

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

SAMVERKANSPÅLAR AV STÅL & BETONG

Anvisningar för dimensionering och utförande
av betongfyllda stålrörspålar

Håkan Karlsson
Simon Håkansson
Fredrik Sarvell

STOCKHOLM 2024
Rapport 108

Rapport	Pålkommisionen c/o Omnex AB Mälsta Olofsbyle 878 741 97 Almunge www.palkommissionen.org
ISSN	0347-1047 (Print)
ISSN	2004-9013 (Online)
Upplaga	100 exemplar
Tryck	F4-Print AB, Stockholm, april 2024

Förord

Utnyttjandegraden av pålar inom svensk samhällsbyggnad ökar i takt med den ökande konkurrensen. Ett sätt att öka den konstruktiva bärförmågan hos stålrörspålar är att fylla pålarna med betong och dra nytta av samverkan mellan betong och stål, där båda materialen avses bära last. I takt med att konkurrensen och utnyttjandegraden ökar måste även kraven på kvalitetssäkring höjas. De dimensioneringsregler som Eurokod föreskriver för pelare i kombination med Pålkommisionens dimensioneringsregler för pålar lämnar ett visst tolkningsutrymme. Särskilt då vi har att göra med pålar som knäcker ut i glaciala finkorniga jordar, som vi har här i Sverige. Samtidigt är det inte helt tydligt vad som måste göras i utförandeskedet för att säkerställa att lasten från ovanliggande konstruktion förs ned i både stål och betong på det sätt som krävs för att samverkan mellan stål och betong ska äga rum. För att säkra konkurrens under lika villkor har branschen efterfrågat ett förtydligande kring dessa frågor. Syftet med rapporten är därför att, genom tydliga anvisningar och exempel, skapa ett enhetligt synsätt på hur Eurokod bör tolkas vid dimensionering av samverkanspålar i Sverige. Vidare är syftet att förtydliga vad som behöver göras för att säkerställa att de villkor som ligger till grund för dimensionering av samverkanseffekter verkligen uppfylls i samband med installation.

Rapporten vänder sig till alla som dimensionerar och installerar stålrörspålar samt byggherrar och deras representanter inom byggledning och kvalitetsgranskning.

Arbetet med denna rapport initierades under hösten 2014. Vi vill tacka Björn Nyblad (BTB) och Andreas Hansson (Hercules) som initialt ingick i arbetsgruppen under något år, Ivar Nilsson (ELU) för referenskörningar i FEM (Brigade) under hösten 2022, Gunnar Holmberg och Per Kettil (Skanska) som bollplank, Victor Karlovskis (Soiltech) för bidrag till beräkningar avseende tvärsnittsklass 4 och även Elias Håkansson Wennerlund (ELU) för bidrag med slutjustering av rapporten efter granskning.

Rapporten har utarbetats av en projektgrupp bestående av:

Håkan Karlsson	Skanska Sverige AB, Skanska Teknik
Simon Håkansson	ELU Konsult AB
Fredrik Sarvell	Sarvell Value Engineering AB

Rapporten har granskats av en referensgrupp bestående av:

Gunnar Holmberg	Skanska Sverige AB, Skanska Teknik
Kurt Palmqvist	Trafikverket
Per-Evert Bengtsson	PEB Geoteknik AB
Anders Fredriksson	Fredriksson Geokonsult AB

Granskningssynpunkter har även tacksamt emottagits från Jimmie Andersson och Anders Jonefjäll från PEAB Anläggningsteknik, Mattias Grävare från Pålanalys samt Peter Alheid från Hercules.

Stockholm den 15 april 2024

Håkan Karlsson

Simon Håkansson

Fredrik Sarvell

Sammanfattning

Denna rapport undersöker möjligheten att direkt tillämpa de Eurokodregler som gäller för samverkanskonstruktioner i stål och betong på en betongfylld stålrörspåle omgiven av jord, eller om vissa justeringar krävs. Rapporten syftar också till att skapa en enhetlig tolkning av Eurokod genom att ge anvisningar och beräkningsexempel, samt beskriva hur installationen bör genomföras för att säkerställa de förutsättningar som krävs för samverkan mellan betong och stål.

Rapporten begränsas till att behandla betongfyllda cirkulära stålrör med eller utan ingjutna stålelement, såsom armering eller balkar i tvärsnittsklass 1-3. Betongens hållfasthetsklass omfattar intervallet mellan C20/25 och C60/75 och stålets hållfasthetsklass avgränsas till max S460 enligt (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009). Vidare behandlar rapporten enbart pålar där pålens tvärsnitt är och förblir tryckt under hela dess livslängd. Till exempel har rörsponter eller olika lastfall som orsakar dragspänningar i tvärsnittet inte behandlats.

En avgörande förutsättning för att kunna tillgodoräkna sig samverkan är att god kontakt råder mellan rör, betong och lastinförande element. För pålens övre del är det ofta en topplåt som överför lasten till stålröret och betongen. I det fallet gäller att topplåtens förbindelse mot både betong och stålrör uppfyller de kriterier som anges enligt Eurokod. För en borrad påles nedre del krävs att berget rengörs från jord och borrhax innan betongen tillförs. I rapporten beskrivs bland annat *varför* det är så viktigt med god anliggning mellan samtliga ingående konstruktionsdelar. Vidare beskrivs *hur* god anliggning kan åstadkommas samt vilka kontroller som då krävs.

Utifrån de utredningar som gjorts har Pålkommisionen landat i ett antal rekommendationer kring dimensionering av samverkanspålar med analytisk beräkning. Rekommendationerna baseras på analyser i FEM vilka framgår i Bilaga F. Rekommendationerna för brottgräns (ULS) är följande:

1. Vid beräkning av lasteffektkurvan i pålen via Ekvationer i PKR84a (Bengtsson, et al., 1995) ska **ekvivalent sidomotstånd** användas.
2. För att ta hänsyn till plasticering av pålmaterialen, vilket har negativ påverkan på pålens böjstyvhet vid knäckning, behöver en **töjningsbegränsning** införas vid beräkning av pålens tvärsnittskapacitet. Denna begränsning kan uttryckas som att kvoten mellan maximalt tillåten töjning och elastisk töjning i stålröret sätts till 1,10, dvs;

$$\epsilon_{a,max} = 1,1 \cdot \epsilon_{a,g} \text{ där } \epsilon_{a,g} = \frac{f_{yd}}{E_a} \text{ där } E_a = E_{sk} = 210 \text{ GPa}.$$

Tvärsnittskapaciteten beräknas lämpligast med lamellmetoden. Observera att töjningsbegränsningen 1,1 är något konservativ för mycket styva jordar där det kan löna sig att analysera med FEM.

Som alternativ till beräkning med lamellmetoden kan interaktionskurva enligt Ekvation 3.14 i stället användas där $M_{pl,Rd,red}$ beräknas enligt Ekvation 3.11. Observera att detta ger en konservativ rätlinjig brottenvelopp mellan punkterna $N_{pl,Rd}$ och $M_{pl,Rd,red}$. Se även Figur A2 i Bilaga A.

3. Vid beräkning av pålens bärförmåga behöver **kryptalet** beaktas för att ta hänsyn till betongens långtidseffekter.

Abstract

This report examines the feasibility of directly applying the Eurocode rules for composite structures in steel and concrete to a concrete-filled steel pipe pile surrounded by soil, or if certain adjustments are required. The report also aims to provide a consistent interpretation of the Eurocode by offering guidance and calculation examples, as well as describing how the installation should be carried out to ensure the conditions required for the interaction between concrete and steel to take place.

The scope of the report is limited to addressing concrete-filled circular steel pipes with or without concrete embedded steel elements, such as reinforcement or beams in cross-section classes 1-3. The concrete's strength class ranges from C20/25 to C60/75, and the steel's strength class is limited to a maximum of S460 according to (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009). Furthermore, the report only addresses piles where the cross-section remains under compression throughout its entire service life. For example, the case with piles in retaining walls or other load cases causing tension in the cross-section have not been considered.

A crucial prerequisite for benefiting from the concrete-steel interaction is that there is good contact between the pipe, concrete, and load-bearing elements. For the upper part of the pile, a pressure plate is often used to transfer the load to the steel pipe and concrete. In this case, it is important that the connection of the pressure plate to both the concrete and steel pipe meets the criteria specified in the Eurocode. For the lower part of a drilled pile, the rock must be cleaned of soil and drill cuttings before adding the concrete. The report also describes why good contact between all structural components is essential. Furthermore, it explains how good contact can be achieved and what checks are required in such cases.

Based on the investigations conducted, the Commission of Pile Research has made several recommendations regarding the design of composite piles through analytical calculations. The recommendations are based on FEM analyses, which are detailed in Appendix F. The recommendations for the ultimate limit state (ULS) are as follows:

1. When calculating the load-effect curve in the pile using equations from PKR84a (Bengtsson, et al., 1995), **equivalent lateral resistance** should be used.
2. To account for the yielding of the pile materials, which negatively affects the pile's flexural stiffness at failure, a **strain limitation** needs to be introduced when calculating the pile's cross-sectional capacity. This limitation can be expressed as setting the ratio between the maximum allowable strain and the elastic strain in the steel pipe to 1.10, i.e;

$$\epsilon_{a,max} = 1,1 \cdot \epsilon_{a,g} \text{ where } \epsilon_{a,g} = \frac{f_{yd}}{E_a} \text{ where } E_a = E_{sk} = 210 \text{ GPa}.$$

The cross-sectional capacity is most appropriately calculated using the lamella method. Please note that the strain limitation of 1.1 is somewhat conservative for very stiff soils where it may be beneficial to analyze using the Finite Element Method (FEM). As an alternative to calculating using the lamella method, the interaction curve according to Equation 3.21 can be used, where $M_{pl,Rd,red}$ is calculated according to Equation 3.11. Please note that this results in a conservative linear failure envelope between points $N_{pl,Rd}$ and $M_{pl,Rd,red}$. Refer also to Figur A2 in Appendix A.

3. When calculating the pile's load-bearing capacity, it is necessary to consider the **creep factor** to account for the long-term effects of concrete.

Innehållsförteckning

FÖRORD	3
SAMMANFATTNING	4
ABSTRACT	5
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	6
1 INLEDNING	8
1.1 BAKGRUND OCH SYFTE	8
1.2 AVGRÄNSNINGAR	8
2 DIMENSIONERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR	9
2.1 STÅLBIDRAGSKVOT	9
2.2 LASTINFÖRING VID PÅLTOPP	10
2.3 LASTÖVERFÖRING VID PÅLFOT	12
2.4 VIDHÄFTNING	13
2.5 KLASSIFICERING AV STÅLTVÄRSNITT UTSATTA FÖR TRYCKBELASTNING	15
2.5.1 Allmänt	15
2.5.2 Samverkanstvärsnitt	16
2.5.3 Dimensionering av samverkanstvärsnitt i tvärsnittsklass 4	19
2.6 BETONGENS EGENSKAPER	24
2.6.1 Allmänt	24
2.6.2 Inneslutningseffekter för betongen	24
2.6.3 Betongens krypning	26
2.7 INITIALKROKIGHET HOS INSTALLERAD PÅLE	27
2.8 EXCENTRICITET VID PÅLFOT	29
2.9 SLAGNINGENS INVERKAN PÅ STÅLMATERIAL	30
3 DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS, ULS	31
3.1 TVÄRSNITTSKAPACITET ENLIGT EUROKOD	32
3.1.1 Tvärsnittskapacitet beräknad med lamellmetoden	35
3.2 PÅLKOMMISSIONENS REKOMMENDATIONER	37
3.2.1 Pålens lasteffektkurva – analytisk metod	37
3.2.2 Tvärsnittskapacitet med kryptal och töjningsbegränsning	39
3.2.3 Bärförmåga	40
3.2.4 Beräkningssnitt – Skarv	40
3.2.5 Beräkningssnitt – Topplåt	40
3.2.6 Beräkningssnitt – Pålfot	41
3.2.7 Förslag på fortsatta utredningar	42
4 DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNS, SLS	44
4.1 LÅNGTIDSEFFEKTER PÅ BETONGEN	44
4.2 TVÄRSNITTSKAPACITET	49
4.3 LASTEFFEKTURVAN	51
4.4 BÄRFÖRMÅGA	51
5 UTFÖRANDE	52
5.1 PÅLFOT OCH LASTÖVERFÖRING	52
5.2 BETONGGJUTNING	52
5.3 PÅLTOPP OCH LASTÖVERFÖRING	53

6	KONTROLL	55
6.1	KONTROLL AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA	55
6.2	TILLÄGGSKONTROLL	56
7	REFERENSER	58
7.1	ARTIKLAR, LITTERATUR & WEBBSIDOR	58
7.2	NORMER OCH STANDARDER	60
7.3	BIBLIOGRAFI	61
	BILAGOR	62
	BILAGA A. BERÄKNINGSEXEMPEL 1 - DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS, ULS	63
	BILAGA B. KNÄCKNINGSBERÄKNING AV PÅLE I BRIGADE/PLUS 2022	74
	BILAGA C. BERÄKNINGSEXEMPEL 2 - DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNS, SLS (QP) LÅNGTIDSLASTFALL	84
	BILAGA D. BERÄKNINGSEXEMPEL 3 - DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS, ULS I TVÄRSNITTKLASS 4	92
	BILAGA E. BERÄKNINGSEXEMPEL 4 – BESTÄMNING AV KRYPTAL ENLIGT SS-EN 1992-1-1, BILAGA B.1	104
	BILAGA F. PLASTISKT BETEENDE VID KNÄCKNING	106
F.1	BÄRFÖRMÅGA HOS EN INITIALT KRÖKT PÅLE OMGIVEN AV ETT ELASTISKT MEDIUM	106
F.2	FRAMSTÄLLNING AV LÖSNING ENLIGT BERNANDER OCH SVENSK	106
F.3	FRAMSTÄLLNING AV TIDIGARE ANALYTISKA LÖSNINGAR MED PLASTISK JORDMODELL	109
F.4	KNÄCKNING MED PLASTISKA MATERIALMODELLER I FEM	110
F.5	INFÖRANDET AV NYA VILLKOR VID ANALYTISK LÖSNING	117
F.6	VERIFIERING AV VILLKOR FÖR SAMVERKANSPÅLAR STÅL OCH BETONG	118
F.7	UTREDNING FÖR STÅLRÖRSPÅLAR	132
F.8	SLUTSATS	135

1 Inledning

1.1 Bakgrund och syfte

I Sverige har Pålkommisionens rapporter, meddelanden och särtryck använts för dimensionering och kontroll av pålar sedan slutet av 1950-talet. Arbetet med denna rapport initierades 2014 i syfte att undersöka om Pålkommisionens rapporter kan tillämpas för att dimensionera pålar av stål i samverkan med betong enligt Eurokod. Standarden SS-EN 1994-1-1:2005 anger regler för dimensionering av en pelare bestående av betong och stål i samverkan, som i denna rapport kallas för en samverkanspåle. Föreliggande rapport undersöker om det är möjligt att tillämpa de regler som gäller för en pelare direkt på en samverkanspåle omgiven av jord eller om modifieringar krävs. Vidare är syftet med rapporten att genom tydliga anvisningar och exempel skapa ett enhetligt synsätt på hur Eurokod 4 bör tolkas samt hur dimensionering och kontroll av samverkanspålar görs i Sverige. Syftet med rapporten är också att förtydliga vad som behöver göras för att säkerställa att de villkor som ligger till grund för dimensionering av samverkanseffekter verkligen uppfylls i samband med installation.

1.2 Avgränsningar

Inom ramen för begränsningarna i Eurokod 4 fokuserar denna rapport på betongfyllda cirkulära stålrör med en betonghållfasthetsklass som sträcker sig från C20/25 till C60/75 och en stålhållfasthetsklass begränsad till stålsorter mellan S235 och S460. Vid dimensionering av just pålar, som föreliggande rapport behandlar, är det dock värt att notera att försiktighet rekommenderas för pålar med större kroghet än Lk/159 när stålqualiteten samtidigt är lägre än S355. I sådana fall rekommenderas FEM-analyser som det primära tillvägagångssättet vid dimensionering. Anledningen till denna begränsning framgår av känslighetsanalysen som är utförd i Bilaga F, se Figur F23.

Vidare studeras i rapporten mestadels axiellt tryckbelastade påltvärnsnitt, för att applicera en analytisk beräkningsmodell som beaktar andra ordningens effekter. I vissa konstruktioner förekommer horisontallaster som kan resultera i draglaster, exempelvis i bropålar. I sådana fall krävs kontroll av vidhäftning mellan stålrör och betong för att undersöka om skjuvförbindare är aktuellt. Det finns andra specialfall med sponter med igjutna stålrör som också i stora drag bör kunna falla in under denna rapport kring kontroll av tvärsnittskapaciteten. Dock har rapporten avgränsats till att inte behandla lastinföring och andra detaljlösningar som är kopplat direkt till sponter.

Stålrörspålar som i någon lastsituation utsätts för dragkrafter förses ofta med en stång som bergförankring inne i röret. Stången innehåller ofta skarvkopplingar med en större diameter än stången. Huruvida dessa skarvkopplingar, vid belastningar med växlande tecken, riskerar att påverka vidhäftningen mellan betong och stålrör har inte studerats. Vidare har heller inte effekter av utmattningsbelastning studerats i denna rapport för samverkanspålar.

2 Dimensioneringsförutsättningar

Syftet med en påle är att föra lasten från överbyggnaden till ett tillräckligt fast underlag via spets eller mantel. Detta gäller för alla pålar oavsett påltyp. För att kunna tillgodoräkna sig samverkanseffekter hos just en betongfylld stålrörspåle krävs därför att lastinföringen vid påltopp säkerställs till både betongen och stålet genom "särskild åtgärd", se avsnitt 5.3. Det krävs även att vidhäftningen mellan betong och stålrör uppnås samt att förutsättningarna vid pålens fot säkerställer att lasterna kan övergå till ett tillräckligt fast underlag i det fall pålen är spetsburen. Vidare behövs utredas om pålen enligt norm kan dimensioneras för samverkan mellan stålrör och betongen genom att beräkna den så kallade stålbidragskvoten. Om stålarean är mycket mindre än betongarean så klassificeras det inte som samverkanstvårsnitt.

Genom att fylla ett stålrör med betong motverkas lokal buckling. Denna gynnsamma effekt eftersträvas ofta vid nyttjande av grova stålrörspålar. Viktigt att tänka på i samband med detta är dock att stålets rörtjocklek lätt kan bli så pass slank att tvärsnittet ska hanteras i tvärsnittsklass 4 och eventuellt reduceras därefter (se Tabell 5 under avsnitt 2.5). Betongens bärande egenskaper gynnas också av inneslutningseffekter, men det är viktigt att kontrollera de villkor som ligger till grund för att dessa inneslutningseffekter ska framträda.

2.1 Stålbidragskvot

För att avgöra om en påle kan betraktas som en samverkanspåle så kontrolleras stålbidragskvoten. Ekvation 2.1, som motsvaras av Ekvation (6.27) i (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009), anger att standarden är giltig där stålrörets plastiska centriska tryckbärförmåga är mellan 20% och 90% av samverkanstvårsnittets plastiska bärförmåga för tryck.

$$0,2 < \delta < 0,9 \quad 2.1$$

Är bidraget från stålet över 90% skall pålen dimensioneras som en stålplåle, och om det är lägre än 20% skall den dimensioneras som en betongplåle i stället. Om pålen ska anses vara en samverkanspåle under hela dess livslängd ska pålens stålbidragskvot kontrolleras både före och efter avrostning.

Om A_a är stålrörets tvärsnittsarea och f_{yd} är den dimensionerande sträckgränsen för stålet (med eventuella reduktioner för slagning etcetera) kan stålbidragskvoten δ definieras för betongfyllda rör som:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad 2.2$$

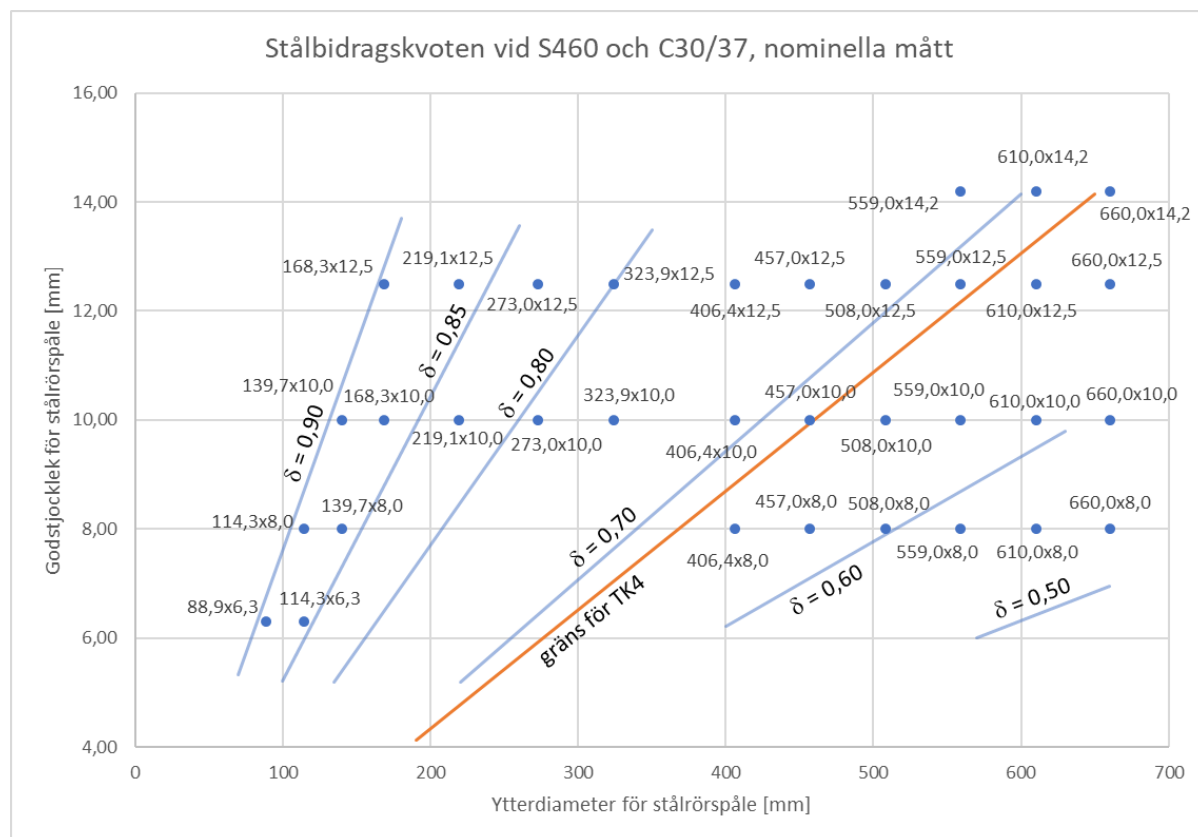
där

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (\text{allmänt}) \quad 2.3$$

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (\text{gäller betongfyllda stålrör}) \quad 2.4$$

Här är A_c är betongens tvärsnittsarea och f_{cd} är den dimensionerande tryckhållfastheten för betongen, A_s och f_{sd} är armeringens eller den ingjutna stålprofilens tvärsnittsarea respektive dimensionerande sträckgräns. Ekvation 2.3, motsvarande Ekvation (6.30) i (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009), gäller

för kring- och igjutna stålprofiler. För betongfyllda rör får koefficienten 0,85 ersättas med 1,0 enligt Ekvation 2.4.



Figur 2.1. Stålbidragskvot för olika rördimensioner.

Stålbidragskvoten sjunker alltså då armeringsjärn medräknas, vilket kan liknas vid att betongen förstärks. Observera att A_a är konstruktionsstålets (stålrörets) area. A_s utgörs uteslutande av den sammanlagda arean från armeringsstål samt bidraget från till exempel en ingjuten H-balk eller stålkärna. Observera att A_s bör vara mindre än 6% av betongarean A_c (Eurokod 4, 6.7.3.1 (3)).

Med hjälp av Figur 2.1 går det snabbt att bedöma om pålen befinner sig inom den avgränsning som anges i denna rapport, det vill säga en stålbidragskvot mellan 0,2 och 0,9. Det är även möjligt att utläsa vilka tvärsnitt som hamnar i tvärsnittsklass 4 (TK4). Valfri avrostning kan beaktas genom att läsa av i diagrammet för en mindre ytterdiameter och mindre godstjocklek än det nominella måttet.

2.2 Lastinföring vid påltopp

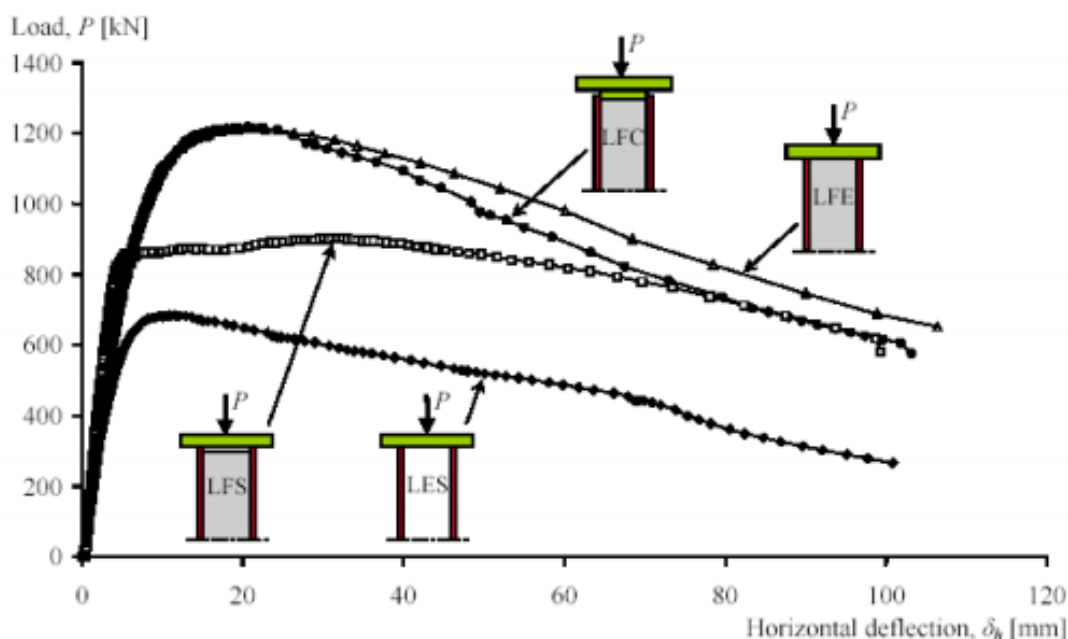
För att kunna utnyttja samverkan i pålen krävs att både stålröret och betongen får en linjär töjningsfördelning över tvärsnittet och att ingen glidning uppstår i gränssnittet mellan stål och betong. Vid påltoppen är det vanligaste utförandet att förse pålen med en topplåt som överför lasten ned i pålen. Det finns även andra sätt att åstadkomma lastinföring till både stål och betong, se avsnitt 5.3 för mer utförlig information om lastinföring.

För god anläggning mellan tryckplatta och stålrör tillses att toleranser enligt (SS-EN 1090-2:2018, 2018) inte överskrids. Där anges den tillåtna avvikelser mellan topplåt och stålrör, Δ , i Tabell B.19 (Monteringstoleranser – Kontaktytor med krav på full anläggning) till:

$$\Delta \leq 0,5 \text{ mm över minst } 2/3 \text{ av } y_{tan}$$

$\Delta = 1,0 \text{ mm}$ som mest lokalt

Bakomliggande orsak till att god anliggning mot stålör, betong och topplåt är viktigt att uppnå för samverkan illustreras i Figur 2.2 (Johansson, 2002) vilken visar att bärförmågan minskar mycket om last införs endast på stålör (LFS). I studien undersöktes 2,5 m långa cirkulära stålör med 159 mm ytterdiameter och 4,8 mm örtjocklek. Testerna som utfördes för att bestämma betongens material-egenskaper följde Svensk Standard, BST Byggstandardisering (1991). Stålets egenskaper testades enligt Svensk Standard SS 11 21 19. Betongens hållfasthetsvärden från kub och cylinderproverna blev i medeltal $f_{c,kub} = 79,4 \text{ MPa}$ respektive $f_{c,cyl} = 64,5 \text{ MPa}$. Medelvärdet av stålets sträckgräns och brottgräns blev $f_y = 433 \text{ MPa}$ respektive $f_u = 568 \text{ MPa}$. Stålets hållfasthetsvärden var resultatet av medelvärdet från fem dragprov.



Figur 2.2. Samband mellan last och sidoutböjning för 2,5 m långa betongfyllda stålör vid olika sätt att anbringa lasten vid örttoppen (Johansson, 2002). Figuren visar horisontell utböjning på mitten hos en 2,5 m lång pelare vid olika axiell last vid örttoppen. Nomenklatur enligt Tabell 1. Den övre kurvan (LFE) är den som motsvarar "särskild åtgärd" för lastinföring i örttopp. Observera att här speglas bara principen för vikten av lastinföring, enheternas jämförande procentuella storlek hör endast till vald provkropp.

Benämningar i artikeln för tre typer av lastinföring baseras på struktur enligt nedan Tabell 1

Tabell 1. Sammanställning av nomenklatur för benämning av lastinföring.

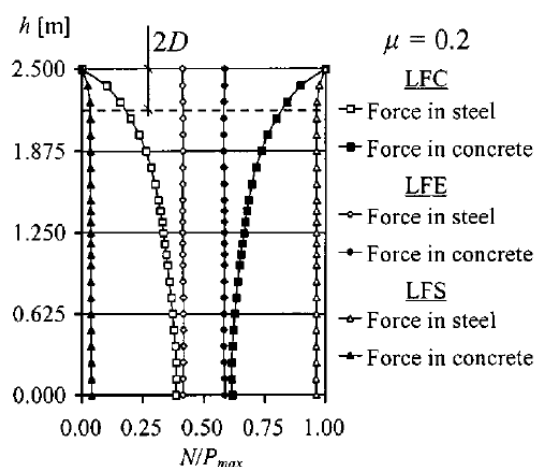
Första bokstaven, L : Indikerar att det är en lång och slank pelare (L ong slender column) och S indikerar att det är en kort pelare (S hort column)
Andra bokstaven, F eller E : Indikerar om pelaren är fylld (F illed) eller tom (E mpy)
Tredje bokstaven, E , C eller S : Indikerar om lasten är jämnt fördelad på hela sektionen (E , Entire section), endast på betongen (C oncrete section) eller endast på stålet (S teel section).

I Figur 2.2 syns vid en jämförelse med referenspelaren (LES) och pelaren där enbart stålet påförs last (LFS) att vidhäftningen som överför last till betongen endast här bidrar med ca 20 % ökad bärförmåga (P_{max}). I artikeln (sid 52 och 132) står det skrivet att då last enbart överförs på stålör (SFS) kommer detta att expandera utåt i radiell riktning och separerar från betongkärnan. Det inträffar redan för väldigt små laster. Därav sker det ingen överföring av axiella laster från stålet till betongen. Betongen förhindrar att stålet bucklar inåt vilket verkar fördröja att lokala bucklor utbildas. Vid studie i Figur 2.2 för (LFS) syns att betongen även ger en styvhetsökning jämfört (LES). I fallet där lasten påförs endast betongen (LFC) ses däremot knappt någon skillnad alls jämfört med fallet där lasten påförs jämnt

fördelat över både betong och stål (LFE), att notera är att betongens hållfasthet är väldigt hög i det här fallet. När betongen börjar plasticera och den horisontella deformationen ökar framgår det dock tydligt att LFC har lägre bärförmåga jämfört med LFE.

Enligt (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009), avsnitt 6.7.4.2 (3), krävs ingen skjuvförbindning om anliggning mellan stålroret, betongen och topplåt föreligger. Som exempel kan pålarna betongfyllas och efterinjekteras enligt avsnitt 5.3.

I Figur 2.3 syns hur fördelningen av kraften längs pålen mellan stål och betong för de olika fallen (LFC, LFE och LFS). I övre delen av bilden finns sträckan $2D$ inritad och för LFS så har dess värde hunnit bli konstant efter $2D$. Däremot observeras i samma bild att $2D$ ej är tillräckligt för fallet LFC.

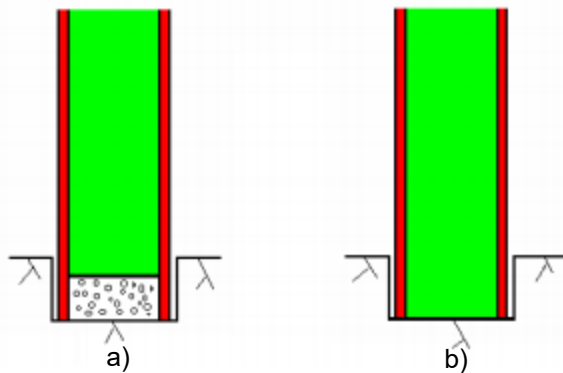


Figur 2.3. Fördelning av den axiella lasten (N) mellan betongkärnan och stålroret över pelarens längd vid maximal last (P_{max}), erhållen från FE analys. (Johansson, 2002, p. 130)

Slutsatsen från denna studie är att samverkan inte kan erhållas om lasten inte påförs så att både stål- och betongtvärsnittet utsätts för samma deformationer. Vidhäftningen mellan stål och betong är inte tillräcklig för att omfördela lasten jämnt mellan stålet och betongen. Det är därför av största vikt att toleranserna enligt SS-EN 1090-2:2018, som anges ovan i inledningen av detta avsnitt, säkerställs. Rördimensionen i studien motsvarar ett foderrör inom geoteknisk terminologi men resultatet från studien är så pass tydligt att samma fenomen kan antas inträffa även för stålror med grövre tjocklek. Förmodligen bidrar vidhäftningen med ännu mindre andel bärförmåga vid grövre stålror eftersom den är mindre i relation till stålets tvärsnittsbärförmåga än vad den är för stålroret som har använts i studien.

2.3 Lastöverföring vid pålfot

För att uppnå samverkan mellan betong och stål i snittet närmast pålens fot krävs god anliggning på samma sätt som för pålens topp (Bredenberg, et al., 2010). Figur 2.4 nedan visar ett fall a) där god anliggning inte har åstadkommits varpå samverkan inte kan tillgodoräknas i snittet närmast pålens fot. Utförs pålen enligt fall a) kan varken invändigt rotskydd eller samverkanseffekter tillgodoräknas. Fall b) illustrerar god anliggning mot berg för både stålror och betong. För fall b) kan effekterna av samverkan mellan stål och betong tillgodoräknas men för att verifiera god anliggning vid pålens fot krävs någon form av särskild åtgärd, exempelvis renspolning med efterföljande filmning. Se mer utförliga åtgärder i avsnitt 5.1.



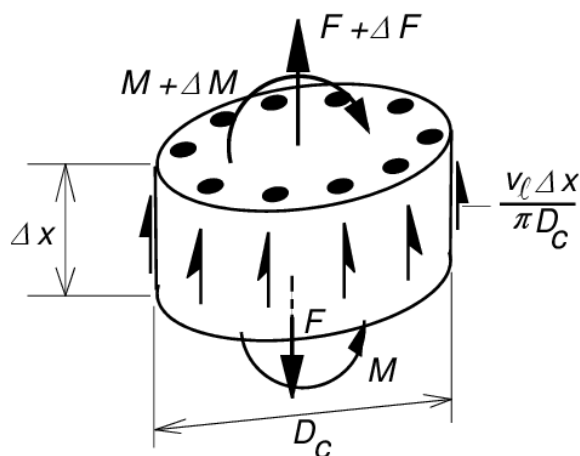
Figur 2.4. Lastöverföring vid pålfot. Fall a) visar en betongfylld stålörspåle med ett lager av jord mellan betong och berg. Fall b) visar en betongfylld stålörspåle där både stål och betong har god anliggning mot berg.

2.4 Vidhäftning

För betongfyllda cirkulära stålör, belastade med tryck eller med både tryck och böjning samt där lasten fördelas med god anliggning mellan topplåt, stålör och betong, antas enligt SS-EN 1994-1-1:2005, 6.7.4.2 (3) att inga signifikanta förskjutningar sker i kontaktytan mellan stål och betong. Detta motiveras med att betongens krympning är liten eftersom endast den autogena krympningen äger rum i ett slutet betongfyllt ör. Den autogena krympningen är mindre än 10^{-4} efter mycket lång tid (Hendy & Johnson, 2006). På så vis överträffas den radiella krympningen av den laterala expansionen hos tryckt betong och därför erhålles erforderlig vidhäftning. Detta är en materiell egenskap hos betong som är gynnsam för vidhäftningen mellan stål och betong.

För all typ av samverkan skall stålprofilens yta som är i kontakt med betongen vara fri från olja, fett och lös valshud eller rost.

Under arbetet med denna rapport har olika artiklar och rapporter studerats med avseende på hur skjuvspänningarna mellan stålör och betongkärna kan hanteras teoretiskt. Från (Leskela, et al., 2005) återges nedan Figur 2.5.



Figur 2.5. Ett pålsegment med höjden Δx med inre krafter i betongkärnan med diameter D_c (Leskela, et al., 2005).

Utifrån jämvikt och konstitutiva ekvationer tas följande uttryck fram för längsgående skjuvspänning τ_b vid samverkan mellan rör och betong:

$$\tau_b = \frac{V}{\pi \cdot D_c} \cdot \frac{e_i}{(EI)_{com}} \cdot \frac{(EA)_a \cdot (EA)_c}{(EA)_{a+c}} \quad 2.5$$

Där

V = tvärkraften

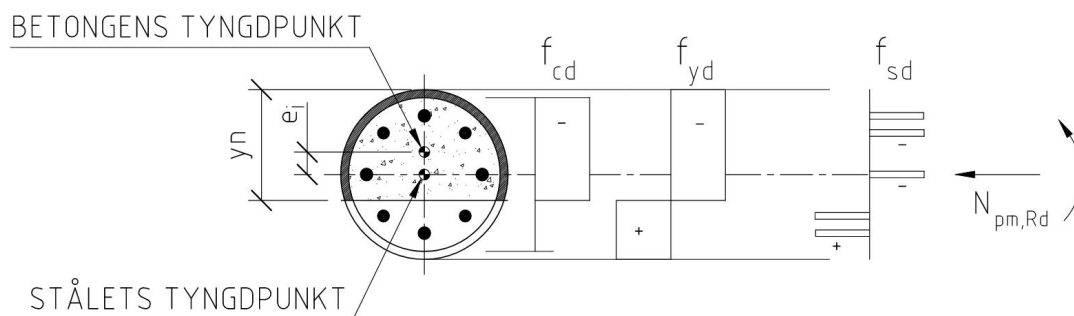
$(EI)_{com}$ = Sammanlagd böjstyvhet för samverkanstvärsnitt

$(EA)_c$ = Axialstyvhet för betongtvärsnitt

$(EA)_a$ = Axialstyvhet för ståltvärsnitt

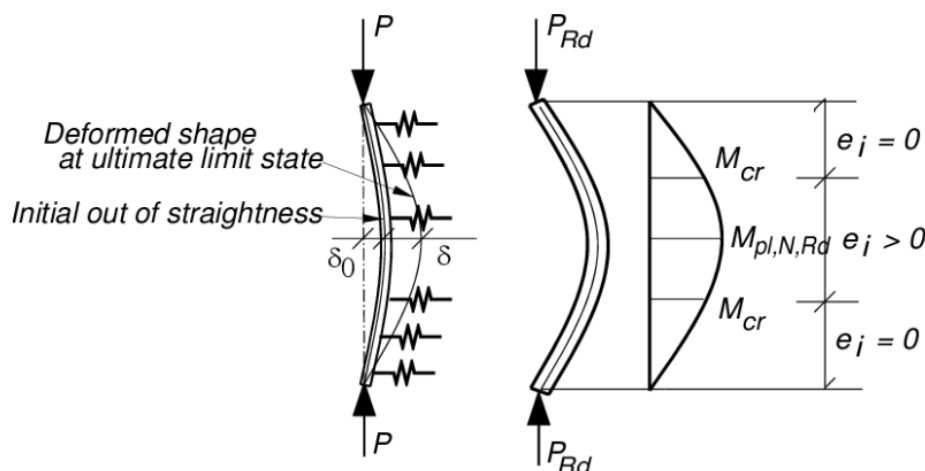
$(EA)_{a+c} = (EA)_a + (EA)_c$

e_i = Avståndet mellan ståltvärsnittets tyngdpunkt och betongens nettotvärsnitts tyngdpunkt (uppsprucket där tryckzonens höjd är y_n), vilket visas i Figur 2.6



Figur 2.6. Bild som illustrerar hur avståndet e_i definieras och visar tryckzonens höjd y_n .

Följden av detta resonemang är att vidhäftningsspänningen τ_b mellan betong och stål endast existerar om $e_i > 0$. För dubbelsymmetriska tvärsnitt är detta endast fallet om betongen spricker men även i regioner där sprickor uppträder med ett visst avstånd så är e_i nära noll. I Figur 2.7 ses en knäckmod där kurvaturen är som störst, dvs $e_i > 0$. I det området är dock tvärkraften V och följaktligen skjuvspänningarna τ_b också som minst.



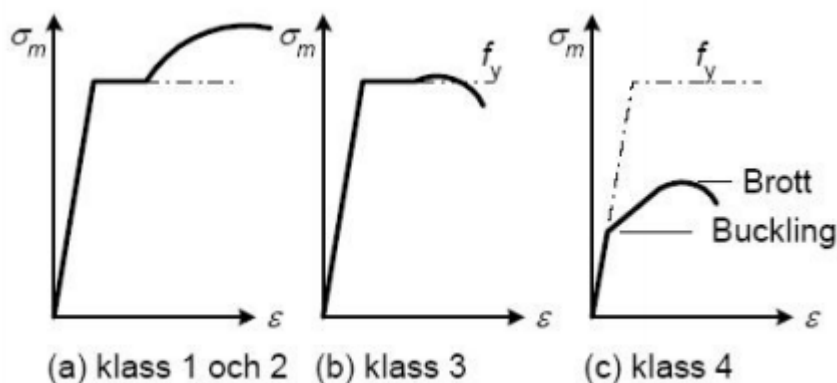
Figur 2.7. En pelare i utböjt tillstånd med sidostyrd infästning. Momentkurvan visar området där sprickmomentet M_{cr} överskrider och däremellan ska tvärsnittet betraktas som uppsprucket. (Leskela, et al., 2005)

Enligt materiella egenskaper angivna i SS-EN 1994-1-1:2005 och ovan teoretiska resonemang (för sidostyrd infästning) behövs följaktligen, i de vanligast förekommande fallen, inte skjuvförbindare för att uppnå samverkan mellan betong och stål i rörpålar. Vid övriga specialfall, såsom i påltopp transversal- och/eller momentbelastning, behöver dock detta kontrolleras.

2.5 Klassificering av ståltvärsnitt utsatta för tryckbelastning

2.5.1 Allmänt

Varje ståltvärsnitt utsatt för tryck kan indelas i en av fyra klasser där den högsta klassen (minst slanka) är klass 1. För att kunna beräkna momentkapaciteten för ett tvärsnitt måste först spänningsfördelningen över tvärsnittets höjd bestämmas. Spänningsfördelningen beror på tvärsnittets slankhet och Figur 2.8 sammanfattar de fyra principiellt olika fallen.



Figur 2.8. Samband mellan spänning och töjning för tvärsnittsdel från olika tvärsnittsklasser.

I avsnitt 5.4 i SS-EN 1994-1-1 styrs även beräkningsmetoden, för den globala analysen, av slankhetsklassen. En tydlig sammanställning av detta finns i handboken "Composite Structures of Steel and Concrete" (Johnsson, 2004), återgiven i Tabell 2 nedan.

Tabell 2. Sammanställning av beräkningsmetod m.h.t. slankhetsklass för ståltvärsnitt (ej samverkan).

	1	2	3	4
Slankhetsklass och namn	Plastisk	Kompakt	Semi-kompakt	Slank
Metod för global analys (bestämning av snittkrafter)	Plastisk*	Elastisk	Elastisk	Elastisk
Tvärsnittsanalys (bestämning av bärförmåga)	Plastisk	Plastisk	Elastisk	Elastisk

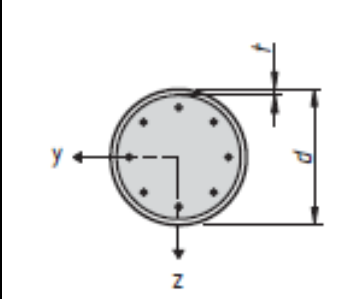
*) Med plastisk global analys avses t.ex. lastomfördelning med flytledsteori.

Således kan en tvärsnittsanalys med plastiska egenskaper göras i tvärsnittsklass 1-2 (TK 1-2), i TK 3 används elastiska egenskaper och om tvärsnittet klassas i TK 4 gäller erforderligt reducerade elastiska egenskaper.

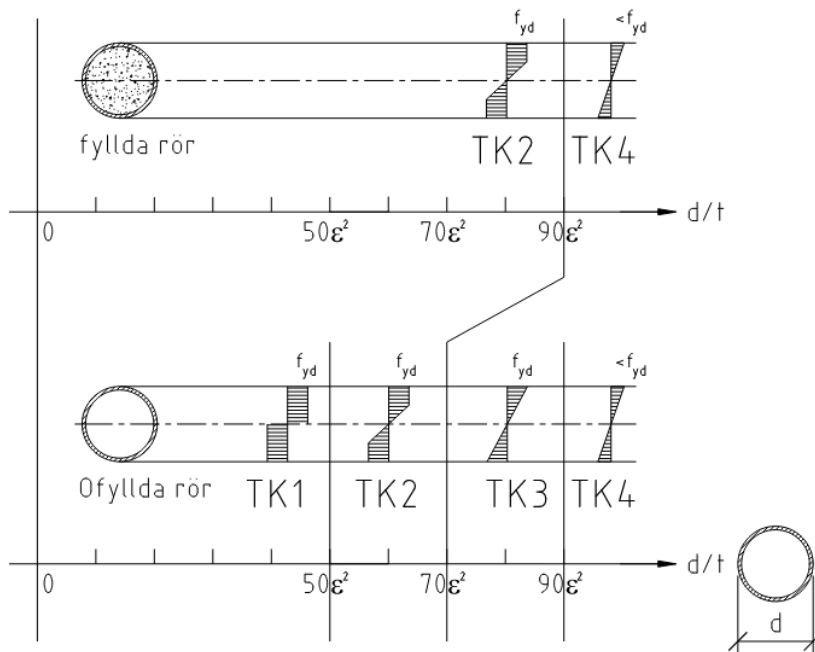
2.5.2 Samverkanstvärsnitt

För ett samverkanstvärsnitt sker klassificeringen av tvärsnittsklass enligt (SS-EN 1994-1-1:2005, 2009), avsnitt 5.5.1 (1), genom en hänvisning till (SS-EN 1993-1-1:2005, 2008), avsnitt 5.5.2.

Tabell 3. Största d/t för fyllda stålrörstvärsnitt i förhållande till stålets sträckgräns f_y för tryckta delar då inverkan av lokal buckling får försummas.

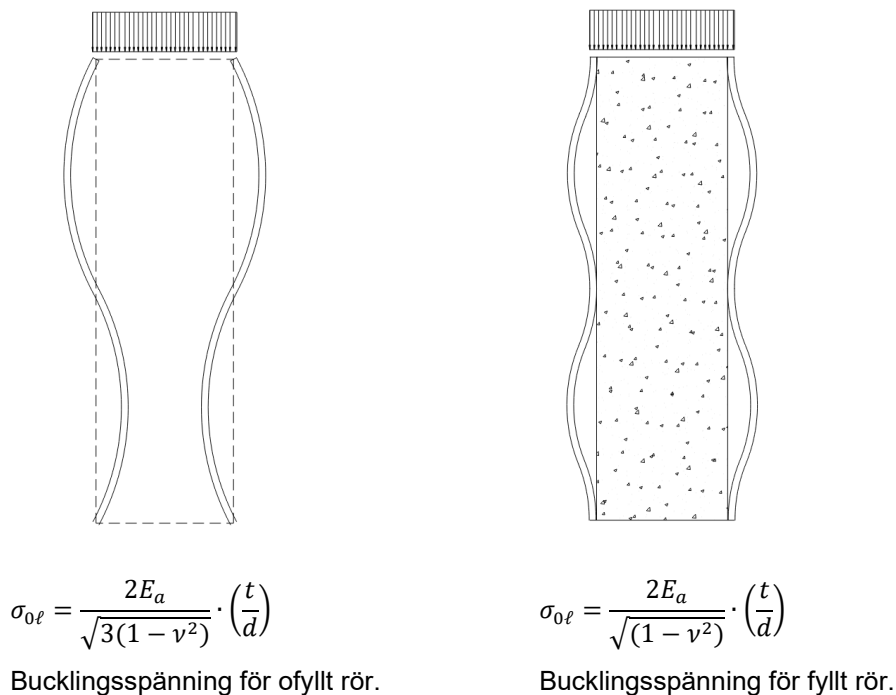
	Tryckt eller böjt tvärsnitt
	$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2$ $\varepsilon^2 = \frac{235}{f_y}$

Det är en avsevärd skillnad mellan betongfyllda rör och ofyllda rör. För betongfyllda rör finns det bara en gräns på d/t att förhålla sig till jämfört med ofyllda rör som har gränserna $50\varepsilon^2$, $70\varepsilon^2$ och $90\varepsilon^2$ vilket visas i Figur 2.9.



Figur 2.9. Tvärsnittsklasser för betongfyllt rör respektive ofyllt rör. I praktiken försvinner TK3 vid betongfyllt rör.

Motivet bakom de förhöjda nivåerna för tvärsnittsklasserna jämfört med SS-EN 1993-1-1:2005 finns att läsa i "Slenderness limits for filled circular steel tubes" (Bradford, et al., 2002) där de studerat buckling av fyllda stålrör. Bucklingsspänningen för fyllda cirkulära stålrör är $\sqrt{3}$ ($= 1,73$) gånger större för ett fyllt rör än motsvarande ofyllt.

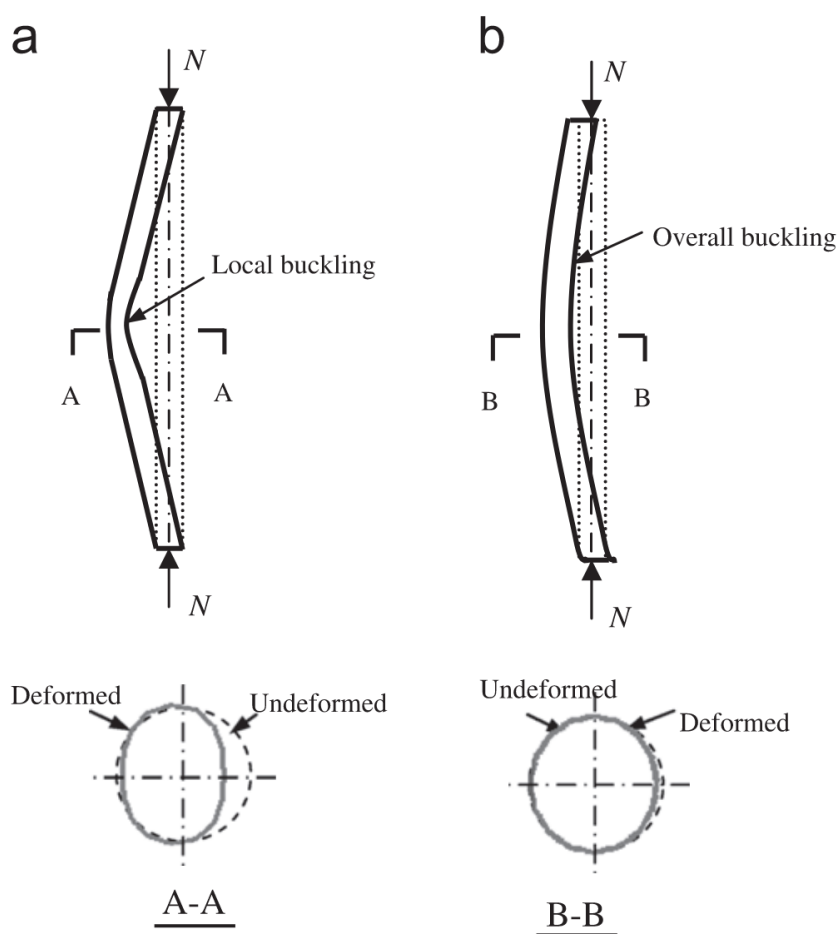


Figur 2.10. Skillnaderna i bucklingsmoder för ofyllt (t.v.) respektive betongfyllt rör (t.h.). (Bradford, et al., 2002)

Detta gör att tvärsnittsbärförmågan för slankheter $< 90 \varepsilon^2$ beräknas med plasticerat- eller semiplasticerat tvärsnitt (klass 2) och att det i praktiken innebär en till två tvärsnittsklasser upp jämfört med ofyllt rör. Dock är gränsen mot tvärsnittsklass 4 samma för både fyllt som ofyllt rör vilket förefaller konservativt.

För betongfyllda rör går att läsa i SS-EN 1994-1-1 under avsnitt 6.7.1 (9) att lokal buckling kan försummas om värden enligt Tabell 6.3 ej överskrider, se Tabell 3 (motsvarar Tabell 6.3). I *“Designers’ Guide to EN 1994-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges”* (Hendy & Johnson, 2006) går det att läsa under avsnitt 6.7.1 (8 och 9) att pelare betraktas som klass 2-tvårsnitt. Betongen förhindrar stålet från att buckla även efter plastisering. Betongens mothåll gör det möjligt att öka gränserna till värdet enligt Tabell 6.3. Till exempel ökar faktorn för ett cirkulärt rör från 70 (SS-EN 1993-1-1:2005) till 90.

Förutom att bucklingsspänningen ökar genom att fylla stålrören med betong så kommer betongen även att förhindra ovalisering (vid lokal buckling). Detta belyses i artikeln *“Behaviour and design calculations on very slender thin-walled CFST columns”* (Yu-Feng, et al., 2012) (CFST är en förkortning av Concrete Filled Steel Tubes). Där hämtas Fig. 10 (Figur 2.10 nedan) som redogör för skillnaden mellan ofyllda och fyllda slanka stålpelares brottmoder.



Figur 2.10. Jämförelse med typiska brottmoder för a) ofyllda stålrör b) betongfyllda stålrör. Vid brottmod b framgår att ovaliseringen är mindre samt att inåtgående bucklor förhindras. (Yu-Feng, et al., 2012)

Med ledning av resonemanget i Designers guide och ovanstående motivering innebär det i praktiken att tvärsnittklass 1 och 3 försvinner och kvar är bara tvärsnittsklass 2 och 4. Eurokods betraktelsesätt kring tvärsnitts- och global analys kan därmed översiktligt presenteras enligt Tabell 4. Observera att detta enbart gäller för samverkanstvårsnitt med aktiv konstruktionsbetong som är lastupptagande och inte för passiv betong i form av rotskydd.

Tabell 4. Sammanställning av beräkningsmetod m.h.t. tvärsnittsklass efter tolkning i "Designers Guide to EN 1994-2" (Hendy & Johnson, 2006) för samverkanstvärsnitt.

	2	4
Tvärsnittsklass och namn	Kompakt	Slank
Metod för global analys (bestämning av snittkrafter - lasteffektkurva)	Elastisk	Elastisk
Tvärsnittsanalys (bestämning av bärförmåga - brottenvelopp)	Plastisk	Elastisk

Observera även att klassificeringen av tvärsnittet ska ske både för nominellt - och för nettotvärsnitt. I den senare är dimensionerna reducerade med hänsyn till tidigare förslitning och eventuell avrostning vilket ger ett nettotvärsnitt. Avrostning anses ske på alla exponerade ytor och rostmånens storlek skall bestämmas med hänsyn till aktuell miljö.

Jämförs dessa gränser med klassificering av ett ofyllt stålrör så blir tvärsnittsklasserna för olika rördimensioner och stålqualität enligt Tabell 5 nedan med utvändig avrostning.

Tabell 5. Sammanställning av tvärsnittsklasser för tillgängliga rördimensioner.

Rördimension		Tvärsnittsklass vid 0 mm avrostning			Tvärsnittsklass vid 1,2 mm avrostning			Tvärsnittsklass vid 2,4 mm avrostning		
		f_{yk}			f_{yk}			f_{yk}		
ϕ_y	t	355	440	460	355	440	460	355	440	460
88,9	6,3	2	2	2	2	2	2	2	2	2
114,3	6,3	2	2	2	2	2	2	2	2	2
114,3	8,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
139,7	8,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
139,7	10,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
168,3	10,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
168,3	12,5	2	2	2	2	2	2	2	2	2
219,1	10,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
219,1	12,5	2	2	2	2	2	2	2	2	2
273,0	10,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
273,0	12,5	2	2	2	2	2	2	2	2	2
323,9	10,0	2	2	2	2	2	2	2	2	2
323,9	12,5	2	2	2	2	2	2	2	2	2
406,4	8,0	2	4	4	4	4	4	4	4	4
406,4	10,0	2	2	2	2	2	4	2	4	4
406,4	12,5	2	2	2	2	2	2	2	2	2
508,0	8,0	4	4	4	4	4	4	4	4	4
508,0	10,0	2	4	4	2	4	4	4	4	4
508,0	12,5	2	2	2	2	2	2	2	4	4
559,0	14,2	2	2	2	2	2	2	2	2	4
610,0	8,0	4	4	4	4	4	4	4	4	4
610,0	10,0	4	4	4	4	4	4	4	4	4
610,0	12,5	2	4	4	2	4	4	4	4	4
610,0	14,2	2	2	2	2	2	4	2	4	4

2.5.3 Dimensionering av samverkanstvärsnitt i tvärsnittsklass 4

Här sammanställs tre olika metoder för hur inverkan av lokal buckling ska beaktas vid tvärsnittsdimensionering.

Metod 1

Metoden består i att reducera utnyttjad stålspänning vid dimensioneringen så att tvärsnittet i praktiken inte hamnar i tvärsnittsklass 4.

$$\begin{cases} \frac{d}{t} = 90 \cdot \varepsilon^2 \\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{\sigma_a}} \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{90 \cdot 235}{\frac{d}{t}} \quad 2.6$$

Det kan liknas vid att ett stålrör med lägre stålqualität istället används så att TK4 inte nås. Den metoden är säkrast då full kontroll råder över beräkningsstegen och Pålkommisionen förordar denna som huvudmetod.

Tvärsnittanalysen sker sedan för ett tvärsnitt som beräknas med elastisk tvärsnittsanalys.

Metod 2

Metoden består i att reducera stålets tvärsnittsarea A_a m.h.t. buckling enligt förslag av (Bradford, et al., 2017):

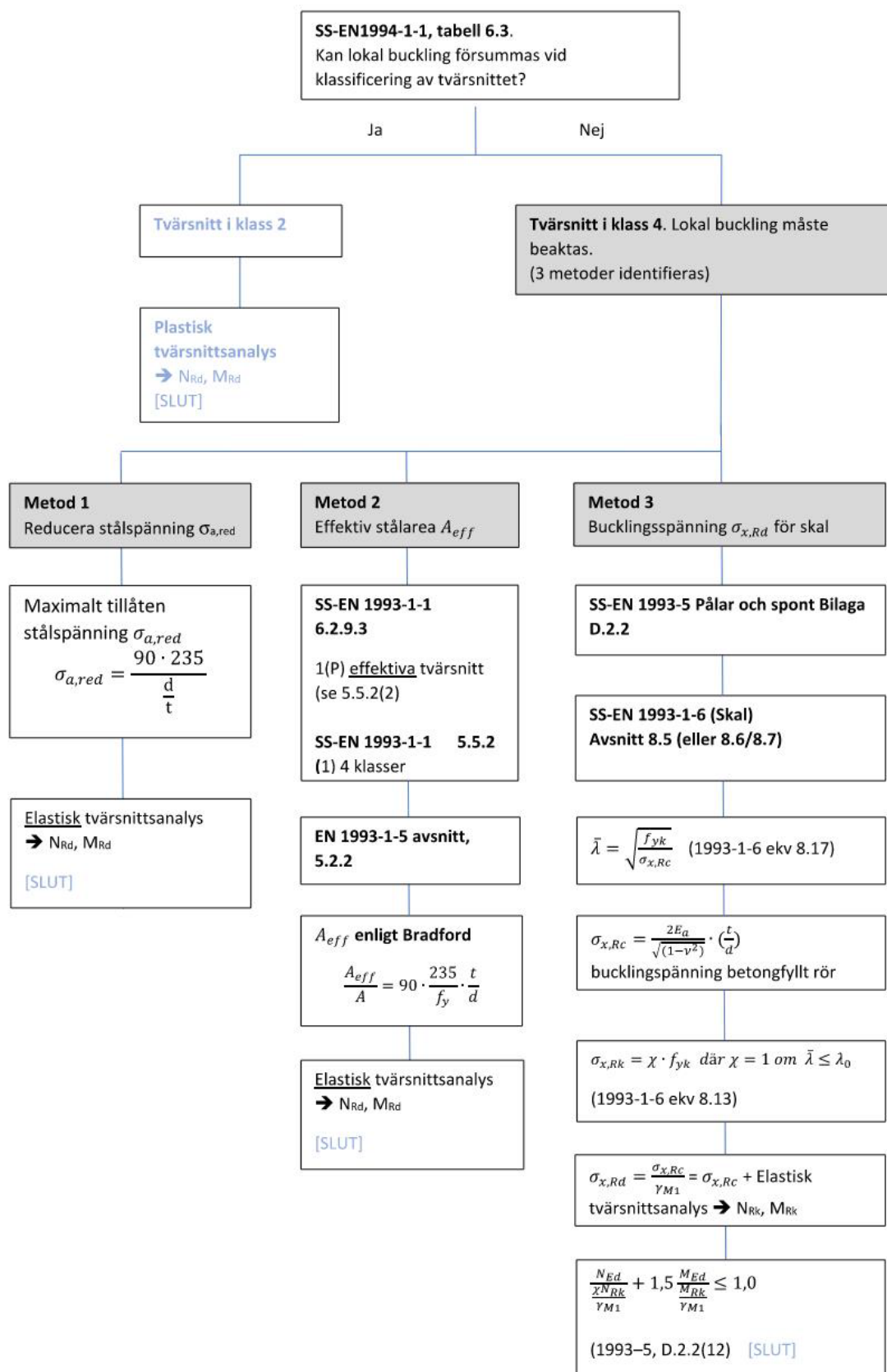
$$\frac{A_{eff}}{A} = \frac{\lambda_{ey}}{\lambda_e} = \frac{90 \cdot \frac{235}{f_y} \cdot \frac{f_y}{250}}{\frac{d}{t} \cdot \frac{f_y}{250}} = \frac{90 \cdot \frac{235}{f_y}}{\frac{d}{t}} = \frac{\max\left(\frac{d}{t}\right)}{\frac{d}{t}} \quad 2.7$$

Tvärsnittanalysen sker sedan för ett tvärsnitt med stålarea A_{eff} där kapaciteten beräknas med elastisk tvärsnittsanalys.

Metod 3

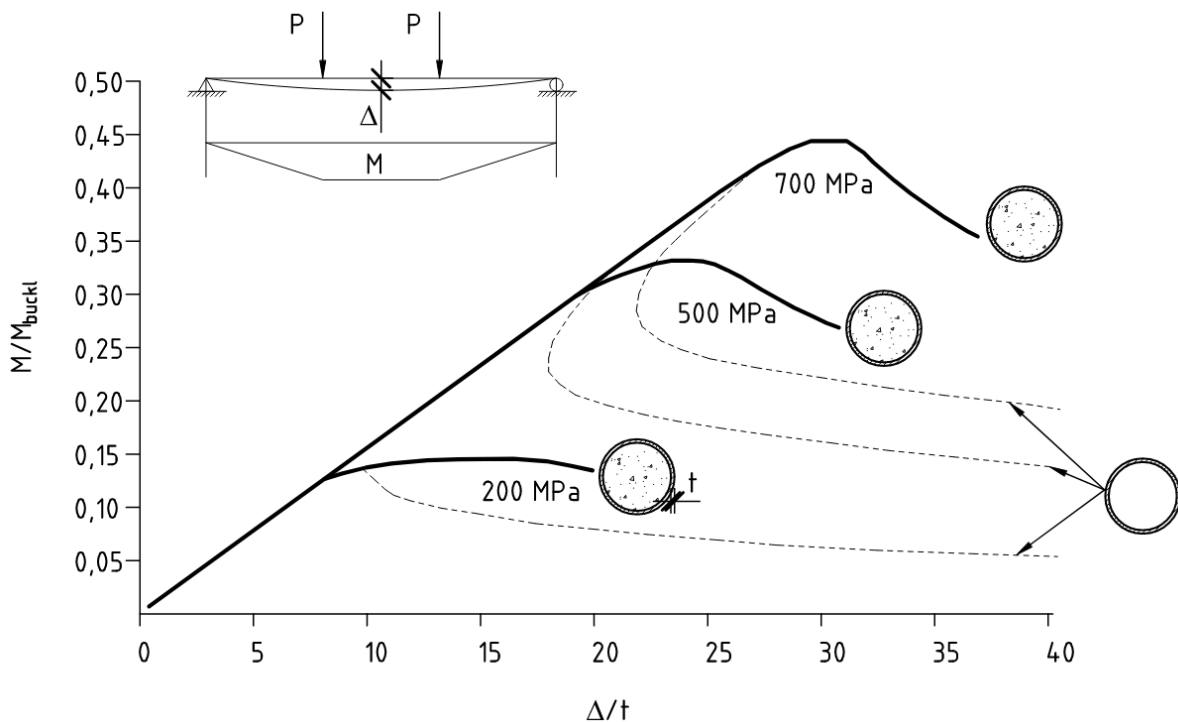
Metoden består i att följa anvisningar i (SS-EN 1993-1-6:2007 A1:2017, 2017) avsnitt 8.5 där en metod framställs genom skalbuckling. Problemet med att följa (SS-EN 1993-5:2007, 2010) Bilaga D är att den avser ofyllt rör. Vidare är ekvationerna många och svåröverblickbara varför resultatet känns mindre säkert.

I Bilaga D redovisas de olika metodernas resultat i ett beräkningsexempel. Nedanstående flödesdiagram redogör anvisningarna för metoderna:



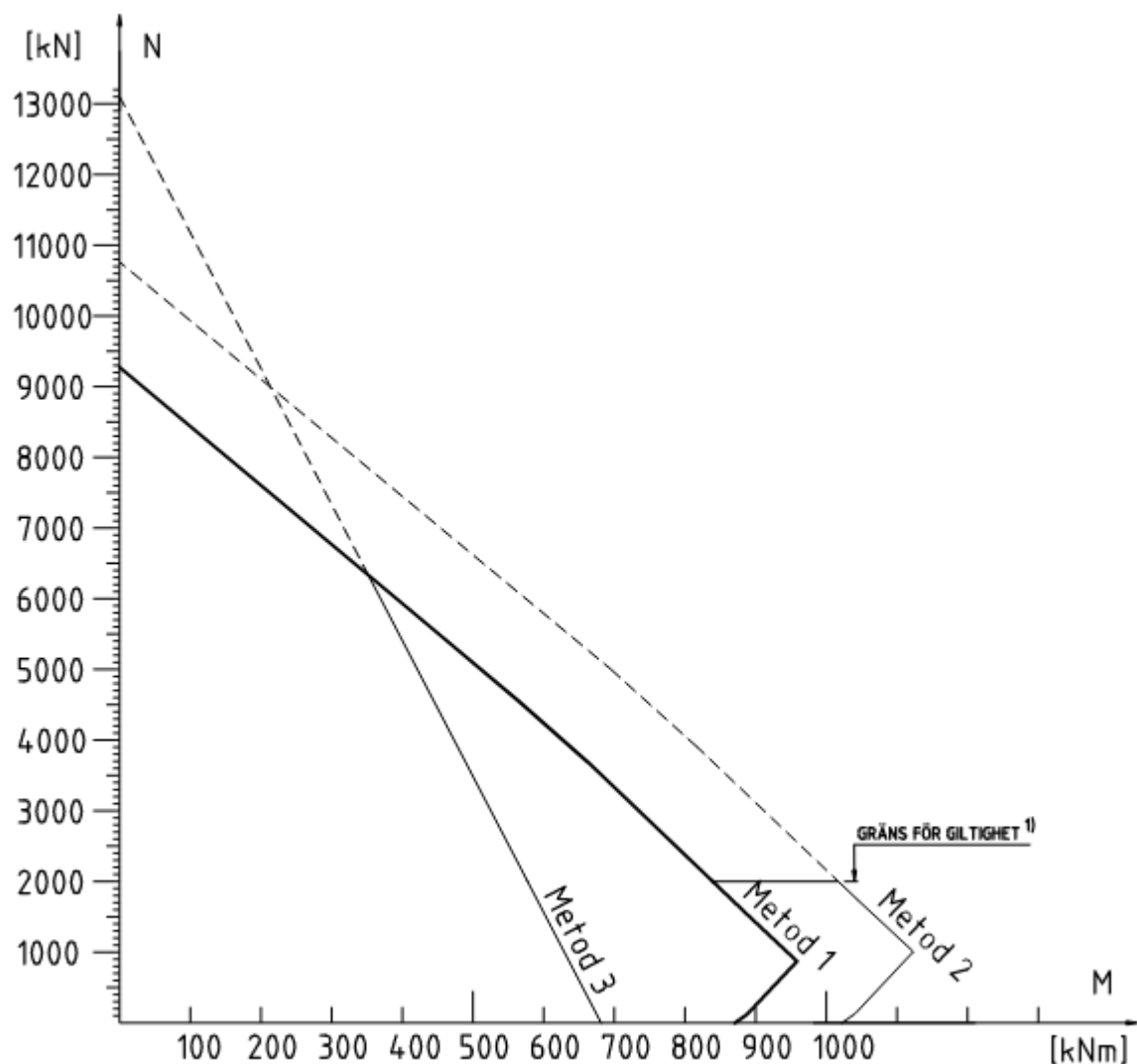
Figur 2.11. Ett flödesdiagram behandlar tvärsnittsklass 4 med hänsyn till lokal buckling. Metod 1 förordas som huvudmetod.

Rekommendationen är att använda elastisk tvärsnittsanalys för tvärsnitt i TK4 tills annat visas vara riktigare. Detta baseras på tidigare praxis vid rena ståltvärsnitt och studie av Figur 2.12 (Pircher, 2002) vilken visar momentbelastade slanka rörs beteende vid gradvis ökad last. Vid betongfyllda slanka rör begränsas effekten av lokal buckling och en kortare flytplatå utbildas följt av en gradvis momentminskning vid ökad töjning. Dock är flytplatåerna korta och full plasticering kan inte nås, men uppnår minst elastisk momentbärförmåga. Därav är det rimligt att begränsa till att endast använda elastiskt tvärsnittsanalys för dessa tvärsnitt för att täcka in samtliga fall på d/t . För ett ofyllt rör (tunna streckade linjer i bilden) fås i stället ett plötsligt tapp av momentkapacitet orsakad av lokal buckling.



Figur 2.12. Samband mellan deformation Δ (normerat mot rörtjockleken t) och momentet M (normerat mot elastiska bucklingsmomentet M_{buckl}) för stålrör (ofyllt och betongfyllt). Tre olika f_{yk} (200, 500 och 700 MPa) har där studerats för rördimension 710 mm x 6,4 mm ($D/t=111$). (Pircher, 2002). Observera att denna studie endast avhandlar momentbelastning och har ingen axiell belastning. Därav studeras inte andra ordningens effekter för rören.

Sammanfattningsvis illustreras brottenvelopperna för de tre metoderna för ett tvärsnitt i TK4 i nedan Figur 2.13, vilken är hämtad från beräkningsexemplet i Bilaga D.



Figur 2.13. De tre metoderna sammanställda, hämtad från Bilaga D (Rörpåle 610x18, S440 med 8,4 mm avrostning) . Metod 1 visas med tjockare heldragen linje.

1) Gränsen för giltigheten vid metod 2 motsvarar den högsta normalkraft som kan nyttjas utan att 2:a ordningens effekter behöver beaktas enligt ekvation 2.8. Detta gör att de streckade delarna av kapacitetskurvorna inte kan nyttjas.

Metod 1 kan således användas för samtliga kombinationer av M och N. För metod 2 rekommenderas en begränsning av normalkraften, vilken kommer från ekvation 5.1 i SS-EN 1994-1-1:2005, som kan uttryckas enligt ekvation 2.8

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}} \leq 0,1 \quad 2.8$$

2.6 Betongens egenskaper

2.6.1 Allmänt

Tryckhållfastheten för den betong som används bör normalt vara minst 30 MPa. Betongkvaliteten bör således vara mellan C30/37 och C45/55. För att få tillgodoräkna samverkan enligt Eurokod 4 är spannet mellan C20/25 och C60/75. Vid val av hållfasthetsklass skall det i projekteringsstadiet säkerställas att den kvalitet på gjutningen som krävs kan uppnås under aktuella gjutförhållanden. Se vidare under utförande avsnitt 5.2 Betonggjutning.

2.6.2 Inneslutningseffekter för betongen

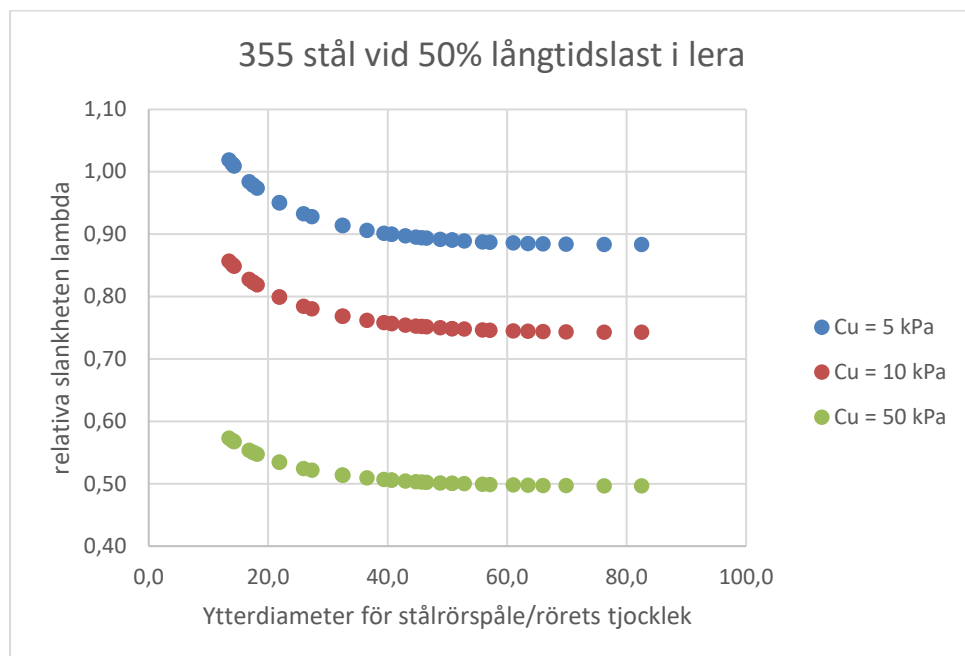
Enligt SS-EN 1994-1-1, avsnitt 6.7.3.2 (6), ekvation (6.33), kan betongens hållfasthetsökning, tack vare inneslutningseffekter i runda rör, tillgodoräknas. Dock krävs det att röret inte är för slankt. Detta styrs i Eurokod genom kravet på att den relativa slankheten $\lambda \leq 0,5$ samt att lastexcentriciteten $e < 0,1 d$, (d = ytterdiameter).

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (\text{SS-EN 1994-1-1, ekv. 6.39}) \quad 2.9$$

N_{cr} är den teoretiska knäckningslasten (enl. PKR84a, avsnitt 6.1, ekvation 42):

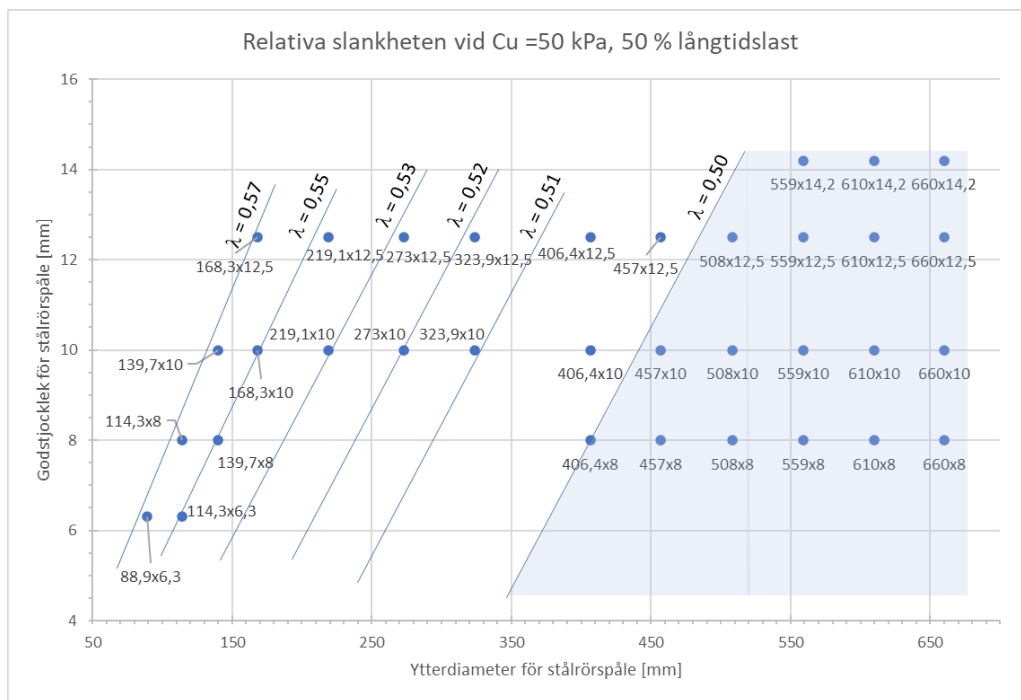
$$N_{cr} = P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot \Phi_{yd} \cdot (EI)_{eff}} \quad 2.10$$

För pålar uppnås detta endast för väldigt styva jordar. En jämförelse enligt Figur 2.14 åskådliggörs för de vanligaste rördimensionerna.

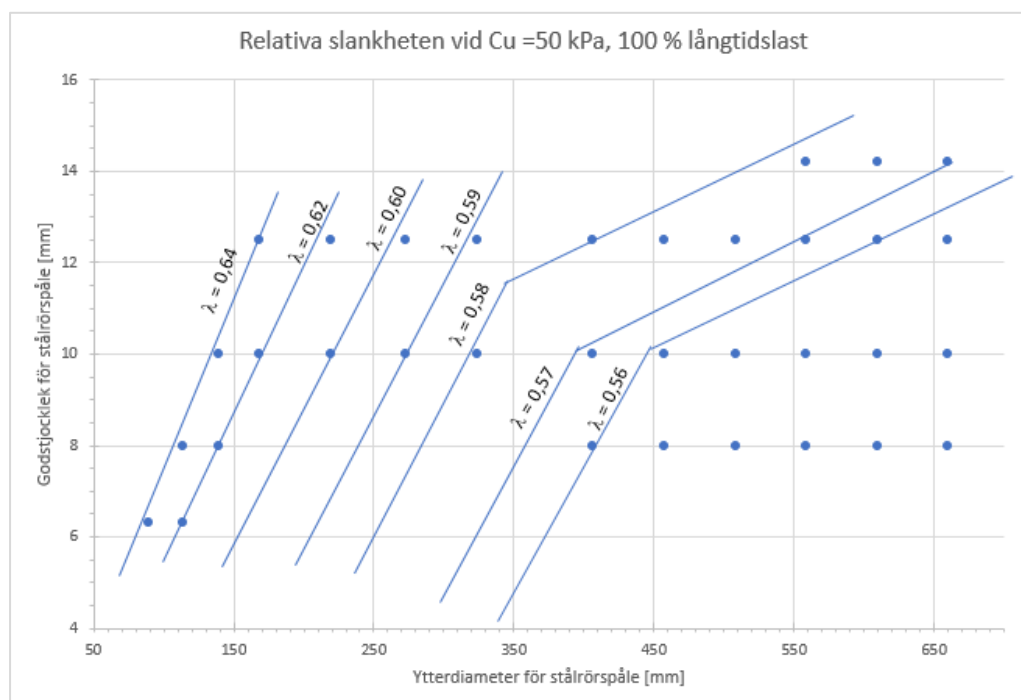


Figur 2.14. Diagram som visar relativa slankhetens funktion av sidomotståndet för olika rördimensioner.

Omsatt till olika rördimensioner och tjocklekar illustreras detta i Figur 2.15 och Figur 2.16.



Figur 2.15 - Diagram som visar den relativa slankhetens (λ) funktion för olika rördimensioner vid en väldigt fast lera, 50 % långtidslast och stålqualität S355. Blått skrafferat område innebär $\lambda \leq 0,50$ som medger att inneslutningseffekter kan nyttjas om lastexcentriciteten $e < 0,1 d$.



Figur 2.16 - Diagram som visar till relativa slankhetens (λ) funktion för olika rördimensioner vid en väldigt fast lera, 100 % långtidslast och stålqualität S355.

Tabell 6 visar att relativa slankheten bör vara mindre än 0,3 samt 0 i excentricitet för att inneslutnings-effekter ska vara lönt att beakta.

Tabell 6. Sammanställning av den procentuella ökningen av tryckhållfastheten $N_{pl,Rd}$ som ett medelvärde vid en studie av betongfyllda rör med C30/37 betong och rördimensioner mellan 90 och 660 mm.

λ	Ökning av $N_{pl,Rd}$, [%]		
	e/d		
	0	0,05	0,1
0,050	39%	20%	0%
0,100	30%	15%	0%
0,150	23%	11%	0%
0,200	16%	8%	0%
0,250	10%	5%	0%
0,300	6%	3%	0%
0,350	2%	1%	0%
0,400	0%	0%	0%
0,450	0%	0%	0%
0,455	0%	0%	0%

Ekvation 2.11 nedan motsvarar Ekvation 6.33 i SS-EN 1994-1-1, vilken beaktar inneslutningseffekter:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1,0 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad 2.11$$

De olika indexeringarna anger att a = rör, c = betong, s = ingjuten arm/stålbalk.

Med stöd av ovan framgår att för praktisk pådimensionering gäller att inneslutningseffekter kan försummas dvs att $\eta_a = 1,0$ och $\eta_c = 0$. Detta reducerar Ekvation 2.11 till:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad 2.12$$

Slutsatsen av ovanstående är att för normala rördimensioner, hållfastheter (stål/betong) och bäddmoduler kan inte en hållfasthetsökning av inneslutningseffekter nyttjas. Detta gäller särskilt eftersom vi inte tillåter noll lastexcentricitet.

2.6.3 Betongens krypning

Betong kryper vid långtidsbelastning vilket leder till att utböjningar ökar med tiden. Approximativt kan krypdeformationerna beaktas i dimensioneringen genom att införa ett kryptal φ som reducerar betongens E-modul enligt följande:

$$E_{c,långtid} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} \quad 2.13$$

Kryptalet bestäms enligt SS-EN 1992-1-1, Bilaga B, avsnitt 1, och beror bland annat av den omgivande luftfuktigheten, betongens sammansättning, konstruktionsdelens dimensioner, betongens ålder vid pålastning samt tiden från pålastningen till aktuellt tillfälle.

I en lastkombination i brottgränstillstånd är det bara den del av lasten som är långvarig som ger krypning. På ett förenklat sätt beaktas detta genom att införa ett så kallat effektivt kryptal (φ_{eff}) där kryptalets grundvärde reduceras i proportion till den andel av första ordningens moment som härrör från långtidslast (kvasi-permanent lastkombination).

$$\varphi_{eff} = \varphi \cdot \frac{M_{SLs, långtidslast}}{M_{aktuell last}} \quad 2.14$$

I slanka tryckta konstruktioner behöver krypningen särskilt beaktas eftersom det ger ökade andra ordningens moment och därmed reduktion av bärförmågan.

Fenomenen krympning och krypning för ett betongfyllt stålrör är betydligt mindre än motsvarande för en betong som exponeras för yttre miljö. Förhållandena inuti röret är fuktigare och krympningen går långsammare. I artikeln "A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel tube beam-columns" (Hajjar, et al., 2001) refererar författarna till tidiga tester utförda av R. W. Furlong i journalartikeln "Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns" (1967) där han har erhållit krypkoefficienter (förhållandet mellan den slutliga töjningen och den initiala elastiska töjningen) på 1,44 till 1,61, vilket är ungefär hälften av det värde som erhålls för vanlig betongpelare. I skriften "An experimental study on creep of concrete filled steel pipes" (Ichinose, 1992) redovisas följande tabell:

Tabell 7. Jämförelse av krypkoefficienter φ , (Ichinose, 1992).

JAPANESE SPECIFICATION FOR CONCRETE BRIDGES	2.26
CONCRETE COLUMN	2.72 ~ 2.84
CONCRETE FILLED STEEL COLUMN	1.44 ~ 1.61

Tabellen bekräftar i stort Furlongs värden. Vid beräkning enligt Eurokod 2 Del 1-2:s modell fås motsvarande värden vilket bekräftar att den modellen är tillämplig även vid fyllda stålrörspålar.

2.7 Initialkrokighet hos installerad påle

Initialkrokighetens inverkan på en installerad påle finns beskrivet i PKR96:1 (Ehnbåge & Holmberg, 1998) och PKR98 (Bengtsson, et al., 2000). Detta följs även för samverkanspålar med beaktande av en annan böjstyvhet (EI).

Vid beräkning av pålens lasteffektkurva och initialkrokighet (δ_d) används en partialkoefficient för osäkerheten i pilhöjd (γ_d) och antalet skarvar per knäcklängd (n) enligt PKR98, där $l_k/1200$ gäller varje skarvs vinkeländring enligt schablon inom knäcklängden och gäller tills annat kan påvisas.

Beaktande av egenspanningar sker också med en fiktiv krokighet $\delta_f = l_k/750$ ($0,0013 l_k$) vid beräkandet av initialkrokighet (Ehnbåge & Holmberg, 1998). Värdet 750 gäller rör som befinner sig i egen-spänningsgrupp 2 i PKR98 (Bengtsson, et al., 2000).

$$\delta_d = \max [\delta_g \cdot \gamma_d + \delta_f; 0,0015 l_k] \quad 2.15$$

$$\delta_g = \frac{l_k}{600} + n \frac{l_k}{4} \frac{1}{300} \quad 2.16$$

$$\delta_f = \frac{l_k}{750} \quad 2.17$$

Partialkoefficient för osäkerheten i pilhöjd (γ_d) enligt PKR98:

- Om ingen rakhetsmätning utförs ger det $\gamma_d = 2,0$ (schablon)
- En inklinometermätning av 5% (min 4 st) ger $\gamma_d = 1,3$
- En inklinometermätning av 10% (min 4 st) ger $\gamma_d = 1,2$
- En inklinometermätning av 25% (min 10 st) ger $\gamma_d = 1,1$
- En inklinometermätning eller kontroll med lodning av alla pålar ger $\gamma_d = 1,0$

Schablonmetoden motsvarar $\delta_d = \frac{l_k}{200}$

Om alla pålar kontrolleras med ficklampa och de "krokigaste" 5% (min 4 st) kontrolleras med inklinometer kan γ_d sättas till 1,05. Vid blockig jord kan större värden behöva användas. Kontrollen skall göras av till projektet oberoende person, ansvarig geokonstruktör eller av UE som utför inklinometermätningen. Observera att γ_d kan vara olika på olika delar av pålen då l_k varierar med avseende på jordens bäddmodul längs pålens längd.

Ett annan metod att kontrollera krokigheten är tolkning med lod. Alla pålar ska då tolkas och γ_d kan då sättas till 1,0. Ett lod tillverkas med en specifik geometri och sänks ner i pålen. Lodets geometri i kombination med pålens geometri ger då en minsta rakhet av röret (δ_{lod}) som kontrolleras. Det skall säkerställas att lodet når ner till önskad kontrollnivå i pålen samt att lodet inte fastnar permanent och gör att pålen inte kan igjutas som samverkanspåle eller skyddas mot invändig korrosion.

Inklinometermätning är enda sättet att faktiskt mäta upp krokigheten för pålen efter installation. Metoden är ganska dyr och relativt tidskrävande att utföra, så i mindre projekt med få pålar är det ofta billigare att inte göra någon rakhetsmätning. Om rakhetsmätning krävs ska kontrollplan upprättas och uppmätt krokighet ska utvärderas enligt EN 1990 Bilaga D (Se kommentarer i EKS12 2011:10 Kap. 0, 11§ sid 22), se även PKR98. Den dimensionerande geometriska krokigheten (pilhöjd) ska jämföras med den uppmätta krokigheten $\delta_{uppmätt}$ (samma som dimensionerande krokighet δ_d exklusive fiktiv initialkrokighet pga. egenspanning samt ev. tillskottsutböjning δ_y). Blir $\delta_{uppmätt} > \delta_g \cdot \gamma_d$ får beräkningen uppdateras, vilket troligen leder till att kompletteringspålar kommer att krävas

Tabell 8. Värden på k_n (fraktilfaktorn) för bestämning av karakteristiskt värde. Värdena baseras på normalfördelning och motsvarar tabell B-5 i (BFS 2019:1, p. 22).

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k_n	3,15	2,68	2,46	2,34	2,25	2,19	2,14	2,10	2,07	2,05	2,03	2,01
n	15	16	17	18	19	20	25	30	35	40	100	∞
k_n	1,99	1,98	1,96	1,95	1,94	1,93	1,89	1,87	1,85	1,83	1,76	1,64

För uppmätta pilhöjder x_i beräknas sedan medelvärde m_x för n stycken provningsresultat och standardavvikelsen S_x .

$$S_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad 2.18$$

Variationskoefficienten V_x och karakteristiskt värde X_k på rakhet, som ibland benämns initialkrokighet eller maximal pilhöjd. Detta enligt EN 1990 med vissa rättningar.

$$V_x = \frac{S_x}{m_x} \quad 2.19$$

$$X_d = \delta_{uppmätt} = m_x \cdot (1 + k_n \cdot V_x) \quad 2.20$$

Om $\delta_{uppmätt} \leq \delta_g \cdot \gamma_d$ så behöver beräkningen inte uppdateras.

2.8 Excentricitet vid pålfot

Reaktionskraften vid pålfot kan angripa excentriskt. Detta gäller både under installationen och för den installerade pålen. Dimensioneringen och slagningen måste utföras så att pålen kan motstå dessa lasteffekter. Tabell 9 enligt nedan visar vad denna excentricitet (e) skall sättas till.

Tabell 9. Värden på excentricitet (e). Definition av pålens och dubbens diametrar visas i Figur 2.17.

Lastfall	Slagen påle e	Borrad påle e
Under drivning i stenig/blockig jord	$d_{p\ddot{a}le}/5^{1)}$	-
Under drivning i normal jord	$d_{p\ddot{a}le}/10^{1)}$	-
Under inmejsling och stoppslagning i berg	$d_{dubb}/4^{2)}$ $d_{dubb}/10^{3)}$	$d_{p\ddot{a}le}/30^{4)}$

Anm. ¹⁾ Från PKR98 (Bengtsson, et al., 2000)

Anm. ²⁾ Vid slagning och inmejsling av pålar antas att bergspets skall kontrolleras för excentriciteten $d_{dubb}/4$ och vid stoppslagning $d_{dubb}/10$ enligt (Pålkommissionen, Tekniskt PM 1, 2008). För slagna slanka stålrörspålar anges i (Bengtsson, et al., 2000) $d_{dubb}/5$ som excentricitet vid inmejsling i berg. Det anges ingen excentricitet för stoppslagning i berg varför $\emptyset_{dubb}/4$ bör väljas.

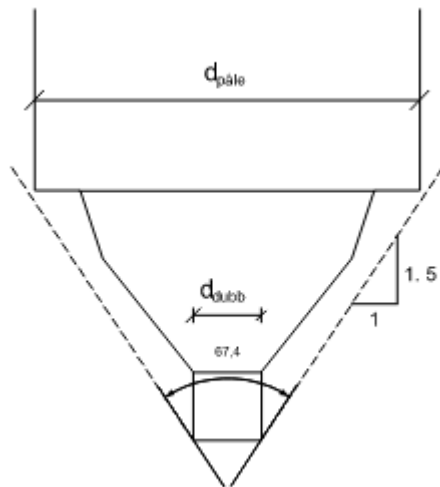
Anm. ³⁾ När dubbens kant träffar en lutande bergyta skapas en excentricitet. Vid inmejsling i berg minskar denna excentricitet eftersom dubbens och bergets kontaktyta ökar. När denna kontaktyta ökar behöver också slagenergin öka för att uppnå en inmejsling där excentriciteten understiger $d_{dubb}/4$. För att inmejsling i berg ska äga rum behöver således dubbens hållfasthet vara tillräcklig för att både krossa berget och för att hålla för själva inmejslingen. För att uppnå detta behöver dubbens hållfasthet överstiga 800 MPa. Statisk tryckhållfasthet för hårt kristallint berg kan antas vara 250 MPa. Vid inmejsling uppstår dynamiska effekter, vilket ger en hållfasthetsökning för berget och motsvarar ca $3 \cdot 250 = 750$ MPa (en halvoändlig sfär) < 800 MPa. Detta belyses med beräkningsexempel enligt nedan.

Vid "Låg" last: $d_{dubb}/4 = 59,5/4 = 14,9$ mm ger kontaktytan $1145 \text{ mm}^2 \Rightarrow 1,145 \cdot 10^{-3} \cdot 750 \cdot 10^6 = 856$ kN (R_k) $\Rightarrow 856/1,53 = 560$ kN (R_d). Last under 560 kN, dubben måste klara momentet $560 \cdot 0,0149 = 8,34$ kNm. Där 1,53 motsvarar ett aktuellt värde på totalsäkerhetsfaktorn vid stötvågs-mätning.

Vid "Hög" last: $d_{dubb}/10 = 59,5/10 = 5,95$ mm ger kontaktytan $2141 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2,141 \cdot 10^{-3} \cdot 750 \cdot 10^6 = 1606$ kN (R_k) $\Rightarrow 1606/1,53 = 1050$ kN (R_d). Last över 1050 kN, dubben måste klara momentet $1050 \cdot 0,00595 = 6,24$ kNm. Om inte 1050 kN kan påvisas vid stötvågsmätning behöver åtgärd vidtas för att få nyttja $d_{dubb}/10$.

Anm. ⁴⁾ Enligt (Bredenberg, et al., 2010) fanns krav på minst 20 mm, vilket endast gäller för betongpelare enligt norm, och kan bortses från vid borrade stålrör-/samverkanspålar. Detta eftersom stålröret

bär den större lastandelen och för stålörspålar ligger lastexcentriciteten vid pålfot med i initialkrokigheten.



Figur 2.17 Geometriska krav på bergspets (Bengtsson, et al., 2000). Där d_{dubb} är bergdubbens diameter och $d_{påle}$ är pålens ytterdiameter.

2.9 Slagningens inverkan på stålmaterial

Vid slagna stålörspålar som gjuts med betong behöver slagningens inverkan på stålmaterialiet beaktas med $\mu_s < 1,0$ (Bengtsson, et al., 2000; Camitz, 1994). Vid borrade stålörspålar kan denna reduktionsfaktor sättas till 1,0 (Bredenberg, et al., 2010).

3 Dimensionering i brottgräns, ULS

I Eurokod 4 (SS-EN 1994-1-1:2005) avsnitt 6.7 som behandlar kompositpelare anges under avsnitt 6.7.2 en generell metod att dimensionera tryckta samverkanskonstruktioner. Där nämns under (1) att dimensionering för strukturell stabilitet ska beakta

- andra ordningens effekter (inkluderade initialspänningar)
- geometriska imperfektioner (initialkrokighet)
- lokal instabilitet
- uppsprickning av betongen
- krympning och krypning i betongen
- plasticering (flytning) av det strukturella stålet och armeringen.

Detta är helt i enlighet med vad som beskrivs i Pålkommisionens rapport 96:1 (Ehnbåge & Holmberg, 1998), avsnitt 4.1, punkt "*Beräkning av lasteffekt enligt 2:a ordningens teori*" och kallas där modell typ A och innebär i praktiken att en FEM-modell används. I samma rapport beskrivs också en förenklad modell typ B som innehåller analytiska lösningar. Vid modell typ B antas att:

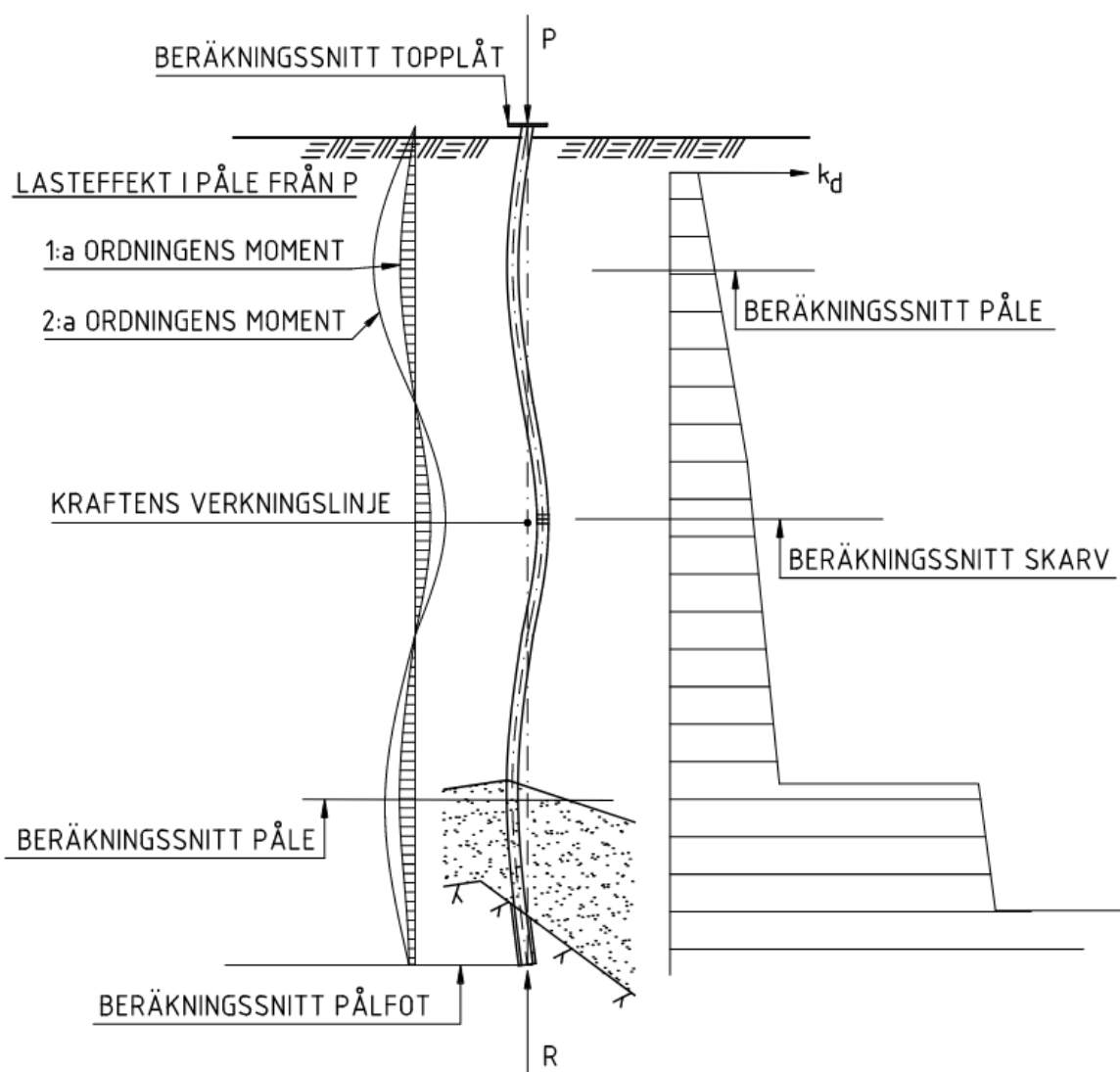
- andra ordningens effekter beaktas
- jordens egenskaper är konstanta längs pålens valda beräkningssnitt (knäcklängd)
- pålens egenskaper (EI) är konstanta och elastiska längs pålens knäcklängd enligt ovan
- inverkan av egenspanning och plasticering tas med på ett approximativt sätt
- initialkrokigheten, inklusive vinkeländringar i skarvar, är kontinuerlig (sinusformad)
- pålen är ledat infäst i påltopp samt låst för horisontell deformation (påltoppen är sidostyrd).

En viktig aspekt framkommer i avsnitt 2.5.2 där det står att för tvärsnitt där lokal buckling kan försummas, och plasticerat tvärsnitt kan användas, ska den globala analysen ske med elastiska samband. Detta sker inte per automatik i Modell B och därför utreds i denna rapport den analytiska beräkningsmetodens giltighet. Vidare ges en rekommendation i avsnitt 3.3.2 om hur den analytiska beräkningsmetoden ska tillämpas för samverkanspålar. Utredningen återges i Bilaga F.

För applicering av rapportens slutsatser på sponter är det värt att påpeka att många av de specialfallen kring avrostning på sponter, till exempel vid spontkajer, med olika rostmån mot röret på sjösida respektive motfylld sida, gör att tvärsnitten inte är dubbelsymmetriska och därmed inte kan analyseras med den förenklade metoden. Där krävs modell av typ A.

De dimensioneringssnitt som behöver analyseras för en påle visas schematiskt i Figur 3.1. Den lägsta bärförmågan i något av dessa snitt dimensionerar pålen som helhet. Normalt utvärderas dessa beräkningssnitt vid lägsta medeljordmotstånd över tillhörande knäcklängd. I de fall då det inte går att styra skarvarnas läge (vilket är fallet för de flesta spetsburna pålar) så ska dessa antas hamna i de ofördelaktigaste beräkningssnitten.

I Figur 3.1 visas också principiellt första ordningens moment och dess variation längs pålen och att andra ordningens effekter orsakar att detta moment förstoras och därmed behöver beaktas. Grundregeln är att andra ordningens effekter alltid ska beaktas, men i vissa fall är dess inverkan försumbar, som till exempel vid pålfot (ofta på grund av hög bäddmodul och liten utböjning). Vid bortslagning av pålar är en vanlig orsak att pålen får för stor excentricitet och därmed går av strax ovanför pålfot.

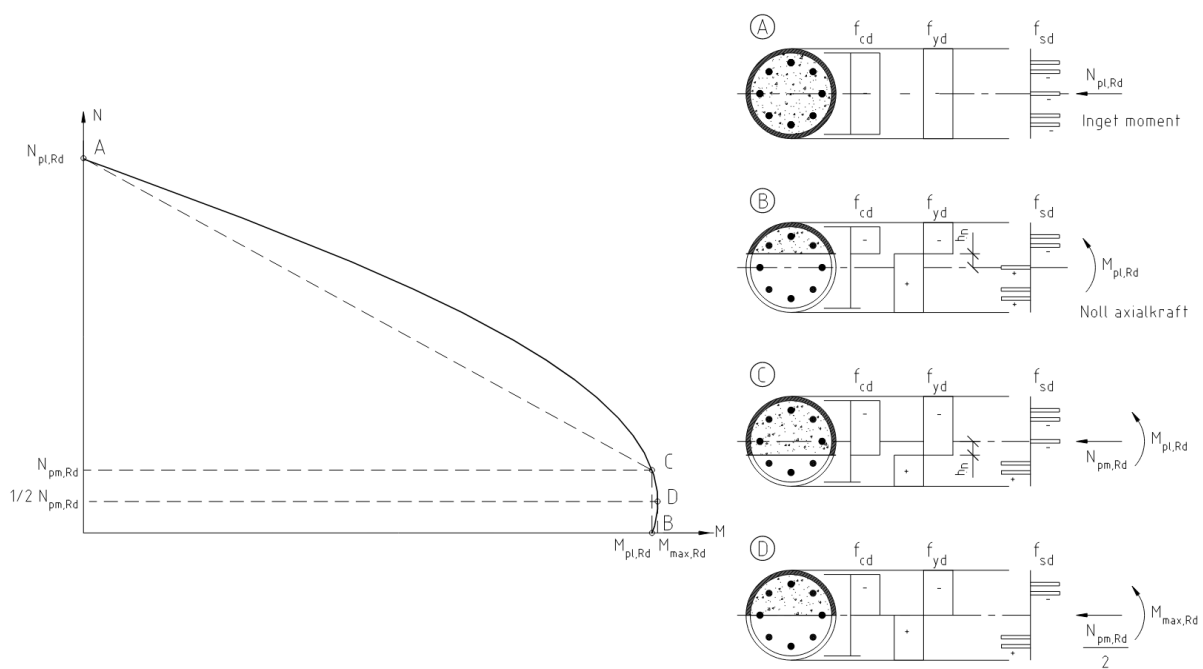


Figur 3.1. De beräkningssnitt som behöver beaktas vid normal dimensionering av en spetsburen borrarad påle är pålens topp, fot, skarv samt snittet längs själva pålelementet. I topp och fot innefattas även influensområden m.a.p. inspänning, excentricitet mm. Beräkningssnitt skarv kan hamna i ett godtyckligt läge då skarvens nivå normalt inte går att styra (spetsburna pålar). P är lasten från byggnadsverket och R är reaktionskraften, vilken ska understiga den geotekniska bärförmågan.

Gällande exceptionella lastfall (olyckslastfall) finns det fixa partialkoefficienter för material i ALS (Accidental Limit State) i normen att beakta. Vidare är det en ren korttidslast så bäddmodulen är därmed högre. I rapporten finns inte denna dimensioneringssituation redovisad men är en ULS-beräkning.

3.1 Tvärsnittskapacitet enligt Eurokod

Den förenklade metoden om hur tvärsnittets kapacitet beräknas i brottgräns (ULS) förklaras i SS-EN 1994-1-1:2005, avsnitt 6.7.3. Det finns framtaget ekvationer för fyra punkter (A-D) på interaktionskurvan (se Figur 3.2):



Figur 3.2. Förenklad interaktionskurva (tvärsnittskapacitetskurva, brottenvelop) och motsvarande spänningsfördelningar enligt SS-EN 1994-1-1 för cirkulärt betongfyllt rör med armering.

Den plastiska bärförmågan för tryck får då beräknas med följande uttryck, som motsvarar punkt A (med momentet lika med noll).

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad 3.1$$

Den plastiska bärförmågan för tryck i punkt C får beräknas enligt:

$$N_{pm,Rd} = A_c f_{cd} \quad 3.2$$

Den plastiska bärförmågan för tryck i punkt D beräknas med $\frac{1}{2} N_{pm,Rd}$.

Momentbärförmågan för de olika punkterna B-C bestäms enligt Ekvation 3.3-3.10 (Johnsson & Andersson, 2004; Hendy & Johnson, 2006).

Plastiskt böjmotstånd för stålröret:

$$W_{pl,a} = \frac{d_y^3 - d_i^3}{6} \quad 3.3$$

Observera att i handboken Bygg Tabell A 23:23 anges ett annat uttryck på $W_{pl,a}$. Det uttrycket är dock felaktigt och ger resultat på osäkra sidan, vilket därmed ej bör användas.

Böjmotstånd betong:

$$W_{pl,c} = \frac{d_i^3}{4} - \frac{2}{3} \left(\frac{d_i}{2} \right)^3 \quad 3.4$$

Avstånd från neutrala lagret till tvärsnittets tyngdpunkt:

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{2d_y f_{cd} + 4 t_r (2 f_{yd} - f_{cd})} \quad 3.5$$

Böjmotstånd betong i tvärsnittets mittparti:

$$W_{pl,c,n} = (d_y - 2 t_r) h_n^2 \quad 3.6$$

Böjmotstånd stål i tvärsnittets mittparti enligt:

$$W_{pl,a,n} = d_y h_n^2 - W_{pl,c,n} \quad 3.7$$

Max momentbärförmåga, se punkt D:

$$M_{max,Rd} = W_{pl,a} f_{yd} + \frac{W_{pl,c} f_{cd}}{2} \quad 3.8$$

Momentbärförmåga i tvärsnittets mittparti:

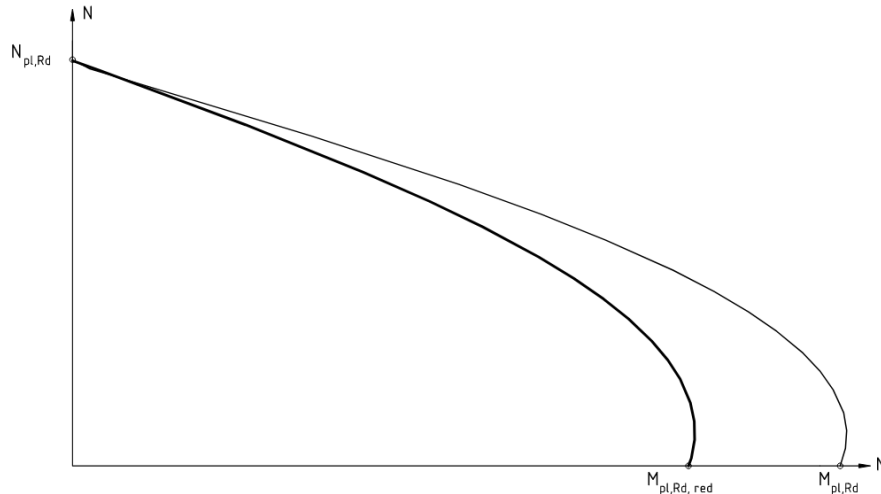
$$M_{n,Rd} = W_{pl,a,n} f_{yd} + \frac{W_{pl,c,n} f_{cd}}{2} \quad 3.9$$

Sammansatt momentbärförmåga vid enbart moment, se punkt B och C:

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \quad 3.10$$

Från Figur 3.2 kan det observeras att tvärsnittet anses vara i fullt plastiskt tillstånd. Det är emellertid inte teoretiskt möjligt att uppnå fullständig plastisk deformation i en konstruktion som är både tryckt och böjd samtidigt, särskilt när den beräknas enligt andra ordningens analys. Detta beror på att krökningen då skulle behöva vara oändligt stor, vilket skulle resultera i en oändligt stor utböjning (flyttled). För att beakta detta föreslås det i Eurokod 4, Ekvation 6.45 att momenten reduceras med en faktor α_M som är 0,9 för stål i hållfasthetsklass S235 till och med S355 och för S420 till och med S460 är den 0,8. Detta illustreras i Figur 3.3. Den tunnare kurvan till höger är kapacitet vid full plasticering. Den tjockare heldragna kurvan är kapacitet efter att momenten reducerats med $\alpha_M = 0,8$ (momentkapaciteten reduceras för interaktionskurvan, M/N-enveloppen).

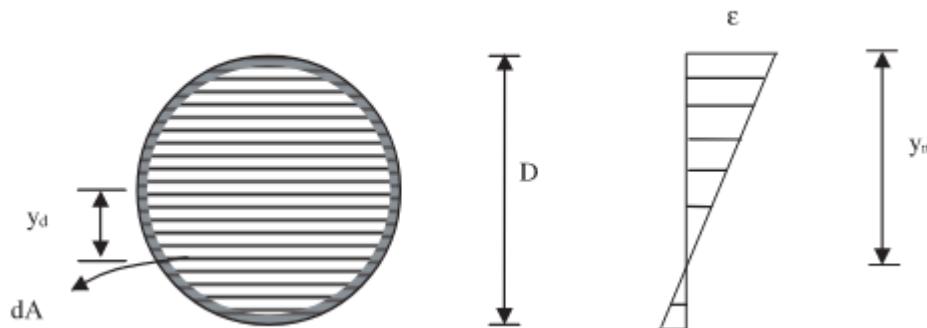
$$M_{pl,Rd,red} = M_{pl,Rd} \cdot \alpha_M \quad 3.11$$



Figur 3.3. Brottenvelop (M/N) för en samverkanspåle som tunn heldragen linje och heldragen fet linje som motsvarar reduktionen av momentbärförmågan med α_m , beräknade enligt Eurokod 4.

3.1.1 Tvärsnittskapacitet beräknad med lamellmetoden

Då tvärsnittsanalysen för runda tvärsnitt är relativt komplicerad med hänsyn till geometri och icke-linjära materialkurvor (betong) så är det svårt att få noggranna resultat med handberäkning. I stället kan den numeriska metoden "lamellmetoden" användas, som innebär att tvärsnittet diskretiseras genom att delas in i ett antal lameller (fibrer) enligt Figur 3.4, med lamellhöjden, y_d (Gayathri, et al., 2004).



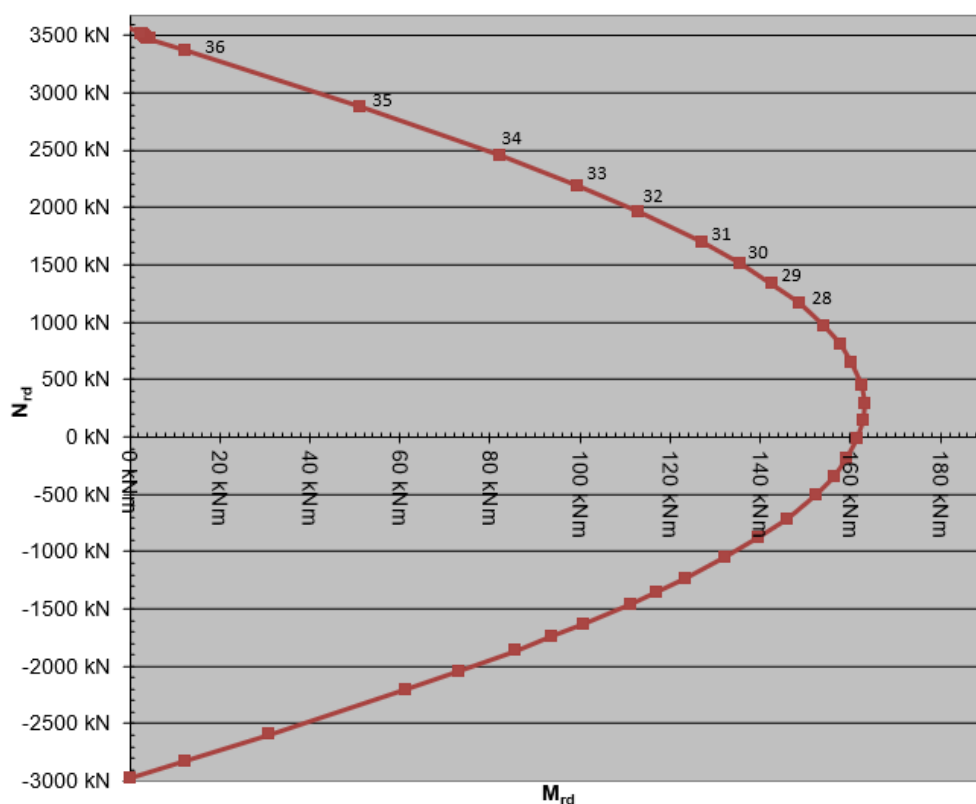
Figur 3.4. Diskretisering av tvärsnittet med lameller med delarea dA och aktuell töjningsprofil över sektionen vid ansatt tryckzonshöjd y_n . Varje dellamell dA har en hävarm y_d till det sammansatta tvärsnittets tyngdpunkt. (Gayathri, et al., 2004)

För en viss tryckzonshöjd y_n fås en töjningsprofil $\varepsilon(y)$ som agerar över tvärsnittet och är enhetlig för både stål rör, betong och eventuell armering. Denna enhetlighet förutsätter samverkan mellan materialen i tvärsnittet. De olika materialens spännings-töjnings modeller kan sedan tillämpas på de respektive områdena i tvärsnittet där de påverkar, och spänningarna $\sigma(y)$ kan beräknas utifrån $\varepsilon(y)$. Genom att integrera spänningarna $\sigma(y)$ över tvärsnittet kan den inre normalkraften N_{Rd} och inre momentet M_{Rd} härledas enligt Ekvation 3.12 och 3.13. Med denna metod kan alltså både elastiska och plastiska tillstånd behandlas på ett korrekt sätt.

$$N_{Rd} = \int_A \sigma(y) \cdot dA \quad 3.12$$

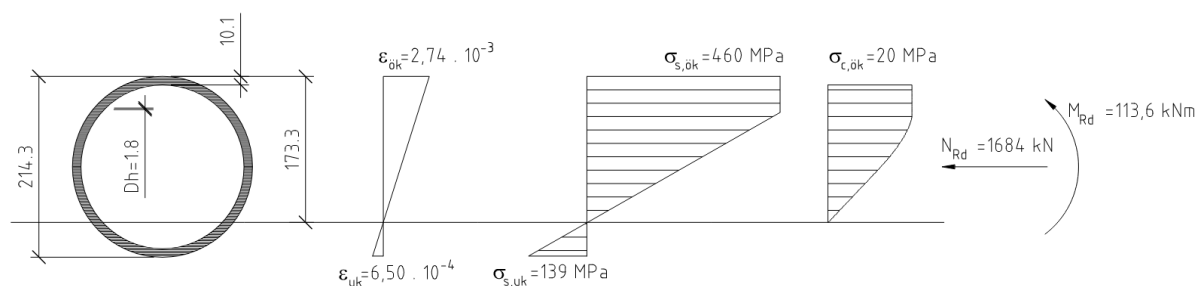
$$M_{Rd} = \int_A \sigma(y) \cdot y_d \cdot dA \quad 3.13$$

Metoden lämpar sig bäst att användas med datorprogrammering då tvärsnittet behöver vara indelat i många lameller för att vara tillräckligt noggrann. Det är relativt enkelt att beakta armering också. Efter sammanställning av ett antal analyserade tryckzonhöjder y_n kan brottenveloppen ritas upp. Resultatet kan se ut enligt Figur 3.5.



Figur 3.5. Brottenslopp för ett rörtvärsnitt där tvärsnittet analyserats för en mängd olika tryckzonshöjder y_n varav några av dessa är numrerade.

I figuren har resultatet från beräkningen vid några olika tvärsnittshöjder y_n numrerats. För en specifik tryckzonshöjd kan spännings- och töjningsfördelningen se ut enligt Figur 3.6.



Figur 3.6. Töjningsfördelning $\varepsilon(y)$ uppritad till höger om stålröret för tryckzonshöjden $y_n=173,3$ mm följt av motsvarande spänningsfördelning för stålet $\sigma_s(y)$ och betongen $\sigma_c(y)$. Längst till höger visas de inre snittkrafterna N_{Rd} och M_{Rd} som ges genom integrering av spänningarna över tvärsnittsytan enligt ekvationer 3.12 och 3.13.

3.2 Pålkommisionens rekommendationer

Utifrån de utredningar som gjorts har Pålkommisionen landat i ett antal rekommendationer kring dimensionering av samverkanspålar. Rekommendationerna baseras på analyser i FEM vilka framgår i Bilaga F. Rekommendationerna är följande:

1. Vid beräkning av lasteffektkurvan i pålen via Ekvationer i PKR84a (Bengtsson, et al., 1995) ska **ekvivalent sidomotstånd** användas.
2. För att ta hänsyn till plasticering av pålmaterialen, vilket har negativ påverkan på pålens böjstyvhet vid knäckning, behöver en **töjningsbegränsning** införas vid beräkning av pålens tvärsnittskapacitet. Denna begränsning kan uttryckas som att kvoten mellan maximalt tillåten töjning och elastisk töjning i stålroret sätts till 1,10 (dvs $\epsilon_{a,max} = 1,1 \cdot \epsilon_{a,g}$ där $\epsilon_{a,g} = \frac{f_{yd}}{E_a}$) där $E_a = E_{sk} = 210 \text{ GPa}$. Tvärsnittskapaciteten beräknas lämpligast med lamellmetoden.

Som alternativ till beräkning med lamellmetoden kan interaktionskurva enligt Ekvation 3.14 i stället användas där $M_{pl,Rd,red}$ beräknas enligt Ekvation 3.11. Observera att detta ger en rätlinjig brottenvelopp (konservativ) mellan punkterna $N_{pl,Rd}$ och $M_{pl,Rd,red}$. Se även Figur A2 i Bilaga A.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,red}} \leq 1,0 \quad 3.14$$

3. Vid beräkning av pålens bärförmåga behöver **kryptalet** beaktas för att ta hänsyn till betongens långtidseffekter.

Dessa nya villkor går igenom var för sig i följande avsnitt.

3.2.1 Pålens lasteffektkurva – analytisk metod

Vid beräkning av pålens lasteffektkurva behövs knäcklasten och tillhörande deflektionsmoment. Där ingår pålens böjstyvhet, intialkrokighet, pålens effektiva bredd och utböjning (enligt 2:a ordningens teori) samt jordens motstånd mot pålen (bäddmodulen).

Böjstyvheten EI_{eff} beräknas för det sammansatta tvärsnittet av stål och betong enligt Ekvation 3.15, vilken motsvarar Ekvation 6.42 i SS-EN 1994-1-1:2005.

$$EI_{eff} = K_0(E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c + E_s I_s) \quad 3.15$$

Denna ekvation styr böjstyvheten vid andra ordningens teori. Kalibreringsfaktorns värde är $K_0 = 0,9$ och korrektionsfaktorns värde m.h.t. uppsprickning är $K_e = 0,5$. Dessa värden är kalibrerade mot beräkning och provning och därav är det av vikt att inte göra ytterligare reduktioner, t.ex. för egenspanning, dvs $E_a = E_{sk} = 210 \text{ GPa}$. För en stålörspåle utan samverkan med betong ska böjstyvheten enligt ekvation 3.16 användas för att ta hänsyn till egenspanningar.

$$EI_a = K_0 E_a I_a \quad 3.16$$

Vid beräkning av Betongens E-modul används E_{cm} . Ekvation 3.17 skall inte göras till ett dimensionerande värde E_{cd} då den används i ekvation 3.15:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + k_{lt} \varphi_{eff}} \quad 3.17$$

Lasteffektkurvorna ska beräknas med ekvivalent sidomotstånd, enligt utredning i Bilaga F, där en ekvivalent bäddmodul k_{de} beräknas enligt Ekvation 3.18 och 3.19. därefter används Ekvation 3.20 och 3.21 för att beräkna lasteffektkurvan genom att ansätta en utböjning y_0 (Bengtsson, et al., 1995) där k_d är aktuell bäddmodul [N/m³] som för långtidslastfallet i en lera är $50 \cdot c_{ud}/d_y$ och d_y = effektiv ytterdiameter ϕ_d dvs breddmättet mot utböjningsriktningen. Vid utböjningen y_b plasticerar jorden. q_{bd} är gränstrycket vid jordens plasticering, som för långtidslastfallet i lera är $6 c_{ud}$. Sträckan a representerar avståndet från pålens inflektionspunkt till där jorden börjar plasticera längs pålens knäcklängd.

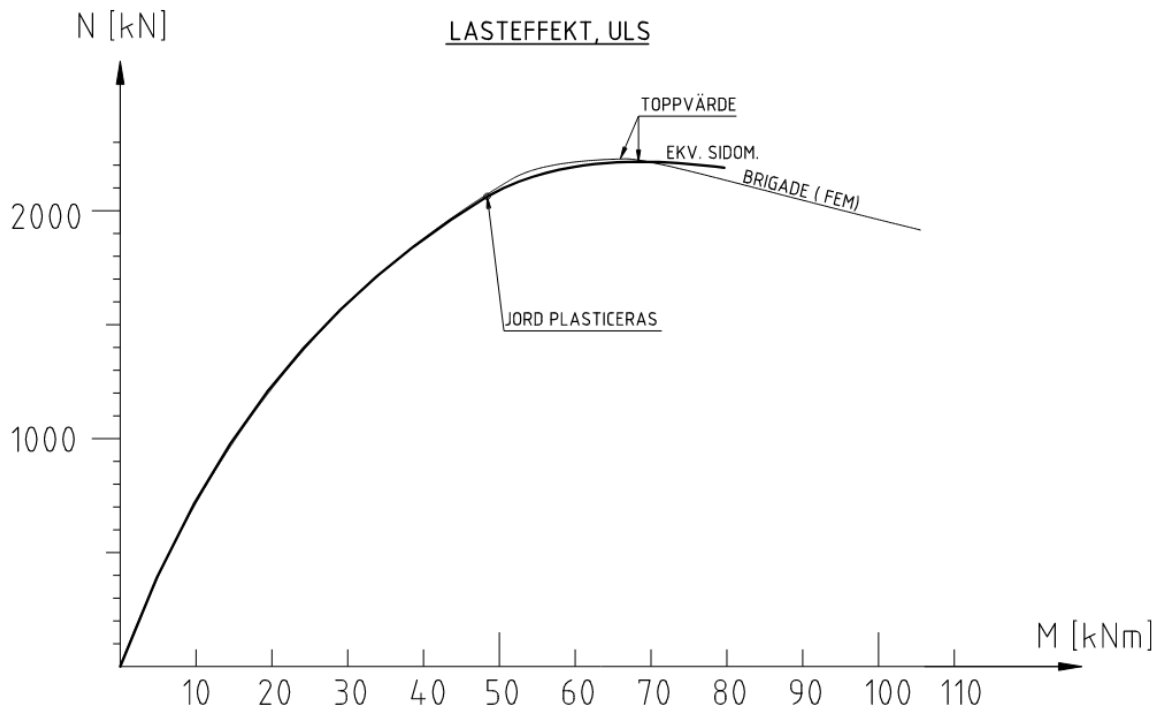
$$\Phi_\alpha = \frac{k_{de}}{k_d} = 1 - \cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \quad (\Phi_\alpha = 1,0 \text{ för } y_0 < y_b) \quad 3.18$$

$$\alpha = \frac{\pi \cdot a}{L_{k1}} = \arcsin\left(\frac{q_{bd}}{k_d \cdot y_{01}}\right) \quad 3.19$$

$$M_{max} = \frac{P (y_0 + \delta_0)}{2} \quad 3.20$$

$$P = 2 \sqrt{k_d d_y E I_{eff} \Phi_\alpha} \frac{y_0}{\delta_0 + y_0} \quad 3.21$$

Utseendet på lasteffektkurvan blir då enligt Figur 3.7. Efter att jorden har börjat plasticeras så viker lasteffektkurvan av mer och mer och ett toppvärde erhålls som P_{max} med tillhörande deflektionsmoment M . I figuren nedan betecknas lasten P med N på y-axeln.



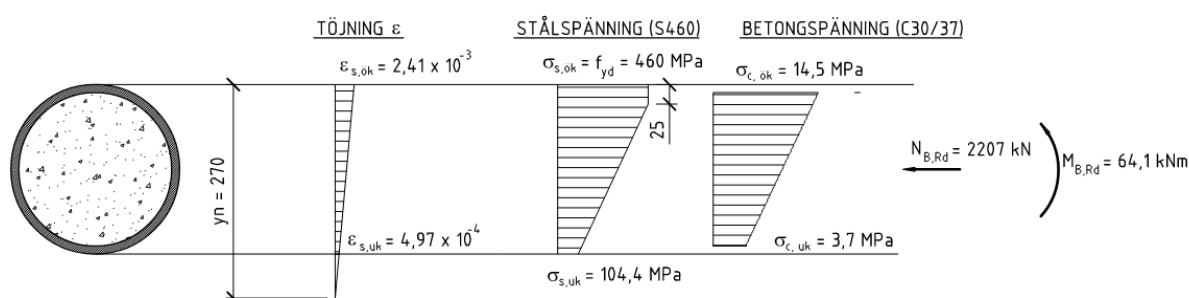
Figur 3.7. Principiellt utseende på lasteffektkurvan för ett beräkningssnitt i mitten på knäcklängden L_k beräknad med ekvivalent sidomotstånd och som jämförelse är lasteffektkurvan från FEM plottad i samma diagram.

Egenspänningar vid analytisk metod

Den analytiska beräkningsmetoden för egenspanning, som används i PKR98 (Bengtsson, et al., 2000), innebär att stålets E-modul normalt ska reduceras med 10%. Vid användandet av ekvation 3.15 är detta redan beaktat med faktorn K_0 , vilken är kalibrerad mot beräkning och provning.

3.2.2 Tvärsnittskapacitet med krytalt och töjningsbegränsning

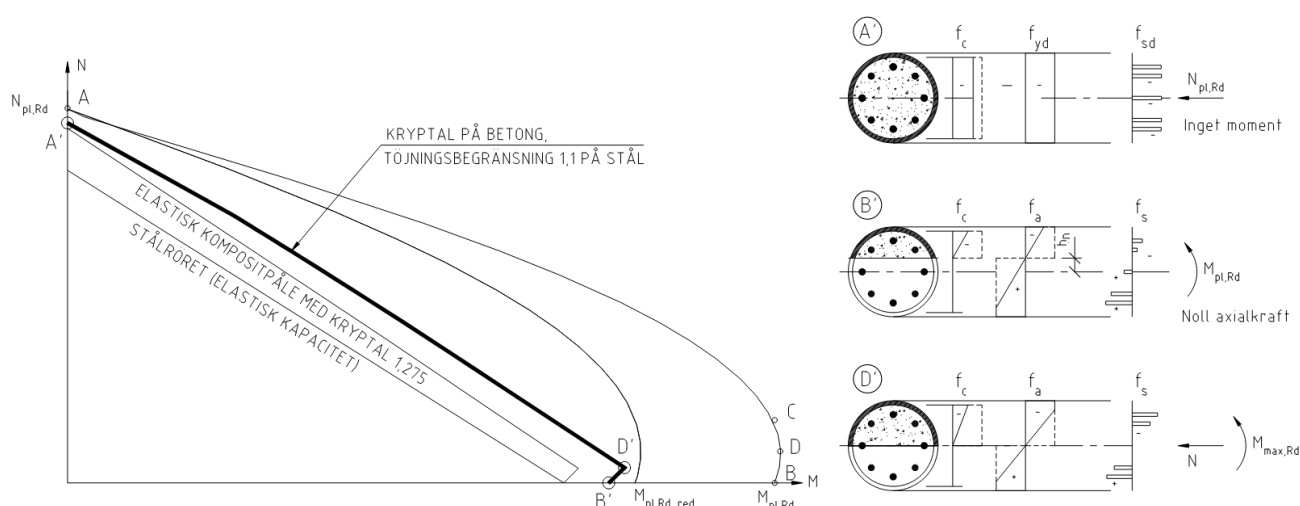
Av resultaten i FEM-modellen (Bilaga B och F) kan det konstateras att vid tillstånd där tvärsnittet inte plasticerats fullt ut så kommer krytalet att påverka hur stor betongspänningen blir, se Figur 3.8. I FEM modellen har långtidseffekter i betongen beaktats med den generella metoden att beakta krypning genom användandet av en förlängd betongarbetskurva. Detta beskrivs i SS-ENV 1992-1-4, avsnitt 5.8.6, där töjningsgränserna multiplicerats med faktorn $(1 + \varphi)$ där φ är krytalet. Se ytterligare information i avsnitt 4.1.



Figur 3.8. Töjningsfördelning $\epsilon(y)$ uppritad till höger om stålroret för en tryckzonshöjd y_n följt av motsvarande spänningsfördelning för stålet $\sigma_s(y)$ och betongen $\sigma_c(y)$. Observera att betongspänningarna är mycket lägre än $f_{cd} = 20$ MPa.

För att plasticeringen i pålen ska begränsas så införs en töjningsbegränsning. Denna kan uttryckas som kvoten mellan maximalt tillåten töjning och elastisk töjning. Rekommendationen är att sätta denna till 1,10 (dvs $\epsilon_{a,max} = 1,1 \cdot \frac{f_{yd}}{E_a}$) där $E_a = E_{sk} = 210$ GPa.

Tvärsnittskapaciteten kan därefter beräknas med lamellmetoden och interaktionskurva enligt Figur 3.9 erhålls.



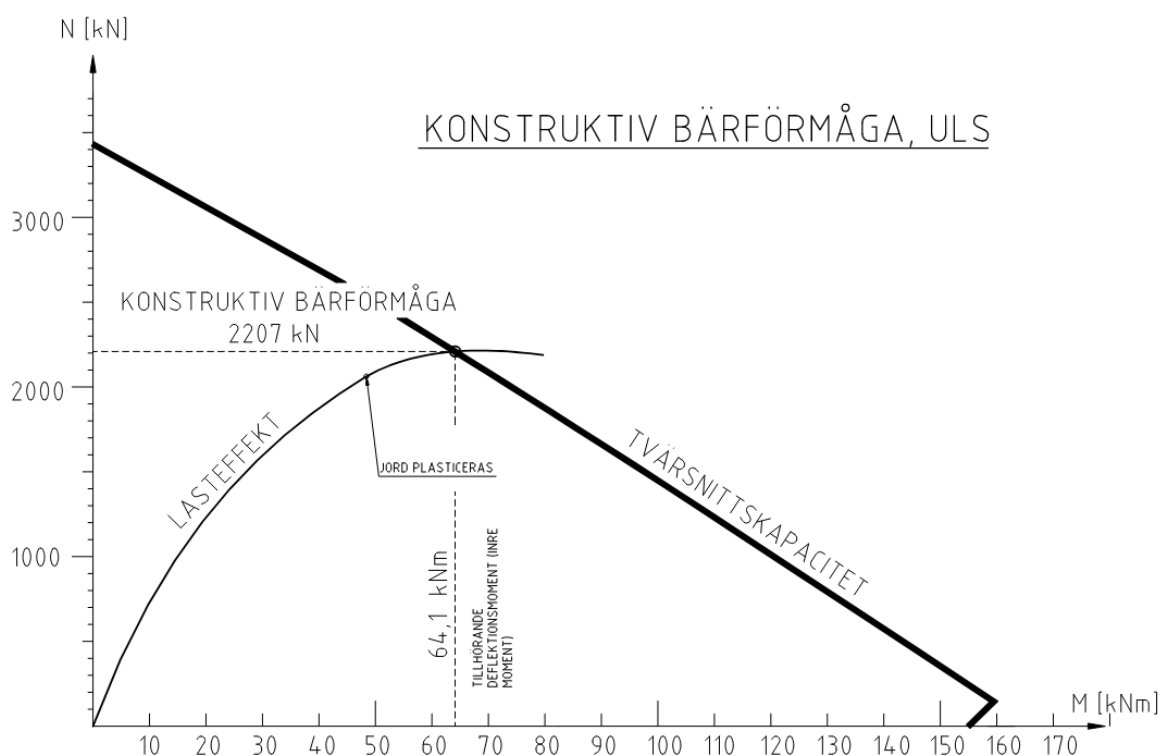
Figur 3.9. Brottenvelop (M/N) för en samverkanspål enligt Pålkommisionens rekommendation ritad med fet heldragen linje. Yttre envelopper är beräknade enligt Eurokod 4 med och utan momentreduktion α_M .

Alternativt används interaktionskurva enligt Ekvation 3.14 där $M_{pl,Rd,red}$ beräknas enligt Ekvation 3.11.

3.2.3 Bärförmåga

Pålens konstruktiva bärförmåga ska vara större än den dimensionerande lasteffekten i alla delar och snitt. För den installerade pålen ska också den dimensionerande geotekniska bärförmågan (se avsnitt 6.1) vara större än den påförda dimensionerande lasteffekten.

För att kontrollera om den dimensionerande lasteffekten understiger tvärsnittets kapacitet brukar dessa två kurvor plottas i samma diagram, se Figur 3.10. Där lasteffektkurvan skär tvärsnittskapacitetskurvan fås pålens konstruktiva bärförmåga (Brottmod är då stukning/materialbrott). Om lasteffektkurvans toppvärde uppnås innan tvärsnittets kapacitetskurva skärs så är brottmoden knäckning/instabilitet och det är det värdet som ger pålens konstruktiva bärförmåga.



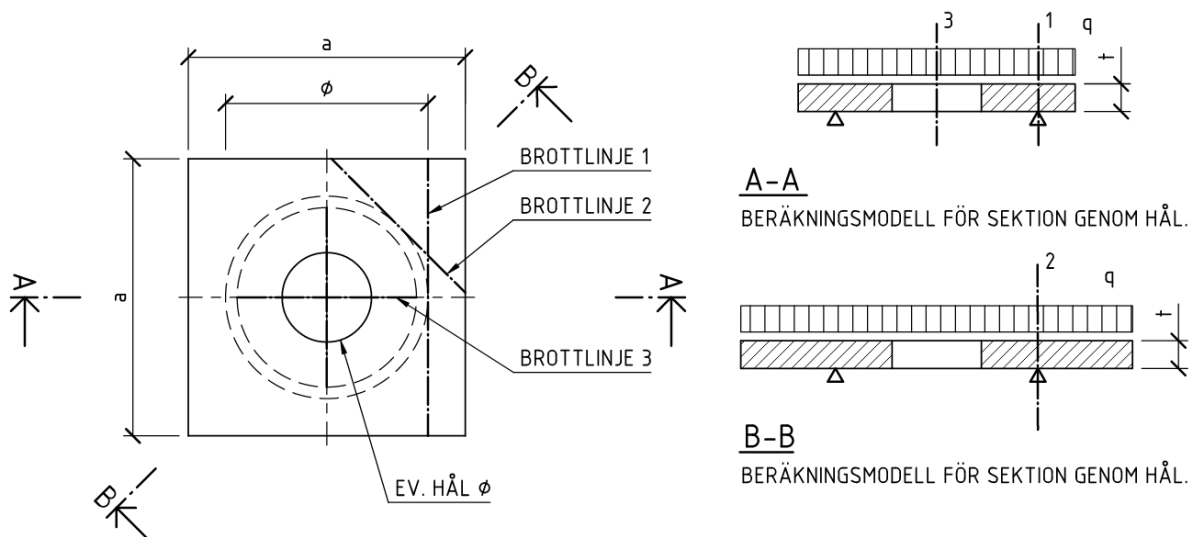
Figur 3.10. Lasteffektkurva för en samverkanpåle (stål och betong) plottad tillsammans med tvärsnittets brottenvelopp (tvärsnittskapacitet) vilken här är beräknad med lamellmetoden. Där lasteffektkurvan skär tvärsnittskapacitetskurvan fås pålens konstruktiva bärförmåga, här 2207 kN. Brottmod är då stukning/materialbrott och toppvärdet på lasteffektkurvan är något till höger.

3.2.4 Beräkningssnitt – Skarv

Ett beräkningssnitt genom skarv krävs också vid dimensionering av pålen. Ett bra sätt att presentera bärförmågan hos en skarv är att göra en beräkning som visar en brottenvelopp för skarvens bärförmåga baserad på tillverkarens specificerade kapacitet. Skarvarna till stålörspålar har inte ett enhetligt tillverknings sätt utan tillverkarna har tagit fram sin egen CE-märkning. Skarvens kapacitet och brottenvelopp behandlas inte i den här rapporten utan får efterfrågas hos leverantören.

3.2.5 Beräkningssnitt - Topplåt

Pålens topplåt behöver också dimensioneras. I Figur 3.11 redovisas tänkbara beräkningssnitt som är normala att kontrollera.



Figur 3.11. Tänkbara beräkningssnitt vid dimensionering av topplåt. Vid full kontakt mellan betong och topplåt behöver brottlinje 3 ej kontrolleras.

3.2.6 Beräkningssnitt – Pålfot

För slagna stålörpår försedda med bergskor ska dimensioneringen av pålfot följa PKR 96:1 kap 5.6.

För borrade stålörpår finns det borrarssystem som är specifikt utvecklade och anpassade för att installera pålar. Tidigare har borrarssystem anpassade för brunnsborrning och borrning av foderrör använts för installation av pålar. Därför är det viktigt att välja rätt borrarssystem redan i projekteringsstadiet. Följande punkter är viktigast vid val av borrarssystem vid installation av pålar:

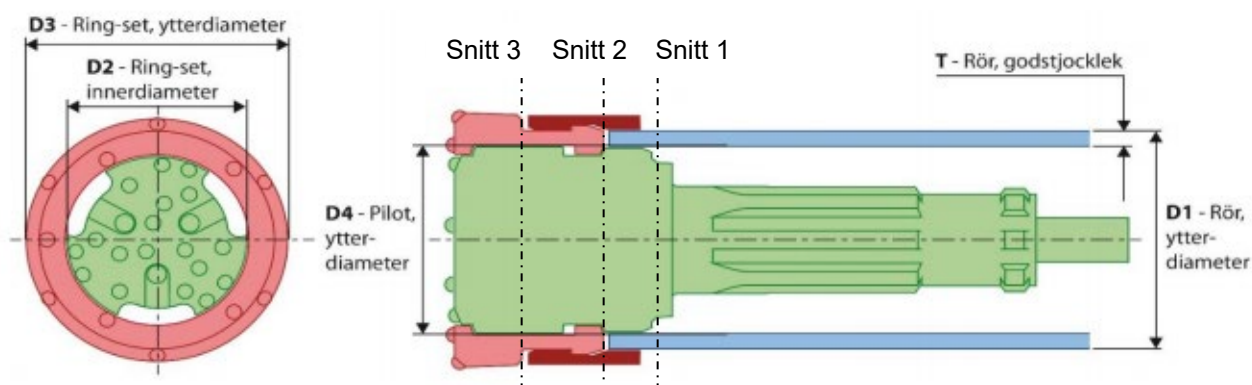
- Kontroll av försvagningar i ringborkrkronans tvärsnitt (ringset).
- Minimering av korrosionsexponerade ytor.
- Anläggning av hela rörtvärsnittet mot borkrkronan.
- Eventuella svetsar dimensioneras och kontrolleras i de fall de är lastöverförande.
- Ökad diameter så att hylsskarvar ej hindrar nedborrning av pålrör.

I den här rapporten förutsätts, vid pålens fot, att rörets tvärsnitt är dimensionerande. De system som medför att ringset eller svetsar blir del av konstruktionen måste dimensioneras därefter.

En borrarssystemleverantör erbjuder en serie borrarssystem som inkluderar ECO- och L-systemet. I L-systemet placeras röret direkt på ringen, vilket innebär att svetsen mellan slagskon och röret endast fungerar som installationsfog. I A- och Ving-systemet däremot bär motsvarande svets den pålagda lasten från överkonstruktionen, vilket kräver att den dimensioneras som en konstruktionssvets. Nedan visas en illustration av L-systemet och Ving-systemet för att belysa skillnaderna.

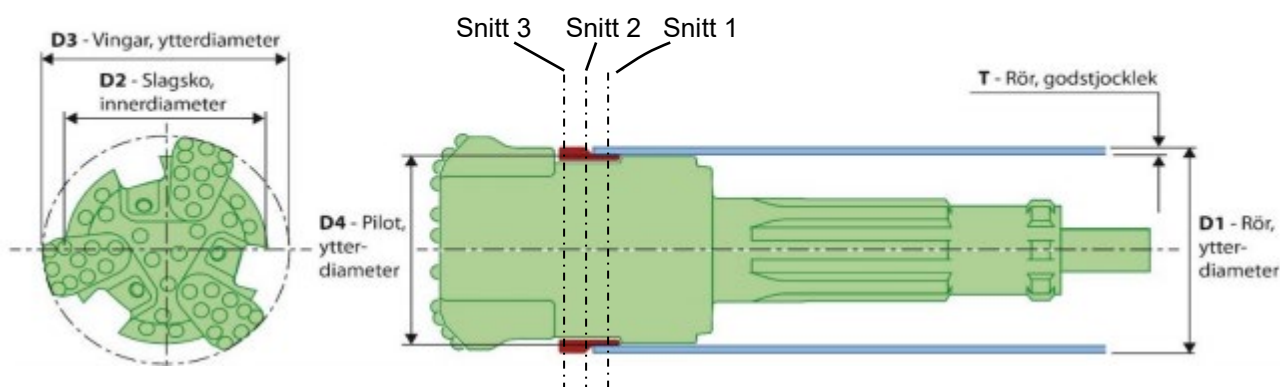
Figur 3.12 illustrerar ett exempel på ett borrarssystem som är anpassat för pålar. Till skillnad från A- och Ving-systemet får L-systemet ingen konstruktionssvets vilket innebär att svetsens funktion enbart är att säkerställa installationsförfarandet. Det kan vara nog så viktigt eftersom det är kostsamt med pålar som behöver borraras om ifall svetsen brister men svetsen påverkar alltså inte pålens bärförmåga. Efter installation vilar hela rörets tvärsnitt mot borkrkronan. I snitt 1 kontrolleras rörets tvärsnittsbärförmåga i anslutning till svetsen, skulle bärförmågan i snitt 2 eller 3 understiga bärförmågan i snitt 1 så är det den lägsta bärförmågan i dessa snitt som dimensionerar pålfotens bärförmåga. I snitt 2 säkerställs att

rörets hela tvärsnitt kan vila platt mot borrhkronan och att materialet i borrhkronan har en sträckgräns som överstiger rörets. I snitt 3 kontrolleras om borrhkronans tjocklek och sträckgräns överensstämmer med eller överstiger rörets, skulle det inte vara fallet måste beräkningar utföras för att säkerställa bärförmågan i snitt 3.



Figur 3.12. Exempel på borrssystem med ringborrkrona (Mitsubishi, u.d.).

Figur 3.13 illustrerar ett borrssystem där piloten är försedd med vingar som fälls ut i samband med rotation. Detta medför att inget ringset behövs utan endast en slagsko behöver svetsas på röret. Eftersom anläggningen mellan slagsko och rör inte är plan så fördelas inte lastöverföringen över hela rörets tvärsnittsytta. Det här systemet lämpar sig därför bäst för horisontella laster (spont). Vid vertikal lastöverföring mellan rör och berg, som i fallet för pålar, måste svetsen för slagskon kontrolleras utöver pålens tvärsnitt, se snitt 2. I snitt 3 kontrolleras om slagskons tjocklek och sträckgräns överensstämmer med eller överstiger rörets, skulle det inte vara fallet måste beräkningar utföras för att säkerställa bärförmågan i snitt 3. I snitt 1 kontrolleras rörets tvärsnittsbärförmåga, skulle bärförmågan i snitt 2 eller 3 understiga bärförmågan i snitt 1 så är det den lägsta bärförmågan i dessa snitt som dimensionerar pålfotens bärförmåga.

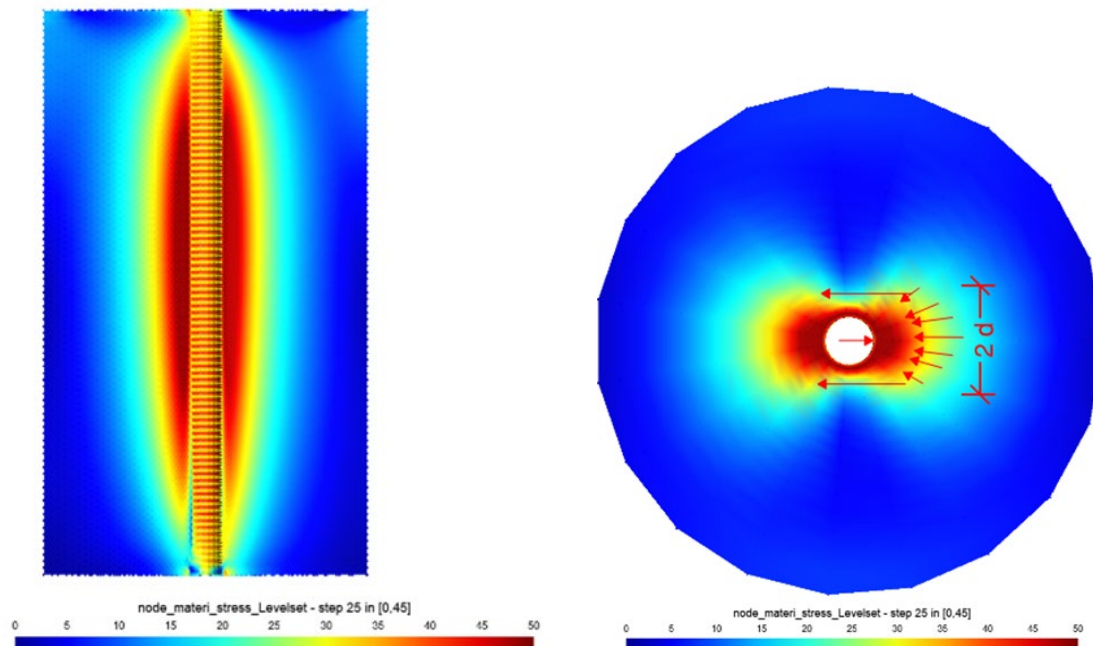


Figur 3.13. Exempel på borrssystem med vingar som fälls ut vid borrhning (Mitsubishi, u.d.).

3.2.7 Förslag på fortsatta utredningar

Ett examensarbete initierades för att utreda vad en 3D FEM-modell kan tillföra analyserna i 2D FEM. Detta arbete utfördes under våren 2019 av Rasmus Nordström, CTH. En intressant observation gjordes då det visade sig att vid lösare jordar ($c_{ud} = 10 \text{ kPa}$) involverades en större jordvolym när jorden började plasticera, till skillnad från normala förhållanden med små rörelser, där endast pålens bredd

påverkar lastupptagningen, se Figur 3.14. Denna effekt observerades inte vid styvare jordar ($c_u = 30$ kPa).



Figur 3.14. Jordens ökande mothåll då jorden plasticerar (från Examensarbete). Spänningsflöde i jorden längs och tvärs pålen

Här bör vidare studier i 3D FEM ta vid för att utreda fenomenen närmare samt också studera hur egenspanningar i stålet påverkar knäckningen på ett mer korrekt sätt.

Under 2022 och 2023 utreddes vad som gäller för samverkanstvärnsnitt om tvärsnitten hamnar i tvärsnittsklass 4. Detta är ett fall som ofta inträffar vid marina konstruktioner med stora avrostningsvärden. Här finns det inga tydliga regler i Eurokod, varför detta rekommenderas att utredas vidare, men ett beräkningsexempel finns i Bilaga D.

4 Dimensionering i bruksgräns, SLS

För betongfyllda stålrör i bruksgräns utsatta för tryck finns inga direkta dimensioneringsanvisningar i Eurokod 4, kap 7, mer än att de generella kraven i Eurokod 0, avsnitt 3.4 ska uppfyllas. De kontroller som normalt är aktuella för pålelementet i bruksgränstillståndet är:

- Kontroll av deformationer längs pålen, så att jorden eller pålen inte når ett irreversibelt tillstånd i kvasipermanent lastkombination 6.16b, vilken benämns SLS, QP.
- Att påkänningarna (spänningarna) i pålen och jorden inte når ett irreversibelt tillstånd i SLS, QP.

Med ledning av detta behandlar denna rapport enbart långtidslastfallet (SLS QP). Eftersom betongen är innesluten av stålröret finns det dock inget behov att kontrollera sprickbildningen i betongen, vilket normalt behöver kontrolleras för betongkonstruktioner i bruksgräns.

Först studeras långtidseffekterna i betongen vilket har stor betydelse vid beräkningen av samverkanstvärnsnittets kapacitet i bruksgräns. Därefter behandlas kort hur lasteffektkurvan i SLS ska beräknas och slutligen diskuteras hur bärförmågan ska bestämmas.

4.1 Långtidseffekter på betongen

En betongfylld påle kommer på lång sikt erfara effekter av betongens tendens att krypa under belastning. Krypningen beror på förändringar i betongens struktur på molekylnivå och är kopplad till omgivande miljö, kemisk sammansättning och spänningsnivå i betongen. För betongkonstruktioner tas effekten av krypningen hänsyn till via kryptalet φ_{eff} som ger en fiktiv lägre E-modul E_{ceff} . Ju högre långvarig spänningsnivå i betongen desto mer kryper betongen och därmed minskas E-modulen ytterligare.

Arbetskurvan för betongen beskrivs enligt 4.3 och 4.4:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{för } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad 4.1$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{för } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad 4.2$$

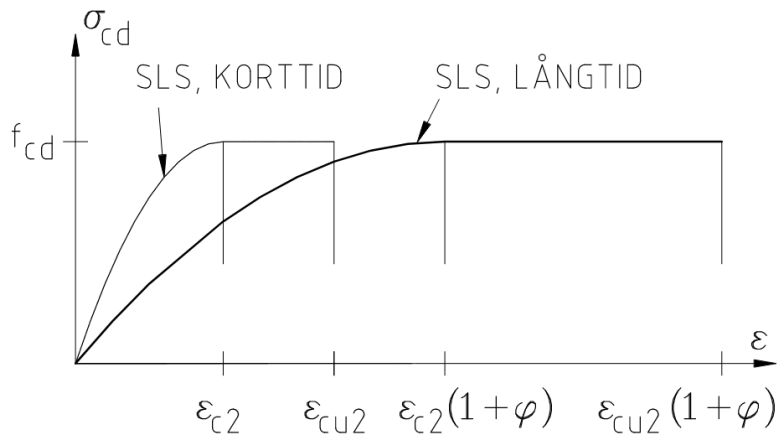
(SS-EN 1992-1-1:2005, p. 31)

Vid långtidslast så erhåller betongens arbetskurva en flackare lutning på grund av att E_{cm} som reduceras m.h.t. krypning i betongen till E_{ceff} . Detta innebär att betongens töjning i arbetskurvan ökas med faktorn $(1 + \varphi_{eff})$.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2} \cdot (1 + \varphi_{eff})} \right)^n \right] \quad \text{för } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}(1 + \varphi_{eff}) \quad 4.3$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{för } \varepsilon_{c2}(1 + \varphi_{eff}) \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}(1 + \varphi_{eff}) \quad 4.4$$

Detta medför att arbetskurvan för betong ser ut enligt Figur 4.1.



Figur 4.1. Parabel-rektangeldiagram enligt Eurokod 2, 3.1.7 för betong vid tryck i korttids- och långtidsförhållanden.

Detta kommer att innebära att vid en konstant last så kommer med tiden betongens lastupptagning minska och att stålrorets lastupptagning ökar på grund av krypningen. I bruksgräns ska spänningen i det omgivande stålroret begränsas till att endast ge elastiska töjningar. I beräkningsmodellen är det alltså stålet som begränsar spänningen i betongen och därmed betongens bidrag till den konstruktiva bärförmågan.

Vid bestämning av betongens kryptal φ är det viktigt att beakta hur stor betongspänningen σ_c blir i bruksgräns. Överstiger denna $0,45 f_{ck}$ kommer den icke linjära delen av krypning φ_{nl} att behöva beaktas vilket görs enligt ekvation 4.5 (motsvarar ekv 3.7 i (SS-EN 1992-1-1:2005, 2005))

$$f_{\varphi, nl} = \begin{cases} e^{[1,5 \cdot (k_{\sigma} - 0,45)]} & \text{om } k_{\sigma} > 0,45 \\ 1 & \text{annars} \end{cases} \quad 4.5$$

k_{σ} är kvoten mellan påkänningen i betongen s_c (vid lastkombination SLS QP) och betonghållfastheten f_{ck}

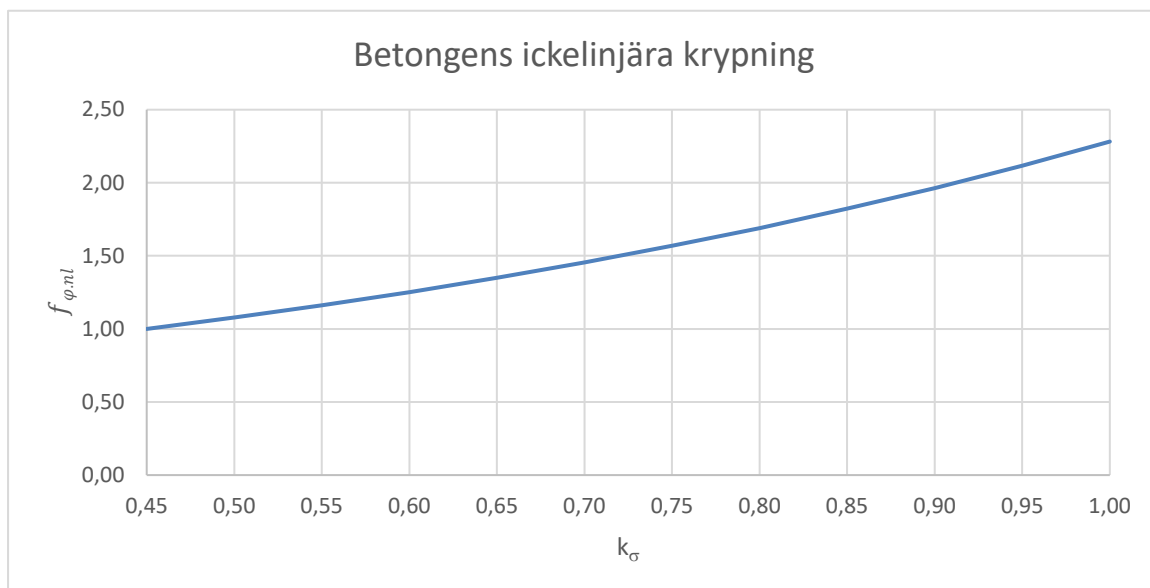
$$k_{\sigma} = \frac{s_c}{f_{ck}} \quad 4.6$$

Slutligen beräknas kryptalet enligt ekvation 4.7 (motsvarar ekvation B-1 till B-10 som är sammanlagda (SS-EN 1992-1-1:2005, 2005)).

$$\varphi = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \cdot \beta_c \cdot f_{\varphi, nl} \quad 4.7$$

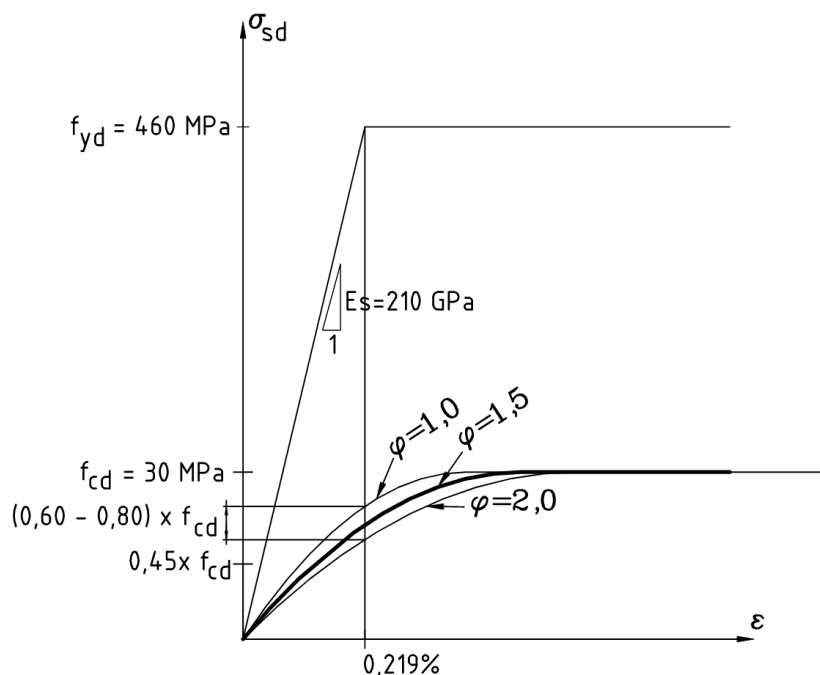
Där parametrarna φ_{RH} beaktar inverkan av relativ luftfuktighet, β_{fcm} beaktar inverkan av betongens hållfasthet, β_{t0} beaktar inverkan av betongens ålder vid pålastning och β_c beskriver krypningens utveckling med tiden efter pålastning. Exempel på hur beräkning av kryptal görs ses i Bilaga D och E.

I Figur 4.2 nedan kan ses hur stor ökningen av kryptalet blir i förhållande till kvoten k_{σ} .



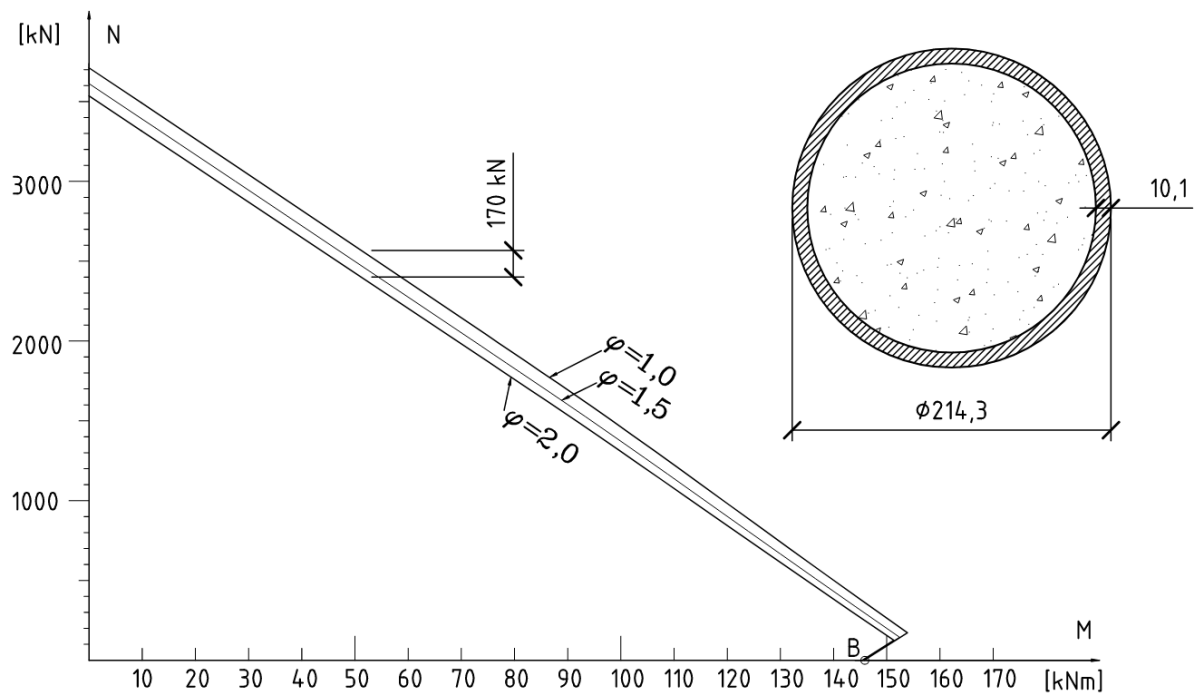
Figur 4.2. Kryptningens ickeinjära bidrag $f_{\varphi, nl}$ till totala kryptalet φ som funktion av belastningsfaktorn k_{σ} .

Ett intervall på 0,6 till 0,8 f_{cd} är en rimlig begränsning av betongspänningarna i SLS. Ett specifikt fall kan ses i Figur 4.3 där detta intervall är inritat. Belastningsnivån i pålen för SLS behöver bestämmas från fall till fall utifrån belastningsnivåerna i ovanliggande konstruktion.



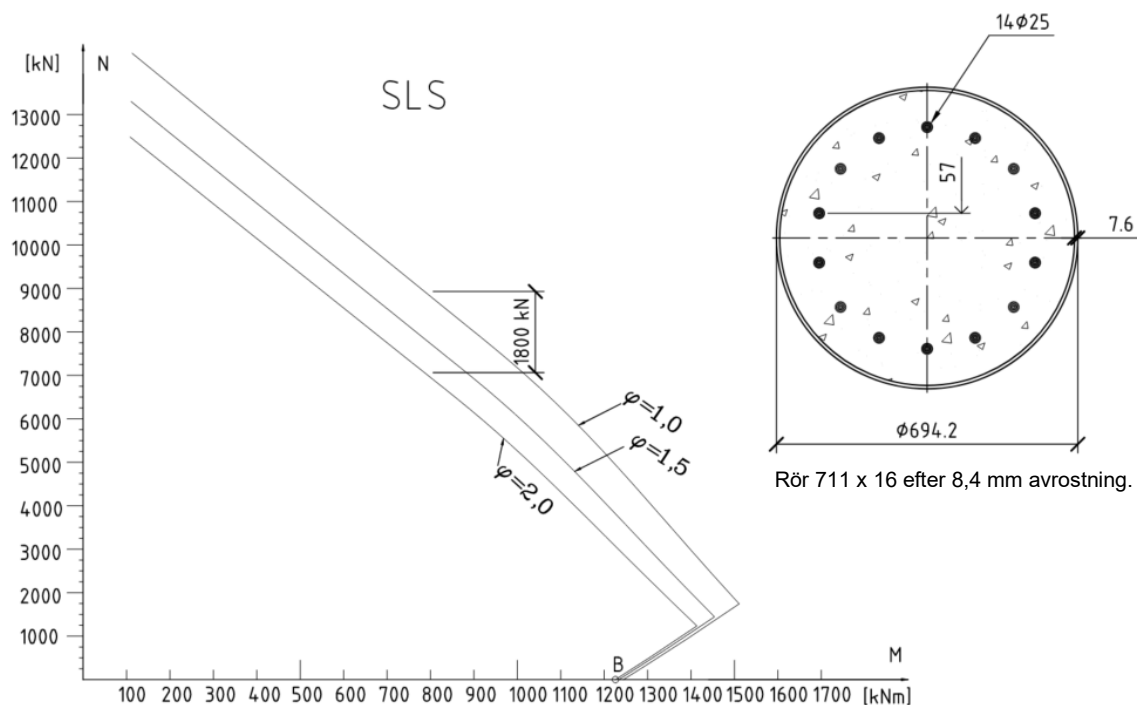
Figur 4.3. Stålet och betongens arbetskurva inritade i samma diagram som visar betongspänningens beroende av givet kryptal vid en viss given töjning, här 0,219%.

När tvärsnittets kapacitet sedan beräknats med elastiska samband och aktuellt kryptal kan det principiella resultatet se ut som i Figur 4.4 för mindre rördimensioner.



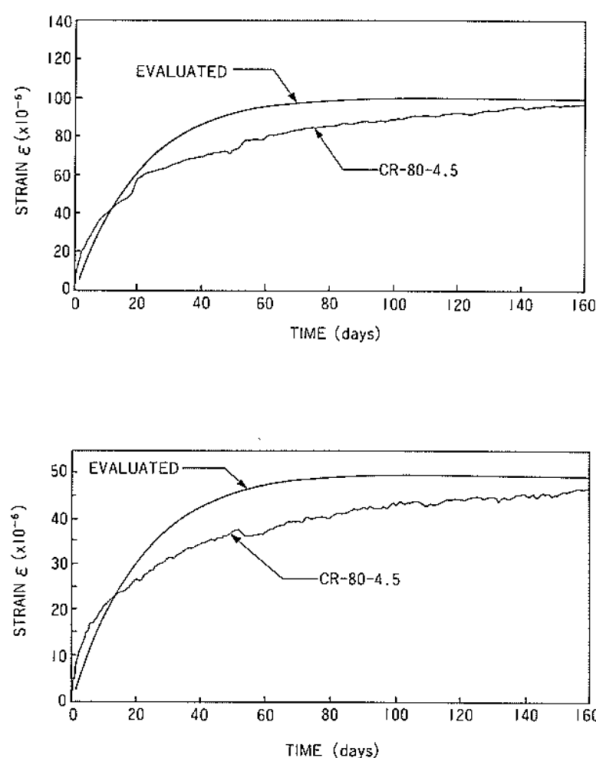
Figur 4.4. Brottenvelopp för samverkanspåle av mindre rördimension i SLS vid olika kryptal i betongen.

För större rördimensioner blir det principiella resultatet enligt Figur 4.5 där det observeras att effekten av valt kryptal blir mer märkbart på kapaciteten.



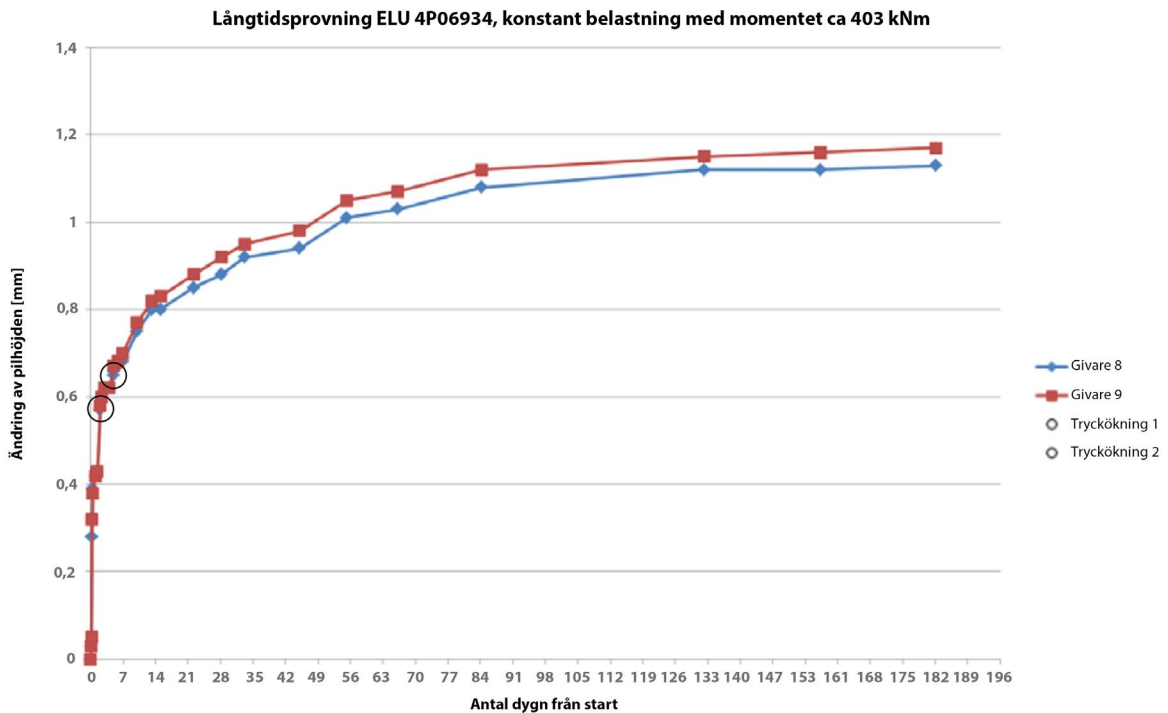
Figur 4.5. Brottenvelopp för samverkanspåle av större rördimension i SLS vid olika kryptal i betongen. Valt kryptal har större betydelse då betongens bidrag till totala kapaciteten är större.

Det finns forskning gjord på det tidsberoende förloppet av krypning. I skriften "*An experimental study on creep of concrete filled steel pipes*" (Ichinose, 1992) har långtidsbelastningar utförts tillsammans med att ta fram en analytisk beräkningsmodell. I Figur 4.6 ses resultatet från provningen där det observeras att krypeffekterna stabiliserats efter ca 6 månader.



Figur 4.6. Resultatet från långtidstester för en betongpelare där den axiella töjningen av krypning, på y-axeln, plottas mot tiden (i dagar) på x-axeln. Krypeffekterna stabiliserats efter ca 6 månader (180 dygn) (Ichinose, 1992).

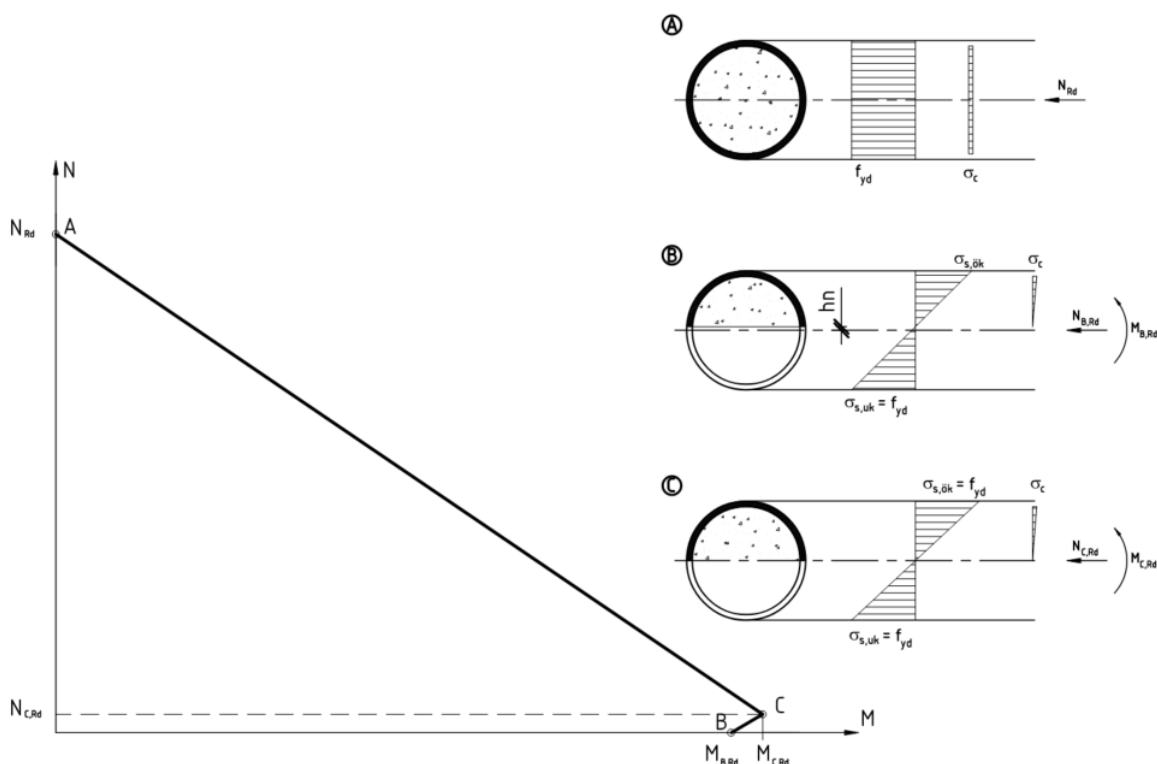
I projektet Slussen (Nybyggnation av Slussen i centrala Stockholm, Exploateringskontoret Stockholms stad) gavs möjlighet att närvara och ta del av resultatet vid en provbelastning av en samverkanspål vid Statens Provningsanstalt i Borås (SP, numera RISE) under våren 2015. Belastningen bestod där i en böjprovning med statisk belastning som utfördes under 6 månader (180 dygn). Belastningen påfördes efter att betongen härdat i 79 dagar. Långtidsbelastningens storlek var i det fallet bestämd till 1,2 gånger stålrörets elastiska momentkapacitet. Resultatet av ändring av pilhöjden under provperioden kan ses i Figur 4.7. Därifrån kan observeras att pålens deformationer orsakade av krypning också har stabiliserats efter ca 6 månader. Jämfört med beräkningarna av kryptalet enligt SS-EN 1992-1-1, Bilaga B, Ekvation B.1, där kryptalets storlek med hänsyn till tidsförloppet kan beräknas, så påvisar långtidstesterna ett snabbare krypförlopp.



Figur 4.7. Resultat från långtidsbelastning av betongfylld stålrörspåle. Nedböjning (ändring av pilhöjd) på y-axeln plottad mot tid (i dygn) på x-axeln. Krypeffekterna stabiliserats också här efter ca 6 månader (180 dygn).

4.2 Tvärsnittskapacitet

I Eurokod 4 finns inga angivelser hur beräkning ska ske i bruksgräns. Utifrån de provningar som gjorts samt litteraturstudier så sammanställs här **Pålkommisionens syn** på hur tvärsnittskapaciteten i bruksgräns ska beräknas. Elastiska materialsamband gäller då endast reversibelt bruksgränstillstånd behandlas i denna rapport. För ett betongfyllt stålrör av mindre rördimension kommer interaktionskurvan principiellt se ut enligt Figur 4.4. För större rördimensioner framgår att interaktionskurvan principiellt kommer se ut som i Figur 4.5 med en lätt krökning av linjen mellan punkt A och C. Där krävs beräkning enligt lamellmetoden beskriven i 3.1.1.



Figur 4.8. Interaktionskurva i bruksgräns (SLS) och motsvarande spänningsfördelningar.

Tre punkter (A-C) på interaktionskurvan kan identifieras vid jämviktsbetraktelse och elastisk töjningsfördelning. Punkten på interaktionskurvan, där neutrala lagret (tryckzonshöjden) ligger exakt i tyngdpunkten på tvärsnittet, är punkt C (se Figur 4.8 ovan). Utifrån spänningsfördelningen kan noteras att den inre normalkraften $N_{C,Rd}$ enbart kommer från betongens bidrag därför att spänningarna i stålrorets övre och undre del kompenserar varandra.

Betongspänningen σ_c beräknas utifrån ståltöjningen $\varepsilon_{a,el}$

$$\varepsilon_{a,el} = \frac{f_{yd}}{E_{ad}} \quad 4.8$$

Vid punkt A är det bara en horisontell/axiell jämvikt som tecknas.

$$N_{A,Rd} = A_a f_{yd} + A_c \sigma_c \quad 4.9$$

Vid grövre stålroresdimensioner så kommer det att bli en mindre krökning på kurvan mellan punkt A och C på grund av geometrin, vilket kan ses i Figur 4.5. Beräkning med lamellmetoden för fler tryckzonshöjder mellan punkt A och C behövs för att beräkna detta. Det är naturligtvis på säkra sidan att enbart räkna punkt A och C och dra en rät linje emellan.

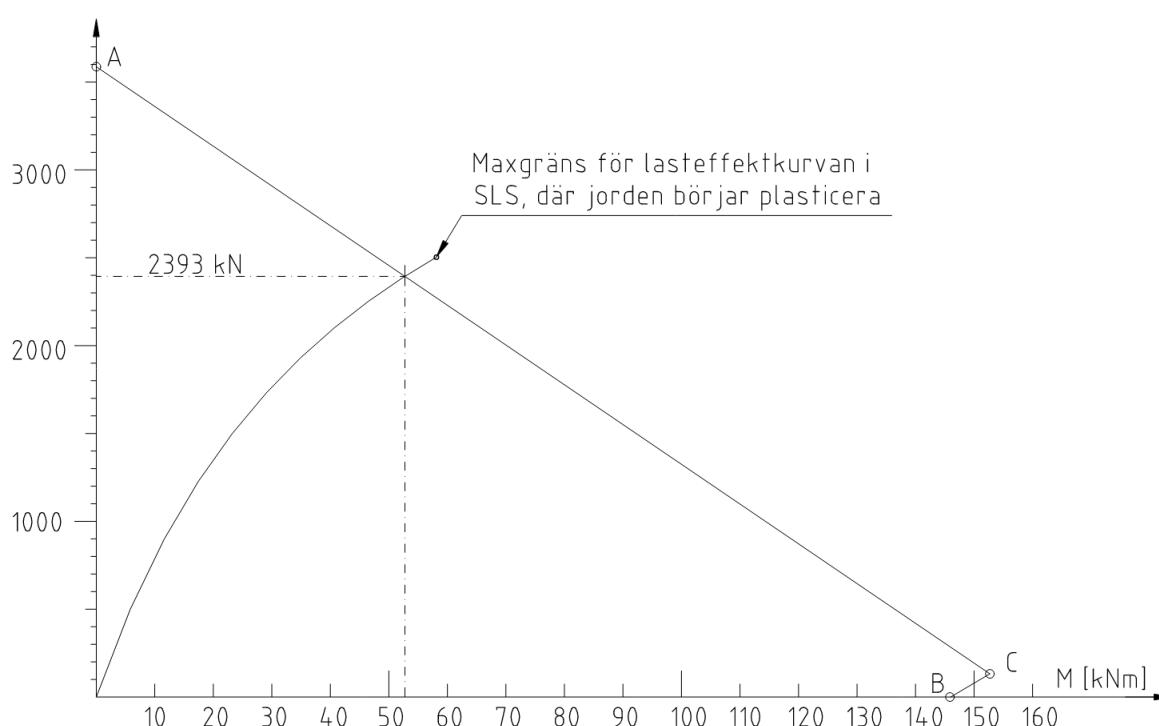
I beräkningsexempel 2 (Bilaga C) visas hur beräkningen går till.

4.3 Lasteffektkurvan

Lasteffektkurvan i bruksgränstillstånd följer principer beskrivna för brottgränstillstånd ULS (se avsnitt 3.2.1). Det är dock endast relevant att i bruksgräns studera reversibelt gränstillstånd varvid ingen plasticering i jord och påle tillåts. Bäddmodulen beräknas också på karakteristiska värden på jordmaterialet eftersom partialkoefficienterna γ_m är 1,0 i bruksgränstillstånd.

4.4 Bärförmåga

Bärförmågan i bruksgränstillstånd följer också resonemangen i brottgräns (3.2.3). Även här plottas tvärsnittskapaciteten och lasteffektkurvan i samma diagram (se Figur 4.9 och Figur 3.10). Där lasteffektkurvan skär tvärsnittskapacitetskurvan fås pålens konstruktiva bärförmåga (brottmod är då stukning/materialbrott). Om lasteffektkurvans toppvärde uppnås innan tvärsnittets kapacitetskurva skärs så är brottmoden knäckning/instabilitet och det är det värde som ger pålens konstruktiva bärförmåga.



Figur 4.9. Lasteffektkurva för en samverkanspåle (stål och betong) plottad tillsammans med tvärsnittets brottenvelop (tvärsnittskapacitet) vilken här är beräknad med lamellmetoden. Där lasteffektkurvan skär tvärsnittskapacitetskurvan fås pålens konstruktiva bärförmåga, här 2 393 kN.

I många fall kommer den konstruktiva bärförmågan i bruksgräns att överstiga densamma i brottgräns. Detta på grund av att jordmaterialens partialkoefficienten γ_m är större än 1,0 i brottgräns (1,5 för lera och 1,3 för friktionsjord). I dessa fall begränsas den konstruktiva bärförmågan i bruksgräns till att inte vara större än bärförmågan i brottgräns.

5 Utförande

5.1 Pålfot och lastöverföring

Innan gjutning utförs, säkerställs att alla pålar, oavsett om de är spetsbärande eller mantelbärande och oavsett installationsmetod, uppnår den nödvändiga geotekniska bärförmågan enligt rekommendationerna i PKR106 (Alheid, et al., 2014). För borrade pålar är det här viktigt att pålen stoppslås med erforderlig slagenergi och att den då inte sjunker, om den gör det behöver den troligen slås vidare till stopp, då vidare borring kan bli svårt att utföra. Efter att geoteknisk bärförmåga har verifierats renspolas samtliga borrade pålar från borrhax. För att erhålla god anliggning mot berget utförs vanligast renspolning med en vanlig vattenslang vars mynning förs ned till pålens fot. Renspolning utförs sedan tills dess att klart vatten flödar upp genom pålens topp. I samband med renspolning besiktas bergytan i samtliga pålar genom filmning/foto med en enkel inspektionskamera. Skulle det visa sig vara svårt att renskola pålen med vanligt slangtryck kan tryckluft nyttjas med blåsriktning uppåt i ett separat rör samtidigt som renspolning med vatten sker kontinuerligt, så kallad Mammutpumpning (sugning). Det rekommenderas att Mammutpumpning används vid stålrörspålar med diameter >270 mm. Därefter genomförs filmning/foto igen för att säkerställa ren bergyta utan borrhax. Inbörningslängder i friskt berg framgår i PKR104 (Bredenberg, et al., 2010).

5.2 Betonggjutning

Omedelbart efter renspolning och filmning betongfylls pålarna för att undvika att sedimentering åter skapar en mjuk "kudde" vid pålfoten. Eftersom röret normalt är vattenfyllt är det, på grund av risk för separation, av yttersta vikt att betongen tillförs "vått-i-vått" med start vid pålens fot. Gjutröret lyfts kontinuerligt i takt med betongens stigning så att gjutrörets mynning hela tiden hålls i betongmassan. Gjutröret hålls kvar i betongen till dess att ren betong strömmar ut. När det gäller grova stålrörspålar med ytterdiameter $\varnothing_{yd} \geq 323$ mm är det viktigt att beakta betongens stighastighet för att motverka separation. Som gjutrör används ofta slang eller så kallad "Tremie pipe". Med slang kan betongen pumpas ner i pålen. För ett Tremie pipe-system så kan betongen hällas i ovanifrån, men kräver något större dimensioner på pålar. Det beror på att en boll först bromsar betongen ner i pålen och sedan flyter bollen på betongytan (men sjunker i vatten och ev. stödvätska, bentonitslurry) och kommer upp när gjutningen är klar. Fyllning av betong direkt i röret vid övre änden, en så kallad "störtning", får aldrig tillämpas utan särskild utredning och provning, eftersom separation av betongens beståndsdelar (cement, sand och sten) kan väntas uppkomma utom för mycket korta pålar.

Sammansättningen av betongen som gjuts i det nedborrade stålröret styrs normalt av de krav som gäller för gjutning av betong i vatten ("undervattensgjutning"), eftersom rör i de flesta fall är fyllda med vatten. Antingen av grundvatten eller på grund av spolning, om inte röret blåsts eller spolats rent. Vid gjutning i torrhet brukar föreskrivas minst 325 kg cement per m^3 . Motsvarande värde vid gjutning i ett vattenfyllt rör (undervattensgjutning) är minst 375 kg/ m^3 . Vattencementtal $\leq 0,45$.

Föreskriven betongkvalitet/hållfasthetsklass bör vara minst C30/37, för att ge någon vidare effekt på bärförmågan, och inte överstiga C45/55 med hänsyn till gjutbarhet i djupa rör. I allmänhet vid samverkanspålar ska betongen vara förtillverkad på betongstation. Det är också en fördel när det gäller styrkta hållfasthetsegenskaper. Det är även en fördel att använda självkompakterande betong. Största stenstorlek väljs med hänsyn till pålens innerdiameter, pällängd och förekommande armering. Ofta väljs max 8 mm.

För broar och liknande konstruktioner gäller normalt en övre tillåten gräns för permanenta konstruktioner vad beträffar i beräkningarna utnyttjad hållfasthet för undervattensgjuten betong. Ett utnyttjande av de högre hållfasthetsklasserna, även om gjutning sker i torrhet, bör kompletteras med

kontrollprogram för att verifiera utförandet av gjutningen. För högre kvaliteter än C35/45 rekommenderas att kärnborrprover tas på gjuten konstruktion.

5.3 Påltopp och lastöverföring

Även vid påltopp krävs god anliggning för att pålen ska kunna tillgodoräkna samverkan mellan betong och stål. Här beskrivs ett utförande som kan tillgodose god anliggning i pålens topp enligt villkor i avsnitt 2.2 (särskild åtgärd för lastinföring i betong och stålrör = samverkan). Pålarna fylls med betong, enligt avsnitt 5.2, upp till ca 100 mm under pålavskärningsplanet. Därefter häftsvetsas topplåten mot röret med tre häftsvetsar med $a_{mätt} = 3\text{ mm}$ som är minst 50 mm långa och jämnt fördelade över rörets omkrets. Häftsvetsning av topplåten kan ersättas av ett till topplåten fastsvetsad armeringsjärn (ej rörstump) som sänks ner i det ohärdade bruket som, efter härdning, fixerar topplåten på plats. Observera att det alltid krävs efterinjektering för samverkan mellan tryckplatta, stålrör och betong. Efter ca 3 dagar, när största delen av betongens krympning har skett, toppgjuts pålarna med expanderbruk genom ett hål i topplåten. Detta för att säkerställa att tomrum mellan undersida platta och betong inte uppkommer. Om pålen är vertikal räcker det normalt med ett större hål, se Figur 5.1. Hålet storlek måste anpassas till pålens- och topplåtens dimensioner samt storlek på gjutslang (inkl. skarvar) och luftspalt. Observera att slutna rörstump ej i något fall kan rekommenderas till förankring då det visat sig att den starkt bidrar till att betongen "sväller" upp och topplåt tappar kontakt med pålen.



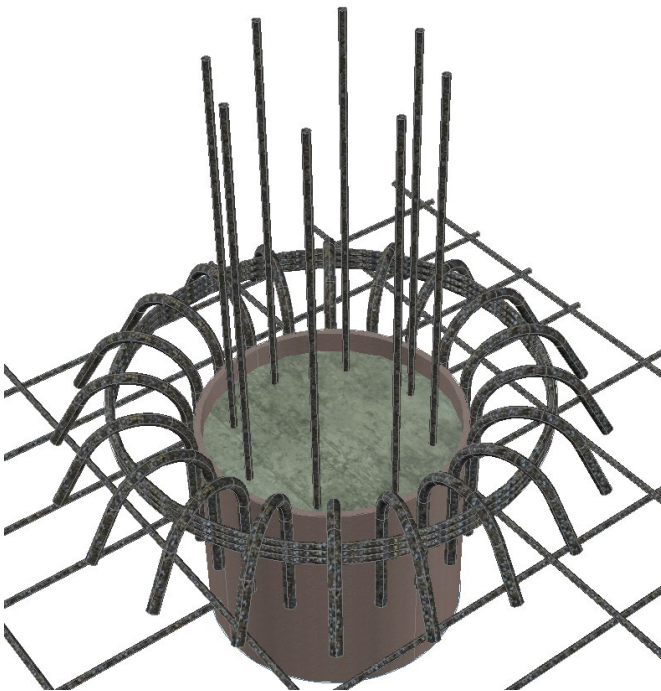
Figur 5.1. Håltagning i tryckplatta för efterinjektering av vertikala pålar. Hålets storlek anpassas så att luft kan tränga ut i samband med gjutning.

Vid lutande pålar behövs ett mindre injekteringshål i topplåtens lägst belägna del, ca 20 mm, och ett avluftningshål i topplåtens högst belägna del. När utrymmet är fyllt tränger injekteringsbruket ut genom avluftningshålet, se Figur 5.2.



Figur 5.2. Håltagning i tryckplatta för efterinjektering av lutande pålar. Injekteringshål och lufthål.

Samverkan kan även erhållas med ett helt öppet rör för grova rörpålar (med diameter större än 300 mm). Då undviks separat efterinjektering för lastöverföring till betongen men i stället måste det säkerställas att lasten överförs till stålröret, vilket kan göras med erforderlig påsvetsad mängd armering, se Figur 5.3.



Figur 5.3. Lastinföring vid grov rörpåle med på röret påsvetsad böjd armering för förankring i ovanliggande konstruktion. Exemplet är taget från grundläggningen av en väntbrygga för stora fartyg som angör. Övre delen av rörpålarna är ingjutna ca 0,5 m i betongöverbyggnaden. Efterinjekteringen utgörs här av gjutningen för överbyggnaden.

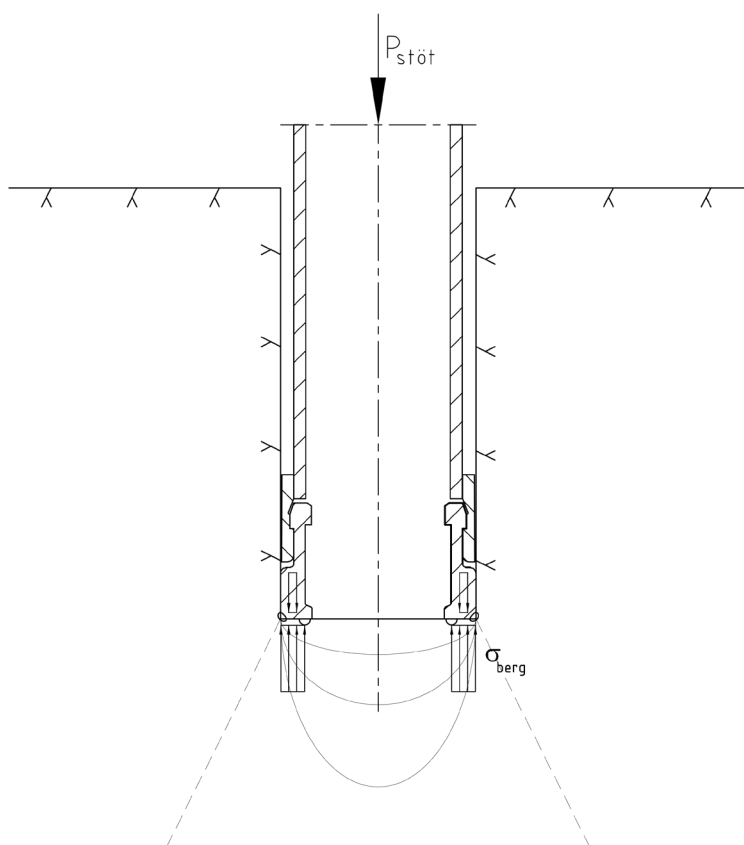
Den bockade armeringen i figuren avser att föra in last i stålröret (svetsade till röret). Ersätter studs som inte kan svetsas på vertikala ytor. Den raka armeringen avser att föra in last i betongen, som annars suggs upp till stålröret. Betongkonstruktionen som pålen är ingjuten i behöver också armeras upp med extra armering för att denna lastöverföring skall äga rum.

6 Kontroll

6.1 Kontroll av geoteknisk bärförmåga

Kunskapen om hur samverkan mellan betong och stål hos en påle påverkas av de stötvågor som pålen utsätts för i samband med stoppslagning och stötvågsmätning är inte tillräcklig. Därför krävs provning av betongfyllda stålrörspålar som stoppslagits för att ta reda på om konstruktiv samverkan mellan betong och stål kan tillgodoräknas även efter stoppslagning. Alternativt kan statisk provbelastning utföras för att påvisa geoteknisk bärförmåga med bibehållen konstruktiv samverkan. Hur geoteknisk bärförmåga verifieras beskrivs ingående i Pålkommissionens rapport 106 (Alheid, et al., 2014). Här återges detta i korthet.

För borrade stålrörspålar kan verifiering av pålens geotekniska bärförmåga göras genom stötvågsmätning enbart på **stålröret**. Eftersom den mobiliserade spänningen mellan röret och berget (se Figur 6.1) är mycket högre än betongspänningen så kan det antas att betongens bidrag till bärförmåga också kan tillgodoräknas.



Figur 6.1. Bild som illustrerar mobiliserad spänning mellan berg och stålrör vilken verkar kring rörets periferi för borrade påle.

Därav behöver inte stötvågsmätning utföras med betongfyllt rör, där betongen annars riskerar att skadas vid stötvågsmätningens extrema tryck och dragspänningar (där stötvågen vänder vid pålspetsen, mot en stum yta, dubblas lasten i pålen). Dock har bergmassan inte belastats med denna högre last som det innebär att medräkna betongens bidrag. För grova stålrörspålar där betongarean utgör större andel bör dock försiktighet iakttas med att medräkna hela betongens bidrag. En rimlig övre gräns för den geotekniska bärförmågan på 1,25 gånger stålrörets uppmätta geotekniska bärförmåga

föreslås, vilket begränsar betongens bidrag. Behöver bärförmågan nyttjas högre bör provbelastning ske med betong i, vilket i fallet med stötvågsmätning innebär en offrad provpåle, eller alternativt statisk provbelastning.

För slagna stålrörspålar finns inte denna möjlighet och eventuellt kan statisk provbelastning då vara tvunget för att påvisa hög geoteknisk bärförmåga.

Stötvågen vid stoppslagning belastar pålen med tryck, drag och moment samtidigt. Momentet i pålen skapas av snedslag, pålens krokighet eller excentricitet nere vid spetsen. Att påvisa en geoteknisk bärförmåga som motsvarar mer än halva stuklasten kräver en energimängd som riskerar att ha sönder pålen. Normalt kan maximalt 55% av stuklasten ($f_{yk} A_a$, nominellt) nyttjas vid stoppslagning mot berg. I sällsynta fall när pålarna är raka och korta samt har god spetsbärförmåga kan dock något högre bärförmåga påvisas utan att pålarna slås sönder. Observera att det kan krävas efterslagning med lätta slag efter stoppslagning/stötvågsmätning för att se till att pålens spets har kontakt mot berget och inte stannar i "uppstudsat" läge.

Alla pålar skall stoppslås enligt ovan, detta gäller även borrarade pålar. Även om vissa erfarna borraroperatörer kan bedöma bergets kvalité och hårdhet så skall det inte vara upp till borraroperatören att avgöra om det som finns under pålens spets kan utgöra tillräcklig geoteknisk bärförmåga. Borrrhammaren ger inte en tillräcklig energimängd för att kunna stoppslå pålar med hög nyttjandegrad av geoteknisk bärförmåga.

6.2 Tilläggskontroll

Exempel på checklista som bör ingå i en tilläggskontrollplan för borrarade- respektive slagna stålrörspålar där överbyggnadens laster överförs till pålen via en tryckplatta:

Tabell 10 Checklista tilläggskontroll

Kontroll av ingående delars överensstämmelse med krav	Borrad stålrörspåle	Slagen stålrörspåle	Signatur fabrik	Signatur byggarbetsplats
Åtdragningsmoment alt. svetskontroller för skarv enligt föreskriven utförandeklass	X	X		X
Vinkelavvikelse i skarv 1)	X	X		X
Pållängders överensstämmelse med geoteknik 2)	X	X		X
Avvikelse i plan 1)	X	X		X
Rakhetsmätning 3)	X	X		X
Geoteknisk bärförmåga; stoppslagningskriterium av samtliga pålar	X	X		X

med tillräcklig slagenergi (typ av hejare) alt. PDA				
Geoteknisk bärförmåga; verifiering av stoppslagningskriterium med PDA	X	X		X
Renspolning av borrhål enligt arbetsordning S)	X			X
Levererad betongkvalité S)	X	X	X	X
Betongfyllning utförd enligt arbetsordning med start från pålfot upp till ca 100 mm från påltopp S)	X	X		X
God anliggning mellan tryckplåt och stålrör enligt arbetsordning inkl. kontroll av centrisk placering. 4)	X	X		X
Toppgjutning med expanderbruk för god anliggning mellan tryckplåt och betong för lastöverföring till betongen. S)	X	X		X
Kontroll av orientering för armering med H-balk (enkelsymmetri)				X
Kontroll av armeringens placering.	X	X		X

1) Enligt schablon.

2) Minsta installerad elementlängd med avseende på knäcklängden.

3) Enligt schablon eller krav på minsta rakhet, måste då anges

4) Vid fall utan tryckplåt krävs tilläggskontroll på den till röret svetsade armeringen som används för att föra last till stålröret.

S) Gäller specifikt för samverkanspålar.

7 Referenser

7.1 Artiklar, litteratur & webbsidor

Alén, C. o.a., 2011. *Supplement nr 1 till rapport 84a. Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord*, Stockholm: Pålkommissionen.

Alheid, P. o.a., 2014. *Rapport 106. Verifiering av geoteknisk bärförmåga för pålar enligt Eurokod*, Stockholm: Pålkommissionen.

American Institute of Steel Construction, 2010. *Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction.

Battini, J.-M., 2002. *Co-rotational beam elements in instability problems*. Stockholm: Royal Institute of Technology, Department of Mechanics.

Bengtsson, P.-E., Bengtsson, Å. & Fredriksson, A., 1991. *Rapport 84. Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord*, Linköping: Pålkommissionen.

Bengtsson, P.-E., Bengtsson, Å. & Fredriksson, A., 1995. *Rapport 84a. Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord*. Linköping: Pålkommissionen.

Bengtsson, Å., Berglars, B., Hultsjö, S. & Romell, J., 2000. *Rapport 98. Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålplålar*, Linköping: Pålkommissionen.

Bergmann, R., Dutta, D., Matsui, C. & Meisma, C., 1995. *Design Guide for Concrete Filled Hollow Section Columns Under Static and Seismic Loading*. Köln: Verlag TÜV Rheinland GmbH.

Bernander, S. & Svensk, I., 1970. *Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initalkrökning och egenspanningar i pålmaterialet*, u.o.: Pålkommissionen.

Betongförening, S., 2010. *Handbok till Eurokod 2, Volym 1*, Stockholm: Svenska Betongföreningen.

Bradford, M. A., Loh, H. Y. & Uy, B., 2002. Slenderness limits for filled circular steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*, Volym 58, pp. 243-252.

Bradford, M. A., Loh, H. Y. & Uy, B., 2017. *Local Buckling of Concrete-filled Circular Steel Tubes*. Sydney: The University of New South Wales.

Bredenberg, H. o.a., 2010. *Rapport 104. Borrade stålörspålar, Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll*, Linköping: Pålkommissionen.

Camitz, G., 1994. *Rapport 93. Korrosion och korrosionsskydd av stålplålar och stålspons i jord och vatten*, u.o.: Pålkommissionen.

Cederwall, K., Lorentsen, M. & Östlund, L., 1990. *Betonghandbok konstruktion, utgåva 2*, Örebro: AB Svensk Byggtjänst och Cements AB.

Ehnbåge, G. & Holmberg, G., 1998. *Rapport 96:1. Dimensioneringsprinciper för pålar - lastkapacitet*, Linköping: Pålkommisionen.

Eronen, S., 2001. *Drilled steel pipe piles in underpinning and bridge foundations*. 52 red. Tampere University of Technology, Laboratory of Foundation and Earth Structures, Publication: Tampere University of Technology.

Fredriksson, A. & Hultsjö, S., 1989. *Rapport 81. Systempålar. Stödpålar av höghållfasta, korrosionsskyddade stålrör, slagna med lätta höghastighetshejare. Anvisningar för beräkning av dimensionerande bärförmåga*, Stockholm: Pålkommisionen.

Furlong, R. W., 1967. Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns. *Journal of the Structural Division*, Volym 93, pp. 113-124.

Gayathri, V., Shanmugam, N. E. & Choo, Y. S., 2004. Concrete-filled Tubular Columns: Part 1 — Cross-section Analysis. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 4(4), pp. 459-478.

Ghadban, A. A., Al-Rahmani, A. H., Rasheed, H. A. & Albahtiti, M. T., 2017. Buckling of Nonprismatic Column on Varying. *Mathematical Problems in Engineering*, Volym 2017, pp. 1-17.

Hajjar, J. F., Tort, C., Gourley, B. C. & Schiller, P. H., 2001. *A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel tube beam-columns*. 3.0 red. Minneapolis: Structural Engineering.

Hendy, C. R. & Johnson, R. P., 2006. *Designers' Guide to EN 1994-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges*. London: Thomas Telford Publishing.

Höglund, T., 2006. *Att konstruera med stål – Modul 6: Stabilitet för balkar och stänger*. Luleå: u.n.

Ichinose, L. H., 1992. An experimental study on creep of concrete filled steel pipes. *Journal of Constructional Steel Research*, Issue 2, pp. 34-38.

Johansson, M., 2002. *Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-concrete columns*. Göteborg: Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of Technology.

Johnsson, R. & Andersson, D., 2004. *Designers' Guide to EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. London: Thomas Telford Publishing.

Johnsson, R. P., 2004. *Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. 3 red. University of Warwick: Blackwell Publishing.

Leskela, M. V., Eronen, S. & Jokiniemi, H., 2005. *Concrete Filled Circular Steel Tubes as Foundation Piles*. u.o.:u.n.

Mitsubishi, u.d. *Ringborrsystem - Mitsubishi*. [Online]
Available at: <https://geomek.se/grundlaggning/sankhammarborrning/ringborrsystem-mitsubishi/>
[Använd 16 06 2023].

Pircher, A. W. a. M., 2002. *The influence of material properties on the local buckling of concrete filled steel tubes*. Sydney, Elsevier Science Ltd..

Pålkommisionen, Tekniskt PM 1, 2008. *Utredning av dimensioneringsprinciper för bergskor och skravar till pålar*, Stockholm: Pålkommisionen.

Stålbyggnadsinstitutet, 2008. *Publikation 130. Stålbyggnad*, Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.

Yu-Feng, A., Lin-Hai, H. & Xiao-Ling, Z., 2012. Behaviour and design calculations on very slender thin-walled CFST columns. *Thin-Walled Structures*, Volym 53, pp. 161-175.

7.2 Normer och standarder

BFS 2019:1, 2019. *Boverkets föreskrifter om ändring i Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarer (eurokoder)*. s.l.:Boverkets författningssamling.

EN 1990, 2002. *Eurocode - Basis of structural design*, Bryssel: European Committee for Standardization.

SS-EN 1090-2:2018, 2018. *Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner - Del 2: Stålkonstruktioner*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1990, n.d. *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1992-1-1:2005, 2005. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1992-1-2:2004/AC:2017, 2017. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-2: Allmänna regler - Brandteknisk dimensionering*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1993-1-1:2005, 2008. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1993-1-6:2007 A1:2017, 2017. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner — Del 1-6: Skal*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1993-1-6:2007, 2015. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-6: Skal*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1993-5:2007, 2010. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 5: Pålar och spont*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1994-1-1:2005, 2009. *Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-EN 1994-2:2005, 2008. *Eurokod 4 - Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 2: Broar*. s.l.:SIS Förlag AB.

SS-ENV 1992-1-4, 2005. *Betongkonstruktioner - Dimensionering - Eurocode 2 - Del 1-4: Konstruktioner av lättballastbetong med sluten struktur*. s.l.:SIS Förlag AB.

7.3 Bibliografi

Mycket matnyttig information om samverkan mellan stål och betong finns på: **www.northeastern.edu/compositesystems/wiki/Main_Page**. Hemsidan har i princip samlat all världens forskning på ämnet.

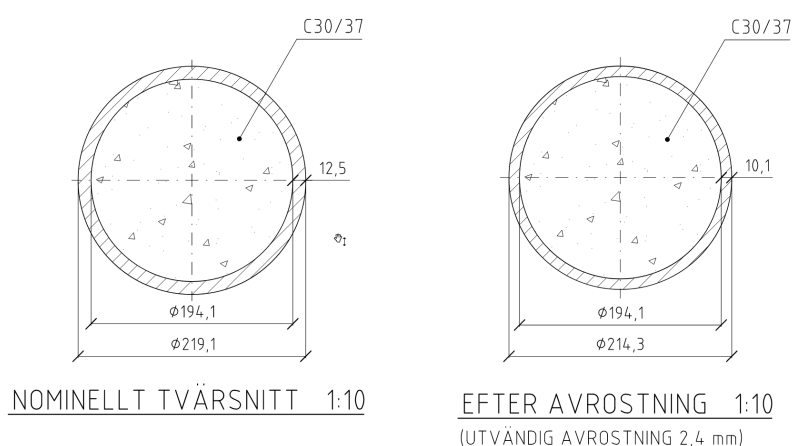
Bilagor

BILAGA A. BERÄKNINGSEXEMPEL 1 - DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS, ULS	63
BILAGA B. KNÄCKNINGSBERÄKNING AV PÅLE I BRIGADE/PLUS 2022	74
BILAGA C. BERÄKNINGSEXEMPEL 2 - DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNS, SLS (QP) LÅNGTIDSLASTFALL	84
BILAGA D. BERÄKNINGSEXEMPEL 3 - DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS, ULS I TVÄRSNITTKLASS 4	92
BILAGA E. BERÄKNINGSEXEMPEL 4 – BESTÄMNING AV KRYPTAL ENLIGT SS-EN 1992-1-1, BILAGA B	104
BILAGA F – PLASTISKT BETEENDE VID KNÄCKNING	106

Bilaga A. Beräkningsexempel 1 - Dimensionering i brottgräns, ULS

Rörpåle 220x12,5

Förutsättningar: En borrar rörpåle beräknad med samverkan mellan stål och betong. Pålen är installerad i en lös lera med längd 20 m och belastas med centrisk tryckkraft på påltoppen där andelen långtidslast är 85% $\left(\frac{N_{Ed,SLSQP}}{N_{Ed,ULS}} = 0,85\right)$. Stålröret är av dimension 219,1 x 12,5 och av hållfasthetsklass S460. En dimensionerande yttre avrostning på 2,4 mm på stålröret används. Betongen som röret fylls med är av hållfasthetsklass C30/37 med $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. Krypkoeficienten uppgår till $\varphi = 1,5$. Leran har utvärderats till $c_{uk} = 15 \text{ kPa}$. Se Figur A1.



Figur A1. Nominellt tvärsnitt (till vänster) och tvärsnitt efter avrostning (till höger).

Sökt: Pålens strukturella bärförmåga i brottgräns, ULS

Beräkning:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$\phi_{yd} = 219,1 \text{ mm} - 2,4 \text{ mm} \cdot 2 = 214,3 \text{ mm}$$

$$\phi_i = 219,1 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} \cdot 2 = 194,1 \text{ mm}$$

$$A_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^2 - \phi_i^2)}{4} = \pi \cdot \frac{(219,1^2 - 194,1^2)}{4} = 8\,113 \text{ mm}^2 \quad \text{nominellt}$$

$$A_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^2 - \phi_i^2)}{4} = \pi \cdot \frac{(214,3^2 - 194,1^2)}{4} = 6\,479 \text{ mm}^2 \quad \text{avrostat}$$

Pålens plastiska normalkraftskapacitet (enl. Ekvation 2.4) vid nominellt tvärsnitt:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = 8113 \cdot 460 + 1,00 \cdot 29\,590 \cdot 20 = 3\,731 + 592 = 4\,323 \text{ kN}$$

Stålbidragskvoten δ kontrolleras med Ekvation 2.2:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3731}{4323} = 0,86; \quad (0,2 \leq \delta \leq 0,9)$$

Pålens plastiska normalkraftskapacitet (enl. Ekvation 2.4) vid avrostat tvärsnitt:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = 6479 \cdot 460 + 1,00 \cdot 29\,590 \cdot 20 = 2\,980 + 592 = \mathbf{3\,572\,kN}$$

Stålbidragskvoten δ kontrolleras med Ekvation 2.2:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2980}{3572} = 0,83; \quad (0,2 \leq \delta \leq 0,9)$$

Lasteffekt

Då utredning visar att elastiska analyser krävs för att beräkna lasteffekten i pålen så kommer kryptalet i betongen att vara av vikt. I detta fall så består andelen långtidslast av 85% vilket gör att det effektiva kryptalet blir:

$$\phi_t \cdot \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} = 1,5 \cdot 0,85 = \mathbf{1,275}$$

Böjstyvheten för avrostat tvärsnitt $(EI)_{eff}$:

$$(EI)_{eff} = K_0 (E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c) \quad (\text{ekv. 3.15})$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \phi_t \cdot \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}})} = \frac{32,8\,GPa}{(1 + 1,5 \cdot 0,85)} = 14,4\,GPa \quad (\text{ekv. 3.17})$$

$$I_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^4 - \phi_i^4)}{64} = \pi \cdot \frac{(214,3^4 - 194,1^4)}{64} = 33\,853\,973\,mm^4$$

$$I_c = \pi \cdot \frac{\phi_i^4}{64} = \pi \cdot \frac{194,1^4}{64} = 69\,674\,208\,mm^4$$

$$(EI)_{eff} = 0,9 \cdot (210 \cdot 33\,853\,973 + 0,5 \cdot 14,4 \cdot 69\,674\,208) = \mathbf{6\,849,9\,kNm^2}$$

Beräkning av lasteffekt sker enligt Pålkommisionens beräkningsmetod beskriven i PKR84a och PKR84a supplement 1:

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_m} = \frac{15}{1,5} = 10\,kPa \quad (c_{uk} = c_{um} \cdot \eta)$$

Koefficient bäddmodul B (baserad på PKR96:1, avsnitt 3.3.1, ekvation 3.3.1.c och 3.3.1.d):

$$B = \frac{200}{1 + 3 \cdot \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}} = \frac{200}{1 + 3 \cdot 0,85} = 56,3 \quad \mathbf{A.1}$$

Koefficient för brottryck C (baserad på PKR96:1, avsnitt 3.3.1, ekvation 3.3.1.c och 3.3.1.d):

$$C = 9 - 3 \cdot \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} = 9 - 3 \cdot 0,85 = 6,45 \quad \mathbf{A.2}$$

$$q_{bd} = C \cdot c_{ud} = 6,45 \cdot 10 = 64,5 \text{ kPa} \quad \text{A.3}$$

Bäddmodul

$$k_d = \frac{B \cdot c_{ud}}{\phi_{yd}} = \frac{56,3 \cdot 10}{0,2143} = 2\,627 \text{ kN/m}^3 \quad \text{A.4}$$

$$y_{bd} = \frac{q_{bd}}{k_d} = \frac{C \cdot c_{ud}}{\frac{B \cdot c_{ud}}{\phi_{yd}}} = \frac{C \cdot \phi_{yd}}{B} = \frac{6,45 \cdot \phi_{yd}}{50} = 0,115 \cdot \phi_{yd} = 24,6 \text{ mm} \quad \text{A.5}$$

Teoretisk knäckningslast (enl. PKR84a, avsnitt 6.1, ekvation 42):

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot \phi_{yd} \cdot (EI)_{eff}} = 2 \cdot \sqrt{2627 \cdot 0,2143 \cdot 6850} = 3\,928 \text{ kN}$$

Teoretisk knäcklängd L_k (enl. PKR84a, avsnitt 6.1, ekvation 43):

$$L_k = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_{eff}}{k_d \cdot \phi_{yd}}} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{6850}{2627 \cdot 0,2143}} = 5,87 \text{ m}$$

Geometrisk initialkrokighet enl. Ekvation 2.16, rakhetskontroll med ficklampa och inklinometer.

$$\delta_g = \frac{L_k}{600} + \frac{n \cdot L_k}{4} \cdot v = \frac{L_k}{600} + \frac{1 \cdot L_k}{4} \cdot \frac{1}{300} = \frac{L_k}{400} = \frac{5870 \text{ mm}}{400} = 14,7 \text{ mm} \quad \text{A.6}$$

Fiktiv initialkrokighet m.a.p. egenspanningar i stålet

$$\delta_f = 0,0013 \cdot L_k = 0,0013 \cdot 5870 \text{ mm} = 7,6 \text{ mm} \quad \text{A.7}$$

Dimensionerande initialkrokighet, max en skarv per knäcklängd, $\gamma_d = 1,0$.

$$\delta_d = \gamma_d \cdot \delta_g + \delta_f = 1,0 \cdot 14,7 + 7,6 = 22,3 \text{ mm (motsvarar i detta fall } L_k/263)$$

Lasteffekt enligt PKR84a, avsnitt 6.1 (ekvation 41 med omskrivning):

$$P(y_0) = \frac{P_k \cdot y_0}{\delta_d + y_0} = \left(1 - \frac{\delta_d}{\delta_d + y_0}\right) \cdot P_k \quad (\text{då } y_0 \leq y_{bd})$$

$$M_{84a}(y_0) = 0,5 \cdot P(y_0) \cdot \delta_d \cdot \frac{1}{1 - \frac{P(y_0)}{P_k}} \quad (\text{då } y_0 \leq y_{bd})$$

Och då jordbrott inträffar, dvs $y_0 > y_{bd}$ enligt metoden med **ekvivalent sidomotstånd** (PKR84a):

$$\alpha(y_0) = \arcsin\left(\frac{y_{bd}}{y_0}\right)$$

$$k_{de}(y_0) = k_d \left[1 - \cos\alpha(y_0) + \sin\alpha(y_0) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha(y_0)\right) \right]$$

$$P_{k1}(y_0) = P_k \cdot \sqrt{\frac{k_{de}(y_0)}{k_d}}$$

$$P(y_0) = \left(1 - \frac{\delta_d}{\delta_d + y_0}\right) \cdot P_{k1}(y_0)$$

$$M_{84a}(y_0) = 0,5 \cdot P(y_0) \cdot \delta_d \cdot \frac{1}{1 - \frac{P(y_0)}{P_{k1}(y_0)}}$$

Sammanställt i tabellformat fås lasteffektkurvan som funktion av tillskottsutböjningen y_0 :

Tabell A1. Lasteffekt $P(y_0)$, $M_{84\alpha}(y_0)$ i pålens mittnitt för olika sidoböjningar y_0 . Jordbrott inträffar vid sidoutböjning y_{bd} .

Sidoböjning:						
	y_0	α	k_{de}/k_d	P_{k1}	P	$M_{84 \max}$
	0,0 mm				0 kN	0,0 kNm
	2,5 mm				391 kN	4,8 kNm
	4,9 mm				711 kN	9,7 kNm
	7,4 mm				978 kN	14,5 kNm
	9,9 mm				1204 kN	19,4 kNm
	12,3 mm				1398 kN	24,2 kNm
	14,8 mm				1566 kN	29,0 kNm
	17,3 mm				1713 kN	33,9 kNm
	19,7 mm				1843 kN	38,7 kNm
	22,2 mm				1959 kN	43,6 kNm
y_{bd}	24,6 mm	1,5705	1,0000	3928 kN	2062 kN	48,4 kNm
	25,9 mm	1,2610	0,9902	3908 kN	2099 kN	50,6 kNm
	27,1 mm	1,1411	0,9740	3876 kN	2127 kN	52,5 kNm
	28,3 mm	1,0543	0,9553	3839 kN	2149 kN	54,4 kNm
	29,6 mm	0,9851	0,9353	3798 kN	2166 kN	56,2 kNm
	30,8 mm	0,9273	0,9148	3757 kN	2179 kN	57,9 kNm
	32,0 mm	0,8776	0,8942	3714 kN	2190 kN	59,5 kNm
	33,3 mm	0,8342	0,8739	3672 kN	2198 kN	61,1 kNm
	34,5 mm	0,7956	0,8539	3629 kN	2205 kN	62,6 kNm
	35,7 mm	0,7610	0,8343	3588 kN	2209 kN	64,1 kNm
	37,0 mm	0,7297	0,8154	3547 kN	2212 kN	65,6 kNm
	38,2 mm	0,7012	0,7970	3506 kN	2214 kN	67,0 kNm
	39,4 mm	0,6751	0,7792	3467 kN	2215 kN	68,4 kNm
	40,7 mm	0,6511	0,7620	3428 kN	2214 kN	69,7 kNm
	41,9 mm	0,6289	0,7454	3391 kN	2213 kN	71,0 kNm
	43,1 mm	0,6082	0,7294	3354 kN	2211 kN	72,3 kNm
	44,4 mm	0,5890	0,7139	3319 kN	2209 kN	73,6 kNm
	45,6 mm	0,5711	0,6991	3284 kN	2205 kN	74,9 kNm
	46,8 mm	0,5543	0,6847	3250 kN	2202 kN	76,1 kNm
	48,1 mm	0,5385	0,6709	3217 kN	2198 kN	77,3 kNm
	49,3 mm	0,5236	0,6576	3185 kN	2193 kN	78,5 kNm
	50,5 mm	0,5096	0,6447	3154 kN	2188 kN	79,7 kNm
					$P_{knäck} =$	2215 kN
					$M_{tillh} =$	68,4 kNm

Tvärsnittskapacitet

Tvärsnittets elastiska kapacitet beräknad med lamellmetoden för kryptal $\varphi = 1,275$ ger följande värden för olika tryckzonshöjder y_n (se Figur A4):

Tabell A2. Tvärsnittets elastiska kapacitet tabellerad för olika tryckzonshöjder y_n . De olika materialens bidrag till totala kapaciteten redogörs kolumnvis.

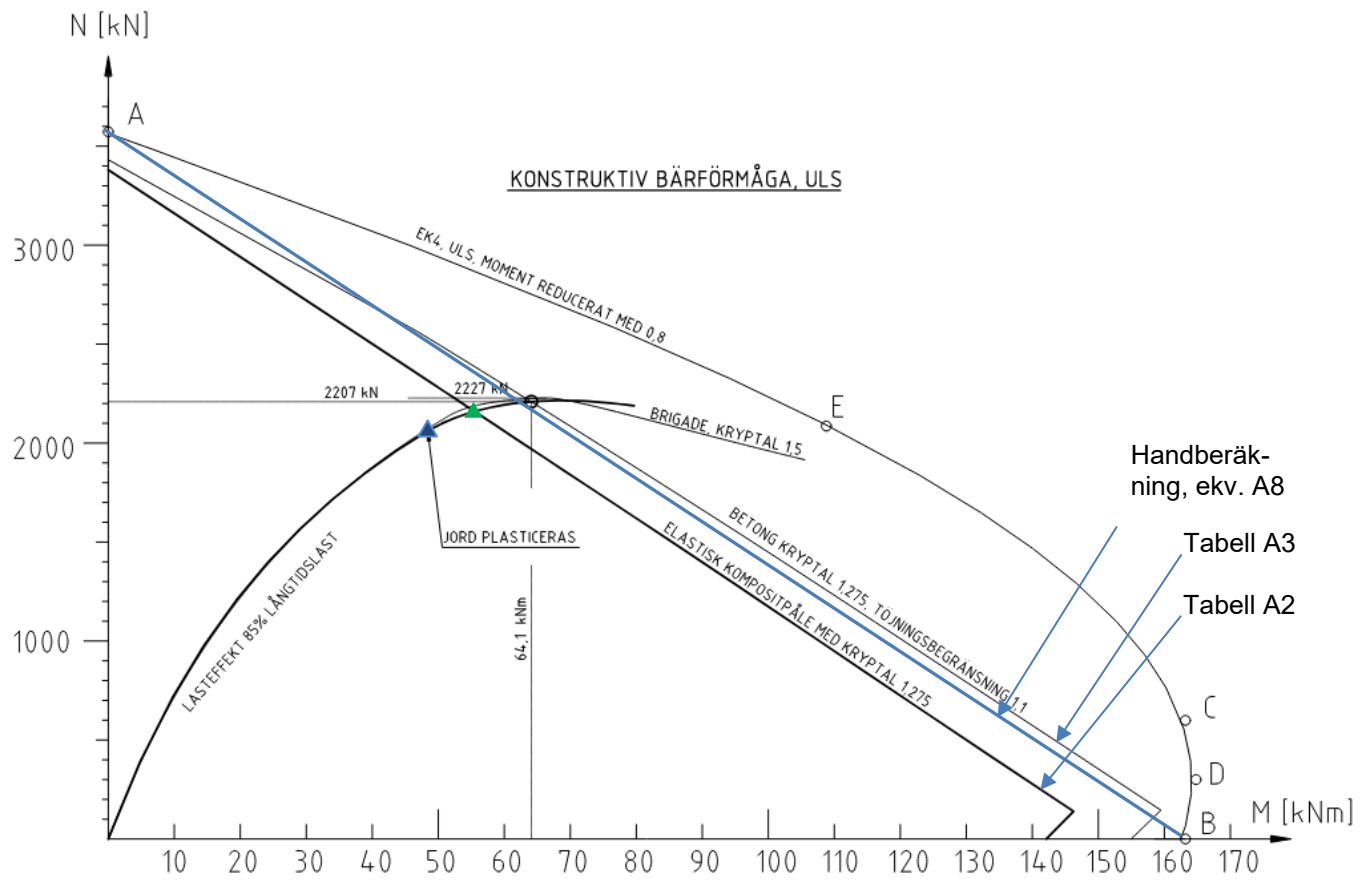
y_n	Betong		Armering		Rör		Tot. kapacitet	
	F_c	M_c	F_s	M_s	F_s	M_s	M_d	N_d
6,4 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1440 kN	74,5 kNm	74,5 kNm	-1440 kN
10,7 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1408 kN	76,0 kNm	76,0 kNm	-1408 kN
15,0 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1374 kN	77,7 kNm	77,7 kNm	-1374 kN
19,3 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1339 kN	79,4 kNm	79,4 kNm	-1339 kN
23,6 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1302 kN	81,2 kNm	81,2 kNm	-1302 kN
27,9 mm	1 kN	0,1 kNm	0 kN	0 kNm	1264 kN	83,0 kNm	83,1 kNm	-1263 kN
32,1 mm	1 kN	0,1 kNm	0 kN	0 kNm	1224 kN	85,0 kNm	85,1 kNm	-1223 kN
36,4 mm	2 kN	0,1 kNm	0 kN	0 kNm	1182 kN	87,0 kNm	87,2 kNm	-1180 kN
40,7 mm	2 kN	0,2 kNm	0 kN	0 kNm	1137 kN	89,2 kNm	89,4 kNm	-1135 kN
45,0 mm	3 kN	0,3 kNm	0 kN	0 kNm	1091 kN	91,5 kNm	91,7 kNm	-1087 kN
55,7 mm	7 kN	0,6 kNm	0 kN	0 kNm	964 kN	97,6 kNm	98,2 kNm	-957 kN
66,4 mm	13 kN	0,9 kNm	0 kN	0 kNm	818 kN	104,7 kNm	105,6 kNm	-805 kN
77,1 mm	21 kN	1,5 kNm	0 kN	0 kNm	650 kN	112,9 kNm	114,3 kNm	-629 kN
87,9 mm	33 kN	2,1 kNm	0 kN	0 kNm	453 kN	122,5 kNm	124,6 kNm	-421 kN
98,6 mm	49 kN	2,9 kNm	0 kN	0 kNm	220 kN	133,8 kNm	136,7 kNm	-172 kN
109,3 mm	67 kN	3,8 kNm	0 kN	0 kNm	-58 kN	141,7 kNm	145,5 kNm	126 kN
120,0 mm	78 kN	4,1 kNm	0 kN	0 kNm	-318 kN	129,0 kNm	133,1 kNm	397 kN
130,7 mm	89 kN	4,3 kNm	0 kN	0 kNm	-536 kN	118,4 kNm	122,7 kNm	625 kN
141,4 mm	100 kN	4,4 kNm	0 kN	0 kNm	-720 kN	109,5 kNm	113,9 kNm	820 kN
152,2 mm	111 kN	4,5 kNm	0 kN	0 kNm	-879 kN	101,8 kNm	106,2 kNm	990 kN
162,9 mm	122 kN	4,5 kNm	0 kN	0 kNm	-1017 kN	95,1 kNm	99,5 kNm	1139 kN
173,6 mm	133 kN	4,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1137 kN	89,2 kNm	93,6 kNm	1270 kN
184,3 mm	143 kN	4,3 kNm	0 kN	0 kNm	-1244 kN	84,0 kNm	88,3 kNm	1387 kN
195,0 mm	153 kN	4,1 kNm	0 kN	0 kNm	-1339 kN	79,4 kNm	83,5 kNm	1492 kN
205,7 mm	163 kN	3,9 kNm	0 kN	0 kNm	-1424 kN	75,3 kNm	79,1 kNm	1587 kN
216,4 mm	172 kN	3,7 kNm	0 kN	0 kNm	-1501 kN	71,5 kNm	75,2 kNm	1672 kN
227,2 mm	180 kN	3,5 kNm	0 kN	0 kNm	-1570 kN	68,2 kNm	71,7 kNm	1750 kN
237,9 mm	187 kN	3,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1633 kN	65,1 kNm	68,4 kNm	1820 kN
248,6 mm	193 kN	3,2 kNm	0 kN	0 kNm	-1691 kN	62,3 kNm	65,5 kNm	1884 kN
259,3 mm	200 kN	3,1 kNm	0 kN	0 kNm	-1744 kN	59,7 kNm	62,8 kNm	1943 kN
270,0 mm	205 kN	3,0 kNm	0 kN	0 kNm	-1793 kN	57,3 kNm	60,3 kNm	1998 kN
280,7 mm	210 kN	2,8 kNm	0 kN	0 kNm	-1838 kN	55,1 kNm	58,0 kNm	2048 kN
291,4 mm	215 kN	2,7 kNm	0 kN	0 kNm	-1879 kN	53,1 kNm	55,9 kNm	2094 kN
302,2 mm	219 kN	2,6 kNm	0 kN	0 kNm	-1918 kN	51,2 kNm	53,9 kNm	2138 kN
312,9 mm	224 kN	2,6 kNm	0 kN	0 kNm	-1954 kN	49,5 kNm	52,0 kNm	2178 kN
323,6 mm	227 kN	2,5 kNm	0 kN	0 kNm	-1988 kN	47,8 kNm	50,3 kNm	2215 kN
334,3 mm	231 kN	2,4 kNm	0 kN	0 kNm	-2019 kN	46,3 kNm	48,7 kNm	2250 kN
345,0 mm	234 kN	2,3 kNm	0 kN	0 kNm	-2049 kN	44,9 kNm	47,2 kNm	2283 kN
355,7 mm	238 kN	2,2 kNm	0 kN	0 kNm	-2077 kN	43,5 kNm	45,8 kNm	2314 kN
1320,1 mm	312 kN	0,6 kNm	0 kN	0 kNm	-2731 kN	11,7 kNm	12,3 kNm	3043 kN

Utifrån den kompletterande FEM-körningen framgår att tvärsnittet kan plasticeras något innan toppvärdet nås. Med införandet av töjningsbegränsning enligt Bilaga F avsnitt 1.3.4 : dvs $\epsilon_{a,max} = 1,1 \cdot \frac{f_{yd}}{E_a}$. Tvärsnittets kapacitet beräknas med lamellmetoden (med samma kryptal som innan) vilket ger följande värden för olika tryckzonshöjder y_n (se Figur A4):

Tabell A3. Tvärsnittets kapacitet vid delvis plasticerat tvärsnitt tabellerad för olika tryckzonshöjder y_n . De olika materialens bidrag till totala kapaciteten redogörs kolumnvis.

y_n	Betong		Armering		Rör		Tot. kapacitet	
	F_c	M_c	F_s	M_s	F_s	M_s	M_d	N_d
6,4 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1560 kN	79,5 kNm	79,5 kNm	-1560 kN
10,7 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1525 kN	81,3 kNm	81,3 kNm	-1525 kN
15,0 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1488 kN	83,1 kNm	83,1 kNm	-1488 kN
19,3 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1450 kN	85,0 kNm	85,0 kNm	-1450 kN
23,6 mm	0 kN	0,0 kNm	0 kN	0 kNm	1410 kN	87,0 kNm	87,1 kNm	-1410 kN
27,9 mm	1 kN	0,1 kNm	0 kN	0 kNm	1368 kN	89,1 kNm	89,2 kNm	-1368 kN
32,1 mm	1 kN	0,1 kNm	0 kN	0 kNm	1325 kN	91,4 kNm	91,5 kNm	-1323 kN
36,4 mm	2 kN	0,2 kNm	0 kN	0 kNm	1279 kN	93,7 kNm	93,9 kNm	-1277 kN
40,7 mm	3 kN	0,3 kNm	0 kN	0 kNm	1231 kN	96,1 kNm	96,4 kNm	-1228 kN
45,0 mm	5 kN	0,4 kNm	0 kN	0 kNm	1180 kN	98,6 kNm	99,0 kNm	-1176 kN
55,7 mm	10 kN	0,7 kNm	0 kN	0 kNm	1042 kN	105,6 kNm	106,3 kNm	-1033 kN
66,4 mm	17 kN	1,3 kNm	0 kN	0 kNm	884 kN	113,5 kNm	114,7 kNm	-866 kN
77,1 mm	28 kN	1,9 kNm	0 kN	0 kNm	700 kN	122,6 kNm	124,6 kNm	-672 kN
87,9 mm	43 kN	2,8 kNm	0 kN	0 kNm	485 kN	133,3 kNm	136,1 kNm	-442 kN
98,6 mm	65 kN	3,9 kNm	0 kN	0 kNm	230 kN	145,9 kNm	149,9 kNm	-166 kN
109,3 mm	90 kN	5,0 kNm	0 kN	0 kNm	-56 kN	154,4 kNm	159,5 kNm	145 kN
120,0 mm	104 kN	5,4 kNm	0 kN	0 kNm	-338 kN	140,6 kNm	146,0 kNm	441 kN
130,7 mm	118 kN	5,7 kNm	0 kN	0 kNm	-575 kN	128,8 kNm	134,5 kNm	693 kN
141,4 mm	133 kN	5,9 kNm	0 kN	0 kNm	-777 kN	118,8 kNm	124,7 kNm	909 kN
152,2 mm	147 kN	6,0 kNm	0 kN	0 kNm	-950 kN	110,2 kNm	116,1 kNm	1097 kN
162,9 mm	162 kN	5,9 kNm	0 kN	0 kNm	-1100 kN	102,7 kNm	108,6 kNm	1261 kN
173,6 mm	176 kN	5,8 kNm	0 kN	0 kNm	-1231 kN	96,1 kNm	101,9 kNm	1407 kN
184,3 mm	190 kN	5,7 kNm	0 kN	0 kNm	-1347 kN	90,2 kNm	95,9 kNm	1537 kN
195,0 mm	204 kN	5,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1450 kN	85,0 kNm	90,5 kNm	1653 kN
205,7 mm	216 kN	5,2 kNm	0 kN	0 kNm	-1542 kN	80,4 kNm	85,5 kNm	1758 kN
216,4 mm	228 kN	4,9 kNm	0 kN	0 kNm	-1625 kN	76,1 kNm	81,0 kNm	1853 kN
227,2 mm	238 kN	4,7 kNm	0 kN	0 kNm	-1700 kN	72,3 kNm	77,0 kNm	1939 kN
237,9 mm	248 kN	4,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1769 kN	68,8 kNm	73,3 kNm	2017 kN
248,6 mm	257 kN	4,3 kNm	0 kN	0 kNm	-1831 kN	65,6 kNm	69,9 kNm	2088 kN
259,3 mm	265 kN	4,1 kNm	0 kN	0 kNm	-1888 kN	62,7 kNm	66,8 kNm	2153 kN
270,0 mm	272 kN	3,9 kNm	0 kN	0 kNm	-1940 kN	60,0 kNm	63,9 kNm	2213 kN
280,7 mm	279 kN	3,8 kNm	0 kN	0 kNm	-1989 kN	57,5 kNm	61,2 kNm	2268 kN
291,4 mm	285 kN	3,6 kNm	0 kN	0 kNm	-2034 kN	55,1 kNm	58,8 kNm	2319 kN
302,2 mm	291 kN	3,5 kNm	0 kN	0 kNm	-2075 kN	53,0 kNm	56,5 kNm	2366 kN
312,9 mm	297 kN	3,4 kNm	0 kN	0 kNm	-2114 kN	51,0 kNm	54,3 kNm	2411 kN
323,6 mm	302 kN	3,2 kNm	0 kN	0 kNm	-2150 kN	49,1 kNm	52,3 kNm	2452 kN
334,3 mm	306 kN	3,1 kNm	0 kN	0 kNm	-2184 kN	47,3 kNm	50,4 kNm	2490 kN
345,0 mm	311 kN	3,0 kNm	0 kN	0 kNm	-2215 kN	45,6 kNm	48,7 kNm	2526 kN
355,7 mm	315 kN	2,9 kNm	0 kN	0 kNm	-2245 kN	44,1 kNm	47,0 kNm	2560 kN
1320,1 mm	411 kN	0,7 kNm	0 kN	0 kNm	-2907 kN	5,4 kNm	6,1 kNm	3318 kN

Uppritat i diagram:



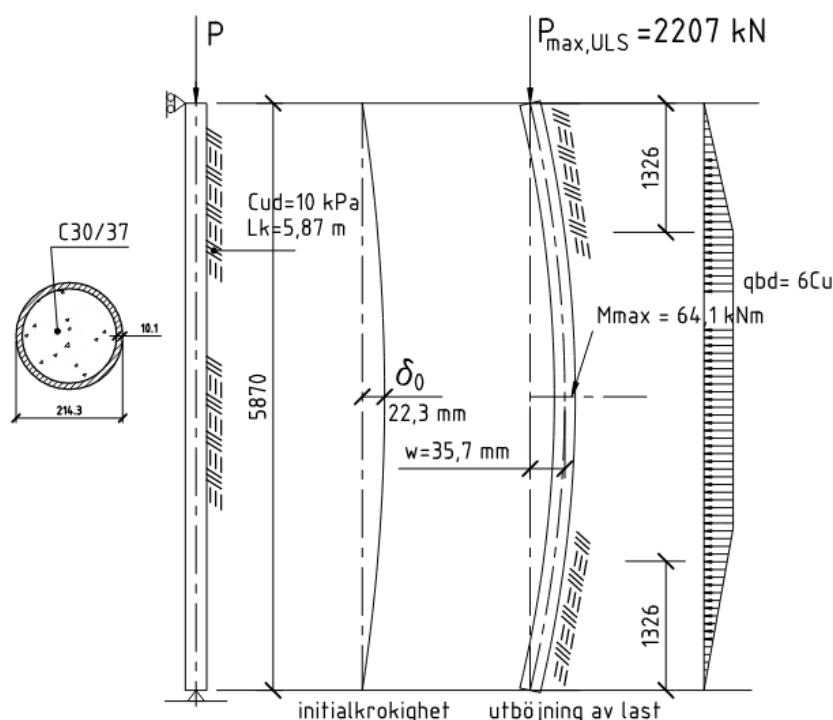
Figur A2. Brottenuveller för tvärsnittet och lasteffektkurvor. Blå triangel på lasteffektkurvan är punkten där jorden börjar plasticeras, och den gröna triangeln är punkten där stålroret börjar plasticeras.

I punkten där lasteffektkurvan skär kapacitetskurvan för delvis plasticerat tvärsnitt fås att:

$$N = 2207 \text{ kN} \text{ och } M_{tillh} = 64,1 \text{ kNm}.$$

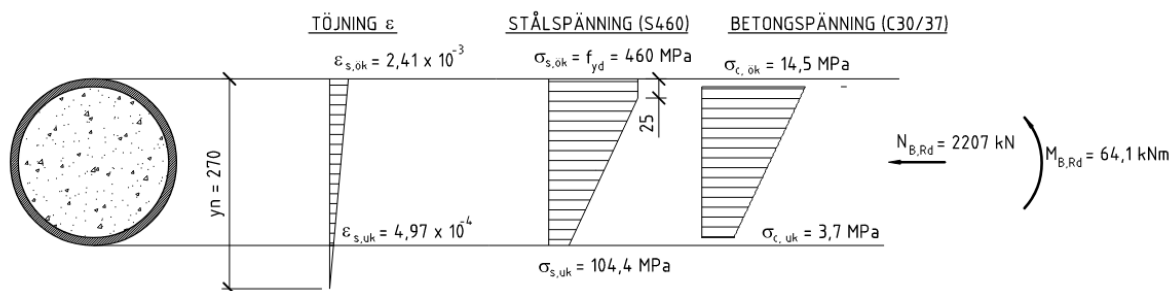
Utböjningen i denna punkt (y_0) är ca 35,7 mm enligt Tabell A1 för lasteffekt.

Uppritad utböjning för pålen ses i Figur A3 nedan.



Figur A3. Utböjningen över en knäcklängd $L_k = 5,87 \text{ m}$ är utritad för max last P . Jordtryckets utseende kan ses längst till höger.

Uppritad spänningsfördelningen i mittsnittet ses i Figur A4 nedan.



Figur A4. Spänningsfördelningen i mittsnittet. Tryckzonshöjden $y_n = 270 \text{ mm}$ är utritad med tillhörande töjningsfördelning ϵ . Längst till höger redovisas de summerade snittkrafterna som är lika med tvärsnittets kapacitet.

Som är snarlik den som fås från FEM-körningen, som kommer i efterföljande bilaga. Ståltvärsnittet har plasticerat på ca 25 mm sträcka från överkanten.

Tvärsnittskapacitet, Handberäkning (alternativ metod)

Enligt Figur A2 så bör ett alternativt till lamellmetoden vara att beräkna punkt A och B enligt EK4:s ekvationer med handberäkningsformler och reducera med $\alpha_M = 0,8$. Utifrån dessa punkter dras sedan en rät linje (blå i figuren). Observerar att α_M inte ska sättas till annat värde än $0,8$, oavsett stålqualität, vid beräkning med denna alternativa metod.

Plastiskt böjmotstånd för stålröret (enl. Ekvation 3.3):

$$W_{pl,a} = \frac{d_y^3 - d_i^3}{6} = \frac{214,3^3 - 194,1^3}{6} = 421\,490 \text{ mm}^3$$

Böjmotstånd betong (Johnsson & Andersson, 2004, pp. 218-223):

$$W_{pl,c} = \frac{d_i^3}{4} - \frac{2}{3} \left(\frac{d_i}{2} \right)^3 = \frac{194,1^3}{4} - \frac{2}{3} \left(\frac{194,1}{2} \right)^3 = 1\,218\,780 \text{ mm}^3$$

$$N_{pm,Rd} = A_c F_{cd} = 29\,590 \cdot 20 = 599 \text{ kN}$$

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{2d_y f_{cd} + 4t_r(2f_{yd} - f_{cd})} = \frac{599 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 214,3 \text{ mm} \cdot 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 410,1 \text{ mm} \left(2 \cdot 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)} = 13,3 \text{ mm}$$

$$W_{pl,c,n} = (d_y - 2t_r)h_n^2 = (214,3 - 2 \cdot 10,1) \cdot 13,3^2 = 34\,334 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,a,n} = d_y h_n^2 - W_{pl,c,n} = 214,3 \cdot 13,3^2 - 34\,334 = 3\,573 \text{ mm}^3$$

Max momentbärförmåga (se punkt D i Figur A2):

$$M_{max,Rd} = W_{pl,a} f_{yd} + \frac{W_{pl,c} f_{cd}}{2} = 421\,490 \cdot 460 + \frac{1\,218\,780 \cdot 20}{2} = 206,0 \text{ kNm}$$

Momentbärförmåga i tvärsnittets mittparti:

$$M_{n,Rd} = W_{pl,a,n} f_{yd} + \frac{W_{pl,c,n} f_{cd}}{2} = 3\,573 \cdot 460 + \frac{34\,334 \cdot 20}{2} = 1,64 \text{ kNm} + 0,34 \text{ kNm} = 1,98 \text{ kNm}$$

Sammansatt momentbärförmåga vid enbart moment, se punkt B och C:

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} = 206 - 1,98 = 204 \text{ kNm}$$

Detta moment ska sedan reduceras med 80% m.h.t. töjningsbegränsning enligt Eurokod 4:

$$M_{pl,Rd,red} = 0,8 \cdot 204 \text{ kNm} = \mathbf{163,2 \text{ kNm}}$$

Den blåa räta linjen i Figur A2 kan då uttryckas med en interaktionsformel enligt nedan:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{ED}}{M_{pl,Rd,red}} \leq 1,0 \quad \text{A.8}$$

Bedömning av maximal geoteknisk bärförmåga (enligt 6.1) i DA2

Rörets stuklast (nominellt tvärsnitt):

$$P_{stuk,rör} = A_a f_{yk} = 8113 \cdot 460 = \mathbf{3\,731 \text{ kN}}$$

I gynnsamma fall kan man förutsätta att 55% av stuklasten är den dimensionerande geotekniska bärförmågan som kan verifieras. Detta kräver hög andel stötvågsmätta pålar och stumt svar vid spetsen.

$$R_{d,max,stötvåg} = P_{stuk,rör} \cdot 0,55 = \mathbf{2\,052 \text{ kN}}$$

Detta motsvarar en dimensionerande bergspänning (hållfasthet). Dvs berget kan då uppta $0,55 \times 460 \text{ MPa} = 253 \text{ MPa}$. Eftersom betongens spänning σ_c är mycket lägre (ca 9 MPa som är medelbetongspänningen vid maxmoment) kan betongens bidrag sedan adderas. Dock har bergmassan inte belastats med denna högre last som det innebär att medräkna betongens bidrag. Så för grova stålrörspålar där betongarean utgör större andel bör försiktighet iakttas med att medräkna betongens bidrag. En begränsning på 1,25 av uppmätt bärförmåga föreslås som en rimlig gräns på betongens bidrag. Behöver man nyttja mer så bör provbelastning ske med betong i, vilket i fallet med stötvågsmätning innebär en offrad provpåle, eller alternativt statisk provbelastning. Slutlig bedömd dimensionerande geotekniska bärförmåga blir då:

$$R_{d,geo,max} = R_{d,max,stötvåg} + A_c \sigma_c = 2052 + 29\,590 \cdot 9 = 2\,052 + 266 = \mathbf{2\,318 \text{ kN}}$$

$$< (R_{d,max,stötvåg} \cdot 1,25 = 2565 \text{ kN})$$

Bedömningen $R_{d,geo,max}$ överstiger önskad geoteknisk bärförmåga i DA2 vilket i detta exempel antas vara ca $2207 \text{ kN} \cdot 0,9 = 1986 \text{ kN}$ (där 2207 kN är den konstruktiva bärförmågan i DA3). Det är detta som sedan ska verifieras med stötvågsmätning i projektet.

Bilaga B. Knäckningsberäkning av påle i Brigade/Plus 2022

Inledning

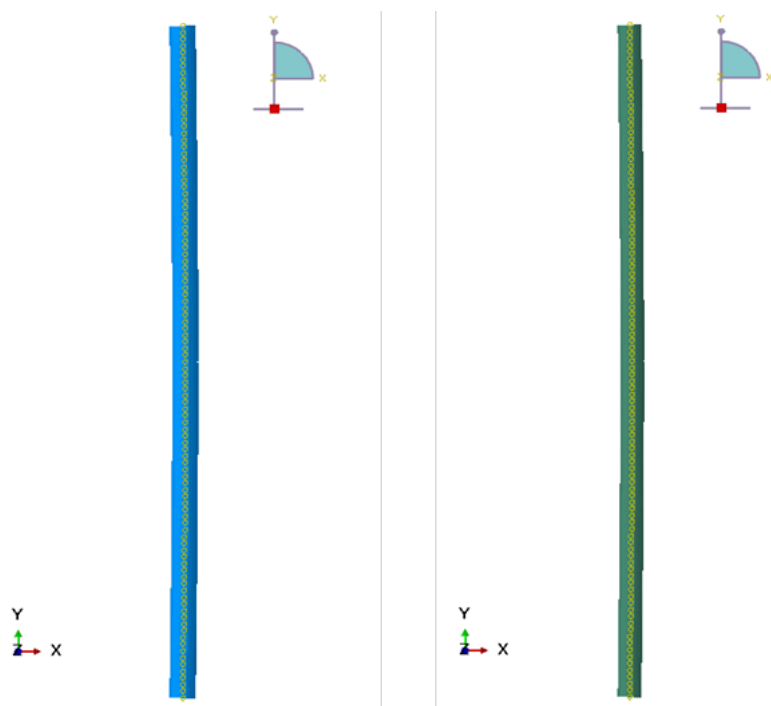
Dokumentet redogör för knäckningsanalyser utförda med hjälp av FEM som jämförande beräkning till beräkningsexempel 1 som avser beräkning av påles strukturella bärförmåga i brottgräns, ULS.

Modellbeskrivning

Knäckningsanalysen utförs som en icke-linjär, tvådimensionell FEM-analys i beräkningsprogrammet Brigade/Plus 2022-5.

Geometri

- Pålen modelleras med en längd på 5 870 mm.
- Pålen modelleras inte rak utan har en sinusformad initialkrokighet med amplitud 22,3 mm vid pålens mittpunkt.
- Stålröret modelleras med balkelement med rörtvärnsnitt med ytterdiameter 214,3 mm och tjocklek 10,1 mm. Betongen inuti stålröret modelleras med balkelement med cirkulärt tvärsnitt med ytterradie 97,05 mm.
- Balkelementen för stålröret och betongen kopplas samman med hjälp av TIE-constraints i Brigade vilket ger samverkan mellan stålrör och betong.
- Pålen diskretiseras med 2x100 linjära balkelement (100 element för stålrör och 100 element för betong) vilket ger en elementlängd om $5\,870\text{mm}/100 = 58,7\text{ mm}$.
- Vid beräkning inkluderas effekter av icke-linjär geometri för pålen.

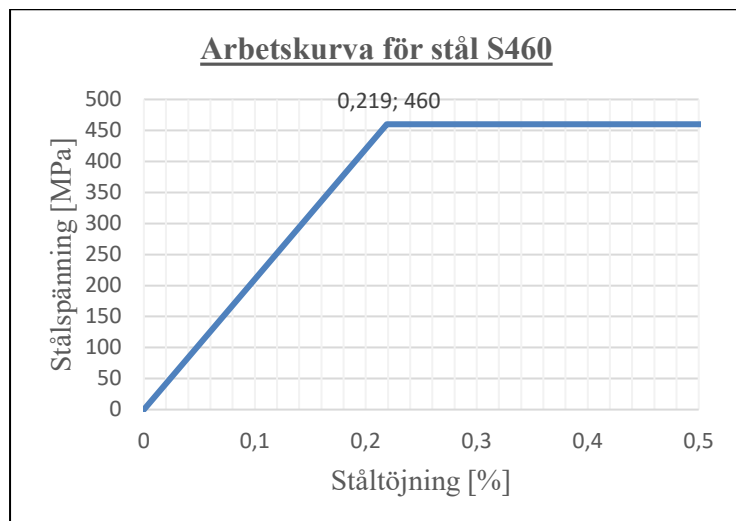


Figur B1. Översikt över pålens geometri i FEM-beräkning där den blå motsvarar stålröret och den gröna betongen. De ligger i varandra och kopplas ihop med hjälp av TIE-constraints i Brigade vilket ger samverkan.

Material

Stål

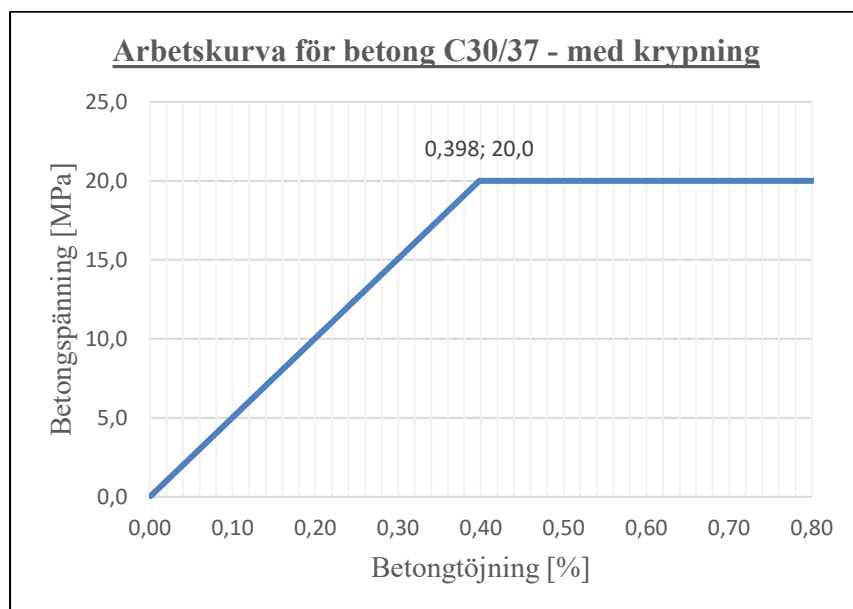
Stålet modelleras som ett elasto-plastiskt material med arbetskurva enligt graf nedan:



Figur B2. Arbetskurva för stål.

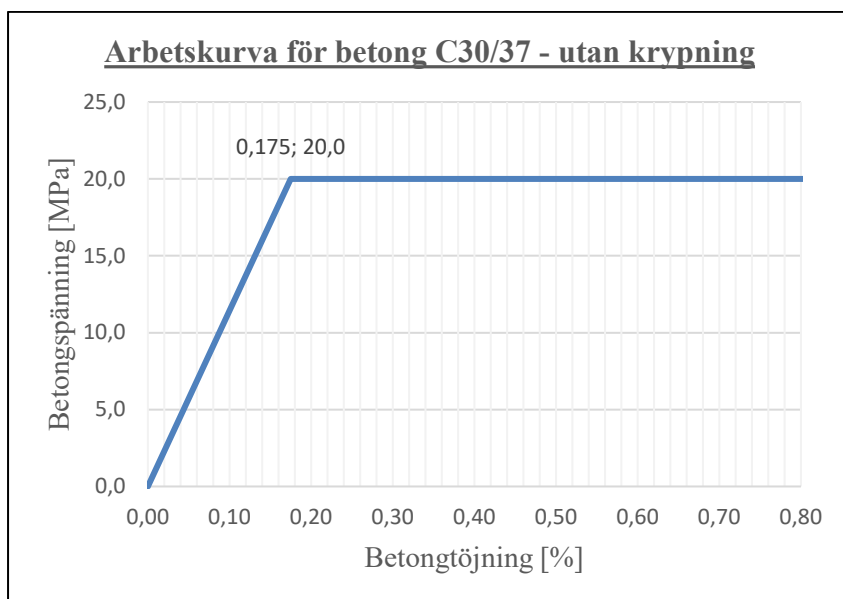
Betong

Betongen modelleras som ett elasto-plastiskt material i tryck. I drag modelleras den med hjälp av en "concrete smeared cracking" modell i Brigade. Två olika modeller har använts för betongen: en som beaktar reducerad styvhet på grund av krypning i betongen vid långtidslast och en som ej beaktar krypning. Arbetskurvor för de två olika modellerna är visade i diagrammen nedan:



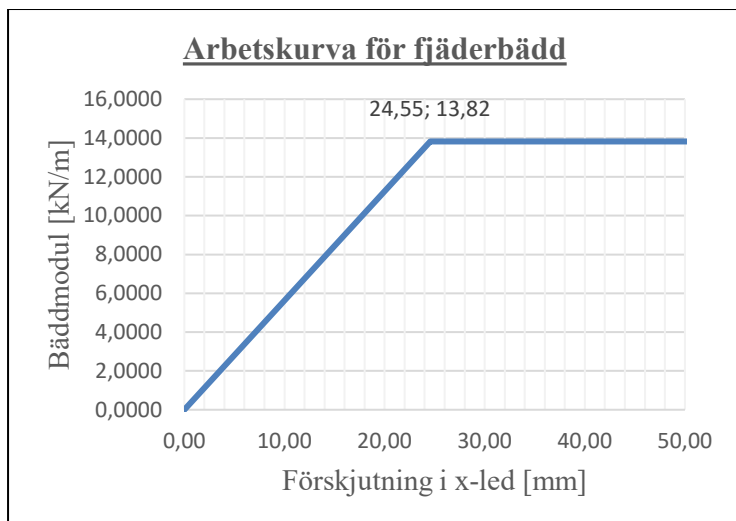
Figur B3. Arbetskurva för betong med krypning för effektivt kryptal 1,275 vid 85% långtidslast, se Bilaga A .

Figur B4. Arbetskurva för betong utan krypning.

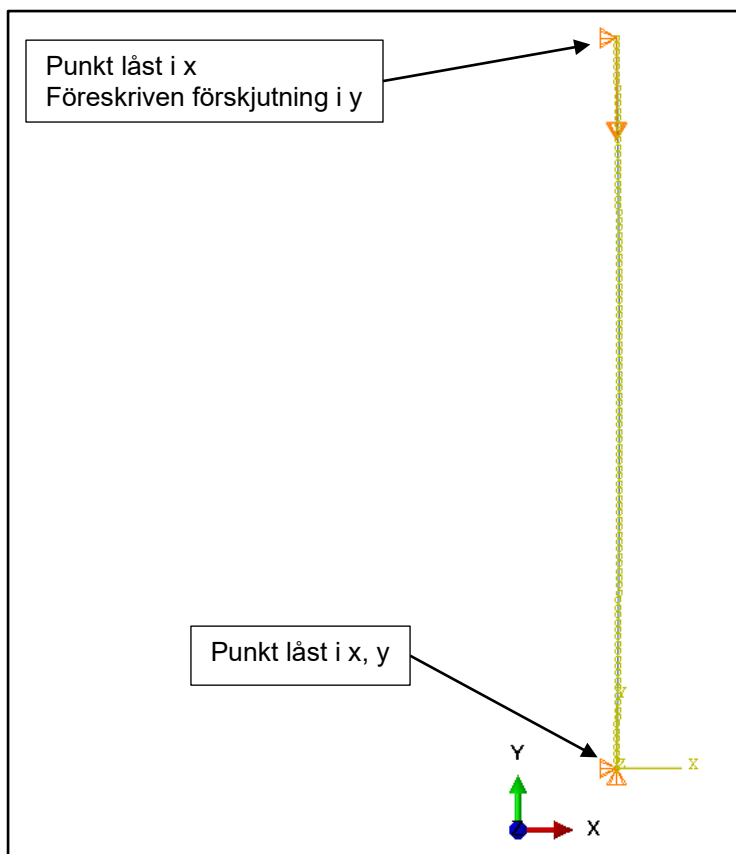


Randvillkor

Pålen modelleras som låst i x-led i den övre änden och låst i x-, och y-led i den nedre änden. Pålens övre ände ges en föreskriven förskjutning i y-led vilket fungerar som axialbelastning av pålen. Längs hela pålen läggs en fjäderbädd verkande i sidled (x-led) med arbetskurva enligt graf nedan. Bäddmodulen varierar linjärt från 0 kN/m vid 0 mm förskjutning upp till 13,8 kN/m vid 24,55 mm förskjutning, varefter bäddmodulen är konstant 13,82 kN/m.



Figur B5. Arbetskurva för fjäderbädd (lera $c_{ud}=10$ kPa och 85% långtidslast, se bilaga A).



Figur B6. Översikt över randvillkor i FEM-modell.

Laster

Pålen belastas genom att den övre änden förskjuts nedåt (negativ y-riktning) med en linjärt ökande förskjutning tills pålen knäckts ut. Anledningen till att en förskjutning används i stället för en kraft är för att få en stabil lösning även efter att pålen har knäckt ut.

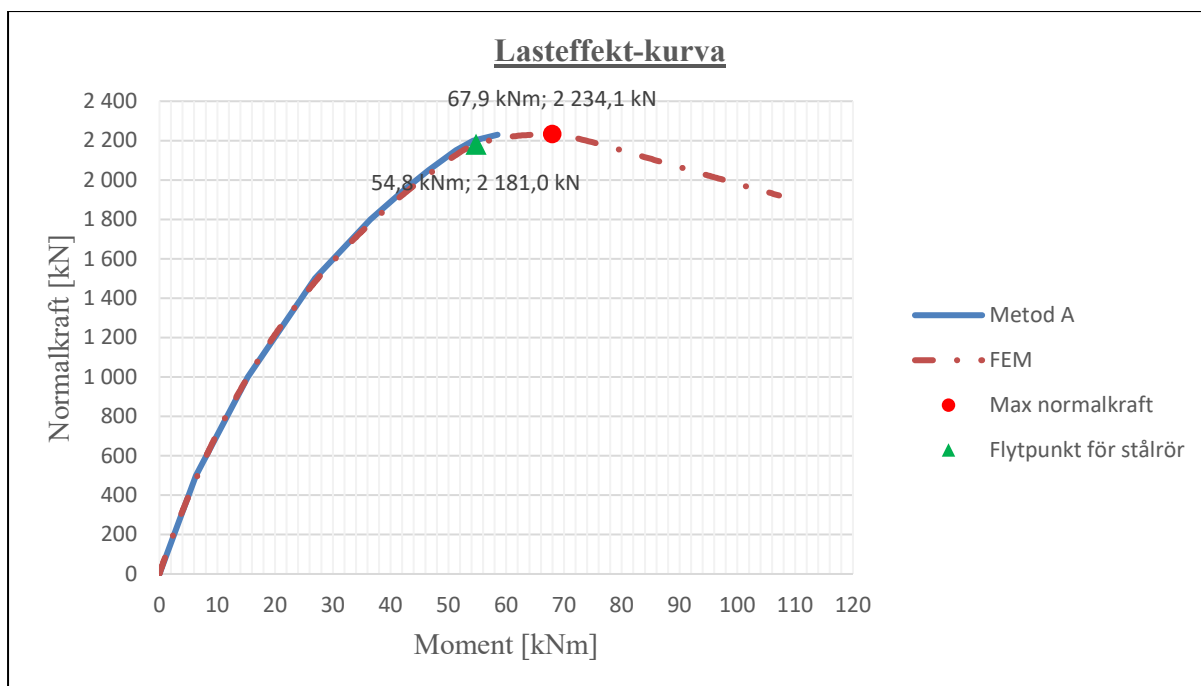
Lösningsparametrar

FEM-analysen utförs som en kvasi-statisk analys med implicit lösare och med icke-linjär geometri.

Resultat – med krypning i betongen

Lasteffektkurva

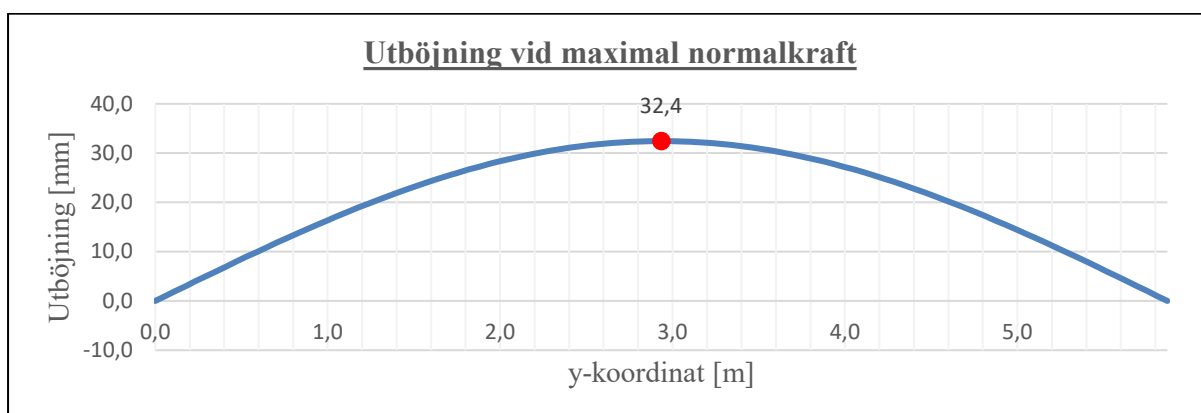
Nedan redovisas resulterande lasteffektkurva från FEM-analysen tillsammans med analytiskt beräknad lasteffektkurva.



Figur B7. Lasteffektkurva för analytisk lösning och beräknad lösning i Brigade.

Utböjning vid maximal normalkraft

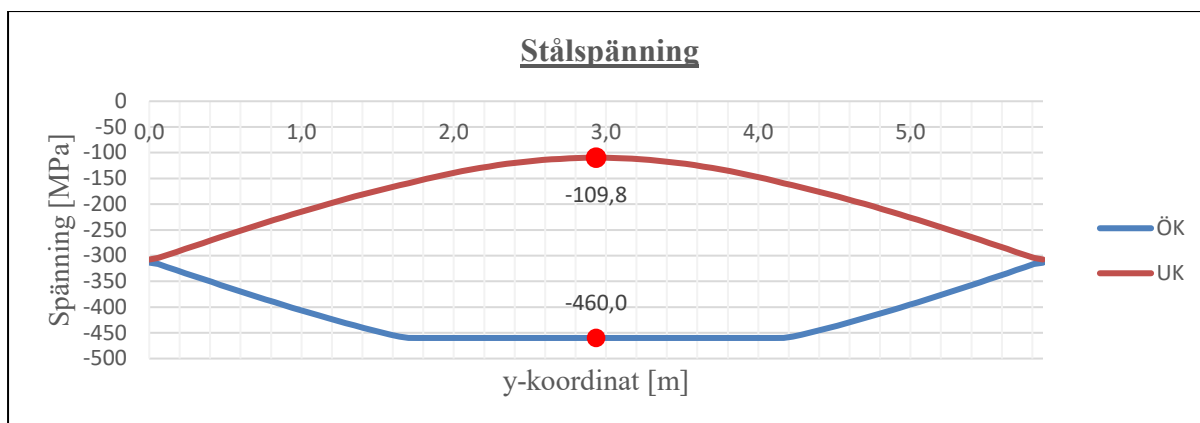
Nedan redovisas resulterande utböjning för pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



Figur B8. Beräknad utböjning för pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkning. Utböjningen inkluderar inte initialkrokigheten.

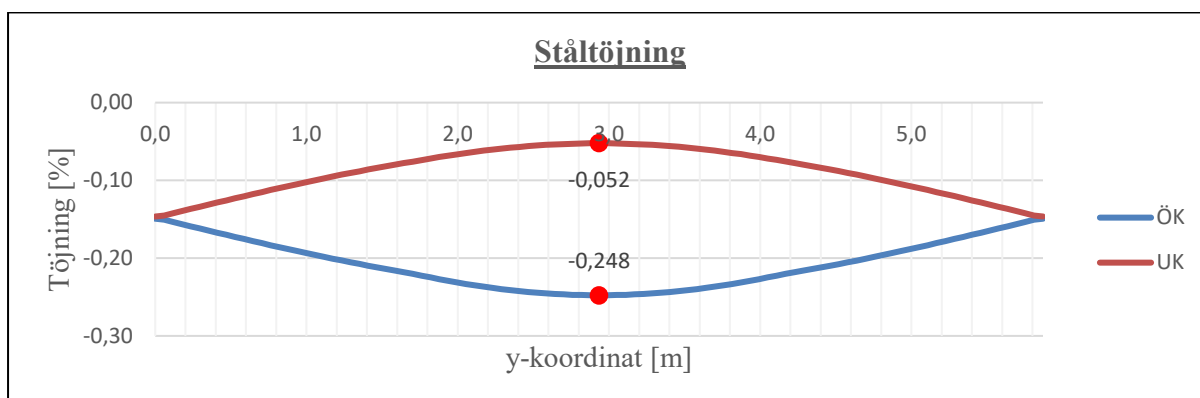
Spänning och töjning i påle vid maximal normalkraft

Nedan redovisas resulterande spänning i stålet i pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



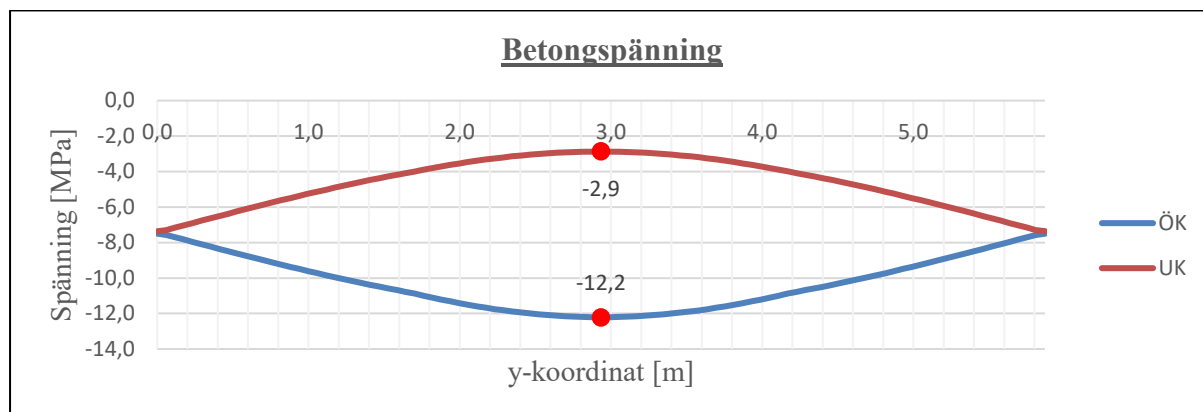
Figur B9. Beräknad stålspänning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande töjning i stålet i pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



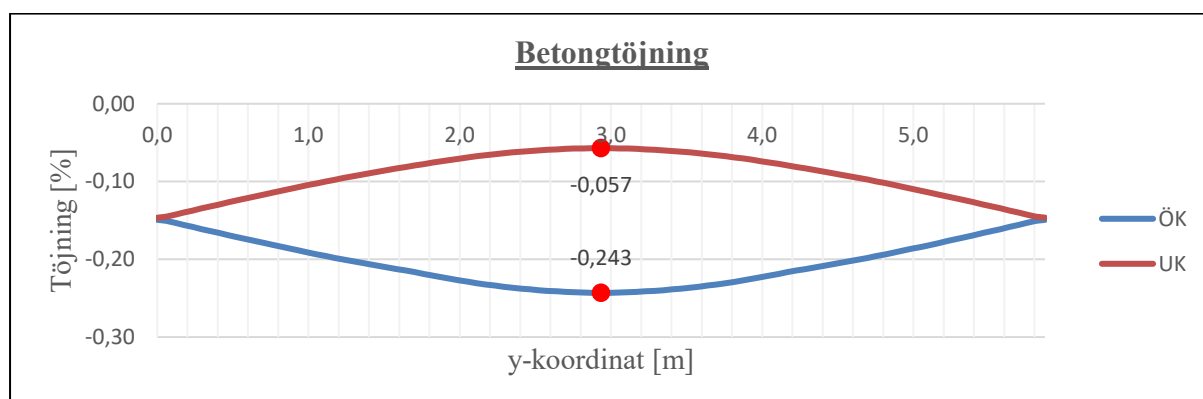
Figur B10. Beräknad ståltöjning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande spänning i pålens betong vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.

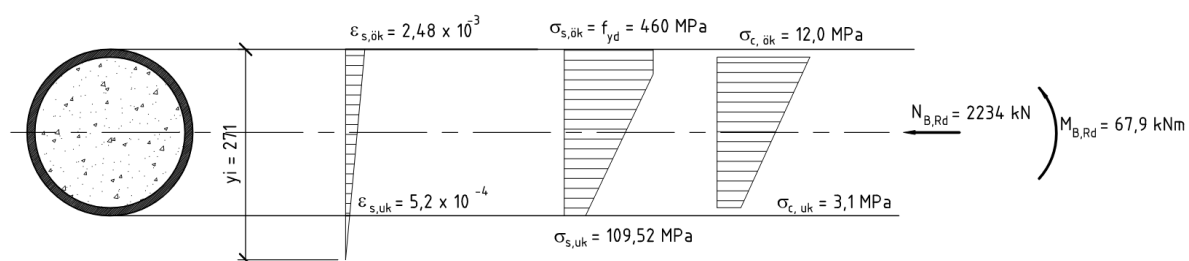


Figur B11. Beräknad betongspänning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande töjning i pålens betong vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



Figur B12 Beräknad betongtöjning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

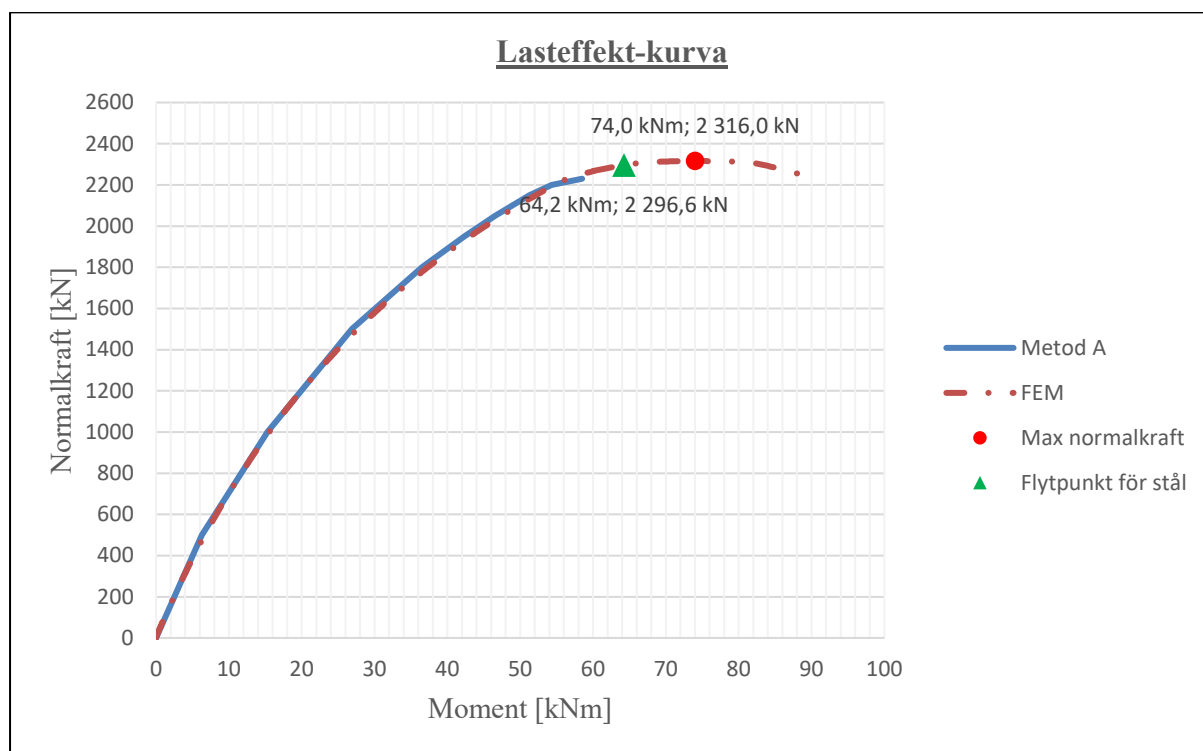


Figur B13. - Uppritad töjnings- och spänningsfördelning i pålen från FEM-beräkning. Kvoten mellan maximalt tillåten töjningen $\epsilon_{a,max}$ och elastisk ståltöjning $\epsilon_{a,g}$ vid delvis plasticering är $\epsilon_{a,max}/\epsilon_{a,g} = 2,48/2,19 = 1,13$.

Resultat – utan krypning i betongen

Lasteffektkurva

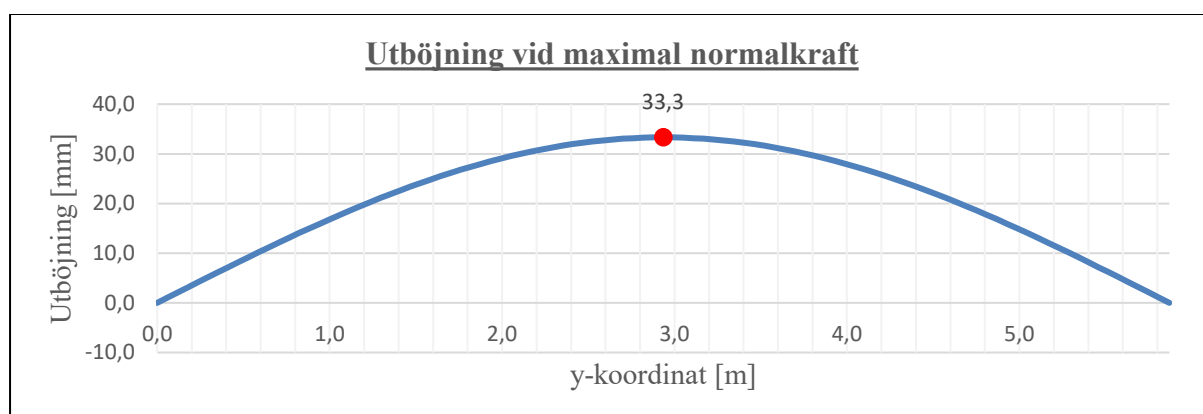
Nedan redovisas resulterande lasteffektkurva från FEM-analysen tillsammans med en analytiskt beräknad lasteffektkurva.



Figur B14. Lasteffektkurva för analytisk lösning och beräknad lösning i Brigade.

Utböjning vid maximal normalkraft

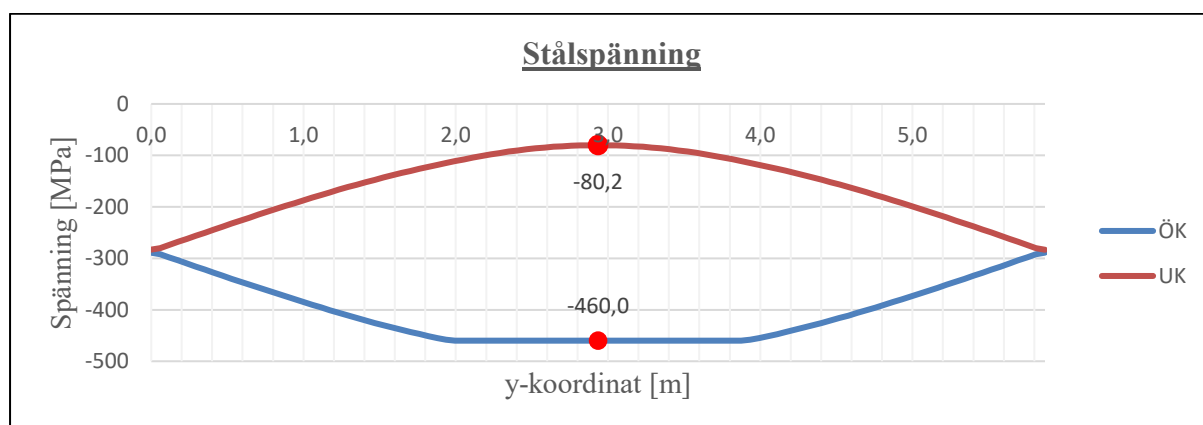
Nedan redovisas resulterande utböjning för pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



Figur B15. Beräknad utböjning för pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkning. Utböjningen inkluderar inte initialkrokigheten.

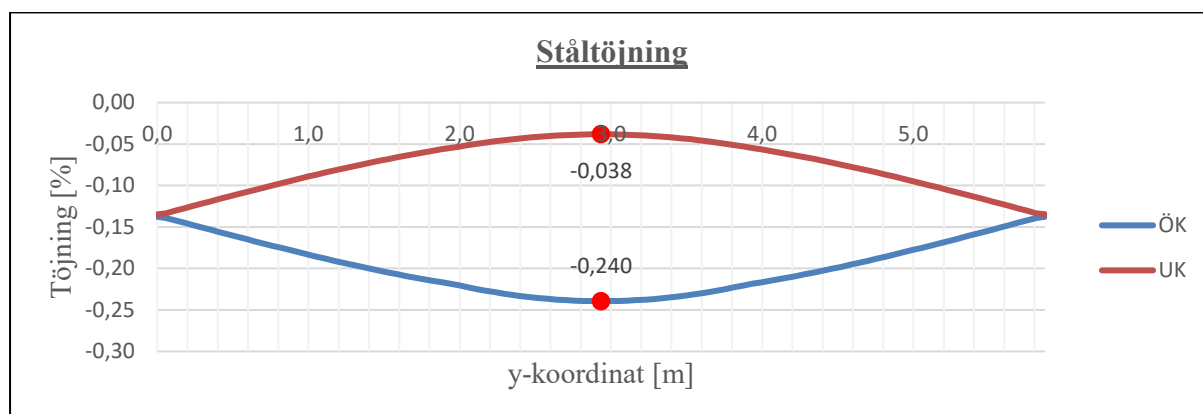
Spänning och töjning i påle vid maximal normalkraft

Nedan redovisas resulterande spänning i stålet i pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



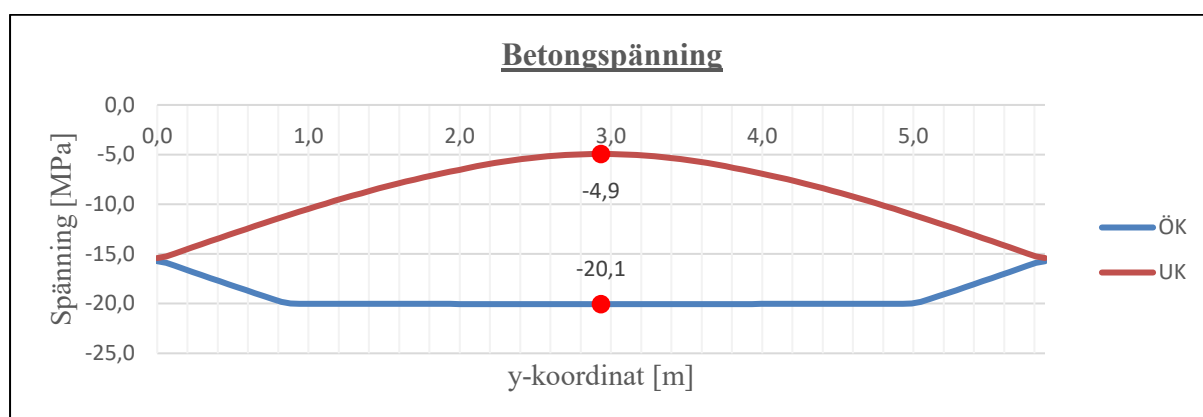
Figur B16. Beräknad stålsänning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande töjning i stålet i pålen vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



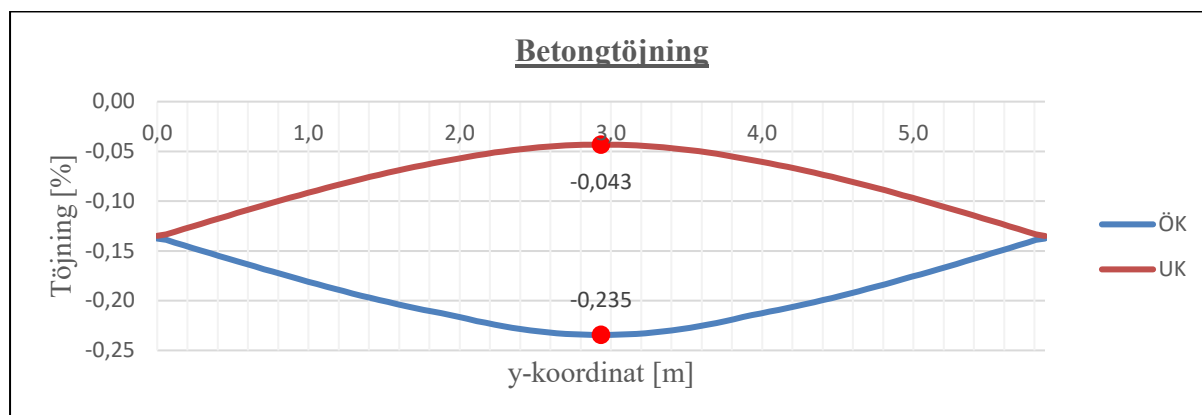
Figur B17. Beräknad ståltöjning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande spänning i pålens betong vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.



Figur B18. Beräknad betongspänning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Nedan redovisas resulterande töjning i pålens betong vid maximal normalkraft från FEM-beräkningen.

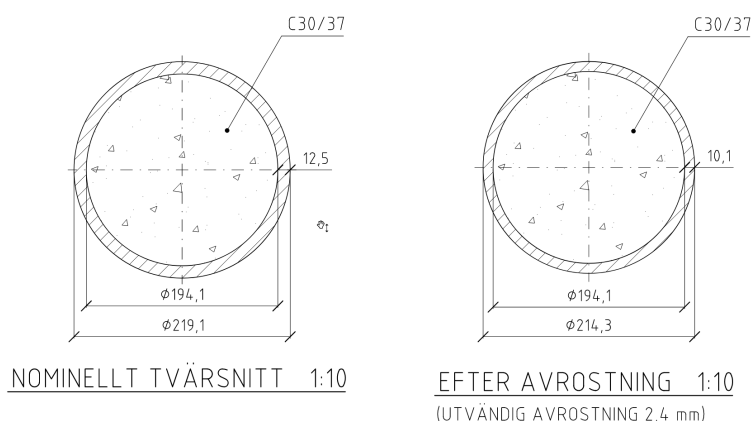


Figur B19. Beräknad betongtöjning i över- och underkant på pålen vid maximal normalkraft i pålen från FEM-beräkning.

Bilaga C. Beräkningsexempel 2 - dimensionering i bruksgräns, SLS (QP) långtidslastfall

Rörpåle 220x12,5

Förutsättningar: En borrar rörpåle beräknad med samverkan mellan stål och betong. Pålen är installerad i en lös lera med längden 20 m och belastas med centrisk tryckkraft på påltoppen. Stålröret är av dimension 219,1 x 12,5 och av stålsort S460. En dimensionerande yttre avrostning på 2,4 mm på stålröret används. Betongen som röret fylls med är av hållfasthetsklass C30/37 med $f_{ck} = 30$ MPa. Krypkoeficienten uppgår till $\varphi = 1,5$ (se Bilaga 5). Leran har utvärderats till $c_{uk} = 15$ kPa.



Figur C1. Nominellt tvärsnitt (till vänster) och tvärsnitt efter avrostning (till höger).

Sökt: Pålens strukturella bärförmåga i bruksgräns, SLS (QP)

Beräkning:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,0} = 30 \text{ MPa}$$

$$\phi_{yd} = 219,1 - 2,4 \cdot 2 = 214,3 \text{ mm}$$

$$\phi_i = 219,1 - 12,5 \cdot 2 = 194,1 \text{ mm}$$

$$A_c = \pi \cdot \frac{\phi_i^2}{4} = \pi \cdot \frac{194,1^2}{4} = 29\,590 \text{ mm}^2$$

$$A_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^2 - \phi_i^2)}{4} = \pi \cdot \frac{(214,3^2 - 194,1^2)}{4} = 6\,479 \text{ mm}^2$$

Böjstyvheten $(EI)_{eff}$ bestäms:

$$(EI)_{eff} = K_0(E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c) \quad (\text{ekv. 3.15})$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \phi_t)} = \frac{32,8 \text{ GPa}}{(1 + 1,5)} = 13,1 \text{ GPa} \quad (\text{ekv. 3.17})$$

$$I_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^4 - \phi_i^4)}{64} = \pi \cdot \frac{(214,3^4 - 194,1^4)}{64} = 33\,853\,973 \text{ mm}^4$$

$$I_c = \pi \cdot \frac{\phi_i^4}{64} = \pi \cdot \frac{194,1^4}{64} = 69\,674\,208 \text{ mm}^4$$

$$(EI)_{eff} = 0,9(210 \cdot 33\,853\,973 + 0,5 \cdot 13,1 \cdot 69\,674\,208) = \mathbf{6\,809 \text{ kNm}^2}$$

Beräkning av lasteffekt sker enligt Pålkommisionens beräkningsmetod beskriven i PKR84a och PKR84a supplement 1:

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_m} = \frac{15}{1,0} = 15 \text{ kPa} \quad (c_{uk} = c_{um} \cdot \eta)$$

Koefficient bäddmodul B (baserad på PKR96:1, avsnitt 3.3.1, ekvation 3.3.1.c och 3.3.1.d):

$$B = \frac{200}{1 + 3} = \frac{200}{4} = 50 \quad C.1$$

Koefficient för brottryck C (baserad på PKR96:1, avsnitt 3.3.1, ekvation 3.3.1.c och 3.3.1.d):

$$C = 6,0 \quad C.2$$

$$q_{bd} = C \cdot c_{ud} = 6,0 \cdot 15 = 90,0 \text{ kPa} \quad C.3$$

Bäddmodul

$$k_d = \frac{B \cdot c_{ud}}{\phi_{yd}} = \frac{50 \cdot 15}{0,2143} = 3\,500 \text{ kN/m}^3 \quad C.4$$

$$y_{bd} = \frac{q_{bd}}{k_d} = \frac{C \cdot c_{ud}}{\frac{B \cdot c_{ud}}{\phi_{yd}}} = \frac{C \cdot \phi_{yd}}{B} = \frac{6,0 \cdot \phi_{yd}}{50} = 0,12 \cdot \phi_{yd} = 25,7 \text{ mm} \quad C.5$$

Teoretisk knäckningslast (enl. PKR84a, avsnitt 6.1, ekvation 42):

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot \phi_{yd} \cdot (EI)_{eff}} = 2 \cdot \sqrt{3500 \cdot 0,2143 \cdot 6809} = 4\,520 \text{ kN}$$

Teoretisk knäcklängd L_k (enl. PKR84a, avsnitt 6.1, ekvation 43):

$$L_k = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_{eff}}{k_d \cdot \phi_{yd}}} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{6809}{3500 \cdot 0,2143}} = 5,45 \text{ m}$$

Slankhetstalet kontroll enligt EK (samma som i ULS).

Initialkrokighet:

Geometrisk initialkrokighet.
Rakhetskontroll med fick-
lampa och inklinometer. Max
en skarv per knäcklängd.

$$\delta_g = \frac{L_k}{400} = \frac{5450}{400} = 13,6 \text{ mm} \quad \text{C.6}$$

$$\gamma_d = 1,0$$

Fiktiv initialkrokighet m.a.p.
egenspänningar i stålet

$$\delta_f = 0,00013 \cdot L_k = 0,0013 \cdot 5450 \text{ mm} = 7,1 \text{ mm} \quad \text{C.7}$$

Dimensionerande initial-
krokighet

$$\delta_d = \gamma_d \cdot \delta_g + \delta_f = 1,0 \cdot 13,6 + 7,1 = 20,7 \text{ mm} \quad \text{C.8}$$

Lasteffekt enligt PKR84a, avsnitt 6.1:

$$P(y_0) := \left(1 - \frac{\delta_d}{\delta_d + y_0}\right) \cdot P_k \quad (\text{då } y_0 \leq y_{bd}) \quad (\text{PKR84a, ekv. 41})$$

$$M_{84} = 0,5 \cdot P(y_0) \cdot \delta_d \cdot \frac{1}{1 - \frac{P(y_0)}{P_k}} \quad (\text{då } y_0 \leq y_{bd}) \quad (\text{PKR84a, ekv. 39})$$

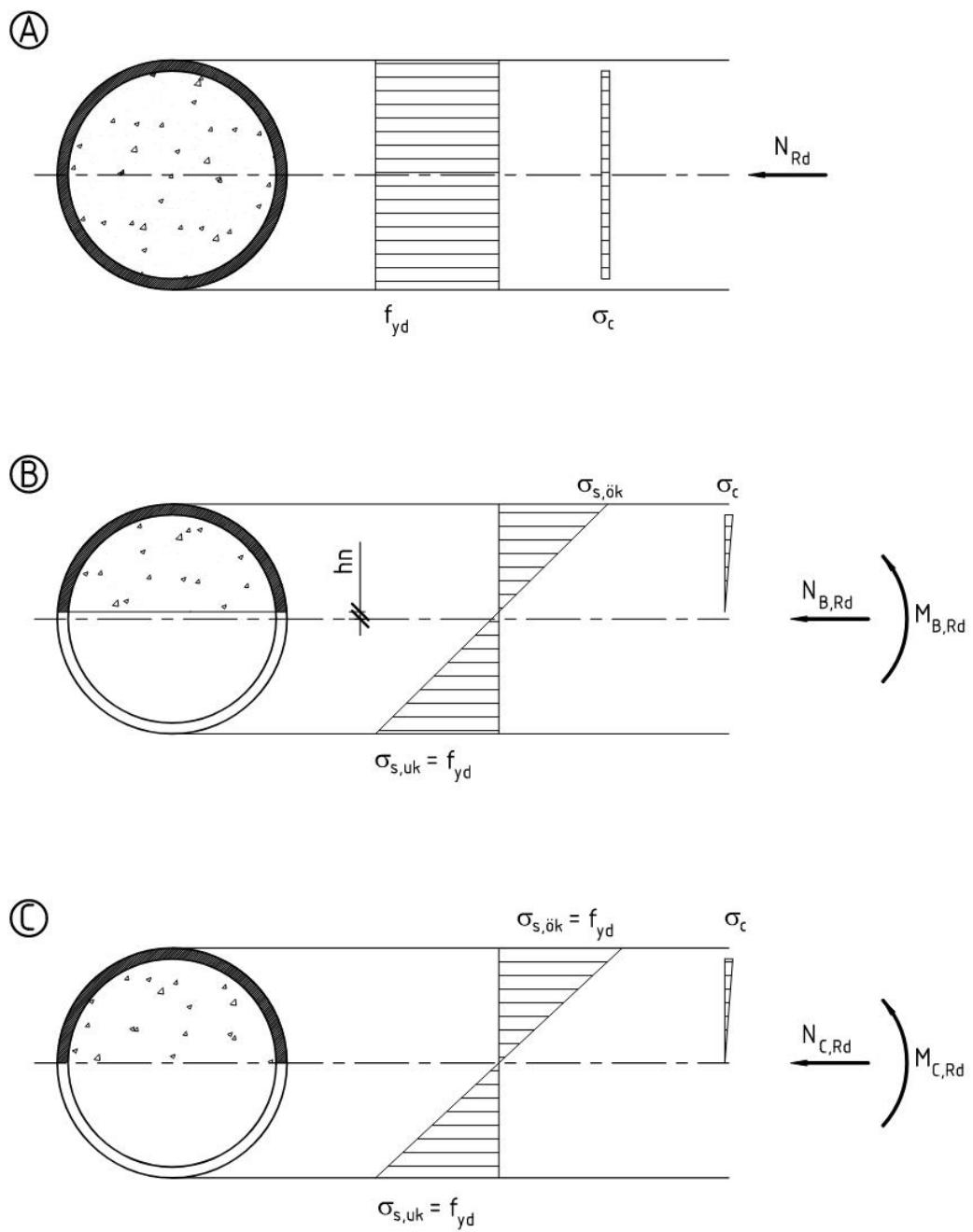
Tabell C1

Sammanställt i tabellformat fås lasteffektkurvan som funktion av tillskottsutböjningen y_0

Sidoböjning:

y_0	α	k_{50}/k_0	P_{k1}	P	$M_{84 \text{ max}}$	M_{dim}	z_{dim}
0,0 mm				0 kN	0,0 kNm	0,0 kNm	0,000 m
2,6 mm				499 kN	5,8 kNm	5,8 kNm	2,727 m
5,1 mm				899 kN	11,6 kNm	11,6 kNm	2,727 m
7,7 mm				1226 kN	17,4 kNm	17,4 kNm	2,727 m
10,3 mm				1499 kN	23,2 kNm	23,2 kNm	2,727 m
12,9 mm				1731 kN	29,1 kNm	29,1 kNm	2,727 m
15,4 mm				1929 kN	34,9 kNm	34,9 kNm	2,727 m
18,0 mm				2101 kN	40,7 kNm	40,7 kNm	2,727 m
20,6 mm				2252 kN	46,5 kNm	46,5 kNm	2,727 m
23,1 mm				2385 kN	52,3 kNm	52,3 kNm	2,727 m
y_{bd} 25,7 mm	1,5705	1,0000	12578 kN	2503 kN	58,1 kNm	58,1 kNm	2,727 m
				$P_{knäck} = 2503 \text{ kN}$	Maximalt värde för P på lasteffektkurvan		
				$M_{tillh} = 58,1 \text{ kNm}$	Tillhörande moment		

Tvärsnittskapacitet

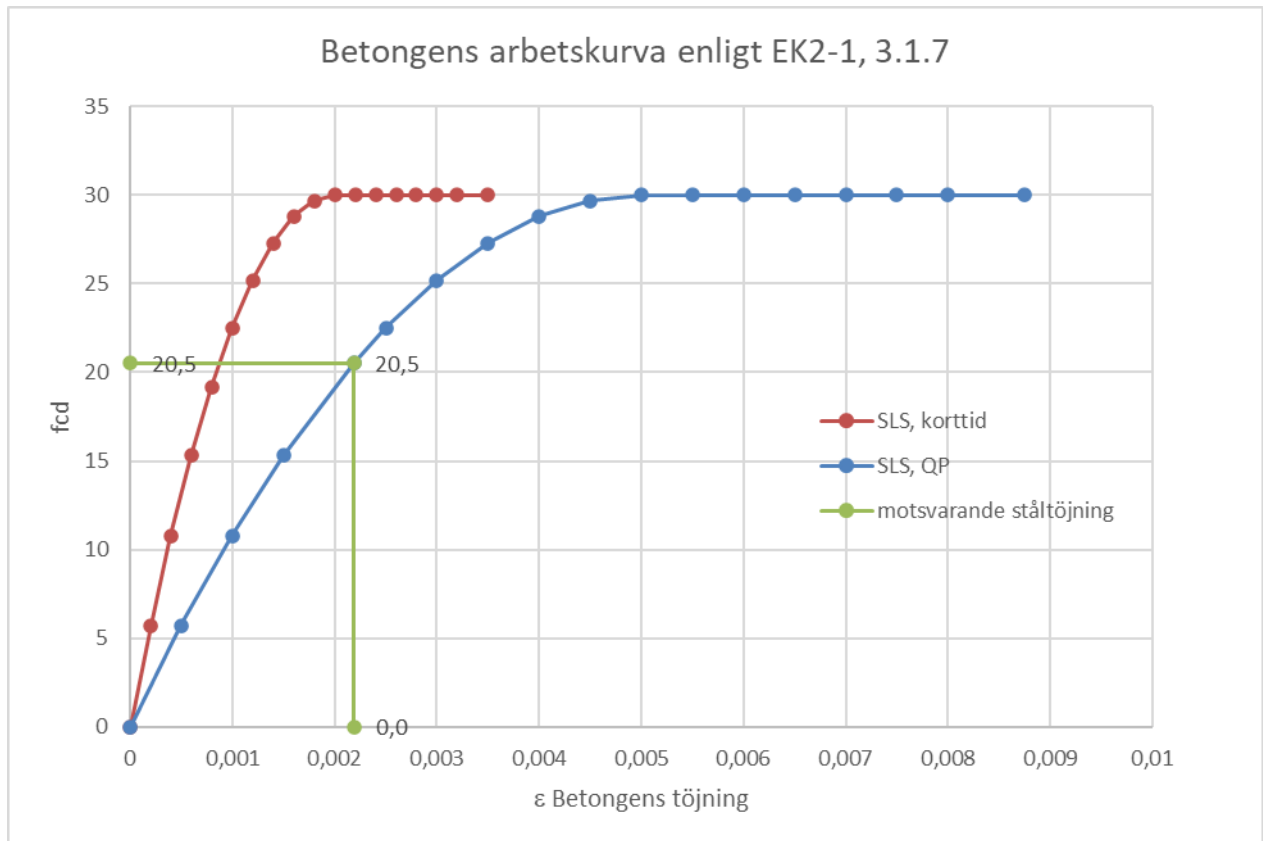


Figur C2. Tvärsnittskapaciteten

Beräkning av tvärsnittskapacitet:

$$\text{Stålets töjning vid flytgräns: } \varepsilon_{a,el} = \frac{f_{yd}}{E_{ad}} = \frac{460 \text{ MPa}}{210 \text{ GPa}} = 0,219\%$$

Vid långtidslast får betongens arbetskurva en flackare lutning på grund av E_{cm} som reduceras m.h.t. krypning i betongen till E_{ceff} . Detta innebär att betongens töjning i arbetskurvan ökas med $(1 + \varphi) = 1 + 1,5 = 2,5$ och flackas ut.



Figur C3. Betongens arbetskurva enligt Eurokod 2 del 1-2, avsnitt 3.1.7.

Så vid den elastiska töjningen $\varepsilon_{a,el} = 0,219\%$ fås betongens spänning $\sigma_c = 20,5 \text{ MPa}$ (motsvarar $0,68 f_{ck}$) vilken används i beräkning nedan.

Punkt A:

$$N_{Rd} = A_a f_{yd} + A_c \sigma_c = 6\,479 \cdot 460 + 29\,590 \cdot 20,5 = 2980 + 607 = 3\,587 \text{ kN}$$

Punkt C:

Efter punkt A beräknas punkt C. Där ligger neutrala lagret i tvärsnittets mittpunkt och således är spänningsfördelningen i stålroret symmetriskt med spänningen i yttersta stålfibern lika med flytspänningen. Inget bidrag från stålet till normalkraften fås vilket innebär att det bara är betongens bidrag där som behöver beräknas.

Töjningen i överkant betongkärna beräknas genom linjär töjningsfördelning där töjningen är noll i neutrala lagret:

$$\varepsilon_{c,\delta k} = 0,219\% \cdot \frac{\phi_i}{\phi_y} = 0,219\% \cdot \frac{194,1}{214,3} = 0,198\%$$

$$\sigma_{c,\delta k} = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2} \cdot (1 + \phi_t)} \right)^n \right] = 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,00198}{0,002 \cdot (1 + 1,5)} \right)^2 \right] = 19,1 \text{ MPa}$$

Beräkning av betongens bidrag till normalkraften genom att integrering av spänningarna över betongtvärsnittet:

$$F_c = \int_0^{\phi_i/2} b(x) \cdot \sigma_c(x) \cdot dx = \int_0^{\phi_i/2} 2 \cdot \sqrt{\left(\left(\phi_i/2 \right)^2 - x^2 \right)} \cdot \sigma_{c(x)} \cdot dx =$$

$$\varepsilon_{c(x)} = 0,00198 \cdot \frac{x}{\phi_i}$$

$$\sigma_{c(x)} = 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,00198 \cdot \frac{x}{\phi_i/2}}{0,002 \cdot 2,5} \right)^2 \right]$$

$$F_c = \dots = \int_0^{\phi_i/2} 2 \cdot \sqrt{((97,05)^2 - x^2)} \cdot 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,00198 \cdot \frac{x}{97,05}}{0,005} \right)^2 \right] \cdot dx = 132 \text{ kN}$$

Vilket också är normalkraftskapaciteten i punkt C, dvs

$$N_{c,Rd} = F_c = 132 \text{ kN}$$

Beräkning av momentkapaciteten. Elastiskt böjmotstånd för stålörret:

$$W_{el,a} = \pi \frac{d_y^4 - d_i^4}{32 \cdot d_y} = \pi \frac{214,3^4 - 194,1^4}{32 \cdot 214,3} = 315\,949 \text{ mm}^3$$

Momentkapacitet för betongen:

$$\begin{aligned} M_c &= \int_0^{\phi_i/2} b(x) \cdot \sigma_c(x) \cdot x \cdot dx = \dots \\ &= \int_0^{\phi_i/2} 2 \cdot \sqrt{((97,05)^2 - x^2)} \cdot 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,00198 \cdot \frac{x}{97,05}}{0,005} \right)^2 \right] \cdot x \, dx = 7,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el,a} f_{yd} + M_c = 315\,949 \cdot 460 + 7,4 = 145,3 + 7,4 = 152,7 \text{ kNm}$$

Punkt B:

I punkt B ligger neutrala lagret på ett avstånd h_n från tvärsnittets tyngdpunkt. Detta avstånd beräknas genom att stålets normalkraft $N_{a,B}$ ska vara lika stor som betongens normalkraft F_c . Med god approximation används F_c i punkt C. Med Naviers formel kan spänningsfördelningen i stålet tecknas:

$$\sigma_a = \sigma_{a,N} + \sigma_{a,M} = \frac{N_a}{A_a} \pm \frac{M_a}{W_{el,a}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{a,N} = \frac{N_a}{A_a} = \frac{-132 \text{ kN}}{6\,479 \text{ mm}^2} = -20,4 \text{ MPa (tryck)}$$

Från Naviers så kan M_a beräknas med villkoret att flytgränsen F_{yd} uppnås i tvärsnittets underkant:

$$M_a = (f_{yd} - \sigma_{a,N}) \cdot W_{el,a} = (460 - 20,4) \cdot 315\,949 = 138,9 \text{ kNm}$$

Vilket ger:

$$\sigma_{a,M} = \frac{M_a}{W_{el,a}} = \frac{138,9}{315\,949} = 439,6 \text{ MPa}$$

Avståndet h_n fås fram genom likformighet:

$$\frac{\phi_y/2 - h_n}{\sigma_{a,M} - \sigma_{a,N}} = \frac{\phi_y/2}{\sigma_{a,M}} \xrightarrow{\text{yields}} h_n = \frac{\phi_y}{2} - \frac{(\sigma_{a,M} - \sigma_{a,N}) \cdot \phi_y}{\sigma_{a,M} \cdot 2} = \frac{214,3}{2} - \frac{(439,6 - 20,4) \cdot 214,3}{439,6 \cdot 2} = 5,0 \text{ mm}$$

Stålspänningen i överkant:

$$\sigma_{a,\delta k} = 439,6 - 20,4 = 419,2 \text{ MPa}$$

Stålets töjning i överkant:

$$\varepsilon_{a,\delta k} = \frac{419,2 \text{ MPa}}{210\,000 \text{ MPa}} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{c,\delta k} = 0,20\% \cdot \frac{\phi_i/2 - h_n}{\phi_y/2 - h_n} = 0,20\% \cdot \frac{97,05 - 5}{107,15 - 5} = 0,180\%$$

$$\sigma_{c,\delta k} = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2} \cdot (1 + \phi_t)} \right)^n \right] = 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,00180}{0,002 \cdot (1 + 1,5)} \right)^2 \right] = 17,7 \text{ MPa}$$

$$F_c = \dots = \int_{h_n}^{\phi_i/2} 2 \cdot \sqrt{((97,05)^2 - x^2)} \cdot 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,0018 \cdot \frac{x}{97,05 - 5}}{0,005} \right)^2 \right] \cdot dx = 126 \text{ kN}$$

Vilket inte avviker så mycket från antagandet om F_c (punkt C) = 132 kN

$$\begin{aligned} M_c &= \int_{h_n}^{\phi_i/2} b(x) \cdot \sigma_c(x) \cdot x \cdot dx = \dots \\ &= \int_{h_n}^{\phi_i/2} 2 \cdot \sqrt{((97,05)^2 - x^2)} \cdot 30 \left[1 - \left(1 - \frac{0,0018 \cdot \frac{x}{97,05 - 5}}{0,005} \right)^2 \right] \cdot x \, dx = 7,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

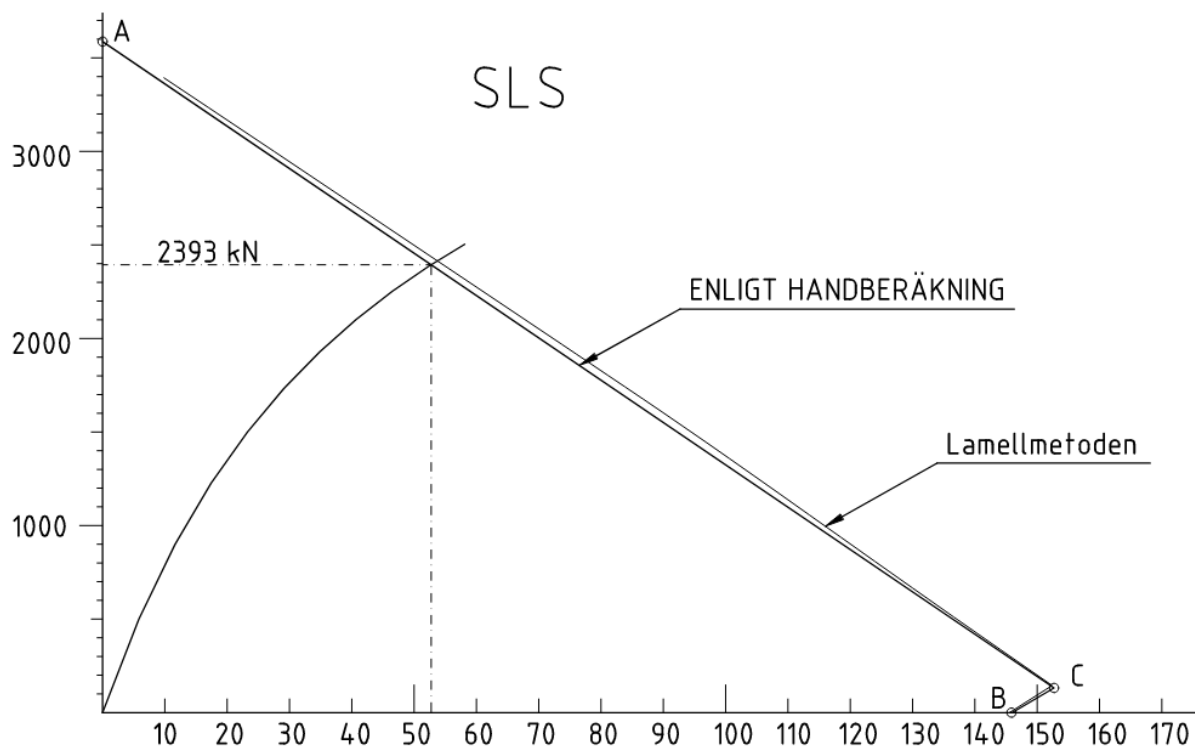
$$M_{B,Rd} = M_a + M_c = 138,9 + 7,1 = 146 \text{ kNm}$$

Sammanställt i tabell:

Tabell C2

Punkt	M	N
A	0 kNm	3587 kN
B	146 kNm	0 kN
C	152,7 kNm	0 kN

Ur diagrammet kan den konstruktiva bärförmågan sedan utläsas till 2 393 kN, dvs $P_{max,SLS} = 2\,393 \text{ kN}$.



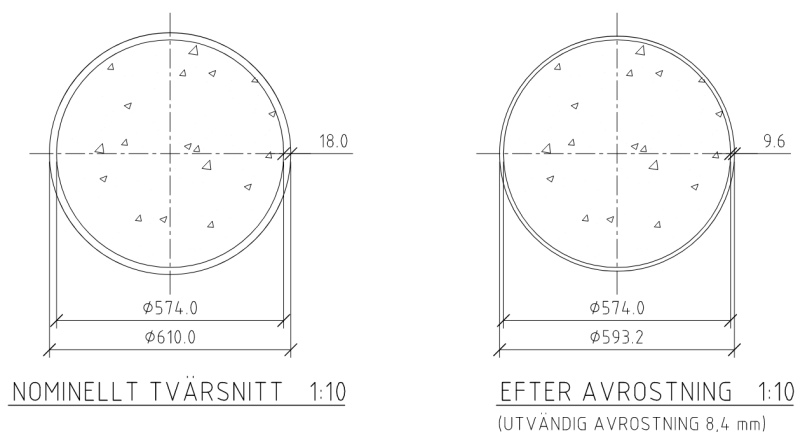
Figur C4. Brottenvelop (M/N) och lasteffektkurva inritad i samma diagram för bruksgränstillstånd (SLS).

Dock överstiger $P_{max,SLS}$ den konstruktiva bärförmågan i ULS ($P_{max,ULS} = 2\,207 \text{ kN}$, se beräkningsexempel 1), vilket bör undvikas, så därav blir $P_{max,SLS} = P_{max,ULS} = 2\,207 \text{ kN}$.

Bilaga D. Beräkningsexempel 3 - Dimensionering i brottgräns, ULS i tvärsnittklass 4

Rörpåle 610x18,0

Förutsättningar: Stålröret är av dimension 610,0 x 18,0 och av stålsort S440. En dimensionerande yttre avrostning på 8,4 mm på stålröret används. Betongen som röret fylls med är av hållfasthetsklass C35/45 med $f_{ck} = 35$ MPa. Max belastning av betong i SLS är $0,61 \cdot f_{ck}$. Rörpålen har en så låg tryckbelastning (axialkraft) att andra ordningens effekter ej behöver beaktas.



Figur D1. Nominellt tvärsnitt (till vänster) och tvärsnitt efter avrostning (till höger).

Sökt: Pålens tvärsnittskapacitet i brottgräns, ULS.

Beräkning:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{440}{1,0} = 440 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$\phi_{yd} = 610 \text{ mm} - 8,4 \text{ mm} \cdot 2 = 593,2 \text{ mm}$$

$$\phi_i = 610 \text{ mm} - 18 \text{ mm} \cdot 2 = 574 \text{ mm}$$

$$t_r = 18 \text{ mm} - 8,4 \text{ mm} = 9,6 \text{ mm}$$

$$A_c = \pi \cdot \frac{\phi_i^2}{4} = \pi \cdot \frac{574^2}{4} = 258\,770 \text{ mm}^2$$

$$A_a = \pi \cdot \frac{(\phi_{yd}^2 - \phi_i^2)}{4} = \pi \cdot \frac{(593,2^2 - 574^2)}{4} = 17\,601 \text{ mm}^2$$

Beräkning av kryptal:

Betong: C 35/45 inv. diameter: 574 mm

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35 \text{ MPa} & f_{cm} &= 43 \text{ MPa} & [\text{SS-EN 1992-1-1, Tabell 3.1}] \\ f_{ctm} &= 3,21 \text{ MPa} & E_{cm} &= 34\,000 \text{ MPa} \\ f_{ctk;0,05} &= 2,25 \text{ MPa} \\ f_{ctk;0,95} &= 4,17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Cement: Anläggningscement Klass N, CEM I 42,4 N $\Rightarrow \alpha = 0$

$A_c = 0,26 \text{ m}^2$ betongarea i röret per m
 $u = 0,00 \text{ m}$ Perimeter som är kontakt med luft. Här inneslutet rör så värdet är nära 0.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 5\,175\,397 \text{ mm} \rightarrow h \text{ när } h_0 \rightarrow 0$$

RH = 100% (ute, innesluten betong) [EN 1992-1-1 3.1.4]

$\alpha_1 = 0,866$ $\alpha_2 = 0,960$ $\alpha_3 = 0,902$ [B.8c gäller då $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$]

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, & f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2, & f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0,960 \quad [\text{B.3a, B.3b}]$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500, & f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3, & f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 1\,353 \quad [\text{B.8a, B.8b}]$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad [\text{B.4}] \quad \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad [\text{B.5}]$$

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad [\text{B.7}]$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad [\text{B.1 \& B.2}]$$

$$\beta(f_{cm}) = 2,562$$

	t 0 =	t =	t =	th =	Pålastning vid t ₀
	-	1 år	70 år	120 år	
	28 dygn	365 d	25 550 d	43 800 d	
$\beta(t_0) =$	0,49	-	-	-	
$\beta_c(t, t_0) =$	0,00	0,62	0,98	0,99	
$\varphi(t, t_0) =$	0,00	0,74	1,18	1,19	Används vid beräkning

Icke-linjär del av krypningen då belastningsnivån i betongen överskrider 0,45. f_{ck}

Belastning i

$$\begin{aligned} \text{SLS, QP} & \quad 0,61 \cdot f_{ck} & k_\sigma &= 0,61 \\ \varphi_{nl} &= \begin{cases} e^{[1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)]}, & k_\sigma > 0,45 \\ 1, & k_\sigma \leq 0,45 \end{cases} & \varphi_{nl} &= 1,262 \end{aligned}$$

$$\text{Så totala kryptalet blir} \quad \varphi_{eff} = 1,19 \cdot 1,26 = \mathbf{1,50}$$

Klassning av betongfyllt rör:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} = 17601 \cdot 440 + 1,00 \cdot 258\,770 \cdot 23,3 = 7\,744 \text{ kN} + 6\,029 \text{ kN} = \mathbf{13\,774 \text{ kN}}$$

Stålbidragskvoten δ kontrolleras:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{7\,744}{13\,774} = 0,56$$

Tvärsnittsklassning av röret

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{440}} = 0,73 \qquad \frac{\phi_{yd}}{t_r} = \frac{593,2}{9,6} = \mathbf{61,8}$$

Kontroll:

<i>Tvärsnittsklass</i>	<i>Gränsvärden</i>
4	$\frac{\phi_{yd}}{t_r} > 90 \cdot \varepsilon^2$; $\mathbf{61,8} > 48,1$ Sant, dvs är i tvärsnittsklass 4

På grund av rörets tvärsnittsklass måste buckling beaktas. I denna rapport beskrivs tre olika metoder i avsnitt 2.5.3 att göra detta.

Metod 1. Beräkning genom reducerad stålspänning σ_a

En metod enligt SS-EN 1993-1-5:2006 kap 10 är att använda en reducerad stålspänning σ_a så att tvärsnittet kan räknas med elastiskt samband, dvs $\frac{\phi_{yd}}{t_r} = 90 \cdot \varepsilon^2$ klaras, utan att använda ett effektivt tvärsnitt. Detta ger:

$$\begin{cases} \frac{\phi_{yd}}{t_r} = 90 \cdot \varepsilon^2 \\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{\sigma_a}} \end{cases} \longrightarrow \sigma_a = \frac{90 \cdot 235}{\frac{\phi_{yd}}{t_r}} = \frac{90 \cdot 235}{61,8} = 342,2 \text{ MPa}$$

Tvärsnittskapaciteten beräknas sedan med denna maximala stålspänning och tvärsnitt enligt Figur D1 och lamellmetoden.

Observera att (BFS 2019:1, 2019) skriver att 10(1) inte bör användas. Oklart varför och vad som gäller i detta specifika fall.

Resultaten av beräkningarna för varje tryckzonshöjd y_n redovisas i tabellen nedan.

Tabell D1.

y _n	Betong		Armering		Rör		Tot. kapacitet	
	F _c	M _c	F _s	M _s	F _s	M _s	M _d	N _d
243,2 mm	393 kN	74,2 kNm	0 kN	0 kNm	912 kN	721,8 kNm	796,0 kNm	-519 kN
272,9 mm	562 kN	99,1 kNm	0 kN	0 kNm	443 kN	788,7 kNm	887,8 kNm	119 kN
302,5 mm	754 kN	123,7 kNm	0 kN	0 kNm	-117 kN	835,1 kNm	958,7 kNm	871 kN
332,2 mm	860 kN	131,0 kNm	0 kN	0 kNm	-641 kN	760,5 kNm	891,6 kNm	1500 kN
361,9 mm	967 kN	136,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1078 kN	698,2 kNm	834,5 kNm	2045 kN
391,5 mm	1076 kN	139,6 kNm	0 kN	0 kNm	-1449 kN	645,3 kNm	784,9 kNm	2525 kN
421,2 mm	1184 kN	140,7 kNm	0 kN	0 kNm	-1768 kN	599,8 kNm	740,6 kNm	2952 kN
450,8 mm	1291 kN	139,9 kNm	0 kN	0 kNm	-2045 kN	560,4 kNm	700,3 kNm	3337 kN
480,5 mm	1397 kN	137,1 kNm	0 kN	0 kNm	-2288 kN	525,8 kNm	662,9 kNm	3685 kN
510,2 mm	1501 kN	132,6 kNm	0 kN	0 kNm	-2503 kN	495,2 kNm	627,8 kNm	4004 kN
539,8 mm	1602 kN	126,7 kNm	0 kN	0 kNm	-2694 kN	468,0 kNm	594,8 kNm	4295 kN
569,5 mm	1698 kN	119,9 kNm	0 kN	0 kNm	-2865 kN	443,6 kNm	563,5 kNm	4562 kN
599,1 mm	1786 kN	112,9 kNm	0 kN	0 kNm	-3019 kN	421,7 kNm	534,5 kNm	4805 kN
628,8 mm	1866 kN	106,6 kNm	0 kN	0 kNm	-3158 kN	401,8 kNm	508,3 kNm	5025 kN
658,5 mm	1938 kN	100,9 kNm	0 kN	0 kNm	-3285 kN	383,7 kNm	484,6 kNm	5223 kN
688,1 mm	2003 kN	95,8 kNm	0 kN	0 kNm	-3401 kN	367,1 kNm	463,0 kNm	5405 kN
717,8 mm	2062 kN	91,2 kNm	0 kN	0 kNm	-3508 kN	352,0 kNm	443,2 kNm	5570 kN
747,4 mm	2116 kN	87,0 kNm	0 kN	0 kNm	-3606 kN	338,0 kNm	425,0 kNm	5722 kN
777,1 mm	2166 kN	83,2 kNm	0 kN	0 kNm	-3696 kN	325,1 kNm	408,3 kNm	5862 kN
806,8 mm	2211 kN	79,7 kNm	0 kN	0 kNm	-3780 kN	313,2 kNm	392,8 kNm	5992 kN
836,4 mm	2253 kN	76,4 kNm	0 kN	0 kNm	-3858 kN	302,1 kNm	378,5 kNm	6112 kN
866,1 mm	2292 kN	73,4 kNm	0 kN	0 kNm	-3931 kN	291,7 kNm	365,1 kNm	6223 kN
895,7 mm	2328 kN	70,7 kNm	0 kN	0 kNm	-3999 kN	282,0 kNm	352,7 kNm	6327 kN
925,4 mm	2362 kN	68,1 kNm	0 kN	0 kNm	-4062 kN	273,0 kNm	341,1 kNm	6424 kN
955,1 mm	2393 kN	65,7 kNm	0 kN	0 kNm	-4122 kN	264,5 kNm	330,2 kNm	6515 kN
984,7 mm	2423 kN	63,5 kNm	0 kN	0 kNm	-4178 kN	256,6 kNm	320,0 kNm	6600 kN
3654,1 mm	3073 kN	15,5 kNm	0 kN	0 kNm	-5493 kN	69,1 kNm	84,7 kNm	8566 kN

Metod 2. Beräkning av $A_{a,eff}$ genom skalning mot slankhetstalet enligt Bradford

Stålets effektiva area minskas till $A_{a,eff}$, enligt SS-EN 1993-1-6:2005. Här har andra länders tillämpning studerats. I "*Specification for structural steel buildings*" (American Institute of Steel Construction, 2010), avsnitt 1.4 finns en övre gräns på tillåten slankhet för att använda metoden, enligt ekvation:

$$\lambda_{max} = 0,31 \cdot \frac{E_{sk}}{f_y} = 0,31 \cdot \frac{210 \cdot 10^3 \text{ MPa}}{440 \text{ MPa}} = 148,0 > 90 \quad \text{OK!}$$

Reduktion av tvärsnittsarean till A_{eff} (Bradford, et al., 2017):

$$A_{a,eff} = \frac{90}{\phi_{yd} / (t_r \cdot \varepsilon^2)} \cdot A_a = \frac{90}{593,2 / (9,6 \cdot 0,73^2)} \cdot 17601 \text{ mm}^2 = 0,776 \cdot 17601 \text{ mm}^2 = 13692 \text{ mm}^2$$

Då innerdiametern på röret är densamma som tidigare kan rörets fiktiva mått beräknas:

$$\phi_{eff} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot 4}{\pi} + \phi_i^2} = \sqrt{\frac{13692 \cdot 4}{\pi} + 578^2} = 589,0 \text{ mm}$$

$$t_{eff} = (\phi_{eff} - \phi_i)/2 = 7,5 \text{ mm}$$

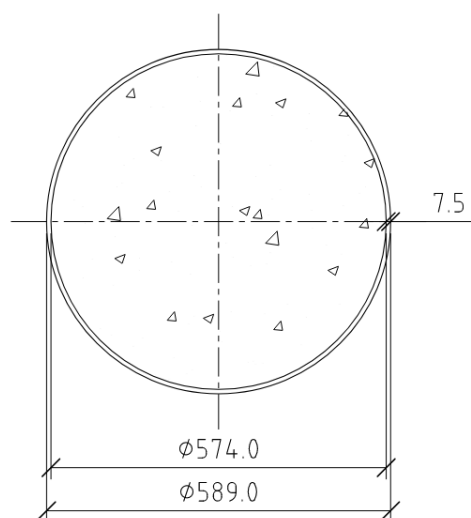
Enligt SS-EN 1993-1-1:2005 ska maximal längsgående spänning begränsas enligt (ekv 6.43):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Där spänningen beräknas med elastiska samband (ekv 6.44)

Därför är det viktigt att använda korrekt kryptal för pålen vid elastisk analys varför denna bestäms enligt SS-EN 1992-1-1, bilaga B:

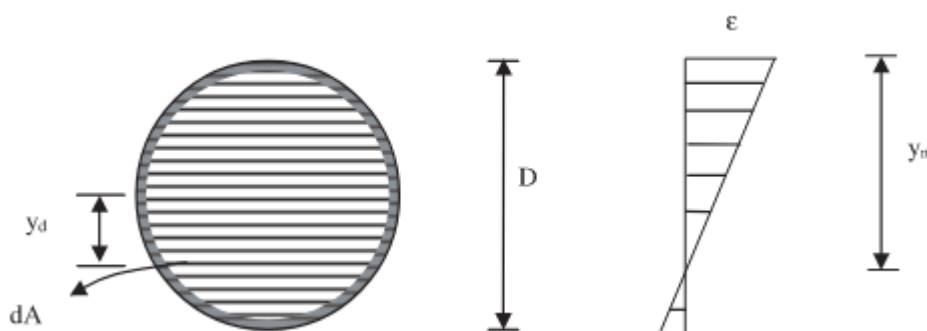
Tvårsnittskapaciteten beräknas nu med detta ståltvårsnitt och kryptalet 1,5.



EKVIVALENT TVÄRSNITT 1:10

Figur D2. Beräkningsmässiga mått för tvärsnittet efter att stålets effektiva area minskas till $A_{a,eff}$.

Då tvärschnittsanalysen är relativt komplicerad med hänsyn till geometri och icke-linjära materialkurvor (betong) så är det svårt att få noggranna resultat med handberäkning. Då kan den numeriska metoden användas i stället, "lamellmetoden", som innebär att tvärsnittet diskretiseras genom att delas in i ett antal lameller (fibrer) enligt nedan med lamellhöjden d_y (Gayathri, et al., 2004):



Figur D3. Diskretisering av tvärsnittet med lameller med delarea dA och aktuell töjningsprofilen över sektionen vid ansatt tryckzonshöjd y_n . Varje dellamell dA har en hävarm y_d till det sammansatta tvärsnittets tyngdpunkt.

Spännings-töjnings modeller används för stål och betong och appliceras över tvärsnittet. För en viss tryckzonshöjd y_n fås en töjningsprofil $\epsilon(y)$ över tvärsnittet och spänningarna för respektive lamell och material kan sedan beräknas. Integrering av spänningarna över tvärsnittet ger inre normalkraften N_{Rd} och momentet M_{Rd} enligt ekvationerna nedan:

$$N_{Rd} = \int_A \sigma \cdot dA \quad D.1$$

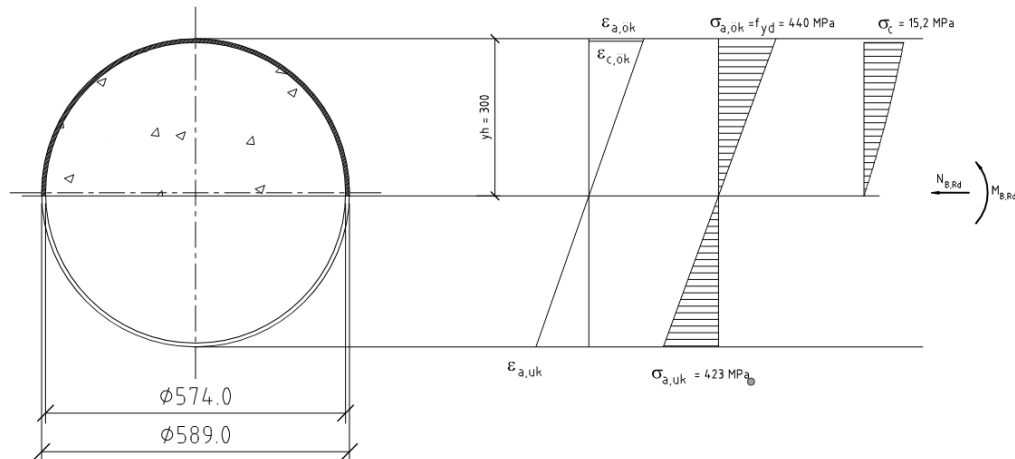
$$M_{Rd} = \int_A \sigma \cdot y_d \cdot dA \quad D.2$$

Tvärsnittet har analyserats med denna metod varav tvärsnittshöjden delats in i 120 lameller där spänningen integrerats över tvärsnittsarean. Resultaten av beräkningarna för varje tryckzonshöjd y_n redovisas i tabellen nedan. Lasteffekten för betong, armering och rör jämförs med den totala tvärsnittskapaciteten. Tryckzonshöjden $y_n=300,4$ mm motsvarar den yttersta lamellen på det fysiska tvärsnittet där det kan noteras att kapaciteten överstiger lasteffekten.

Tabell D2.

y_n	Betong		Armering		Rör		Tot. kapacitet	
	F_c	M_c	F_s	M_s	F_s	M_s	M_d	N_d
241,5 mm	501 kN	94,2 kNm	0 kN	0 kNm	913 kN	723,2 kNm	817,3 kNm	-412 kN
270,9 mm	711 kN	124,7 kNm	0 kN	0 kNm	443 kN	790,2 kNm	914,9 kNm	267 kN
300,4 mm	946 kN	154,4 kNm	0 kN	0 kNm	-117 kN	836,6 kNm	991,0 kNm	1064 kN
329,8 mm	1078 kN	163,3 kNm	0 kN	0 kNm	-641 kN	761,9 kNm	925,2 kNm	1719 kN
359,3 mm	1211 kN	169,6 kNm	0 kN	0 kNm	-1080 kN	699,5 kNm	869,1 kNm	2290 kN
388,7 mm	1345 kN	173,3 kNm	0 kN	0 kNm	-1451 kN	646,5 kNm	819,8 kNm	2796 kN
418,2 mm	1479 kN	174,4 kNm	0 kN	0 kNm	-1771 kN	601,0 kNm	775,4 kNm	3249 kN
447,6 mm	1611 kN	173,0 kNm	0 kN	0 kNm	-2048 kN	561,4 kNm	734,4 kNm	3660 kN
477,1 mm	1742 kN	169,3 kNm	0 kN	0 kNm	-2291 kN	526,8 kNm	696,0 kNm	4034 kN
506,5 mm	1871 kN	163,4 kNm	0 kN	0 kNm	-2506 kN	496,1 kNm	659,6 kNm	4377 kN
536,0 mm	1995 kN	155,8 kNm	0 kN	0 kNm	-2697 kN	468,9 kNm	624,7 kNm	4692 kN
565,4 mm	2113 kN	147,0 kNm	0 kN	0 kNm	-2869 kN	444,5 kNm	591,4 kNm	4982 kN
594,9 mm	2223 kN	137,9 kNm	0 kN	0 kNm	-3023 kN	422,5 kNm	560,4 kNm	5246 kN
624,3 mm	2321 kN	129,8 kNm	0 kN	0 kNm	-3163 kN	402,5 kNm	532,3 kNm	5484 kN
653,8 mm	2409 kN	122,5 kNm	0 kN	0 kNm	-3290 kN	384,4 kNm	506,9 kNm	5699 kN
683,2 mm	2488 kN	116,0 kNm	0 kN	0 kNm	-3406 kN	367,8 kNm	483,8 kNm	5895 kN
712,7 mm	2561 kN	110,1 kNm	0 kN	0 kNm	-3513 kN	352,6 kNm	462,7 kNm	6074 kN
742,1 mm	2626 kN	104,8 kNm	0 kN	0 kNm	-3611 kN	338,6 kNm	443,4 kNm	6237 kN
771,6 mm	2686 kN	99,9 kNm	0 kN	0 kNm	-3702 kN	325,7 kNm	425,6 kNm	6388 kN
801,0 mm	2741 kN	95,5 kNm	0 kN	0 kNm	-3786 kN	313,7 kNm	409,2 kNm	6527 kN
830,5 mm	2792 kN	91,4 kNm	0 kN	0 kNm	-3864 kN	302,6 kNm	394,0 kNm	6656 kN
859,9 mm	2839 kN	87,7 kNm	0 kN	0 kNm	-3937 kN	292,2 kNm	379,9 kNm	6775 kN
889,4 mm	2882 kN	84,2 kNm	0 kN	0 kNm	-4005 kN	282,6 kNm	366,8 kNm	6886 kN
918,8 mm	2922 kN	81,0 kNm	0 kN	0 kNm	-4068 kN	273,5 kNm	354,5 kNm	6990 kN
948,3 mm	2960 kN	78,0 kNm	0 kN	0 kNm	-4128 kN	265,0 kNm	343,1 kNm	7087 kN
977,7 mm	2995 kN	75,3 kNm	0 kN	0 kNm	-4184 kN	257,0 kNm	332,3 kNm	7178 kN
3628,2 mm	3752 kN	17,6 kNm	0 kN	0 kNm	-5501 kN	69,3 kNm	86,9 kNm	9253 kN

Vid tryckzonshöjd $y_n = 300,4$ mm i ULS ser spänningsfördelningen ut enligt Figur D4.



Figur D4. Töjningsfördelning $\varepsilon(y)$ uppritad till höger om stålriören för en tryckzonshöjden $y_n = 300,4$ mm följt av motsvarande spänningsfördelning för stålet $\sigma_s(y)$ och betongen $\sigma_c(y)$.

Metod 3. Beräkning maximal spänning m.h.t. buckling genom tillämpning av SS-EN 1993-1-6 Skäl, Bilaga D.

Beräkning av bucklingspänning för tvärsnitt efter avrostning (Figur D1) sker enligt SS-EN 1993-1-6 kap. 6.5, SS-EN 1993-1-6 Bilaga D avsnitt D.1.2.1 samt SS-EN 1993-1-6 2007, A1:2017.

Medelradie
$$r = \frac{(593,2 - 9,6)}{2} \text{ mm} = 291,8 \text{ mm}$$

Godstjocklek
$$t = 9,6 \text{ mm}$$

Pålens längd
$$l = 15 \text{ m}$$

Materialegenskaper
$$f_{yk} = 440 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Dimensionslös parameter ω enligt (SS-EN 1993-1-6:2007, p. 74) ekv. D.1
$$\omega = \frac{l}{\sqrt{r \cdot t}} = 283,409$$

C_{xb} enligt (SS-EN 1993-1-6:2007, p. 75), Bilaga D, Tabell D.1
$$C_{xb} = 1$$

Randvillkor BC2 i ök/uk = ledad

Lång cylinder enligt
(SS-EN 1993-1-6:2007),
Bilaga D, avsnitt D.1.2.1 (6).

$$C_{x.N} = \max\left(1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \cdot \left(1 - 2 \cdot \omega \cdot \frac{t}{r}\right); 0,6\right)$$

Kontroll om lång cylinder?
(SS-EN 1993-1-6:2007),
Bilaga D, avsnitt D.1.2.1 (6).

"Lång cylinder" om $\omega > 0,5 \frac{r}{t}$

$$0,5 \cdot \frac{r}{t} = 0,5 \cdot \frac{291,8 \text{ mm}}{9,6 \text{ mm}} = 15,198$$

Ska alltså betraktas som lång cylinder, vilket ger att ekvation D.3 ska användas

Ekvation D.3 motsvarar ekvation D.8 i
(SS-EN 1993-1-6:2007).

$$C_x = C_{x.N}$$

D.3

Toleransklass B för nytillverkade rör, enl.
(SS-EN 1993-5:2007) avsnitt D.2.2 (7).

$$Q = 25$$

Q enl. (SS-EN 1993-1-6:2007 A1:2017).

Valda värden enl. (SS-EN 1993-1-6:2007), avsnitt D.1.2.2 (3) och
(SS-EN 1993-1-6:2007 A1:2017)

$$\lambda_{x0} = 0,20$$

Karakteristisk imperfektionsamplitud
(SS-EN 1993-1-6:2007), ekv. D.15.

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t = 2,117 \text{ mm}$$

Generatrisbucklingsparameterar
enl. (SS-EN 1993-1-6:2007 A1:2017)
Ekv. D.14a till D.14d

$$\alpha_{xG} = 0,83$$

Ekv. D.14a

$$\alpha_x = \alpha_{xG} \cdot \frac{1}{1 + 2,2 \cdot \left(\frac{\Delta w_k}{t}\right)^{0,88}} = 0,525$$

Ekv. D.14b

$$\beta_x = 1 - \frac{0,95}{1 + 1,2 \cdot \left(\frac{\Delta w_k}{t}\right)} = 0,249$$

Ekv. D.14c

$$\eta_x = \frac{5,4}{1 + 4,6 \cdot \left(\frac{\Delta w_k}{t}\right)} = 2,681$$

Ekv. D.14d

$$\chi_{xh} = 1,0$$

Slankhetsparameter för flytgränsen (SS-EN
1993-1-6:2007), avsnitt 8.5.2 (5).

$$\lambda_{px} = \sqrt{\frac{\alpha_x}{1 - \beta_x}} = 0,836$$

Kritisk bucklingsspänning (SS-EN 1993-1-6:2007), avsnitt D.1.2.1 (3).

$$\sigma_{x.Rcr} = 0,605 \cdot E_s \cdot C_{x.N} \cdot \frac{t}{r} = 2507,91 \text{ MPa}$$

Behöver ej kontrolleras för buckling om

$$\frac{r}{t} = 30,396 \leq 0,03 \cdot \frac{E_s}{f_{yk}} = 14,318$$

dvs måste kontrolleras för buckling.

Slankhetsparameter för skal, (SS-EN 1993-1-6:2007), avsnitt 8.5.2 (6)

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x.Rcr}}} = 0,419$$

Kontroll om slankhet uppfyller krav enl. (SS-EN 1993-1-6:2007), avsnitt 8.5.2 (4)

$$\lambda_{x0} = 0,2 < \lambda_x = 0,419 < \lambda_{px} = 0,836 \rightarrow \chi_x = 1 - \beta_x \cdot \left(\frac{\lambda_x - \lambda_{x0}}{\lambda_{px} - \lambda_{x0}} \right) = \mathbf{0,914}$$

Karakteristisk bucklingsspänning (SS-EN 1993-1-6:2007) avsnitt 8.5.2 (3)

$$\sigma_{x.Rk} = \chi_x \cdot f_{yk} = 0,914 \cdot 440 \text{ MPa} = 402,3 \text{ MPa}$$

Dimensionerande bucklingsspänning (SS-EN 1993-1-6:2007) avsnitt 8.5.2 (1)

$$\sigma_{x.Rd} = \frac{\sigma_{x.Rk}}{\gamma_{M1}} = 402,3 \text{ MPa}$$

Därefter ska interaktionssamband enligt (SS-EN 1993-5:2007), avsnitt D.2.2 (12) med stålets tvärsnittsarea A_a användas för att kontrollera bärförmågan.

Beräkning enligt lamellmetoden med tvärsnittet 593,2 x 9,6 och $f_{yk} = 402 \text{ MPa}$ ger följande brottenve-lopp:

$M_{Rk} = 1\,022 \text{ kNm}$ beräknad med lamellmetoden (elastisk)

$$\begin{aligned} N_{Rk} = N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} = 17601 \cdot 402 + 1,00 \cdot 258\,770 \cdot 23,3 \\ &= 7\,075 \text{ kN} + 6\,029 \text{ kN} = 13\,104 \text{ kN} \end{aligned} \quad D.4$$

Om andra ordningens effekter inte behöver beaktas så blir kappa = 1,0

$$N(M_{ed}) = N_{Rk} \cdot \left(1 - 1,5 \cdot \frac{M_{ed}}{M_{Rk}} \right) = 13\,104 \text{ kN} \cdot \left(1 - 1,5 \cdot \frac{M_{ed}}{1022 \text{ kNm}} \right) \quad D.5$$

Denna verifiering får anses uppfyllt genom att verifiera interaktionsvillkoret enligt (SS-EN 1993-5:2007), Bilaga D, ekvation 8.18:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + 1,5 \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad D.6$$

där:

N_{Ed} och M_{Ed} är de dimensionerande värdena för tryckkraft och böjmoment i det avgörande tvärsnittet;

N_{Rk} och M_{Rk} är de karakteristiska bärförmågorna, bestämda enligt (11);

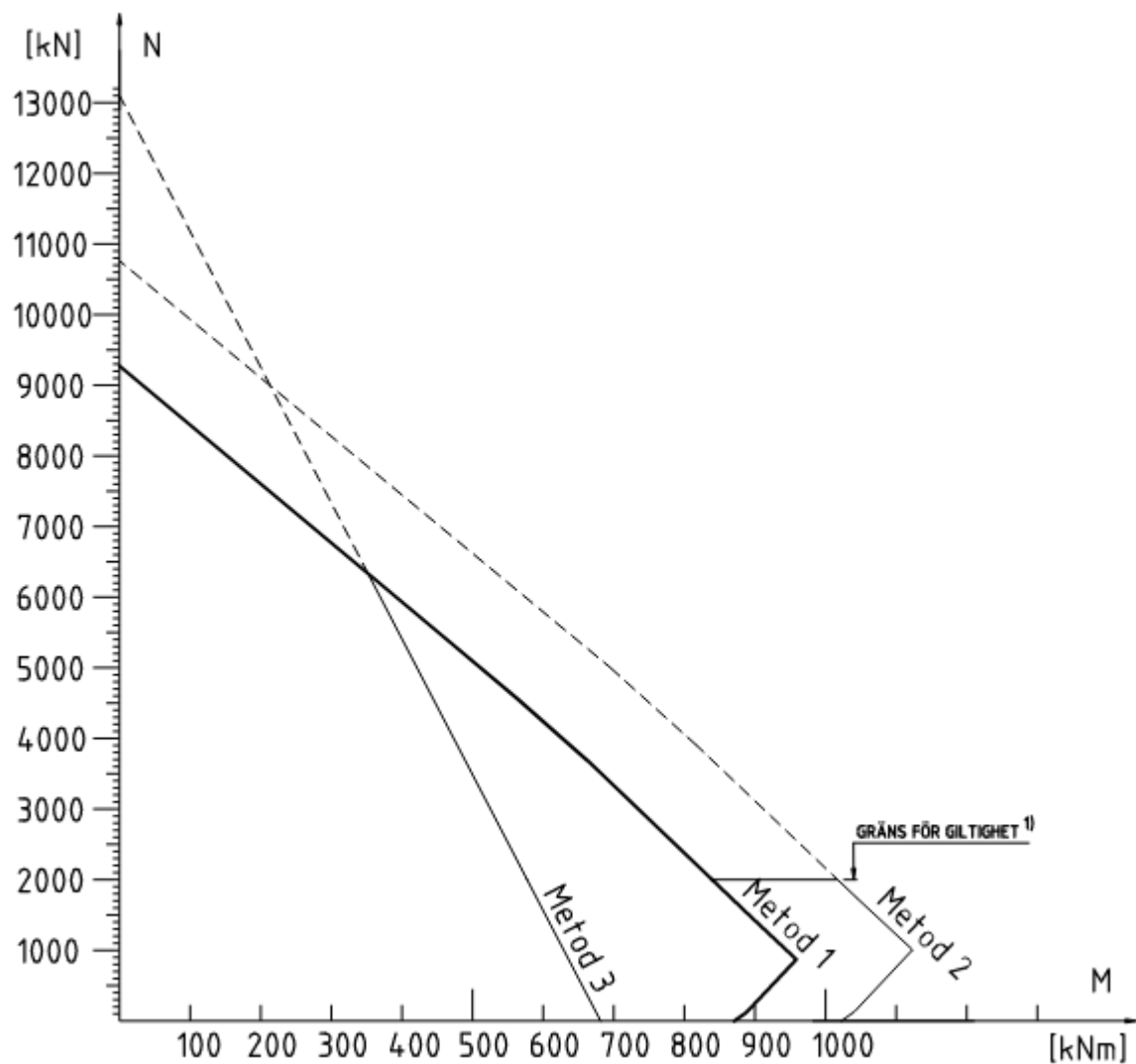
χ är reduktionsfaktorn för böjknäckning enligt avsnitt 6.3.1.2 i EN 1993-1-1 baserad på en knäckningslängd som bestäms enligt avsnitt 5.2.3.

Skillnaderna mellan metoderna

Sammanställs alla tvärsnittskapacitetskurvor för dessa tre olika metoder att beräkna tvärsnittskapaciteten i samma diagram ser det ut enligt Figur D5. I denna figur finns även en horisontell begränsningslinje för begränsning av bärförmågan med hänsyn till att andra ordningens effekter kan försummas. Begränsningen kommer från ekvation 5.1 i SS-EN 1994-1-1:2005 som genom omskrivning blir ekvation D.7

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}} \leq 0,1 \quad D.7$$

Där $N_{cr,eff}$ är elastiska knäcklasten och N_{Ed} är den axiellt pålagda lasten.



Figur D5. Totala tvärsnittskapaciteten visad i diagramform för samtliga tre metoder i detta specifika fall. Metod 1 ger högst momentkapacitet i tvärsnittsklass 4.

1) Gränsen för giltigheten motsvarar den högsta normalkraft som kan nyttjas utan att 2:a ordningens effekter behöver beaktas enligt ekvation D.7. Detta gör att de streckade delarna av kapacitetskurvorna inte kan nyttjas.

Det vi konstaterar är att metod 2 ger högst bärförmåga följt av metod 1. Metod 3 har lägst bärförmåga vilket beror på momentbegränsningen enligt ekvation D.6.

Bilaga E. Beräkningsexempel 4 – bestämning av kryptal enligt SS-EN 1992-1-1, bilaga B.1

Exemplet gäller för en fylld rörpåle 220x12,5 med topplåt enligt beräkningsexempel 1.

Kryptal

Betong: C 33/37

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ MPa} & f_{cm} &= 38 \text{ MPa} & [\text{SS-EN 1992-1-1} \\ f_{ctm} &= 2,90 \text{ MPa} & E_{cm} &= 32\,800 \text{ MPa} & \text{Tabell 3.1}] \\ f_{ctk;0,05} &= 2,03 \text{ MPa} \\ f_{ctk;0,95} &= 3,77 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Cement: Anläggningscement Klass N, CEM I 42,4 N $\Rightarrow \alpha = 0$

$A_c = 0,04 \text{ m}^2$ betongarea i röret per m
 $u = 0,00 \text{ m}$ Perimeter som är kontakt med luft. Här inneslutet rör så värdet är nära 0.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 719\,362 \text{ mm} \rightarrow h \text{ när } h_0 \rightarrow 0$$

$RH = 100\%$ (ute, innesluten betong) [EN 1992-1-1, avsnitt 3.1.4]

$\alpha_1 = 0,944$ $\alpha_2 = 0,984$ $\alpha_3 = 0,960$ [B.8c gäller då $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$]

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, & f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2, & f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0,960 \quad [\text{B.3a, B.3b}]$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500, & f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3, & f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 1\,440 \quad [\text{B.8a, B.8b}]$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad [\text{B.4}] \quad \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad [\text{B.5}]$$

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad [\text{B.7}]$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad [\text{B.1 \& B.2}]$$

$$\beta(f_{cm}) = 2,562$$

Pålastning vid t_0 , här efter 28 dygn

$t_0 =$	$t =$	$t =$	$t_\infty =$
-	1 år	70 år	120 år
28 dygn	365 d	25 550 d	43 800 d
$\beta(t_0) =$	0,49	-	-
$\beta_c(t, t_0) =$	0,00	0,61	0,98
$\varphi(t, t_0) =$	0,00	0,0	1,29
			1,30

används vid
beräkning.

Icke-linjär del av krypningen då belastningsnivån i betongen överskrider 0,45.
fck

Max belastning i
SLS, QP

0,55 · f_{ck}

$k_\sigma = 0,55$

$\varphi_{nl} = 1,153$

$$\varphi_{nl} = \begin{cases} e^{[1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)]}, & k_\sigma > 0,45 \\ 1, & k_\sigma \leq 0,45 \end{cases}$$

Så totala kryptalet blir: $\varphi = 1,30 \cdot 1,15 = 1,50$

Bilaga F. Plastiskt beteende vid knäckning

Utredning av pålars bärförmåga i jord som delvis plasticeras, vilket är acceptabelt vid ett brottgränstillstånd, samt verifiering av föreslagna nya villkor vid analytisk beräkningsmetod.

F.1 Bärförmåga hos en initialt krökt påle omgiven av ett elastiskt medium

Knäckning av en icke prismatisk pelare (prismatisk = jämnstöv) med varierande randvillkor vilandes på en icke homogen elastisk bädd anses vara den mest generaliserande formen för att studera pålars knäckning. Differentialekvationen för knäckning av ett sådant problem är utmanande att lösa analytiskt. Den kan beskrivas med elastiska linjens ekvation:

$$EIy^{IV} + Py'' + ky = 0 \quad F.1$$

I PKR84 (Bengtsson, et al., 1991) hänvisas till en analytisk lösning beskriven i ett särtryck i *"Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmaterialet"* (Bernander & Svensk, 1970). En kortare version av arbetet presenteras i avsnitt F.2. Vid skrivandet av denna rapport hittades även andra härledningar, till exempel i artikeln *"Buckling of non-prismatic column on varying elastic foundation with arbitrary boundary conditions"* (Ghadban, et al., 2017) samt i diverse handböcker där *"Att konstruera med stål – Modul 6: Stabilitet för balkar och stänger"* (Höglund, 2006) kan nämnas. Gemensamt för en analytisk lösning är att följande villkor gäller:

- Både den omgivande jorden och pålen antas bete sig elastiskt.
- Pålen antas vara fri från spänningar efter installationen.
- Den initiala utböjningen hos en installerad påle och den adderade utböjningen från applicerade belastningar antas båda få en sinusformad form och vara affin med den verkliga knäckningskurvan.
- Utböjningen böjer ut i ett och samma plan.
- Pålen är oändligt lång.
- Pålens böjstyvhets EI är konstant.
- Axialkraften i pålen är konstant.
- Pålen är ledat inspänd i båda ändar.
- Normalkraftens excentricitet vid pålens topp och spets är lika med noll.
- Jorden kring pålen har konstanta egenskaper längs pålen.
- Inverkan av skjuvdeformationer försummas.

F.2 Framställning av lösning enligt Bernander och Svensk

En kortare framställning av *"Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmaterialet"* (Bernander & Svensk, 1970) följer nedan. Vissa justeringar och förtydliganden har behövts göras med avseende på enheter och uttryck eftersom deras framställning avser en två dimensionell analys. Bland annat ett förtydligande av bäddmodulen k med enhet $[N/m^3]$ och införandet av pålens diameter d då jordens motstånd definierats som en linjelast p $[N/m]$ men som motsvarar ett grundtryck q $[N/m^2]$.

Den totala utböjningen av en påle efter installation och belastning illustreras i Figur F1. Indatavärden beskrivs som:

L = Pålens totala längd [m]

l = ideell (fiktiv) knäcklängd [m]

$\delta = \delta_0 \cos \frac{\pi x}{l}$, initial utböjningsböjning [m]

$y = y_0 \cos \frac{\pi x}{l}$, adderad utböjning [m]

$p = k \cdot d \cdot y$ = jordens motstånd [N/m], där jordens bäddmodul i lera $k = k_{d.c} = \frac{200}{1+3 \cdot a_{lt}} \cdot \frac{c_{ud}}{d} \left[\frac{N}{m^3} \right]$, där a_{lt} är andel långtidslast, c_{ud} är jordens dimensionerande odränerade skjuvhållfasthet och d är pålens diameter. Jordens motstånd kan även uttryckas som ett jordtryck q [N/m²] mot pålen $q = k \cdot y$. Gränstrycket när jorden plasticerar kan då uttryckas som $q_{bd.c} = (9 - 3 \cdot a_{lt}) \cdot c_{ud}$.

$P = P_{p\grave{a}le} + P_{jord}$

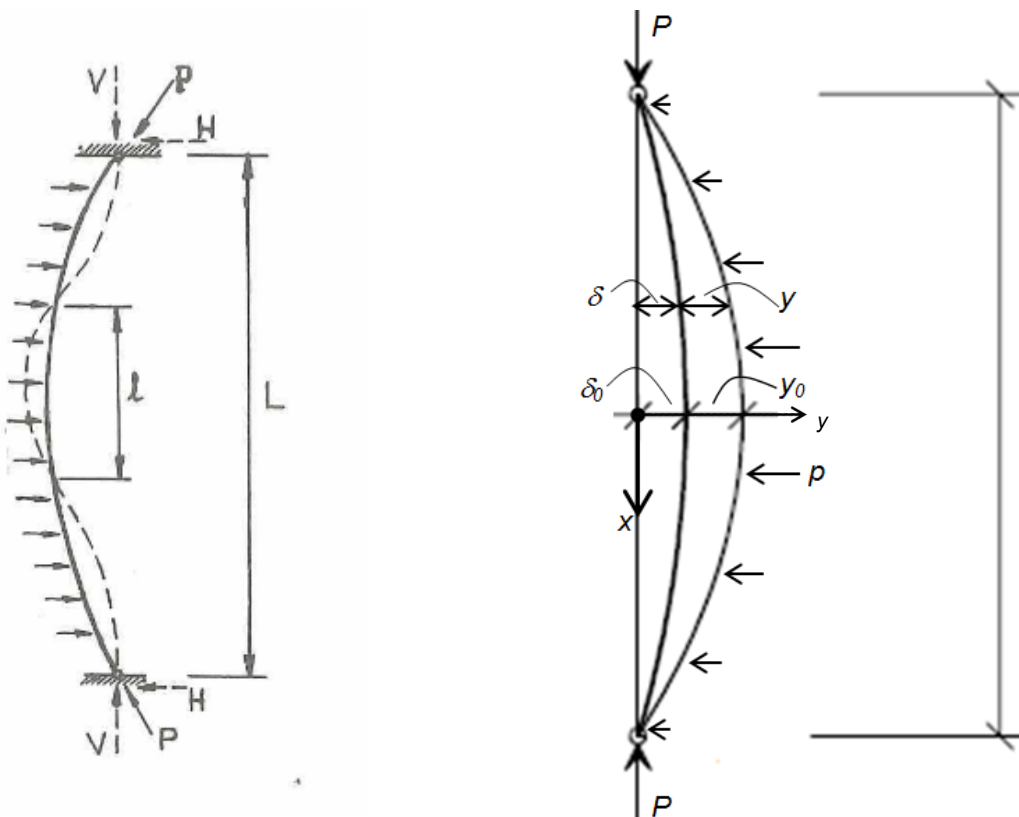
$P_{p\grave{a}le}$ = del av den axiella kraften som bärs av pålen [N] (pålens motstånd mot böjning, momentet $M > 0$).

P_{jord} = del av den axiella kraften som bärs av jorden [N] (jordens sidomotstånd, momentet $M = 0$).

EI = pålens böjstyvhets (konstant värde över längden l) [N·m²]

W = pålens böjmotstånd (konstant värde över längden l)

A = pålens tvärsnittsarea (konstant värde över längden l)



Figur F1. Knäckning av en påle omgiven av ett elastiskt medium.

Mothållande moment kan, med hänsyn till jorden, uttryckas enligt grundläggande strukturmekanik som

$$\frac{d^2}{dx^2} M_{jord} = -p = -k \cdot d \cdot y_0 \cos \frac{\pi x}{l} \quad F.2$$

Efter integration två gånger och med hänsyn till randvillkoren fås

$$M_{jord} = \frac{l^2}{\pi^2} k \cdot d \cdot y \quad F.3$$

Genom ekvationen för den elastiska linjen kan uttrycket för pålens mothållande moment härledas som

$$M_{påle} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} y \quad F.4$$

Om ovanstående moment uttrycks i termer av axiella belastningar kommer det totala mothållande momentet att vara

$$P(\delta + y) = P_{jord}(\delta + y) + P_{påle}(\delta + y) \quad F.5$$

som ger

$$P = \left(\frac{l^2}{\pi^2} k \cdot d + \frac{\pi^2 EI}{l^2} \right) \frac{y}{\delta + y} \quad F.6$$

Den ideella knäckningslängden, som ger minimivärdet för den kritiska belastningen, kan erhållas genom att derivera Ekvation F.6. Observera att detta endast är giltigt om hela pållängden L är mycket större än l .

$$\frac{dP}{dl} = 0 \rightarrow l = l_k = \sqrt[4]{\frac{\pi^4 EI}{k \cdot d}} \quad F.7$$

Ekvation F.7 insatt i F.6 ger förhållandet mellan axiell belastning och utböjning av en initialt krökt påle omgiven av ett elastiskt medium

$$P = 2 \sqrt{k \cdot d \cdot EI} \frac{y}{\delta + y} \quad F.8$$

Det maximala momentet längs pålen påträffas mitt på knäcklängden där $y = y_0$ och $\delta = \delta_0$, Ekvation F.4 blir då:

$$M_{max} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} y_0 \quad F.9$$

Ekvation F.7 insatt i F.9 ger:

$$M_{max} = \sqrt{k \cdot d \cdot EI} y_0 \quad F.10$$

Omskrivning av Ekvation F.8 ger:

$$\sqrt{k \cdot d \cdot EI} \cdot y_0 = \frac{P (y_0 + \delta_0)}{2} \quad F.11$$

Det maximala moment som pålens tvärsnitt kan motstå uppträder mitt på knäcklängden och Ekvation F.10 kan då uttryckas i termer av axiellast och utböjning som:

$$M_{max} = \frac{P (y_0 + \delta_0)}{2} \quad F.12$$

F.3 Framställning av tidigare analytiska lösningar med plastisk jordmodell

I arbetet med denna rapport har mycket litteratur inom området studerats och det som är slående är att få beskriver vad som händer vid plasticering av jorden eller pålen. En intressant tanke kring detta skrivs i rapporten "*Co-rotational beam elements in instability problems*" (Battini, 2002). Författaren nämner där att mycket arbete har gjorts inom instabilitet i elastiska strukturer belastade med kvasistatiska laster och att mycket mindre forskning har gjorts för icke elastiska strukturer. Vidare nämner han att stabilitetsanalyser med icke elastiska material är komplicerade genom det faktum att principen med minsta potentiella energin, som är en grundläggande princip inom stabilitetsanalys på elastiska strukturer, inte kan användas. Detta på grund av förlusten av energi som är inneboende i plastiska deformationer. På grund av att plastiska deformationer är irreversibla ger det upphov till nya fenomen. Viktigt att ha med sig denna insikt när följande två ingenjörsmässiga approximationer studeras, "ekvivalent sidomotstånd" och ekvivalent arbete", som presenteras i Pålkommisionens rapporter 81, 84 samt 84a. De är de enda som beskriver en beräkningsmetod där jorden tillåts delvis plasticera. Principen i dessa rapporter bygger på att försöka uppskatta en reducerad elastisk bäddmodul k_{de} med hänsyn till delvis plasticerad jord längs mittpunkten på knäckmoden. På så sätt antas att alla tidigare ekvationer som gäller för elastiskt tillstånd även ska kunna användas för plastiskt tillstånd med införandet av en reducerad elastisk bäddmodul k_{de} .

Gemensamt för båda jordmodellerna är att de förutsätter att EI är konstant under knäckningsförloppet vilket är den brist i ekvationen som genererar resultatet på motståndet. Detta eftersom tröghetsmomentet I minskar då pålen börjar plasticera i yttersta fibern. Även elasticitetsmodulen E minskar då stålet plasticerar (flyter i yttersta fibern). E-modulen motsvarar tangens av den vinkel från den linjära delen av materialkurvan som sedan planar ut mer och mer och bildar en flytled då hela tvärsnittet plasticerar (rektangulär spänningsfördelning kring neutrala lagret).

F.3.1 Jordmodell - Ekvivalent sidomotstånd

I PKR81 introducerades ekvivalent sidomotstånd som ett sätt att beräkna en reducerad bäddmodul k_{de} . Senare i PKR84 renodlades ett uttryck att beräkna denna bäddmodul genom att problemställningen ställs upp enligt Ekvation F.13. Lösningen blir Ekvation F.14 och där F.15 ger en delparameter α som används vid beräkning.

$$\int_0^{l_{k1/2}} k_{de} \cdot y_1 \cdot dx = \int_0^a k_d \cdot y_1 \cdot dx + \int_a^{l_{k1/2}} q_{bd} \cdot dx \quad F.13$$

$$\frac{k_{de}}{k_d} = 1 - \cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \quad F.14$$

$$\alpha = \frac{\pi \cdot a}{l_{k1}} = \arcsin\left(\frac{q_{bd}}{k_d \cdot y_{01}}\right) \quad F.15$$

I PKR81 (Fredriksson & Hultsjö, 1989), avsnitt 3.2.6, finns en jämförande beräkning med FEM där ett stål rör analyseras för lite olika bäddmoduler, vilka sammanställdes i Tabell (3.2). Vi har gemensamt med några av författarna konstaterat att verifieringsexemplen inte var optimalt valda. Det visar sig att pålen går till brott innan jordbrott inträffat vilket då inte verifierar den föreslagna beräkningsmetoden som ju först gäller efter jordbrott inträffat. Därav konstateras att det inte finns någon tidigare publicerad referenskörning som styrker om approximationen är godtagbar eller inte.

F.3.2 Jordmodell - Ekvivalent arbete

I PKR84a introducerades ekvivalent arbete som ett sätt att beräkna en reducerad bäddmodul. Denna bäddmodul kan beräknas enligt Ekvation F.16 till F.18. Till denna metod finns ingen publicerad referenskörning och vid diskussion med några av författarna så finns det förmodligen inga gjorda. Genom i denna rapport utförda referenskörningar i FEM kan konstateras att denna metod ger en betydlig överskattning av jordens bärförmåga efter plasticering vilket ger resultat på osäkra sidan.

$$\int_0^{l_{k1}/2} \frac{1}{2} \cdot k_{de} \cdot y_1^2 \cdot dx = \int_0^a \frac{1}{2} \cdot k_d \cdot y_1^2 \cdot dx + \int_a^{l_{k1}/2} q_{bd} \cdot \left(y_1 - \frac{q_{bd}}{k_d} \right) \cdot dx \quad F.16$$

$$\frac{k_{de}}{k_d} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\alpha + \frac{3}{2} \cdot \sin(2 \cdot \alpha) - (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot \sin^2 \alpha \right) \quad F.17$$

$$\alpha = \frac{\pi \cdot a}{l_{k1}} = \arcsin \left(\frac{q_{bd}}{k_d \cdot y_{01}} \right) \quad F.18$$

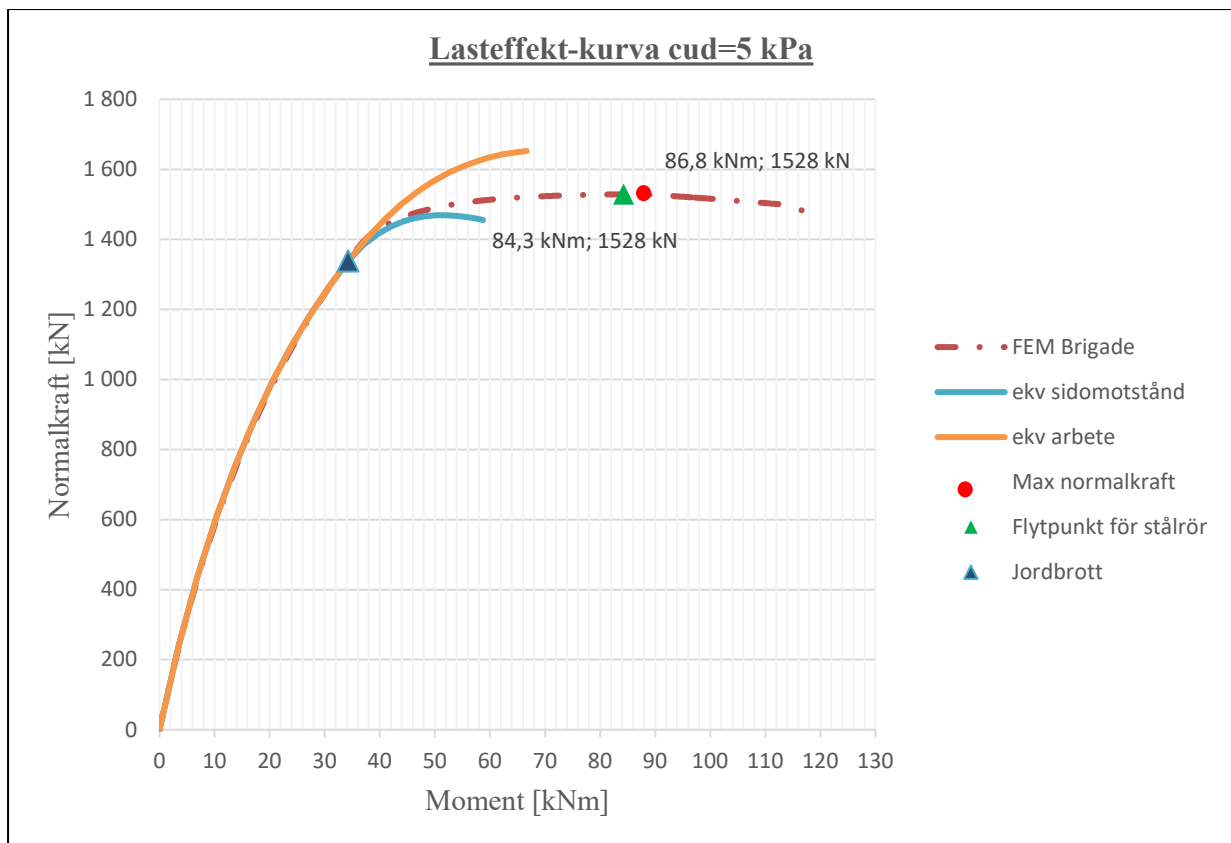
F.4 Knäckning med plastiska materialmodeller i FEM

För att kunna studera knäckningsförloppet med plastiska materialmodeller krävs modellering i Finita Element program (FEM). Ett stor antal FEM-körningar har utförts i detta projekt för att kunna studera knäckningsförloppet mer ingående. I detta avsnitt redovisas resultat från 3 st olika skjuvhållfastheter ($C_{ud}=5$ kPa, 10 kPa och 15 kPa) för stål rör 220x12,5 mm, stål kvalitet S460, avrostning på stålröret med 2,4 mm, initialkrokighet $\delta_d = L_k/263$ och betongfyllt med C30/37 betong. För en fullständig sammanställning se avsnitt F.6.1. Valet av dessa olika skjuvhållfastheter visar på tre olika brottmoder:

- Typfall 1: Jorden plasticeras, men stålet hinner inte plasticera innan maximal normalkraft uppnås
- Typfall 2: Både jorden och stålet plasticeras innan maximal normalkraft uppnås
- Typfall 3: Bara stålet hinner plasticeras innan maximal normalkraft uppnås

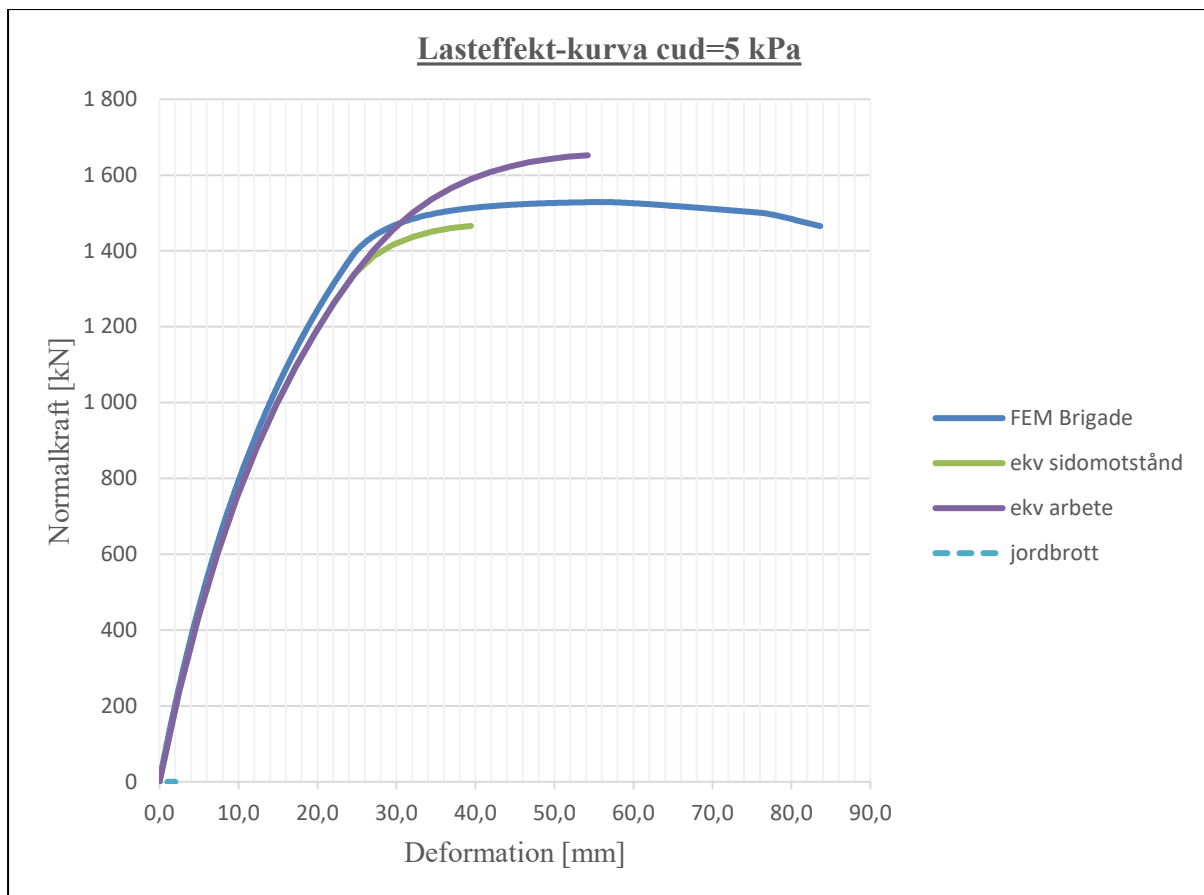
F.4.1 Typfall 1 Jord plasticeras och stålet är elastiskt

Vid låga värde på lerans skjuvhållfasthet inträffar plasticering i jorden tidigt och stålets flytpunkt kommer inte hinna nås innan toppvärdet nås. Detta motsvarar brottmoden "knäckning".



Figur F2. Jämförelse av moment i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning, $c_{ud} = 5$ kPa, krokighet Lk/263 samt stålkvalitet S460.

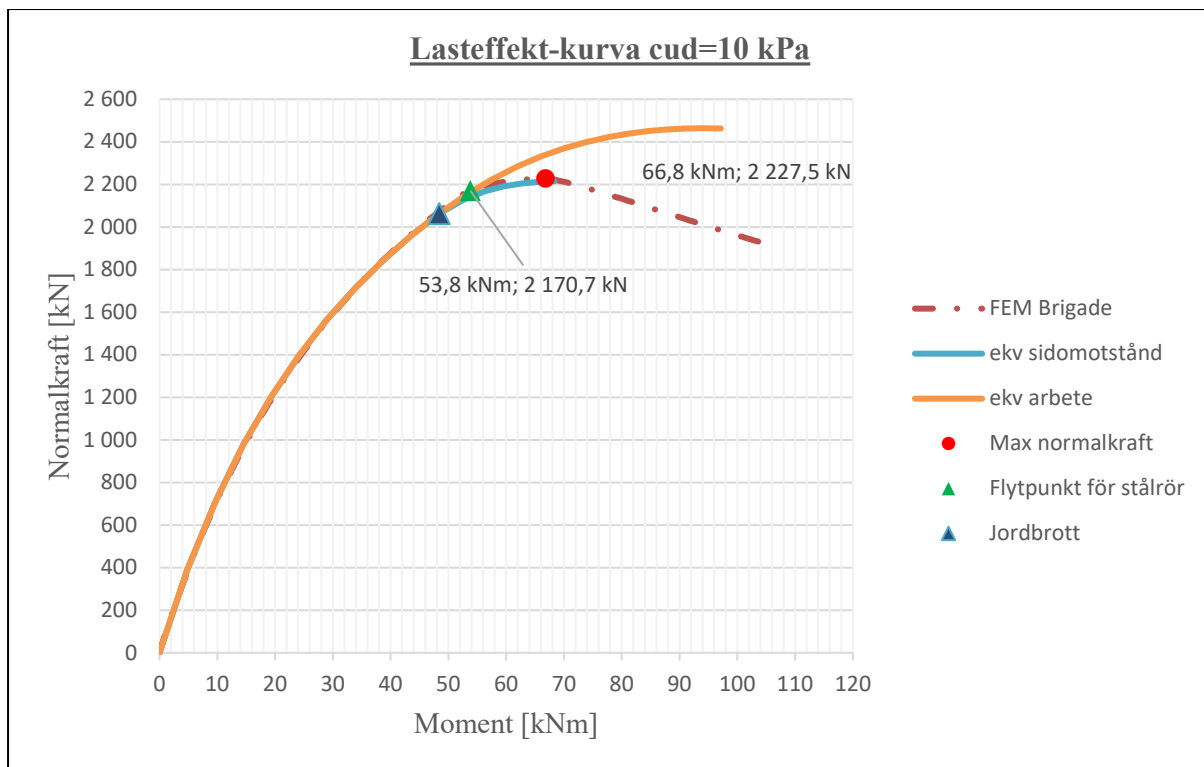
I Figur F2 redovisas beräkningar vid $c_{ud}=5$ kPa, som här är representativt för fall 1, där moment plottas mot normalkraften. Där följer FEM beräkningens resultat de analytiska väldigt väl tills jordbrott inträffar. Därefter följer lasteffektkurvan för ekvivalent sidomotstånd bäst FEM resultatet och lasteffektkurvan för ekvivalent arbete ger för höga värden. I Figur F3 där deformationen plottas mot normalkraften konstateras att deformationerna i de analytiska beräkningarna blir något större jämfört med FEM. Vid ekvivalent arbete erhålls orimligt höga värden på normalkraften efter jordbrott vilket tyder på att bäddmodulen överskattas.



Figur F3. Jämförelse av deformation i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud} = 5$ kPa, krokighet Lk/263 samt stålqualität S460.

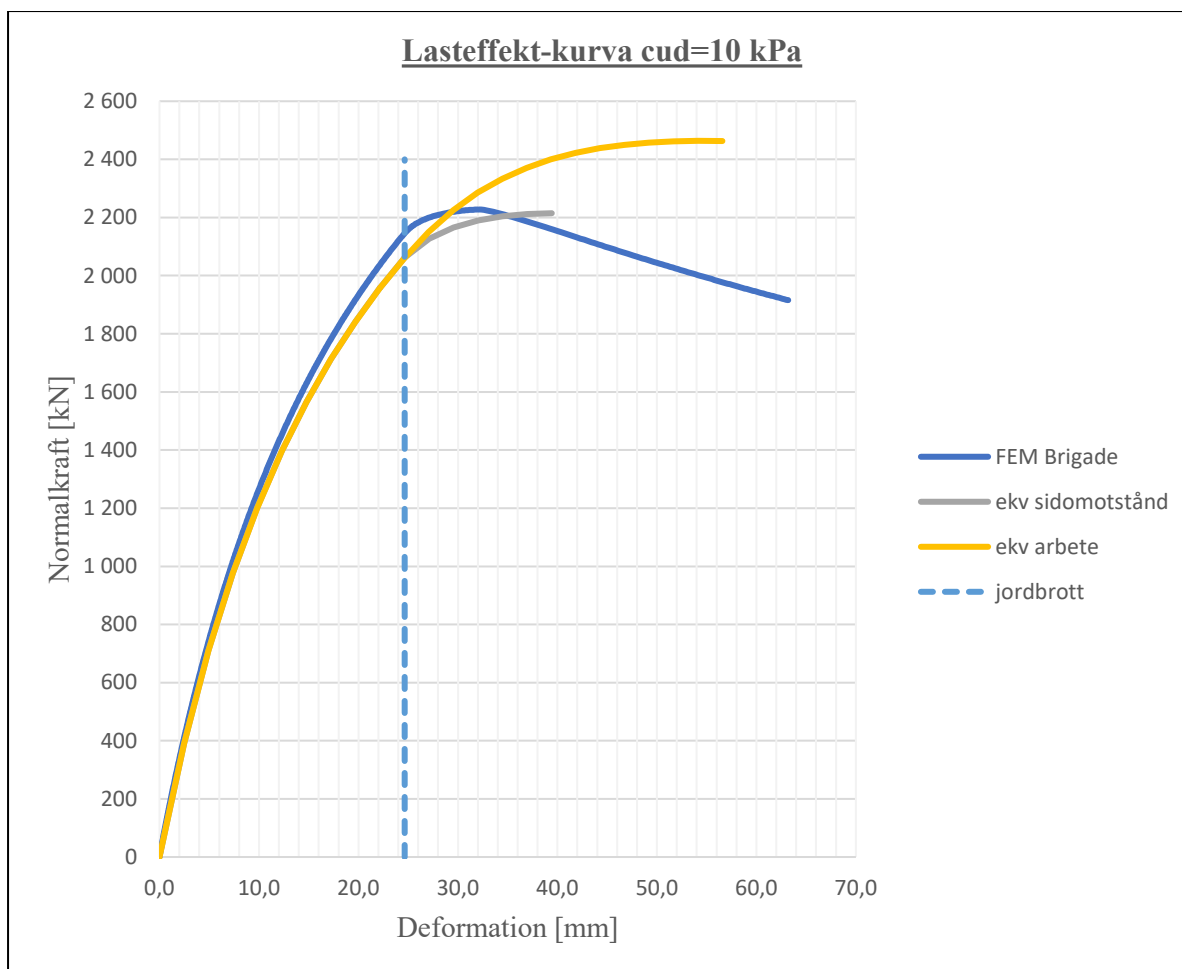
F.4.2 Typfall 2 Jord- och stål plasticeras

Vid fall 2 är lerans skjuvhållfasthet lite högre så att jordbrott inträffar vid en högre last och stålets flytpunkt hinner uppnås innan toppvärdet nås. Denna brottmoden motsvarar "stukning".



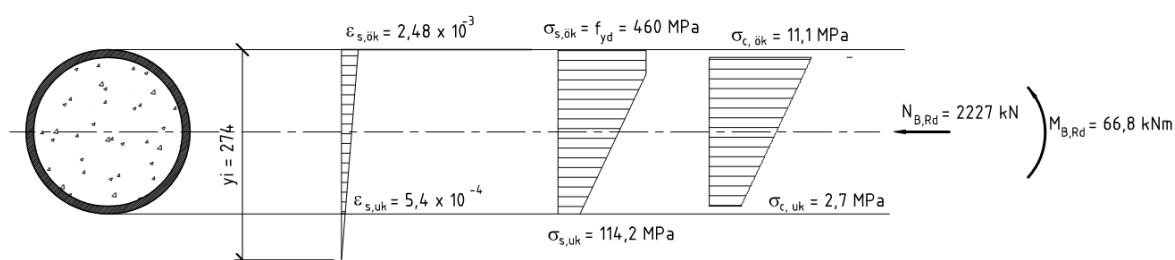
Figur F4. Jämförelse av moment i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud} = 10$ kPa.

I Figur F4 redovisas beräkningar vid $c_{ud}=10$ kPa, som här är representativt för fall 2, där moment plottas mot normalkraften. Där följer FEM beräkningens resultat de analytiska väldigt väl tills jordbrott inträffar. Därefter följer lasteffektkurvan för ekvivalent sidomotstånd bäst FEM resultatet och följer lasteffektkurvan för ekvivalent arbete ger för höga värden. I Figur F5 där deformationen plottas mot normalkraften konstateras att deformationerna i de analytiska beräkningarna blir något större jämfört med FEM. Vid ekvivalent arbete erhålls även här orimligt höga värden på normalkraften efter jordbrott vilket tyder på att bäddmodulen överskattas.



Figur F5. Jämförelse av deformation i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud} = 10$ kPa.

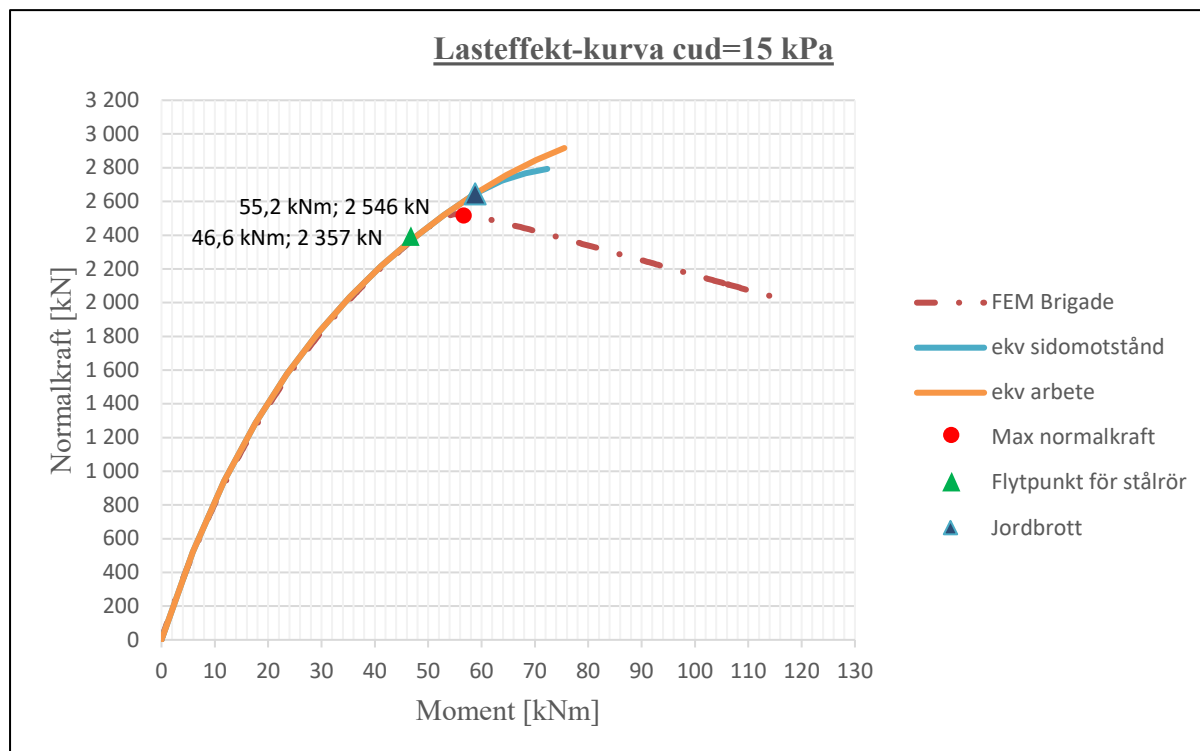
Töjningsanalysen visar att rektangulär spänningsfördelning är på osäkra sidan med hänsyn till pålens tvärsnittsbärförmåga. Vid observation med hjälp av FEM-beräkningar enligt Figur F6 och Figur F9 framgår att pålen bara delvis plasticeras innan pålens tvärsnitt går till brott.



Figur F6. Uppritad töjnings- och spänningsfördelning i pålen från FEM-beräkning vid brott (ULS). Kvoten mellan elastisk ståltöjning $\epsilon_{a,g}$ och maximalt tillåten töjningen $\epsilon_{a,max}$ vid delvis plasticering är $\epsilon_{a,max}/\epsilon_{a,g} = 2,48/2,19 = 1,13$.

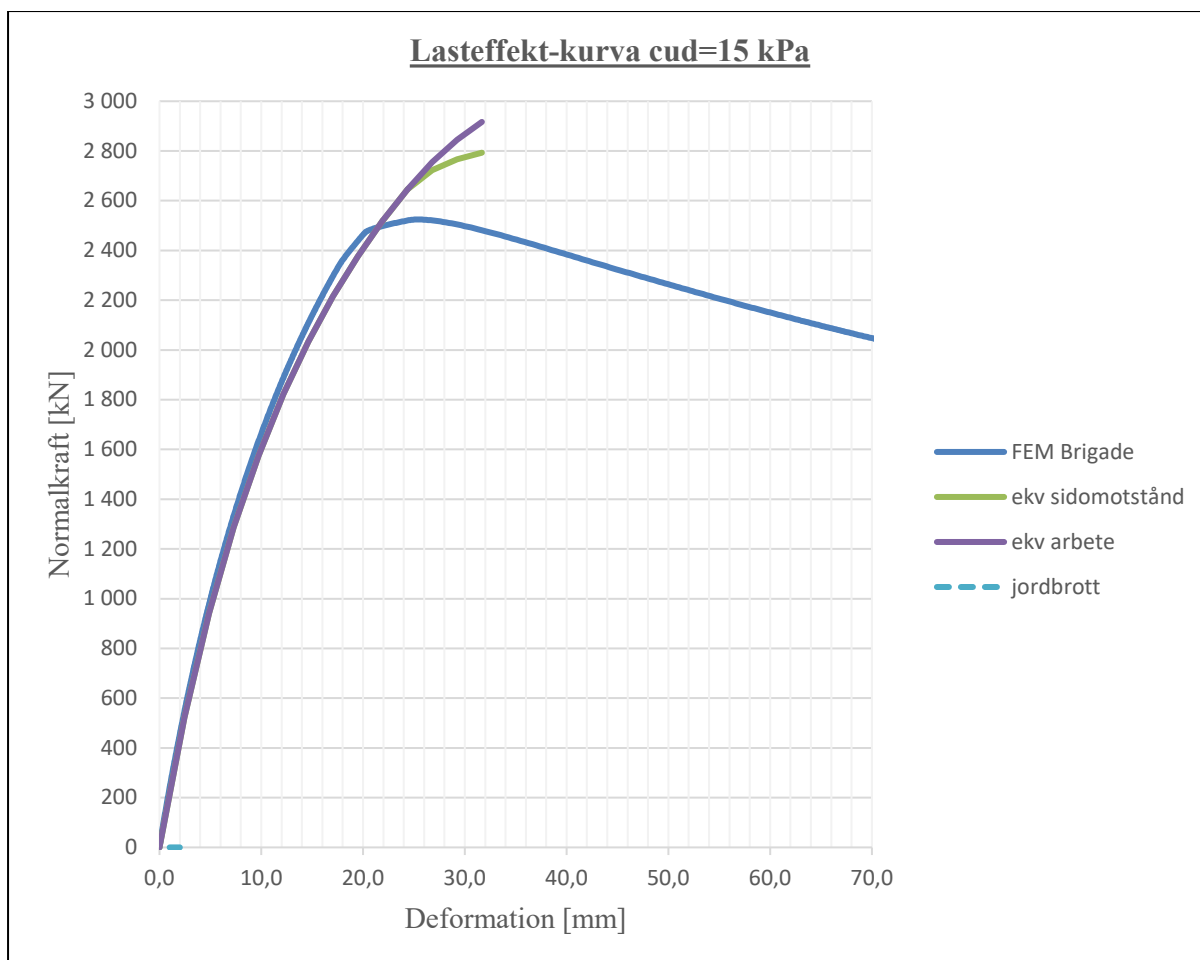
F.4.3 Typfall 3 Jorden är elastisk och stålet plasticeras

Vid fall 3 är lerans skjuvhållfasthet så hög att pålen kommer stukas utan att jorden plasticeras. Denna brottmod motsvarar "stukning".



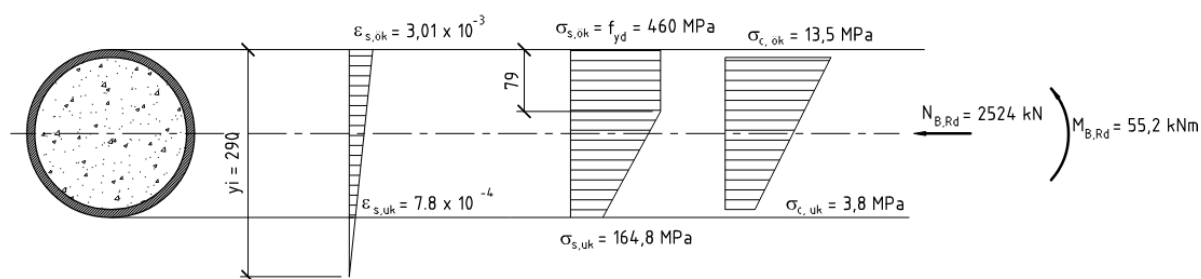
Figur F7. Jämförelse av moment i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud} = 15$ kPa.

I Figur F7 redovisas beräkningar vid $c_{ud}=15$ kPa, som här är representativt för fall 3, där moment plottas mot normalkraften. Där följer FEM beräkningens resultat de analytiska väldigt väl tills jordbrott inträffar. Därefter följer lasteffektkurvan för ekvivalent sidomotstånd bäst FEM resultatet och lasteffektkurvan för ekvivalent arbete ger för höga värden. I Figur F8 där deformationen plottas mot normalkraften konstateras att deformationerna i de analytiska beräkningarna blir något större jämfört med FEM. Vid ekvivalent arbete erhålls även här orimligt höga värden på normalkraften efter jordbrott vilket tyder på att bäddmodulen överskattas.



Figur F8. Jämförelse av deformation i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud} = 15$ kPa.

Töjningsanalysen visar att rektangulär spänningsfördelning är på osäkra sidan med hänsyn till pälens tvärsnittsbärförmåga. Vid observation med hjälp av FEM-beräkningar enligt Figur F9 framgår att pålen bara delvis plasticeras innan pälens tvärsnitt går till brott.



Figur F9. Uppritad töjnings- och spänningsfördelning i pålen från FEM-beräkning vid brott (ULS). Kvoten mellan elastisk ståltöjning $\epsilon_{a,g}$ och maximalt tillåten töjningen $\epsilon_{a,max}$ vid delvis plasticering är $\epsilon_{a,max}/\epsilon_{a,g} = 3,01/2,19 = 1,37$.

Det visar sig att ekvivalent arbete ger resultat på osäkra sidan i samtliga fall och därmed inte kan tillämpas som en tillförlitlig metod för att beskriva pälens plastiska beteende. Det som framgår av töjningsanalysen är att töjningen behöver begränsas samt att ekvivalent sidomotstånd bör användas.

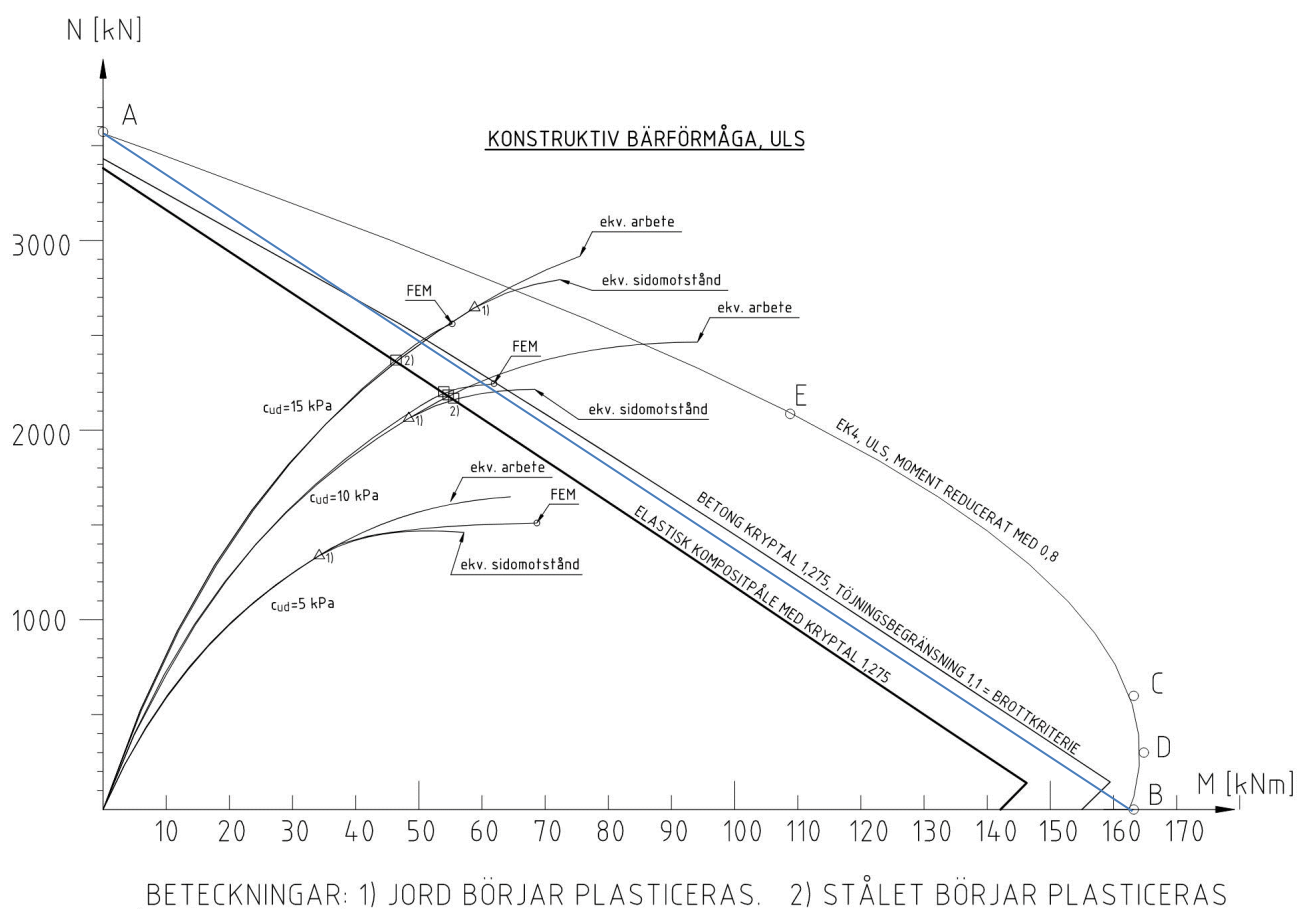
F.5 Införandet av nya villkor vid analytisk lösning

Genom att studera dessa tre typfall inses att följande villkor behöver införas för att kunna använda analytisk beräkningsmetod:

- 1) När markens gränstryck q_{bd} uppnås så ska lasteffekten i pålen beräknas genom att den ekvivalenta bäddmodulen bestäms med metoden ekvivalent sidomotstånd (Ekvation F.13 och F.14).
- 2) När pålen börjar plasticera så behöver en töjningsbegränsning appliceras för att beräkningsmetoden fortfarande ska gälla. Denna begränsning kan uttryckas som att kvoten mellan elastisk ståltöjning $\varepsilon_{a,g}$ och maximalt tillåten töjning $\varepsilon_{a,max}$ vid delvis plasticering. Denna kvot ska begränsas till 1,1.
- 3) För att ta hänsyn till långtidseffekter i betongen ska kryptalet beaktas både på EI och vid beräkning av tvärsnittets bärförmåga.

Slutsatserna fås genom att normera beräkningsresultaten, vilket framgår i kapitel F.6. Då kan allmäntliga beräkningsresultat fås, som är oberoende av påldimension och jordens skjuvhållfasthet. Observera att töjningsbergränsning 1,1 är något konservativ för styvare jordar (se Figur F22), där det kan löna sig att beräkna med FEM.

I Figur F10 ses en sammanställning av de tre fallen tillsammans med tvärsnittens brottenvelopper.



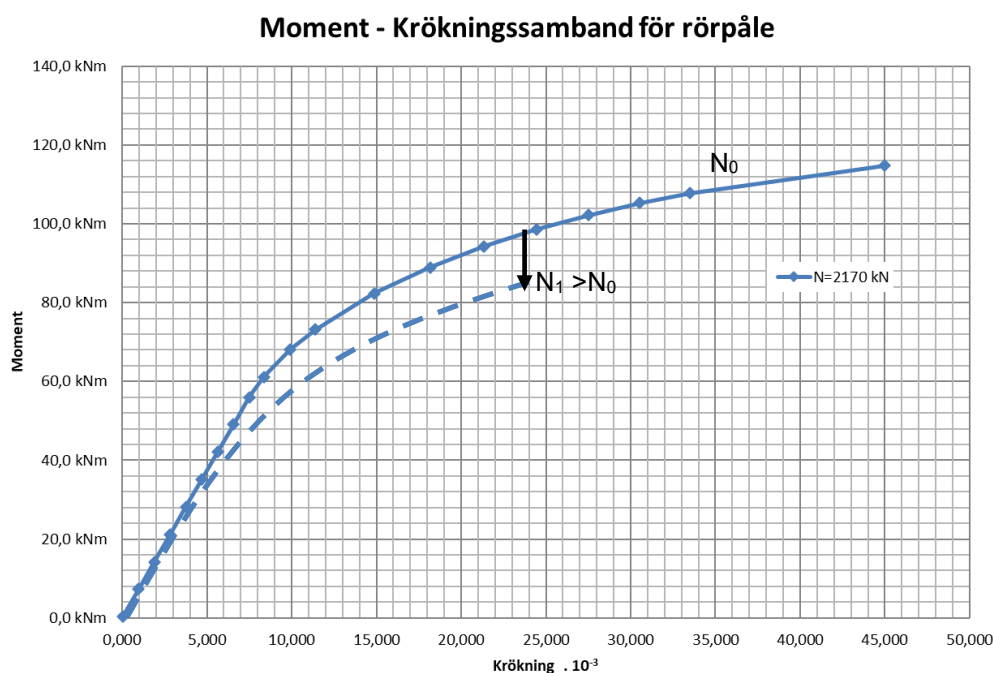
Figur F10. Sammanställning av de tre fallen tillsammans med 3 olika brottenvelopper för tvärsnitten. Den understa benämns "elastisk kompositpåle" och redovisar den gräns där stålet börjar plasticera. Brottenveloppen över den benämns "Betongen krytpal 1,275 töjningsbergränsning 1,1" och avser enveloppen för tvärsnittet med införandet av

töjningsbergränsning. Den yttre enveloppen benämnd "EK4 ULS ..." är den brottenvelop som EK4 föreslår med en reduktion på 0,8 på momenten. Blå linje är handberäkningsenvelopen enligt ekvation 3.14.

F.6 Verifiering av villkor för samverkanspålar stål och betong

F.6.1 Referenskörningar

Inom projektet har omfattande FEM körningar utförts med en metod beskriven i "Betonghandboken Konstruktion, avsnitt 3.4:13 omnämnd i avsnitt "nivå A", (Cederwall, et al., 1990). Fortsättningsvis benämns metoden som "FEM-metod A". FEM-modellen som analyseras är pålens halva knäcklängd, på grund av symmetri. Påsegmentet har indelats i 40 element, vilket är fullt tillräckligt för denna analys. På basis av stålets och betongens arbetskurvor upprättas i varje snitt ett samband mellan böjmoment och krökning $1/r$, med normalkraft som parameter. Sambandet tar det principiella utseendet enligt Figur F11.



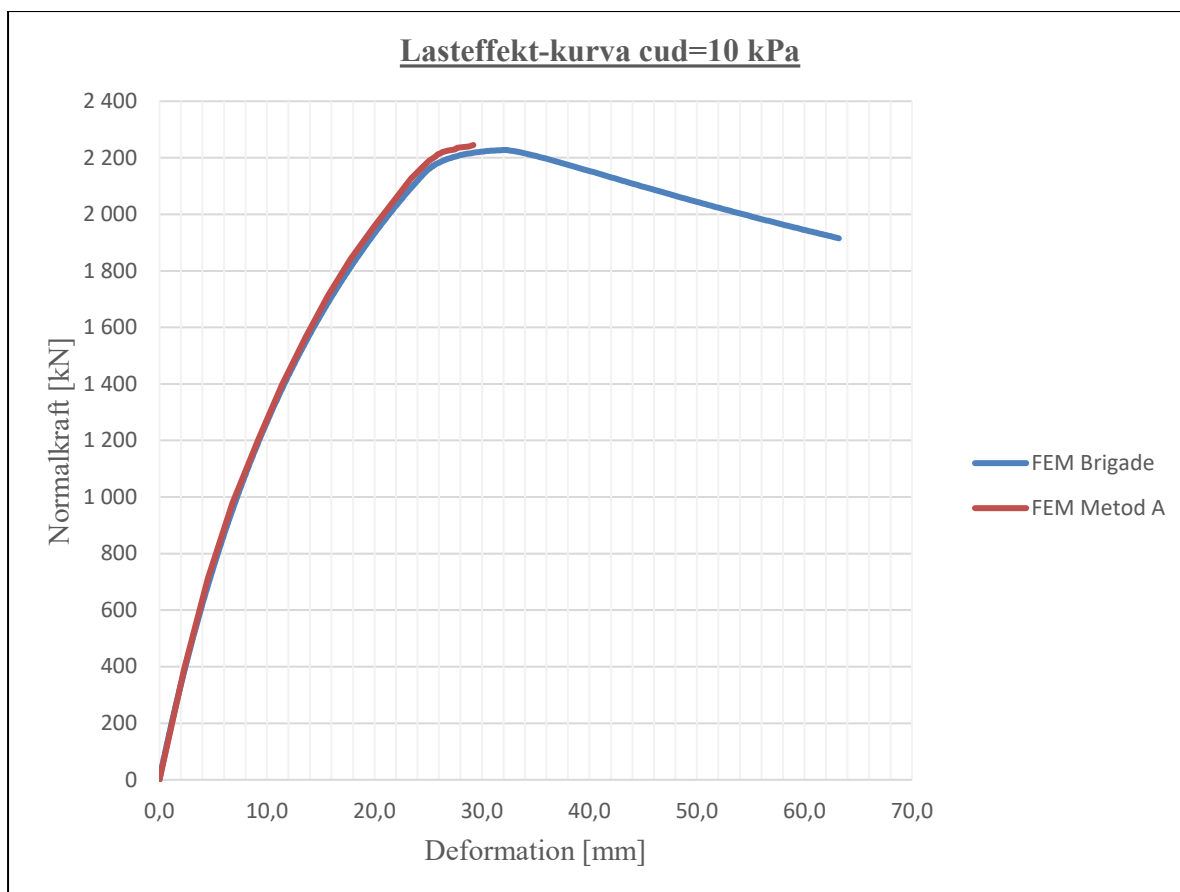
Figur F11. Principiellt utseende på moment - krökningssamband (blå heldragen kurva för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning) för en viss normalkraft N_0 , här $N_0 = 2170$ kN. När normalkraften N_0 ökar till N_1 minskar moment-krökningskurvan nedåt enligt svart pil till den streckade blå linjen.

Därefter beräknas moment- och kraftfördelningen i elementet som uppfyller jämviktsvillkoren för en yttre belastning N_0 , geometriska imperfektioner $d_0(x)$ och jordens mothållande kraftfördelning $q_d(x)$ beräknade efter en antagen utböjning $w_{mo}(x)$. Med hjälp av Figur F11 beräknas krökningsfördelningen $1/r$ längs elementet och därefter integreras krökningen längs elementet med randvillkoret att $w'(L/2) = 0$ till en vinkeländring $a'(x)$. Därefter integreras vinkeländringen längs elementet med randvillkoret att $w(0) = 0$ till en utböjning $a(x)$. Antagen utböjning $w_{mo}(x)$ jämförs med beräknad $a(x)$ och avviker dessa ansätts $w_{mo}(x) = a(x)$ och beräkningen görs om. Denna beräkning upprepas tills $w_{mo}(x) = a(x)$ överensstämmer med tillräcklig noggrannhet, se Tabell F1 nedan.

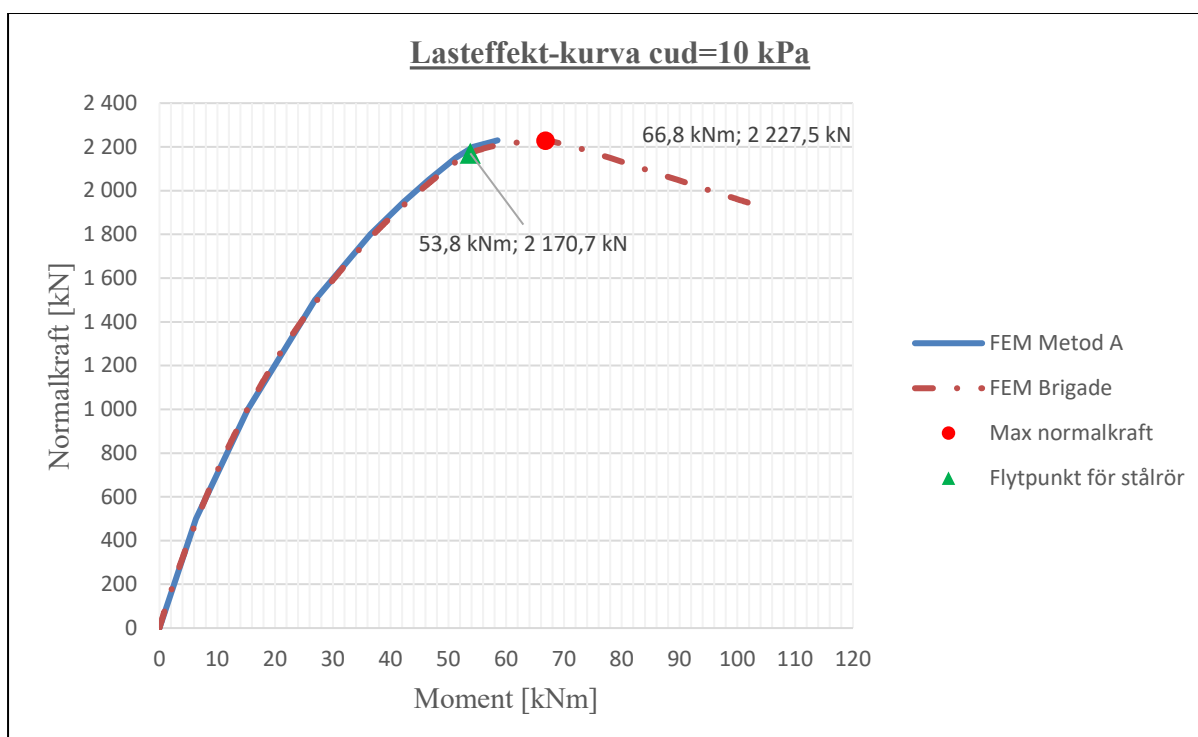
Tabell F1. Redogörelse av delvärden i beräkningsmetoden "FEM metod A".

$N_0 = 2170,0 \text{ kN}$		(normalkraft)		$d = 0,214 \text{ m}$		$d_0 = 22,3$					
$C_{ud} = 10,0 \text{ kPa}$		$q_{bd} = 13,8 \text{ kN/m}$		$k_d = 2630 \text{ kN/m}^3$		$563,5019$					
x	$\delta_d(x)$	$w_{mf}(x)$	$q_d(x)$	$V(x)$	$M_q(x)$	$M_{tot}(x)$	$\epsilon_{k,ök}$	y	l/r	a'	a
0,00 m	0,0 mm	0,0 mm	0,0 kN/m	25,9 kN	0,0 kNm	0,0 kNm				13,2137	0,0 mm
0,07 m	0,9 mm	0,5 mm	0,3 kN/m	25,9 kN	1,9 kNm	1,0 kNm	0,1440%	7935,519	0,181489	13,2003	0,5 mm
0,15 m	1,7 mm	1,5 mm	0,8 kN/m	25,9 kN	3,8 kNm	3,1 kNm	0,1471%	3159,989	0,465391	13,1662	1,5 mm
0,22 m	2,6 mm	2,4 mm	1,4 kN/m	25,8 kN	5,7 kNm	5,2 kNm	0,1501%	2003,288	0,749293	13,1112	2,4 mm
0,29 m	3,5 mm	3,4 mm	1,9 kN/m	25,7 kN	7,6 kNm	7,3 kNm	0,1531%	1482,209	1,033235	13,0354	3,4 mm
0,37 m	4,3 mm	4,3 mm	2,4 kN/m	25,5 kN	9,5 kNm	9,4 kNm	0,1562%	1185,864	1,317091	12,9388	4,3 mm
0,44 m	5,2 mm	5,3 mm	3,0 kN/m	25,3 kN	11,3 kNm	11,4 kNm	0,1585%	1035,746	1,530013	12,8265	5,3 mm
0,51 m	6,1 mm	6,2 mm	3,5 kN/m	25,1 kN	13,2 kNm	13,5 kNm	0,1608%	922,2789	1,742986	12,6986	6,2 mm
0,59 m	6,9 mm	7,2 mm	4,0 kN/m	24,8 kN	15,0 kNm	15,5 kNm	0,1638%	808,1219	2,026847	12,5499	7,2 mm
0,66 m	7,7 mm	8,1 mm	4,6 kN/m	24,5 kN	16,8 kNm	17,5 kNm	0,1668%	722,0024	2,310739	12,3803	8,1 mm
0,73 m	8,5 mm	9,0 mm	5,1 kN/m	24,1 kN	18,6 kNm	19,4 kNm	0,1699%	654,7272	2,594637	12,1900	9,0 mm
0,81 m	9,3 mm	9,9 mm	5,6 kN/m	23,8 kN	20,4 kNm	21,3 kNm	0,1729%	600,7094	2,878596	11,9787	9,9 mm
0,88 m	10,1 mm	10,8 mm	6,1 kN/m	23,3 kN	22,1 kNm	23,2 kNm	0,1760%	556,4086	3,162458	11,7467	10,8 mm
0,95 m	10,9 mm	11,6 mm	6,6 kN/m	22,9 kN	23,8 kNm	25,1 kNm	0,1775%	537,1109	3,3044	11,5042	11,6 mm
1,03 m	11,7 mm	12,5 mm	7,0 kN/m	22,4 kN	25,5 kNm	26,9 kNm	0,1805%	503,0942	3,588292	11,2409	12,5 mm
1,10 m	12,4 mm	13,3 mm	7,5 kN/m	21,8 kN	27,1 kNm	28,7 kNm	0,1836%	474,0649	3,872189	10,9568	13,3 mm
1,17 m	13,1 mm	14,1 mm	7,9 kN/m	21,3 kN	28,7 kNm	30,4 kNm	0,1851%	461,0899	4,014139	10,6623	14,1 mm
1,25 m	13,8 mm	14,9 mm	8,4 kN/m	20,7 kN	30,2 kNm	32,0 kNm	0,1881%	437,7112	4,298038	10,3469	14,9 mm
1,32 m	14,5 mm	15,6 mm	8,8 kN/m	20,0 kN	31,7 kNm	33,7 kNm	0,1897%	427,1429	4,439987	10,0211	15,6 mm
1,39 m	15,1 mm	16,4 mm	9,2 kN/m	19,4 kN	33,1 kNm	35,2 kNm	0,1927%	407,9117	4,723887	9,6745	16,4 mm
1,47 m	15,8 mm	17,1 mm	9,6 kN/m	18,7 kN	34,5 kNm	36,8 kNm	0,1942%	399,134	4,865881	9,3175	17,1 mm
1,54 m	16,4 mm	17,8 mm	10,0 kN/m	18,0 kN	35,9 kNm	38,2 kNm	0,1973%	383,039	5,149759	8,9396	17,8 mm
1,61 m	17,0 mm	18,4 mm	10,4 kN/m	17,2 kN	37,2 kNm	39,6 kNm	0,1988%	375,6387	5,291705	8,5513	18,4 mm
1,69 m	17,5 mm	19,1 mm	10,7 kN/m	16,4 kN	38,4 kNm	40,9 kNm	0,2003%	368,625	5,433649	8,1526	19,1 mm
1,76 m	18,0 mm	19,6 mm	11,1 kN/m	15,6 kN	39,6 kNm	42,2 kNm	0,2018%	361,9683	5,575595	7,7435	19,6 mm
1,83 m	18,5 mm	20,2 mm	11,4 kN/m	14,8 kN	40,7 kNm	43,4 kNm	0,2049%	349,6223	5,859489	7,3136	20,2 mm
1,91 m	19,0 mm	20,8 mm	11,7 kN/m	14,0 kN	41,8 kNm	44,5 kNm	0,2064%	343,8873	6,001437	6,8732	20,8 mm
1,98 m	19,5 mm	21,3 mm	12,0 kN/m	13,1 kN	42,7 kNm	45,6 kNm	0,2079%	338,4173	6,143386	6,4225	21,3 mm
2,05 m	19,9 mm	21,7 mm	12,2 kN/m	12,2 kN	43,7 kNm	46,6 kNm	0,2094%	333,1943	6,285337	5,9613	21,7 mm
2,13 m	20,2 mm	22,2 mm	12,5 kN/m	11,3 kN	44,5 kNm	47,5 kNm	0,2094%	333,1943	6,285337	5,5001	22,2 mm
2,20 m	20,6 mm	22,6 mm	12,7 kN/m	10,4 kN	45,3 kNm	48,3 kNm	0,2109%	328,2019	6,427288	5,0285	22,6 mm
2,27 m	20,9 mm	22,9 mm	12,9 kN/m	9,4 kN	46,1 kNm	49,1 kNm	0,2125%	323,4254	6,569237	4,5465	22,9 mm
2,35 m	21,2 mm	23,3 mm	13,1 kN/m	8,5 kN	46,7 kNm	49,8 kNm	0,2140%	318,851	6,711186	4,0540	23,3 mm
2,42 m	21,5 mm	23,6 mm	13,3 kN/m	7,5 kN	47,3 kNm	50,4 kNm	0,2140%	318,851	6,711186	3,5616	23,6 mm
2,49 m	21,7 mm	23,8 mm	13,4 kN/m	6,5 kN	47,8 kNm	50,9 kNm	0,2155%	314,466	6,853136	3,0588	23,8 mm
2,57 m	21,9 mm	24,1 mm	13,6 kN/m	5,6 kN	48,3 kNm	51,4 kNm	0,2155%	314,466	6,853136	2,5559	24,1 mm
2,64 m	22,0 mm	24,2 mm	13,7 kN/m	4,6 kN	48,6 kNm	51,8 kNm	0,2155%	314,466	6,853136	2,0531	24,2 mm
2,71 m	22,1 mm	24,4 mm	13,7 kN/m	3,5 kN	48,9 kNm	52,1 kNm	0,2170%	310,259	6,995084	1,5398	24,4 mm
2,79 m	22,2 mm	24,5 mm	13,8 kN/m	2,5 kN	49,2 kNm	52,3 kNm	0,2170%	310,259	6,995084	1,0265	24,5 mm
2,86 m	22,3 mm	24,6 mm	13,8 kN/m	1,5 kN	49,3 kNm	52,4 kNm	0,2170%	310,259	6,995084	0,5133	24,6 mm
2,94 m	22,3 mm	24,6 mm	13,8 kN/m	0,5 kN	49,4 kNm	52,4 kNm	0,2170%	310,259	6,995084	0	24,6 mm
symmetri		summa =	25,9 kN/m								
		Ra = Rb =	25,9 kN/m								

FEM-Metod A beaktar alltså icke linjära materialmodeller bra för detta enkla knäckningsfall. Beräkningarna har verifierats med Brigade som är ett mer generellt FEM-program. Utredning visas i Bilaga B. Metoderna överensstämmer mycket bra vilket kan ses i Figur F12 till Figur F15. Brigade ansätter en tvångsförskjutning i toppen och räknar sedan ut vad detta motsvarar i pålagd last. Detta förfarande gör att knäckningsförloppet i överkritiskt område (nära toppvärdet) klaras bättre än FEM-Metod A som i stället stegar upp till toppvärdet genom att öka lasten. Dock har det ingen påverkan på toppvärdet som blir detsamma, men inga värden erhålls efter toppvärdet i FEM-Metod A.

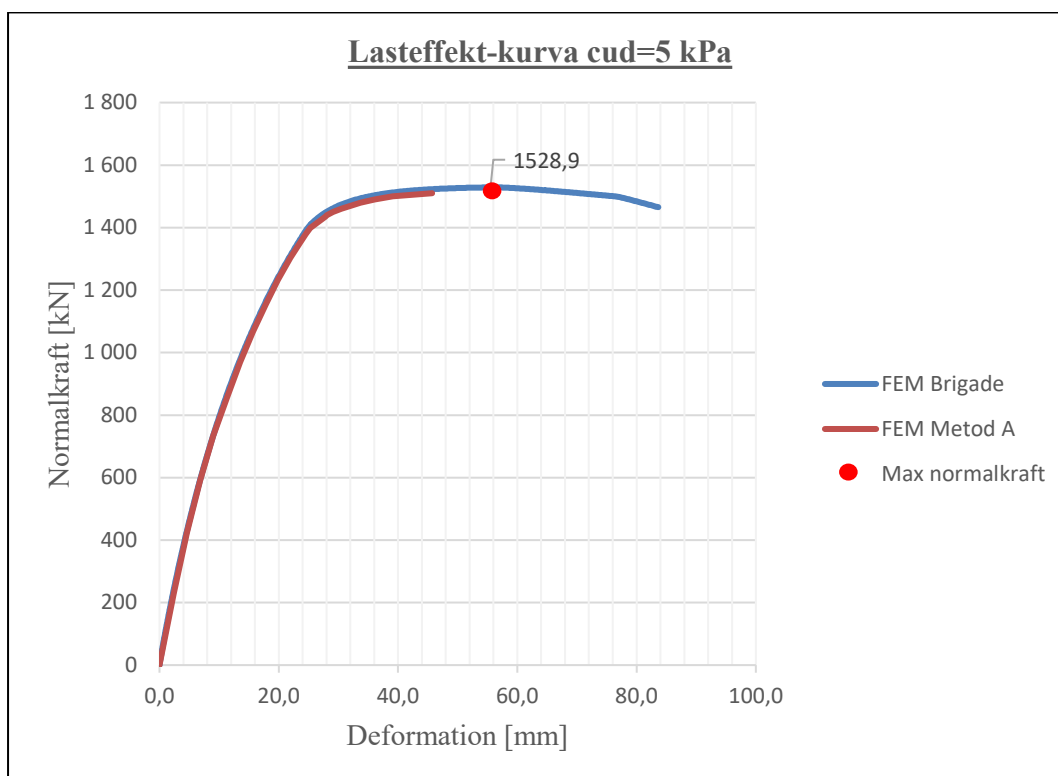


Figur F12. Jämförelse mellan de två beräkningsmetoderna genom att visa utböjning (deformation) i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud}=10$ kPa.

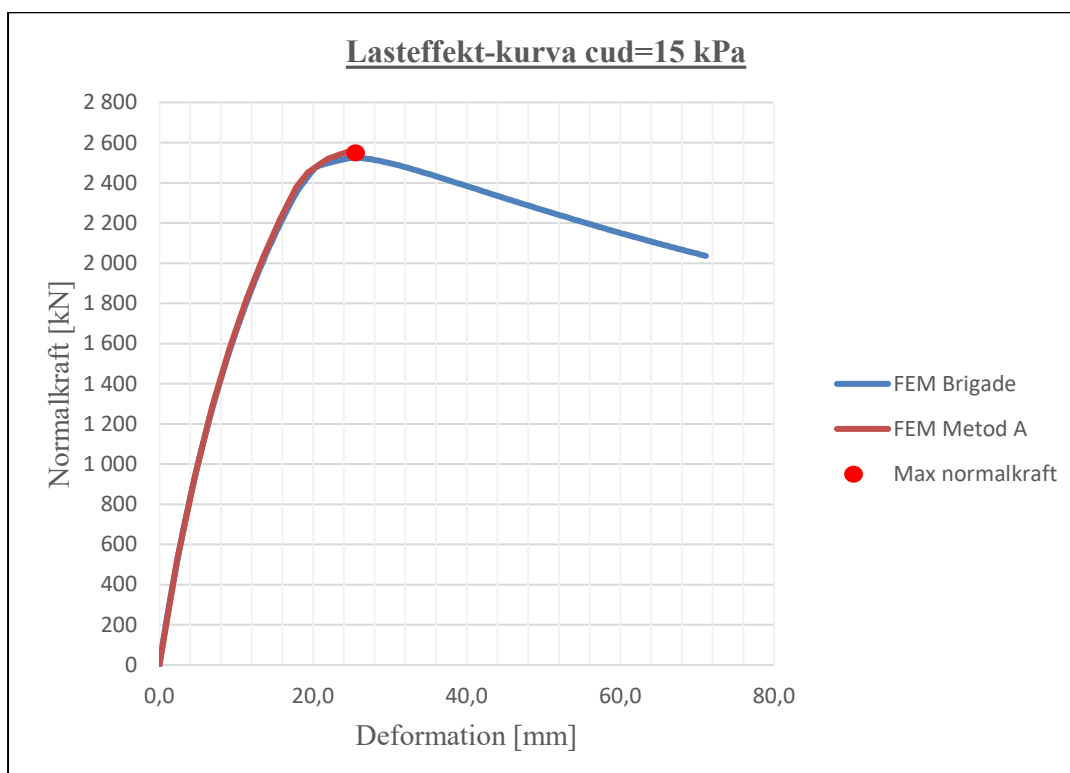


Figur F13. Jämförelse mellan de två beräkningsmetoderna genom att visa moment i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud}=10$ kPa.

Även för andra värden på skjuvhållfastheten råder god överensstämmelse vilket kan ses i figurerna nedan.



Figur F14. Jämförelse mellan de två beräkningsmetoderna genom att visa utböjning (deformation) i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud}=5$ kPa.



Figur F15. Jämförelse mellan de två beräkningsmetoderna genom att visa utböjning (deformation) i fältmitt plottad mot normalkraft på y-axeln för RD220x12,5 med 2,4 mm avrostning och $c_{ud}=15$ kPa.

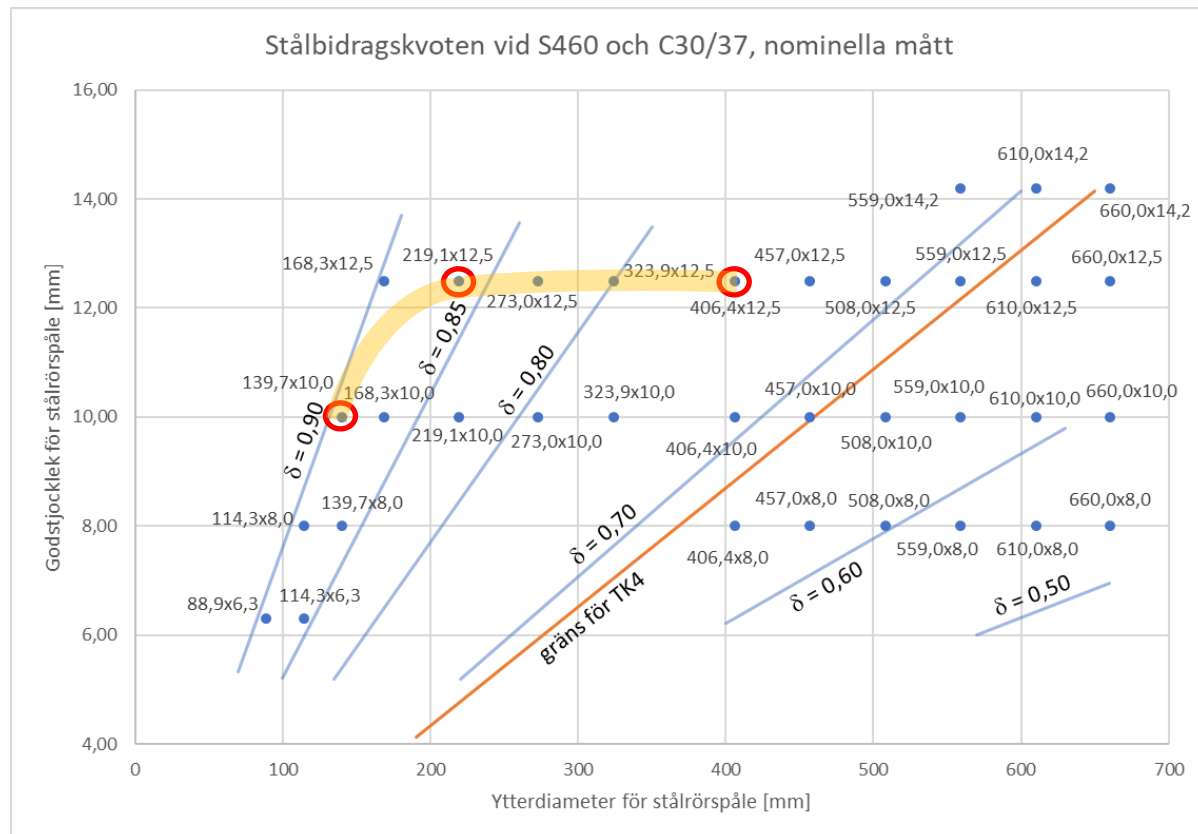
F.6.2 Analysen

Följande tre stålrör har analyserats med FEM och analytisk beräkning som jämförelse med indata enligt Tabell F2.

Tabell F2. Indata för de olika stålrören.

	stålrör ($\phi_y \times t$)		
Enhet	139,7x10,0	219,1 x 12,5	406,1x12,7
ϕ_y	139,7 mm	219,1 mm	406,1 mm
t	10,0 mm	12,5 mm	12,5 mm
f_{yk}	460 MPa	460 MPa	460 MPa
f_{ck}	30 MPa	30 MPa	30 MPa
avrostning	2,4 mm	2,4 mm	2,4 mm
A_a	3 039 mm ²	6 479 mm ²	12 413 mm ²
A_c	11 253 mm ²	29 590 mm ²	114 069 mm ²
$N_{pl,Rd}$	1623 kN	3572 kN	7991 kN
andel långtidslast	85%	85%	85%
L_k / δ_d	263	263	263

Urvalet har baserats på följande diagram redovisat i Figur F16 där referenspålen (enligt Bilaga 1) 219,1x12,5 med 2,4 mm avrostning är inringad i mitten. Två ytterligheter har valts utifrån det fallet. Som en nedre gräns valdes en påle av dimension 139,7 x 10 med 2,4 mm avrostning. Som övre gräns valdes en påle av dimension 406,4 x 12,5 med 2,4 mm avrostning. Över den gränsen uppnås tvärsnittsklass 4 och detta behandlas separat.



Figur F16. Urvalet för analysen baseras på diagram för stålbidragskvoten vid S460 och C30/37.

Beräknade kapaciteter i denna analys har normerats för att kunna studera de generella sambanden. Normeringen på x-axeln görs enligt Ekvation F.19.

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{P_k}} \quad F.19$$

där

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} \quad F.20$$

Normeringen på y-axeln sker med Ekvation F.21

$$\frac{P_{max}}{N_{pl,Rd}} \quad F.21$$

För att verifiera de nya villkoren för de analytiska beräkningarna med ekvivalent sidomotstånd och töjningsbegränsning, som nämns i avsnitt F.5 sammanställs de i kolumn "FEM" och "PKR84" nedan i Tabell F3, Tabell F4 och Tabell F5.

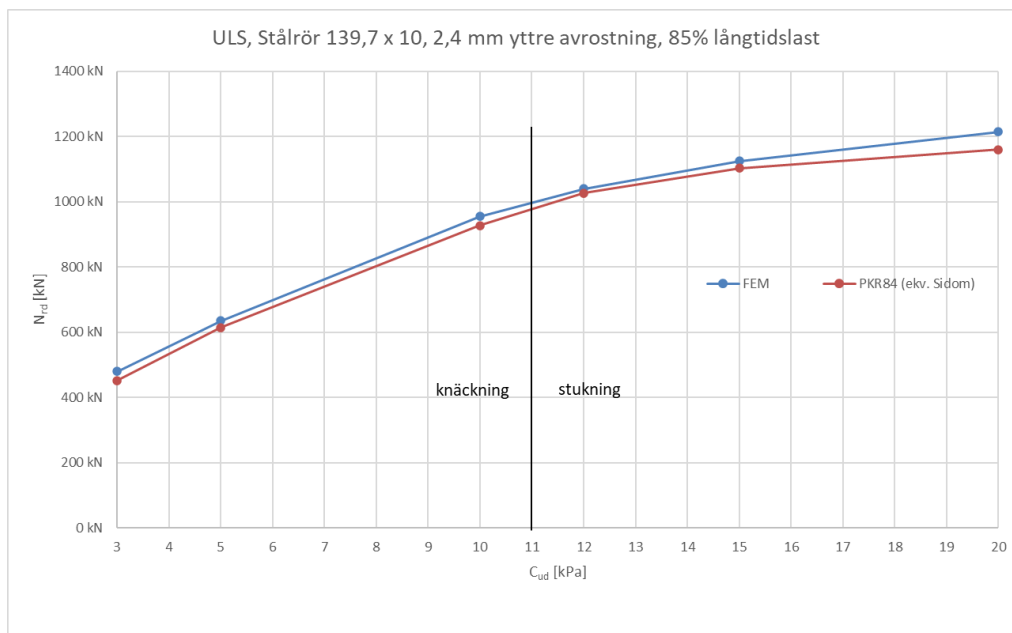
F.6.3 Resultat

Samtliga beräkningsresultat har sammanställts i tabellform för respektive påles dimension.

Tabell F3. Rörpåle 140x10 i brottgräns.

		Påle typ:	139,7 x 10,0	S460	2,4 mm avrostning	85% långtidslast			
		Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
El _{eff}	C _{ud} [kPa]	q _{bd}	y _{bd}	k _d	P _k	L _k	δ _d	N _{pl,Rd}	λ
1233 kNm ²	2	12,9 kPa	15,3 mm	841 kN/m ³	748 kN	5,70 m	21,7 mm	1623 kN	1,473
1233 kNm ²	3	19,4 kPa	15,3 mm	1262 kN/m ³	916 kN	5,15 m	19,6 mm	1623 kN	1,331
1233 kNm ²	5	32,3 kPa	15,3 mm	2103 kN/m ³	1183 kN	4,54 m	17,2 mm	1623 kN	1,171
1233 kNm ²	10	64,5 kPa	15,3 mm	4205 kN/m ³	1673 kN	3,81 m	14,5 mm	1623 kN	0,985
1233 kNm ²	12	77,4 kPa	15,3 mm	5046 kN/m ³	1832 kN	3,64 m	13,8 mm	1623 kN	0,941
1233 kNm ²	15	96,8 kPa	15,3 mm	6308 kN/m ³	2049 kN	3,45 m	13,1 mm	1623 kN	0,890
1233 kNm ²	20	129,0 kPa	15,3 mm	8410 kN/m ³	2366 kN	3,21 m	12,2 mm	1623 kN	0,828

				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
P _{max}	M	P _{max}	M	P _{max} / N _{pl,Rd}	P _{max} / N _{pl,Rd}	C _{ud} [kPa]
380 kN	14,6 kNm	356 kN	9,6 kNm	0,23	0,22	2
480 kN	16,0 kNm	453 kN	11,4 kNm	0,30	0,28	3
635 kN	14,2 kNm	615 kN	13,8 kNm	0,39	0,38	5
955 kN	18,3 kNm	928 kN	18,1 kNm	0,59	0,57	10
1040 kN	17,9 kNm	1027 kN	17,9 kNm	0,64	0,63	12
1125 kN	16,3 kNm	1103 kN	15,6 kNm	0,69	0,68	15
1215 kN	15,7 kNm	1160 kN	13,9 kNm	0,75	0,71	20

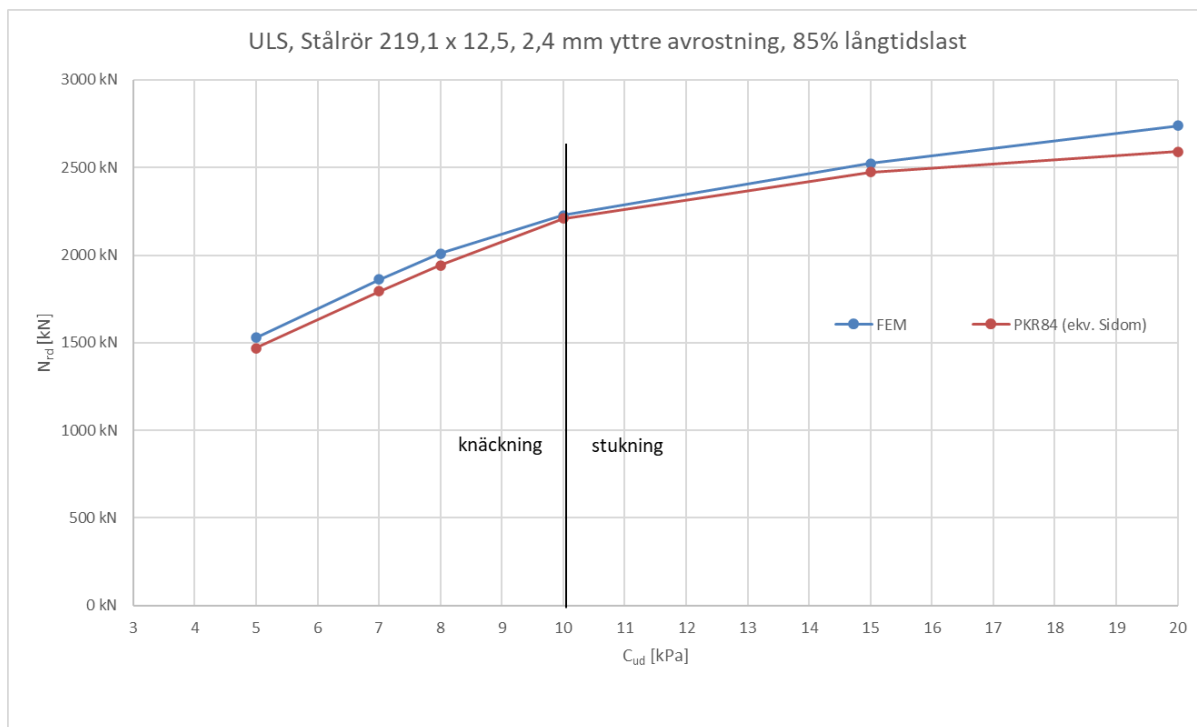


Figur F17. Diagram som visar $P_{\max}$ variation med lerans skjuvhållfasthet c_{ud} för stålrör 139,7 x 10.

Tabell F4. Rörpåle 220x12,5 i brottgräns.

		Påle typ:		219,1 x 12,5	S460	2,4 mm avrostning	85% långtidslast		
		Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
EI_{eff}	C_{ud} [kPa]	q_{bd}	y_{bd}	k_d	P_k	L_k	δ_d	$N_{pl,Rd}$	λ
6850 kNm ²	5	32,3 kPa	24,4 mm	1314 kN/m ³	2777 kN	6,98 m	26,5 mm	3572 kN	1,134
6850 kNm ²	7	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m ³	3299 kN	6,40 m	24,3 mm	3572 kN	1,041
6850 kNm ²	8	51,6 kPa	24,4 mm	2118 kN/m ³	3526 kN	6,19 m	23,5 mm	3572 kN	1,007
6850 kNm ²	10	64,5 kPa	24,4 mm	2647 kN/m ³	3943 kN	5,86 m	22,3 mm	3572 kN	0,952
6850 kNm ²	15	96,8 kPa	24,4 mm	3971 kN/m ³	4829 kN	5,29 m	20,1 mm	3572 kN	0,860
6850 kNm ²	20	129,0 kPa	24,4 mm	5294 kN/m ³	5576 kN	4,92 m	18,7 mm	3572 kN	0,800

				Normerade värden		C_{ud} [kPa]
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
$P_{\max}$	M	$P_{\max}$	M	$P_{\max} / N_{pl,Rd}$	$P_{\max} / N_{pl,Rd}$	
1528 kN	85,1 kNm	1469 kN	51,7 kNm	0,43	0,41	5
1860 kN	64,3 kNm	1794 kN	59,0 kNm	0,52	0,50	7
2010 kN	67,8 kNm	1942 kN	63,1 kNm	0,56	0,54	8
2228 kN	66,8 kNm	2210 kN	64,0 kNm	0,62	0,62	10
2524 kN	55,2 kNm	2475 kN	51,1 kNm	0,71	0,69	15
2740 kN	55,2 kNm	2590 kN	45,4 kNm	0,77	0,73	20

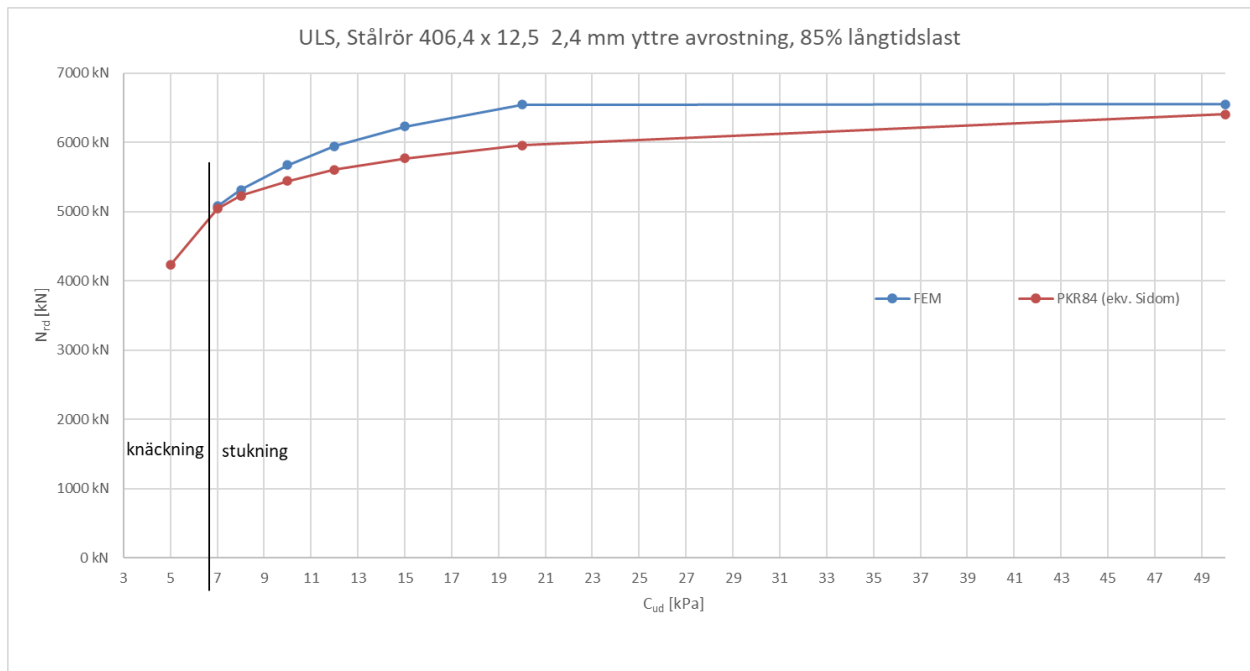


Figur F18. Diagram som visar P_{max} variation med lerans skjuvhållfasthet c_{ud} för stålrör 219,1 x 12,5.

Tabell F5. Rörpåle 400x12,5,5 i brottgräns.

		Påle typ: 406,4 x 12,5 S460 2,4 mm avrostning						85% långtidslast	
		Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
El. _{eff}	C_{ud} [kPa]	q_{bd}	y_{bd}	k_d	P_k	L_k	δ_d	$N_{pl,Rd}$	λ
51751 kNm ²	5	32,3 kPa	46,0 mm	701 kN/m ³	7633 kN	11,57 m	44,0 mm	7991 kN	1,023
51751 kNm ²	7	45,2 kPa	46,0 mm	982 kN/m ³	9035 kN	10,63 m	40,4 mm	7991 kN	0,940
51751 kNm ²	8	51,6 kPa	46,0 mm	1122 kN/m ³	9659 kN	10,28 m	39,1 mm	7991 kN	0,910
51751 kNm ²	10	64,5 kPa	46,0 mm	1403 kN/m ³	10799 kN	9,73 m	37,0 mm	7991 kN	0,860
51751 kNm ²	12	77,4 kPa	46,0 mm	1683 kN/m ³	11830 kN	9,29 m	35,3 mm	7991 kN	0,822
51751 kNm ²	15	96,8 kPa	46,0 mm	2104 kN/m ³	13226 kN	8,79 m	33,4 mm	7991 kN	0,777
51751 kNm ²	20	129,0 kPa	46,0 mm	2806 kN/m ³	15272 kN	8,18 m	31,1 mm	7991 kN	0,723
51751 kNm ²	50	322,5 kPa	46,0 mm	7014 kN/m ³	24148 kN	6,50 m	24,7 mm	7991 kN	0,575

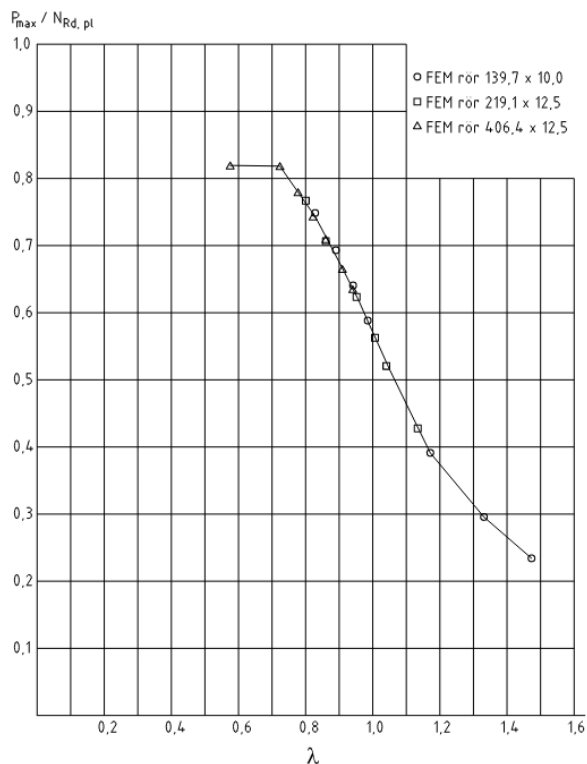
				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
P_{max}	M	P_{max}	M	$P_{max} / N_{pl,Rd}$	$P_{max} / N_{pl,Rd}$	C_{ud} [kPa]
5075 kN	236,6 kNm	4227 kN	256,8 kNm	0,64	0,53	5
5315 kN	236,8 kNm	5040 kN	238,3 kNm	0,67	0,63	7
5670 kN	222,9 kNm	5228 kN	222,4 kNm	0,71	0,65	8
5940 kN	211,7 kNm	5442 kN	201,9 kNm	0,74	0,68	10
5940 kN	211,7 kNm	5601 kN	187,1 kNm	0,74	0,70	12
6230 kN	191,8 kNm	5768 kN	170,6 kNm	0,78	0,72	15
6540 kN	161,7 kNm	5957 kN	151,8 kNm	0,82	0,75	20
6548 kN	101,1 kNm	6401 kN	107,7 kNm	0,82	0,80	50



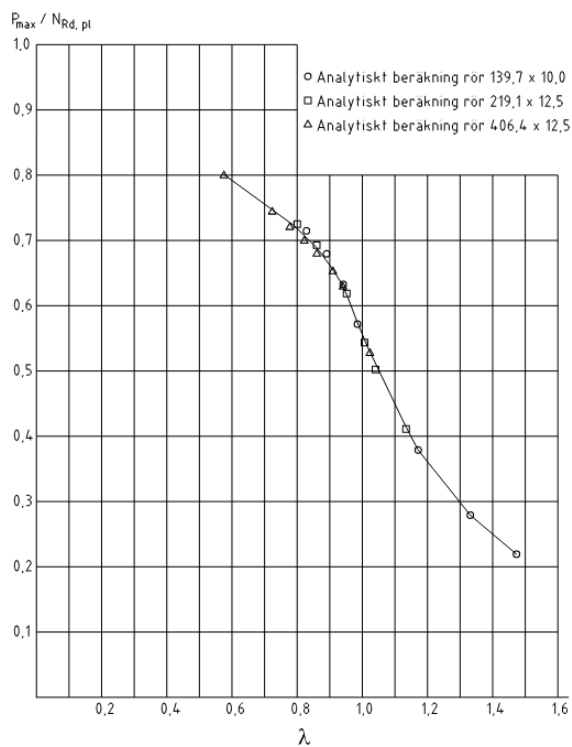
Figur F19. Diagram som visar P_{max} variation med lerans skjuvhållfasthet c_{ud} för stålrör 406,4 x 12,5.

F.6.4 Jämförelse med normerade värden

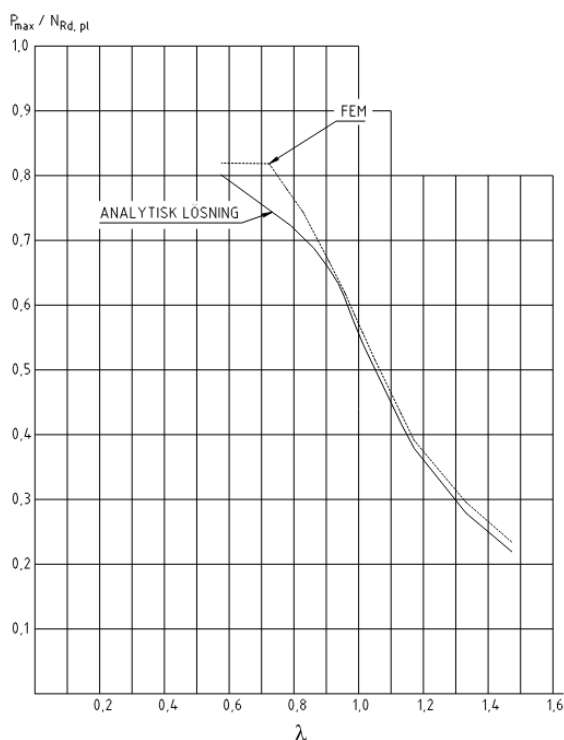
Genom att normera samtliga beräkningsresultat enligt metod enligt Ekvation F.19 till F.21 och rita in dem i diagram (Figur F20 till Figur F22) så observeras att mellan dessa normerade resultatpunkter kan en sammanhållen rät linje dras. Därmed kan den generella slutsatsen dras om att beräkningsmetoden är representativ för alla mellanliggande påldimensioner och skjuvhållfastheter.



Figur F20. Diagram där brottlastförhållandet $P_{\max}/N_{Rd,pl}$ plottas som funktion av relativa slankheten λ för studerat fall med 2,4 mm avrostning, 85% långtidslast och initialkrokighet $L_k/263$ för analyser med FEM. En sammanhållen linje kan dras mellan resultaten.



Figur F21. Diagram där brottlastförhållandet $P_{\max}/N_{Rd,pl}$ plottas som funktion av relativa slankheten λ för studerat fall med 2,4 mm avrostning, 85% långtidslast och initialkrokighet $L_k/263$ för analyser med föreslagen analytisk metod. En sammanhållen linje kan dras mellan resultaten.



Figur F22. Diagram där brottlastförhållandet $P_{\max}/N_{Rd,pl}$ plottas som funktion av relativa slankheten λ för studerat fall med 2,4 mm avrostning, 85% långtidslast och initialkrokighet $L_k/263$. Jämförelse mellan FEM och analytisk beräkning. Diagrammet visar att den senare alltid är på säkra sidan.

I Figur F22 framgår också att de föreslagna villkoren för en analytisk beräkning alltid är på säkra sidan jämfört med resultaten från FEM. När λ är mindre än 0,9 så kan det vara gynnsamt att göra FEM-beräkning för att få en högre kapacitet.

F.6.5 Variation av stålqualität och initialkrokighet

I tidigare avsnitt redovisas beräkningsresultat för stålqualität S460 och krokigheten $L_k/263$. För att verifiera den föreslagna beräkningsmetodens giltighet varieras parametrarna initialkrokighet och stålqualität också. Med ledning av tidigare resultat kan analysen begränsas till att bara behandla det kritiska spannet för λ (lambda). Spannet ligger mellan 0,85 – 1,0 där den analytiska beräkningen ligger mycket nära FEM-beräkningens resultat. Detta innebär att brottmoden är enligt typfall 2 (enligt F.4) där både påle och jordmaterial plasticeras. Resultaten redovisas nedan i Tabell F6 till Tabell F8.

Tabell F6. Rörpåle 220x12,5 i brottgräns, S460, L_k/159. Observation här är att för c_{ud}=12 kPa (λ=0,909) blir FEM exakt lika med det analytiska.

		Påle typ:	219,1 x 12,5	S460	2,4 mm avrostning	85% långtidslast			
		Parametrar vid lasteffektberäkning					Normerad slankhet		
El _{eff}	C _{ud} [kPa]	q _{bd}	y _{bd}	k _d	P _k	L _k	δ _d	N _{pl,Rd}	λ
6850 kNm²	7	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m³	3299 kN	6,40 m	40,3 mm	3572 kN	1,041
6850 kNm²	10	64,5 kPa	24,4 mm	2647 kN/m³	3943 kN	5,86 m	36,9 mm	3572 kN	0,952
6850 kNm²	11	71,0 kPa	24,4 mm	2912 kN/m³	4135 kN	5,72 m	36,0 mm	3572 kN	0,929
6850 kNm²	12	77,4 kPa	24,4 mm	3177 kN/m³	4319 kN	5,60 m	35,2 mm	3572 kN	0,909
6850 kNm²	15	96,8 kPa	24,4 mm	3971 kN/m³	4829 kN	5,29 m	33,3 mm	3572 kN	0,860
							Lk/159		

				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
P _{max}	M	P _{max}	M	P _{max} / N _{pl,Rd}	P _{max} / N _{pl,R}	C _{ud} [kPa]
1545 kN	93,7 kNm	1469 kN	70,8 kNm	0,43	0,41	7
1842 kN	83,9 kNm	1822 kN	82,5 kNm	0,52	0,51	10
1925 kN	79,4 kNm	1921 kN	77,8 kNm	0,54	0,54	11
2000 kN	75,5 kNm	2000 kN	74,0 kNm	0,56	0,56	12
2190 kN	73,6 kNm	2158 kN	66,5 kNm	0,61	0,60	15

Tabell F7. Rörpåle 220x12,5 i brottgräns, S355, L_k/263. Observation är att analytisk beräkning är lägre än FEM.

		Påle typ:	219,1 x 12,5	S355	2,4 mm avrostning	85% långtidslast			
		Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
El _{eff}	C _{ud} [kPa]	q _{bd}	y _{bd}	k _d	P _k	L _k	δ _d	N _{pl,Rd}	<u>λ</u>
6850 kNm²	5	32,3 kPa	24,4 mm	1314 kN/m³	2777 kN	6,98 m	26,5 mm	2892 kN	1,020
6850 kNm²	7	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m³	3299 kN	6,40 m	24,3 mm	2892 kN	0,936
6850 kNm²	8	51,6 kPa	24,4 mm	2118 kN/m³	3526 kN	6,19 m	23,5 mm	2892 kN	0,906
6850 kNm²	10	64,5 kPa	24,4 mm	2647 kN/m³	3943 kN	5,86 m	22,3 mm	2892 kN	0,856
6850 kNm²	15	96,8 kPa	24,4 mm	3971 kN/m³	4829 kN	5,29 m	20,1 mm	2892 kN	0,774
6850 kNm²	20	129,0 kPa	24,4 mm	5576 kN/m³	5555 kN	4,92 m	18,7 mm	2892 kN	0,722
							Lk/263		

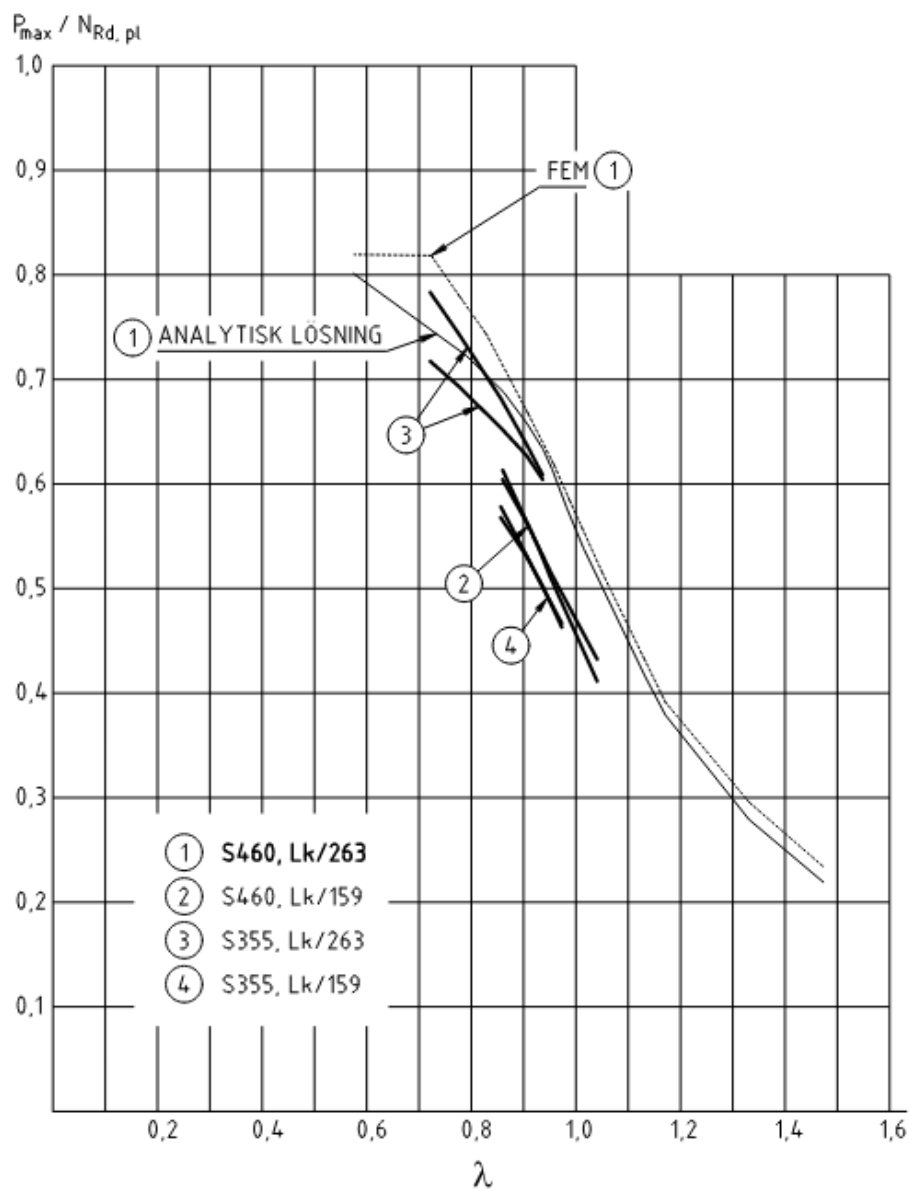
				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
P _{max}	M	P _{max}	M	P _{max} / N _{pl,Rd}	P _{max} / N _{pl,R}	C _{ud} [kPa]
		1469 kN	51,7 kNm	0,00	0,51	5
1760 kN	47,1 kNm	1748 kN	47,4 kNm	0,61	0,60	7
1845 kN	45,9 kNm	1814 kN	44,2 kNm	0,64	0,63	8
1972 kN	44,4 kNm	1891 kN	40,5 kNm	0,68	0,65	10
2155 kN	38,1 kNm	2008 kN	34,6 kNm	0,75	0,69	15
2265 kN	32,7 kNm	2074 kN	31,0 kNm	0,78	0,72	20

Tabell F8. Rörpåle 220x12,5 i brottgräns, S355, $L_k/159$. Observation här är att för $c_{ud}=7$ kPa ($\lambda=0,936$) blir FEM lägre än den analytiska metoden vilket visar att den senare är något på osäkra sidan i detta fallet. En kritisk punkt är funnen).

		Påle typ:	219,1 x 12,5	S355	2,4 mm avrostning	85% långtidslast			
		Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
El _{eff}	C _{ud} [kPa]	q _{bd}	y _{bd}	k _d	P _k	L _k	δ _d	N _{pl,Rd}	λ
6850 kNm ²	6	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m ³	3054 kN	6,65 m	41,9 mm	2892 kN	0,973
6850 kNm ²	7	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m ³	3299 kN	6,40 m	40,3 mm	2892 kN	0,936
6850 kNm ²	8	51,6 kPa	24,4 mm	2118 kN/m ³	3526 kN	6,19 m	39,0 mm	2892 kN	0,906
6850 kNm ²	10	64,5 kPa	24,4 mm	2647 kN/m ³	3943 kN	5,86 m	36,9 mm	2892 kN	0,856
							Lk/159		

				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
P_{max}	M	P_{max}	M	$P_{max}/N_{pl,Rd}$	$P_{max}/N_{pl,R}$	C_{ud} [kPa]
1350 kN	67,9 kNm	1339 kN	66,9 kNm	0,47	0,46	6
1449 kN	64,2 kNm	1453 kN	61,5 kNm	0,50	0,50	7
1537 kN	63,1 kNm	1535 kN	57,6 kNm	0,53	0,53	8
1672 kN	56,2 kNm	1642 kN	52,5 kNm	0,58	0,57	10

Sammantaget visar den analytiska beräkningsmetoden bara övertramp på 4 kN (0,27%) vilket ligger inom felmarginalen. Så slutsatsen är att den föreslagna beräkningsmetoden fungerar vid en variation av stålqualität och krokighet. Dock bör försiktighet iaktas vid krokigare pålar än $L_k/159$ med samtidigt lägre stålqualität än S355 och FEM-analyser bör användas i första hand där.



Figur F23. Diagram där brottlastförhållandet $P_{\max}/N_{Rd,pl}$ plottas som funktion av relativa slankheten λ för alla studerat fall. Kurva från avsnitt 0 visas som kurva 1 för både FEM och analytisk beräkning. Vid minskad stålqualität förskjuts kurvorna något åt vänster (kurva 3). Vid ökad krokighet förskjuts kurvorna ytterligare åt vänster (kurva 2 + 4).

F.7 Utredning för stålörspålar

F.7.1 Referenskörningar

Liksom utförda FEM-körningar för samverkan stål- och betongpålar har även körningar gjorts för ett ofyllt stålör. Analysen är gjord på samma sätt med värden enligt avsnitt 0.

F.7.2 Analysen

Indata enligt Tabell F9.

Tabell F9. Indata för stålörret.

	stålör ($\phi_y \times t$)
Enhet	219,1 x 12,5
ϕ_y	219,1 mm
t	12,5 mm
f_{yk}	460 MPa
avrostning	2,4 mm
A_a	6 479 mm ²
$N_{pl,Rd}$	2980 kN
andel långtidslast	85%
L_k / δ_d	263

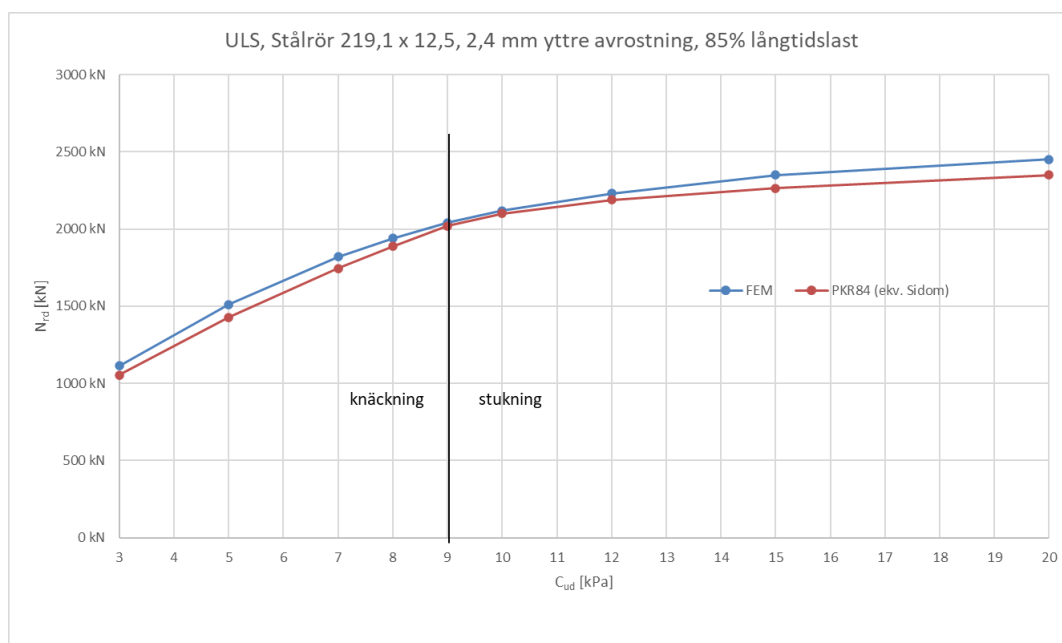
F.7.3 Resultat

Samtliga beräkningsresultat har sammanställts i tabellform för en representativ påles dimension. Orsaken till att fler analyser inte har gjorts beror på slutsatserna i avsnitt F.6.4 kring normerade värden. Beräkningsmetoden anses vara allmängiltig och fler dimensioner behöver inte studeras för att dra slutsatser i jämförelsen mellan enbart stålör och ett stålör med samverkan stål-betong.

Tabell F10. Rörpåle 220x12,5 i brottgräns.

	Påle typ:	219,1 x 12,5	S460	2,4 mm avrostning	85% långtidslast			
	Parametrar vid lasteffektberäkning						Normerad slankhet	
C _{ud} [kPa]	q _{bd}	y _{bd}	k _d	P _k	L _k	δ _d	N _{pl,Rd}	λ
3	19,4 kPa	24,4 mm	794 kN/m³	2087 kN	7,78 m	29,6 mm	2980 kN	1,195
5	32,3 kPa	24,4 mm	1324 kN/m³	2695 kN	6,85 m	26,0 mm	2980 kN	1,052
7	45,2 kPa	24,4 mm	1853 kN/m³	3188 kN	6,29 m	23,9 mm	2980 kN	0,967
8	51,6 kPa	24,4 mm	2118 kN/m³	3408 kN	6,09 m	23,1 mm	2980 kN	0,935
9	58,1 kPa	24,4 mm	2382 kN/m³	3615 kN	5,91 m	22,5 mm	2980 kN	0,908
10	64,5 kPa	24,4 mm	2627 kN/m³	3796 kN	5,77 m	21,9 mm	2980 kN	0,886
12	77,4 kPa	24,4 mm	3177 kN/m³	4174 kN	5,50 m	20,9 mm	2980 kN	0,845
15	96,8 kPa	24,4 mm	3944 kN/m³	4667 kN	5,20 m	19,8 mm	2980 kN	0,799
20	129,0 kPa	24,4 mm	5294 kN/m³	5389 kN	4,84 m	18,4 mm	2980 kN	0,744

				Normerade värden		
FEM		PKR84 (ekv. Sidom)		FEM	PKR84	
$P_{\max}$	M	$P_{\max}$	M	$P_{\max} / N_{pl,Rd}$	$P_{\max} / N_{pl,Rd}$	C_{ud} [kPa]
1115 kN	53,7 kNm	1054 kN	38,7 kNm	0,37	0,35	3
1510 kN	68,7 kNm	1429 kN	49,9 kNm	0,51	0,48	5
1820 kN	62,4 kNm	1745 kN	57,0 kNm	0,61	0,59	7
1940 kN	57,0 kNm	1888 kN	58,6 kNm	0,65	0,63	8
2040 kN	54,3 kNm	2019 kN	58,6 kNm	0,68	0,68	9
2120 kN	52,5 kNm	2100 kN	53,6 kNm	0,71	0,70	10
2230 kN	49,9 kNm	2189 kN	48,2 kNm	0,75	0,73	12
2350 kN	47,4 kNm	2265 kN	43,6 kNm	0,79	0,76	15
2450 kN	41,0 kNm	2350 kN	38,4 kNm	0,82	0,79	20

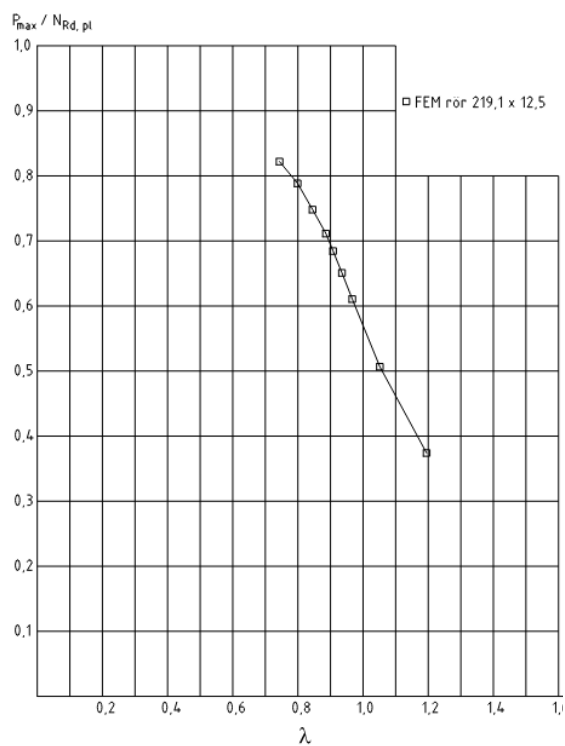


Figur F24. Diagram som visar $P_{\max}$ variation med lerans skjuvhållfasthet c_{ud} för stålrör 219,1 x 12,5.

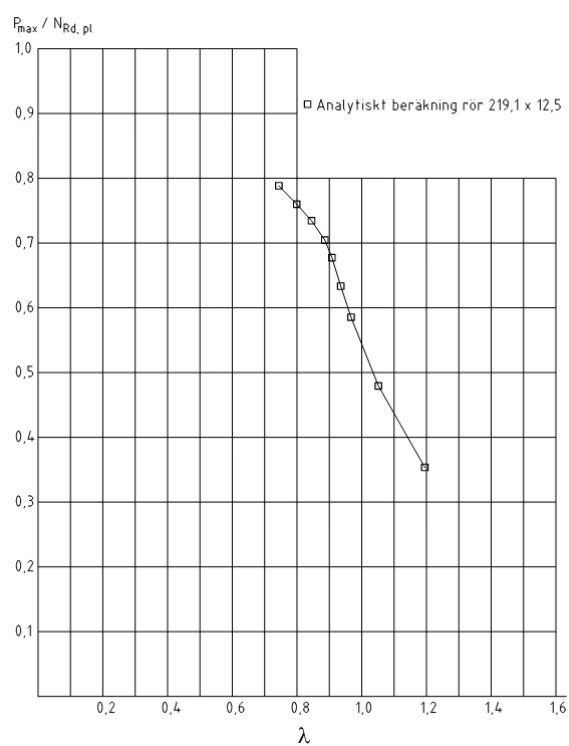
F.7.4 Jämförelse med normerade värden

Genom att normera samtliga beräkningsresultat enligt metod enligt Ekvation F.19 till F.21 och rita in dem i diagram (Figur F25 - Figur F28) liksom gjordes i avsnitt F.6.4 så kan jämförelser mellan påtyperna i Figur F28 göras. Det framgår att där stukning sker i pålen, vilket sker då I är mindre än 0,9, är det normerade värdet för samverkanspålarna mindre än dito för stålpålarna. Det absoluta värdet på $P_{\max}$ är högre för en samverkanspål jämfört med en stålpål, men det normerade värdet är mindre. Detta beror på betongens bidrag reduceras med materialsäkerhetsfaktorn $\gamma_M = 1,5$ samt kryptalet. Samma höga reduktion finns inte på stålet.

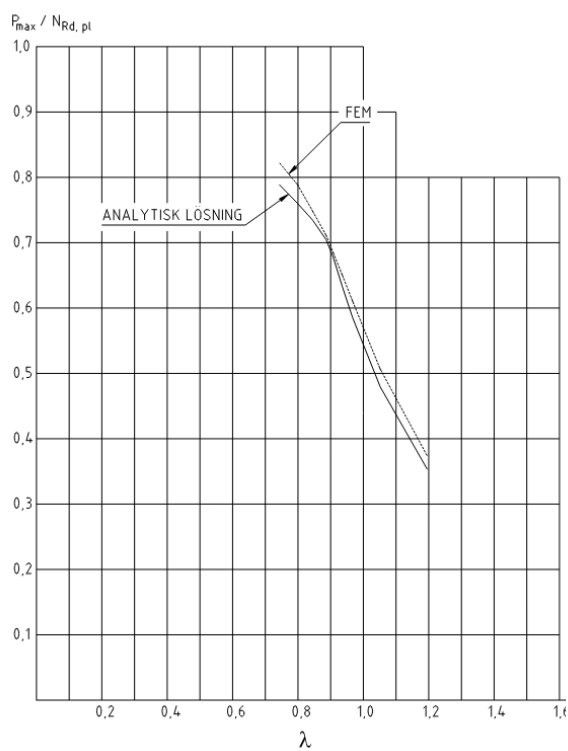
Genom FEM-beräkningar för stålröret observeras att även här behövs en töjningsbegränsning införas. Kvoten mellan elastisk ståltöjning $\varepsilon_{a,g}$ och maximalt tillåten töjningen $\varepsilon_{a,max}$ vid delvis plasticering rekommenderas att begränsas till 1,1.



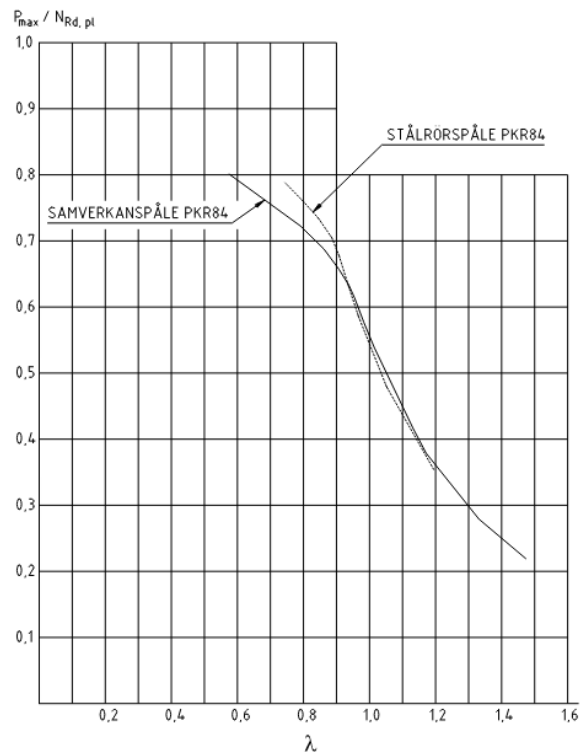
Figur F25. Normerade FEM-resultat.



Figur F26. Normerade värden för den analytiska metoden med föreslagna villkor.



Figur F27. Normerade FEM-resultat.



Figur F28. Normerade FEM-resultat.

F.8 Slutsats

Via ett stort antal referenskörningar i avsnitt F.6 och F.7 observeras att följande villkor behöver införas om en analytisk beräkningsmetod ska användas:

- 1) När markens gränstryck q_{bd} uppnås så ska lasteffekten i pålen beräknas genom att den ekvivalenta bäddmodulen bestäms med metoden ekvivalent sidomotstånd (Ekvation F.14 och F.15).
- 2) När pålen börjar plasticera så behöver en töjningsbegränsning appliceras för att beräkningsmetoden fortfarande ska gälla. Denna begränsning kan uttryckas som kvoten mellan elastisk ståltöjning $\varepsilon_{a,g}$ och maximalt tillåten töjning $\varepsilon_{a,max}$ vid delvis plasticering. Denna kvot ska begränsas till 1,1.
- 3) För att ta hänsyn till långtidseffekter i betongen ska kryptalet beaktas både på EI och vid beräkning av tvärsnittets bärförmåga.

Punkt 1 gäller för alla påltyper, punkt 2 gäller för stålrörspålar med eller utan samverkan och punkt 3 gäller för samverkanspålar.

Parallellt med denna rapports utredning kring att införa nya villkor vid beräkning med analytisk beräkningsmetod för stål- och samverkanspålar sker detsamma för betongpålar. Slutsatserna kommer där presenteras i ett separat tekniskt PM och inte innefattas i denna Pålkommmissionsrapport.



PÅLKOMMISSIONEN

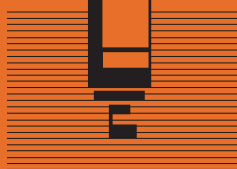


I september 1959
bildades Pålkommittén för
påslagning och pålbärighet.

Till grund för kommissionens verksamhet
ligger samhällets och branschens behov av
forskning och information inom pålningsområdet.
Medlemmar är entreprenörer, tillverkare, konsulter,
forskare, kommuner samt representanter från olika
myndigheter. Organisationen Pålkommisionen,
som sammanfogar dessa grupper,
är unik i Europa.

Ytterligare upplysningar om
Pålkommisionens verksamhet
och medlemskap lämnas
av kommissionens
sekreterare.

April 2024



Pålkommisionen c/o Omnex AB
Mälsta Olofsby 878, 741 97 Almunge
www.palkommisionen.org