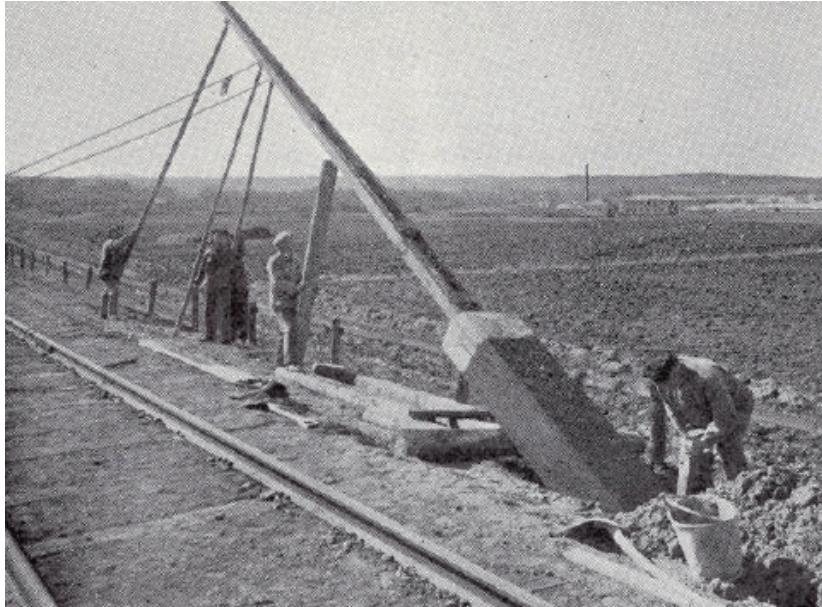


# Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv



**Ida Mattsson**

---

Avdelningen för Byggnadsmaterial  
Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2009

Rapport TVBK – 5174/TVBM – 5078

## **Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv**

- En analys över äldre kontaktledningsstolpars vara eller icke vara

## The catenary pole from a durability perspective

- An analysis regarding older catenary poles to be or not to be

Ida Mattsson

2009

Department of Structural Engineering  
Lund Institute of Technology  
Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 Lund

Tel: 046-222 73 68  
Fax: 046-222 42 12  
[www.kstr.lth.se](http://www.kstr.lth.se)

Department of Building materials  
Lund Institute of Technology  
Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

Avdelningen för Byggnadsmaterial  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 Lund

Tel: 046-222 74 08  
Fax: 046-222 44 27  
[www.byggnadsmaterial.lth.se](http://www.byggnadsmaterial.lth.se)

Figur framsida ”Resning av stolpe med fundament typ II” (Thelander 1932, s.25)

Rapport TVBK-5174/ TVBM-5078

ISSN 0349-4969/ ISSN 0348-7911 TVBM

ISRN: LUTVDG/TVBK-09/5174+145p/ ISRN: LUTVDG/TVBM -- 09/5078 --  
SE(1-145)

Examensarbete

Handledare: Lars-Olof Nilsson, Professor, Avdelningen för Byggnadsmaterial

Examinator: Sven Thelandersson, Professor, Avdelningen för Konstruktionsteknik

December 2009

## Förord

Detta examensarbete omfattar 30 högskolepoäng och utgör den avslutande delen av utbildningen på civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad, 270 högskolepoäng, inriktning Byggnader/Bärande stomme vid Lunds Tekniska Högskola.

Examensarbetet initierades av Rejlers Ingenjörer AB och har utförts vid Avdelningen för Byggnadsmaterial samt Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola.

Jag har under arbetets gång varit i kontakt med en rad vänliga människor som på olika sätt har hjälpt mig.

Härmed vill jag särskilt tacka Torbjörn Svensson hos Rejlers Ingenjörer AB som fungerat som extra handledare samt Karl-Fredrik Olsson, Affärsområdeschef Järnväg, Rejlers Ingenjörer AB. Jag vill också särskilt tacka min handledare Lars-Olof Nilsson, professor vid Avdelningen för Byggnadsmaterial och min examinator Sven Thelandersson, professor vid Avdelningen för Konstruktionsteknik. Ni har alla bidragit med goda råd!

Jag vill också rikta ett stort tack till:

Bo Johansson, Forskningsingenjör, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH

Susanne Heyden, Lektor, Avdelningen för Byggnadsmekanik, LTH

Per Johan Gustafsson, Professor, Avdelningen för Byggnadsmekanik, LTH

Bror Sederholm, Korrosionsinstitutet

Anders Lindgren, Banverket

Jan Snäll, Banverket

Christer Haglund, Banverket

Erik Nilsson, Banverket

Kristoffer Karlsson, doktorand, Avdelningen för Konstruktionsteknik, Chalmers

Asgeir Rekstad, systemadministratör, Metso Power

Mikael Sjöblom, ingenjör, Metso Power

Claes Ulvdal, Vectura

Slutligen vill jag vända mig till familj och vänner som alltid funnits där för mig, ett varmt tack till Er! Framförallt tack till min opponent Anders Henriksson samt Pia Johansson som båda fungerat som bollplank under examensarbetet!

Göteborg/Lund, hösten 2009

Ida Mattsson



## Sammanfattning

- Titel:** Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv
- Författare:** Ida Mattsson
- Handledare:** Lars-Olof Nilsson professor vid Avdelningen för Byggnadsmaterial, Lunds Tekniska Högskola  
Torbjörn Svensson REJLERS INGENJÖRER AB,  
Affärsområde Järnväg
- Examinator:** Sven Thelandersson professor vid Avdelningen för Konstruktionsteknik
- Problemställning:** Idag omfattar det svenska järnvägsnätet ca. 17 000 km spår där Banverket förvaltar merparten. Större delen av dessa sträckor är idag elektrifierade. Kontaktledningsstolparna, vars livslängd uppskattas till 40-50 år, bär upp den kontaktledning som försörjer dagens tåg med elektricitet. Vad gäller dagens bestånd av kontaktledningsstolpar varierar kvaliteten stort i landet. Även kännedomen om konstruktionernas status varierar kraftigt. I olika projekt har konstaterats att kontaktledningsstolpar ofta drabbas av korrosionsproblematik i området nära fundamenttoppens översida.
- Såväl resande som godstransporter har på senare år ökat markant. Den ökade trafikbelastningen innebär i sin tur att behovet av underhåll ökar kraftigt. Varje år avsätts stora summor för åtgärder inom drift- och underhållsområdet. Då tilldelade resurser är knappa är det alltid en fråga om prioritering. Vad gäller drift- och underhållskostnader för järnväg är dessa ofta större än dess investeringskostnad, vilket bör beaktas i ett livscykelperspektiv. Idag kan utbyte av konstruktionen vara ett mer kostnadseffektivt alternativ.
- För närvarande genomförs ett stort reinvesteringsprogram i Banverkets regi. Trots detta förekommer sträckor där utbyte inte är självklart, kanske är ett mer omfattande underhåll i vissa fall tillräckligt. Frågan är hur detta bör avgöras? Är enbart det ekonomiska perspektivet det intressanta? Kanske finns miljöaspekter att ta i beaktande? Är det praktiskt genomförbart att korrekt konstatera en kontaktlednings-

stolpes samt dess fundament faktiska tillstånd? Helt klart är att det viktigaste är att vara medveten om skadeorsak samt dess omfattning på aktuell konstruktion. Annars är risken att resurser slösas på en icke adekvat och kostsam åtgärd.

**Syfte:** Detta examensarbets syfte är att utröna vilka negativa processer kontaktledningsstolpar samt deras fundament utsätts för. Detta för att kunna ta fram en metodik för bedömning av betongen respektive stålets tillstånd samt även i den mån det går värdera huruvida det är intressant att sätta in olika åtgärder för livstidsförlängning.

**Metod:** Examensarbetet utgår ifrån en relativt omfattande litteraturgenomgång. Genom intervjuer, samtal och korrespondens har litteraturen kompletterats. Tillfälle gavs att närvara under en fältundersökning vilken genomfördes längs med Saltsjöbanan i Stockholmstrakten. Under fältundersökningen undersöktes tillståndet hos ett antal kontaktledningsstolpar, i området mellan atmosfär och övre del av fundament. Överslagsmässiga beräkningar över hur mycket ett typfall för en kontaktledningsstolpe kan korrodera utan att förlora sin bärförmåga har även gjorts.

**Slutsatser:** Under årens lopp har ett antal problem hos stolparnas fundament konstaterats, däribland frostsprängning, sprickor, porös betong och korrosionsproblem. Dessa konstateranden har lett till en rad projekt vilka syftar till att kartlägga hur problembilden ser ut för kontaktledningsstolpar samt deras fundament.

Undersökningar har gång på gång konstaterat korrosionsproblematik. Ingjutet stål är i normala fall väl skyddat från korrosion p.g.a. betongens höga alkalinitet. I de fall då pH nära stålet sänks till  $<9$ , detta som ett resultat av karbonatisering alternativt att kloridhalten nära stålet överskrider kritisk gräns, förstörs det passiverande skiktet och stålet mister därmed sitt skydd mot korrosion. Kontaktledningsstolpar är endast delvis ingjutna i betong vilket komplicerar det hela.

Korrosionsangreppen hos stolparna är i allmänhet begränsade till ett 5-10 cm brett band på stolpen strax nedanför övergången mellan betongfundament och atmosfär. Ett djupare angrepp kan i regel iaktas som en

rostrand ca. 5-10 mm bred. ”Anledningen till angreppet är att det bildas en spalt mellan stål/zink och betong och att betongytan i spalten karbonatiseras med tiden, varvid betongen förlorar sin korrosionsskyddande förmåga.”

I fältundersökningen som genomfördes senhösten 2008 på sju stycken referensobjekt längs med Saltsjöbanan i Stockholmstrakten kunde ett liknande mönster iakttagas. Direkt efter nedbilning av betong kunde utbredda rostangrepp ses, dessa anses vara av typen allmän korrosion. Korrosionsangreppen var i regel koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida, liksom ett brett rostband som gick runt hela balken. På de kontaktledningsstolpar som endast delvis var angripna av rost sträcker sig bandet mellan 5 och 10 cm ned i betongen. Avrostningen har skett på både in- och utsida. Efter att blästring skett kunde hos majoriteten av referensobjekten konstateras ett djupare jack som gick runt hela tvärsnittet på de båda U-profilerna. Jackets bredd varierade mellan 0-3 cm medan djupet varierade mellan 0-3,6 mm.

P.g.a. hur konstruktionen är utformad antas stålet vara utsatt för spaltkorrosion. Konstruktionens utformning ger att korrosionen, då särskilt det djupare angreppet, även kan ha uppkommit till följd av en aktiv/passiv-cell.

I flertalet av fallen kunde redan innan nedbilning skett antas att korrosion under betongytan skulle uppdagas då missfärgning av rostskyddet alternativt tydlig rostbildning i gränsytan mellan betong och stål kunde observeras. Viktigt att markera i sammanhanget är att så inte alltid är fallet. Ingjuten korrosion kan framkomma trots att kontaktledningsstolpen innan bilning sett ut att vara i gott skick.

Då referensobjekten inte direkt är utsatta för klorider antas depassiverande mekanism i sammanhanget vara karbonatisering.

Beräkningar för typfall visar på att kontaktledningsstolpen i kritiskt snitt torde kunna korrodera mer än rekommendationer anger. Skillnaden är dock inte jättestor. Rekommendationerna tar även hänsyn till utböjning och innebär dessutom en säkerhetsmarginal.



**Nyckelord:** Kontaktledningsstolpe, Fundament, Betong, Stål, Beständighet, Korrosion, Karbonatiseringsinitierad korrosion, Kloridinitierad korrosion, Spaltkorrosion, Aktiv/passiv-cell, Underhåll, Reinvestering

## Abstract

- Title:** The catenary pole from a durability perspective
- Author:** Ida Mattsson
- Supervisors:** Lars-Olof Nilsson Professor at the Division of Building Materials, The Faculty of Engineering at Lund University  
Torbjörn Svensson REJLERS INGENJÖRER AB, Trade sector Railway
- Examiner:** Sven Thelandersson Professor at the Division of Structural Engineering, The Faculty of Engineering at Lund University

**Questions:** Today the Swedish railway-network covers approximately 17 000 km, where the majority is administered by Banverket. The major parts of these lines are electrified today. The catenary poles, whose expected life span is 40-50 years, carry the contact line which provides today's train with electricity. Regarding the quantity of catenary poles the quality varies greatly in the country. The knowledge of the catenary poles status also varies heavily. In many projects it has been stated that catenary poles often are afflicted by corrosion problems in areas close to the foundation tops.

Civilian transport and cargo transport have increased significantly the past few years. The increasing traffic encumbrance is followed by an increasing necessity of maintenance. Each year large sums are reserved for measures in management and maintenance, since the assigned resources are thin it is always a question about prioritizing. Regarding management and maintenance for railways the cost is usually greater than their investment cost, which should be considered in a life-cycle perspective. Replacing the construction can therefore be a more cost-effective way.

Currently a massive reinvestment program under Banverkets surveillance is in progress. In spite of this there are lines where the decision to replace poles is not obvious, in some cases a more extensive maintenance is enough. The question is how this should be determined? Is the

economical aspect the only interesting one? Maybe there are environmental aspects to take in consideration? Is it possible to correctly state a catenary pole's and its foundation's actual status? The most important thing is clearly to be aware of the construction's potential damage and its extent. If not there is a risk that resources are wasted on an inadequate and expensive measure.

**Purpose:**

The purpose of this thesis is to determine the negative effects the catenary poles and their foundations are exposed to, in order to establish a method for evaluation of the concrete's and the steel's condition. To the extent it is possible, attempts to rate whether it is of interest to adjust the catenary poles and their foundations in terms of extending the life of these will be made.

**Method:**

The thesis takes its starting point in a relatively extensive literature briefing. The literature has been complemented with interviews, conversations and correspondence. Opportunity was given to attend a field investigation which was carried out along the Saltsjöbanan in the area around Stockholm. During the field investigation the condition for a number of catenary poles were investigated. The investigation was focused on the area between the atmosphere and the top layers of the foundation. Estimated calculations for a typical case of a catenary pole were made. The calculations were meant to show how much a typical case can corrode without losing its load-carrying capacity.

**Conclusions:**

Over the years several problems within the foundation of the catenary poles have been stated, among these congeli-fraction, cracks, porous concrete and corrosion problems. These statements have led to a series of projects which all aimed to map out how the picture of problems appears for catenary poles and their foundations.

Studies have over and over again established corrosion problems in catenary poles. Steel molded in concrete is normally well protected from corrosion due to the concrete's high alkalinity. In the case that pH close to the steel reaches a value of less than 9, as a result of carbonation or as a result of too high chloride concentration, the passivating layer is destroyed and the steel loses its protection against corrosion. The catenary poles are only partly molded into

concrete which make the situation more complicated.

In general the corrosion attacks are confined to a 5-10 cm band on the pole, right below the transition between the concrete foundation and atmosphere. A deeper attack can as a rule be observed as a rust stripe approximately 5-10 mm wide. "The main reason for the attack is that the crevice is eventually carbonated, as a result of this the concrete loses its corrosion saving ability."

A similar pattern could be observed during the field investigation which took its place late autumn 2008 along Saltsjöbanan in the area of Stockholm. Seven objects of comparison were included in this field investigation. Directly after that concrete had been removed could widespread attacks of corrosion be seen. These attacks are assumed to be of the type general corrosion. The damages made by the corrosion were most often concentrated close to the upper area of the foundation, the beam was surrounded by a broad band of rust. On the catenary poles which were only partially affected by corrosion, the band of rust reaches 5-10 cm down into the concrete from the foundation's upper side. The corrosion attack has affected the hole cross-section. After blasting the poles, a deeper cut could be noticed on the majority of the catenary poles. The cut surrounded both of the cross-sections of the two U-profiles. The width of the cut varied between 0-3 cm, while the depth of the cut varied between 0-3,6 mm.

Due to how the construction is designed the steel is assumed to be exposed for crevice corrosion. The design of the construction also implies that the corrosion, especially the deeper attack, could have occurred as a result of an active/passive-cell.

In a majority of the cases could corrosion be assumed before the concrete had been removed, this due to a visible discoloration in the interface between concrete and steel. This was not always the case and it is very important to mark. Corrosion molded into the concrete can emerge when the concrete is removed, though the catenary pole above the foundation has seemed to be in good shape.

The objects of comparison are not directly exposed to chlorides and because of this, it is assumed that depassivating mechanism in this context is carbonation.

Calculations for a typical case show that a catenary pole should be able to corrode more in the critical section than the recommendations specify. The difference between recommendation and calculation is not that big though. The recommendations also regard the poles bending and contain a margin of safety.

**Keywords:**

Catenary pole, Outlet cable footing/Foundation, Concrete, Steel, Durability, Corrosion, Carbonationinitiated corrosion, Chlorideinitiated corrosion, Crevice corrosion, Active/passive-cell, Maintenance, Reinvestment

## Innehållsförteckning

<b>FÖRORD</b> .....	<b>I</b>
<b>SAMMANFATTNING</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VII</b>
<b>1 INLEDNING</b> .....	<b>13</b>
1.1 BAKGRUND.....	13
1.2 SYFTE .....	13
1.3 FRÅGESTÄLLNING.....	14
1.4 AVGRÄNSNING .....	14
1.5 METOD .....	14
<b>2 PROBLEMSTÄLLNING</b> .....	<b>17</b>
2.1 BANVERKET SÄMST I EUROPA PÅ UNDERHÅLL?.....	17
2.2 KONTAKTLEDNINGSTOLPEN.....	20
2.2.1 Kontaktledningsstolpars uppbyggnad.....	20
2.2.2 Kontaktledningsstolpars fundament .....	24
2.2.3 Kontaktledningsstolpars miljö .....	30
2.2.4 Dimensionering av kontaktledningsstolpar .....	31
2.2.5 Kontroll av kontaktledningsstolpar .....	33
2.2.6 Underhåll av kontaktledningsstolpar.....	37
<b>3 KUNSKAPSLÄGET IDAG</b> .....	<b>43</b>
3.1 STÅL.....	43
3.1.1 Ståls beständighet.....	44
3.1.2 Rostskydd.....	49
3.1.3 Svetsbarhet .....	55
3.1.4 Mätmetoder.....	55
3.2 BETONG .....	57
3.2.1 Betongs beständighet.....	58
3.3 LIVSLÄNGSDIMENSIONERING .....	67
3.4 MÄTMETODER .....	68
<b>4 FÄLTUNDERSÖKNING</b> .....	<b>71</b>
4.1 HISTORIK SALTSJÖBANAN .....	71
4.2 SAMMANFATTANDE BESKRIVNING FÄLTUNDERSÖKNING.....	72
4.3 OBSERVATIONER .....	73
4.3.1 Ringvägen, stolpnr.: 15+158,6.....	73
4.3.2 Solsidan, stolpnr.: 15+651,00.....	75
4.3.3 Tattby.....	77
4.3.4 Östervik .....	80
4.3.5 Saltsjö-Duvnäs – station, stolpnr.: 7+877,80.....	81
4.3.6 Saltsjö-Duvnäs – linje, stolpnr.: 7+439,90.....	83

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

4.3.7	<i>Tippen, stolpnr.: 13+540,93</i> .....	84
4.3.8	<i>Slutlig kommentar</i> .....	86
4.3.9	<i>Sammanställning avrostning</i> .....	87
4.4	KARBONATISERINGSTEST .....	88
<b>5</b>	<b>BÄRIGHETSBERÄKNING</b> .....	<b>91</b>
5.1	FÖRUTSÄTTNINGAR .....	91
5.2	MATERIALPARAMETRAR .....	92
5.3	BERÄKNINGSMODELL .....	93
5.4	EGENTYNGD .....	95
5.5	VINDLAST .....	99
5.6	SNÖ- OCH ISLAST .....	103
5.7	BERÄKNING AV DIMENSIONERANDE NORMALKRAFT, TVÄRKRAFT SAMT MOMENT	106
5.8	BERÄKNING AV TRÖGHETSMOMENT .....	112
5.8.1	<i>Tröghetsmoment vid 0 mm korrosion</i> .....	112
5.9	DIMENSIONERING TYPFALL, KORROSION 0 MM .....	114
5.9.1	<i>Normalkraftskapacitet vid tryck</i> .....	114
5.9.2	<i>Momentkapacitet</i> .....	114
5.9.3	<i>Normalkraft och böjmoment</i> .....	116
5.9.4	<i>Tvärkraft</i> .....	117
5.9.5	<i>Sammanfattning</i> .....	118
5.10	DIMENSIONERING TYPFALL, KORROSION 3,4 MM .....	119
<b>6</b>	<b>DISKUSSION OCH SLUTSATSER</b> .....	<b>123</b>
<b>7</b>	<b>KÄLLFÖRTECKNING</b> .....	<b>132</b>
	BILAGA 1 KORROSIVITETSKLASSER .....	139
	BILAGA 2 MASSFÖRLUSTER FÖR STÅL OCH ZINK .....	141
	BILAGA 3 CADRITNING ÖVER TYPFALL KONTAKTLEDNINGSSSTOLPE .....	142
	BILAGA 4 CADRITNING ÖVER DETALJ – UTLLIGGARE, TYPFALL KONTAKTLEDNINGSSSTOLPE .....	143
	BILAGA 5 PRODUKTBLAD U-BALK FRÅN TIBNOR 2009 .....	144

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

2006 firades det svenska järnvägssystemet, jubilarerna hade då hunnit bli 150 år. Fram till idag har samma grundprincip under alla år för järnvägen varit ständigt gällande; stålhjul på stålräls. Allt eftersom nya behov och möjligheter uppdagats har en rad förändringar och moderniseringar genomförts (Rosander et al 2005, s.9).

Det var i mitten av 1800-talet Sveriges riksdag beslutade att ett svenskt stambanenät skulle byggas och även drivas av staten. Under drygt tio års tid färdigställs bl.a. västra och södra stambanan. Redan i slutet av 1800-talet sker en stor förändring, elektrifieringen av tågtrafiken i Sverige startas. Det var närmare bestämt år 1895 som första banan togs i bruk. (Som kuriositet kan nämnas att detta var en av världens allra första eldrivna järnvägar för persontrafik) (Aghult et al 1992, s.289, Kullander 1994, s.190-191, Rosander et al 2005, s.37). Det var dock först i början av 1900-talet som elektrifieringen på allvar kom igång. Skiftet från ånga till elkraft gav en rad positiva effekter. Lastkapaciteten, hastigheten och även trafikkapaciteten ökade stort (Rosander et al 2005, s.37-38).

Än idag är tågtrafiken mycket viktig, både vad gäller persontrafik och godstrafik, och det satsas stort på både utbyggnad samt upprustning av befintligt nät. I upprustningen ingår förutom restaurering av själva spåret även renovering alternativt kontroll av kontaktledningsstolparna som står längs med spåret. Då det är känt att inte mycket kraft har ägnats kontaktledningsstolparna periodvis kan snabbt konstateras att det finns en risk för att dåligt underhåll kan ha åstadkommit att vissa av dessa måste repareras alternativt helt bytas ut.

## 1.2 Syfte

Detta examensarbets syfte är att utröna vilka negativa processer kontaktledningsstolpar samt dessas fundament utsätts för. Detta för att kunna ta fram en metodik för bedömning av betongen respektive stålets tillstånd samt även i den mån det går värdera huruvida det är intressant att sätta in olika åtgärder för livstidsförlängning. I mån av tid är även examensarbetets syfte att ta fram ekonomiska nyckeltal för olika åtgärder och förutsättningar för att kunna kostnadsberäkna olika åtgärder.



### **1.3 Frågeställning**

Detta examensarbete bygger på ett flertal frågeställningar och räknas här upp i punktform:

- Vilka negativa förändringsprocesser utsätts kontaktledningsstolpar och dess fundament för?
- Går det att ta fram en generell metodik för tillståndsbedömning av kontaktledningsstolpar samt dess fundament? Hur skulle denna i så fall se ut?
- Vad finns det för åtgärder för livstidsförlängning för kontaktledningsstolpar och dess fundament?
- Vad skulle dessa åtgärder kosta?

### **1.4 Avgränsning**

En rad nedbrytningsprocesser påverkar betongkonstruktioner. Varje nedbrytningsprocess påverkas i sin tur av en rad faktorer såsom vct, typ av cement, lokalisering av konstruktionen, miljöfaktorer, användning av konstruktionen etc. Tiden för examensarbetet medger inte att samtliga processer studeras, detta examensarbete kommer därför att fokusera på den nedbrytningsprocess där betong och stål negativt verkar tillsammans, nämligen korrosion. Då särskilt karbonatiseringsinitierad korrosion samt kloridinitierad korrosion. P.g.a. denna avgränsning kommer särskilt området kring kontaktledningsstolpens fundamentstopp, vilken kan antas kritisk då korrosion beaktas, att ägnas stort intresse.

För ökad förståelse för problemets komplexitet kommer en övergripande teorigenomgång över en rad övriga nedbrytningsprocesser tas upp i teoriavsnittet.

### **1.5 Metod**

Examensarbetet utgår ifrån en relativt omfattande litteraturgenomgång där avsikten varit att bygga en kunskapsbas. Då information inte kunde återfinnas i litteraturen kompletterades dessa luckor genom intervjuer, samtal och korrespondens med personer som besatt denna kunskap.

Ganska snart efter att examensarbetet påbörjats gavs tillfälle att närvara under en fältundersökning vilken genomfördes längs med Saltsjöbanan i Stockholmstrakten. Under fältundersökningen skulle en fördjupad kontroll av tillståndet hos ett antal kontaktledningsstolpar, i området mellan atmosfär och övre del av fundament, utföras. Detta genom att fundamenttoppen bilades bort för att kunna besiktiga kritiskt

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

område okulärt. Efter kontroll gjordes förstärkningar på somliga stolpar emedan andra passerade förbi utan anmärkningar. Nya fundamenttoppar gjöts på samtliga stolpar efter att nedre delen av stolpen blåstrats och målats. Ett flertal betongprover togs från fundamenttopparna under denna fältundersökning. Ett antal av dessa kunde sedermera användas till att utföra karbonatiseringstest på.

Överslagsmässiga beräkningar över hur mycket ett typfall för en kontaktledningsstolpe kan korrodera utan att förlora sin bärförmåga har även gjorts.



## 2 Problemställning

### 2.1 Banverket sämst i Europa på underhåll?

Banverket, vilket bildades 1988, är den myndighet som idag ansvarar för drift och förvaltning av statens spåranslagningar (Banverket 2009a). Myndigheten arbetar efter det övergripande transportpolitiska målet vilket är att ”säkerställa en samhälls-ekonomiskt effektiv och långsiktigt hållbar transportförsörjning för medborgarna och näringslivet i hela landet” (Banverket 2009b).

Idag omfattar det svenska järnvägsnätet ca. 17 000 km spår där Banverket förvaltar merparten, ca. 80%, av det totala järnvägsnätet i Sverige. Företag, kommuner eller föreningar sköter övriga delar (Banverket 2009c). Mer än 70 procent av järnvägsnätet är idag elektrifierat, vilket innebär att 15 000 kilometer kontaktledning samt 180 000 stolpar placerats ut sedan elektrifieringen påbörjades (Rosander et al 2005, s.303). Vad gäller specifika kontaktledningsstolpar och dess fundamenters ålder saknas uppgifter (Haglund 2009).

För att kunna erbjuda resenärerna ett järnvägstransportsystem som ger möjlighet till snabba, bekväma och säkra transporter krävs ett kontinuerligt underhåll av järnvägens anläggningar. Givet är att det mellan underhållsnivå och mängden driftstörningar i en anläggning finns ett samband. I Banverkets budget avsätts stora delar för åtgärder inom drift- och underhållsområdet. Då tilldelade resurser är knappa är det nödvändigt att en riktig prioritering görs för att uppnå maximal effekt av de åtgärder som de facto vidtas (SIKA 2009). Underhållet för järnvägen uppgår till betydande belopp, under år 2007 lades 2905 miljoner kronor på drift och underhåll (Banverket Årsrapport 2007, s.37). Vad gäller drift- och underhållskostnader för järnväg är dessa ofta större än dess investeringskostnad, vilket bör beaktas i ett livscykelerspektiv. Området är idag därför uppmärksammat och prioriterat av riksdag och regering (Riksrevisionen 2009).

Våren 2007 nåddes Ny Tekniks läsare av rubriken ”Banverket sämst i Europa på underhåll”. Detta hade konstaterats i en rapport från den internationella järnvägsunionen, UIC. Dåvarande chefen för Banverkets leveransdivision, Björn Östlund, konstaterade att Banverket helt enkelt tilldelas för lite pengar till förebyggande underhåll och istället tvingas att satsa alltför mycket pengar på akuta underhållsinsatser. Banverket har i en följd av år hos regeringen begärt ökade anslag till drift och underhåll. Motiveringen till de ökade anslagen; såväl resande som gods-transporter har ökat markant under senare tid, och ökningen har dessutom skett i en takt som inte förväntats. Bara de senaste fem åren har tågresandet ökat med 28 %. Den ökade trafikbelastningen innebär att behovet av underhåll ökar kraftigt. Förutom ett ökat slitage leder också den ökade trafiken till mindre tid i spåren för banarbeten. Infrastrukturminister Åsa Torstensson menade att det dåliga underhållet är en följd av

den tidigare regeringens politik. ”Den socialdemokratiska regeringen satsade på stora byggprojekt och valde bort järnvägsunderhållet”. Detta är något som påverkar dagens situation, ökas inte anslagen varnar Banverket för att planerade nyinvesteringar kan riskeras att skjutas på framtiden för att på detta sätt klara av underhållet (Ny Teknik 2009, Byggindustrin 2009, Banverket 2009d, Banverket 2009e, Banverket Årsrapport 2007, s.14).

Det är inte endast järnvägen som drabbats av bristande underhåll utan även vägar och det bristande underhållet av landets infrastruktur framhålls nu som ett ökande samhällsproblem. Tillsammans uppskattar Banverket och Vägverket att det eftersatta underhållet uppgår till ca. 25 miljarder kronor, det finns dock stora osäkerheter i denna skattning (Riksrevisionen 2009).

Trots UICs konstaterande bör förmodligen detta resultat tolkas med viss försiktighet. Hur många kronor som satsats beskriver inte nödvändigtvis kvaliteten på underhållet. I Ny Teknics artikel framkommer att Banverket ligger långt fram vad gäller att producera banunderhåll, trots att Sverige ligger i botten på underhållslistan, enligt uppgift från Björn Östlund. Östlund menade att Sverige får mer underhåll för varje satsad krona än många andra länder (Ny Teknik 2009). En effektivisering av järnvägssektorn har på senare år skett och idag utförs exempelvis ett större transportarbete än på 1950-talet, trots att antalet anställda är en knapp fjärdedel i jämförelse. Det skall även sägas att trots underhållsbrister, med t.ex. problem med punktlighet som följd, är en hög säkerhetsnivå något som aldrig eftersatts (Banverket 2009d, Lindgren 2009a)!

Genom årens lopp har förvaltningsorganisationen av järnvägen i Sverige varit skiftande. Under många år fanns ett målarlag, tillhörande Nässjö, med kontinuerligt underhåll av kontaktledningsstolpar som sin enda uppgift (Haglund 2009, Nilsson 2009). Denna grupp försvann då Banverket bildades och underhållet eftersattes. Prioriteringar var och är nödvändiga ur kostnadssynpunkt och stolpmålning etc. ansågs vara för kostsamt. Detta synsätt har på sina håll, enligt vissa, resulterat i kontaktledningsstolparns förfall (Nilsson 2009). Kontaktledningsstolparnas tillstånd varierar stort beroende på var i landet dessa är placerade, se exempelvis figur 2.1. Lokalt finns sannolikt god kännedom om konstruktionernas status. Nationellt finns indikationer på att kvaliteten är sämre bitvis i landet, men detaljerad sammanställning saknas. Givetvis finns även en skillnad i kunskaper vad gäller synlig respektive icke synlig konstruktion (Haglund 2009, Lindgren 2009a, Nilsson 2009). Trots kännedom om stolparnas försämring kvarstår det faktum att allting handlar om pengar. Underhåll kan kosta mer än det smakar och idag kan utbyte av konstruktionen vara ett mer kostnadseffektivt alternativ. För att kunna utföra underhåll av hela stolpen måste strömmen stängas av vilket innebär stopp för trafiken, vilket är oerhört kostsamt (Lindgren 2009a, Nilsson 2009).

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

Frågor som i sammanhanget kan ställas är; vilket är mest kostnadseffektivt? Att genomföra en ordentlig upprustning följt av ett kontinuerligt underhåll eller att byta ut kontaktledningsstolpen samt dess fundament? Är enbart det ekonomiska perspektivet det intressanta? Kanske finns miljöaspekter att ta i beaktande? Är det ens praktiskt genomförbart att korrekt konstatera en kontaktledningsstolpes samt dess fundament faktiska tillstånd? Trots att det inom Banverket pågår ett större utbytesprogram finns i Sverige fortfarande sträckor där ovanstående frågor är relevanta att ställa.

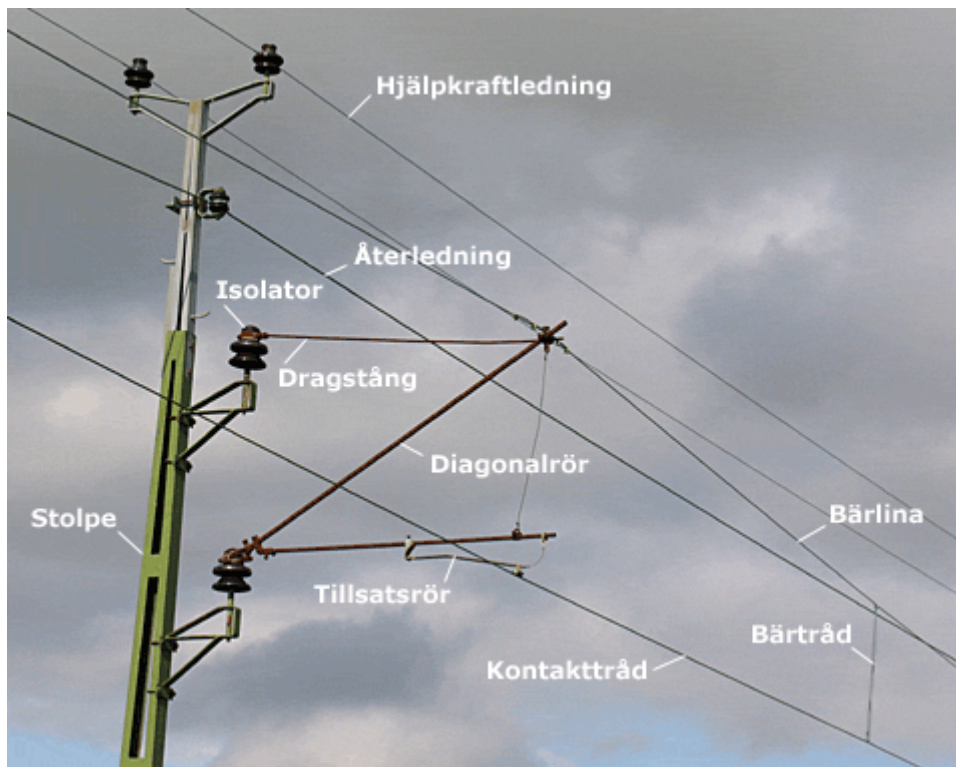


*Figur 2.1 Bitvis kraftigt korroderad brygga, Göteborg (Ulvdal 2009)*

## 2.2 Kontaktledningsstolpen

### 2.2.1 Kontaktledningsstolpars uppbyggnad

Kontaktledningsstolpens uppgift är att bära upp den kontaktledning som försörjer dagens tåg med elektricitet. Kontaktledningen består vanligen av kontakttråd, bärlina, bärtrådar, utliggare och vissa fall förstärkningslina. Stolparna bär även upp ledningar för återmatning av ström, återledning, samt strömförsörjning till hjälpkraftledning (exempelvis signal-, belysnings- och växelvärmearnät). Kontakttråden, vilken består av koppartråd, är upphängd i utliggaren som i sin tur är fäst i en stolpes eller en bryggas ovan del. Utliggaren är inte direkt förankrad i kontaktledningsstolpen utan sitter på isolatorer för att undvika att stolpen skall bli strömförande. Isolatorerna är vanligen av porslin men även isolatorer av kompositmaterial förekommer. För förklarande bild se figur 2.2 (Järnväg.net 2009, Banverket Leverans 2009, s.11-12).



Figur 2.2 Övre del kontaktledningsstolpe, kontaktledning, återledning samt hjälpkraftledning (Järnväg.net 2009)

Beroende på vilken hastighet som är gällande på spåret ser upphängningen av kontaktledningen något olika ut. Vid lägre hastigheter är kraven på konstruktionen ringa och kontaktledningen monteras med s.k. direkt upphängning. Denna typ av upp-

hängning förekommer numera väldigt sällan. Vid högre hastigheter krävs en mer stabil konstruktion, då används istället s.k. indirekt upphängning vilket är det normala idag. Dragstång, diagonalrör och tillsatsrör bildar tillsammans utliggare vid denna typ av upphängning, se figur 2.2. och 2.3. Då denna typ av utliggare används hänger kontaktledningen i en bärlina (Järnväg.net 2009).



Figur 2.3 Exempel på indirekt upphängning. Foto utanför Teckomatorp 2004 (Tellerup 2009)

Kontaktledningen monteras sektionsvis, där varje sektion är mellan 1200 m och 1500 m. För att ledningen skall hållas tillräckligt spänd placeras dragvikter i ändarna, utformningen medger dimensionsförändringar exempelvis p.g.a. temperaturförändringar. Inspänningen varierar mellan 4,9 och 15,0 kN. Det är bl.a. sträckningens maximalt tillåtna hastighet som avgör hur spänd ledningen skall vara (Järnväg.net 2009, Bustad 2008).

Kontaktledningen sätts upp i sicksack mönster mellan stolparna, anledningen till detta är en önskan om att försöka uppnå en jämn slitning av tågens strömavtagare. För att uppnå detta sicksack mönster finns för kontaktledningsstolpar två varianter av utliggare, A-utliggare som är kortare och B-utliggare vilka är längre (Järnväg.net 2009).

Stolpar i olika utformning och längder förekommer i tre olika material, stål, trä samt betong. Vanligen är dock stolparna av stål (Järnväg.net 2009, Nilsson 2009).



## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

Kontaktledningsstolpen består av sammanfogade U-balkar, idag används UNP-profiler, tidigare användes USP-profiler (Nilsson 2009). Hos Banverket delas kontaktledningsstolpar in i principiellt tre olika grupper beroende på tillverknings sätt, dessa är nitade och svetsade stål stolpar ingjutna i betong, varmförzinkade stål stolpar ingjutna i betong samt varmförzinkade stål stolpar med fotplatta (Haglund 2007, s.5-7). Genom åren har olika system använts och beroende på vilken sträcka som granskas återfinns olika typer. Nitade oförzinkade stolpar användes under tidigt 10-20-tal, därefter kom svetsade konstruktioner vilka senare varmförzinkades. Kontaktledningsstolpar med fotplatta, se figur 2.4, började att användas någon gång i början på åttiotalet. Beroende på vilket system som bedöms finns olika besiktningpunkter (Lindgren 2009a).



*Figur 2.4 Nedre del av kontaktledningsstolpe med fotplatta samt anslutning till prefabricerat betongfundament från sidan respektive ovanifrån. Fotografier tagna längs med tågsträckningen Västra Hanninge-Nynäshamn*

Det fanns huvudsakligen två anledningar till att kontaktledningsstolpar med fotplatta infördes, för det första innebär modellen en viss justerbarhet, stolpen kan rättas till i lodläge. Vidare finns med systemet en möjlighet att byta ut stolpen utan att för den skull vara tvingad att samtidigt byta ut fundamentet. Då systemet infördes fanns en medvetenhet om problematiken kring ingjutet stål. Genom att hela stolpen nu fanns i atmosfär hoppades Banverket få bättre kontroll både på stål och betong. De ingjutna bultarna (se figur 2.4 samt 2.5), M36, som fäster stolpen till betongfundamentet är kraftigt överdimensionerade, även med hänsyn till rostmån, och bör hålla krävd livslängd enligt Lindgren. Bultarnas längd uppgår till totalt 900 mm, för att kunna fästa kontaktledningsstolparna till dessa lämnas 165 mm utstickande utanför betongen (Lindgren 2009a, Lindgren 2009c). Enligt Sederholm var motivet till att stolpe med fotplatta infördes en förhoppning om att undvika den spalt som bildas mellan stål och betong. Sederholm menar vidare att problemet i princip bara förflyttats och anser att rostfria skruvar borde användas istället för de varmförzinkade skruvar som idag

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

används. Dessa torde innebära en högre direkt kostnad, men i ett livscykelperspektiv skulle kanske alternativet trots allt visa sig mest kostnadseffektivt (Sederholm 2009a). Negativa erfarenheter av denna stolptyp har ännu inte uppdagats, men när problem eventuellt uppkommer misstänker även Nilsson att dessa kommer att återfinnas i anknytning till bulten och inte betongen. Nilsson menar vidare att det inte finns någon vinst i att använda rostfria bultar då även rostfritt rostar. Eftersträvd livslängd uppnås trots allt p.g.a. sättet fundamentet är konstruerat på (Nilsson 2009).



*Figur 2.5 Bultar vilka sammanfogar fotplatta samt fundament. Foto taget längs med tågsträckningen Västra Hanninge-Nynäshamn*

På senare år har Banverket strävat efter att standardisera så mycket som möjligt för att vinna fördelar genom stordrift. Standardiseringen gäller såväl kontaktledningsstolpar som fundament. Allteftersom uppgradering skett för att motsvara dagens krav på nya laster har äldre modeller fasats ut ur systemet. Lindgren liknar komponenter inom järnvägsanläggning vid världens största lego (Lindgren 2009a).

De moderna kontaktledningsstolparna är som sagt varmförzinkade i grunden, ofta med ett extra tjockt zinklager för att öka livslängden. Vid extra korrosiv miljö, exempelvis utmed Västkusten, industrimålas dessutom de varmförzinkade stolparna

innan de placeras ut. Äldre kontaktledningsstolpar kan vara antingen varmförzinkade eller vara behandlade med olika målningsystem på plats, då företrädesvis med blymönja. Huruvida äldre kontaktledningsstolpar har rostskyddsbehandlats under fundamenttoppen varierar. Enbart kallt ingjutet stål, varmförzinkat stål såväl som blymönjebehandlat stål inne i fundamenttoppen förekommer (Lindgren 2009c).

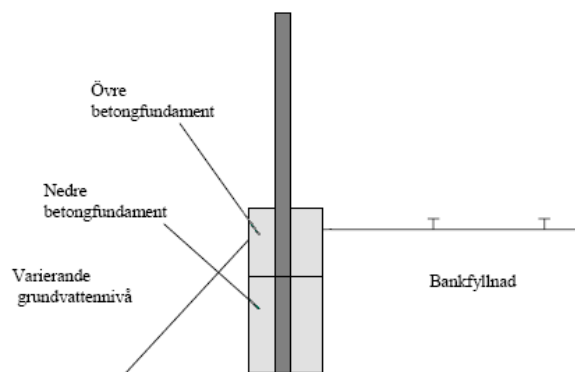
Avstånden mellan stolparna varierar något beroende på vilken sträckning det gäller, men står normalt på 50-65 meters avstånd från varandra. I snäva kurvor och i särskilt vindutsatta lägen minskas detta avstånd (Bustad 2008, Järnväg.net 2009).

### 2.2.2 Kontaktledningsstolpars fundament

Kontaktledningsstolpen förankras i marken genom att gjutas fast i ett fundament bestående av betong. Fundamenten finns i en rad utformningar, många snarlika varandra, funktionen är dock alltid densamma. Fundamenten kan bestå av betong eller stål alternativt betong och stål i samverkan (Karlsson 2002, s.50). Fundamenten kan vara platsgjutna alternativt prefabricerade, grävda, borrarade eller slagna. Beroende på tillverkningsmetod och tidpunkt för fundamentets tillverkan varierar utseende och kvalitet (Haglund 2009, Lindgren 2009a, Karlsson 2002, s.51).

Då befintliga sträckor uppgraderas eller då fundament behöver bytas ut anses det från Banverkets sida mer lämpligt att använda borrarade och injekterade fundament. På detta sätt undviks schakt i befintlig banvall och större möjligheter ges att anpassa fundamentets längd samt installation till aktuella markförhållanden. Minsta möjliga åverkan på omkringliggande mark anses fås vid denna metod (Karlsson 2002, s.51).

Fundament finns vidare i två varianter, dels pågjutet (övre och nedre fundament, se figur 2.6) eller helgjutet utförande (Haglund 2007, s.5-6). Fundamenttoppens huvudsakliga funktion är att skydda stolpen från organisk massa och fukt (Nilsson 2009). Fundamentet installeras normalt så att fundamentets ovansida är i nivå med räls överkant (RÖK) (Nilsson 2005, s.32).



Figur 2.6 Principskiss för fundamenttyp med pågjuten fundamenttopp (Haglund 2007, s.9)

I dagsläget finns hos Banverket ingen vedertagen handbok eller föreskrift vad gäller godkännande av nya fundamentmetoder. Istället skickas ansökan om användning av ny metod till Banverkets Leveransdivision där denna typ av ärenden behandlas av en tillsatt arbetsgrupp. Belastningsförsök krävs ibland för godkännande. Fundament kan godkännas objektspecifikt för särskilda projekt (Lindgren 2009a, Lindgren 2009c, Stenman 2005, s.40, 47, 57, Karlsson 2002, s.52).

Banverket har idag tre stycken godkända grundläggningsmetoder för kontaktledningsfundament vilka framgår i BVS 543.37110 (Nilsson 2005, s.31). Dessa är:

- Standardfundament
- BVI-3.1-fundament
- MoFix-fundament

Nedan redovisas ovanstående fundamenttyper översiktligt.

### **Standardfundament**

Fundamentet är av typen prefabricerat betongfundament, se figur 2.7. Utformningen av detta fundament varierar. Cirkulärt tvärsnitt, konisk form eller en plint med förstyvning av övre delen förekommer. Vanligast förekommande är standardfundament med kvadratisk tvärsnitt ( $0.65 \times 0.65 \text{ m}^2$ ) och höjden 3 m (Stenman 2005, s.3).



*Figur 2.7 Standardfundament med fot för linje och bryggstolpe (Banverket 2009f)*

Då denna typ av fundament installeras schaktas material bort från banvallen varefter fundamentet sätts på plats och igenfyllnad samt packning sker. Allt enligt anvisningar från Banverket. I de fall då underlaget består av berg förankras fundamentet genom

att armering borrar och gjuts in i berget. Standardfundamenten används såväl vid nybyggnad som vid befintliga banor. P.g.a. rädsla för sättningar och dess följdverkningar undviks schaktning i befintlig banvall gärna. Detta trots att sättningar sällan har kunnat påvisas. Standardfundamenten anses framförallt lämpliga vid nybyggnation (Stenman 2005, s.3, 5).

Enbart materialkostnaden för ett standardfundament är 4 000 – 10 000 kr (Banverket 2009f). Baserat på aktuella projekt runt 2005 och detta års prisbild konstaterade Stenman att ett komplett installerat fundament med inräknade kringkostnader, (såsom installation, schaktning, tillkommande spärriktning etc.), i medeltal kostade 20 250 kr.

### **BVI-3.1 fundament**

BVI-3.1 fundamentet, se figur 2.8, platstillverkas idag av Banverket Produktion. Fundamentet består av ett ytterhölje i form av ett stålrör vilket injekteras med betong. Arbetet utförs m.h.a. fundamentalsättningståg, FST, vilket består av en borrrel och en gjutdel. Med borrrelen skapas ett hål med diametern 455 mm, i detta hål förs sedan ovan nämnda stålrör med diametern 355 mm ned. Längden på stålröret varierar mellan 2 och 4 m (Lindgren 2009c, Stenman 2005, s.6). Konstateras dålig bärighet i marken under det att borrar sker skall pålning ske för att uppnå tillräcklig stabilitet (Stenman 2005, s.12).



*Figur 2.8 Kompletterat installerat BVI-3.1-fundament utmed sträckan Kiruna-Riksgränsen (Stenman 2005, s.16)*

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

På fundamentröret monteras den del som är ovan jord; jordledare, plaströr och fästplatta för kontaktledningsstolpe (Stenman 2005, s.10). Slutligen sker gjutning med standardbetong där betongen pumpas genom fundamentet med högtryck. På detta sätt trycks betongen upp hela vägen på utsidan av stålröret. Meningen med detta är att hela det uppborrade hålet återfylls upp till marknivå med betong, se figur 2.9. Över fundamentets kopplingshål lämnas betong som trycks upp för att undvika vattenansamlingar och risk för frysskador, se figur 2.10. Kontroll av fundament utförs efter ett dygn och efterfyllning av betong utförs vid behov (Stenman 2005, s.12).



*Figur 2.9 På fundamentröret utanpåliggande plaströr. Betong ses här tryckas upp till marknivå (Stenman 2005, s.13)*



*Figur 2.10 Fundamentets fästplatta. I mitten av fästplattan kan den betong som trycks upp genom fundamentets kopplingshål ses (Stenman 2005, s.13)*

Livslängden för denna typ av fundament beräknas uppgå till 60 år (Stenman 2005, s.6).

Vad gäller priset för denna typ av fundament varierar detta projektspecifikt tämligen

kraftigt. Stenman redovisar bl.a. framtagna kostnader för installation av ett fundament längs med Blekinge kustbana. Dessa beräknades uppgå till mellan 15 700 och 22 600 kr/fundament (Stenman 2005, s.14-15).

### MoFix-fundament

Liksom standardfundamentet är även MoFix-fundamentet ett prefabricerat betong-fundament, se figur 2.11 samt 2.12. Återförsäljare på den svenska marknaden är Strängbetong, produkten är ursprungligen framtagen av Steinar Mo, Track & Roads As i Norge (Stenman 2005, s.16).



Figur 2.11 Kompletterat installerat MoFix-fundament (Stenman 2005, s.23)



Fundamentens diameter uppgår till 355 mm och dess standardlängd till 4 m, (denna kan dock varieras beroende på aktuella markförhållanden). Betongkvaliteten som används till denna typ av fundament är C55. Betongröret är välarmerat med armeringsspiral samt tilläggsarmering invid fundamentbultar. Inuti betongröret finns ett injektionsrör av PVC med ytterdiametern 63 mm och innerdiameter 60 mm. Injektionsröret tillsluts efter betonginjektering med skruvkork på fundamentets ovansida (Stenman 2005, s.16-17, 20).

Figur 2.12 Ett antal MoFix-fundament (Spenncon 2009)

Fundamenten lodas vid montering in i förborrade hål vilkas diameter ej bör understiga 455 mm. Då fundamentets position kontrollerats och justerats fylls injekteringsröret med betong och fundamenten kringgjuts, se figur 2.13. På detta sätt ersätts massor som schaktats bort och fundamentet fäster väl till omkringliggande mark. Borrustrustning, lyftutrustning, blandverk för betong samt injektionsutrustning krävs vid montering, samtliga enligt givna specifikationer (Stenman 2005, s.18-20).



Figur 2.13 Gjutning av injekteringsrör och kringjutning av fundament (Stenman 2005, s.22)

Livslängden för denna fundamenttyp beräknas uppgå till 70-100 år (Stenman 2005, s.17)

Kostnaden för denna typ av fundament varierar projektspecifikt, bl.a. tillgänglighet av spår påverkar prissättning. Även faktorer som antal fundament och grundförhållanden påverkar kostnaden. Vid en tågfri tid på 5-6 timmar är kostnaden för ett fundament 16 000-24 000 kronor (Stenman 2005, s.25).

### **Ekonomi**

Ett flertal faktorer påverkar prisbilden för fundament varför jämförelse blir komplicerad. Några av dessa faktorer är:

- Tågfria tidens totala längd
  - Transport mellan upplag och arbetsplats
  - Befintlig kontaktledning
  - Närhet till befintlig stolpe eller annat hinder
  - Markförhållanden
  - Monteringssätt, borrarade fundament kostar normalt mer än grävda
  - Avstånd mellan fundamenten, serie eller strövis
  - Antalet fundament, vid ökat antal fundament sjunker i regel priset
- (Stenman 2005, s.27, 33)



### **Äldre kontaktledningsstolpar**

Dokumentation över äldre kontaktledningsstolpar, respektive dess fundament, material och kvaliteter är i princip obefintlig. Gissningsvis finns dokumentation lokalt och projektbunden, men denna information är mycket svår att hitta. Många gånger var det verkmästaren på plats som innehade all kunskap och denna information försvann då denne gick i pension (Haglund 2009, Lindgren 2009a, Nilsson 2009).

Bestämmelser för fundamenttillverkning har med stor sannolikt funnits, men då tillverkning skedde på plats användes det material som fanns tillgängligt och kvaliteten blev därför skiftande. Ingen kontroll skedde heller för att tillse att bestämmelser efterföljdes. Efter att prefabricerade fundament infördes under åttiotalet finns dock ordentlig dokumentation över fundamentens kvalitet (Lindgren 2009a). Ytterligare en förklaring till varierande kvalitet på fundamenten är att de rallarlag som verkade i olika områden innehade olika grad av kompetens (Sederholm 2009a). Inom Banverket är p.g.a. ovanstående vetenskapen om det som finns under mark skral. Under årens lopp har dock ett flertal olika projekt genomförts för att skapa en bättre uppfattning. I projekten har betong bilats ned och i många fall har konstaterats korrosion i området från överyta och ned ca. 1 dm från denna. Nedanför detta område är stålet ofta opåverkat. Slutsatsen kan dock inte dras att alla stolpar ser ut på samma sätt då mängden stolpar som ingått i studier är begränsad. Det är inte ekonomiskt försvarbart att göra masskontroller på detta sätt om stolparna fortfarande är i drift och inte konstaterats vara av sämre kvalitet (Lindgren 2009a).

Beroende på region har intresset för utvärdering och underhåll varit olika. I mellersta regionen, Dalarna, Gävletrakten, Västerås och Mellardalen, hade problem konstaterats med fundamenten, vilket ledde till att det fanns ett stort engagemang att undvika vatten i den spalt som bildas mellan stål och betong. I ett projekt testades ett flertal åtgärder beroende på fundamentens tillstånd. Bl.a. provades övertäckning av fundamenttoppens samtliga sidor m.h.a. någon typ av polymer. Resultatet blev att fundamentet inte kunde andas vilket slutligen ledde till frostsprängning (Lindgren 2009a, Sederholm 2009a, Sederholm 2009b).

### **2.2.3 Kontaktledningsstolpars miljö**

Banverkets stålkonstruktioner utomhus, däribland kontaktledningsstolpar, utsätts vanligen för en miljö tillhörande korrosivitetssklass C3 enligt BSK 99, se bilaga 1 Korrosivitetssklasser. Det förekommer dock sträckningar som bedöms tillhöra korrosivitetssklass C4, Västkustbanan är en av dessa. På bangårdar där stora mängder ståldamm påträffas, (ståldamm riskerar att öka eventuellt zinksjiktets korrosion), eller i tunnlar gäller korrosivitetssklass C5-I (Lindgren 2004c, s.5).

Beroende på vilken miljö stolparna befinner sig i uppvisas stor skillnad i kvalitet. I närheten av Riksgränsen är beståndet av kontaktledningsstolpar huvudsakligen från 1915 men ser trots sin ålder fortfarande i princip nya ut. På västkusten finns stor förekomst av klorider i luften vilket direkt ger negativa resultat (Lindgren 2009a).

## 2.2.4 Dimensionering av kontaktledningsstolpar

I Boverkets konstruktionsregler, BKR kan i avsnitt 2:111 *Materialbrott och instabilitet* läsas följande:

”Bärande konstruktioner skall utformas och dimensioneras så att säkerheten mot materialbrott och mot instabilitet i form av knäckning, vippning, buckling o.d. är betryggande under konstruktionens utförande, dess livslängd samt vid brand (Boverket 2009, s.27).”

Banverket strävar som redan nämnts efter likformighet och minimering av ingående komponenter i järnvägens infrastruktur. Idag används ett antal standardiserade kontaktledningsstolpar vilka samtliga konstrueras efter Banverkets egna konstruktionsritningar. I Banverkets standard återfinns bestämmelser om materialkvalitet, svetsning, korrosionssystem etc. Standarden hänvisar till bindande referenser såsom BKR och BSK. Vid projektering sker dimensioneringen ”baklänges” då färdiga tvärsnitt redan finns, aktuella laster begränsar vilket tvärsnitt som används (Lindgren 2009a).

Kontaktledningsstolpen och dess ingående delar dimensioneras enligt svensk standard, SS 436 01 04. Vid dimensionering av raklinjestolpe används belastningsfall 2 enligt denna standard, vilket förutom egentyngd innebär islast och samtidig vind. Islast på stolpe kan dock i allmänhet försummas och enligt Lindgren påverkar även vindsug marginellt vilket konstaterats genom erfarenhet. Stolpar vilka är avsedda för mer än en ledning skall beräknas med det antal ledningar upplagda som är mest ogynnsamt för varje enskild stolpdel (Lindgren 2004b, s.8, Lindgren 2009a).

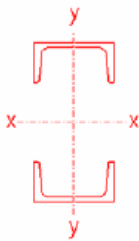
Som ovan redan nämnts har under alla år UNP-balkar använts till kontaktledningsstolpen. I perioder har även UPE- respektive USP-balkar använts (Lindgren 2009a).

Vid nybyggnation används Banverkets standardkontaktledningsstolpar av stål. Dimensioner som finns att tillgå framkommer i tabell 2.1 nedan (siffror före snedstreck anger stolpens balkdimension. Siffror efter snedstreck anger stolpens längd):

Tabell 2.1 Tillgängliga dimensioner för kontaktledningsstolpar vid nybyggnation (Nilsson 2005, s.34)

Linjestolpar finns att tillgå i följande dimensioner:	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 12/8,1</li><li>▪ 16/8,1</li><li>▪ 16/8,1 T</li></ul>
Bryggstolpar finns att tillgå i följande dimensioner:	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 20/9,0</li><li>▪ 20/9,0 T</li><li>▪ 20/20/9,0</li></ul>

I BVS 543.35511 återfinns maximalt tillåtna moment för de standard linje- och bryggstolpar som Banverket idag använder vid nyproduktion. Standarden används också vid uppgradering av banor, varför även maximalt tillåtna moment för stolpar som idag har tagits ur produktion finns med. Momenten har bestämts m.h.t. stålets hållfasthet (rättvänd och omvriden stolpe) samt utböjningen (rättvänd stolpe) relativt fundamentet<sup>1</sup>. Det som avgör huruvida momenten enligt nedanstående tabell kan användas blir fundamentets stabilitet m.a.p. hållfasthet och läge. I momentvärdena nedan ingår inte stolpens vindbelastning, inte heller utliggaren bidrar till momentet. Det dimensionerande momentet kommer enbart ifrån den vindlast som verkar på de linor som kontaktledningsstolpen håller upp (Lindgren 2004a, s.5, Lindgren 2009c).



Figur 2.14 Axlar för tillåtet moment enligt tabell 2.2

Tabell 2.2. Maximalt tillåtna moment för standard linje- och bryggstolpar 2004

Linjestolpe Typ	Tillåtet moment (x-x) [kNm]	Tillåtet moment (y-y) [kNm]
U 100	59	9
U 120	78	16
U 140	97	26
U 160	119	37
Bryggstolpe Typ	Tillåtet moment (x-x) [kNm]	Tillåtet moment (y-y) [kNm]
U 180	141	48
U 200	168	64

Kontaktledningsstolpar samt strävor idag tillverkas med en stålqualität motsvarande som lägst S235JRG2 (bestämmelser enligt NAD(S)/SS-EN 10 025+A1 och SS-EN 10 113 har företräde vid val av material) (Lindgren 2004d, s.6).

Livslängden för kontaktledningsstolparna beräknas uppgå till 40-50 år, vilket även konstaterats på erfarenhetsbasis. Naturligtvis påverkas livslängden av hur underhållet ser ut, stolpen kan säkerligen få en livslängd uppemot 100 år, men detta är inte kostnadseffektivt enligt Banverket. I regel är det dock sällan en stolpe byts ut p.g.a. att denna är defekt, mer vanligt är att en sträcka uppgraderas för nya krafter och

<sup>1</sup> ”Stolpe är normalställd när balksida är vänd mot spår och i omvridet läge när breddsida är vänd mot spår (Nilsson 2004, s.4).”

hastigheter. Vid uppgradering konstateras ofta konstruktionen vara för klen dimensionerad (Bustad 2008, Haglund 2009, Nilsson 2009).

Vidare kan i BKR avsnitt 2.13 *Beständighet* läsas:

Byggnadsverksdelar och material som ingår i bärande konstruktioner skall antingen vara beständiga eller kunna skyddas och underhållas, så att kraven i brottgräns- och bruksgränstillstånd uppfylls under byggnadsverkets livslängd. (BFS 2003:6) Är permanent skydd inte möjligt skall förväntade förändringar av egenskaperna beaktas vid dimensioneringen eller också skall konstruktionen utformas så att de påverkade delarna blir åtkomliga för återkommande skyddsåtgärder.

Råd: Med livslängd avses den vid dimensioneringen förväntade tid under vilken konstruktionen med normalt underhåll uppvisar erforderlig funktionsduglighet. Om inte annat kan påvisas vara riktigare med hänsyn till byggnadsverkets art bör den dimensionerande livslängden för konstruktioner i säkerhetsklass 2 och 3 väljas till minst

- 50 år för byggnadsverksdelar som är åtkomliga för inspektion och underhåll och
- 100 år för byggnadsverksdelar som inte är åtkomliga för inspektion och underhåll. (BFS

2003:6)

Om någon annan livslängd än de ovan angivna väljs bör detta anges i bygghandlingarna. (BFS 2003:6) (Boverket 2009, s.34-35)

Moderna kontaktledningsstolpar ytbehandlas, som ovan redan nämnts, genom varmförzinkning enligt SS-EN ISO 1461. Idag märks stolpar innan de förzinkas med artikelnummer, fabrikantens märke, tillverkningsår och månad (Lindgren 2004d, s.7).

Vid korrosivitetsklass C3 utgörs dagens rostskyddssystem av varmförzinkning. Även vid korrosivitetsklass C4 respektive C5-I används varmförzinkning som rostskydd, men då konstruktionen tillhör någon av dessa korrosivitetsklasser skall den även övermålas med mellanfärg samt täckfärg. I BSK 99 finns inte korrosionsmiljö för stålkonstruktioner ingjutna i betong beskriven. Av denna anledning tillämpas därför korrosivitetsklass Im3 vid val av rostskyddssystem (Lindgren 2004c, s.8, 15).

De varmförzinkade kontaktledningsstolparna har en mycket hög livslängd och kräver i princip inget underhåll. Korrosionshastigheten är 0,5-1,0 µm/år i atmosfär, vilket innebär en livslängd på 200 år då skiktet är 100 µm. Detta kan jämföras med vanlig rostskyddsmålning där livslängden förväntas uppgå till 15-20 år (Sederholm 2009a).

### 2.2.5 Kontroll av kontaktledningsstolpar

#### Tillståndsbedömning

Vad gäller periodiciteten för kontroll av Banverkets anläggningar är de direktiv som ges idag något svävande. Tidigare har sannolikt funnits direkta bestämmelser om besiktningfrekvenser, idag är det istället anläggningsinnehavarens, Banverkets anläggningsområdets, sak att bestämma hur ofta del i anläggning bör besiktigas. Detta faktum ger att det kan se väldigt olika ut vad gäller underhållsbesiktning i landet. Det hela är en prioriteringsfråga (Haglund 2009). Vad gäller säkerhetsbesiktning är det annorlunda. Från myndighetshåll (Elsäkerhetsverket) ställs kravet enligt lag att denna typ av besiktning skall ske minst en gång per år. Detta för skydd

av människa, djur och sak (Haglund 2009, Nilsson 2009).

Angående hur en tillståndsbedömning skall ske finns dock mer tydliga direktiv. I *Elkraftanläggningar - Fördjupad tillståndsbedömning av stålkonstruktioner*, BVH 824.33 ges anvisningar om vad som bör beaktas vid kontroller av bl.a. kontaktledningsstolpar. Känt är att korrosionsangrepp sker i övergången mellan betong och atmosfär. Angreppet kan i regel iakttas som en rostrand ca. 5-10 mm bred. Vid besiktning bör detta område därför särskilt uppmärksammas. Eventuell mätning av avfrätning i området 0-150 mm ned i betongen sker efter det att fundamenttoppen bilats ned och ingjutet gods frilagts. Stolpen som helhet bedöms med hjälp av svensk standards rostgradskala, se tabell avsnitt 3.1.2. Även uppskattning av hur stor del av färgskiktet som flagnat av skall ske. Då stolpen är varmförzinkad sker istället bedömning av kvarvarande zinksikt genom skiktjockleksmätning (Haglund 2007, s.5-6).

Det är av vikt att fundamenten är intakta och att betongen är okarbonatiserad. Okulärbesiktning utförs naturligtvis och i somliga fall tas även karbonatiseringsprover enligt Banverket givna specifikationer (Haglund 2007, s.5).

Trådläget för kontaktledning kontrolleras kontinuerligt med måttåget Strix, om läget konstateras vara förändrat kontrolleras och riktas stolparna. Detta innebär en samtidig okulär besiktning av stolparnas tillstånd (Nilsson 2009).

### **Forskning och utbildning**

1996 påbörjades forskningsprojektet *Underhåll av kontaktledningsstolpars fundament* vars syfte bl.a. var att kartlägga korrosionsbilden hos äldre delvis ingjutna kontaktledningsstolpar. Ett antal problem hos stolparnas fundament hade konstaterats från olika håll, däribland frostsprängning, sprickor, porös betong och korrosionsproblem, och ett bra underlag för kommande underhåll var eftersträvarvärt. I detta forskningsprojekt ingick representanter för bl.a. Banverket och Korrosionsinstitutet, KI. Inledande undersökningar avslutades påföljande år och visade att korrosionsangreppen hos stolparna i allmänhet begränsades till ett 5-10 cm brett band på stolpen strax nedanför övergången mellan betongfundament och luft. ”Anledningen till angreppet är att det bildas en spalt mellan stål/zink och betong och att betongytan i spalten karbonatiseras med tiden, varvid betongen förlorar sin korrosionsskyddande förmåga” (Sederholm 2003, s.8-9, Sederholm 2009a, Lindgren 2009a).

Åtskilliga fundament ingick i studien och bilades ned, en majoritet av dessa uppvisade en karakteristisk rostrand. Korrosionsbilden är tämligen vanlig på platsgjutna fundament, till skillnad från prefabricerade (Haglund 2009, Sederholm 2009a). Exakt antal och lokalisering av de kontaktledningsstolpar som ingick i förstudien har tyvärr inte stått att finna.

Något olika syn på hur spalten uppkommer förekommer. Haglund menar att den

möjligen bildas p.g.a. att stål och betong har olika utvidgningskoefficienter, även vibrationer från tåg kan antas bidra (Haglund 2009). Lindgren menar att det finns olika skäl till spaltens uppkomst, felvald betongkvalitet alternativt fel betingelser kan med tidens gång, då stolpen utsätts för olika laster, medföra att vidhäftning tappas och spalt bildas. Stora skillnader mellan platsgjutna och prefabricerade fundament förutsätts (Lindgren 2009a). Vibrationer från tåg menar även Sederholm är en stor anledning till spaltens bildande. Spalten är väldigt fin och har väl en förändring skett kommer regn in med ett lägre pH än betongens alkaliska miljö, koldioxid kommer direkt in till stålet, karbonatisering sker och korrosion är ett faktum (Sederholm 2009a).

Ovanstående forskningsprojekts observationer vad gäller korrosionsbilden hos kontaktledningsstolpar är de som refereras i Banverkets olika skrifter (exempelvis *BVH 824.33 Elkraftanläggningar Fördjupad tillståndsbedömning av stålkonstruktioner*) (Haglund 2009, Lindgren 2009a).

Forskningsprojektet fortsatte och 1998 påbörjades etapp IV, vilken bestod i att utprova reparationsmetoder för kontaktledningsstolpars fundament, utprova metoder för tillståndsbedömning och bedömning av åtgärdsbehov samt mätning av korrosionshastigheter hos kolstål och zink för korrosivitetsklassificering av olika stolpmiljöer (Sederholm 2003, s.8).

För att konstatera korrosionshastighet för kolstål respektive zink placerades provplåtar ut för fältexponering i fyra år. Antalet provplatser uppgick till fyra och valdes för att täcka Sveriges skiftande miljö från norr till söder. De olika provplatserna motsvarar havsatmosfär, lantatmosfär samt stads- och industriatmosfär (Sederholm 2003, s.10). I projektet ingick aggressiva miljöer och antalet provplatser konstaterades räcka baserat på den stora erfarenhet som finns inom KI (Sederholm 2009a). Till undersökningarna användes provplåtar av storleken 0,5x50x100 mm för kolstål respektive 1x50x100 mm för zink. Totalt 36 plåtar fördelade på fyra kontaktledningsstolpar exponerades vid varje provplats. Utvärdering gjordes för hälften av proverna efter ett år och för resterande prover efter ca. fyra års exponering. Proverna placerades dels uppmonterade på specialram, dels i en sågad skåra i betongen (4 cm djup och 3 mm bred). För de sistnämnda proverna innebar placeringen att den nedre delen av plåten var i kontakt med betongen medan den övre delen av plåten enbart stod i kontakt med luften. Den del av plåten som var i kontakt med betongen trycktes in med kil på ena sidan för bättre kontakt. Proverna i betongskåran var ett försök till simulering av en dålig spalt. Utvärderingen av provplåtarnas korrosionshastighet utfördes genom massförlustbestämning, detta efter att eventuell rost avlägsnats m.h.a. betning (Sederholm 2003, s.10, Sederholm 2009a).

Då proverna exponerats fyra år och utvärdering skulle genomföras konstaterades ett flertal prover av kolstål vara försvunna. De plåtar som trots allt fanns kvar visade vid utvärdering att korrosionshastigheten hos fritt exponerade kolstålsplåtar i luft efter ett

års exponering var något högre än efter fyra års exponering. Efter ett års exponering visade prover placerade i havsatmosfär samt stads- och industriadmosfär de högsta korrosionshastigheterna, detta oberoende om proverna delvis var placerade i betong eller om de till fullo varit fritt exponerade för luft (Sederholm 2003, s.13).

Det faktum att korrosionshastigheten var högre i början av exponeringen än under resten av exponeringstiden är det normala och beror vanligen på att korrosionsprodukterna (rosten) med tiden får en bromsande verkan på förloppet (Camitz 1994, s.21).

Korrosionshastigheten för i luft fritt exponerade kolplåtar i havsatmosfär samt stads- och industriadmosfär varierade mellan 13,6 och 15,5  $\mu\text{m}/\text{år}^2$ , vilket kan jämföras med korrosionshastigheten i lantatmosfär vilken varierade mellan 0,7 och 3,5  $\mu\text{m}/\text{år}$ . Högre halt av klorider samt luftföroreningar av  $\text{SO}_x$  och  $\text{NO}_x$  antogs vara anledningen till de högre korrosionshastigheterna i havsatmosfär samt stads- och industriadmosfär (Sederholm 2003, s.13).

För de prover av kolstål som under projektet varit delvis integrerade i betongfundamenten och delvis varit i kontakt med luft varierade korrosionshastigheten mellan 2,6 och 15,7  $\mu\text{m}/\text{år}$ . Detta intervall konstaterades både efter ett respektive fyra års exponering av proverna (Sederholm 2003, s.13).

Slutligen kunde konstateras att skillnaden i korrosionshastighet mellan fritt exponerade kolstålprover och de prover som varit placerade i betong var försumbar, vilket ansågs förvånande. Okulärt kunde konstateras att det fanns en antydning till en viss förhöjning av korrosionshastigheten strax ovan betongytan. Korrosionshastigheten för kolstålen ansågs låga både efter ett samt efter fyra års exponering (Sederholm 2003, s.13-14).

Korrosionshastigheten för i luft fritt exponerade zinkplåtar efter ett års exponering varierade mellan 0,3 och 1,1  $\mu\text{m}/\text{år}$ . Efter fyra års exponering varierade korrosionshastigheten för samma prover mellan 0,2 och 0,5  $\mu\text{m}/\text{år}$ . För de plåtar som istället delvis placerats i betong varierade korrosionshastigheten efter ett års exponering mellan 1,0 och 2,3  $\mu\text{m}/\text{år}$  och efter fyra år mellan 0,2 och 0,4  $\mu\text{m}/\text{år}$ . Korrosionshastigheten kunde efter slutliga mätningar konstateras ha minskat för samtliga prover efter fyra års exponering i jämförelse med efter ett års exponering. Även korrosionshastigheten för zinken ansågs låga, både efter ett samt efter fyra års exponering (Sederholm 2003, s.14).

Projektet konstaterade, förutom ovanstående, att det är av yttersta vikt att betongfundamenten till kontaktledningsstolparna är tillräckligt höga så att de inte helt täcks med jord, sand och sten. Korrosionshastigheten ökar betydligt i de fall då stolpen

---

<sup>2</sup> 1  $\mu\text{m}$  = 0,001 mm (Camitz 1994, s.20)

täcks med denna typ av massor då dessa innebär ett extra fukttillskott. Att betong-fundamentets topp har en lutning så att inte vatten kan ansamlas är även det av yttersta vikt. Detta gäller speciellt varmförzinkade stolpar, att zink har dåliga korrosionsegenskaper i jord och vatten är ett välkänt fenomen (Sederholm 2003, s.14, Sederholm 2009a).

## 2.2.6 Underhåll av kontaktledningsstolpar

### Definitioner

Definition av underhåll i detta sammanhang är samtliga åtgärder, som utförs under en anläggnings livstid, vilka syftar till att antingen upprätthålla alternativt återställa anläggningen till den standard som fastställts. Underhållet kan vara förebyggande eller avhjälpande. Dessa två kan i sin tur delas in i tillståndsbaserat och förutbestämt underhåll respektive planerat och akut underhåll. Konstateras underhållet inte längre vara kostnadseffektivt genomförs större utbyten och upprustningar i banan, s.k. reinvesteringar (SIKA 2009, Banverket Årsrapport 2007, s.15).

### Banverkets underhållsstrategi

Banverkets portalparagraf gällande underhåll deklarerar att detta skall bedrivas så kostnadseffektivt som möjligt m.a.p. järnvägsnätets hela livscykel. Respektive anläggningsdels livscykel delas grovt upp i tre faser; enhets utveckling och införande, enhet i drift samt avveckling av enhet. Banverket strävar idag efter att i största mån arbeta med underhåll i samtliga faser. I en enhets första fas är huvudsyftet med underhållsarbetet att förbättra förutsättningarna för hög tillförlitlighet och ett kostnads-effektivt underhåll i påföljande faser. Då en enhet befinner sig i drift sker fortlöpande tillståndsbedömningar och återkommande säkerhetsbesiktningar. Dessa resulterar vidare i en analys av underhållsbehov och eventuell åtgärd. För respektive anläggningstyp skall finnas styrande bestämmelser för planering av dess tillstånds-kontroll (Karlsson 2007, s.8-9).

Hur stort behovet av underhålls- respektive reinvesteringsåtgärder är beror på mängden tåg, tyngden på dessa och trafikens frekvens. I de fall då spåret trafikeras av tät trafik ställs höga krav på det förebyggande underhållet i syfte att förebygga fel. Detta innebär också att Banverket bedriver ett mer omfattande underhåll för stråk med högre trafik. Ytterligare en faktor som inverkar stort på behovet av åtgärder är anläggningens s.k. trafikala ålder. Dagens situation, där trafiken ökar samtidigt som underhållet ligger kvar på tidigare nivåer, innebär att trafikala åldern kommer att stiga, vilket i sin tur medför fler funktionsstörningar. Den direkta följden av detta blir att det avhjälpande underhållet, vilket är betydligt mer kostnadskrävande än ett förebyggande underhåll, kommer att öka i omfattning (Banverket Årsrapport 2007, s.15). Vid val av underhållsåtgärder skall i första hand ett förebyggande underhåll eftersträvas (Karlsson 2007, s.9).

Då en anläggning konstaterats vara i behov av en underhållsåtgärd skall den



påföljande analysen resultera i ett antal åtgärdsalternativ samt i ett s.k. noll-alternativ. Då kostnadsschabloner enligt Banverket bör undvikas skall alternativen vara såpass detaljerade att en rimlig kostnadsbedömning kan ske. Nollalternativet i sin tur beskriver konsekvens och ekonomi i det fall att åtgärd uteblir (Banverket Leverans/Anläggning 2007, s.4). Något som måste tas med i beaktande då kostnadsbedömning görs är hur åtkomligt aktuellt spår är för åtgärder. Högtrafikerade områden kräver att förebyggande åtgärder utförs på kort tid alternativt då få tåg passerar, vilket ofta är nattetid (Banverket Årsrapport 2007, s.15).

### **Ansvar**

Banverkets organisation är huvudsakligen uppdelad i två delar, en förvaltande och en utförande del. Underhållet planeras av de förvaltande enheterna. En översyn gjordes under 2006 vilken resulterade i en omorganisation av de förvaltande enheterna. Dessa är sedan 1 februari 2007; Generaldirektörens stab, Leveransdivisionen, Investeringsdivisionen samt stödfunktionerna Samhälle och planering, Expert och utveckling samt Verksamhetsstöd (Banverket 2009s, Lindgren 2009c, SIKA 2009). Bedömning av eventuella fel sker inom de olika driftsområdena, av bandriftsledare, vilka avgör om felen är av akut karaktär eller ej. Bedömningen sker i hög utsträckning utifrån erfarenhet och kunskap om trafiksystemet. Beslut om åtgärd sker dock tillsammans med förvaltare och trafikutövare. Det händer dock att exempelvis trafikutövaren föredrar att trafikera spåret med en lägre hastighet framför att stänga av spåret för reparationer (Lindgren 2009c, SIKA 2009).

Inom Banverket är kunskapen om effektivt drifts- och underhållsarbete stor, tyvärr är denna kunskap utspridd i organisationen och en sammanställning av samlade erfarenheter saknas idag. På senare år har dock införts datoriserade felrapporteringsystem, baninformationssystem etc. och insamling av erfarenheter pågår kontinuerligt (SIKA 2009). Det är bestämt att BESSY - Banverkets säkerhets- och underhållsbesiktningssystem skall användas av all personal, även av de underhållsentreprenörer som anlitas. Användning sker i den bemärkelsen att indata tillkommer systemet, tyvärr utnyttjas informationen i väldigt varierande grad. Regionellt finns förmodligen en god kännedom om olika anläggningars tillstånd, men det finns ingen översikt på nationell nivå (Haglund 2009).

### **Tillståndsbeskrivning**

För att beskriva en banas tillstånd och på så sätt kunna prioritera vilka åtgärder som bör göras, utnyttjas uppgifter om antal funktions- och tågstörningar samt omfattningen av dessa. För prioritering av åtgärder inom drift och underhåll tas även den samlade erfarenhet som finns inom Banverket, vad gäller exempelvis slitage, i anspråk. Vidare har olika föreskrifter vilka behandlar underhåll, standarder m.m. utarbetats. Självklart sker även besiktningar, både säkerhetsbesiktningar och underhållsbesiktningar, för att konstatera anläggningarnas tillstånd. Beroende på anläggningstid och hur anläggningen klassats sker de olika typerna av besiktningar med något olika intervall (SIKA 2009).

## **Underhållsåtgärder/Livslängdsförlängande åtgärder**

### ***Rostskydd kontaktledningsstolpe***

Då avfrätning i kontrollpunkter uppmätts till 3 mm eller mindre rostskyddsmålas stål-stolpen (utförande enligt BVH 543.38302). Uppmätts däremot en avfrätning som ligger inom intervallet 3-5 mm skall Banverkets respektive anläggningsområde kontaktas för bärighetsberäkning. Kontaktledningsstolpen tas ur bruk då mer än 5 mm avfrätning konstateras. Dessa rekommendationer utgår ifrån två kriterier. Det första kriteriet är att korrosionen inte skall påverka konstruktionens hållfasthet såpass att den ej längre har tillräcklig bärförmåga. Kriterie nummer två är att utböjningen vid dynamisk last inte får överskrida mer än 70 mm vid kontaktledningsnivå 5,5 alternativt 5,6 m över RÖK (Lindgren 2009c, Haglund 2007, s.8).

Konstateras rostskyddet på kontaktledningsstolpen ha tagit skada repareras detta. I de fall rostgraden på anläggningen motsvarar högst Ri 4 enligt SS-EN ISO 4628-3:2004 kan partiell ommålning utföras (se tabell avsnitt 3.1.2). Motsvarar däremot rostgraden på konstruktionen Ri5 utförs hel ommålning (Lindgren 2004c, s.9, 11, Haglund 2007, s.8).

Fram till början av 1990- talet användes blymönja<sup>3</sup> som rostskyddsfärg där denna typ av underhåll krävdes, m.a.o även på kontaktledningsstolpar, men är idag förbjuden (Rosander et al 2005, s.306). Gamla nitade/svetsade stål stolpar, som än idag är i bruk, är i regel målade med oljefärger på ett glödska d.v.s de är aldrig blåstrade. Detta innebär att det finns blymönja som grundfärg på hela konstruktionen om ej underhåll i form av målning har skett under senare tid (Haglund 2007, s.5).

Blymönja är ett förträffligt rostskydd och har god vidhäftning trots dåligt underhåll (Sederholm 2009a). Uppskattningsvis fanns ca. 4 miljoner kvadratmeter stål i Sverige som målats med blymönjefärg i början av 2000-talet. Vid borttagning av denna typ av färg vid ommålning uppstår stora avfallsproblem. Både färgrester och blästermedel, om metoden blästring används vid färgborttagning, innehåller höga halter bly som måste läggas på speciell deponi med höga kostnader som följd (Sederholm & Forssander 2002, s.3). Den mängd stål som rostskyddsbehandlats genom målning med blymönjefärg ger att det är av intresse att hitta ett miljövänligt alternativ till borttagning av densamma. På initiativ av Banverket, Elforsk och Vägverket startade Korrosionsinstitutet så ett FoU-projekt kallat ”Övermålning av blymönja som ett alternativ för rostskyddsunderhåll” år 2001, vilket gick ut på att komma fram till när blymönjan kunde sitta kvar på konstruktionen (Sederholm & Forssander 2002, s.3, 7, Sederholm 2009a).

---

<sup>3</sup> ”Blymönja: Vanligen endast mönja.  $Pb_3O_4$  eller  $PbO$ .  $PbO_2$ , blyförening av orangeröd färg, framställdes genom upphettning av blyoxid. Används som rostskyddsfärg och är fortfarande trots sin giftighet svår att ersätta med andra färgpigment för rostskyddsändamål (Wernsberg et al 1998, s.159).”

De sju objekt som ingick i projektet var olika typer av stålkonstruktioner som varit blymönjemålade och som sedan övermålats med ett färgsystem utan blymönjefärg. Genom projektet hoppades de inblandade kunna minimera och optimera kostnaderna för framtida underhållsmålning på konstruktioner målade med blymönjefärg (Sederholm & Forssander 2002, s.8). Ett av dessa sju objekt, en kontaktledningsstolpe, är placerad vid Tattby station utmed Saltsjöbanan där även detta examensarbets fältundersökning är genomförd (Sederholm & Forssander 2002, s.16).

Direkt övermålning av den befintliga blymönjefärgen är ett tänkbart alternativ till dagens kostsamma borttagning och vidare målning. Erfarenheter från USA visar att direkt övermålning i bästa fall kan förlänga korrosionsskyddets livslängd med 15-20 år. Detta skulle kunna innebära en långsiktig underhållsstrategi om övermålningen kan upprepas (Sederholm & Forssander 2002, s.8, Sederholm 2009a). Anledningen till att hela konstruktionen blåstrats då denna blivit angripen av korrosion är det faktum att processen accelererar då den väl startat, detta har krävt drastiska åtgärder. Denna tradition lever kvar, de som utför målningsarbetet vill gärna blåstra för att uppnå fullgott resultat trots studiens positiva resultat (Sederholm 2009a).

Efter att projektet genomförts kunde följande slutsatser dras:

- Vid god vidhäftning ( $\geq 2$  MPa) mellan den befintliga blymönjefärgen och underlaget, krävs det inte att färgen avlägsnas innan övermålning. Hos sex av de totalt sju stålkonstruktionerna som ingick i undersökningen fungerade de alternativa färgsystemen (ej blymönjefärg) utmärkt.
- Det är viktigt att den övermålningsfärg som väljs är kompatibel med den befintliga blymönjefärgen och har en god vidhäftningsförmåga mot gammal blymönjefärg med täckfärg.
- All löst sittande blymönjefärg, gammal täckfärg och rost skall avlägsnas före övermålning.
- Är konstruktionen fläckvis korrosionsangripen bör rostiga ytor först övermålas med lämplig grundfärg, därefter övermålas hela konstruktionen med en lämplig mellan- och täckfärg.
- Om korrosionsangrepp förekommer hos en övermålad, tidigare blymönjemålade stålkonstruktion är angreppet oftast lokaliserat i spalter i t.ex. nitförband. Det är m.a.o. av yttersta vikt att den färg som väljs för övermålning har ett aktivt rostskyddspigment och som även har en mycket god inträngningsförmåga i spalter.

(Sederholm & Forssander 2002, s.3, 35).

### ***Fundament***

I de fall ett fundament konstateras bestå av skadad betong, vittrad, mekanisk svag eller karbonatiserad betong, avlägsnas den sämre betongen genom bilning. Bilningen sker ned till fast betong alternativt minst 1 dm nedanför det område som är angripet av korrosion. Även vid pågjutning av ett oskadat fundament, exempelvis i det fall då fundamentet blivit överhöljt med makadam, bör bilning utföras till nivån 1 dm under fundamentets överkant (Lindgren 2004c, s.16, Nilsson 2005, s.33).

Den vanligaste anledningen till pågjutning av ett oskadat fundament är att rälsen under årens lopp höjs vilket i sin tur leder till att fundamentet höjs i makadam. Fyllningen som fundamentet innesluts i innebär långa våttider vilket vanligen resulterar i korrosion. För att undvika detta görs pågjutningar. För att få någon referens för hur högt fundamentet skall vara är det sagt att fundamentets överyta skall vara i linje med räls överkant, (RÖK), (Lindgren 2009a, Nilsson 2009).

Vid ny- respektive pågjutning av fundament skall betongen ha  $v_{ct} \leq 0,45$ , vara av hållfasthetsklass C30/37 och innehålla luftporbildande medel för att uppnå en frostbeständighet. Tydliga direktiv finns vad gäller provning av frostbeständighet, härdningsförhållanden etc. Viktigt vid gjutning är att undvika vattenfickor samt tillse att fundamentet uppnår en tillräcklig lutning för att fullgod vattenavrinning skall kunna ske. Har kontaktledningsstolpen målats skall gjutning ske först efter att denna torkat och härdat. Uppgjutning sker som sagt normalt upp till räls överkant, RÖK, (Lindgren 2004c, s.17).

För djupare information om Banverkets rostskyddsbehandlingar hänvisas läsaren till exempelvis *Rostskyddsbehandling av stålkonstruktioner, BVH 543.38302*.

### ***Utbyte***

Idag pågår inom Banverket ett omfattande reinvesteringsprogram där utbyte av kontaktledningsstolpar ingår. Programmet innebär att inom en relativt snar framtid kommer alla gamla stolpar att ha bytts ut, troligtvis år 2020 (Haglund 2009, Nilsson 2009).



### 3 Kunskapsläget idag

I de fall de används utsätts alla byggnadsmaterial för olika typer av nedbrytning. Beroende på hur materialet är uppbyggt, vilken miljö materialet befinner sig i etc. kan de nedbrytande processerna avancera olika snabbt. Material och materialkombinationer som fungerar utmärkt i en miljö och i denna har en hög livslängd, kan visa sig fungera helt annorlunda i en annan miljö och kanske där helt förstöras.

Förmågan hos materialen att stå emot yttre påfrestningar och trots detta behålla sina viktiga egenskaper kallas beständighet eller hårdighet. Ett material kan ha olika god beständighet mot olika former av angrepp. I samband med att ett materials beständighet diskuteras bör därför ett klagörande angående vilken typ av beständighet det rör sig om göras. Exempelvis har stål god beständighet mot angrepp av svampar men sämre beständighet mot rostangrepp (Burström 2001, s.148).

#### 3.1 Stål

Stål är en legering mellan järn och kol. Huvudsakligen består stålet av järn, halten kol i legeringen är mindre än 2%. När det gäller svetsbara konstruktionsstål ställs högre krav på lägre kolhalt, här är gränsen satt till 0,2-0,25%. Beroende på vilka legeringsämnen som tillsätts kan stål med en rad olika egenskaper framställas. Det mest frekvent använda, och även det viktigaste, legeringsämnet i stål är kol, tillsatsen av kol medför att stålet kan hårdas till den hårdhet som önskas, detta genom lämplig värmebehandling. Kol förekommer i olika faser beroende dels på vilken temperatur materialet utsätts för och dels vilken kolhalt systemet järn-kol har. Vid mycket hastig avsvälning till rumstemperatur fås en hård och spröd strukturbeståndsdel kallad martensit. Förfarandet kallas härdning (Brennert 1980, s.98, 102, Wernsberg et al 1998, s.120-121, Sperle 2008, Edström 2008).

Stål kan delas in i ett antal grupper, bl.a. efter kemisk sammansättning och tillverkningsätt. I kommersiella sammanhang delas stål in i de båda grupperna handelsstål och specialstål. I gruppen handelsstål ingår de flesta konstruktionsstål (Sperle 2008). Vad gäller konstruktionsstål förekommer ganska små skillnader i egenskaper p.g.a. den låga legeringshalten, och samma korrosionshastighet kan därför antas oberoende av fas och legering (Sederholm 2009a).

De tre mest väsentliga egenskaperna hos en legering är hållfasthet, seghet och svetsbarhet. Ytterligare en viktig materialegenskap är korrosionshårdigheten hos stålet. Hållfastheten definieras vanligen genom dragprov där minsta sträckgränsen<sup>4</sup> bestäms, denna kan ligga mellan 200-1000 N/mm<sup>2</sup>. Ovan tre nämnda egenskaper hänger i viss mån ihop, dock inte alltid. Detta innebär att materialutveckling ofta går ut på en

---

<sup>4</sup> Sträckgräns, den spänning där elastisk deformation övergår i plastisk.

optimering av dessa egenskaper. Konstruktionsstål, (ibland även kallat svetskonstruktionsstål) är en typ av optimerat stål (Wernsberg et al 1998, s.119, 128, Sperle 2008).

### 3.1.1 Ståls beständighet

Korrosion är en av de nedbrytningsprocesser som drabbar stål. Rent allmänt definieras korrosion som materialangrepp genom kemisk, oftast elektrokemisk, reaktion med omgivande medium, dock åsyftas normalt korrosion av metall (Brennert 1980, s.67). Ordet korrosion kommer från latinets *corrodere*, vilket betyder 'gnaga sönder' (Mattsson 1992, s.9)

Korrosionens förlopp och omfattning beror på sammansättningen hos det aktuella stålet samt den omgivande miljön. Ingen skadlig korrosion uppstår normalt om konstruktionen befinner sig inomhus i torra och uppvärmda lokaler. Befinner sig däremot stålet i en miljö där den relativa fuktigheten överstiger 60%, vilket är fallet utomhus i Sverige större delen av året, korroderar olegerat stål om temperaturen är över fryspunkten. Är stålet exempelvis utsatt för salter kan korrosionen fortgå ned till några minusgrader, då salterna sänker elektrolytens fryspunkt. Korrosionen ökar vid förhöjd fuktighet och temperatur samt av svaveldioxid, salter och smuts. Förorenad atmosfär eller nederbörd innebär alltså risk för ökad korrosion. Konstruktioner som befinner sig i storstads-, industri- eller havskustmiljö är därmed extra utsatta (Wernsberg et al 1998, s.131).

”Avgörande för korrosionshastigheten i utomhusatmosfär är hur långa perioder stålytan är täckt av vatten (den s.k. våttiden), vattenfilmens tjocklek och förekomst av korrosionsstimulerande ämnen i vattnet.” För stål är den kritiska fuktigheten RF ca. 80%, under denna fuktighet är fuktfilmen på stålets yta så tunn att korrosionshastigheten är försumbar. Korrosionen ökar betydligt för relativa fuktigheter över den kritiska. ”Den andel av tiden då relativa fuktigheten är 80% eller högre brukar räknas som våttid, under vilken korrosionen sker med beaktansvärd hastighet” (Camitz 1994, s.29).

Fukt- och syretillgång är avgörande för korrosionshastigheten hos ett ingjutet stål i betong. Vid torrt klimat begränsas korrosionshastigheten till följd av elektrolytbrist. Samtidigt ger ett mycket fuktigt klimat reducerad korrosionshastighet till följd av att syreinträngningen bromsas. Tendenser i tester har visat att fukt och klorider är de faktorer som påverkar korrosionshastigheten mest (Pettersson 1993, s.29, 31). Ett tredje villkor som måste uppfyllas för att korrosion på ingjutet stål skall uppstå är depassivering av stålet. Depassiveringen kan ske genom karbonatisering, klorider, andra korrosiva joner alternativt dålig kringgjutning (Fagerlund 1992, s.41).

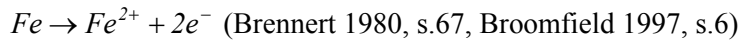
Vad gäller ingjutet stål krävs en fuktnivå över ca. 80-85% RF för att korrosion skall uppstå. Maximal korrosionshastighet uppnås då elektrolytmängden är hög samtidigt

som syrediffusionen fortfarande är förhållandevis hög, detta är fallet då RF är 90-95%. Dessa RF-nivåer är mycket vanliga i svenska utomhuskonstruktioner, detta oavsett om konstruktionen är direkt exponerad för väta eller ej (Fagerlund 1992, s.55).

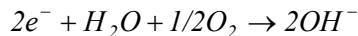
Rent generellt kan sägas att korrosion är en långsam process vilket normalt innebär att nedbrytningen av stålet upptäcks innan mer allvarliga incidenter, såsom personskador samt dödsfall, inträffar. Korrosion medför m.a.o. framförallt negativa ekonomiska konsekvenser (Broomfield 1997, s.2).

### **Elektrokemisk korrosion**

Då ett materialprov av järn placeras i vatten, kommer delar av materialet att lösas upp, en oxidation sker vid anodytan (Camitz 1994, s.18). Järnatomerna på ytan går i lösning, under bildning av järnjoner, detta enligt följande:

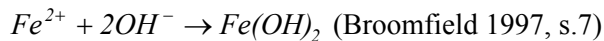


För att upprätthålla elektrisk neutralitet måste de två elektronerna konsumeras vilket görs i reaktion tillsammans med vatten och syre vid katodytan, detta enligt följande:

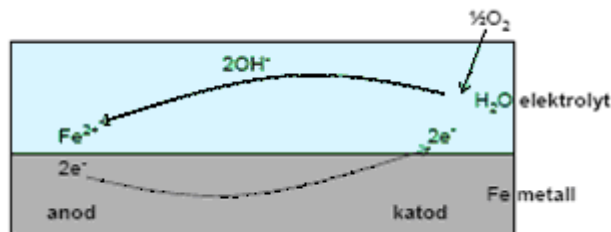


Denna reaktion förstärker betongens alkalinitet runt stålet lokalt och stärker på detta sätt det passiva lagret vid katoden (Broomfield 1997, s.6).

Hydroxiden reagerar tillsammans med järnjoner vid anoden enligt nedan:



Rost har bildats. Detta är den enklaste formeln för järnets korrosion i luftat vatten  $Fe(OH)_2$  oxideras vidare av luftens syre till  $Fe(OH)_3$  eller någon annan förening av järn(III). Föreningen brukar betecknas  $Fe_2O_3 \cdot nH_2O$ , där n markerar att föreningen har en varierande vattenhalt (Brennert 1980, s.71). För förtydligande av rostbildningsprocessen som beskrivits ovan se figur 3.1.



Figur 3.1 Rostbildning på järn (Nilsson 2008)



Reaktionerna som sker vid anoden respektive katoden ger upphov till en elektrisk potentialskillnad mellan ytorna vilken alstrar en elektrisk ström, korrosionsström. Hur hög korrosionshastighet som uppnås på anodytan bestäms bl.a. på hur lätt denna korrosionsström kan flyta i korrosionscellen. Delprocesserna bidrar samtliga till korrosionen vilket innebär att om en delprocess avstannar saktar hela korrosionsförloppet ned (Camitz 1994, s.18-19).

Rosten som blir slutprodukten av korrosionsprocessen upptar en volym som är 2-10 gånger större än stålets ursprungliga volym. Vid ingjutet stål ger volymökningen upphov till ett tryck mellan stål och betong vilket då det blir tillräckligt stort medför sprickor och avskalning. Många gånger är problemet med korroderat stål just att rostvolymen är högre och inte det faktum att stålet har förlorat i kapacitet (Poukhonto 2003, s.110, Fagerlund 1992, s.40, Broomfield 1997, s.7, 25, 36).

För att ovanstående reaktioner skall kunna åstadkommas krävs, som redan nämnts, en yta som fungerar som anod och en yta som fungerar som katod, detta för att åstadkomma en spänningsskillnad och därmed underhålla ett flöde. Anodiska och katodiska ytor kan förekomma på ett och samma metallstycke och där ge upphov till korrosionsceller. Det enda som krävs för att ett och samma metallstycke skall fungera både som anod och katod är att områden i eller intill metallytan på något sätt uppvisar inhomogenitet (Brennert 1980, s.72).

Klorider, hög temperatur och lågt pH-värde är samtliga parametrar som främjar järn- och aluminiummetallernas korrosion (Brennert 1980, s.74).

### **Luftningscell**

Då tillgång på syre är en förutsättning för att korrosion skall ske ligger det nära tillhands att dra slutsatsen att korrosionen torde ske med högst hastighet där syrekoncentrationen är som störst. Normalt sett är denna slutsats korrekt men undantag finns (Brennert 1980, s.72).

En renslipad järnbit placeras i luftat vatten och en del av materialets yta täcks med ett oledande föremål, (så att ingen galvanisk cell istället bildas mellan detta föremål och metallytan), exempelvis en glasskiva. Innan järnet placeras i lösningen hinner en passiverande oxidhinna bildas då järnet är i kontakt med luften. Detta passiverande lager skyddar till en början järnet men förstörs efterhand. På de ställen som skiktet skadas korroderar järnet med följd att syre förbrukas. I området under glasskivan blir syrekoncentrationen låg då det förbrukade syret ersätts långsamt. Då syret är förbrukat äger framförallt den anodiska reaktionen,  $Fe = Fe^{2+} + 2e^{-}$ , rum. Anodlösningen blir svagt sur av korrosionsprodukterna, d.v.s pH-värdet sjunker. P.g.a. detta faktum kan inte en återbildning av oxidhinnan ske, istället bryts densamma ner förhållandevis hastigt (Brennert 1980, s.72).

Utanför glasskivan äger den katodiska reaktionen,  $2H^{+} + \frac{1}{2}O_2 + 2e^{-} = H_2O$ , rum.

Då väte förbrukas stiger pH-värdet och lösningen blir svagt alkalisk. Nedbrytningen av hinnan sker långsamt eller inte alls i denna miljö. Denna form av korrosion förekommer ofta i spalter och kallas därför *spaltkorrosion* (Brennert 1980, s.74).

Spaltkorrosion kan ibland bero på att korrosiv vätska blir kvar i en spalt samtidigt som omkringliggande ytor torkar (Mattsson 1992, s.34).

Spaltkorrosion förekommer inte endast vid spalter mellan närliggande ytor av samma metall, utan även då en metall ligger an mot ett icke-metalliskt material (Mattsson 1992, s.35).

Närvaro av  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Br}^-$  och  $\text{I}^-$  skyndar i allmänhet på detta korrosionsförlopp (Mattsson 1992, s.35).

### **Olika typer av korrosionsangrepp**

Korrosion kan angripa materialet i olika form. Vid *allmän korrosion* (även kallad *jämn korrosion*) är förhållandena sådana att den skyddande oxidhinnan bryts ned totalt och resultatet blir en mer eller mindre jämn frätning. Vid allmän korrosion förekommer ett mycket stort antal små, ungefär lika stora anod- och katodytor intill varandra. Denna typ av korrosion kan uppstå på alla metaller (Brennert 1980, s.74, Camitz 1994, s.18-19).

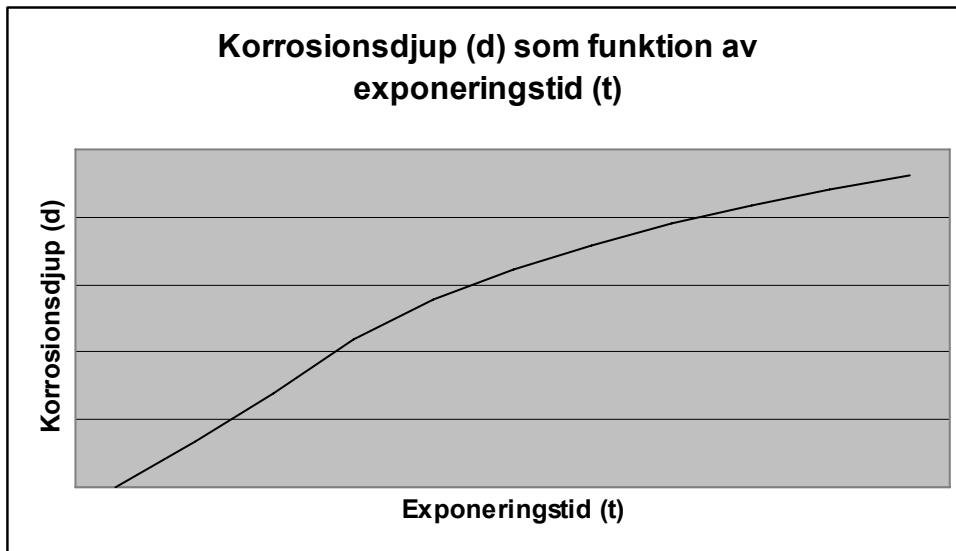
Vid *lokal korrosion* är antalet anod- och katodytor litet och ytorna befinner sig mer eller mindre separerade från varandra. Vid denna typ av korrosion är anodytan ofta liten och katodytan i sin tur stor. Vid lokal korrosion är oftast korrosionshastigheten betydligt högre än vid allmän korrosion (Camitz 1994, s.18, 20).

Ett exempel på *lokal korrosion* är *gropfrätning*, eller *punktfrätning* som det även kallas, detta uppstår då oxidhinnan endast bryts ned fläckvis där det skyddande lagret är som svagast. I detta extremfall kan det vara så att endast en anod- och katodyta existerar, vilka är tydligt separerade från varandra. Flertalet metaller kan råka ut för gropfrätning, utpräglad gropfrätning är dock ovanligt på kolstål. Gropfrätning kan många gånger orsaka svårare skador än allmän korrosion p.g.a. det faktum att den relativt snabbt kan leda till genomfrätning (Brennert 1980, s.75, Camitz 1994, s.18-19, Mattsson 1992, s.33).

Beroende på vilken typ av konstruktion som utsätts för ett korrosionsangrepp påverkar de olika typerna av korrosion konstruktionens funktion olika. När det gäller en bärande konstruktion, exempelvis spont eller pålar i grundläggningssammanhang, kan en utbredd jämn avfrätning betyda mer för bärförmågan än något eller några mer eller mindre djupa lokala frätangrepp (Camitz 1994, s.20).

### Hastighet hos atmosfärisk korrosion

Korrosionshastighetens ögonblicksvärde varierar kraftigt med fuktförhållanden för aktuell konstruktion. Korrosionshastigheten är relativt hög då en tillräckligt tjock fuktfilm befinner sig på metallytan. Är metallytan däremot torr sänks korrosionshastigheten betydligt. Observeras korrosionsförloppet under en längre tid erhålls normalt värden enligt figur 3.2 (Mattsson 1992, s. 69).



Figur 3.2 Korrosionsdjupet (d) som funktion av exponeringstiden (t)

Efter något eller några års exponering inställer sig vanligen s.k. fortfarighetstillstånd, kurvan antar då ett linjärt förlopp. I tabell 3.1 nedan anges korrosionshastigheten i olika typer av atmosfär för de vanligaste bruksmetallerna (Mattsson 1992, s.69).

Tabell 3.1 Ungefärliga värden på korrosionshastigheten vid fortfarighetstillstånd för fyra exempelmetaller i olika typer av atmosfär

	Korrosionshastighet, $\mu\text{m}/\text{år}$			
	Stål	Zink	Aluminium	Koppar
<b>Lantatmosfär</b>	5-10	0,2-2	<0,1	<1
<b>Havsatmosfär</b>	10-30	0,5-8	0,4-0,6	1-2
<b>Stads- och industriatmosfär</b>	10-60	1-16	~1	1-3

Miljöerna längs med järnvägen är vanligen inte särskilt aggressiva och liten atmosfärisk korrosion förekommer. I fält har konstaterats att zink korroderar ca. 1  $\mu\text{m}/\text{år}$  i järnvägsmiljö, detta kan jämföras med korrosionshastigheten i vägmiljö där korrosionshastigheten kan vara uppemot 7-10  $\mu\text{m}/\text{år}$  (Sederholm 2009a).

### 3.1.2 Rostskydd

Då en stålkonstruktion projekteras kan hänsyn tas till korrosion på framförallt följande två sätt:

- Stålet tillåts rosta, varvid rostmån läggs till dess dimensioner vid beräkningar av bärförmåga. Detta för att kunna ta dimensionerad last trots eventuell avfrätning.
- Stålet tillåts ej att rosta, varför stålet korrosionskyddas.

Naturligtvis kan dessa båda metoder kombineras (Camitz 1994, s.60).

Utomhuskonstruktioner av stål rostskyddsbehandlas normalt genom antingen målning eller metallisering (oftast varmförzinkning). Det är ett känt faktum att det finns gamla stål som är mer korrosionshårdiga än dagens standardstål. Ingen entydig förklaring till detta fenomen finns idag. Experimentellt har kunnat konstateras att rent järn är mycket korrosionsbenäget. Ingår däremot koppar och eventuellt fosfor och nickel som legeringselement i stålet påverkas korrosionshårdigheten på ett positivt sätt. Koppar och fosfor ingår båda två, tillsammans med krom och kisel, i låga väl avvägda halter i s.k. rosttröga stål (Wernsberg et al 1998, s.128). Rostskydd kan, förutom genom lämplig beläggning, även åstadkommas genom katodiskt skydd eller som ovan redan nämnts med rostmån (Boverket 2004, s.134).

Utomhusmiljö betraktas i regel alltid som korrosiv varför samtliga utomhuskonstruktioner bör rostskyddsbehandlas. Beroende på var en konstruktion är placerad är miljön mer eller mindre aggressiv. För korrosionsmiljöklassificering se bilaga 1 Korrosivitetsklasser (Boverket 2004, s.134).

Då rostskyddssystem väljs bör endast de system som är typprovade vid ackrediterat provningslaboratorium och dokumenterade av respektive färgtillverkare/leverantör tas i beaktande. Stor vikt bör läggas vid resultat av eventuell fältexponering, dessa resultat ger en större tillförlitlighet än resultat från accelererad provning i laboratorium (Boverket 2004, s.145).

För exempel på lämpliga rostskyddssystem hänvisas läsaren till Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK99, och avsnitt 8.72 *Beläggning*.

Vid exponering i korrosiv miljö uppträder efterhand nedbrytningsfenomen hos den rostskyddsmålade stålytan, detta i form av rostfläckar, blåsor och avflagning, särskilt vid repor i beläggningen. Tillståndet hos den målade ytan betygsätts bl.a. enligt en sexgradig rostgradsskala för rostskyddsfärger, se tabell 3.2. Skalan tar hänsyn till förekomst av rostfläckar. Vid bedömning av rostgrad används mallar. Då Ri4 konstateras hos en konstruktion är ommålning av densamma aktuell (Mattsson 1992, s.97, Sederholm 2009a).

Tabell 3.2 Rostgrader enligt svensk standard SS18 42 03 (1) (Sederholm & Forssander 2002, s.18)

<b>Rostgrad</b>	<b>Rostad yta (%)</b>
Ri 0	0
Ri 1	0,05
Ri 2	0,5
Ri 3	1
Ri 4	5
Ri 5	40/50

### **Rostskydd genom målning**

Målning är idag den dominerande rostskyddsmetoden för stål. Ett flertal olika rostskyddsfärger finns idag på marknaden och väljs utifrån ändamål och korrosionsmiljö. Målning används även i kombination med förzinkning, metoderna ger tillsammans ett rostskydd med mycket stor beständighet. Rostskyddsmålningen kan skydda stålytans yttre skikt på olika sätt, detta enligt följande:

- Isolering
- Passivering
- Katodiskt skydd

(Wernsberg et al 1998, s.133)

Isolering åstadkoms genom att färgen som appliceras är såpass tät att fukt, syre och kemiska föroreningar inte kommer igenom detta lager. Korrosion förhindras genom denna metod, om än kortvarigt. I regel måste isoleringen kombineras med ”aktiv skyddsverkan”. För att uppnå god isolering förutsätts en god vidhäftning och ett tjockt färgskikt (Wernsberg et al 1998, s.133, Brennert 1980, s.286).

Passivering är ett mer långvarigt rostskydd och fås vid användning av speciella pigment, (med pigment menas här den fasta vanligen mineraliska fasen i färg resp. lack), i grundfärgen. Dessa pigment kan vara av två slag:

- Pigment som är av oxiderande art, vilket hämmar korrosionen. Exempel på denna typ av pigment är blymönja och zinkkromat. Blymönja och även i viss mån zinkkromat är giftiga.
- Pigment som agerar offeranod (katodiskt skydd). Vanligaste pigmentet av denna typ är zinkpulver.

Metoden fodrar isolering genom ett tjockt färglager ovan den korrosionshindrande rostskyddsfärgen (Brennert 1980, s.286, Wernsberg et al 1998, s.133).

För att uppnå ett fullgott färgskyddssystem krävs vanligtvis två eller fler färgskikt som kompletterar varandra. Grundfärgen, vilken ofta innehåller aktiva rostskydds-

pigment, ingår i systemet med huvudsyfte att förhindra rostspridning under färgen samt isolera ytan. Mellanfärgen isolerar ytterligare och används ibland för att bygga upp den totala skiktjockleken. Innehållet i denna färg kan anpassas efter omgivningens speciella krav, bl.a. kan järnglimmer ingå i färgen och därmed ge ett tätare och mindre fuktgenomträngligt skikt. Färger av detta slag går under benämningen pansarfärger och är särskilt lämpade för stål som befinner sig i starkt kloridhaltig miljö. Ytterst appliceras så täckfärgen, vilken bör vara tät samt hårdig mot sol, fukt syre och föroreningar. En och samma färg kan fungera som grund-, mellan- och täckfärg (Wernsberg et al 1998, s.134).

Avgörande faktorer för rostskyddsmålningens hårdighet och livslängd är följande:

- Miljö
- Konstruktionsutformning
- Förbehandling
- Färgmaterialet
- Påföringsätt
- Skiktjocklek

(Wernsberg et al 1998, s.133)

Förbehandlingen av en stålyta som skall målas är av yttersta vikt, oavsett om färgen är av god kvalitet kan denna aldrig kompensera för en undermålig förbehandling. En väl utförd förbehandling innebär att färgen ger ett bättre rostskydd. Förbehandlingen syftar till att följande komponenter avlägsnas:

- Föroreningar (fett, vaxer, olja, smuts, sot, fukt, salter, syror etc.)
- Stålets egen valshud
- Rost
- Skadad färg

(Wernsberg et al 1998, s.134)

Beroende på vad som innan målning måste avlägsnas kan olika förbehandlingsmetoder utnyttjas. Vad gäller föroreningarna ovan kan de flesta tvättas bort med olika tvätt- och lösningsmedel. Valshud och rost däremot kan endast tas bort mekaniskt, detta genom blästring, skrapning, stålborstning, termiskt genom flamrensning eller kemiskt genom betning (Wernsberg et al 1998, s.134).



Den vanligaste förbehandlingsmetoden vid större ytor utomhus är *torrblästring*, även kallad *fristråleblästring*. Denna metod innebär att rost och färgrester avlägsnas med hjälp av torr sand och tryckluft (Mattsson 1992, s.93).

Figur 3.3 Blästring på kontaktledningsstolpe längs med Saltsjöbanan, Stockholm

Olika grundfärgssystem kan användas och dessa kräver i sin tur olika grad av rengöring. Färger på bas av blymönja och torkande olja eller fet alkyd har minst anspråk, emedan de zinkbaserade färgerna har höga krav. Zinkkornen måste få metallisk kontakt med stålytan och detta innebär att ytan måste vara väl förberedd. Vid väl utfört arbete kan de zinkbaserade färgerna ha en rostskyddseffekt som är likvärdig med en förzinkning (Brennert 1980, s.286).

System med zinkrik grundfärg eller zinkmetall som grundbeläggning har visat sig ge den längsta livslängden i respektive korrosivitetsklass för konstruktioner i atmosfär. Dessa system har även visat sig ge ett gott korrosionsskydd vid mekanisk skada i färgskiktet (Boverket 2004, s.135).

### Rostskydd genom varmförzinkning

Varmförzinkning är ett annat exempel på rostskydd. Vid varmförzinkning doppas stålet i en zinksmälta och får då en beläggning av järn-zinklegering och ett yttre rent zinkskikt. Ur rostskyddssynpunkt är varmförzinkat stål ett utmärkt konstruktionsmaterial. Utförs förzinkningen korrekt kan metoden ge mer än 100 årigt rostskydd utan underhåll. I utsatta miljöer, såsom extremt förorenad storstads- och industriatmosfär, blir livslängden något kortare 50-60 år. Valet av stålqualität är viktigt, då stålets kisel- och fosforhalt avgör zinkskiktets tjocklek. Denna metod förutsätter att konstruktionsdelen kan hanteras och få plats i zinkbadet. Långa slanka konstruktioner samt större plana plåtytor riskerar p.g.a. uppvärmningen i zinkbadet att slå sig. Denna typ av konstruktioner bör därför undvikas eller förstyvas (Wernsberg et al 1998, s.134,136).

Det varmförzinkade stålet kan av olika anledningar behöva målas. Befinner sig stålet i en aggressiv miljö eller om zinkbeläggningen är tunn kan korrosionsskyddet behöva förstärkas. Skall det varmförzinkade stålet stå i kontakt med någon annan metall, koppar exempelvis, krävs skydd mot galvanisk korrosion. Utförs detta duplex-system på ett rätt och riktigt sätt uppnås ungefär dubbelt så lång livslängd som summan av

zinkbeläggningens och färgskiktets livslängd var för sig. Vilket ovan påpekats är det även för det varmförzinkade stålet viktigt att en ordentlig förbehandling sker innan målning. Erfarenheter visar att s.k. svepblästring (d.v.s. sandblästring med fin sand, 0-0.5 mm och lågt tryck, 2-3 bar) är överlägset som behandling före målning på varmförzinkat stål av alla typer (Wernsberg et al 1998, s.136-137).

Då det förzinkade stålet gjuts in uppkommer problemet att förzinkningen angrips av betongens alkali redan vid gjutning och en stor del av skyddet förstörs därmed. Samtidigt som zinksiktet angrips bildas vätgas vilket i sin tur försvagar vidhäftningen mellan stål och betong. Metoden rekommenderas därför ej till bärande konstruktioner (Fagerlund 1992, s.79).

Ovanstående faktum har oroat användare av ingjutna zinkkonstruktioner. Korrosionshastigheten är mycket riktigt hög hos förzinkade stålprodukter under härdningsprocessen. Samtidigt bildas dock korrosionsprodukter vilka skyddar stålet, detta innebär att korrosionshastigheten i princip reduceras till noll. Sker mätningar efter ett dygn respektive efter ett år uppmäts korrosionshastigheten till ungefär 1 mm/år respektive 1,5-2 µm/år. Detta innebär att den huvudsakliga korrosionen sker de första 24 timmarna p.g.a. vätgasutvecklingen som sker. Samma mönster återfinns hos stål, korrosionshastigheten på ingjutet stål är som störst i början för att sedan avta. Detta är enligt Sederholm mycket låga värden (Sederholm 2009a).

### **Rostskydd genom ingjutning**

Normalt är ingjutet stål väl skyddat från korrosion p.g.a. betongens höga alkalinitet. Porvattnets pH överstiger normalt 12,5 och passiverar därför stålet elektrokemiskt. Ett mikroskopiskt passiverande lager av järnoxid bildas runt stålet och skyddar stålet från nedbrytning (Poukhonto 2003, s.106, Broomfield 1997, s.5-6, Fagerlund 1992, s.38). I de fall då pH nära stålet sänks till <9, exempelvis som ett resultat av karbonatisering, alternativt i de fall då kloridhalten nära stålet överskrider kritisk gräns förstörs det passiverande skiktet och stålet mister därmed sitt skydd mot korrosion (Poukhonto 2003, s.107).

En förutsättning för att betongen skall ge stålet ett gott skydd är att betongen har en tillräckligt låg porositet, att den är sprickfri och att det skyddande betongskiktet är tillräckligt tjockt. "Vanligen rekommenderas en tjocklek av minst 20 mm" (Mattsson 1992, s.115).

Förekommer en frilagd stålyta lokalt, genom sprickbildning alternativt om stålet sticker ut ur betongen p.g.a. konstruktionens utformning, kan en aktiverad stålyta uppkomma. Tillsammans med den passiverade stålytan inuti betongen bildar den aktiverade stålytan en s.k. aktiv/passiv-cell, där den aktiverade ytan agerar anod och angrips lokalt medan den passiverade fungerar som katod (Mattsson 1992, s.115).



Vad gäller delvis ingjutet stål kan följande läsas i BSK 99:

Erforderligt rostskydd för en konstruktion delvis ingjuten i betong kan åstadkommas genom att dess rostskyddssystem utsträcks till ett djup som motsvarar täckande betongskikt enligt BBK 94, tabell 7.3.2.2b, dock minst 50 mm från betongytan. Härvid förutsätts att betongytan utformas så att vattensamling inte uppkommer och att betongkvalitet och utförandeklass väljs enligt BBK 94, avsnitt 7.3.2.2.

(Boverket 2004, s.135)

Oavsett vilken metod som väljs för att reparera en skada i en konstruktion där korrosion på ingjutet gods konstaterats är det i princip alltid ett nödvändigt ont att avlägsna skadad betong och gjuta nytt. Betongen som exempelvis varit utsatt för karbonatisering alternativt kloridinträngning, se avsnitt 3.2.1. Hur betongen avlägsnas och i vilken omfattning beror på aktuella omständigheter (Broomfield 1997, s.85-86). För att god vidhäftning mellan gammal och ny betong skall uppstå krävs att gammal kvarstående betongyta skall vara rå, ren och sprickfri (Broomfield 1997, s.92).

### **Rostskydd genom konstruktiv utformning**

Utformningen av en konstruktion är mycket viktig, inte enbart skall konstruktionen klara de krafter denna utsätts för. Konstruktionen skall även klara av de påfrestningar miljön utsätter densamma för. Det är uppenbart att de områden som utsätts för stående vatten eller smuts är extra utsatta vad gäller korrosion och vid utformning av en konstruktion bör 'fickor' där detta kan ansamlas undvikas (Mattsson 1992, s.103).

### 3.1.3 Svetsbarhet

Konstruktionsstålen är speciellt utvecklade för att kunna användas i svetsade konstruktioner. Vid svetsning finns en rad alternativa metoder att välja bland. Samtliga varianter innebär dock att stålet nära det svetsade området utsätts för mycket höga temperaturer. Samtidigt som området nära den svetsade delen är väldigt varm är omgivande stål kallt och kyler snabbt och effektivt de uppvärmda delarna. Hastigheten på avkylningen ökar med ökad godstjocklek på omgivande gods. Många svåra svetsproblem uppstår just p.g.a. denna märkliga chockvärmepåverkan. Temperaturskillnaderna ger upphov till stora inre spänningar och risk för sprickor finns. Smältgränssprickor av typen kall- eller väteinducerade sprickor beror förutom på temperaturskillnaderna som orsakar spänningar bl.a. på stålets sammansättning och därmed dess egenskaper (Brennert 1980, s.136, Wernsberg et al 1998, s.127).

P.g.a. temperaturutvecklingen sker vid svetsning strukturförändringar i stålet. I området närmast svetsen blir strukturen grov p.g.a. den höga temperaturen, om avkylningen är hastig kan den slutliga fasen i sämsta fall bli s.k. martensit. Om martensit bildas blir stålet sprött vilket innebär risk för sprickor p.g.a. värme-spänningar i godset. Stål som är avsedda för svetsning innehar låg kolhalt, detta för att undvika martensitbildning.

Tillkommer väte till svetsförbandet verkar detta kraftigt försprödande. Vätekällan är i detta sammanhang fukt, i ljusbågsvärmen sönderdelas fukten då denna kommer i kontakt med järn. Fukt konstateras därmed vara bannlyst i svetssammanhang. Flera fuktkällor förekommer i sammanhanget, den vanligaste fuktkällan är dock dåligt skötta elektroder (Wernsberg et al 1998, s.127-128).

### 3.1.4 Mätmetoder

Korrosionshastighet uttrycks normalt antingen som massförlust per tidsenhet eller som frättdjup per tidsenhet hos det korroderande objektet. Massförlusten konstateras genom att vikt före och efter korrosion mäts. De gånger detta förfarande ej kan brukas kan avfrätningen bestämmas med mikrometerskruv alternativt ultraljudsmätare. På ytor som är angripna av allmän korrosion kan återstående godstjocklek mätas i ett antal punkter varefter ett medelvärde beräknas och jämförs med ursprunglig godstjocklek. Är exponeringstiden för aktuellt objekt känd kan slutligen medelavfrätningen ( $\mu\text{m}/\text{år}$ ) beräknas (Camitz 1994, s.20).

För exempel på massförluster för stål och zink i olika korrosivitetsklasser se bilaga 2 Massförluster för stål och zink.

Det faktum att korrosionshastigheten vanligen är märkbart högre i början av en exponering än resterande exponeringstid ger att fältundersökningar av korrosion bör

pågå så lång tid (i jord minst ca. 5 år) att korrosionshastigheten stabiliseras. Detta bör särskilt följas om korrosionshastigheten är tänkt att användas för prognoser om konstruktionens livslängd (Camitz 1994, s.21).

Vad gäller tillståndsbedömning av ingjutet stål kan korrosion konstateras med någon av mätmetoderna potentialkartering, LPR alternativt EIS. Dessa icke destruktiva metoder ger dock såpass grova uppskattningar att de knappast säger något i fallet med kontaktledningsstolpe i fundament. I betongkonstruktioner brukar normalt sett korrosion kunna indikeras genom analys av kloridhalt, men kontaktledningsstolpar befinner sig vanligen inte i den typ av miljöer där klorider finns närvarande. Det är inte ovanligt att man stirrar sig blind på klorider och glömmer fukten som kan vara nog så farlig. I detta fall är det karbonatisering som ofta är boven i dramat. I första hand är det alltså istället okulärundersökning av stolpe samt fundament som är aktuellt. Givetvis är det säkraste sättet att korrekt konstatera kontaktledningsstolpens tillstånd att bila ned betongen och granska konstruktionen (Sederholm 2009a).

### 3.2 Betong

Betong är ett kompositmaterial, där huvudbeståndsdelarna är cement, vatten och ballast (sten, grus och sand). Förutom dessa komponenter används även tillsatsmedel (exempelvis luftporbildande medel) samt tillsatsmaterial (exempelvis silikastoft) vilka tillsätts för att på olika sätt påverka betongens egenskaper. Proportioneringen av betongen är av yttersta vikt för att den slutliga produkten av hårdnad betong skall uppfylla ställda krav gällande hållfasthet, beständighet, estetik etc. (Burström 2001, s.205, 213-216).

Cementpastans (cement och vatten), och därmed även betongens egenskaper, kommer under sin livstid i hög grad att bestämmas av proportionen mellan blandningsvatten och cement, det s.k. vattencementtalet, vct. Detta definieras enligt följande:

$$vct = \frac{W}{C}$$

$W$  mängden blandningsvatten [kg], [kg / m<sup>3</sup>] eller [l / m<sup>3</sup>]

$C$  mängden cement [kg] eller [kg / m<sup>3</sup>]

(Burström 2001, s.205)

Cement går under definitionen hydrauliskt bindemedel, som namnet antyder hårdnar cement genom en spontan reaktion med vatten. Slutprodukten är beständig mot vatten. De kemiska reaktionerna mellan cement och vatten, s.k. hydratation, startar omedelbart vid blandning av delmaterialen. Cementgelen som bildas vid reaktionen innehåller framförallt kalciumsilikathydrat och kristaller av kalciumhydroxid. Reaktionen är långsam och då en ny konstruktion gjuts är det först efter några timmar som pastan överhuvudtaget börjar att stelna. Hydratationen fortsätter tills all cement reagerat vilket kan ta oerhört lång tid. Beroende på betongsammansättning förekommer konstruktioner där hydratationen ej är fullständig trots att konstruktionens förväntade livslängd är uppnådd. Reaktionshastigheten är som högst under de första dygnen för att sedan gradvis avta. Hastigheten minskar då gelstrukturen runt cementkärnorna blir tätare och vatten får allt svårare att ta sig in till de ohydratiserade kärnorna (Burström 2001, s.207, 209, 223, 225-226).

Betong är ett poröst material. Hårdnad betong har en total porositet som varierar mellan ca. 12 och 20%. Genom hydratationen bildas s.k. gelporer och kapillärporer. Gelporererna befinner sig i cementgelen och är betydligt finare än kapillärporerna. Kapillärporerna i sin tur upptar det tomrum som efterlämnas av det vatten som binds kemiskt. Vatten som binds kemiskt utgör endast 75% av den volym vattnet hade innan bindning. En högre vattenhalt innebär m.a.o. en större mängd kapillärporer. Detta i sin tur innebär att cementpastans permeabilitet ökar med både sänkt hållfasthet och beständighet som följd (Burström 2001, s.224, 228, 248).

Betongens mest provade egenskap är materialets hållfasthet, framförallt dess tryckhållfasthet. Anledningen till detta är att tryckhållfastheten mer eller mindre är starkt sammankopplad med andra egenskaper som beständighet och täthet och därför ger en god bild över betongens allmänna kvalitet. Ballastpartiklarna i betongen är i regel av högre hållfasthet än cementpastan. I de fall då betongen är korrekt komprimerad bestäms därför dess hållfasthet helt och hållet av cementpastans hållfasthet (Burström 2001, s.241-242)

Betong räknas idag som ett av de viktigaste byggnadsmaterialen (Burström 2001, s.204).

### 3.2.1 Betongs beständighet

De största beständighetsproblemen gällande betong i Sverige är:

- Frostangrepp
- Armeringskorrosion, (huvudsakligen karbonatiserings- respektive kloridinitierad)
- Kemiska angrepp

(Burström 2001, s.247, Broomfield 1997, s.16)

För en korrekt bedömning gällande en konstruktions aktuella tillstånd och beständighet krävs god kännedom om konstruktionsmaterial, verkande krafter samt miljön konstruktionen befinner sig i, för att kunna konstatera dominerande nedbrytningsprocess/-er. Vid analys av nedbrytningsprocesser hos betong har det visat sig att de viktigaste faktorerna att ta i beaktande när det gäller materialets hållbarhet är betongens struktur och dess permeabilitet. Experiment har visat att kompakta material, såsom betong, är extremt känsliga för defekter i sin struktur (Poukhonto 2003, s.3, 98).

Hos armerade betongkonstruktioner är en av de viktigaste faktorerna som begränsar livslängden korrosion av armeringen (Lundgren 2004, s.1).

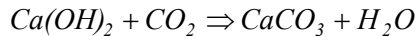
I betongen finns porer och sprickor i ett brett spektrum av former och dimensioner. Dessa bildar tillsammans ett system där fukttransport sker. Interaktionen mellan betong och den miljö betongen befinner sig i bestäms i hög utsträckning av hur detta system ser ut. Porerernas dimensioner varierar mellan  $10^{-2}$  m och  $10^{-10}$  m. Det har konstaterats att särskilt två typer av porer påverkar betongs beständighet, kapillärporer med radier mellan uppskattningsvis  $10^{-4}$  m och  $10^{-8}$  m och tätt packade luftfyllda porer med dimensioner mellan  $10^{-2}$  m och  $10^{-4}$  m (Poukhonto 2003, s.98-99).

Vattentransport i betong sker i vätske- respektive gasform och drivs av kapillärkrafter, temperaturgradient alternativt hydrauliskt tryck (Poukhonto 2003, s.102).

### **Karbonatiseringsinitierad korrosion**

Karbonatisering innebär en kemisk reaktion där koldioxid samt betongens kalciumföreningar alternativt alkaliska komponenter är reaktanter. Luftens koldioxid diffunderar långsamt genom betongens yta in i porsystemet (Fagerlund 1992, s.38).

Karbonatisering brukar exemplifieras med följande formel:



$Ca(OH)_2$  : kalciumhydroxid, släckt kalk

$CO_2$  : koldioxid

$CaCO_3$  : kalciumkarbonat

$H_2O$  : vatten

(Poukhonto 2003, s.107)

Karbonatisering och även kloridinträngning är unika processer på det sätt att de i princip inte skadar betongen utan istället attackerar det ingjutna stålet (Broomfield 1997, s.16). I en okarbonatiserad betong är pH-värdet >12,5 och i betongen ingjutet stål befinner sig p.g.a. det höga pH-värdet i ett passivt tillstånd. Det är de alkaliska reaktionsprodukterna från cementreaktionen (natriumhydroxid, kaliumhydroxid, kalciumhydroxid) som finns lösta i betongens porvatten som skapar den basiska miljön. Så länge miljön, stålet befinner sig i, är alkalisk kan det passiva lagret återbildas vid eventuell skada (Broomfield 1997, s.5-6, Fagerlund 1992, s.38). Vid reaktion mellan koldioxid och alkalihydroxider sjunker betongens alkalitet och därmed ges ett försämrat korrosionsskydd (Poukhonto 2003, s.107). En relativt tydlig karbonatiseringsfront utvecklas och drivs längre och längre in i betongen. Fronten utgör gränsen mellan den yttre zonen av karbonatiserad betong där pH understiger 9 och den inre zonen av okarbonatiserad betong där pH fortfarande är relativt högt. Då fronten så småningom når det ingjutna stålet aktiveras korrosionsprocessen. Därefter beror korrosionshastigheten hos stålet i första hand på hur snabbt syre kan diffundera in i konstruktionen. I värsta fall kan korrosionshastigheten för ingjutet stål motsvara mångdubbel hastighet i jämförelse med vanlig atmosfärisk korrosion (Fagerlund 1992, s.38).

Vid stationära förhållanden ökar teoretiskt sett karbonatiseringsdjupet enligt nedanstående samband, detta stämmer för övrigt väl överens med figur 3.4:

$$x = k \cdot \sqrt{t}$$

$x$  : karboniseringsdjup

$k$  : konstant, beror på de variabler som beskrivs i efterföljande text

$t$  : tiden

(Fagerlund 1992, s.46)

Karbonatiseringshastigheten avgörs av ett flertal faktorer, vilka räknas upp nedan:

**Mängden karbonatiserbar kalk:** En högre kalkhalt respektive en högre alkalihalt innebär en långsammare karbonatiseringshastighet då reaktionen även kräver ökad halt CO<sub>2</sub> (Fagerlund 1992, s.42, Broomfield 1997, s.17).

**Halt CO<sub>2</sub> hos omgivande luft:** En högre halt koldioxid i förhållande till den mängd kalk som finns i betongen innebär en snabbare karbonatiseringshastighet. Detta faktum gör att karbonatiseringsprocessen blir avhängig av var konstruktionen är lokaliserad. I exempelvis industrimiljö alternativt vältrafikerade områden är tillgången på koldioxid hög (Fagerlund 1992, s.42).

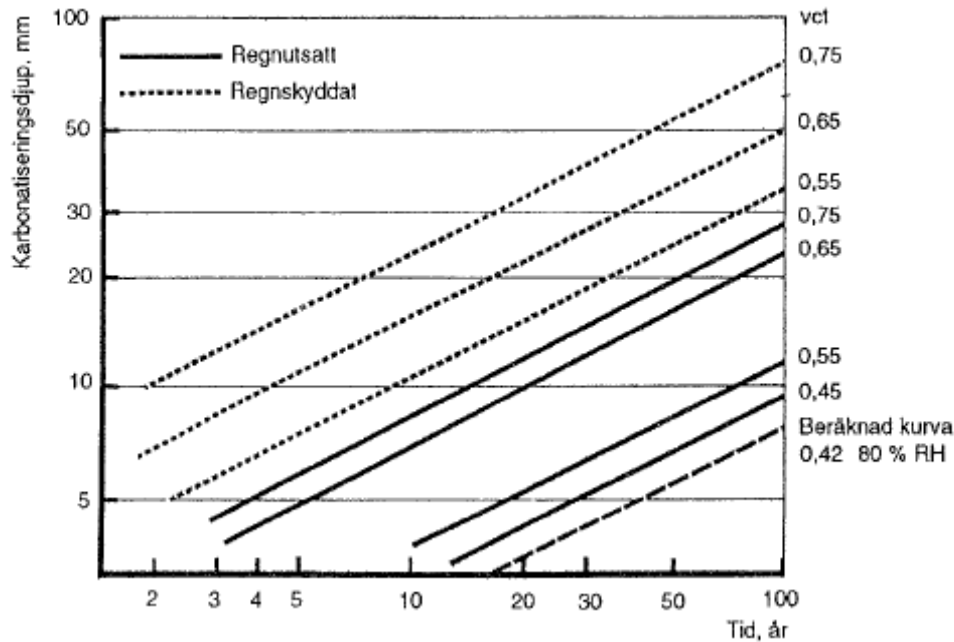
**Betongens täthet:** Betongens täthet beror i hög grad av dess vct. Ett lägre vct ger en tätare betong vilket leder till en mer långsam gasdiffusion. Koldioxid som ju är en nödvändig komponent för ovanstående reaktion diffunderar in i betongen. Ju lägre diffusionskoefficienten för CO<sub>2</sub>-diffusion är desto långsammare karbonatisering fås alltså. Detta innebär att ett lågt vct är positivt för betongens motstånd mot karbonatisering. Ett lågt vct är även positivt på så sätt att betongen normalt har högre halt cement vilket innebär en ökad mängd karbonatiserbar kalk (Fagerlund 1992, s.40, 38, Broomfield 1997, s.17).

**Fukttillståndet i täcksikt:** Karbonatiseringsprocessen kräver tillgång till fukt, men då den även kräver tillgång till koldioxid blir effekten komplicerad. Diffusion av gaser sker nämligen betydligt långsammare i vatten än i luft. Detta innebär att ingen eller mycket långsam karbonatisering sker i mycket torr betong. Även i en helt vattenmättad betong sker karbonatiseringen ytterst långsamt då koldioxidinträningen i stort sett blockeras av porvatten. Optimala förhållanden för karbonatisering är i normal inomhusmiljö, d.v.s. i ca. 50-60% RF. (Höjd relativ fuktighet ger även en ökad fukthalt i porsystemet) (Fagerlund 1992, s.42).

**Fukthårdning före karbonatisering:** Det har konstaterats att en bristfällig fukthårdning medför en starkt ökad permeabilitet vilket i sin tur ger upphov till en ökad karbonatiseringshastighet (Fagerlund 1992, s.42).

Sprickor kan tyckas verka negativt i korrosionssammanhang, men analys av äldre spruckna konstruktioner har visat att sprickor, även förhållandevis grova sådana, i täcksikt har marginell betydelse för livslängden i samband med karbonatisering. Detta förutsätter dock att klorider saknas och att sprickorna är vinkelräta mot armeringen. I direkt anslutning till en sprickzon sker en snabb korrosion men korrosionsprodukterna tätar sprickan och därefter sker återalkalisering från angränsande betong (Fagerlund 1992, s.52-54).

Genom omfattande mätningar av karbonatiseringsdjup hos befintliga konstruktioner kopplade till teoretisk analys av fuktnivåer och diffusionskonstanter har Tuutti lyckats formulera diagram över maximala karbonatiseringsförlopp då portlandcement använts, se figur 3.4 nedan (Fagerlund 1992, s.47).



Figur 3.4 Diagram över övre gränsvärden för uppmätta karbonatiseringsdjup (medelvärden) hos betong med portlandcement (Tuutti 1982, s.55)

### Kloridinitierad korrosion

En kloridattack fungerar något annorlunda som depassiverande mekanism jämfört med karbonatisering. Även kloridjonerna attackerar det passiverande skiktet på stålet men betongens pH påverkas ej på samma sätt. Jonerna konsumeras inte men medverkar till att bryta ned det passiva skiktet och tillåter en snabbare korrosionsprocess. Kloriderna fungerar istället som en katalysator för korrosionsprocessen när tröskelvärde nåtts (Broomfield 1997, s.22).

I fallet kloridinitierad korrosion avgörs initieringstiden fram till att korrosion startar av i första hand tre faktorer vilka är:

- Kloridkoncentration vid betongytan.
- Tröskelnivån på den halt av fria klorider som medför korrosion.
- Transporthastigheten för kloridjoner i täcksiktet (Fagerlund 1992, s.58).

Klorider kan tillföras en betongkonstruktion på ett flertal sätt. Betongkonstruktioner utsätts för klorider i närheten av havsvatten alternativt i samband med tösaltning.



Kloridkoncentrationer i Nordsjön längs med Sveriges västkust är normalt ca. 17 g Cl<sup>-</sup>/l, till skillnad från Sveriges östkust där kloridkoncentrationen i Östersjön ligger på ca. 4-9 g Cl<sup>-</sup>/l. Extra höga värden förekommer troligtvis i exempelvis plaskzonen där anrikning av klorider kan uppnås. Vid tösaltning är kloridkoncentrationen starkt varierad. Denna exponering förekommer för övrigt periodvis vilket måste anses gynnsamt. Förutom miljöberoende tillskott av klorider kan även betongen avsiktligt ha tillsatts klorider vid tillverkning.

Cement kan binda en viss mängd klorider kemiskt. Vidare kan klorider adsoreras på betongens porväggar. I de fall kloridförekomst sammanfaller med karbonatisering i betong uppstår en negativ synergieffekt där karbonatiseringsfronten skjuter en ökande halt klorider framför sig och slutligen orsakar korrosion. Detta föranleder rekommendationen att aldrig med avsikt tillsätta kalciumklorid till betong, exempelvis genom att använda havsvatten istället för rent vatten (Fagerlund 1992, s.59-60, Broomfield 1997, s.20-21).

Klorider upptas, då dessa kommer utifrån, av betongen genom ett flertal processer. Den initiala mekanismen förefaller dock vara absorption, särskilt gäller detta då betongytan är torr. Absorptionen sker genom någon typ av kapillärsugning i porerna och vidare av ren diffusion (Broomfield 1997, s.22).

Tröskelnivån av fria klorider för start av korrosion beror i första hand på halten hydroxidjoner (OH<sup>-</sup> - joner) i porvattnet runt järnen (Fagerlund 1992, s.60). Den kritiska jonkoncentrationen för korrosion av stål i kloridhaltiga vattenlösningar framställs vanligen med Hausmanns villkor, vilket konstaterats i laboratorietester. Detta lyder som följer:

$$\frac{Cl^- \text{ - koncentrationen (mol/l)}}{OH^- \text{ - koncentrationen (ekviv/l)}} \geq 0,6$$

(Fagerlund 1992, s.60, Poukhonto 2003, s.109, Broomfield 1997, s.23)

För djupare studium av villkor för kloridhalt hänvisas läsaren till Fagerlund alternativt Tuutti.

En högre halt hydroxidjoner, OH<sup>-</sup>, innebär att en högre halt fri klorid är acceptabel, då dessa joner konkurrerar med kloridjonerna om adsorptionsplatser på stålytan och därmed tränger undan dessa från ytan. Även ett minskat vct och osprucken betong torde tillåta ett högre tillåtet tröskelvärde då kloriderna även här hindras att adsorberas vid stålytan (Fagerlund 1992, s.61-62).

Vilken koncentration hydroxidjoner en betong får bestäms av följande faktorer:

**Cementets alkalihalt:** En högre halt lösliga alkalier (natrium, kalium) ger även en högre hydroxidkoncentration. En sänkt alkalihalt kan uppvägas genom en måttlig sänkning av vct (Fagerlund 1992, s.64).

**Vattencementtalet:** I princip all alkali går i lösning i betongens porvatten. Därmed leder ett minskat vct till en kraftig ökning av hydroxidkoncentrationen. Detta dels genom att cementshalten, och därmed alkalimängden, ökar, dels genom att mängden porvatten är reducerad som en följd av lägre vct. Teoretiska beräkningar visar att en betong med rent portlandcement och ett  $vct \leq 0,4$  innebär nästintill passivitet för injutet stål mot en kloridkoncentration som motsvarar Atlantvatten, d.v.s. ca. 20 g Cl/l. Väljs däremot en betong med högre vct exempelvis fås en begränsad livslängd (Fagerlund 1992, s.59, 64).

**Urlakning:** Relativt stora mängder kalciumhydroxid (ca. 1,85 g/l vid 0°C) kan lösas av rent (mjukt) vatten. Då en porös betong eller en betong med sprickor i utsätts för vattengenomströmning blir därför resultatet att betongen gradvis blir av med den kalciumhydroxid som bildats vid cementreaktionen. Mjukt vatten förekommer bl.a. i svenska fjällkedjan, i myrar och inom processindustrin (Fagerlund 1992, s.91).

**Uttorkningsgraden:** Mängden porlösning minskar vid sänkt fukthalt samtidigt som mängden hydroxidjoner förblir oförändrad. En ökande uttorkning hos betongen innebär därmed en ökande koncentration hydroxidjoner (Fagerlund 1992, s.64-65).

**Mineraliska tillsatsmaterial:** Då silikastoft tillsätts betongen sker en sänkning av porvattnets pH-värde. Detta sker sannolikt p.g.a. att silikastoftet reagerar med av cementet frigjord hydroxid. Även tillsats av flygaska alternativt granulerad masugns-slag har visats sig innebära en sänkning av pH (Fagerlund 1992, s.65-66).

Transporthastigheten för kloridjoner är normalt såpass hög att vid tillräckligt hög yttre kloridhalt riskeras begynnande armeringskorrosion inom några få år oavsett betongkvalitet. För att undvika korrosion bör därför fokus ligga på att försöka höja tröskelvärde och öka motståndet mot kloridinträngning genom att sänka vct. En sänkning av vct innebär inte endast ett höjt tröskelvärde utan även att kloridernas diffusionshastighet minskar. Val av cement och mineraliska tillsatsmaterial är ytterligare två faktorer som kan påverka diffusionshastigheten hos kloridjonerna (Fagerlund 1992, s.66-70).

I de fall då korrosion initieras i närvaro av klorider är korrosionshastigheten mångdubbelt högre än i fallet karbonatiseringsinitierad korrosion. Har korrosionsprocessen väl inletts förväntas därför konstruktionens livslängd bli kort. Vid ca. 90 à 95 % RF nås maximal korrosionshastighet. Inte sällan verkar dock maxhastigheten nås vid något lägre RF än vid karbonatiseringsinitierad korrosion. Vidare tycks kloridinitierad

korrosion kunna förekomma även vid tämligen låga RF (Fagerlund 1992, s.74-75, Broomfield 1997, s.19).

Negativa effekter av exempelvis utstickande stål är ännu mer tydliga då korrosionen sker i närvaro av klorider i jämförelse med karbonatiseringsinitierad betong (Fagerlund 1992, s.75).

### **Ytterligare skademekanismer**

#### ***Frostsprängning***

Då vatten fryser till is expanderar dess volym med 9- vol%, detta gäller även porvattnet i betong. Vid isbildning måste det vatten som inte fryser pressas undan från den por där isbildning sker till närmaste luftfyllda utrymme. På detta sätt sker en tryckutjämning. Saknas utrymme i form av luftporer resulterar expansionen i oerhört höga inre tryck vilket kan ge upphov till kollaps av porväggar respektive avskalning, betongen sprängs sönder. Av avgörande betydelse är även avståndet mellan luftporerna. Ett kortare avstånd mellan luftporerna innebär en mindre påfrestning på betongen. I den betong som traditionellt använts innehåller varje m<sup>3</sup> 120-180 liter porer vilka är så små (<0,5µm) och har en sådan struktur att dessa lätt vattenfylls i de fall då betongen under längre eller kortare tid utsätts för fritt vatten. Särskilt betongens ytpartier vattenfylls i samband med nederbörd etc. (Fagerlund 1992, s.7-9).

Frysning av betong leder till reduktion av hållfasthet men även ändring av andra materialegenskaper p.g.a. de skador i materialstrukturen och de mikrosprickor som uppstår. I vilken utsträckning betongen skadas bestäms av materialets vattenmättnad och frekvensen frysning/tining (Poukhonto 2003, s.102, Fagerlund 1992, s.7).

All betong innehåller en viss naturlig lufthalt som fås framförallt p.g.a. ofullständig komprimering. Denna naturliga lufthalt kan i vissa fall vara tillräcklig för att skydda betongen. Vanligtvis krävs dock extra luftporer, vilket tillförs betongen genom s.k. luftporbildande tillsatsmedel, för att skydda materialet. Det luftporbildande materialet skapar mängder med mycket små och finfördelade luftporer med storlek ca. 0,05-0,3 mm. Luften i porerna kvarhålls i betongen av den omgivande, vattenmättade och finporösa cementpastan under i princip obegränsad tid. Försök har visat att betonger med lufthalt över 3,5% uppvisar god frostbeständighet. Förutom en ökad lufthalt ger ett mer finporöst system av luftporer en högre frostbeständighet p.g.a. de korta transportavstånden mellan luftporerna (Fagerlund 1992, s.7, 9, Burström 2001, s.214).

I princip all svensk utomhusbetong tillverkad före 1965 saknar extra luftinblandning och torde därmed ha en låg potentiell frostbeständighet. Trots detta har många av dessa äldre betongkonstruktioner tvärtom visat på förvånansvärt god frostbeständighet i saltfria miljöer (Fagerlund 1992, s.10).

Förutom lufthalten och luftporstrukturen har betongens vct stor påverkan på

materialets frostbeständighet. Ett lägre vct innebär en tätare betong med långsammare vattenupptagning samt en mindre mängd frysbart vatten. Med sänkt vct fås dessutom ett finare luftporsystem med minskat luftporavstånd (Fagerlund 1992, s.11).

Med dagens vetenskap om frostpåverkan rekommenderas lufthalten i saltfri miljö omedelbart före gjutning aldrig understiga 4,0% i en normalbetong med stenstorleken 32 mm. Medelvärde bör i sin tur uppgå till minst 5,0% p.g.a. spridningen. Vct bör understiga 0,6, ett minskat vct är att föredra. Då konstruktionen istället befinner sig i miljö där salter finns närvarande är kraven högre. Frostpåkänningarna ökar påtagligt då betongytan exponeras för salthaltigt vatten före och/eller under en nedfrysning. I en miljö där salt förekommer rekommenderas därför lufthalten omedelbart före gjutning aldrig understiga 5,0% i en normalbetong med stenstorleken 32 mm. Medelvärde bör i sin tur uppgå till minst 6,0% p.g.a. spridningen. Vct bör understiga 0,45, även i detta fall är ett minskat vct att föredra (Fagerlund 1992, s.10, 27, 29).

Livslängdsberäkningar för frostbelastade betongkonstruktioner är svåra att genomföra och är förknippade med stor osäkerhet. Livslängden avgörs rent principiellt av den hastighet som luftporsystemet fylls av vatten under reella förhållanden. Efter en viss tid överstiger luftporavstånden någonstans i betongen det kritiska avståndet och vid frysning uppstår frostska. Tiden till detta sker är livslängden (Fagerlund 1992, s.23).

#### ***Urlakning***

Vid hydratationen bildas som ovan redan nämnts kalciumhydroxid, denna förening är löslig i rent (mjukt) vatten. Utsätts en otät betong alternativt en betong med sprickbildning för vattenströmning kan avsevärda mängder kalciumhydroxid gradvis lösas av vattnet. Om kalkförlusten blir tillräckligt stor bryts även kalciumsilikathydrater ned, urlakningen kan därför medföra stora hållfasthetsförluster. Porös betong med låg grad av vattentäthet och hög sprickbildning är extra utsatt för detta fenomen. Det skall tilläggas att urlakning begränsas till betongkonstruktioner som befinner sig i miljöer där mjukt vatten förekommer. Svenska fjällkedjan, myrar samt processindustrin är exempel på där mjukt vatten existerar (Fagerlund 1992, s.91).

#### ***Sprickbildning***

Det har visat sig att praktiskt taget alla betongkonstruktioner uppvisar sprickor. Trots detta faktum finns dock skäl att kontrollera att sprickbildningen inte blir för stor, p.g.a. att sprickorna påverkar beständighet, bärförmåga, styvhet, nedböjning, täthet m.m. Korrosionsrisken hos armeringen är ett av de stora problemen vid betongsprickor (Isaksson et al 2005, s.443).

Sprickor i betong kan uppkomma av ett antal orsaker. Cementets värmeutveckling, krympning och belastning är tre av dessa.

Hydratationen, d.v.s. reaktionen mellan cement och vatten, är en s.k. exoterm

reaktion, vilket innebär att energi frigörs. I detta fall frigörs energin i form av värme. Värmemängden som avgår anses proportionell mot betongens cementmängd. Värmeutvecklingen resulterar självklart i en temperaturförändring. Beroende på hur temperaturutvecklingen i konstruktionen ser ut kan både ytsprickor och genomgående sprickor uppkomma. Sprickbildningen blir vanligen kvarstående och påverkar betongen negativt m.a.p. beständighet, täthet etc. (Burström 2001, s.228, 230).

I samband med att betong torkar sker en samtidig krympning. Denna krympning kan leda till kantresning eller krympsprickor. Krympningen sker framförallt p.g.a. cementpastans ihopdragning då vatten lämnar porsystemet. Betongens sammansättning och den miljö, d.v.s. den relativa fuktighet (RF), där konstruktionen befinner sig är de faktorer som bestämmer hur stor krympningen blir. Vattenhalten vid tillverkningen är i särklass den viktigaste faktorn vad gäller huruvida betongen kommer att krympa (Burström 2001, s.245-246).

Utsätts konstruktioner av betong för ett böjande moment kan dessa gå till brott, antingen p.g.a. tryckbrott i betongen och/eller plasticering av armeringen. Böjda element dimensioneras normalt så att det senare inträffar först, detta för att undvika spröda brott. Ett segt beteende hos konstruktionen är på många sätt fördelaktigt, bl.a. ges förutsättningen att upptäcka eventuella brott innan hela konstruktionen går sönder. Det har dock konstaterats att det oftast inte är sprickor som uppkommit p.g.a. yttre laster som ger upphov till problem, utan sprickor som uppkommer av andra orsaker. Detta är viktigt att poängtera (Isaksson et al 2005, s.312, 446).

### ***Sulfatangrepp***

Jord och vatten innehållande vattenlösliga sulfater ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) kan medföra stor skada på betongkonstruktioner. Sulfaterna tas upp av betongen och reagerar där med de aluminatföreningar som ingår i materialet. Aluminatföreningarna kommer ifrån cementets innehåll av trikalciualuminat ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ , förkortas  $\text{C}_3\text{A}$ ). Slutprodukterna som kommer av de kemiska reaktionerna är starkt svällande och expansionen leder inte sällan till totalt sönderfall av betongstrukturen. I Sverige uppgår dock sällan sulfathalten i jord och vatten till kritiska värden över vilka sulfatangrepp förväntas. Trots detta faktum förekommer fall av sulfatangrepp, då anrikning av sulfat sker vilket kan leda till mycket höga nivåer. Sprutbetong och andra betongbeklädnader i bergrum är exempel på fall där anrikning kan ske (Fagerlund 1992, s.81).

För att undvika sulfatangrepp, där risk finns för att detta skall uppstå, bör ett s.k. sulfatresistent portlandcement med begränsad halt av trikalciualuminat väljas. I Sverige definieras sulfatresistent cement då  $\text{C}_3\text{A} < 3,5\%$ . Vidare ökar sulfatbeständigheten vid sänkt vct och god fukthårdning (Fagerlund 1992, s.82-83).

### 3.3 Livslängdsdimensionering

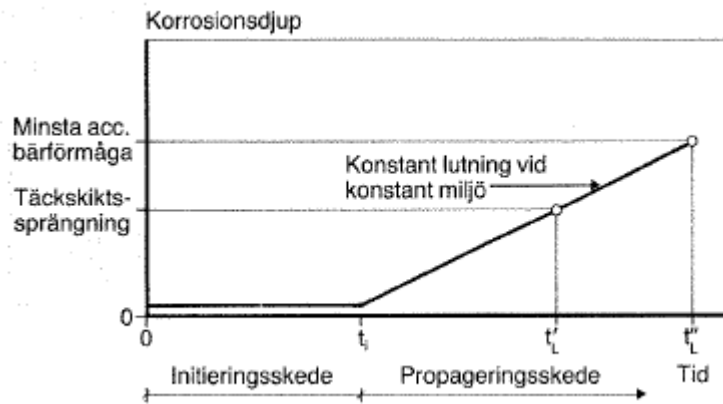
Armerade betongkonstruktioner dimensioneras idag rent generellt efter nationell norm och standard vilka uppfyller krav på säkerhet och funktion. Viktigt att beakta är även hur andra faktorer, såsom exempelvis ålder och miljö, påverkar en konstruktion. Det bör även noga beaktas att laster samt övriga faktorer kan samverka negativt och t.o.m. accelerera en konstruktions nedbrytningsprocesser (Poukhonto 2003, s.32, 37).

I litteratur återfinns fem huvudsakliga teorier vad gäller uppskattning av byggnadsmaterials beständighet och vidare metoder att förutsäga armerade betongkonstruktioners livslängd. Dessa teorier innebär kortfattat följande:

- Kvalificerad uppskattning av konstruktionens beständighet görs baserad på samlad erfarenhet och kunskap om de ingående materialen, inhämtad från laboratorier och industrier samt från olika studier. Metodens svaghet ligger i att testerna ofta endast pågår en kortare tid och i ett specifikt klimat. Resultaten blir därför svåra att applicera på den egentliga konstruktionen.
- Uppskattning av konstruktionens hållbarhet baseras på jämförelse med liknande konstruktioner i identiska miljöer. Begränsningen i denna metod ligger i det faktum att ingen konstruktion är den andra lik, faktorer som vct, cementtyp etc. kan påverka konstruktionens beständighet.
- Då nya material skall ingå i en konstruktion och erfarenheter saknas vad gäller effekten av olika destruktiva processer utförs accelererade tester för att kunna bedöma en rimlig livslängd. Då denna metod används är det viktigt att känna till samtliga nedbrytningsprocesser konstruktionen kan utsättas för på plats, då livslängden annars avsevärt kan kortas p.g.a. synergieffekter.
- Konstruktionens beständighet bestäms matematiskt genom modeller för fysikaliska och kemiska nedbrytningsprocesser. Metoden kräver god kännedom om ingående material och konstruktionens struktur.
- Konstruktionens livstid bedöms matematiskt genom stokastiska modeller och uppmätta statistiska fördelningar hos ingående parametrar.

(Poukhonto 2003, s.20-22)

Då fallet osprucken betong behandlas beskrivs förloppet vid korrosionsangrepp vanligtvis med ett livslängdsdiagram. Detta delas upp i två skeenden, initieringskedet och propageringskedet, se figur 3.5.



Figur 3.5 Principiellt korrosionsförlopp för ingjuten armering i osprucken betong (Tuutti 1982, s.18)

Inledningsvis sker en gradvis karbonatisering och/alternativt kloridinträngning samtidigt som stålet fortfarande befinner sig i passivt tillstånd. Vid tiden  $t$  nås till slut stålet av karbonatiseringsfronten, klorider alternativt andra korrosiva joner. Därmed aktiveras korrosionsprocessen och propageringsskedet har tagit vid. Så länge miljön runt aktuell konstruktion är relativt konstant sker korrosionen med en relativt konstant hastighet (Fagerlund 1992, s.40, Broomfield 1997, s.187).

Livslängden bestäms av initieringstidens längd, av korrosionshastigheten och av acceptabel korrosionsgrad. När täckskiktet sprängs loss eller när armeringsarean reducerats så långt att konstruktionens bärförmåga är oacceptabelt låg anses maximal livslängd nådd. I en noggrant projekterad konstruktion förutsätts dock att tiden för initieringsskedet skall vara minst lika hög som konstruktionens förväntade livslängd (Fagerlund 1992, s.40).

### 3.4 Mätmetoder

Tryckhållfasthet är betongs mest provade egenskap p.g.a. att denna mätning ger en god uppfattning om materialets allmänna kvalitet. Provkroppar med kubisk, prismatisk eller cylindrisk form provtrycks i provningsmaskin, allt enligt specifikationer från svensk standard (Burström 2001, s.120, 241).

Karbonatisering kan enkelt mätas genom destruktiv provning. Mätningen fodrar att en brottyta i betongen skapas. Den helt färska brottytan utsätts för indikatorvätska innehållande 15 delar fenolftalein löst i 1000 delar ren etylalkohol. Indikatorvätskan ger upphov till att icke karbonatiserad betong antar en rödviolett färg. Karbonatiserad betong däremot uppvisar ingen färgändring utan behåller sin grå betongfärg. När ett testobjekt väl finns tillhanda är metoden enkel och dessutom billig. Det som orsakar kostnader i samband med karbonatiseringstester är m.a.o. det arbete som krävs för att

kunna tillhandahålla provbitar (Fagerlund 1992, s.46, Broomfield 1997, s.19).

Fenolftalein ändrar färg vid pH 9 medan det passiva lagret bryts ned då pH har sjunkit till 10-11. Om karbonatiseringsfronten är 5-10 mm bred kan stålet depassiveras 5 mm bort från det område där färgförändring kan uppvisas. Detta skulle kunna benämnas som metodens begränsning och bör uppmärksammas (Broomfield 1997, s.52).

Halten fria klorider kan bestämmas genom att ett betongprov krossas under högt tryck. Den porlösning som frigjorts samlas därefter in och kloridanalyseras (Fagerlund 1992, s.62-63). Totalhalten klorider bestäms på uttagna prover som löses upp i syra (Nilsson 2008-2009). Proverna är exempelvis borrhärnor. Det är en fördel att insamla ett flertal prover på varierande djup så att kloridprofiler kan konstrueras. Prover bör analyseras av kompetent personal vid laboratorium för att ge ett korrekt resultat (Broomfield 1997, s.53).





## 4 Fältundersökning

### 4.1 Historik Saltsjöbanan

Den ca. 18 km långa Saltsjöbanan, se figur 4.1, byggdes för att tillgodose det transportbehov som fanns hos de människor som arbetspendlar mellan Stockholm och Saltsjöbaden. Banan invigdes sommaren 1893, elektrifierades 1913 och har idag ett kontaktledningssystem som underhållits och byggts om i omgångar sedan dess. Fullständiga uppgifter om fundament och stolpars ålder, konstruktionsritningar, eventuella omgjutningar och andra underhållsåtgärder etc. saknas. Sträckningen står idag under AB Storstockholms Lokaltrafiks, SL, ansvar (AB Storstockholms Lokaltrafik 2009, Sederholm & Forssander 2002, s.16).



Figur 4.1 Saltsjöbanan med dess hållplatser (KTH 2009)

Stolparna som befinner sig längs med banan är en fackverkskonstruktion med nitade fackverk som sammanbinder två stycken UNP-balkar. Stolparna är grundlagda direkt i grävt hål i marken som efter att stolpen ställts på plats och riktats in fyllts med betong. Därefter har en fundamentstopp formats och gjutits. Principen för grundläggning har använts för kontaktledningsstolpar fram till tidigt 1990-tal.

## **4.2 Sammanfattande beskrivning fältundersökning**

Sträckan som inbegrips i fältundersökningen är sträckan mellan stationen Saltsjö-Duvnäs till slutstationerna Solsidan respektive Saltsjöbaden (se figur 4.1). På denna sträckning har sju stycken kontaktledningsstolpar valts ut som referensobjekt för statusbestämning. Företaget Rejlers utförde detta arbete på uppdrag från SL. Under perioden 29 september 2008 – 2 oktober 2008 genomgick objekten en mer noggrann okulär besiktning än vad som tidigare kunnat genomföras då fundamentstoppen för respektive kontaktledningsstolpe bilades ned.

De kontaktledningsstolpar som ingick i fältundersökningen bestod av U-balkar med ca. 120 mm långa balkliv samt ca. 55 mm långa flänsar. Enligt uppgift var dessa balkars godstjocklek ca. 9 mm.

Målet med undersökningen var framförallt att fastställa omfattningen av eventuella korrosionsangrepp på ingjutet gods. Vid besiktning var området mellan atmosfär och fundamenttopp samt området mellan fundamenttopp samt gjutskarv särskilt intressanta, eftersom korrosion befarades kunna uppstå framförallt i dessa områden.

Stolparna valdes ut av Rejlers utifrån förutsättningen att stolparna relativt lätt skulle kunna nås utan att för den skull störa tågtrafiken. Under arbetet stängdes inte trafiken av varför detta var ett viktigt kriterium. Valet av stolpar gjordes också med hänsyn till geografisk spridning. Då systemet underhållits och byggts om i omgångar var förhoppningen att denna spridning skulle kunna täcka upp de eventuella variationer som förväntas finnas hos kontaktledningsstolparna längs med spåret.

För att den okulära besiktningen skulle kunna ske bilades samtliga sju fundamenttoppar ned till gjutskarv mot underliggande betongfundament. Därefter avlägsnades korrosion, smuts etc. m.h.a. blästring. Ett antal av kontaktledningsstolparna ansågs vara så illa medfarna av korrosion att förstärkning utfördes genom att plåtar svetsades fast.

Efter förstärkningsarbeten målades det stål som påverkats av ovanstående arbeten med primer. Slutligen täckmålades det stål som befann sig ovan nygjuten fundamenttopp.

Fotodokumentation fördes över alla steg, kvaliteten på bilderna varierar då somliga arbeten genomfördes efter mörkrets inbrott. Ett flertal betongprover togs under fältundersökningen för senare tester.

### 4.3 Observationer

#### 4.3.1 Ringvägen, stolpnr.: 15+158,6

Denna kontaktledningsstolpe var placerad i den sluttande banvallens övre del. Stora delar av det närmaste området nedan banvallen var täckta av buskage och stora träd.

Ballast förekom i fundamenttoppen. Vid studium av fotodokumentation verkar det som viss sten-separering skett. Ballastkoncentrationen förefaller öka mot botten. Jämfört med övriga fundament som bilades för hand gav detta fundament intryck av att vara av högre hållfasthet då tidsåtgången var märkbart längre och arbetet mer krävande. Figur 4.2 visar arbetet då fundamentet bilades ned. På figuren syns även det rostband som sträcker sig drygt 10 cm ned från fundamentets överyta. Denna typ av korrosionsangrepp är signifikant för äldre kontaktledningsstolpar och är allt som oftast det som konstaterats vid tidigare undersökningar längs andra tågsträckningar.



Figur 4.2 Nedbilning av fundamenttopp



Figur 4.3 Tydlig rostband efter blästring

Korrosionsangreppen hos denna kontaktledningsstolpe var framförallt koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida. Även efter blästring kunde ett bredare rostband som sträcker sig ca. 1 dm ned från fundamenttoppens överyta ses. Efter blästring kunde också konstateras ett djupare angrepp högt upp på detta rostband. Runt hela tvärsnittet kunde ses ett ca. 1-2 cm brett och ca. 2,2 mm djupt jack där korrosionen varit särskilt aggressiv och stål rostat bort. P.g.a. förfaringssättet vid nedbilning av betong och påföljande blästring kan inte med säkerhet sägas exakt position för det djupare angreppet. Angreppet kan ha varit det som syntes redan innan arbetet påbörjats, se figur 4.4, och då varit lokaliserat precis ovan betongens överyta, men lika gärna kan det ha legat dolt. Helt klart är att det djupare angreppet var placerat mycket nära fundamentets ovansida. Korrosionen har angripit stålet från både in- och utsida vilket syns tydligt i figur 4.3.

Redan innan fundamenttoppen bilats bort kunde okulärt konstateras att kontaktledningsstolpen var kraftigt angripen av korrosion i området där stålet lämnar fundamenttoppen, se figur 4.4. Detta antogs indikera rostbildning även under betongytan vilket också konstaterades.



*Figur 4.4 Kontaktledningsstolpens infästningspunkt i fundamenttoppen visas till vänster. Detalj av infästningspunkten där korrosionsangrepp tydligt framkommer visas till höger*

Beaktas lutningen på denna fundamenttopp, i jämförelse med övriga, anses det märkligt att skicket på denna stolpe konstaterades vara i sämre kondition än de med sämre avrinning. Entreprenören som utförde bilningen av betongen menade att det fanns sprickor i ytskiktet på detta fundament vilket skulle kunnat förklara detta. Jag själv såg inga tydliga sprickor vid observationstillfället och kan heller inte hitta några i fotodokumentationen. Däremot hade färgen som fanns på fundamenttoppen flagnat av, se figur 4.4. Möjligen kan detta ha misstolkats som sprickbildning i betongen.

Denna kontaktledningsstolpe förstärktes innan ny gjutning genom att en plåt svetsades fast där balken var som mest angripen.

#### 4.3.2 Solsidan, stolpnr.: 15+651,00

Detta objekt var beläget nära toppen av en högre slänt, eller skogsbacke, full med vegetation. Området närmast stolpen var flackt. På stolpens ena sida låg rälsen och på andra sidan nedåt slänten till var en gångbana placerad.

Kontaktledningsstolpen i sin helhet såg vid en första anblick ut att vara i bättre skick än exempelvis Ringvägens objekt. Innan bilning kunde dock okulärt bestämmas, liksom för flera andra objekt att färgen längst ned på stolpen hade flagnat av, detta område var också korrosionsangripet, se figur 4.5. Även på denna fundamenttopp är korrosionsangreppen framförallt koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida, se figur 4.6. Återigen kan ett bredare rostband, ca. 1 dm iaktas innan blästring.

I jämförelse med övriga studieobjekt hade detta fundament låg lutning. Även denna fundamenttopp innehöll ballast. Fundamentet bilades ned både för hand och för maskin. Efter att betongen avlägsnats kunde konstateras att ingjutet stål behandlats med någon typ av rostskydd.



Figur 4.5 Övergång mellan kontaktledningsstolpe och fundament. Längst ned på båda balkarna syns rostantydning



*Figur 4.6 Den del av kontaktledningsstolpen som varit ingjuten i fundamenttopp. I området där fundamenttoppens ovansida tidigare befunnit sig syns korrosionsangrepp*

Efter blästring kunde konstateras att ett ca. 2-3 cm brett jack gick runt hela tvärsnittet. Jackets djup varierade och var ca. 1,7 mm på balkens breddside (balkens liv) och ca. 3,6 mm på balkens kortsida (balkens fläns), se figur 4.7. Vari skillnaden ligger kan endast spekuleras i. En möjlig orsak skulle kunna vara att flänsarna p.g.a. den tvärgående plåten, som är monterad nära fundamenttoppens överyta, som syns i figur 4.6 och 4.7 varit extra utsatta. Spalter har med stor sannolikhet bildats både mellan U-profilen och betongen samt mellan U-profilen och den tvärgående plåten, se stycket *Luftningscell* i avsnitt 3.1.1. Korrosion hade skett på både in- och utsida. Innan ny fundamenttopp gjöts förstärktes denna kontaktledningsstolpe genom att plåt svetsades fast där balktvärsnittet var som värst angripet.



*Figur 4.7 Område som angipits hårt av korrosion. Foto taget efter att blästring och målning med primer genomförts*

### 4.3.3 Tattby

Kontaktledningsstolpen befann sig i detta fall i den mycket låga banvallens nedre del. En bilväg gick förbi precis bredvid banvallen.

Fundamenttoppen bilades ned med maskin och arbetet genomfördes hastigt vilket medförde att dokumentationen i detta fall blev bristfällig. Vid granskning av bildokumentation verkar det som att fundamentet innehöll ringa mängd ballast. Vidare konstateras lutningen vara jämförelsevis hög. Fundamenttoppen var i detta fall relativt låg och var delvis inbäddad i banvallens makadam, se figur 4.8. Fundamenttoppens ovansida var alltså inte i nivå med räls ovankant vilket är rekommenderat.



Figur 4.8 Fundamenttoppen under pågående bilningsarbete

Återigen konstateras att korrosionsangreppen på ingjutet gods framförallt är koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida, se figur 4.9. Liksom hos övriga kontaktledningsstolpar bildar korrosionsangreppen en tydlig rand runt tvärsnittet. Angreppet påverkar både in- och utsida hos stålet.

Efter blästring kunde konstateras att ett ca. 1-1,5 cm brett jack sträckte sig runt tvärsnittet, även i detta fall var jacket placerat nära fundamentets överyta. Jackets djup uppmättes till ca. 2,1 mm respektive 3,0 mm.



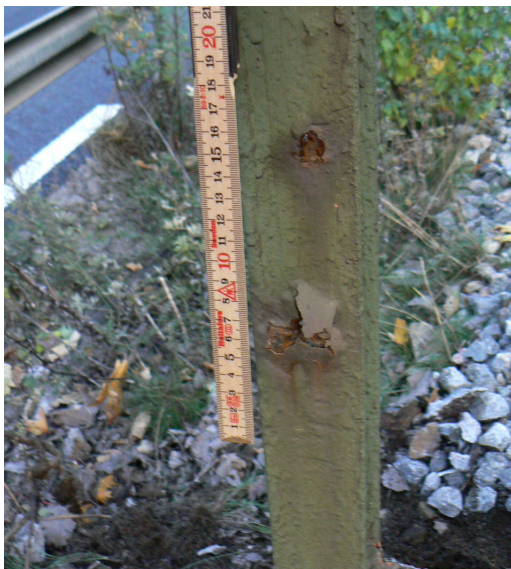
## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---



*Figur 4.9 Frilagt gods samt korrosionsangrepp efter slutfört bilningsarbete*

Högre upp på kontaktledningsstolpen uppmärksammades nedbrytningsfenomen på den rostskyddsmålade stållytan i form av rostfläckar, blåsor och avflagning, se figur 4.10. Även sannolik spaltkorrosion hos detaljer längre upp på stolpen observerades vilket visas i figur 4.11.



*Figur 4.10 Ett område ovan fundamentet där ytan uppvisar olika nedbrytningsfenomen*



*Figur 4.11 Korroderad detalj hos kontaktledningsstolpen, sannolikt orsakat av spaltkorrosion*

#### 4.3.4 Östervik

Kontaktledningsstolpen i Östervik stod nära toppen av den höga sluttande banvallen. I närområdet fanns även på denna plats gott om träd och buskar.

Ytskiktet på fundamenttoppens översida uppvisade tydlig sprickbildning, se figur 4.12. Bilning skedde med maskin och gick mycket snabbt. Dokumentationen av denna kontaktledningsstolpe är ofullständig då skymningen föll när detta arbete genomfördes och det p.g.a. detta var svårt att göra en noggrann okulär besiktning.

Då fundamenttoppen bilats ned tycktes det ingjutna godset generellt vara rostangripet. Korrosionsdjupet befarades därför lokalt vara djupt. Denna uppfattning förändrades dock då objektet blåstrats och besiktning kunde utföras i dagsljus.



Figur 4.12 Tydlig sprickbildning



Liksom tidigare är korrosionsangreppen framförallt koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida. Ett decimeter-tjockt rostband omslöt de båda U-profilernas tvärsnitt, även på de båda tvärgående plåtarna kunde iaktas allmän korrosion. Efter blåstring kunde konstateras att det runt i princip hela tvärsnitten gick ett ca. 1 cm brett jack med djup mindre än 1 mm, denna kontaktledningsstolpe ansågs därför vara utan anmärkning. Det faktum att korrosionsangreppet trots sprickbildning är relativt litet är uppseendeväckande. Trots litet korrosionsdjup kan en rostrand, om än otydlig ses på figur 4.13.

Figur 4.13 Frilagt gods efter att detta målats med primer. Särskilt på det högra balktvärsnittet kan en otydlig rostrand ses nära stabiliserande plåt

#### 4.3.5 Saltsjö-Duvnäs – station, stolpnr.: 7+877,80

Kontaktledningsstolpen, vilken stod nära station, var utplacerad i ett område som var i princip platt. Alldeles nära stolpen var marken täckt av makadam, i övrigt var det gräs och små buskar som dominerade omgivningarna.

Fundamenttoppen var i detta fall helt gömd under makadam, se figur 4.14. Trots att makadam normalt i byggsammanhang fungerar dränerande är detta utförande inte att rekommendera. För att undvika korrosionsproblematik bör fundamenttoppen göras fri, makadam och organiskt material tillåter i detta fall fuktpåverkan. Bilning skedde med maskin, arbetet genomfördes i kolmärker.



*Figur 4.14 Till vänster kontaktledningsstolpen innan arbetet påbörjats, fundamentet befinner sig här helt under makadam. Till höger frilagt korrosionspåverkat stål*

Allt stål inneslutet i betong samt även delar av stålet som befunnit sig ovan mark hade börjat korrodera. Hårdast angripet av korrosionsangrepp var liksom tidigare området nära fundamenttoppens översida, se figur 4.14. Liksom för övriga stolpar kunde nära fundamentets överyta efter blästring konstateras ett jack med ca. 1 cm bredd i vilket ca. 2,4 mm stål rostade bort. Kontaktledningsstolpen bedömdes vara utan anmärkning. Jacket syntes tydligt och kunde betraktas såväl på de båda balkarna samt på den tvärså som befunnit sig nära betongfundamentets överyta, se figur 4.15.



*Figur 4.15 Nedre del av kontaktledningsstolpen efter att fundamenttoppen bilats bort, blästring och målning med primer genomförs. Ränder syns där korrosionsangreppet verkat*

#### 4.3.6 Saltsjö-Duvnäs – linje, stolpnr.: 7+439,90

Kontaktledningsstolpen var i detta fall monterad i botten på en flera meter hög jord-slänt. Ovan slänten, vars växtlighet bestod av tätt placerade låga småträd och buskar, befann sig en bilväg.

Fundamentet såg vid en första anblick ut att vara i relativt gott skick. Ingen tydlig rostbildning i gränsen mellan betongyta och stål kunde konstateras. Däremot fanns en påtaglig missfärgning sträckvis i färgen på ett flertal punkter i gränssytan mellan betong och stål.

P.g.a. kontaktledningsstolpens besvärliga läge bilades fundamentet för hand. Betongen konstaterades vara spröd och knappt innehålla någon ballast. Viss sprickbildning påträffades. Då fundamentet bilats ned såpass att den stabiliserande plåten kommit i dagen påträffades massor inuti betongen som verkade vara jord.

Då betongfundamentet bilats ned helt kunde en utbredd korrosion över allt stål som tidigare varit ingjutet konstateras, se figur 4.16. Även punktvisa aggressiva angrepp kunde konstateras, dessa dock ej lokaliserade på balktvärsnitt. Spaltkorrosion mellan exempelvis balk och den nedre plåt som var placerad direkt ovan fundament observerades.



*Figur 4.16 Fotot till vänster visar nedre del av kontaktledningsstolpen samt fundamentet då arbetet med att bila ned betongen precis startat. Fundamentets ovansida slutar strax ovan de plåtar som sitter mellan stolpens båda ben. Till höger korrosionspåverkat stål efter att fundamentet avlägsnats*

Avrostningen var i detta fallet jämn och ingen tydlig jackbildning runt tvärsnitten kunde konstateras. Vad gäller korrosionsdjup saknas definitivt mått då korrosionsangreppet ansågs vara försumbart vid besiktning.

#### 4.3.7 Tippen, stolpnr.: 13+540,93

Området denna kontaktledningsstolpe var placerad i var platt och hade blandad vegetation. Ett antal meter ifrån stolpen fanns en hög slänt.

P.g.a. kontaktledningsstolpens besvärliga läge bilades denna fundamenttopp för hand. Fundamenttoppen upplevdes spröd och hård om vartannat under bilning, kärnan var mer besvärlig. Detta fundament innehöll knappt någon ballast. Objektet såg innan bilningen ut att vara i gott skick, vilket senare också kunde konstateras. Viss missfärgning i gränsytan mellan betong och stål kunde uppfattas, se exempelvis den vänstra UNP-balken i figur 4.17 nedan.



Figur 4.17 Fundamenttopp samt nedre del av kontaktledningsstolpe. I figuren syns på vänster UNP-balk en missfärgning i gränsytan mellan betong och stål



I jämförelse med de övriga referensobjekten var denna stolpe i mycket gott skick och uppvisade ringa mängd korrosion, för exempel se figur 4.18 samt 4.19. Den korrosion som faktiskt fanns på denna stolpe var liksom för övriga kontrollobjekt lokaliserade nära fundamenttoppens överyta. Denna kontaktledningsstolpes placering, intill en slänt, kan ha påverkat korrosionsprocessen då fuktillgången här åtminstone till viss del måste ha reducerats p.g.a. fuktavrinning.

Figur 4.18 Korrosion på balktvärsnitt i det område som anslutit till fundamenttoppens ovansida



*Figur 4.19 Nedre del av kontaktledningsstolpen efter att ingjutet gods tagits fram i dagen, blästrats och målats med primer. Inga synliga korrosionsangrepp står längre att finna*

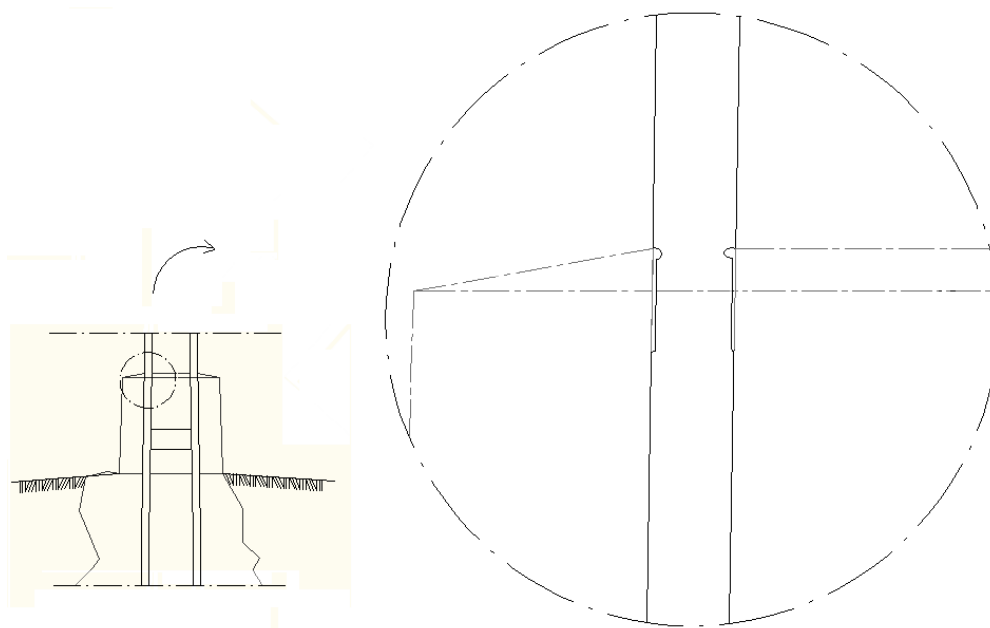


#### 4.3.8 Slutlig kommentar

Trots det ringa antal som valts ut förekommer stor variation vad gäller fundamenttoppens utseende (höjd, lutning etc.) samt betongkvalitet. Ballast förekommer exempelvis inte i samtliga fall. Vid okulär besiktning verkar betongen ha olika porositet i de olika fundamenten.

Rostangreppen som kunde iakttas direkt efter nedbilning av betong var utbredda och anses vara av typen allmän korrosion. Korrosionsangreppen är i regel koncentrerade i området nära fundamenttoppens översida, liksom ett brett rostband som går runt hela balken. På de kontaktledningsstolpar som endast delvis är angripna av rost sträcker sig bandet mellan 5 och 10 cm ned i betongen. Avrostningen har skett på både in- och utsida. Efter att blästring skett kunde hos majoriteten av referensobjekten konstateras ett djupare jack som gick runt hela tvärsnittet på de båda U-profilerna. Jackets bredd varierade mellan 0-3 cm medan djupet hos detta jack varierade mellan 0-3,6 mm. För principskiss av korrosionsfigureringen se figur 4.20.

P.g.a. hur konstruktionen är utformad antas stålet vara utsatt för spaltkorrosion.



Figur 4.20 Principskiss korrosionsfigurering hos kontaktledningsstolpar

I flertalet av fallen ovan kunde redan innan nedbilning skett antas att korrosion under betongytan skulle uppdagas då missfärgning av rostskyddet alternativt tydlig rostbildning i gränsytan mellan betong och stål kunde observeras. Viktigt att markera i sammanhanget är att så inte alltid är fallet. Ingjuten korrosion kan framkomma trots

att kontaktledningsstolpen innan bilning sett ut att vara i gott skick.

Ingen korrosion kunde påvisas i gjutfogen mellan nedre och övre del av fundament på någon av fältundersökningens referensobjekt.

#### 4.3.9 Sammanställning avrostning

Korrosionsdjup där kontaktledningsstolparna angripits som värst, de ovan nämnda jacken, uppmättes av entreprenör på plats vid besiktning av stolparna. Denna besiktning gjordes efter att stolparna delvis hade blästrats. Resultaten som redan presenterats i vardera referensobjekts respektive avsnitt sammanställs här nedan i tabellform för mer lättöverskådlig jämförelse.

Tabell 4.1 Uppmätta korrosionsdjup för respektive referensobjekt

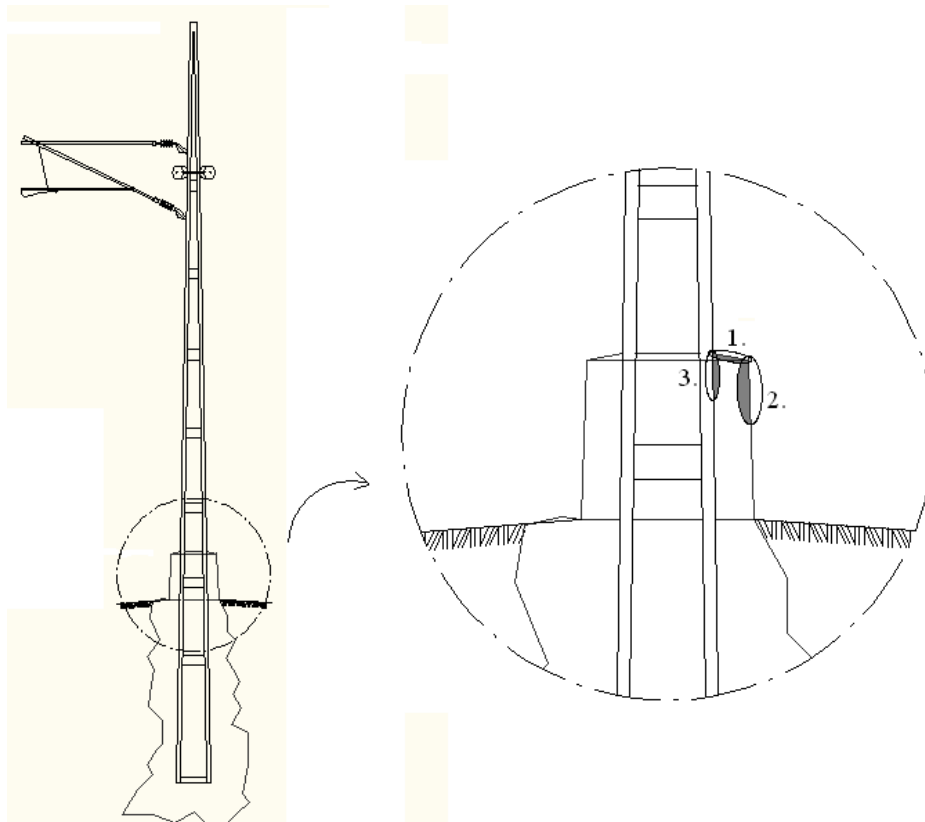
Namn	Placering fundament	Totalt korrosionsdjup (d.v.s. korrosionsangrepp från både ut- och insida) [mm]
Ringvägen	Övre del sluttande banvall	Rostantydan innan bilning. 2,2 mm
Solsidan	Flackt, nära topp av slänt	Rostantydan innan bilning. Bredsida (balkens liv) 1,7 mm Kortsida (balkens fläns) 3,6 mm
Tattby	Delvis övertäckt av makadam. Nära bilväg	Rostantydan innan bilning. 2,1 mm 3,0 mm
Östervik	Nära topp av hög sluttande banvall	Ingen rostantydan innan bilning <1,0 mm
Saltsjö duvnäs – station	Helt övertäckt av makadam. Flackt område	Rostantydan innan bilning. 2,4 mm
Saltsjö duvnäs – linje	I botten på hög slänt, nedanför en bilväg	Ingen rostantydan innan bilning Utan anmärkning
Tippen	Flackt, nära topp av hög slänt	Viss rostantydan innan bilning. Utan anmärkning

#### **4.4 Karbonatiseringstest**

I juni 2009 genomfördes karbonatiseringstest för ett antal av de prover som insamlats under fältundersökningen senhösten 2008. Endast åtta prover ansågs intressanta för testet då dessa var lokaliserade till fundamenttoppens ytskikt. Insamlingen av betongprover anpassades efter hur nedbilningsarbetet av betongen utfördes. Detta gav upphov till att endast ungefärliga uppgifter om var proverna varit placerade kan ges. Däremot kan med bestämdhet områdena varifrån proverna tagits definieras, dessa syns inringade samt gråmarkerade i figur 4.21. Det går m.a.o. ej att säga om provbitarna togs direkt i anslutning till de punkter där korrosionsdjup uppmättes.

Det sätt provbitarna insamlades på lämnar tyvärr en del att önska. Exempelvis hade det varit av stort intresse att konstatera huruvida det fanns några skillnader mellan betongen kring det område där korrosionen var som djupast och de områden som endast drabbats ytligt, då framförallt ur karbonatiseringssynpunkt. För att kunna ge en korrekt bild över betongkonstruktionens karbonatisering krävs att borrkärnor tas på för uppgiften intressanta ställen. Trots ovanstående tros nedanstående resultat kunna ge en indikation om betongens tillstånd.

Respektive prov spräcktes för att få en färsk brottyta, på brottytan applicerades därefter fenolftaleinvätska m.h.a. en sprejflaska. Stora delar av brottytan på samtliga prov uppvisade cerise färgning av indikatorvätskan och konstaterades vara okarbonatiserad. Hos ett antal av proverna kunde dock karbonatiserad betong konstateras och detta djup uppmättes, se tabell 4.2. För resp. provs lokalisering på fundamenttoppen se figur 4.21 samt tabell 4.2.



Figur 4.21 Lokalisering provbitar för karbonatiseringsprov

Tabell 4.2 Karbonatiseringsdjup för prover tagna längs med Saltsjöbanan

Referensobjekt	Karbonatiseringsdjup samt lokalisering
Ringvägen	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ej mätbar karbonatisering, område 2. relativt långt ned</li> </ul>
Solsidan	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 5-10 mm, område 1.</li> <li>▪ 1-3 mm, område 2.</li> <li>▪ Ej mätbar karbonatisering, område 3.</li> </ul>
Tattby	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ej mätbar karbonatisering, område 3.</li> </ul>
Östervik	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ingen karbonatisering, område 3.</li> </ul>
Saltsjö duvnäs – linje	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 0-3 mm, område 1. samt 2. (vinkelbit)</li> </ul>
Tippen	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 0-1 mm, område 1. nära stolpen</li> </ul>

Genom ett misstag placerades betongproverna för lagring i ett garage och utsattes där med största sannolikhet för koldioxid vilket skulle kunnat påverka karbonatiseringsdjupet. Vid testet konstaterades dock att karbonatisering endast skett längs de ytor vilka motsvarat ytskiktet på fundamenttoppen. Provytor som endast exponerats för koldioxid i garaget var opåverkade. Proverna anses därför representativa.



## 5 Bärighetsberäkning

I följande avsnitt avses att beräkna hur mycket en kontaktledningsstolpe enligt specifikationer nedan kan korrodera i det kritiska snittet mellan atmosfär och betong innan stolpen förlorar sin kapacitet.

### 5.1 Förutsättningar

För detta examensarbete hade det logiska beräkningsobjektet varit en av de stolpar som ingick i fältundersökningen längs med Saltsjöbanan, i synnerhet någon av de stolpar som förstärktes. Då inga ritningar och inte heller några uppgifter vad gäller materialkvalitet, ålder etc. har stått att tillgå för dessa stolpar har en likvärdig stolpe valts att studeras.

Ritningar för kontaktledningsstolpe, utliggare och placering av utliggare har erhållits från Banverket i form av pdf-filer. Utifrån dessa ritningar har en tänkt fullständigt utrustad kontaktledningsstolpe konstruerats i Autocad, se typfall bilaga 3 samt 4. Val av komponenter och mått har så långt det är möjligt valts för att motsvara stolparna placerade utmed Saltsjöbanan. Banverket är restriktiva med att lämna ut exakta ritningar. Detta innebär att måtten inte är exakt överensstämmande med verkligheten, ritningen enligt bilaga är dock det närmaste verkligheten undertecknad kan komma enligt givna förutsättningar. Stolparna av typ UNP har inom Banverket använts sedan 1915 och utgör majoriteten av de stolpar som brukas idag.

Det skall påpekas att beräkningar enligt nedan inte avser fullständig dimensionering av den tänkta kontaktledningsstolpen. Beräkningarna avser endast att kontrollera om stolpen klarar av att bära de laster som denna utsätts för i det ur korrosionssynpunkt kritiska snittet, se figur 5.1. Vidare undersöks hur mycket stolpen kan korrodera utan att förlora sin kapacitet.

De kontaktledningsstolpar som ingick i fältundersökningen bestod av U-balkar med ca. 120 mm långa balkliv samt ca. 55 mm långa flänsar. Enligt uppgift var dessa balkars godstjocklek ca. 9 mm. För att i det närmaste efterlikna detta väljs vid beräkning profil U120 med livtjocklek 7,0 mm samt flänstjocklek 9,0 mm, se bilaga 5. Stålkvaliteten är SS1312 vilket idag motsvaras av S235 enligt SS-EN 10025. Stolplängd som ej är ingjuten är 8,1 m över räls överkant, RÖK, vilket även motsvarar fundamenttoppens ovansida (Lindgren 2009b).

Kontaktledningsstolpen antas i nedanstående beräkningar tillhöra säkerhetsklass 2 - ”Någon risk för allvarliga personsador”. Då personer måste antas endast i undantagsfall vistas vid kontaktledningsstolpen skulle stolpen med hög sannolikhet kunna inordnas i säkerhetsklass 1. Antagandet om säkerhetsklass 2, SK2, innebär dock värden på säkra sidan och används därför (Boverket 2004, s.16-17).

Beroende på ingående tvärsnittsdelars slankhet delas tvärsnitt in i tre tvärsnittsklasser, TK, 1, 2 samt 3. Dimensionering ser något olika ut beroende på vilken tvärsnittsklass ett tvärsnitt ingår i. Då området som beaktas ej förutsätts buckla antas tvärsnittet tillhöra TK1.

I beräkningar som följer försummas snö- och islast, vilket innebär att endast egentygnd och vindlast påverkar kontaktledningsstolpen. Typfallet är, liksom de stolpar som ingick i genomförd fältundersökning, lokaliserat i Stockholm.

## 5.2 Materialparametrar

Materialparametrar nedan tas fram m.h.a. avsnitt 2:115, avsnitt 8:221 (tabell 8:221b) samt avsnitt 8.312 i BKR.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n}$$

$f_{yk}$ : karakteristiskt värde för sträckgräns

$f_{yd}$ : dimensionerande värde i sträckgräns, avser såväl tryckhållfasthet som draghållfasthet

$\gamma_m = 1,1$ , partialkoefficient som beaktar osäkerhet vid bestämning av bärförmåga

$\gamma_n$  (SK2) = 1,1, partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass i brottgränstillstånd

Då S235,  $t < 16\text{mm}$ :

$$f_{yk} = 235\text{MPa} \Rightarrow f_{yd} = 214\text{MPa}$$

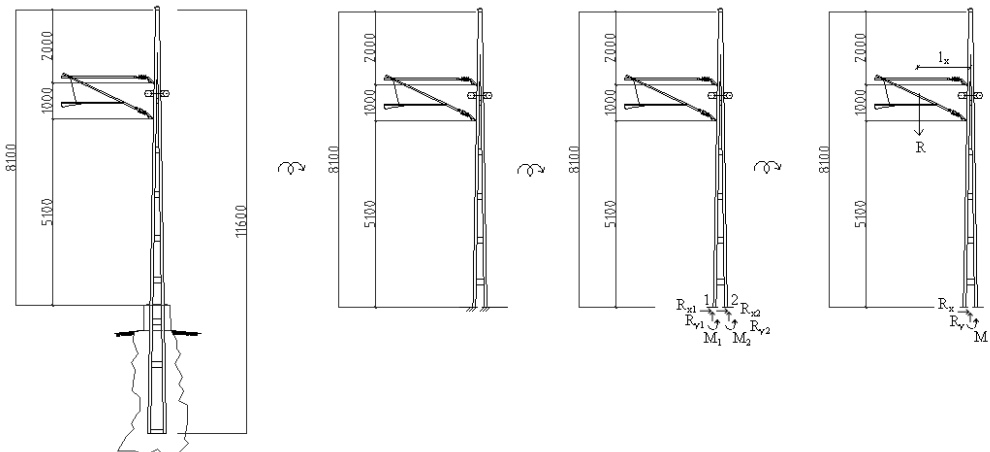
### 5.3 Beräkningsmodell

I figur 5.1 visas längst till vänster hur tänkt typfall i beräkningarna ser ut, (här ingår även fundamentdel under markyta). I figur näst längs till vänster har kontaktledningsstolpen snittats i ur korrosionssynpunkt kritiskt snitt. Stolpen består av ett antal balk-element emedan utliggaren, med alla dess komponenter, kan ses som ett fackverk.

Då kontaktledningsstolpen är ingjuten i betong kommer detta i de båda upplagspunkterna att ge upphov till fast inspänning. Upplagen ses alltså som momenstyva. En balks infästning i en konstruktion är i verkligheten sällan oändligt momentstyv, trots detta kan idealiserade upplagstyper användas (Heyden et al 2005, s.60). I detta fall är upplagsfallet fast inspänning det som närmast motsvarar verkligheten.

I båda upplagspunkterna verkar en kraft i vertikalled, en kraft i horisontalled samt ett moment. Upplagskrafterna för detta fall ses i den tredje bilden räknat från vänster i figur 5.1. Sammanlagt blir upplagskrafterna därmed sex stycken till antalet. Detta medför ett statiskt obestämt system vilket genast gör problemet mer komplext. Hade stolpen varit av fackverkstyp hade problemet varit betydligt enklare. För att förenkla beräkningar och även ta hänsyn till det inspänningsmoment som existerar i upplagspunkterna modelleras stolpen som en konsolpelare där de båda UNP-balkarna tillsammans bildar ett dubbelsymmetriskt stolptvårsnitt. På detta sätt reduceras upplagskrafterna till tre och problemet övergår till att vara statiskt bestämt. Se figur 5.1, bilden längst till höger.

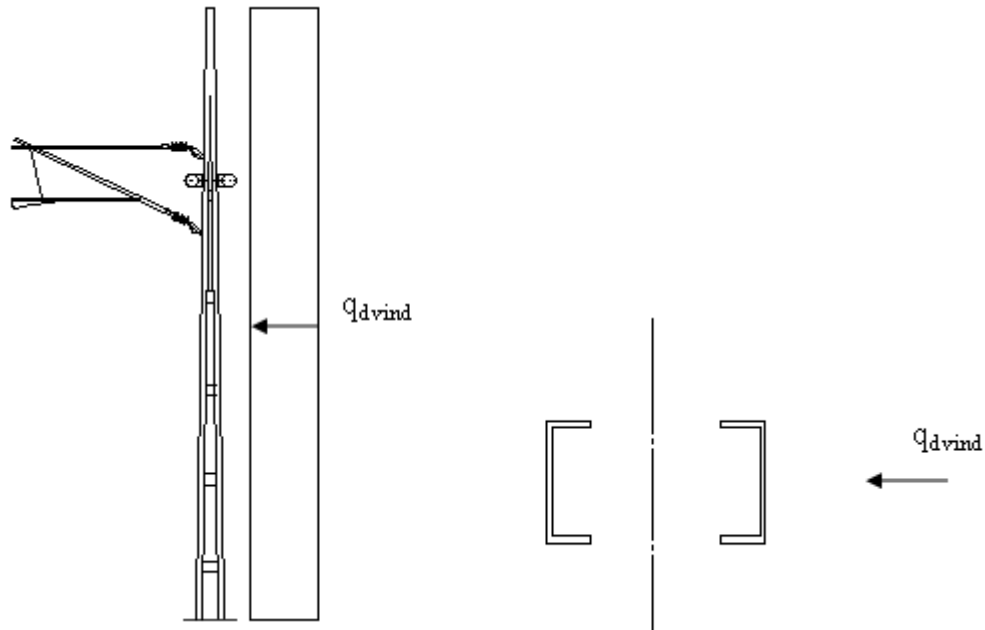
För att förenkla ytterligare slås de krafter som verkar i utliggaren ihop till en enda resulterande kraft,  $R$ , placerad i utliggarens tyngdpunkt, se figur 5.1 samt figur 5.10.



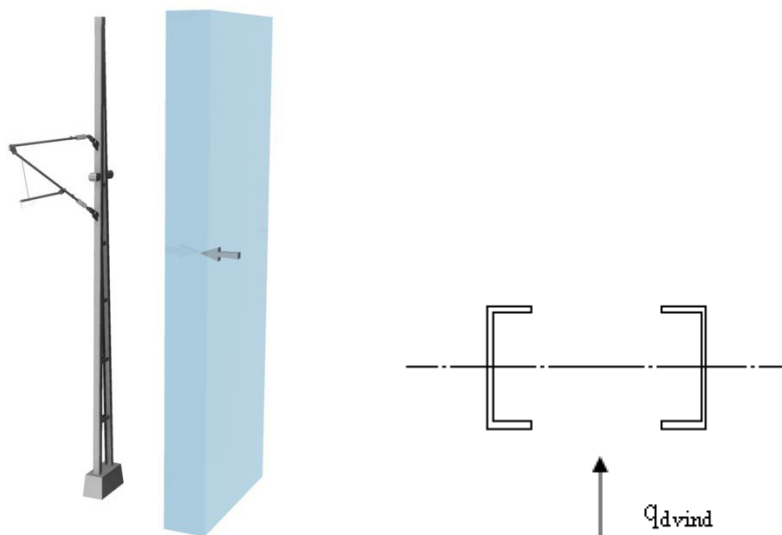
Figur 5.1 Följande visas från vänster; a) Kontaktledningsstolpen enligt ritning, b) Kontaktledningsstolpe med början i kritiskt snitt, c) Beräkningsmodell enligt verkligt fall, d) Statiskt bestämd beräkningsmodell



Två lastfall kommer i beräkningar att studeras, se figur 5.2 samt 5.3. Lastfall 1 då vindlast verkar i tvärsnittets styva riktning och lastfall 2 då vindlast verkar i tvärsnittets veka riktning.



Figur 5.2 Lastfall 1, vindbelastning i tvärsnittets styva riktning. Lastfallet visas från sidan samt ovanifrån.

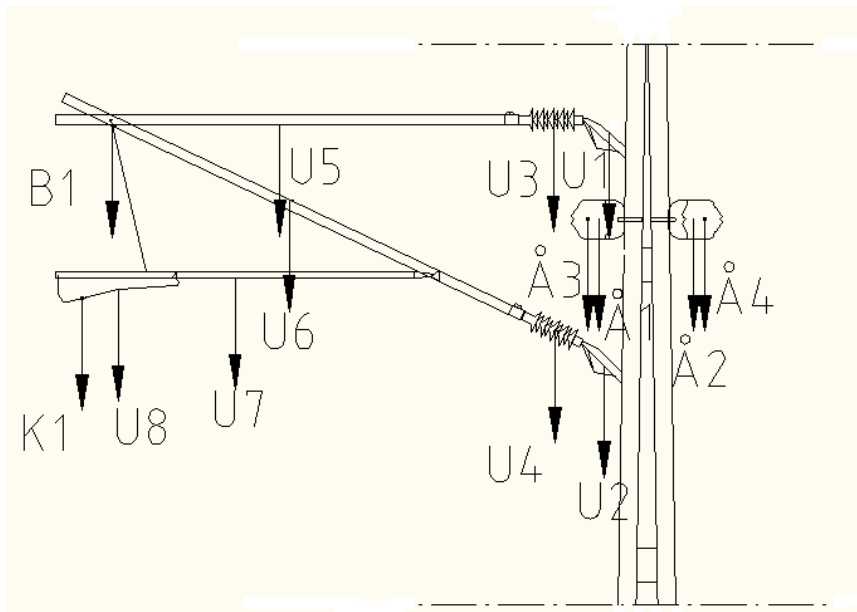


Figur 5.3 Lastfall 2, vindbelastning i tvärsnittets veka riktning. Lastfallet visas i vinkel samt ovanifrån.

## 5.4 Egentyngd

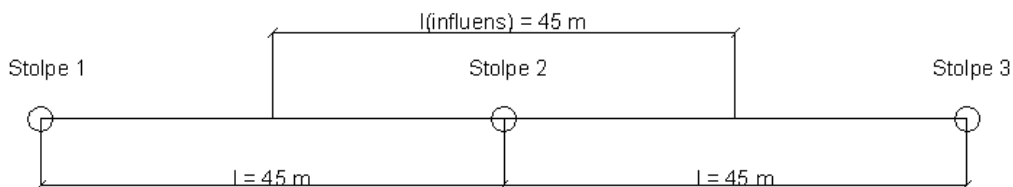
Egenvikter tillhörande komponenter vilka ingår i utliggaren återfinns samtliga i Banverkets Materialkatalog, för värden se tabell 5.1. I tabell 5.1, figur 5.4 samt 5.10 anges beteckningar för de krafter dessa egenvikter ger upphov till.

Total egenvikt för återledningskonsol, återledningsisolator, bult till isolator samt hylsa till isolator, uppgår till  $\dot{A}_1 = \dot{A}_2 = 82,8 \text{ N}$ , se tabell 5.1, figur 5.4 samt 5.10.



Figur 5.4 Verkande krafter på utliggaren samt återledningskomponenter

Kontaktledningsstolparna står i typfallet, liksom de gör längs med Saltsjöbanan, med 45 m mellanrum. Detta innebär att återledning, bärlina samt kontakttråd har en influenslängd på 45 m, (se figur 5.5). Vikten för återledning hämtas från Banverket. Vad gäller bärlina och kontakttråd är tvärsnittsarea och densitet för koppar känd vilket innebär att krafterna som dessa komponenter bidrar med kan beräknas. Vikten per m multipliceras med influenslängd för att göra om den utbredda lasten till en punktlast som verkar på stolpen.



Figur 5.5 Influenslängd för ledningar

Vad gäller de två ingående UNP-balkarna och de sammanlagt tio plåtarna av olika storlek finns ej vikter angivna varför dessa beräknas utifrån måttangivelser samt densitet. Total egenvikt för UNP-balkar samt plåtar uppgår till  $G=222$  kg vilket innebär  $G=2176$  N, se tabell 5.1 och figur 5.10.

På närmast följande sidor har samtliga värden på egenvikter sammanställts i tabellform, där anges även källor etc.

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

Tabell 5.1 Tabellen visar sammanställning över i beräkningen ingående komponenters egenvikter

Beteckning i beräkningar	Antal	Komponentnamn	Artikelnummer enligt Materialkatalogen, Banverket	Densitet	Egenvikt [kg], [kg/m] => Last [N]	Källa
Ingår i Å1, Å2	2	Återledningskonsol	04 13 002		5,0 [kg] => => 49,05 [N]	Banverket 2009g
Ingår i Å1, Å2	2	Återledningsisolator	04 21 030		3,0 [kg] => => 29,43 [N]	Banverket 2009h
Ingår i Å1, Å2	2	Bult till isolator	04 22 060		0,385 [kg] => => 3,78 [N]	Banverket 2009i
Ingår i Å1, Å2	2	Hylsa till isolator	04 22 061		0,06 [kg] => => 0,59 [N]	Banverket 2009j
Å3, Å4	2	Återledning, Al 212	54 43 967		0,572 [kg/m] => => 25,74 [kg] => => 252,5 [N]	Sundkvist 2004
U1, U2	2	Konsol för utliggare	04 13 088		3,59 [kg] => => 35,2 [N]	Banverket 2009k
U3, U4	2	Stavisolator av komposit	04 21 038		3,0 [kg] => => 29,4 [N]	Banverket 2009l
U5	1	42 mm rör (dragstång)	04 17 060		3,0 [kg] => => 29,4 [N]	Banverket 2009m
U6	1	42 mm rör (diagonalrör)	04 17 066		3,0 [kg] => => 29,4 [N]	Banverket 2009n
U7	1	27 mm rör (tillsatsrör)	04 17 097		3,0 [kg] => => 29,4 [N]	Banverket 2009o
U8	1	Tillsatsrör	04 17 090		1,02 [kg] => => 10,0 [N]	Banverket 2009p

Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

Beteckning i beräkningar	Antal	Komponentnamn	Artikelnummer enligt Materialkatalogen, Banverket	Densitet	Egenvikt [kg], [kg/m] => Last [N]	Källa
Ingår i G	2	UNP-Balk		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	13,3 [kg/m] => 108,0 [kg]	Tibnor 2009, Burström 2001, tab.4.1, s.50
Ingår i G	2	Plåt 1		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	0,7 [kg]	Burström 2001, tab.4.1, s.50
Ingår i G	2	Plåt 2		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1,0 [kg]	Burström 2001, tab.4.1, s.50
Ingår i G	2	Plåt 3		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1,3 [kg]	Burström 2001, tab.4.1, s.50
Ingår i G	2	Plåt 4		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1,6 [kg]	Burström 2001, tab.4.1, s.50
Ingår i G	2	Plåt 5		$\rho_{\text{stål}}=7850$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1,8 [kg]	Burström 2001, tab.4.1, s.50
B1	1	Bärlina, Cu 50 mm <sup>2</sup> , d=9,4 mm	54 15 353	$\rho_{\text{koppar}}=8,96$ [g/cm <sup>3</sup> ] = 8960 [kg/m <sup>3</sup> ]	0,62 [kg/m] => 28,0 [kg] => 274,7 [N] (0,52 [kg] enligt Banportalen)	Banverket 2009g, Ekboom et al 1997, s.119
K1	1	Kontakttråd, 100 mm <sup>2</sup>	54 27 006	$\rho_{\text{koppar}}=8,96$ [g/cm <sup>3</sup> ] = 8960 [kg/m <sup>3</sup> ]	0,90 [kg/m] => => 40,3 [kg] => => 395,5 [N]	Banverket 2009r, Ekboom et al 1997, s.119

## 5.5 Vindlast

Det karakteristiska värdet för vindlasten,  $w_k$ , bestäms enligt avsnitt 3.6 BKR.

$$w_k = \mu q_k A$$

$w_k$ : karakteristiskt värde för vindlasten

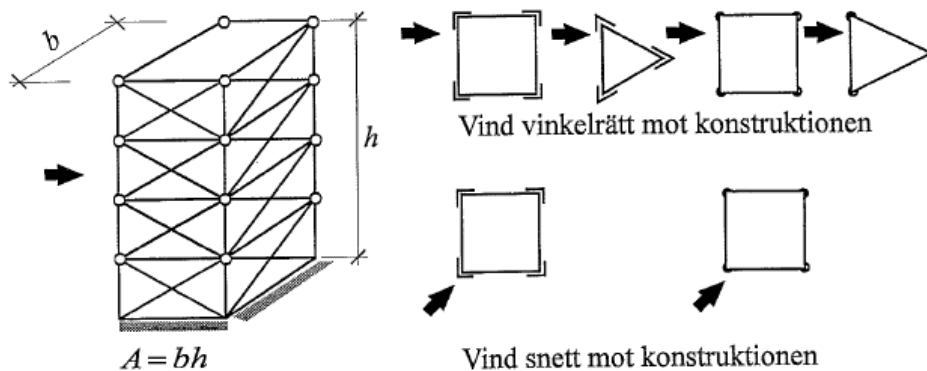
$\mu$ : dimensionslös formfaktor som beror av vindriktning och belastade byggnadsverksdelars och föremåls form

$q_k$ : karakteristiskt värde på vindens hastighetstryck

$A$ : area av vindbelastad yta

För konstaterande av aktuell formfaktor har Boverkets skrift *Snö- och vindlast* använts. Inga direkta anvisningar för kontaktledningsstolpar finns att tillgå i denna skrift. Däremot ingår ett avsnitt för fackverksmaster, avsnitt A2:5, vilket torde vara rimligt att anta, motsvarar kontaktledningsstolpar väl.

För att kunna utläsa formfaktor ur diagram krävs att kvoten  $A_f/A$  är känd.  $A_f$  är fackverkets nettoarea vinkelrätt mot vindriktningen,  $A$  definieras enligt figur 5.6 nedan.

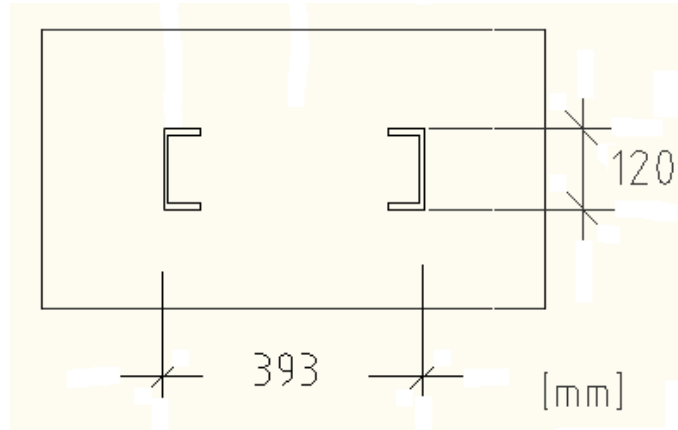


Figur 5.6 Definition av  $A$ . Fackverksmast (Boverket 1994, s.93)

Enligt figuren ovan är  $A=bh$ , vilket i aktuellt fall, se figur 5.7, torde motsvara följande:

Lastfall 1:  $b_1=0,12$  m,  $h_1=8,1$

Lastfall 2:  $b_2=0,393$  m,  $h_2=8,1$

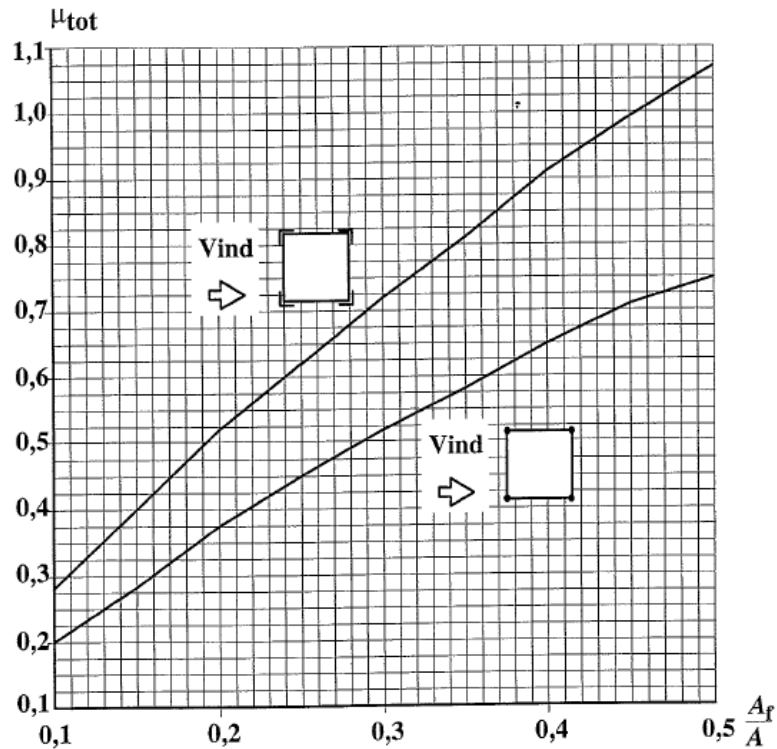


Figur 5.7 Aktuellt fall i kritiskt snitt sett ovanifrån

För lastfall 1 konstateras m.h.a. cadritning att längden hos vindutsatt UNP-balk är marginellt längre än stolpens totala höjd, p.g.a. detta används längden 8.1 m. Fackverkets nettoarea vinkelrätt mot vindriktningen konstateras vara:  $A_{f1} = 0,97 \text{ m}^2$ .

För lastfall 2 summeras en rad delytor som utsätts för vindbelastning, även de tre största komponenterna i utliggaren tas med i detta uttryck för att på så sätt få högre vindbelastning och därför få ett svar på säkra sidan. M.h.a. cadritning konstateras fackverkets nettoarea vinkelrätt mot vindriktningen vara:  $A_{f2} = 1,25 \text{ m}^2$ .

Antar att aktuell konstruktion har skarpkantade hörn, vilket är på säkra sidan. Ur diagram, se figur 5.8, kan nu formfaktorn utläsas:



Figur 5.8. Formfaktor,  $\mu$ , för fackverksmaster. Den övre kurvan avser konstruktion med skarpkantade stänger i hörnen. Den undre kurvan avser konstruktion med rundade stänger i hörnen (Boverket 1994, s.95)

Lastfall 1:

$$\frac{A_f}{A} = \frac{0,97}{0,12 \cdot 8,1} = 1 \Rightarrow \mu_{tot} = 1,1$$

I diagrammet för formfaktor ingår inte  $A_f/A=1,0$  varför värdet för formfaktorn i detta fall istället skattas. Formfaktorn ökar med ökat värde för  $A_f/A$ , därför antas  $\mu_{tot}=1,1$ , vilket är det högsta värdet för formfaktorn i diagrammet.

Lastfall 2:

$$\frac{A_f}{A} = \frac{1,25}{0,393 \cdot 8,1} \approx 0,4 \Rightarrow \mu_{tot} = 0,9$$

Det karakteristiska vindtrycket finns tabellerat för känd referensvindhastighet samt terrängtyp. Terrängtyp III antas, ”Terräng med stora spridda hinder, t.ex. förortsbebyggelse, mindre tätorter”. Vidare fås för Stockholm  $v_{ref}=24$  m/s. Detta ger  $q_k \approx 0,53$  kN/m<sup>2</sup> (Boverket 1994).



Karakteristisk vindlast blir alltså:

Lastfall 1:

$$w_k = 1,1 \cdot 0,53 \cdot 0,97 \approx 0,57 \text{ kN} \Rightarrow w_k \approx 0,58 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Lastfall 2:

$$w_k = 0,9 \cdot 0,53 \cdot 1,25 \approx 0,60 \text{ kN} \Rightarrow w_k \approx 0,48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Jämförs ovanstående konstateras värdena snarlika och i fortsättningen används samma värde i båda riktningar,  $w_k \approx 0,6 \text{ kN/m}^2$ .

Då snölast samt islast försummas i dessa beräkningar blir vindlast därmed huvudlast. Då beräkningar endast utförs i brottgränstillstånd används lastkombination 1 (Boverket 2009b, tab. 2:322a, s.41) och dimensionerande värde på vindlast blir följande:

$$q_d = 1,3 \cdot 0,6 = 0,78 \text{ kN} / \text{m}^2$$

## 5.6 Snö- och islast

Trots att snö- resp. islast försummas i dessa beräkningar kan det trots allt vara av intresse att diskutera dess storlek. Snölast för jämförelse beräknas liksom för en byggnadskonstruktion. Vad gäller byggnader skall snölast antas vara variabel och bunden last och bestämmas som tyngden per horisontal area. Inverkan av byggnadsverkets form och snöanhopningar till följd av vindpåverkan etc. skall även detta beaktas. Snölastens tyngd bestäms enligt följande:

$$s_k = \mu C_t s_o$$

$$s = \psi s_k$$

$s_k$  : karakteristiskt värde för snölast på tak

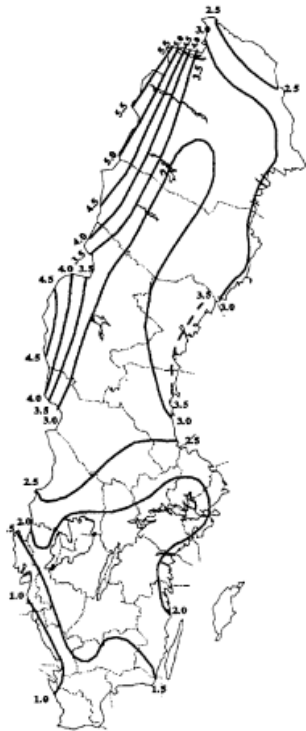
$\mu$  : formfaktor som beror av takytans form och av risk för snöanhopning till följd av vind, ras och glidning

$C_t$  : termisk koefficient som beror på energiförluster genom tak eller annan termisk påverkan, sätts vanligen lika med 1

$s_o$  : snölastens grundvärde på mark enligt figur 5.9

$s$  : snölastens vanliga värde

$\psi$  : lastreduktionsfaktor enligt figur 5.9



Snölastens grundvärde $S_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	Lastreduktionsfaktor $\Psi$
$\geq 3,0$	0,8
2,5	0,7
2,0	0,7
1,5	0,7
1,0	0,6

Figur 5.9 Föreskriven snölast på mark,  $s_0$

(Boverket 2009b, s.62-65)

På kontaktledningsstolpen är det endast i toppen på stolpen snö kan ansamlas, detta p.g.a. dess lutning. I toppen är lutningen  $0^\circ$ . Detta medför en formfaktor  $\mu=0,8$  (Boverket 1994). Enligt figur 5.9 ovan är snölastens grundvärde  $s_0=2,0$  kN/m<sup>2</sup> och lastreduktionsfaktor därmed  $\Psi=0,7$ . Detta ger:

$$s_k = \mu C_t s_o = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$s = \psi s_k = 0,7 \cdot 1,6 = 1,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Då stolpens topparea är  $A_{\text{topp}} = 0,120 \cdot 0,120 = 0,0144 \text{ m}^2$  medför detta punktlasten :

$$S = s \cdot A_{\text{topp}} = 1,12 \cdot 0,014 \approx 0,02 \text{ kN} = 16 \text{ N}$$

Jämförelse med egentyngd för kontaktledningsstolpen ges nedan:

$$\frac{\text{Snölast}}{\text{Egentyngd stolpe}} = \frac{S}{G} = \frac{16}{2176} = 0,007... \approx 0,7\%$$

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

Den snölast som kan tänkas ligga kvar på typfallet motsvarar mindre än 1% av endast stolpens egenvikt. Detta måste helt klart vara försumbart. Möjligen kan vindpåverkan medföra drivor, men p.g.a. kontaktledningsstolpens konstruktion skulle dessa möjliga drivor endast påverka fundamenttoppen och knappast själva stolpen.

I landets norra delar förekommer nedisning av stolpar, detta förmodas vara ytterst sällsynt i Stockholmstrakten där tänkt typfall är lokaliserat. Trots detta modelleras ett extremfall. Utsatt area för nedisning antas vara all synlig area från bricksida och balksida sett. Detta innebär:

$$A_{is} = 2 \cdot A_{f1} + 2 \cdot A_{f2} = 2 \cdot 0,97 + 2 \cdot 1,25 = 4,4 m^2$$

Istjockleken antas vara 10 mm, densitet för is uppgår till  $\rho_{is}=0,917 \text{ g/cm}^3$  (Ekbom et al 1997, s.63). M.h.a. dessa uppgifter kan den punktlast som islasten ger upphov till beräknas. Denna punktlast kommer precis som egenvikten att verka centriskt på kroppen.

$$m_{is} = 0,917 \cdot \frac{10^{-3}}{10^{-6}} \cdot 4,4 \cdot 0,01 \approx 40,3 kg \Rightarrow F_{is} = 40,3 \cdot 9,81 \approx 395 N$$

Jämförelse med egentyngd för kontaktledningsstolpen ges nedan:

$$\frac{\text{Islast}}{\text{Egentyngd stolpe}} = \frac{F_{is}}{G} = \frac{395}{2176} = 0,181... \approx 18\%$$

Detta ”islastfall” torde vara orimligt i Stockholmstrakten. Islasten motsvarar enligt ovan ca. 18 % av egentyngden för endast kontaktledningsstolpen. Trots att detta är betydligt mer än en tänkt snölast torde även islast vara försumbar vilket ovan redan antagits. I det osannolika fallet att det i denna region skulle ansamlas is på stolpen måste hänsyn tas till att isen medför ett ökat vindfång, vilket i sin tur innebär en ökad vindlast. Detta är betydligt mer allvarligt än att egentyngden skulle öka.

### 5.7 Beräkning av dimensionerande normalkraft, tvärkraft samt moment

För att förenkla beräkningen av dimensionerande krafter slås samtliga verkande krafter i utliggaren samman till en enda resulterande kraft, R. Vidare krävs att angreppspunkten för kraften R är känd, se figur 5.10.

Angreppspunkten tas fram genom momentjämvikt kring kontaktledningsstolpens centrumlinje. Nedan redovisas tyngder samt avstånd mellan centrumlinje och respektive komponents tyngdpunkt.

Tabell 5.2 Tyngder för utliggarens samtliga komponenter samt avstånd mellan vardera komponentens tyngdpunkt samt kontaktledningsstolpens centrumlinje

Beteckning	F [N]	$l_i(x)$ [m]	$M_i$ [Nm]
B <sub>1</sub>	274,7	2,386	655,4342
K <sub>1</sub>	395,5	2,513	993,8915
U <sub>1</sub>	35,2	0,18	6,336
U <sub>2</sub>	35,2	0,18	6,336
U <sub>3</sub>	29,4	0,44	12,936
U <sub>4</sub>	29,4	0,44	12,936
U <sub>5</sub>	29,4	1,633	48,0102
U <sub>6</sub>	29,4	1,6	47,04
U <sub>7</sub>	29,4	1,833	53,8902
U <sub>8</sub>	10,0	2,373	23,73
	$\Sigma=R=897,6$		$\Sigma M_i=M=1860,54$

Då ovanstående är känt kan så avståndet mellan angreppspunkt samt kontaktledningsstolpens centrumlinje beräknas.

$$M = R \cdot l_x \Rightarrow l_x = \frac{M}{R} = \frac{1860,54}{897,6} = 2,073m$$

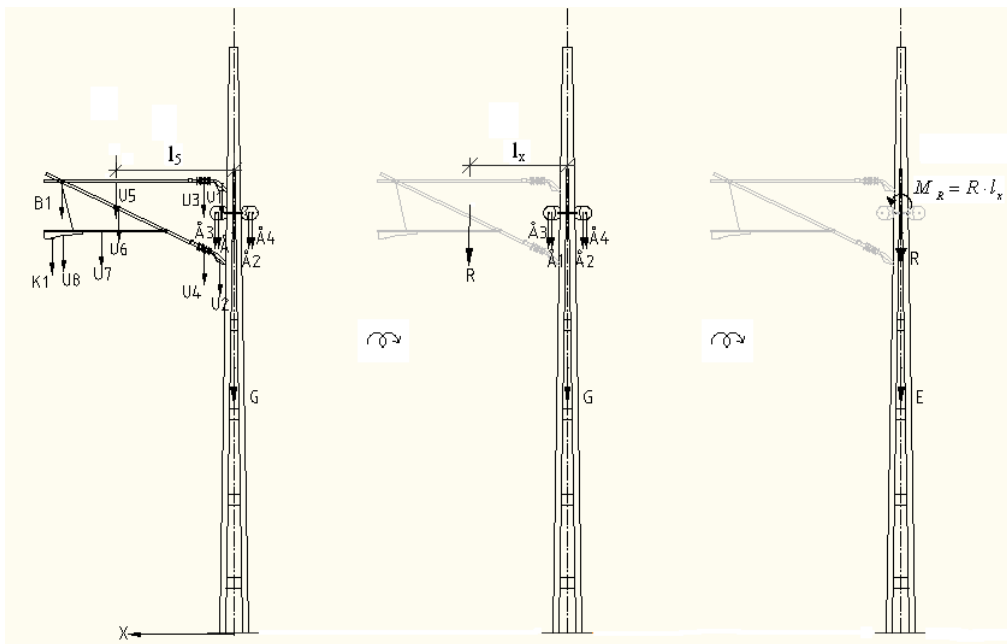
Då en excentrisk normalkraft kan betraktas som centrisk normalkraft och moment förflyttas den resulterande kraften, R, till stolpens centrumlinje. Denna förflyttning sker genom att ett rent moment adderas till följd av kraftens excentricitet, se figur 5.10. Kraftsystemen blir därmed ekvivalenta.

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

Vidare görs förenklingen att  $\dot{A}_1$ ,  $\dot{A}_2$ ,  $\dot{A}_3$  och  $\dot{A}_4$ , se figur 5.10, antas ingå i egentyingden för stolpen. Kraften E blir alltså:

$$E = G + \sum_{i=1}^4 \dot{A}_i = 2176 + 2 \cdot 82,8 + 2 \cdot 252,5 \approx 2847 \text{ N}$$

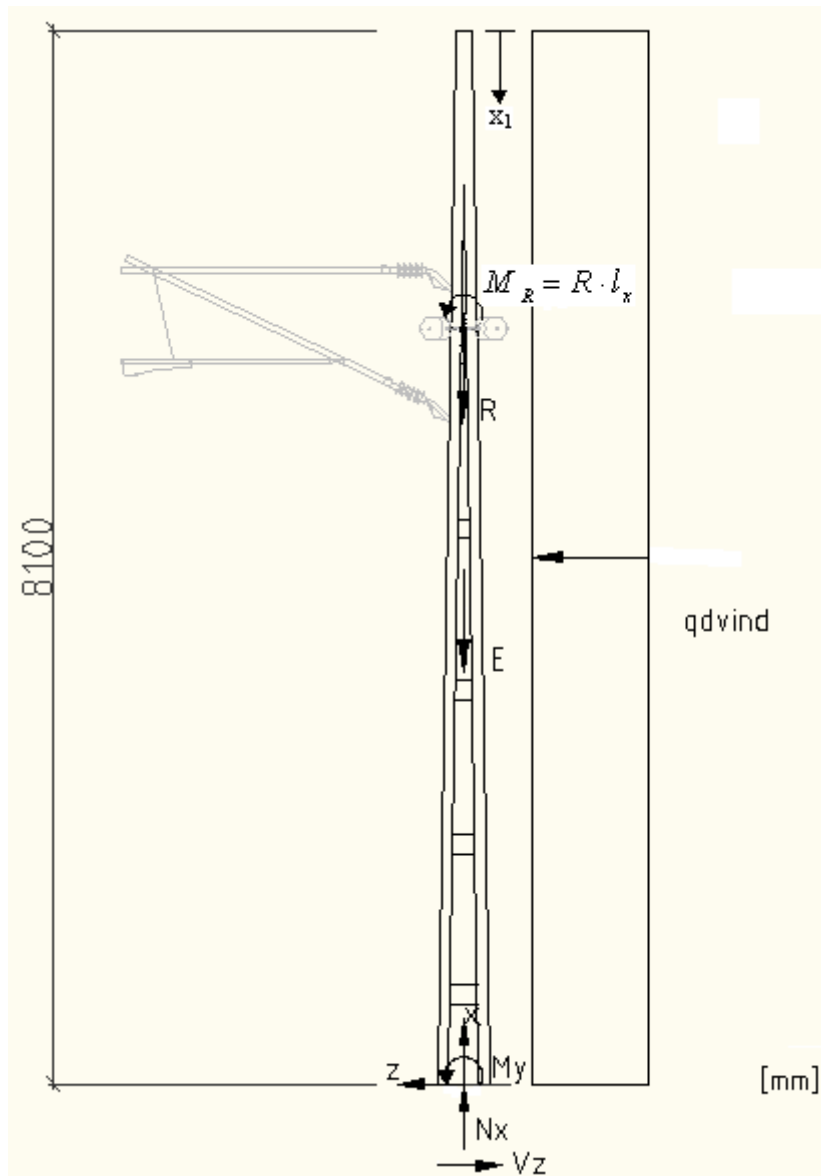
Tyngdpunkten för såväl aktuell stolpe som för den fiktiva konsolpelare vilken beräkning baseras på verkar någonstans längs med kontaktledningsstolpens centrumlinje.



Figur 5.10 Principskiss av kraftsystem

Lastfall 1, vindlast i styva riktningen

Ovanstående förenklingar resulterar i lastfall 1 enligt figur 5.11 nedan. (Det kan konstateras att lastfallet består av ett antal typfall, detta p.g.a. verkande krafter, vilka summeras.)



Figur 5.11 Lastfall 1

Dimensionerande vindlast blir i lastfall 1 följande:

$$\left. \begin{array}{l} q_{dwind} = 0,78 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ vindlast per area} \\ b = 0,12 \text{ m, bredd vindutsatt yta} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{dwind} = 0,12 \cdot 0,78 \text{ kN} / \text{m} = 0,0936 \text{ kN} / \text{m} = 93,6 \text{ N} / \text{m}$$

M.h.a. jämviktsekvationer fås så dimensionerande krafter,  $N_x$ ,  $V_z$  samt  $M_y$  enligt figur ovan, i kritiskt snitt.

$$\begin{aligned} (\uparrow): N_x - E - R &= 0 \Rightarrow N_x = E + R = 2847 + 897,6 \approx 3,7 \text{ kN} \\ (\overleftarrow{O(y)}): M_y + M_R + q_{dwind} \cdot h \cdot \frac{h}{2} &= 0 \Rightarrow M_y = -M_R - q_{dwind} \cdot h \cdot \frac{h}{2} = \\ &= -R \cdot l_x - q_{dwind} \cdot h \cdot \frac{h}{2} = -1860,5 - 93,6 \cdot 8,1 \cdot \frac{8,1}{2} \approx -5,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

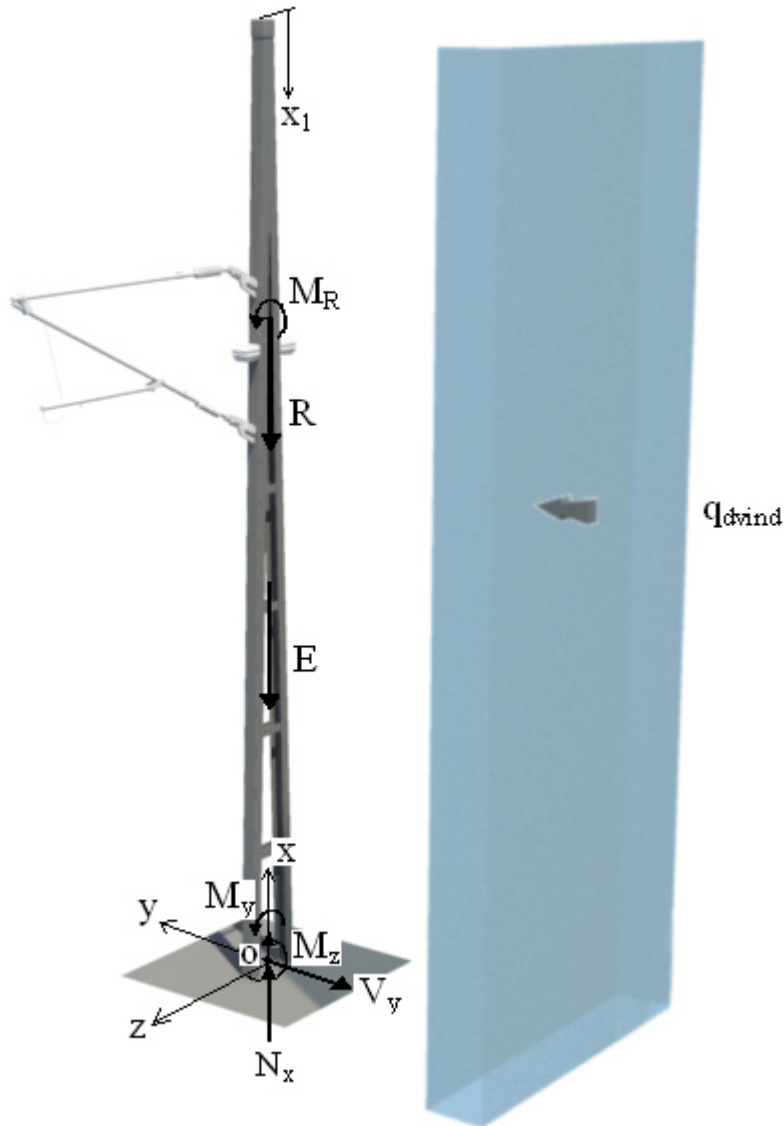
I lastfall 1 verkar endast vindlasten vinkelrätt balken. Denna utbredda last bidrar alltså ensam till tvärkraftsfördelningen längs balken.

$$\begin{aligned} 0 < x_l \leq 8,1 \\ (\leftarrow): -V(x_l) + q_{dwind} \cdot x_l &= 0 \Rightarrow V(x_l) = q_{dwind} \cdot x_l = 93,6 \cdot x_l \text{ [N]} \Rightarrow \\ \Rightarrow V_z = V_{max} = V(x_l = 8,1) &= 93,6 \cdot 8,1 = 0,8 \text{ kN} \end{aligned}$$



Lastfall 2, vindlast i veka riktningen

Lastfall 2 med förenklingar enligt ovan definieras i figur 5.12. (Det kan konstateras att även detta lastfallet består av ett antal typfall, detta p.g.a. verkande krafter, vilka summeras.)



Figur 5.12 Lastfall 2

Dimensionerande vindlast blir i lastfall 2 följande:

$$\left. \begin{aligned} q_{dwind} &= 0,78 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ vindlast per area} \\ A_{f,tot} &= 1,25 \text{ m}^2, \text{ vindutsatt yta} \\ h &= 8,1 \text{ m vindutsatt höjd} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{dwind} = \frac{q_{dwind} \cdot A_{f,tot}}{h} = \frac{0,78 \cdot 1,25}{8,1} \approx 0,1204 \text{ kN} / \text{m} = 120,4 \text{ N} / \text{m}$$

M.h.a. jämviktsekvationer fås så dimensionerande krafter,  $N_x$ ,  $V_y$ ,  $M_y$  samt  $M_z$  enligt figur ovan, i kritiskt snitt.

$$\begin{aligned} (\uparrow): N_x - E - R &= 0 \Rightarrow N_x = E + R = 2847 + 897,6 \approx 3,7 \text{ kN} \\ (\overline{O(y)}): M_y + M_R &= 0 \Rightarrow M_y = -M_R = -R \cdot l_x = -1860,5 \text{ Nm} \approx -1,9 \text{ kNm} \\ (\overline{O(z)}): M_z + q_{dwind} \cdot h \cdot \frac{h}{2} &= 0 \Rightarrow M_z = -q_{dwind} \cdot h \cdot \frac{h}{2} = -120,4 \cdot \frac{8,1^2}{2} \approx -4,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Även i lastfall 2 verkar endast vindlasten vinkelrätt balken. Denna utbredda last bidrar alltså ensam till tvärkraftsfördelningen längs balken.

$$\begin{aligned} 0 < x_l \leq 8,1 \\ (\leftarrow): -V(x_l) + q_{dwind} \cdot x_l &= 0 \Rightarrow V(x_l) = q_{dwind} \cdot x_l = 120,4 \cdot x_l \text{ [N]} \Rightarrow \\ \Rightarrow V_y = V_{max} = V(x_l = 8,1) &= 120,4 \cdot 8,1 = 1,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nedan sammanfattas dimensionerande laster vilka beräknats ovan:

Tabell 5.3 Dimensionerande laster

<b>Lastfall 1</b>	<b>Lastfall 2</b>
$N_x = 3,7 \text{ kN}$	$N_x = 3,7 \text{ kN}$
$M_y = -5,0 \text{ kNm}$	$M_y = -1,9 \text{ kNm}$
$V_z = 0,8 \text{ kN}$	$M_z = -4,0 \text{ kNm}$
	$V_z = 1,0 \text{ kN}$

## 5.8 Beräkning av tröghetsmoment

Då tvärsnittet som kontrolleras är sammansatt av två UNP-balkar krävs för vidare beräkningar att totalt tröghetsmoment är känt. För att kunna beräkna tröghetsmomentet krävs ett antagande om graden av samverkan mellan de båda profilerna. Extremvärden fås vid antagandet full samverkan alternativt antagandet ingen samverkan mellan profilerna. Vid antagandet fullständig samverkan fås värden på osäkra sidan emedan antagandet ingen samverkan ger värden på säkra sidan. Graden av samverkan beror på böjstyvheten hos de horisontala brickor som binder samman UNP-balkarna, vidare beror graden av samverkan även av hur tätt dessa brickor sitter samt hur dessa är fästade vid balkarna.

Fullständig samverkan mellan de båda U-profilerna antas i detta fall. För att kunna konstatera huruvida tvärsnittet klarar av de laster detta utsätts för och hur mycket detta kan korrodera innan bärförmågan understigs måste iterativa beräkningar för tvärsnittet utföras. Detta då tröghetsmoment, normalkraftskapacitet, momentkapacitet etc. förändras med korrosionsgrad. Alternativet är en kvalificerad uppskattning av hur mycket tvärsnittet kan korrodera baserat på fallet då tvärsnittet ej korroderat något.

### 5.8.1 Tröghetsmoment vid 0 mm korrosion

Då det totala tröghetsmomentet runt tvärsnittets tyngdpunkt eftersöks vid ett sammansatt tvärsnitt och full samverkan antas, används parallellförflyttningssatsen, eller Steiners sats.

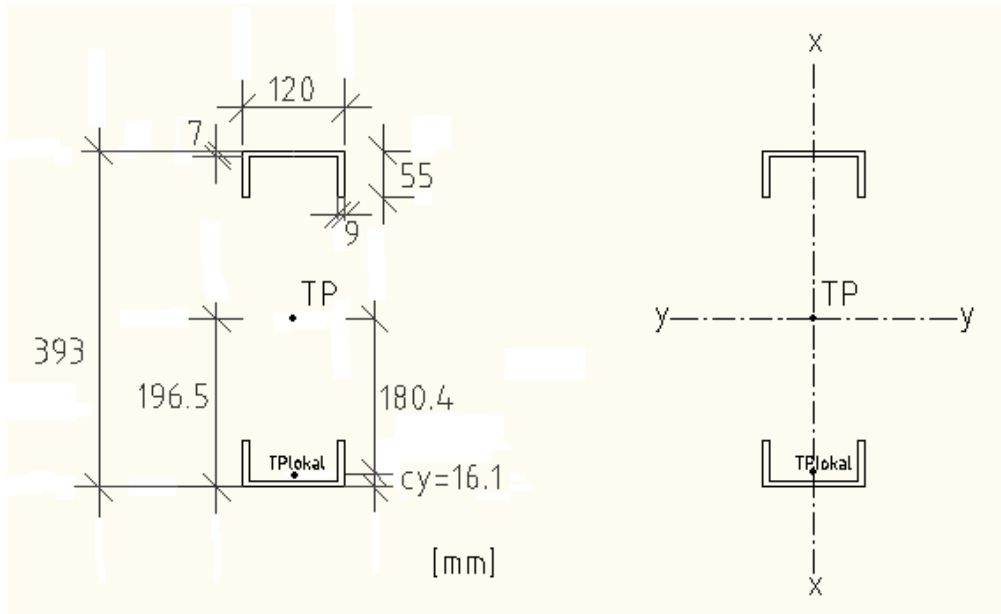
Då ingen korrosion ännu skett kan produktblad från Tibnor, se bilaga 5, användas för att få fram respektive delkomponents tröghetsmoment samt area:

$$A_{U120} = 1699 \text{ mm}^2 = 0,001699 \text{ m}^2$$

$$I_x = 364,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 3,643 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y = 43,06 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 4,306 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

Avstånd från global tyngdpunktsaxel till delkomponents lokala tyngdpunktsaxel enligt figur 5.13.



Figur 5.13 Tvärsnitt i kritiskt snitt vid 0 mm korrosion

Då ovanstående är känt blir totalt tröghetsmoment runt x- respektive y-axel alltså:

$$I_x = I_x^- + \bar{b}_1^2 A + I_x^- + \bar{b}_2^2 A = 2I_x^- + A(\bar{b}_1^2 + \bar{b}_2^2) =$$

$$= 2 \cdot 3,643 \cdot 10^{-6} + 0,001699 \cdot (2 \cdot (0^2)) = 7,286 \cdot 10^{-6} m^4$$

$$I_y = I_y^- + \bar{b}_1^2 A + I_y^- + \bar{b}_2^2 A = 2I_y^- + A(\bar{b}_1^2 + \bar{b}_2^2) =$$

$$= 2 \cdot 4,306 \cdot 10^{-7} + 0,001699 \cdot (2 \cdot (0,1804)^2) \approx 1,114 \cdot 10^{-4} m^4$$

Hade istället ingen samverkan antagits skulle värdena istället för totalt tröghetsmoment runt x- respektive y-axel blivit summan av de enskilda tröghetsmomenten enligt nedan:

$$I_x = 2 \cdot I_x^- = 2 \cdot 3,643 \cdot 10^{-6} = 7,286 \cdot 10^{-6} m^4$$

$$I_y = 2 \cdot I_y^- = 2 \cdot 4,306 \cdot 10^{-7} = 8,612 \cdot 10^{-7} m^4$$

Tröghetsmomentet runt x-axeln är detsamma som vid full samverkan medan tröghetsmomentet runt y-axeln skiljer sig markant.

## 5.9 Dimensionering typfall, korrosion 0 mm

### 5.9.1 Normalkraftskapacitet vid tryck

Kontroll av normalkraftskapacitet vid tryck sker enligt BSK 99 - Boverkets Handbok Om Stålkonstruktioner avsnitt 6.23.

$$\text{Villkor } N_{Rcd} > N_d$$

$$N_{Rcd} = \omega_c A_{gr} f_{yd}$$

$N_{Rcd}$  : normalkraftskapacitet

$\omega_c$  : reduktionsfaktor för knäckning

$A_{gr}$  : bruttoarea tvärsnitt

I kritiskt snitt sker ingen knäckning varför denna reduktionsfaktor sätts lika med ett.

$$N_{Rcd} = \omega_c A_{gr} f_{yd} = 1,0 \cdot 0,003398 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 727 \text{ kN} \gg 3,7 \text{ kN OK!}$$

### 5.9.2 Momentkapacitet

Kontroll av momentkapacitet sker enligt BSK 99 - Boverkets Handbok Om Stålkonstruktioner avsnitt 6.243. Momentkapaciteten för balkar med minst ett symmetriplan uppgår till det lägsta av följande värden:

$$\text{Villkor } M_{Rtd} > M_d$$

$$M_{Rtd} = \eta_t W_t f_{yd} \text{ för dragen kant}$$

$$M_{Rcd} = \omega_b \eta_c W_c f_{yd} \text{ för tryckt kant}$$

$M_{Rtd}$  : momentkapacitet för dragen kant

$M_{Rcd}$  : momentkapacitet för tryckt kant

$\eta$  : formfaktor vid böjning,  $\eta_t$  för dragen kant,  $\eta_c$  för tryckt kant

$W_t, W_c$  : bruttotvärsnittets böjmotstånd m.a.p. dragen resp. tryckt kant

$\omega_b$  : reduktionsfaktor för vippning

Då UNP-balkarna stagas av tvärgående plåtar anses vippning ej aktuellt varför parametern  $\omega_b$  sätts lika med ett. Detta medför, tillsammans med det faktum att det

fiktiva tvärsnittet är dubbelsymmetriskt, till att de båda uttrycken för momentkapacitet kommer att ge upphov till samma svar.

Då tvärsnittet tillhör TK 1, gäller följande:

$$\eta = \frac{Z}{W}, \text{ dock } \leq 1,25 \text{ (Boverket 2004, s.70)}$$

Generellt gäller att  $Z > W$ , då  $Z$  ej är känt sätts  $\eta = 1$  vilket ger ett värde för momentkapaciteten på säkra sidan.

$$W = \frac{I_z}{y_{max}} \Rightarrow$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_{max}} = \frac{7,286 \cdot 10^{-6}}{0,06} \approx 1,214 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{1,114 \cdot 10^{-4}}{0,1965} \approx 5,670 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Lastfall 1

$$M_{Rtd} = M_{Rcd} = \eta W f_{yd} = 1,0 \cdot 5,67 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 121 \text{ kNm} \gg 5,0 \text{ kNm OK!}$$

Lastfall 2

$$M_{Rtd} = M_{Rcd} = \eta W f_{yd} = 1,0 \cdot 1,214 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 26 \text{ kNm} \gg 4,0 \text{ kNm OK!}$$

### 5.9.3 Normalkraft och böjmoment

Vid inverkan av normalkraft och samtidigt verkande böjmoment verifieras bär-förmågan hos dubbelsymmetriska tvärsnitt enligt avsnitt 6:25 BSK 99 - Boverkets Handbok Om Stålkonstruktioner. Snittkontroll måste alltid uppfyllas.

#### Snittkontroll

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right)^{\gamma_0} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00 \text{ och}$$

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right)^{\alpha_0} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}}\right)^{\beta_0} + \left(\frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}}\right)^{\gamma_0} \leq 1,00$$

$$\alpha_0 = \eta_x^2 \eta_y^2, \text{ dock } \geq 1 \text{ och } \leq 2$$

$$\beta_0 = \eta_y^2, \text{ dock } \geq 1 \text{ och } \leq 1,56$$

$$\gamma_0 = \eta_{max}^2, \text{ dock } \geq 1 \text{ och } \leq 1,56$$

$N_{Sd}$  : normalkraft av dimensioneringslast

$M_{Sxd}, M_{Syd}$  : böjmoment av dimensioneringslast kring  $x$ - och  $y$ -axeln

$N_{Rd}$  :  $A_{gr} f_{yd}$

$M_{Rxd}$  :  $\eta_x W_x f_{yd}$

$M_{Ryd}$  :  $\eta_y W_y f_{yd}$

#### Lastfall 1

$$\gamma_0 = 1^2, \text{ dock } \geq 1 \text{ och } \leq 1,56$$

$$N_{Sd} = 3,7 \text{ kN}$$

$$M_{Syd} = 5,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd} = A_{gr} f_{yd} = 0,003398 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 727,2 \text{ kN}$$

$$M_{Ryd} = \eta_y W_y f_{yd} = 1,0 \cdot 5,67 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 121,3 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right)^{\gamma_0} + \frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \leq 1,00 \Rightarrow \left(\frac{3,7}{727,2}\right)^1 + \frac{5,0}{121,3} \approx 0,05 \leq 1,00 \text{ OK!}$$

Lastfall 2

$$\left. \begin{aligned}
 \alpha_0 &= 1 \\
 \beta_0 &= 1 \\
 \gamma_0 &= 1 \\
 N_{Sd} &= 3,7 \text{ kN} \\
 M_{Syd} &= 1,9 \text{ kNm} \\
 M_{Szd} &= 4,0 \text{ kNm} \\
 N_{Rd} &= A_{gr} f_{yd} = 0,003398 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 727,2 \text{ kN} \\
 M_{Ryd} &= \eta_y W_y f_{yd} = 1,0 \cdot 5,67 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 121,3 \text{ kNm} \\
 M_{Rzd} &= \eta_z W_x f_{yd} = 1,0 \cdot 1,214 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 26,0 \text{ kNm}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow & \left( \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{\alpha_0} + \left( \frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \right)^{\beta_0} + \left( \frac{M_{Szd}}{M_{Rzd}} \right)^{\gamma_0} \leq 1,00 \Rightarrow \\
 \Rightarrow & \left( \frac{3,7}{727,2} \right)^1 + \left( \frac{1,9}{121,3} \right)^1 + \left( \frac{4,0}{26,0} \right)^1 \approx 0,2 \leq 1,00
 \end{aligned}$$

#### 5.9.4 Tvärkraft

Tvärkraft dimensioneras efter avsnitt 6:261 BSK 99 - Boverkets Handbok Om Stålkonstruktioner.

Villkor  $V_{Rd} > V_d$

$$V_{Rd} = 0,58 A_w f_{yd}$$

$V_{Rd}$  : tvärsnittskapacitet

$A_w$  : li var ea

Lastfall 1

$$A_{wz} = 4 \cdot 55 \cdot 9 = 1980 \text{ mm}^2 = 0,00198 \text{ m}^2$$

$$V_{Rzd} = 0,58 A_w f_{yd} = 0,58 \cdot 0,00198 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 245,8 \text{ kN} > 0,8 \text{ kN OK!}$$

Lastfall 2

$$A_{wy} = 2 \cdot 120 \cdot 7 = 1680 \text{ mm}^2 = 0,00168 \text{ m}^2$$

$$V_{Ryd} = 0,58 A_w f_{yd} = 0,58 \cdot 0,00168 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 208,5 \text{ kN} > 1,0 \text{ OK!}$$



### 5.9.5 Sammanfattning

Ovanstående resultat av beräkningar sammanfattas i tabell nedan.

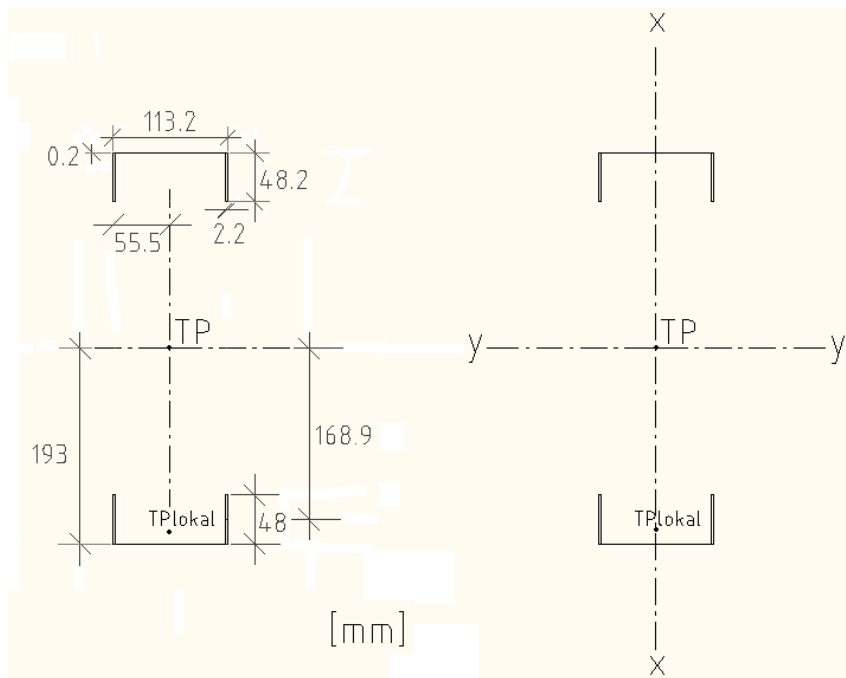
Tabell 5.4 Sammanställning resultat av beräkningar ovan, korrosion 0 mm.

Lastfall 1		Lastfall 2	
Dimensionerande laster	Bärförmåga	Dimensionerande laster	Bärförmåga
$N_x = 3,7 \text{ kN}$	$N_{Rxd} = 727 \text{ kN}$	$N_x = 3,7 \text{ kN}$	$N_{Rxd} = 727 \text{ kN}$
$M_y = -5,0 \text{ kNm}$	$M_{Ryd} = 121 \text{ kNm}$	$M_y = -1,9 \text{ kNm}$	$M_{Ryd} = 121 \text{ kNm}$
$V_z = 0,8 \text{ kN}$	$V_{Rzd} = 245,8 \text{ kN}$	$M_z = -4,0 \text{ kNm}$	$M_{Rzd} = 26 \text{ kNm}$
		$V_y = 1,0 \text{ kN}$	$V_{Ryd} = 208,5 \text{ kN}$
Snittkontroll		Snittkontroll	
$\left(\frac{3,7}{727,2}\right)^I + \frac{5,0}{121,3} \approx 0,05 \leq 1,00$		$\left(\frac{3,7}{727,2}\right)^I + \left(\frac{1,9}{121,3}\right)^I + \left(\frac{4,0}{26,0}\right)^I \approx 0,2 \leq 1,00$	

I det fall att ingen korrosion ännu skett konstateras inte helt oväntat dimensionerande laster understiga bärförmågan hos kontaktledningsstolpen i kritiskt snitt. Vidare konstateras m.h.a. snittkontroll att lastfall 2 blir dimensionerande. I snittkontrollen för lastfall 2 är den tredje ingående termen den som bidrar mest, den står för hela 85% varför denna term blir intressant.

För att snittkontrollen ej längre skall uppfyllas krävs att  $M_{Rzd}$  minskar till ca. 4,7 kNm. Detta sker genom att tvärsnittet minskas. Det skall dock tilläggas att minskar  $M_{Rzd}$  kommer även  $M_{Ryd}$  att minska vilket ger ytterligare bidrag i snittkontrollens vänsterled varför 4,7 kNm endast är ett riktmärke och inget exakt värde. Genom att räkna baklänges fås ett ungefärligt tröghetsmoment kring x-axeln varefter ett nytt korroderat tvärsnitt kan konstateras. Efter iterativa beräkningar konstateras samtliga kontroller, även de båda snittkontrollerna, uppfyllas nätt och jämnt då den totala korrosionen är 6,8 mm (d.v.s. 3,4 mm från både in- och utsida). För nytt tvärsnitt se figur 5.14. Areal har här reducerats med ca. 86% och uppfyller trots detta ställda krav för bärförmåga.

Det skall tilläggas att även dimensionerande laster förändras parallellt med att tvärsnittet minskas, framförallt egentygden. Detta försummas dock då beräkningar hamnar på säkra sidan genom att ursprungliga dimensionerande laster används.



Figur 5.14 Tvärsnitt i kritiskt snitt vid totalt 6,8 mm korrosion

### 5.10 Dimensionering typfall, korrosion 3,4 mm

Nedan redovisas kort beräkningen över kontroller då tvärsnittet korroderat totalt 6,8 mm.

Tröghetsmoment runt x- respektive y-axel

För mått se figur 5.14 ovan.

$$I_x = 2 \cdot \left[ \left( \frac{2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1132^3}{12} \right) + 2 \cdot \left( \left( \frac{0,048 \cdot 0,0022^3}{12} \right) + (0,0555^2 \cdot 0,048 \cdot 0,0022) \right) \right] \approx$$

$$\approx 1,35 \cdot 10^{-6} m^4$$

$$I_y = 2 \cdot \left[ \left( \frac{0,1132 \cdot (2 \cdot 10^{-4})^3}{12} \right) + (0,193^2 \cdot 0,1132 \cdot 2 \cdot 10^{-4}) + \right. \\ \left. + 2 \cdot \left( \left( \frac{0,0022 \cdot 0,048^3}{12} \right) + (0,1689^2 \cdot 0,0022 \cdot 0,048) \right) \right] \approx$$

$$\approx 1,382 \cdot 10^{-5} m^4$$

### Normalkraftskapacitet

$$N_{Rxd} = \omega_c A_{gr} f_{yd} = 1,0 \cdot 0,00046768 \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 100,1 \text{ kN} \gg 3,7 \text{ kN OK!}$$

### Momentkapacitet

$$W = \frac{I_z}{y_{max}} \Rightarrow$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_{max}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-6}}{0,0566} \approx 2,385 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{1,382 \cdot 10^{-5}}{0,1931} \approx 7,157 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

#### Lastfall 1

$$M_{Rtd} = M_{Rcd} = \eta W f_{yd} = 1,0 \cdot 7,157 \cdot 10^{-5} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 15,3 \text{ kNm} \gg 5,0 \text{ kNm OK!}$$

#### Lastfall 2

$$M_{Rtd} = M_{Rcd} = \eta W f_{yd} = 1,0 \cdot 2,385 \cdot 10^{-5} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 5,1 \text{ kNm} \gg 4,0 \text{ kNm OK!}$$

### Snittkontroll

#### Lastfall 1

$$\left( \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{\gamma_0} + \frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \leq 1,00 \Rightarrow \left( \frac{3,7}{100,1} \right)^1 + \frac{5,0}{15,3} \approx 0,4 \leq 1,00 \text{ OK!}$$

#### Lastfall 2

$$\left( \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{\alpha_0} + \left( \frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \right)^{\beta_0} + \left( \frac{M_{Szd}}{M_{Rzd}} \right)^{\gamma_0} \leq 1,00 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \left( \frac{3,7}{100,1} \right)^1 + \left( \frac{1,9}{15,3} \right)^1 + \left( \frac{4,0}{5,1} \right)^1 \approx 0,95 \leq 1,00$$

### Tvärkraftskapacitet

Lastfall 1

$$A_{wz} = 4 \cdot 48,2 \cdot 2,2 = 424,16 \text{ mm}^2 = 4,2416 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$V_{Rzd} = 0,58 A_w f_{yd} = 0,58 \cdot 4,2416 \cdot 10^{-4} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 52,6 \text{ kN} > 0,8 \text{ kN OK!}$$

Lastfall 2

$$A_{wy} = 2 \cdot 113,2 \cdot 0,2 = 45,28 \text{ mm}^2 = 4,528 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$V_{Ryd} = 0,58 A_w f_{yd} = 0,58 \cdot 4,528 \cdot 10^{-5} \cdot 214 \cdot 10^6 \approx 5,6 \text{ kN} > 1,0 \text{ OK!}$$



## 6 Diskussion och slutsatser

Ett stort utbytesprogram pågår inom Banverket bl.a. vad gäller äldre kontaktledningsstolpar. Samtidigt finns sträckor, både inom ramen för Banverkets regi och andra huvudmän, där utbyte inte är självklart. Sträckor där kontaktledningsstolparnas och deras fundamenters ålder ändå föranleder en diskussion huruvida de uppfyller de krav vad gäller hållfasthet etc. som finns. Hur bör man då förhålla sig till frågan huruvida man skall underhålla och behålla befintligt nät, alternativt göra en nyinvestering och byta ut befintliga stolpar? Förutsättningen är naturligtvis att anläggningen, i oskadat skick, klarar de laster den utsätts för. Är tanken att trafiken skall komma att förändras och påverka lastbilden, kanske en nyinvestering är nödvändig. Många gånger är det ju just detta som föranleder utbyte av kontaktledningsstolpar, snarare än att de är skadade på något sätt. Det intressanta scenariet är alltså då anläggningen klarar av de laster som påverkar den i det fall då den är hel, men rädsla finns att fundament och kontaktledningsstolpar av olika anledningar skadats och/eller inte kan fungera på det sätt som det är tänkt.

I denna situation, som i så många andra inom byggnation och infrastruktur, är det viktigaste att vara medveten om skadeorsak samt dess omfattning på aktuell konstruktion. Viktigt är även att samla in information om verkande laster, materialparametrar osv. för att kunna göra en modell så lik verkligheten som möjligt för att ett korrekt beslut skall kunna tas. Annars är risken att resurser slösas på en icke adekvat och kostsam åtgärd.

Då kontaktledningsstolpar beaktas måste hänsyn tas till både stolpe, fundament samt samverkan dem emellan, detta p.g.a. att stolpen som sådan fungerar på ett sätt, emedan det som är ingjutet fungerar på ett annat. Olika projekt har gång på gång under årens lopp konstaterat, att i fallet kontaktledningsstolpar är det kritiska snittet övergången mellan atmosfär och betong. Då fundamenttoppen bilats ned konstateras normalt ett rostband som sträcker sig 0-150 mm ned i betongfundamentet från fundamentets ovansida. Stolptvärsnittet i detta område har här utsatts för spaltkorrosion och utbredningen är normalt av typen allmän korrosion. Även djupare lokala rostangrepp har konstaterats där angreppet i regel kan iakttas som en rostrand ca. 5-10 mm bred. Avfrätningen varierar med ålder, lokalisering mm. Äldre stolpar och en mer aggressiv miljö ur korrosionssynpunkt innebär i regel värre korrosionsangrepp. Det talas om en spalt mellan betong och stål med sämre vidhäftning. Exakt hur denna spalt uppkommer är ett frågetecken. Man kan fråga sig om det endast är de två materialens olika egenskaper som ger upphov till spalten eller om det är exempelvis vibrationer från tågen, dåligt arbete vid gjutning etc. som bidrar.

För att ingjutet stål skall korrodera krävs syretillgång, elektrolyttillgång samt en depassivering av stålet. Normalt depassiveras stålet av att betongen karbonatiseras alternativt utsätts för klorider. Sveriges järnväg är lokaliserad på ett sådant sätt att

karbonatisering gissningsvis är den process som framförallt verkar nedbrytande på betongen. Det finns dock sträckor, exempelvis Västkustbanan, som utsätts för aggressiv miljö vad gäller klorider. Tösaltning sker ej av järnväg varför endast järnvägskomponenter i nära anslutning till vägar utsätts för klorider på detta sätt.

När det gäller ingjutet stål talas det i litteraturen normalt om fullständigt ingjutet stål, d.v.s. inte sådant gods som delvis sticker ut ur konstruktionen. Under detta arbete har jag letat med ljus och lykta efter någon litteratur som behandlar just detta ämne för jämförelse med kontaktledningsstolpen, där ju faktiskt stålstolpen endast till vissa delar är ingjuten i betongfundamentet. Detta gäller oavsett vilken fundamenttyp som man valt att använda. Antingen har jag misslyckats fatalt med detta uppdrag eller så saknas information i skriftform över detta område. Detta är i så fall värt att uppmärksammas. Korrosionsprocessen för delvis ingjutet gods torde ju rimligen få ett något annorlunda förlopp jämfört med helt ingjutet gods.

De facto är det så att förekommer en frilagd stålyta lokalt, genom sprickbildning alternativt om stålet sticker ut ur betongen p.g.a. konstruktionens utformning, kan en aktiverad stålyta uppkomma. Tillsammans med den passiverade stålytan inuti betongen bildar den aktiverade stålytan en s.k. aktiv/passiv-cell, där den aktiverade ytan agerar anod och angrips lokalt medan den passiverade fungerar som katod. Detta återfinns i litteratur, däremot har jag inte hittat några exempel vad gäller utsatta konstruktioner eller hur processen ter sig.

I fallet med kontaktledningsstolpen verkar karbonatisering från ytskikt på fundamenttoppens alla sidor. Med hög sannolikhet uppkommer särskilt goda förutsättningar för korrosion då den spalt mellan stål och betong, som ovan nämnts, med sina sämre egenskaper sannolikt tillåter karbonatisering direkt i anslutning till stålet och därmed direkt depassiverar detsamma.

En intressant fråga är huruvida Banverket lyckats komma förbi problemet med spalten mellan stål och betong då man infört kontaktledningsstolpar med fotplatta som skruvas fast på prefabricerat fundament. Det faktum att fundamenten är prefabricerade är fördelaktigt då bättre kontrollerade förhållanden vid tillverkning kan uppnås och på så sätt erhålls en högre kvalitet än vad man skulle gjort om fundamentet platsgjutits. Även i denna fundamenttyp sitter stål ingjutet i betong, nu i form av varmförzinkade bultar, se figur 2.4 samt 2.5. Området mellan stålet och betongen torde även detta uppnå en högre kvalitet p.g.a. fundamentets tillverkningsätt.

Avgörande för korrosionshastigheten i utomhusatmosfär är hur långa perioder stålytan är täckt av vatten. Då figurerna 2.4, 2.5 samt 6.1 nedan betraktas kan konstateras att betongfundamentet visserligen har en lutning som torde ge upphov till en god avrinning. Samtidigt kan dock konstateras att området närmast bulten lämnar en del att önska vad gäller konstruktiv utformning, i alla fall vad gäller just dessa fundament

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

(med högsta sannolikhet förekommer fler exemplar). Fickor runt bultarna där det kan ansamlas vatten syns i figur 6.1, vilket naturligtvis inte är optimalt ur korrosions-synpunkt. Samtidigt är den raka fotplattan i princip monterad horisontellt varför man kan fråga sig hur vatten skall rinna av själva stolpen. Plattan har vidare ett hål i mitten där vatten rinner direkt ned på betongfundamentet. Slutligen sticker inte fotplattan ut utanför själva betongfundamentet. Detta torde innebära att vatten kan ansamlas ovan nämnda fickor.



*Figur 6.1 Deltalj bilder på de bultar som fäster fotplattan till fundamentet. I figurerna syns bl.a. spalter mellan bultar och fundament. Foton tagna längs med tågsträckan Västra Hanninge-Nynäshamn*

Bultarna är som tidigare sagts kraftigt överdimensionerade och kommer säkerligen uppfylla krav på hållfasthet under den tid som är tänkt. Detta trots att desamma kommer att korrodera, för detta kommer de med hög sannolikhet att göra, särskilt om infästningen ser ut som i figur 6.1. Många gånger är problemet med korroderat stål det faktum att rostvolymen är högre än ursprunglig stålvolym och inte det faktum att stålet förlorar i kapacitet. Om bultarna rostar kan processen ge upphov till en sämre vidhäftning mellan betong och stål. Vad skulle detta i så fall innebära för bär-förmågan? Bultarnas längd uppgår till totalt 900 mm. För att kunna fästa kontaktledningsstolparna till dessa lämnas 165 mm av bulten utstickande utanför betongen. Detta innebär att 735 mm av bultarna är ingjutna.



Vad gäller äldre kontaktledningsstolpar samt dessas fundament, sträcker sig stolparna långt ned under det område som drabbas av korrosionsangrepp, varför vidhäftning mellan betong och stål inte borde vara ett orosmoment.

I fältundersökningen kunde påvisas att majoriteten av kontaktledningsstolparna var utsatta för allmän korrosion under fundamenttoppens betong. På de kontaktledningsstolpar som endast delvis var angripna av rost sträcker sig ett band mellan 5 och 10 cm ned i betongen. Avrostningen har skett på både in- och utsida av tvärsnitt. Vid denna typ av bärande konstruktioner är den här typen av korrosion mer allvarlig än lokal korrosion. Större andel av tvärsnittsarean försvinner p.g.a. att angreppen sker runt hela tvärsnittet på både in- och utsida. Efter att blästring skett kunde hos majoriteten av referensobjekten konstateras ett djupare jack som gick runt hela tvärsnittet på de båda U-profilerna. Jackets bredd varierade mellan 0-3 cm medan djupet hos detta jack varierade mellan 0-3,6 mm. För principskiss av korrosionsfigureringen se figur 4.20.

Med hög sannolikhet är referensobjekten utsatta för spaltkorrosion p.g.a. hur dessa är konstruerade. Kontaktledningsstolpens konstruktion där stål ligger tätt intill betong torde vara utmärkt miljö för spaltkorrosion, se stycket *Luftningscell* i avsnitt 3.1.1. Anledningen till att ett djupare jack i rostbandets övre del bildats är troligen att det är här angreppet börjat äta sig in i stålet och att korrosiv vätska ansamlats i denna spalt då betongen utsatts för fukt. Vätskan har därmed bidragit till att det framförallt är närområdet som fått möjligheten till snabb depassivering och utmärkta korrosiva förhållanden vad gäller syre och fukt.

Vad man kan fråga sig är om samtliga kontaktledningsstolpar är utsatta för spaltkorrosion eller om det istället är fråga om en aktiv/passiv-cell? Kanske är det rentav en kombination av de båda processerna som orsakar korrosion på kontaktledningsstolparna? Rostbandet som sträcker sig ca. 1 dm ned från fundamenttoppens överyta tyder på att spaltkorrosion verkar. Vad gäller det djupare angreppet i nära anslutning till överytan råder det större osäkerhet om. P.g.a. hur arbetet genomfördes är det inte helt klart huruvida jacket ligger precis ovan eller precis under fundamentets överyta. Beroende på var jacket faktiskt är lokaliserat kan olika processer bidragit till det faktiska förloppet. Ligger jacket nedan överytan är det sannolikt spaltkorrosion som verkar, ligger jacket istället ovan överytan kan det vara fråga om en aktiv/passiv-cell.

Stål är ett oerhört starkt material och beräkningar över typfall enligt givna förutsättningar ovan, visar att i kritiskt snitt kan tvärsnittet korrodera totalt 6,8 mm (d.v.s. 3,4 mm från både in- och utsida) utan att bärförmågan överstigs. Beräkningen innebär ett högre värde som stolpen kan korrodera än vad som ges i Banverkets rekommendationer vad gäller avfrättningsdjup i kontrollpunkter, (3 mm eller mindre stål stolpen rostskyddsmålas, 3-5 mm Banverkets respektive anläggningsområde kontaktas för bärighetsberäkning, mer än 5 mm avfrätning kontaktledningsstolpen tas ur bruk).

Trots att beräkningarna visar att tvärsnittet kan korrodera ett antal mm till innan bärformågan överstigs finns andra faktorer att tänka på (vilka Banverkets rekommendationer baseras på). Exempelvis kan utböjningen bli för stor innan bärformågan överstigs.

Om vi för ett ögonblick antar att stolparna och deras fundament funnits sedan 1913 då banan elektrifierades har dessa klarat sig över förväntan med sina 95 år! Förväntad livslängd är 40-50 år vilket skulle innebära att referensobjekten passerat bäst före datum med 45-55 år. Förvisso är korrosion en långsam process men med stor sannolikhet har stolparna och deras fundament erhållit olika typer av underhåll. P.g.a. de ytterst bristfälliga uppgifterna rörande material, ålder samt underhåll mister man tyvärr möjligheten att visa på korrekta samband mellan betongkvalitet, ålder, karbonatiseringsdjup, korrosionsdjup etc.

Efter samtal med experter inom området och studium av litteratur konstaterar jag att det i dagsläget tyvärr inte finns något annat sätt att konstatera pågående korrosion hos ingjutet stål, vad gäller kontaktledningsstolpar, än okulär besiktning. Fundamenttopp bör bilas ned för att besiktning av ingjutet gods skall kunna ske. Andra metoder är alltför osäkra och skall beslut tas angående kontaktledningsstolparnas vara eller icke vara krävs noggrann undersökning. Den metodik för tillståndsbedömning som idag används är för närvarande det bästa vi har att tillgå.

Enligt Banverket skall nedbilning av fundamenttopp ske ned till fast betong, alternativt minst 1 dm nedan det område som är angripet av korrosion. Detta tycks mig fullt logiskt då man upprepade gånger konstaterat att det är just området nära fundamenttoppens ovansida som angrips. Efter att bilning genomförts bör en ny fundamenttopp gutas för att skydda kontaktledningsstolpens nedre del. Innan detta görs bör ingjutet stål rengöras från rost, färg etc.

Vid gjutning bör betongen ha ett så lågt vct som möjligt, enligt Banverket  $vct \leq 0,45$ , detta för att skapa så goda förutsättningar som möjligt för att få en beständig konstruktion. Betongens täthet är i hög grad beroende av dess vct. Ett lägre vct ger en tätare betong, vilket leder till en mer långsam gasdiffusion. En långsam gasdiffusion ger exempelvis upphov till en mer långsam karbonatisering. Betongen bör även innehålla luftporbildande medel för att uppnå god frostbeständighet. Viktigt vid gjutning är att undvika vattenfickor samt tillse att fundamentet uppnår en tillräcklig lutning för att fullgod vattenavrinning skall kunna ske. Har kontaktledningsstolpen målats skall gjutning ske först efter att denna torkat och härdat. Uppgjutning sker som riktvärde upp till räls överkant, RÖK.

Något som är av yttersta vikt och som möjligen glöms bort ibland är att förankra den kunskap som finns angående material och metod hos den som utför exempelvis gjutning och förstärkningsarbeten. Självklart är det också viktigt att ta del av den kompetens som dessa yrkesmän- och kvinnor besitter.

Det förefaller inte omöjligt att någon kan tycka att det inte spelar någon roll om lite vatten tillsätts en betong som börjat stelna och endast någon/några fundamenttopp/-ar är kvar att gjuta. Denna episod kan drastiskt förändra betongens vct och följaktligen också dess egenskaper. Det känns inte heller omöjligt att verktyg släpas i marken då man är ute och arbetar i oländig terräng och därmed kan material från platsen, (exempelvis blad, grenar, jord etc.), av en olyckshändelse hamna i betongen, vilket kan påverka dess kvalitet. Det kan även tänkas att man under ett projekt är såpass ansträngda vad gäller tid, att arbeten måste utföras trots att väderförhållanden inte är optimala. Många gånger spelar inte detta någon roll. Utförs förstärkningsarbeten genom svetsning kan dock regnväder vara förödande, eftersom vattnets väte verkar förspädande.

Har beslut tagits om att behålla befintligt bestånd av kontaktledningsstolpar och underhålla desamma, kan man ju också fundera på om det finns enkla sätt att efter större åtgärd sätta in mindre dito, för att på så sätt öka konstruktionens livslängd. Känt är att korrosionen upphör då processen inte får tillgång till vatten och syre. Syretillgången är svårt att göra något åt, men kanske skulle det kunna vara praktiskt genomförbart att montera något slags regnskydd ovan det område där stolpen går ned i betongen. Likt ett fönsterbleck som går runt respektive balktvärsnitt och medger vattnet att falla utanför betongfundamentet.

Ytterligare en ide är att med jämna intervall göra en planerad pågjutning på befintligt fundament. Genom denna åtgärd förflyttas området som korroderar högre upp. Det område som först påverkats fortsätter visserligen att korrodera, men sannolikt med en lägre hastighet då tillgången på syre samt vatten torde minska, då avståndet till yt-skiktet ökat. Möjligen skulle detta kunna förlänga livslängden. Detta förutsätter att man vet ungefärlig korrosionshastighet. Pågjutningar av fundament görs redan idag, visserligen i korrosionsförebyggande syfte, men först då fundamentet höljts i makadam p.g.a. att rälsen under årens lopp höjs. Redan innan fundamentet höljts i makadam kan stålet ha hunnit börja rosta och åtgärden riskerar att vara för sen.

Jag har under arbetets gång kommit i kontakt med iden att man på något sätt skulle försluta den spalt som finns mellan betong och stål, för att på så sätt undvika att korrosionsprocessen får kontinuerlig tillförsel av fukt. Om endast området närmast stolpen tillsluts kommer enda resultatet vara att fukten får en längre transportsträcka och att initieringstiden till korrosionsstart möjligen förlängs. Det skulle vara nödvändigt att täcka hela fundamentet om denna grundide skulle vara genomförbar. Olika försök med övertäckning av fundamenttoppen har genomförts där någon typ av polymer använts. Dessa hade som resultat att den övertäckta betongen sprängdes då fukttransporten rubbats. Betongen kunde inte andas, vilket slutligen resulterade i frostsprängning. Jag ställer mig överhuvudtaget tveksam till ”förslutning”. Jag förordar istället att vatten skall avledas på lämpligt sätt.

Det är känt att en högre kalkhalt respektive en högre alkalihalt innebär en långsammare karboniseringshastighet. Något som skulle vara intressant att prova är om korrosion skulle påverkas negativt om man ”kalkade” befintliga fundament med jämna mellanrum, liksom man kalkar försurade sjöar.

Hur värderar man då de uppgifter man fått från en fördjupad besiktning? Som mycket annat handlar det i mångt och mycket om pengar. Det är en kostnadsfråga där underhållskostnad vägs mot reinvesteringskostnad. Reinvesteringskostnaden kan i vissa fall vara mindre, om man även väger in kommande livscykelkostnad. Vad gäller ekonomi är det mycket svårt att göra några generella bedömningar då många faktorer spelar in. Dessa faktorer är dessutom mycket projektspecifika. Faktorer som är avgörande för den totala kostnaden är exempelvis tågfria tidens totala längd, transport mellan upplag och arbetsplats, befintlig kontaktledning, markförhållanden, monteringsätt för fundament, antalet fundament och kontaktledningsstolpar, tid för projektet samt vilket företag som levererar material och genomför arbeten. För att ge en någotsånär nyanserad bild över ekonomiska nyckeltal vad gäller underhåll kontra reinvestering krävs att examensarbetets hela fokus läggs på detta, vilket inte har varit den huvudsakliga meningen med detta arbete.

Något som kan vara värt att diskutera är miljöaspekten i det hela. I de fall då kontaktledningsstolpen anses ha gjort sitt och skrotas, kan tyckas att det härskar lite av en slit och släng mentalitet. Många gånger kanske underhåll hade räckt. Detta kan dock i vissa lägen vara mer kostsamt. Å andra sidan är många gamla nitade/svetsade stålstolpar, som än idag är i bruk, i regel målade med oljefärger på ett glödskal d.v.s de är aldrig blåstrade. Detta innebär att det finns blymönja som grundfärg på hela konstruktionen, om ej underhåll i form av målning har skett under senare tid. Dessa stolpar kanske det finns en fördel i att kassera, då blyet i färgen ju påverkar natur och miljö negativt. På detta sätt kan avfallet ansvarsfullt tas om hand. I forskningsprojekt har dock konstaterats att då gammal färg inte brytits ned alltför mycket, kan denna helt enkelt övermålas utan att så mycket av den gamla färgen tas bort. Det hela blir en knepig avvägningsfråga.

En klar fördel med reinvestering framför underhåll är att man på så sätt får fullständiga uppgifter vad gäller mått, material och ålder. Banverkets standardisering är på många sätt lovvärd. Dels får man tillgång till fullständig information och kan katalogisera densamma för framtida behov. Man får dessutom p.g.a. likformigheten lättare att se var åtgärder behöver sättas in.

Under arbetet med detta examensarbete har jag gång på gång blivit varse, att information rörande äldre komponenter i det svenska järnvägsnätet är extremt svårt, om inte omöjligt, att komma över. Det rör sig inte om ovilja från någons sida, utan helt enkelt om att information såsom ritningar, materialkvaliteter, ålder etc. inte finns samlat centralt, alternativt överhuvudtaget inte existerar. Detta faktum gäller även den tågsträckning som ingått i fältundersökningen. Vid kontakt med SL konstaterades att

den information som för mig var intressant inte kunde uppåddas. Ritningar över de stolpar som ingick i undersökningen fanns inte tillgängliga, kunskap om de material som använts fanns inte inom organisationen och vad gäller underhåll av stolpar och fundament saknades även här dokumentation angående äldre arbeten. Den information som kan användas i denna diskussion, är alltså de förutsättningar vilka ges i kapitel 4, där de observationer och testresultat från fältundersökningen gav ingår.

Saltsjöbanan uppges ha underhållits och byggts om i omgångar. Om vi för ett ögonblick utgår ifrån att referensobjekten, vilka ingick i fältundersökningen, härrör från samma årtal då Saltsjöbanan elektrifierades, (nämligen 1913), uppgick åldern hos stolpar samt fundament vid fältundersökningen till 95 år.

Sannolik depassiveringsmekanism som påverkar stålet är p.g.a. referensobjektens lokalisering karbonisering. Möjligt är att ytterligare skademekanismer verkar på betongen, detta har dock inte konstaterats då undersökningen fokuserade på just nedbrytningsprocessen korrosion där stål och betong negativt verkar tillsammans. Klorider tros inte påverka fundamenten längs denna sträckning.

För en regnutsatt betong uppgår karboniseringsdjupet, enligt figur 3.4, för en 100 år gammal konstruktion till 9,5-27,5 mm för vct 0,45-0,75. Uppmätta karboniseringsdjup i test uppgick till 0-10,0 mm. Detta skulle kunna innebära att betongen, vilken fundamenttoppen består av, har ett vct mellan 0,45-0,55, vilket skulle innebära en betong med hög kvalitet. Karboniseringsdjupet 10,0 mm skulle också enligt samma figur kunna innebära att fundamenttoppen är 15 år gammal då vct = 0,75 och >100 år gammal då vct = 0,45.

Genom användning av figur 3.4 och konstaterande av åldrar samt karboniseringsdjup konstateras att det är fullt möjligt att fundamenttopparna faktiskt är de som ursprungligen gjutits vid elektrifieringen. Fullt möjligt är också att man bilat ned fundamenttopparna och därefter gjutit nya. Detta måste då ha gjorts senast någon gång i början av 90-talet. En sämre betongkvalitet måste då brukats för att uppnå det karboniseringsdjup som faktiskt existerar idag.

Korrosionsangreppen som påverkat ingjutet gods i övergången mellan betong och atmosfär, kunde vid uppmätning konstateras ha gett upphov till ett korrosionsdjup mellan 0 och 3,6 mm. Om vi förutsätter att inget djupare angrepp skett på stålet innan det gjutits in (detta skulle vara högst osannolikt) och åldern på fundamentet är ca. 15 år skulle detta innebära att korrosionshastigheten är maximalt 0,24 mm/år. Skulle åldern på fundamentet istället vara ca. 96 år skulle detta innebära en korrosionshastighet på maximalt 0,0375 mm/år.

I beräkningar konstaterades för konstruerat typfall att tvärsnittet kan korrodera totalt 6,8 mm (d.v.s. 3,4 mm från både in- och utsida) i fallet allmän korrosion, utan att för den skull överskrida bärförmågan i kritiskt snitt. Skillnaden mellan uppmätt maximalt

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

korrosionsdjup 3,6 mm och det fall att tvärsnittet korroderar 3,4 mm på både in- och utsida är 3,2 mm. I fallet att korrosionshastigheten är 0,24 mm/år skulle den värst drabbade stolpen kunna korrodera ca. 13 år till innan detta djup uppnås. I fallet att korrosionshastigheten är 0,0375 mm/år skulle den värst drabbade kontaktledningsstolpen kunna korrodera ca. 85 år till innan detta djup nås.

Vid jämförelse mellan uppmätt korrosionsdjup samt karbonatiseringsdjup hos de betongprover som togs i samband med fältundersökningen, kan inga generella slutsatser dras. Inget genomgående mönster finnes. För att kunna uppnå sådana resultat skulle materialet behövt utökas med fler prover för karbonatiseringsdjup, tagna enligt vedertagna normer.

Tabell 6.1 Tabellen visar jämförelse mellan korrosion samt karbonatiseringsdjup

Referensobjekt	Korrosion	Karbonatiseringsdjup
Ringvägen	2,2 mm	▪ Ej mätbart
Solsidan	Bredsida (balkens liv) 1,7 mm Kortsida (balkens fläns) 3,6 mm	▪ 5-10 mm ▪ 1-3 mm ▪ Ej mätbart
Tattby	2,1 mm 3,0 mm	▪ Ej mätbart
Östervik	< 1,0 mm	▪ 0 mm
Saltsjö duvnäs – station	2,4 mm	
Saltsjö duvnäs – linje	Utan anmärkning	▪ 0-3 mm
Tippen	Utan anmärkning	▪ 0-1 mm

De observationer som gjorts under fältundersökningen tyder på att man i många fall, innan fundamenttoppen bilats ned, kan anta att ingjutet gods är korrosionsdrabbat då man kan se missfärgning alternativt rostbildning runt balktvärsnitt nära fundamentets ovansida. Det skall dock påpekas att så inte alltid är fallet. Synligt gods och fundament kan tyckas vara i gott skick, men då betongen bilats ned kan det trots detta konstateras att ingjutet gods är starkt korrosionsangripet.

Förslag till fortsatta studier:

- Forskning rörande stål som inte till fullo är ingjutet
- Forskning rörande icke destruktiv metodik för att konstatera pågående korrosion hos ingjutet gods
- Metoder för att undvika problemet med spalt/spaltkorrosion mellan betong och stål
- En kostnadsanalys som jämför underhåll kontra reinvestering

## 7 Källförteckning

### Skriftliga

Aghult Kjell, Lind Lars Olof, Nordling Kjell, Sandin Gunnar, 1992, *Järnvägsdata*, upplaga 2, Svenska Järnvägsklubben, Stockholm, Svenska Järnvägsklubbens skriftserie nr 57, ISBN 91-85098-71-X

Boverket, 1994, redaktör Åkerlund Sture, *Snö- och vindlast*, upplaga 1:1, Kalmar, ISBN 91 7147 125-1

Boverket, 2004, redaktörer Göransson Lars, Åkerlund Sture, *Boverkets handbok om stålkonstruktioner*, BSK 99, upplaga 3:4, Karlskrona, ISBN 91-7147-527-3

Brennert Sven, 1980, *Materiallära*, nionde utgåvan, Maskinaktiebolaget Karlebo, Stockholm, ISBN 91-85026-27-1

Broomfield, John P., 1997, *Corrosion of steel in concrete – understanding, investigation and repair*, upplaga 1, London, ISBN 0 419 19630 7

Burström Per Gunnar, 2001, *Byggnadsmaterial – Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*, upplaga 5, Studentlitteratur, Lund, ISBN 91-44-01176-8

Camitz Göran, 1994, *Korrosion och korrosionsskydd av stålplåtar och stålspons i jord och vatten – Rapport 93*, Pålkommisionen, Linköping, ISSN 0347-1047

Ekbom Lennart, Larsson Stig, Bergström Lars, Ölme Alf, Jönsson Uno, Lillieborg Sigvard, Krigsman Thomas, 1997, *Tabeller och formler för NV-programmet*, upplaga 4, Liber AB, Malmö, ISBN 91-47-01022-3

Fagerlund Göran, 1992, *Betongkonstruktioners Beständighet – En översikt*, upplaga 3, Uppsala, ISBN 91-87334-00-3

Heyden Susanne, Dahlblom Ola, Olsson Anders, Sandberg Göran, 2005, *Introduktion till strukturmekniken*, KFS i Lund AB, Lund, ISBN 91-8855829-0

Isaksson Tord, Mårtensson Annika, Thelandersson Sven, 2005, *Byggkonstruktion*, Studentlitteratur, Lund, ISBN 91-44-04707-X

Kullander Björn, 1994, *Sveriges Järnvägs Historia*, Bra Böcker, ISBN 91-7119-713-3

Lundgren Karin, 2004, *Bärförmåga för betongkonstruktioner under nedbrytningsprocess – Rapport 04:14*, Institutionen för konstruktion och mekanik Betongbyggnad Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, ISSN 1651-9035

Mattsson Einar, 1992, *Elektrokemi och korrosionslära – Bulletin nr 100*, Korrosionsinstitutet, Stockholm, ISBN 91-87400-04-9

Nilsson Lars-Olof, 2008, *Handouts – Betong i livscykelperspektiv*, Kurs VBM031 Byggnadsmaterial Lunds Tekniska Högskola, Lund

Pettersson Karin, 1993, *Olika faktorerers inverkan på korrosionshastighet Mätningar på betongkonstruktioner i fält – CBI rapport 1:93*, Cement och Betong Institutet, Stockholm, ISSN 0346-8240

Poukhonto L. M., 2003, *Durability of Concrete Structures and Constructions*, A.A. Balkema Publishers, Indien, ISBN 90 5809 229 1

Rosander Karin, Karlsson Lars Olov, Bergkvist Johan, Fält Göran, Herpai Robert, Palmlund Lotta & Gunnervall Sven-Erik, 2005, *Järnvägen 150 år*, Informationsförlaget, Banverket samt ett flertal författare, Stockholm, ISBN 91-7736-540-2

Sederholm Bror & Forssander Märnit, 2002, *Övermålning av blymönjemålade stålkonstruktioner – ett alternativt rostskyddsunderhåll – Slutrapport*, KI rapport 2002:4, ISSN 0348-7199

Sederholm Bror, 2003, *Klassificering av korrosiviteten hos kontaktledningsstolpar närmiljö genom mätning av korrosionshastigheten hos kolstål och zink – Slutrapport*, KI rapport 2003:9, Stockholm, ISSN 0348-7199

Stenman Marie, 2005, *Grundläggningsmetoder för kontaktledningsfundament – Examensarbete 2005:148 CIV vid Luleå Tekniska Universitet*, Institutionen för Samhällsbyggnad & Avdelningen för Geoteknik, Luleå, ISSN 1402-1617

Thelander T.H., 1932, *Riktlinjer och Bestämmelser för Statens Järnvägars kontaktledningsbyggnader*, Centraltryckeriet, Stockholm

Tuutti Kyösti, 1982, *Corrosion of steel in concrete - CBI forskning research fo 4:82*, Svenska forskningsinstitutet för cement och betong vid Tekniska Högskolan i Stockholm, Stockholm, ISSN 0346-6906

Wernsberg Bert, Antell Olof, Borelius-Brodd Anna, Drachmann Frans, Forssell Gunvor, Kjellberg Henrik, Linde Gunnar, Matell Hans, Sehlå Bengt, Stensman Majlis, 1998, *Järn stål och smide i hus och miljö*, Byggforskningsrådet, Stockholm, ISBN 91-540-5821-X



Internet

AB Storstockholms Lokaltrafik, <http://www.sl.se/templates/Page.aspx?id=1659>, 2009-03-18, kl. 16.51

Banverket 2009a, <http://www.banverket.se/sv/Webbfunktioner/Toppmeny/OM-BANVERKET.aspx>, 2009-03-19 kl. 14.55

Banverket 2009b, <http://www.banverket.se/sv/Amnen/Om-Banverket/Verksamheten-/Banverkets-mal.aspx>, 2009-03-19 kl. 15.00

Banverket 2009c, <http://www.banverket.se/sv/Amnen/Om-Banverket/Verksamheten.-aspx>, 2009-03-19 kl. 15.00

Banverket 2009d, <http://www.banverket.se/sv/Amnen/Jarnvagen/Undersida-1-Jarnvagen/Framtidsplanen/Nedgang-har-vants-till-framgang.aspx>, 2009-03-19 kl. 15.05

Banverket 2009e, <http://www.banverket.se/sv/Amnen/Jarnvagen/Undersida-1-Jarnvagen/Framtidsplanen/Drift-underhall-och-utbyte.aspx>, 2009-03-19 kl. 15.05

Banverket 2009f, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0411220#>, 2009-07-12 kl. 20.15

Banverket 2009g, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0413002>, 2009-06-11 kl. 20.05

Banverket 2009h, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0421030>, 2009-06-11 kl. 20.10

Banverket 2009i, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0422060>, 2009-06-11 kl. 20.15

Banverket 2009j, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0422061>, 2009-06-11 kl. 20.15

Banverket 2009k, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0413088>, 2009-06-11 kl. 20.20

Banverket 2009l, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0421038>, 2009-06-11 kl. 20.20

Banverket 2009m, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0417060>, 2009-06-11 kl. 20.25

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

Banverket 2009n, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0417066>, 2009-06-11 kl. 20.25

Banverket 2009o, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0417097>, 2009-06-11 kl. 20.25

Banverket 2009p, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=0417090>, 2009-06-11 kl. 20.30

Banverket 2009q, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=5415353>, 2009-06-11 kl. 20.35

Banverket 2009r, <http://www4.banverket.se/BANVERKET/esa/ItemDetails.jsp?@-where.ItemID@EQ=5427006>, 2009-06-11 kl. 20.35

Banverket 2009s, <http://www.banverket.se/sv/Amnen/Om-Banverket/Verksamheten/Organisation-och-personal.aspx>, 2009-10-28 kl. 20.30

Banverket Leverans, 2009, *Elsäkerhetsföreskrifter för arbete på eller nära kontaktlednings- och tågvärmeanläggningar, BVF 1921*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_extern/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=22b80fd2-0f87-41dd-9671-35b85070b918](http://ida2004.banverket.se/bvdok_extern/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=22b80fd2-0f87-41dd-9671-35b85070b918), 2009-07-30 kl. 17.15

Banverket Leverans/Anläggning, 2007, *Underhållsbehovsanalys (UBA) Beslutsunderlag för underhållsåtgärd BVR 1802*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_extern/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=3760a3e2-def5-4466-9e38-9abfccb69065](http://ida2004.banverket.se/bvdok_extern/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=3760a3e2-def5-4466-9e38-9abfccb69065), 2009-03-25 kl. 23.30

Banverket Årsrapport 2007, <http://www.banverket.se/pages/12128/Årsredovisningar/BV-AR-2007-TG-x.pdf>, 2009-03-19 kl. 15.20

Boverket 2009, Boverket 2003, *Regelsamling för konstruktion – Boverkets konstruktionsregler, BKR byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*, upplaga 1, Vällingby, ISBN 91-7147-740-3, [http://www.boverket.se/upload/publicerat/bifogade%20filer/2003/regelsamling\\_for\\_konstruktion.pdf](http://www.boverket.se/upload/publicerat/bifogade%20filer/2003/regelsamling_for_konstruktion.pdf), 2009-02-27, kl. 14.21

Boverket 2009b, Boverket 2003, *Regelsamling för konstruktion – Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*, upplaga 1, Vällingby, ISBN: 91-7147-740-3, [http://www.boverket.se/Global/Webbokhandel/Dokument/2003/regelsamling\\_for\\_konstruktion.pdf](http://www.boverket.se/Global/Webbokhandel/Dokument/2003/regelsamling_for_konstruktion.pdf), 2009-07-17, kl. 12.25

Bustad Tohmy, 2008, *Artikel om kontaktledning – Nationalencyklopedin*, <http://www.ne.se/artikel/229411> kl. 11.05, 2008-11-03 kl. 11.05

Byggindustrin 2009, [http://www.byggindustrin.com/nyheter/vagverket-och-banverket-vill-ha-mer-peng\\_958](http://www.byggindustrin.com/nyheter/vagverket-och-banverket-vill-ha-mer-peng_958), 2009-03-19 kl. 14.15

Edström John-Olof, 2008, *Artikel om kontaktledning - Nationalencyklopedin*, <http://www.ne.se/artikel/317915/317915>, 2008-11-03 kl. 10.40

Haglund Christer, 2007, *Elkraftanläggningar Fördjupad tillståndsbedömning av stålkonstruktioner BVH 824.33*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=721512cd-908a-4ee6-8fc7-201cc591cf30](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=721512cd-908a-4ee6-8fc7-201cc591cf30), 2009-03-29 kl. 15.30

Järnväg.net 2009, <http://www.jarnvag.net/banguide/kontaktledning.asp>, 2009-03-19 kl. 13.00

Karlsson Magnus, 2002, *Typsektioner för banan med hänvisningar till BVH 581.16, BVH 585.31*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=bb60d897-2de0-475f-ab68-d5ee4a25d319](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=bb60d897-2de0-475f-ab68-d5ee4a25d319), 2009-07-13 kl. 14.30

Karlsson Vivianne, 2007, *Banverkets underhållsstrategi STRAT 800*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=82837e46-fc10-462e-8f2b-2f19d6168e7c](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=82837e46-fc10-462e-8f2b-2f19d6168e7c), 2009-03-27 kl. 14.40

KTH 2009, *Figur över Saltsjöbanan*, <http://www.nada.kth.se/aktuellt/konferenser/ruheconference/other/vSaltis.pdf>, 2009-03-18, kl 17.09

Lindgren Anders, 2004a, *Ledningsprojektering- Stolpar, tillåtna moment, BVS 543.35511* [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=9c43b749-03fa-46b6-a513-5165ff199fd0](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=9c43b749-03fa-46b6-a513-5165ff199fd0), 2009-03-25 kl. 23.30

Lindgren Anders, 2004b, *Dimensionering av friledning för starkström BVS 543.32*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=08696d26-4cdc-4884-81c5-4ef2f7fdf30e](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=08696d26-4cdc-4884-81c5-4ef2f7fdf30e), 2009-03-25 kl. 23.30

Lindgren Anders, 2004c, *Rostskyddsbehandling av stålkonstruktioner, BVH 543.38302*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=29c0f061-4a3f-413b-b6e2-0de5df511c45](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=29c0f061-4a3f-413b-b6e2-0de5df511c45), 2009-03-25 kl. 23.30

Lindgren Anders, 2004d, *Tekniska Bestämmelser Utförande och kontroll av kontaktledningsstolpar och strävor BVS 543.36325*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=0c134125-ad44-4e6d-adfa-d7240291598d](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=0c134125-ad44-4e6d-adfa-d7240291598d), 2009-03-25 kl. 23.30

Nilsson Erik, 2004, *Ledningsprojektering – Stolpars placering i förhållande till spår, BVS 543.35510*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=6e542ef6-2e6a-4d00-a004-f79d15818b08](http://ida2004.banverket.se/bvdok_external/ViewPdfDoc.aspx?docGUID=6e542ef6-2e6a-4d00-a004-f79d15818b08), 2009-03-25 kl. 23.30

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

Nilsson Erik, 2005, *Projektering av Banverkets Högspänningsledningar, BVH 543.3501*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_extern/ViewPdfDoc.aspx?-docGUID=b2764240-334a-4d79-9218-e8c0146c0d0f](http://ida2004.banverket.se/bvdok_extern/ViewPdfDoc.aspx?-docGUID=b2764240-334a-4d79-9218-e8c0146c0d0f), 2009-07-30 kl. 17.40

Ny Teknik 2009, [http://www.nyteknik.se/nyheter/fordon\\_motor/jarnvag/-article44101.ece](http://www.nyteknik.se/nyheter/fordon_motor/jarnvag/-article44101.ece), 2009-03-19 kl. 14.10

Riksrevisionen 2009, [http://www.riksrevisionen.se/templib/pages/Normal-Page\\_\\_\\_\\_\\_1866.aspx](http://www.riksrevisionen.se/templib/pages/Normal-Page_____1866.aspx), 2009-03-19 kl. 14.45

SIKA 2009 (SIKA, Statens institut för kommunikationsanalys), [http://www.sika-institute.se/Doclib/Import/104/sr\\_2002\\_4u71.pdf](http://www.sika-institute.se/Doclib/Import/104/sr_2002_4u71.pdf), 2009-03-19 kl. 13.25

Spenncon 2009, Foto över MoFix-fundament, <http://sc.interaktiv.as/produkter.asp?-meny=3,452&place=Produkter/Mofix-fundament>, 2009-07-13 kl. 16.00

Sperle Jan-Olof, 2008, *Artikel om kontaktledning - Nationalencyklopedin*, <http://www.ne.se/-artikel/229293>, 2008-11-03 kl. 10.45

Sundkvist Helena, 2004, *Inspännings- och regleringstabeller för fast inspända linor samt utliggare. (Al 212, Cu 130, Cu 35, FeAl 99, FeAl 62 lina. Utliggarinställning) BVS 543.37440*, [http://ida2004.banverket.se/bvdok\\_extern/ViewPdfDoc.aspx?-docGUID=842433c7-1b0a-4bcb-b4d4-260135244dcd](http://ida2004.banverket.se/bvdok_extern/ViewPdfDoc.aspx?-docGUID=842433c7-1b0a-4bcb-b4d4-260135244dcd), 2009-06-11 kl. 19.45

Tellerup 2009, *Foto utanför Teckomatorp 2004*, <http://www.tellerup.se/jarnvag-/bild/kontaktledTp.jpg>, 2009-03-24 kl. 15.47

Tibnor 2009, [http://www1.tibnor.se/C1256EF1005D76CD/0/4010BE51F11C1DF0C-125742C005229D7/\\$file/Konstr\\_tabeller\\_080415.pdf](http://www1.tibnor.se/C1256EF1005D76CD/0/4010BE51F11C1DF0C-125742C005229D7/$file/Konstr_tabeller_080415.pdf), 2009-06-05 kl. 00.10

Muntliga/Per korrespondens:

Haglund Christer, Banverket, telefonintervjuv 2009-03-23

Lindgren Anders, Banverket, 2009a, telefonintervjuv 2009-03-25

Lindgren Anders, Banverket, 2009b, mail 2009-06-08

Lindgren Anders, Banverket, 2009c, telefonintervjuv 2009-10-29

Nilsson Erik, Banverket, telefonintervjuv 2009-03-23

Nilsson Lars-Olof, Avd. för Byggnadsmaterial LTH, handledning, 2008-2009

Sederholm Bror, Korrosionsinstitutet, 2009a, telefonintervjuv 2009-03-20

Sederholm Bror, Korrosionsinstitutet, 2009b, telefonintervjuv 2009-08-07

Ulvdal Claes, Vectura, *Foto över sönderrostad brygga – Göteborgsområdet*, mail 2009-02-16

## Bilaga 1 Korrosivitetsklasser

Tabell 1.23a Korrosivitetsklasser enligt SS-EN ISO 12944-2, med hänsyn till atmosfärens korrosivitet samt miljöexempel

Korrosivitetsklass	Miljöns korrosivitet	Exempel på typiska miljöer i den tempererade klimatzonen (informativt)	
		Utomhus	Inomhus
C1	Mycket låg	-	Uppvärmade utrymmen med torr luft och obetydliga mängder föroreningar, t.ex. kontor, affärer, skolor, hotell.
C2	Låg	Atmosfärer med låga halter luftföroreningar. Lantliga områden.	Icke uppvärmda utrymmen med växlande temperatur och fuktighet. Låg frekvens av fukt-kondensation och låg halt luftföroreningar, t.ex. sporthallar, lagerlokaler.
C3	Måttlig	Atmosfärer med viss mängd salt eller måttliga mängder luftföroreningar. Stadsområden och lätt industrialiserade områden. Områden med visst inflytande från kusten.	Utrymmen med måttlig fuktighet och viss mängd luftföroreningar från produktionsprocesser, t.ex. bryggerier, mejerier, tvätterier.
C4	Hög	Atmosfärer med måttlig mängd salt eller påtagliga mängder luftföroreningar. Industri och kustområden.	Utrymmen med hög fuktighet och stor mängd luftföroreningar från produktionsprocesser, t.ex. kemiska industrier, simhallar, skeppsvarv.
C5-I	Mycket hög (Industriell)	Industriella områden med hög luftfuktighet och aggressiv atmosfär.	Utrymmen med nästan permanent fukt-kondensation och stor mängd luftföroreningar.
C5-M	Mycket hög (Marin)	Kust- och offshore-områden med stor mängd salt.	Utrymmen med nästan permanent fukt-kondensation och stor mängd luftföroreningar.

(Boverket 2004, s.20)

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

---

Tabell 1.23b Korrosivitetsklasser för vatten och jord samt miljöexempel

Korrosivitetsklass	Omgivning/användningsmiljö	Exempel
Im1	Sött vatten	Vattenkraftverksanläggningar
Im2	Havsvatten eller bräckt vatten	Hamnanläggningar
Im3	Jord	Nedgrävda tankar, rörledningar

(Boverket 2004, s.21)

## Bilaga 2 Massförluster för stål och zink

Tabell 1.23c Massförluster för stål och zink i olika korrosivitetsklasser

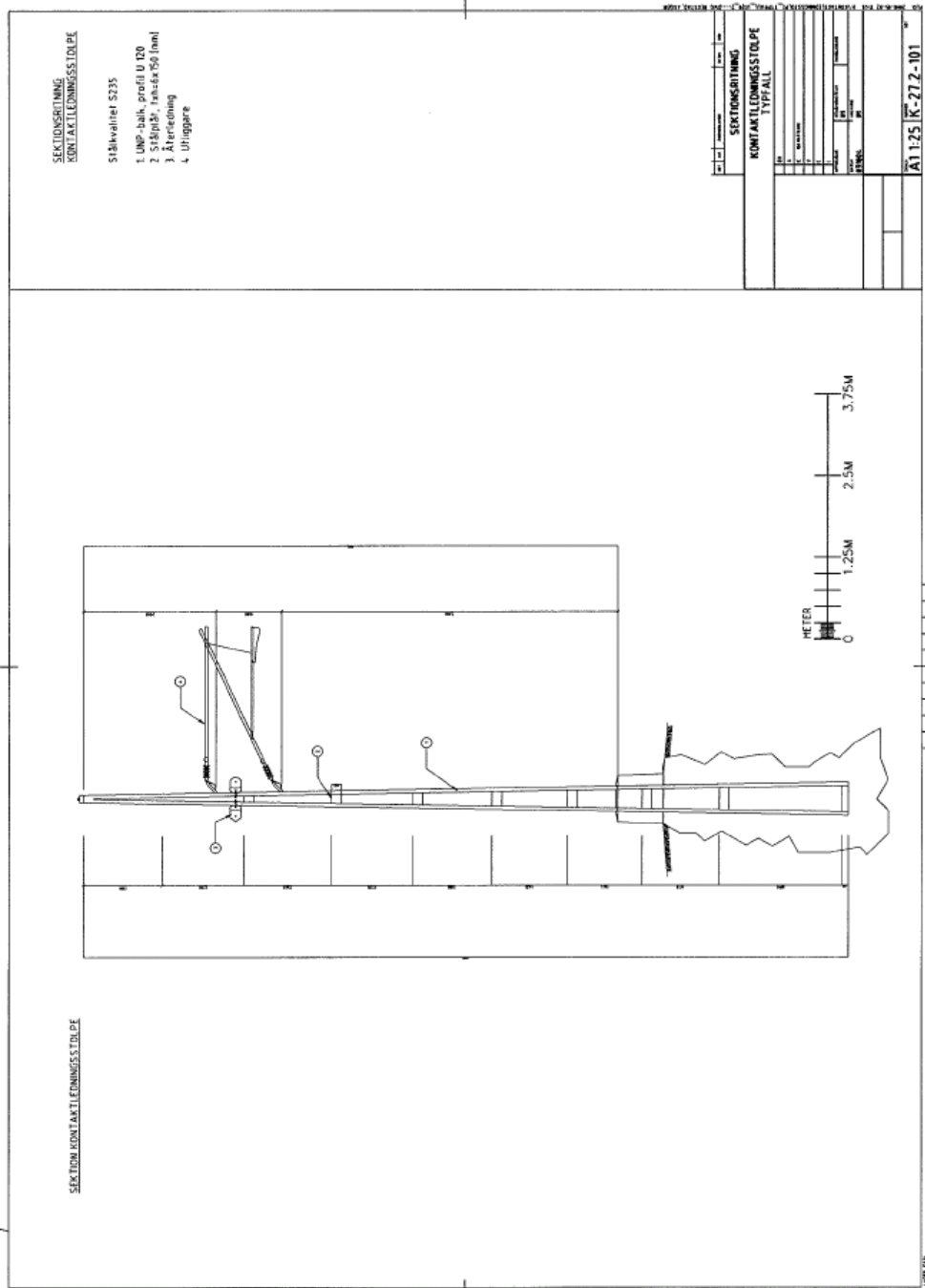
Korrosivitets- klass	Massförlust per ytenhet och tjockleksreduktion (1-årig exponering <sup>5</sup> )			
	Stål		Zink	
	Massförlust (g/m <sup>2</sup> )	Tjockleksreduktion (µm)	Massförlust (g/m <sup>2</sup> )	Tjockleksreduktion (µm)
C1	≤10	≤1,3	≤0,7	≤0,1
C2	>10 till 200	>1,3 till 25	>0,7 till 5	>0,1 till 0,7
C3	>200 till 400	>25 till 50	>5 till 15	>0,7 till 2,1
C4	>400 till 650	>50 till 80	>15 till 30	>2,1 till 4,2
C5-I	>650 till 1500	>80 till 200	>30 till 60	>4,2 till 8,4
C5-M	>650 till 1500	>80 till 200	>30 till 60	>4,2 till 8,4

(Boverket 2004, s.21)

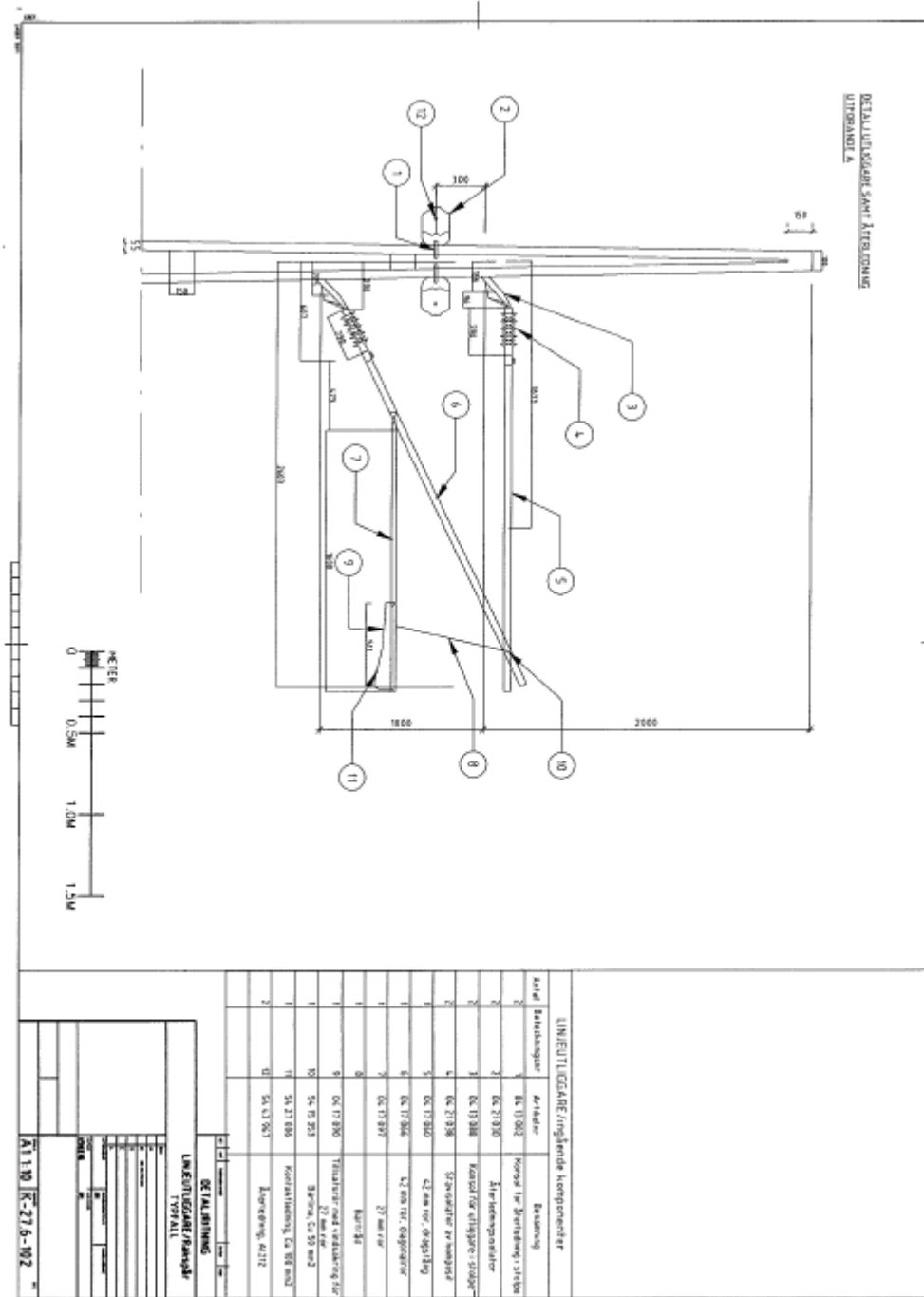
<sup>5</sup> Avfrättningshastigheten är i allmänhet högre i början av exponeringen.



### Bilaga 3 Cadrkning över typfall kontaktledningsstolpe

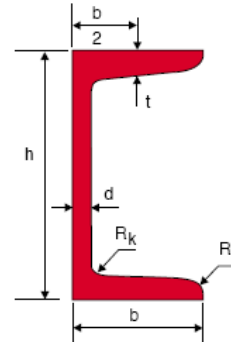


## Bilaga 4 Cadrifning över detalj – utliggare, typfall kontaktledningsstolpe



## Bilaga 5 Produktblad U-balk från Tibnor 2009

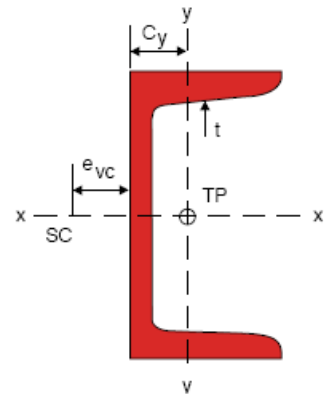
**U-stång**  
**U-balk**  
S235JR (S235JRG2)



Tvärsnittsdata													
Profil nr	Tvärsnittsmått						Areor och massa			TP	Böjning kring x-axeln		
	h	b	d	t	R <sub>k</sub>	R <sub>f</sub>	F	A	g	c <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>
U 30	30	33	5,0	7,0	7,0	3,5	0,170	544	4,3	13,4	6,4	4,26	10,8
U 40x20	40	20	5,0	5,5	5,0	2,5	0,142	366	2,9	6,7	7,6	3,79	14,4
U 40	40	35	5,0	7,0	7,0	3,5	0,198	621	4,9	13,3	14,1	7,07	15,1
U 50x25	50	25	5,0	6,0	6,0	3,0	0,181	492	3,9	8,1	16,8	6,73	18,5
U 50	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	0,229	712	5,6	13,7	26,5	10,6	19,3
U 60	60	30	6,0	6,0	6,0	3,0	0,215	646	5,1	9,1	31,6	10,5	22,1
U 65	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	0,273	903	7,1	14,2	57,5	17,7	25,2
U 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	0,313	1102	8,7	14,5	105,9	26,5	31,0
U 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	0,372	1345	10,6	15,5	205,3	41,1	39,1
U 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	0,429	1699	13,3	16,1	364,3	60,7	46,3
U 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	0,487	2037	16,0	17,6	604,8	86,4	54,4
U 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	0,545	2401	18,9	18,4	924,7	116	62,1
U 180	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	0,603	2797	22,0	19,3	1354	150	69,6
U 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	0,660	3218	25,3	20,1	1911	191	77,1
U 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	0,718	3744	29,4	21,4	2691	245	84,8
U 240	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	0,776	4231	33,2	22,4	3599	300	92,2
U 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	0,833	4828	37,9	23,7	4824	371	100
U 280	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	0,890	5330	41,8	25,3	6280	448	109
U 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	0,949	5876	46,1	27,0	8028	535	117
U 320	320	100	14,0	17,5	17,5	8,75	0,982	7580	59,5	26,0	10870	679	121
U 350	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	1,050	7730	60,6	24,0	12840	734	129
U 380	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	1,110	8040	63,1	23,8	15760	829	140
U 400	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	1,180	9150	71,8	26,5	20350	1020	149
Multipel Enhet	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	mm <sup>2</sup>	kg/m	mm	x10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	mm

## Kontaktledningsstolpen ur ett beständighetsperspektiv

<b>Storhetsbeteckningar</b>	$W_v$ = elastiskt vridmotstånd
F = mantelyta per m	$Z_v$ = plastiskt vridmotstånd
A = tvärsnittsarea	C = vridstyvhets $GK_v$
g = massa per m	$K_w$ = välvstyvhets tvärsnittsfaktor
$I_{x,y}$ = yttröghetsmoment	$W_w$ = elastiskt välvmotstånd
$W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd	$Z_w$ = plastiskt välvmotstånd
$r_{x,y}$ = tröghetsradie	$C_w$ = välvstyvhets $EK_w$
$K_v$ = vridstyvhets tvärsnittsfaktor	$k = \sqrt{C/C_w}$



Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln			Vridning					Välvning				k	Profil nr
$I_y$	$W_y$	$r_y$	$e_{vc}$	$K_v$	$W_v$	$Z_v$	C	$K_w$	$W_w$	$Z_w$	$C_w$		
5,10	2,60	9,7	9,1	0,0091	1,30	1,82	0,737	0,0044	0,023	0,048	0,92	28,2	U 30
1,14	0,86	5,6	3,4	0,0034	0,62	0,93	0,276	0,0016	0,010	0,019	0,34	28,5	U 40x20
6,68	3,08	10,4	9,9	0,0100	1,43	2,05	0,810	0,0119	0,039	0,082	2,50	18,0	U 40
2,49	1,48	7,1	5,3	0,0052	0,86	1,32	0,420	0,0066	0,024	0,045	1,38	17,4	U 50x25
9,10	3,74	11,3	11,0	0,0112	1,60	2,33	0,907	0,0278	0,063	0,131	5,84	12,5	U 50
4,51	2,16	8,4	5,9	0,0081	1,35	1,91	0,654	0,0183	0,044	0,084	3,85	13,0	U 60
13,98	5,04	12,4	11,8	0,0161	2,15	3,14	1,30	0,0773	0,115	0,243	16,2	8,96	U 65
19,36	6,35	13,3	12,2	0,0216	2,70	4,05	1,75	0,168	0,183	0,394	35,3	7,04	U 80
29,15	8,45	14,7	13,8	0,0281	3,31	5,18	2,28	0,414	0,313	0,670	86,9	5,12	U 100
43,06	11,1	15,9	14,3	0,0415	4,61	6,99	3,36	0,900	0,500	1,11	189	4,22	U 120
62,49	14,7	17,5	16,2	0,0568	5,68	9,08	4,60	1,80	0,781	1,70	378	3,49	U 140
85,05	18,3	18,8	17,2	0,0739	7,04	11,2	5,99	3,26	1,12	2,46	685	2,96	U 160
113,5	22,4	20,1	18,3	0,0955	8,68	13,7	7,74	5,57	1,56	3,45	1170	2,57	U 180
147,8	26,9	21,4	19,3	0,119	10,3	16,5	9,64	9,07	2,10	4,69	1900	2,25	U 200
195,9	33,5	22,9	20,6	0,160	12,8	20,7	13,00	14,6	2,87	6,41	3070	2,06	U 220
247,4	39,5	24,2	21,6	0,197	15,2	24,4	16,00	22,1	3,71	8,34	4640	1,85	U 240
317,3	47,8	25,6	23,0	0,255	18,2	29,7	20,70	33,3	4,88	10,9	6990	1,72	U 260
399,0	57,2	27,4	24,9	0,310	20,7	34,6	25,11	48,5	6,26	13,9	10180	1,57	U 280
493,2	67,6	29,0	27,1	0,374	23,4	40,2	30,30	69,1	7,94	17,3	14500	1,44	U 300
597,0	80,6	28,1	22,2	0,667	38,1	58,5	54,03	96,1	10,1	22,4	20180	1,63	U 320
570,0	75,0	27,2	20,5	0,612	38,3	56,5	49,57	114,0	10,5	23,5	23940	1,44	U 350
615,0	78,7	27,7	22,0	0,591	36,9	56,9	47,87	146,0	12,3	26,7	30660	1,25	U 380
846,0	102,0	30,4	24,6	0,816	45,3	71,6	66,10	221,0	16,4	36,1	46400	1,19	U 400
$\times 10^4$ mm <sup>4</sup>	$\times 10^3$ mm <sup>3</sup>	mm	mm	$\times 10^6$ mm <sup>4</sup>	$\times 10^3$ mm <sup>3</sup>	$\times 10^3$ mm <sup>3</sup>	$\times 10^9$ Nmm <sup>2</sup>	$\times 10^9$ mm <sup>6</sup>	$\times 10^6$ mm <sup>4</sup>	$\times 10^6$ mm <sup>4</sup>	$\times 10^{12}$ Nmm <sup>4</sup>	$\times 10^{-3}$ mm <sup>-1</sup>	Multipel Enhet