

Rationell armeringsutformning i impulsbelastade betongkonstruktioner

Artikelförfattare är Morgan Johansson, tekn. dr, verksam på Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, samt Reinertsen AB. Artikeln är skriven i september 2000 och baserad på ett genomfört forsknings-samarbetet med Räddningsverket.

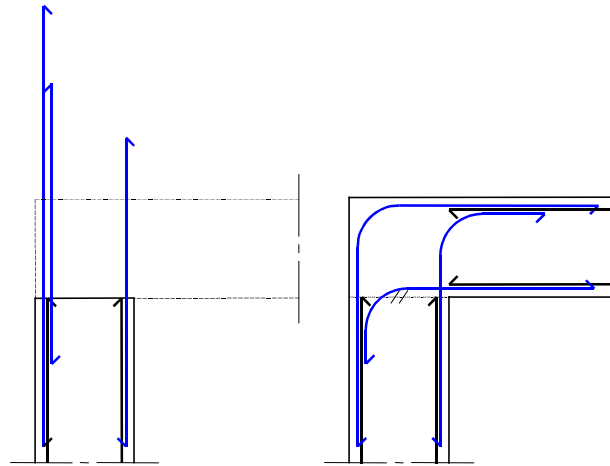
En fullgod armerad betongkonstruktion bör, av säkerhetsskäl, förutom erforderlig lastkapacitet även uppvisa ett segt beteende med möjlighet till kraftomlagringar sådana att ett lokalt brott inte leder till en total kollaps. Denna devis gäller i de flesta sammanhang men är särskilt viktigt i samband med exceptionella pålastningar orsakade av exempelvis påkörning, detonation av explosiva ämnen eller för att förhindra fortskridande ras i en byggnad.

För att säkerställa ett sådant uppförande är det av stor vikt att armeringen är utformad så att tillräckliga kraftomlagringar är möjliga i de mest ansträngda sektionerna samt att seghets-egenskaperna hos de ingående materialen är tillfredsställande. Det förstnämnda kan underlättas betänkligt om utformningen, ur produktionssynpunkt, förenklas så långt som möjligt. Härigenom minskar risken för fel på byggarbetsplatsen vilket i sin tur leder till såväl produktionsmässiga som säkerhetsmässiga fördelar. Det senare, att säkerställa betongkonstruktionens deformationsförmåga, är starkt förknippat med framförallt armeringens arbetskurva. Genom att se till att armeringen besitter tillräckliga seghets-egenskaper så är även mycket vunnet i den slutliga konstruktionens globala deformationsförmåga.

Slutna byglar – en rationell armeringsutformning

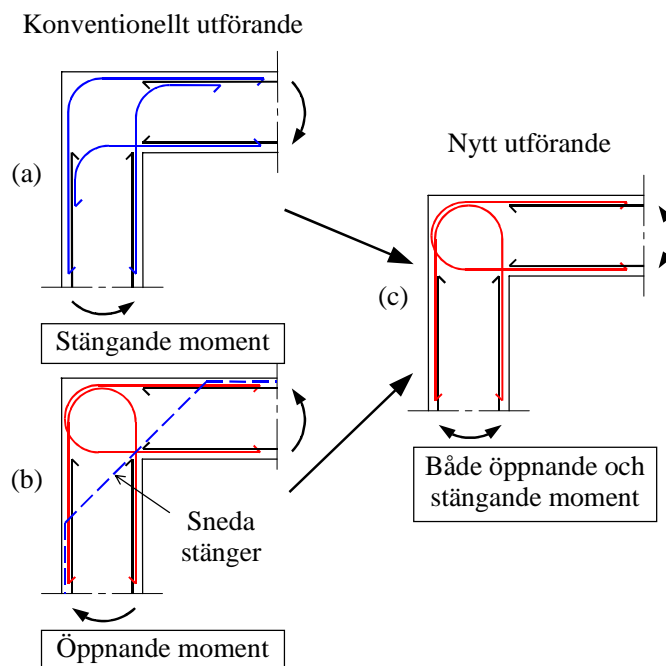
På en ritning kan det synas enkelt att utföra en specifik armeringsdetalj men väl på plats kan det visa sig vara betydligt besvärligare. Det är därför av stor vikt att i så stor mån som möjligt underlätta armerarens uppgift. Genom att förenkla armeringsutformningen kan denna utföras på kortare tid och med minskad risk för felaktig armeringsplacering och en dylik förenkling kan således resultera i en kvalitativt bättre struktur för ett lägre produktionspris.

Ett område som kan föranleda problem vid armeringsutförandet är i och intill hörnrummen. Enligt BBK 94 är det ej tillåtet att skarva inne i hörnet vilket tillsammans med nuvarande regler om att högst hälften av all armering får skarvas i samma snitt, kan resultera i flera meter långa stänger som skall bockas på plats, Figur 1. Liknande problem kan även uppstå vid övergången från en förgjuten platta som skall anslutas till en vägg. De utstickande armeringsstänger som därvid uppkommer kan dessutom utgöra en säkerhetsrisk på arbetsplatsen. Särskilt problematiskt blir det om det råder brist på arbetsutrymme, något som exempelvis är fallet vid uppförandet av skyddsrum i en befintlig byggnad, Ekengren (1998). Här skall nya väggar samt golv och tak armeras och gjutas samman i ett starkt begränsat utrymme och det är i en sådan situation som svårigheten med de konventionella armeringsdetaljerna uppenbarar sig. Genom att istället använda sig av slutande byglar vilka skarvas till varandra över en starkt begränsad längd så erhålls ett enklare armeringsutförande samt resulterar även i en ”renare” arbetsplats.



Figur 1 Schematisk figur visande armerandet av ramhörn där uppstickande armering kan föranleda problem.

Med anledning av detta inleddes ett projekt på Avdelningen för Betongbyggnad på Chalmers tekniska högskola (CTH), vars syfte var att närmare studera huruvida det var möjligt att förenkla de dåvarande armeringsutförningarna i skyddsrum men ändå bibehålla avsedd last- och deformationsförmåga. Figur 2a och 2b visar de två olika typer av armeringsutförande i ramhörn som fram till hösten 1998 användes vid uppförande av skyddsrum. Utformningen baserade sig på om hörnet primärt utsattes för stängande eller öppnande hörn och är likvärdiga med dem som föreslås i Betonghandboken Konstruktion. Båda utformningarna betraktades dock som besvärliga att utföra, framförallt i samband med nyttjande av gjutfogar eller då skyddsrummet uppfördes i befintlig byggnad. Omfattande studier utförda på CTH (Johansson 1996, Johansson och Karlsson 1997, Johansson 2000) har dock visat att dessa utformningar kan ersättas av en enklare detalj, endast nyttjande mötande slingor som skarvas till varandra inne i hörnet, Figur 2c.

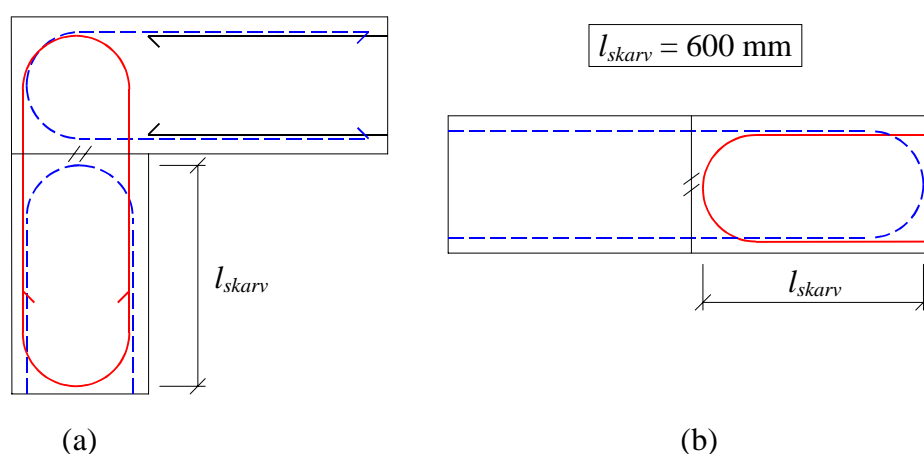


Figur 2 Tidigare använt samt nya armeringsutförandet i ramhörn enligt Skyddsrumreglerna.

I fallet med stängande hörn kan motsvarande mängd huvudarmering nyttjas medan det i öppnande hörn krävs en ökande mängd slutna slingor för att kompensera bortfallet av de sneda stängerna placerade i insidan av hörnet. Denna extra armeringsmängd, ΔA_s , i respektive anslutande konstruktionsdel, kan beräknas som

$$\Delta A_s = \frac{A_{s,i}}{\sqrt{2}} \quad (1)$$

där $A_{s,i}$ är mängden sneda stänger i hörnets insida. Enligt angivelser i såväl BBK 94 som i den tidigare utgåvan av skyddsrumreglerna innebär detta en armeringsökning med 35%. Som antyds i texten ovan har detta arbete också lett fram till en ändring i de nuvarande Skyddsrumreglerna, Räddningsverket (1998), i vilken den enklare utformningen med enbart slutande slingor nu används. I denna utgåva erbjuds även möjligheten att nyttja samma typ av slutna slingor vid skarvning över en gjutfog, exempelvis mellan platta och vägg eller som skarv mellan två vägganslutningar, Figur 3. En sådan skarvlängd skall dock vara minst 600 mm vilket innebär att denna skarvlängd blir större än vad fallet är för ett ramhörn. En orsak till detta är att skarvningen i ett hörn anses kunna vara mindre utsatt för påfrestningar än motsvarande skarv ute i fält.



Figur 3 Nyttjande av slutande byglar vid skarvning i (a) anslutning till hörn, (b) anslutning mellan två plattor.

Risk för sidospjälkning

Ett gemensamt tema för de ovan föreslagna armeringsutformningarna är att de använder skarvning av slutna slingor. Genom att använda denna form på armeringen erhålls en kraftigt ökad förankringsförmåga, likt den som uppstår vid nyttjande av ändankare. Detta, i sin tur, leder till avsevärt minskad storlek på erforderliga skarvzoner och härigenom kan armeringsutformningen i dylika anslutningsområden också förenklas. En tänkbar invändning mot den här typen av skarvning är dock att det kan uppstå så kallad sidospjälkning i den skarvade zonen, dvs. att betongen spjälkar ut ur armeringsskarvens plan. När en bockad stång belastas av ett böjande moment utsätts, den av slingorna bildade, betongsprinten för ett radiellt tryck som gör att den expanderar ut ur skarvens plan. Detta ger upphov till dragspänningar som hotar att spjälka loss betongen, något som i så fall kan ge upphov till en betydande sänkning av slingornas förankringskapacitet och slutligen leda till ett sprött förankringsbrott.

Det har visat sig att denna brottyp bland annat beror på armeringens diameter, dess bockningsradie, betongens sidotäckskikt samt betongens och armeringens hållfasthet. I BBK 94 beaktas dessa parametrar i det uttryck som anger minsta tillåtna bockningsradie med hänsyn till spjälkning. Denna brottyp är dock endast aktuell om det totala antalet armeringsstänger är litet, något som är att vänta i en balk. Vid större bredder, vilket tillåter ett större antal armeringsstänger, eller om det berörda området är omslutet, vilket exempelvis är fallet i en tredimensionell konstruktion såsom ett skyddsrum, så har denna brottyp dock mycket begränsad, om ens någon, inverkan på den totala bärförmågan. Anledningen till detta är att armeringsstängerna påverkas i mindre grad med ökat avstånd till de fria kanterna. I praktiken innebär detta i princip att det är de yttre stängerna, nära de fria kanterna, som kan utsättas för sidospjälkning medan inverkan på övriga stänger, vilka ligger skyddade längre in i betongen, kan betraktas som liten. Grovt förenklat och på säker sida kan sägas att det yttersta stångparet på respektive sida inte bidrar med något till den totala bärförmågan medan stänger längre in i betongen bidrar med sin fulla kapacitet. Den därvid reducerade armeringsmängden, $A_{s,red}$, vilken är aktiv i balanserandet av en yttre last, kan därmed uttryckas som

$$A_{s,red} = (n-2) \cdot A_{\phi} \quad (2)$$

där n är antalet stänger i tvärsnittet och A_{ϕ} är arean av en stång. Av detta uttryck framgår även den potentiella känsligheten hos en balk som utsätts för ett dylikt brott – en balk med totalt fem stänger skulle således förlora omkring 40% av sin kapacitet medan en tio gånger bredare platta med motsvarande armeringsinnehåll endast förlorar 4% av sin lastkapacitet. Detta innebär således att slutande slingor borde vara riskfritt att använda i plattor och dylikt men att dess användning bör nyttjas med viss försiktighet i balkar och balk-pelarslutningar.

Som konstaterats ovan är det dock inte enbart konstruktionens maximala lastkapacitet som är av intresse utan även dess förmåga att uthärda stora deformationer för att därmed möjliggöra kraftomlagringar och ett segt beteende. Studier av Grassl (1999) på skarvade balkar visar dock att en god deformationsförmåga säkerställs om den procentuella mängden armering som påverkas av sidospjälkningen är förhållandevis liten. Dessa studier antyder även att det, ur momentsynpunkt, rent av kan vara mer fördelaktigt att nyttja en skarvlängd lika med två gånger bockningsradien (dvs, samma typ som i ramhörn) istället för den något längre skarvlängden på 600 mm som för tillfället tillämpas i Skyddsrumreglerna.

Armeringsseghet

En förutsättning för att en betongkonstruktion skall erbjuda en god deformationsförmåga är att en flytled uppstår och sprider sig över ett större område. För att detta skall ske krävs att stålets konsolideringsgräns uppnås och att armeringen börjar hårdna. Härmed står det klart att det är av stor vikt för konstruktionens deformationsförmåga hur armeringens arbetskurva ser ut. Armeringsseghetens inverkan på armerade betongkonstruktioners deformationsförmåga har tidigare berörts i bland annat Johansson (1997) och tas därför inte upp här i detalj. Sammanfattningsvis kan dock sägas att ett högt värde på kvoten

$$\gamma = \frac{f_{su}}{f_{sy}} \quad (3)$$

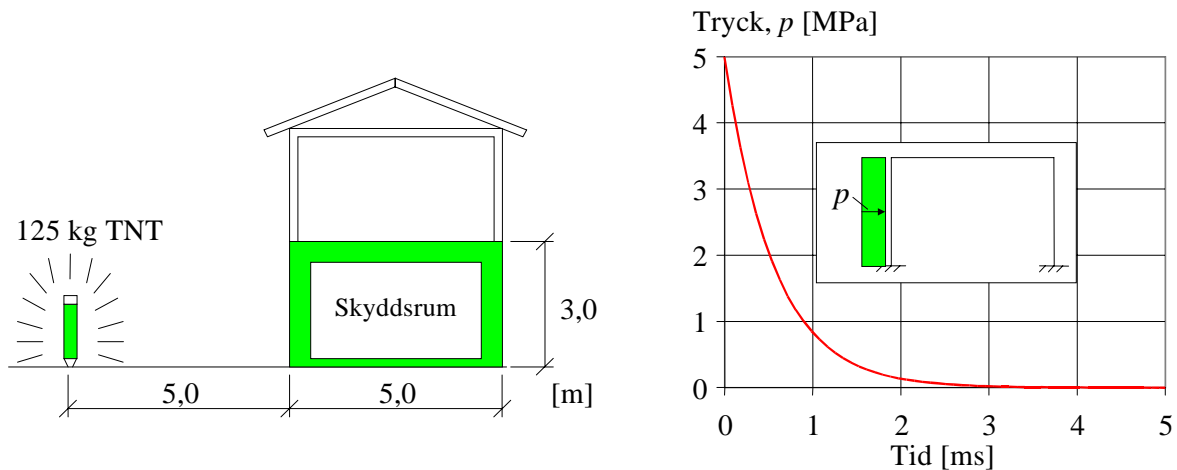
mellan armeringens brottspänning, f_{su} , och flytspänning, f_{sy} utgör ett viktigt villkor för att en betongkonstruktion skall erhålla en seg respons vid brott. Denna kvot beskriver på ett förenklat sätt armeringens hårdnande då dess konsolideringsgräns uppnåtts och kan användas som ett mått på armeringsstålets seghet. Ändrade tillverkningsmetoder har resulterat i att dagens armeringsstål av typ K500 uppvisar en högre flyt- och brottkapacitet men sämre seghetsegenskaper än dess föregångare Ks 40. Från att för Ks 40 uppvisat kvoter $\gamma \approx 1,30-1,40$ så var de garanterade värdena för K500 i slutet av 90-talet nere i 1,10. Denna utveckling är oroande och leder bland annat till att slutligt momentbrott i betydligt mer omfattande grad orsakas av att armeringen slits av istället för att betongen krossas. Detta är något som det i Betonghandboken Konstruktion angivna uttrycket för rotationskapacitet inte beaktar, varför riktigheten i detta uttryck också bör ifrågasättas. Särskilt känsligt för denna minskade seghet är konstruktioner, såsom skyddsrum, vilka skall klara av att utsättas för intensiva impulsbelastningar. I ett sådant fall är det inte längre ett snitts maximala lastkapacitet som är av primärt intresse. Denna påkänning uppnås vanligtvis i vilket fall eftersom det maximala lastvärdet för en sådan last i regel är många gånger större än den "ekvivalenta" statiska last som nyttjats vid dimensionerandet av byggnaden. Istället är det konstruktionens energiupptagande förmåga, dvs. dess deformationsförmåga, som blir viktig. Mot bakgrund av detta är det därför glädjande att trenden mot sprödare armeringsstål nu har vänt något i och med Fundias införande av det segare armeringsstålet Ks500ST som garanteras en kvot $\gamma = 1,15$. Denna förbättring kan tyckas liten men är ändå av stor betydelse för en betongkonstruktions förmåga att uppvisa ett segt beteende med möjlighet till kraftomlagringar.

Respons vid impulslast

Vid dimensionerandet av en dynamiskt belastad struktur betraktas denna, av praktiska skäl, ofta som ett statiskt fall. Vid måttliga dynamiska förhållanden, såsom inverkan av en tågpassage över en bro, nyttjas i regel en dynamisk förstoringfaktor. Detta förfarande är ofta ett riktigt tillvägagångssätt i den meningen att det strukturella uppförandet är likvärdigt i det statiska och dynamiska fallet men att den i det senare fallet erhåller större påkänningar (därför förstoringfaktorn). Detta är dock inte nödvändigtvis sant då en struktur utsätts för en kortvarig men intensiv impulslast, såsom kan vara fallet av en närliggande explosion eller stöten från nedrasande byggnadsmassor. Här kan därför en "ekvivalent" statisk last, vilken exempelvis resulterar i samma maximala deformationer som i det dynamiska fallet, nyttjas istället. Det är dock högst troligt att en byggnad som utsätts för dylika impulslaster erhåller en initial global respons som skiljer sig betänkligt från vad den skulle göra i motsvarande "ekvivalenta" statiska fall. Om lasten påförs tillräckligt snabbt är det till och med möjligt att en del av strukturen går till lokalt brott medan en annan del ännu inte ens är "medveten" om att någon last förts på. Detta beror på att det tar tid för informationen om en yttre last att färdas genom materialet (för betong är den longitudinella våghastigheten ungefär 3500 m/s) och konstruktionens respons kan därför förklaras om dess randvillkor beaktas som tidsberoende. Med tanke på att ett skyddsrum även skall klara denna typ av respons är det av vikt att undersöka i vilken mån denna skillnad i strukturellt uppförande inverkar på de ovan presenterade armeringsdetaljerna. En sådan studie presenteras i Johansson (1999) och nedanstående är en kort resumé av valda delar därav.

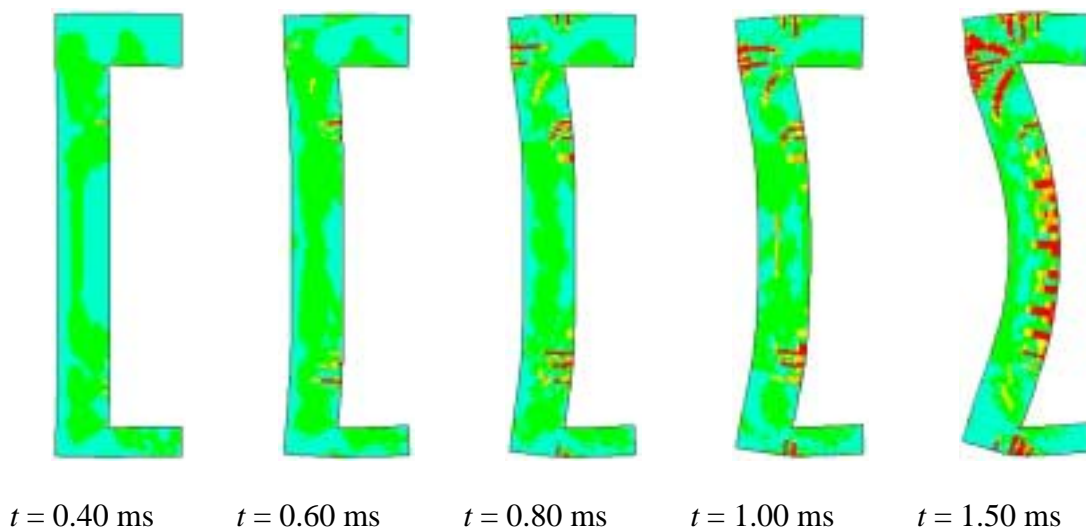
Vid dimensioneringen av ett skyddsrum, används "ekvivalenta" statiska laster för att beakta såväl vapen- som raslast. I det förstnämnda fallet motsvaras den statiska lasten, vilken nyttjas vid dimensionering av skyddsrummet, av det långvariga övertrycket (cirka en sekund) orsakat av en kärnvapenexplosion som inträffar på ett par kilometers avstånd. Även om detta tryck

ligger på under en förhållandevis kort tid är approximationen som en statisk last dock mycket god. Motsvarande lastfall för en bomb som briserar på fem meters avstånd från skyddsrummet skiljer sig dock betänkligt, Figur 4. Det maximala trycket som härvid erhålls är drygt 5 MPa och därmed mer än 100 gånger större än de 50 kPa som nyttjas i det "ekvivalenta" statiska lastfallet. Varaktigheten hos lasten är dock mycket kort och redan efter 3 ms har lasten sjunkit till drygt 20 kPa.

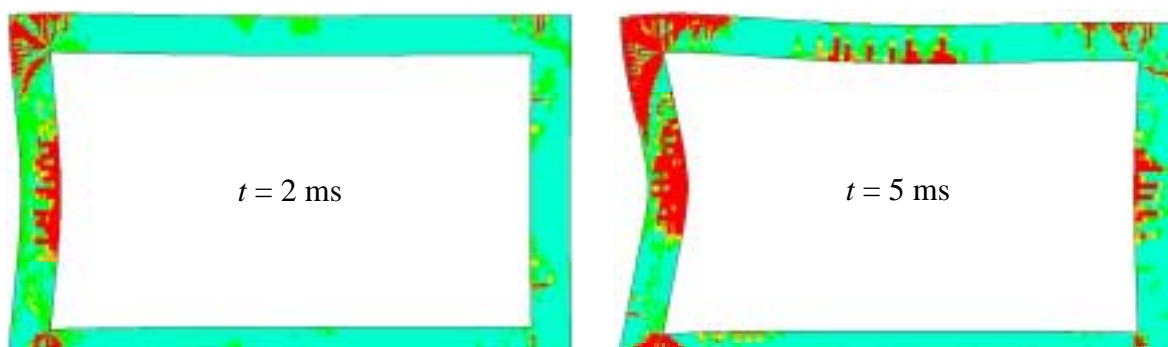


Figur 4 Tryck-tidssamband på ett avstånd av fem meter från en explosion i fria luften av 125 kg TNT.

Med detta som bakgrund är det inte heller underligt att skyddsrummets strukturella respons avviker från vad som erhålls i det dimensionerande statiska fallet. Figur 5 illustrerar den sprickbild och deformation som den vänstra väggen i Figur 4 erhåller under de inledande 1,5 ms. Av detta framgår de tidsberoende randvillkoren tydligt, exempelvis så uppför sig väggen som om det övre vänstra hörnet var fast inspänt och inte en del av en ramkonstruktion. Vidare uppstår de första böjsprickorna i ett område nära de båda hörnen och böjsprickorna i väggmitt framträder först efter omkring 1,5 ms. Orsaken till detta är att informationen om den yttre lasten ännu inte hunnit sprida sig ordentligt genom konstruktionen och väggen uppträder därför inledningsvis som en stel platta - då de första sprickorna uppstår efter omkring 0,3 ms är den horisontella förskjutningen fortfarande densamma för hela väggdelen mellan sprickorna. Ett ytterligare exempel på detta visas i Figur 6 där sprickutbredningen visas efter 2 respektive 5 ms och av detta står det klart att impulsbelastningens inverkan på den globala responsen är stor. Vid närmare studie av den lokala responsen, exempelvis i ett ramhörn eller i väggmitt, visar det sig dock att denna är tämligen snarlik den som skulle kunna uppstå under statisk belastning. Det verkar därför rimligt att tro att responsen hos de ovan presenterade armeringsdetaljerna är fullt jämförbar med vad som erhålls för ett statiskt belastningsfall.



Figur 5 Initial respons hos skyddsrumsvägg. Rött markerar fullt utvecklade sprickor. Deformationerna är uppförstorade 100 gånger.



Figur 6 Respons i skyddsrum av explosion från vänster. Rött markerar fullt utvecklade sprickor. Deformationerna är uppförstorade 20 gånger.

Slutord

I utvärderingen av de ovan nämnda armeringsutformningarna har försök i kombination med olinjär finita elementmetod (FEM) nyttjats. I sådana FE-analyser simuleras den studerade strukturens beteende genom att beakta betongens uppsprickning samt betongens och armeringens plasticering, vilket gör det möjligt att följa kraftspelet i konstruktionen betydligt mer ingående än i ett försök. Detta i sin tur leder till ökad förståelse och kunskap om strukturens verkningsätt. Nyttjandet av olinjära FE-analyser har visat sig vara särskilt fördelaktigt i samband med studiet av impulsbelastade konstruktioner. I och med de extremt korta tidsperioderna som ett sådant förlopp utspelar sig under så blir det också betydligt mer besvärligt att i försök observera vad som egentligen händer i strukturen. I en FE-analys är de korta tidsintervallen dock inget hinder och det är här möjligt att på ett mycket informativt sätt närmare studera vilken respons en viss detalj uppvisar. Härigenom blir det också betydligt lättare att illustrera den strukturella skillnaden i en statiskt belastad och en impulsbelastad struktur.

Även om det i den här artikeln presenterade materialet ursprungligen är framtaget med hänsyn till förhållanden i skyddsrumskonstruktioner kan de naturligtvis även appliceras i andra sammanhang. Exempelvis kan de här redovisade armeringslösningarna med fördel nyttjas i prefabricerade betongelement där hoplänkningen av skilda element helst skall ske på en så liten sträcka som möjligt. Vidare kan den erfarenhet och kunskap som införskaffats i samband med impulsbelastade skyddsrum även användas för andra applikationer, exempelvis för att närmare utröna om vad som händer då en tung lastbil med hög fart kör in i en bropelare.

Referenser

Ekeningren B. (1998): Förändrade regler för skyddsrum. Bygg & teknik, 6/98, Stockholm.

Grassl P. (1999): Splicing of Reinforcement Loops in Beams: Experiments and Non-linear Finite Element Analyses. . Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Doktorsavhandling, Examensarbete 99:4, Göteborg.

Johansson J.P.M. och Karlsson S. (1997): Nytt armeringsutförande i betongramhörn utsatta för positivt moment. Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Examensarbete 97:5, Göteborg.

Johansson M. (1996): New Reinforcement Detailing in Concrete Frame Corners of Civil Defence Shelters: Non-linear Finite Element Analyses and Experiments. Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Publikation 96:1, Göteborg.

Johansson M. (1997): Armeringsseghetens inverkan på deformationsförmågan hos betongkonstruktioner. Bygg & teknik, 7/97, Stockholm.

Johansson M. (1999): Non-linear Finite Element Analyses of Civil Defence Shelter Subjected to Explosion Load or Collapse load. Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Rapport 99:8, Göteborg.

Johansson M. (2000): Structural Behaviour in Concrete Frame Corners of Civil Defence Shelters: Non-linear Finite Element Analyses and Experiments. Avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Doktorsavhandling, Publikation 00:2, Göteborg.

Räddningsverket (1998): Skyddsrumregler SR – Produktion och vidmakthållande. Tekniska avdelningen, Statens räddningsverk, Publikation B54-141/98, Karlstad.