

EXPLOSIONSLASTER VID BETONGTUNNLAR

RINGEN OCH YTTRE TVÄRLEDEN

1997-06-25



Dokumentnamn Projekteringsförutsättning		Serie-nr. utgåva ANV 1997:0187	
Utskriftdatum 1997-06-10		Revision	Revisionsdatum
Ersätter ANV 0081:1		Beteckning	
Utfärdare/handläggare Bertil Lind			
Kvalitetssäkring Sten Liveded			
Tillstyrkt		Tillstyrkt	
Per-Olov Karlsson		Gert Wehmhörner	
Hänvisning till underlag, anslutande bestämmelser etc		Godkänt/fastställt	Datum
		Per Olof Sahlström	1997-06-25
Ärende			
EXPLOSIONSLASTER VID BETONGTUNNLAR			
Delgivning <input checked="" type="checkbox"/> Se separat missiv			
Sökord för sakregister / noteringar etc. Explosionslaster vid betongtunnlar		Antal textsid	Bilagor
			Bil.-sid

Region Stockholm

Postadress
Box 4202
171 04 SOLNA

Besöksadress
Hemvärnsgatan 15

Telefon
08-757 66 00

Telefax
08-98 30 30

Postgiro
95 58 84-2

Förord

För projekt Ringen och Yttre Tvärleden har Vägverket, Region Stockholm, (VST), tagit fram ett antal projekteringsförutsättningar. Dessa förutsättningar skall tillsammans med tillämpliga delar av Vägverkets övriga regelverk, lagar, förordningar mm gälla som projekteringsförutsättningar för projektet.

Projekteringsförutsättningarna har tagits fram i syfte att, för projektet, skapa

- en gemensam teknisk och ekonomisk standard med avseende på investering och kommande drift- och underhåll
- gemensamma rutiner

Ansvar

VST ansvarar gentemot länkprojektör för riktigheten i denna handling och att den är tillämplig som en, för projektet, gemensam standard eller anvisning. Även ansvaret för att förutsättningarna sinsemellan är samordnade åligger VST.

Respektive länkprojektör ansvarar för att denna projekteringsförutsättning tillämpas på anvisat sätt i det aktuella uppdraget, varvid hänsyn även skall tas till övriga förutsättningar. I konsekvens härmed ansvarar respektive länkprojektör även för att, av denne, upprättade handlingar anpassas till denna förutsättning.

Avsteg

Om behov eller önskemål om avsteg från denna förutsättning konstateras skall detta skriftligen aviseras av länkprojektören till VST:s projektledning. Avsteg får göras endast efter beslut av VST.

Giltighet

Denna förutsättning är att betrakta som en anvisning för projektering vid framtagande av förfrågningsunderlag och arbetshandlingar. Anvisningen skall inarbetas i av länkkonsult upprättade handlingar, alternativt ingå i förfrågningsunderlag för stomentreprenader.

Denna förutsättning ANV 1997:0187, har framtagits av Södra Länken Konsulterna (SLK) under ledning av Gert Wehmhörner, VSTte.

EXPLOSIONSLASTER VID BETONGTUNNLAR

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1. Normkrav
2. Beräkningsmodell
3. Härledning av dimensionerande moment
 - 3.1 Moment av impulslaster
 - 3.2 Maximala elastiska deformationer
 - 3.3 Moment vid återgående rörelse
4. Beräkningsexempel
 - 4.1 Tunneltak
 - 4.2 Tunnelyttervägg
 - 4.3 Tunnelinnervägg

EXPLOSIONSLASTER VID BETONGTUNNLAR

1. NORMKRAV

Enligt Ringengemensam Byggnadsteknisk Beskrivning (RiBB) gäller vid dimensionering av betongtunnlar för explosionslast:

Dimensionering ska ske med utgångspunkt från den impuls som uppstår vid en explosion.

Bärande huvudsystem i trafiktunnlar samt avskiljande vägg mot sidoutrymme ska beräknas för varaktighet, impulstäthet och tryck med triangulär tryckfördelning enligt nedanstående tabell⁽¹⁾:

	Tryck p (kPa)	Varaktighet t (ms)	Impulstäthet i (kPas)
Jämnt fördelat tryck side-on tryck p_s o i_s	100	26,0	1,3
Lokalt tryck reflekterande tryck p_r o i_r	6500	0,9	2,91

Det lokala trycket antas verka på en cirkulär yta med radien 3,4 meter.

Lastkombination VIII enligt "Tunnel 95" kapitel 5.2.5.2 ska tillämpas.

Under fritt vatten samt under byggnader (dock ej driftbyggnader tillhörande tunnel) och anläggningar som står på tunneltaket gäller begränsningar av konstruktionens deformation. Krav på särskild deformationsbegränsning i ovanstående fall ska anges i de objektspecifika tekniska beskrivningarna.

Bärande system i utrymningsvägar ska beräknas endast för side-on trycket enligt ovanstående tabell.

⁽¹⁾ Tabellen är hämtad från utredning utförd vid FOA dat 94-04-29 och gäller för explosion med 50 kg sprängämnen. Jfr FortH2 (1987)

⁽²⁾ Maximal deformation begränsas till 1/100 av spännvidden i aktuell konstruktionsdel.

2. BERÄKNINGSMODELL

Nedan ges en godtagbar, förenklad modell för beräkning av moment och deformationer vid betongtunnlar belastade med explosionsimpulser enligt ovan. Beräkningsmodellen bygger på energibetraktelser. Arbetet av impulsen, E_{im} , på en konstruktionsdel skall vara lika med inre arbete av böjande moment, E_m , plus det arbete som åtgår för att förflytta utanförhängande massa, E_y .

Eftersom deformationerna utgår från ett nolläge måste även böjarbetet av den elastiska böj deformationen beaktas, speciellt om deformatonskraven är skärpta. I avsnitt 3.2 ges anvisningar för uppskattning av den elastiska deformationen, d_{el} .

Konstruktionsdelens deformation förutsätts vid beräkning av inre och yttre arbete vara linjär med flytleder enligt fig 1. Vidare räknas plattorna som enkelspända. Det reflekterande trycket, p_r , antas härvid upptas på en medverkande längd. Denna längd har valts så att effekten av det reflekterande trycket överskattas.

Ur energiekvationerna kan samband mellan impuls, böjande moment och deformation bestämmas. Den beräknade deformationen får ej vara större än ett visst värde, d_b . Denna deformation bestäms av känsligheten hos intilliggande byggnader och skall anges i TBt. Deformationen får dock aldrig vara större än 1/100 av spännvidden hos aktuell konstruktionsdel. Delarnas rotationskapacitet skall kontrolleras enligt gängse metoder, t.ex enligt beräkningsmodell i Betonghandboken. Normalt erfordras detta endast vid deformationer större än 1/200 av spännvidden.

För tunneltak skall även moment och deformationer vid den återgående rörelsen kontrolleras. Även i detta fall utförs beräkningarna lämpligen genom energibetraktelser. Inre friktion, speciellt i jorden medför energiförluster. Hänsyn till dessa har uppskattats.

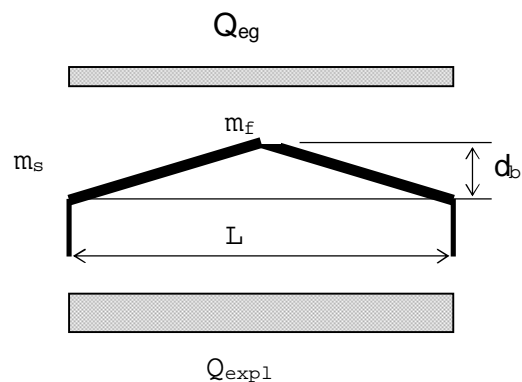


FIG 1

3. HÄRLEDNING AV DIMENSIONERANDE MOMENT

3.1 Moment av Impulslaster

3.11 Beteckningar:

F = Impulskraft/ m^2

G = massa/ m^2

E = energin/längdmet. (arbete/längdmet.)

L = spännvidd hos aktuell konstruktionsdel

i = $F \cdot t$ = impulstäthet = kraft \times tid/ m^2

g = gravitationen m/sek^2

t = varaktighet i sekunder

v = hastighet $m/sek = w \cdot x$

w = vinkelhastighet rad/sek

x = avstånd från rotationscentrum, fig 3

d_{max} = deformation vid max. utnyttjad rotationskapacitet, dock $< L/100$

d_b = max.tillåten deformation $\leq d_{max}$

d_0 = deformation om plattans, väggens, moment är lika med noll.

3.12 Beräkningsförutsättningar:

Vid dimensionering för explosionslaster skall följande förutsättningar gälla:

Impulsens varaktighet är kort jämförd med konstruktionens egensvängningstid. Förutsättningen överskattar impulsens inverkan, speciellt impulsen av det jämnt fördelade trycket, vilket ger resultat på säkra sidan. Impulstätheten räknas som summan av lokalt tryck, i_r och jämnt fördelat tryck, i_s . Det lokala trycket verkar på en yta med radien 3,4 m, $A \approx 36 m^2$.

Dimensionering av takplatta:

Avser plattor med spännvidder på ca 7 m och större. För mindre spännvidder kan räknas med formler för väggar enligt nästa sida. Den medverkande längden L_m (även vid rörelsefogar) antas vara lika med spännvidden L . Detta förutsätter att längsarmering läggs in i tillräcklig mängd för att uppnå lastfördelningen.

Dimensionerande moment i längsled kan antas vara ca 1/5 del av $(m_s + m_r)$ enligt (8) resp. (10). Huvuddelen av armeringen placeras överkant. Vid dimensionering antas det reflekterande trycket, p_r och i_r vara fördelat på den mellersta halvan av spännvidden.

Impulstätheten, i_s , antas verka på hela ytan, vilket överdriver inverkan av impulsen, i_s .

$$i_r = i_{r0} \cdot A / (0,5 \cdot L_m \cdot L) = i_{r0} \cdot A / (0,5 \cdot L^2) \quad (1a)$$

$$i_s = i_{s0} \quad (1b)$$

Tunneltak dimensioneras även för den återgående rörelsen. Inre friktion och dämpning medför att den potentiella energin reduceras. Vid beräkningarna har antagits att dämpningen är 30% vid jord och 10% vid betong.

Dimensionering av väggar:

Vid väggar gäller att det lokala trycket normalt täcker hela höjden, L_V . Medverkande vägglängd, L_{mV} , får väljas till $1,5 \cdot L_V$, d.v.s $0,25 \cdot L_V$ antas medverka på vardera sidan om det lokala trycket. Dimensionerande impulser blir då:

$$i_r = i_{r0} \cdot A / (1,5 \cdot L_V \cdot L_{mV} = i_{r0} \cdot A / (1,5 \cdot L_V^2) \quad (2a)$$

$$i_s = i_{s0} \quad (2b)$$

$$A = 36 \text{ m}^2$$

Impulsen $i_r + i_s$ antas vid väggar verka jämnt fördelat över ytan.

Intill tunnelmynning kan räknas med en medverkande längd, $L_m = (3,4 + L)/2$ vid takplatta och $L_{mV} = (3,4 + 1,5 \cdot L_V)/2$ vid väggar. Inom dessa områden medräknas ej impulsen av side-on trycket.

Beräkningar för brottfigur med brottlinjer även i tvärriktning visar att de valda fördelningslängderna ger resultat på säkra sidan, även vid explosion intill tvärkraftupptagande dilatationsfog, j.fr även FortF publ. 25/1973/1977 och FortF publ. BKB-200.

Plastiska deformationer förutsätts.

Vid dimensionering av yttervägg mot jord får i massan medräknas en jordkil enligt skiss.

$$G_y \gg 0,29 \cdot (H+h) \cdot g_{ord} + G_{vägg} \quad (3)$$

Vid beräkning av jordens mothåll får räknas med E-modul el. bäddningsmodul K lika med dubbla dem vid långsam belastning.

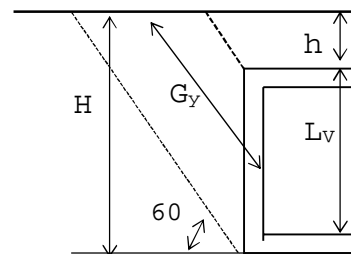


Fig 2

3.13 Beräkning takplatta

Följande samband gäller:

$$i = F_{xt} = G \cdot x_v = \text{rörelsemängd} / \text{m}^2$$

Vid deformation enligt fig 3 blir rörelsemängdsmomentet/längdmeter

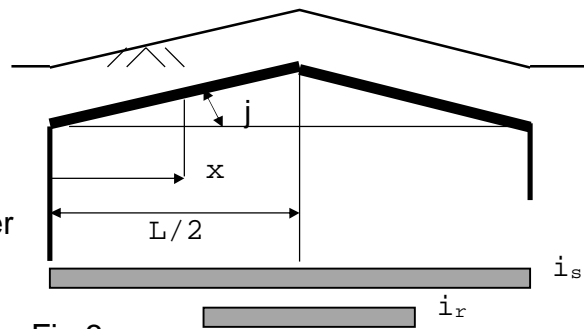


Fig 3

$$R = \int_0^{L/2} \dot{i}_s \cdot x \cdot dx = \dot{i}_s \cdot L^2 / 8 = G \cdot \dot{w} \cdot \int_0^{L/2} x^2 \cdot dx = G \cdot w \cdot L^3 / 24$$

$$w = \dot{j}' = 3x \dot{i}_s / (G \cdot L)$$

För det lokala trycket fås på motsvarande sätt:

$$R = \int_0^{L/4} \dot{i}_r \cdot x \cdot dx = \dot{i}_r \cdot 3L^2 / 32 = G \cdot w \cdot L^3 / 24$$

$$w = 9x \dot{i}_r / (4 \cdot G \cdot L)$$

d.v.s

$$w = 3 \cdot (\dot{i}_s + 3 \cdot \dot{i}_r / 4) / (G \cdot L) \quad (4)$$

Impulsarbete (=rörelseenergin) per längdenhet:

$$E_{im} = 2 \int_0^{L/2} G \cdot x \cdot v_x^2 / 2 \cdot dx = G \cdot \int_0^{L/2} w^2 \cdot x^2 \cdot dx = G \cdot w^2 \cdot L^3 / 24$$

Insättning av uttryck för w enligt ekv. (4) ger:

$$E_{im} = 3 \cdot (\dot{i}_s + 3 \cdot \dot{i}_r / 4)^2 \cdot xL / (8 \cdot G) \quad (5)$$

OBS impulsarbetet avtar med konstruktionens massa.

Arbete av massans hävning vid deformationen, d_b .

$$E_y = -Q_{eg} \cdot L \cdot d_b / 2 \quad (6)$$

Inre arbete av momenten, vid elastoplastisk deformation enligt fig 1:

$$E_m = (m_s + m_f) \times (2 \cdot d_{el} + 4 \times (d_b - d_{el})) / L \quad (7)$$

m_s = medelvärde av stödmomenten = $(m_{s1} + m_{s2}) / 2$

$$d_b \geq d_{el}$$

$E_{im} = E_y + E_m$ ger :

$$m_s + m_f = L^2 [3 \cdot (i_s + 0,75 \cdot i_r)^2 / (32 \cdot G \cdot d_b) - Q_{eg} / 8] / (1 - d_{el} / (2 \cdot d_b)) \quad (8)$$

Vid $m_s + m_f = 0$ blir deformationen $d_b = d_0$

$$d_0 = 0,75 \cdot (i_s + 0,75 \cdot i_r)^2 / (G \cdot Q_{eg}) \quad (8a)$$

3.14 Väggar

Impulsen antas enligt förutsättningarna vara jämnt fördelat över hela ytan. Dessutom förutsätts enligt ovan att medverkande bredd är lika med $1,5 \cdot L_v$. Ekv. (5) ändras då till:

$$E_{im} = 3 \cdot (i_s + i_r)^2 \cdot L_v / (8 \cdot G_y) \quad (5a)$$

Det elastiska arbetet av jordmassans horisontella rörelse vid ytterväggs deformation kan uppskattas ur:

$$p_z = K \cdot z = K \cdot d_b \cdot 2x / L_v$$

K = Bäddningsmodul, kN/m^3

$$E_y = 2 \cdot \int_0^{L_v/2} p_z \cdot z/2 \cdot dx = K \cdot d_b^2 \cdot 4 \cdot \left[\frac{\partial x^2}{\partial x} \cdot dx \right] / L_v^2$$

$$E_y = K \cdot d_b^2 \cdot L_v / 6 \quad (9)$$

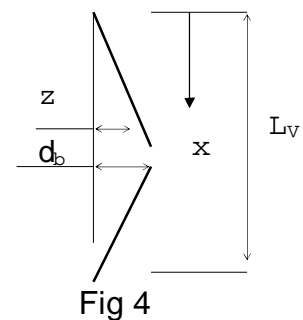
Vid yttervägg med E_y enligt ekv. (9) E_m enligt ekv. (7) och E_{im} enligt ekv. (5a) fås:

$$m_s + m_r = L_v^2 [3 \cdot (i_s + i_r)^2 / (32 \cdot G_y \cdot d_b) - K \cdot d_b / 24] / (1 - d_{el} / (2 \cdot d_b)) \quad (10)$$

Vid innervägg gäller ekv. (10) men med $K=0$

Vid $m_s + m_r = 0$ blir deformationen $d_b = d_0$

$$d_0 = 1,5 \cdot (i_s + i_r) / (G_y \cdot K)^{0,5} \quad (10a)$$



3.2 Maximala elastiska deformationer

Antaganden:

Avstånd från neutrala lagret till armeringen $\gg 0,8 \cdot d$
Deformationen följer en sinuskurva.

För del I fås:

$$y = d_{el} / 2 \times \sin(\pi x x^2 / L) \text{ vilket ger:}$$

$$y''_{max} = 2 \times d_{el} \times \pi^2 / L^2$$

$$e_{arm} = 0,8 \times d \times y'' = 1,6 \times d \cdot \pi^2 \times d_{el} / L^2$$

Armeringens sträckgränstöjning vid $K_s 500$ blir:

$$e_{str} = 500 / 210000 = 0,00238$$

Maximala elastiska deformationer kan uppskattas ur:

$$d_{el} \gg 0,00238 / (1,6 \cdot \pi^2) \cdot L^2 / d = 0,00015 \cdot L^2 / d \quad (11a)$$

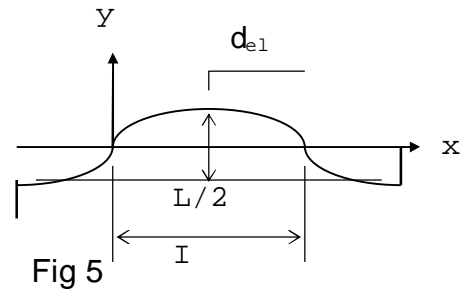
OBS. vid fri uppläggning blir vid gjorda förutsättningar d_{el} dubbelt så stor.

Vid fall då stödmomentet, m_s , är mindre än fältmomentet kan den elastiska deformationen uppstättas ur:

$$d_{el} = 0,00015 \cdot L^2 \cdot (2 - m_s / m_f) / d \quad (11b)$$

$$m_s = (m_{s1} + m_{s2}) / 2$$

Värdet på d_{el} behöver ej sättas lägre än enl ekv. (11a)



3.3 Moment vid återgående rörelse.

Förutom de förutsättningar som redovisats i 3.2 görs följande antaganden:

Endast tunneltak dimensioneras för den återgående rörelsen.

Den elastiska delen av deformationen uppåt, d_{el} , ger ett bidrag till det yttre arbetet vid den återgående rörelsen.

Den nedåtgående deformationen får ej antas vara större än den tillåtna, d_b .
Nedan räknas med:

$$d_{ned} = d_b$$

$$d_{upp} \leq d_b$$

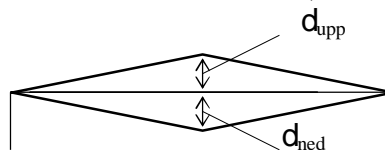


Fig 6

Dock behöver värdet på d_{upp} ej sättas större än d_b enligt ekv.(8a)

Med gjorda förutsättningar kan det dynamiska tillskottet vid den återgående rörelsen beräknas. Beräkningarna kan utföras med arbetsbetraktelser i princip lika de vid beräkning av moment för statisk last. Det yttre arbetet kan tecknas:

$$E_y = [Q_{btg} \cdot (1-0,1) + Q_{jord} \cdot (1-0,3)] \cdot (d_b + d_{upp}) \times L / 2$$

$$E_i = [(m_s + m_f) \times d_b \cdot 4 \cdot (1 - d_{el}/2d_b) - (m_s + m_f)_{upp} \cdot d_{el} \cdot 2] / L$$

$E_y = E_i$ och

$$Q_{id} = Q_{btg} \cdot 0,9 + Q_{jord} \cdot 0,7 \quad \text{ger:}$$

$$m_s + m_f = \frac{[Q_{id} \cdot L^2 \cdot (d_b + d_{upp}) / 8d_b + (m_s + m_f)_{upp} \cdot 0,5 \cdot d_{el} / d_b]}{1 - d_{el} / 2d_b} \quad (12)$$

Eller

$$d_b = \frac{d_{el} [(m_s + m_f) + (m_s + m_f)_{upp}] \cdot 0,5 + 0,125 \cdot Q_{id} \cdot d_{upp} \cdot L^2}{m_s + m_f - 0,125 \cdot Q_{id} \cdot d_{upp} \cdot L^2} \quad (12a)$$

4 BERÄKNINGSEXEMPEL

I exemplet redovisas moment av explosionslast vid olika vertikallaster och deformationsvillkor. Dessutom ges som jämförelse moment enligt Tunnel 95 lastfall IV:A. Maximala deformationer med hänsyn till möjlig rotationskapacitet har ej redovisats. Beräkningar visar dock att dessa deformationer blir betydligt större än d_{max} enligt nedan.

Beräkningarna utförs med medverkande längder enligt ekv. (1a) och (2a)

Tunnel med bredd 12 m. Tunneltakets tjocklek 0,8 m med jordfyllning:

a)=0,2 m b)=0,6m c)=1,0m.

4.1 Tunneltak

4.1.1 Uppåtgående rörelse.

Dimensioner enligt ovan ger följande massa och tyngd.

- a) $G=2,28 \text{ ton/m}^2$ $G \cdot g = Q_{eg} \gg 22,8 \text{ kN/m}^2$
 b) $G=3,0 \text{ ton/m}^2$ $G \cdot g = Q_{eg} \gg 30 \text{ kN/m}^2$
 c) $G=3,72 \text{ ton/m}^2$ $G \cdot g = Q_{eg} \gg 37,2 \text{ kN/m}^2$

Beräkningarna utförs dels fall då deformationen, d_b , begränsas till 5 cm, alt 1, resp 3 cm alt 2. Dessutom beräknas deformationen, d_0 , för vilken $m_s + m_f = 0$

Deformationen begränsas till $L/100$ ger:

$$d_{max} = 0,01 \cdot 12 = 0,12 \text{ m}$$

Enligt ekv. 11a fås:

$$d_{el} = 0,00015 \cdot 12^2 / 0,8 = 0,027 \text{ m}$$

$$1/(1 - d_{el}/2d_b) = \underline{1,37} \quad \underline{1,82} \text{ vid alt.1 resp. 2}$$

Vid explosion av 50 kg sprängämnen blir enligt avsnitt 1 och ekv. 1a och 1b:

$$i_s + 0,75' i_r \gg 1,3 + 0,75 \cdot 2,91 \cdot 36/72 = 2,39 \text{ kPas}$$

Momenten beräknas enligt ekv.(8) för valda alternativ.

Alt.)	Q kN/ m ²	d ₀ m	m _s + m _f	
			d _b = 0,05 m	d _b = 0,03 m
a)	22,8	0,082	365 kNm/m	1306 kNm/m
b)	30,0	0,048	0	578 -"-
c)	37,2	0,031	0	40 -"-

Beräkningarna visar att:

Tyngden som belastar takkonstruktionen får en mycket stor inverkan på dimensionerande moment vid beräkning med impulslast. Betydligt större inverkan än vid beräkning med statisk last. Dessutom reduceras den deformation, d_b , vid vilken momenten blir noll.

En begränsning av plattans deformationer medför en betydande ökning av dimensionerande moment. Momentfördelningen bör i dessa fall väljas nära den elasticitetsteoretiska fördelningen.

4.12 Återgående rörelse

Dimensionerande moment vid återgående rörelse bestäms ur ekv. (12).

Beräkningarna utförs för fall då deformationen nedåt d_b , begränsas till 0,12m, 0,08m resp. 0,05m. OBS vid samtliga fall utom vid a) och $d_b = 0,05m$ bestäms den uppåtgående deformationen av d_b med värden enligt ovan.

Alt.)	Q kN/ m ²	$m_s + m_f$		
		$d_b = 0,12$ m	$d_b = 0,08$ m	$d_b = 0,05$ m
a)	22,8	678 kNm/m	861 kNm/m	1112 kNm/m
b)	30,0	704	858 -"-	1196 -"-
c)	37,2	763	898 -"-	1193 -"-

Dimensionerande last enligt Tunnel 95 lastfall IV:A eller IV:B blir ungefär 20 % större än enligt olyckslastfallet VIII. Momenten i brottgränstillstånd för alternativ a) - c) enligt ovan blir:

a)	Q= 28,5 kPa	$m_s + m_f = 513$ kNm/m
b)	Q= 37,5 kPa	$m_s + m_f = 675$ kNm/m
c)	Q= 46,5 kPa	$m_s + m_f = 837$ kNm/m

Vid olyckslast kan upptas moment » 38% större än de som kan upptas i brottgränstillstånd säkerhetsklass 3. Vid fall då de maximala deformationerna begränsas kan dock olyckslastfallet vid den återgående rörelsen bli dimensionerande.

4.13 Beräkning av deformationer med beaktande av rotationskapacitet

För att uppta momentet 1196 (598 + 598) krävs armeringen:

$$d=0.74$$

$$z \gg 0.9 d$$

$$m_s = 5980 / (0.9 * 0.74 * 362) = 25 \text{ m}^2$$

Enligt betonghandboken

$$w_s = \frac{0,0025 * 500}{0,74 * 23,75} = 0,071 \quad w_{bal} = 0,8 \frac{3,5}{3,5 + 500/200} = 0,467 \text{ för } \frac{K40}{KS500}$$

Bortses från $w_s < 0,1$ och att man därför enligt BBK ej behöver kontrollera rotationskapaciteten får enligt Betonghandboken.

$$A = 1 - 1,4 * 0,071 / 0,0467 = 0,787$$

$$B = 1$$

Antag $m_s = m_f$ vilket ger $l_0 = 12/2/2 = 3,0 \text{ m}$

$$C = 7 * 3 / 0,74 = 28,4$$

$$O_u = 0,787 * 1 * 0,284 = 0,022$$

$$d_{max} = d_{el} + 0,022 * 12000 / 2 = 27 + 132 = 159 \text{ mm}$$

4.2 Tunnelyttervägg

Vid dimensioner enligt fig 6 blir:

$$G = 0,29 \cdot (7+1) \cdot g + 0,7 \cdot 2,4 = 5,85 \text{ ton/m}^2$$

$$g = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Antag } K = 3000 \text{ kN/m}^3$$

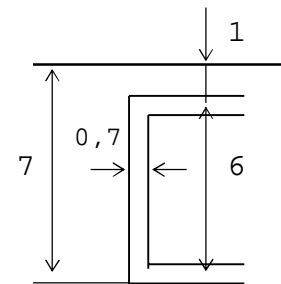


Fig 6

Impulser vid explosion enligt RiBB och reducerat enligt ekv. (2a):

$$i_r = 2,91/1,5 = 1,94 \quad i_s = 1,3$$

Max deformation enligt sid 1 ger:

$$d_{\max} = 0,016 = 0,06 \text{ m}$$

Vid $m_s + m_f = 0$ blir enligt ekv. (10a) deformationen

$$d_b = 1,5 \cdot 3,24 / (3000 \cdot 5,85)^{0,5} = 0,037 \text{ m}$$

Accepteras deformationer större än ca.37 mm krävs ingen extra armering för att klara explosionslasten.

4.3 Tunnelinnervägg

Dimensioner lika ovan med $d_b = d_{\max} = 0,06 \text{ m}$ och
 $d_{el} \gg 0,00015 \cdot 36 / 0,7 = 0,0077 \text{ m}$

$$G = 0,7 \cdot 2,4 = 1,68 \text{ ton}$$

Momentet kan beräknas enligt ekv (10) med $K=0$.

$$m_s + m_f = 6^2 \cdot 3 \cdot (1,94 + 1,3)^2 / (32 \cdot 1,68 \cdot 0,06) / (1 - 0,0077 / 0,12) = 375 \text{ kNm/m}$$

Räknas endast med side-on tryck på innervägg fås:

$$m_s + m_f = 375 \cdot 1,3^2 / (1,94 + 1,3)^2 = 60,4 \text{ kNm/m}$$