

수치해석에 의한 암반상의 지중정착식 앵커리지 인발 거동 연구

홍은수¹ · 조계춘² · 박승형³ · 박재현⁴ · 정문경⁵ · 이성원^{6*}

¹정회원, 한국과학기술원 연구교수

²정회원, 한국과학기술원 교수

³비회원, 한국과학기술원 연구원

⁴비회원, 한국건설기술연구원 연구위원

⁵비회원, 한국건설기술연구원 선임연구위원

⁶정회원, 한국건설기술연구원 연구위원

A numerical study on pull-out behaviour of cavern-type rock anchorages

Eun-Soo Hong¹, Gye-Chun Cho¹, Seng Hyoung Baak¹, Jae-Hyun Park², Moonkyung Chung², Seong-Won Lee^{2*}

¹Korea, Advanced Institute of Science and Technology

²Korea, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology

ABSTRACT: This paper is a study for behaviour of cavern type anchorage tunnels for suspension bridges with cable tension. Anchorage behaviour, design method for anchorage, and failure surface angle, δ are analyzed by comparing numerical analysis results and ultimate pullout capacities(P_u) using bilinear correlation equation. Results show that design depths for cavern type anchorage tunnels are easily checked with linear relationships for $P/\gamma/H$ vs. displacement and $P_u/\gamma/H$ vs. H/b . The analysis results of maximum shear strain distribution and plastic status show that failure shapes are closer to circular arc model than soil cone model which frequently used. To an easy calculation of the ultimate pullout capacity, we propose a simple bilinear failure model in this study.

The calculated ultimate pullout capacities from the proposed bilinear correlation equation using two failure angles results are similar to the ultimate pullout capacities from numerical analysis.

Keywords: Cavern type anchorage, Pullout capacity, Failure shape, Numerical analysis, Rock

초 록: 이 논문은 케이블 인발하중이 작용하는 현수교의 지중정착식 앵커리지 캐번 터널에 대한 거동과 관련된 연구이다. 수치해석 결과와 이중곡선 관계식에 의한 추정식에서 얻어진 극한인발저항력(P_u) 결과와 비교를 통하여 앵커리지 거동, 앵커리지 설계 방법, 파괴면의 각도, δ 등을 분석하였다. 연구결과 $P/\gamma/H$ 와 변위와의 선형 상관관계, $P_u/\gamma/H$ 와 H/b 와의 선형 상관관계를 활용하면 앵커리지 캐번 터널의 설치 심도를 쉽게 결정 할 수 있을 것으로 나타났다. 또한 수치해석에 의한 최대전단변형을 분포도와 소성영역 분포도를 분석한 결과 지반파괴 형태는 현재 사용되는 지반 콘 보델 보다는 원호모델에 더 가까운 것으로 나타났다. 이 연구에서는 계산이 간편하도록 원호모델을 단순화한 이중곡선 모델을 제안하였다. 수치해석 결과로부터 얻어진 평균 파괴각을 이중곡선 모델에 적용한 결과, 이중곡선 모델을 적용한 추정식에서 얻어진 극한인발저항력은 수치해석에서 얻어진 극한인발저항력 결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다.

주요어: 지중정착식 앵커리지, 인발저항력, 지반파괴 형태, 수치해석, 암반지반

*Corresponding author: Seong-Won Lee

E-mail: swlee@kict.re.kr

Received September 22, 2014; Revised October 1, 2014;

Accepted October 6, 2014

1. 서론

현수교의 앵커리지는 주 케이블의 장력을 지지하므로 교량의 안정성 측면에서 대단히 중요한 구조물이다. 현수교 앵커리지의 종류는 자중에 의해 케이블 하중을 지지하는 중력식(gravity anchorage), 비교적 양호한 암반에 터널형태로 설치되어 앵커 구조물 자중과 구조물과 지반의 마찰력으로 케이블을 지지하는 터널식(tunnel anchorage, tunnelled socket anchorage), 그리고 Fig. 1, 2(Ahn et al., 2008)에서와 같이 암반에 케이블과 수직하게 수평 터널을 굴착하고 터널 내부의 지압판에 케이블을 연결하여 암반의 강도로 케이블을 지지하는 지중정착식(cavern type anchorage,

rock anchorage)등이 있다.

국내의 주요 현수교의 앵커리지의 시공사례를 분석 결과 앵커리지 형식은 과거 중력식 앵커리지가 대부분이었으나 현재는 지반 상태가 비교적 양호한 연암 ~ 경암 지반의 경우 공사비 절감을 이유로 터널식 또는 지중정착식을 적용하는 사례가 대부분인 것으로 추정된다. 또한 현수교의 경간장이 커지는 추세에 따라 케이블 하중 증가하며 이에 따라 앵커리지의 지지 하중도 커지는 것으로 나타났다(Fig. 3, Table 1).

앵커리지는 적용 형식에 따라 중력식, 터널식, 지중정착식 앵커리지 순으로 공사비가 감소하는 것으로 알려져 있으므로 제반 조건이 충족될 경우 가능한 지중정착식 앵커리지를 적용하는 것이 유리하다.

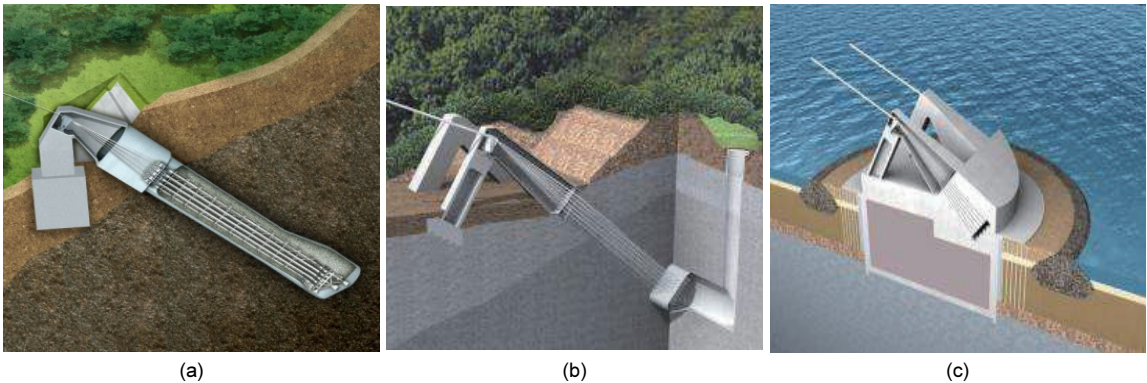


Fig. 1. Tunnel and cavern type anchorage: (a) tunnel type, (b) cavern type, (c) gravity type



Fig. 2. Chamber tunnel and loading plate(Yi Sun-sin bridge)

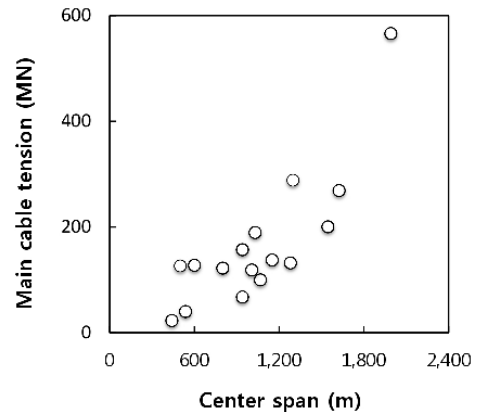


Fig. 3. Center span vs. cable tension

Table 1. Suspension bridge and anchorage type

Bridge Name	Location	Year opened	Main span (m)	Cable tension force (tonf)	Soil/Rock condition	Type of Anchorage	
						A side	B side
Akashi-Kaikyo	Japan	1998	1,991	57,700	Alluvium, Granite	Gravity(Ø85m, B×L×H=63×52×64.5m)	
Verrazano-Narrows	USA	1964	1,298	29,400	-	Gravity(B×L×H=70×105×23m)	Gravity(B×L×H=70×105×16m)
Great Belt East	Denmark	1998	1,624	27,400	-	Gravity(L=121m)	
Yi Sun-sin	Jeonnam	2013	1,545	20,400	Class No. II rock	Cavern(B×H×L=7.72×7.8×35m, L/B=4.5)	Gravity(Ø68m)
Kurushima Kaikyo No.3	Japan	1998	1,030	19,300	Clayey silt	Tunnel(B×H×L=8.5×10.5×68m, L/B=8.0)	
Shimotsui-Seto	Japan	1988	940	16,000	Diorite, Granite	Tunnel(B×H×L=6.7×12.0×77m, L/B=11.4)	Tunnel(B×H×L=6.7×12.0×75m, L/B=11.2)
Ulsan	Ulsan	Under Const.	1,150	14,000	Hard/Soft rock	Gravity (B×H×L=40×64×18m)	Tunnel (B×H×L=9×10.5×65m, L/B=7.2)
Golden Gate	USA	1937	1,280	13,460	-	Gravity	
E-Gong-Yan	China	1999	600	13,000	Sandstone, Mudrock	Tunnel(B×H: 9.5×10.5~12.5×13.5, L=42m, L/B=3.8)	
Jeokgeum	Jeonnam	Under Const.	800	12,426	Soft, Bed rock	Gravity(D40m)	Gravity(B×L×H=32×37.5×26m)
Gwangan	Busan	2002	500	12,874	Weathered, Soft rock	Gravity (B×L×H=353.6×43.6×27m)	Gravity (B×L×H=353.6×43.6×35m)
Forth Road	UK	1964	1,006	12,055	Alluvium, Sandstone	Tunnel(D×L=12.7×77m, L/D=6.1)	
George Washington	USA	1931	1,067	10,160	-	Tunnel(B×H×L=11×16×36.5m, L/B=3.3)	
Fengdu	China	-	940	6,845	Fledspar, Quartz, Sandstone	Tunnel(B×H×L=7×8×10m. L/B=1.4)	
Toyoshima	Japan	2009	537	4,060	Clay, Alluvium	Cavern (B×H×L=5.5×5.5×20m, L/B=3.6)	Gravity
Namhae	Gyeongnam	1973	440	2,325	-	Gravity(B×L×H=35.8×20×23m)	
Xihoumen	China	2008	1,650	-	-	Gravity	
Runyang South	China	2005	1,490	-	-	Gravity	
Humber	UK	1981	1,410	-	-	Gravity(B×L×H=39×65.5×21m)	Gravity(B×L×H=40×72×35m)
Jiangyin Yangtze	China	1999	1,385	-	-	Gravity(D×L=69.51×58m)	
Tsing Ma	HK	1997	1,377	-	-	Gravity	
Yangluo Yangtze River	China	2007	1,280	-	-	Gravity	

(B: width, L: length, H: height, D: diameter)

그러나 터널식과 지중정착식 앵커리지는 중력식과 달리 지반조건에 민감하게 영향을 받는다. 따라서 정확한 현장 지반의 조사와 함께 안정성을 확보하는 적정 앵커리지 캐번 설치 심도를 확보할 수 있도록 하는 설계가 대단히 중요하다.

그러나 현재 까지 연구된 앵커 관련 연구는 대부분 사질토, 점성토 등 토사 지반에 대한 연구이므로 지중 정착식 앵커리지가 설치되는 암반 지반에 대한 연구 결과가 거의 없다. 따라서 현재 앵커리지 설계에 큰 영향을 주는 지반의 파괴형태나 안전율 등에 대한 설계지침이 없어 설계자에 따라 결과가 달라지는 문제점을 가지고 있다.

이 연구는 지중정착식 앵커리지를 대상으로 수치해석을 통하여 케이블 하중에 의한 앵커리지 캐번의 거동을 분석하고, 경제적인 앵커리지 설계를 위한 가이드라인을 제시하기 위한 기초 연구를 목적으로 수행되었다.

2. 인장력을 받는 앵커의 파괴모델

암반에 설치되는 지중정착식 앵커리지의 거동에 대한 이론적인 연구 결과는 거의 없다. 지중정착식 앵커리지와 유사한 거동을 할 것으로 추정되는 지중 구조물은 록앵커, 앵커볼트, 인장말뚝 등이 있다. 이러한 지중 구조물의 거동은 대상지반, 작용하중, 구조물 규모와 강성 등이 다르므로 실제 현수교 앵커리지와 다를 수 있다. 그러나 근본적인 거동 특성은 현수교

앵커리지와 유사할 것으로 추정되므로 이들 구조물의 연구결과를 토대로 현수교 앵커리지의 거동 특성을 유추할 수 있을 것으로 사료된다.

인발력이 작용하는 앵커의 파괴 형태는 해석적 방법을 통한 앵커 극한인발저항력(P_u)의 산정에 매우 큰 영향을 주는 중요한 요소이다. 현재 까지 제시된 앵커의 인발 파괴 모델은 크게 수직 마찰면 모델 (vertical slip surface model), 지반 콘 모델(soil cone model), 원호모델(circular arc model) 등으로 나누어 볼 수 있다.

2.1 수직 마찰면 모델

수직 마찰면 모델은 앵커의 극한인발 하중을 앵커 직 상부의 실린더형 파괴면내부의 지반의 무게와 이 파괴면에서의 마찰저항력의 합으로 나타낸다(Fig. 4 (a)).

수직 마찰면 모델은 극한인발저항력을 추정할 때 보수적인 결과를 주는 것으로 알려져 있으며, 대체로 느슨한 사질토 지반(Rowe and Davis, 1982) 또는 앵커 시공 후 뒷채움이 잘 안된 지반에서 주로 나타나는 것으로 알려져 있다.

2.2 지반 콘 모델

지반 콘 모델에서 앵커의 극한인발 하중은 떨어져 나간 콘 내부 지반의 자중과 같다고 보며, 일반적으로 파괴면에서의 마찰력은 무시한다(Fig. 4(b)). 콘의 각

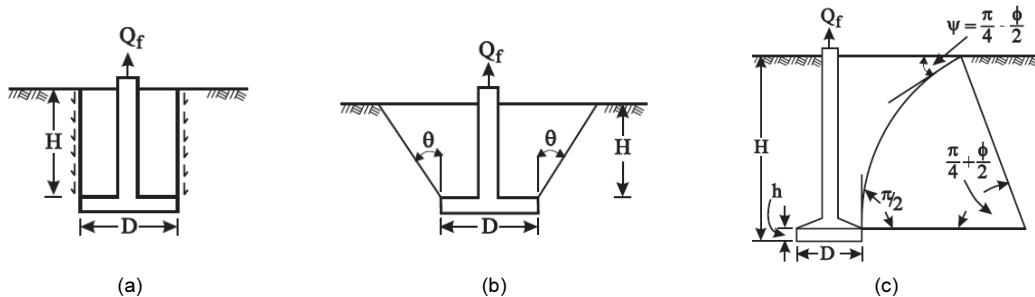


Fig. 4. Failure model of ground anchors: (a) vertical slip surface model, (b) soil cone model, (c) circular arc model (Ilamparuthi et al., 2002).

도 θ (또는 δ)는 사질토 지반에서 Φ (Murray and Geddes, 1987), $\Phi/2$ (Bobbitt and Clemence, 1987), $45^\circ + \Phi/2$ (Chattopadhyay and Pise, 1986) 등으로 가정하고, 점성토 지반에서는 45° 로 가정한다. 현재 설계된 현수교 앵커리지 설계의 경우 주로 θ 를 $\Phi/2$ 또는 Φ 를 사용한 것으로 추정된다.

2.3 원호모델

원호모델은 원호를 탄젠트 곡선 또는 피라미드 모양 곡선(Meyerhof and Adams, 1968) 등으로 가정한다(Fig. 4(c)). 모형시험 또는 실내시험에 의한 앵커리지의 실제 파괴 형태는 원호형태 나타내는 경우가 많다.

실제 토사지반 앵커의 파괴면은 원호형태와 가장 유사한 것으로 이야기 할 수 있다. 따라서 원호모델을 고려한 앵커리지 극한인발저항력의 산정은 계산 과정이 비교적 복잡하여 현재까지 지중정착식이나 터널식 앵커리지의 설계는 대부분 지반 콘 모델과 유사 썩기 파괴법(Ahn et al., 2008) 등을 적용하였다. 지반콘 모델을 적용하는 경우 파괴면 내부의 토사 체적이 실제보다 증가하여 극한인발저항력을 과대평가할 가능성이 있다.

3. 추정식에 의한 극한인발저항력 추정

원호모델을 적용하지 않고 이중곡선(bilinear curve)을 적용하는 경우 지반콘 모델을 적용하는 경우보다 극한인발저항력을 실제에 가깝게 추정할 수 있을 것으로 추정된다. 따라서 극한인발저항력을 추정하기 위한 간단한 산정식을 유도하였다.

지중정착식 앵커리지가 설치된 지반은 Fig. 5에서와 같이 두 층으로 이상화 하였다. 지형의 영향을 고려하지 않고 연직방향 케이블의 인장력에 대해 암반의 자중과 파괴면과의 마찰만이 저항하는 것으로 단순화 하였다. 마찰저항은 암반 전후면의 저항은 무시하고 좌우 측면의 저항만 고려하였다. 단위 폭에 대한 극한인발저항력(P_u) 추정을 위한 산정식은 다음과 같이 간단히 나타낼 수 있다.

$$P_u = 2\tau_v + W \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \tau_v &= \tau' \cos \delta' + \tau'' \cos \delta'' \\ &= [c' h' / \cos \delta' + (w' + w''') \sin \delta' \tan \Phi'] \cos \delta' \\ &\quad + [c'' h'' / \cos \delta'' + w'' \sin \delta'' \tan \Phi''] \cos \delta'' \end{aligned} \quad (2)$$

$$W = 2(w' + w'' + w''') \quad (3)$$

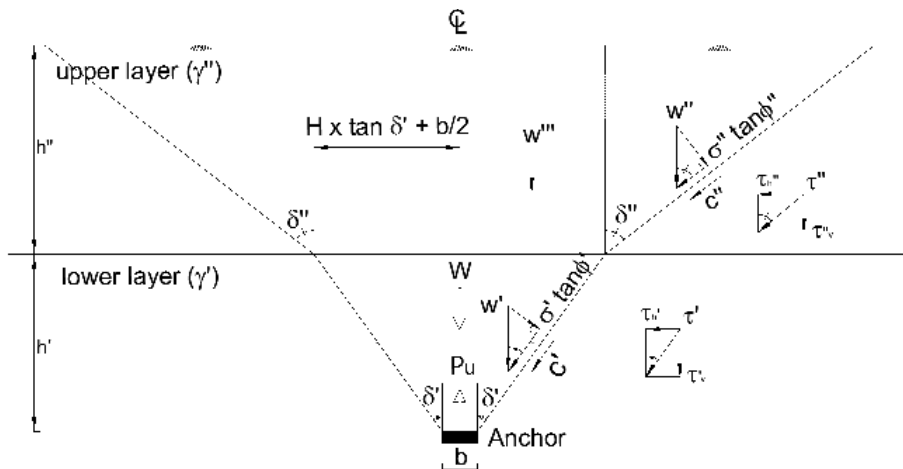


Fig. 5. Failure model with two layers

여기서, P_u : 극한인발저항력(kN/m)
 τ_v : 활동면 전단저항 수직성분(kN/m)
 W : 활동 압괴의 유효중량(kN/m)
 $w' = \gamma' h' (b + h' \tan \delta') / 2$
 $w'' = \gamma'' h''^2 \tan \delta'' / 2$
 $w''' = \gamma'' h'' (h' \tan \delta' + b/2)$
 h', h'' : 지층 두께(m), $H = h' + h''$
 τ', τ'' : 파괴면의 전단 저항력(kN/m)
 c', c'' : 지반의 점착력(kN/m²)
 Φ', Φ'' : 지반의 내부마찰각 (°)
 δ', δ'' : 지반의 파괴각 (°)

4. 수치해석을 통한 앵커리지 거동 분석

4.1 검토 개요

점착력과 마찰각을 모두 나타내는 암반지반에 현수교 앵커리지가 설치되는 경우 현수교의 케이블 장력에 의한 앵커리지 거동특성을 분석하고자 수치해석을 수행하였다. 지반이 극한인발저항력을 발휘할 때 까지 하중을 점진적으로 증가시켜 극한 상태에서의 지반파괴 형태와 극한인발저항 하중을 확인 하였다. 그 결과를 기존 지반앵커 등의 연구결과에서 제시한 지반 파괴 형태, 한계근입비, 추정식에 의한 극한 인발저항력 산정 결과 등과 비교하고 다층지반의 거동을 분석하고자 하였다.

지중정착식 앵커리지를 검토대상으로 하였으며, Fig. 5에서와 같이 동전 형상 균열을 모델하여 상향재하 하는 것으로 이상화 하였다. 단일한 앵커를 모사하여 2차원 연속체 해석을 수행하였으므로 실제 앵커리지에서 발생하는 그룹효과와 3차원 지반구조의 영향은 고려되지 않았다. 수치해석은 지반해석 유한요

소 프로그램인 MIDAS GTS NX[®]을 사용하였다.

4.2 수치해석 조건

4.2.1 하중조건

주어진 지반조건과 모델링 조건에서 극한하중 까지 하중을 점차 증가시켜 지반파괴를 유도하는 것을 목표로 하였으므로 하중을 연직 상향 방향으로 8.1 ~ 381.5 MN/m 으로 변화시켜가며 적용하였다.

4.2.2 지반조건

지층은 경암 지반으로 모델하고, 지반의 이방성을 고려하지 않았으며, 측압계수는 1.0으로 하였다. 적용 지반특성치는 Table 2에서와 같다.

4.2.3 모델링 개요 및 해석 절차

해석 모델의 좌우 폭은 320 m, 상하 폭은 210 m 로 하여 경계효과를 배제 할 수 있도록 하였다. 앵커리지 정착부는 폭과 높이를 6 m × 3 m 로 하였으며,

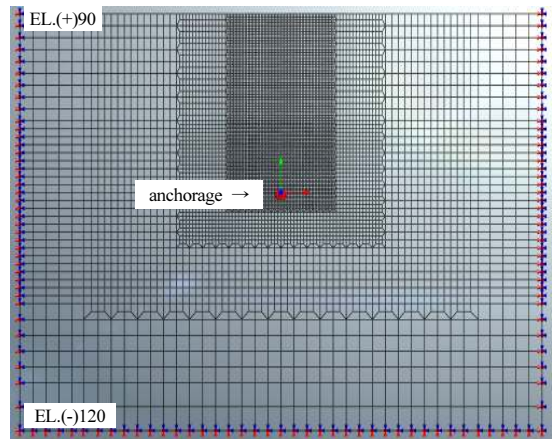


Fig. 6. Mesh generation (H/b = 15)

Table 2. Material properties

Material	Model	E (MPa)	γ (kN/m ³)	ν	C (kPa)	Φ (°)	Ψ (°)	σ_t (kPa)
Hard rock	M-C	10,000	26	0.24	1,200	43	21.5	240

앵커리지 근입비(H/b)가 4, 6, 8, 10, 12, 15로 변하는 것으로 하여 각각 앵커리지 상부 토피고를 12, 24, 36, 48, 60, 72, 90 m로 하였다.

메쉬의 크기는 중심부 앵커리지 설치 지점은 조밀하게 하여 정확한 수치해석 결과를 얻을 수 있도록 하였다. 경계조건을 적용하여 좌우측 횡방향 변위 및 바닥부 종방향 변위 구속을 하였다(Fig. 6). 또한 앵커리지 정착부 굴착후 변위를 초기화하고 정착부 하중을 재하하여 하중재하에 따른 지반변위 만을 나타내도록 하였다. 앵커 재하판 측면과 지반과의 마찰이 해석결과에 영향을 주지 않도록 재하판은 두께를 가지지 않는 것으로 하였다.

5. 분석 결과

5.1 극한인발 하중과 H/b 관계

경암지반에 대하여 앵커리지 근입비(H/b)가 4, 6, 8, 10, 12, 15로 변하는 경우 근입비와 무차원 값인 $P/\gamma H$ (단위 면적 당)와의 관계를 분석 하였다. 근입비 별 하중-변위곡선은 Fig. 7에서와 같다.

지반앵커의 거동을 규명하기 위해 무차원 계수인 $P/(\gamma \cdot H \cdot A)$ (Rowe and Davis, 1982; Sutherland, 1988)가 도입되어 왔으며, 특히 극한 하중인 경우 breakout factor (Das, 1978; Ilamparuthi et al., 2002)로 정의한

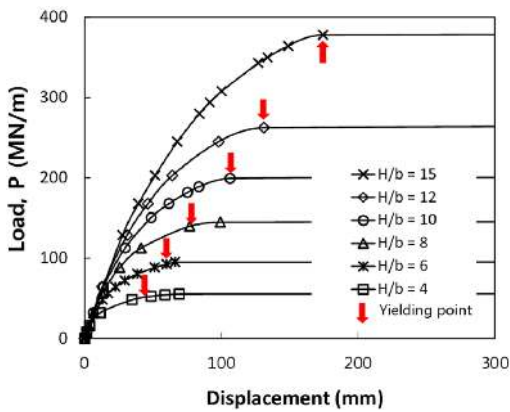


Fig. 7. Load - displacement curves with H/b change

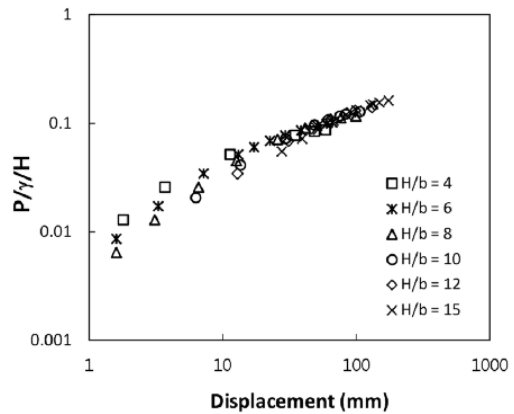


Fig. 8. $P/\gamma H$ vs. displacement

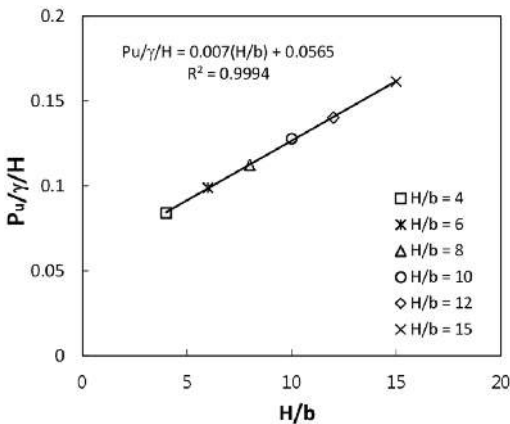


Fig. 9. $P/\gamma H$ vs. H/b

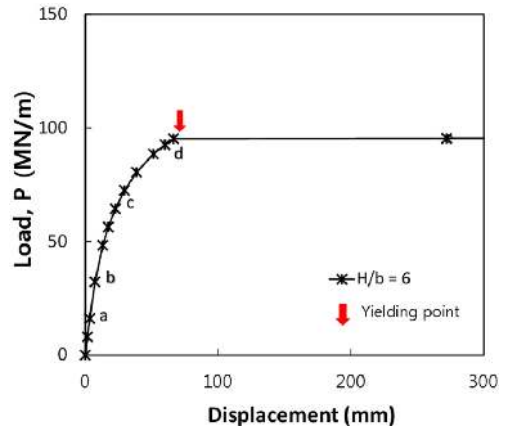


Fig. 10. Load - displacement curve

다. $P/(\gamma \cdot H \cdot a)$ 는 근입심도비 H/b 와 마찰각 Φ 의 함수로 알려져 있으며, a 는 하중이 작용하는 앵커의 지압판 면적, H 는 매입 심도이다. $P/\gamma \cdot H$ 의 증가에 대하여 변위가 비선형적으로 증가하는 것으로 알려져 있으며, 여기서는 상관관계를 파악하기 쉽도록 log-log 그래프로 나타내었다(Fig. 8). 암반지반과 토사지반의 지반특성치는 크게 차이가 나지만 암반지반 앵커리지의 근본적인 거동 특성은 토사지반의 지반앵커와 유사함을 알 수 있다.

특히 Fig. 9에서와 같이 $P_u/\gamma \cdot H$ 는 H/b 가 증가함에 따라 거의 선형적으로 증가하는 관계를 나타내는 것으로 나타났다. 그러므로 지반특성이 파악된 특정 지반에 대해 Fig. 8, 9의 관계를 사용하면 설계하중과 허용변위를 만족하는 앵커리지 캐번 터널의 적정 심도를 쉽게 결정할 수 있음을 알 수 있다.

5.2 극한인발저항 상태 지반 파괴형태 분석

극한인발저항 상태에서의 파괴형태의 분석하기 위해 인발하중(P , MN/m)의 증가에 따른 지반변위, 최대전단변형률, 소성영역, 최대전단 응력 분포의 변화 양상을 정성적으로 분석 하였다. 하중 증가에 따른 지반 파괴형태의 변화와 정확한 극한 파괴상태에서의 파괴양상을 파악하기 위하여 하중 변위 곡선에서 탄성영역(Fig. 10(a), (b)), 항복 진행상태(Fig. 10(c)), 극한상태 직전(Fig. 10(d)), 극한상태 도달 직후(Fig. 10 (e)), 극한상태 진행 후(Fig. 10(f))로 구분하여 분석 하였다. 지반변위, 최대전단변형률, 소성영역, 최대전단 응력 분포의 변화 양상은 Fig. 11에 나타내었다. 탄성 상태(Fig. 10(a), (b))에서는 앵커리지 정착판을 중심으로 응력집중이 나타나 원형 형태의 전단응력과

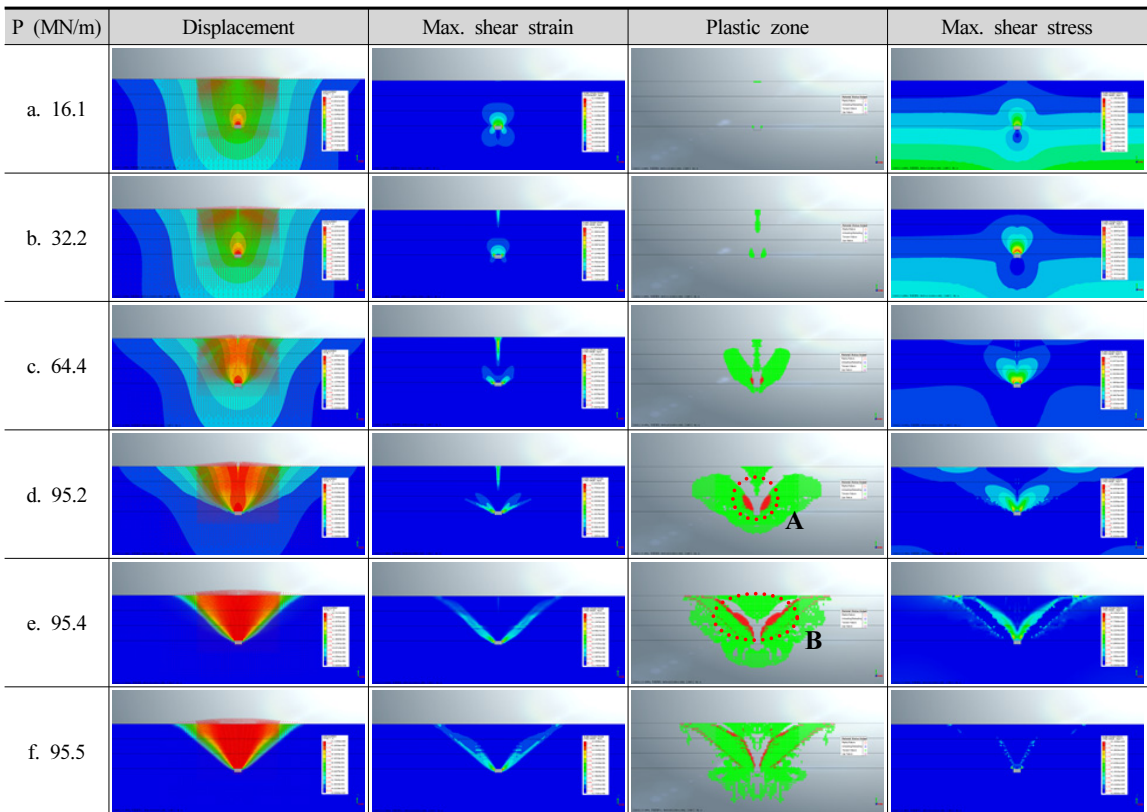


Fig. 11. Displacement, shear strain, plastic zone and shear stress distribution with pull out stress change

전단변형률 분포를 나타내며 소성영역의 발달이 거의 없다. 지반 내부에서 항복이 진행되는 경우(Fig. 10(c)) 앵커리지 정착부에 응력집중으로 원형형태의 소성영역이 발달하며(Fig. 10(a)) 응력이 분산되어 전단변형대 또는 최대 전단응력 분포는 다소 범위가 넓은 영역을 형성한다. 이후 인발하중의 증가로 응력이 증가되면 앵커리지 양 끝단을 중심으로 앵커리지 직 상부 지반의 저항능력의 한계에 따른 앵커리지 하중 전이에 의한 응력집중이 심화된다. 전단변위에 따른 변형량의 증가로 원형 형태의 전단응력과 전단변형률 분포가 바뀌어 좌우측으로 점점 집중도가 커진다. 이러한 상태는 극한상태 직전(Fig. 10(d)) 까지 진행되며, 극한상태 도달 직후(Fig. 10(e))에는 지반변위, 전단변형률, 소성영역, 전단응력의 분포가 점점 뚜렷해져서 원호형태와 유사하게 형성이 되는 것으로 나타났다(Fig. 10(b)).

수치해석 결과 전형적인 앵커리지 설치 지반의 극한인장 파괴 형태는 Fig. 12와 같다. 소성영역의 형성(Fig. 12(b))을 참조할 때 주 전단 파괴면은 미약한 소성파괴 영역과 관련 있는 외측 파괴면 보다 뚜렷한 소성파괴 경계와 관련 있는 내측의 전단 파괴면이 주 파괴면이 되며 될 것으로 추정된다. 최대전단변형률을 기준으로 할 경우 이중곡선의 하부 δ 는 약 $35 \sim 37^\circ$ 정도, 상부는 약 $65 \sim 68^\circ$ 정도이다. 내측 전단파괴면과 외측 전단파괴면 사이는 인장력을 받는 일정한 두께의 전단대를 형성하고 있다.

이러한 전단대는 극한인발저항력에 일정부분 영향을 주고 있을 것으로 사료되나 주된 영향은 아닐 것으로 추정된다. 정도의 차이는 있지만 대부분의 전단면은 Fig. 12에서와 같이 포물선 형태를 띠고 있으므로 원호모델이 실제 파괴형상을 가장 잘 나타낼 수 있을 것으로 사료된다. 실무적으로 원호모델 형태를 적용하기에는 적합지 않을 수 있어 간편하게 이중곡선(bilinear curve)을 사용할 수 있을 것으로 사료된다. 이 경우 Fig. 12에서와 같이 상부 지표면으로부터 약 2D 부근에서 두 직선이 교차하는 것으로 나타났다.

그러나 이 연구 결과는 연직 상향으로 인발력이 작용하는 특정 지반에 대한 것이며, 실제 앵커리지는 경사 방향으로 설치되고 지층 구조가 앵커리지가 설치되는 하부 기반암과 상부의 상대적으로 강성이 작은 지반으로 형성될 가능성이 높으므로 이중곡선의 각도, 교차점의 형성위치 등에 대한 추가 연구가 필요하다.

5.3 추정식에 의한 극한인발 하중과 H/b 관계

유도된 앵커리지 극한인발저항력 산정식을 사용하여 H/b별로 파괴각, δ 에 따른 극한인발저항력을 산정하고 수치해석 결과와 비교 하였다(Fig. 13). 연직면에 대한 지반 파괴면의 각도 $\delta(\circ)$ 는 $45 + 2/\Phi$, Φ , $\Phi/2$, 수치해석 결과 이중곡선의 각도로 하였다.

$P_w/\gamma/H$ 로 대표되는 극한인발저항력의 산정 결과

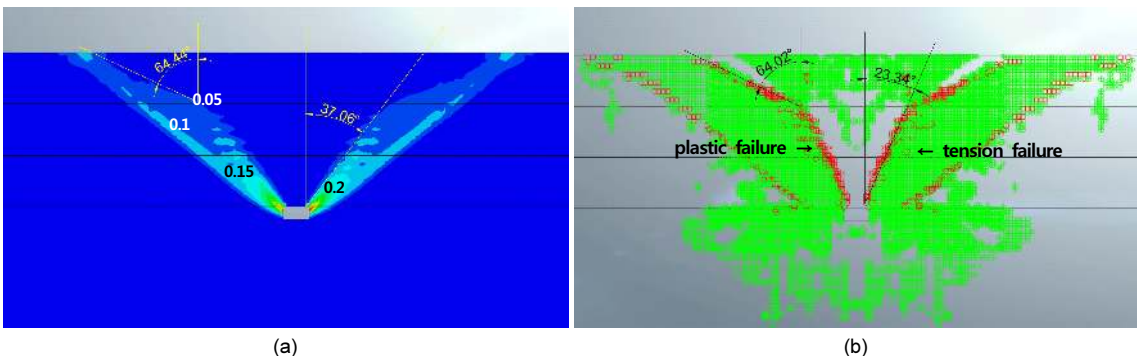


Fig. 12. Failure surface angles at H/b = 6, P = 95.4 MPa/m: (a) max. shear strain, (b) plastic status

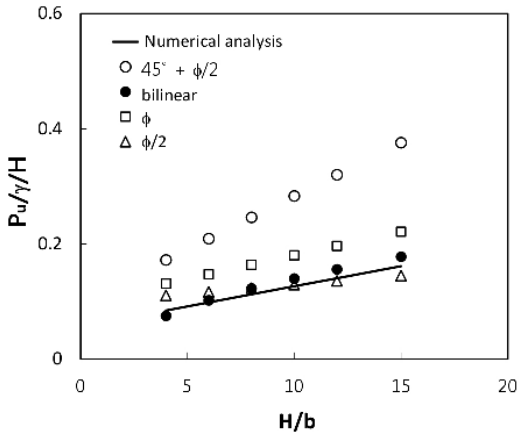


Fig. 13. Calculated $P_u/\gamma H$ changes with H/b & δ

파괴각을 $45 + 2/\Phi$, Φ 로 추정하는 결과는 전체적으로 수치해석 결과보다 과대평가 하고 있다. δ 가 $\Phi/2$ (21.5°)인 경우에만 비교적 유사한 결과를 보이고 있으나 수치해석에서 얻어진 파괴면의 각도와는 비교적 많은 차이를 보이고 있다. 수치해석 결과 최대전단변형 분포도에서 얻어진 이중곡선의 δ 값을 사용하여 추정하는 경우 비교적 수치해석 결과와 유사한 값을 나타내고 있다. 따라서 기존 현수교 앵커리지 설계에서 적용한 지반의 파괴각 δ 는 실제 지반 파괴면의 각도 δ 와 다를 수 있을 것으로 추정된다.

6. 결론

이 연구는 지중정착식 앵커리지 캐번터널에 앵커리지 인발하중이 작용하는 경우를 대상으로 수치해석을 통하여 앵커리지의 거동을 분석하고 이중곡선 관계식에 의한 추정식에서 얻어진 극한인발저항력 결과와 비교를 통하여 앵커리지 설계 방법, 파괴면의 각도 δ 등에 대한 내용을 고찰하였다. 이 연구에서 얻어진 연구 결과는 다음과 같다.

1. $P_u/\gamma H$ 와 변위, $P_u/\gamma H$ 와 H/b 는 선형적인 상관관계를 나타낸다. 이러한 특성을 활용하여 설계하중과 허용변위를 만족하는 앵커리지 캐번터널의 설치

심도를 쉽게 결정 할 수 있을 것으로 사료된다.

2. 수치해석 결과 극한인발저항력이 발휘되는 지반에서의 지반 파괴 형태는 통상적으로 설계에 적용되는 지반 콘 모델과 다르며, 원호모델에 가까운 것으로 나타났다. 이 연구에서는 원호모델을 단순화한 이중곡선 모델을 제안하였으며, H/b 가 4, 6, 8, 10, 12, 15인 경우에 대한 최대전단변형률 분포와 소성영역 분포도 등을 비교한 결과 이중곡선 모델의 교차점이 대체로 상부 2D에 위치하며, 하부 파괴면의 파괴각은 $35 \sim 37^\circ$, 상부 파괴면의 파괴각은 $65 \sim 68^\circ$ 정도인 것으로 나타났다.
3. 이중곡선 모델 추정식에 의한 극한인발저항력과 수치해석 결과를 비교한 결과 파괴각을 $45 + 2/\Phi$, Φ 로 추정한 경우 수치해석 결과보다 과대평가 하고 있으며, δ 가 $\Phi/2$ 인 경우 비교적 유사한 결과를 보인다. 그러나 수치해석 결과로부터 얻어진 평균 파괴각을 이중곡선모델에 적용한 결과 수치해석 결과와 비교적 잘 일치하는 결과를 나타내었다.

References

1. Ahn, I.K., Kim, K.T., Park, K.U., Jang, H.S. (2008), "The design of rock anchored anchorage of suspension bridge", Proceedings of Korean Geotechnical Society Fall National Conference 2008, Gwangju, Korea, pp. 629-640.
2. Bobbitt, D.E., Clemence, S.P. (1987), "Helical anchors: application and design criteria", In Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, pp. 105-120.
3. Chattopadhyay, B.C., Pise, P.J. (1986), "Uplift capacity of piles in sand", J. Geotech. Engrg., Vol. 112, No. 9, pp. 888-904.
4. Das, B.M. (1978), "Model test for uplift capacity of foundations in clay", Soils and Foundations, Vol. 18, No. 2, pp. 17-24.
5. Ilamparuthi, K., Dickin, E.A., Muthukrisnaiah, K. (2002), "Experimental investigation of the uplift

- behaviour of circular plate anchors embedded in sand”, *Can. Geotech. J.*, Vol. 39, pp. 648-664.
6. Meyerhof, G.G., Adams, J.I. (1968), “The ultimate uplift capacity of foundations”, *Can. Geotech. J.*, Vol. 5, pp. 225-244.
 7. Murray, E.J., Geddes, J.D. (1987), “Uplift behaviour of plates in sand”, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 113, No. 3, pp. 202-215.
 8. Rowe, R.K., Davis, E.H. (1982), “The behaviour of anchor plates in sand”, *Geotechnique*, Vol. 32, No. 1, pp. 25-41.
 9. Sutherland, H.B. (1988), “Uplift resistance of soils”, 28th Rankine lecture, *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, pp. 91-516.