutrallagret [mm]
N_0	är	värdet på den aktuella normalkraften ur modellen i LUSAS [kN]
N_1	är	värdet på den beräknade normalkraften utifrån aktuellt neutrallager [kN]

$$x_{3+i} = x_{2+i} + (x_{1+i} - x_{2+i}) \frac{N_{2+i} - N_0}{N_{2+i} - N_{1+i}} \quad 3-18$$

Där:

i	är	antal iterationer med start på $i = 0$.
x_{1+i}	är	läget på det tidigare neutrallagret [mm]
x_{2+i}	är	läget på det aktuella neutrallagret [mm]
N_0	är	värdet på den aktuella normalkraften ur modellen i LUSAS [kN]
N_{1+i}	är	värdet på den beräknade normalkraften utifrån föregående neutrallager [kN]
N_{2+i}	är	värdet på den beräknade normalkraften utifrån aktuellt neutrallager [kN]

När det korrekta neutrallagret är hittat kan ett adekvat värde på tryckspänningen beräknas och kontrolleras mot gränsen, $\sigma_c < 0,45f_{ck}$.

En kontroll av dragspänningen i armeringen görs också där det verifieras att stålets karakteristiska sträckgräns inte nås, $\sigma_s < 1,0f_{yk}$.

3.2.3 Sprickkontroll och begränsning av sprickbredd

En sprickkontroll utförs i enlighet med *SS-EN 1992-1-1:2005* för att undersöka om det är relevant att undersöka och kontrollera sprickbredden i det valda snittet. Om större dragspänningar uppstår än betongens dragkapacitet, det vill säga om följande olikhet är uppfylld, kommer betongen att spricka:

$$\sigma_{ct} > f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad 3-19$$

Där:

σ_{ct}	är	dragspänningen i betongen [MPa]
f_{ctm}	är	den axiella draghållfasthetens medelvärde [MPa]

Naviers formel används för att beräkna dragspänningen i betongen:

$$\sigma_{ct} = \sigma_n + \sigma_m = \frac{N_{E,kar}}{A} + \frac{M_{E,kar}}{W_u} \quad 3-20$$

Där:

$N_{E,kar}$	är	normalkraften i den karakteristiska lastkombinationen för snittet [kN]
A	är	tvärsnittsarea [mm ²]
$M_{E,kar}$	är	momentet i den karakteristiska lastkombinationen för snittet [kNm]
W_u	är	tvärsnittsareans böjmotstånd [m ³]

Böjdraghållfasthetens medelvärde, $f_{ctm,fl}$, tas fram enligt avsnitt 3.1.8 i *SS-EN 1992-1-1:2005*:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm} \right. \\ \left. f_{ctm} \right. \quad 3-21$$

Där:

f_{ctm} är den axiella draghållfasthetens medelvärde [MPa]
 h är tvärsnittets totala höjd [mm]

I de snitt där sprickor i betongen uppkommer kontrolleras sprickbredden. I studien antas betongen vara sprucken i värsta snittet vilket föranleder en kontroll av sprickbredden i det snittet. En större sprickbredd än tillåtet innebär djupare sprickor i betongen och i värsta fall exponerad armering som innebär risk för korrosion. Om armeringen börjar korrodera bibehåller den inte sin fulla kapacitet vilket innebär att dimensioneringen inte är korrekt. Enligt *TRVINFRA-00227* erhåller betong under mark och betongytor mot jordfyllning exponeringsklass XC2 (Trafikverket, 2021).

Enligt avsnitt 7.3.1 i *SS-EN 1992-1-1:2005* innebär exponeringsklass XC2 att ett värde på den maximalt tillåtna sprickbredden för bärverksdelar utan vidhäftande spännarmering, w_{max} ska väljas till 0,3 mm. Det innebär att den övre gränsen för sprickbredden är 0,3 mm, och den beräknade sprickbredden, w_k , får inte överstiga detta gränsvärde. För att minimera armeringsmängden sätts w_k till 0,3 mm.

$$w_k = w_{max} \quad 3-22$$

Avsnitt 7.3.4 används för att beräkna differensen $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad 3-23$$

Där:

$s_{r,max}$ är största sprickavstånd [mm]
 ε_{sm} är armeringens medeltöjning under aktuell lastkombination, inklusive inverkan av påtvingade deformationer och med beaktande av betongtöjningen mellan sprickor [mm]
 ε_{cm} är medeltöjning i betongen mellan sprickor [mm]

Värdet på $s_{r,max}$ beräknas ur följande ekvation:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad 3-24$$

Där:

k_1 är en koefficient som beaktar den vidhäftande armeringens vidhäftningsegenskaper. Väljs till 0,8. [-]
 k_2 är en koefficient som beaktar töjningsfördelningen. Väljs till 0,5. [-]
 k_3 är $= 7\phi/c$ [-]
 k_4 är $= 0,425$ [-]
 c är tvärgående armeringens täckande betongskikt [mm]
 ϕ är armeringsstångens diameter [mm]
 $\rho_{p,eff}$ är $= A_s/A_{c,eff}$

Vidare beräknas den erforderliga armeringsarean, A_s , genom att lösa ut $\rho_{p,eff}$ ur följande uttryck:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 3-25$$

Där:

σ_s	är	armeringsspänningen för sprucket tvärsnitt [MPa]
k_t	är	en faktor som beror av lastens varaktighet [-] (0,4 används)
$f_{ct,eff}$	är	$= f_{ctm}$; medelvärde på betongens draghållfasthet vid den tidpunkt då första sprickan förväntas uppkomma [MPa]
$\rho_{p,eff}$	är	kvoten $A_s/A_{c,eff}$ [-]
α_e	är	kvoten E_s/E_{cm} [-]
E_s	är	stålets elasticitetsmodul [MPa]

3.2.4 Andra ordningens knäckningsanalys

Vidare utförs en knäckningsanalys där det undersöks om andra ordningens effekter kan försummas eller måste beaktas. Analysen av eventuella andra ordningens effekter med normalkraft utförs med metod baserad på nominell styvhet. I enlighet med avsnitt 5.8.3 i *SS-EN 1992-1-1:2005* beräknas slankhetstalet λ och jämförs med värdet på gränsslankhetstalet λ_{lim} .

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad 3-26$$

Där:

A	är	$= 1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$
B	är	$= \sqrt{1 + 2\omega}$
C	är	$= 1,7 - r_m$
n	är	$= N_{Ed}/(A_c f_{cd})$; relativ normalkraft
φ_{ef}	är	effektivt kryptal
ω	är	$= A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$; mekaniskt armeringsinnehåll
r_m	är	$= \frac{M_{01}}{M_{02}}$; momentkvot

Knäckningslängden antas följa beräkningsmodellen för knäckning av dubbelt ledad pelare.

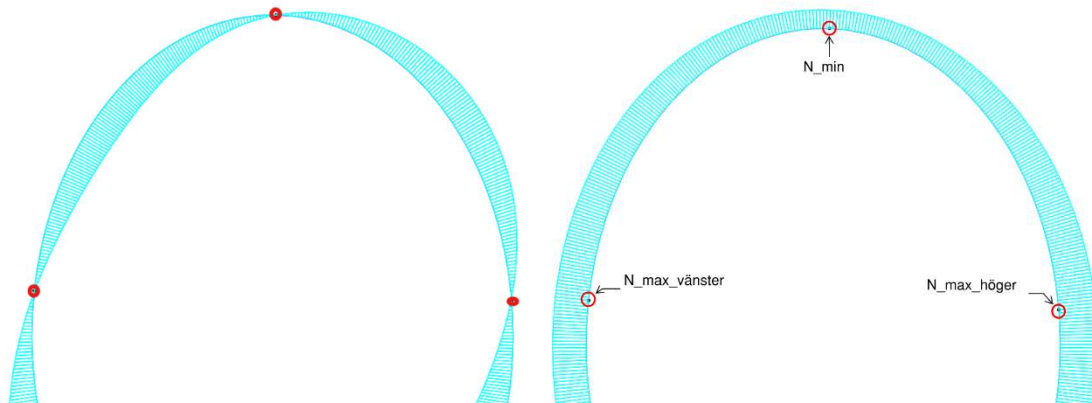
Slankhetstalet λ beräknas därför som:

$$\lambda = l_0/i \quad 3-27$$

Där:

l_0	är	knäckningslängden [m]
i	är	tröghetsradien för det ospruckna betongtvärsnittet [m ³]

Knäckningslängden tas fram ur modelleringen i LUSAS genom att utföra en knäckningsanalys och analysera momentdiagrammet, se illustrationen till vänster i Figur 3-22. Punkterna på tvärsnittet som motsvarar momentnollpunkter kallas inflexionspunkter, och den odeformerade längden mellan dessa punkter motsvarar knäckningslängden, l_0 . Om tre inflexionspunkter uppkommer, se illustrationen till vänster i Figur 3-22, kan två knäckningslängder tas fram. Den slutgiltiga knäckningslängden beräknas som ett medelvärde av de två tidigare knäckningslängderna.



Figur 3-22. Illustration av momentdiagram som ger inflexionspunkter från knäckningsanalysen (t.v.) och illustration av normalkraftsdiagram i den linjära analysen med motsvarande inflexionspunkter (t.h.).

Om slankhetstalet λ är större än gränsslankhetstalet λ_{lim} kan andra ordningens moment inte försummas och måste beaktas. Det kan därmed förväntas ha en betydande inverkan på totalstabiliteten eller på att brottgränstillståndet uppnås i kritiska tvärsnitt.

Knäckningslasten är den kritiska last där knäckning antas inträffa. Eftersom normalkraften varierar längs tunneltvärsnittet och vissa snitt är spruckna medan andra förblir intakta, approximeras styvheten till ett nominellt värde enligt avsnitt 5.8.7. Följande modell används:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad 3-28$$

Där:

E_{cd}	är	dimensioneringsvärdet för betongens elasticitetsmodul [MPa]
I_c	är	tröghetsmomentet för betongtvärsnittet [m ⁴]
E_s	är	dimensioneringsvärdet för armeringens elasticitetsmodul [MPa]
I_s	är	armeringens tröghetsmoment omkring betongens tyngdpunkt [m ⁴]
K_c	är	faktor för inverkan av sprinkbildning, krypning etc.
K_s	är	faktor för armeringens bidrag

För att beräkna den nominella knäckningslasten, N_B , används följande ekvation enligt avsnitt 5.8.3.2:

$$N_B = \pi^2 \frac{EI}{l_0^2} \quad 3-29$$

Där:

EI är nominella böjstyvheten [Nm^2]
 l_0 är knäckningslängden [m]

Knäckningslasten används för att ta reda på förstoringfaktorn för momentet från första ordningens analys, i syfte att ta hänsyn till andra ordningens effekter. I modelleringen i LUSAS framgår tydligt att momentet fördelar sig paraboliskt över tunneltvårsnittet vilket ger korrigeringsfaktorn $c_0 = 9,6$. Följande ekvation från avsnitt 5.8.7.3 används för att ta reda på förstoringfaktorn $1/c$, i både brottgräns- och bruksgränstillståndet:

$$\frac{1}{c} = 1 + \frac{\pi^2/c_0}{\frac{N_B}{N} - 1} \quad 3-30$$

Där:

c_0 är en koefficient som beror på fördelningen av första och andra ordningens moment [-]
 N_B är knäckningslasten [kN]
 N är dimensioneringsvärdet för normalkraft [kN]

Dimensioneringsvärdet för normalkraft, N , beräknas som ett viktat medelvärde av normalkraften vid inflexionspunkterna i både brottgräns- och bruksgränstillståndet. Värdena på normalkraften vid inflexionspunkterna, se illustrationen till höger i Figur 3-22, hämtas ur den linjära analysen i LUSAS och viktas enligt följande:

$$N_i = 0,4 \cdot N_{min} + 0,6 \cdot N_{max} \quad 3-31$$

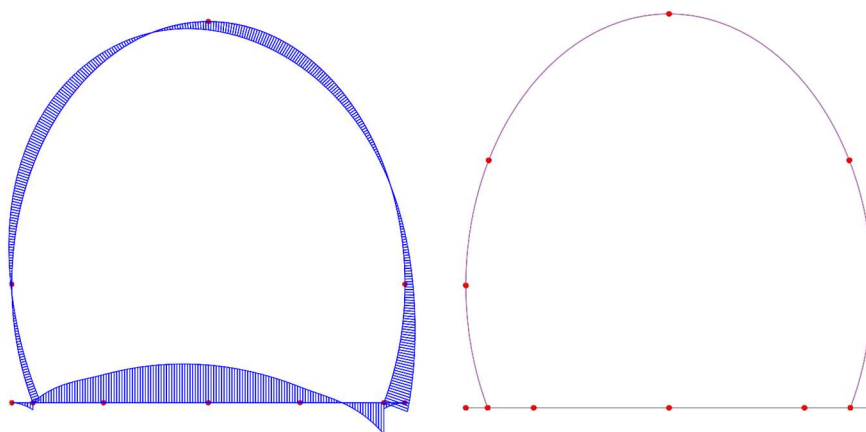
Där:

N_{min} är normalkraften i inflexionspunkten med minsta värde [kN]
 N_{max} är normalkraften i inflexionspunkten med största värde [kN]

Förstoringsfaktorn $1/c$ multipliceras med första ordningens moment i både brottgräns- och bruksgränstillståndet, se Ekvation 3-8 respektive Ekvation 3-16. Armeringsarean dimensioneras därefter utifrån andra ordningens moment i det värsta tvärsnittet.

3.3 Förfinad metod: Geometri 4 – förfinad stående ellips

Resultaten från de tre geometrierna presenteras i Kapitel 4. De visar att *geometri 3*, den stående ellipsen, ger ett lika tunt eller tunnare tvärsnitt i alla lastfall förutom lastfall 2. Av den anledningen väljs ellipsen ut och undersöks noggrannare. För att optimera betongmängden ytterligare görs två nya tillägg till metoden. Dels görs tunneltvärsnittet tunnare där böjmomenten är lägre och behålls tjockare där böjmomenten är större, tjockleken varierar därmed. Dels beaktas tryckarmeringens kapacitet numera. Som tidigare nämnt placeras lika mycket armering i dragen och tryckt zon, dock beaktades enbart den dragna armeringens bidrag tidigare. Den förfinade modellen optimeras utifrån lastfall 1 och görs symmetrisk, alltså likadan till vänster och till höger om hjässan, trots en asymmetrisk lastfördelning. I Figur 3-23 visas momentfördelningen ur den grova modellen för *geometri 3* från Kapitel 0 till vänster och till höger visas hur den extra noden placerats i den förfinade modellen för att representera en ungefärlig position för det största momentet på vänster sida om hjässan.



Figur 3-23. Illustration av momentfördelning för grov modell av *geometri 3* (t.v.) och placering av noder i förfinad modell av samma *geometri* (t.h.).

När tvärsnittsarean varierar linjärt på grund av den varierande tjockleken, sammanfaller inte nödvändigtvis största spänning med störst moment vilket var fallet tidigare med konstant tjocklek. Därför kontrolleras både de snitten med störst respektive minst böjmoment och dessutom de snitten med störst respektive minst spänning.

3.3.1 Kapacitetsökning från tryckt armering

Den nya kontrollen som används för *geometri 4* görs i form av påkänningsberäkningar i ett böjsprucket tvärsnitt (stadium II) där tryckspänningar och sprickbredden säkerställs i bruksgränstillstånd. För en dubbelarmerad rektangulär sektion med tryckt armering i ovankant påverkad av både böjmoment och normalkraft, tillämpas enklast vanlig Bernoulli-Euler balkteori där superpositionering av σ_m och σ_n utnyttjas, se Ekvation 3-32, med utgångspunkt i Naviers formel. Beräkning av påkännningar i det dubbelarmerade tvärsnittet utgår från iterativ metod härledd i Betonghandboken (Cederwall, Lorentsen, & Östlund, 1990).

$$\sigma_c = \sigma_n + \sigma_m = -\frac{N_c}{A_{II}} + \frac{M_{tp}}{I_{II}} z \quad 3-32$$

Där:

σ_c	är	spänningen i betongen [MPa]
N_c	är	tryckande normalkraft kring dragarmerings centrum [kN]
M_{tp}	är	moment i och kring den verksamma sektionens tyngdpunkt [kNm]
A_{II}	är	betongarea i stadium II beroende av neutrala lagrets läge [m ²]
I_{II}	är	ytröghetsmoment i stadium II beroende av neutrala lagrets läge [m ⁴]
z	är	inre hävarm för betongtryckresultanten F_c [m]

Eftersom den tryckta betongarean inte är känd initialt antas ett x -värde för att sedan itereras fram tills spänningen i neutrala lagret är lika med noll. När läget för det neutrala lagret är fastställt beräknas påkänningen i betongen. Optimeringen avslutas när maximal sprickbredd om 0,3 mm underskrids samtidigt som tryckspänningen i bruksgränstillståndet underskrider gränsen på 45% av den karakteristiska tryckhållfastheten, i enlighet med Ekvation 3-11.

4 Resultat

I följande kapitel presenteras resultat från modelleringen i form av resulterande betongtjocklek, betongmängd och armeringsmängd. I betongmängden inkluderas inte bottenplattan. Armeringsmängden är summan av den längsgående armeringen, den tvärgående armeringen och övrig armering som motsvarar 10 % av de två förstnämnda.

4.1 Geometri 1 – Vålt tak med raka väggar

Det slankaste tvärsnittet som kan användas för *geometri 1* presenteras i Tabell 4-1.

Tabell 4-1. Resultat från optimering för *geometri 1*.

Lastfall	Betongtjocklek [mm]	Betongmängd [m ³ /m]	Armering [kg/m ³]
1	950	26	195
2	550	15	130
3	950	26	185
4	600	16	135

4.2 Geometri 2 – Cirkel

Det slankaste tvärsnittet som kan användas för *geometri 2* presenteras i Tabell 4-2.

Tabell 4-2. Resultat från optimering för *geometri 2*.

Lastfall	Betongtjocklek [mm]	Betongmängd [m ³ /m]	Armering [kg/m ³]
1	950	34	180
2	600	21	110
3	1050	37	215
4	700	25	155

4.3 Geometri 3 – Stående ellips

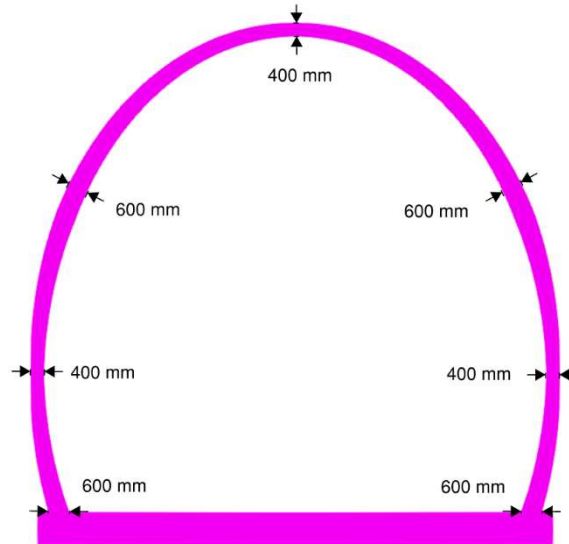
Det slankaste tvärsnittet som kan användas för *geometri 3* presenteras i Tabell 4-3.

Tabell 4-3. Resultat från optimering för *geometri 3*.

Lastfall	Betongtjocklek [mm]	Betongmängd [m ³ /m]	Armering [kg/m ³]
1	650	24	85
2	600	22	115
3	750	28	120
4	600	22	125

4.4 Geometri 4 – Förfinad stående ellips

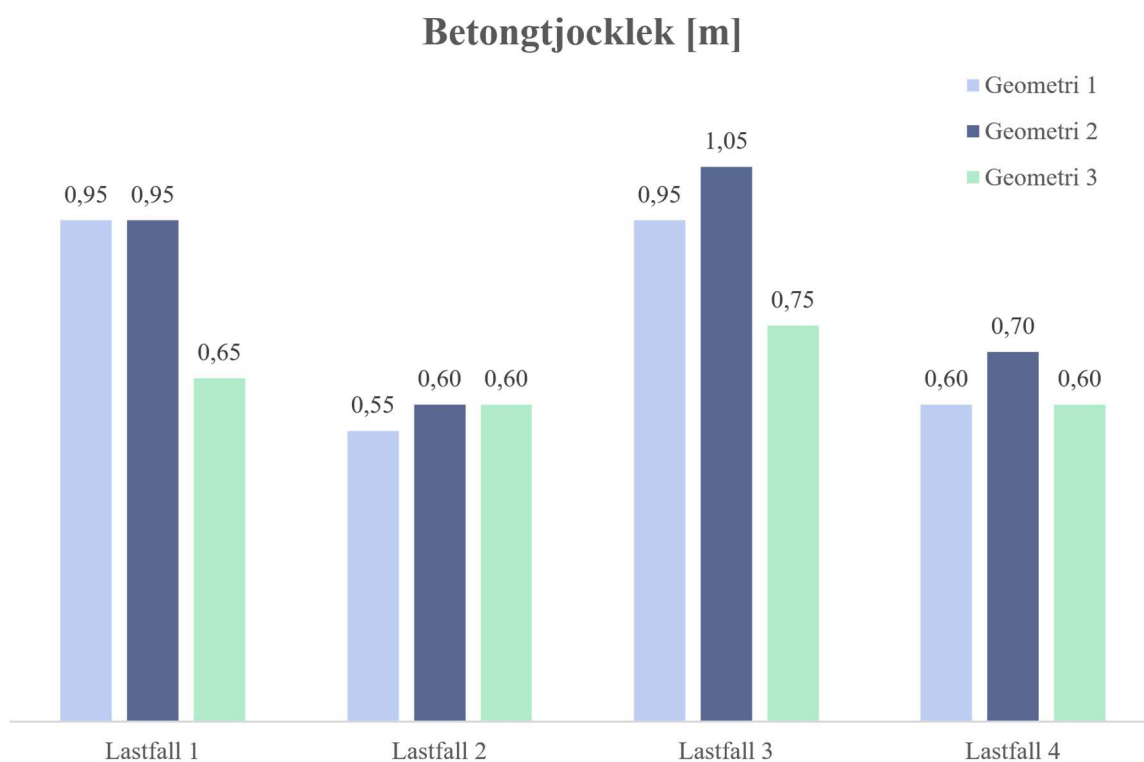
Resultatet av den förfinade optimeringen presenteras i Figur 4-1. Betongens tjocklek varierar mellan 400 och 600 mm vilket innebär en genomsnittlig betongmängd på 18 m³/m tunnel. Erforderlig armeringsmängd blir således 150 kg stål per m³ betong.



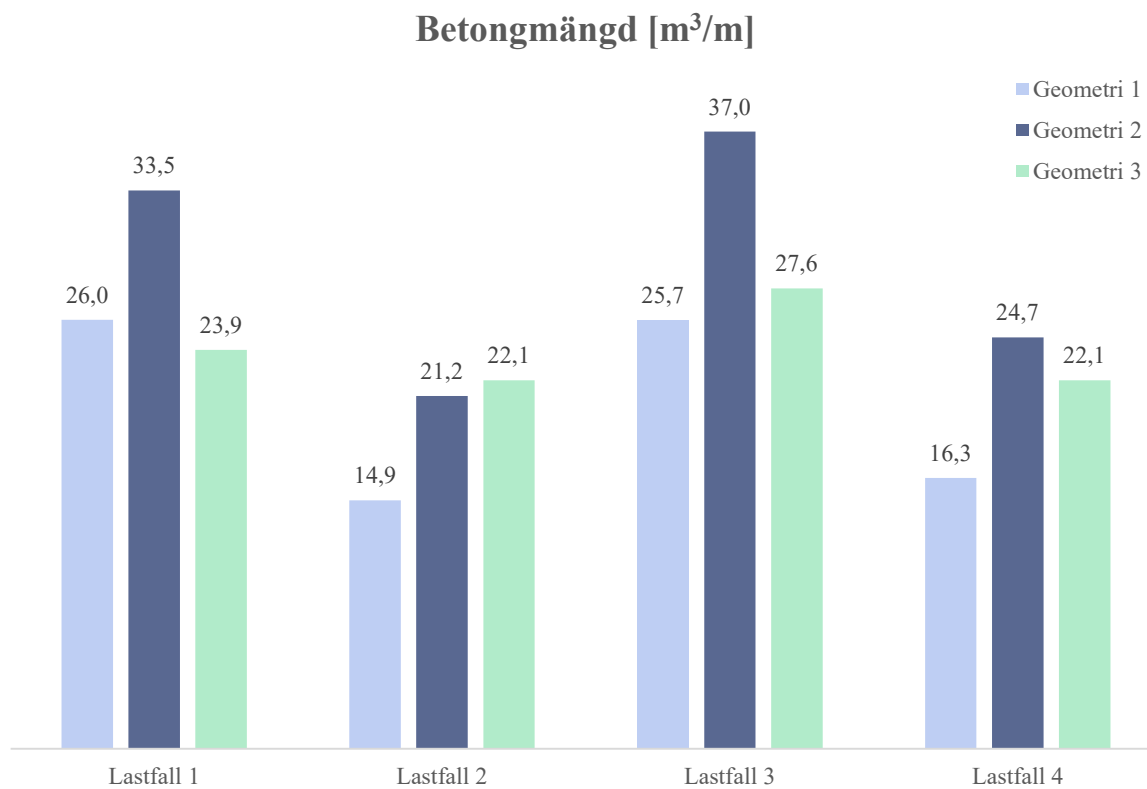
Figur 4-1. Visualisering av förfinad geometri.

4.5 Sammanställning & jämförelse

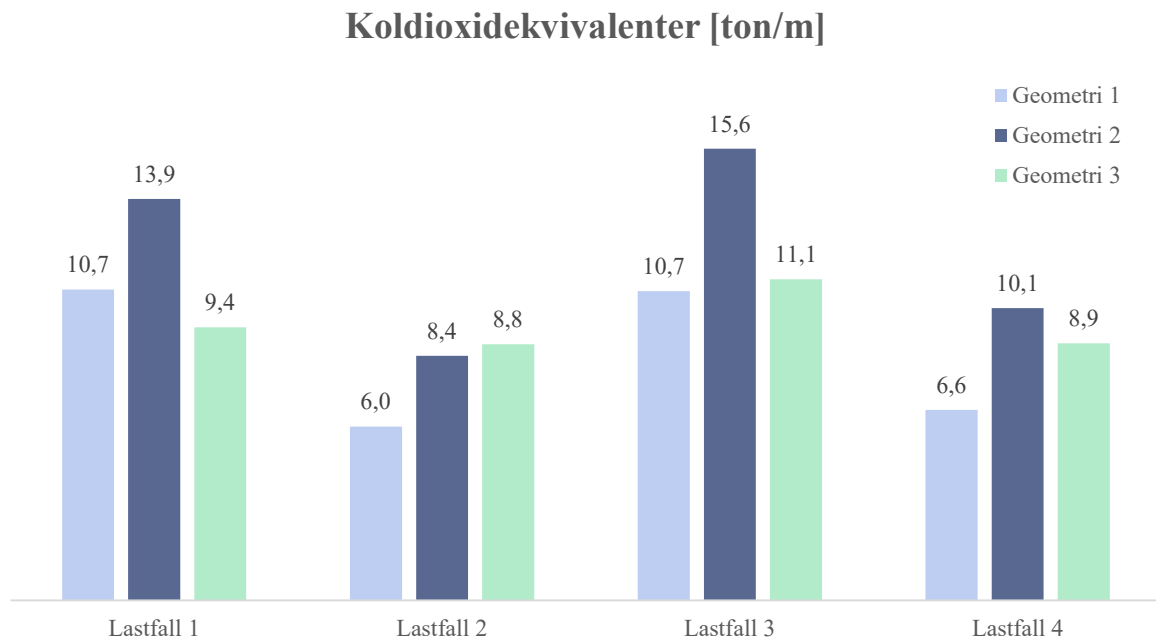
Nedan sammanställs de olika betongtjocklekarna som krävs för de olika geometrierna och lastfallen, i syfte att lättare kunna jämföra skillnaderna. Dessutom sammanställs klimatpåverkan från betong och armering för de olika tunneltvårsnitt. Betongens klimatpåverkan baseras på data om Skanskas anläggningsbetong C50/60 med lägre klimatpåverkan medan armeringens klimatpåverkan baseras på EPD:n för BE Groups svenskproducerade armeringsjärn (Skanska, 2026) (BE Group Sverige, 2024). För skedena A1-A3, vilket inkluderar utvinning av råvaror, transport av råvaror och produktion av själva produkten, har betongen en klimatpåverkan om 375 kg CO₂-ekv/m³ medan armeringen har en klimatpåverkan om 217 kg CO₂-ekv/ton.



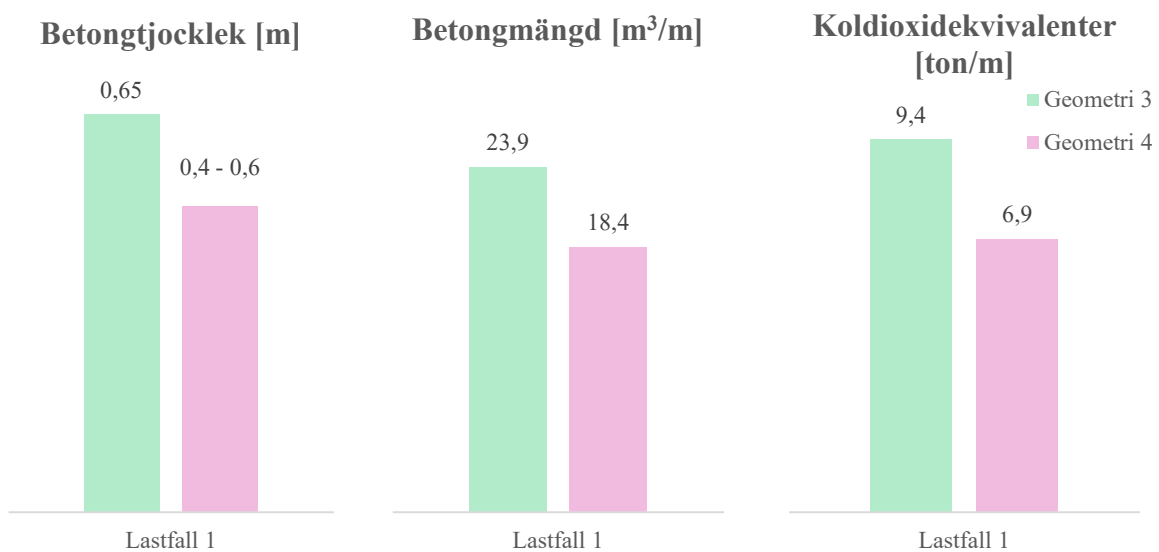
Figur 4-2. Sammanställning över betongtjocklekar för samtliga fall.



Figur 4-3. Sammanställning över betongmängder för samtliga fall.



Figur 4-4. Sammanställning över koldioxidekvivalenter för samtliga fall.



Figur 4-5. Jämförelse av resultat mellan geometri 3 och geometri 4.

5 Diskussion

I följande kapitel diskuteras de resultat som presenteras i Kapitel 4, både utifrån betongtjocklekar, betongmängd och klimatpåverkan. Dessutom så diskuteras de val och avgränsningar som gjorts i rapporten, och hur de kan ha påverkat resultaten.

5.1 Betongtjocklekar

Att uppnå ett så slankt tvärsnitt som möjligt är målet med denna studie. Optimeringen har utförts med avseende på betongtjocklek, därav är resultaten som berör betongtjocklek av extra stort intresse.

Figur 4-2 visar på flera olika intressanta resultat. *Lastfall 1* och *lastfall 3* innehåller den höga överfyllnaden på 12,0 meter ovanför hjässan och *lastfall 2* och *lastfall 4* innehåller den låga överfyllnaden på 4,0 meter ovanför hjässan. En trend ses, där mängden överfyllnad spelar stor roll för betongtjockleken som krävs. För *geometri 1* och *geometri 2* reduceras betongtjockleken med ungefär 30-40 % när överfyllnaden går från hög till låg. För *geometri 3* ligger motsvarande värden omkring 10-20 %. Resultaten indikerar att överfyllnaden är den parameter som påverkar betongtjockleken mest, vilket är rimligt eftersom både vertikallast och jordtryck ökar simultant. Det indikerar också på att *geometri 3* påverkas i mindre grad av en ökning av överfyllnad, och blir mer fördelaktig med ökande mängd överfyllnad.

I Figur 4-2 avläses det också att vattentrycket har en positiv effekt på stabiliteten, om än en liten sådan. Mellan *lastfall 1* och *lastfall 3* är det endast vattentrycket och vattenlyftet som reduceras, precis som mellan *lastfall 2* och *lastfall 4*. Övriga laster behålls konstanta. När grundvattennivån sänks och inte bidrar till ett horisontellt vattentryck måste betongtjockleken, i fyra av sex fall, ökas. I två av sex fall blir tjockleken densamma med eller utan ett påverkande grundvattentryck. I de fall där betongtjockleken måste ökas görs det med cirka 10-15%. Vattentrycket ger ett horisontellt mothåll när betongtvärsnittet deformeras av överfyllnaden, vilket har en positiv effekt vid optimeringen. Lyftkraften som vattentrycket ger upphov till blir även den motverkande till den vertikala lasten från överfyllnaden, vilket innebär att vattentrycket har en dubbelt positiv effekt. Grundvattennivån har en benägenhet att variera över tid, till följd av exempelvis årstidsvariation eller lokala förändringar. Därmed är det konservativt att bortse från vattentrycket.

Ytterligare ett intressant resultat från Figur 4-2 är att *geometri 3* presterar väl mot alla fyra lastfall som undersöks i denna rapport. Resultaten tyder på att *geometri 3* är ett mer tryckdominerat tvärsnitt som aktiverar bågverkan. Böjmomenten reduceras därmed och en större del av lasten överförs som tryckande normalkraft längs tvärsnittet. Eftersom betong har hög tryckhållfasthet men begränsad draghållfasthet leder detta till att betongtjockleken kan minska i jämförelse mot de andra geometrierna och innebär ett effektivt utnyttjande av geometrin. Framför allt i *lastfall 1* och i *lastfall 3* är betongtjockleken betydligt tunnare än för samma lastfall för de övriga geometrierna. För dessa fall går betongtjockleken att reducera upp till 30 % om *geometri 3* används. I *lastfall 2* och *lastfall 4* är inte skillnaderna i betongtjocklek för *geometri 3* och de övriga geometrierna lika stora, men *geometri 3* svarar bra mot dessa lastfall också. Endast i en kombination – *geometri 1* med *lastfall 3* – är det möjligt att underskrida betongtjockleken som krävs för motsvarande lastfall i *geometri 3*, vilket kan göras med cirka 10 %.

Baserat på att betongtjocklekarna för *geometri 3* svarar bäst, förutom i ett fall, mot de fyra utvalda lastfallen, analyseras denna djupare och det undersöks ifall det är möjligt att komma ner i betongtjocklek ännu mer. Metoden för detta presenteras i Kapitel 3.3.

5.2 Betongmängd

Den totala betongmängden som används för respektive geometri är också viktig att poängtera och diskutera. Även om *geometri 3* verkar svara bäst mot lastfallen när betongtjockleken undersöks, måste inte samma geometri använda minst betongmängd totalt eftersom båglängderna skiljer sig åt.

I Figur 4-3 avläses det att i de flesta fallen, sju av åtta gånger, ger *geometri 1* den lägsta betongmängden. I endast ett fall - kombinationen *geometri 3* med *lastfall 1* – har inte *geometri 1* den lägsta totala betongmängden. Kombinationen *geometri 3* med *lastfall 3* sticker även den ut och kräver endast 10 % mer betong än vad *geometri 1* gör i samma lastfall. I övriga sex fall ligger den procentuella skillnaden mellan *geometri 1* och de övriga geometrierna omkring 70 % av betongmängden.

I jämförelsen mellan *geometri 2* och *geometri 3* krävs det i tre av fyra fall mindre betongmängd för *geometri 3*. I två av fallen – *lastfall 1* och *lastfall 3* – krävs 30 % mindre betong och i *lastfall 4* krävs 10 % mindre betong. I *lastfall 2* krävs det en större betongmängd för *geometri 2* än *geometri 3* om cirka 5 %. *Geometri 3* är således över lag mer effektiv än *geometri 2*, främst i fallen med en större överfyllnad.

Baserat på betongmängden är det tydligt att *geometri 1* i de flesta av de valda lastfallen som undersöks kräver en mindre total betongmängd, där skillnaden är störst för lastfallen med låg överfyllnad. Det beror på att båglängden i *geometri 1* är avsevärt kortare än för de andra två geometrierna, vilket leder till mindre betong trots en ökad tjocklek.

5.3 Klimatpåverkan

Vidare presenteras en kombinerad klimatpåverkan, av armering och betong, för varje lastfall. Dessa två material samverkar i konstruktionen och därmed är det av hög relevans att presentera mängden av dessa material tillsammans, varför just klimatpåverkan används.

Andelen koldioxidekvivalenter som kommer från armeringen ligger i storleksordningen 5 till 10 % i samtliga kombinationer, vilket gör att betongmängden utgör den största delen av den totala klimatpåverkan. Därmed liknar förhållandet i Figur 4-4 det förhållande som ses i Figur 4-3.

I sju av åtta fall ger *geometri 1* den lägsta klimatpåverkan, och i sju av åtta fall ger *geometri 2* den högsta klimatpåverkan. I *lastfall 1* och *lastfall 3*, vilket är de lastfall med hög överfyllnad, sticker *geometri 2* ut med en hög klimatpåverkan, med en ökning på 30-50 %. I *lastfall 2* och *lastfall 4*, vilket är de lastfall med en låg överfyllnad sticker *geometri 1* ut med en låg klimatpåverkan med en minskning på ungefär 25-35 %.

Baserat på koldioxidekvivalenter är det tydligt att *geometri 1* i de flesta av de valda lastfallen som undersöks ger lägst klimatpåverkan, främst när en låg överfyllnad undersöks. *Geometri 3* visar sig ha en lägre klimatpåverkan, främst i fallen med en större överfyllnad. Dessa diskussionspunkter liknar det som diskuterades i kapitlet ovan, eftersom mängden betong utgör cirka 90 % av koldioxidekvivalenterna. Studien visar att optimering mot minsta

betongtjocklek inte nödvändigtvis sammanfaller med minsta klimatpåverkan. Detta gör resultaten mer komplexa och skapar en konflikt mellan strukturell effektivitet och dess klimatpåverkan.

5.4 Förfinad metod

Geometri 4 infördes som en förfinad modell av *geometri 3*. Betongtjockleken justerades med avseende på momentmin- och momentmaxpunkter. Dessutom togs den tryckta armeringen i beaktning, vilket innebar att ett tunnare tvärsnitt generellt kunde åstadkommas.

Figur 4-5 indikerar på att alla tre resultat – betongtjocklek, betongmängd och koldioxidekvivalenter – minskar med denna förfinade metod i jämförelse med *geometri 3*. Den procentuella förbättringen som resultaten för *geometri 4* ger är drygt 20 %, för alla tre parametrar. Dock utfördes endast en analys i *lastfall 1* av den förfinade metoden, för ett mer komplett utförande hade alla lastfall kunnat undersökas.

Att den förfinade metoden ger bättre resultat var förväntat, men en minskning på drygt 20 % för betongtjocklek, betongmängd och koldioxidekvivalenter var högre än förväntat. Om denna förfinade metod hade använts på övriga geometrier hade förmodligen även dessa kunnat förbättra sina resultat.

Dock innebär en högre grad av optimering en minskning av robusthet och en mer komplicerad prefabricering. Marginalerna mot oförutsedda lastvariationer minskar men även marginalerna mot modellfel. *Geometri 4* är känsligare och tolererar inte variationer i verkliga och framtida laster på samma sätt. Det blir än viktigare att säkerställa den strukturella integriteten vid byggskedet med anledning av minskningen av robusthet.

5.5 Sammanställning av resultat

Det finns en konflikt mellan resultaten, där *geometri 1* generellt ger minst betongmängd och lägst klimatpåverkan medan *geometri 3* generellt ger den minsta betongtjockleken. En slank konstruktion innebär alltså inte per automatik en materialeffektiv konstruktion, och vice versa. Det ska dock nämnas att endast betong och armering analyseras och alltså inte hur val av geometri påverkar schaktdjup och hur massbalansen påverkas.

I studien sker optimeringen med hänsyn till betongtjockleken för att kunna möjliggöra längre monoliter. Därför antas *geometri 3* vara den bästa geometrin av de tre undersökta och vidareutvecklas till *geometri 4*.

5.6 Stabilitet

Det blev tydligt att knäckningsanalysen är fundamental för optimeringen av tjockleken på tunnelväggen eftersom momentets förstöringsfaktor $1/c$ ökar markant så fort knäckningslängden ökar, tryckzonen minskar, tvärsnittshöjden minskar eller armeringsarean minskar. En betydande förstöringsfaktor innebar genomgående att fortsatt optimering försvårades vilket fick som följd att prioritera mängden armeringen och antal lager med armering eftersom dessa faktorer i princip var de enda som var justerbara.

'Leder', det vill säga punkter där momentet är lika med noll, uppstår till både höger och vänster om hjässan i alla undersökta lastfall. Om lederna uppstår på önskvärda platser är det alltså rimligt att dela in tvärsnittet i mindre prefabricerade delar just där. Trots att

överfyllnaden gjordes asymmetrisk i modelleringen och den optimala formen därmed vore en asymmetrisk fördelad tjocklek, visade det sig vara önskvärt att göra tvärsnittet symmetriskt för att förenkla byggbarheten. Alltså, en ojämn överfyllnad innebär oönskade leder åtminstone på ena sidan av hjässan om tvärsnittet görs symmetriskt. Det är därför inte helt självklart varken hur tvärsnittet bör delas in i olika tjocklekar, eller hur tvärsnittet bör delas in i olika prefabricerade element.

5.7 Tätning och fogning

I enlighet med Trafikverkets styrdokument kommer dubbla fogband behövas; dels invändigt, dels utvändigt, om vatten är närvarande. Det gäller oavsett om fogen görs som gjutfog eller rörelsefog, och om den läggs i tvärsnittet eller i längsriktningen.

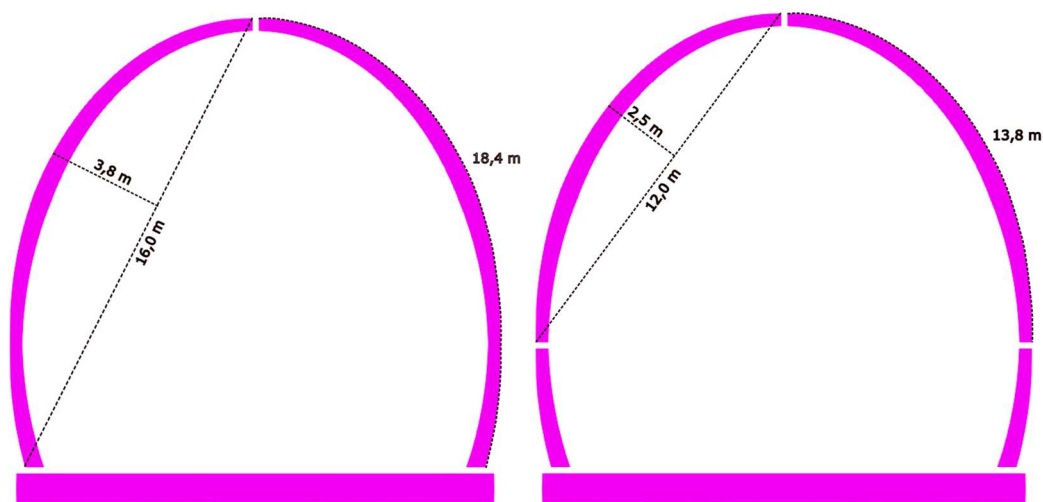
Vid tätning mellan prefabricerade element finns framarbetade lösningar på den svenska marknaden med både internt fogband och extern försegling för såväl gjut- som rörelsefogar. Ett utförande som får anses vara rimligt är att sätta ihop bågdelarna i varandra med hjälp av gjutfogar och ingjutna fogband för att minimera inläckande vatten, medan tunnelmonoliterna fogas samman med rörelsefogar som tillåter mindre rörelser. Som rörelsefog skulle med enkelhet 'RubrNek' kunna användas eftersom den är framtagen specifikt för prefabricerade betongelement. Om arbetssättet från *Humes* följs, vore det möjligt att gjuta samman flera tunnelmonoliter i varandra i hjässan medan rörelsefogar sätts in i resterande del av tvärsnittet. Ifall detta förfarande fungerar ur en teknisk synpunkt har inte undersökts i denna rapport.

Att foga samman prefabricerade tunnelement kan vara ett utmanande arbete, speciellt när grundvatten finns närvarande. Genom att dränera återfyllnaden väl kan det hydrostatiska trycket reduceras vilket skulle minska risken för inläckande vatten. Det kan dock vara problematiskt ur miljösynpunkt att medvetet minska grundvattennivån. Däremot visar resultaten genomgående att en hög grundvattennivå, som i *lastfall 1* och *lastfall 2*, är gynnsamt för optimeringen då det yttre horisontella trycket bidrar till ökad stabilitet, om än måttligt.

5.8 Praktisk byggbarhet

Ett första alternativ för att undersöka den praktiska byggbarheten är att bågen i *geometri 4* delas upp i två lika stora delar, det vill säga mellan hjässan och anslutningen till bottenplattan. Detta illustreras till vänster i Figur 5-1. Det böjda prefabricerade elementet blir 380 cm brett, 16 meter långt och får en båglängd på 18,4 meter. Därmed är elementet aningen för brett för att transporteras utan dispens. En båglängd på 18,4 meter innebär att ett element då kan göras drygt 3 meter djupt utan att överskrida den maximala bruttovikten på 74 ton enligt Transportstyrelsens krav.

Det andra alternativet är att bågen i *geometri 4* delas upp i fyra delar. Tvärsnittet delas upp mellan hjässan och midjan, samt mellan midjan och bottenplattan, vilket illustreras till höger i Figur 5-1. Längden på den längsta delen blir nu 12 meter och höjden på elementet blir 250 centimeter. Det kan därmed transporteras utan dispens. Båglängden för den längre övre delen blir 13,8 meter vilket innebär att ett element då kan göras drygt 4 meter djupt utan att överskrida den maximala bruttovikten på 74 ton enligt Transportstyrelsens krav. Dock är tunneln inte undersökt i tre dimensioner, därmed är det inte säkert att tunneln ur stabilitetssynpunkt kan konstrueras med så djupa element.



Figur 5-1. Två möjliga indelningar av den mest optimerade geometrin.

Andra indelningar av tvärsnittet undersöks inte eftersom monteringen gynnas av att elementen har just denna form. En annan variant på indelning hade kunnat vara fler element sett från tunnelmynningen, som därmed kan bli längre i tunnelns riktning. Det skulle kräva en mer avancerad tredimensionell modellering och även en mer komplicerad monteringsmetod då varje monolit består av fler element.

Monteringen skulle kunna utföras i någorlunda likhet med hur *Humes* monterar sina prefabricerade tunnelelement, se Kapitel 2.3. Det visar på att det är praktiskt möjligt att lyfta stora tunnelelement på plats så länge de inte är för tunga. Deras element har som mest 350 mm i tvärsnittshöjd vilket är tunnare än vad som åstadkomms i optimeringen i denna studie. Dessutom är de ofta kortare än vad som skulle vara eftersträfvansvärt, se alternativ 1 ovan. Information om djupet på elementen framgår dock inte vilket försvårar en fördjupad jämförelse. *Humes* har dock strikta regler om överfyllnaden som ska vara symmetrisk och i samma härad som den låga överfyllnaden i *lastfall 2* och *lastfall 4*. Det indikerar att det finns vidare optimeringsmöjligheter för att göra bågarna ännu slankare.

5.9 Metodens begränsningar

Val och avgränsningar har gjorts i studien i syfte att utföra en fokuserad analys och enklare undersöka arbetets frågeställningar. Några av dessa val bidrar till att resultatens tillförlitlighet minskar och resultaten bör betraktas inom ramen för de uppställda antagandena. Att sätta studiens slutsatser i andra sammanhang kan vara begränsade.

Ett val som gjordes var att endast undersöka permanenta laster, vilka är de absolut dominerande för en betongtunnel. Exempelvis togs ingen hänsyn till betongens krympning eller eventuella variabla laster när betongen modellerades. Rörelsefogar används vid tunnelkonstruktioner och tar hand om en del av denna krympning. Inga variabla eller dynamiska laster har analyserats och tagits hänsyn till. De variabla lasterna som uppstår på marknivå ansågs så pass små i jämförelse med de övriga permanenta lasterna och försumrades därmed. De dynamiska laster som uppstår från tågets rörelse inuti tunneln verkar endast på bottenplattan som har bestämts vara 1,0 meter tjock genomgående. Plattan antas klara av de dynamiska laster som uppstår från tågets rörelse och den permanenta lasten från installationer och tågbanan som placeras ovanpå plattan, och analyseras därmed inte

djupare. Plattan har dessutom antagits vara platsgjuten, därför är det inte av större intresse att minska dess tjocklek.

De lastfall som har undersökts har genomgående haft samma höjd på överfyllnaden över hjässan, oavsett höjd på hjässan. Eftersom de olika geometrierna har olika hjässhöjd, allt från 8,5 meter till 14,5 meter, skulle samma höjd överfyllnad innebära att bottenplattan för de olika geometrierna placeras på olika djup under marken. I stället för att undersöka en vald höjd på överfyllnaden hade en vald placering på bottenplattan kunnat undersökas, vilket hade betytt att de geometrierna med en hög hjässhöjd hade fått lägre överfyllnadslaster. Denna lägre överfyllnadslast hade bidragit till ett slankare betongtvärsnitt.

Modelleringen i LUSAS gjordes genom att modellera enbart betong som en kontinuerlig konstruktion utan fogar och armering. Det är ett vanligt arbetssätt som bygger på att snittkrafterna från den linjära FEM-analysen används för att bestämma hur mycket armering som behövs för att betongen inte ska spricka mer än tillåtet. Därmed dimensioneras betongkonstruktionen så att det värsta snittet kommer infinna sig i stadium II, det vill säga det spruckna bruksstadiet, och att brottgränstillståndet inte blir dimensionerande. När modelleringen görs på detta sätt i form av ett kontinuerligt tvärsnitt måste fogarna utföras som gjutfogar eftersom moment måste kunna tas upp överallt.

Modelleringen i LUSAS gjordes endast i det tvådimensionella planet, det vill säga med en meters djup. Det innebär att när den optimerade geometrin förlängs längre än en meter antas inga förändringar ske som påverkar stabiliteten hos tunneln. En tredimensionell analys hade behövt utföras för att säkerställa att inga oförutsedda konsekvenser inträffar. Eftersom rörelsefogar måste placeras i den tredimensionella konstruktionen för att klara av inre rörelser, kan inte detta analyseras och blir en begränsning av studien. Om en tredimensionell analys hade utförts hade dessa rörelser kunnat studeras mer noggrant och eventuellt hanteras annorlunda. Generellt eftersträvas så få rörelsefogar som möjligt för att minimera risken för inläckande vatten.

Den förbättrade geometrin, *geometri 4*, har modellerats och utförts enbart teoretiskt. Ett tvärsnitt som ändrar tjocklek ställer högre krav på prefabriceringen, då en mer komplicerad gjutform ska användas. Dessutom ska armeringen följa den icke-kontinuerliga formen, vilket även det ställer högre krav på prefabriceringen. Resultatet är därmed väldigt teoretiskt, och möjligen inte så praktiskt byggbart. Det förutsätter dessutom att de yttre lasterna är precis så stora som de är bestämda till i modelleringen. I ett varierande tvärsnitt som är mer optimerat finns det mindre utrymme till att ta upp andra laster som inte har modellerats upp.

En annan avgränsning som gjordes var att dimensionera all tvärgående armering utifrån snittet där böjmomentet är som störst i stället för att avkorta och optimera mängden armering. Beslutet innebar en förenkling av arbetsmomentet att optimera betongens tjocklek även om en konsekvens också blev en överskattning av nödvändig armering i de snitt som i teorin skulle ha tillräcklig kapacitet med betydligt mindre armering eller ingen alls.

5.10 Förbättringar av metoden

För att ytterligare fördjupa studien presenteras nedan några förbättringar av metoden. För det första hade en grundligare optimering av armeringen inneburit en lägre armeringsmängd och mindre utsläpp av koldioxid. Med 'grundligare' menas att inte placera lika mycket armering i alla snitt utan avkorta där det inte behövs. På grunda av valet att placera armering

symmetriskt i över- och underkant blir det i teorin betydligt mer armering än nödvändigt. Eftersom armeringen dimensioneras utefter det värsta snittet, blir armeringsinnehållet relativt högt och flera områden kan ses som överarmerade. I områden där momenten är som lägst, förblir troligtvis betongen osprucken och armeringen gör ingen nytta. Det ska dock konstateras att dimensionering av erforderlig armeringsmängd är en komplex process som blir svårare ju fler undantag som görs. Inte minst påvisas detta i studien av den tryckta armeringens bidrag till stabiliteten för *geometri 4*.

För det andra hade en deformationskontroll kunnat utföras som en del i metoden. Dels för att bekräfta att tvärsnittet inte böjer ner eller inåt så pass mycket att den fria tvärsnittsarean underskrids, dels för att undersöka om tvärsnittet rör sig mer än det får enligt nationella bestämmelser. Vid tunnelkonstruktion är fogbanden extra känsliga för deformationer. Om fogbandens funktion inte upprätthålls finns en ökad risk för vattenläckage in i tunneln.

5.11 Vidare undersökningar

I denna studie har optimeringen enbart utförts med avseende på betongtjockleken i den välvda delen. Den betongmängd som krävdes för respektive tvärsnitt, och därmed indirekt även båglängden, har diskuterats och analyserats men har inte utgjort någon parameter i själva optimeringen. En mer avancerad och komplex optimering hade kunnat genomföras där både betongtjocklek och båglängd inkluderas, med målet att hitta en geometri som ger så låg vikt som möjligt per meter i djupled.

För att öka förståelsen än mer för prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar skulle de kunna undersökas vidare. Efter att ha undersökt de olika geometrierna var det tydligt att en tryckdominerad konstruktion möjliggör för tunnare tvärsnitt. För att hitta en ännu mer optimerad geometri skulle nya elliptiska former kunna undersökas för att hitta det bästa förhållandet mellan höjd och bredd. Dessutom skulle en tredimensionell analys för ett visst djup kunna genomföras för att säkerställa att inga stabilitetsproblem uppstår.

Andra lastfall än de som är undersökta i denna studie hade varit intressant att undersöka. Den geometrins som bestämdes till den bästa är nödvändigtvis inte den bästa för andra lastfall. Ett mer realistiskt lastfall baserat på en verklig *cut-and-cover*-tunnel hade kunnat sätta studien i ett nytt sammanhang som fördjupar analysen ytterligare.

6 Slutsats

Som tidigare har presenterats är syftet med examensarbetet är att få en bättre förståelse för prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med olika välvda tvärsnitt. I följande kapitel besvaras frågeställningarna mot bakgrund av teorin och resultaten som presenterats i rapporten. Nedan presenteras frågeställningarna från Kapitel 1.2 på nytt:

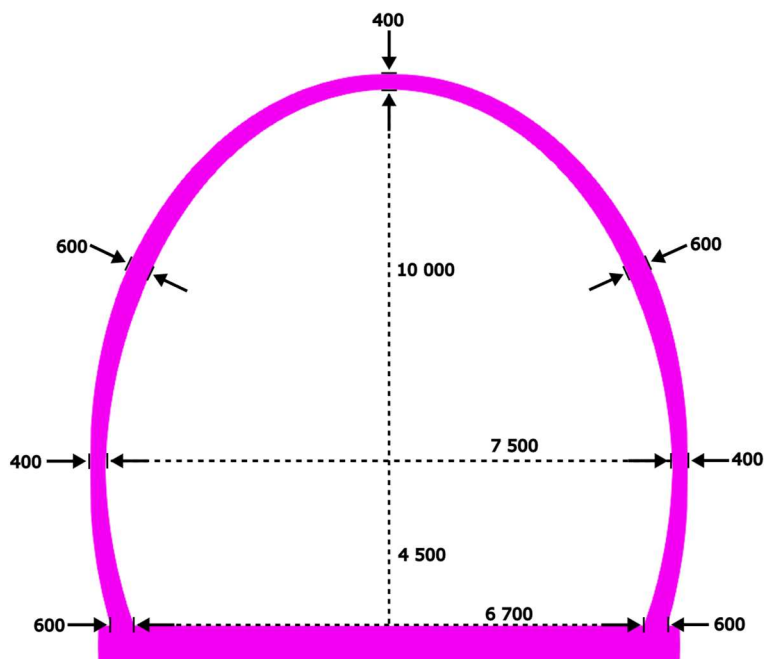
- Hur kan stabiliteten, med avseende på knäckning av tryckbåge och inverkan av leder, säkerställas?
- Hur kan tunneldesignen, med avseende på tunnelform och tjocklek, optimeras för att minska materialåtgång och miljöpåverkan?
- Hur kan olika fogtyper och fogmaterial användas vid prefabricerat tunnelbyggande?
- Hur kan praktisk byggbarhet, med avseende på transport och montage, säkerställas?

6.1 Hur kan stabiliteten säkerställas?

Tunnelns stabilitet säkerställs genom att tvärsnittet utformas så att risken för knäckning begränsas och att skarvar mellan prefabricerade element placeras i områden med gynnsamma momentförhållanden. Knäckningsanalysen visade sig vara avgörande för möjligheten att optimera tunnelväggens tjocklek, eftersom stabiliteten är starkt kopplad till tvärsnittets geometri och armeringens utformning. Resultaten visar även att momentnollpunkter uppstår på båda sidor om hjässan, vilket gör dessa områden lämpliga för indelning av prefabricerade element.

6.2 Hur kan tunneldesignen optimeras?

Av de undersökta geometrierna bedömdes geometri 4 vara den mest optimerade lösningen. Studien visar samtidigt att valet av optimeringsparameter har stor betydelse för resultatet. En geometri som minimerar tvärsnittstjockleken behöver inte samtidigt minimera materialåtgång, klimatpåverkan eller byggbarhetsrelaterade aspekter. Det slutgiltiga resultatet och det bäst optimerade tvärsnittet ses Figur 6-1.



Figur 6-1. Slutresultat över den mest optimerade geometrin där avstånden är angivna i millimeter.

6.3 Hur kan olika fogtyper och fogmaterial användas?

Resultaten visar att täta foglösningar är centrala vid prefabricerat tunnelbyggande. Vid förekomst av grundvatten krävs dubbla fogband enligt Trafikverkets krav. Ett lämpligt koncept är att använda gjutfogar mellan bågsegment och rörelsefogar mellan tunnelmonoliter för att kombinera täthet och rörelseupptagning.

6.4 Hur kan praktisk byggbarhet säkerställas?

Den praktiska byggbarheten påverkas främst av elementens storlek, vikt och transportmöjligheter. Transportstyrelsen krav är generellt dimensionerade, snarare än lyftkranens kapacitet. Studien visar att *geometri 4* kan delas upp i prefabricerade element som är möjliga att transportera och montera, men att elementindelningen innebär avvägningar mellan transportkrav, lyftkapacitet och konstruktiv funktion.

6.5 Sammanfattning

Arbetets syfte var att öka förståelsen för prefabricerade *cut-and-cover*-tunnlar med olika välvda tvärsnitt. Studien visar att prefabricerade cut-and-cover-tunnlar kan utformas som effektiva och materialbesparande konstruktioner genom att utnyttja en tryckdominerad bärverkan. Stabiliteten säkerställs genom att beakta knäckning och placera skarvar i områden med gynnsamma momentförhållanden. Den optimerade geometri som togs fram möjliggjorde ett tunt tvärsnitt, men resultaten visar samtidigt att valet av optimeringsparameter har stor betydelse eftersom minskad tjocklek inte nödvändigtvis innebär lägre materialåtgång eller klimatpåverkan. För prefabricerade lösningar är fogarnas täthet och rörelseupptagande förmåga avgörande, särskilt vid förekomst av grundvatten. Studien visar även att den framtagna tunnelgeometrin kan delas upp i prefabricerade element som är möjliga att transportera och montera, vilket indikerar att konceptet har potential att vara både konstruktivt och praktiskt genomförbart.

7 Referenser

- BE Group Sverige. (2024). Hämtat från <https://www.begroup.se/kommunikation/ladda-ner/epd-miljovaruudeklarationer>
- Betongföreningen. (2026). *Betongföreningen*. Hämtat från <https://betongforeningen.se/materialet-betong/>
- Boverket. (2019). *Boverkets konstruktionsregler EKS 11*.
- Boverket. (2025). *Utsläpp av växthusgaser från bygg- och fastighetssektorn*. Hämtat från <https://www.boverket.se/sv/byggande/hallbart-byggande-och-forvaltning/miljoindikatorer---aktuell-status/vaxthusgaser/> den 03 Februari 2026
- Cederwall, K., Lorentsen, M., & Östlund, L. (1990). 4.3:3 Dragsprucket tvärsnitt, stadium II. i E. Hultin, & A. Losberg, *Betonghandbok - Konstruktion* (ss. 344-357). Solna: AB Svensk Byggtjänst.
- Concrete Society. (2026). *High strength concrete*. Hämtat från Concrete Society: <https://www.concrete.org.uk/fingertips/high-strength-concrete/>
- Engström, B. (1993). *Betongbyggnad*. Chalmers Tekniska Högskola.
- Humes. (2022). *Two piece arches: Installation guide*. Hämtat från Humes: <https://www.humes.com.au/sites/australia/files/documents/two-piece-arch-install-guide.pdf>
- Implenia. (2026). *Citytunneln*. Hämtat från <https://implenia.com/sv-se/referenser/detail/ref/malmoe-citytunnel-los-e201/>
- Jönsson, D. (2007). *Analys av jord och konstruktion i samverkan - Utvärdering av olika FE-program*. Lunds Tekniska Högskola, Structural Mechanics. Lund: KFS i Lund AB.
- MAX FRANK. (2024). *Produktkatalog*. Hämtat från https://www.maxfrank.com/wAssets/docs/products/pricelist/produktkatalog-SE-2024_WEB.pdf
- Mouratidis, A. (2008). The "Cut-and-Cover" and "Cover-and-Cut" Techniques in Highway Engineering. *EJGE, Vol .13, Bund. F*.
- NCC. (2026). *Citytunneln i Malmö*. Hämtat från <https://www.ncc.se/vara-projekt/citytunneln-i-malmo/>
- Neamitha, M., & Karthigai Priya, P. (2018). A Review of Precast Concrete. *International Research Journal of Engineering and Technology*, ss. 967-971.
- Nordic Crane. (2026). *Nordic Crane Sverige - Lyfttabeller*. Hämtat från <https://nordiccrane.com/se/lyfttabeller/>
- PERI. (2026). *Citytunnel Malmö*. Hämtat från https://www.peri.se/projekt/citytunnel-malmo.html?utm_source=chatgpt.com
- Sika. (2026). *Fogband*. Hämtat från Sika Sverige: <https://swe.sika.com/sv/loesningar-inom-bygg/vattentaetning/system-och-loesningar/fogband.html>

- Skanska. (2026). *Skanskas betong med lägre klimatpåverkan*. Hämtat från <https://www.skanska.se/4966c7/siteassets/vart-erbjudande/produkter-och-tjanster/betong/produkter/produktlista.pdf>
- Svenska Bergteknikföreningen. (2026). *Tunnlar i Sverige*.
- Svenska institutet för standarder (SIS). (2002). *SS-EN 1990 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*.
- Svenska institutet för standarder (SIS). (2005). *SS-EN 1992-1-1:2005 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*.
- Sweco. (2026). *Citytunneln Malmö*. Hämtat från <https://www.sweco.se/projekt/citytunneln-malmo/>
- Tebo. (2026). *Användningsguide för rörelsefogar*. Hämtat från <https://www.tebo.se/Dynamics/Documents/felb2734-b7b4-41e0-81af-847de0eb7f5a/rorelsefogar-2021.pdf>
- Trafikverket. (2014). *TDOK 2014:0071 Anläggningsgodkännande för järnväg*.
- Trafikverket. (2019). *TDOK 2016:0204 Krav Brobyggande*.
- Trafikverket. (2021). *TRVINFRA-00227: Bro och broliknande konstruktion, Byggande*.
- Trafikverket. (2025a). *Så sköter vi broar och tunnlar*. Hämtat från <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall/sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/>
- Trafikverket. (2025b). *Vårt arbete vid Stora Hamnkanalen*. Hämtat från <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-vastra-gotalands-lan/vastlanken/nyheter-for-projekt-vastlanken/2025/oktober/vart-arbete-i-stora-hamnkanalen/>
- Trafikverket. (2025c). *TRVINFRA-00233: Berg och tunnel, Tunnelbyggande*.
- Trafikverket. (2025d). *TRVINFRA-00230: Geokonstruktion, Geokonstruktion, Dimensionering och utformning*.
- Trafikverket. (2025e). *Handbok Dispenstransporter. Undantag för tunga, breda och långa vägtransporter*.
- Transportstyrelsen. (2025a). Hämtat från Odelbar last och fordon som överskrider vikt- och dimensionsbestämmelser: <https://www.transportstyrelsen.se/sv/vagtrafik/yrkestrafik/gods-och-buss/matt-och-vikt/odelbar-last-och-fordon-som-overskrider-vikt--och-dimensionsbestammelser/> den 9 April 2026
- Transportstyrelsen. (2025b). *Bruttoviktstabeller*. Hämtat från <https://www.transportstyrelsen.se/sv/vagtrafik/yrkestrafik/gods-och-buss/matt-och-vikt/viktbestammelser/bruttoviktstabeller/> den 9 April 2026

- Transportstyrelsen. (2025c). *Tillåtet axel-, boggi- och trippelaxeltryck*. Hämtat från <https://www.transportstyrelsen.se/sv/vagtrafik/yrkestrafik/gods-och-buss/matt-och-vikt/viktbestammelser/tillatet-axel-boggi-och-trippelaxeltryck/> den 9 April 2026
- Tyréns. (2016). *Fastställelsehandling planbeskrivning, Varbergstunneln, Väst kustbanan, Varberg-Hamra*. Varbergs kommun, Hallands län: Trafikverket. doi:101107-04-075-001
- Wong, R. W., & Loo, B. (den 10 December 2022). Sustainability implications of using precast concrete in construction: An in-depth project-level analysis spanning two decades. *Journal of Cleaner Production, Volume 378*. doi:10.1016/134486
- Wright, L. (2017). James Henry Greathead and the London Underground. *Literator, 38(1)*. doi:10.4012/lit.v38i1.1324