

# Design Guide



**Dimensionering av Ekonomiska och  
Långsiktigt Hållbara Samverkansbroar  
med Integrerade Landfästen**

Although all care has been taken to ensure the integrity and quality of this publication and the information herein, no liability is assumed by the project partners and the publisher for any damage to property or persons as a result of the use of this publication and the information contained herein.

1st Edition (Version 0.1)

Copyright © 2010 by project partners

Reproduction for non-commercial purpose is authorised provided the source is acknowledged and notice is given to the project coordinator. Publicly available distribution of this publication through other sources than the web sites given below requires the prior permission of the project partners. Requests should be addressed to the project coordinator:

RWTH Aachen University  
Institute for Steel Structures  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1  
52074 Aachen  
Germany  
Phone: +49-(0)241-80-25277  
Fax: +49-(0)241-80-22140  
E-mail: [stb@stb-rwth-aachen.de](mailto:stb@stb-rwth-aachen.de)

The present document and others related to the research project RFS-PR-04120 INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” and the successive dissemination project RFS – P2 - 08065 INTAB+ “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments”, which have been co-funded by the Research Fund for Coal and Steel (RFCS) of the European Community, can be accessed for free on the following web site:

<http://www.bridgedesign.de>

The project reports will be available in the near future free of charge in the EU bookshop:

<http://bookshop.europa.eu>

Cover picture:

BAB A8 bridge structure 5 near Harlaching, Germany, 2010 (© RWTH)

## Förord

Denna dimensioneringshandbok är ett resultat av forskningsprojektet RFS-PR-04120 INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integreral Abutments” (Feldmann, et al., 2010) och det efterföljande disseminationsprojektet RFS – P2 - 08065 INTAB+ “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integreral Abutments” (Feldmann, et al., 2012), som varit delfinansierat av EU:s forskningsfond ”Research Fund for Coal and Steel” (RFCS) samt Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond (SBUF).

Inom forskningsprojektet har väsentlig kunskap inhämtats för att skapa möjlighet att öka konkurrenskraften hos samverkansbroar med integrerade landfästen. Denna kunskap har inarbetats i denna dimensioneringshandbok, vars engelska version har presenterats vid ett antal internationella seminarier och workshops.

Författarna till handboken önskar härmed uttrycka sin tacksamhet till RFCS och SBUF för det ekonomiska stödet.

Markus Feldmann, Johannes Naumes, Daniel Pak  
*RWTH Aachen University, Institute for Steel Structures (RWTH)*

Milan Veljkovic, Jörgen Andersson  
*Luleå Tekniska Universitet, Avd. Stålbyggnad (LTU)*

Oliver Hechler, Nicoleta Popa  
*ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)*

Günter Seidl, Anton Braun  
*SSF-Ingenieure (SSF)*

Författarna vill även tacka de projektpartners inom huvudprojektet INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bros with Integral Abutments” för deras tekniska bidrag till denna handbok. Särskilt tack riktas till:

Martin Nilsson  
*Luleå Tekniska Universitet, Stålbyggnad (LTU)*

Peter Collin, Olli Kerokoski, Hans Pétursson  
*Ramböll Sverige AB (Ramböll)*

Max Verstraete, Carl Vroomen  
*Université de Liège, ArGEnCo Département (ULg)*

Mike Haller  
*ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)*

Svensk översättning utförd av Jörgen Andersson, LTU Stålbyggnad

Luleå, juni 2011



## Innehållsförteckning

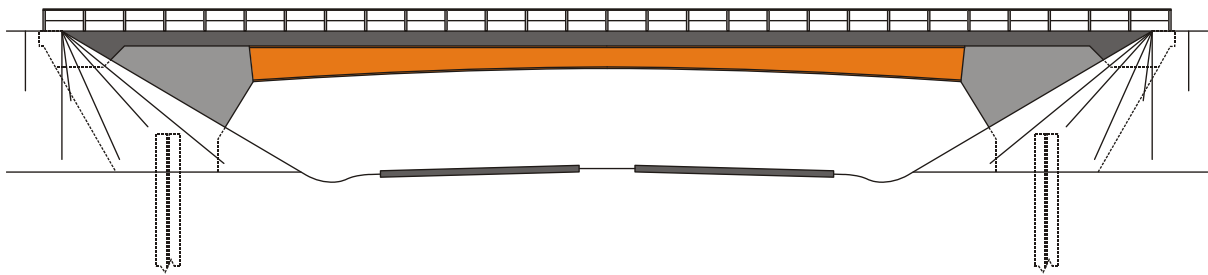
1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Fördelar	2
1.3	Omfattningsområde för integrerade broar	3
1.4	Dimensioneringsstrategier	4
1.5	Statiska system	5
1.6	Material och tvärsektioner	7
2	Definition av brodetaljer	10
3	Flödesschema vid dimensionering	11
4	Introduktion, jordmaterial	12
4.1	Jordens egenskaper	12
5	Grundläggning	13
5.1	Grundläggningsmetoder	13
6	Statiskt system	17
6.1	Överbyggnad	17
6.2	Underbyggnad	18
6.3	Byggsleden	21
7	Tvårsnittskonstanter	24
7.1	Spruckna zoner	24
7.2	Klassificering av tvärsnitt	24
7.3	Medverkande flänsbredd	25
7.4	Krypning och krympning	25
8	Laster	26
8.1	Lastklassificering	26
8.2	Trafiklast på motfyllning / överlast	27
8.3	Jordtryck mot landfästen	27
8.4	Temperaturlaster	30
9	Dimensionering av underbyggnad	32
9.1	Dimensionering av pålar	32
9.2	Dimensionering av anslutningen mellan påle och landfäste	34

10	Bruksgränstillstånd (SLS)	40
10.1	Vägbroar	41
10.2	Järnvägsbroar	42
11	Brottgränstillstånd (ULS)	43
12	Utmattningsgränstillstånd (FLS)	44
12.1	Allmänt	44
12.2	Lågcyklisk utmattning av stålplåtar	44
12.3	Rörplåtar	47
13	Utformning av detaljer	49
13.1	Ramhörn	49
13.2	Infästningsdetaljer	55
13.3	Länkplattor	56
14	Överhöjning	63
	Annex 1: Jordtryckskoefficienter	65
15	Referenser	71
16	Figurförteckning	75

## 1 Inledning

### 1.1 Bakgrund

Broar är en viktig beståndsdel i den europeiska infrastrukturen, samverkansbroar är en populär lösning i många länder och ett väletablerat alternativ till konventionella betongbroar. Deras konkurrenskraft är bland annat beroende av brolägets förutsättningar, lokala kostnader för material och personal samt entreprenörens erfarenhet. En stor fördel hos samverkansbroar jämfört med betongbroar är att stålbalkarna kan bära egentyngden hos form och betong vid gjutningen.



**Figur 1-1: Samverkansbro med integrerade landfästen**

En annan viktig fördel är kortare byggtid, vilket minskar trafikstörningarna och därmed inte bara sparar pengar för entreprenören utan även för trafikanterna, en aspekt som länge varit förbisedd. Nya studier visar på vikten av att inte bara ta hänsyn till produktionskostnaden vid val av brotyp, utan även till byggtiden och dess påverkan på nationalekonomin.

Numera ställs följande krav på broar, samtliga av dessa uppfylls av samverkansbroar:

- Låga kostnader för uppförande och underhåll
- Kort byggtid, vilket ger en lägre kostnad för trafikproblem under själva bygget
- En konstruktion som inte medför någon betydande störning för trafik under bron
- Minimala trafikstörningar pga underhåll

Alla ovanstående krav uppfylls givetvis också av broar med integrerade landfästen. Dessutom har denna brotyp en potential att slå ut alla traditionella broar med övergångskonstruktioner eftersom de inte bara minskar produktionskostnaden utan även minskar de ekonomiska och socioekonomiska kostnaderna.

- Överbyggnaden kan dimensioneras relativt slank, med minskad konstruktionshöjd och mindre behov av markarbeten. Detta leder i sin tur till lägre kostnader för material, tillverkning, transport och byggande.
- För vissa spännvidder kan integrerade broar utföras utan mellanstöd, vilket förenklar byggandet av bron eftersom trafikstörningarna under bron minskar avsevärt.
- Frånvaron av lager och övergångskonstruktioner gör att underhållskostnaderna kan minskas avsevärt.

Denna handbok riktar sig till konstruktörer, entreprenörer, broförvaltare och myndigheter som ett hjälpmedel genom hela processen från beslut, planering och dimensionering till byggande av broar med integrerade landfästen.



Figur 1-2: Samverkansbro med integrerade landfästen av SSF, A73 (München), Tyskland

## 1.2 Fördelar

Broingenjörer blir allt mer medvetna om nackdelarna som användandet av övergångskonstruktioner och lager medför. Övergångskonstruktioner är dyra vid inköp, installation, underhåll och reparation. Trasiga fogar kan leda till oförutsedda skador på bärverket. Dessa problem är en av huvudledningarna till att intresset för broar med integrerade landfästen är stort. Fördelarna är:

Byggekostnad:	Det är ofta ekonomiskt fördelaktigt att bygga broar med integrerade landfästen jämfört med broar med lager och fogar. Byggtiden kan minskas eftersom behovet av pålar är färre och tiden för montage av lager och fogar har eliminerats.
Underhållskostnad:	Läckande övergångskonstruktioner är en av de vanligaste orsakerna till korrosionsproblem. Övergångskonstruktioner och lager måste underhållas, repareras och bytas ut. Broar med integrerade landfästen saknar dessa och är därför billigare att underhålla.
Uppgraderingskostnad:	Det är enklare och billigare att modifiera en integrerad bro, exempelvis vid breddning.
Trafikantmiljö:	Inga övergångskonstruktioner betyder att det inte blir någon duns när bilarna kör in på eller lämnar en bro. Detta ger en behagligare resa för trafikanterna och en lägre ljudnivå.

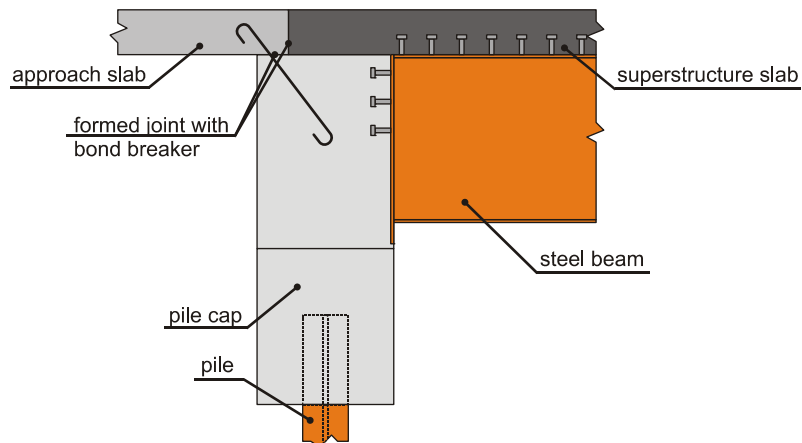


Jordbävningshållbarhet: Den vanligaste skadan som uppstår på en bro på grund av jordbävningar är att balken tappar sitt upplag. Detta är inget problem för en integrerad konstruktion.

### 1.3 Omfattningsområde för integrerade broar

Generellt kan integrerade broar definieras som:

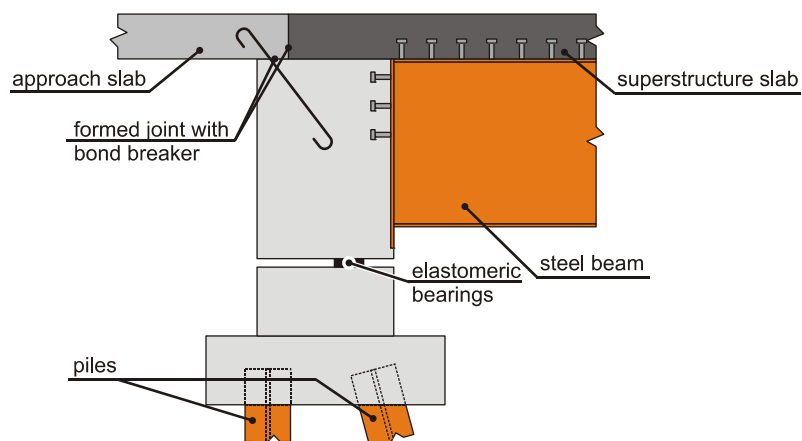
- Enspanss- eller kontinuerliga flerspanssbroar.
- Bron är byggd utan rörliga transversella fogar vid stöd.



Figur 1-3: Exempel på ett integrerat landfäste

Semi-integrerade broar kan definieras som:

- Enspanss- eller kontinuerliga flerspanssbroar.
- Brons landfästen är stadigt grundlagda.
- Brons överbyggnad kan röra sig fritt i längdled oberoende av rambenen.



Figur 1-4: Exempel på ett semi-integrerat landfäste

## 1.4 Dimensioneringsstrategier

Broar med integrerade landfästen kan generellt sett dimensioneras utefter två olika koncept:

1. Grundläggning på slanka pålar, dvs. med låg inspänningsgrad.

I USA är det vanligt att ramben och pelare grundläggs på en enda rad av slanka pelare. Brokonstruktionen kan anses vara en kontinuerlig ram med ett enda horisontellt element och två eller flera vertikala element. Eftersom de vertikala elementen är slanka kan det horisontella elementet (den kontinuerliga överbyggnaden) antas vara fritt upplagd eller med en ledad infästning. Som en konsekvens av detta kan man, bortsett från dimensioneringen av de kontinuerliga infästningarna ovan ramben och pelare, bortse från ramverkan när man analyserar överbyggnaden för superponerade egentyngder och rörliga laster. (Burke Jr, 2009). Vidare blir dimensioneringen av ramhörnet relativt enkelt eftersom endast ett litet böjmoment överförs via detta.

2. Grundläggning på styva pålar, dvs. med hög inspänningsgrad.

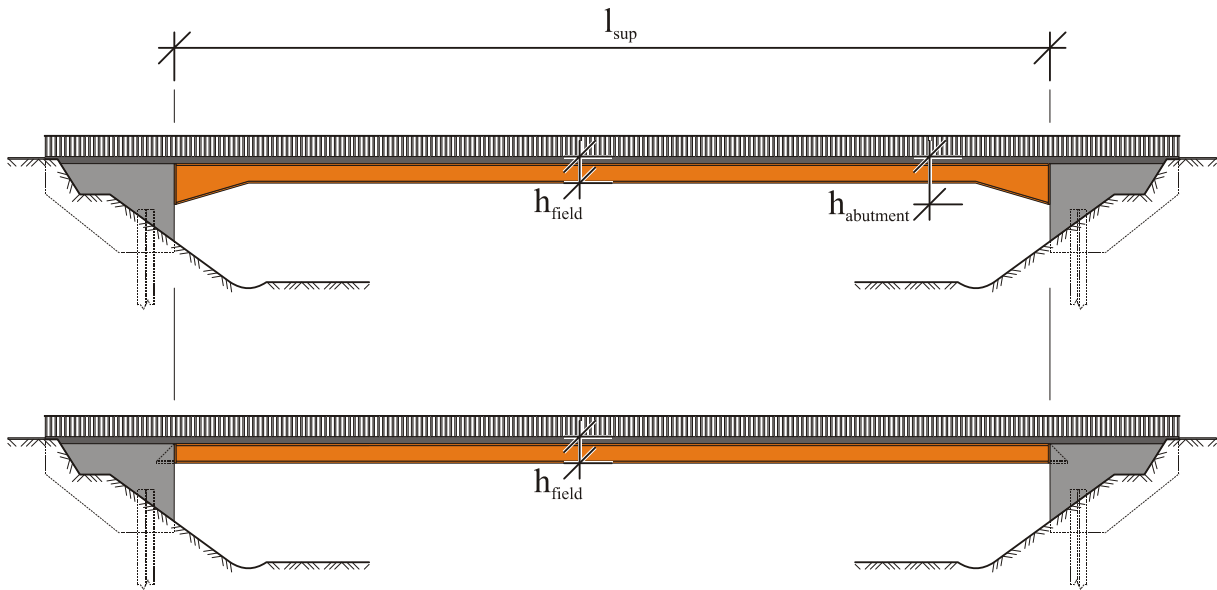


Figur 1-5: Integrerad bro, BAB A8 (SSF), grundlagd med hög inspänningsgrad

Ju slankare man dimensionerar en överbyggnad desto styvare måste underbyggnaden vara (Braun, et al., 2006). För att kunna öka momentupptagningen i ramhörnet på bron och därigenom minska momentet i fältmitt är det horisontella elementet (den kontinuerliga överbyggnaden) delvis inspänd via de styva vertikala elementen. Utifrån detta koncept kan relativt slanka brokonstruktioner utan mellanstöd dimensioneras (Figur 1-5). Referensvärden för lämpliga slankhetstal hos väg- och järnvägsbroar redovisas i Tabell 1.1.

Tabell 1.1: Slankhetstal hos överbyggnader för väg- och järnvägsbroar (Braun, et al., 2006)

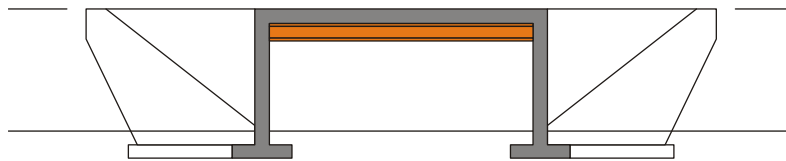
	Konstruktion	Stöd $I_{sup}/h_{abutment}$	Fältmitt $I_{sup}/h_{field}$	Utan vot $I_{sup}/h_{field}$
Väg	armerad betong	12-18	20-25	18-21
	förspänd betong	15-19	24-30	20-25
	samverkansbro	15-19	25-35	21-25
Järnväg	armerad betong	10-15	20-25	16-18
	förspänd betong	15-20	20-25	-
	samverkansbro	15-18	25-30	18-21



Figur 1-6: Bro med integrerade landfästen, slankhetsdefinitioner (med resp. utan vot)

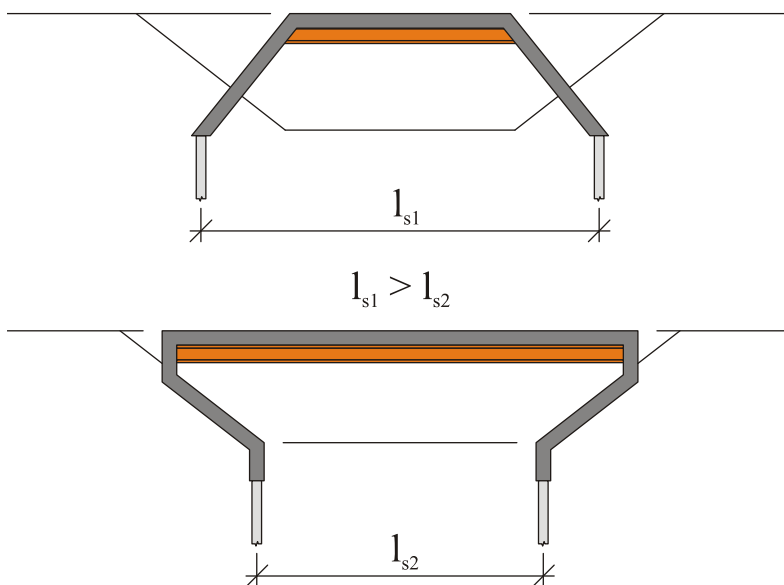
### 1.5 Statiska system

En typisk ramkonstruktion sträcker sig över ett spann och är grundlagd på bottenplattor (Figur 1-7). Vid större spannvidder är en bottenplatta att föredra då inspänningsmomentet från temperaturlaster och påslagning kan absorberas i konstruktionen på ett bättre sätt.



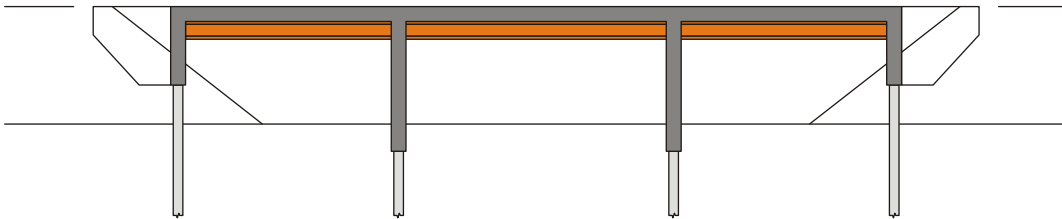
Figur 1-7: Bro med integrerade landfästen

Av estetiska skäl, men även för att förbättra trafikanternas synförhållanden, kan man använda lutande ramben (Figur 1-8). Att luta rambenet bakåt skapar ett mindre fältmoment, överbyggnaden är dimensionerad för spannvidden  $l_{s2}$  vilket ger visuellt slanka överbyggnader.



**Figur 1-8: Integrerad bro med lutande landfästen**

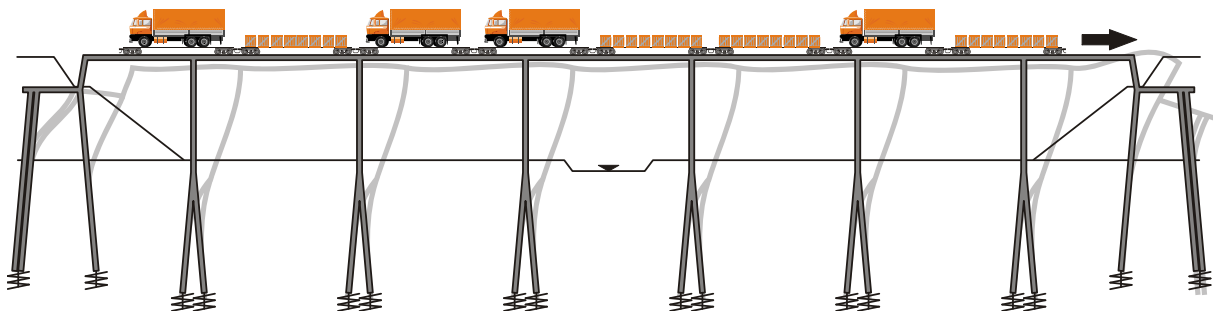
För flerspansskonstruktioner är det tillrådligt att ställa pelare och landfästen på bottenplattor i vilket fall som helst (Figur 1-8). Alternativt kan landfästena avskiljas från överbyggnaden genom att använda lager, vilket då kallas en semi-integrerad konstruktion (Figur 1-10). Dock förlorar man flera fördelar genom att använda lager. Stora bromskrafter kan endast tas upp genom pelarnas grundläggning. Med helt integrerade landfästen överförs bromslasten direkt via landfästernas grundläggning in i vägbanken (Figur 1-11).



**Figur 1-9: Kontinuerlig bro med integrerade landfästen**

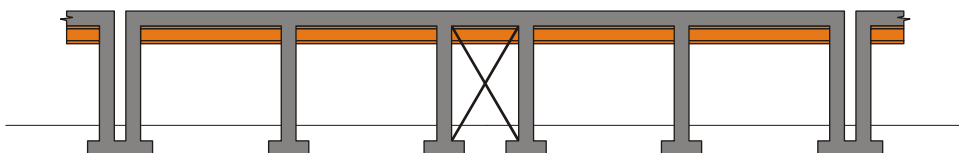


**Figur 1-10: Kontinuerlig bro med semi-integrerade landfästen**



**Figur 1-11: Bärverkets deformationer vid lastfall med bromsande tåg**

För långa broar som sträcker sig över låga dalgångar kan integrerade broar delas in i block. Vid mitten av varje block monteras ett förstärkt pelarblock som ska ta upp de stora bromskrafterna (Figur 1-12). Förskjutningar mellan blocken kan absorberas utan övergångskonstruktioner.



**Figur 1-12: Blockenhet, lång järnvägsbro**

## 1.6 Material och tvärsektioner

Generellt används vanliga byggnadsmaterial även för integrerade broar: betong, armering, spännarmeringskablar och konstruktionsstål. Jämfört med broar med lager så är marknadsandelarna däremot något annorlunda (Braun, et al., 2006).

Armerad betong: Monolitkonstruktioner såsom plattor och T-balkar.

Spännvidder upp till ca 20 m, ibland mer än 50 m.

Förspänd betong: Monolitkonstruktioner såsom plattor, T-balkar och lådsektioner.

Blandade konstruktioner med prefabricerade betongelement.

Spännvidder upp till ca 30 m.

Samverkande material: Monolitkonstruktioner i ett eller flera spann av T-balkar med öppna eller slutna profiler.

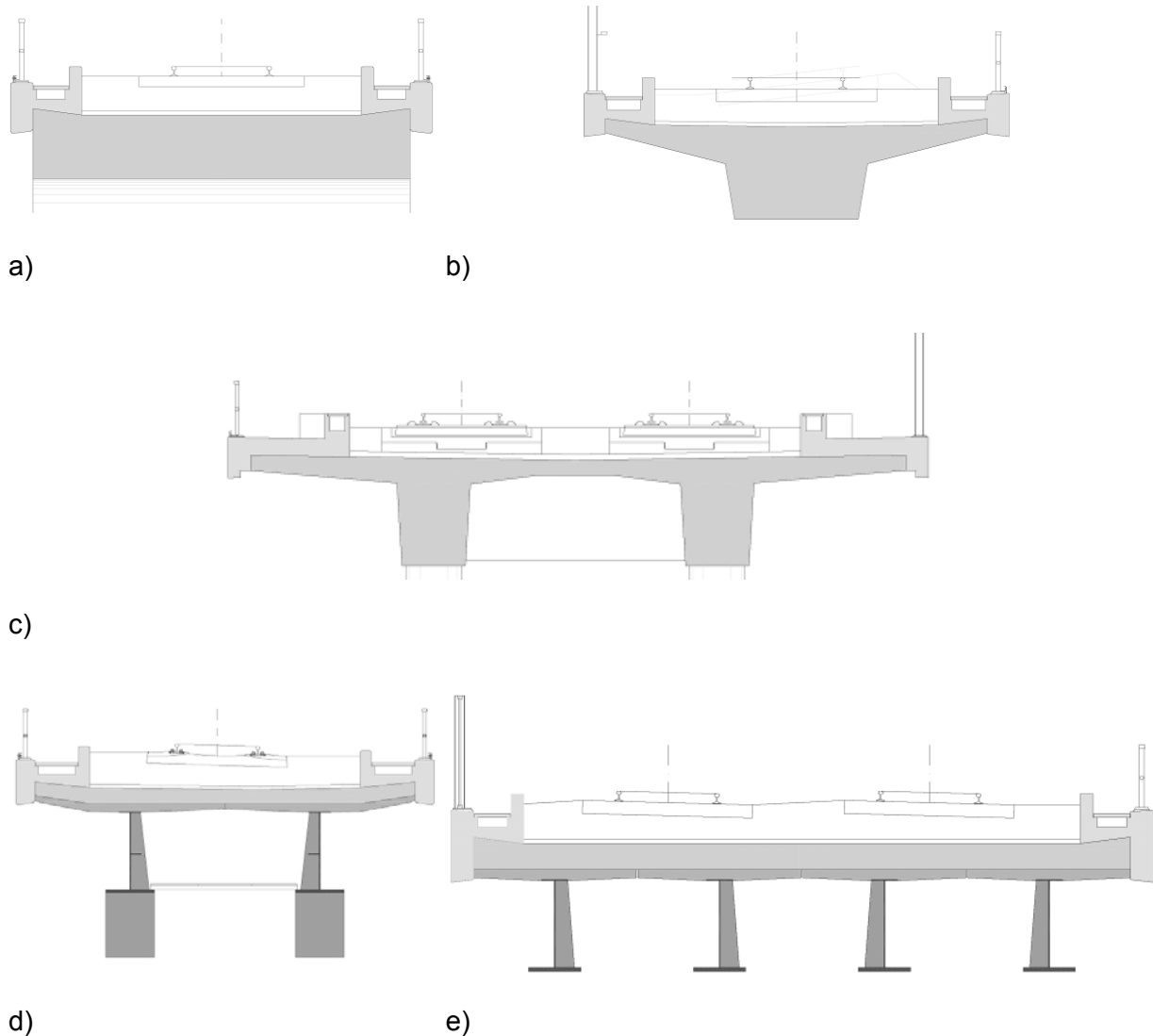
Blandade konstruktioner med prefabricerade samverkansbalkar; undantaget är rena samverkanskonstruktioner med delvis prefabricerade brobanepplattor och platsgjutna kompletteringar.

Spännvidder över ca 30 m.

Vanliga tvärsektioner visas i Figur 1-13 och Figur 1-14.

För järnvägsbroar är ramar av betong med kort eller medellång spännvidd vanligast. Beroende på beställarens önskemål samt hur stor spännvidden är utformas tvärsektionen hos överbyggnaden antingen som en platta (Figur 1-13 a) eller en T-balk (Figur 1-13 b). T-balkar kan också användas för överbyggnader med förspänd armering. Om överbyggnaden ska bära två järnvägsspår utförs tvärsektionen lämpligtvis som en T-balk med dubbla liv.

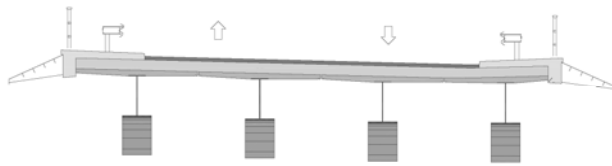
Om en väldigt stor slankhet hos överbyggnaden eftersträvas, exempelvis för att bibehålla den fria höjden över ett vattendrag så kan samverkansramar av stål användas. För dessa fall är det tyska VFT<sup>®</sup> konceptet en etablerad metod, då man väldigt enkelt kan åstadkomma ramverkan redan i byggskedet genom den prefabricerade brobanepplattan av betong. (Schmitt, et al., 2010). För broar med enkelspår används två st VFT<sup>®</sup>-balkar och för dubbelspår används fyra balkar för överbyggnaden (Figur 1-13 d+e).



**Figur 1-13: Tvärsektioner för överbyggnad till järnvägsbroar**

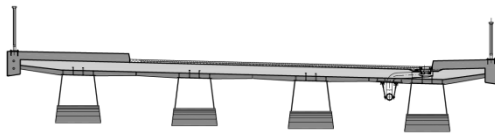
Även för vägbroar är den platsgjutna ramen ett ekonomiskt fördelaktigt alternativ då formkonstruktionen är väldigt enkel att bygga. Hela brobaneplasser är lämpliga för kortare spännvidder och uppdelade tvärsektioner för längre spännvidder för att minska egetyngden. Spännarmerade betongramar kan användas för ännu större spännvidder. Tvärsektionerna delas upp i T-balkar med flera liv för att begränsa egetyngden. För broar som spänner över vägar prefabriceras de spännarmerade balkarna och levereras till broläget. Dessa utgör inte bara det primära bärverket utan även formen för den platsgjutna brobaneplassen. I byggskedet uppnås ramverkan redan innan gjutningen av brobanan genom den sammankopplade armeringen i de prefabricerade elementen som utgör ramhörnen. Vid större spännvidder och högre slankhet används de prefabricerade samverkansbalkarna VFT<sup>®</sup> (Schmitt, et al., 2001).

På senare tid har även valsade profiler börjat användas för vägbroar, VFT-WIB® balkar (Figur 1-14). Avseende produktionskostnader och underhåll är denna metod jämförbar med att använda prefabricerade spännarmerade betongelement (Seidl, et al., 2009).

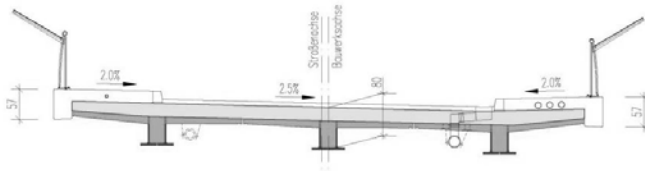


Prefabricerade samverkanslement (VFT®)

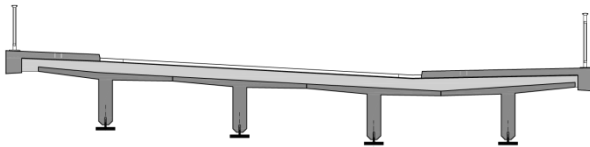
Regelquerschnitt M 1:50



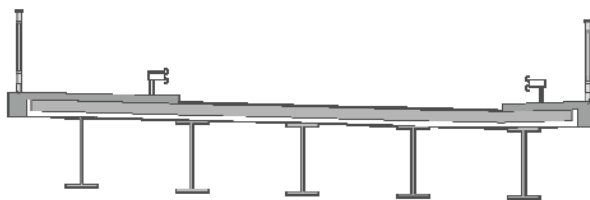
Prefabricerade element för lådbalkbro



Prefabricerade samverkanslement med valsade balkar av betong (VFT-WIB®) med två stålbalkar i tvärsektionen



med en stålbalk i tvärsektionen

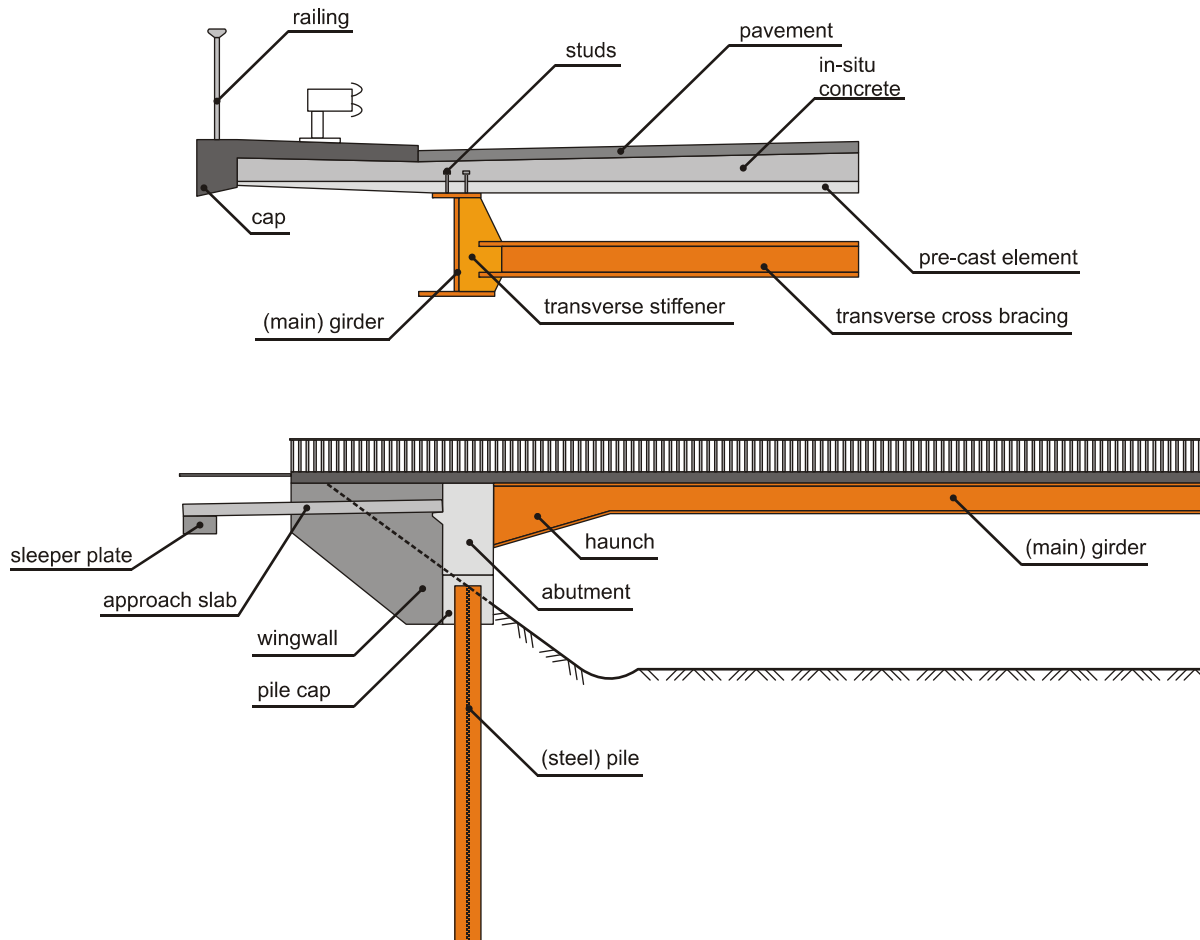


Prefabricerade samverkanslement med valsade stålbalkar (VFT®)

Figur 1-14: Typiska tvärsektioner för vägbroar med ramverkan

## 2 Definition av brodetaljer

Följande delar har använts som standardbegrepp i denna dimensioneringshandbok:



Figur 2-1: Begreppsförklaring

### Engelsk-svensk ordlista

railing:	räcke
studs:	svetsbultar
pavement:	beläggning
in-situ concrete:	platsgjuten betong
cap:	pågjutning
(main) girder:	(huvud)balk
transverse stiffener:	tvärvstyvning
transverse cross-bracing:	tvärförband
pre-cast element:	prefabricerat element
sleeper plate:	sliperplatta
approach slab:	länkplatta
wingwall:	vingmur
pile cap:	pålplatta
(steel) pile:	(stål)påle
abutment:	ändskärm (ramben, landfäste)
haunch:	vot



### 3 Flödesschema vid dimensionering



Figur 3-1: Flödesschema vid dimensionering

## 4 Introduktion, jordmaterial

### 4.1 Jordens egenskaper

Jordens egenskaper redovisas vanligtvis i den tekniska beskrivningen eller i en geoteknisk rapport.

#### Befintlig jord / grundläggning:

Vid dimensioneringen behövs ett av följande värden för varje lager,  $i$ , hos jordmaterialet, vilka kan hittas i den tekniska beskrivningen eller i den geotekniska rapporten:

- $E_{s,i}$  karakteristiskt värde på bäddmodulen / elasticitetsmodulen för varje lager  $i$
- $k_{s,i}$  jordtryckskoefficient per lager  $i$

Här har tagits i beaktande att  $E_{s,short}$  (för korttidsverkande laster) är  $n$  gånger större än  $E_{s,long}$  (för långtidsverkande laster), se kapitel 10.2.2. Värdet på  $n$  behöver definieras i samråd med ansvarig geotekniker. Vidare måste också den dimensionerande sättningen i vardera riktning hos bron bestämmas av ansvarig geotekniker.

I vissa dimensioneringsprogram kan man definiera de olika jordlagren  $i$  baserat på de tillhörande värdena på  $E_{s,i}$ . Om detta inte är möjligt samt om elastiska fjädrar, baserade på det tillhörande värdet på  $k_{s,i}$ , behöver appliceras i det statiska systemet, kan  $k_{s,i}$  antingen hämtas från den geotekniska undersökningen eller beräknas (baserat på  $E_{s,i}$ ) enligt kapitel 6.2.1.

#### Motfyllning:

Vid dimensioneringen behövs följande värden på motfyllningsmaterialet:

- $K_0$  vilojordtryckskoefficient
- $K_a$  koefficient för aktivt jordtryck
- $K_p$  koefficient för passivt jordtryck

För att kunna beräkna dessa jordtryckskoefficienter behövs följande värden, vilka hämtas från den geotekniska undersökningen:

- $c$  jordmaterialets kohesion
- $\delta$  friktionsvinkel för ytan mellan bro och mark ( $\delta_a$ ,  $\delta_p$ ,  $\delta_0$ ) (vinkel för skjuvmotståndet mellan mark och frontmur)
- $\varphi$  jordmaterialets friktionsvinkel
- $a$  adhesion mellan jord och frontmur

## 5 Grundläggning

### 5.1 Grundläggningsmetoder

Olika sorters grundläggningsmetoder kan användas för broar med integrerade landfästen:

- Pålad grundläggning
- Ytlig grundläggning

#### 5.1.1 Pålad grundläggning, enstaka pålar

Som tidigare nämnts i kapitel 1.4, kan broar med integrerade landfästen dimensioneras enligt två koncept:

1. Vek inspänning i grunden.

Pålarnas styvhet ska vara låg för att minska effekten av sidorörelser och rotationer hos rambenen, vilket leder till enklare dimensionering av ramhörn och en liknande dimensionering som för en konventionell bro.

Här används slanka stålplålar där böjningen appliceras i den veka riktningen, förslagsvis i förborrade hål som fyllts med lös sand.

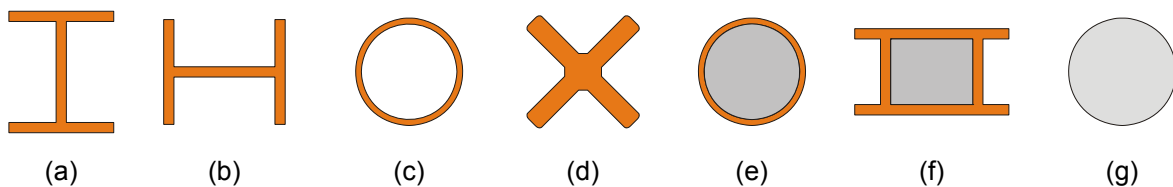
2. Styv inspänning i grunden.

Pålarnas styvhet ska vara hög för att öka inspänningsmomentet i hörnen och på så sätt minska fältmomentet, vilket ger en slankare bro och ett minskat behov av mellanstöd.

Här kan styva platsgjutna betongplålar användas.

För båda koncepten placeras pålarna vanligtvis i en enda rad.

Många olika pålmaterial och tvärsnitt har använts för broar med integrerade landfästen. Stålplålar är vanligast, och de mest använda påltyperna är H-plålar, se Figur 5-1 (a) och (b). I Tyskland används däremot mestadels betongplålar. Kompositmaterial har ännu inte använts men kan bli ett konkurrenskraftigt alternativ i framtiden. Figur 5-1 visar de olika beskrivna påltyperna.



(a) H-plåle, böjning i styva riktningen

(b) H-plåle, böjning i veka riktningen

(c) Stålrörspåle

(d) X-plåle, roterad 45°

(e) Stålrörspåle fylld med betong (CIP)

(f) Rektangulär FRP påle fylld med betong

(g) Armerad betongpåle

**Figur 5-1: Olika typer av stålplålar, samverkansplålar och betongplålar**

#### 5.1.1.1 Stålpålar

Stålpålar kan ta upp cykliska spänningar som minst uppnår sträckgränsen, förutsatt att det inte kan ske någon lokal buckling för det aktuella tvärsnittet. Om pålarna har tillräcklig rotationskapacitet och därigenom kan bilda flytleder, är det möjligt att tillåta töjningar som överskrider flyttöjningen. Plastiska töjningar kan dock leda till ett lågcykliskt utmattningsbrott, vilket måste tas i beaktning när dessa pålar dimensioneras, se kapitel 12.1. Stålets korrosion måste också beaktas, eftersom den opåverkade tvärsnittsarean är tidsberoende.

#### 5.1.1.2 H-pålar

Pålar med H-tvärsnitt verkar vara förstahandsvalet för broar med integrerade landfästen i USA, speciellt vad gäller längre broar (Burke Jr, 2009). Åsikterna varierar om hur H-pålarna ska orienteras, dvs. med böjning i den styva eller den veika riktningen. Dock används numera oftast pålar som placerats för att böjas i den veika riktningen.

Den främsta anledningen till detta är att minska spänningarna i rambenen. För en given förskjutning hos rambenet, orsakar en påle som böjs i den styva riktningen högre spänningar i rambenet än en påle som böjs i den veika riktningen. En annan anledning är att säkerställa att ingen lokal buckling sker i flänsarna (Arsoy, 2000) och (Maruri, et al., 2005).

#### 5.1.1.3 Stålrörspålar

Stålrörspålar är ett alternativ till H-pålar. Cykliska försök på H-pålar och rörpålar visar att rörpålarna klarar den cykliska lasten och att ett eventuellt brott istället uppstår i ändskärmen (Arsoy, 2000). De provade pålarna hade samma bredd, men tvärsnittsarean för rörpålen var 71 % större än för H-pålen och tröghetsmomentet var nästan sju gånger högre. En slutsats som Arsoy dragit utifrån dessa försök är att styva pålar, såsom rörpålar, inte bör rekommenderas för broar med integrerade landfästen. De menar att slanka pålar är mer fördelaktiga då Arsoy använder USA-konceptet med slanka pålar som har en vek inspänning i grunden.

#### 5.1.1.4 X-pålar

X-pålar har exempelvis använts för broar med integrerade landfästen i Sverige. X-pålarna slås i en rät linje och roteras 45° för att minska böjspänningarna, se Figur 5-1 (d) (Petursson, et al.).



**Figur 5-2: X-pålar som användes för bron över Leduån i Sverige, omgivna av lös sand.**

#### 5.1.1.5 Armerade betongpålar

I Tyskland är betongpålar tämligen vanliga. De kan delas in i prefabricerade pålar eller platsgjutna pålar, där de prefabricerade antingen är slakarmerade eller förspända. Kvaliteten kontrolleras exempelvis genom stötvägs mätningar. Pålar och pålplattor binds samman med armering för att bilda en monolitisk konstruktion, se Figur 5-3.



**Figur 5-3: Betongpålar som användes för Entenpfuhler bridge i Tyskland (armering).**

#### 5.1.1.6 Betongfyllda stålrörspålar

Platsgjutna pålar (CIP, Cast-In-Place) är slagna stålrörspålar som senare fylls med betong samt en del armering i pålarnas övre del. Liksom betongpålar används dessa vanligtvis bara för kortare broar. I Minnesota tillåter man bara dessa pålar för broar med integrerade landfästen som är kortare än 45 m (Huang, et al., 2004). I Finland används relativt grova stålrörspålar som fylls med armerad betong. Dessa styva pålar ger stora moment i anslutningen mellan påle och överbyggnad. I Tyskland används betongfyllda stålrörspålar i förborrade hål med diametern 1000 mm.

### 5.1.2 Grundläggning med spontprofiler

För de fall där en spontvägg ändå kommer att behövas så kan man överväga att använda spontprofilerna som integrerad grundläggning även för bron. På så sätt behövs inga ytterligare pålar utan sponten dimensioneras för att även kunna ta den vertikala lasten.

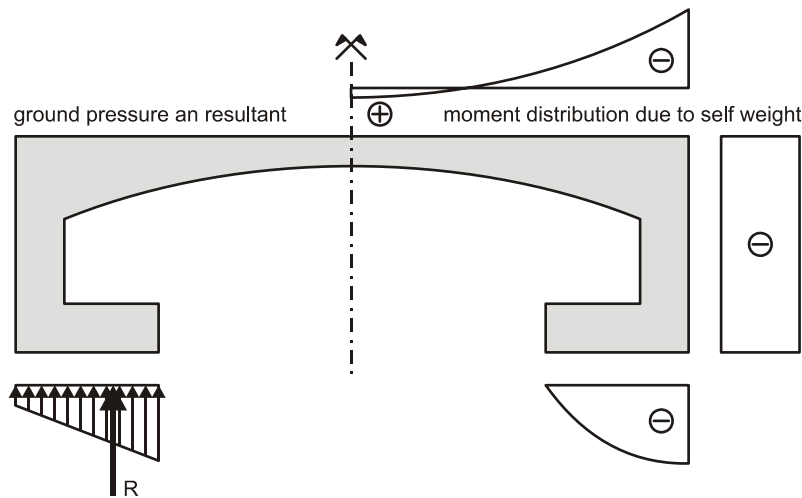
Spontväggar installeras för att kunna ta upp det horisontella jordtryck som bildas bakom sponten, men kan även användas vid brobyggen för att överföra vertikala laster från brobanplattan till undergrunden. Detta kräver att spontprofilerna slås ned tillräckligt djupt i det bärande jordlagret, samt att den vertikala bärförmågan verifieras noggrant.

På grund av spontväggens styvhet måste anslutningen mellan sponten och ändskärmen dimensioneras extra noggrant. Glappet mellan sponten och ändskärmen måste minimeras, exempelvis med hjälp av svetsbultar, samt att beakta problemet med uppsprucken betong inom området för sponten.

### 5.1.3 Ytlig grundläggning

Om undergrunden är lämplig kan ytlig grundläggning väljas, vilket är den mest ekonomiskt fördelaktiga lösningen. Denna grundläggningstyp kan centreras innanför frontmuren, eftersom det av stabilitetsskäl inte behövs något mothållande moment från jordens egenvikt. Det-

ta minskar egenvikten hos rambenen jämfört med självbärande ramben, vilket i sin tur reducerar lasten på bottenplattorna vilka därmed kan göras mindre.



**Figur 5-4: Bro med integrerade landfästen på "tip toes" (Braun, et al., 2006)**

För infällda ramben, kan resultanten från grundtrycket skapa ett mothållande moment, vilket ger ett hörnmoment i rambenet som därmed tillåter dimensionering av en slankare konstruktion, se Figur 5-4 (Braun, et al., 2006).

Eftersom INTAB inte omfattar ytliga grundläggningar så ingår inte dessa i denna dimensioneringsguide. Dock ges här några kommentarer, främst baserat på en studie av (Mahlo, et al., 2008). Ytliga grundläggningar ska dimensioneras på så sätt att:

- Normalspänningarna i bottenplattans underkant inte överskrider den tillåtna bärförmågan.
- Friktionsspänningarna mot bottenplattans undersida inte överskrider värdet på bärförmågan mot glidning (inklusive adekvat säkerhetsmarginal).
- Den resulterande normalkraften ligger inom bottenplattans kärna.

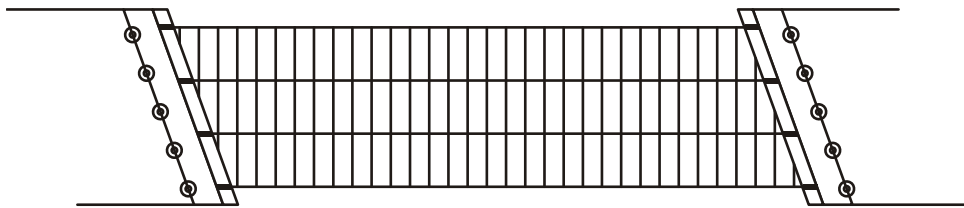
Dimensioneringsmodeller för ytliga grundläggningar baseras ofta på antagandet att inga horisontella rörelser sker hos bottenplattan. Däremot ger horisontella laster upphov till ett friktionsmotstånd mot bottenplattans undersida samt ett mobiliserat jordtryck mot framsidan på bottenplattan (se även kapitel 8.3 "Jordtryck mot landfästen"). I båda fall kan bärförmågan härledas till en realiserad horisontell rörelse, varför dessa effekter behöver beaktas.

Ett sätt att bestämma horisontella förskjutningar hos ytligt grundlagda broar beskrivs i detalj i (Mahlo, et al., 2008). Användandet av fjädrar för att representera det horisontella jordtrycket illustreras också, vilket är avgörande för dimensioneringen av broar med integrerade landfästen i både brott- och bruksgränstillstånd.

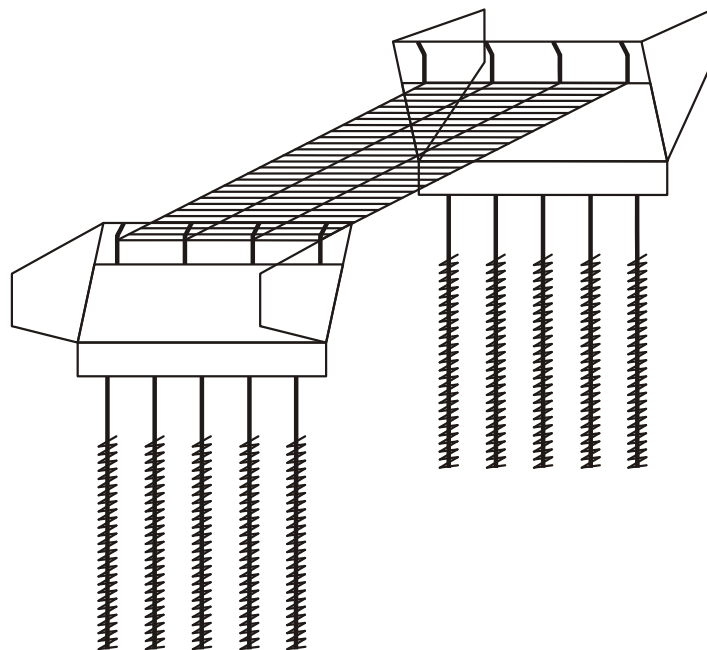
## 6 Statiskt system

### 6.1 Överbyggnad

Samverkansbroar med ramverkan bör modelleras med längsgående balkar som representerar samverkansbalkarna och tvärgående sekundära balkar som representerar den platsgjutna brobanepattan. I specifika fall, exempelvis väldigt snedvinkliga broar, behöver brobanepattan modelleras som en platta. Den extra böjstyvheten hos plattan måste beaktas vid dimensionering av de längsgående balkarna. Ramben och vingmurar kan modelleras med hjälp av FE. Byggskedet måste alltid implementeras i dimensioneringsmodellen.



Figur 6-1: Plan för statisk modell med balkelement för överbyggnaden



Figur 6-2: 3D-vy, överbyggnad av rutnät, FE ramben och inbäddade påelement

## 6.2 Underbyggnad

### 6.2.1 Pålår upplagda mot horisontella fjädrar

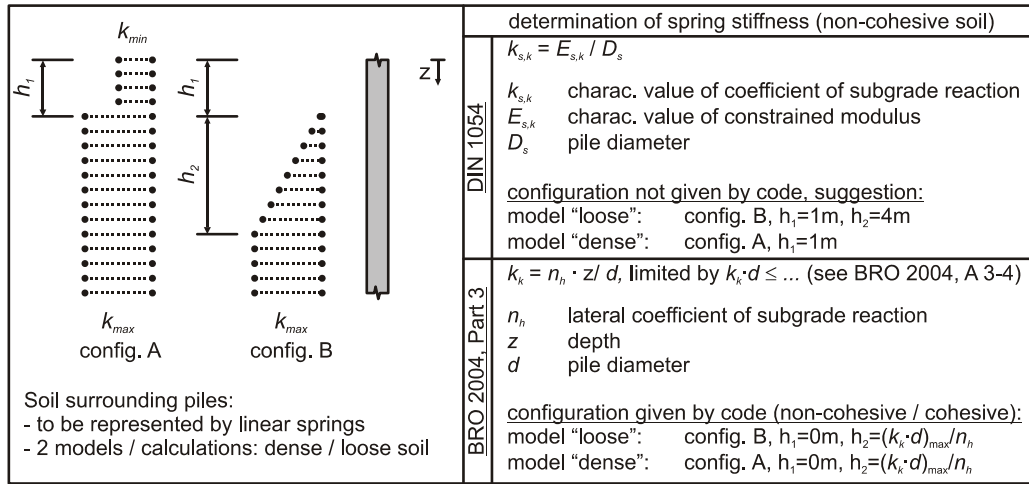
Eftersom detta kapitel samt kapitel 8.3 använder ett antal termer inom grundläggningsområdet som ofta är ihopblandade i litteraturen, sammanställs dessa i Tabell 6.1.

**Tabell 6.1: Beskrivning av ingående termer vid analys av horisontellt belastade pålar**

Beskrivning	Symbol	Definition	Enhet
pile diameter Pfahldurchmesser pårens tvärmått	$D_s$ $D_s$ $d$		[mm]
depth Tiefe jorddjup	$z$		[mm]
modulus of subgrade reaction - sidomotstånd	$K$	$K=p/y$	[N/mm <sup>2</sup> ]
characteristic value of constrained modulus / soil Young's Modulus Steifemodul sättningsmodul	$E_s$ $E_s$ $E_k$		[MN/m <sup>2</sup> ]
soil spring stiffness - Fjäderstyvhets hos jordmaterialet	$K_s$	$K_s=F/y$	[N/mm]
coefficient of subgrade reaction Bettungsmodul bäddmodul	$k_s$ $k_s$ $k$	$k_s=P/y$ , $k_s=K/D$ , $k_s=E_s/D$	[N/mm <sup>3</sup> ]
lateral coefficient of subgrade reaction - tillväxtfaktor	$n_h$		[N/mm <sup>3</sup> ]
active earth pressure coefficient Beiwert für den wirksamen aktiven horizontalen Erddruck koefficient för aktivt jordtryck	$K_a$		[-]
coefficient of earth pressure at rest Ruhedruckbeiwert koefficient för vilojordtryck	$K_0$		[-]
passive earth pressure coefficient Beiwert für den wirksamen passiven horiz. Erdwiderstand koefficient för passivt jordtryck	$K_p$		[-]

Den elastiska inbäddningen av pålarna representeras av linjära fjädrar. Då det finns två olika möjligheter att beakta hur dessa distribueras längs pålens djup (i lös resp. fast jord), redovisas dessa separat. En illustration av de linjära fjädrarna kan ses i Figur 6-3. Dessa bör endast appliceras mot pålen för de regioner där tillräckligt sidomotstånd kan förväntas.





**Figur 6-3: Applicering av fjädrar mot pålar**

Två dimensioneringsberäkningar måste genomföras, genom att använda både de övre resp. de undre gränsvärdena på  $k_s$  eller  $E_s$ , vilka kan hämtas i den geotekniska beskrivningen. Eftersom (SS-EN 1997-1, 2005) inte innehåller någon specifik metod för detta rekommenderas följande metoder:

Enligt DIN 1054:2005-01 (DIN 1054, 2005):

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s} \tag{6.1}$$

- där  $k_{s,k}$  karaktäristiskt värde på bäddmodulen  
 $E_{s,k}$  karaktäristiskt värde på sättningmodulen  
 $D_s$  pålens diameter (för  $D_s > 1,00$  m, använd  $D_s = 1,00\text{m}$ )

Distributionen av  $E_{s,k} / k_{s,k}$  över djupet ska baseras på den geotekniska beskrivningen. Som alternativ kan följande konfiguration användas:

- Lös jord: konfig. B: 1m-5m:  $0 \cdot k_{s,max}$ , 5m-uk påle:  $k_{s,max}$
- Fast jord: konfig. A: 0m-1m:  $k_{s,min}$ , 1m-uk påle:  $k_{s,max}$

Enligt Bro 2004 (Bro 2004, 2004):

$$k_k = \frac{n_h \cdot z}{d} \tag{6.2}$$

- där  $k_k$  karaktäristiskt värde på bäddmodulen  
 $n_h$  tillväxtfaktor för bäddmodulen  
 $d$  pålens diameter

Med en begränsning på  $k_k \cdot d$ . Denna ansats är ekvivalent med konfig. B (se Figur 6-3) med  $h_1=0$  m,  $h_2=(k_k \cdot d)_{max} / n_h$ ,  $(k_k \cdot d)_{max}$  enligt (Bro 2004, 2004), Bilaga 3-4, Tabell 2.

**Exempel:**

(DIN 1054, 2005):

Givet:  $E_{s,min} = 30 \text{ MNm/m}^2$ ,  $E_{s,max} = 60 \text{ MNm/m}^2$  (Geoteknisk beskrivning)

$$E_{s,min} = 30 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{s,min} = \frac{30 \text{ MNm/m}^2}{0.9\text{m}} = 33.33 \text{ MN/m}^3$$

$$E_{s,max} = 60 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{s,max} = \frac{60 \text{ MNm/m}^2}{0.9\text{m}} = 66.67 \text{ MN/m}^3$$

2D-fjädrarna som kan användas i modellen har fjäderstyvheter:

$$k_{s,min,2D} = 33.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} = 30.00 \text{ MN/m}^2$$

$$k_{s,max,2D} = 66.67 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} = 60.00 \text{ MN/m}^2$$

(Bro 2004, 2004):

Givet:  $n_{h,min} = 12 \text{ MN/m}^2$ ,  $n_{h,max} = 18 \text{ MN/m}^2$  (Geoteknisk beskrivning)

$$n_{h,min} = 12 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{k,min} = \frac{12 \text{ MN/m}^2}{0.9\text{m}} \cdot z = 13.33 \text{ MN/m}^3$$

$$n_{h,max} = 18 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{k,max} = \frac{18 \text{ MN/m}^2}{0.9\text{m}} \cdot z = 20.00 \text{ MN/m}^3$$

2D-fjädrarna som kan användas i modellen har fjäderstyvheter:

a) Material: Sand ( $k_k \cdot d \leq 12 \text{ MN/m}^2$ )

$$k_{s,min,2D} = 13.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} \cdot z = 12.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant för } z > 1.00\text{m}$$

$$k_{s,max,2D} = 20.00 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} \cdot z = 18.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant för } z > 0.67\text{m}$$

b) Material: Krossad sprängsten ( $k_k \cdot d \leq 50 \text{ MN/m}^2$ )

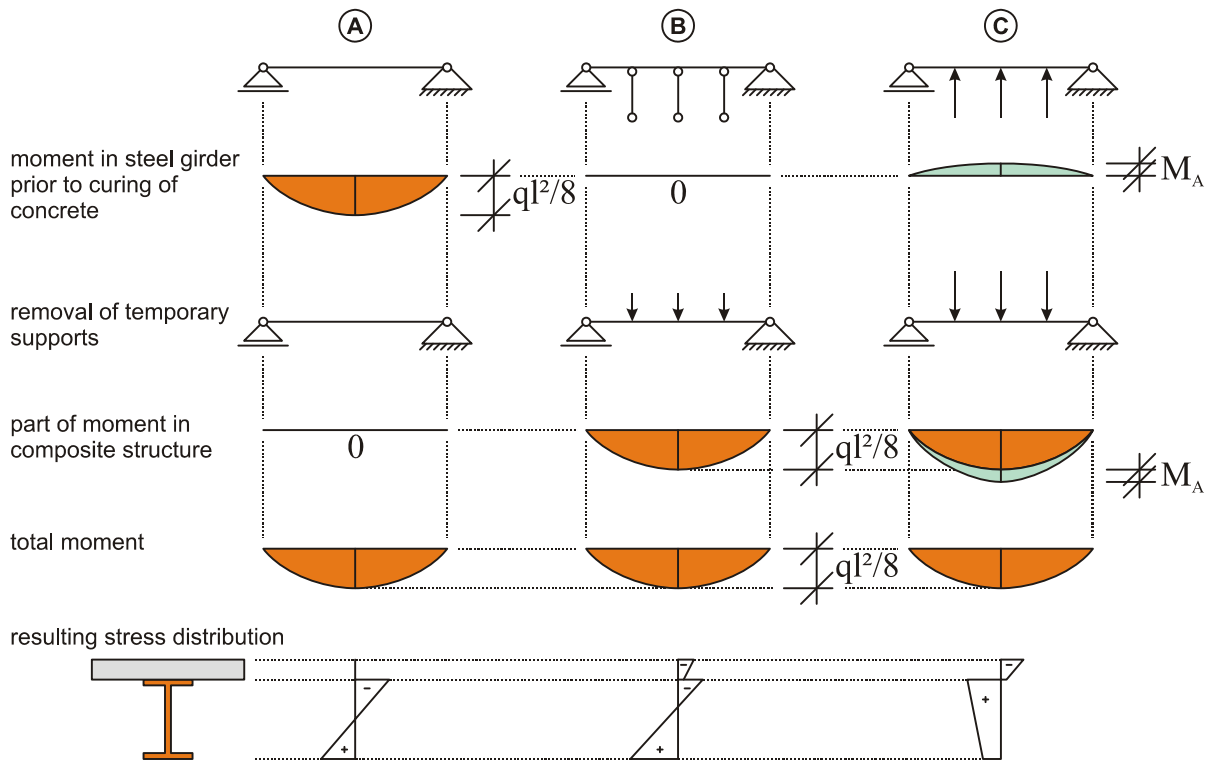
$$k_{s,min,2D} = 13.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} \cdot z = 12.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant för } z > 4.17\text{m}$$

$$k_{s,max,2D} = 20.00 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9\text{m} \cdot z = 18.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant för } z > 2.78\text{m}$$

## 6.3 Byggskedet

### 6.3.1 Tillfälliga upplag

Genom att använda tillfälliga upplag under byggskedet, kan böjmomentet från bronns egen- tyngd omfördelas från stålbalken till samverkanskonstruktionen.



**Figur 6-4: Tillfälliga upplag under byggnadsskedet, inre moment av egentygnd**

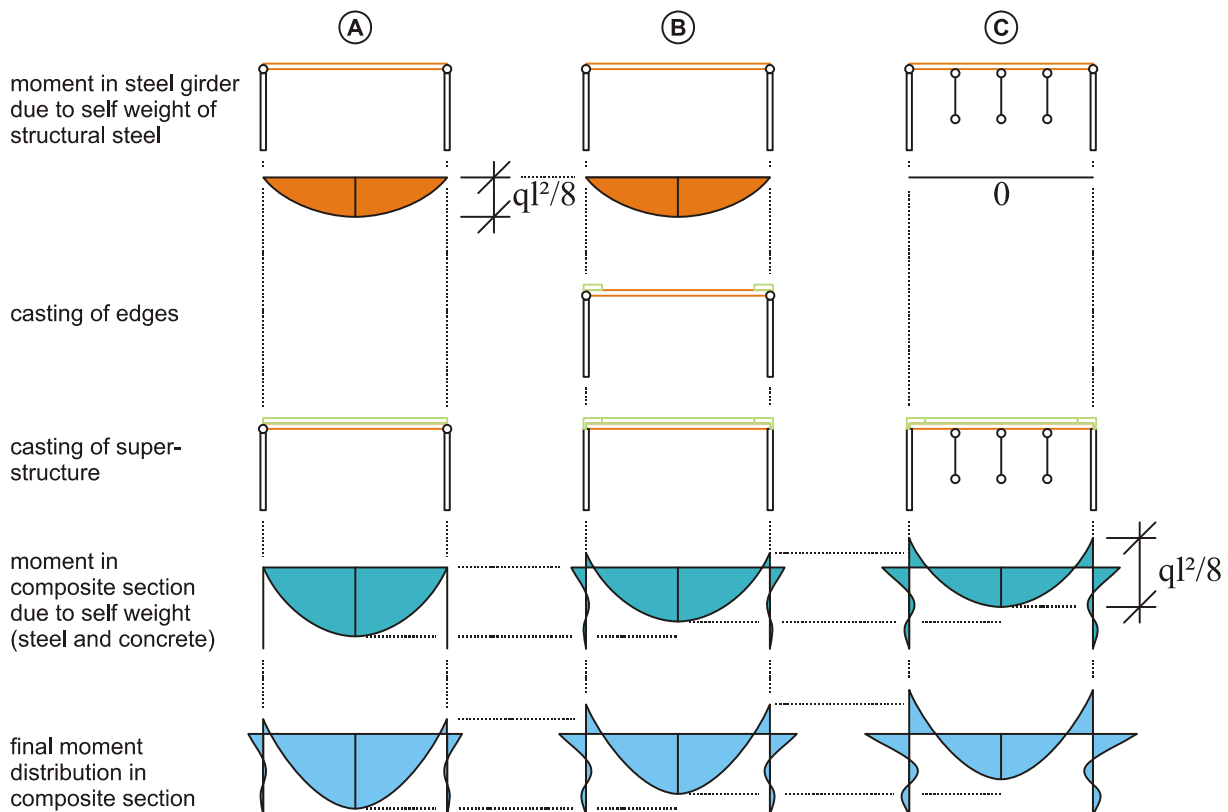
- Stålbalken har inget underliggande upplag under byggskedet. Brobanep Plattans och stålbalkens egentygnd måste bäras av endast stålbalken. Eventuellt tillkommande permanenta laster som påförs efter gjutningen kommer att verka på samverkanskonstruktionen.
- Stålbalken vilar på tillfälliga underliggande upplag under byggskedet. På detta sätt skapas inga töjningar i stålbalken under gjutningen. Då de tillfälliga upplagen tas bort efter gjutningen kommer alla laster (egentyngd, tillkommande permanenta laster, rörliga laster) att verka på samverkanskonstruktionen.
- Överbyggnaden har tillverkats enligt (B). Innan betonggjutningen påbörjas lyfts de tillfälliga upplagen, vilket ger ett negativt böjmoment (eller en förspänning) i stålbalken.

Denna distribution av inre krafter måste beaktas i dimensioneringen.

I de fall där en delvis eller helt prefabricerad överbyggnad används, kan konstruktören till viss del använda fördelarna från metod (B) och (C) utan att behöva ta hänsyn till nackdelarna med tillfälliga upplag på byggarbetsplatsen.

### 6.3.2 Tid för rotationsinspänning

Beroende på vilken gjutordning som väljs, erhålls olika momentfördelningar i den slutliga konstruktionen.



Figur 6-5: Påverkan av gjutetapper / tid för rotationsinspänning

- Hela brobanepattan gjuts direkt. Stålbalkens och betongplattans egentyngd ska bäras enbart av den fritt upplagda balken. Permanenta laster som tillkommer efter gjutning verkar på den inspända samverkanskonstruktionen.
- Broändarna gjuts först ihop med underbyggnaden, innan den resterande brobanepattan gjuts, vilket ger en inspänning i ramhörnen. Stålets egentyngd bärs upp av den fritt upplagda balken, medan brobanepattan bärs upp av den inspända balken. Tillkommande laster efter gjutning av brobanan verkar på den inspända samverkanskonstruktionen.
- Stålbalken vilar på tillfälliga upplag under byggskedet vilket gör att i princip inga töjningar uppkommer vid gjutning. En inspänning skapas genom att först gjuta ihop broändarna med underbyggnaden. Stålets och betongens egentyngd bärs upp av den inspända balken. Tillkommande laster efter gjutning av brobanan verkar på den inspända samverkanskonstruktionen.

Variationen av inspänning genom olika byggskedet och i den slutliga konstruktionen måste beaktas i dimensioneringen.

Då metod (A) används, måste stor vikt läggas vid att undvika sprickor i betongen närmast rambenet (kontinuerligt förband). Den färska betongen kan erhålla spänningar och spricka på grund av:

- a) En betydande temperatursänkning under betongens inledande härdning.
- b) Böjspänningar i det färska samverkanstvärsnittet vid gjutningen, eftersom betongen börjar spridas ut närmast rambenen.

För att komma åt detta problem, använder man i USA flera olika sorters gjutprocedurer, här enligt (Burke Jr, 2009):

- Gjutning av kontinuerliga förband i gryningen (för att undvika a))
- Gjutning av kontinuerliga förband och brobaneplattor på natten (för att undvika a))
- Gjutning av kontinuerliga förband efter att brobaneplattan gjutits (för att undvika b))
- Genom användande av sprickinjektering

Ohio Department of Transportation (DOT) har genomfört lyckade gjutningar av en- eller fler-spanssbroar av upp till 90 m längd genom att kontinuerligt gjuta betong från det ena landfästet till det andra (Burke Jr, 2009).

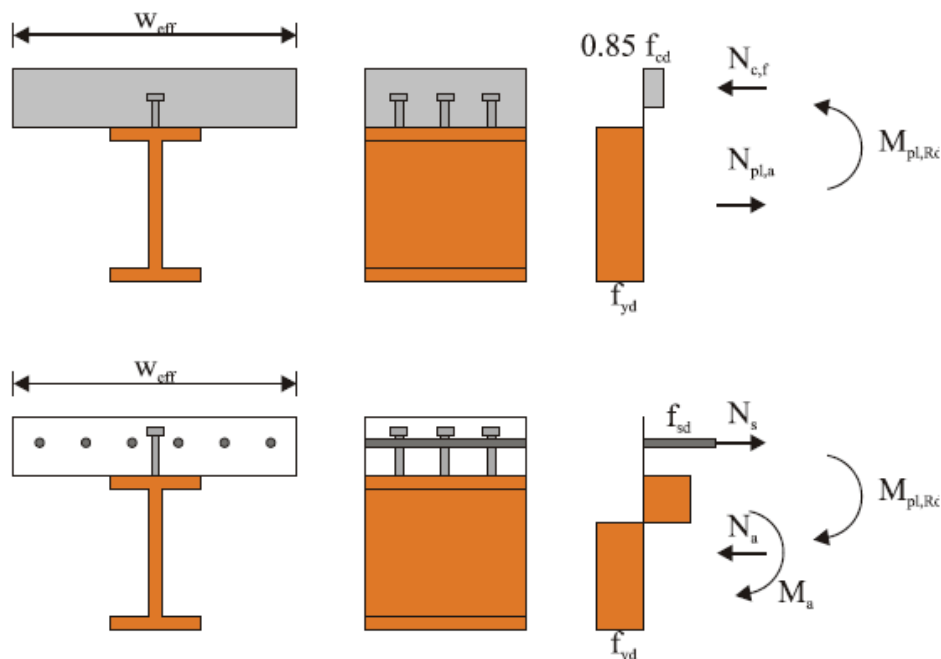
### **6.3.3 Motfyllning**

Tidpunkten för motfyllning måste beaktas vid dimensioneringen i byggskedet. Detta måste därför anges av konstruktören i form av en instruktion för hur motfyllningen skall appliceras (Braun, et al., 2006).

## 7 Tvärsnittskonstanter

### 7.1 Spruckna zoner

Vid beräkningar i brottgränstillståndet måste det effektiva tvärsnittet bestämmas genom att ta hänsyn till sprickor i betongen. Den dimensionerande bärförmågan för böjning ska beräknas enligt stelplastisk teori, där det effektiva samverkanstvärsnittet är i tvärsnittsklass 1 eller 2 och där förspänning med hjälp av kablar inte används. Vid dimensioneringen för böjmoment och dragkrafter skall betongens draghållfasthet försummas om konstruktionsdelen är dragen (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 6.2). Detta ger en plastisk spänningsfördelning, se Figur 7-2. Vid dimensionering i fält består tvärsnittet av både stål och betong, medan i områden med negativt moment (dvs. nära stödet), består tvärsnittet av enbart stål och längsgående armering.



Figur 7-1: Primära kvarstående spänningar av krympning

För spänningar i bruksgränstillståndet måste följande parametrar tas i beaktande:

- Skjuvdeformation av breda flänsar
- Krypning och krympning hos betong
- Betongens uppsprickning
- Förspänning
- Byggprocess och lasthistorik
- Temperaturpåverkan
- Förskjutningar i undergrunden

### 7.2 Klassificering av tvärsnitt

Tvärsnittsklassificeringen beskrivs i detalj i (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 5.5). Ett samverkanstvärsnitt klassificeras enligt den minst fördelaktiga tvärsnittsklassen hos dess tryckta ståldelar. Ansatsen som anges i (SS-EN 1993-1-1, 2005) används även här. Som tillägg måste även följande punkter tas i beaktning:

- Sprucken betong får inte medtas i beräkningen.
- Den stödjande effekten från betong vilket motverkar lokal buckling av stålets överfläns får beaktas om de angivna randvillkoren är uppfyllda.

Exempelvis kan en tryckt stålfälans som är förhindrad att buckla genom en tillfredsställande samverkan med en betongplatta via skjuvförbindare anses vara i klass 1 om skjuvförbindarna är dimensionerande och med inbördes avstånd enligt (SS-EN 1993-1-1, 2005, kapitel 6.6.5.5). En utstickande stålfälans hos en brobaneplatta med ingjutna balkar ska klassificeras enligt (SS-EN 1993-1-1, 2005, tabell 5.2), en livplåt som är ingjuten i betong kan representeras av en effektiv livplåt med samma tvärsnitt i klass 2.

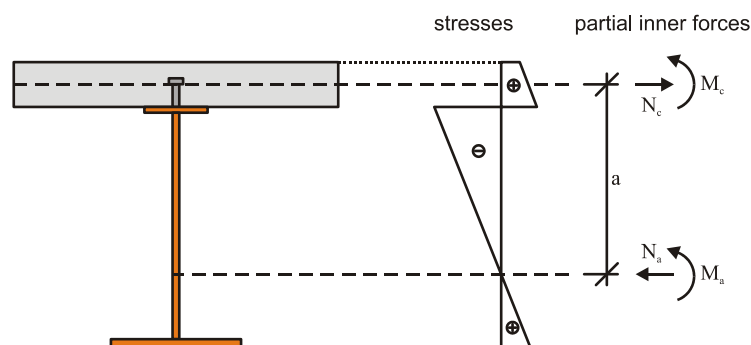
### 7.3 Medverkande flänsbredd

Den medverkande bredden för betongflänsen ska vid bestämmande av det effektiva tvärsnittet bestämmas enligt (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 5.4.1.2), genom att beakta fördelningen av den medverkande flänsbredden för sektioner både vid stöd och i fält.

### 7.4 Krypning och krympning

Krypning hos betong ger en omfördelning av inre krafter, eftersom stålprofilen och armeringen ger ett motstånd till tidsberoende plastiska betongdeformationer. Permanenta laster ger en omfördelning av partiella inre krafter från betong till stål.

Krympning hos betong ger upphov till egenspanningar enligt Figur 7-2. I statiskt obestämda system, orsakar detta primära egenspanningstillstånd deformationer och inspanningar, vilket kallas "sekundär förspänning". De primära och sekundära effekterna beaktas genom att ange begränsningar för sprickvidden i bruksgränstillståndet.



Figur 7-2: Primära kvarstående spänningar av krympning

Denna omfördelning av inre krafter och spänningar kan beaktas med följande metoder:

- n-värdes metoden (transformerad tvärsnittsmetod) (Eibl, 1999).
- En iterativ omfördelning av inre spänningar.

## 8 Laster

### 8.1 Lastklassificering

Generellt kan laster klassificeras enligt:

- Permanenta laster, t.ex. egentyngheten hos konstruktionsdelar och fast utrustning samt indirekta laster såsom krympning.
- Variabla laster, t.ex. trafiklaster och vindlaster.
- Olyckslaster, t.ex. påkörning av fordon.

Följande laster och lastfall beaktas i denna handbok:

**Tabell 8.1: Laster som beaktas**

Lasttyp	Namn på lastfall	Lastfall n°	Referens
Permanenta laster	<i>Egentyngd</i>	LC1	
	<i>Laster från byggskedet (t.ex. räcken)</i>	LC2	
	<i>Överlast på grundläggningen pga. motfyllnad</i>	LC3	
	Viljordtryck	LC4	Kapitel 8.3
Sekundära spänningar	Krympning	LC5	Kapitel 7.2
Differentialsättning	Sättning vid stöd	LC6, LC7	Kapitel 4.1
Rörliga laster	Trafiklast på motfyllnad / vägbank	LC8-LC11	Kapitel 8.2
	<i>Trafik på bron</i>	LC12-LC13 LC16-LC18	
	Bromslast, acceleration	LC14-LC15	Kapitel 10.2.2
	<i>Utmattning</i>	LC19	
Temperaturlaster	Konstanta och linjära temperaturändringar	LC20-LC27	Kapitel 8.4
	Jordtryck pga. konstanta temperaturändringar	LC28-LC29	Kapitel 8.3
Vindlast	<i>Vind mot bro och trafik</i>	LC30	

Följande laster och lastfall har inte beaktats i denna handbok:

- Jordbävningslast.
- Snölast.
- Is- och strömtryck.
- Påkörningslast.



## 8.2 Trafiklast på motfyllning / överlast

Vertikal trafiklast på vägbanken verkar som

- Horisontell last mot rambenet (LC9, LC11).
- Horisontell last mot vingmurar (LC8, LC10).

Samma trafiklaster som verkar på bron har använts vid beräkning av överlastens storlek (SS-EN 1991-2, 2003).

För att kunna omvandla den vertikala lasten  $q$  till en horisontell last måste denna multipliceras med en koefficient för vertikala laster,  $K_{0,q}$ , se Bilaga 1.

$$\sigma_0(z) = q \cdot K_{0,q} \quad (8.1)$$

Till skillnad från last av jordens egentyngd ändras ej denna last med djupet under markytan.

## 8.3 Jordtryck mot landfästen

Det går inte att använda linjära fjädrar för detta fall, eftersom:

- Deformationerna är för stora, vilket innebär att icke-linjära fjädrar måste användas, åtminstone i den övre delen av rambenet, för rörelser  $v_h > v_{p,50}$ . Icke-linjära fjädrar är dock inte kompatibla med superpositionsprincipen för olika lastfall.
- Jorden skapar endast ett mothåll på den ena sidan av rambenet, vilket gör att fjädrarna kan komma att bli negativa.

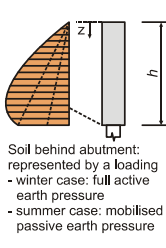
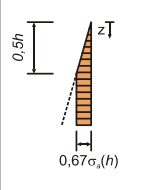
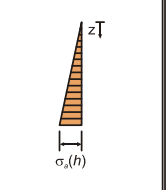
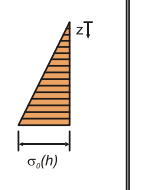
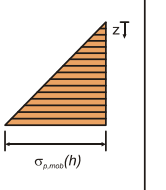
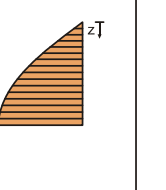
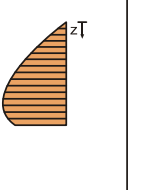
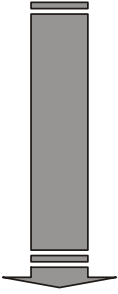
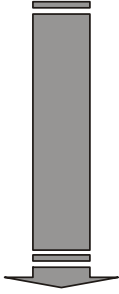
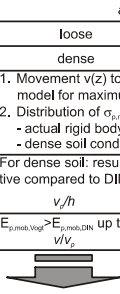
Jorden betraktas därför som en extern last (LC28, LC29), vilken kombineras med de konventionella temperaturlastfallen (LC20 – LC27). Här måste ett lastfall för vinter (a) och ett för sommar (b) urskiljas, vilka baseras på ett aktivt respektive ett "mobiliserat" passivt jordtryck. Vidare måste ett permanent lastfall appliceras (LC4), som ska representera vilotillståndet hos motfyllningen, se Figur 8-2.

Under vintern, när rambenet rör sig bort från motfyllningen pga. temperaturrörelser, uppgår jordtrycket till gränsvärdet av det aktiva jordtrycket  $\sigma_a(z)$ . Eftersom detta gränsvärde överskrids redan vid små rörelser  $v_a$  hos landfästet, ger detta basen för det variabla vinterlastfallet LC29. På samma sätt skulle gränsvärdet för passivt jordtryck  $\sigma_p(z)$  kunna utgöra basen för det variabla sommarlastfallet LC28. Dock är denna ansats alldeles för konservativ för broar med små och medellånga spännvidder, eftersom det fulla passiva jordtrycket normalt inte är i närheten att uppnås under sommaren. Pga. detta har en ansats som föreslagits av Vogt använts för att bestämma det s.k. "mobiliserade" passiva jordtrycket  $\sigma_{p,mob}(z)$  mot rambenet, baserat på den maximala rörelsen hos landfästet under sommaren.

Först måste rörelseändringen hos landfästet under sommar och vinter bestämmas. Detta kan göras genom att applicera två lastfall, vilka används endast för detta syfte, se Figur 8-1.

	LC		Type	$\square$
temperature for earth	100	const temperature, elongation	$\square_a$	1,00
pressure	101	const. Temperature, contraction	$\square_a$	1,00

Figur 8-1: Temperaturlastfall för jordtryck mot landfästen

	ACTIVE		REST	mobilised PASSIVE				
	mainly parallel movement	mainly base rotation		mainly parallel movement		mainly base rotation		
	distribution acc. to DIN 4085:2007-10, annex B			distribution acc. to Vogt				
								
	$\sigma_a(z) = \frac{4}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z, z < h/2$ $K_a$ acc. to EN 1997-1:2009, C.2	$\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$	$\sigma_0(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$ $K_0$ acc. to DIN 4085	$\sigma_{p,mob}(z) = K_{p,mob} \cdot \gamma \cdot z$ $K_{p,mob} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left(1 - \frac{v}{V_p}\right)^{0.7}$	$\sigma_{p,mob}(z) = K_{p,mob}(z) \cdot \gamma \cdot z$ $K_{p,mob}(z) = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)}$			
								
				$v_p/h$ acc. to EN 1997-1		$a$ acc. to Vogt		
				loose	0.05 to 0.1	loose	0.1	
				dense	0.03 to 0.06	dense	0.01	
				1. Movement $v$ at top of abutment to be determined for maximum $\Delta T$ (summer case). 2. Distribution of $\sigma_{p,mob}(z)$ to be determined based on - parallel movement of abutment - dense soil conditions		1. Movement $v(z)$ to be determined at actual FE model for maximum $\Delta T$ (summer case). 2. Distribution of $\sigma_{p,mob}(z)$ to be determined based on - actual rigid body movement of abutment - dense soil conditions		
				For dense soil: resulting earth force $E_{p,mob}$ conservative compared to DIN 4085:2007-10, annex B up to		For dense soil: resulting earth force $E_{p,mob}$ conservative compared to DIN 4085:2007-10, annex B up to		
				$v_p/h$	0.03	0.04	0.05	0.06
				$E_{p,mob,Vogt} > E_{p,mob,DIN}$ up to $v/V_p$	45%	57%	64%	69%
	<b>LC "minimum earth pressure"</b>		<b>LC "rest"</b>	<b>LC "maximum earth pressure"</b>				
	load case acting in combination with load case "Temperature $-\Delta T$ " (winter case) load distribution REST needs to be subtracted		permanent load case	load case acting in combination with load case "Temperature $+\Delta T$ " (summer case) load distribution REST needs to be subtracted				

Figur 8-2: Applicering av laster mot landfästet

Tre lastfall används:

- LC "vila" (LC4) → Permanent lastfall
- LC "lägsta jordtryck" (LC29) → Att användas i kombination med LC "Temperatur  $-\Delta T$ "
- LC "högsta jordtryck" (LC28) → Att användas i kombination med LC "Temperatur  $+\Delta T$ "

LC "vila" (LC4)

1. Bestämmande av  $K_0$  (se Bilaga 1)
2. Bestämmande av  $\sigma_0(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$
3. Användande av  $\sigma_0(z)$  som permanent last

LC "lägsta jordtryck" (LC29)

1. Bestämmande av  $K_a$  (enligt (SS-EN 1997-1, 2005), C.1 eller C.2, se Bilaga 1)
2. Bestämmande av  $\sigma_a(z)$ 
  - $\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$  (Huvudsakligen rotation)
  - $\sigma_a(z) = \frac{4}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$  for  $z < \frac{h}{2}$ ;  $\sigma_a(z) = \frac{2}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$  för  $z \geq \frac{h}{2}$  (Parallell rörelse)

(Den resulterande totala lasten är densamma, alltså kan båda lastfallen användas)

3. användande av  $\sigma_a(z) - \sigma_0(z)$  som ett lastfall

LC "högsta jordtryck" (LC28)

Generellt betraktas två fall:

	Mobiliserat motstånd enligt Vogt	Mobiliserat motstånd enligt (DIN 4085, 2007)
1.	Bestämmande av rörelse hos landfästet pga. maximal temperaturlast $+\Delta T$	
	$v(z)$ Höjd över landfästet (Måste bestämmas genom beräkningar på det verkliga systemet; på säker sida kan jordtrycket bakom landfästet försummas).	$v_{max}$ Längst upp på landfästet (Kan bestämmas genom handberäkningar)
2.	Bestämmande av $v_p$ (enligt (SS-EN 1997-1, 2005))	
3.	Bestämmande av $K_p$ (enligt (SS-EN 1997-1, 2005), C.1 eller C.2, se Bilaga 1)	
4.	Bestämmande av $K_{p,mob}$	
	$K_{p,mob,Vogt}(z) = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)}$ <p>Där <math>a = 0.1</math> för lös jord <math>a = 0.01</math> för fast jord</p> <p>För en ansats på säker sida, bör <math>a=0.01</math> generellt antas enligt [4]</p>	$K_{p,mob,DIN} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v_{max}}{v_p} \right)^{1.45} \right]^{0.7}$ <p>(Enligt (DIN 4085, 2007))</p>
5.	Bestämmande av $\sigma_p(z)$	
	$\sigma_{p,mob,Vogt}(z) = K_{p,mob,Vogt}(z) \cdot \gamma \cdot z$	$\sigma_{p,mob,DIN}(z) = K_{p,mob,DIN} \cdot \gamma \cdot z$
6.	Användande av $\sigma_{p,mob,Vogt}(z) - \sigma_0(z)$ eller $\sigma_{p,mob,DIN}(z) - \sigma_0(z)$ som ett lastfall	

Beaktanden för brottgränstillståndet (ULS):

Vid parallella rörelser och fast jord är laster enligt Vogt högre, åtminstone upp till  $v < 0.45 \cdot v_p$  (jämfört med (DIN 4085, 2007))

Beaktanden för bruksgränstillståndet (SLS):

Vid parallella rörelser och fast jord är laster enligt (DIN 4085, 2007) högre, åtminstone upp till  $v < 0.45 \cdot v_p$  (jämfört med Vogt)

## 8.4 Temperaturlaster

(SS-EN 1990/A1, 2006) "Grundläggande dimensioneringsregler för broar" saknar en explicit beskrivning över hur temperaturlaster på broar ska behandlas. Istället hänvisas till (SS-EN 1991-1-5, 2003) "Laster på bärverk - Del 1-5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan", vilken beskriver hur dagliga eller säsongsberoende temperaturvariationer ska beaktas vid dimensionering av bärande konstruktioner.

Enligt (SS-EN 1991-1-5, 2003), delas överbyggnader in enligt följande:

- Typ 1 Stålbros:
  - Lådbalk i stål.
  - Stålfackverk eller plåtbalk.
- Typ 2 Samverkansbro (stål och betong).
- Typ 3 Betongbro:
  - Betongplatta.
  - Betongbalk.
  - Lådbalk av betong.

I denna dimensioneringshandbok behandlas endast samverkansbroar (Typ 2).

(SS-EN 1991-1-5, 2003) gör skillnad på två olika temperaturlaster:

- Jämnt fördelad temperaturkomponent:  $\Delta T_{N,exp/con}$   
Den jämnt fördelade temperaturkomponenten beror på den minimala och maximala temperatur som kommer att uppträda i en bro. Detta ger upphov till ett antal ändringar i den jämnt fördelade temperaturen vilka i sin tur skulle resultera i längdändring hos ett element som inte är fixerat.
- Komponent för temperaturskillnad:  $\Delta T_{M,heat/cool}$   
Uppvärmning och avkyllning under en viss tid av en broöverbyggnads överyta kommer att leda till att temperaturen varierar mellan maximal uppvärmning (överytan varmare) och maximal avkyllning (underytan varmare) vilket beaktas med följande två lastfall.

För ramkonstruktioner är det nödvändigt att beakta samtidig inverkan av både temperaturskillnaden  $\Delta T_{M,heat/cool}$  och det maximala spännet för den jämnt fördelade temperaturkomponenten.

$$\Delta T_{M,heat} \left( \text{eller } \Delta T_{M,cool} \right) + \varpi_N \Delta T_{N,exp} \left( \text{eller } \Delta T_{N,con} \right) \quad (8.2)$$

$$\varpi_M \Delta T_{M,heat} \left( \text{eller } \Delta T_{M,cool} \right) + \Delta T_{N,exp} \left( \text{eller } \Delta T_{N,con} \right) \quad (8.3)$$

Där  $\omega_N$  Reduktionsfaktor för jämnt fördelad temperaturkomponent i kombination med komponent för temperaturskillnad.

$\omega_M$  Reduktionsfaktor för komponent för temperaturskillnad i kombination med jämnt fördelad temperaturkomponent.

Den nationella bilagan kan ange numeriska värden på  $\omega_N$  och  $\omega_M$ . Om inga andra värden finns tillgängliga är de rekommenderade värdena på  $\omega_N$  och  $\omega_M$  :

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Detta ger följande temperaturlastfall:

Sommarlastfall (ska alltid kombineras med LC28):

$$\text{LC20} \quad \Delta T_{M,heat} + \varpi_N \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC21} \quad \Delta T_{M,cool} + \varpi_N \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC22} \quad \varpi_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC23} \quad \varpi_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$$

Vinterlastfall (ska alltid kombineras med LC29):

$$\text{LC24} \quad \Delta T_{M,heat} + \varpi_N \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC25} \quad \Delta T_{M,cool} + \varpi_N \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC26} \quad \varpi_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC27} \quad \varpi_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

## 9 Dimensionering av underbyggnad

### 9.1 Dimensionering av pålar

#### 9.1.1 Normer, geoteknik

Följande normer ska användas vid dimensionering av pålar:

- (SS-EN 1536, 1999) Utförande av geokonstruktioner – Borrpålar.
- (SS-EN 12063, 1999) Utförande av geokonstruktioner – Sponter.
- (SS-EN 12699, 2000) Utförande av geokonstruktioner – Massundanträngande pålar.

Bestämmelser för dimensionering av pålar utsatta för axiell och transversell last beaktas i (SS-EN 1997-1, 2005) kapitel 7.8.

(SS-EN 1993-5, 2007) "Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 5, Pålar och spont" ger dimensioneringsprinciper för pålar och sponter av stål.

Beroende på aggressiviteten hos det omgivande jordmaterialet runt stålpålen kan korrosion behöva beaktas genom en reduktion av tjockleken. Korrosionsgraden anges i (SS-EN 1993-5, 2007) men kan även anges i den nationella bilagan.

#### 9.1.2 Normer, stålpålar i brottgränstillstånd

Enligt (SS-EN 1993-5, 2007) skall följande brottmoder verifieras för stålpålar:

- Brott pga. böjning och/eller normalkraft.
- Brott pga. böjknäckning, med beaktande av rotationsinspänningen i grunden samt inspänningen i förbanden mot den burna konstruktionen.
- Lokalt brott vid lastangreppspunkten.
- Utmattning.

(SS-EN 1997-1, 2005, kapitel 7) ger riktlinjer vid dimensionering av pålgrundläggning. Enligt Kapitel 7 ska exempelvis följande gränstillstånd beaktas: Brott i pålen pga. tryck, drag, böjning, knäckning eller skjuvning.

(SS-EN 1997-1, 2005, kapitel 7.3) redovisar laster och dimensioneringsfall, kapitel 7.4 redovisar metoder och synpunkter vid dimensioneringen, vilken kan baseras på analytiska beräkningsmetoder. Kapitel 7.6 behandlar axiellt belastade pålar.

(SS-EN 1997-1, 2005, kapitel 7.7) redovisar normer för att dimensionera sidobelastade pålar. Bärförmågan hos en sidobelastad påle eller pålgrupp ska beräknas med en jämförbar kombination av lasteffekter, jordmotstånd och förskjutningar. Dimensioneringen av en sidobelastad påle ska inkludera möjligheten av brott i pålen nere i jorden. För en lång och slank påle kan beräkningen utföras som en balk, belastad i överändan och stöttad av ett eftergivligt medium vars sidomotstånd bestäms av en horisontell bäddmodul.

(SS-EN 1997-1, 2005, kapitel 7.8) redovisar den konstruktiva dimensioneringen av pålarna. Pålar ska verifieras mot konstruktionsbrott. Pålarnas konstruktion ska dimensioneras för att passa alla de fall som de kommer att utsättas för, inklusive korrosionsförhållanden, installation (markförhållanden såsom block och lutande bergytor), neddrivningsfaktorer (exempelvis

pålskarvar) och transporter till installationen. Slanka pålar som passerar tjocka lager med extremt låghållfast finkornig jord ska kontrolleras mot knäckning.

Dimensioneringen av pålar och deras infästningar i konstruktionen skall utföras enligt (SS-EN 1993-5, 2007) eller (SS-EN 1994-2, 2005). Om jordmaterialet ger otillräckligt sidostöd mot knäckning, får slankhetskravet vid knäckning antas vara uppfyllt om  $N_{Ed} / N_{cr} = 0,10$ , där  $N_{cr}$  är det kritiska värdet för normalkraften  $N_{Ed}$ . Förutom de imperfektioner som ges i kapitel 5.3 i (SS-EN 1993-1-1, 2005) bör tillkommande imperfektioner (t.ex. orsakade av skarvar eller uppkomna vid neddrivningen) beaktas enligt (SS-EN 12699, 2000) och (SS-EN 14199, 2005). Ett sätt att beräkna knäckningslängden  $l_{cr}$  beskrivs i (SS-EN 1993-5, 2007, kapitel 5.3.3).

### 9.1.3 Normer, stålplålar i bruksgränstillstånd

Enligt (SS-EN 1993-5, 2007) ska följande krav beaktas i bruksgränstillstånd:

- Begränsningar av vertikala sättningar eller horisontella förskjutningar med hänsyn till det uppburna bärverket.
- Begränsningar av vibrationer med hänsyn till bärverk direkt anslutna till, eller i närheten av, pålarna.

En global systemanalys bör baseras på en linjärelastisk modell av bärverket samt en modell för interaktionen mellan undergrund och bärverk.

Det bör påvisas att inga plastiska deformationer uppträder i bärverket i bruksgränstillståndet.

Pålarna under ändskärmen blir utsatta för förskjutningar och böjande moment på grund av de relativa förskjutningarna mellan pålarna och den omkringliggande jorden, samtidigt som de får horisontellt stöd av samma jord. Detta ger således ett specialfall avseende sättet som konstruktionen uppträder på.

Om ändskärmarna används för att överföra horisontala laster till vägbanken måste samma fenomen beaktas.

### 9.1.4 Normer, pålgrupper

Enligt (SS-EN 1997-1, 2005), ska gruppeffekten beaktas vid dimensionering av:

- Tryckbelastade pålar.
- Dragbelastade pålar.
- Sidobelastade pålar.

#### Tryckbelastade pålar

Med hänsyn till det tillåtna grundtrycket i marken skall två brottmekanismer beaktas för pålgrupper:

- Tryckbärförmåga hos de enskilda pålarna.
- Tryckbärförmåga vid beaktande av pålgruppen och den jord som innesluts som ett block.

Det lägre värdet på bärförmågan av dessa två mekanismer är den dimensionerande bärförmågan. Tryckbärförmågan då pålgruppen beaktas som ett block kan beräknas genom att betrakta blocket som en enskild påle med en stor diameter.

### Dragbelastade pålar

För dragbelastade pålar ska även gruppeffekten, vilken kan reducera de effektiva vertikalspänningarna i jorden och därmed mantelmotståndet hos enskilda pålar i gruppen, ska beaktas vid utvärdering av dragbärförmågan hos en pålgrupp.

För dragna pålar ska två brottfall beaktas:

- Utdragning av pålarna ur marken.
- Upplyftning av hela det block som innehåller pålarna.

För enstaka dragpålar eller en grupp av dragpålar kan brottmekanismen styras av utdragsbärförmågan hos en jordkägla, speciellt för pålar med förstora spets eller bergsko. Normalt styr blockeffekten det dimensionerande dragmotståndet om pålavståndet är lika med eller mindre än kvadratroten ur produkten av påldiametern och pålens nedträngning i det mest mothållande lagret.

### Sidobelastade pålar

Gruppeffekten skall även beaktas vid beräkning av bärförmågan hos sidobelastade pålar. Hänsyn bör tas till att en sidobelastning av en pålgrupp kan resultera i en kombination av sammantryckning, töjning och sidokrafter i enskilda pålar.

För sidobelastade pålgrupper där alla pålhuvuden förskjuts lika mycket, kan (DIN 1054, 2005) Annex E användas för att beräkna kraftfördelningen i pålarna genom reduktionsfaktorer.

## **9.2 Dimensionering av anslutningen mellan påle och landfäste**

### **9.2.1 Betongpålar**

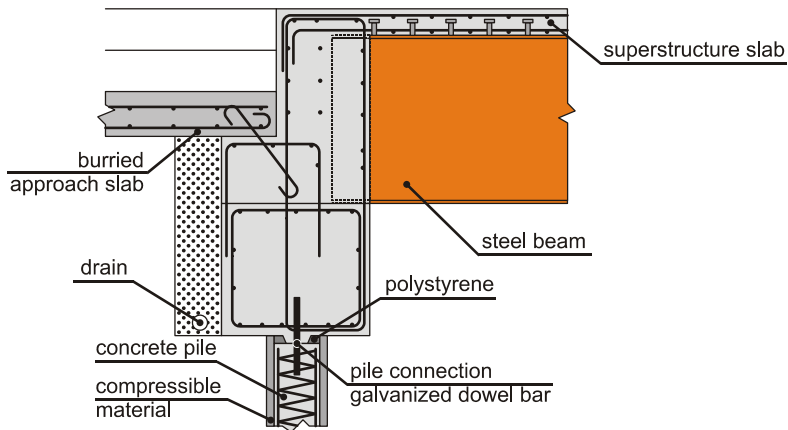
#### Broar med helt integrerade landfästen

Betongpålar och styva anslutningar mellan påle och ändskärm dimensioneras enligt (SS-EN 1992-2, 2005).

#### Broar med semi-integrerade landfästen

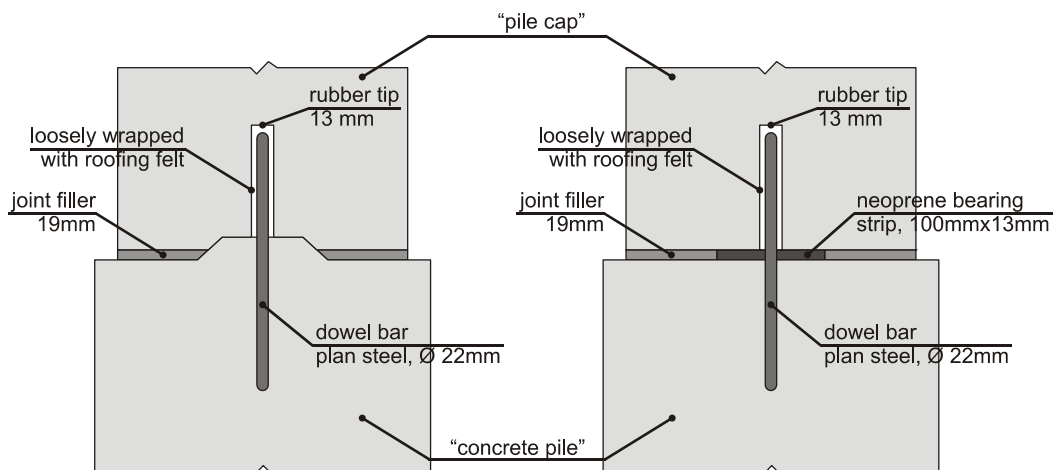
Vid byggandet av semi-integrerade broar kan ledade infästningar användas. Leden överför endast vertikala laster och skjuvkrafter till pålarna men inget moment. Ett exempel på en bro med landfästen byggda enligt denna princip är Gillies Street Bridge i Australien. Figur 9-1 visar en skiss av ett landfäste hos denna bro och den ledade infästningen mellan ändskärmen och betongpålarna. Av illustrationsskäl har den verkliga överbyggnadens förspända betongbalk bytts ut mot en stålbalk.





**Figur 9-1: Landfäste med ledade pÅlar enligt (Connal, 2004)**

Denna ledade infästning består av galvaniserade dymlingar, vilka förankras i både betongpÅlen och pÅlplattan. Polystyrenremсор placeras i leden för att förhindra att betongen krossas när pÅlplattan roterar pga. det pÅförda momentet. För att säkerställa att sidokrafterna i pÅlen inte blir för stora i pÅlens övre del innesluts de översta 2 meterna med ett 50 mm tjockt lager av kompressibelt material (exempelvis skum).



**Figur 9-2: VDOT:s ursprungliga led (till vänster) / modifierade led (till höger)**

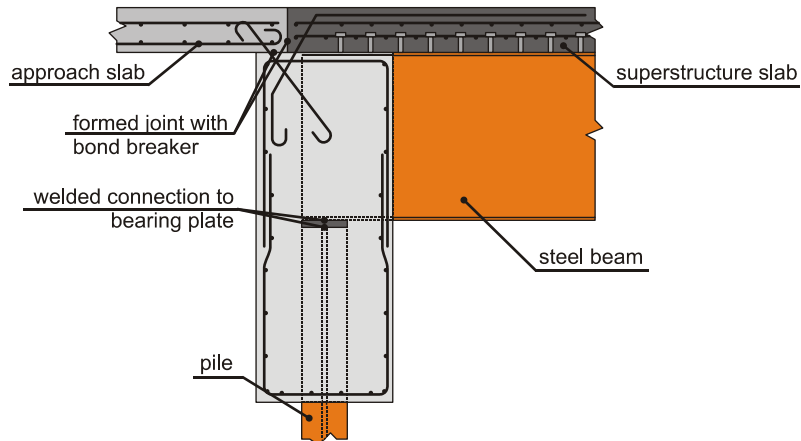
En liknande led har utvecklats vid Virginia Department of Transportation (VDOT), vilken baseras pÅ en skjuvlåsning i ledens längsgående riktning, visas i Figur 9-2 (till vänster). Försök som utförts av Arsoy visade dock att leden inte fungerade som en led. Ändskärmen och pÅlplattan roterade istället som en enhet till dess att skjuvlåsningen gick till brott. Förbandet mellan delarna var nästan lika starkt som om de skulle ha gjutits ihop. Vid senare försök modifierades leden, vilken visas i Figur 9-2 (till höger).

Den modifierade leden tillåter betydligt större rotation och består av remсор med neopren längs båda sidor av raden med dymlingar. Resterande del av leden är fylld med någon sorts fogmassa, exempelvis skumgummi. De vertikala krafterna överförs via neoprenet ner i pÅlen, medan dymlingarna överför skjuvkrafterna.

## 9.2.2 Stålpålar

### Broar med helt integrerade landfästen

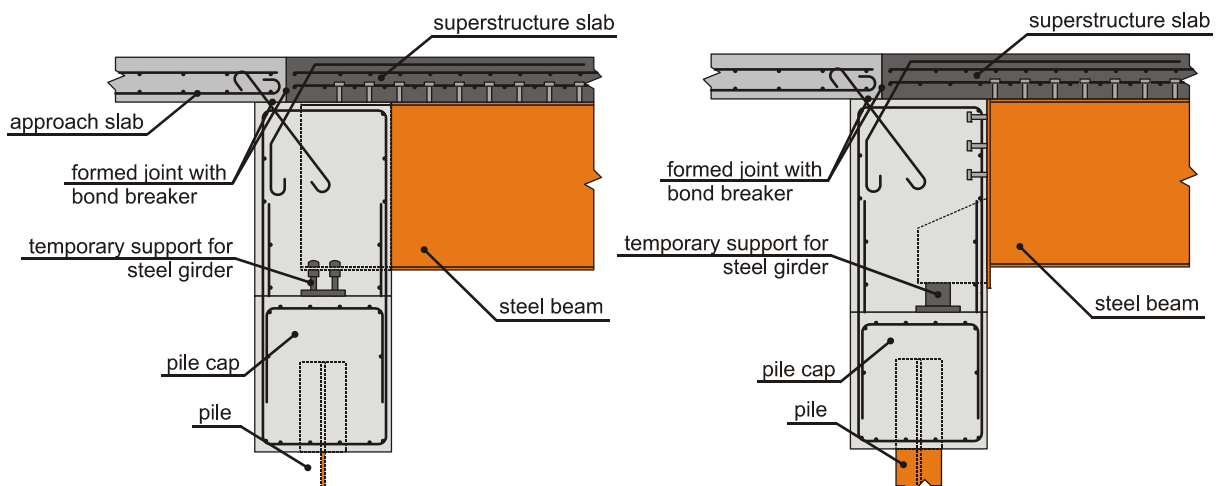
Tidigare föredrog vissa stater i USA att använda en svetsad anslutning mellan pålar och stålbeamb, vilket kan ses i Figur 9-3. Den stora nackdelen med denna infästningstyp är att pålarna måste slås ner med stor noggrannhet eftersom balkarna ska svetsas fast på påltoppen. Detta innebär att pålarna ska slås med en tolerans på 2-3 cm vilket kan vara svårt att uppnå vid svåra förhållanden för påslagning (Conboy, et al., 2005) och (Yannotti, et al., 2005).



Figur 9-3: Svetsad anslutning mellan påle och balk

Numera används därför en annan sorts styv infästning mellan pålar och balkar. Först gjuts den slagna pålen in med en pålplatta (eller den nedre delen av ändskärmen). Balkarna monteras på toppen av denna och fixeras sedan till ändskärmen med justerbara bultar som förankras i påltoppen, se Figur 9-4. Dessa bultar kan bytas ut mot förtillverkade tryckplåtar (två st per balk) vilka tillåter horisontella justeringar. Vertikala justeringar kan göras med hjälp av tunna plåtar. Vippning av balken måste alltid undvikas under byggskedet. Balkändarna gjuts därefter in med betong i samband med gjutningen av den övre delen av ändskärmen.

Speciellt för de fall där sättningar hos landfästet förväntas måste möjligheten att göra horisontella justeringar finnas. Höjden måste kontrolleras under byggskedet.



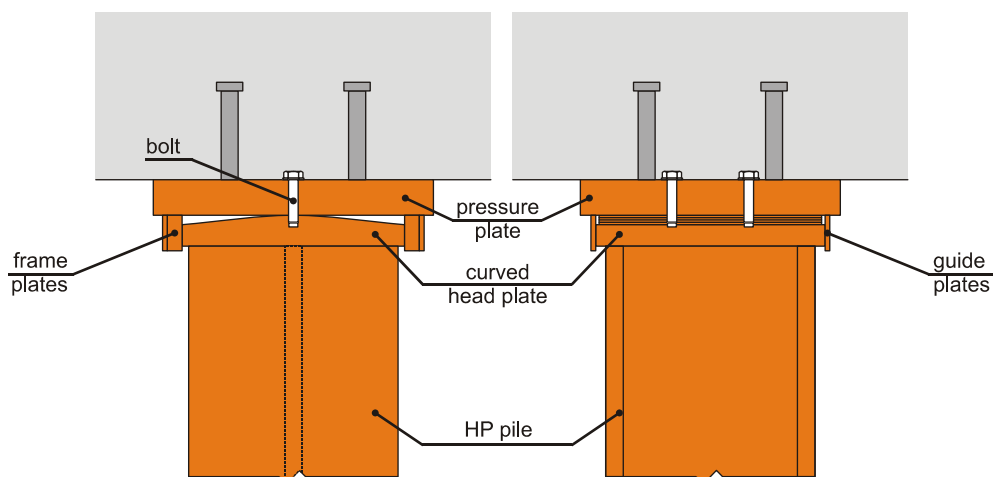
Figur 9-4: Balk monterad på justerbara bultar / tryckplåt på pålplatta (pile cap)

Det har visat sig att konstruktioner utan svetsar mellan pålar och balkar är enklare att bygga samt att inga skillnader i prestanda har upptäckts (Conboy, et al., 2005).

### Broar med semi-integrerade landfästen

Samma lösningar som i kapitel 9.2.1 kan användas även för stålpålar. Leden kan då placeras mellan påltoppen och ändskärmen (se Figur 9-4).

Inom ramen för INTAB (Feldmann, et al., 2010), har en annan sorts ledad infästning utvecklats och provats, se Figur 9-5.



**Figur 9-5: Ledad infästning, typ "INTAB"**

En böjd huvudplåt svetsas på toppen av pålen, omsluten av en tryckplåt med svetsad ram. Skjuvkrafterna överförs via ramplåten, bulten är endast för att förenkla montage. Statiska och cykliska provningar som utförts inom INTAB visar att:

- Leden fungerar som en perfekt led, inget moment överförs.
- Inga spår av utmattnings kan upptäckas efter mer än 44000 lastcykler vilket motsvarar temperaturrörelser för 120 år. Inga sprickor kan hittas i betongen närmast leden och stålet uppvisar inga tecken på utmattnings.
- Lokala dragspänningar är låga.

### 9.2.3 Sponter

Integrerade landfästen med sponter är särskilt användbara när en spontvägg ändå ska byggas i vilket fall som helst, se Figur 9-6.



**Figur 9-6: Soleuvre bridge, Södra motorvägen, Luxemburg (ArcelorMittal, 2003)**

För att kunna tillhandahålla en standardiserad lösning enligt nuvarande praxis har en ny infästning mellan spontväggen och överbyggnaden utvecklats och provats inom ramen för IN-TAB (Feldmann, et al., 2010), se Figur 9-7. Det nya systemet har följande fördelar:

- En befintlig spontvägg kan användas som underbyggnad för en bro med integrerade landfästen, ingen tillkommande pålning är nödvändig.
- Överbyggnaden och ändskärmen kan gjutas samtidigt vilket sparar tid, samtidigt undviks gjutfogar.
- Inspänningsgraden sänks för att minska armeringsbehovet i ramhörnen.

Dock måste följande punkter uppmärksammas:

- Glidning mellan spontväggen och ändskärmen måste undvikas. Vertikala svetsbultar på sponten kan eliminera problemet.
- Bärförmågan och rotationskapaciteten hos infästningen beror till stor del på spontväggens styvhet samt hur stor del av sponten som gjuts in i ändskärmen.
- Armeringen behöver placeras horisontellt genom sponten för att öka momentbärförmågan hos infästningen samt för att undvika uppsprickning och spjälkning hos betongen, som ersättning för byglarna i pålplattor.

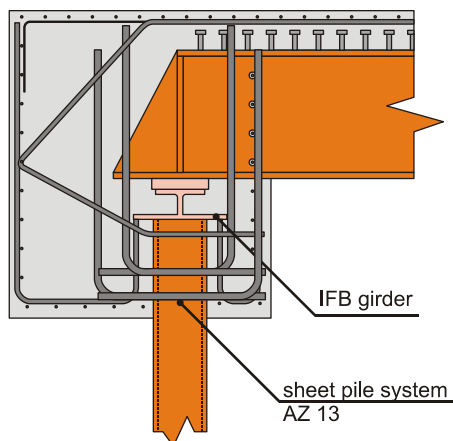
Vid försöken har spontsystemet AZ 13 valts, vilket ger en större inspänning än HP-sponter men en lägre inspänning än betongpålar, se Tabell 9.1.

Försöken som utförts visar att den provade infästningen mellan spont och ändskärm bör begränsas till:

$$M_{Ed,max} = 200 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta_{max} = 20 \text{ mm}$$

Vilket anses vara tillräckligt för broar med en längd upp till 100 m.

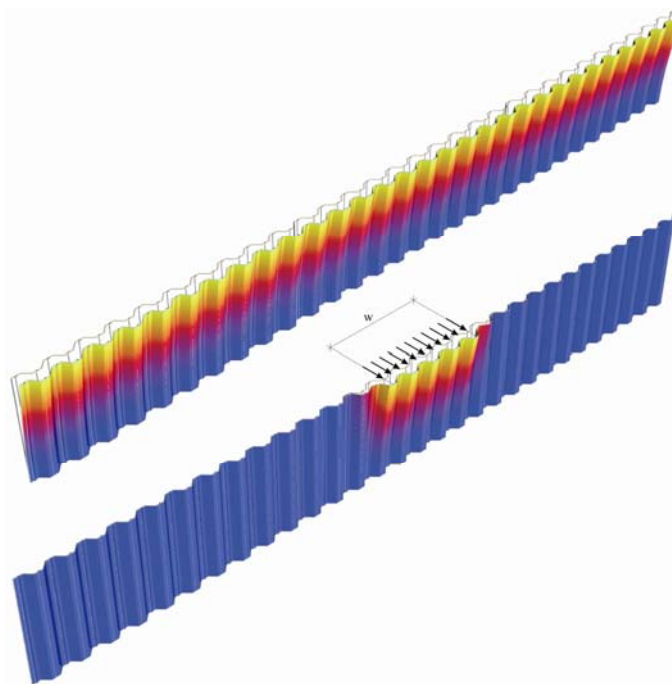


**Figur 9-7: Infästning för spontprofil, typ "INTAB"**

Vid dimensioneringen måste spontväggen betraktas utanför sidorna hos ändskärmen (se Figur 9-8), eftersom den angränsande väggen ger ett väsentligt tillskott till styvheten. En jämförelse av olika grundläggningsmodeller visas i Tabell 9.1.

**Tabell 9.1: Styvheter hos olika grundläggningsmodeller**

Grundläggning	Styvhet $I_{yy}$	
5 x HP 305 x 95, vek riktn.	32,645 [cm <sup>4</sup> ]	stålpåle
Spont, AZ 13, w=5.00m	98,500 [cm <sup>4</sup> ]	enligt tabell
	137,900 [cm <sup>4</sup> ]	med hänsyn till angränsande vägg
2 x Ø 90cm	6,441,247 [cm <sup>4</sup> ]	betongpåle



**Figur 9-8: Spontväggens deformationer**

## 10 Bruksgränstillstånd (SLS)

Följande lastkombinationer används i bruksgränstillståndet:

1. Karakteristisk lastkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10.1)$$

2. Frekvent lastkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10.2)$$

3. Kvasipermanent lastkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10.3)$$

Dessa kombinationer kompletteras enligt (SS-EN 1990/A1, 2006) med en:

4. Icke-frekvent lastkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,\text{inf } q} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \quad (10.4)$$

Partialkoefficienterna  $\gamma$  och  $\psi$  finns beskrivna i Tabell 10.1.

Tabell 10.1: Kombinationsmatris ULS / SLS / FLS

	LC	Type	partial factor $\gamma$								comb. factor ULS / SLS				note
			ULS				SLS				FLS				
			STR / GEO		EQU		STR / GEO		EQU		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_1'$	
		sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf						
permanent loads	perm.	1 self weight													
	perm.	2 construction load													
	perm.	3 backfill surcharge on foundations (vertical)													
	perm.	4 earth pressure at rest (horizontal)													
secondary prestress	perm.	5 shrinkage													EN 1992-1-1 p. 23/24
load due to differential settlement		6 settlement of support 1													
		7 settlement of support 2													
		xx settlement of support x													
live loads	Alternative A1	8 traffic on backfill, press. on wing wall / foundation of abut. 1													
		9 traffic on backfill, press. on end wall / foundation of abut. 1													
		10 traffic on backfill, press. on wing wall / foundation of abut. 2													
		11 traffic on backfill, press. on end wall / foundation of abut. 2													
	Altern. active A2	12 LM1, TS tandem axle lane 1													
		13 LM1, TS tandem axle lane 2													
		14 braking													
	Altern. active A3	15 acceleration													
		16 LM1, traffic basic load													
	Altern. active A4	17 LM1, UDL overload lane 1													
		18 LM1, UDL overload lane 2													
		19 LM3, fatigue													
	temperature	Alternative A5	20 $\omega$ x expansion, top warmer <sup>b</sup>												
			21 $\omega$ x expansion, bottom warmer <sup>b</sup>												
			22 expansion, $\omega$ x top warmer <sup>b</sup>												
			23 expansion, $\omega$ x bottom warmer <sup>b</sup>												
			24 $\omega$ x contraction, top warmer <sup>c</sup>												
			25 $\omega$ x contraction, bottom warmer <sup>c</sup>												
			26 contraction, $\omega$ x top warmer <sup>c</sup>												
27 contraction, $\omega$ x bottom warmer <sup>c</sup>															
Alternative A6	28 mob. earth pressure due to expansion <sup>b</sup>														
	29 mob. earth pressure due to contraction <sup>c</sup>														
wind		30 wind load on structure / traffic													

Cells with two factors:

factors without brackets are in accordance to EN 1990:2002/A1:2005  
factors with brackets are in accordance to DIN Fachbericht 102

<sup>a</sup>: traffic on backfill is a combination of both load models - on the safe hand side, the resulting load cases are combined, using the com. factors for TS tandem axle

<sup>b</sup>: (20 or 21 or 22 or 23) and 28 always act together

<sup>c</sup>: (24 or 25 or 26 or 27) and 29 always act together

<sup>d</sup>: acc. to EN 1990:2002/A1:2005, this value may be reduced to 0 in some specific cases for ULS design EQU, STR and GEO- such a case is NOT given here!

## 10.1 Vägbroar

### 10.1.1 Spänningar

Spänningarna vid bruksgränstillstånd skall bestämmas genom en linjärelastisk analys av bärverket. I denna skall bland annat beaktas fördelningen av egentyingd och styvheter, förändringar i plåttjocklekar, avstyvningar osv., krypning och krympning hos betong, montageförfarande, lasthistorik, temperatureffekter samt interaktionen mellan jord och landfäste.

De nominella spänningarna i stålet ska, för de karakteristiska lastkombinationerna, begränsas enligt följande (normalt är dock brottgränstillståndet (ULS) dimensionerande):

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (10.5)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}} \quad (10.6)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (10.7)$$

Där relevant ska effekter av skjuvning i det egna planet (shear lag) beaktas för breda flänsar, samt för sekundära effekter av deformationer eller sidoverkande laster. Vidare ska den nominella spänningsvidden  $\sigma_{fre}$  begränsas till  $1,5 f_y / \gamma_{M,ser}$ , beroende på de representativa värden som specificerats för den frekventa lastkombinationen, enligt (SS-EN 1993-1-9, 2005).

Dragspänningarna i armeringen ska för den icke-frekventa lastkombinationen begränsas till:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0,8 f_{sk}}{\gamma_s} \quad (10.8)$$

Normalt är dock sprickbredden dimensionerande i bruksgränstillståndet (SLS). Överskridanden av kryphållfastheten samt bildandet av mikrosprickor skall begränsas genom att sätta gränsvärdet på betongens tryckhållfasthet i den icke-frekventa lastkombinationen till:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0,6 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10.9)$$

Med minst 1 % tvärkraftsarmering i tryckzonen får gränsvärdet på betongens tryckhållfasthet överskridas med 10 %.

## 10.2 Järnvägsbroar

### 10.2.1 Spänningar

Se kapitel 10.1.1.

### 10.2.2 Förskjutningar pga. bromslast

Horisontella broms- och accelerationslaster kan överföras direkt till motfyllningen, vilket gör att det aktiva jordtrycket bakom landfästet måste beaktas. Det karakteristiska värdet på bäddmodulen  $E_s$  kan ökas till  $E_{s,short}$  efter samråd med geotekniker, se kapitel 4.1.

### 10.2.3 Egenfrekvenser

För att kunna dimensionera järnvägsbroar behöver flera normer beaktas, både europeiska och nationella. Enligt (SS-EN 1991-2, 2003) definieras de specifika järnvägslasterna med de statiska lastmodellerna LM71 och SW/0. De dynamiska effekterna beaktas genom att applicera en lastfaktor  $\phi$  som ökar de statiska lasterna. Denna ansats tillåts dock endast om resonanseffekter inte förväntas. Om resonanseffekter kan uppstå, exempelvis vid höga tillåtna hastigheter, måste en dynamisk analys utföras. (SS-EN 1991-2, 2003) tillhandahåller ett flödesschema för hur man kan avgöra om en dynamisk analys behöver utföras eller ej (se SS-EN 1991-2, kapitel 6.4.3, Figur 6.9). Ett av de viktigaste ingångsvärdena i denna procedur är bronns första naturliga egenfrekvens.

Den inspända överbyggnaden ger vanligen lägre naturliga egenfrekvenser än den icke inspända motsvarigheten, som därför ofta ersätts i den dynamiska analysen.

Ytterligare specifikationer om brodimensionering och dynamiska beräkningar kan hittas i ett dokument som upprättats av den tyska järnvägsoperatören (DB Netz AG, 2003). Dessutom har det europeiska forskningsprojektet DETAILS "Design for optimal life cycle costs (LCC) of high speed railway Bros by enhanced monitoring systems" (Blasi, et al., 2011) genomförts, med målet att förbättra dimensionering, säkerhet och hållbarhet hos samverkande stål och betong i järnvägsbroar för järnvägsnät med höghastighetståg.



## 11 Brottgränstillstånd (ULS)

Alla relevanta dimensioneringskontroller som anges i Eurokod 2 och 3 måste genomföras för en samverkansbro och dess beståndsdelar. Varje konstruktionsdel och varje tvärsektion hos en bro med integrerade landfästen måste uppfylla de krav som ställs på både betong, armering och konstruktionsstål. Valda beräkningsmetoder måste beakta den eventuella förlusten i bärförmåga eller duktilitet som är kopplad till lokal buckling hos stålet samt uppsprickning och lokala skador hos betongen. Dessutom måste svetsbultarna i konstruktionen verifieras i brottgränstillståndet.

Följande brottgränstillstånd behöver verifieras:

- EQU Förlorad statisk jämvikt för bärverket eller en bärverksdel
- STR Inre brott eller för stor deformation av bärverket eller en bärverksdel, där materialhållfastheten i bärverket är avgörande
- GEO Brott eller för stor deformation i undergrund, där hållfasthet i jord eller berg är avgörande
- FAT Brott genom utmattnings hos bärverket eller en bärverksdel

Lasteffekterna beror på de lastkombinationer som kan uppstå för konstruktionen. (EN 1990, 2002) (EN 1990/A1, 2006) ger uttryck för effekten från tre klasser av lastkombinationer i brottgränstillståndet:

1. Lastkombinationer för varaktiga eller tillfälliga dimensioneringssituationer (huvudkomb.):

Lastkombinationen kan antingen uttryckas som (11.1) eller, som alternativ för gränstillstånden STR och GEO, som det minst gynnsamma av uttrycken i (11.2). I den nationella bilagan kan rekommendationer finnas för vilken metod som bör väljas.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (11.1)$$

eller

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{cases} \quad (11.2)$$

2. Lastkombinationer för exceptionella dimensioneringssituationer:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ eller } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (11.3)$$

Valet mellan  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  eller  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  bör relateras till den aktuella exceptionella dimensioneringssituationen (påkörning, brand eller fortbestånd efter en olyckshändelse eller olyckssituation).

3. Lastkombinationer för seismiska dimensioneringssituationer:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (11.4)$$

Värdena på partialkoefficienterna  $\gamma$  och  $\psi$  anges i Tabell 10.1.

## 12 Utmattningsgränstillstånd (FLS)

### 12.1 Allmänt

Samverkanskonstruktioner ska verifieras för utmattning där de utsätts för upprepade spänningsvariationer. Utmattningstillståndet är ofta avgörande vid dimensioneringen, framför allt för järnvägsbroar.

Följande konstruktionsdelar måste kontrolleras:

- Svetsbultar
- Konstruktionsstål
- Betong och armering

De interna krafterna och böjmomenten bestäms med en global elastisk analys av konstruktionen. För vägbroar kan en förenklad metod enligt (SS-EN 1992-2, 2005) och (SS-EN 1993-2, 2006), baserad på utmattninglastmodell 3 enligt (SS-EN 1991-2, 2003) användas vid kontroll av utmattningshållfastheten. För järnvägsbroar ska de karakteristiska värdena för lastmodell LM 71 användas enligt (SS-EN 1991-2, 2003).

Dimensioneringskontrollerna för gränstillståndet vid utmattning är desamma som för konventionella samverkansbroar med lager och övergångskonstruktioner. Dock måste, om stålplåtar används vid grundläggningen, särskild hänsyn tas för att kontrollera den lågcykliska utmattningen. Eftersom dessa effekter har undersökt noggrant inom INTAB följer ett avsnitt om just detta.

### 12.2 Lågcyklisk utmattning av stålplåtar

Lågcyklisk utmattning (Low Cycle Fatigue, LCF) orsakas av töjningscykler som innehåller plastiska deformationer. Eftersom de vertikala plåtarna i integrerade landfästen ska klara de förlängningar och förkortningar som bronns överbyggnad utsätts för pga. temperaturväxlingar, kommer plåtarna att kunna utsättas för spänningar som överskrider sträckgränsen hos plåtens material. Dessa höga spänningsväxlingar måste även beaktas vid utmattningsdimensionering av själva plåten.

Beträffande plåtarnas bärförmåga mot lågcyklisk utmattning används oftast en töjningsbaserad dimensioneringsansats. Antalet cykler till brott,  $N_f$ , för ett visst antal töjningscykler, kan uppskattas enligt Coffin-Manson's universalekvation (Huang, et al., 2004) eller extrapolerade  $\epsilon-N_f$  kurvor. Därför har de Wöhler-kurvor som anges i (SS-EN 1993-1-9, 2005) modifierats enligt följande:

- Wöhler-kurvorna extrapoleras eftersom de bara är illustrerade för värden på  $N_f$  som är större än 1000.
- Kurvorna har konverterats från töjningar till spänningar.

Angående bestämning av töjningsvidden  $\Delta\epsilon$  behöver lite extra hänsyn tas:

- Bestämmandet av de interna krafterna i plåten orsakade av påtvingade förskjutningar pga. temperatureffekter ska göras genom att beakta den reduktion av plåtens styvhet som den partiella plasticeringen ger upphov till.
- Vid bestämmandet av de resulterande töjningarna måste de icke-linjära effekterna beaktas.

Ett sätt att bestämma en korrekt töjningsvidd beskrivs i det efterföljande kapitlet de icke-linjära effekterna i detalj, då för H-pålar som utsätts för böjning i den veka riktningen.

### 12.2.1 H-pålar

En H-påle som böjs i den veka riktningen orsakar ett inspänningsmoment i skärningspunkten mellan påle och ändskärm. Alla beräkningar baseras på en elastisk-idealplastisk materiallag samt att bidraget från livet inte har medräknats.

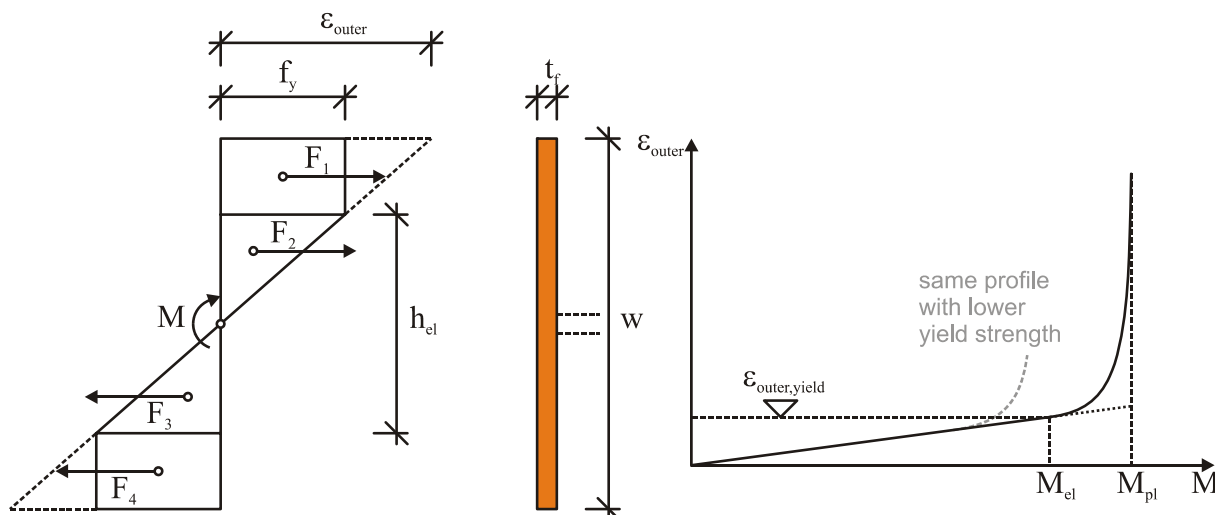
Inledningsvis bestäms töjningarna i profilens yttersta fiber, baserat på jämvikt.

För  $M \leq M_{el}$ :

$$\varepsilon_{outer} = \frac{1}{E} \cdot \frac{M}{W_{el,z}} \approx \frac{1}{E} \cdot \frac{3 \cdot M}{t_f \cdot w^2} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{M}{M_{el}} \quad (12.1)$$

För  $M > M_{el}$ :

$$\varepsilon_{outer} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{w}{h_{el}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left( 3 - \frac{6 \cdot M}{t_f \cdot w^2 \cdot f_y} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left( 3 - 2 \cdot \frac{M}{M_{el}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (12.2)$$



Figur 12-1: Delvis plasticerad H-påle, partiella inre krafter

Så länge den inre kraften understiger  $M_{el}$ , ökar töjningen  $\varepsilon_{outer}$  i profilens yttersta del linjärt mot det påförda momentet  $M$ . När  $M_{el}$  har överskridits börjar  $\varepsilon_{outer}$  öka oproportionerligt mot det påförda momentet.

Deformationerna hos en konsol baserat på ovan nämnda töjningar kan beskrivas som:

$$f = f_{el} + f_{pl} \quad (12.3)$$

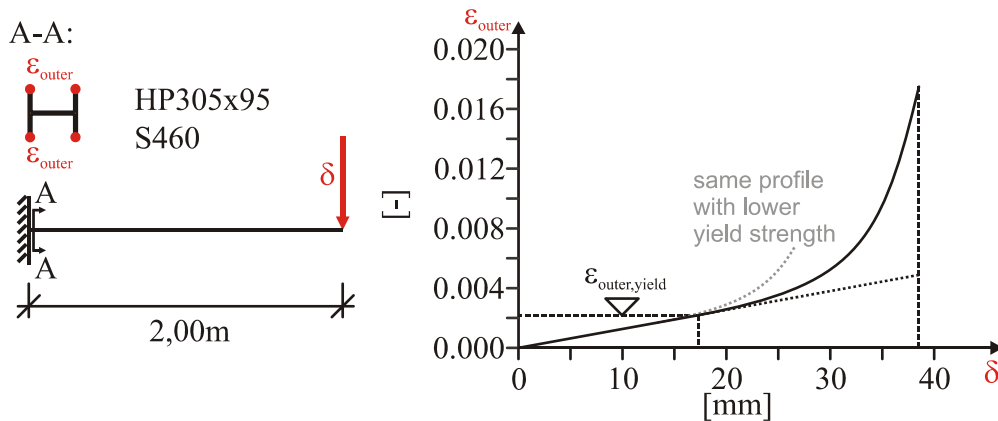
$$f_{el} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \quad (12.4)$$

$$f_{pl} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \cdot \left( 1 - 3 \frac{M_{el}^2}{F^2 \cdot L^2} \left( 1 - \frac{2}{a} \right) - \frac{4}{a \cdot F \cdot L} \cdot M_{el} \right) \geq 0$$

$$a = \sqrt{3 - \frac{2 \cdot F \cdot L}{M_{el}}}$$

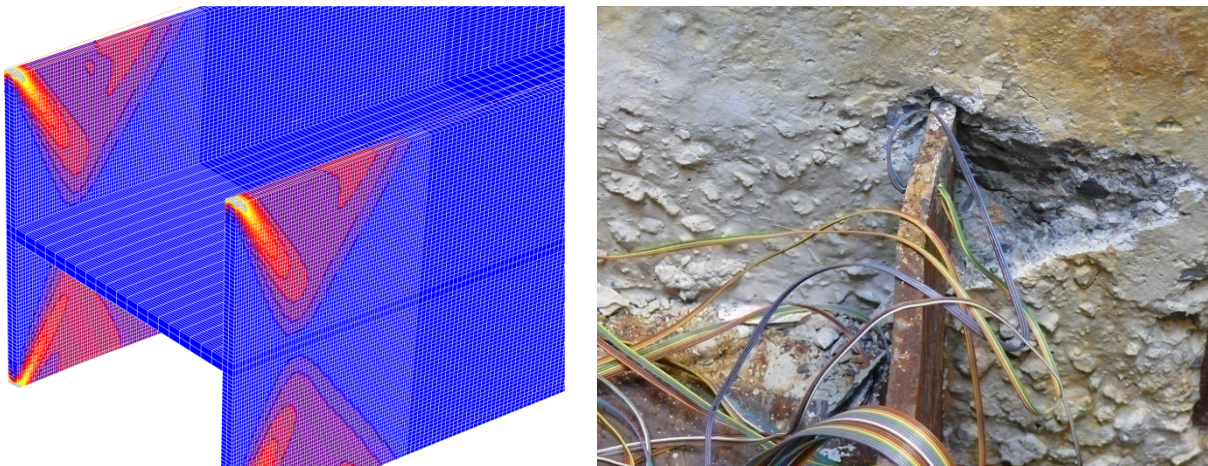
(12.5)

Enligt dessa ekvationer kan den maximala yttre töjningen  $\epsilon_{outer}$  plottas mot en given deformation  $\delta$  (se Figur 12-2).



Figur 12-2: Töjning  $\epsilon_{outer}$  orsakad av förskjutning  $\delta$

Så länge töjningarna i de yttersta fibrerna i profilen är lägre än flyttöjningen ökar töjningen i profilens yttersta del  $\epsilon_{outer}$  linjärt med deformationen  $\delta$ . När flyttöjningen  $\epsilon_{outer,yield}$  överskridits börjar töjningen  $\epsilon_{outer}$  öka oproportionerligt mot deformationen. Dessa effekter måste beaktas vid bestämmande av töjningsvidden för dimensionering mot lågcyklisk utmattning.



Figur 12-3: Ekvivalenta töjningar (FE), lokal buckling (LCF test)

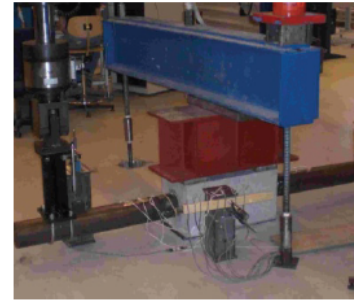
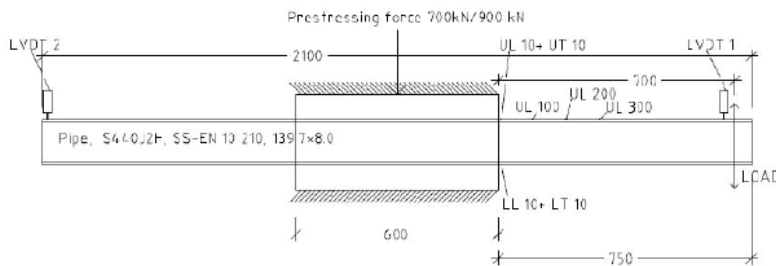
Dessutom måste två andra effekter beaktas:

- Förhöjda töjningar närmast stödet måste beaktas, eftersom töjningarna ökar i inspänningsnittet pga. lokala fasthållningseffekter (se Figur 12-3)
- Förhöjda töjningar pga. buckling måste beaktas vid utmattningsberäkningarna, se Figur 12-3. För detta har en metod utvecklats av (Conboy, et al., 2005) och (Maruri, et al., 2005)

För att ta hänsyn till alla dessa effekter måste en icke-linjär analys av både geometri och material utföras. På säkra sidan kan den elastiska / idealplastiska materiallagen användas.

### 12.3 Rörpålar

Försök med rörpålar har utförts vid LTU (Petursson, et al., 2010) och resultaten är väldigt positiva för att kunna tillåta plastiska töjningar i pålar pga. temperaturvariationer.



Figur 12-4: Test set-up (Petursson, et al., 2010)

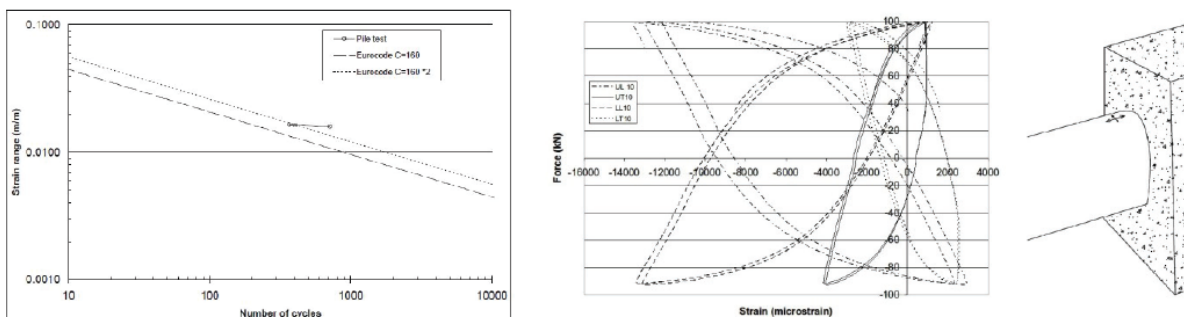
Förbandsklassen  $\Delta\sigma_c$  enligt (SS-EN 1993-1-9, 2005) har specificerats för utmattningshålls-heten vid 2 miljoner cykler. Antal lastväxlingar till brott  $N_f$  med konstant amplitud vid nominell spänningsvidd kan beräknas med följande formel:

$$N_f = \frac{\Delta\sigma_c^m}{\Delta\sigma_c} \cdot 2 \cdot 10^6 \quad (12.6)$$

där  $m = 3$  för den spänningsvidd som här är av intresse. För rörtvärsnitt är  $\Delta\sigma_c = 160$  MPa (den längsgående stumsvetsen i pålen är placerad i neutrallagret). Den nominella elastiska spänningen i Ekv. (12.6) är en enaxiell nominell spänning och kan konverteras till en nomi-nell töjning enligt:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} \quad (12.7)$$

där  $E = 210$  GPa är elasticitetsmodulen. Efter omarrangemang av ovanstående ekvationer kan de plastiska töjningarna visas i Figur 12-5 och jämföras med försöksresultaten. Töjning-arna varierar mellan tryck och drag, från  $-13500 \mu\text{strain}$  till  $2400 \mu\text{strain}$ .



Figur 12-5: Försöksresultat jämfört med dim. värden enligt (EN 1993-1-9, 2005).

Antal cykler till brott beskrivs ofta med Coffin-Mansons förhållande för lågcyklisk utmattningsgränstillstånd:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{eq}}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N_f)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N_f)^c \quad (12.8)$$

Den första delen av ekvationen är dominant för elastiska töjningsnivåer och den andra delen är dominant vid plastiska töjningar. Koefficienterna och exponenterna i uttrycket är materialberoende, ett stort antal försök har genomförts för att kalibrera dem för olika material.

Den totala spänningsvidden för bron över Leduån, dimensionerad av Ramböll samt övervakad av LTU, är 1353 (=1634–282)  $\mu$ strain, vilket motsvarar en spänningsvidd av 0.8  $f_{yk}$ . Ett antagande om en töjningsvidd på  $\pm 2 f_{yk}/E$  innebär att vi kan tillåta en upp till 5 gånger högre töjningsvidd. Genom att anta att töjningsvidden pga. trafik är densamma om bron görs längre, eftersom man då även använder fler stöd, innebär detta att töjningsvidden kan ökas med  $4 \cdot 1353 = 5412 \mu$ strain. Eftersom en broslängd på 40 m ger en töjningsvidd på  $294 + 136 = 430 \mu$ strain, skulle alltså bron kunna öka med  $40 \cdot (5412/430) = 500$  m. Andra kriterier än enbart utmattningsgränstillstånd måste givetvis kontrolleras, och olika lastfaktorer i andra normer kan ge något varierande resultat, men beräkningarna som baseras på laborationsförsök på pålen visar att broslängder upp till 500 meter ses som möjliga, med hänsyn till utmattningsgränstillstånd genom töjningar i pålarna.



$$d_1 = b_f + 2 \cdot (t_p + t_{p,2}) \cdot \tan \alpha \quad (13.5)$$

$$d_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot d_1 \\ (b_c - t_{p,2}) + d_1 \end{array} \right. \quad (13.6)$$

$$d_4 = d_1 + \frac{b_4 - t_{p,2}}{b_c - t_{p,2}} \cdot (d_2 - d_1) \quad (13.7)$$

$$A_{c1} = b_1 \cdot d_1 \quad (13.8)$$

$$A_{c2} = b_2 \cdot d_2 \quad (13.9)$$

där

$t_f$	flänstjocklek, huvudbalk
$b_f$	flänsbredd, huvudbalk
$t_p$	ändplåtens tjocklek
$t_{p,2}$	tryckplåtens tjocklek
$b_c$	betongens bredd = ändskärmens djup
$b_4$	avstånd till spjälkarmering

### 13.1.2 Detaljutformning – Brottgränstillstånd

Anslutningen mellan samverkansbalk och ramhörnet dimensioneras som ett tvåpunktstvärnsnitt. Detta innebär att ändplåten endast tar upp tryckkrafter och att armeringen bara tar upp dragkrafter. Partiellt belastade ytor, lokalt tryck och spjälkning beaktas enligt (SS-EN 1992-1-1, 2004, kapitel 6.7).

#### 1. Lokalt tryck

Då den lokala tryckkraften baseras på en fackverksmodell kan följande formel användas:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot 3.0 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{c1} \\ 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{c1} \cdot \sqrt{A_{c2}/A_{c1}} \end{array} \right. \quad (13.10)$$

där

$M_{Ed}$	hörmoment
$h_s$	statisk höjd

Om inte dimensioneringskriteriet är uppfyllt kan bredden på tryckplattan användas.

#### 2. Spjälkarmering

$$Z_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot F_{Ed} \cdot \left( 1 - \frac{b_1}{b_4 - t_{p,2}} \right) \cdot \left( 1 - \frac{d_1}{b_4 - t_{p,2}} \right) \leq A_{sZ} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (13.11)$$

där

$A_{sZ}$	armeringsarea
$Z_{Ed}$	dragkraft i armeringen

Förankringslängden  $l_{b,net}$  måste vara tillräcklig.



### 3. Lokalt tryck i diagonala riktningen

Fackverksdiagonalen, med bredden  $2 \cdot d_{br} / 2 \cdot \sin \Theta_2$  är förankrad via armeringen i ramhörnet.

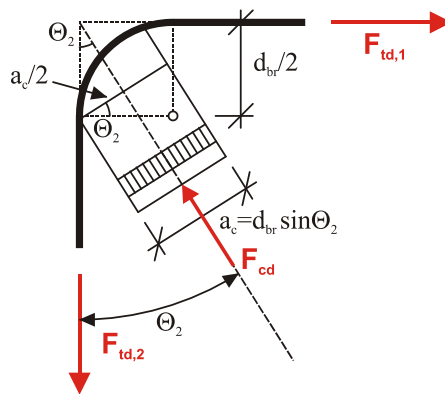
$$F_{Ed} \cdot \frac{1}{\sin \Theta_2} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \cdot \frac{1}{\sin \Theta_2} \leq F_{cd} = f_{cd} \cdot (b_w \cdot a_c) \quad (13.12)$$

där  $a_c = d_{br} \cdot \sin \Theta_2$

$d_{br}$  dorndiameter

$b_w$  avstånd till balk

och  $b_c \geq h_s$



Figur 13-2: geometri, diagonal sträva

### 4. Genomstansning

För väldigt tunna ändskärmar där genomstansning kan bli dimensionerande måste även följande dimensioneringskontroll utföras.

#### 13.1.3 Detaljutformning – Bruksgränstillstånd, tryckt betong

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_1 \cdot f_{ck} \cdot A_{c1} \quad (\text{karakteristisk kombination}) \quad (13.13)$$

(minst. 1 % armering)

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_2 \cdot f_{ck} \cdot A_{c1} \quad (\text{kvasipermanent kombination}) \quad (13.14)$$

där  $k_1$  enligt den nationella bilagan till (SS-EN 1992-1-1, 2004), rekommenderat värde: 0.6

$k_2$  enligt den nationella bilagan till (SS-EN 1992-1-1, 2004), rekommenderat värde: 0.45

### 13.1.4 Detaljutformning – bruksgränstillstånd, sprickbredd

Då sprickbredden vanligtvis är dimensionerande för ramhörn ges här en kort beskrivning av ansatsen i (SS-EN 1992-2, 2005).

För att begränsa sprickbredden används de allmänna begränsningarna i (SS-EN 1992-1-1, 2004, kapitel 7.3.1) även för samverkanskonstruktioner. Sprickbreddens begränsning beror på exponeringsklassen enligt (SS-EN 1992-2, 2005, kapitel 4).

Som ett förenklat och konservativt alternativ kan begränsningen av sprickbredden uppnås genom att begränsa avståndet mellan armeringsjärnen (eller armeringsdimensionen) till minimiarmeringen enligt ekv. (13.15), se även (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 7.4.2).

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (13.15)$$

där:  $f_{ct,eff}$  medelvärde för den effektiva betongens draghållfasthet, vid tiden då de första sprickorna kan förväntas uppstå, se (SS-EN 1992-1-1, 2004).

$k$  är en koefficient som beaktar inverkan av ojämnt fördelade självbalanserade spänningar,  
Rekommenderat värde: 0,8.

$k_s$  är en koefficient som tar hänsyn till inverkan av reduktionen av normalkraften i betongplattan på grund av initieff sprickning och lokal glidning i skjuvförbindningen,  
Rekommenderat värde: 0,9.

$k_c$  är en koefficient som tar hänsyn till spänningsfördelningen omedelbart före uppsprickning, och som ges av:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0.3 \leq 1.0$$

$h_c$  är betongflänsens tjocklek exklusive voter eller ribbor

$z_0$  är det vertikala avståndet mellan tyngdpunkterna för den ospruckna betongflänsen och det ospruckna samverkanstvärnsnittet beräknat med modulkvoten  $n_0$  för korttidslast.

$\sigma_s$  är den största tillåtna armeringsspänningen omedelbart efter uppsprickning. Den får tas som den karakteristiska sträckgränsen  $f_{sk}$ . Beroende på stångdiametern kan ett lägre värde emellertid behövas för att uppfylla sprickviddsbegränsningarna. Detta värde finns angivet i (SS-EN 1994-2, 2005, tabell 7.1).

$A_{ct}$  är dragzonens area (orsakad av direkt last och primär effekt av krympning) omedelbart före uppsprickning. Som förenkling kan betongtvärnsnittet inom den medverkande bredden användas.

Största armeringsdiameter och största tillåtna avstånd mellan armeringsstänger beror på spänningen  $\sigma_s$  i armeringen och den dimensionerande sprickbredden. Största armeringsstor-

lek anges i (SS-EN 1994-2, 2005, tabell 7.1) och största avstånd mellan stänger i (SS-EN 1994-2, 2005, tabell 7.2).

För samverkansbalkar där betongplattan antas vara sprucken och inte är förspänd med kablar ökar spänningarna i armeringen pga. inverkan av dragen betong mellan sprickor, jämfört med spänningarna baserade på ett samverkanstvärnsnitt där dragen betong försummas. Dragspänningen i armeringen  $\sigma_s$  av direkt last får beräknas enligt (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 7.4.3). Om vidhäftande spännkablar används bör dimensioneringen följa (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 7.3), där  $\sigma_s$  bör beräknas med beaktande av dragen betong mellan sprickor.

### 13.1.5 Detaljutformning – stål, böjning av plåt

Ändplåten måste kontrolleras för lokal böjning av plåten. Därför genomförs en kontroll av spänningarna gentemot lokal böjning hos plåten, där spänningarna i plåten ej får överstiga sträckgränsen.

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_{yp}}{\gamma_a} \quad (13.16)$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{u,1-1}}{W_{pa}} \quad \text{med } W_p = \frac{t_f^2 \cdot d_1}{6}$$

$$M_{u,1-1} = M_{u,max} - F_{Sd} \cdot \frac{t_f}{8}$$

$$M_{u,max} = q_u \cdot \frac{b_1^2}{2} \quad \text{med } q_u = \frac{F_{Ed}}{b_1}$$

$$\Rightarrow \sigma_{Ed} = F_{Ed} \frac{3 \cdot (b_1 - 1/4 \cdot t_f)}{t_f^2 \cdot d_1} \quad (13.17)$$

### 13.1.6 Detaljutformning – Utmattning

Utmattningsanalysen för ändplåtens svets genomförs enligt (SS-EN 1993-1-9, 2005) som visas i ekv. (13.18).

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad (13.18)$$

Då utmattningsanalysen baseras på skadeeffekterna från spänningsvidder, skall generellt sett spänningsvidden  $\Delta\sigma_E$  bestämmas enligt:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \phi \cdot |\sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f}| \quad (13.19)$$

där:  $\sigma_{max,f}$  och  $\sigma_{min,f}$  är högsta och lägsta spänningar baserat på de lastmodeller som anges i de relevanta normerna, se kapitel 12.1

$\lambda$  är skadeekvivalensfaktorn,  
för vägbroar: (SS-EN 1993-2, 2005, kapitel 9.5.2)  
för järnvägbroar: (SS-EN 1993-2, 2005, kapitel 9.5.3)

$\phi$  är den skadeekvivalenta dynamikfaktorn,  
för vägbroar:  $\phi = 1.0$   
för järnvägbroar: (SS-EN 1991-2, 2005, kapitel 6.4.5)  
se även kapitel 10.2.3

Förbandsklasser enligt EN 1993-1-9, Tabell 8.5, se Tabell 13.1. Partialkoefficienter  $\gamma_{Mf}$  enligt EN 1993-1-9, Tabell 3.1.

Tabell 13.1: Förbandsklasser

Förbandsklass		$l = 1/2 \cdot t_f \cdot \tan \beta + t_p$		
	80	$l \leq 50mm$	alla $t$	
	71	$50mm < l \leq 80mm$	alla $t$	
	63	$80mm < l \leq 100mm$	alla $t$	
	56	$100mm < l \leq 120mm$	alla $t$	

### 13.1.7 Stabilitet

Följande stabilitetskontroller måste utföras för samverkansbalkar:

- Bärförmåga för vippning (SS-EN 1994-2, 2005, kapitel 6.4).
- Bärförmåga för skjuvbuckling och vertikal tvärkraft (SS-EN1994-2, 2005 kapitel 6.2.2).
- Bärförmåga för flänsbuckling (SS-EN 1993-1-5, 2006, kapitel 4).

Alla tryckta stålflänsar måste kontrolleras för stabilitet i sidled enligt (SS-EN 1993-1-1, 2005). Dock kan en stålfläns som är förbunden med en betongplatta genom erforderlig skjuvförbindning enligt (SS-EN 1994-2, 2005) anses vara förhindrad att vippa om betongplattan är förhindrad att förskjutas i sidled.

Bärförmågan för skjuvbuckling,  $V_{b,Rd}$ , hos en icke innesluten livplåt av stål skall beräknas enligt (SS-EN 1993-1-5, 2006, kapitel 5). Inget bidrag från betongplattan får medräknas om inte en mer exakt dimensioneringsmetod än enligt (SS-EN 1993-1-5, 2006, kapitel 5) används samt om inte skjuvförbindarna har dimensionerats för den aktuella vertikala kraften.

Buckling pga. direkta spänningar i brottgränstillståndet för plana tryckta konstruktionsdelar (flänsar) måste beaktas där dessa konstruktionsdelar är tryckta, exempelvis för en underfläns vid ett stöd med negativt böjmoment.

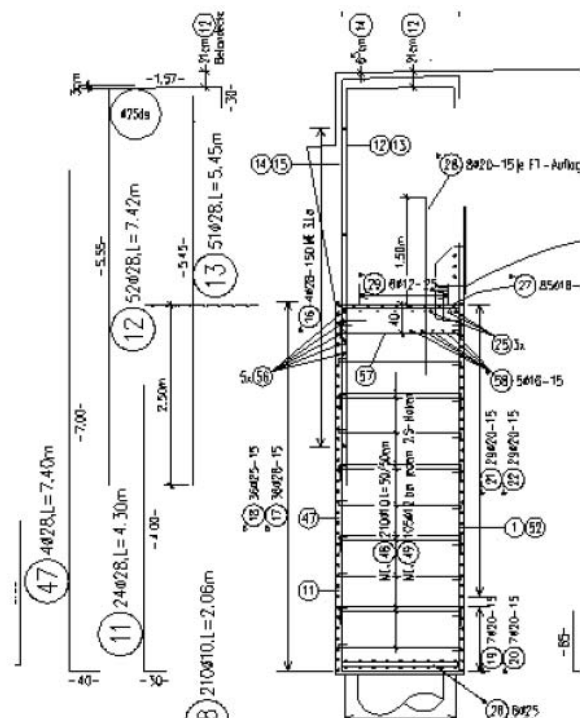
Byggskedets olika faser måste också beaktas. Stålbalkarna måste verifieras enligt (SS-EN 1993-1-1, 2005) och (SS-EN 1993-2, 2006) för de laster som konstruktionen belastas med innan betongplattan har härdnat.

### 13.2 Infästningsdetaljer

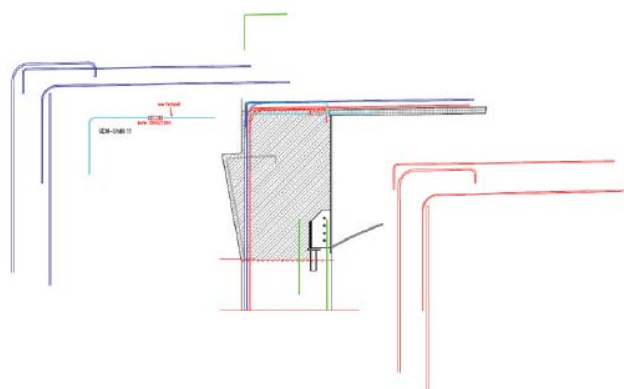
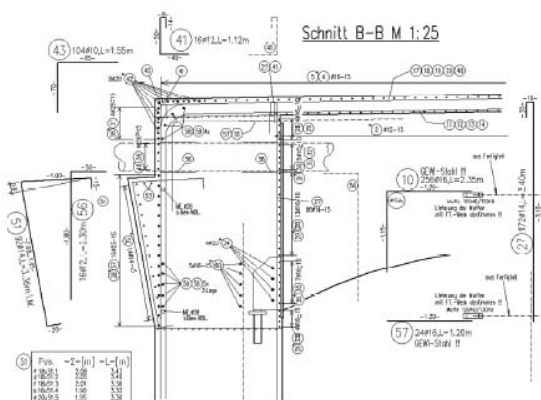
Integrerade landfästen som är fast inspända med en samverkansbalk ger upphov till två byggscheden. Armeringen i frontmuren måste anpassas till dessa byggscheden, se även kapitel 6.3 "Byggscheden":

- Montering av balkar.
- Gjutning av ramhörn.
- Gjutning av brobaneplatta (statiskt system → ramverkan).

Ett exempel för hur man kan utföra detta visas i nedanstående figurer.



Figur 13-3: Placering av armering

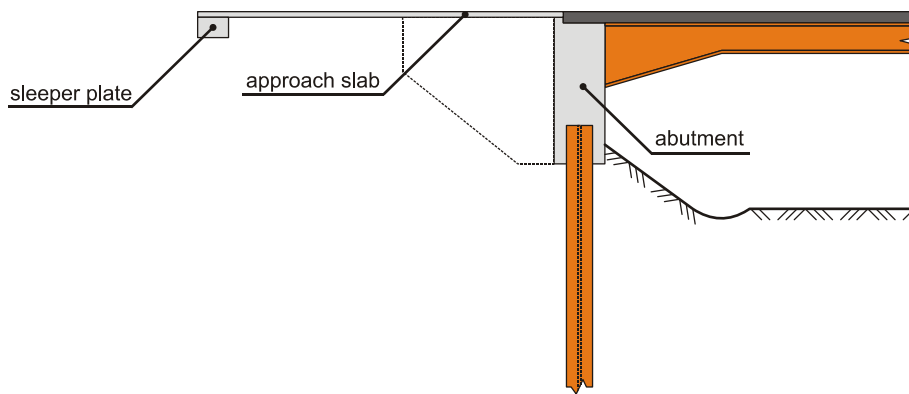


Figur 13-4: Anordning av armering i ramhörn

### 13.3 Länkplattor

Länkplattor används för att göra överfarten på bron mjukare och mer komfortabel. De är fästa i bron och går från att vara stabilt upplagda på landfästet till att vara fjädrande upplagda på vägbanken och kan därigenom göra överfarten smidigare samt minska påkörningslasterna som verkar på både fordon och brokonstruktion. Huvudsyftet är att överspanna den störda marken mellan brons överbyggnad och vägens beläggning genom att uppta de förväntade förskjutningar som uppstår mellan dessa båda element samt ge en tillfredsställande övergång för trafikanterna. Dock är länkplattornas prestanda begränsad då endast en viss skillnad i förskjutning kan tas upp och ett eventuellt brott hos länkplattan kan inträffa.

För att undvika lokala sättningar i skarven mellan länkplattan och beläggningen pga. höga spänningar och koncentrerade tryckpåkänningar kan en sliperplatta användas och placeras i änden på länkplattan.



Figur 13-5: Bro med länkplatta

Andra fördelar med länkplattor:

- De hindrar lasten av trafik på bron från att konsolidera med trafik intill rambenen
- De minskar överlasten från trafik mot ändskärmen
- De ger en mer kontrollerad dränering av brobanan
- De minskar erosionen hos motfyllningen

När de fungerar som tänkt minskar länkplattorna behovet av ett kontinuerligt underhåll jämfört med broar byggda utan länkplattor (Burke Jr, 2009)

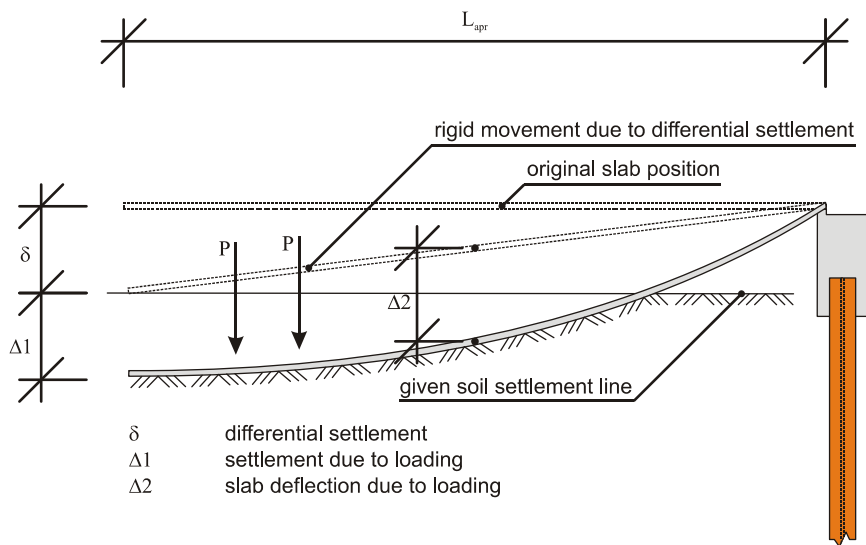
Om de dimensioneras på fel sätt kommer dock problem att uppstå efter en tid (vilket vanligen benämns som "guppet i slutet på bron") som avsevärt försämrar trafikanternas åkkomfort. Länkplattan har sannolikt satt sig, böjt sig och/eller spruckit.

#### 13.3.1 Brottmoder

För att kunna hantera problemen med länkplattor har tre olika sorters brott identifierats:

1. För brant slänt - När den relativa gradienten (sättning  $\delta$  / länkplattans längd  $L_{appr}$ ) överskrider 1/200 erhålls en försämrad trafikantkomfort.
2. Plötsliga lutningsförändringar - Är en lokal variant av en för brant slänt och huvudsakligen ett resultat pga. böjning av länkplattan.

3. Sprickor - Minskat stöd hos undergrunden eller en otillräcklig dimensionering ger upphov till sprickor och slutligen brott i länkplattan. De flesta problemen uppstår vid extremiteter och fogar (Cai, et al., 2005).



Figur 13-6: Bro med länkplatta

Orsakerna till dessa brott redovisas i följande tabell:

Tabell 13.2: Översikt av orsaker till brott hos länkplattor

	Huvudorsak		
	Geoteknisk		Strukturell
<b>Typ av brott</b> (från trafikanternas synvinkel)	<b>Relativ sättning</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Sättningar i vägbanken.</li> <li>Sättningar i marken.</li> <li>Lokala sättningar hos extremiteter.</li> </ul>	<b>"Hålrum"</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Rörelser hos landfästet (cykliska kompressioner).</li> <li>Erosion.</li> </ul>	<b>Dimensionering (länkplatta &amp; bro)</b>
<b>För hög medelutning</b>	När den inte har tillräckligt stöd så sätter sig länkplattan tillsammans med vägbanken.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Otillräcklig längd.</li> <li>Veka ändstöd.</li> </ul>
<b>Plötslig lutningsförändring</b>	Minskning och/eller lokal förlust av stöd hos undergrunden. För stor böjning av länkplattan.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Låg styvhet.</li> </ul>
<b>Sprickor</b>	Minskning och/eller lokal förlust av stöd hos undergrunden. För stora spänningar.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Låg bärförmåga.</li> <li>Styva infästningar i landfästet.</li> </ul>

Dessa brott kan orsakas av geotekniska och strukturella faktorer, där de geotekniska faktorerna kan härledas till relativa sättningar (skillnaden i sättning mellan bron och den närliggande vägbanken) samt "hålrummet" under länkplattan.

### 13.3.2 Relativ sättning

Beträffande problemet med sättningsskillnader mellan bro och vägbank behöver man särskilja två olika sorters sättningar:

- Sättningar i jordmaterialet:
  - Sättningar i vägbankens fyllningsmaterial.
  - Sättningar i den naturliga jorden under vägbanken.
- Sättningar av brokonstruktionen.

#### Sättningar i vägbankens fyllningsmaterial

Vägbankar är vanligen uppbyggda av påfört material under byggtiden och är utsatta därför för tidsberoende konsolidering (White, et al., 2005). Denna kan dock minimeras genom att använda lämpliga jordmaterial och byggtekniker. Enligt (White, et al., 2005), är följande materialegenskaper idealiska vid uppbyggnaden av en vägbank:

- Lättkompakterade, för att underlätta vid uppbyggnaden.
- Elastiska egenskaper.
- Inga tidsberoende egenskaper (konsolidering).

Granulära jordmaterial kommer exempelvis att ge mycket mer tillfredsställande resultat än kohesiva jordmaterial, men även andra parametrar kan vara avgörande.

Kompakteringen av jordmaterialet under byggtiden bör göras omsorgsfullt.

Jordens fukttäthet under byggtiden har en stor inverkan på resultatet eftersom en hög fukthalt kan föranleda plötsliga brott hos vissa typer av jordmaterial (Mekkawy, et al., 2005).

Ett annat alternativ som dessutom har stora fördelar avseende systemets dräneringsförmåga är att använda geosyntetiska material (Mekkawy, et al., 2005) och (Horvath, 2002).

#### Sättningar i det naturliga jordmaterialet under vägbanken

Med tanke på den påförda lasten från trafik samt vägbankens egentyngd är det troligt att kompressibla jordmaterial såsom leror och silt kommer att konsolidera. Detta är en av huvudorsakerna till brott hos påfarterna (White, et al., 2005). Det finns olika tekniker för att förstärka jorden och därigenom begränsa effekterna av denna företeelse. Det kan också vara av intresse att använda lätta jordmaterial i vägbanken.

### 13.3.3 Hålrum

Som tillägg till sättningarna kan även jorden omfördelas lokalt under länkplattan och därmed bilda ett hålrum eller en glipa. Ett minskat eller förlorat stöd från den underliggande jorden får allvarliga konsekvenser för länkplattan vars bärförmåga minskar vilket slutligen leder till stora böjspänningar och sprickor i plattan.

Hålrummet kan orsakas av:

- Erosion hos motfyllnadsmaterialet pga. en otillräcklig dränering eller dagvattenhantering och/eller dysfunktionella övergångskonstruktioner (Mekkawy, et al., 2005).
- Cykliska deformationer från rörelser hos landfästet pga. temperaturvariationer leder slutligen till sättningar hos motfyllningen närmast landfästet (Horvath, 2002).



### Erosion av motfyllning

Två sorters erosion kan påverka prestandan hos motfyllningen:

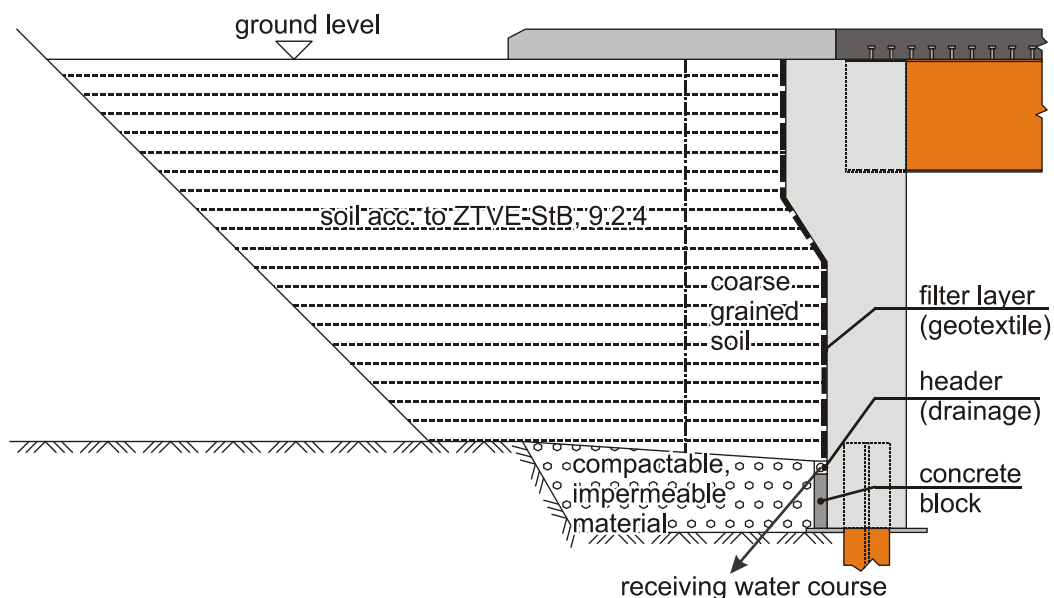
- Ytererosion.
- "Inre" erosion av jorden under länkplattan.

Ytererosionen behöver begränsas med genomtänkta avvattningsanordningar där vattnet från bron förs bort från vägbanken och övergångskonstruktionerna. Ett sätt att lösa detta är att montera dräneringskanaler i beläggningen. I annat fall behöver det säkerställas att inget dagvatten kan rinna genom skarven mellan länkplattan och landfästet.

"Inre" erosion är ett resultat av dränering. Vid universitetet i Iowa har en modell utvecklats för att undersöka olika material och dräneringssystem (totalt 13 försök). Tre dräneringssystem visade sig ha speciellt intressanta egenskaper:

- Geokompositdränering + jordlagerförstärkning + fuktinnehåll högre än vid bulkning
- Däckklipp bakom landfästet (bästa genomflödet men komplicerad konstruktion)
- Porös motfyllning (relativt låga flöden, men ändå väldigt god stabilitet samt väldigt lättanvänd)

Ett liknande dräneringssystem med motfyllning har beskrivits i (RiZ-ING, 2007), (WAS7) vilket visas i Figur 13-7. (Figuren har modifierats för att visa ett integrerat landfäste).



**Figur 13-7: Dränering av motfyllning enligt (RiZ-ING, 2007), (WAS7)**

### Cykliska jordrörelser

För att minska problemen orsakade av cykliska rörelser pga. temperaturskillnader i konstruktionen behöver två villkor tillgodoses:

- Motverka att motfyllnaden kan röra sig i riktning mot landfästet.
- Begränsa trycket som uppstår när bron rör sig mot motfyllnaden.

För att undvika att jorden rör sig in mot landfästet kan man bygga en självstabiliserande vägbank. Rent praktiskt kan detta åstadkommas genom en geosyntetisk jordförstärkning eller genom att använda geofoam.

En inlagring av kompressibla material mellan landfästet och vägbanken kan begränsa trycket som uppstår då landfästet rör sig mot jorden. Denna inlagring kan även användas för att förbättra dräneringssystemet.

Av detta skäl måste länkplattan konstrueras så att den kan klara ett visst mått av minskande underliggande stöd. En felaktigt utförd dimensionering kan få allvarliga konsekvenser vilket leder till stora böjspänningar och sprickor i länkplattan.

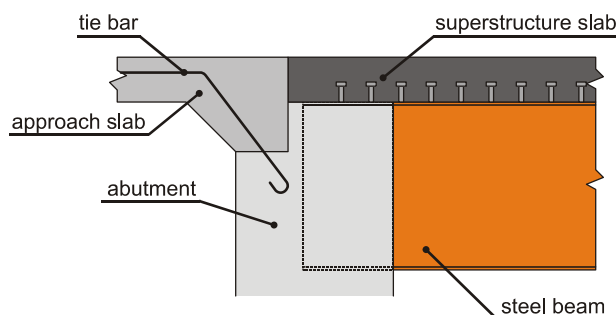
### 13.3.4 Sprickor

För att förbättra dimensioneringen av länkplattor har studier genomförts för att hitta samband mellan sättningen i jorden och bärförmågan hos länkplattorna.

En studie i New Jersey (Nassif, et al., 2002) visar att länkplattorna i samtliga körfält hade fått sprickor orsakade av ett otillräckligt underliggande stöd. Tjockleken hos länkplattorna fanns vara den faktor som påverkade bärförmågan mest. Av ekonomiska skäl är dock den möjliga tjockleken begränsad varför två nya modeller med höga inbäddade balkar presenterades som alternativa lösningar.

### 13.3.5 Länkplattor, detaljer

En studie i Louisiana (Cai, et al., 2005) visar att en hög böjstyvhet är nödvändig för långa länkplattor med begränsat underliggande stöd. I dessa fall kan räfflade länkplattor vara ett intressant alternativ.



**Figur 13-8: Dimensioneringsförslag från Louisiana (Cai, et al., 2005)**

Infästningen i rambenet har också undersökts. För att tillåta böjning samt undvika att betongen krossas i infästningen är ledade eller löst inspända länkplattor att föredra. Enligt studien är inte löst inspända plattor att rekommendera vid integrerade landfästen då infästningen måste kunna överföra rörelser i brons tvärgående riktning från landfästet till länkplattan. Förband med dymlingar enligt Figur 13-8 är alltså att föredra.

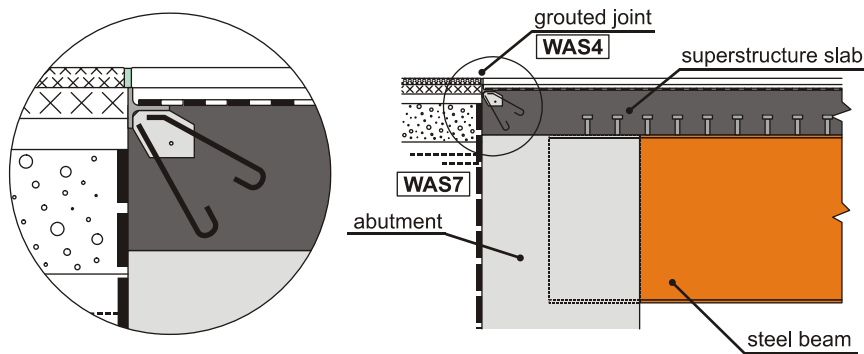
I Tyskland är det vanligt att små och medellånga broar (< 45 m) utförs utan några fogar, vilket innebär att asfaltbeläggningen måste klara av att uppta alla förskjutningar.

Följande randvillkor måste därför vara uppfyllda vad gäller deformationerna (Berger, et al., 2003):

- Horisontell förlängning < 25 mm.
- Horisontell förkortning < 12.5 mm.
- Vertikal differentialförskjutning < 5 mm.

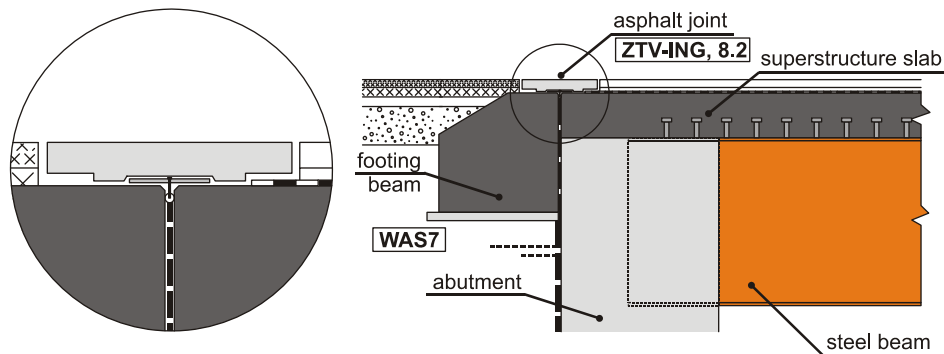
Länkplattor installeras om den totala deformationen överskrider 20 mm.

Vid förlängningar mindre än 10 mm behöver inga specifika åtgärder vidtas enligt (Berger, et al., 2003), se Figur 13-9. Asfaltbeläggningen förses med en notch och fogen injekteras.



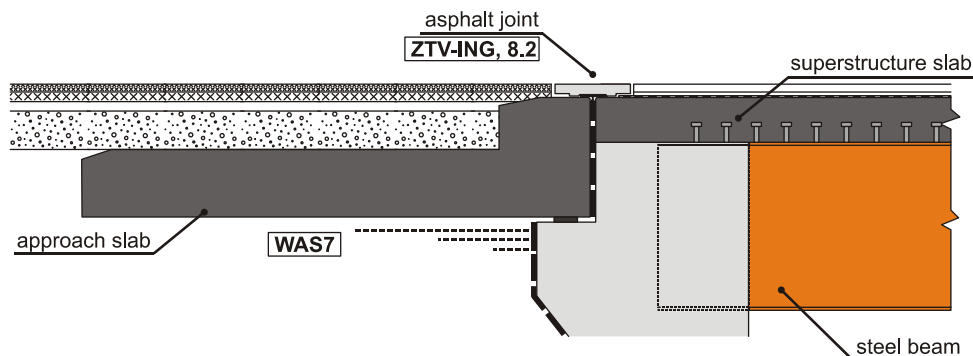
**Figur 13-9 Dimensioneringsförslag enligt (RiZ-ING, 2007), WAS4**

Förlängningar mindre än 20 mm behöver enligt (ZTV-ING, 2003) en asfaltfog mellan överbyggnaden och den tillhörande vägbanan, se Figur 13-10. Den frostsäkra övergångsbalken bör vara minst 0.80 m bred (Berger, et al., 2003).



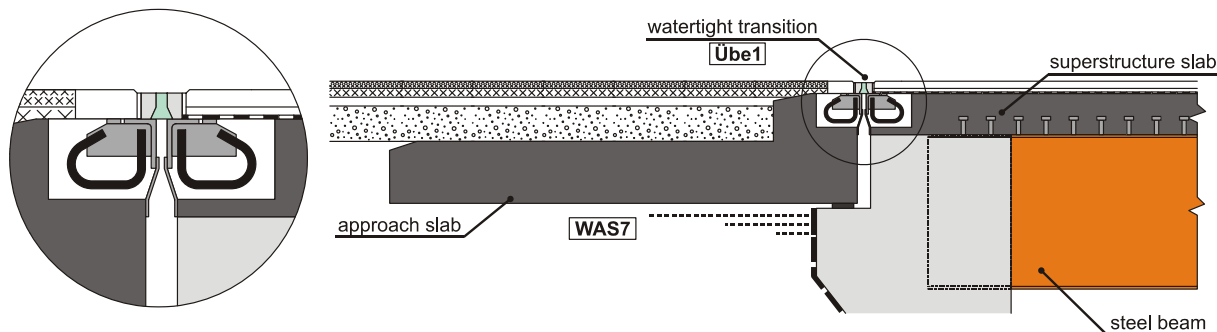
**Figur 13-10: Asfaltövergång enligt (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2**

Förlängningar mellan 20 och 25 mm bör enligt (ZTV-ING, 2003) förses med både en asfaltfog och en länkplatta, se Figur 13-11. Länkplattans längd kan beräknas enligt ekvation (13.20), höjden kan sättas till  $h_{slab} = 50$  cm (Berger, et al., 2003).



**Figur 13-11: Länkplatta med asfaltövergång enligt (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2**

För förlängningar upp till 65 mm måste enligt (RiZ-ING, 2007) länkplattan och överbyggnaden kopplas samman med en vattentät övergångskonstruktion, se Figur 13-12. Länkplattans längd beräknas enligt ekvation (13.20), och höjden kan sättas till  $h_{slab}=50$  cm (Berger, et al., 2003).



**Figur 13-12: Länkplatta med övergångskonstruktion enligt (RiZ-ING, 2007)**

Länkplattans längd beräknas enligt följande (Berger, et al., 2003):

$$l_{approachslab} \geq h_w + l_{bearing} \geq 3.60m \quad (13.20)$$

där  $h_w$  = sättnings djup - effektiv motfyllnad

$\approx 1.0 \cdot h_{abutment}$  för ej utbytbara landfästen (djupt grundlagda)

$\approx 0.6 \cdot h_{abutment}$  för utbytbara landfästen (ytligt grundlagda)

$l_{bearing}$  = erforderlig bärande längd på länkplattan,  $\approx 0.2 \cdot h_w$

## 14 Överhöjning

Enligt (SS-EN 1990/A1, 2006) måste behovet av överhöjning bestämmas för varje specifikt projekt. Exempelvis rekommenderas enligt DIN FB för samverkanskonstruktioner den permanenta lastkombinationen (DIN FB 104, 2009).



**Figur 14-1: Överhöjning av stålbealkar, slutprodukt (Hechler, 2010)**

Det är viktigt att påpeka att de verkliga deformationerna hos bron är nödvändiga för att kunna beräkna överhöjningen. Detta innebär både valet av betongens E-modul samt inverkan av spruckna zoner.



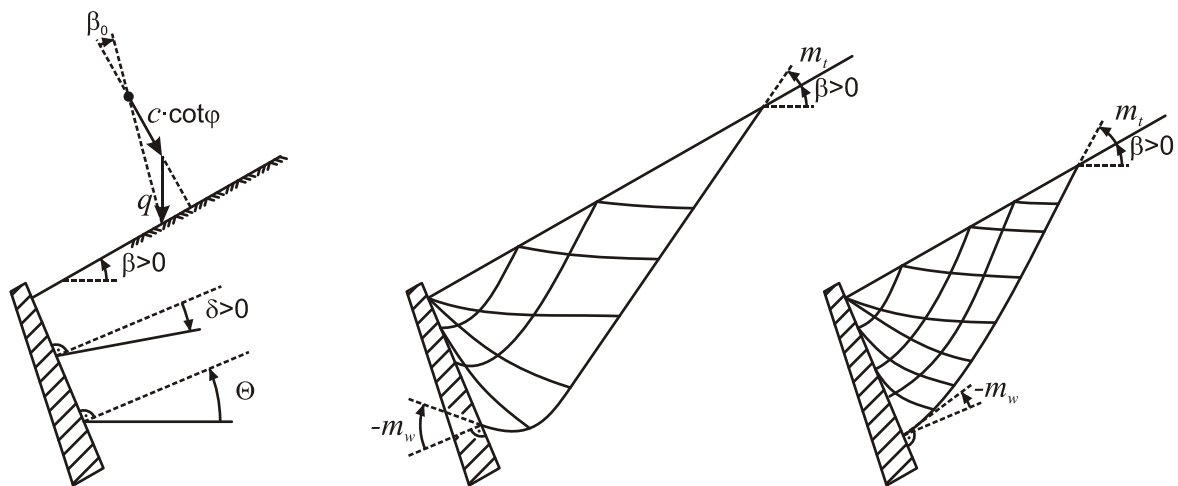
## Annex 1: Jordtryckskoefficienter

### $K_a, K_p$ enligt SS-EN 1997-1:

Värdena på de effektiva jordtryckskoefficienterna kan hämtas från (SS-EN 1997-1, 2005), Bilaga C.1, Figurer C.1.1 till C.1.4 för  $K_a$  och Figurer C.2.1 till C.2.4 för  $K_p$ . Dessa är uppskattade på säkra sidan.

Alternativt kan den analytiska metoden som beskrivs i (SS-EN 1997-1, 2005), Bilaga C.2 användas. En sammanfattning av denna följer:

För att bestämma värdena på jordtryckskoefficienterna för icke-kohesiv motfyllnad (kapitel 8.3), behöver bara  $K_\gamma$  bestämmas ( $K_p = K_\gamma / K_a = K_\gamma$ ).



Figur 0-1: Definitioner av lutning på vägg och bakfyllning, överlaster och glidytegeometri

### Bestämning av $K_p$

- $\varphi, c, \delta, a$  insätts med positiva värden,  $\delta = \delta_p$
- $\beta_0$  definieras som vektorsumman av  $q$  (inte nödvändigtvis vertikal) och  $c \cot \varphi$  (vinkelrätt mot ytan)
- för  $c = 0$  och ytlasten  $q =$  vertikal eller  $= 0$ ,  $\beta_0 = \beta$

### Bestämning av $K_a$

- $\varphi, c, \delta, a$  insatta som negativa värden,  $\delta = \delta_a$
- $\beta_0 = \beta$

Följande symboler används:

$a$	adhesion mellan vägg och jord
$c$	kohesion
$\delta$	friktionsvinkel mot väggen ( $\delta_a, \delta_p$ )
$\varphi$	inre friktionsvinkel
$K_c$	kohesionskoefficient
$K_n$	koefficient för last verkande vinkelrätt mot ytan

$K_q$	koefficient för vertikal last
$K_\gamma$	koefficient för jordens tunghet
$q$	generellt jämnt utbrett överlagringstryck per enhetsarea på ifrågavarande markyta
$p$	vertikalt jämnt utbrett överlagringstryck per enhetsarea av markytans horisontalprojektion

$\beta_0, \beta, \Theta, m_w, m_t$  enligt Figur 0-1

Parametrarna  $\delta$  och  $a$  för gränsytan måste väljas så att de uppfyller villkoret:

$$\frac{a}{c} = -\frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \quad (0.1)$$

$\varphi \neq 0$ :

1. Bestäm  $m_t$  och  $m_w$  (i [rad])

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (0.2)$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (0.3)$$

2. Bestäm  $v$  (i [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \quad (0.4)$$

Om inte detta villkor (ens approximativt) är uppfyllt, t.ex. för en glatt vägg och en tillräckligt lutande markyta när  $\beta$  och  $\varphi$  har motsatta tecken, kan det vara nödvändigt att överväga användning av andra metoder. Detta kan också vara fallet vid oregelbunden ytbelastning.

3. Bestäm  $K_q, K_c$ , och  $K_\gamma$  baserat på  $K_n$

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \cdot \exp(2v \cdot \tan \varphi) \quad (0.5)$$

$$K_q = K_n \cdot \cos^2 \beta \quad (0.6)$$

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \cot \varphi \quad (0.7)$$

$$K_\gamma = K_n \cdot \cos \beta \cdot \cos(\beta - \Theta) \quad (0.8)$$

Sambandet för  $K_\gamma$  ger resultat på säkra sidan. Felet saknar betydelse för aktivt tryck men kan få stor betydelse för passivt tryck med positiva värden på  $\beta$ .

För möjlighet att kunna jämföra kan  $K_q$  skrivas som:

$$K_q = K_\gamma \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \Theta)} \quad (0.9)$$



$\varphi = 0$ :

1. Bestäm  $m_t$  och  $m_w$  (i [rad])

$$\cos(2m_t) = -\frac{P}{c} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (0.10)$$

$$\cos(2m_w) = \frac{a}{c} \quad (0.11)$$

2. Bestäm  $v$  (i [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \quad (0.12)$$

Om inte detta villkor (ens approximativt) är uppfyllt, t.ex. för en glatt vägg och en tillräckligt lutande markyta när  $\beta$  och  $\varphi$  har motsatta tecken, kan det vara nödvändigt att överväga användning av andra metoder. Detta kan också vara fallet vid oregelbunden ytbelastning.

3. Bestäm  $K_q$ ,  $K_c$ ,  $K_\gamma$

$$K_q = \cos^2 \beta \quad (0.13)$$

$$K_c = 2v + \sin(2m_t) + \sin(2m_w) \quad (0.14)$$

$$K_\gamma = \cos \Theta + \frac{\sin \beta \cdot \cos m_w}{\sin m_t} \quad (0.15)$$

$K_0$  enligt DIN 4085:2007 och BRO 2004:

Det finns ingen fastställd metod att bestämma  $K_0$  i (SS-EN 1997-1, 2005). Nationella bestämmelser måste alltså tillämpas.

DIN 4085:2007:

Ett detaljerat tillvägagångssätt för att bestämma  $K_0$  finns beskrivet i (DIN 4085, 2007), kapitel 6.4.

En sammanfattning av metoden följer:

För att harmonisera med (SS-EN 1997-1, 2005), har följande symboler ändrats:

$\alpha$	(DIN)	→	$\Theta$	(SS-EN)
$K_{0gh}$	(DIN)	→	$K_{0,\gamma}$	(SS-EN) (för jord bakom ändskärm, kapitel 8.3)
$K_{0ph}$	(DIN)	→	$K_{0,q}$	(SS-EN) (för laster på vägbank, kapitel 8.2)

Följande symboler används:

$\delta_0$	friktionsvinkel mot väggen
$\varphi$	inre friktionsvinkel
$K_{0,\gamma}$	koefficient för jordens tunghet
$K_{0,p}$	koefficient för vertikal last

$\beta$ ,  $\Theta$  enligt Figur 0-1

$\beta > 0$ :

$\delta_0 \leq \beta - \Theta$  måste garanteras

för  $\Theta = 0$  och  $\delta_0 = \beta = \varphi$ ,  $K_{0,\gamma} = \cos^2 \varphi$ , i annat fall fortsätt med 1.

$\beta < 0$ :

Ansätt  $\delta_0 = -\Theta$

1. Kontrollera om den förenklade ekvationen kan användas:

Om  $\Theta = \beta = \delta_0 = 0$

$$K_{0,\gamma} = 1 - \sin \varphi \quad (0.16)$$

I annat fall, gå vidare med 2.

2. Bestäm  $K_1$

$$K_1 = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta \quad (0.17)$$

3. Bestäm  $\tan \alpha_1$

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{1/K_1 + \tan^2 \beta}} \quad (0.18)$$

4. Bestäm  $f$

$$f = 1 - |\tan \Theta \cdot \tan \beta| \quad (0.19)$$

5. Bestäm  $K_{0,\gamma}$  (koefficient för jordens tunghet)

$$K_{0,\gamma} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \delta_0} \quad (0.20)$$

6. Bestäm  $K_{0,q}$  (koefficient för vertikal last/trafik på vägbanken)

$$K_{0,q} = K_{0,\gamma} \cdot \frac{\cos \Theta \cdot \cos \beta}{\cos(\Theta - \beta)} \quad (0.21)$$

Enligt (DIN 4085, 2007), är förhållandet  $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$  för vilojordtryck detsamma som för aktivt jordtryck  $K_{a,q}/K_{a,\gamma}$ .

I (EN 1997-1, 2005), anges inte förhållandet mellan  $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$ . Dock anges förhållandet  $K_{a,q}/K_{a,\gamma}$  se ekv. (0.9) vilket skiljer sig från det som anges i (DIN 4085, 2007) se ekv. (0.21). För att vara konsekvent i användandet av normer används i detta fall förhållandet  $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$  som anges i (DIN 4085, 2007).

BRO 2004:

Värden på  $K_0$  anges även i Tabell 21-1, (Bro 2004, 2004) för olika jordmaterial se Tabell 13.1:

**Tabell 0.1: Jordtryckskoefficienter för olika jordmaterial enligt (Bro 2004, 2004)**

Jordmaterial	Tunghet [kN/m <sup>2</sup> ]		Koefficienter för jordtryck		
	Över grundvattenytan	Under grundvattenytan	Viljordtryck	Aktivt jordtryck	Passivt jordtryck
			$K_0$	$K_a$	$K_p$
<b>Krossad sprängsten</b>	18	11	0.34	0.17	5.83
<b>Förstärkningslagermaterial</b>	20	13	0.36	0.22	4.60
<b>Lättklinker (LECA)</b>	5	0	0.43	0.27	3.70
<b>Cellplast</b>	1	0	0.40	0.00	-



## 15 Referenser

**ArcelorMittal Long Commercial** // Steel sheet pile wall - Roadworks using sheet piles. - Luxembourg : ArcelorMittal, 2003.

**Arsoy Sami** Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral [Report] : Doctoral Thesis. - Blackburg : Virginia Polytechnic Institute and State University, 2000.

**Bakeer R. [et al.]** Evaluation of DOTD Semi-Integral Bridge and Abutment System [Report]. - New Orleans, Louisiana : Department of Civil and Environmental Engineering, Tulane University, 2005. - FHWA/LA: 05/397.

**Berger Dieter [et al.]** Fugenloses Bauen - Entwurfshilfen für integrale Widerlagerbrücken. - Wiesbaden : Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2003.

**Blasi Nicola [et al.]** Design for optimal life cycle costs (LCC) of high speed railway bridges by enhanced monitoring systems [Report]. - Brussels : RFCS Publications, European Commission, 2011.

**Braun A., Seidl G. and Weizenegger G.** Rahmentragwerke im Brückenbau [Article] // Beton- und Stahlbetonbau 101. - 2006. - Heft 3. - pp. 187-197.

**Bro 2004** // Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar. - Borlänge : Vägverket, 2004.

**Burke Jr M. P.** Integral and Semi-Integral Bridges [Book]. - Oxford : John Wiley & Sons, 2009.

**Cai C. S., Voyiadjis George, Z. and Xiaomin Shi** Determination of Interaction between Bridge Concrete Approach Slab and Embankment Settlement [Report]. - Baton Rouge : Louisiana State University, 2005.

**Conboy D. and Stoothoff E.** The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // The New England Experience. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 50-60.

**Connal J.** Austroads 5th Bridge Conference // Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice. - Hobart : [s.n.], 19-21 05 2004.

**DB Netz AG** DB-Richtlinie 804 // Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. - 2003.

**DIN 1054** Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations. - Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2005.

**DIN 4085** // Subsoil - Calculation of earth-pressure. - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2007.

**DIN FB 101** // DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken (Actions on bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

**DIN FB 102** // DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken (Concrete Bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

**DIN FB 104** // DIN-Fachbericht 104 - Verbundbrücken (Composite steel and concrete bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

**Eibl Josef** Beton-Kalender 1999 [Buch]. - Berlin : Ernst und Sohn, 1999. - Bd. I/II : 2. - ISBN 978-3-433-01424-0.

**EN 12063** // Execution of special geotechnical work - Sheet-pile walls. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999 .

**EN 12699** // Execution of special geotechnical work - Displacement piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2000.

**EN 14199** // Execution of special geotechnical works - Micropiles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**EN 1536** // Execution of special geotechnical work - Bored piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999.

**EN 1990** // Eurocode - Basis of structural design. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2002.

**EN 1990/A1** Eurocode - Basis of structural design, Annex A2: Application of bridges (normative). - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

**EN 1991-1-5** // Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

**EN 1991-2** // Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

**EN 1992-1-1** // Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2004.

**EN 1992-2** // Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**EN 1993-1-1** // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**EN 1993-1-5** // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

**EN 1993-1-9** // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**EN 1993-5** // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2007.

**EN 1994-2** // Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**EN 1997-1** // Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

**England George L., Tsang Neil C. M. and Bush David L.** Integral Bridges - A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem [Report]. - London : Imperial College of Science London, Highways Agency, United Kingdom, 2000. - ISBN 0-7277-2845-8.

**Feldmann Markus [et al.]** Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments [Report] : Final Report RFSR-CT-2005-00041. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2010.

**Feldmann Markus [et al.]** Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments - Acc. Measures Project [Report]. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2012.

**Hechler Oliver** Advanced solutions for rolled beams in bridge construction // Presentation. - Esch sur Alzette : ArcelorMittal Commercial Sections, 2010.

**Horvath John S.** Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics [Report]. - New York : Manhattan College, 2002.

**Huang J., French C. and Shield C.** Behaviour of Concrete Integral Abutment Bridges [Report] : Final Report. - St. Paul, Minnesota : Minnesota Department of Transportation, Research Service Section, 2004.

**Maruri R. and Petro S.** The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 12-29.

**Mahlo G. and Schümamm St.** Horizontale Verschiebung von Fundamenten integraler Brücken infolge tangentialer Einwirkungen [Article] // Bauingenieur. - Düsseldorf : Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, 2008. - Vol. 83. - pp. 478-485.

**Mekkawy Mohamed M. [et al.]** Simple Design Alternatives to Improve Drainage and Reduce Erosion at Bridge Abutments [Article] // Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium. - Iowa : [s.n.], 2005.

**Nassif Hani, Abu-Amra Talat and Shah Nirali** Finite Element Modeling of Bridge Approach and Transition Slabs [Report]. - New Jersey : Center for Advanced Infrastructure & Transportation, 2002.

**Petursson Hans and Collin Peter** IABSE Symposium Melbourne // Composite Bridges with Integral Abutments minimizing Lifetime Costs. - Melbourne : [s.n.].

**Petursson Hans, Eriksson Kjell and Collin Peter** Low-cycle fatigue strength of steel piles // 34th IABSE Symposium. - Venice : IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, 2010.

**RiZ-ING** // Richtzeichnungen für Ingenieurbauwerke. - Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, 2007.

**Schmitt Victor and Seidl Günter** Eisenbahnbrücken in Stahlverbundbauweise [Article] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2010. - 3 : Vol. 79.

**Schmitt Victor and Seidl Günter** Verbundfertigteile-Bauweise im Brückenbau [Article] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2001. - 70. - Vol. 8.

**Seidl Günter and Braun Anton** VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung [Article] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2009. - Vol. 78.

**Weakley K.** FHWA Conference, Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005) // VDOT Integral Bridge Design Guidelines. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 3 2005. - pp. 61-70.

**White David [et al.]** Identification of the Best Practices for Design, Construction, and Repair of Bridge Approaches [Report]. - Iowa, USA : Center for Transportation Research and Education Iowa State University, 2005. - Report No. CTRE Project 02-118.

**Yannotti A., Alampalli S. and White H.** The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutment Bridges. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 41-49.

**ZTV-ING** // Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. - Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, 2003.



## 16 Figurförteckning

Figur 1-1: Samverkansbro med integrerade landfästen .....	1
Figur 1-2: Samverkansbro med integrerade landfästen av SSF, A73 (München), Tyskland ...	2
Figur 1-3: Exempel på ett integrerat landfäste .....	3
Figur 1-4: Exempel på ett semi-integrerat landfäste .....	3
Figur 1-5: Integrerad bro, BAB A8 (SSF), grundlagd med hög inspänningsgrad .....	4
Figur 1-6: Bro med integrerade landfästen, slankhetsdefinitioner (med resp. utan vot).....	5
Figur 1-7: Bro med integrerade landfästen.....	5
Figur 1-8: Integrerad bro med lutande landfästen .....	6
Figur 1-9: Kontinuerlig bro med integrerade landfästen .....	6
Figur 1-10: Kontinuerlig bro med semi-integrerade landfästen .....	6
Figur 1-11: Bärverkets deformationer vid lastfall med bromsande tåg .....	6
Figur 1-12: Blockenhet, lång järnvägsbro.....	6
Figur 1-13: Tvärsektioner för överbyggnad till järnvägsbroar .....	8
Figur 1-14: Typiska tvärsektioner för vägbroar med ramverkan.....	9
Figur 2-1: Begreppsförklaring .....	10
Figur 3-1: Flödesschema vid dimensionering.....	11
Figur 5-1: Olika typer av stålpålar, samverkanspålar och betongpålar .....	13
Figur 5-2: X-pålar som användes för bron över Leduån i Sverige, omgivna av lös sand. ....	14
Figur 5-3: Betongpålar som användes för Entenpfuhler bridge i Tyskland (armering).....	15
Figur 5-4: Bro med integrerade landfästen på "tip toes" (Braun, et al., 2006).....	16
Figur 6-1: Plan för statisk modell med balkelement för överbyggnaden .....	17
Figur 6-2: 3D-vy, överbyggnad av rutnät, FE ramben och inbäddade pålelement.....	17
Figur 6-3: Applicering av fjädrar mot pålar .....	19
Figur 6-4: Tillfälliga upplag under byggnadsskedet, inre moment av egentynngd .....	21
Figur 6-5: Påverkan av gjutetapper / tid för rotationsinspänning .....	22
Figur 7-1: Primära kvarstående spänningar av krympning.....	24
Figur 7-2: Primära kvarstående spänningar av krympning.....	25
Figur 8-1: Temperaturlastfall för jordtryck mot landfästen.....	27
Figur 8-2: Applicering av laster mot landfästen .....	28
Figur 9-1: Landfäste med ledade pålar enligt (Connal, 2004) .....	35
Figur 9-2: VDOT:s ursprungliga led (till vänster) / modifierade led (till höger) .....	35
Figur 9-3: Svetsad anslutning mellan påle och balk.....	36
Figur 9-4: Balk monterad på justerbara bultar / tryckplåt på pålplatta (pile cap) .....	36
Figur 9-5: Ledad infästning, typ "INTAB" .....	37
Figur 9-6: Soleuvre bridge, Södra motorvägen, Luxemburg (ArcelorMittal, 2003).....	38
Figur 9-7: Infästning för spontprofil, typ "INTAB" .....	39
Figur 9-8: Spontväggens deformationer.....	39
Figur 12-1: Delvis plasticerad H-påle, partiella inre krafter .....	45
Figur 12-2: Töjning $\varepsilon_{outer}$ orsakad av förskjutning $\delta$ .....	46
Figur 12-3: Ekvivalenta töjningar (FE), lokal buckling (LCF test) .....	46
Figur 12-4: Test set-up (Petursson, et al., 2010).....	47
Figur 12-5: Försöksresultat jämfört med dim. värden enligt (EN 1993-1-9, 2005). ....	47
Figur 13-1: Geometri, ramhörn.....	49
Figur 13-2: geometri, diagonal sträva.....	51
Figur 13-3: Placering av armering .....	55

Figur 13-4: Anordning av armering i ramhörn .....	55
Figur 13-5: Bro med länkplatta .....	56
Figur 13-6: Bro med länkplatta .....	57
Figur 13-7: Dränering av motfyllning enligt (RiZ-ING, 2007), (WAS7) .....	59
Figur 13-8: Dimensioneringsförslag från Louisiana (Cai, et al., 2005) .....	60
Figur 13-9 Dimensioneringsförslag enligt (RiZ-ING, 2007), WAS4 .....	61
Figur 13-10: Asfaltövergång enligt (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2 .....	61
Figur 13-11: Länkplatta med asfaltövergång enligt (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2 .....	61
Figur 13-12: Länkplatta med övergångskonstruktion enligt (RiZ-ING, 2007) .....	62
Figur 14-1: Överhöjning av stålbalkar, slutprodukt (Hechler, 2010) .....	63
Figur 0-1: Definitioner av lutning på vägg och bakfyllning, överlastar och glidytegeometri....	65