

ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMA TASARIMI- KAYA PATLAMA OLAYINA MARUZ TÜNELLERDE KULLANIM

DESIGN OF STEEL FIBER-REINFORCED SHOTCRETE TUNNEL LINING SUBJECTED TO HIGH STRESSES-ROCK BURST

Ergin ARIOĞLU İ.T.Ü Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul
Canan GİRGİN Yapı Merkezi, AR-GE Bölümü, Çamlıca, 81180, İstanbul

ÖZET

Bu çalışmada, çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton kaplamasının tasarım esasları belirli bir ayrıntı içinde incelenmiştir. Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının lifsiz ve tek adet çelik hasır içeren püskürtme beton kaplamalarına karşı kesit geometrisi yönünden sağladığı yararlar açık biçimde gösterilmiştir. Ayrıca, kaya patlaması ve düşmesi olaylarına maruz kalacak tünellerde çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığının hesabı ayrıntılı bir sayısal örnekle gösterilmiştir.

ABSTRACT

In this study, main design principles of steel fiber-reinforced shotcrete was investigated in considerable detail. The comparisons were carried out between steel fiber-reinforced shotcrete, plain shotcrete lining and wire-mesh reinforced shotcrete taking into account the bending moment capacity of the lining. Estimating steel fiber-reinforced shotcrete thickness was demonstrated analytically by working out a numerical example dealing with the opening subjected to spalling or rock burst in massive-continuous rock mass.

1. GİRİŞ

Çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton, tünel uygulamalarında giderek çelik hasırlı püskürtme betonun yerini almaktadır. Bu olgunun temel nitelikleri şöyle özetlenebilir :

- Çelik hasırlı kaplamada, hasırdan dolayı püskürtme betonun yapışma özelliğinin çok değişken olması ve geri sıçramanın özellikle tavanda % 40 gibi çok yüksek değerlere ulaşması
- Çelik hasır nedeni ile, tünel cidarı ile hasır arasında kalan boşluğun doldurulamaması ve bu nedenle kaplamanın nem-su gibi dış etkenlere açık olması, kısaca dayanıklılığın daha düşük olması
- Çelik hasırın tünel cidarlarına tespit edilmesi, yerleştirilmesi işlemlerinde harcanan “zaman” ve “işçilik” girdisinin tünel ilerlemesindeki yüksek payı
- Kaya patlaması gibi ani ve tahripkar özellik sergileyen dinamik zorlamalarda, yaşamsal işlevi olan “süneklik özelliği”nin çelik lifli püskürtme beton kaplamalarında daha iyi gerçekleştirilmesi
- Çelik lifli püskürtme betonun taşıyıcılık özellikleri nedeni ile “kaplama kalınlığı”nın hasırlı kaplamaya kıyasla daha küçük olması, böylelikle anlamlı boyutta “kazı ekonomisi” yaratılması

Bu çalışmada, çelik lifli püskürtme beton ile kaplamanın ana tasarım ilkeleri verilmekte, kaplama kalınlığının çelik hasırlı sisteme kıyasla taşıdığı üstünlükler analitik açıklamalar ile gösterilmeye çalışılmıştır. Ayrıca, incelenen konunun bütünselliğinin temini bakımından, kaya patlamasına maruz kalan tüneller için çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton kaplamasının tasarımına ilişkin ayrıntılı bir sayısal örnek sunulmuştur.

2. ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMASININ TÜNEL PROJELERİNDE SAĞLADIĞI TAŞIYICILIK –GEOMETRİK YARARLAR

2.1 Kabuller

Analizde yapılan temel kabuller aşağıda belirtilmiştir :

- Uygulamada genellikle püskürtme beton kaplaması kaya saplamaları ile birlikte kullanılmaktadır. Kaya saplamalarının yerleşim düzeni ve teknik özellikleri önemli ölçüde, geçilen formasyonun jeomekanik ve proje büyüklüklerine (Q faktörü, tahkimat basıncı, kaya patlama olayının olası şiddeti, tünel / galeri'nin kullanım süresi) bağlıdır. Tünellerde, saplama yerleşim aralığı **0.5-3 m** arasında değişir. Analizde kaya saplamalarının aksenel - mesnet reaksiyonlarına çalıştığı, çelik lifle güçlendirilmiş kaplamanın ise eğilme gerilmesine çalıştığı kabulü yapılmıştır. Kaplamanın eğilme açıklığı “saplama aralığı” olarak alınmıştır.
- Analizde sadece “eğilme zorlaması” dikkate alınmıştır. Diğer bir deyişle, “yapışma” ve “doğrudan kayma” kırılma modları kritik olmayıp verilen geometri ve yükleme koşullarında öncelikli olarak “eğilme gerilmesi” en elverişsiz zorlamayı oluşturmaktadır. İncelenen konunun bütünselliğinin temini açısından yapışma “ σ_a ” ve doğrudan kayma “ σ_k ” kapasiteleri sırası ile

$$\sigma_a = 4 f_a \cdot l_s \cdot l_a \quad (1)$$

$$\sigma_k = 4 \tau_k \cdot l_s \cdot d \quad (2)$$

bağıntılarından hesaplanabilir (Barrett ve McCreath, 1995). Burada, 28 günlük püskürtme betonun yapışma dayanımı “ f_a ” , büyük ölçüde püskürtülen kaya yüzeyinin pürüzlülüğüne bağlıdır. Örneğin yapılan bir çalışmada “ f_a ” değeri olarak ince taneli

kumtaşı için **> 1.8 MPa**, ince taneli kalker için **1.58 ± 0.12 MPa**, şist için **0.24 ± 0.18 MPa** değerleri alınmıştır (Norwegian Concrete Association, 1993).

l_s = Saplama aralığı, l_a = Yapışma yapışma uzunluğu, uygulamada **3-5 cm** alınmaktadır.

τ_k = Doğrudan kayma dayanımı¹, d = Kaplama kalınlığı

• Özellikle kaya patlama olayına maruz kalan tünel / galerilerde açığa çıkan dinamik yüklemeyi yutması bakımından, püskürtme beton kaplamasının “sünek” özellik taşıması gerekmektedir. Diğer bir deyişle, kaplama kırılma noktasından sonra da en azından taşıma kapasitesini koruyarak yeterli süneklilik kapasitesine sahip olmalıdır. Bu özelliğin sağlanabilmesi için çelik lifin uzunluğu “ l_1 ”, kritik lif uzunluğundan “ l_k ” küçük olmalıdır. Böylelikle, liflerin büyük çoğunluğunun “yapışma kırılması” sonucunda kırılması temin edilebilir. Ters durumda, lifler büyük çekme gerilmelerine maruz kalacak ve bu durumda kesitin olası kırılma şekli çok ani ve tahripkar olacaktır. Kısaca, kırılmanın çok yavaş ve “sünek” şekilde oluşması bakımından (lif uzunluğu / lif çapı) **> 100** olmamalıdır. Ayrıca artan $\frac{l_1}{d_1}$ oranı ve lif içeriğine bağlı olarak, karışımda işlenebilirlik sorunları gözlenmektedir. (d_1 = Lif çapı)

• Püskürtme beton kaplamasında büzülme hareketinden, patlayıcı madde kullanımından ve kaya patlamasının dinamik etkisinden kaynaklanacak çatlakların etkin kontrolü bakımından şu koşulların yerine getirilmesi gerekmektedir :

1) Çelik lifin uzunluğu 3 x maks. agrega çapı olmalıdır. (Geri sıçrama miktarını da azaltmak bakımından maks. agrega çapı 10-12 mm alınmalıdır.)

2) Çelik liflerin aralığı 0.45 x lif uzunluğu olmalıdır (Vandewalle, 1996). (Çelik lif aralığı arttıkça lifli beton kaplamasının çekme dayanımı verilen hacimsel lif içeriğinde azalacaktır).

• Taşıyıcı sistemin “süneklilik büyüklüğü”nü karakterize eden tokluk faktörü

$$R_e = \frac{f'_e}{f_e} \times 100 \quad (3)$$

şeklinde ifade edilmiştir (Moyson 1994, Vandewalle, 1997). f'_e büyüklüğü ise Japon çelik lif standardına göre (JSCE-SF4, 1984)

$$f'_e = \frac{D l}{\Delta b d^2} \quad [\text{MPa}] \quad (4)$$

olarak belirtilmiştir. Burada **D**, **bx d (150x150 mm)** kesitli, **l=450 mm** eğilme açıklığına

¹Mohr-kırılma hipotezine göre, betonun kayma dayanımı $\tau_k = \frac{1}{2} \sqrt{f_b f_{c,d}} = \frac{1}{2} \sqrt{f_b (0.1 f_b)} \cong 0.16 f_b$ şeklinde ifade edilebilir. $f_{c,d}$ = Doğrudan çekme dayanımı, f_b = Basınç dayanımı'nı göstermektedir. Arıoğlu (1982), Birön ve Arıoğlu (1983) kaynağında **0.16** çarpanı yerine **0.20** alınmıştır. Örneğin, 8 saatlik püskürtme betonun tek eksenli basınç dayanımı **5 MPa** ise, doğrudan kayma dayanımı $\tau_k = \mathbf{0.8-1MPa}$; 28 günlük basınç dayanımı **40 MPa** ise sözü edilen dayanım **6.4-8 MPa** mertebelerindedir. Bu hesaplanan büyüklükler Barrett ve McCreath (1995) de rapor edilen değerlerle çok iyi uyum içindedir.

sahip, lifli püskürtme beton kirişin orta noktasındaki $\Delta = \frac{l}{150} = \frac{450}{150} = 3 \text{ mm}$ sehime

(çökme) karşı gelen ortalama (yük x sehime) alanı (Nmm)dir. Daha açık bir anlatımla, eğilme deneyinde lifli beton kiriş tarafından yutulan enerji büyüklüğüdür. $\Delta=3 \text{ mm}$ lik sehime büyüklüğü ASTM C 1018-89 a göre yaklaşık olarak $15.5 \Delta_{\epsilon}$ e karşı gelmektedir. Δ_{ϵ} , eğilme deneyinde kirişte gözlenen ilk çatlak oluşumunda ölçülen sehime göstermektedir. (İlk çatlak oluşumuna neden olan eğilme gerilmesi düzeyi ise lifli / liffsiz kirişin eğilme dayanımı olarak kabul edilebilir). $\Delta=3 \text{ mm}$ sehime değerine kadar kiriş tarafından yutulan enerji miktarı şu faktörlere bağlıdır (Lanu, 1995, Maidl, 1995, Nawy,1996) :

- 1) Lif malzeme türü ve geometrik formu
- 2) Lifin kritik boyu

$$l_k = \frac{d_l f_c}{2\tau_0} \quad (5)$$

f_c = Lifin çekme dayanımı

τ_0 = Ortalama yapışma dayanımı

- 3) Lif boyu / lif nominal çap oranı (l_1 / d_l)
- 4) Lif içeriği
- 5) Güçlendirme faktörü

$$G = V \frac{l_1}{d_l}, \quad V = \frac{\text{Yerinde çelik lif dozajı, kg/m}^3}{\text{Lif yoğunluğu, kg/m}^3} \times 100 \quad (6)$$

- 6) Lif ortalama aralığı

$$S = 13.8 d_l \sqrt{\frac{1}{V}}, \quad (\text{inç}) \quad \text{veya} \quad S = 3 \sqrt{\frac{\pi d_l^2 l_1}{4 V}}$$

V = Hacimsel lif içeriği (%)

- 7) Püskürtme betonun eğilme, çekme dayanımı

8) Kesit boyutu, formu, karışımın hazırlanması ve yerleştirme türü. Bu faktörler özellikle liflerin “yönelim” ve “yapışma” etkinliğine etki ederler.

• Tasarımı daha kolaylaştırmak amacı ile bu çalışmanın yazarları tarafından, Dramix marka çeşitli çelik lif geometrik oranları “ $\frac{l_1}{d_l}$ ” için tokluk faktörü “ R_e ”, yerinde lif dozajı “ m_l ” nin bir fonksiyonu olarak, $R_e=f(m_l)$, regresyon ifadeleri $R_e = A m_l^2 + B m_l + C$ tarzında elde edilmiştir (Çizelge 1). Burada A, B, C regresyon katsayılarını, r korelasyon katsayısını ifade etmektedir. Söz konusu analize konu olan işlenmemiş veriler ise, Vandewalle (1997, s-80) kaynağından alınmıştır.

Çizelge 1 Dramix marka çelik liflere ait tokluk faktörü- lif kullanım dozajı ifadeleri

Lif türü	A	B	C	r
RC 65/30	-0.0262	3.0548	-10.5	0.996
RC 65/35	-0.0167	2.0881	14.571	0.999
ZP 305	-0.0271	3.15	-17	0.998

- Lifsiz püskürtme betonun 28 günlük eğilme dayanımı

$$f_c = 0.4 f_{b,k}^{0.666} \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

olarak alınmıştır (Vandewalle, 1997). $f_{b,k} = 28$ günlük küp basınç dayanımı
Eğer ϕ 150x300 mm 28 günlük silindir basınç dayanımı $f_{b,s}$ değeri verilmiş ise eğilme dayanımı, $f_{b,k} = \frac{1}{0.8} f_{b,s} = 1.25 f_{b,s}$ numune şekil düzeltme faktörü dikkate alınarak, yaklaşık olarak

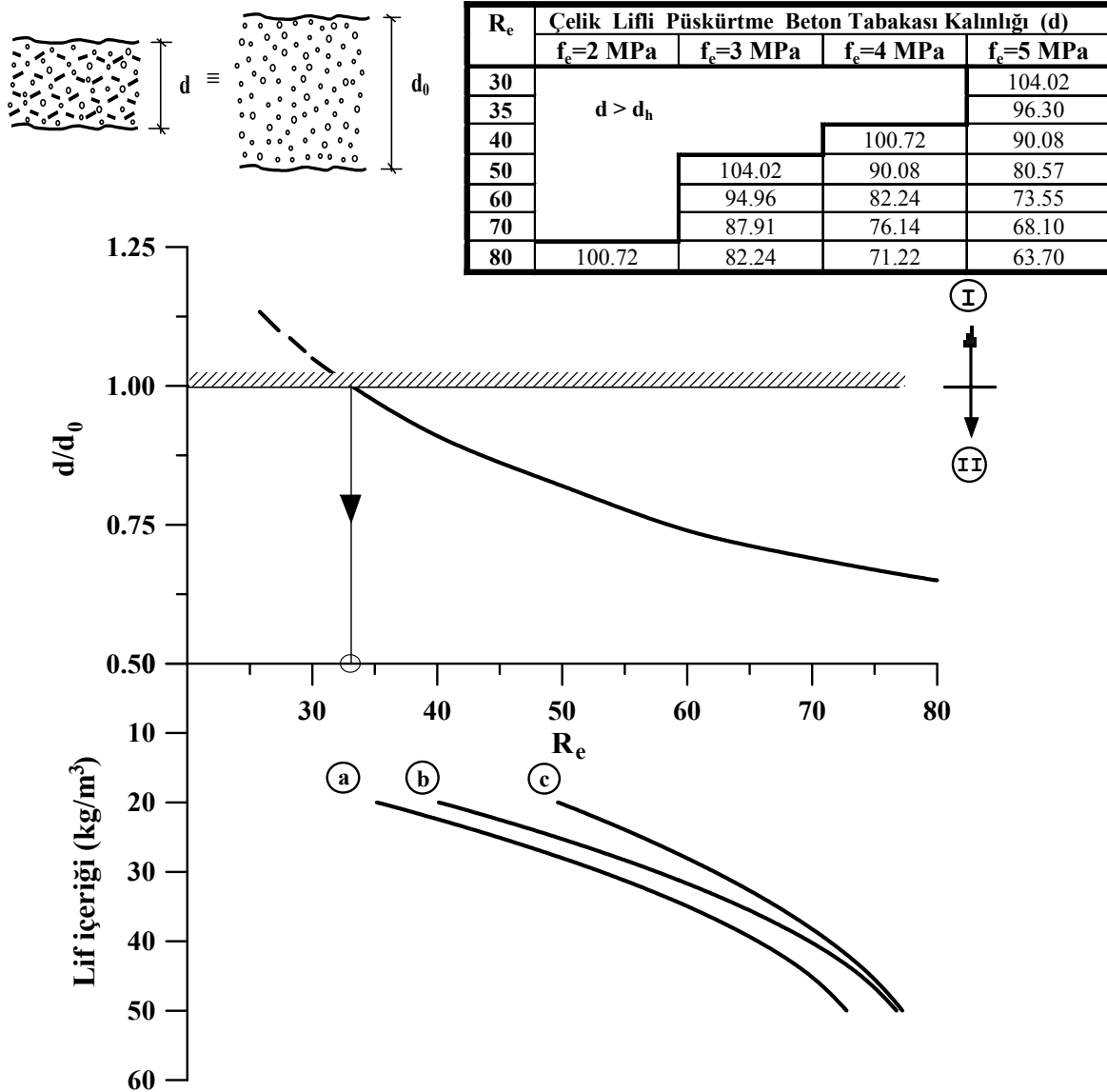
$$f_c \cong 0.464 f_{b,s}^{0.666} \quad (8)$$

ifadesinden kestirilebilir. Kaya patlama olayı çok ani olarak gelişen ve kısa süre içinde de sönmülenen bir “dinamik yükleme”dir. Örneğin, patlayıcı madde kullanımında ortaya çıkan denotasyonun deformasyon hızı $10^2-10^3 \text{ sn}^{-1}$ düzeyinde olup olaya maruz kalan betonun dinamik çekme dayanımı, statik çekme dayanımından daha büyüktür. Özellikle nemli ve dayanımı düşük betonlarda, dinamik çekme dayanımının artışı çok daha anlamlı düzeydedir (Toutlemonde, 1995). % 10-25 düzeyindeki bu “dayanım artışı” tasarımda daha emniyetli tarafta kalmak amacı ile dikkate alınmamıştır.

2.2 Çelik Lifli Püskürtme Beton Kaplamasının Lifsiz ve Tek Hasırlı Püskürtme Beton Kaplamasına Karşı Kaplama Kalınlığı Bazında Üstünlüğü

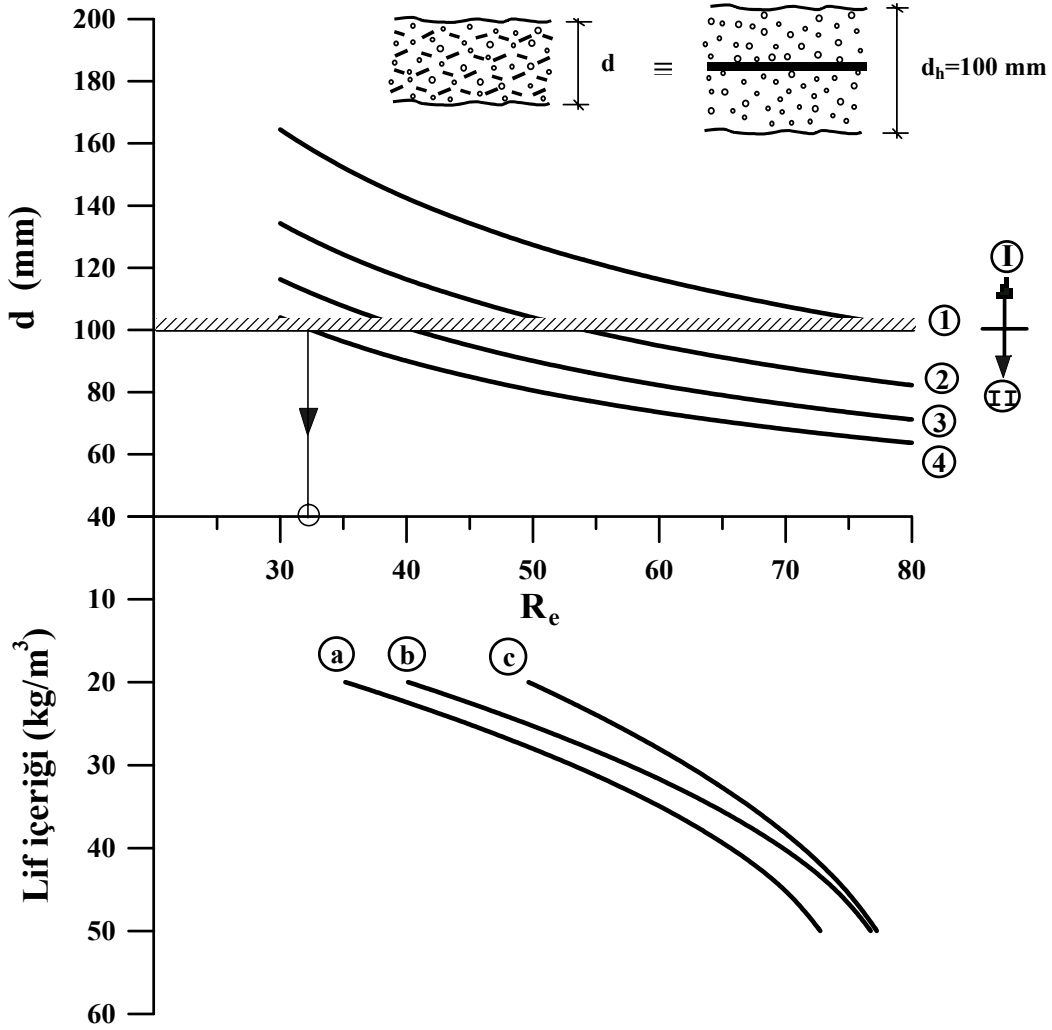
Analizde kullanılan ifadeler toplu halde Çizelge 2 de gerekli açıklamaları ile birlikte belirtilmiştir. Şekil 1’de çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı / lifsiz beton kaplama kalınlığı “ d/d_0 ” oranı ve tokluk faktörü “ R_e ” nin Dramix marka çeşitli lif geometrisi için lif içeriği “ m_l ” e bağlı değişimleri gösterilmiştir. (Püskürtme beton tabakasının düzleme dik doğrultudaki boyutu $a=1000$ mm alınmıştır). Kullanılan çelik liflerin tokluk faktörleri, lif içeriğine bağlı regresyon ifadeleri cinsinden Çizelge 1 de verilmiştir. Şekil 1 de, a indisi ile ZP 305, b indisi ile RC 65/30, c indisi ile de RC 65/35 tipi çelik liflerin davranışı ifade edilmektedir. I bölgesi lifsiz püskürtme beton kaplamanın ekonomik yarar sağladığı, II bölgesi ise lifli püskürtme beton kaplamanın ekonomik olduğu alanı göstermektedir. Değişimler yakından incelendiğinde şu pratik sonuçlar üretilebilmektedir :

- Tokluk faktörü “ R_e ” yi denetleyen ana faktörler, lif içeriği “ m_l ” ile lif uzunluğu / çapı “ l / d_l ” oranıdır.
- Lifli püskürtme beton kaplamasının “kalınlık” yönünden yarar sağlayan kritik bir tokluk değeri “ R_e ” ve buna bağlı kritik bir lif içeriği “ m_l ” mevcuttur. Buna göre, $R_e \geq 35$ ve ZP305 çelik lif için, kritik lif içeriği $m_l = 20 \text{ kg/m}^3 \left(\frac{20}{7800} \times 100 = 0.256\% \right)$ hacimsel lif içeriği) olmaktadır. Artan “ R_e ” değerlerinde kaplamanın kalınlığı “ d ” önemli ölçüde azalmaktadır.



Şekil 1 Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı / lifsiz püskürtme beton kaplama kalınlığı'nın tokluk faktörü " R_e " ve çelik lif dozajı " m_f "'ye göre değişimleri-(a) ZP305, (b) RC 65/30, (c) RC 65/35 için elde edilen regresyon ifadelerini ifade etmektedir.

• Şekil 2, çelik lifli beton kaplaması ile tek hasır içeren püskürtme beton kaplaması arasında "kalınlık" bakımından yapılan karşılaştırmanın sonuçlarını göstermektedir. Burada, 1 indisi ile $f_c=2$ MPa, $f_{b,k}=11.2$ MPa, 2 indisi ile $f_c=3$ MPa, $f_{b,k}=20.5$ MPa, 3 indisi ile $f_c=4$ MPa, $f_{b,k}=31.6$ MPa, 4 indisi ile $f_c=5$ MPa, $f_{b,k}=44.2$ MPa eğrileri gösterilmiştir. a,b,c indisleri Şekil 1 de belirtilen özelliklerin aynısıdır. I bölgesi çelik hasırlı püskürtme beton kaplamanın ekonomik yarar sağladığı, II bölgesi ise lifli püskürtme beton kaplamanın ekonomik olduğu alanı ifade etmektedir. Şekil 2 den açıkça görülmektedir ki çelik lifli püskürtme beton hassas bir biçimde tokluk faktörü " R_e " ile kullanılan püskürtme betonun eğilme dayanımı " f_c "nin bir fonksiyonudur. Artan R_e ve f_c değerlerinde lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı belirgin ölçüde azalmaktadır.



Şekil 2 Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığının tokluk faktörü “ R_e ” ve çelik lif dozajı “ m_1 ” ye bağlı değişimleri (tek hasır içeren püskürtme beton kaplama kalınlığı $d_h=100$ mm alınmıştır).

Çizelge 2 Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının sağladığı taşıyıcılık ve geometrik yararlar

- “Düz (lifsiz)” ve “Çelik lifli” püskürtme beton kaplamalarının karşılaştırması

Düz (lifsiz) püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$f = \frac{M_0}{W} \leq \frac{f_e}{F} \text{ şartından hareketle}$$

$$W = \frac{bd_0^2}{6} \quad (8)$$

$$M_0 = \frac{f_e}{F} \frac{bd_0^2}{6} \quad (9)$$

bulunur. Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$M_1 = f'_e W = f'_e \frac{bd^2}{6} \quad (10)$$

$M_0 \equiv M_1$ şartından hareketle

$$d = \sqrt{\frac{f_e}{f'_e F}} d_0 \quad (11)$$

$$f'_e = \frac{R_e}{100} f_e \quad (\text{Moysen,1994}) \quad (12)$$

$$d = \sqrt{\frac{100}{F} \cdot \frac{1}{R_e}} d_0 = 5.77 R_e^{-0.5} d_0 \quad (F=3 \text{ alındı}) \text{ ve} \quad (13)$$

$$\frac{d}{d_0} = 5.77 R_e^{-0.5}$$

ifadesi elde edilir (Şekil 1).

• “Hasırlı” ve “Çelik lifli” püskürtme beton kaplamasının karşılaştırması

“Tek adet” hasırlı püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$M_h = 0.9 \frac{d_h}{2} A_h f_h = 0.45 d_h A_h f_h \quad (14)$$

$M_1 \equiv M_h$ şartından hareketle

$$d = 0.519 \sqrt{\frac{d_h A_h f_h}{R_e f_e}}, \text{ (mm)} \quad (b=1000 \text{ mm}) \quad (15)$$

$d_h = 100 \text{ mm}$, $A_h = 131 \text{ mm}^2/\text{m}$, $f_h = 460 \text{ MPa}$ alınır (Vandewalle,1997)

$$d = 1274 (R_e f_e)^{-0.5}, \text{ (mm)} \quad (16)$$

ifadesi elde edilir (Şekil 2).

f_e = Lifsiz püskürtme betonun eğilme dayanımı, (N/mm², MPa)

f'_e = Lifli püskürtme betonun Japon Standardına dayandırılmış, eşdeğer eğilme dayanımı- Çatlak sonrası ortalama dayanım, (N/mm², MPa)

f_h = Hasırın nihai çekme dayanımı, (N/mm²,MPa)

M = Eğilme momenti, (Nm/m)

M_1 = Lifli püskürtme beton kaplamasının taşıdığı eğilme momenti, (Nm/m)

M_h = Hasırlı püskürtme beton kaplamasının taşıdığı eğilme momenti, (Nm/m)

d_0 = Lifsiz püskürtme beton kaplama kalınlığı, (mm)

d = Lifli “ “ “ “ , (mm)

d_h = Hasırlı “ “ “ “ , (mm)

A_h = Hasırın kesit alanı, mm²/m

b = Kaplama kesitinin genişliği, (mm)

F = Emniyet katsayısı

R_e = Tokluk faktörü, $R_e = 100 \frac{f'_e}{f_e}$

3. KAYA PATLAMA OLAYLARINA MARUZ TÜNELLERDE OLASI TAHKİMAT BASINCININ KESTİRİLMESİ

• Kaya patlama olaylarına [EK-1] maruz kalan tünellerde uygulanan tahkimat sistemlerine etki eden kaya basıncının dağılımını ve şiddetini kesin bir şekilde belirlemek oldukça zordur. Tahkimat tasarımında kaya basıncı “ P_t ” nin kestirilmesi için

$$P_t = \frac{20 J_n^{0.5} Q^{-0.333}}{3 J_r}, (t/m^2), \quad 0-2 \text{ adet çatlak sistemi için } J_n < 6$$
$$P_t = \frac{2 J_n^{0.5} Q^{-0.333}}{30 J_r}, (MPa) \quad (17)$$

bağıntısı kullanılmıştır (Grimstad ve Barton, 1993). “ Q ” büyüklüğü ise

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (18)$$

ile belirlenmektedir (Barton, Lien ve Lunde, 1974).

Burada,

RQD = Kaya kalite derecesi, %

J_n = Çatlak sistemi ile ilintili sayı

J_r = Çatlak pürüzlülük sayısı

J_a = Çatlak ayrışma sayısı

J_w = Çatlak su azaltım sayısı

SRF = Gerilme azaltım faktörü

• Kaya patlaması genelde masif-çatlaksız formasyonlarda gözlemlendiğinden jeomekanik büyüklükler için şu kabuller rahatlıkla yazılabilir :

RQD = 80-100 % ; RQD = 90 %

$J_n = 0.5-6$, $J_{n,ort} = 3$

$J_r = 1.5$ (Pürüzlü)

$J_a = 1$ (Ayrışma yok)

$J_w = 1$ (Kuru-su geliri yok)

SRF = 50-200 Hafif kaya patlaması – cidarlarda plaklanmalar

SRF = 200-400 Ağır kaya patlaması (Grimstad ve Barton, 1993)

Q faktörü :

$$Q = \frac{90}{3} \times \frac{1.5}{1} \times \frac{1}{SRF} = 45 (SRF)^{-1} \quad (19)$$

Tahkimat basıncı :

$$P_t = \frac{20 (3)^{0.5} [45 (SRF)^{-1}]^{-0.333}}{3 \times 1.5} \cong 2.17 (SRF)^{0.333} (t/m^2), 0.0217 (MPa) \quad (20)$$

Ağır kaya patlama olayına karşı gelen olası tahkimat basıncının “ P_t ” değişim aralığı ise **0.127-0.16 MPa** olarak hesaplanabilir. Buna karşın genellikle stabilite problemlerinin gözlenmediği yüksek gerilme altında bulunan tünellerde **SRF** faktörü **0.5-2** aralığında önerilmektedir. Yukarıdaki bağıntıdan olası tahkimat basıncı **0.0172-0.0273 MPa** mertebelerinde hesaplanmaktadır. Bu kısa sayısal değerlendirmelerden açıkça görülebileceği üzere kaya patlama olayının gözleneceği jeoteknik koşullarda tahkimat basıncı “ P_t ” artan **SRF** faktörü nedeni ile çok daha büyüktür. Nitekim, Kaiser, Tannart

ve McCreath (1996) in “ciddi hasar derecesi”¹ ne karşı gelen kaya patlama olaylarında önerdikleri tahkimat basıncının büyüklüğü **15 t/m²** düzeyindedir. Bu durumda tahkimat sisteminin **300 mm** yerdeğiştirme kapasitesinde olması istenmektedir.

4. ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMASININ TASARIMI

Tasarım sayısal bir örnek yardımı ile açıklanacaktır.

Örnek :

Veriler :

- Galeri derinliği **H = 1200 m**
- Tek eksenli basınç dayanımı (laboratuvar) $\sigma_{lab,b} = 75 \text{ MPa}$ – kumtaşı
- Kumtaşı-yerinde-masif-çatlaksız
- Galeri kesiti dairesel-kazı çapı **D_k = 6.5 m**
- Kullanılacak püskürtme betonunun 28 günlük basınç dayanımı **f_{b,k} = 40 MPa** (küp numune)

Çözüm :

- Stabilite sayısı ($K = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = 1$ için) [EK-1]

$$F_b = 0.756 \times D_k^{-0.2} = 0.756 \times (6.5)^{-0.2} \cong 0.52$$

$$\sigma_t = (B - K) \sigma_z = (3 - 1) \times 0.025 \times 1200 = 60 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{\sigma_t} = \frac{0.52 \times 75}{60} = 0.65$$

0.5 < S=0.65 < 1 [EK-1] olduğundan verilen şartlarda galeride “hafif kaya patlama” olayı söz konusudur.

- Olası Tahkimat Basıncının Kestirilmesi

Hafif kaya patlama durumunda **SRF= 50-200** olarak önerilmektedir. Burada **SRF_{ort.} = 125** değeri gözönünde tutulmuştur. Nitekim bu değer Grimstad ve Barton (1993) kaynağında verilen, masif kaya kütlelerine ait “**RQD / J_n-SRF**” değişimlerinden **RQD / J_n = 90 / 3 = 30** için en kritik değer olarak **SRF= 125** elde edilmektedir.

- Çelik Lifli Püskürtme Beton Kalınlığının Hesaplanması

l_{sa} = 1.0x1.0 kare planda kaya saplamaları² kullanılacaktır.

- 1) Maksimum eğilme momenti³, $x = \frac{l_s}{2} = \frac{1.0}{2} = 0.5 \text{ m}$ 'de, (Şekil 3)

¹ $P_t = 2.17 (\text{SRF})^{0.333} = 2.17 (125)^{0.333} \cong 10.8 \text{ t/m}^2$. Eğer **Q-1974** değerlendirmesine göre gerilme azaltım faktörü “**SRF**” seçilmiş olsa idi $\frac{\sigma_{lab,b}}{\sigma_z} = \frac{75}{0.025 \times 1200} = 2.5$ için **SRF** $\cong 15$ olacaktır. Bu değere

karşı gelen tahkimat basıncı ise **0.0535 MPa** dir. Açık ki yeni **Q-1993** değerlendirmesine göre tahkimat basıncındaki fark yaklaşık **%100** dir. Bu nedenle, kaya patlama olasılığı yüksek formasyonlarda “**SRF**” faktörünün **Q-1993**'e göre düzeltilmesi gerekmektedir.

² Kaya saplamasının boyutlandırması bildiri hacminin dışında kaldığından anılan konu burada incelenmemiştir. Sadece kaya saplamasının geometrik boyutlarının hesabı verilmiştir.

³ Aslında, kaya saplamaları ile sürekli biçimde mesnetlenen püskürtme beton kaplamasında maks. eğilme momentinin şiddeti analizde idealleştirilen basit kirişin maks. eğilme momentinden daha küçüktür.

$$M_{maks} = 0.125 q l_s^2 = 0.125 P_t a l_s^2$$

$$M_{maks} = 0.125 \times 10.8 \times 1.0 \times 1.0^2 = 1.35 \text{ tm}$$

2) Lifsiz püskürtme betonun eğilme dayanımı $f_e = 0.4 \frac{f_{b,k}^{0.666}}{b,k} = 0.4 \times (40)^{0.666} = 4.66 \text{ MPa}$
 $= 466 \text{ t/m}^2$

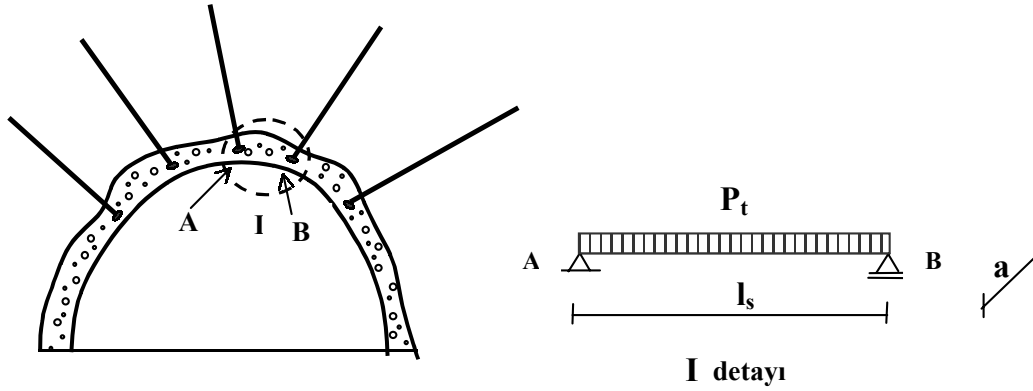
3) Tokluk faktörü- RC 65/35 Dramix çelik lif- lif içeriği $m_l = 40 \text{ kg/m}^3$

4) Eşdeğer eğilme dayanımı $f'_e = \frac{R_e}{100} f_e = \frac{72}{100} \times 466 = 335.52 \text{ t/m}^2$ (3.35 MPa)

5) Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı

$$\frac{M_{maks}}{\frac{b d^2}{6}} \leq f'_e \rightarrow d = 2.45 \sqrt{\frac{M_{maks}}{b f'_e}} = 2.45 \sqrt{\frac{1.35}{1 \times 335.52}} \cong 0.15 \text{ m}$$

$b =$ kesit genişliği ($b=1.0 \text{ m}$)



Şekil 3 İki kaya saplamasının arasındaki püskürtme beton tabakasının statik modeli

Q faktörü $Q \cong 45 (SRF)^{-1} = 45 (125)^{-1} = 0.36$ olup (Grimstad ve Barton, 1993) kaynağında rapor edilen (Q-d) değişimine göre çelik lifli püskürtme betonun kalınlık aralığı **7.5-18 cm** 'dir. Analitik olarak yukarıda hesaplanan $d=15 \text{ cm}$ kalınlık değeri sözkonusu aralığın içindedir. Saplama aralığı "I_s" ise

$$l_s = \frac{1}{(-0.227 \ln Q + 0.839)^{0.5}} = \frac{1}{(-0.227 \ln(0.36) + 0.839)^{-0.5}} = 1.03 \text{ m}$$

ampirik ifadesi ile tahkik edilmiştir, (Choquet ve Charette, 1988). Ayrıca, Grimstad ve Barton (1993) de verilen kaya saplama aralığı l_s -Q faktörü değerlendirmesinde $Q=0.36$ için l_s nin değişim aralığı **1.0-2.0 m** bulunmaktadır. Kısaca, verilen saplama aralığının uygun olduğu anlaşılmaktadır. (Eğer verilen saplama aralığı "I_s" kaya sınıflandırma yöntemlerine göre uygun değil ise jeomekanik koşullara uygun bir "aralık" belirlenir. Bu değere göre eğilme momenti ve kaplama kesit geometrisi tekrar hesaplanmalıdır.)

Kaya saplamasının uzunluğu ise

$$L_s = 0.67 (D_k)^{0.67} = 0.67 (6 \times 5)^{0.67} \cong 2.35 \text{ m}$$

olarak belirtilebilir, (Hutchinson ve Diederichs, 1996).

Bulunan değer

$$L_s = \frac{2 + 0.15 D_k}{ESR} = \frac{2 + 0.15 \times 6.5}{1.6} \cong 1.86 \text{ m}$$

ampirik bağıntısı ile (Barton, Lien ve Lunde, 1974) tahkik edilebilir. **ESR**, galerinin göreceği fonksiyon ile ilintili sayısal faktör olup devamlı maden açıklıkları için **ESR = 1.6** değeri alınmaktadır. Her iki yaklaşımın ortalaması olan $L_s \cong 2 \text{ m}$ 'nin alınması uygundur. Nitekim, bu büyüklük $L_{s,\min} = \frac{2}{1_s} = \frac{2}{1} = 2 \text{ m}$ ampirik kuralını da sağlamaktadır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışma çerçevesinde incelenen konulardan elde edilen belli başlı sonuçlar şöyle sıralanabilir :

- Çelik lifli püskürtme beton kaplaması, kırılma sonrası enerji yutma kapasitesinin yüksek olması nedeni ile özellikle ani ve tahripkar deformasyon modunun önem kazandığı (örneğin, kaya patlama olayı) tünellerdeki çalışma koşullarında lifsiz-hasırlı püskürtme beton kaplamalarına kıyasla belirgin bir üstünlük sağlar. Buna ek olarak, aynı eğilme momenti kapasitelerinde çelik lifli beton kaplaması, artan lif içeriği ile birlikte artan tokluk faktörüne bağlı olarak tünel projelerinde lifsiz-hasırlı püskürtme beton kaplamalarına nazaran çok anlamlı olabilecek boyutta “kalınlık” bakımından ekonomi sağlamaktadır. Bu hususlar Şekil 1 ve 2 de analitik formda gösterilmiştir.
- Sünek özelliği nedeni ile büyük kullanımı bulunan çelik lifli püskürtme betonun kaya patlamalarına (EK-1) maruz tünellerde izlenecek tasarım ilkeleri bir sayısal örnek ile belirtilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, çalışmanın yapılması ve yayınlanmasını teşvik eden Yapı Merkezi A.Ş Yönetim Kurulu Başkanı Dr.Yük.Müh. Sn. Ersin ARIOĞLU'na ve referanslarını cömertçe açarak ilgisini gösteren Beksa A.Ş firmasından Sn. Mehmet YERLİKAYA' ya teşekkür ederler. Çalışmada ileri sürülen sonuçlar sadece yazarlara aittir.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, E.** (1982) *Ocak Dolgu Malzemesi Olarak Uludağ Volfram Artığının İncelenmesi*, Doçentlik tezi, İ.T.Ü Maden Fakültesi, Mart, 185 s.
- Barrett, S.V.L, McCreath, D.R** (1995) Shotcrete support design in blocky ground : Towards a deterministic approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 10, No.1, pp.79-89.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J.** (1974) Engineering classification of rock masses for the design of rock support. *Rock Mechanics*, 6, pp.189-236.
- Birön, C., Arioğlu, E.** (1980) *Madenlerde Tahkimat İşleri ve Tasarımı* ,Birsen Kitabevi, İstanbul, 748 p.
- Birön, C., Arioğlu, E.** (1983) *Design of Supports in Mines*. John Wiley&Sons, New York, 284 p.
- Choquet, P., Charette, F.** (1988) Applicability of rock mass classifications in the design of rock support in mines. *Proc.15th Int. Can. Symp.Rock Mech.*, Toronto,pp.39-48.
- Grimstad, E. Barton, N.** (1993) Updating the Q-system for NMT. *Proc.1th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Norway Norwegian Concrete Association, Fagernes, Norway.

- Hutchinson, D.J., Diederichs, M.S.** (1996) *Cablebolting in Underground Mines*. Bitech Publishers Ltd., Canada, 406 p.
- Kaiser, P.K., Tannant, D.D., McCreath, D.R.** (1996) Drift support in burst-prone ground, *CIM Bulletin*, Vol. 189, No.998, pp.131-138.
- Kim, K., Gua.,H.** (1995) Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. *Int.Journal Rock mech.Min. Sci.& Geomech. Abstr.* Vol. 32, No. 2, pp.111-120.
- JSCE-SF 4** (1984) *Method of Tests for Steel Fibre Reinforced Concrete*. Concrete Library of the Japanese Society of Civil Engineers.
- Lanu , M.** (1995) *Testing Fibre-Reinforced Concrete in Some Structural Applications*, VTT Technical Research Centre Publications, Finland.
- Maidl, B.R.** (1995) *Steel Fibre Reinforced Concrete*, Ernst & Sohn.
- Moyson, D.** (1994) Steel fibre reinforced concrete (SFRC) for tunnel linings :A technical approach. *Tunneling and Ground Conditions*, Balkema, pp.673-679.
- Nawy, E.G.** (1996) *Fundamentals of High Strength High Performance Concrete*, Longman Group Ltd. Essex, 340 p.
- Norwegian Concrete Association-Committee** Sprayed Concrete (1993) *Sprayed Concrete for Rock Support- Technical Specification and Guidelines*, No 7,Oslo, Norway
- Palmström, A.** (1995) Characterizing rock burst and squeezing by rock mass index, Design and Construction of Underground Structures, New Delhi, February, pp. 1-10.
- Palmström, A.** (1996) Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering, Part 2: Some practical applications of the rock mass index (RMI) *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No.3, pp.287-303.
- Toutlemonde, F.** (1995) Dynamic behaviour of concrete : tests of slabs with a shock tube *RILEM Materials and Structures*, 28, pp. 293-298.
- Vandewalle, M.** (1996) Specifying steel fiber reinforced shotcrete. *Proc.2th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Norwegian Concrete Association, Norway, pp 149-154.
- Vandewalle, M.** (1997) *DRAMIX Tunneling the World*, N.V.Bekaert S.A.

EK-1 Kaya Patlatma Olayının Gözlenme Sınır Koşullarının Analitik Olarak Belirlenmesi

- 1) Masif-Az çatlaksız kaya kütleinin yerinde basınç dayanımı
- 2) Blok boyutu sürekli ortam koşulundan hareketle

$$D_b \geq \frac{D_e}{5} = \frac{1.128\sqrt{A_k}}{5} \cong 0.226\sqrt{A_k} \quad (21)$$

Boyut faktörü (Palmström, 1995)

$$F_b = \left(\frac{d_{lab}}{d_y}\right)^{0.2} = \left(\frac{0.05}{\frac{D_e}{5}}\right)^{0.2} = 0.758 D_e^{-0.2} \quad (22)$$

$$\sigma_{y,b} = F_b \cdot \sigma_{lab,b} \cong 0.758 D_e^{-0.2} \sigma_{lab,b} \cong 0.53 \sigma_{lab,b} \quad (23)$$

3) Protodyakonov formülü (Birön ve Arıoğlu,1980)

$$\frac{\sigma_{y,b}}{\sigma_{lab,b}} = \frac{\frac{d_{lab} + 1}{b}}{\frac{d}{b} + m} = \frac{\frac{0.05}{0.60} + 1}{\frac{0.05}{0.60} + 2} = \frac{1.083}{2.083} \cong 0.52 \quad (24)$$

$$\sigma_{y,b} = 0.52 \sigma_{lab,b}$$

$$4) \sigma_{y,b} = \frac{\sigma_{lab,b}}{1 + C \ln \frac{D_e}{b}} = \underbrace{(1 + 0.7 \ln \frac{D_e}{b})^{-1}}_{0.40-0.50} \sigma_{lab,b} \quad (\text{Kim ve Gua,1995}) \quad (25)$$

• Kaya Patlama Olayının Sınır Değerlerinin Belirlenmesi

$$S = \frac{\sigma_{y,b}}{\sigma_t} = \frac{F_b \cdot \sigma_{lab,b}}{\sigma_t} = \left. \begin{array}{l} \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{(AK - 1) \sigma_z} \\ \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{(B - K) \sigma_z} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Tünel tavanında} \\ \text{Tünel cidarında} \end{array}$$

- Dairesel kesit için $A=3$ $B=3$
- Atnalı kesit için $A=3.2$ $B=2.3$
- Kare kesit için $A=1.9$ $B=1.9$

$K = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = 1$ dairesel tünel kesiti ve ortalama boyut faktörü $F_b=0.5$ için stabilite sayısı

“S” (yan cidar için)

$$S = \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{2 \sigma_z} = \frac{0.5 \sigma_{lab,b}}{2 \times 0.027 \times H} \cong 9.26 \frac{\sigma_{lab,b}}{H}, \quad \sigma_{lab,b} [\text{MPa}], \quad H [\text{m}]$$

olarak basitleştirilebilir. Palmström (1996) kaynağına göre,

Stabilite sayısı “S”	Gözlenen Olası Kırılma Modları
>2.5	Herhangi bir stabilite sorunu söz konusu değil
2.5-1	Yüksek gerilme mevcut-hafif gevşeme var
1-0.5	Hafif kaya patlama veya yan cidarlarda plaka halinde belirgin kırılmalar
<0.5	Ciddi-ağır kaya patlaması söz konusu

Hafif kaya patlama olayı Grimstad ve Barton (1993) kaynağına göre $\sigma_{lab,b} / \sigma_t = 1.5-1$ 'e karşı gelmektedir. Ağır kaya patlama olayı ise aynı sınıflandırmaya göre $\sigma_{lab,b} / \sigma_t < 1$ durumuna denk gelmektedir.

$\sigma_{y,b}$ = Kaya kütlesinin yerinde basınç dayanımı

$\sigma_{lab,b}$ = Laboratuvar basınç dayanımı

d_{lab} = Laboratuvar numunesinin çapı ($d_{lab} = 0.05$ m)

D_b = Kaya kütlesinin ortalama boyutu

D_e = Eşdeğer tünel kazı çapı

A_k = Tünel kazı alanı

F_b = Boyut faktörü

b = Ortalama çatlak aralığı

m = Ampirik faktör, basınç gerilmesi için $m = 2$ alınmıştır

C = Ampirik faktör , $C = 0.7$

σ_z = Düşey derinlik basıncı

σ_y = Yatay derinlik basıncı

σ_t = Tünel tavan ve yan cidarındaki teğetsel gerilmelerin büyüklüğü

S = Stabilite sayısı
