



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Forskning

Explosionslasters inverkan på reaktor- inneslutningens betongdelar

2021:22

Författare: Manouchehr Hassanzadeh ¹⁾, Richard Malm ²⁾, Håkan Hansson ³⁾

¹⁾ SWECO, Stockholm

²⁾ KTH/SWECO, Stockholm

³⁾ KTH, Stockholm

Rapportnummer: 2021:22

ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på: www.ssm.se

SSM perspektiv

Bakgrund

För att en konstruktion ska kunna motstå effekterna av stora dynamiska laster, t.ex. impulslaster på grund av explosioner, behöver den ha stor energiupptagningsförmåga. Med konstruktioner menas här byggkonstruktionsdelar av armerad betong. Vid dynamiska förlopp kan materialets hållfasthet påverkas gynnsamt på grund av den inducerade töjningshastigheten i materialet. Vidare kan vågutbredningen påverka brottets lokalisering och brottförloppet inklusive brottmoder jämfört med fallet vid statisk överbelastning. Brottförloppet påverkas också av konstruktionens storlek medan konstruktionens beteende påverkas av konstruktionens avstånd till explosionspunkten och dess interaktion med andra konstruktioner. Syftet med projektet har varit att genom en litteraturstudie bland annat sammanställa och utvärdera kunskap gällande såväl modeller för att beskriva explosionens förlopp och materialets beteende vid snabba belastningar som modeller för att beräkna lasteffekter på olika konstruktioner samt demonstrera modellernas tillämpbarhet.

Resultat

Genomförda undersökningar i projektet visar bland annat att

- impulsintensiteten blir avsevärt mycket större vid markstötvågor jämfört med luftstötvågor vilket innebär att markstötvågor bör beaktas vid dimensionering av delvis eller helt nedgrävda konstruktioner,
- strukturer som blir utsatta för hastiga dynamiska laster kan få dels en respons som väsensskilt avviker från motsvarande respons vid statisk belastning, dels ett förändrat materialbeteende jämfört med vid statisk belastning så att bärförmågan ökar vid ökande töjningshastigheter,
- för konstruktioner med måttligt hög töjningshastighet kan den dynamiska lasten förutsättas vara en statisk belastning men ökad med en dynamisk förstöringsfaktor, och
- en strukturs globala beteende kan bestämmas på ett acceptabelt sätt med en FE-modell, men när det gäller dess lokala beteende eller belastningsnivå vid brott i strukturen kan det råda stora osäkerheter.

Relevans

Projektets resultat kan vara till nytta för SSM i sin roll som tillsynsmyndighet vid kontroll i samband med verifiering av reaktorinneslutningarnas tillstånd. Projektet genomfördes i samarbete med en svensk högskola vilket bidrar till att upprätthålla nationell kompetens i landet.

Behov av vidare forskning

Ytterligare forskning behövs inom aktuellt område. Det handlar bl.a. om att dels sammanställa information om lämpliga experimentella försök som kan användas som referensobjekt för utvärdering och verifiering av

olika beräkningsmodeller, dels utvärdera något/några av dessa experiment i syfte att belysa skillnader i resultat från olika typer av beräknings- eller dimensioneringsmetoder samt genomföra vissa parameterstudier och känslighetsanalyser för att bl.a. utreda inverkan från styrande parametrar.

Projektinformation

Kontaktperson SSM: Kostas Xanthopoulos

Referens: SSM 2018-930/7030210-00



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Manouchehr Hassanzadeh ¹⁾, Richard Malm ²⁾, Håkan Hansson ³⁾

¹⁾ SWECO, Stockholm

²⁾ KTH/SWECO, Stockholm

³⁾ KTH, Stockholm

2021:22

Explosionslasters inverkan på reaktor- inneslutningens betongdelar

Datum: Augusti 2021

Rapportnummer: 2021:22 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på: www.stralsakerhetsmyndigheten.se

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM. De slutsatser och synpunkter som presenteras i rapporten är författarens/författarnas och överensstämmer inte nödvändigtvis med SSM:s.

Innehåll

Sammanfattning	iii
Summary	v
1. Inledning.....	1
1.1. Syfte och avgränsningar.....	2
2. Extrema dynamiska belastningar	3
2.1. Hotbilder	3
2.2. Explosioner	3
2.3. Luftstöt våg	6
2.4. Markstöt våg	7
2.5. Splitterverkan.....	8
2.6. Påverkan av stöt våg	9
3. Luftstöt våg vid explosion.....	13
3.1. Stöt vågsbelastning	13
3.2. Skallagar.....	14
3.3. Stöt vågsstorheter	15
3.4. Typ av sprängämne.....	17
3.5. Reflektion av stöt vågor.....	17
3.6. Inneslutna stöt vågor	18
3.7. Metoder för bestämning av stöt vågsbelastningens storlek.....	19
4. Materialbeteende	23
4.1. Allmänt.....	23
4.2. Betong	23
4.2.1. Materialets struktur och fysikaliska egenskaper	23
4.2.2. Materialets beteende under dragbelastning.....	25
4.2.3. Materialets beteende under tryckbelastning	33
4.2.4. Materialets beteende under fleraxiell belastning.....	37
4.3. Stål.....	39
4.3.1. Materialets användning, utformning och struktur	39
4.3.2. Statiskt beteende.....	41
4.3.3. Dynamiskt beteende.....	42
4.4. Inverkan av belastningshastighet på övriga parametrar	43
4.4.1. Tvärkontaktion	44
4.4.2. Vidhäftningen mellan armering och betong.....	44
4.5. Sammanställning av dimensioneringsparametrar.....	44
5. Materialmodellering för FEA	47
5.1. Tillståndsekvationer.....	48
5.1.1. Solida material	48
5.1.2. Porösa material.....	48
5.2. Materialmodeller för betong.....	49
5.2.1. HJC-modellen	49
5.2.2. RHT-modellen.....	53
5.2.3. Continuous Surface Cap Model	54
6. Beräkningsmetodik för impulsbelastade konstruktioner	57
6.1. Skillnad i verknings sätt vid statisk och dynamisk last	57
6.2. Konventionella handboks metoder	57
6.2.1. Allmänt.....	57
6.2.2. Analys av ett konstruktionselement.....	58
6.2.3. Explosionslast.....	58

6.2.4. Deformationskriterium	62
6.2.5. Tvärsnittstyp och armeringsutformning	63
6.3. En-frihetsgradssystem	66
6.3.1. Bestämning av medsvängande massa	69
6.3.2. Bestämning av styvhet	70
6.4. FE simuleringar	71
7. Dimensioneringsmetoder för konstruktioner	75
7.1. Allmänna konstruktioner	75
7.1.1. Allmänt	75
7.1.2. Dimensioneringsförutsättningar	76
7.1.3. Invändig explosion	77
7.2. Kärntekniska anläggningar	79
7.3. Skyddskonstruktioner	80
7.3.1. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap	80
7.3.2. Fortifikationsverkets Byggregler	81
8. Tillämpningsexempel	91
8.1. Allmänt	91
8.2. Dimensionering av balk utsatt för böjbelastning	91
9. Slutsatser och förslag till fortsatt forskning	93
10. Erkännanden	95
11. Referenser	97

Sammanfattning

Arbetet som presenteras i denna rapport är framtaget genom en litteraturstudie baserat på offentligt tillgängligt material från nationella och internationella referenser.

Syftet med föreliggande projekt som är att sammanställa nuvarande kunskapsläge och praxis angående explosionslaster och hur dessa bör beaktas vid dimensionering och utvärdering av befintliga betongkonstruktioner. I detta arbete fokuseras beskrivningen på följande modeller som krävs för att kunna beskriva konstruktioners beteende vid explosionsbelastning

1. Modeller som beskriver explosionsförloppet.
2. Modeller som med utgångspunkt från explosionsmodeller beräknar lasteffekter på konstruktionen eller konstruktionselementet (belastning-tid funktioner).
3. Materialmodeller som beskriver materialets beteende vid snabba belastningar.
4. Beräkningsmodeller som beskriver konstruktionens och konstruktionselementets linjära och icke-linjära beteende vid snabba belastningar.

Punkt 1 och 2 beskrivs i Kapitel 2 och 3 där en introducering av explosionslaster och de lasteffekter som uppstår på konstruktioner eller konstruktionselement finns presenterat.

Punkt 3 återges dels i Kapitel 4 som beskriver betong och stålmaterialens egenskaper vid hastiga dynamiska belastningar samt i Kapitel 5 som beskriver hur dessa implementeras för materialmodellering i finita elementmetoden.

Den sista punkten, punkt 4, återges i Kapitel 6 där en genomgång av olika beräkningsmetoder för konstruktioner och konstruktionselement som utsätts från impulsbelastning orsakat från explosionsförlopp. Dessutom beskrivs hur dessa förlopp ska beaktas vid dimensionering i Kapitel 7.

Summary

The work presented in this report is based on a literature study of publicly available material from national and international references.

The purpose of this project has been to compile a report summarizing the current state of knowledge and praxis regarding explosions and how these should be considered in design and evaluations of existing structures. In this work, the focus has been on describing the type of models that are required in order to determine the behaviour of structures subjected to explosions.

- 1) Models describing the explosion process
- 2) Models that are based on explosion process and describes the corresponding blast loading on structures or structural elements (load vs time functions)
- 3) Material models that describe the material response during rapid loading situations
- 4) Analysis models that describe the linear and non-linear response of structures or structural elements when subjected to blast loadings

Number 1 and 2 are described in Chapter 2 and 3 of this report, where an introduction to explosions and blast loadings on structures and structural elements is given.

Number 3, is given in Chapter 4 where the non-linear material properties of concrete and steel subjected to blast loading is presented. In addition, in Chapter 5 it is described how these properties can be implemented in constitutive material models for the finite element method.

Lastly, number 4 is covered by Chapter 6 where different calculation methods for structures and structural elements subjected to blast loading is presented. In addition, in Chapter 7 it is described how this should be considered in design calculations.

1. Inledning

Konstruktioner som ska motstå effekterna av explosionslaster, eller andra stora dynamiska laster, bör ha stor energiupptagningsförmåga. Det är därför önskvärt att konstruktionselementen har stor plastisk deformationsförmåga för att motverka ras då brott uppstår för enskilda element. Med konstruktioner och konstruktionselement menas här de byggkonstruktionsdelar som består av armerad betong.

Vid snabba belastningsförlopp ändras materialens mekaniska egenskaper (materialets hållfasthet, styvhet och sprödhet ökar). Vidare påverkas spännings- och töjningstillståndet på grund av vågutbredningen vilket kan påverka brottmoden, d.v.s. att brottets lokalisering och förlopp kan skilja sig från fallet vid statisk överbelastning. Brottförloppet påverkas också av konstruktionens storlek. Två konstruktionselement som är olika i storlek men statisk likformiga kan bete sig helt olika vid snabba belastningsförlopp och därmed uppvisa olika brottmoder.

I en reaktorinneslutning finns konstruktionselement med varierande storlek och statiska förutsättningar. Dessa konstruktionselement är avsedda att samverka för att uppfylla föreskrivna krav. De flesta av konstruktionselementen är dimensionerade för statiska belastningar och brottmoder. Det är viktigt att undersöka och bestämma de villkor som avgör förändring av brottlokalisering och brottmod vid ökning av belastningshastighet från statisk/kvasi-statisk nivå till explosionsnivå. Det bör, dock, noteras att en explosion påverkar flera konstruktionselement samtidigt (eller med kort fördröjning), vilken ökar problemställningens komplexitet. Konstruktionselementets avstånd till explosionspunkten och dess interaktion med andra konstruktionselement påverkar elementets brottbeteende.

Explosioners inverkan på konstruktioner är ett komplext problem. Problemställningen inkluderar bestämning av

- Explosionskällor och typer
- Lasteffekter (belastning som funktion av tid) - som orsakas av tryckskillnader tvärs över konstruktionen eller konstruktionselementet. Tryckskillnaderna orsakas av intern och extern explosion samt explosionsvågsinteraktion.
- Konstruktionselementens respons på belastningen – bestämning av spänningsvågor, böjningsvågor, vibrationer samt drag-, tryck och skjuvspänningar.
- Materialegenskaper som funktion av belastningshastighet. Materialens arbetskurva styrs av belastningshastigheten.
- Effekten av små respektive stora töjningar och deformationer på konstruktionens last och energiupptagningsförmåga.
- Materialets respektive konstruktionselementets linjära och icke-linjära beteende.

För att kunna beskriva konstruktionens beteende behöver man följande typer av modeller:

1. Modeller som beskriver explosionsförloppet.
2. Modeller som med utgångspunkt från explosionsmodeller beräknar lasteffekter på konstruktionen eller konstruktionselementet (belastning-tid funktioner).
3. Materialmodeller som beskriver materialets beteende vid snabba belastningar.
4. Beräkningsmodeller som beskriver konstruktionens och konstruktionselementets linjära och icke-linjära beteende vid snabba belastningar.

1.1. Syfte och avgränsningar

Syftet med föreliggande projekt som bedrivs i formen av en litteraturstudie är att vara ett introducerande och inledande projekt kopplat till att sammanställa nationella och internationella kunskapsläget baserat på material angående explosionslaster och hur dessa bör beaktas vid dimensionering och utvärdering av befintliga betongkonstruktioner. I detta arbete fokuseras beskrivning av de fyra olika typerna av modeller som fanns återgivna i föregående avsnitt.

En viktig avgränsning för detta arbete är att endast offentligt tillgängligt material beaktas, där viktiga kunskapskällor är delvis från civila tillämpningar men framförallt baserat på information från försvarsindustrin.

I detta arbete ingår inte genomförande av analyser av explosionsbelastade betongkonstruktioner. Målsättningen är som tidigare påpekats att sammanställa kunskap genom en litteraturstudie och identifiera intressanta tillämpningar för fortsatt arbete.

2. Extrema dynamiska belastningar

Extrema dynamiska belastningar kan inträffa på grund av flera olika orsaker. Dessa kan bl.a. orsakas av extrema naturfenomen och/eller på grund av olyckshändelse alternativt som ett resultat av ett avsiktligt angrepp. Oavsett vad som är den egentliga orsaken till dessa extrema dynamiska belastningar så kan arbetet med att säkerställa konstruktionens motståndskraft mot detta ske på ett snarligt sätt.

2.1. Hotbilder

Vid hantering av angrepp på byggnader finns det ett antal hotscenarier som kan vara aktuella för byggnaden och den verksamhet som bedrivs. För kärntekniska anläggningar beskrivs i SSM-rapporten 2017:07 *Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB)* (Jovall m.fl., 2017) följande avseende den last som ska beaktas med hänsyn till explosioner. I detta inkluderas olika typer av explosioner, såväl inom (vätgasexplosion etc.) som utanför anläggningen (annan verksamhet, transportolycka, brusten pipeline etc.). Följande påverkan på byggnadskonstruktionerna kan behöva beaktas:

- a) Stötvåg (i luft, mark eller vatten)
- b) Värmestrålning
- c) Missiler
- d) Inverkan av kortvarigt eldklot
- e) Lasteffekt av brand med längre varaktighet

Ovan angivna typer av lastpåverkan ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta. Dessutom ska även händelser relaterade till krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot beaktas vid dimensionering.

Fokus i denna rapport avser explosioner som ger upphov till stötvågsbelastning. Vad som är orsaken till själva explosionen beaktas inte i denna rapport, d.v.s. om det är avsiktligt eller ej.

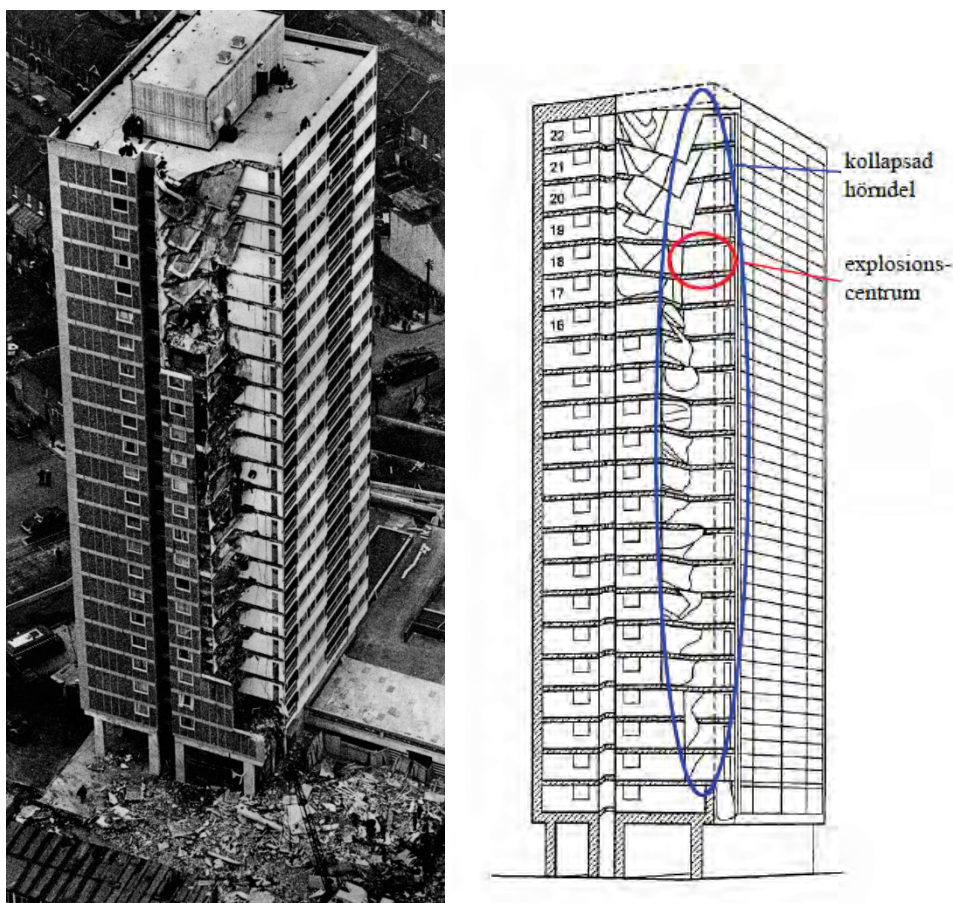
2.2. Explosioner

En explosion kan karakteriseras av hastig expansion av materia till en volym som är avsevärt större än ursprungligen. Genom en fysisk eller kemisk tillståndsförändring hos materialet sker en plötslig omvandling från potentiell energi till mekaniskt arbete. Detta kan till exempel utgöras av de gaser som bildas då ett sprängämne detonerar, där expansionen av materialet leder till ett övertryck som pressar undan omkringliggande luften och skapar en tryckvåg. Tryckspridningen vid en detonation sker i överljudshastighet och energiomsättningen sker inom mikrosekunder. En långsammare typ av förlopp är den kemiska reaktion där ett omgivande medium antänds av temperaturökningen som uppstår när material förbränns, vilket benämns deflagration. I ett fall med deflagration uppstår en

lågexplosiv explosion i underljudshastighet och tidsförloppet sker på millisekunder. Energiutvecklingen i de båda fallen är i samma storleksordning men effekten skiljer sig åt eftersom en detonation generellt är avsevärt snabbare än en deflagration. (Bernson och Ekengren 2012)

Magnituden hos en explosion beskrivs i termer av den energi som frigörs och mäts i joule. Av praktiska skäl översätts oftast explosionens magnitud i termer av 1 kg av sprängämnet trotyl (TNT) som motsvarar 4,184 MJ. En explosion kan ge upphov till antingen en stötvåg (luftstötvåg och/eller markstötvåg), samt splitterutkast. Dessa effekter beskrivs kortfattat i avsnitten 2.3, 2.4 och 2.5.

Olyckslaster så som explosioner beaktas vid dimensionering till stor del för att undvika risk för fortskridande ras. Ett exempel på ett fall där en explosion från en gasspis orsakade ett fortskridande ras är Ronan Point i London 1968, se Figur 1. I detta fall inträffade en gasexplosion orsakat av en gasspis på 18e våningen vilket resulterade i att hela hörnet på byggnaden kollapsade i ett fortskridande ras.



Figur 1 Illustration av skador vid gasexplosionen vid Ronan Point, 1968. Från Daily Telegraph respektive Johansson och Laine (2012b).

För att ett sådant fortskridande ras ska kunna förhindras behöver konstruktionernas byggnadsstomme motstå den dynamiska belastningen som uppstår. Därför dimensioneras byggnader vanligtvis så att lättare konstruktionselement så som väggar, dörrar, fönster

etc., istället öppnas upp. I och med detta sker ett läckage av explosionsgaser så att det övertryck som uppstod kan utjämnas med omgivningen.

Explosioner vid kärntekniska anläggningar

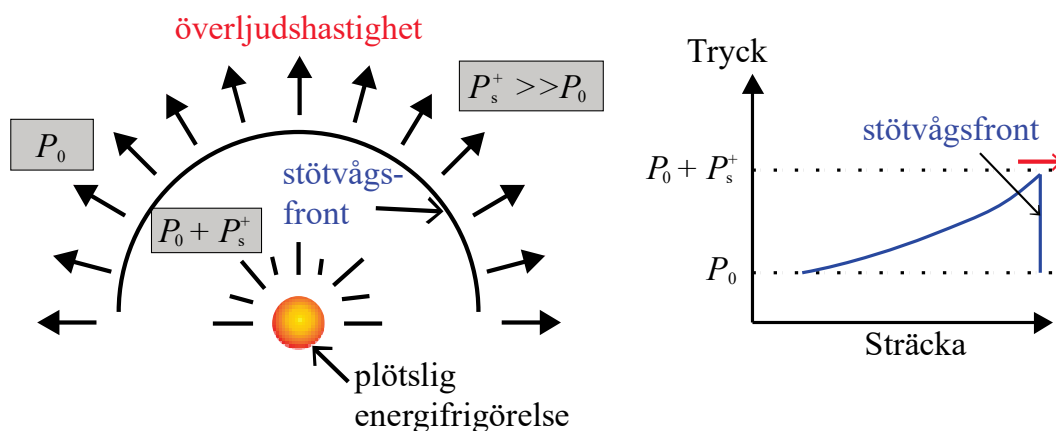
Kärntekniska anläggningar ska dimensioneras så långt som praktiskt möjligt för att undvika risk för explosioner, IAEA (2004). Vid kärntekniska anläggningar har explosioner inträffat vid de tre större kärnkraftsolyckor, d.v.s. vid Harrisburg (Three Mile Island) 1979, Tjernobyl 1986 och Fukushima 2011. I samtliga av dessa fall orsakades explosionerna från vätgasexplosioner, där de två förstnämnda orsakades av härdsmltor och Fukushima orsakades av bränsleskador efter att kylningen slagits ut av en jordbävning och en efterföljande tsunami (flodvåg), SSM (2017). Dessutom inträffade en explosion i turbinhallen vid Flamanville 2017. Ett exempel på reaktorbyggnad 4 vid Fukushima efter vätgasexplosionen illustreras i Figur 2. Av Figur 2 framgår det tydligt att byggnadsstommen motstod explosionen och förhindrade fortskridande ras. Istället så trycktes lättare väggelement ut vilket resulterade i tryckutjämning.



Figur 2 Foto på reaktorbyggnad 4 vid Fukushima I Nuclear Power Plant. Från <https://mainichi.jp/english/articles/20160312/p2a/00m/0na/015000c>

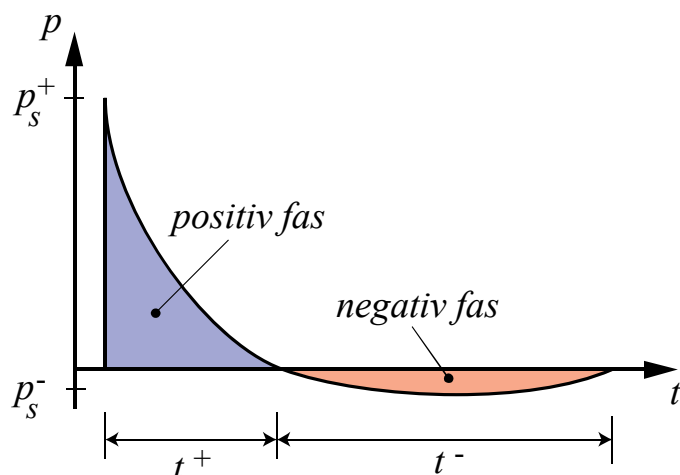
2.3. Luftstötuvåg

Vid en explosion i luft frigörs en kompakterad gas med stort energiinnehåll (hög tryck och temperatur) som under högt tryck expanderar och pressar tillbaka den omgivande atmosfären i syfte att utjäma tryckskillnaden. Denna kraftiga frigörelse av energi uppstår från detonationscentrum och tryckvågen sprids i överljudshastighet med en sfärisk utformning. Bakom stötuvågsfronten kan tryck, temperatur, densitet samt luftpartiklarnas hastighet vara avsevärt mycket högre än i den ostörda luften framför tryckvågen. En illustration av utbredningen av en luftstötuvåg illustreras i Figur 3. Energiintensiteten avtar successivt i den påverkade zonen allt eftersom tryckvågens avstånd ökar från detonationscentrum vilket leder till att luftpartiklarnas tryck, densitet och hastighet successivt reduceras till dess normaltillstånd. Temperaturen kan dock vara något högre efter en stötuvåg dragit fram som ett resultat av den ökade entropin. (Johansson och Laine, 2012a)



Figur 3 Illustration av luftstötuvåg från explosion, återskapad från Johansson och Laine (2012a).

Vid ett givet avstånd från detonationscentrum kan en idealiserad tryckkurva illustreras likt den som visas i Figur 4. Ökningen av tryck från atmosfärstryck sker hastigt vid tidpunkten t_a när stötuvågsfronten når observationspunkten. Trycket uppnår nästan momentant sitt maximala tryck P_s (övertryck) och en exponentiell tryckreduktion sker som följd (positiv impulsstäthet) under tidsförloppet t^+ . Efter detta så fortsätter trycket att sjunka så att ett undertryck uppstår tills dess att maximala undertrycket P_s^- uppstår (negativ impulsstäthet). Därefter reduceras undertrycket tills dess att trycket återigen har utjämnats vid atmosfärstryck. (Magnusson, 2007)



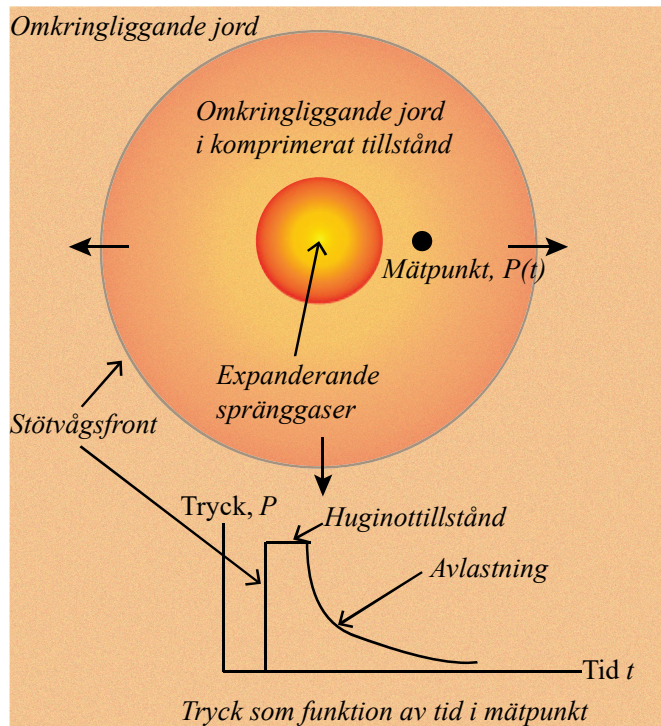
Figur 4 Idealiserat tryckförlopp från en luftstöt våg vid ett visst avstånd från detonationscentrum. Återskapad från Magnusson (2007).

En luftstöt våg som reflekteras mot en struktur ger upphov till avsevärt högre tryck än när luftstöt vågen passerar fritt. Med reflektion så avses i detta fall det belastande stöt vågs trycket som uppstår då tryck vågen reflekteras mot en stel struktur med betydande utbredning. En mer omfattande beskrivning av hur denna luftstöt våg ser ut och metodik för hur denna kan härledas presenteras i efterföljande kapitel.

2.4. Markstöt våg

En markstöt våg skapas till följd av att jordmaterialet accelereras på grund av en yttre belastning så som t.ex. en detonation helt eller delvis under jord.

På samma sätt som vid en luftstöt våg, så bildas gaser som har ett högt tryck och hög temperatur vid detonation. Dessa gaser expanderar till följd av detonationen vilket leder till att omkringliggande jordmaterial komprimeras kraftigt så att en stöt vågs front bildas mellan den okomprimerade jorden framför vågen och komprimerade materialet bakom vågen. I Figur 5 illustreras en detonation under mark och hur stöt vågen komprimerar det omgivande jordmaterialet. Till skillnad från en luftstöt våg, så uppträder ett konstant tryck under en viss tid direkt efter att maximala övertrycket uppstår. Denna effekt kallas Hugoniot-tillståndet.



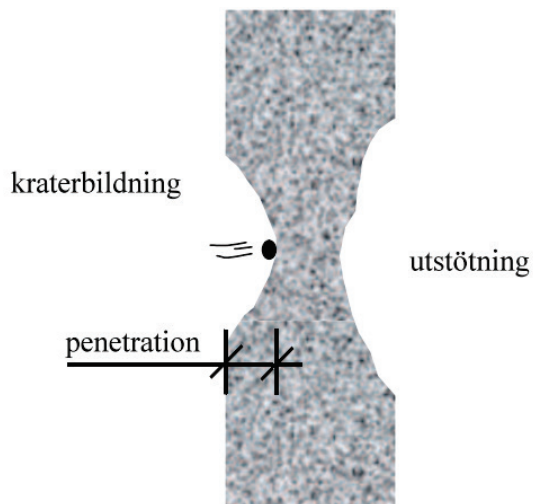
Figur 5 Idealisering av en markstötvåg orsakat av en explosion, återskapad från Laine (2012).

En stor skillnad mellan markstötvågor och luftstötvågor vid samma förutsättningar är att impulsintensiteten (d.v.s. integralen av tryck som funktion av tid) blir avsevärt mycket större vid markstötvågor, på grund av en mer utdragen trycksekvens. Enligt Laine (2012) så visar detta att markstötvågor bör beaktas vid dimensionering av delvis eller helt nergrävda konstruktioner.

2.5. Splitterverkan

Vid en explosion kan även splitterverkan uppstå, vilket innebär att oregelbundna och skarpkantade stycken, bitar, flisor, skärvor, stickor eller motsvarande uppstår som kan orsaka skador på omkringliggande strukturer. Dessa objekt utgör splinter som kastas iväg av tryckvågen och kan utgöra sekundära skador. För bedömning av splitterverkan är flera effekter viktiga att beakta så som splinterhastighet, splinterfördelning, splittertäthet och splinterform.

Inverkan från splinter påminner till stor del om projektiler, dock i mindre storlek och till ett större antal. Splinter som träffar ett mål kan antingen penetrera, se Figur 6, eller perforera målet, d.v.s. tränga igenom målet. Vid splinterträff riskerar betongkonstruktionen närmast anslaget att krossas vilket kan leda till formation av en krater. En sådan kraterbildning leder till reducerad tvärsnittsjocklek och därmed reducerad strukturell bärförmåga. Penetrationsförloppet kan även orsaka omfattande sprickbildning i betongen. I de fall penetrationen är tillräckligt djup så kan det även leda till en utstötning på motsatt sida. (Johansson m.fl. 2012)



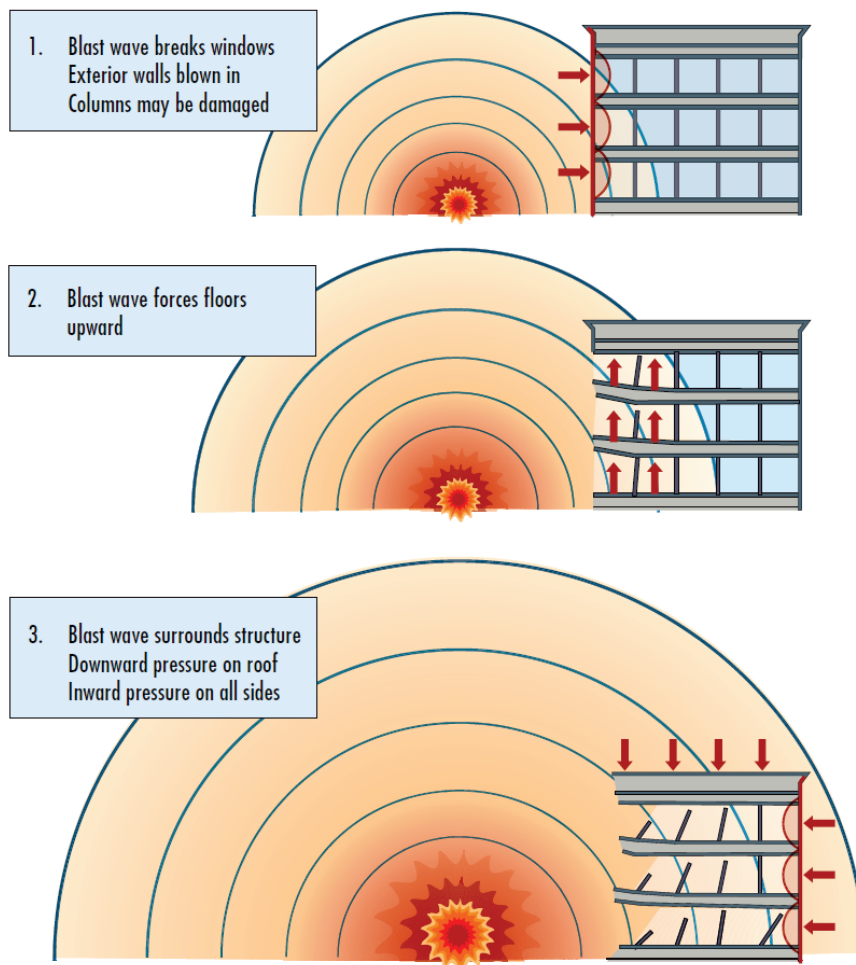
Figur 6 Idealisering av skadefenomen i betong orsakad av splitterverkan. Från Leppänen (2012).

Splitter är ofta orsakat av samma typ av effekter som orsakar markstötståg och utgör inte fokus i denna rapport.

2.6. Påverkan av stötvåg

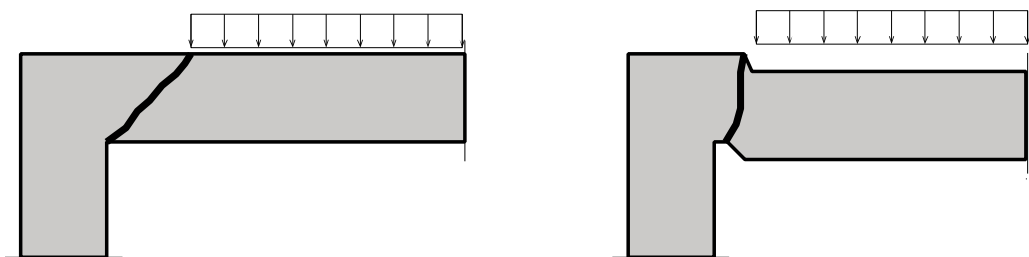
I detta avsnitt beskrivs hur konstruktioner påverkas av stötvågor från explosioner. Dessa stötvågor belastar konstruktioner under en begränsad kort tid och pågår vanligtvis inte mer än några enstaka millisekunder. Dock, eftersom belastningens storlek (tryck och impulstäthet) är extremt hög jämfört mot vanliga statiska laster så kommer konstruktionen att påverkas. Utöver detta påverkas även komponenter och utrustning som påverkas av den direkta stötvågen eller av sekundära effekter så som att de kastas omkull eller träffas av splitter.

Ett exempel på förloppet då en byggnad utsätts för en markdetonation på ett visst avstånd, illustreras i Figur 7. Eftersom trycket från explosionen sjunker som funktion av avståndet, uppstår största skadorna närmast detonationscentrum. Vid en byggnad så får de väggar som är närmast explosionen större påverkan än övriga. I fall där explosionen sker i byggda miljöer så kan dock reflektioner på angränsande byggnader påverka skadeutvecklingen, detta är något som diskuteras senare i Kapitel 3.5. Vid exemplet som illustreras i Figur 7 så medför tryckvågen att fönster, lättare väggelement, etc. går sönder och trycks in när tryckvågen når väggen. Eventuellt, kan även den bärande stommen så som pelare skadas. Allt eftersom tryckvågen förflyttas från detonationscentrum så omsluts mer av byggnaden av tryckvågen vilket leder till att tryckvågen propagerar in i byggnaden och orsakar en lyftande deformation av bjälklagen, vilket riskerar att skada bjälklag och pelare. Eftersom tryckbelastningen reduceras med avståndet så utsätts de bjälklagen längst ner i byggnaden för högre belastningar än motsvarande bjälklag högre upp i konstruktionen. När hela byggnaden är innesluten i tryckvågen så utsätts tak och ytterväggarna för tryckbelastning.



Figur 7 Illustration av en markdetonation och hur dess tryckvåg påverkar angränsande byggnader. Från Homeland Security (2011).

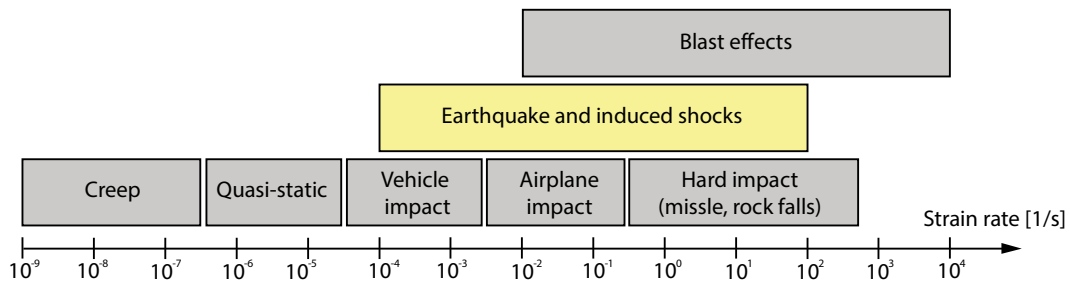
Strukturer som är utsatta för hastiga dynamiska laster kan få en respons som väsensskilt avviker från motsvarande respons vid statisk belastning. Vid alla dynamiska belastningar får strukturer inre tröghetskrafter som orsakas av att dess massa accelereras. Detta betyder att strukturen måste motstå de hastighetsförändringar som uppstår i konstruktionsdelar och i materialet. Materialbeteendet vid dynamisk belastning förändras jämfört mot vid statiska laster så att bärförmåga ökar vid ökade töjningshastigheter. Detta diskuteras ytterligare i Kapitel 4. Sammantaget så innebär detta att de brottmoder som uppträder vid dynamisk belastning inte nödvändigtvis är de samma som vid statisk last. Lokala brott inträffar ofta då hela strukturen eller konstruktionsdelen inte hinner omfördela lasterna, därmed är brottmoder så som ren skjuvning mer vanligt förekommande vid dynamiska belastningar än vid statisk belastning, se Figur 8.



Figur 8 Illustration av skjuvbrott vid bjälklag (vänster) och motsvarande rena skjuvbrott (höger), återskapad från Johansson (2019).

3. Luftstötvtåg vid explosion

En luftstötvtåg är en extrem dynamisk belastning som sker med en väldigt hög belastningshastighet, som enligt Johansson och Laine (2012) vanligtvis är mellan 10^7 och 10^8 gånger högre än en statisk last. I Figur 9 visas en jämförelse mellan belastningshastigheter för konventionella lasteffekter. I figuren visas den töjningshastighet (eng. *strain-rate*) som upplevs i strukturen vilket kan jämföras med motsvarande belastningshastighet som redovisas för materialegenskaper i Kapitel 4. I denna figur har jordbävningar och stötvtågsbelastningar illustrerats tillsammans och varierar mellan 10^{-4} och 10^2 s⁻¹. Statiska lasteffekter kan som jämförelse beskrivas med belastningshastighet mellan 10^{-6} och 10^{-5} s⁻¹. De stötvtågeffekter som omnämns i Johansson och Laine (2012) motsvarar därmed i det övre intervallet av belastningshastighet som illustreras i denna figur.



Figur 9 Illustration av belastningshastigheter för olika lasteffekter. Baserad på Hentz m.fl. (2004).

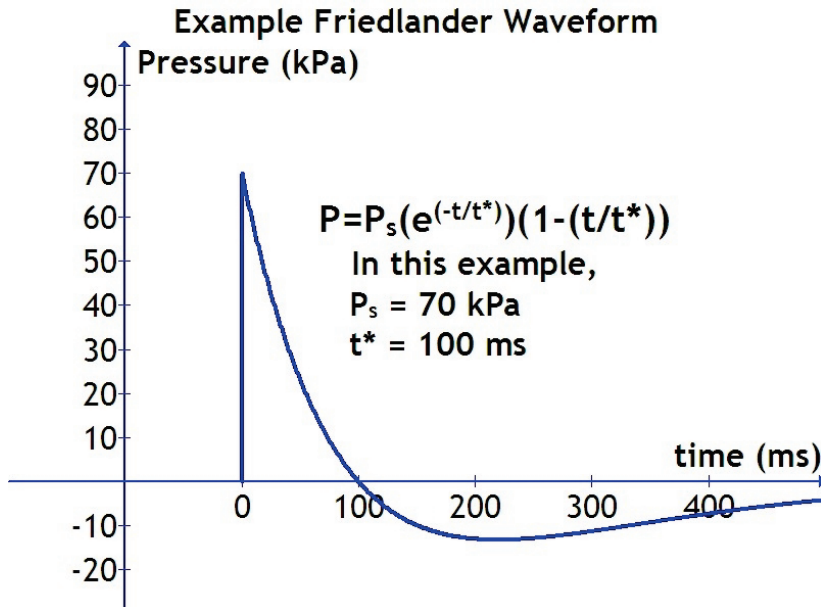
3.1. Stötvtågsbelastning

I avsnitt 2.3 visades principen för en idealiserad tryckvtågsbelastning från en luftstötvtåg. Johansson och Laine (2012a) presenterade följande begrepp och storheter som normalt används vid definition av luftstötvtåg (värden är angivna för lufttemperatur + 15 °C):

- P – tryck [Pa]: anger det totala lufttrycket d.v.s. inklusive atmosfärstryck ($P_0 = 101,3$ kPa)
- U_s – stötvtåghastighet [m/s]: anger stötvtågfrontens hastighet. Denna sker i överljudsart ($> c_0 = 340,2$ m/s)
- U_p – partikelhastighet [m/s]: anger luftpartiklarnas hastighet som alltid är lägre än stötvtåghastigheten.
- ρ – densitet [kg/m³]: beskriver hur tätt sammanpackade luftpartiklarna är ($\rho_0 = 1,226$ kg/m³)
- E – Energiintensitet [J/kg]: Om luft beaktas som en ideal gas¹ (gaskonstant $R = 287$ J/(kg·K) och värmekapacitetskvot $\gamma = 1,4$) fås en energiintensitet motsvarande 206,6 kJ/kg.

¹ Enligt Johansson och Laine (2012) är detta en väl fungerande approximation så länge totaltrycket underskrider 1000 kPa.

Det finns flera olika typer av modeller för att beskriva hur luftstötvågen varierar med tiden. En av dessa modeller utvecklades av Friedlander som illustreras i Figur 10.



Figur 10 Illustration av Friedlanders tryckvågsform.

3.2. Skallagar

För att kunna jämföra tryckvågsbelastningar baserat på olika avstånd från detonationen, så har skallagar definierats baserat på experimentella observationer och teoretiska studier.

Enligt Johansson och Laine (2012a) är vanligaste förekommande Hopkinsons skallag, vilken definierar följande uttryck för det skalade avståndet Z

$$Z = \frac{r}{W^{1/3}}$$

där,

r är det verkliga avståndet från detonationen [m]

W är explosionens energimängd uttryckt i ekvivalent massa för sprängämne trotyl (kg TNT)

Som det framgår av uttrycket så har explosionens energimängd inte lika stor inverkan som avståndet. T.ex. så leder en fördubbling av energimängden endast till en ca 20 % minskning av avståndet.

Magnusson (2007) påpekar att ovanstående uttryck ej bedöms vara tillämpligt för fall med mycket små skalade avstånd. Enligt IAEA (2017) kan explosioner kategoriseras enligt följande

- Kontaktdetonation (*Contact blast*) $Z < 0,4 \text{ m/kg}^{1/3}$
- Närliggande explosion (*Near field blast*) $0,4 < Z < 1,5 \text{ m/kg}^{1/3}$
- Explosion på stort avstånd (*Distant blast*) $Z > 1,5 \text{ m/kg}^{1/3}$

Vid närliggande explosioner uppstår både eldklot och stötvågor med höga tryck och temperaturer. Vid explosioner på stort avstånd belastas konstruktionen endast av stötvågen.

3.3. Stötvågsstorheter

På liknande sätt som att det finns flertalet olika modeller för bestämning av tryckvågen, finns det ett flertal olika modeller för att uppskatta tryckvågens parametrar (övertryck, impulsintensitet och varaktighet). I nedanstående avsnitt sammanfattas ett exempel på en modell baserat på redovisningen från Johansson (2012). Det bör dock påpekas att tryckfel angående logaritmen på skalade avståndet Z fanns i Johansson (2012) i avsnittet som här rör till Fortifikationsverket (2011b), vilka är korrigerade i nedanstående avsnitt.

Fortifikationsverket (2011b)

De uttryck som presenteras av Fortifikationsverket (2011b) baseras på Kingery och Bulmasch (1984) där det oreflekterade övertrycket P_s^+ kan bestämmas enligt

$$P_s^+ = 10^y$$

där,

P_s^+ är det oreflekterade övertrycket [kPa]

$$y = 2,611368669 - 1,69012801396 \cdot \alpha + 0,00804973591951 \cdot \alpha^2 \\ + 0,33674311494 \cdot \alpha^3 - 0,00516226351334 \cdot \alpha^4 \\ - 0,0809228619888 \cdot \alpha^5 - 0,00478507266747 \cdot \alpha^6 \\ + 0,00793030472242 \cdot \alpha^7 + 0,0007684469735 \cdot \alpha^8$$

$$\alpha = -0,214362789151 + 1,35034249993 \cdot \lg(Z)$$

Z definieras enligt Avsnitt 3.2 och är giltig för följande intervall $0,0531 < Z < 40$.

Den oreflekterade impulstätheten i_s^+ kan bestämmas enligt Försvarmakten (2000) enligt följande

$$\frac{i_s^+}{W^{1/3}} = 10^y$$

där,

i_s^+ är den oreflekterade impulstätheten [$\text{Pa} \cdot \text{s} / \text{kg}^{1/3}$]

$$y = 2,38830516757 - 0,443749377691 \cdot \alpha + 0,168825414684 \cdot \alpha^2 \\ + 0,0348138030308 \cdot \alpha^3 - 0,010435192824 \cdot \alpha^4$$

$$\alpha = 2,34723921354 + 3,24299066475 \cdot \lg(Z)$$

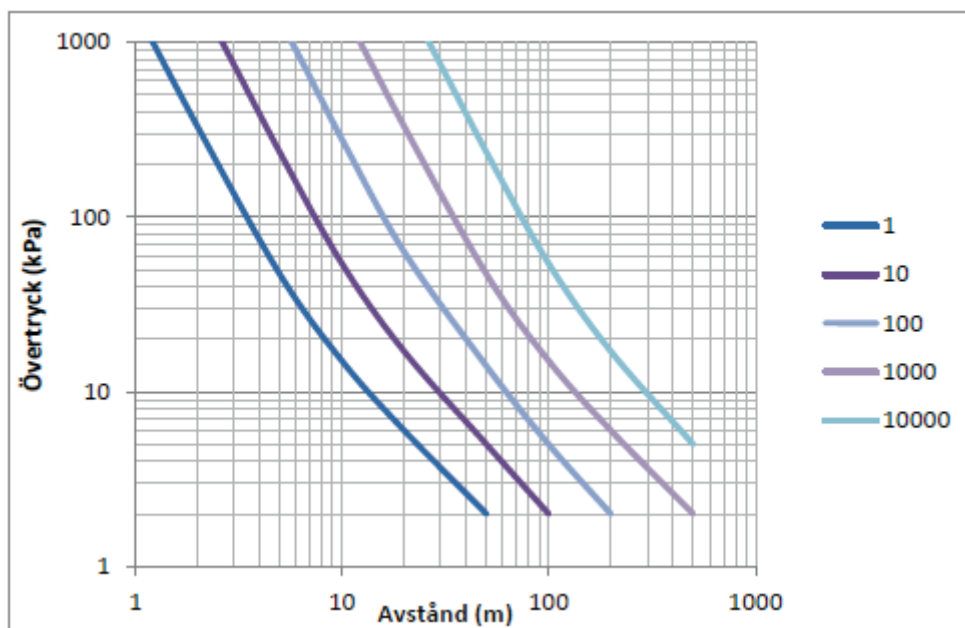
Z definieras enligt Avsnitt 3.2 och är giltig för följande intervall $0,0531 < Z < 0,792$.

För fallet då $0,792 < Z < 40$ tillämpas istället

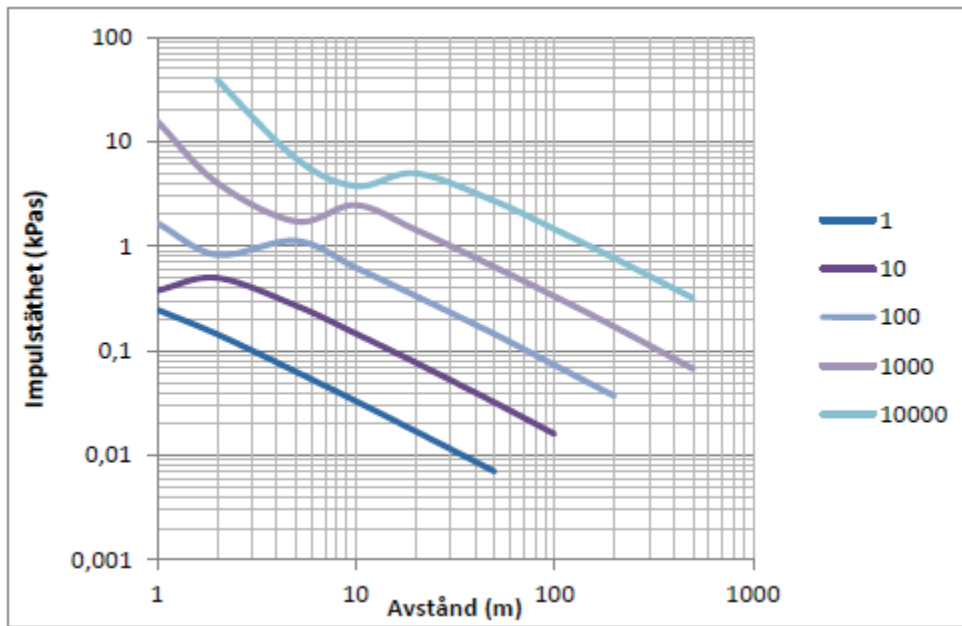
$$\begin{aligned}
 y = & 1,55197227115 - 0,40463292088 \cdot \alpha - 0,0142721946082 \cdot \alpha^2 \\
 & + 0,00912366316617 \cdot \alpha^3 - 0,0006750681404 \cdot \alpha^4 \\
 & - 0,00800863718901 \cdot \alpha^5 + 0,00314819515931 \cdot \alpha^6 \\
 & + 0,00152044783382 \cdot \alpha^7 - 0,0007470265899 \cdot \alpha^8
 \end{aligned}$$

$$\alpha = -1,75305660315 + 2,30629231803 \cdot \lg(Z)$$

I Figur 11 och Figur 12 presenteras grafer som illustrerar hur övertrycket respektive impulstätheten varierar som funktion av avstånd och mängd sprängmedel. Motsvarande uttryck för reflekterade storheter presenteras i Johansson (2012).



Figur 11 Övertryck som funktion av avstånd från markdetonerande trotylladdningar av varierande storlek (kg TNT), efter Dalenius m.fl. (2016)



Figur 12 Impulstäthet som funktion av avstånd från markdetonerande trotylladdningar av varierande storlek (kg TNT), efter Dalenius m.fl. (2016)

3.4. Typ av sprängämne

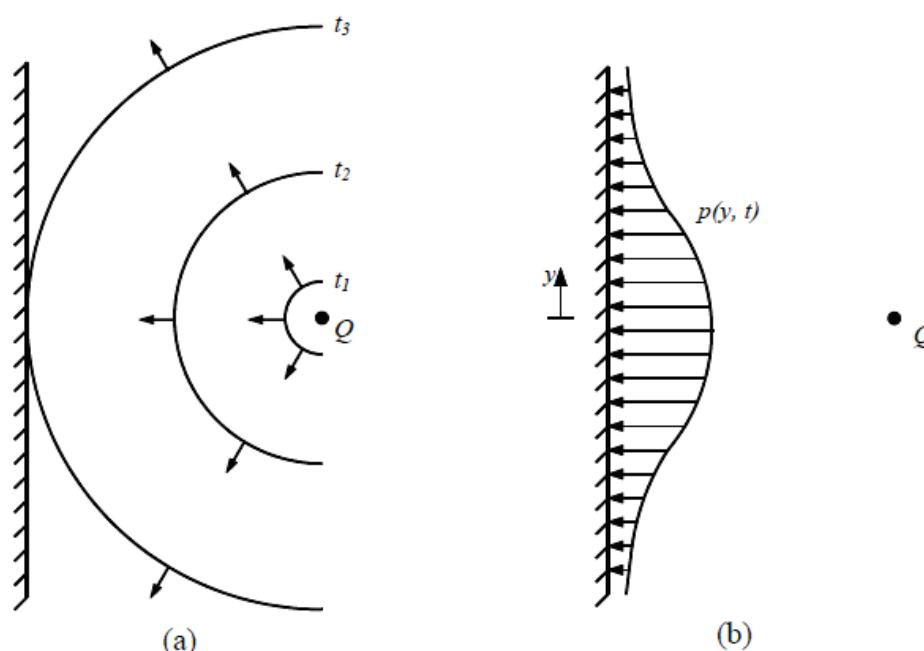
Olika typer av sprängämnen uppvisar olika egenskaper gällande energiutveckling. De generella egenskaperna hos den stötvåg som skapas anses dock vara ekvivalenta oberoende av vilken typ av sprängämne som används. Utav denna anledning brukar omräkningsfaktorer för olika typer av sprängämnen presenteras så att de uttrycks i referenssprängämnet TNT. Rent formellt borde dessa korrektionsfaktorer vara olika för tryck, impulsmängd och energi och dessutom där dessa korrektionsfaktorer indirekt är beroende på avståndet. Normalt sett så tillämpas dock förenklingar av detta. Dessa korrektionsfaktorer kan variera beroende på referenser, där t.ex. MSBs rapporter så som Johansson och Laine (2012) baseras på ConWep (1992) där olika korrektionsfaktorer ges för övertryck respektive impulstäthet.

Tabell 1 Exempel på korrektionsfaktorer för olika typer av sprängämne, data från Dalenius m.fl. (2016).

Explosivämne	Korrektionsfaktor	Noteringar
ANFO	0,78	Ammoniumnitrat och brännolja ("fuel-oil)
TATP	0,80	Triacetontriperoxid
TNT	1,00	Trotyl, referensvärde
COMP C-4	1,34	Composition C-4
Nitroglycerin	1,54	

3.5. Reflektion av stötvågor

Vid en explosion i öppen terräng fortplantar sig tryckvågen i tre riktningar och bildar en sfärisk utformning. Om explosionen istället sker i en tunnel eller vid en gata, kommer tryckvågen kanaliseras och färdas främst i den öppna (oförhindrade) riktningen. I dessa fall avtar tryckvågen betydligt långsammare än motsvarande fall vid öppen terräng. När en tryckvåg färdas mot en yta, t.ex. en vägg, så kommer trycket att reflekteras där trycket och impulstäthet förstärks i olika grad beroende på det infallande trycket och dess vinkel. Enligt Dalenius m.fl. (2016) kan stötvågsvärden öka med en faktor tio vid ogynnsamma förhållanden. I Figur 13 illustreras hur en tryckvåg färdas mot och reflekteras mot en vägg. Som det framgår i figuren blir trycket som högst vid punkten som är närmast belägen till detonationspunkten. Detta beror dels på att övriga punkter på väggen befinner sig på ett större avstånd men även att vinkeln mellan stötvågens utbredning och den mottagande ytan minskar ju längre bort belastningen sker från den punkt där stötvågen träffar vinkelrätt.

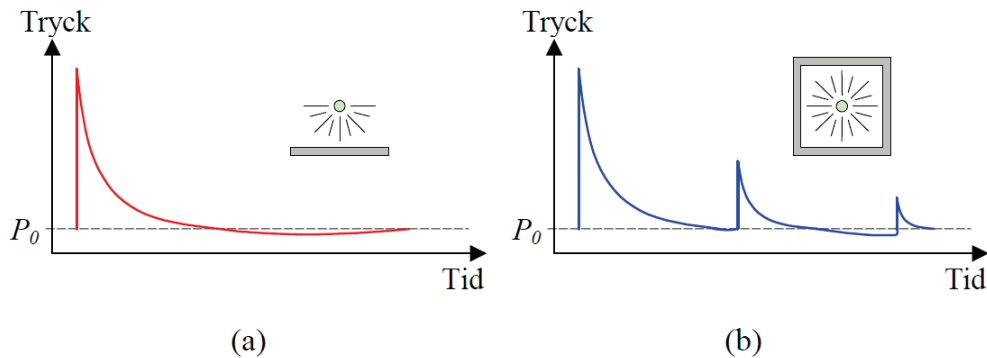


Figur 13 Illustration av en detonering relativt nära en vägg, a) tryckvågsfronten vid olika tidpunkter, b) reflekterande övertryck vid ytan. Från Magnusson (2007).

3.6. Inneslutna stötvågor

Effekten från en explosion som sker i inneslutna områden kan avsevärt skilja sig från en explosion med samma explosivämne som sker i det fria. Vid en innesluten volym, så får explosionsgaserna inte möjlighet att expandera fritt så som en explosion som sker fritt, Johansson och Laine (2012). Utöver detta kan även temperaturen stiga avsevärt mycket högre i ett inneslutet område. Det maximala övertryck som bildas initialt påverkas inte signifikant utav omslutande konstruktioner, men däremot så uppstår reflektioner där vågen kan studsas mot väggarna vilket leder till att flera efterföljande tryckökningar, se Figur 14. Inneslutning kan även leda till att tryckets varaktighet ökar om det finns begränsade möjligheter till tryckutjämning på grund av läckage, ventilation etc., se Dalenius m.fl.

(2016). Ofta kan denna tryckutjämning ske genom att svagare konstruktionsdelar så som fönster, dörrar eller lättare väggelement inte klarar de höga tryck som uppstår.



Figur 14 Idealisering av tryck och tidssamband vid vägg för a) explosion i det fria med en reflekterande yta, och b) explosion i slutet utrymme med flera reflekterande ytor, från Johansson och Laine (2012).

Det är viktigt att påpeka att även vid fall då explosionen sker utanför en byggnad så kan det ge upphov till ökade tryck invändigt i fall det sker inläckage, t.ex. genom dörrar, fönster etc., se Figur 7. Därmed kan även personer, komponenter och material innanför byggnaden utsättas för tryckbelastning även vid en utvändigt explosion.

3.7. Metoder för bestämning av stötvågsbelastningens storlek

Det finns flera olika sätt att bestämma stötvågsbelastningens storlek orsakat av en explosion. Ett sätt, som redan har omnämnts i Kapitel 3.4 är att relatera sprängämnet till referenssprängmedlet TNT och bestämning av stötvågskurvor enligt Kapitel 3.1.

IAEA (2018) hänvisar till metoden benämnd *multi-energy method* som presenteras av American Institute of Chemical Engineers (2010) för att beräkna stötvågens belastning vid gasmolnexplosioner. För att bedöma tryckets storlek, varaktighet och utbredning beräknas först Sachs dimensionslösa skalade avstånd \bar{R} enligt följande

$$\bar{R} = R \left(\frac{p_0}{E_b} \right)^{1/3}$$

där,

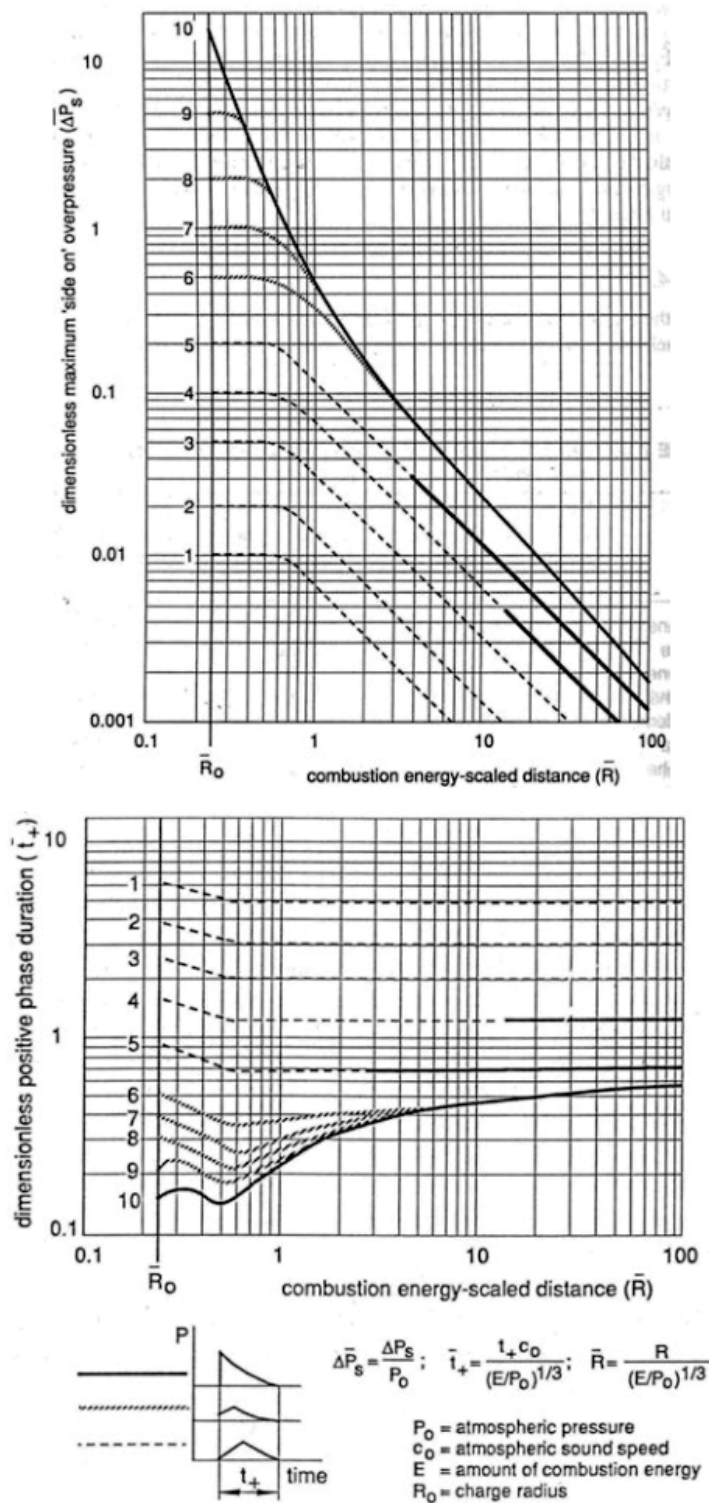
R avser avstånd från detonationscentrum (m),

p_0 avser atmosfärstryck vilket motsvarar 101,3 kPa

E_b motsvarar den energimängd hos gasen som detonerar (J)

Faktorn E_b kan bestämmas genom att bedöma volymen av det gasmoln (blandning mellan gas och luft) vilken multiplicera med faktorn 3.5 MJ/m³ vid kolvätemoln. Utöver detta behöver explosionens initiala styrka bedömas. För detta så ansätts en siffra mellan 1 till 10, där högre värden motsvarar mer kraftfulla explosioner. Detta steg är oftast det svåraste, men det är viktigt att observera att för kraftfulla som motsvarar 7 eller högre fås samma övertryck vid ett skalat avstånd $\bar{R} > 0,5$. Det är även explosionens styrka som återger formen på stötvågensbelastning, se Figur 15. I figuren illustreras dels maximalt

övertryck samt varaktigheten hos den positiva fasen. I IAEA (2018) ges även några exempel på stötvågseffekter, se Figur 16, för fall med kontaktdetonation eller en närliggande explosion.



Figur 15 Från IAEA (2018).

TABLE 2. EXAMPLES OF PRESSURE EFFECTS

Mass (kg)	Stand-off (m)	Side-on pressure (kPa)	Incident impulse (Pa · s)	Duration (ms)
10	2	202	252	2.5
75	10	193	483	5.0
1000	20	284	1345	8.5

Figur 16 Exempel på storlekar på stötvågsstorheter för kontaktdetonation eller närliggande explosioner, från IAEA (2018).

Som exempel på stötvågsbelastningar så anges i IAEA (2017) att vid *Human induced external event scenario 3* att en gasrörledning går till brott. Gasledningen förutsätts vara placerad 280 m från närmaste säkerhetsklassade delar av kärntekniska anläggningen. Den totala mängden av gas som potentiellt kan läcka ut förutsätts vara 19 900 kg innan rörledningen kan stängas av. Den totala volymen av gasmoln (blandning mellan gas och luft) som kan leda till en explosion uppskattas till 338 000 m³. I Figur 17 sammanställs motsvarande övertryck och varaktighet för detta fall baserat på graferna som presenterades i Figur 15.

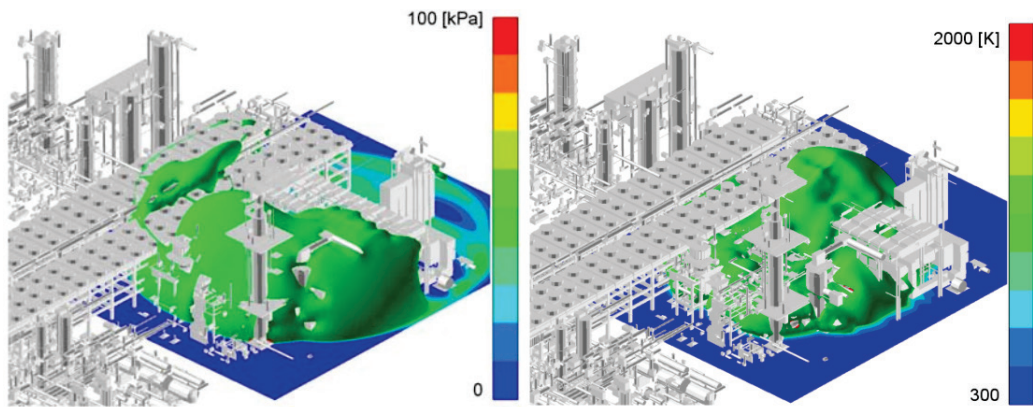
TABLE A-10. EXPLOSION/BLAST PARAMETER DEFINITION MATRIX: SCENARIO 3

Explosion No.	Flammable mass (kg)	Explosion energy (MJ)	Blast strength (multi-energy method)	Reference distance (m)	PRESSURE PULSE		
					Peak side on pressure (kPa)	Blast wave shape	Positive phase duration (ms)
1	19 900	1 183 000	7	280	31	B to A	212

Note: The multi-energy method described in Ref. [A-2] is used.

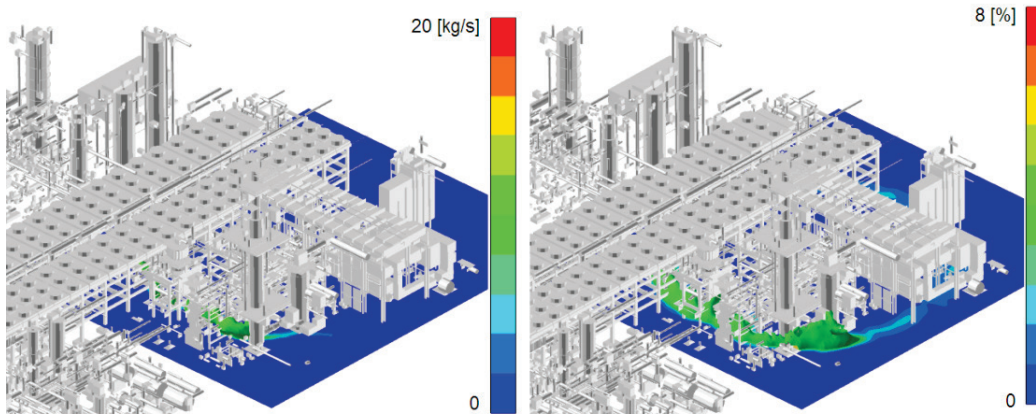
Figur 17 Exempel på detonation av gasmoln på grund av explosion i gasledning, från IAEA (2017).

Dessa bedömningar tar dock ej en hänsyn till hur reflektionen av vågor eller inneslutna vågor och vilken tryckfördelning detta resulterar i för olika delar i konstruktionen eller i olika byggnader. Ett sätt att beakta detta är att genomföra CFD simuleringar där stötvåg och temperaturutveckling beräknas för ett område. Ett exempel på en sådan typ av simulering presenteras i Figur 18. I detta fall har simulering av en explosion genomförts vid en naturgasanläggning vilket presenteras av Takahashi m fl. (2007). Beräknade belastningar från stötvågen kan därefter inkluderas i strukturmekaniska analyser för att analysera strukturell inverkan.



(a) Overpressure

(b) Temperature



(c) Combustion rate

(d) gas concentration

Figur 18 Exempel på simulering av explosionsförlopp och utbredning av stötvåg, från Takahashi m.fl. (2007).

Det finns också flera olika specialutvecklade verktyg för att bestämma lasteffekten från en stötvågsbelastning orsakat av en explosion. Dessa typer av program kan dock ha begränsningar i användandet, då t.ex. användningen av flertalet amerikanska program är begränsade till att endast användas av företag och i projekt som arbetar på uppdrag av den amerikanska försvarsmakten, se Johansson och Laine (2012a).

•

4. Materialbeteende

4.1. Allmänt

Detta kapitel presenterar kortfattat de mekaniska materialparametrar som används vid modellering och dimensionering av betongkonstruktioner vid statisk respektive dynamisk belastning. Materialet betong och stål (enbart som armering) behandlas i respektive avsnitt. Varje avsnitt inleds med kortbeskrivning av materialets uppbyggnad med syftet att kunna förklara de effekter som observeras vid dynamisk belastning.

4.2. Betong

4.2.1. Materialets struktur och fysikaliska egenskaper

Betong är ett sammansatt material som i hårdnat tillstånd består av cementpasta och ballast. Cementpasta består av hydratiserade och icke hydratiserade cement och porer. I vissa fall räknar man in även fina ballastkorn som en del av cementpastan. Då får cementpastan egenskaper som ett cementbruk.

Moderna hydrauliska bindemedel kan även innehålla tillsatsmaterial. Tillsatsmaterialen kan vara inerta, material som inte reagerar med cementets reaktionsprodukter, eller reaktiva som kan reagera med cements reaktionsprodukter som kalciumhydroxid för att bilda cementgel. Den första gruppen fungerar som fillermaterial. De kan förbättra betongens gjutbarhet samt öka dess täthet och ibland hållfasthet. Filler är enligt SS-EN 12620:2008 ballast som till största delen passerar 0,063 mm-sikten och som kan tillsättas byggnadsmaterial för att erhålla vissa egenskaper. Den reaktiva gruppen till vilken puzzolanerna (silikastoft, flygaska, mm) tillhör, deltar i cementreaktionerna och bildar cementgel. I puzzolana reaktioner reagerar tillsatsmaterialen med den kalciumhydroxid som frigörs när portlandcement reagerar med vatten. I denna rapport avses med cementpasta, en sammansättning av material som innehåller reagerat och icke reagerat cement, tillsatsmaterial, filler och porer.

Betongens ballast består av partiklar med varierande form och storlek. Med grov ballast avses partiklar som är större än 4 mm, enligt definitionen i SS-EN 12620:2008. Den grova ballastens övre partikelgräns är 63 mm enligt SS-EN 12620:2008. De största ballastpartiklar som används för vanliga betongkonstruktioner varierar typiskt mellan 16 och 32 mm. I betong som används för att bygga t.ex. dammkonstruktioner är partiklar större än 63 mm inte ovanliga. I modern betong utgörs grov ballast av krossat bergmaterial.

Fin ballast är den ballastgradering som innehåller partiklar som är mindre än 4 mm, SS-EN 1260:2008. En ballastsammansättning för betongproduktion innehåller både fin och grov ballast samt finmaterial. Finmaterial är partiklar som är mindre än 0,063 mm. Såsom

beskrevs ovan kan partiklar som är mindre än 0,063 mm betecknas som filler. Naturgrus är enligt SS-EN 1260:2008 naturlig ballast av glacialt och/eller sedimentärt ursprung, som till största delen passerar en 8 mm-sikt. Naturgrus var vanligt förekommande vid betongtillverkning men dess användning har av miljöskäl minskat och kommer på sikt att upphöra.

När det gäller normalbetong är det svenska ballastmaterialens hållfasthet och elasticitetsmodul större än cementpastans. Ballastmaterialens porositet är försumbar i förhållande till cementpastans porositet. Betongens mekaniska och fysikaliska egenskaper styrs av cementtyp, cementmängd och andel vatten i förhållande till cementmängden, d.v.s. vattencementtalet (vct). Bland de nämnda parametrarna är vct den viktigaste parametern. Betongens hållfasthet, styvhet och täthet ökar med minskat vct . Det vanliga vct för moderna infrastrukturkonstruktioner är 0,45 eller lägre. När det gäller äldre infrastrukturkonstruktioner har vct varit 0,50 eller högre. Betong med vct som understiger 0,40 saknar kapillärporer, vilken försvårar transport av gas, vätskor och i vatten lösta ämnen genom betongen.

Betong med $vct = 0,50$, 350 kg/m³ cement och 1,1 % lufthalt består till ca 30 volymprocent av cementpasta och 70 volymprocent ballast. Betongens porositet är ca 13 %. Om andelen cement ökar med konstant vct och konstant lufthalt, ökar andelen cementpasta och betongens porositet, vilken påverkar betongens täthet, elasticitetsmodul och hållfasthet.

Cementpastans hållfasthet minskar med ökad porositet. Cementpastans porositet ökar med ökat vct , därför minskar cementpastans hållfasthet med ökat vct . Spricktillväxt i betong med svag cementpasta undviker ballastkorn därför en del av ballastens kapacitet förblir outnyttjad. Vid snabba belastningar ökar dels cementpastans hållfasthet och dels hinner sprickan inte ta omvägar och skär genom ballastkorn vilken leder till att den dynamiska förstoringfaktorn för en svagare betong blir större än en starkare betong, se Figur 25 och Figur 29.

Tidsberoende töjningar påverkas av cementgelens fukttinnehåll. Töjningarna styrs av den tid som det tar för vattenmolekyler att förflytta sig inom cementgelen. Fenomenet är förklaringen till att betongens dynamiska elasticitetsmodul är större än dess statiska. Dessutom anser man att krypdeformationerna i betong styrs av cementgelens fukttinnehåll (Hillerborg, 1994). Även reduktion av betongens hållfasthet under långtidsverkande belastning hänförs till samma fenomen.

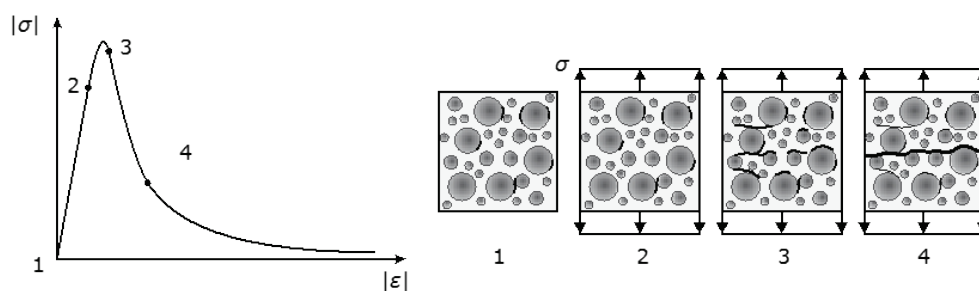
Utöver gelporer så innehåller betong även kapillär- och luftporer. Fuktig betong har högre elasticitetsmodul än torr betong (Hillerborg, 1994) samt att porerna kan vara vattenfyllda, vilka påverkar både belastningsvägans utbredningshastighet och den dynamiska förstoringfaktorn. Ökad fuktighet bör leda till ökad utbredningshastighet och ökad dynamisk förstoringfaktor. Det bör noteras att påståendet inte har kunnat verifieras inom ramen av detta projekt. Den relativa inverkan bör rimligtvis öka med ökad porositet.

Vid snabba belastningar kan porstrukturerna krossas och materialets volym ändras, materialet pressas ihop, vilket påverkar materialets tillståndsekvationer, se avsnitt 5.1. Jo porösare materialet är desto större är sammantryckningen och förändringen av materialets densitet.

4.2.2. Materialets beteende under dragbelastning

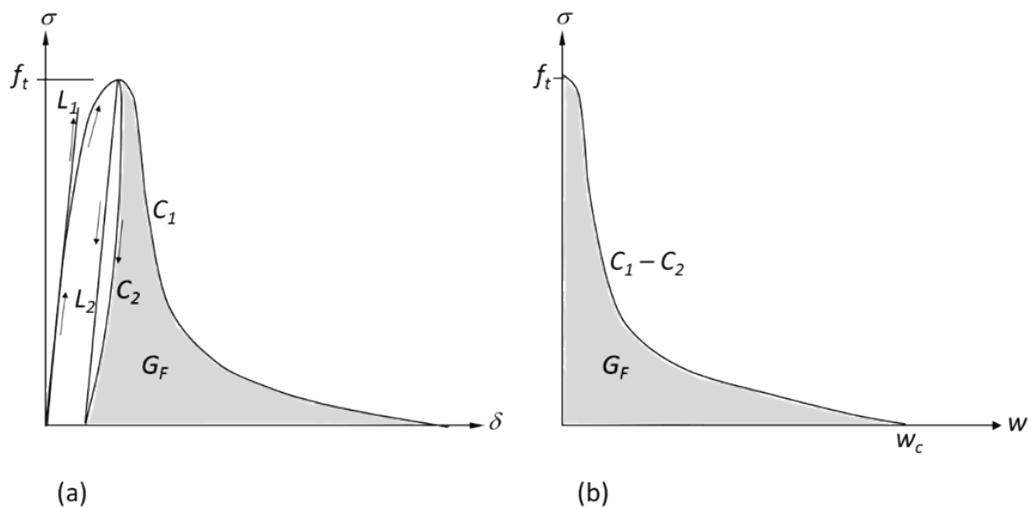
Vid enaxiell kvasi-statisk och deformationsstyrd dragbelastning av betong och andra cementbaserade material uppstår ett icke-linjärt beteende, som är sprött till sin natur. En illustration av förloppet vid dragbelastning visas i Figur 19. Figuren visar en arbetskurva som erhålls vid en deformationsstyrd enaxiell dragprovning av en provkropp. (Malm, 2009).

1. Initialt kan det finnas partier med mikrosprickor mellan cementpasta och ballast på grund av dålig vidhäftning.
2. Betong kan anses linjärelastiskt vid dragbelastning upp till en nivå motsvarande 80 % av draghållfastheten. Mellan denna nivå och materialets draghållfasthet bildas mikrosprickor. Mikrosprickornas antal och storlek växer när spänningen ökar. Mikrosprickorna fördelas jämnt i provkroppen.
3. När betongens draghållfasthet uppnås utvecklas en brottzon. Brottzonen är svagare än provkroppens övriga delar. Vid fortsatt dragning vidgas/deformeras brottzonen i spänningsriktningen. Brottzonens förmåga att överföra spänningar minskar med ökad deformation, d.v.s. att brottzonen mjuknar. På grund av brottzonens mjuknande sjunker spänningen i områden utanför brottzonen. Spänningsnivån i provkroppen motsvarar den spänning som råder inom brottzonen, d.v.s. den spänning som framgår av den nedåtgående delen av arbetskurvan. Brottzonens vidd i spänningsriktningen är försumbar.
4. Vid ökade deformationer sker all förlängning (tilläggsdeformation) i brottzonen medan övriga delar avlastas. Antalet mikrosprickor och deras storlek växer inom brottzonen, och slutligen växer de ihop till en sammanhängande och fullt utvecklad makrospricka. De intakta delarna av provkroppen avlastas successivt vid ökad deformation och när makrosprickan uppstår (provkroppen delas i två delar) är spänningen noll i hela provkroppen.



Figur 19 - Illustration av brottförloppet hos betong vid enaxiell dragbelastning från (Gasch 2016) och (Mang m.fl. 2003).

Figur 20a visar schematisk de spänningar och deformationer som uppkommer i provkroppen under dragprovningen. Kurva C_1 visar provkroppens sammansatta spännings-deformationskurva, där σ (MPa) är spänning och f_t (MPa) är materialets draghållfasthet. δ (m) är provkroppens totala förlängning (deformation). Som framgick ovan avlastas de delar av provkroppen som är utanför brottzonen när spänningen sjunker till följd av ökade deformationer. Kurva C_2 visar beteendet hos (avlastningen av) de delar som är utanför brottzonen.



Figur 20 - Illustration av brottenergi. Från (Björnström m.fl. 2006).

Brottzonen initieras när $\sigma = f_t$. Brottzonens deformation ökar allteftersom provkroppens deformation ökar. Provkroppens deformation (δ) inkluderar deformationen av de delar som avlastas och brottzonens deformation. Brottzonens deformation, w (m), bestäms genom att dra ifrån deformationen av de avlastande delarna från stavens totala deformation, d.v.s. kurva C_1 minus kurva C_2 , resultatet framgår av Figur 20b.

Kurvan i Figur 20b visar brottzonens spänningsdeformationskurva, $\sigma - w$ kurva. w_c (m) är deformation vid vilken brottzonen inte överför någon spänning, d.v.s. att materialet kan säras i två delar. Storleken på w_c beror på betongkvaliteten och ballaststorleken, samt kan variera mellan 0,1 mm (högpresterande betong, HPC) och 0,3 mm (normalbetong, NPB, med grova ballastkorn).

Sprickor på betongens yta är synliga för blotta ögat när deras vidd överstiger 0,03 mm. Som framgår av Figur 20b överför en brottzon spänning så länge $w \leq w_c$. Därför kan man inte tala om någon verklig spricka så länge $w \leq w_c$, trots att man kan se en spricka på provkroppens yta.

Ytan under $\sigma - w$ kurvan är materialets brottenergi, G_F (Nm/m² eller N/m), d.v.s. den energi som går åt för att skapa en ytenhet brottyta. Vid konstant draghållfasthet ökar betongens seghet med ökad brottenergi.

I praktiken bestäms inte C_2 -kurvan utan den ersätts med linjen L_2 , som är parallell med L_1 och utgår från arbetskurvans maxpunkt. L_1 är tangenten till arbetskurvan vid origo, som sammanfaller med den linjära uppåtgående delen av arbetskurvan.

Under förutsättningen av att den totala deformationen, δ , mäts över längden L (stavens längd) kan provkroppens töjning, ε (m/m), bestämmas med följande ekvationer.

$$\varepsilon_a = \frac{\delta}{L} \quad \text{för } \delta \leq \delta_g \quad (4-1a)$$

$$\varepsilon_b = \frac{\delta_{C_2}}{L} + \frac{w}{L} \quad \text{för } \delta > \delta_g \quad (4-1b)$$

där δ_g är deformationen vid $\sigma = f_t$ och δ_{C_2} är deformation enligt C_2 -kurvan.

På grund av att δ , för $\delta \leq \delta_g$, är proportionell mot L blir ε_a och $\frac{\delta_{C_2}}{L}$ oberoende av provkroppens längd medan ε_b och $\frac{w}{L}$ är beroende av provkroppens längd.

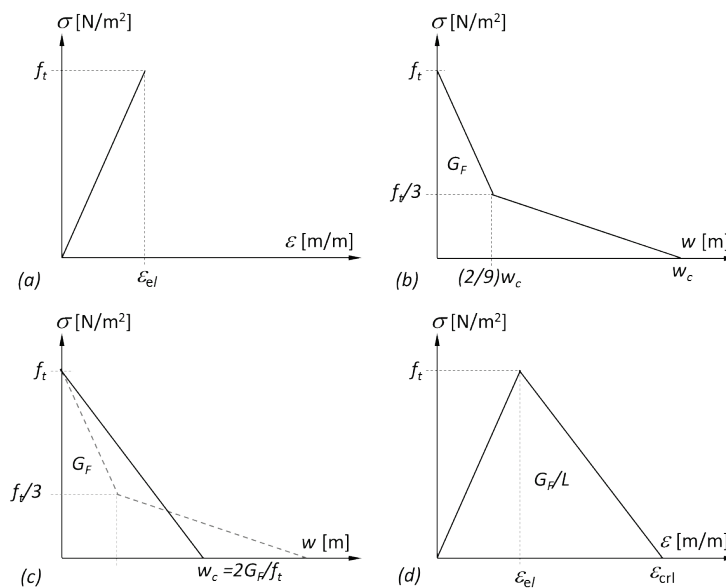
För beräkningar används förenklade samband mellan spänning, töjning och deformation. Den oskadade delen av materialet, d.v.s. den del som ligger utanför brotzzonen antas vara linjärelastisk och beskrivs med en linjär spänning-töjningskurva, Figur 21a. Kurvan gäller för både på- och avlastning. Kurvans lutning motsvarar materialets elasticitetsmodul. Brotzzonens egenskaper beskrivs med en bilinjär eller en linjär kurva, Figur 21b och Figur 21c. Andra typer av samband utöver de som anges i figurerna förekommer, se samband enligt fib Model Code 2010, Figur 22.

Vissa modeller använder ett sammansatt spänning-töjningssamband som inkluderar både den oskadade delen av materialet och brotzzonen. Figur 21d visar ett exempel där $\sigma - \varepsilon$ kurvan har kombinerats med den linjära $\sigma - w$ kurvan. Som framgår av figuren är ytan under kurvan lika med $\frac{G_F}{L}$, där L är en specifik längd, t.ex. elementlängd vid finita elementmodellering.

Materialets karakteristiska längd, l_{ch} (m), anges av följande samband:

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} \quad (4-2)$$

Den karakteristiska längden är ett mått på materialets sprödhet. Materialets sprödhet ökar med minskad karakteristisk längd. Den karakteristiska längden är proportionell mot kvoten mellan ytan under $\sigma - w$ kurvan och ytan under $\sigma - \varepsilon$, d.v.s. kvoten mellan den elastiska energi som är lagrad i staven vid maximal spänning och den energi som förbrukas vid brott. En annan viktig parameter är kvoten mellan konstruktionens karakteristiska längd (d), t.ex. balkens höjd vid böjbelastning, och materialets karakteristiska längd (l_{ch}), $\frac{d}{l_{ch}}$. Konstruktionens sprödhet ökar med ökad $\frac{d}{l_{ch}}$, och konstruktionen beteende går mot det linjärelastiska beteendet med ökad $\frac{d}{l_{ch}}$.



Figur 21 – Förenklade samband mellan spänning, töjning och deformation för beräkningar.

Som framgår av Ekvation (4-2) minskar l_{ch} med ökad draghållfasthet förutsatt att elasticitetsmodulen och brottenergin förblir konstanta eller inte ökar med samma proportion som materialets draghållfasthet. I normala fall ökar både elasticitetsmodulen och brottenergin när materialets hållfasthet ökar, men deras proportionella tillväxt är mindre än betongens draghållfast, (Hassanzadeh, 2000). Enligt Hassanzadeh minskar l_{ch} från 0,273 m för betong med 50 MPa medeltryckhållfasthet till 0,152 för betong med 140 MPa medeltryckhållfasthet.

fib Model Code 2010 anger följande samband mellan spänning och deformation vid kvastatistisk belastning:

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{för } \sigma_{ct} \leq 0,9 \cdot f_{ctm} \quad (4-3a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 \cdot f_{ctm} / E_{ci}} \right) \quad \text{för } 0,9 \cdot f_{ctm} < \sigma_{ct} < f_{ctm} \quad (4-3b)$$

där

E_{ci} = tangentmodulen enligt Ekvation (4-5), (MPa)

ε_{ct} = töjning orsakad av dragbelastning (m/m)

σ_{ct} = dragspänning (MPa)

f_{ctm} = draghållfasthet enligt Ekvation (4-4), (MPa)

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{för } w \leq w_1 \quad (4-3c)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{för } w_1 < w \leq w_c \quad (4-3d)$$

där

w = sprickvidd (mm)

$$\begin{aligned}
 w_1 &= G_F / f_{ctm} \text{ i mm när } \sigma_{ct} = 0,20 \cdot f_{ctm} \\
 w_c &= 5 \cdot G_F / f_{ctm} \text{ i mm när } \sigma_{ct} = 0 \\
 G_F &= \text{brottnenergi (N/mm), enligt Ekvation (4-4c)}
 \end{aligned}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{för hållfasthetsklass} \leq C50 \quad (4-4a)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) \quad \text{för hållfasthetsklass} > C50 \quad (4-4b)$$

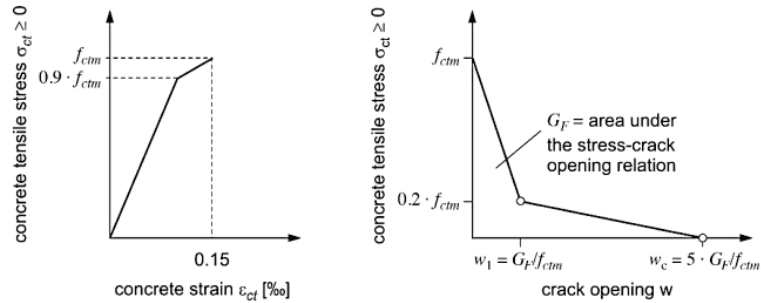
$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (4-4c)$$

där

f_{ck} = karakteristisk tryckhållfasthet (MPa)

f_{cm} = medeltryckhållfasthet (MPa)

Δf = 8 MPa



Figur 22 – Schematisk presentation av spännings-deformations samband för betong under kvasistatisk dragbelastning, fib Model Code 2010.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot a_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (4-5a)$$

där

E_{ci} = 28 dygns elasticitetsmodul för betong (MPa)

f_{ck} = karakteristisk tryckhållfasthet (MPa)

Δf = 8 MPa

E_{c0} = $21,5 \cdot 10^3$ MPa

a_E = beror på ballasttyp enligt Tabell 2

Om betongens tryckhållfasthet vid 28 dygn, f_{cm} , är känd kan elasticitetsmodulen beräknas enligt nedan:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot a_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (4-5a)$$

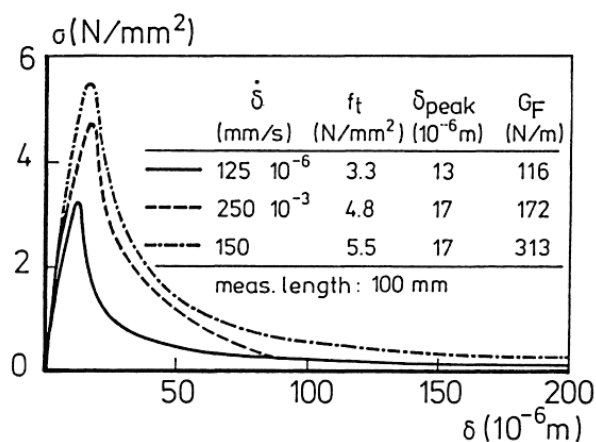
Tabell 2 – Inverkan av ballasttyp på elasticitetsmodul.

Types of aggregate	α_E	$E_{c0} \cdot \alpha_E$ [MPa]
Basalt, dense limestone aggregates	1.2	25800
Quartzite aggregates	1.0	21500
Limestone aggregates	0.9	19400
Sandstone aggregates	0.7	15100

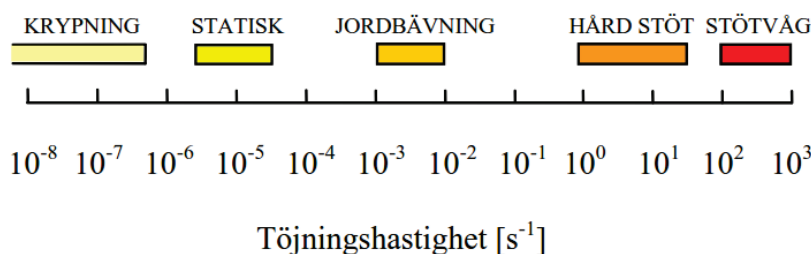
När det gäller snabba belastningar, så som stöt och explosioner, finns tillräckligt med experimentella data som visar entydigt att betongens drag- och tryckhållfasthet samt elasticitetsmodul ökar med ökad belastningshastighet. När det gäller inverkan av snabba belastningar på betongens arbetskurva och brottenergi vid dragbelastning är däremot data-mängden mycket sparsam.

Figur 23 visar betongens arbetskurva vid dragbelastning vid provningar genomförda med olika deformationshastigheter. Kurvorna utgör medelvärden av några dragprov men antalet genomförda provningar för varje medelkurva är okänt. Mätlängden för varje provning är 100 mm. Deformationshastigheten $\dot{\delta}$ (mm/s) kan räknas om till töjningshastighet $\dot{\epsilon}$ (m/m) genom att dividera $\dot{\delta}$ med 0,1 m. De töjningshastigheter som gäller för de kurvor som visas i Figur 23 är $1,25 \cdot 10^{-6}$, $2,5 \cdot 10^{-3}$ och $1,5 \cdot 10^0$. Töjningshastigheterna kan jämföras med de töjningshastigheter som uppkommer vid vanliga belastningssituationer, Figur 24.

Som framgår av Figur 23 ökar betongens draghållfasthet och brottenergi med ökad töjningshastighet. Figuren visar att även gränstöjningen och materialets elasticitetsmodul ökar när töjningshastigheten ökar. Från $\dot{\epsilon} = 1,25 \cdot 10^{-6}$ till $\dot{\epsilon} = 1,5 \cdot 10^0$ ökar draghållfastheten respektive brottenergin med 67 % respektive 170 %. Förutsatt att elasticitetsmodulen är oförändrad leder ökade draghållfasthet och brottenergi till 3 % minskning av den karakteristiska längden, d.v.s. att betongmaterialets sprödhet inte ökar med ökad töjningshastighet. Om man utgår från det samband som anges i fib Model Code 2010, se nedan i detta avsnitt, ökar elasticitetsmodulen med 40 % inom det ovannämnda intervallet, d.v.s. att betongens karakteristiska längd i själva verket ökar med 36 %. Resultaten indikerar att betongmaterialet inte blir sprödare utan det blir segare vid snabba belastningar.



Figur 23 – Inverkan av deformationshastighet på ex-axiell spännings-deformationskurva. Kurvorna är medelvärden av flera försök. (Körmeling, 1986), från (Zhou, 1992).



Figur 24 - Töjningshastighet i vanliga belastningssituationer (Leppänen, 2012), baserad på Bischoff och Perry (1991).

Det bör noteras att ovanstående slutsats gäller för materialets beteende och inte för konstruktionens beteende. I konstruktionsbetong med normal och låg tryckhållfasthet sker spricktillväxt i cementpastan och undviker grövre ballastkorn. I höghållfasthetsbetong skär sprickan genom grövre ballastkorn. Därför är brottbeteendet hos normal- och låghållfasthetsbetong segare än höghållfasthetsbetong. Enligt Leppänen (2012) skär sprickan genom ballastkorn vid snabba belastningar även om betongen är normal- eller låghållfasthetsbetong. En enskild spricka blir sprödare vid snabba belastningar, men den totala energikonsumtionen vid spricktillväxt och brott ökar eftersom flera sprickor bildas/växer under snabba belastningar. Fenomenet bekräftas av kurvorna i Figur 23, där arean under arbetskurvan ökar, vilken tyder på ökad energikonsumtion, samt minskar lutningen hos den nedåtgående delen av kurvan som tyder på ökning av betongens seghet vid spricktillväxt.

Figur 25 visar inverkan av töjningshastighet på betongens draghållfasthet. De draghållfastheter som presenteras i Figur 23 hamnar i den variationsspann som finns i Figur 25, d.v.s. att den ökning av draghållfasthet som presenteras i Figur 23 stämmer överens med den ökningstendens som framgår av Figur 25. Resultaten från Figur 23 hamnar bland resultaten i Figur 25. Det finns inte data motsvarande den som visas i Figur 25 för betongens elasticitetsmodul och brottenergi. fib Model Code 2010 anger samband för drag- och tryckhållfasthet samt elasticitetsmodul som funktion av spänningshastighet och töjningshastighet. Model Code anger inget samband för betongens brottenergi eftersom man anser att det inte föreligger tillräcklig med data för att ta fram ett sådant samband. För att kunna beskriva brottzonens egenskaper vid dynamiska belastningar behövs data åtminstone om betongen brottenergi. Med utgångspunkt från diskussionen ovan kan man anta att betongens sprödhet inte förändras med ökad töjningshastighet, d.v.s. att den karakteristiska längden är konstant och oberoende av töjningshastighet, vilket är ett antagande på den säkra sidan. Då kan man för given medeltryckhållfasthet bestämma betongens medelkarakteristiska längd enligt nedan (Hassanzadeh, 2000):

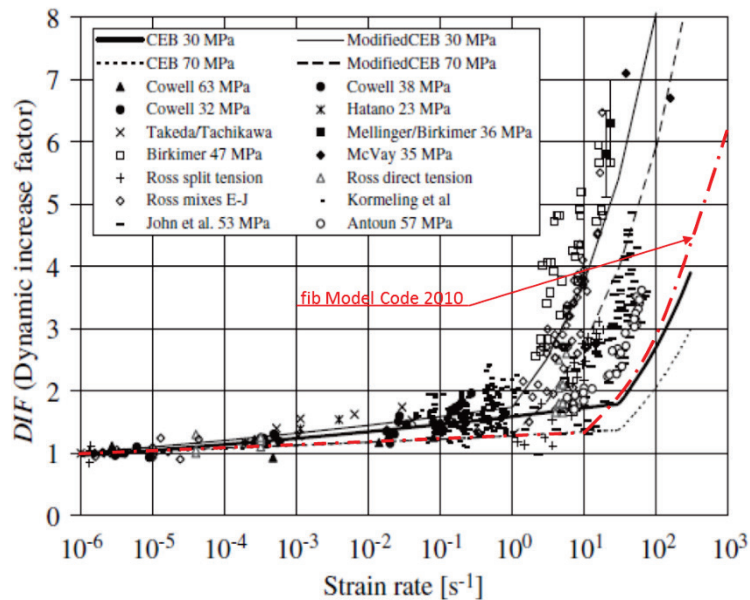
$$l_{ch,m} = -1,34 \cdot 10^{-3} \cdot f_{cm} + 0,34 \quad (m) \quad 50 \leq f_{cm} \leq 140 \quad (4-6)$$

där f_{cm} (MPa) är betongens medeltryckhållfasthet. Det bör noteras att hållfastheten gäller för kuber med 100 mm kantstorlek. Som framgår ovan gäller ekvationen för ett intervall mellan 50 och 140 MPa. På grund av att den karakteristiska längden ökar med minskad hållfasthet (sprödheten minskar) så är inte något större fel att använda ekvationen för

lägre hållfastheter. En konventionell konstruktionsbetongs karakteristiska längd är ca 0,35 m.

Med given draghållfasthet, elasticitetsmodul och brottenergi kan man anpassa de spännings-deformationssamband som anges i Figur 21 till den önskade töjnings-/deformationshastigheten.

Figur 25 visar sammanställning från (Leppänen, 2012) där Abladey (2014) har infört två grupper av tendenskurvor som visar draghållfastheten som funktion av töjningshastigheten. Den ena gruppen visar samband enligt CEB-FIP Model Code 1990 för betong med tryckhållfastheten 30 respektive 70 MPa (Legend CEB 30 MPa och CEB 70 MPa). Den andra gruppen är ett modifierat CEB samband (Legend ModifiedCEB 30 MPa och ModifiedCEB 70 MPa). Enligt Abladey är det modifierade sambandet bättre anpassat till provningsresultaten. I figuren är även samband enligt fib Model Code 2010 ritat, Ekvation (4-7). Det bör noteras att fib Model Code 2010 ersätter CEB-FIP Model Code 1990. Som framgår av Ekvation (4-7) och Figur 25 är DIF (Dynamic Increase Factor, Dynamisk förstoringfaktor) oberoende av betongens hållfasthetsklass enligt fib Model Code 2010.



Figur 25 – Inverkan av töjningshastighet på betongens draghållfasthet, (Leppänen, 2006) men omarbetad av Abladey, 2012.

Draghållfastheten och elasticitetsmodulen som funktion av töjningshastighet är enligt fib Mode Code 2010:

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}}\right)^{0,018} \quad \text{för } \dot{\epsilon}_{ct} \leq 10 \text{ s}^{-1} \quad (4-7a)$$

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = 0,0062 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}}\right)^{1/3} \quad \text{för } \dot{\epsilon}_{ct} > 10 \text{ s}^{-1} \quad (4-7b)$$

där
 $\dot{\epsilon}_{ct0} = 1 \cdot 10^{-6}, (\text{s}^{-1})$

$\dot{\epsilon}_{ct}$ = aktuell töjningshastighet, (s^{-1})
 f_{ctm} = medeldraghållfasthet, (MPa)
 $f_{ct,imp,k}$ = medeldraghållfasthet vid aktuell töjningshastighet, (MPa)

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{0,026} \quad (4-8)$$

där

$\dot{\epsilon}_{c0}$ = $30 \cdot 10^{-6}$, (s^{-1}) för tryck
 $\dot{\epsilon}_{ct0}$ = $1 \cdot 10^{-6}$, (s^{-1}) för drag

Om Ekvation (4-8) används för dragbelastning ersätts $\dot{\epsilon}_c$ respektive $\dot{\epsilon}_{c0}$ med $\dot{\epsilon}_{ct}$ respektive $\dot{\epsilon}_{ct0}$. Ovanstående samband gäller för $1 \cdot 10^{-6} s^{-1} < \dot{\epsilon}_{ct} < 3 \cdot 10^2 s^{-1}$. Vidare bör noteras att $\dot{\epsilon}_c$ såsom anges i fib Model Code 2010 är töjningshastighet vid tryckbelastning. Det är dock en rimlig approximation att använda $\dot{\epsilon}_{ct}$ i Ekvation (3-8). Det bör noteras att både fib Model Code 2010 och CEB-FIP Model Code anger även samband mellan hållfasthet och spänningshastighet. Dessa samband presenteras inte här.

När det gäller spännings-töjningssambandet i Figur 22, Ekvation (4-3a) och Ekvation (4-3b) kan töjningshastighetens inverkan beaktas med Ekvation (4-7), (4-8) och följande ekvation:

$$\frac{\epsilon_{c1,imp}}{\epsilon_{c1}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{0,02} \quad \dot{\epsilon}_{c0} = 1 \cdot 10^{-6} s^{-1} \quad (4-8)$$

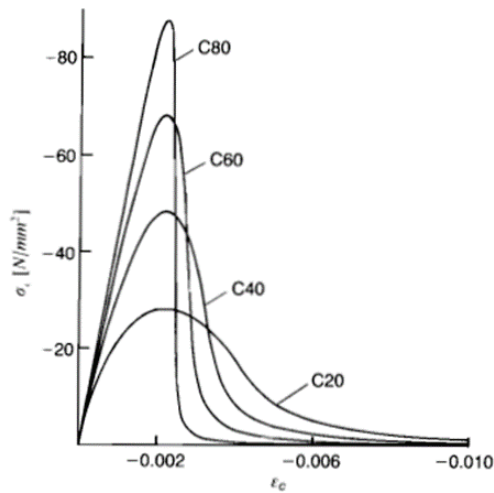
där ϵ_{c1} är gränstöjningen.

fib Model Code 2010 anger inget samband för inverkan av töjningshastighet på brottenergi.

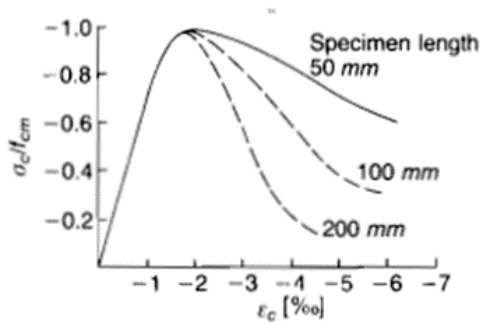
Eurokod, inklusive SS-EN 1992-1-1:2005, behandlar inte materialegenskaperna med avseende på belastningshastighet. IAEA (2018) anger samband enligt CEB-FIP Model Code 1990 för bestämning av töjningshastighetseffekter.

4.2.3. Materialets beteende under tryckbelastning

Vid enaxiell kvasi-statisk, deformationsstyrd tryckbelastning av betong uppstår i likhet med dragbelastningsfallet ett hårdnande icke linjärt beteende före gränstöjningen och ett mjuknande icke linjärt beteende efter gränstöjningen, se Figur 26. Vid gränstöjningen uppnås materialets tryckhållfasthet. Före den icke-linjära hårdnande delen, d.v.s. upp till spänningsnivåer motsvarande ca 60 % av betongens tryckhållfasthet, är materialets beteende linjärelastiskt. I likhet med dragbelastningsfallet initieras en brottzon när töjningen närmar sig gränstöjningen. När gränstöjningen har passerats sker all tilläggsstukning inom brottzonen, materialet mjuknar och det material som är utanför brottzonen avlastas. Till skillnad mot dragbrottet är brottzonens utsträckning i spänningens riktning vid tryckbelastning inte försumbar. Vidare, styrs brottets beteende, brottzonens utsträckning och arbetskurvans nedåtgående del av provkroppens utformning och dimension. Figur 27 visar spännings-stukningssamband för betong som är bestämda med tre olika långa provkroppar. Resultaten visar den komplicerade inverkan som provkroppens geometri har på arbetskurva.

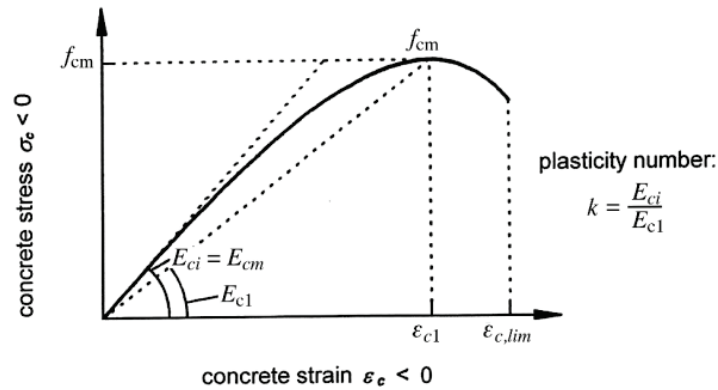


Figur 26 - Spännings-stukningskurvor för betong med olika tryckhållfasthetsklasser, CEB-FIP Model Code (1990).



Figur 27 - Inverkan av provkroppens längd på den enaxiella spännings-töjningskurvan hos provkroppar med $100 \times 100 \text{ mm}^2$ tvärsnitt, van Mier (1986).

CEB-FIP Model Code 1990 anger empiriska samband som beskriver hela spännings-stukningskurvan, liknande de som visas i Figur 26. Som framgick ovan styrs kurvans utseende, speciellt den nedre halvan av den nedåtgående delen, av provkroppens geometri och brottets utseende. Därför är de samband som beskriver den nedre delen av den nedåtgående delen av kurvan osäkra och har utelämnats i fib Model Code 2010. Figur 28 presenterar fib Model Code 2010:s schematiska spännings-stukningssambandet för betong under kvasistatisk belastning. Sambandet beskrivs av Ekvation (4-9).



Figur 28 – Schematisk presentation av spännings-stukningssamband för betong under kvasistatisk belastning, fib Model Code 2010.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right) \quad \text{för } |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c,lim}| \quad (4-9)$$

där

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = E_{ci} / E_{c1}$$

ε_{c1} = Gränstjörning/gränststukning, tjörning vid maximum tryckspänning (m/m), Tabell 3.

E_{c1} = Sekantmodul från origo till maximum tryckspänning (MPa), Tabell 3.

k = Plasticitetstal, Tabell 3.

Tabell 3 – Elasticitetsmodulerna E_{ci} , E_{c1} , tjörningarna ε_{ci} , ε_{c1} och plasticitetstalet k for betong, fib Model Code 2010.

Concrete grade	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
E_{ci} [GPa]	27.1	28.8	30.3	32.0	33.6	35.0	36.3	37.5	38.6
E_{c1} [GPa]	11.1	12.2	13.3	14.9	16.5	18.2	20.0	21.6	23.2
ε_{c1} [‰]	-1.9	-2.0	-2.1	-2.2	-2.3	-2.3	-2.4	-2.5	-2.6
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.4
k	2.44	2.36	2.28	2.15	2.04	1.92	1.82	1.74	1.66

Concrete grade	C55	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
E_{ci} [GPa]	39.7	40.7	42.6	44.4	46.0	47.5	48.9	50.3
E_{c1} [GPa]	24.7	26.2	28.9	31.4	33.8	36.0	39.3	42.7
ε_{c1} [‰]	-2.6	-2.7	-2.7	-2.8	-2.9	-3.0	-3.0	-3.0
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0
k	1.61	1.55	1.47	1.41	1.36	1.32	1.24	1.18

Spännings-stukningssambandet påverkas av stukningshastigheten. Samtliga av kurvans komponenter som visas i Figur 28 påverkas av stukningshastigheten. Följande samband anges i fib Model Code 2010 för de olika parametrar som beskriver kurvan i Figur 28.

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{0,014} \quad \text{f\u00f6r } \dot{\varepsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (4-10a)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = 0,012 \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{1/3} \quad \text{f\u00f6r } \dot{\varepsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (4-10b)$$

d\u00e4r

$$\dot{\varepsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$$

$f_{c,imp,k}$ = medeltryckh\u00e5llfasthet vid aktuell stukshastighet

$\dot{\varepsilon}_c$ = aktuell stukningshastighet, (s^{-1})

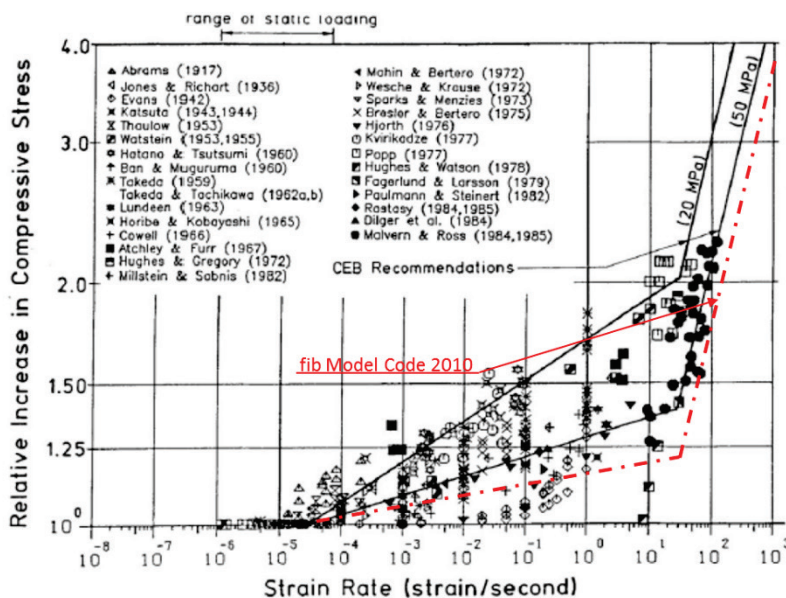
f_{ctm} = medeltryckh\u00e5llfasthet, (MPa)

Ovanst\u00e5ende samband g\u00e4ller f\u00f6r $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} < \dot{\varepsilon}_c < 3 \cdot 10^2 \text{ s}^{-1}$.

N\u00e4r det g\u00e4ller sp\u00e4nnings-stuknings sambandet f\u00f6r\u00e4ndras parametrarna i Ekvation (4-9) genom att anv\u00e4nda Ekvation (4-10) f\u00f6r tryckh\u00e5llfasthet, Ekvation (4-8) f\u00f6r elasticitetsmodulen samt Ekvation (4-11) f\u00f6r brottstukningen.

$$\frac{\varepsilon_{c1,imp}}{\varepsilon_{c1}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{0,02} \quad \dot{\varepsilon}_{c0} \text{ enligt ovan} \quad (4-11)$$

Figur 29 visar inverkan av t\u00f6jningshastighet p\u00e5 dynamisk f\u00f6rstoringsfaktor vid tryckbelastning. Figuren visar samband enligt CEB-FIP Model Code 1990. I figuren \u00e4r \u00e4ven samband enligt fib Model Code 2010 ritat, Ekvation (4-10). Som framg\u00e5r av figuren och ekvationen \u00e4r sambandet enligt fib Model Code 2010 oberoende av betongens h\u00e5llfasthetsklass.



Figur 29 – Inverkan av t\u00f6jningshastighet p\u00e5 betongens tryckh\u00e5llfasthet, Abladey, 2012.

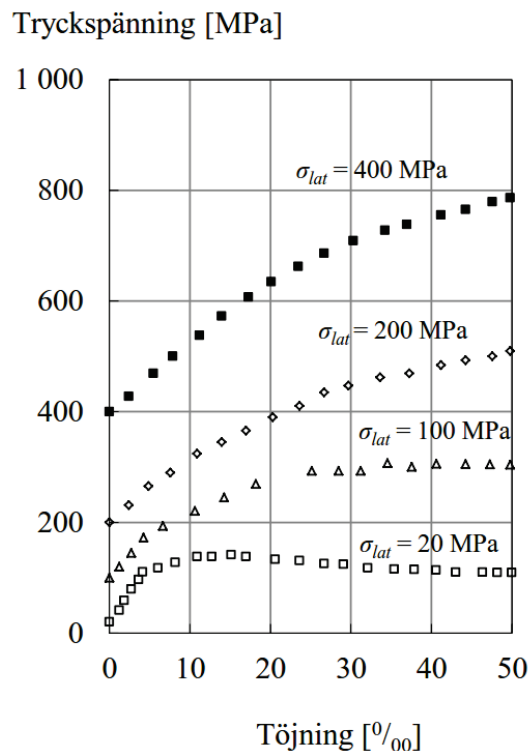
Det b\u00f6r noteras att b\u00e5de fib Model Code 2010 och CEB-FIP Model Code anger \u00e4ven samband mellan h\u00e5llfasthet och sp\u00e4nningshastighet. Dessa samband presenteras inte h\u00e4r.

Eurokod, inklusive SS-EN 1992-1-1:2005, behandlar inte materialegenskaperna med avseende på belastningshastighet. IAEA (2018) anger samband enligt CEB-FIP Model Code 1990 för bestämning av töjningshastighetseffekter.

4.2.4. Materialets beteende under fleraxiell belastning

En betongprovkropp kan utsättas för ett triaxiellt spänningstillstånd. Spänningarna kan renodlas till tre huvudspänningar σ_1 , σ_2 och σ_3 som kan förorsaka antingen drag- eller tryckspänning i respektive riktning. I det plan som är vinkelrätt mot en huvudriktning förekommer ingen skjuvspänning. Vid enaxiellt spänningstillstånd (endimensionellt spänningstillstånd) är två av huvudspänningarna lika med noll. Vid biaxialt spänningstillstånd är en huvudspänning lika med noll. Vid bi- och triaxiella spänningstillstånden kan spänningarna utgöras av enbart drag- eller tryckspänningar, eller vara en kombination av båda spänningarna.

Experimentella resultat visar att betongens tryckhållfasthet vid bi- och triaxiella tryckspänningstillstånd är större än betongens tryckhållfasthet vid enaxiellt tryckspänningstillstånd. Resultaten visar vidare att tryckhållfastheten minskar om en eller två av huvudspänningarna är dragspänningar. Betongens draghållfasthet vid fleraxiellt dragspänningstillstånd är av samma storleksordning som betongens draghållfasthet vid enaxiellt spänningstillstånd. Betongens draghållfasthet minskar dock om den kombineras med tryckspänningar som verkar från andra huvudriktningar. I (Leppänen, 2012) presenteras: ”I statistiska försök, redovisade i Figur 30 för en betong med en enaxiell tryckhållfasthet på 46 MPa, visades att provet kunde bära en last på omkring 800 MPa när det samtidigt utsattes för ett omslutande tryck på 400 MPa.”



Figur 30 - Betongens spännings-töjnings samband vid varierande omslutningstryck. Baserad på triaxiella omslutningstryck från Bazant et al. (1996). Betongens enaxiella tryckhållfasthet är 46 MPa. Från Leppänen, 2012.

fib Model Code 2010 anger samband för bestämning av betongens beteende vid fleraxiellt spänningstillstånd. De samband som anges är upprättade för inkrementella beräkningar som är anpassade till numeriska beräkningar. Sambanden är även tillämpbara för icke linjära beräkningar när materialets hållfasthet eller gränstöjning överskrids. Sambandens uppbyggnad är sådant att det inte går att avläsa materialegenskaperna utan att utföra den inkrementella beräkningen. fib Model Code 2010 rekommenderar dock att för modellering av betong ska icke associerade flytvillkor, d.v.s. brottkriterier som tar hänsyn till den första spänningsinvarianten I_1 användas, se Ekv. (4-13a). I ett associerat flytvillkor är funktionen för plastisk potential och flytfunktionen samma funktioner, d.v.s. att den plastiska deformationsförändringen är vinkelrätt mot flytytan. I ett associerat flytvillkor sammanfaller den inkrementella plastiska deformationens huvudaxlar med de aktuella huvudspänningsaxlarna. I ett icke associerat flytvillkor är däremot funktionen för den plastiska potentialen skild från flytfunktionen. Den senare styrs av de deviatoriska spänningsinvarianterna som utgör skillnaden mellan totalspänningen och den hydrostatiska spänningen, se Ekv. (4-13). Av denna anledning är den inkrementella plastiska töjningen inte vinkelrätt mot flytytan. Försöksresultaten visar att de associerade flytvillkoren är tillämpbara för metaller, där de elastiska deformationerna är försumbara jämfört med de plastiska. Medan de icke associerade flytvillkoren är att föredra när det gäller modellering av geomaterial och cementbaserade material. För att på ett mera åskådligt sätt presentera de ingående parametrarna presenteras nedan istället den modell som anges i CEB-FIP Model Code 1990.

$$\alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 = 0 \quad (4-12)$$

där α och β är konstanter som beror på kvoten mellan drag- och tryckhållfasthet. λ är en parameter som beror på kvoten mellan drag- och tryckhållfastheten samt spänningstillståndet. Samband för bestämning av de ovannämnda parametrarna anges i CEB-FIP Model Code 1990. I_1 , J_2 och J_3 , d.v.s. den första, andra och tredje spänningsinvarianterna är enligt nedan:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (4-13a)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (4-13b)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (4-13c)$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (4-13d)$$

Inverkan av töjningshastighet på Ekvation (4-12) införs genom materialets drag- och tryckhållfasthet. Inverkan av töjningshastighet på spännings-töjningssambanden införs genom inkrementell beräkning.

4.3. Stål

4.3.1. Materialets användning, utformning och struktur

Detta kapitel beaktar enbart armeringsstål. Betong är ett relativt starkt material när det gäller att bära tryckspänningar, men ett relativt svagt material när det gäller att bära dragspänningar. Därför armeras betong bl.a. genom ingjutna stänger som har till uppgift att ta upp de dragspänningar som uppstår i betongen. Betongens spänningar överförs via vidhäftningsspänningar inom en förankringsträcka till armeringen. Den här typen av armering benämns även slakarmering. Den sektion som innehåller enbart dragarmering kallas för enkelarmerad sektion. I de fall där betongens tryckhållfasthet inte räcker till för att bära tryckspänningarna armeras även den tryckta delen av konstruktionselementet. Armeringens uppgift är då att ta upp tryckspänningar. En sektion som innehåller både dragna och tryckta armeringsstänger kallas för dubbelarmerad sektion.

Ett slakarmerat betongelement kan även innehålla byglar. Byglar som omger de längsgående armeringsstängerna har till uppgift att höja konstruktionens motstånd mot skjuvbrott. På grund av att byglar omsluter de längsgående armeringsstängerna innesluter de den betong som hamnar mellan stängerna och byglarna. Omslutningen kan medföra att ett triaxiellt spänningstillstånd uppstår i betongen med ökad tryckhållfasthet som följd, i den omslutna delen.

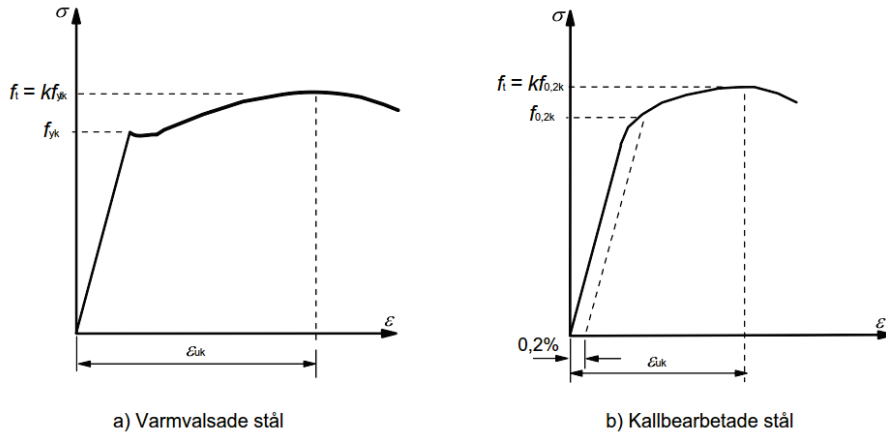
Slakarmering belastas när konstruktionselementet belastas. Effekterna av yttre belastningar och egenvikt förs via betong till armeringen. I för- och efterspända betongkonstruktioner späns armeringen innan konstruktionen belastas. Spännarmeringen utsätter konstruktionselementets tvärsnitt för tryckspänning som helt eller delvis motverkar de dragspänningar som uppstår p.g.a. av yttre belastning och egenvikt. Uppspänning av armeringen kan ske enligt tre principer, text enligt (Hultin & Losberg, 1990):

- a) *Förspänning*. Uppspänning av armeringen (vanligen linor eller tråd) sker med form eller gjutbädd som mothåll innan betongen gjutits. Förankringen sker genom direkt vidhäftning mellan spännarmeringen och den hårdnade betongen, och avspänning sker sedan betongen hårdnat tillräckligt.
- b) *Efterspänning*. Armeringen uppspänns och förankras mot betongen, sedan denna hårdnat. Armeringen dras därvid genom ursparingar och rör i betongen och vidhäftning utefter armeringen åstadkoms genom injektering av bruk. Armeringen förekommer vanligen i trådknippen (kablar) men även som enstaka stänger.
- c) *Icke vidhäftande efterspänning*. I vissa fall avstår man från injektering och låter armeringen verka utan vidhäftning, s.k. unbonded reinforcement. Förfarandet medger justering av förspänningskraften liksom utbyte av spännkablar under konstruktionens användningstid.

I ovanstående fall överförs spänning från armering till betong. I fall a) krävs en förankringsträcka för att armeringen ska kunna samverka med betongen.

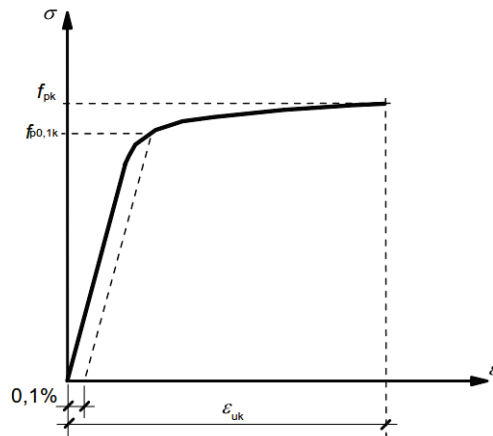
Stål är ett kristallint material där atomerna är bundna genom metallbindningar i flera gitter som bygger upp kristallen. Kristallernas uppbyggnad och egenskaper styrs av andelen kol och övriga legeringsämnen som de innehåller. Konstruktionsstål/kolstål innehåller vanligen mellan 0,01 % och 0,8 % kol. Varmvalsat konstruktionsstål är duktilt och uppvisar en tydlig flytgräns (f_{yk}), Figur 31. Genom kallbearbetning (kalldragning för arme-

ring) höjer man stålets flyt- och brottgräns (f_t). Flytgräns för kallbearbetat stål är definierad som den spänning ($f_{0,2k}$) vid vilken den kvarstående (plastisk) töjning efter fullständig avlastning är 0,2 %, Figur 31b.



Figur 31 - Spännings-töjnings samband för typiska armeringsstål (absoluta värden för dragspänning och töjning visas), SS-EN 1992-1-1:2005.

Stål för spännarmering är kallbearbetat och värmebehandlat, Figur 32. Flytgränsen ($f_{p0,1k}$) är den spänning vid vilken kvarvarande töjning vid fullständig avlastning är 0,1 %.



Figur 32 - Samband mellan spänning och töjning (arbetskurva) för typiska spännarmeringsstål (absoluta värden för dragspänning och töjning visas), SS-EN 1992-1-1:2005.

Som framgår av Figur 31a är stålets spännings-töjnings samband linjärelastiskt före flytgränsen. När flytgränsen passeras sker plastiska deformationer i stålet. Plasticeringen beror på att olika kristallgitter skjivas i förhållande till varandra. Bindningarna bryts där dislokationer/defekter förekommer mellan olika gitter för att sedan bindas igen i nya lägen. Processen gör till en början materialet inte svagare utan gör det starkare genom att ta

bort eller flytta dislokationerna till nya lägen. Liknande process sker vid kallbearbetning, men med skillnaden att kristallernas form och orientering ändras.

4.3.2. Statiskt beteende

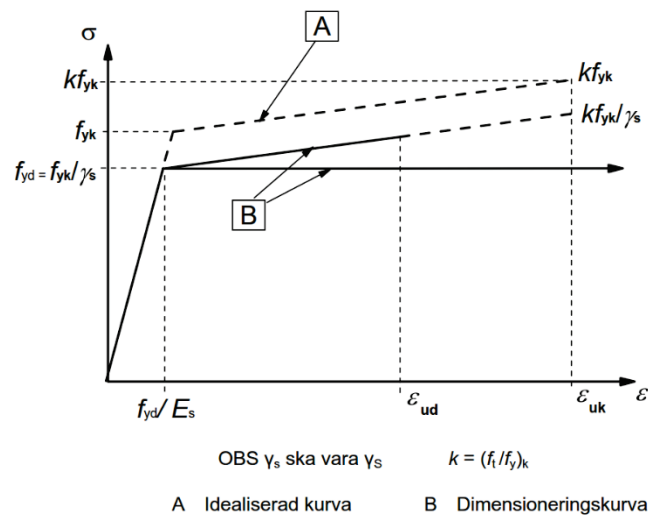
Armeringsstålens statiska beteende framgår av Figur 31 och Figur 32.

Armeringsstål (slakarmering) specificeras med följande egenskaper, SS-EN 1992-1-1:2005:

1. flytgräns (f_{yk} eller $f_{0,2k}$)
2. verklig flytgräns, maximivärde ($f_{y,max}$)
3. brottgräns (f_t)
4. duktilitetsegenskaper (ϵ_{uk} och $K = f_t/f_{yk}$)
5. vidhäftningsegenskaper (f_R)
6. böckbarhet
7. tvärsnittstorlek och toleranser
8. utmattningshållfasthet
9. svetsbarhet
10. skjuv- och svetshållfasthet hos svetsade nät och armeringsbalkar

När det gäller inverkan töjningshastighet på armeringens egenskaper är punkterna 1 – 5 relevanta. f_{yk} , f_t , $f_{0,2k}$ och ϵ_{uk} är definierade i Figur 31. ϵ_{uk} och $K = f_t/f_{yk}$ är mått på armeringens duktilitet, vilken indelas i tre duktilitetsklasser, nämligen A, B och C. Motsvarande parametrar för spännarmering är f_{pk} , $f_{p0,1k}$, ϵ_{uk} och $f_{pk}/f_{p0,1k}$, Figur 32.

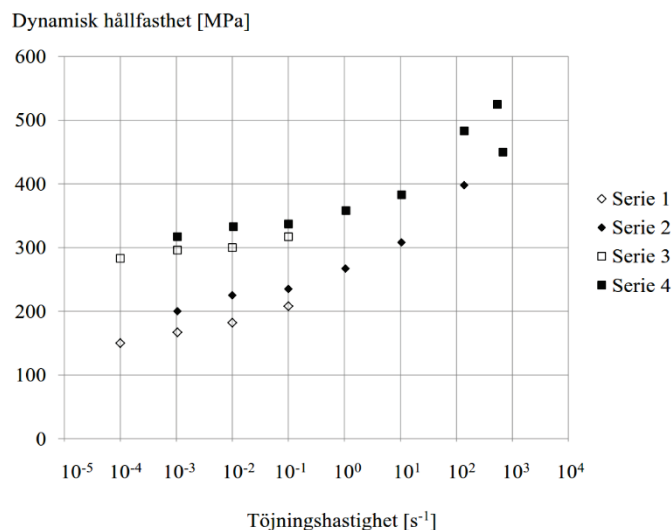
Figur 33 visar idealiserad respektive dimensionerande arbetskurvor för armeringsstål (drag och tryck). γ_s är partialkoefficient för armerings- eller förspänningsstål, som även beaktar modellösäkerheter och variationer i tvärsnittsmått.



Figur 33 - Idealiserad respektive dimensionerande arbetskurva för armeringsstål (drag och tryck), SS-EN 1992-1-1:2005.

4.3.3. Dynamiskt beteende

Stål är mindre känsligt för dynamisk belastning än betong, (Leppänen, 2012). Anledningen är skillnaden i materialens struktur och bindningarna som bygger upp materialen. Enligt Leppänen kan 50 % till 100 % ökning av stålets hållfasthet förväntas när töjningshastigheten ökas från kvasistatiska hastigheter till 100 s^{-1} , Figur 34. Det bör noteras att det inte framgår av källan huruvida stålet är armeringsstål eller stål för annan produkt.



Figur 34 - Töjningshastighetens inverkan på stål. Baserad på Rodriguez Martínez et al. (2010), från Leppänen (2012).

Enligt fib Model Code 2010 ökar stålets hållfasthetsegenskaper vid dragbelastning med ökad töjningshastighet. Model Code anger varken något samband eller någon specifik parameter vars värde skulle kunna öka med ökad töjningshastighet. Eurokod, SS-EN 1992-1-1:2005 och övriga delar, behandlar inte materialegenskaperna med avseende på belastningshastighet.

Både flytgräns och draghållfasthet ökar med ökad töjningshastighet, men flytgränsens ökning är oftast mer betydande, samt att elasticitetsmodulen vanligtvis är oförändrad, (Magnusson, 2007). Enligt Magnusson kan armeringsstålets hållfasthetsökning bero på förflyttningen av de dislokationer som finns i stålets kristallina struktur. Förflyttningarna orsakas av skjuvspänningar som uppkommer mellan olika kristallgitter. Magnussons redogörelse kan tolkas på följande sätt, nämligen att stålets duktilitet ($K = f_t/f_{yk}$) försämras med ökad töjningshastighet. Magnusson diskuterar tyvärr inte inverkan av töjningshastighet på gräns- (ε_{uk}) och brotttöjningen. Om man antar konstant ε_{uk} och E_s (elasticitetsmodul) minskar stålets möjlighet att plasticera när töjningshastigheten ökar, vilken leder till minskad duktilitet hos armeringsstålet.

Följande samband mellan DIF (dynamisk förstoringfaktor) och töjningshastighet anges i (Magnusson, 2007):

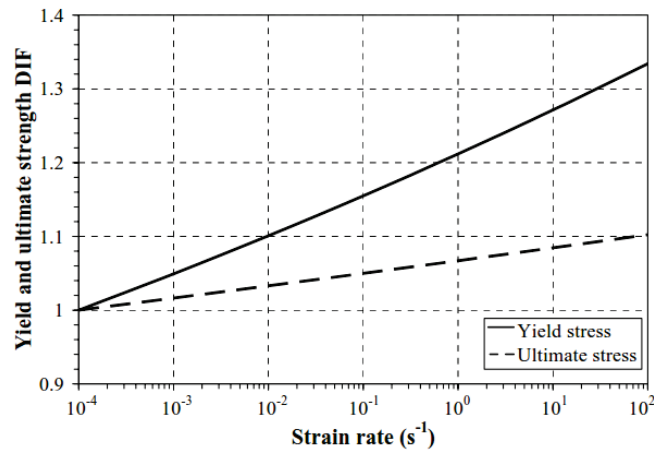
$$DIF = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{10^{-4}} \right)^a \quad (4-14a)$$

där $\dot{\varepsilon}$ är töjningshastighet ($\text{m}/(\text{ms})$) och a är konstant som beror på f_{yk} och f_t .

$$a = 0,074 - 0,040 \cdot \frac{f_{yk}}{414} \quad (4-14b)$$

$$a = 0,019 - 0,009 \cdot \frac{f_t}{414} \quad (4-14b)$$

Figur 35 visar inverkan av töjningshastighet på stålets flytgräns och brottgräns. Som framgår av figuren ökar flytgränsen mer än brotthållfastheten, vilken medför att duktiliteten minskar med ökad töjningshastighet.



Figur 35 – Inverkan av töjningshastighet på stålets flytgräns och brottgräns. Kurvorna gäller för stål B500BT med 550 MPa statisk flytgräns (Magnusson, 2007).

IAEA (2018) anger följande samband för stålets flytgräns som funktion av töjningshastighet:

$$\sigma_{yd} = \sigma_{ys} \left[1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{D} \right)^{1/q} \right] \quad (4-15)$$

där är f_{yd} och f_{ys} de dynamiska respektive statiska flytgränserna; D och q är konstanter varav $D = 40 \text{ s}^{-1}$ för mjukt stål och $q = 5$.

Enligt (IAEA, 2015) bör man inte tillgodoräkna någon ökning av flytgräns för spännarmering.

4.4. Inverkan av belastningshastighet på övriga parametrar

Två viktiga parametrar har inte behandlats i någon av de referenser som hänvisas i detta kapitel. Parametrarna är tvärkontaktionsstalet ν och vidhäftningen mellan armering och betong τ . Tvärkontraktionstalet är viktigt för beräkning av spänningstillståndet. Vidhäftningshållfastheten är viktigt för att bestämma förankringslängden mellan armering och betong.

4.4.1. Tvärkontraktion

Som framgick ovan har inverkan av töjningshastighet på tvärkontraktionstalet inte behandlats i de referenser som har studerats. På grund av att både betongens och stålets hållfasthet och elasticitetsmodul ökar med ökad töjningshastighet är det rimligt att anta att både materialens tvärkontraktionstal förblir konstant eller minskar något med ökad töjningshastighet. Man bör dock notera att antagandet gäller för de fall där materialets hållfasthet/gränstöjning inte har överskridits.

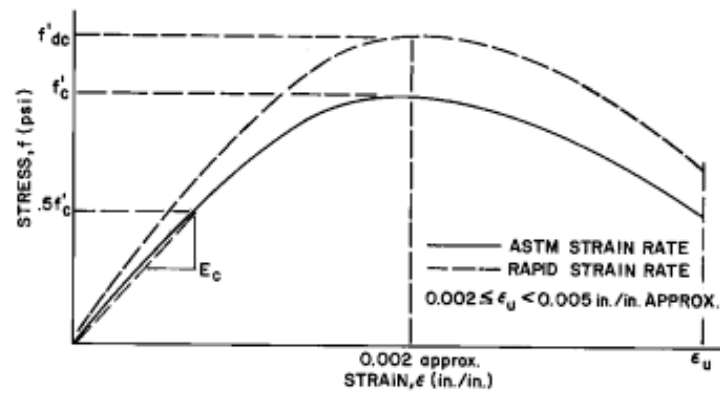
4.4.2. Vidhäftningen mellan armering och betong

Som framgick ovan har inverkan av töjningshastighet på vidhäftningen mellan armering och betong inte behandlats i de referenser som har studerats. På grund av att både betongens och stålets hållfasthet och elasticitetsmodul ökar med ökad töjningshastighet är det rimligt att anta att även vidhäftningshållfastheten mellan materialen ökar, vilken innebär att den förankringslängd som anges för statistiska förhållanden räcker vid de dynamiska förhållandena.

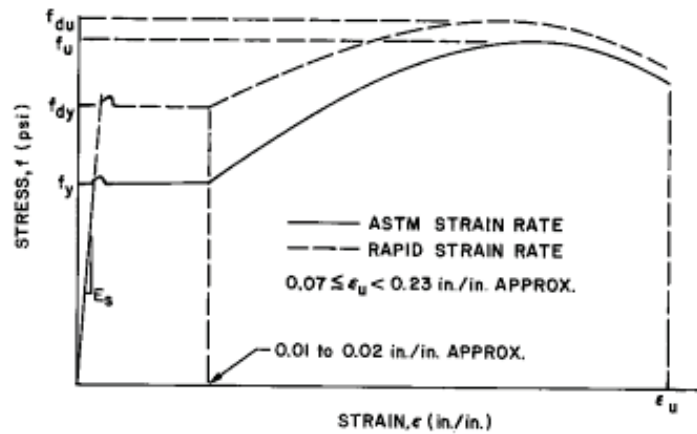
4.5. Sammanställning av dimensioneringsparametrar

UFC (2008) presenterar samband som anger inverkan av belastningshastighet på de materialegenskaper som används för dimensionering av armerade betongkonstruktioner. UFC använder faktorn DIF för att räkna om en statisk storhets värde till det motsvande värdet som gäller vid dynamisk belastning. UFC anger DIF för olika materialparametrar som funktion belastningshastighet. Sambanden liknar de samband som angavs i föregående avsnitt. Inga jämförelser mellan UFC samband och de samband som angavs i tidigare avsnitt har utförts, utan läsaren hänvisas till UFC (2008) för närmare granskning av sambanden. UFC (2008) anger dock två diagram (Figur 36) och två tabeller (Tabell 4 och Tabell 5) som kan användas för dimensioner av betongelement utsatta för explosionslaster. De parametrar som ingår i figurerna och tabellerna är enligt nedan:

f_c'	=	betongens statiska tryckhållfasthet
f_{dc}'	=	betongens dynamiska tryckhållfasthet
f_y	=	statisk flytgräns för stålarmring
f_{dy}	=	dynamisk flytgräns för stålarmring
f_u	=	stålarmringens statiska draghållfasthet
f_{du}	=	stålarmringens dynamiska draghållfasthet
E_s	=	stålarmringens elasticitetsmodul
E_c	=	betongens elasticitetsmodul
ε_u	=	brottöjning
θ	=	stödrotation, se avsnitt 6.2
θ_m	=	maxstödsrotation i ett betongelement som orsakas av explosionen



(a) STRESS-STRAIN CURVE FOR CONCRETE



(b) STRESS-STRAIN CURVE FOR STEEL

Figur 36 Typiska spännings-töjningskurvor för betong och armeringsstål, UFC (2008).

Tabell 4 Dynamisk förstoringfaktor (DIF) för dimensionering av armerat betongelement, UFC (2008).

Typ av spänning	Långt avstånd till explosionen			Kort avstånd till explosionen		
	Armeringsstång		Betong	Armeringsstång		Betong
	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f'_{dc}/f'_c	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f'_{dc}/f'_c
Böjning	1,17	1,05	1,19	1,23	1,05	1,25
Diagonalt drag	1,00	-	1,00	1,10	1,00	1,00
Skjuvning	1,10	1,00	1,10	1,10	1,00	1,10
Förankring	1,05	1,05	1,00	1,23	1,05	1,00
Tryck	1,10	-	1,12	1,13	-	1,16

Tabell 5 Dynamiska dimensioneringsspänningar för armerat betongelement, UFC (2008).

Typ av spänning	Typ av armering	Maximal stödrotation θ_m (grader)	Dynamisk dimensioneringsspänning	
			Armering f_{ds}	Betong f_{dc}
Böjning	Drag och tryck	$0 \leq \theta_m \leq 2$	f_{dy} (1)	f'_{dc}
		$2 \leq \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(2)
		$6 \leq \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(2)
Diagonalt drag	Byglar	$0 \leq \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 \leq \theta_m \leq 6$	f_{dy}	f'_{dc}
		$6 \leq \theta_m \leq 12$	f_{dy}	f'_{dc}
Diagonalt drag	Snörning (lacing)	$0 \leq \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 \leq \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	f'_{dc}
		$6 \leq \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	f'_{dc}
Skjuvning	Diagonala stänger	$0 \leq \theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 \leq \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(3)
		$6 \leq \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(3)
Tryck	Pelare	(4)	f_{dy}	f'_{dc}

(1) Enbart dragarmering.

(2) Betongen är korrosad och kan inte ta upp moment.

(3) Betongen kan inte ta upp skjuvspänningar, utan skjuvspänningarna tas upp av armering enbart.

(4) Bärförmågan är oberoende av stödrotationen.

5. Materialmodellering för FEA

I detta kapitel behandlas kortfattat några exempel på materialmodeller för betong som kan användas för FE-analyser (finita elementanalyser) av betongkonstruktioner utsatta för explosionslast. Mycket grovt kan materialmodellerna indelas i två huvudgrupper, dels förenklade materialmodeller som endast tar hänsyn till betongens beteende under en-axiella spänningstillstånd, och dels avancerade materialmodeller som beaktar hållfasthet m.m. med hänsyn tagen till aktuella tre-axiella spänningstillstånd i betongen. Noteras kan att det existerar ett stort antal betongmodeller i både kommersiella och icke-kommersiella program för FE-analyser, samt att dessa materialmodeller är utvecklade med skilda målsättningar. Detta medför att typen av FE-analys som ska genomföras kommer att avgöra vilken programvara och materialmodeller som är relevanta att använda, samt även påverka anpassningen av indataparametrar för modellerna. Det måste även kunna påvisas att kombinationen av vald programvara, materialmodeller och indata är konservativa ur dimensionerings synpunkt, samt att förekommande brottmoder kan hanteras på ett acceptabelt sätt.

Vid användandet av de ovannämnda avancerade materialmodellerna för betong är ett stort problem att bestämma relevanta indata för FE-analyser av explosionslast, detta då ett stort antal materialparametrar krävs. Anpassningar till försöksdata med ett trettiotal konstanter kan t.ex. förekomma. Detta kan t.ex. även kräva provning av aktuell betong vid fleraxiella spänningstillstånd och varierande belastningshastighet. Denna typ av provningsdata finns normalt inte tillgänglig vid dimensionering, varvid materialdata istället måste uppskattas erfarenhetsmässigt utifrån publicerade materialdata. Detta medför en osäkerhet för de ingående materialparametrarna vid användandet av denna typ av materialmodeller. Samma problematik gäller dock alla typer av dimensioneringsanalyser och vid avancerad numerisk modellering krävs normalt sett fler materialparametrar än vad som normalt finns att tillgå i projekten.

Vid modellering av betong utsatt för dynamisk belastning, t.ex. från explosionslast, anslagsverkan ("impact") eller penetration av projektiler, kommer valet av lämplig materialmodell att avgöras av vilka fenomen som ska analyseras. Analyser av verkan från en kontaktverkande explosivämnesladdning och strukturrensen från en explosivämnesladdning som detonerar på ett relativt stort avstånd ställer olika krav på FE-analysernas genomförande. Detta gäller även valet av lämpliga materialmodeller för de olika analyserna.

Generellt gäller att de mer avancerade materialmodellerna avsedda för FE-analys av t.ex. verkan från luftstövåg från detonationer och anslagsverkan från beskjutning beaktar materials beteende vid höga belastningshastigheter och höga tryck. Trycket i materialet ges då av materialets tre-axiella spänningstillstånd, varvid betong erhåller en ökande hållfasthet vid ökat tryck enligt tidigare diskussion. Betongens ökande tryck- och draghållfasthet vid höga belastningshastighet beaktas normalt också i dessa materialmodeller.

Numeriskt separerar betongmodeller ofta de deviatoriska spänningarna och materialets hållfasthet från betongs tillståndsekvation (d.v.s. det volymmetriska beteendet). Detta medför en risk att betongens beteende inte beskrivs på ett konsekvent sätt, detta då trycket då porkollapsen initieras är beroende av det triaxiella spänningstillståndet i betongen.

5.1. Tillståndsekvationer

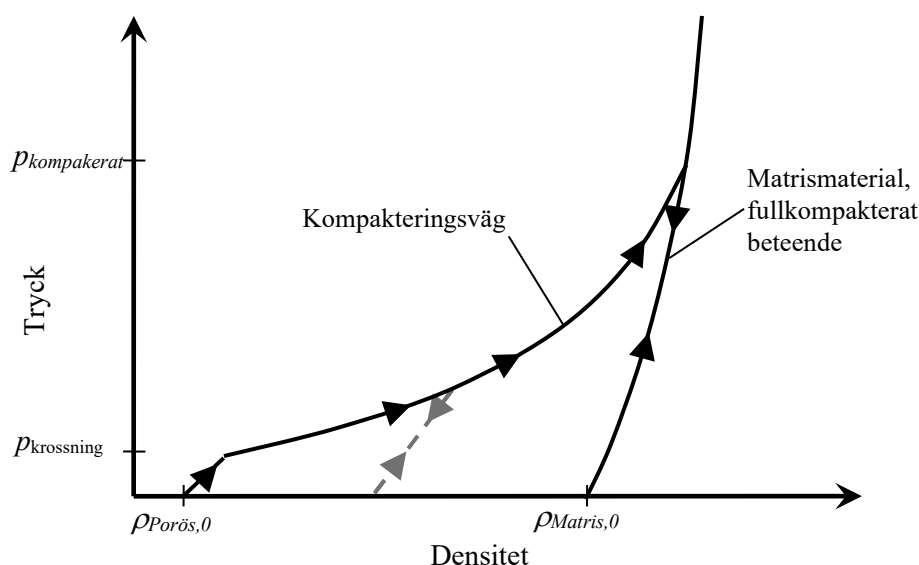
Höga trycknivåer kommer att medföra en icke-linjär kompaktering av betongen. Detta medför att linjära tillståndsekvationer (eng. *Equation of state, EOS*) för materialet inte kan användas i de fall betongen utsätts för höga fleraxiella tryck. I de aktuella betongmodellerna tas istället hänsyn till betongens porositet, varvid materialets porkollaps och efterföljande kompaktering beaktas. Noteras bör att den medeltryckspänning som erhålls för stötvågsbelastade konstruktioner är måttlig och tillståndsekvationer som specifikt hanterar materialets tryck-volymsberoende är sannolikt inte nödvändiga. Detta då porösa tillståndsekvationer motsvarar beteendet för linjära tryck-volymsamband för låga medeltryckspänningar, d.v.s. för tryck lägre än porkollapsen för materialet ifråga. Nedan kommenteras kort tillståndsekvationer för solida och porösa material.

5.1.1. Solida material

För solida material, d.v.s. utan porositet, kan enkla linjära tillståndsekvationer utnyttjas för luftstötvågsbelastade konstruktioner. I detta fall anges normalt endast bulkmodul och skjuvmodul för materialet, samt materialets densitet, som indata. Detta gäller då ingående armerings- och konstruktionsstål i konstruktionen. I de fall som kontaktdetonationer, samt penetrationsförlopp, ska beaktas krävs dock mer komplicerade tillståndsekvationer för att bestämma tryck-volymsambandet även för solida material som konstruktionsstål.

5.1.2. Porösa material

För porösa material som t.ex. betong behöver porkollaps och därmed kompaktering beaktas. Ett vanligt tillvägagångssätt är att utifrån kända data för det solida materialet (matrisen) approximera det porösa materialets beteende med avseende på porvolymen minskning vid ökad tryckbelastning (medeltryckspänning) för det porösa materialet, se Figur 37. Detta utnyttjades av Herrmann (1969) för tillståndsmodell benämnd $p-\alpha$. Denna metodik används i ett flertal betongmodeller avsedda för analys av anslags- och stötvågsverkan, se avsnitt 5.2 nedan. Notera att deformationshastigheten även påverkar betongens kompaktering, varvid kvasistatiska provningsdata endast är relevanta för relativt långsamma deformationsförlopp.



Figur 37 Kompaktering och avlastning av poröst material för icke-linjär tillståndsekvation, modifierad efter Riedel (2000).

5.2. Materialmodeller för betong

Ett stort antal olika materialmodeller existerar för betong, varvid valet av betongmodell och dess egenskaper kommer att vara avgörande för FE-analysernas resultat. Valet kan stå mellan dels enkla materialmodeller och dels avancerade materialmodeller, varvid det är nödvändigt att avgöra om den aktuella betongmodellen kan användas för att beskriva konstruktionens verkningssätt vid analys av de aktuella belastningarna. Anpassning av parametrar till enskilda betongmodeller för att en specifik betong ska kunna analyseras utgör en separat frågeställning, detta då specifika betongdata normalt inte finns att tillgå inför en konstruktionsberäkning. Avgörande för val av betongmodell kan därmed vara i vilken utsträckning verifierande analyser är utförda och finns dokumenterade för de olika materialmodellernas beteende, samt i vilka finita elementprogram som materialmodellerna är implementerade.

5.2.1. HJC-modellen

En ofta använd modell för analyser av penetrationsförlopp i betong och verkan från detonationer är HJC-modellen utvecklad av Holmquist, Johnson och Cook (Holmquist m.fl., 1993). De grundläggande fenomenen för analyser av denna typ av belastningar återfinns i modellen, t.ex. töjningshastighetsberoendet och betongens kompaktering. Inverkan av olika tre-axiella spänningstillstånd på betongens hållfasthet beaktas inte, utan bara tryckberoende hållfasthet. Inte heller kan det anses att dragbrott i betongen hanteras på ett lämpligt sätt för strukturanalyser. Materialmodellen är bl.a. implementerad i finita elementprogrammet LS-DYNA från LSTC. Nedan ges en kortfattad beskrivning av materialmodellen.

En polynomfunktion av tredje ordningen beskriver tryck-volymsambandet för den fullt kompakterade betongen som funktion av modifierade kompakteringen $\bar{\mu}$, d.v.s. för matrismaterialet:

$$P = K1\bar{\mu} + K2\bar{\mu}^2 + K3\bar{\mu}^3 \quad (5-1)$$

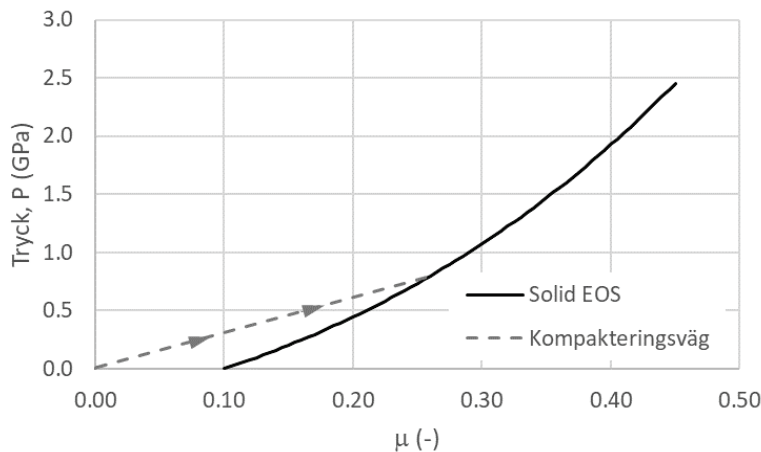
med

$$\bar{\mu} = \frac{\mu - \mu_{\text{lock}}}{1 + \mu_{\text{lock}}} \quad (5-2)$$

där μ_{lock} anger kompakteringen från poröst material till fullt kompakterat material för $P = 0$ med kompakteringen μ definierad enligt:

$$\mu = \frac{\rho}{\rho_0} - 1 \quad (5-3)$$

där ρ är betongens aktuella densitet och ρ_0 är den initiala densiteten. Betongens tillståndsekvation är linjär och elastisk upp till angiven trycknivå P_{crush} för porkollaps, i normalfallet anges detta som trycket då den enaxiella tryckhållfastheten f'_C uppnås, varefter betongen kompakteras. Slutligen erhålles full kompaktering och tryck-volymsambandet följer tillståndsekvationen för det solida materialet, se Figur 38 nedan



Figur 38 Porös tillståndsekvation med kompaktering.

Normerade dimensionslösa variabler utnyttjas för modellbeskrivningen, dessa är:

Normerad hållfasthet,	$\sigma^* = \sigma / f'_C$
Normerat tryck,	$P^* = P / f'_C$
Normerat maximalt hydrostatiskt undertryck,	$T^* = T / f'_C$
Normerad töjningshastighet,	$\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0 \quad \text{med } \dot{\epsilon}_0 = 1.0 \text{ s}^{-1}$

Den tryck- och töjningshastighetsberoende hållfastheten, angiven i ekvation 5-4-nedan, begränsas för stora tryck till ett angivet maximalt värde, SMAX, se Figur 39. Detta för att inte tillåta orimligt stora deviatoriska spänningar i material, utan betongen kommer att deformeras vid en konstant nivå på skjuvspänningen vid höga hydrostatiska tryck. I praktiken kommer dessa trycknivåer endast att uppkomma i samband med penetrationsförlopp eller detonationer nära en betongkonstruktion. Betongens hållfasthet reduceras även avseende den ackumulerade skadan D i materialet, se nedan.

$$\sigma^* = [A(1 - D) + BP^{*N}][1 + C \ln \dot{\epsilon}^*] \quad (5-4)$$

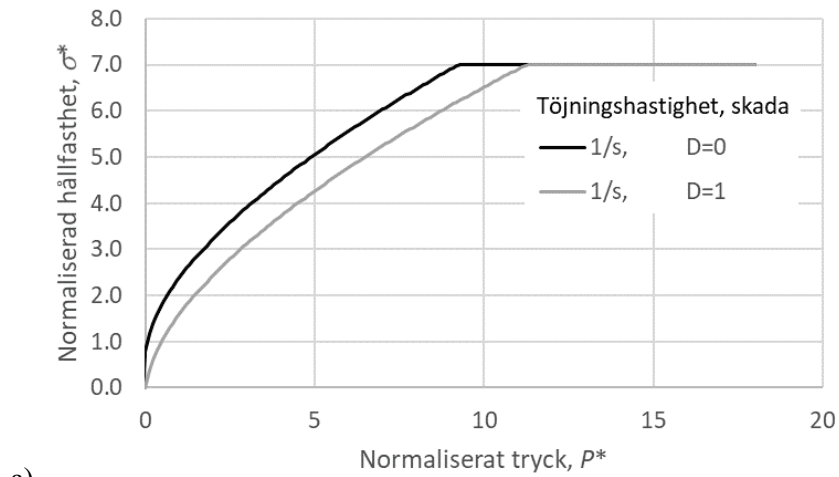
Skada i betongen p.g.a. deformationer, d.v.s. summan av effektivtöjning och kompaktering, hanteras i en enskild skadefunktion enligt:

$$\varepsilon_p^f + \mu_p^f = D1(P^* + T^*)^{D2} \quad (5-5)$$

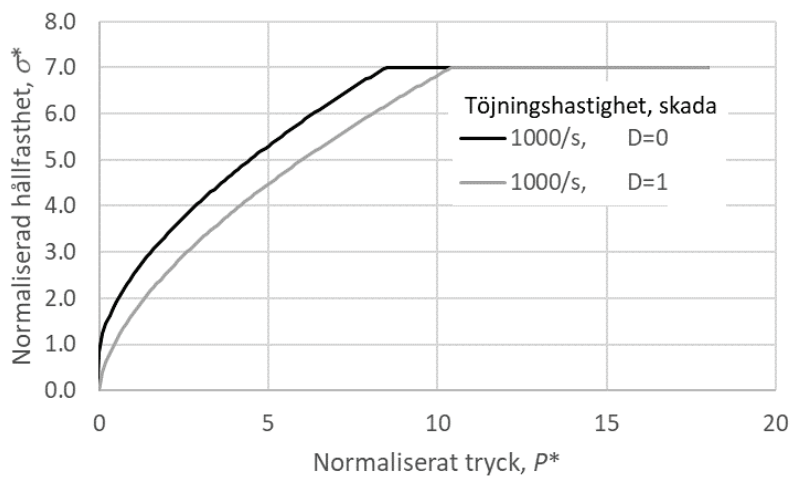
Skadeutveckling p.g.a. stötvågor med låga amplituder i materialet undviks genom att ett minimumvärde EFMIN anges för $\varepsilon_p^f + \mu_p^f$. Skadeparametern D summeras sedan för att ange den ackumulerade skadenivån efter varje beräkningssteg:

$$D = \sum \frac{\Delta\varepsilon_p + \Delta\mu_p}{\varepsilon_p^f + \mu_p^f} \quad (5-6)$$

Materialparametrar finns föreslagna för betong med 48 MPa tryckhållfasthet (Holmqvist m.fl., 1993) baserade på provning och försök av Hanchak m.fl. (1992). Modellens tillståndsekvation, tryckberoende hållfasthet och tryckberoende skadefunktion visas i Figur 39 och Figur 40 nedan för de föreslagna materialparametrarna.

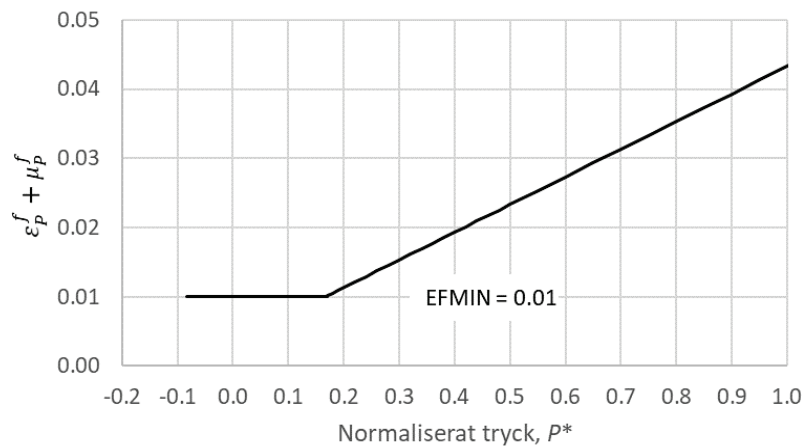


a)



b)

Figur 39 Tryckberoende hållfasthet vid töjningshastigheterna 1 s^{-1} (a) och 1000 s^{-1} , för intakt och fullskadad betong.

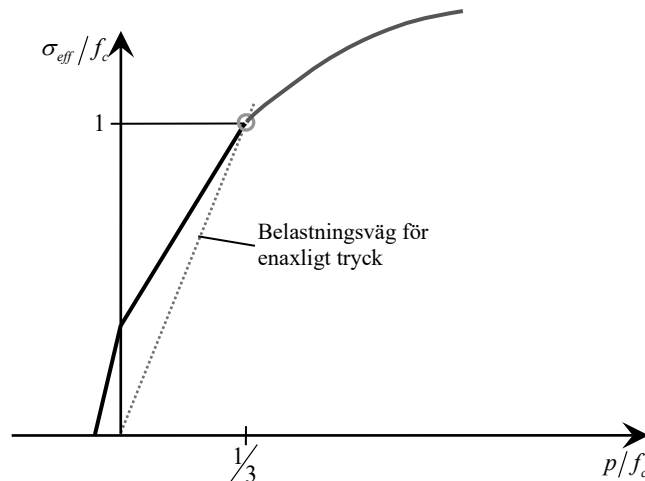


Figur 40 Kombinerad effektivtöjning ϵ_p^f och kompaktering μ_p^f vid konstant tryck.

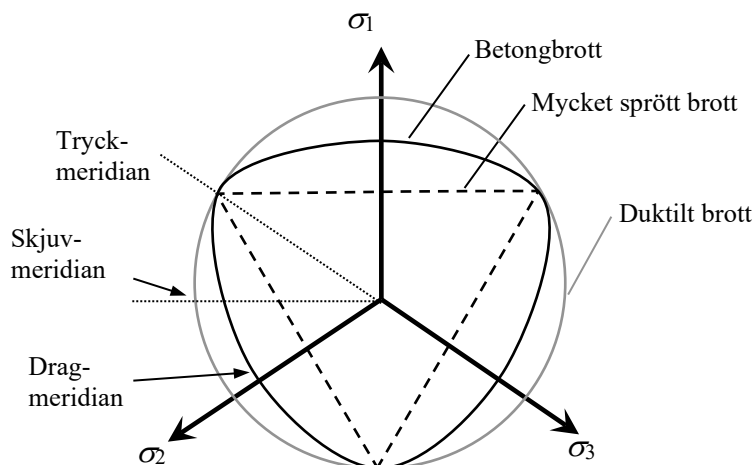
5.2.2. RHT-modellen

För analys av penetrationsförlopp och anslagsverkan utvecklades även RHT-modellen vid EMI av Riedel, Hiermayer och Thoma. Denna modell är utförligt beskriven av Riedel (2000) och hanterar flertalet grundläggande parameter för analys av betong utsatt för extrema belastningar. Fenomen som beaktas är exempelvis betongens, tryckberoende hållfasthet, töjningshastighetsberoendet och triaxiella spänningstillstånd. Betongens triaxiella spänningstillstånd hanteras enligt modell av William och Warnke (1975). Materialmodellen har senare även beskrivits av Hansson (2011). Modellen används lämpligtvis tillsammans med tillståndsekvationen p - α som diskuterats ovan för att betongens kompaktering ska kunna hanteras. Materialmodellen är implementerad i Autodyn från ANSYS och LS-DYNA från LSTC. För standardbetong med normal hållfasthet har en uppsättning indataparametrar publicerats av Riedel (2000). Modellens begränsningar avser främst beskrivningen av betong vid dragbelastning och uppsprickning, varvid kompletterande arbete har utförts av Schuler (2004). Denna utvidgning av materialmodellen finns ännu inte implementerad i tillgängliga versioner av ovanstående programvara. Sannolikt kan användbarheten av den aktuella betongmodellen för simulering av strukturrepons ökas om detta senare arbete avseende dynamiskt dragbrott i betong inkluderas i de tillgängliga implementeringarna av RHT-modellen.

Figur 41 nedan visar en det principiella utseendet för modellens tryckberoende hållfasthet och Figur 42 visar ett snitt genom brottytan för material med olika typer av brottbeteende.



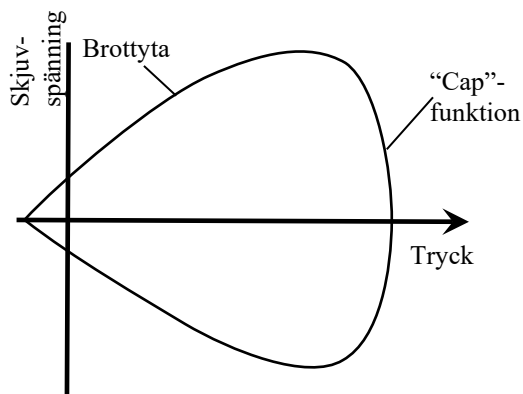
Figur 41 Förenklat utseende för RHT-modellens tryckmeridian, figurens axlar anger normerat tryck och effektivspänning avseende betongens tryckhållfasthet. Dimensionslösa normerad hållfasthet och normerat tryck anges på axlarna, se HJC-modellen ovan.



Figur 42 Sektion genom RHT-modellens brottyta för olika typer av brott. Beteckningarna σ_1 , σ_2 och σ_3 anger huvudspänningarna.

5.2.3. Continuous Surface Cap Model

Det är vanligt att olika typer av "cap"-modeller används för betongsimulering. En variant av dessa är "Continuous Surface Cap Model" (CSCM), material nr 159 i LS-DYNA (Hallqvist, 2006). Till skillnad från tidigare diskuterade HJC- och RHT-modeller har denna en sluten brottyta med en s.k. "cap", se Figur 43 nedan. I denna typ av modeller hanteras betongens porkollaps och efterföljande plastiska volymförändringen genom en expansion av modellens "cap", på motsvarande sätt beskrivs en volymökning (dilatation) med en kontraktion av modellens "cap".



Figur 43 Tvådimensionell principfigur av sluten brottyta med s.k. "cap".

CSC-modellen utnyttjar två olika skademodeller, beroende på om medelspänningen i materialet är positiv eller negativ, d.v.s. om ett drag- eller tryckbrott uppnås, varvid skadeutvecklingen för dessa brott hanteras separat. Betongmodellen kan anses väldokumenterad då både en separat manual (FHWA, 2007a) och en utvärderingsrapport (FHWA, 2007b) finns publicerade. Förenklade indatarutiner finns tillgängliga för att betong med normalt beteende ska kunna simuleras, utan att ett stort antal indataparametrar behöver anges. Betongmodellen är framtagna i första hand för simulering av fordonskollisioner

med betongbarriärer eller andra typer av betongkonstruktioner, varvid belastningshastigheterna kan anses vara av samma storleksordning som för stötvågsbelastade konstruktioners strukturrespons.

6. Beräkningsmetodik för impulsbelastade konstruktioner

6.1. Skillnad i verkningsätt vid statisk och dynamisk last

Skillnaden mellan statisk och dynamiskt belastade konstruktioner beror på belastningshastigheten och belastningens varaktighet. För dynamiskt belastade konstruktioner så sker belastningen momentant till ett högt värde som därefter har en kortvaraktighet. Vid långsammare dynamiska belastningar, kan ofta, som ett enkelt och konservativt antagande, lasten förutsättas vara en statisk belastning men som ökas med en dynamisk förstorningsfaktor. Denna metodik tillämpas i många fall och kan för konstruktioner med måttligt hög töjningshastighet anses vara rimlig.

Vid hastiga belastningsförlopp så förändras dock konstruktionens verkningsätt och kan skilja sig väsentligt jämfört mot om samma konstruktion hade belastats med en ekvivalent statisk last. Den hastiga förändringen i belastning ger upphov till accelerationer i konstruktionen vilket ger upphov till höga tröghetskrafter och kinetisk energi. I och med detta innebär det nödvändigtvis inte att hela konstruktionen hinner reagera på belastningen. Istället inträffar ett lokalt förlopp där endast en del av konstruktionen deformeras och lasterna hinner inte fortplantas inom hela konstruktionen innan ett brott har uppstått. T.ex. så innebär detta ofta att en betongkonstruktion som går till böjbrott vid statisk belastning istället kan gå till ett skjuvbrott vid motsvarande dynamiska belastning. Detta innebär att det inte är rimligt att tillämpa metoden med dynamisk förstorningsfaktor eftersom ytterligare introducering av böjarmering i syfte att öka säkerheten mot böjbrott har liten inverkan på konstruktionens bärförmåga mot skjuvning. I detta fall krävs istället att skjuvarmeringen ökas i konstruktionen. För dynamiskt belastade konstruktioner beaktas t.ex. istället en medsvängande massa, d.v.s. massan hos den del av konstruktionen som utsätts för acceleration (och därmed deformation) och konstruktionen delas därför upp i delkomponenter (t.ex. att en balk delas in i mindre balkdelar) där endast vissa av delar utsätts för deformationer.

6.2. Konventionella handboksmetoder

6.2.1. Allmänt

UFC (2008) presenterar ett gediget underlag för dimensionering av konstruktioner som utsätts för oavsiktliga explosioner. Materialet är omfattande och inkluderar samtliga analys- och dimensioneringsaspekter. Hela innehållet kan betraktas som en handboksmetod, eftersom skriften anger formler, tabeller och diagram för bestämning av de lasteffekter som påverkar konstruktioner och konstruktionselement samt deras resistans mot belastningarna. Handbokens material räcker i stor utsträckning för analys av konventionella betongkonstruktioner. Metoderna kan för enskilda konventionella konstruktionselement som balkar, plattor, väggar pelare, mm tillämpas genom handberäkningsmetoder. Det är

svårt att återge det omfattande materialet på ett kortfattat och rättvist sätt, därför läsaren hänvisas till UFC-dokumentet. Nedan refereras i grova drag några delar av dokumentet.

6.2.2. Analys av ett konstruktionselement

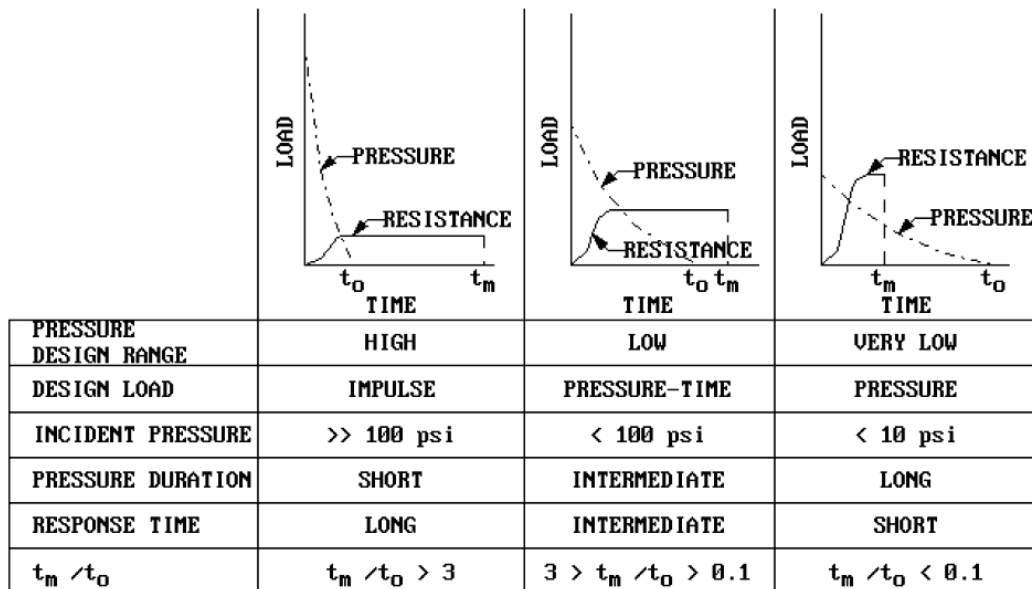
Ett konstruktionselement som belastas dynamiskt ska mobilisera sin resistens för att hålla deformationerna under ett förskrivet gränsvärde som gäller för ett specifikt dimensioneringsfall. Konstruktionens hållfasthetsegenskap bör vara sådan att den kan motstå den uppkomna maxbelastningen under den tid som belastningen verkar. Följaktligen, består analysen i grova drag av följande delar:

1. Bestämning av explosionslast
2. Val av deformationskriterium
3. Beskrivning av strukturens utformning, geometri och upplagsvillkor
4. Val av tvärsnittstyp med avseende på ytsplittring, krossning och delaminering

I följande avsnitt beskrivs de ovannämnda punkterna i en dimensioneringskontext.

6.2.3. Explosionslast

Den belastning som en explosion utsätter ett element för styrs bl.a. av explosionens trycktid respektive konstruktionens resistans-tid samband, Figur 44. Val av dynamisk analysmetod baseras på kvoten mellan parametrarna t_m (elementets responstid, d.v.s. den tid det tar för elementet att uppnå maxdeformation) och t_0 (lastens varaktighet). Som framgår av figuren definieras tre responstider: Lång, medel och kort.



Figur 44 Parametrar som definierar dimensioneringsintervallen för tryckbelastning, UFC (2008).

Som framgår av Figur 44 behandlar Fall 1 (lång responstid) impulslaster som kännetecknas av högt tryck som verkar under kort tid. I Fall 2 (medel) och 3 (kort) är belastningsnivån lägre och lastens varaktighet längre. I Fall 2 och 3 belastas konstruktionselementet medan dess dynamiska respons utvecklas. I modeller som behandlar Fall 2 och 3 är, beroende på konstruktionstyp, både tryck-tid sambandet och konstruktionselements dynamiska respons kopplade fenomen som påverkar varandra. Det krävs ofta numeriska metoder eller med numeriska metoder beräknade diagram (i förhand beräknade fall som presenteras med kurvskaror) för analys av konstruktionselement som belastas enligt Fall 2 och 3. För Fall 1 finns slutna lösningar för enklare konstruktionsgeometrier. Numeriska metoder kan krävas för analys av konstruktionselement som har komplicerade geometri och upplagsförhållanden.

Konstruktioner med medel och kort responstid

I den här typen av problem modelleras det belastade systemets beståndsdelar som fjädrar med en frihetsgrad, Singel-Degree-Of-Freedom (SDOF), se avsnitt 6.3. Även modeller med två frihetsgrader förekommer. Modellerna löses med numeriska metoder.

UFC (2008) presenterar även dimensioneringsdiagram för olika typfall som är framtagna med SDOF. Diagram för olika tryck-tid samband samt för olika linjärelastiskt, elastoplastiskt och plastiskt materialbeteende presenteras i UFC-dokumentet. Metoden presenteras inte här, utan läsaren hänvisas till UFC (2008) för en fördjupad studie av modellerna. För att belysa metodens uppbyggnad presenteras nedan de parametrar och ett diagram som används för analys av ett elastiskt system belastat med en belastning som har ett rektangulärt tryck-tid samband.

Den huvudparameter som används är ”*Dynamic Load Factor (DLF)*”, dynamisk lastfaktor, som är förhållandet mellan dynamiska parametrar och deras motsvarighet i de statiska förhållandena. DLF får inte förväxlas med DIF, se Avsnitt 4.2.2. På grund av att linjärelastiska förhållanden förutsätts råder det proportionalitet mellan olika parametrar och det krävs få parametrar för att beskriva konstruktionselementens beteende.

$$DLF = \frac{X_m}{X_s} \quad (6-1)$$

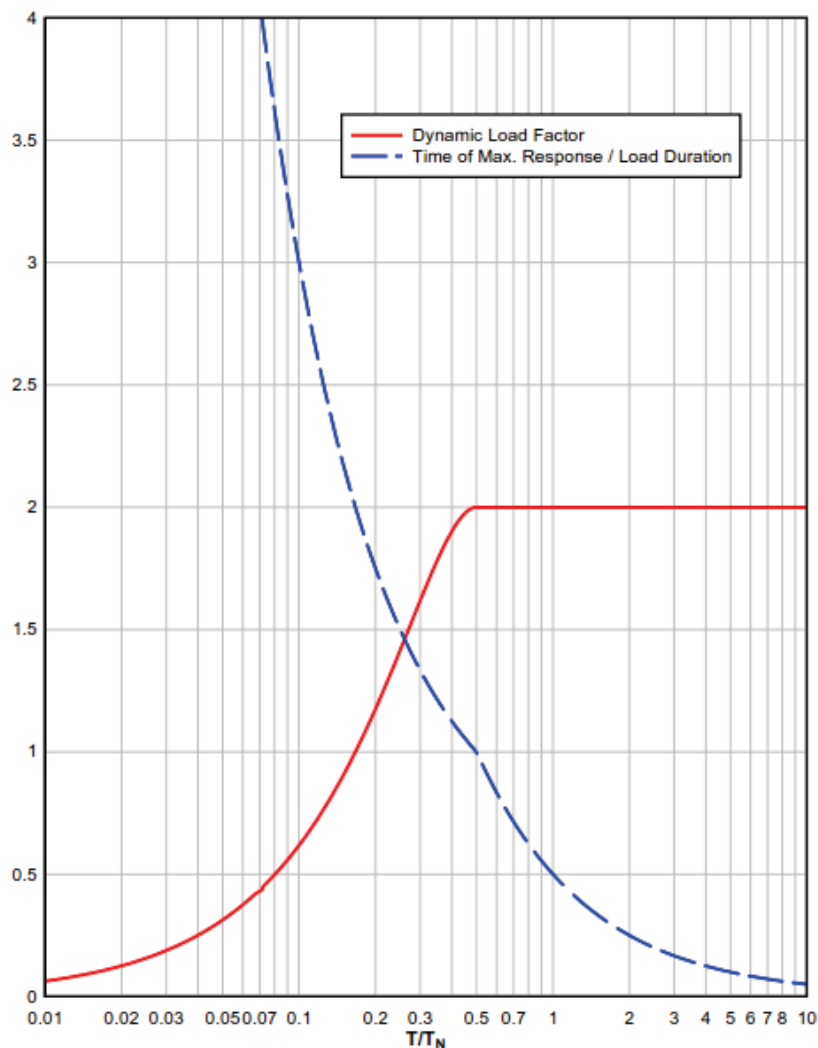
där

X_s = statisk deformation, d.v.s. deformation som uppkommer när systemet belastas med maxkraft under statiska förhållanden

X_m = maxdeformation under dynamiska förhållanden

I ovanstående ekvationerna avser uttrycket deformation utböjning/nedböjning av balk/platta.

Figur 45 visar maxrespons av ett elastiskt system med en frihetsgrad som är utsatt för en last med rektangulärt tryck-tid samband, UFC (2008). I figuren är T respektive T_N lastens varaktighet respektive systemets naturliga svängningstid. Enligt figuren är den dynamiska belastningen, vid en given lastnivå, dubbelt så stor som den statiska om $T/T_N > 0,5$.



Figur 45 Maxrespons av ett elastiskt system med en frihetsgrad utsatt för last med rektangulärt tryck-tid samband, UFC (2008).

Konstruktioner med lång responstid

I detta fall beräknas konstruktionselementets respons mot en last som styrs av ytan under tryck-tid sambandet och inte av tryckets nivå och varaktighet. I detta fall är energin en styrande faktor. Impulsens energi bör tas om hand av konstruktionens rörelse och plastisering. Impulsen utsätter konstruktionen för kraften (f) som motverkas av konstruktionens resistans (r). Differensen ($f - r$) accelererar konstruktionselementet som följaktligen får en hastighet och deformation enligt nedan:

$$V_a = \int_0^{t_a} \frac{(f-r)}{m_e} dt \quad (6-2)$$

där

V_a = hastighet vid tiden t_a

m_e = effektiv enhetsmassa

Deformationen beräknas genom att integrera medelhastigheten inom tidsintervallet ($t_a - t$):

$$X_a = \int_0^{t_a} \frac{(f-r)}{m_e} [t_a - t] dt \quad (6-3)$$

där

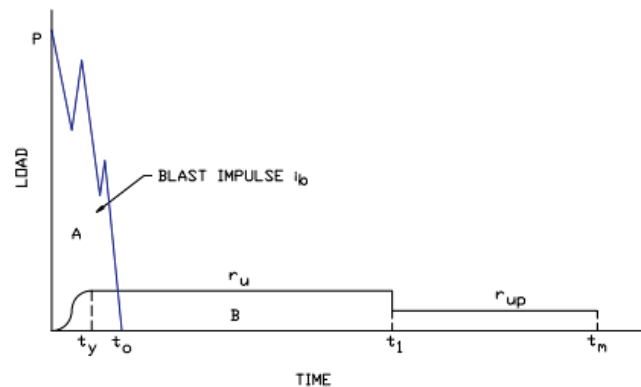
X_a = deformation vid tiden t_a

Konstruktionens resistans och effektiv massa beräknas enligt de principer som omvandlar ett konstruktionselements egenskaper till motsvarande hos ett fjädersystem med en frihetsgrad. Metoden presenteras inte här, utan läsaren hänvisas till UFC (2008) eller litteratur som behandlar konstruktioners beteende under dynamisk belastning.

Både resistansen och den effektiva massan påverkas av konstruktionselementets spännings-deformationstillstånd, d.v.s. de antar olika värden beroende på om elementet beter sig elastiskt, elasto-plastiskt eller plastiskt.

Analys med Ekvation (6-2) och (6-3) kan utföras med antagandet att 1) stora deformationer 2) begränsade deformationer. Vid stora deformationer bortser man från den elastoplastiska delen av resistans-tids sambandet, medan vid begränsade deformationer bör den inkluderas. Deformationsgränserna beskrivs i 6.2.4.

Figur 46 visar en platta/vägg som är utsatt för impulsbelastning. Figuren visar både tryck-tid och resistans-tidkurvan. Konstruktionselementets resistans-deformationssamband kan beräknas med hjälp av motsvarande formler som gäller vid statiska beräkningar, men med materialparametrar som gäller för dynamiska beräkningar.



Figur 46 Tryck-tid och resistans-tid samband för ett element utsatt för impuls, UFC (2008).

Med de förutsättningar som anges ovan kan ett samband som beskriver en plattas/väggs beteende vid impulsbelastning bestämmas:

$$\frac{i_b^2}{2m_u} = r_u X_1 + \frac{m_u}{m_{up}} r_{up} (X_m - X_1) \quad \text{stor deformation} \quad (6-4)$$

$$\frac{i_b^2}{2m_a} = \frac{r_u X_E}{2} + \frac{m_a}{m_u} r_u (X_m - X_E) \quad \text{begränsad deformation} \quad (6-5)$$

där

- X = deformation vid tiden t , indexen hänvisar till olika tider enligt Figur 46
 r = resistans som beror på elastoplastiska förhållandena, indexen hänvisar till olika tider enligt Figur 46
 m = effektiv massa som beror på elastoplastiska förhållandena, indexen hänvisar till olika tider enligt Figur 46
 i_b = ytan under impulskurvan enligt Figur 46

Formlernas härledning presenteras inte här. Formlernas vänstra sida är initial kinetisk energi som resulterar från impulsen. Den högra sidan av formlerna visar den energi som konsumeras av konstruktionselementet.

6.2.4. Deformationskriterium

När ett armerat betongelement belastas dynamiskt, deformeras (böjs) elementet tills det: 1) utvecklar tillräcklig töjningsenergi för att balansera den kinetiska energi som har orsakats av explosionen eller 2) splittras till sådan grad att det leder till antingen partiell eller total kollaps, UFC (2008). Den maximala deformationen styrs av elementets spännvidd, geometri samt typ, mängd och utformning av armeringen. Valet av den maximala deformationen, eller snarare, elementets respons mot en explosion presenteras inte här, eftersom valet beror bl.a. på konstruktionens typ av explosionens orsaker och styrka. Nedan beskrivs dock de parametrar som styr den maximala utböjning som ett armerat betongelement kan motstå.

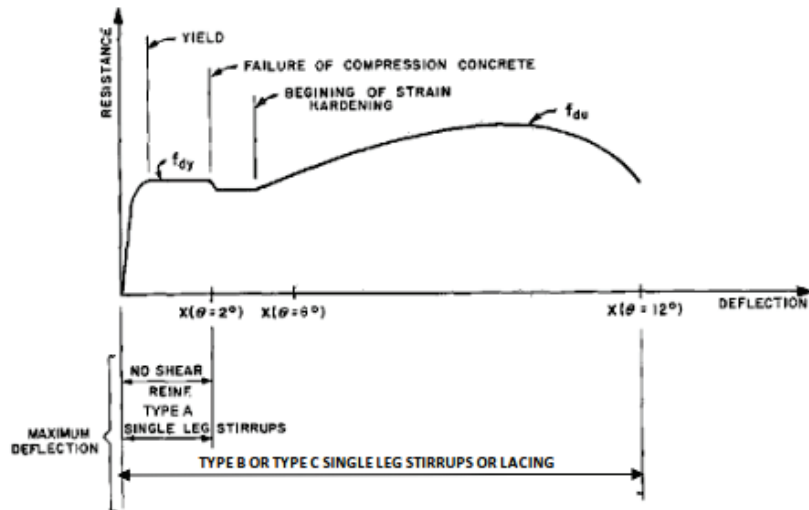
Figur 47 visar en resistans-böjningskurva för ett betongelement som är utsatt för böjning. Den horisontella axeln är böjning och den vertikala axeln visar elementets resistans. Elementet kan uppnå stora deformationer och utveckla relativt stort motstånd beroende på den mängd och den typ av armering som det innehåller. En viktig parameter i detta sammanhang är maxstödsrotationen, θ_m . Maxstödsrotationen kan bestämmas enligt nedan:

$$\theta_m = \tan^{-1} \frac{X_m - X_{DL}}{L_s} \quad (6-6)$$

där

- θ_m = maxstödsrotation i ett betongelement som orsakas av explosionen
 X_m = maxböjning som orsakas av explosionen
 X_{DL} = böjning som orsakas av annan belastning, t.ex. egenvikt
 L_s = avståndet mellan upplaget till närmast flytled

Sambanden mellan rotation och böjning, samt mellan belastning och böjning vid elastiska, elastoplastiska samt plastiska tillstånd för balk och platta presenteras i UFC (2008).



Figur 47 Schematisk beskrivning av resistans-böjningskurva för ett armerat betongelement utsatt för böjning, UFC (2008).

Tre intervall på den horisontella axeln är markerade på Figur 47:

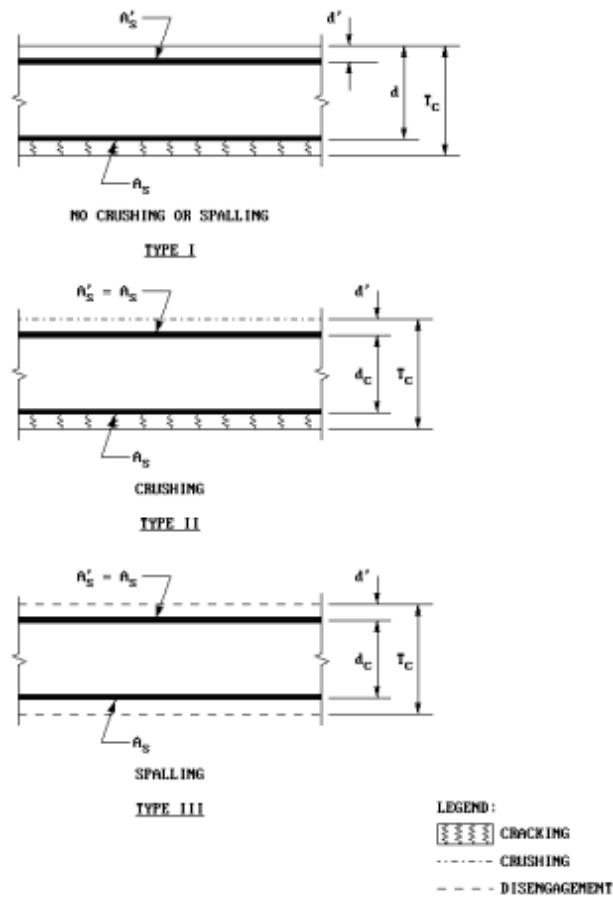
1. $\theta < 2^\circ$
2. $2^\circ < \theta < 6^\circ$
3. $6^\circ < \theta < 12^\circ$

Inom rotationsintervallet 1 har elementet liten skjuvkapacitet, d.v.s. att det antingen inte innehåller någon skjuvarmering alls eller innehåller enbart enskårsbygelarmering Typ A. Typ A, B, och C refererar till ändbockning av byglarna. Inom rotationsintervallet 2 har elementet tillräcklig skjuvarmering och kan undergå relativ stora deformationer som kan leda till att betongen krossas. Inom rotationsintervallet 3 kan knäckning av tryckarmering uppstå. Tillåten stödrotation väljs med hänsyn till tvärsnittsutformning, armeringsandel och armeringsutformning.

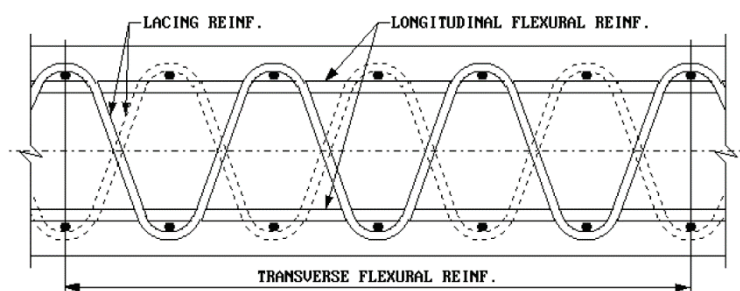
6.2.5. Tvärsnittstyp och armeringsutformning

Med avseende på betongens beteende vid brott definieras tre typer av tvärsnitt, Figur 48:

- Typ I: Betongen tar upp moment men har inte uppnått gränsvärdet för tryckbrott. Det täckande betongskiktet är intakt på båda ytor av tvärsnittet.
- Typ II: Betongen har uppnått gränsvärdet för tryckbrott och inte har något större momentmotstånd. Tvärsnittet behöver tryckarmering med lika stor area som dragarmering. Det täckande betongskiktet är intakt på båda ytorna av tvärsnittet, d.v.s. att det täckande betongskiktet inte har avspjälkats. Den här typen av tvärsnitt kan motstå stödrotationer mellan 2 och 6.
- Typ III: Det täckande betongskiktet på tvärsnittets båda ytor är krossade/spjälkade och spänningarna tas upp av drag- och tryckarmeringar som på ett effektivt sätt är sammanhållna med byglar eller snörda med speciell armering "lacing reinforcement", Figur 49.



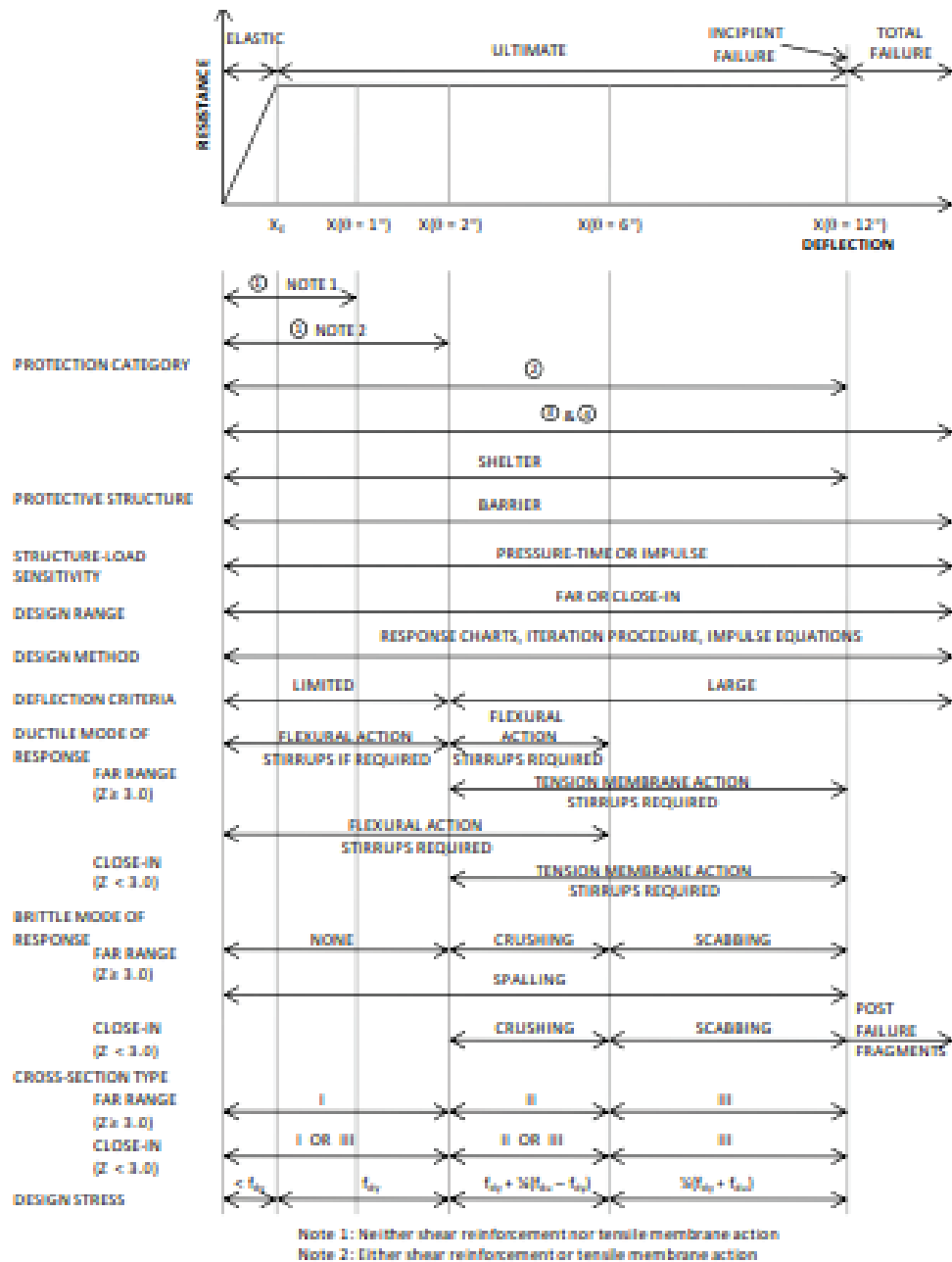
Figur 48 Typiska armerade betongtvärsnitt, UFC (2008).



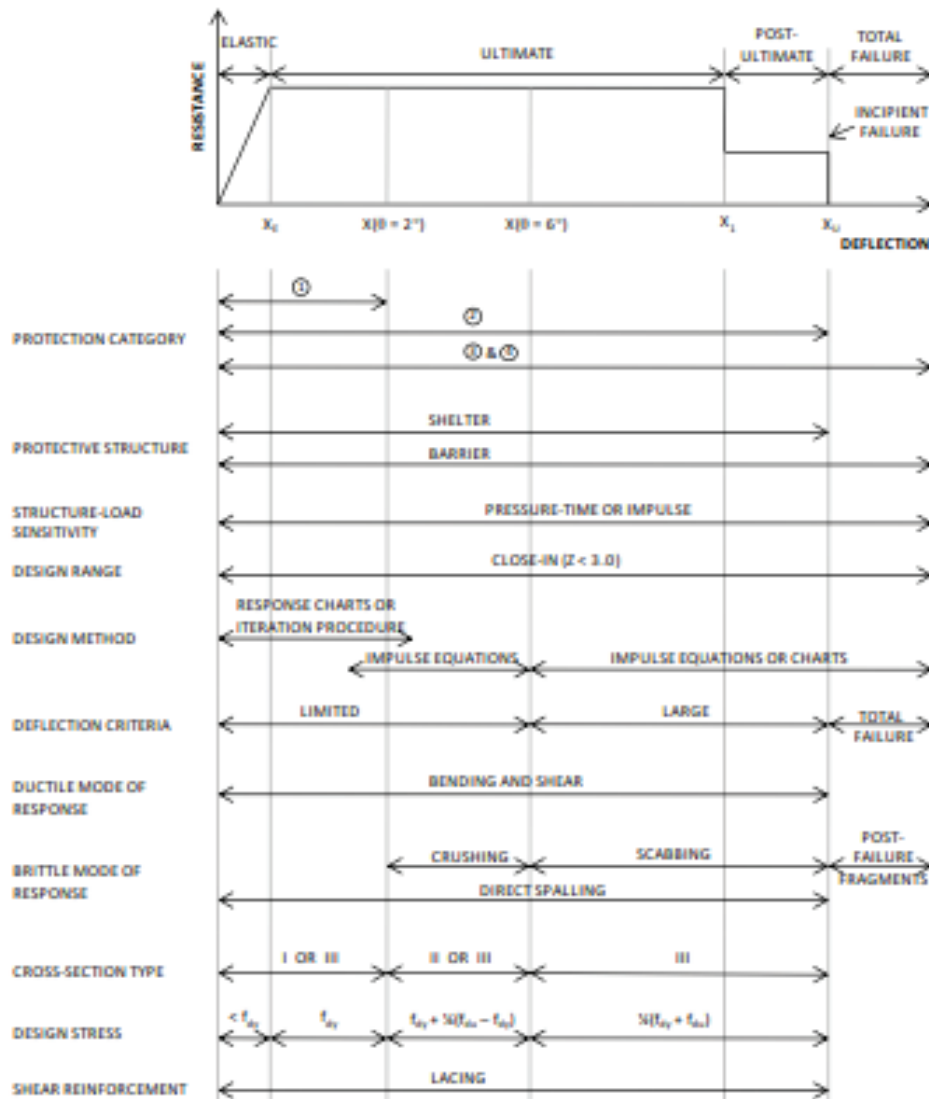
Figur 49 Snörd armering (eng. lacing reinforcement).

I Figur 50 och Figur 51 visas sambandet mellan dimensioneringsparametrar för element utan respektive med snörd armering, UFC (2008). Figurerna sammanfattar dimensioneringsparametrarna och relaterar dem till deformations- och stödrotationsintervallen. Fördelen med laced armering är att den här typen av armering kan utnyttjas för stora deform-

ationer även om större delen av det täckande betongskiktet är krossat. Vidare, kan den betongvägg som är försedd med laced armering fungera som membran vid stora deformationer. Den kan ta upp dragkrafter i sitt plan, förutsatt att den är välförankrad vid ränderna, samtidigt som ränderna är dimensionerade för att motstå dragkrafterna.



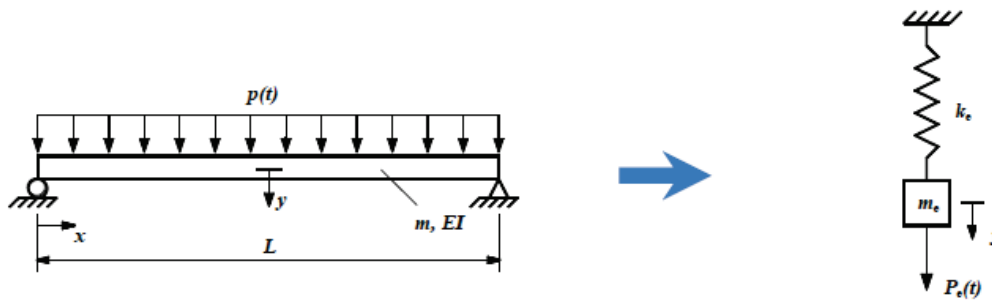
Figur 50 Sambandet mellan dimensioneringsparametrar för element utan snörd armering, UFC (2008).



Figur 51 Sambandet mellan dimensioneringsparametrar för element med snörd armering, UFC (2008).

6.3. En-frihetsgradssystem

En stor skillnad mellan statiska och dynamiska system är att masströghetskrafter uppstår i konstruktionen vid dynamiska och därmed erhåller systemet kinetisk energi. Båda dessa är relaterade till strukturens massa, vilket innebär att denna utgör en viktig indata vid dynamiska belastningar. En konstruktionsdels respons, t.ex. en balks respons, kan genom förenklingar analyseras med en ekvivalent modell med en frihetsgrad. Den frihetsgrad som därmed beaktas är balkens utböjning, se Figur 52. Vid motsvarande statiska belastningar så har strukturens massa ingen inverkan på strukturens respons (endast dess styvhet) och det enda sättet som massan kan bli aktuell att beakta är vid beräkning av konstruktionens egentvängd.



Figur 52 Fritt upplagd balk med ekvivalent en-frihetsgradssystem.

Rörelseekvationen för ett dämpat en-frihetsgradssystem utsatt för en dynamiskt varierande last $P(t)$ finns angiven i klassiska dynamikböcker så som t.ex. Biggs (1964) eller Chopra (1995) och definieras enligt följande;

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = P(t) \quad (6-7)$$

där,

m är massan,

c är dämpningskoefficienten,

k är styvheten,

y är förskjutningen,

\dot{y} är hastigheten,

\ddot{y} är accelerationen.

Dämpningskoefficienten beskrivs som en funktion baserat på dämpningskvoten ξ och beräknas enligt följande $c = 2\xi\sqrt{mk}$. Därmed, för att kunna bestämma den dynamiska responsen hos ett system krävs att strukturens massa, dess styvhet och dämpningskvot bestäms. Vid analys utav långvariga förlopp som inkluderar flera svängningar så är dämpningskvoten en viktig parameter, men i de typer av tillämpningar som beaktas i denna rapport så är det främst den initiala responsen som är av primärt intresse. I detta fall har dämpningskvoten mindre inverkan och kan försummas utan att införa allt för stor grad av konservatism, se Baker m.fl. (1983) och Magnusson (2007). I efterföljande uttryck inkluderas dock dämpningen för att få en generell beskrivning.

Dessutom, med hänsyn till att dessa hastiga dynamiska förlopp leder till en stor lokal påverkan där omkringliggande konstruktionsdelar eventuellt ej hinner bli påverkade av belastningen så ska en medsvängande massa beaktas istället för den totala massan. Detta beskrivs i efterföljande avsnitt 6.3.1.

Styvheten kan bestämmas baserat på analytiska uttryck enligt tabellmetoder eller genom att genomföra en statisk FEM analys där belastningen successivt ökas. Som enklaste lösningen så kan styvheten beaktas som rent linjärelastisk, men det går även att inkludera icke-linjärt materialbeteende genom en varierande styvhet. I avsnitt 6.3.2 beskrivs hur styvheten kan bestämmas.

Den generella lösningen till en godtycklig lastfunktion $P(t)$ för ett elastiskt en-frihetsgradssystem benämns vanligtvis som Duhamels integral och är enligt följande

$$y = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t P(\tau) \cdot e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_n(t-\tau)) d\tau \quad (6-8)$$

där,

ω_n är den naturliga vinkelfrekvensen enligt följande $\omega_n = \sqrt{k/m} = 2\pi f$

ω_d är den dämpade vinkelfrekvensen enligt följande $\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$

Ovanstående uttryck baseras på antagandet att den godtyckligt varierande lasten kan delas upp i ett stort antal infinitesimala impulser och att dessa kan summeras för det tidsintervall som är av intresse. Lastfunktionen är normalt sett känd, och beror på typ av explosivämne, avstånd från detonation enligt Kapitel 3. Duhamels integral är dock ofta komplicerad att lösa i ett analytiskt slutet system och behöver därför oftast lösas med en numerisk lösningsmetod där lasten beaktas som en styckvis linjär funktion med tidssteget Δt

$$y(t) = \{A_D(t) \sin(\omega_d t) - B_D(t) \cos(\omega_d t)\} \frac{e^{-\xi\omega_n t}}{m\omega_d} \quad (6-9)$$

där,

$$A_D(t_i) = A_D(t_{i-1}) + \int_{t_{i-1}}^{t_i} P(\tau) e^{\xi\omega_n \tau} \cos(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-10)$$

$$B_D(t_i) = B_D(t_{i-1}) + \int_{t_{i-1}}^{t_i} P(\tau) e^{\xi\omega_n \tau} \sin(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-11)$$

För en styckvis linjär lastfunktion $P(t)$ kan följande integraler definieras

$$I_1 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} e^{\xi\omega_n \tau} \cos(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-11)$$

$$I_2 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} e^{\xi\omega_n \tau} \sin(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-12)$$

$$I_3 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \tau \cdot e^{\xi\omega_n \tau} \sin(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-13)$$

$$I_4 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \tau \cdot e^{\xi\omega_n \tau} \cos(\omega_d \tau) d\tau \quad (6-14)$$

Vilket leder till att uttrycken för $A_D(t_i)$ och $B_D(t_i)$ kan förenklas enligt nedan

$$A_D(t_i) = A_D(t_{i-1}) + \left(P(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{\Delta P_i}{\Delta t_i} \right) I_1 + \frac{\Delta P_i}{\Delta t_i} I_4 \quad (6-15)$$

$$B_D(t_i) = B_D(t_{i-1}) + \left(P(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{\Delta P_i}{\Delta t_i} \right) I_2 + \frac{\Delta P_i}{\Delta t_i} I_3 \quad (6-16)$$

Därmed kan ekvationen för förskjutningen vid tidpunkten t_i definieras enligt nedan

$$y(t_i) = \frac{e^{-\xi\omega_n t_i}}{m\omega_d} \{A_D(t_i) \sin(\omega_d t_i) - B_D(t_i) \cos(\omega_d t_i)\} \quad (6-17)$$

På motsvarande sätt kan hastigheten vid tidpunkten t_i definieras enligt nedan

$$\dot{y}(t_i) = \frac{e^{-\xi\omega_n t_i}}{m\omega_d} \{(B_D(t_i)\omega_d - A_D(t_i)\xi\omega_n) \sin(\omega_d t_i) + (A_D(t_i)\omega_d + B_D(t_i)\xi\omega_n) \cos(\omega_d t_i)\} \quad (6-18)$$

Slutligen kan accelerationen vid tidpunkten t_i definieras enligt nedan

$$\ddot{y}(t_i) = \frac{P(t_i) - k \cdot y(t_i) - c \cdot \dot{y}(t_i)}{m} \quad (6-19)$$

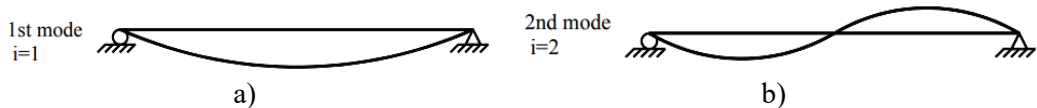
Inget specifikt kriterium för minsta tidssteg krävs för att få en stabil lösning av Duhamels integral enligt beskrivningen ovan. Istället styrs minsta tillämpbara tidsteget utav vad som krävs för att beskriva lastfunktionen på ett tillräckligt noggrant sätt med hjälp av styckvis linjära segment.

6.3.1. Bestämning av medsvängande massa

Under förutsättning att strukturen deformeras i enlighet med en specifik egenmod, se Figur 53, så kan den medsvängande massan uppskattas enligt följande;

$$m = \frac{k}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2} \quad (6-20)$$

där,
 f är egenfrekvensen för den specifika deformationsmoden.



Figur 53 Exempel på egenmoder för en fritt upplagd balk, a) första moden, b) andra moden.

6.3.2. Bestämning av styvhet

Som tidigare påpekats så kan den linjärelastiska styvheten uppskattas med hjälp av balktabeller. T.ex. så kan styvheten för en fritt-upplagd-balk utsatt för en jämnt utbredd last bestämmas enligt tabellmetoder enligt följande

$$k = \frac{384EI}{5L^3} \quad (6-21)$$

Balkens böjstyvhet EI kan för ett linjärelastiskt fall, osprucken betong enligt stadium I, beskrivas enligt nedan

$$EI_I = E_c \frac{bh^3}{12} \quad (6-22)$$

där,

E_c är betongens elasticitetsmodul

b är betongbalkens bredd

h är betongbalkens höjd

För en böjsprucken betongbalk, benämnd stadium II, kan balkens böjstyvhet uppskattas enligt följande, se Magnusson (2007)

$$EI_{II} = 0,5bd^3E_c \left(\frac{x}{d}\right)^2 \left(1 - \frac{x}{3d}\right) \quad (6-23)$$

där,

d är betongbalkens effektiva höjd, d.v.s. exklusiva täcksiktet t , enligt $= h - t$

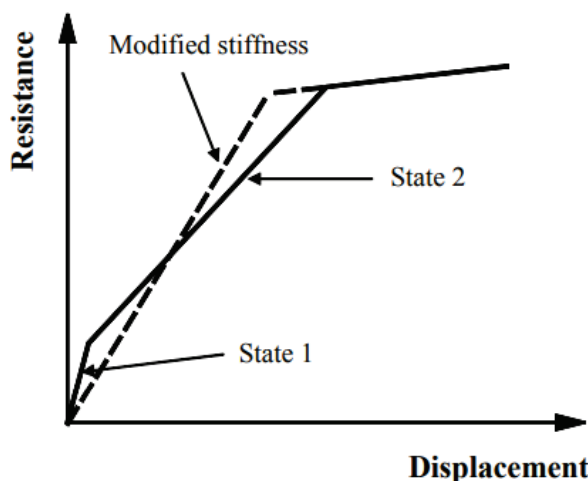
x anger tryckzonshöjden, d.v.s. den del av tvärsnittet som utsätts för tryckspänningar

Förhållandet mellan tryckzonshöjd och den effektiva höjden kan bestämmas enligt följande

$$\frac{x}{d} = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{E_s}{E_c} \left(\sqrt{1 + 2 \frac{bd}{A_s} \cdot \frac{E_c}{E_s}} - 1 \right) \quad (6-24)$$

Magnusson (2007) föreslår att styvheten för stadium I (osprucken betong) och stadium II (bruksgränstillstånd) kan viktas till en modifierad styvhet som beaktar både sprucket och osprucket tillstånd enligt följande och illustreras i Figur 54.

$$EI_{mod} = \frac{1}{5}EI_I + \frac{4}{5}EI_{II} \quad (6-25)$$



Figur 54 Illustration av viktad styvhet jämfört mot separata styvheter för stadium I och II. Från Magnusson (2007).

6.4. FE simuleringar

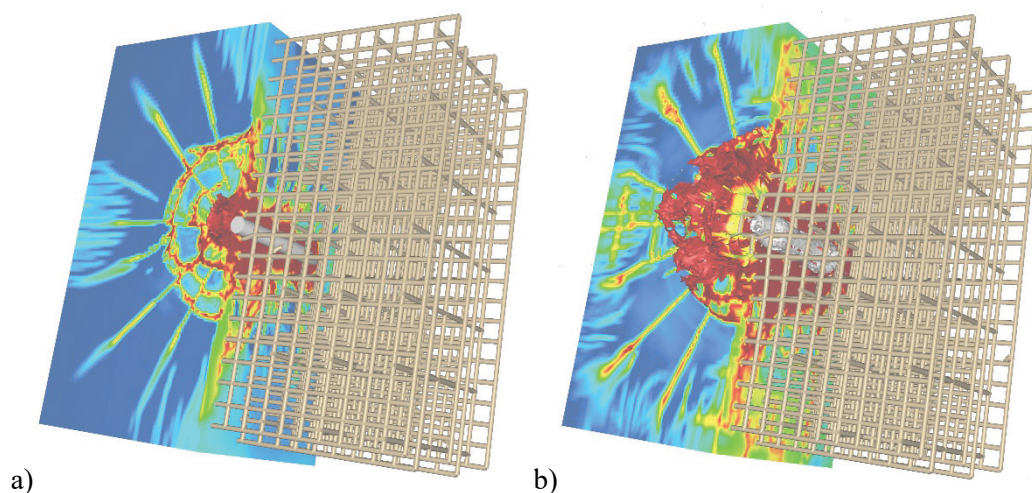
Generellt så är s.k. explicita FE-analyser dominerade avseende analyser av explosionsbelastade strukturer, detta då lokala stabilitetsproblem normalt inte medför att analyserna inte kan slutföras. Lokala stabilitetsproblem för FE-analyser kan t.ex. uppkomma vid sprickpropagering eller utveckling av lokala skadezoner i betongen, samt deformationsmjuknade beteende för betongkonstruktioner. Kortvariga förlopp är också mer lämpade för analys med hjälp av explicita analyser, då dessa använder relativt små tidssteg, samt och lösningsmetodiken ger en hög tidsupplösning för de beräknade deformationerna och spänningarna. Att i detta sammanhang utnyttja de mer vanligt förekommande implicita lösarna ger ofta instabilitetsproblem, samt betydande beräkningstider om små tidssteg ska utnyttjas.

Ett flertal kommersiella FE-koder kan användas för denna typ av analyser, varvid t.ex. ABAQUS (www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus), LS-DYNA (www.lstc.com) och ANSYS (www.ansys.com) är vanligt förekommande och dessa finns med både implicita och explicita FE-lösare. Det finns även flertal mer specialiserade FE-koder som då främst är avsedda för försvarstillämpningar och som huvudsakligen endast utnyttjar explicit lösningsmetodik, dessa är dock ofta inte tillgängliga kommersiellt, t.ex. den version av DYNA som utvecklas vid Lawrence Livermore National Laboratory och EPIC som utvecklas vid Southwest Research Institute (SwRI). En försvarsinriktad beräkningsskod som finns tillgänglig kommersiellt utvecklas däremot av Impetus-AFEA (www.impetus-afea.com) med huvudkontor i Norge.

Tidigare i rapporten har begränsningarna avseende tillgängliga materialdata för betong utsatt för explosionslaster diskuterats. Detta medför att indata för analyserna till stor del

behöver baseras på allmänna publicerade materialdata. Detta resulterar i stora osäkerheter avseende resultat erhållna från FE-analyser, detta då det finns ett stort utrymme för tolkningar vid framtagandet av dessa indata för analyserna. Resultaten kommer därmed att inte bara vara beroende av de allmänna beräkningsförutsättningarna och vald programvara med dess begränsningar, utan även utförarens erfarenhet och skicklighet. För att genomföra dimensionering av explosionsbelastade betongkonstruktioner med hjälp av FE-analyser krävs därmed ett omfattande verifieringsarbete av den använda beräkningsmetodiken, materialmodeller och övriga numeriska antaganden. Omfattningen av verifieringsarbetet ökar ytterligare om avancerade betongmodeller utnyttjas för analyserna. Det krävs då att analyserna kan identifiera de förekommande brottfenomen som uppkommer i den aktuella betongkonstruktionen på ett acceptabelt sätt. Det bör nämnas att även om en strukturs globala beteende avseende t.ex. deformationer kan bestämmas på ett acceptabelt sätt med en FE-modell, så kan det råda stora osäkerheter avseende strukturens lokala beteende eller belastningsnivån vid brott i strukturen. Det lokala beteendet i konstruktionen kan t.ex. vara lokaliseringen av uppkomna drag- eller skjvsprickor.

Under förutsättning att en explosivämnesladdning inte detonerar i betongstrukturens omedelbara närhet, så bedöms de deformationshastigheter som uppkommer för strukturen vara måttliga. Vid måttliga deformationshastigheter är inverkan på betongens hållfasthet och energiupptagning relativt liten, detta gäller även för armerings- och konstruktionsstål som ingår i konstruktionen. Osäkerheten avseende dimensionerande hållfasthetsvärden vid dynamisk belastning medför att det är svårt att beakta töjningshastighetseffekter vid dimensioneringsberäkningar, p.g.a. risken att icke-konservativa beräkningsresultat erhålls om olämpliga antagen för analysen används. Placeras en detonerande laddning i kontakt med, eller mycket nära, den aktuella byggnadskonstruktionen så uppkommer som tidigare diskuterats betydligt högre deformationshastigheter. I dessa fall kan det vara svårt att bedöma verkan mot en konstruktion utan att beakta de ingående materialens beteende vid de aktuella deformations- och spänningstillstånden som uppkommer. För denna typ av analyser bör verifierade, eller verifierbara, FE-analyser utnyttjas då problemställningarna är komplexa. Detta gäller både konstruktionens lokala och globala respons p.g.a. den kraftiga lokala påverkan som uppkommer. Exempel på en analys av en skyddskonstruktion av armerad betong utsatt för anslagsverkan och efterföljande detonation visas i Figur 55 nedan. Analysen är genomförd med den tidigare diskuterade JHC-materialmodellen för betong, samt explicita FE-lösaren från Impetus-AFEA. Denna typ av analys möjliggör studier av konstruktioner utsatta för olika typer av detonationslaster eller anslagsverkan ("impact"), samt varierande kombinationer av dessa.



Figur 55 Ackumulerad skada i betongen, a) efter endast anslagverkan och b) efter detonation av explosivämnesladdning. Figurerna visar framsidan av en väggkonstruktion med fem armeringslager. Skalan motsvarar ackumulerad skada från 0, intakt material, till 1, fullskadat material

De osäkerheter som finns avseende beräkningsmetodik, materialmodellering och operatörsberoende FE-modeller medför att förenklade materialmodeller därmed är att föredra vid dimensionering med stöd av FE-analyser. En förutsättning för detta är att resultaten är konservativa i förhållande till konstruktionens verkliga beteende.

I samband med att FE-analyser utnyttjas för konstruktionsberäkningar bör användandet av CFD-analyser (Computational Fluid Dynamics) även övervägas, se även tidigare diskussion i avsnitt 3.7. Detta då stora lokala variationer av beräknade tryck kan förekomma p.g.a. stötvågornas reflektion mot strukturen och omgivande ytor, samt interaktion mellan dessa stötvågor. Tidigare diskussion i kapitel 3 beaktar inte inverkan av stötvågsutbredning för olika geometriutformning. Kombinationen av FE- och CFD-analyser ger däremot en bättre möjlighet att beakta stötvågsbelastningen på en icke-ideal geometri. Programvara för analys av stötvågsutbredningen kan dels vara specialiserade för luftstötvågsanalyser som Apollo blastsimulator utvecklad av Fraunhofer EMI (www.emi.fraunhofer.de/en/service-offers/software-solutions/apollo), generella CFD-koder som ANSYS Fluent (www.ansys.com/products/fluids/ansys-fluent) eller olika typer av lösare inkluderade i ovan nämnda explicita FE-program som ABAQUS och LS-DYNA. Fördelen i det senare fallet är att det normalt är mer rationellt att arbeta med samma beräkningskod för FE- och stötvågsanalyserna, samt att detta medger att kopplade analyser kan genomföras vid behov. För analyser av betongkonstruktionen utsatta för utvändigt luftstötvågsbelastning kan emellertid strukturens deformation normalt försummas i samband med luftstötvågsberäkningarna, notera att detta även förutsätts vid användandet av tidigare diskuterade formler för tryck-tidförlopp från detonationer enligt kapitel 3, samt vid utnyttjandet av en-frihetsgradsmodeller, se avsnitt 6.3.

7. Dimensioneringsmetoder för konstruktioner

7.1. Allmänna konstruktioner

7.1.1. Allmänt

Explosion behandlas i Eurokods standard SS-EN 1991-1-7:2006 ”Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast. Denna standard behandlar enbart den belastning som kan uppstå p.g.a. anslagsverkan (*impact*) och explosioner. SS-EN 1992-1-1:2005 ”Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader” behandlar inte dimensionering av konstruktioner med hänsyn explosionslaster specifikt. SS-EN 1991-1-7:2006 (härefter refererad som Eurokod) skiljer mellan:

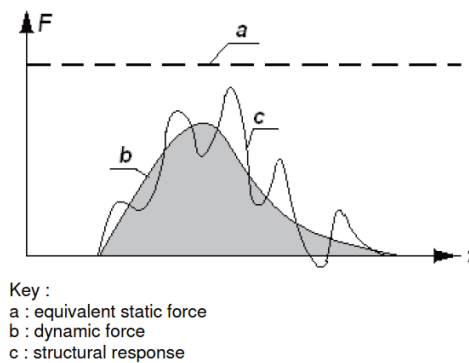
- Deflagration: Fortplantning av en förbränningszon med en hastighet som är mindre än ljudets hastighet i det oreagerade mediet.
- Detonation: Fortplantning av en förbränningszon med en hastighet som är större än ljudets hastighet i det oreagerade mediet.

Detonation stämmer överens med den typ av belastning som gäller i denna rapport, se avsnitt 2.2.

Den belastning som uppstår på grund av anslagsverkan och explosion benämns dynamisk kraft ”*Dynamic Force*” i Eurokod, som definieras enligt nedan:

”Force that varies in time and which may cause significant dynamic effects on the structure; in the case of impact, the dynamic force represents the force with an associated contact area at the point of impact.”

Eurokod definierar även ekvivalent statisk kraft ”*Equivalent static force*”, som motsvarar den dynamiska kraften inklusive konstruktionens respons, Figur 56.



Figur 56 Ekvivalent statisk kraft (a) samt dynamisk kraft (b) inklusive konstruktionens respons, SS-EN 1991-1-7:2006.

När det gäller explosioner behandlar Eurokod enbart invändig explosion, d.v.s. de explosioner som förekommer i slutna utrymmen som byggnader, silos, tunnlar och dylikt. Enligt Eurokod ska konstruktionerna dimensioneras med hänsyn till explosioner om de innehåller delar där gasförbränning och gasreglering pågår, eller där explosiva material som explosiva gaser eller väskor som bildar explosiva ångor förvaras eller transporteras. Eurokod behandlar inte effekten av sprängämnen.

7.1.2. Dimensioneringsförutsättningar

Följande är några av de dimensioneringsförutsättningar som anges i Eurokod:

- Enligt Eurokod ska konstruktionerna motstå fortskridande ras som orsakas av explosioner, i enlighet med SS-EN 1990, 2.1 (4)P. Explosionerna kan orsakas av
 - explosiva damm (partiklar) i ett rum, behållare eller bunker,
 - naturgas som exploderar i ett rum samt
 - gas- och ångexplosioner i väg- och järnvägstunnlar.
- Partiellt brott kan tillåtas förutsatt att elementet inte utgör ett huvudbärverk som är avgörande för konstruktionens stabilitet.
- Explosionens konsekvenser ska begränsas genom olika konstruktiva åtgärder som
 - dimensionera konstruktionen för maxtryck,
 - använda ventilationspaneler med föreskrivet maxtryck,
 - separera de angränsande sektioner som innehåller explosivt material,
 - begränsa arean hos de konstruktioner som är exponerade för explosionsrisker samt
 - vidta skyddsåtgärder mellan intilliggande konstruktioner som är exponerade för explosionsrisker för att undvika propagering av tryck.
- Det tryck som explosionen förorsakar antas att samtidigt och lika effektivt verka på samtliga ytor som omsluter explosionsutrymmet.

- Vid dimensioneringen ska, där det är relevant, den andra fasen av undertryck som följer efter det första fasen av övertryck beaktas.

7.1.3. Invändig explosion

Bilaga D är en informativ bilaga till Eurokod (SS-EN 1991-1-7: 2006) som behandlar explosioner som orsakas av explosivt damm inom ett rum, kärl eller behållare samt skyddsrum.

Dammexplosion i rum, kärl och behållare samt skyddsrum

I Eurokod beskrivs explosioner som orsakas av damm genom deflagrationsindexet K_{St} ($\text{kN/m}^2 \times \text{m/s}$), som karakteriserar explosionsbeteende i ett omslutet och begränsat utrymme. Parametern bestäms med standardiserade metoder. Dammexplosioner definieras som deflagration, vilken inte klassas som detonation, se avsnitt 7.1.1. I Tabell D.1 i Eurokods Bilaga D anges K_{St} för några olika typer av damm, bl.a. för cellulosa ($K_{St} = 27000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$) och stenkol ($K_{St} = 13000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$).

När damm exploderar uppnås maxtrycket inom 20 – 50 ms. Den tid som det tar för trycket att klinga av till normala nivåer beror på utrymmets geometri och storlek samt på den ventilation som förekommer. För mer information om ämnet hänvisas till ISO 1684-a *Explosion protection systems – Part 1: Determination of explosion indices of combustible dusts in air*.

Explosion av naturgas

De byggnader som har naturgasledningar, dimensioneras för en invändig explosion genom att beakta följande nominellt ekvivalenta statiska trycket:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (7-1)$$

eller

$$p_d = 3 + \frac{1}{2} \cdot p_{stat} + 0,04 \cdot \left(\frac{V}{A_v}\right)^2 \quad (7-2)$$

det tryck, av ovanstående, som är störst är dimensionerande.

där

p_{stat} = jämfördelat statiskt tryck vid vilken ventilationskomponenten kollapsar, (kN/m^2)

A_v = ventilationskomponentens area, (m^2)

V = inneslutningens volym, (m^3)

Kvoten mellan komponentens yta och inneslutningens volym bör uppfylla följande krav:

$$0,05 \leq A_v/V \leq 0,15 \quad (1/\text{m}) \quad (7-3)$$

Det bör noteras att även gasexplosion klassas som deflagration.

Explosion i väg- och järnvägstunnlar

Både detonation och deflagration beaktas i väg- och järnvägstunnlar. När det gäller detonation, Figur 57a, används följande uttryck för att bestämma trycket som funktion av tiden:

$$p(x, t) = p_0 \exp \left[- \left(t - \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right] \quad \text{för} \quad \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \quad (7-4)$$

$$p(x, t) = p_0 \exp \left[- \left(\frac{|x|}{c_2} - 2 \cdot \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right] \quad \text{för} \quad \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} \quad (7-5)$$

$$p(x, t) = 0 \quad \text{för övriga intervall} \quad (7-6)$$

där

p_0 = maxtryck, vilket för en typiskt flytande naturgas är 2000 (kN/m²)

c_1 = chockvågens fortplantningshastighet ≈ 1800 (m/s)

c_2 = akustisk fortplantningshastighet i en varm gas ≈ 800 (m/s)

t_0 = tidskonstant = 0,01 (s)

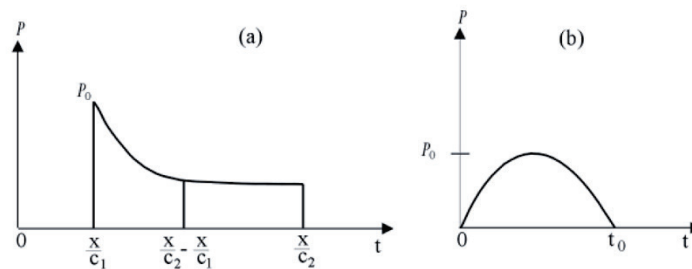
$|x|$ = avståndet till explosionens centrum (m)

t = tid (s)

För deflagration, Figur 57b, används följande uttryck för att bestämma trycket som funktion av tiden:

$$p(x, t) = 4p_0 \frac{t}{t_0} \left(1 - \frac{t}{t_0} \right) \quad \text{för} \quad 0 \leq t \leq t_0 \quad (7-7)$$

Beteckningar enligt ovan.



Figur 57 Tryck som funktion av tid för (a) detonation och (b) deflagration.

7.2. Kärntekniska anläggningar

För kärntekniska anläggningar tillämpas *Dimensionering av Nukleära Byggnadskonstruktioner* (DNB) som anvisningar för dimensionering. Rapporten är utgiven av Strålsäkerhetsmyndigheten. I rapporten finns ett särskilt kapitel som är inriktat på dimensionering med avseende på stöt- och impulslaster, där dessa typer av laster i regel beaktas som olyckslaster och analyseras i exceptionella eller mycket osannolika dimensioneringssituationer.

Tre typer av utvärderingsnivåer beskrivs i DNB, men det bör noteras att dessa inte är frkopplade från varandra;

- *Lokal analys* – avser kontroller för utstötning, penetration, perforering och genomstansning.
- *Semi-global analys* – avser kontroller för böjning och skjuvning av ett konstruktions-element (balk, platta, etc.)
- *Global analys* – avser att analysera konstruktionens stabilitet, vilket inkluderar stjälpning, lyftning, glidning, global böjning, vibrationer, etc.

I DNB så hänvisas till bilaga D i Eurokod SS-EN 1991-1-7 (Eurokod 1, 2010), se avsnitt 7.1, för bestämning av last och tidsfunktioner för impulslaster orsakade av invändiga explosioner. Dock påpekas att, vid kärntekniska anläggningar kan även andra typer av händelser vara aktuella. Därför hänvisas även till IAEA DD1087 (IAEA, 2018) som kan tillämpas för att beakta invändiga eller utvändiga impulslaster som är särskilt relevanta för kärntekniska anläggningar.

För beaktande av materialens dynamiska respons vid höga töjningshastigheter finns förstorningsfaktorer angivna för betong, slakarmering, spännarmering och övriga stålmaterial. De värden som presenteras i DNB hänvisar till IAEA (2018) men det framgår inte vilken töjningshastighet som avses, och motsvarande värden finns ej hellre tabellerade i (IAEA, 2018). Detta kan dock bero på att vid arbetet så användes en preliminär, förhandsversion av IAEA-rapporten som senare strukits. För de olika materialen definierar DNB en förstorningsfaktor (i förhållande till statiska hållfasthetsvärden) beroende på typ av påkänning; böjning, skjuvning eller tryck. För betong varierar denna mellan 1,0 och 1,25 för tryckhållfastheten. Motsvarande värden ges t.ex. inte för övriga materialparametrar så som draghållfasthet för olika utvärderingsnivåer och olika brottmoder.

I DNB anges även vilka acceptanskriterier som bör tillämpas vid analys av stöt och impulslaster.

I de lastkombinationer som ska beaktas enligt DNB, så ska explosionslaster (X_E) beaktas i händelsen för explosioner (händelseklass H3 och H4) och beaktas som en enskild last (dvs utan kombination med övriga laster) med en partialkoefficient 1,0. Händelseklasserna H3 och H4 avser enligt DNB (Jovall m.fl. 2017);

- H3 – Ej förväntade händelser (*händelser som inte förväntas inträffa under en kärnkraftsreaktors livstid, men som kan förväntas inträffa om ett flertal reaktorer beaktas*). Frekvens; $10^{-3} \leq p \leq 10^{-4}$
- H4 – Osannolika händelser (*händelser som inte förväntas inträffa. Här inkluderas även ett antal övergripande händelser som oberoende av händelsefrekvens analyseras för att verifiera kärnkraftreaktorns robusthet. Dessa händelser benämns ofta konstruktionsstyrande händelser*). Frekvens; $10^{-4} \leq p \leq 10^{-6}$

7.3. Skyddskonstruktioner

Skyddskonstruktioner dimensionerade för luftstötstångsbelastning, samt även andra former av vapenverkan, är t.ex. det militära försvarets anläggningar och civila skyddsrum. De myndigheter som är ansvariga för konstruktion eller utförande av dessa är i första fallet Fortifikationsverket och i andra fallet Myndigheten för samhällsskydd och beredskap. Andra byggnader och konstruktioner där stötstångsbelastningar beaktas vid dimensioneringen kan t.ex. vara civila ledningscentraler som utnyttjas för räddningstjänst och SOS-alarm, då dessa även förutsätts fungera i en krissituation.

7.3.1. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap

Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB) har ansvaret för bl.a. skyddsrummen i Sverige. Dessa dimensioneras mot vapenhot i samband med en krigssituation, varvid samma skyddsförmåga som för försvarets skyddskonstruktioner är nödvändig. MSB bedriver även forsknings- och utvecklingsarbete om skyddskonstruktioners respons för stötstångs och splitterbelastningar, i första hand avseende betongkonstruktioner. Föreskrifter och studier inom området finns sammanställda på deras hemsida (www.msb.se/sv/Insats--beredskap/Hantera-olyckor--kriser/Skyddsrum/) och omfattar bl.a. beräkningsanvisningar för lastberäkning avseende luftstötstång från detonationer (MSB, 2012) och strukturrepons vid s.k. impulsbelastning (MSB, 2014). En sammanställning av relevanta beräkningsanvisningar för impulsbelastningar återfinns nedan i Tabell 6.

Tabell 6: Utvalda anvisningar och exempel för byggnader utsatta för impulsbelastning (www.msb.se/sv/Insats--beredskap/Hantera-olyckor--kriser/Skyddsrum/Berakningar-losningar-och-komponenter/).

Kategori	Dokument nr	Innehåll
B01. Samlingsdokument	B01-101	Introduktion
	B01-102	Dokumentförteckning
	B01-103	Frågor och svar
B02. Beräkningsanvisning för last	B02-111	TNT-explosion i det fria
	B02-121	Gasexplosion i det fria
	B02-201	Splitterverkan
	B02-202	Kombinerad luftstötstång och splitter
	B02-301	Beräkningsanvisning för markstötstångsbelastning från nedgrävd laddning
B03. Beräkningsanvisning för strukturrepons	B03-101	Strukturrepons vid impulsbelastning
	B03-102	Central differensmetod
B04. Beräkningsexempel för last	B04-101	Last från TNT-explosion i det fria
	B04-103	Last från gasexplosion i det fria
	B04-201	Last från splitterverkan
	B04-202	Last från kombinerad luftstötstång och splitter

	B04-401	Beräkningsexempel markstötståg i frifält
	B04-402	Beräkningsexempel markstötståg med reflexioner
B05. Beräkningsexempel för strukturrepons	B05-101	Enkelspänd betongvägg
B06. Beräkningsstöd	B06-103	Tryckläckage in i byggnad vid utvändig explosion
	B06-105	Gasexplosion i det fria
	B06-201	Moment och tvärkraft

7.3.2. Fortifikationsverkets Byggregler

Fortifikationsverkets Byggregler (FBR) omfattar bl.a. Fortifikationsverkets Konstruktionsregler (FKR) med de tre bilagorna FortLast, FortMtrl och FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011a-d). Dessa konstruktionsregler är avsedda för att användas internt inom Fortifikationsverket vid anläggningsförsörjning av byggnader och anläggningar med krav på fysiskt skydd för Försvarsmakten och andra myndigheter, samt av andra organisationer, företag och myndigheter som stödjer denna anläggningsförsörjning. Den är dock utformat så att andra organisationer ska kunna använda denna för analyser avseende särskilt skyddsvärda objekt.

Fortifikationsverkets Konstruktionsregler (FKR) innehåller allmänna råd och regler för byggnader och anläggningar med krav på fysiskt skydd, varvid fysiskt skydd avser påverkan som en konstruktion kan utsättas för i en krigssituation, men även påverkan på infrastruktur samband med naturkatastrofer, olyckor, sabotage eller terrorism. Bestämmelserna i FKR syftar till att avsedd skyddsnivå för en byggnads eller anläggnings primärfunktioner ska erhållas.

De råd i form av generella rekommendationer som ges i FKR anger hur regler i denna kan eller bör tillämpas. Andra lösningar kan väljas, varvid dessa måste verifieras genom utredning och godkännas av Fortifikationsverket.

Nuvarande FKR 2011 hänvisar till Boverkets konstruktionsregler (BKR) och ”Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04” (Boverket, 2004). Dessa dokument gäller inte längre, utan dessa hänvisningar ska ersättas med motsvarande stycken ur nu gällande Eurokod-standards. I de fall då specifika regler eller anvisningar inte ges i FKR så gäller bestämmelserna i Eurokod, främst avses i detta sammanhang ”Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader (Eurokod 2, 2008). En ny version av FBR/FKR som är bättre anpassad till nuvarande standard är planerad, denna ges preliminärt ut under 2022. Försvarsdepartementet i USA (Department of Defence, DoD) ger ut gemensamma konstruktionsanvisningar för de amerikanska vapengrenarna, t.ex. UFC 3-340-02 (DoD, 2014). Denna är precis som den svenska FKR avsedd att användas som underlag vid alla militära projekt, i detta fall alla DoD-projekt, men även för projekt åt andra kunder när detta är lämpligt. Anvisningar avseende bl.a. utförande och lastberäkningar för explosionsbelastade konstruktioner redovisas, men även beräknade utböjningar för en-frihetsgradssystem (single degree of freedom, SDOF) för olika laster och egenskaper. Användbarheten begränsas av att materialegenskaperna inte alltid är jämförbara, samt att användaren måste beakta konverteringen från amerikanska enheter till SI-enheter.

De avsnitt i FKR 2011 (Fortifikationsverket, 2011a) som främst är av intresse för explosionsbelastade betongkonstruktioner ges i Tabell 7 nedan. Notera att endast hot från vapen av militär typ, eller motsvarande, finns angivna i FKR 2011, bilaga FortLast (Fortifikationsverket, 2011b), varvid specifikationer för hot avseende explosionsbelastade konstruktioner i bestäms utifrån andra källor. The National Counterterrorism Center i USA anger t.ex. storlekar för olika definierade hotnivåer (NCTC, www.dni.gov/index.php/nctc-newsroom/nctc-resources/item/1731-bomb-threat-stand-off-distance-chart, 2019-01-11).

Beräkning av dimensioneringsvärde för trycklast från explosionsbelastning kan för enkla fall hanteras enligt FKR 2011 bilaga FortLast (Fortifikationsverket 2011b). De använda ekvationerna är i detta fall för en sfärisk trotylladdning och gäller för ostörd sfärisk utbredning av stötvågen (Kingery och Bulmash, 1984). De beräknade värdena kommer därmed att behöva korrigeras avseende reflektioner mot markytan och byggnadsstrukturer, samt annat val av explosivämne och laddningens utformning. Förenklade uttryck för stötvågsparametrar har senare presenterats av Swissdak (1994), varvid även lägre trycknivåer har beaktas genom att beakta ytterligare data. Begränsningarna vid för de ursprungliga Kingery och Bulmash (1984) ekvationerna har även diskuterats i samband med detta. Notera att de angivna formlerna ovan avser främst medelvärdesanpassningar, varvid osäkerheten i dessa måste beaktas. Rekommendation i UFC 3-340-02 (DoD, 2014) är en säkerhetsfaktor motsvarande 20 % ökning av massan för sprängämnet ska användas för att ta hänsyn till diverse okända parametrar och för att erhålla dimensionerande massa för aktuell explosivämnesladdning. Stötvågsdata har tidigare diskuterats i denna rapport, se avsnitt 2.3.

Tabell 7: Avsnitt i FKR 2011 (Fortifikationsverket, 2011a), som berör explosionsbelastade betongkonstruktioner.

Avsnitt i FKR 2011	Kommentar
2 Allmänna regler för bärande konstruktioner	
2.1 Krav	Hänvisning sker till bilagorna FortLast och FortSkydd avseende hot och hotnivåer, respektive skyddsnivå för primärfunktioner och skalskyddsnivåer.
2.1.4 Krav i gränsdeformat-ionstillstånd	Partialkoefficienter för dimensionering av byggnadsdel, se bilagan FortMaterial. Dimensioneringsanvisningar för fysiskt skydd, se bilagan FortSkydd.
2.1.4.1 Krav avseende dimensionering	Byggnader med krav på fysiskt skydd ska dimensioneras för lasterna som ingår i den aktuella hotbilden, samt de laster som anges i Eurokod.
2.1.4.2 Säkerhet	Bestämmelserna avser att ge avsedd skyddsnivå för en byggnads primärfunktioner.
2.3 Dimensionering genom beräkning och provning	
2.3.2 Partialkoefficient-metoden	Vid dimensionering beaktas byggnadens primärfunktion med utnyttjande av särskilda partialkoefficienter, se hänvisning till bilagorna FortMaterial och FortSkydd. Konstruktionens dimensionerande energiupptagande förmåga ska vara större, eller lika med, den yttre lastens dimensionerande lasteffekt.

7 Betongkonstruktioner	Anvisningar och hjälpmedel för dimensionering återfinns i bilagan FortSkydd
7.2 Förutsättningar	
7.2.2 Karaktäristiska materialvärden för betong	Avseende betonghållfasthet hänvisas till FortMaterial.
7.2.3 Karaktäristiska materialvärden för armering	Avseende armeringshållfasthet hänvisas till FortMaterial.
7.3 Dimensionering genom beräkning och provning	
7.3.1 Dimensionering i brottgränstillstånd	Avseende dimensionering av betongkonstruktioner hänvisas till FortMaterial.
7.3.5 Dimensionering i gränsdeformationstillstånd	Avseende dimensionering av betongkonstruktioner hänvisas till FortMaterial.
7.7 Dimensionering av betongkonstruktioner som fysiskt skydd	Skyddseffekten beaktas vid dimensionering mot luftstöt-våg, stötvåg i mark, vattenstötvåg, splitter, projektiler, riktad sprängverkan (RSV), sprängverkan, biologiska och kemiska stridsmedel.

För dimensionering av konstruktioner utsatta för luftstöt-vågor gäller FKR 2011 bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d), varvid hänvisning sker till detta originaldokument för dimensionering. Denna rapport innehåller endast en beskrivning av konstruktionsreglernas uppbyggnad och tillämpning. För bestämning av dimensioneringskrav utnyttjas begreppen funktionstillgänglighet och skalskyddsnivå. Funktionstillgängligheten anger under hur lång tid som ett funktionsbortfall kan accepteras, se listning nedan:

Funktionstillgängligheten nivå 5: Funktionsbortfall accepteras inte under skyddsdrift, utan kontinuerlig drift krävs.

Funktionstillgängligheten nivå 2: Funktionsbortfall under maximalt 7 minuter.

Funktionstillgängligheten nivå 3: Funktionsbortfall under maximalt 6 timmar.

Funktionstillgängligheten nivå 2: Funktionsbortfall under maximalt 7 dygn.

Funktionstillgängligheten nivå 1: Funktionsbortfall under mer än 7 dygn.

Kraven avseende funktionstillgänglighet och uthållighet omvandlas till en skalskyddsnivå för enskilda komponenter och konstruktionsdelar i anläggningen, se nedan:

Skalskyddsnivå A: Ett stort antal belastningar, >5, på konstruktionen motsvarande den dimensionerande lasten utan att uppkomna skador nedsätter en anläggningsfunktioner. Kravet anses uppfyllt om dimensionering sker enligt elasticitetsteorin.

Skalskyddsnivå B3: Tre belastningar på konstruktionen motsvarande den dimensionerande lasten. Skadorna efter varje belastning får inte vara större än att de specificerade kraven för anläggningens funktioner uppfylls, t.ex. avseende gastäthet och tillträde.

Skalskyddsnivå B2: Två belastningar på konstruktionen motsvarande den dimensionerande lasten. Avseende skador och funktioner se nivå B3.

Skalskyddsnivå B1: En belastning på konstruktionen motsvarande den dimensionerande lasten. Avseende skador och funktioner se nivå B3.

Skalskyddsnivå C: Två belastningar på konstruktionen motsvarande den dimensionerande lasten. Maximala deformationskapaciteten utnyttjas och stora kvarstående deformationer är tillåtna. Inga ytterligare belastningar tillåtna på konstruktionen.

Skalskyddsnivåerna har även specifika krav avseende splittergenomslag, för dessa hänvisas till FKR 2011 bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d).

Dimensionerande hållfasthet för betong och armering

Betongens karakteristiska tryckhållfasthet bestäms enligt Eurokod 2 (2008), tidigare enligt BKR 13 (Boverket, 2010). Notera dock att betongens tillåtna tryckhållfasthet begränsas till maximalt 50 MPa enligt FKR, bilaga FortMaterial (Fortifikationsverket, 2011c). För utnyttjande av högre betonghållfasthet ska Fortifikationsverket kontaktas.

Dimensionerande tryck- och draghållfasthet för betong, samt draghållfasthet för armering, beräknas med avseende på funktionstillgänglighet och skadeacceptans för skalskyddet enligt ekvationen nedan. Partialkoefficienterna γ_m för betong och armeringsstål bestäms enligt Tabell 8 respektive Tabell 9.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{fmn}} \quad (7-1)$$

Tabell 8: Partialkoefficienten γ_{fmn} för bestämning av dimensionerande tryck och draghållfasthet för betong enligt FKR, bilaga FortMaterial (Fortifikationsverket, 2011c).

Betongkonstruktioner, tryckhållfasthet; draghållfasthet			
Funktionstillgänglighet	Skadeacceptans hos skalskyddet		
	C	B	A
1-2	1,0	1,1	1,3
3-4	1,1	1,2	1,3
5	1,3	1,3	1,4

Tabell 9: Partialkoefficienten γ_{fmn} för bestämning av dimensionerande draghållfasthet för armeringsstål enligt FKR, bilaga FortMaterial (Fortifikationsverket, 2011c).

Betongkonstruktioner, armering, draghållfasthet			
Funktionstillgänglighet	Skadeacceptans hos skalskyddet		
	C	B	A
1-2	1,0	1,05	1,05
3-4	1,05	1,05	1,05
5	1,05	1,05	1,1

FKR bilaga Fortmaterial (Fortifikationsverket, 2011c) anger att det dimensionerande värdet för elasticitetsmodulen för betong och armering sätts lika med det karakteristiska värdet enligt Eurokod 2 (2008), tidigare enligt BKR 13 (Boverket, 2010):

$$E_d = E_k \quad (7-2)$$

Dimensionerande böjande moment

Dimensionering av betongkonstruktioner sker i brottgränsstadiet med den tillåten kvarstående deformationen som gränssättande för tillåtet luftstövågsbelastning. Detta avsnitt är tillämpligt på balkar och plattor som motstår en belastning genom böjning, samt utnyttjande av tryckspänningar i betongen och dragspänningar i armeringen. Konstruktionsstatiska bärförmåga utnyttjas i beräkningen, varefter strukturens lastupptagning för den dynamiska belastningen bestäms genom en transformering av den dynamiska belastningen till ett ekvivalent dynamiskt system.

Dimensioneringskriteriet i FKR för en luftstövågsbelastad betongkonstruktion utgörs av interaktionssambandet:

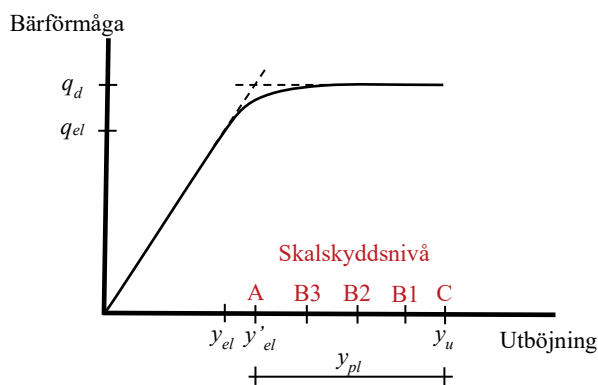
$$\left(\frac{p_{cd}}{p}\right)^{\frac{1}{k}} + \left(\frac{i_{cd}}{i}\right)^{\frac{1}{k}} \geq 1 \quad (7-3)$$

där trycket, p , och impulstätheten, i , som belastar konstruktionen bestäms med avseende på aktuell belastningssituation, varvid hänvisning sker till bilaga FortLast (Fortifikationsförvaltningen, 2011b).

Konstanten k bestäms ur konstruktionens deformationstillstånd, se ekvation nedan och definitioner enligt

Figur 58. Skalskyddsnivå "C" innebär fullt utnyttjande av konstruktions deformationskapacitet och därmed stora tillåtna deformationer, medan skalskyddsnivå "A" tillåter små deformationer, ingen nedsättning av funktioner, samt fler än 5 upprepade dimensionerade belastningar.

$$k = \frac{0,5 \cdot y'_{el} + y_{pl}}{y'_{el} + y_{pl}} \quad (7-4)$$



Figur 58 Principiellt samband mellan bärförmåga och utböjning, modifierad efter FKR 2011 bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d).

Dimensioneringsstorheterna, p_{cd} och i_{cd} , bestäms enligt nedan, beroende av tillåten kvarstående deformation, y_{pl} , för konstruktionen:

$$p_{cd} = k \cdot q_d \quad [\text{N/m}^2], [\text{Pa}] \quad (7-5)$$

$$i_{cd} = \sqrt{\frac{\chi_{mp} \cdot 2 \cdot M \cdot p_{cd} \cdot y_u}{a \cdot b}} \quad [\text{Pa} \cdot \text{s}] \quad (7-6)$$

där

a och b är konstruktionsdelens långa respektive korta spännvidd,
 M är konstruktionsdelens massa,
 y_u är maximala utböjningen.

Konstanten χ_{mp} transformerar det statiska systemet till ett ekvivalent dynamiskt system, varvid värdet beror av konstruktions- eller byggnadsdelens geometriska form och inspänningsförhållanden. Enligt FKR 2011, bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d) får värdet på χ_{mp} sättas till 0,67 för balkar och 0,5 för plattor. Metoder finns för att bestämma denna ekvivalenskonstant noggrannare. Statiska bärförmågan bestäms från konstruktionsdelens statiska momentbärförmåga m_d :

$$m_d = 0,95 \cdot f_d \cdot A_s \cdot d \quad (7-7)$$

där A_s utgör armeringsarean, varvid armeringsinnehållet begränsas till $\leq 0,5$ % för att betongtryckbrott ska undvikas innan den momentupptagande förmågan är uppnådd. Armeringsstålets dimensioneringsvärde betecknas f_d och betongtvärsnittets effektiva höjd d i ekvationen ovan.

För en dubbelsidigt fast inspänd armerad betongbalk gäller för då för den statiskt dimensionerade bärförmågan (tryck):

$$q_d = 8 \cdot \frac{(m_{ds} + m_{fs})}{L^2} \cdot \frac{1}{b'} \quad (7-8)$$

där

m_{ds} och m_{df} är stöd- respektive fältmomentbärförmåga för balken,
 L är balkens spännvidd,
 b' är medverkande balkbredd.

Den tillåtna plastiska utböjningen för en fritt upplagd betongbalk begränsas av dragbrott i armeringen, varvid:

$$\frac{y_{pl}}{L} = 0,26 \left(1 + 0,3 \frac{L}{d} \right) \cdot \varepsilon_d \quad (7-9)$$

där ε_d är dimensionerande gränstöjning för armeringen enligt FKR 2011 bilaga Fort-Material (Fortifikationsverket, 2011c). Övriga parametrar enligt ovan.

För en dubbelsidigt fast inspänd betongbalk gäller för armeringsbrott:

$$\frac{y_{pl}}{L} = 0,26 \varepsilon_d \left(1 + 0,05 \cdot \frac{\mu_{stöd}}{\mu_{stöd} + \mu_{fält}} \cdot \frac{L}{d} \right) \quad (7-10)$$

där $\mu_{stöd}$ och $\mu_{fält}$ är balkens armeringsprocent vid stöd respektive i fält.

En fritt upplagd balks elastiska böj deformation beräknas med utnyttjandet av elementarfall, samt yttröghetsmomentet I_{sp} för ett sprucket armerat betongtvärsnitt enligt:

$$y'_{el} = \frac{5 q_d \cdot L^4}{384 E_d I_{sp}} \quad (7-11)$$

med

$$I_{sp} = b \cdot d^3 \left(5,4 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} + 0,016 \right) \quad (7-12)$$

där E_d avser betongens dimensionerande elasticitetsmodul. Originalekvation anger dock inte indexet "d", varvid beteckningarna är inkonsekventa. Notera även att q_d i detta fall får förutsättas hänvisa till dimensionerna last per längdenhet, t.ex. N/m, och ej dimensionerande tryck enligt ovan.

Elastiska böj deformationerna för en fast inspänd balk hanteras på samma sätt med utnyttjande av lämpligt elementarfall. För konstruktionsfall med plattor hänvisas till FKR 2011 bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d).

Dimensionerande tvärkraft

Efter dimensionering avseende böjande moment utförs kontroll av bärförmågan avseende tvärkraften, både under det initiala elastiska utböjningsskedet och det plastiska utböjningsförloppet.

Tvärkraftens storlek och fördelning under belastningsförloppet ska beaktas vid dimensioneringen. Notera att initialt kan tvärkraftsfördelningen i t.ex. en platta vara sådan att dimensionering beräkningsmässigt måste utföras som för en hög balk istället. Val av beräkningsmodell avgörs av värdet på kvoten mellan beräknad skjuvspännvidd (a_τ) och konstruktionsdelens längd enligt nedan (Fortifikationsverket, 2011d).

Skjuvspännvidden för en fritt upplagd konstruktion bestäms av:

$$\frac{a_\tau}{L} = 0,025 + 0,25 \sqrt{\frac{q_d}{p}} \quad (7-13)$$

och för en fast inspänd konstruktion av :

$$\frac{a_\tau}{L} = 0,01 + 0,35 \sqrt{\frac{q_d}{p}} \quad (7-14)$$

där längden L sätts till konstruktionsdelens korta spännvidd b för plattor.

För bestämning av q_d och p se dimensionering för böjande moment ovan. Skjuvspännvidden begränsas till det maximala värdet $\frac{a_\tau}{L} \leq 0,25$.

För värden $\frac{a_\tau}{d} > 1,5$ genomförs statisk dimensionering, tidigare enligt BBK 04 avsnitt 3.7, varvid motsvarande avsnitt i Eurokod 2 för betong (SIS, 2008) ska tillämpas istället. För värden $\frac{a_\tau}{d} \leq 1,5$ används dimensioneringsmodell för höga balkar och skivor, tidigare enligt BBK 04 avsnitt 6.6. Då BBK 04 har ersatts av i Eurokod 2 för betong (SIS, 2008) ska denna tillämpas istället. Notera att kvoten $\frac{a_\tau}{d}$ motsvarar uttrycket $\frac{M_0}{h \cdot V_0}$ enligt BBK 04 (Boverket, 2004), där M_0 är största böjande momentet i spannet under förutsättningen att

fri uppläggning antas gälla vid båda stöden, V_0 är största tvärkraft under samma förutsättningar och h är konstruktionsdelens totala höjd.

För plattor bestäms det maximala värdet för den totala initiala stödreaktionen enligt FKR Bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d) som :

$$R_d = a \cdot b \left(p \left(1 - \frac{\chi_p^2}{\chi_m} \right) + q_d \frac{\chi_p^2}{\chi_m} \right) \quad (7-15)$$

För en balk gäller att a ersätts med balkens spännvidd L och b med den belastade medverkande bredden. För plattor anges konstanterna χ_p och χ_m till:

$$\chi_p = 0,40 \text{ och } \chi_m = 0,25 \quad \text{för } \frac{p}{q_d} \leq 2$$

$$\chi_p = 0,33 \text{ och } \chi_m = 0,167 \quad \text{för } \frac{p}{q_d} > 2$$

För balkar anges konstanterna till:

$$\chi_p = 0,64 \text{ och } \chi_m = 0,50 \quad \text{för } \frac{p}{q_d} \leq 2$$

$$\chi_p = 0,50 \text{ och } \chi_m = 0,33 \quad \text{för } \frac{p}{q_d} > 2$$

Den totala stödreaktionen för plattor under det plastiska utböjningsförloppet bestäms enligt FKR Bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d) som:

$$R_d = a \cdot b \left(p_{cd} \left(1 - \frac{\chi_p^2}{\chi_m} \right) + q_d \frac{\chi_p^2}{\chi_m} \right) \quad (7-16)$$

där p_{cd} [N/m²] avser konstruktions dimensionerande tryckupptagande förmåga för stötvåglast. Notera att referensen ovan använder beteckning p_c som inte är definierad i den aktuella referensen, istället för den här använda och tidigare definierade variabeln p_{cd} . Det antas här att detta endast är ett tryckfel avseende beteckningen.

För en balk gäller att a ersätts med balkens spännvidd L och b med den belastade medverkande bredden enligt ovan.

Tvärkraftens dimensioneringsvärde V_d antas verka på ett avstånd från upplaget lika med den tidigare definierade skjuvspännvidden a_τ . Detta avser både det initiala elastiska och det plastiska deformationsförloppet, men med skilda dimensioneringsvärden för dessa. Tvärkraftens dimensioneringsvärde beräknas enligt FKR Bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011d) som:

$$V_d = 0,5 k_V \cdot R_d \quad (7-17)$$

Stödreaktionens fördelning vid upplagen beror av den tillhörande belastningsytan och anges av konstanten k_V i ekvationen ovan. Värdet på konstanten k_V kan bestämmas med utifrån vald brottlinjefigur, för kvadratisk firsidigt upplagda plattor erhålls värdet 0,25 och för en fritt upplagd balk värdet 0,5. För ett ökande värde på kvoten a/b kommer värdet på konstanten k_V öka från 0,25 för kvadratiske plattor till maximalt 0,5 motsvarande en fritt upplagd balk.

Betongtvärsnittets bärförmåga avseende tvärkraft, utan medverkande skjuvarmering, erhålls som:

$$V_c = k_c \cdot b \cdot d \quad (7-18)$$

med

$$k_c = k_\tau \cdot \frac{k_\mu}{s} \quad \text{där konstanten } s \text{ ges av skalskyddnivån för konstruktionen enligt}$$

$s = 1,2$	i skalskyddsnivå A, B3, B2 och B1
$s = 1,0$	i skalskyddsnivå C

där

$$k_\mu = 0,7 + \frac{\mu - 0,1}{3} \quad \text{för } 0,1 < \mu < 0,5$$

med armeringsinnehållet angivet som $\mu = \frac{A_s}{b \cdot d}$ och armeringsarean som A_s .

$$k_\tau = 0,25 \cdot f_{ck} \quad \text{för } \frac{a_\tau}{d} < 0,45$$

$$k_\tau = 0,45 \cdot \frac{0,25 f_{ck}}{a_\tau/d} \quad \text{för } \frac{a_\tau}{d} \geq 0,45$$

där den karakteristiska betonghållfastheten f_{ck} erhålls från FKR, bilaga FortMaterial (Fortifikationsverket, 2011c).

Konstruktionen behöver särskild skjuvarmering då dimensionerande tvärkraften V_d överstiger tvärsnittets bärförmåga V_c . I det elastiska deformationsområdet bestäms erforderlig tvärkraftbärförmåga för skjuvarmeringen som:

$$V_t = R_d \left(1 - \sqrt{\frac{V_c}{V_d}} \right) \quad (7-19)$$

I det elastoplastiska deformationsområdet bestäms erforderlig tvärkraftbärförmåga för skjuvarmeringen som:

$$V_t = R_{d,min} \left(1 - \sqrt{\frac{V_c}{2 V_{d,min}} \cdot \frac{8 a_\tau}{L}} \right) \quad (7-20)$$

där spännvidden L för balkar sätts till konstruktionsdelens minsta spännvidd b för plattor. Tvärkraften sjunker under den plastiska deformationsfasen från det initiala maximala värdet till sitt lägsta värde $V_{d,min}$. Ekvationen ovan har korrigerats i förhållande till FKR 2011, bilaga FortSkydd, (Fortifikationsverket, 2011c), då sannolikt fel geometriska variabel a (konstruktionsdelens långa spännvidd) anges istället för den beräknade skjuvspännvidden a_τ .

Teknisk utformning av betongkonstruktioner

Specifika krav avseende minimiarmering föreskrivs för konstruktionsdelar, både avseende fält och stödarmring. Föreskrifter finns både avseende armeringsinnehåll, avstånd mellan stänger och placeringar i plattor, samt balkar. Detta gäller även i fallet då skjuvarmering är nödvändig. För information avseende utformning av armerade konstruktioner hänvisas till FKR 2011, bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011c).

Betongkonstruktioner med hög konstruktionshöjd

Dimensionering av konstruktioner som tar upp lasten huvudsakligen genom tryckverkan i betongen, t.ex. kupoler eller bågar, diskuteras inte i denna rapport. Denna typ av strukturer förekommer främst som barriärer i fortifikatoriska anläggningar och andra skydds-konstruktioner, och utgör ett specialfall dimensioneringsmässigt. Modeller för dimensionering av dessa finns däremot beskrivna i FKR 2011, bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011c).

Stålkonstruktioner

Dimensionering av stålkonstruktioner enligt FKR har inte diskuterats i denna rapport. I denna finns en motsvarande beräkningsmetodik för stålkonstruktioner utsatta för stötvågsbelastningar, varvid det hänvisas till FKR 2011, bilaga FortSkydd (Fortifikationsverket, 2011c) för dimensioneringsmodeller avseende plattor, balkar och pelare i stålkonstruktioner.

8. Tillämpningsexempel

8.1. Allmänt

För att presentera beräkningsgången hos ett tillämpningsexempel krävs flertalet formler, figurer/diagram och tabeller, som här benämns beräkningsverktyg. Det är svårt att ange samtliga nödvändiga verktyg i en rapport som den föreliggande eftersom den skulle utöka rapportens volym och karaktär och omvandla den till en begränsad ”handbok”. När det gäller handboksmissiga beräkningar presenterar UFC (2008) olika tillämpningsexempel för balk, vägg, pelardäck och pelare, samt olika typer av explosionslaster. Samtliga formler, figurer/diagram och tabeller med bakomliggande teorier presenteras genomgående i UFC (2008). Tillämpningsexemplen består av två delar, varav del 1 anger i grova drag och stegvis hur man ska gå tillväga för att dimensionera konstruktionselementet och del 2 presenterar stegvis de genomförda beräkningarna. Därför är det onödigt att upprepa någon/några av tillämpningsexemplen i denna rapport. Nedan beskrivs enbart i grova drag de steg som kan förekomma vid dimensionering av en balk utsatt för böjning.

8.2. Dimensionering av balk utsatt för böjbelastning

- Beskrivning:** Dimensionering av en interiörbalk av en takkonstruktion som utsätts för explosion uppifrån.
- Utförande:**
- Steg 1. Bestäm dimensioneringsparametrar:
 - a) Strukturell utformning
 - b) Tryck-tid belastningssamband
 - c) Tillåten stödrotation
 - d) Materialegenskaper
 - Steg 2. Bestäm den dynamiska förstoringfaktorn (DIF) med hjälp av Tabell 4. Betongens och armeringens dynamiska dimensioneringsspänningar bestäms med hjälp av Tabell 5, den tillåtna stödrotationen enligt *Steg 1c* ovan samt materialegenskaper som anges i *Steg 1d* ovan.
 - Steg 3. Anta armeringsmängd och det täckande betongskiktets tjocklek. Baserat på de antagna värdena bestäm avståndet mellan dragarmeringens centrum till den tryckta sidans yttre kant (d).
 - Steg 4. Bestäm armeringsandelen och kontrollera att den inte är större än den armeringsandel som gäller för balanserat tvärsnitt, samt att den överstiger minimiarmering som krävs för armerade balkar.
 - Steg 5. Bestäm balkens momentkapacitet.
 - Steg 7. Bestäm det armerade tvärsnittets yttre röghetsmoment. Det bör noteras att yttre röghetsmomentet påverkas av bl.a. spricktillväxten och materialens plasticering. Olika metoder anges i olika handböcker. UFC (2008) anger en metod.
 - Steg 8. Bestäm balkens ekvivalenta elastiska styvhet (K_E). Parametern anger sambandet mellan deformation/utböjning och belastning. För en balk

- som är belastad med jämn utbredd last (q) är $K_E = q/X_E$, där X_E är den ekvivalenta elastiska nedböjningen (max nedböjning i mitten av balken för lasten q)
- Steg 9. Bestäm balkens ekvivalenta elastiska nedböjning X_E .
- Steg 10. Bestäm balkens last-massa faktor K_{LM} . Faktorn bestäms genom analys av konstruktionen som ett fjädersystem, t.ex. med en frihetsgrad. Värdena finns tabulerade i olika handböcker. UFC (2008) anger värden för system med en frihetsgrad.
- Steg 11. Bestäm balkens naturliga svängningstid T_N . Det bör noteras att balken bär även plattan som vilar på den.
- Steg 12. Med hjälp av parametrar som lastens varaktighet, svängningstid, samt olika diagram som är framtagna genom analys av fjädersystemet, beräknas X_m/X_E . Där X_m är maxnedböjning. Med hjälp av maxnedböjning beräknas stödrotation och jämförs med den tillåtna som anges i *Steg 1c*.
- Steg 13. Balken skjувkapacitet kontrolleras i stort sett på samma sätt som vid en konventionell dimensionering.
- Steg 14. Skjuvarmering kontrolleras med avseende på de krav som ställs vid explosionslaster.
- Steg 15. Balken skjувkapacitet kontrolleras i stort sett på samma sätt som vid en konventionell dimensionering.
- Steg 16. Med T/T_N och X_m/X_E som ingångsparameter för ett diagram beräknas kravet för balkens bärförmåga med avseende på återstudsning (reaktion).
- Steg 17. Stegen 3-6 upprepas tills kravet för återstudsning uppfylls.

9. Slutsatser och förslag till fortsatt forskning

Föreliggande projekt har sammanställt förutsättningar och beskrivit metodiker för hur explosionslaster bör beaktas vid dimensionering och vid utvärdering av befintliga konstruktioner.

Ett antal behov för fortsatt forskning har identifierats under processen med framtagandet av föreliggande rapport. Nedan följer förslag till fortsatt studie uppdelad i två olika etapper.

Etapp 1

För att illustrera hur dimensionering och utvärdering bör genomföras samt belysa skillnaderna mellan de olika metoderna så bör jämförande beräkningar genomföras på enklare konstruktionselement. Det finns ett flertal fallstudier presenterade i litteraturen med impulsbelastade balkar, plattor eller skivor som skulle kunna vara lämpliga som exempel att analysera. Vanliga böjbelastade betongbalkar är relativt enkla konstruktioner där tidigare studier visat att de tillämpade beräkningsmetoderna har god noggrannhet. Däremot så finns det större tveksamheter kring impulsbelastade betongbalkar som utsätts för skjuvbrott eller axialbelastade skivor som betongväggar som stöttar bjälklag. Axialbelastade skivor påminner till stor del om t.ex. verkningssättet hos den spännarmerade cylinderväggen i en reaktorinneslutning.

Målsättningen med en efterföljande etapp skulle delvis vara att sammanställa information om lämpliga experimentella försök som kan användas som referensobjekt för utvärdering och verifiering av olika beräkningsmodeller. Dessutom avses att utvärdera något/några av dessa experiment i syfte att belysa skillnader i resultat från olika typer av beräknings- eller dimensioneringsmetoder. Vid dessa jämförande analyser är det även viktigt att genomföra parameterstudier och känslighetsanalyser i syfte att utreda inverkan från styrande parametrar och hur osäkerhet i indata påverkar förväntat resultat.

Etapp 2

Som nästföljande steg i fortsatt forskning föreslås att specifika tillämpningar inriktade mot kärnkraftskonstruktioner studeras med avseende på följande aspekter.

- Val av konstruktionsdelar och konstruktionselement för utförandet av analyser
- Beskrivning av tillämpliga explosionsförlopp
- Utförande av analyser
- Parameterstudier och rekommendationer för experimentella studier i verifieringssyfte
- Jämförelse mellan resultat från beräkningsmetoder baserade på dimensioneringsregler och avancerande numeriska beräkningar i syfte att utreda metodernas tillämplighet.

Övriga förslag till fortsatt forskning

Detta arbete har fokuserat på impulsbelastning från tryckvågor orsakade av explosionslaster. Det finns dock ett flertal effekter som inte är beaktade i detta arbete vilket omnämndes i kapitel 2. Dessa effekter är bland annat inverkan från eldklot och splitter. Det finns dessutom ett flertal liknande typer av belastningar såsom missiler, t.ex. orsakade av tromber, rörbrott, flygplanskollision, m.m. Det finns på samma sätt en hel del information redan publicerad angående dessa typer av belastningar, och även ett flertal genomförda försök. Det finns ett behov av att sammanställa dessa experiment på liknande sätt som beskrivs i etapp 2 samt genomföra liknande validerande analyser.

10. Erkännanden

Denna rapport är finansierad av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM). Projektet vill tacka SSM för förtroendet att genomföra studien.

11. Referenser

Abladey L. A., 2014. Near-field explosion effects on the behaviour of reinforced concrete columns: A numerical investigation. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa-Carleton Institute of Civil and Environmental Engineering, Canada.

American Institute of Chemical Engineers, (2010) Guidelines for Vapor Cloud Explosions, Pressure Vessel Burst, BLEVE and Flash Fires, 2nd edn, Wiley, New York (2010).

Bernson S, Ekengren B, 2012. Bebyggelsens motståndsförmåga mot extrem dynamisk belastning. En introduktion. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB), Rapport MSB481, ISBN: 978-91-7383-283-0, <https://www.msb.se/RibData/Filer/pdf/26340.pdf>

Björnström, J., Ekström, T., Hassanzadeh, M., 2006: Spruckna betongdammar - Översikt och beräkningsmetoder, Elforsk Rapport 06:29. <https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/19369/spruckna-betongdammar-elforskrapport-2006-29.pdf>.

Boverket, 2004, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04, Boverket, Karlskrona, https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2004/boverkets_handbok_om_betongkonstruktioner_bbk_04.pdf, 2019-02-12

Boverket, 2010, BFS 2010:2 BKR 13, Boverkets författningssamling, Boverket, Karlskrona, <https://rinfor.boverket.se/BKR/PDF/BKR2010-2BKR13.pdf>, 2019-02-12

CEB-FIP Model Code 1990. Design Code. Published by Thomas Telford Service Ltd, Thomas Telford House, 1 Heron Quay, London E14 4JD, 1993

ConWep (1992): ConWep – Collection of conventional weapons effects calculations based on TM 5-855-1, Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.

Dalenius R, Eklöf C, Elfving C, Uhlin M, Magnusson J. 2016. Handbok – Skydd av byggnader. En säker värld för en säkrare värld. Fortifikationsverket. ISBN:978-91-639-1492-8.

DOD (2014), Structures to resist the effects of accidental explosions, with change 2, Depart of Defence, Unified Facilities Criteria UFC 3-340-02, Change 2, (<http://www.wbdg.org/ffc/dod/unified-facilities-criteria-ufc/ufc-3-340-02>, 2018-11-06)

Eurokod 1, 2010. Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast, utgåva 1, april 2010. SS-EN 1991-1-7.

Eurokod 2, 2008. Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, utgåva 1, november 2008. SS-EN 1992-1-1:2005.

FHWA, 2007a. Users manual for LS-DYNA concrete material model 159, Federal Highway Administration, rapport nr. FHWA-HRT-05-062, McLean.

FHWA, 2007b. Evaluation of LS-DYNA concrete material model 159, Federal Highway Administration, rapport nr. FHWA-HRT-05-063, McLean.

fib Model Code 2010, fib Model Code for Concrete Structures, fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete (fib), Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Germany.

Fortifikationsverket (2011a), Fortifikationsverkets konstruktionsregler FKR 2011, Fortifikationsverket, diarenr. 4535/2011, Eskilstuna.

Fortifikationsverket (2011b), Fortifikationsverkets konstruktionsregler FKR 2011, Bilaga FortLast, Fortifikationsverket, diarenr. 4535/2011, Eskilstuna.

Fortifikationsverket (2011c), Fortifikationsverkets konstruktionsregler FKR 2011, Bilaga FortMaterial, Fortifikationsverket, diarenr. 4535/2011, Eskilstuna.

Fortifikationsverket (2011d), Fortifikationsverkets konstruktionsregler FKR 2011, Bilaga FortSkydd, Fortifikationsverket, diarenr. 4535/2011, Eskilstuna.

Gasch, T., 2016: Concrete as a multi-physical material with applications to hydro power facilities. Licentiate thesis, TRITA-BKN Bulletin 139, KTH Royal Institute of Technology.

Hanchak, S.J, Forrestal, M.J., Young, E.R. och Ehrgott, J.Q., 1992, Perforation of concrete slabs with 48 MPa (7 ksi) and 140 MPa (20 ksi) unconfined compressive strengths, International Journal of Impact Engineering, Vol. 12, Nr. 1, s. 1-7.

Hallqvist, J.O. redaktör, 2006, LS-DYNA theory manual, Livermore Software Technology Corporation, Livermore, www.lstc.com/download/manuals, 2019-01-17.

Hansson, H. 2011, *Warhead penetration in concrete protective structures*, KTH, Report TRITA-BKN. Bulletin 109, ISSN 1103-4270, Stockholm.

Hassanzadeh, M., 2000, Betonghandbok, Högpresterande betong – Material och utförande, Kap. 9, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm.

Hentz S., Donzé F.B, Daudeville L. Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. Computers and Structures, 82 (2004), s. 2509 – 2524.

Herrmann, W. 1969, Constitutive equation for the dynamic compaction of ductile porous materials, *Journal of Applied Physics*, Vol 40, Nr 6, s. 2490-2499.

Hillerborg, A., (1994) Deformationer under last, Kapitel 13 I Betonghandbok – Material, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB.

Holmquist, T J., Johnson, G.R. och Cook, W.H. 1993, A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures, *Proc. of the 14th International Symposium on Ballistics*, Quebec City, s. 591-600.

Hultin, E., Losberg, A., (1990). Spännbetongkonstruktioner – begränsning av påkänningar vid kontroll och dimensionering i bruksgränstillståndet. *Betonghandbok: Konstruktion*, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB.

IAEA, 2004. Protection Against Internal Fires and Explosions in the Design of Nuclear Power Plants. Safety Standards Series No. NS-G-1.7. https://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/Pub1186_web.pdf

IAEA, 2017. Safety Aspects of Nuclear Power Plants in Human Induced External Events: General considerations. Safety Reports Series No. 86. International Atomic Energy Agency, Vienna, 2017. https://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/P1721_web.pdf

IAEA, 2018. Safety Aspects of Nuclear Power Plants in Human Induced External Events: Assessment of Structures. Safety Reports Series No. 87. International Atomic Energy Agency, Vienna, 2018. https://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/PUB1769_web.pdf

Johansson M., Laine L., 2012a. Bebyggelsens motståndsförmåga mot extrem dynamisk belastning. Del 1: Last av luftstötväg. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB), Rapport MSB449, ISBN: 978-91-7383-266-3, <https://www.msb.se/RibData/Filer/pdf/23489.pdf>

Johansson M, Laine L., 2012b. Bebyggelsens motståndsförmåga mot extrem dynamisk belastning. Del 3: Kapacitet hos byggnader. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB), Rapport MSB142, ISBN: 978-91-7383-064-5, <https://www.msb.se/RibData/Filer/pdf/26342.pdf>

Johansson M., Ekegren B, Laine L och Leppänen J. 2012. Beräkningsanvisningar för strukturell dynamisk respons vid explosionsbelastning. *Bygg och Teknik* 7/12.

Jovall O., Kölfors J., Andersson P., Larsson J-A., Thelandersson S., 2017. Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB). SSM 2017:07. Strålsäkerhetsmyndigheten, feb 2017, 178p.

Kingery, C.N. och Bulmash, G. (1984), "Airblast Parameters from TNT Spherical Air Burst and Hemispherical Surface Burst", ARBL-TR-02555, U.S. Army BRL, Aberdeen Proving Ground, MD.

Laine L. 2012. Markstötväg. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB), Rapport MSB344, ISBN: 978-91-7383-187-1, https://www.msb.se/Upload/Insats_och_beredskap/Olycka_kris/Skyddsrum/Litteratur/L01.%20Referenslitteratur/L01-202_Markst%C3%B6tv%C3%A5g.pdf

Leppänen J. 2012. Splitterverkan. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB), Rapport MSB345, ISBN: 978-91-7383-188-8, [https://www.chalmers.se/sv/projekt/Documents/Lepp%C3%A4nen%20J.%20\(2012\)%20Splitterverkan,%20Myndigheten%20f%C3%B6r%20samh%C3%A4llsskydd%20och%20beredskap,%20MSB.pdf](https://www.chalmers.se/sv/projekt/Documents/Lepp%C3%A4nen%20J.%20(2012)%20Splitterverkan,%20Myndigheten%20f%C3%B6r%20samh%C3%A4llsskydd%20och%20beredskap,%20MSB.pdf)

Magnusson, J. (2007). Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading. TRITA-BKN. Licentiate Thesis, Concrete Structures, KTH Royal Institute of Technology, Bulletin 92, 2007, ISRN KTH/BKN/B-92-SE, Stockholm.

Magnusson, J. (2019). Shear in Concrete Structural Elements Subjected to Dynamic Loads. PhD Thesis, Concrete Structures, KTH Royal Institute of Technology, TRITA-ABE-DLT 1916, Stockholm.

Malm, R. 2009. Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. Structural Design and Bridges, KTH Royal Institute of Technology, PhD Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 97, ISSN 1103-4270, Stockholm.

MSB (2012), B02-111 - TNT-explosion i det fria, Myndigheten för samhällsskydd och beredskap, Karlstad. (www.msb.se/sv/Insats--beredskap/Hantera-olyckor--kriser/Skyddsrum/Berakningar-losningar-och-komponenter/, 2018-11-06)

MSB (2014), B03-101 - Strukturrespons vid impulsbelastning, Myndigheten för samhällsskydd och beredskap, Karlstad. (www.msb.se/sv/Insats--beredskap/Hantera-olyckor--kriser/Skyddsrum/Berakningar-losningar-och-komponenter/, 2018-11-06)

Riedel, W. 2000, *Beton unter dynamischen lasten, Meso- und makromechanische modelle und ihre parameter*, EMI-Bericht 6/00, Freiburg.

Schuler, H. 2004, *Experimentelle und numerische untersuchungen zur schädigung von stossbeanspruchten beton*, Fraunhofer Institut Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, ISBN 3-8167-6463-0, Freiburg.

SSM (2017) <https://www.stralsakerhetsmyndigheten.se/omraden/karnkraft/karnkraftso-lyckor-i-varlden/>

Swissdak Jr, M.M. (1994), Simplified Kingery Airblast Calculations, Proceedings of the Twenty-Sixth DoD Explosives Safety Seminar, 16-18 August 1994, Miami, FL.

Takahashi K., Kado K., och Hara N. 2007. Advanced numerical simulation of gas explosions for assessing the safety of LNG plants. In: 15th International Conference & Exhibition on Liquefied Natural Gas (LNG 15), Barcelona, Spanien, 24 – 27 April, 2007.

UFC, Unified Facilities Criteria, (2008). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. UFC 3-340-02. Approved for public release; Distribution unlimited. Department of Defence, USA.

Van Mier, J.G.M., Multiaxial strain-softening of concrete, Materials and Structures, No 111, May/June 1986.

Zhou, F.P., (1992). Time-dependent Crack Growth and Fracture in Concrete. Doctoral Thesis, Report TVBM-1011, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.

Strålsäkerhetsmyndigheten har ett samlat ansvar för att samhället är strålsäkert. Vi arbetar för att uppnå strålsäkerhet inom en rad områden: kärnkraft, sjukvård samt kommersiella produkter och tjänster. Dessutom arbetar vi med skydd mot naturlig strålning och för att höja strålsäkerheten internationellt.

Myndigheten verkar pådrivande och förebyggande för att skydda människor och miljö från oönskade effekter av strålning, nu och i framtiden. Vi ger ut föreskrifter och kontrollerar genom tillsyn att de efterlevs, vi stödjer forskning, utbildar, informerar och ger råd. Verksamheter med strålning kräver i många fall tillstånd från myndigheten. Vi har krisberedskap dygnet runt för att kunna begränsa effekterna av olyckor med strålning och av avsiktlig spridning av radioaktiva ämnen.

Vi deltar i internationella samarbeten för att öka strålsäkerheten och finansierar projekt som syftar till att höja strålsäkerheten i vissa östeuropeiska länder.

Strålsäkerhetsmyndigheten sorterar under Miljödepartementet. Hos oss arbetar drygt 300 personer med kompetens inom teknik, naturvetenskap, beteendevetenskap, juridik, ekonomi och kommunikation. Myndigheten är certifierad inom kvalitet, miljö och arbetsmiljö.

Publikationer utgivna av Strålsäkerhetsmyndigheten kan laddas ned via stralsakerhetsmyndigheten.se eller beställas genom att skicka e-post till registrator@ssm.se om du vill ha broschyren i alternativt format, som punktskrift eller daisy.

Strålsäkerhetsmyndigheten
Swedish Radiation Safety Authority
SE-171 16 Stockholm
Phone: 08-799 40 00
Web: [ssm.se](https://www.ssm.se)
E-mail: registrator@ssm.se

©Strålsäkerhetsmyndigheten