

도로교설계기준 (한계상태설계법) -케이블교량편-

2014. 12

(사)한국도로교통협회

구 성

- 제1장 총 칙
- 제2장 하중과 하중조합
- 제3장 콘크리트구조
- 제4장 강구조
- 제5장 케이블구조
- 제6장 하부구조
- 제7장 신축이음장치 및 받침
- 제8장 내풍설계
- 제9장 내진설계
- 제10장 선박충돌

※ 세부목차는 각 장에 수록

제 1 장

총 칙

목 차

제1장 총 칙	1-1
1.1 적용 범위	1-1
1.2 용어	1-1
1.3 기호	1-3
1.4 설계원칙	1-3
1.4.1 일반사항	1-3
1.4.2 설계계산	1-4
1.4.3 케이블교량의 설계수명	1-4
1.4.4 케이블교량의 중요도 및 대표신뢰도지수	1-4
1.4.5 한계상태	1-4
1.4.6 케이블교량의 목표신뢰도지수	1-5
1.4.7 케이블교량의 저항수정계수	1-7
1.5 처짐의 허용값	1-9
1.6 항로에 대한 다리밑 공간	1-9
1.7 교량 미학	1-9
1.8 관련 기준	1-9

제 1 장 총 칙

1.1 적용 범위

이 설계기준은 장경간 케이블교량의 설계에 적용하기 위한 것이다. 이 설계기준에서 언급하지 않는 사항은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 및 발주자가 지정한 관련 문헌을 따라야 한다. 널리 알려진 이론이나 시험에 의해 기술적으로 증명된 사항에 대해서는 이 설계기준의 적용을 대체할 수 있다. 이 설계기준의 규정은 교량의 성능에 대한 신뢰도를 확보하기 위하여 필요한 최소한의 요구 조건을 제시한다. 이 설계기준에서는 요구성능의 검증을 위하여 하중계수와 저항계수를 사용하는 설계법을 적용한다.

1.2 용어

공칭저항

설계기준에 명시된 규격, 허용응력, 변형 또는 규정된 재료강도에 의해 산출되는 구성요소 또는 연결부의 하중효과에 대한 저항

공칭하중

설계기준에 명시된 하중 또는 하중효과

교체가능부재

케이블교량의 부재를 사용기간에 따라 구분하는 경우에, 교체 가능성이 있으므로 교량의 설계수명보다 작은 20년, 30년 또는 50년의 사용수명으로 설계할 수 있는 부재를 일컬으며, 현수교 행어로프, 사장교 케이블, 케이블 밴드, 신축이음장치, 포장 및 도장 등이 이에 속함. 교량의 설계수명에 따라 정의된 풍하중과 지진하중에 대하여 설계하되, 교량의 설계수명보다 작은 수명을 적용함에 따른 목표신뢰도지수의 감소 효과로 인하여 1.4.7.3에 정의한 대개 1보다 큰 저항수정계수를 적용하므로 경제적인 설계효과를 얻을 수 있도록 함

극단상황한계상태 (Accidental Limit State)

교량의 설계수명을 초과하는 재현주기를 갖는 지진과 케이블 파단, 그리고 유빙하중, 차량과 선박의 충돌 등과 같은 사건과 관련한 한계상태

극한한계상태 (Ultimate Limit State)

항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴 등 안정성과 최대하중 지지력에 대한 한계상태

기술자

교량설계의 책임자

발주자

교량에 대한 관할권을 가진 개인 또는 기관

보수

교량의 저항성을 복구하거나 증가시키는 작업

보수가능부재

케이블교량의 부재를 사용기간에 따라 구분하는 경우에, 보수, 보강을 통하여 강도를 개선시킬 수 있으므로 케이블교량의 설계수명보다 작은 20년, 30년 또는 50년의 사용수명으로 설계할 수 있는 부재를 일컬으며, 거더, 앵커리지 등이 이에 속함. 교량의 설계수명에 따라 정의된

풍하중과 지진하중에 대하여 설계하되, 교량의 설계수명보다 작은 사용수명을 적용함에 따른 목표신뢰도지수의 감소 효과로 인하여 1.4.7.3에 정의한 대개 1보다 큰 저항수정계수를 적용하므로 경제적인 설계 효과를 얻을 수 있도록 함

부 부재

케이블교량의 부재를 중요도에 따라 구분하는 경우에 주 부재 이외의 부재를 일컬으며, 케이블 밴드, 포장 및 도장, 신축이음장치, 각종 기계장치, 교량받침 등이 이에 속함

사용수명

교량을 구성하는 구조부재가 사용될 것으로 기대되는 기간

사용한계상태 (Serviceability Limit State)

균열, 처짐 등의 사용성에 관한 한계상태로서, 일반적으로 구조물 또는 부재의 특정한 사용 성능에 해당하는 한계상태

설계수명

풍하중, 지진하중 등 변동하중의 통계적 산출 근거 기간으로 이 설계기준의 경우 100년 또는 200년

신뢰도

구조물이나 구조부재가 설계 요구조건을 만족시키는 능력의 정도

신뢰도지수

파괴확률 p_f 를 대신하여 신뢰도를 나타내기 위하여 사용하는 지수로 β 로 표현한다.

$\beta = -\Phi^{-1}(p_f)$ 로 정의하며, 여기서 Φ^{-1} 은 표준정규분포 누적분포함수의 역함수이다.

영구부재

케이블교량의 부재를 사용기간에 따라 구분하는 경우에, 통상적인 유지관리를 통하여 교량의 설계수명과 동일한 100년 또는 200년의 사용수명을 갖는 부재를 일컬으며, 현수교 주 케이블, 주탑, 주탑기초, 주탑새들, 스프레이새들 등이 이에 속함

재료계수

콘크리트구조 설계에서 사용하는 저항계수이며, 재료설계값을 구하기 위하여 재료특성값에 곱하는 부분안전계수로서 1보다 작은 값

저항계수

부재나 재료의 공칭저항에 곱하는 통계기반 계수이며, 일차적으로 재료특성과 부재치수 및 시공숙련도의 변동성과 저항모델의 불확실성을 고려하기 위한 계수이다. 이 기준에서 콘크리트구조의 설계에는 재료특성에 곱해주는 계수로 불확실성을 통합하여 나타내며 용어는 재료계수로 정의하고, 그 이외의 모든 설계에는 부재저항에 곱해주는 계수로 불확실성을 통합하여 나타내며 용어는 저항계수로 정의한다(재료계수와 저항계수를 함께 대표적으로 표현하는 경우에는 저항계수로 한다.). 보정과정을 통하여 하중의 통계특성과도 연관되어 있다.

저항수정계수

부재의 사용수명과 중요도를 고려하여, 설정된 목표신뢰도를 얻을 수 있도록 저항측에 곱하는 계수

주 부재

케이블교량의 부재를 중요도에 따라 구분하는 경우에, 부재가 파괴했을 때, 교량 전체의 안정성을 심각하게 저하시킬 수 있는 부재를 일컬으며, 케이블, 거더, 주탑 및 주탑새들, 주탑기초, 앵커리지, 스프레이새들, 앵커블록이 이에 속함

특등급 교량

1등급 교량과 구분하여 발주자의 지정으로 매우 높은 중요도 수준을 가지도록 설계되는 교량이며, 이 기준에서 정의하는 하중계수 및 구조별로 주어진 저항계수를 적용하고 식 (1.4.1)을 만족하도록 설계한다. 저항수정계수는 1.4.7.3과 같이 주어지며, 특등급 교량 영구부재에 대한 저항수정계수는 1보다 작게 된다. 특등급 교량의 설계수명은 100년 혹은 200년으로 설정할 수 있으며, 설계수명에 따라 정의되는 풍하중 및 지진하중을 적용한다.

하중계수

하중효과에 곱하는 통계기반 계수이며, 일차적으로 하중의 가변성, 해석정확도 및 서로 다른 하중의 동시작용확률을 고려하며, 계수 보정과정을 통하여 저항의 통계와도 연관되어 있다.

하중효과

작용하중, 부과된 변형, 체적변화로 인하여 발생하는 변형, 응력 또는 단면력(축력, 전단력, 비틀림모멘트, 또는 휨모멘트)

한계상태 (Limit State)

교량 또는 구성요소가 사용성, 안전성, 내구성의 설계규정을 만족하는 최소한의 상태로서, 이 상태를 벗어나면 관련 성능을 만족하지 못하는 한계

1등급 교량

이 설계기준의 기본적인 중요도 수준을 가지는 교량이며, 이 기준에서 정의하는 하중계수 및 구조별로 주어진 저항계수를 적용하여 식 (1.4.1)을 만족하도록 설계한다. 1등급 교량 영구부재에 대한 저항수정계수는 1.0이다. 교량의 설계수명은 100년 혹은 200년으로 설정할 수 있으며, 설계수명에 따라 정의되는 풍하중 및 지진하중을 적용한다.

1.3 기호

p_f	파괴확률
Q	하중계수를 고려한 총 설계하중
Q_i	각 하중의 하중효과
R_r	계수저항 - 콘크리트부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$ 적용
R_n	단면의 공칭저항강도
X_i	재료의 기준강도
β	신뢰도지수
γ_i	각 하중의 하중계수 - 하중효과에 작용하는 통계적으로 산출된 값
ϕ_i	재료계수 - 콘크리트 재료계수는 ϕ_c , 철근과 강재의 재료계수는 ϕ_s
ϕ	저항계수
ϕ_{rm}	저항수정계수 - 목표신뢰도지수에 부합하여 설계할 수 있도록 1.4.7에 규정된 계수

1.4 설계원칙**1.4.1 일반사항**

케이ابل교량은 점검, 경제성 및 미관에 대해 적절히 고려를 하면서 시공성과 안전성 및 사용성의 목표를 달성할 수 있도록 규정된 한계상태에 대하여 설계되어야 한다. 사용되는 해석법에 관계없이 규정된 하중효과와 그 조합에 대하여 식 (1.4.1)을 만족하여야 한다.

1.4.2 설계계산

1.4.2.1 유효숫자

설계계산은 최종단계에서 유효숫자를 3자리 이상 얻도록 하는 것을 원칙으로 한다.

1.4.2.2 2차응력

케이블부재를 포함하는 축력 부재는 부재의 힘에 의한 2차응력이 가능한 한 적게 되도록 설계하여야 한다.

1.4.2.3 해석 모델

해석에 사용하는 구조 모델은 실구조물을 표현할 수 있어야 하며 해석 목적에 부합되어야 한다. 해석 결과의 신뢰도를 유지할 수 있는 범위 내에서 가능한 한 단순화하는 것이 바람직하다.

1.4.3 케이블교량의 설계수명

이 설계기준에서 케이블교량의 기본 설계수명은 100년 혹은 200년으로 설정한다. 설계수명은 교량의 공학적, 사회적, 경제적 역할을 고려하여 발주자가 결정한다.

1.4.4 케이블교량의 중요도 및 대표신뢰도지수

케이블교량은 기본적으로 표 1.4.1에 정의된 1등급의 중요도등급을 가지며, 해당하는 대표신뢰도지수와 목표파괴확률에 근거하여 설계한다. 그러나 발주자가 특별히 지정하는 경우에는 표 1.4.1에 정의된 특등급의 중요도등급을 기준으로 설계할 수 있다..

표 1.4.1 구조물의 중요도 및 주부재의 대표신뢰도지수

중요도등급	중요도 수준	토목 구조물 예시	대표신뢰도지수	목표파괴확률
1등급	높음	일반교량 일반 케이블교량	3.7	1.00×10^{-4}
특등급	매우높음	주요 케이블교량	4.0	3.16×10^{-5}

1.4.5 한계상태

별도로 규정이 없는 한, 케이블교량의 각 구성요소와 연결은 각 한계상태에 대하여 식 (1.4.1)을 만족하여야 한다. 모든 한계상태는 동일한 중요도를 갖는 것으로 고려한다.

$$Q = \sum \gamma_i Q_i \leq \phi_{rm} R_r \quad (1.4.1)$$

여기서,

Q = 하중계수를 고려한 총 설계하중

γ_i = 하중계수: 하중효과에 작용하는 통계적으로 산출된 값

Q_i = 하중효과

ϕ_{rm} = 저항수정계수: 교량의 설계수명과 중요도, 부재의 사용수명을 고려하여 설정된 목표신뢰도에 부합하여 설계할 수 있도록 1.4.7에 규정된 계수

R_r = 계수저항: 콘크리트 부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$ 을 적

용한다(여기서, ϕ_i 와 X_i 는 각각 제3장에 규정된 재료계수와 재료의 기준강도이며, ϕ 는 제4장과 제5장, 제6장에 규정된 저항계수, R_n 은 단면의 공칭저항이다.).
극한한계상태에 대해서는 3.4.2에 따라 재료계수를, 4.5.4와 5.5.4에 따라 저항계수를 적용하며, 사용한계상태와 피로한계상태, 극단상황한계상태에 대해서는 재료계수 및 저항계수를 1.0으로 적용한다.

1.4.5.1 사용한계상태

사용한계상태는 일상적인 사용상태 아래에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한한 상태로 간주한다.

1.4.5.2 피로와 파단한계상태

피로한계상태는 설계수명 동안 받을 것으로 예상되는 응력범위 반복횟수에 대해 피로설계트럭하중 1대에 의한 응력범위를 제한하는 것으로 규정한다. 파단한계상태는 4.6.2의 인성요구조건을 만족하도록 정한다.

1.4.5.3 극한한계상태

극한한계상태는 교량이 그 설계수명 동안 경험할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정된 하중조합에 대하여 저항할 수 있는 국부적 또는 전체적인 강도와 안정성이 제공되도록 정한다.

1.4.5.4 극단상황한계상태

극단상황한계상태는 강진 발생 시나 케이블 파단 시, 그리고 홍수 또는 세굴된 상태에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시에 교량이 요구성능을 발휘할 수 있도록 설정한다.

1.4.6 케이블교량의 목표신뢰도지수

- (1) 이 설계기준에서는 1등급의 중요도등급을 가지는 케이블교량에 대하여, 케이블부재를 제외한 주 부재에 대한 목표신뢰도지수를 중력방향 하중조합인 2.4.2.1의 극한한계상태 하중조합 I을 기준으로 3.7로 정의한다. 그러나 발주자가 특별히 지정한 특등급의 중요도를 가지는 케이블교량에 대해서는 목표신뢰도지수를 4.0으로 정의한다. 극한한계상태 각각의 하중조합에서의 중요도에 따른 목표신뢰도지수는 표 1.4.2에 정의되어 있다.

표 1.4.2 영구부재에 대한 한계상태별 목표신뢰도지수(주 부재)

중요도등급	한계상태(하중조합)	목표신뢰도지수	목표파괴확률
1등급 (중요)	극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	3.7	1.00×10^{-4}
	극한한계상태 하중조합 III, VI	3.1	1.00×10^{-3}
특등급 (매우 중요)	극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	4.0	3.16×10^{-5}
	극한한계상태 하중조합 III, VI	3.4	3.16×10^{-4}

- (2) 케이블교량의 설계수명 기간 중에 보수, 보강 혹은 교체가 가능한 부재에 대해서는, 설계자가 부재의 사용수명을 사전에 설정한 후, 설계수명 이후에 보수, 보강 혹은 교체하도록 계획할 수 있다. 이러한 경우 교량에 설정된 목표신뢰도지수를 부재의 사용수명 동안에만 확보할 수 있도록 부재의 목표신뢰도지수를 표 1.4.3 및 표 1.4.4와 같이 조정할 수 있다.

표 1.4.3 부재의 설계수명과 목표신뢰도지수 - 1등급 케이블교량

한계상태 (하중조합)	부재 종류	부재 사용수명	목표신뢰도지수		
			사용수명 기준	설계수명 100년 기준	설계수명 200년 기준
극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	주 부재	영구부재	설계수명	3.7	3.7
		보수가능부재	20년	3.29	3.09
		교체가능부재	30년	3.40	3.21
		교체가능부재	50년	3.54	3.35
	부 부재	영구부재	설계수명	3.1	3.1
극한한계상태 하중조합 III, VI	주 부재	보수가능부재	20년	2.58	2.33
		교체가능부재	30년	2.71	2.48
		교체가능부재	50년	2.88	2.65
		영구부재	설계수명	3.1	3.1
	부 부재	영구부재	설계수명	3.1	3.1

표 1.4.4 부재의 설계수명과 목표신뢰도지수 - 특등급 케이블교량

한계상태 (하중조합)	부재 종류	부재 사용수명	목표신뢰도지수		
			사용수명 기준	설계수명 100년 기준	설계수명 200년 기준
극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	주 부재	영구부재	설계수명	4.0	4.0
		보수가능부재	20년	3.60	3.42
		교체가능부재	30년	3.71	3.53
		교체가능부재	50년	3.83	3.66
	부 부재	영구부재	설계수명	3.4	3.4
극한한계상태 하중조합 III, VI	주 부재	보수가능부재	20년	3.29	3.09
		교체가능부재	30년	3.40	3.21
		교체가능부재	50년	3.54	3.35
		영구부재	설계수명	3.4	3.4
	부 부재	영구부재	설계수명	3.1	3.1

- (3) 케이블부재에 대한 목표신뢰도지수는 현수교 주 케이블에 대하여 7.0 수준으로 설정하고, 현수교 행어로프와 사장교 케이블에 대하여 6.0 수준으로 설정한다.
- (4) 발주자의 동의가 있을 경우 설계자는 케이블의 2차응력 및 시공관리, 재료의 품질 등을 고려하여 현수교 주 케이블에 대하여 6.4 ~ 7.0 사이의 값을, 현수교 행어로프와 사장교 케이블에 대하여 5.2 ~ 6.0 사이의 값을 선택할 수 있다. 여기서 케이블부재에 대해서는 교량의 중요도를 별도로 고려하지 않는다.

1.4.7 케이블교량의 저항수정계수

- (1) 1.4.4를 통해 목표신뢰도지수가 3.7로 설정된 1등급 케이블교량에 대해서는 식 (1.4.1)의 저항수정계수 ϕ_{rm} 에 1.0을 적용한다.
- (2) 발주자가 특별히 지정한 특등급의 중요도를 가지는 케이블교량에 대해서는 각 한계상태별로 정의된 1.4.7.1 ~ 1.4.7.4의 값을 식 (1.4.1)의 저항수정계수 ϕ_{rm} 에 적용하여 상향조정된 목표신뢰도지수 4.0을 만족할 수 있도록 한다.
- (3) 케이블교량의 설계수명 기간 중에 보수, 보강 혹은 교체가 가능한 부재에 대해서는 1.4.6을 통해 조정된 목표신뢰도지수에 상응하는 1.4.7.1 ~ 1.4.7.4의 값을 저항수정계수 ϕ_{rm} 에 적용한다.
- (4) 케이블부재에 대해서는 각 한계상태별로 정의된 1.4.7.1 ~ 1.4.7.4의 값을 식 (1.4.1)의 저항수정계수 ϕ_{rm} 에 적용하여 1.4.6을 통해 설정된 목표신뢰도지수를 만족할 수 있도록 한다.

1.4.7.1 사용한계상태

사용한계상태에 대한 저항수정계수 ϕ_{rm} 은 보강거더 및 주탑부재, 케이블부재 등 주요 구조부재에 대하여 1.0으로 사용한다.

1.4.7.2 피로와 파단한계상태

피로와 파단한계상태에 대한 저항수정계수 ϕ_{rm} 은 보강거더 및 주탑부재, 케이블부재 등 주요 구조부재에 대하여 1.0으로 사용한다.

1.4.7.3 극한한계상태

- (1) 1.4.4를 통해 목표신뢰도지수가 3.7로 설정된 1등급 케이블교량에 대해서는 식 (1.4.1)의 저항수정계수 ϕ_{rm} 에 1.0을 적용한다.
- (2) 발주자가 특별히 지정한 특등급의 중요도를 가지는 케이블교량의 보강거더 및 주탑부재 등 주요 구조부재에 대해서, 극한한계상태에 대한 저항수정계수는 아래에 제시된 값을 사용한다.
 - 거더부재 : $\phi_{rm} = 0.95$
 - 주탑부재 : $\phi_{rm} = 0.90$
 - 기타 구조물 및 부재 : $\phi_{rm} = 1.00$
- (3) 케이블교량의 설계수명 기간 중에 보수, 보강 혹은 교체가 가능한 부재에 대해서는, 설계단계에서 설계자에 의해 보수, 보강 혹은 교체하도록 계획된 부재에 한하여 1.4.6을 통해 조정된 목표신뢰도지수에 상응하는 저항수정계수를 적용할 수 있다. 케이블부재를 제외한 여러 부재들의 사용수명에 따른 저항수정계수는 1등급 케이블교량과 특등급 케이블교량에 대하여 각각 아래의 표 1.4.5와 표 1.4.6에 정의되어 있다.

표 1.4.5 부재의 사용수명에 따른 저항수정계수 - 1등급 케이블교량

한계상태 (하중조합)	부재 종류	부재 사용수명	저항수정계수 (ϕ_{rm})	
			설계수명 100년 기준	설계수명 200년 기준
극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	주 부재	영구부재	설계수명	1.0
		보수가능부재	20년	1.07
		교체가능부재	30년	1.05
		교체가능부재	50년	1.03
극한한계상태 하중조합 III, VI	부 부재	영구부재	설계수명	1.0
		보수가능부재	20년	1.15
		교체가능부재	30년	1.11
		교체가능부재	50년	1.06

표 1.4.6 부재의 사용수명에 따른 저항수정계수 - 특등급 케이블교량

한계상태 (하중조합)	부재 종류	부재 사용수명	저항수정계수 (ϕ_{rm})	
			설계수명 100년 기준	설계수명 200년 기준
극한한계상태 하중조합 I, II, IV, V, VII	주 부재	영구부재	설계수명	0.95
		보수가능부재	20년	1.05
		교체가능부재	30년	1.03
		교체가능부재	50년	1.01
	부 부재	보수가능부재	20년	1.07
		교체가능부재	30년	1.05
		교체가능부재	50년	1.03
		영구부재	설계수명	0.90
극한한계상태 하중조합 III, VI	주 부재	보수가능부재	20년	1.04
		교체가능부재	30년	1.01
		교체가능부재	50년	0.96
		영구부재	설계수명	0.90
	부 부재	보수가능부재	20년	1.15
		교체가능부재	30년	1.11
		교체가능부재	50년	1.06
		영구부재	설계수명	0.90

(4) 케이블부재에 대하여 극한한계상태에 대한 저항수정계수는 아래에 제시된 값을 사용한다.

- 현수교 주 케이블 : $\phi_{rm} = 0.72$
- 현수교 행어로프 및 사장교 케이블 : $\phi_{rm} = 0.83$

그러나 발주자의 판단에 따라 현수교 주 케이블에 대하여 7.0, 현수교 행어로프와 사장교 케이블에 대하여 6.0보다 낮은 목표신뢰도지수를 선택하였을 경우, 표 1.4.7에 따라 하향조정된 목표신뢰도지수에 상응하도록 상향조정된 저항수정계수를 적용할 수 있다.

표 1.4.7 목표신뢰도지수에 따른 저항수정계수(ϕ_{rm})

현수교 주 케이블			현수교 행어로프/사장교 케이블		
$\beta=6.4$	$\beta=6.7$	$\beta=7.0$	$\beta=5.2$	$\beta=5.6$	$\beta=6.0$
0.77	0.75	0.72	0.93	0.88	0.83

1.4.7.4 극단상황한계상태

극단상황한계상태에 대한 저항수정계수는 보강거더 및 주탑부재, 케이블부재 등 주요 구조부재에 대하여 1.0으로 사용한다.

1.5 처짐의 허용값

케이블교량의 허용처짐은 교량의 거동특성을 충분히 고려하여 검토한다.

1.6 항로에 대한 다리밑 공간

- (1) 항로부 교량의 필요 다리밑 공간은 온도변화와 활하중(충격 제외)에 의해 처짐이 발생하는 경우를 감안하여야 한다. 다리밑에 점검차를 설치하는 경우에는 점검차의 주행레일이 필요한 처짐한계를 초과해서는 안 된다.
- (2) 다리밑 공간의 기준해수면은 약최고고조면(A.H.H.W.L)으로 하며 이를 설계도면에 명시하여야 한다.

1.7 교량 미학

- (1) 교량은 안전한 기능수행, 주변경관과 조화, 지역문화를 살리고, 아름다운 조형미를 갖춰야 한다.
- (2) 교량의 미학적 설계는 교량초기계획단계부터 시작하여, 다양한 설계대안을 생성하는 방법으로 적극 활용한다. 이는 구조형태의 본연의 아름다움을 최대한 살리고 불필요한 장식요소를 최소화함으로써 경제적 교량설계를 유도하기 위함이다.
- (3) 케이블교량의 기하학적 형상과 힘의 흐름은 상호 밀접한 관계에 있으므로, 힘의 흐름을 고려한 구조형태의 비례배분이 시각적 조형미를 동시에 만족하도록 설계한다.
- (4) 교량규모에 적합한 미학적 스케일에 따라서 전체 구조시스템, 부분 구조시스템, 개별부재와 비구조요소 및 색채와 질감을 표현하여 전체적으로 조화를 이루도록 한다.
- (5) 여러 교량들이 연속적으로 이어지는 경우에는 전체적으로 자연스러운 조형미를 연출하도록 주교량과 접속교의 상호관계를 고려해서 미학적 질서를 찾아야 한다.

1.8 관련 기준

이 설계지침에서 인용되었거나 언급된 설계기준 혹은 설계지침 등의 관련기준들은 발간년도가 명기되었을 경우 해당년도에 발간된 버전의 관련 기준을 따른다. 그러나 발간년도에 대한 별도의 지정이 없는 경우 원칙적으로 가장 최신 버전의 관련 기준을 따른다.

제 2 장

하중과 하중조합

목 차

제2장 하중과 하중조합.....	2-1
2.1 적용 범위	2-1
2.2 용어	2-1
2.3 기호	2-2
2.4 하중계수와 하중조합	2-3
2.4.1 하중의 종류와 기호	2-3
2.4.2 일반사항	2-4
2.4.3 가설하중에 대한 하중계수	2-9
2.4.4 긴장력에 대한 하중계수	2-9
2.5 고정하중 : DC, DW	2-9
2.6 활하중 : LL, PL	2-9
2.6.1 차량활하중(LL)	2-9
2.6.2 보도하중(PL)	2-12
2.6.3 피로의 영향을 검토하는 경우의 활하중	2-13
2.7 충격하중 : IM	2-13
2.8 프리스트레스힘 : PS	2-13
2.9 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 부정정력 : CR, SH	2-14
2.10 토압 : EH, EV, ES, DD	2-14
2.11 정수압, 유수압, 부력 : WA, BP	2-15
2.12 파랑하중 : WP	2-15
2.12.1 일반	2-15
2.12.2 설계파고	2-15
2.12.3 기초 및 상부교각의 파력	2-15
2.12.4 파일기초의 지지파일에 작용하는 파력	2-16
2.13 풍하중 : WS, WL	2-18
2.14 온도변화의 영향 : TU, TG	2-18
2.14.1 평균온도(TU)	2-18
2.14.2 온도차(TG)	2-19
2.14.3 부재 설계 시의 선팽창계수	2-20
2.14.4 가동받침의 이동량 산정 시 온도변화의 범위 및 선팽창계수	2-20
2.15 지진의 영향 : EQ	2-20
2.16 유빙충돌 : CI	2-20
2.17 지점이동의 영향 : SD	2-21
2.18 가설 시 하중 : ER	2-21
2.19 차량충돌 : CT	2-21
2.20 선박충돌 : CV	2-21
2.21 마찰 : FR	2-21
2.22 시공중 발생하는 구속응력 : EL	2-21

2.22.1	주탑	2-21
2.22.2	보강거더	2-21
2.22.3	행어	2-22
2.23	케이블 교체 : PS1	2-22
2.24	케이블 파단 : PS2	2-22

제 2 장 하중과 하중조합

2.1 적용 범위

이 장은 케이블교량의 설계에 사용되는 하중들에 대한 최소한의 요구조건, 적용한계, 하중계수 및 하중조합에 대해 규정한다. 또한 이 규정은 기존 교량의 구조적 안전성 평가에도 적용될 수 있다. 이 규정들은 하중에 대한 최소 요구조건이므로, 필요한 경우 발주자의 판단에 따라 이 기준 이상의 하중을 사용할 수 있다.

2.2 용어

계획차로

교량의 계획 시에 발주자에 의해 정해진 차로

도로폭

방호벽이나 도로경계석 사이의 공간

바퀴

축의 끝에 하나 또는 두개의 타이어

상부구조

구조물 하부 및 기초를 제외한 부분. 케이블교량의 주탑은 상부구조로 분류할 수 있다.

상재하중

흙의 자중에 의한 하중을 제외한 지반위에 가해지는 모든 형태의 하중

설계풍속

대상지역의 기본풍속(지표조도구분 II인 개활지에서 지상 10 m 높이에서의 10분 평균 풍속)을 토대로 지표조도의 영향을 고려하고 풍하중을 재하할 교량 부재의 고도를 반영하여 각 부재 별로 산정하는 설계용 풍속. 대상 부재가 거더인 경우에는 8장에서 정의하고 있는 설계기준풍속과 같다.

재하차로

활하중의 재하를 위한 개념상의 차로

지속하중

완성된 구조물에 지속적으로 작용하는 힘이나 하중

차량통행제한풍속

강풍에서 차량의 전도나 미끄러짐을 방지하기 위하여 차량의 통행을 제한하는 풍속. 통상 교면상 10분 평균 풍속 25m/s 를 의미함. 그러나 차량통행제한풍속을 별도로 결정한 교량의 경우에는 그 풍속을 적용

차로

하나의 차량 또는 하나의 등분포선을 받는 바닥판의 범위

충격하중계수

교량과 이동중인 차량간의 동적인 작용을 계산하기 위한 정적인 하중효과의 증가

하부구조

교량의 상부구조를 지탱하며 지반과 연결시키는 부분구조계를 총칭하는 말로 교대와 교각 등이 이에 해당

2.3 기호

A	흐름방향으로 구조물이 투영된 단위길이당 면적(원형파일인 경우 : 파일 직경 D)
$ADTT$	한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값
$ADTT_{SL}$	한방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값
C_D	항력계수(원형파일인 경우 : 1.0)
C_I	관성계수(원형파일인 경우 : 2.0)
H	주탑 높이(m)
h	구조물의 전면수심
H_{max}	$H_{1/250}$ 개별파의 상위 1/250을 평균한 값인 최대파고
H_s	유의파고
h_T	주탑 저면으로부터 케이블 최상단 정착점까지의 높이
H_0	구조물의 위치에서 유의파고 H_s 와 천수계수 K_s 로 표현되는 환산심해파고(H_s/K_s)
K_{si}	규칙파에 의한 선형천수계수
k	파수($k = 2\pi / L$)
L	고려하는 단면에 정의 영향을 주는 영향선 길이(m), 지간장(m)
L_0	$1.56T_s^2$
m	다차로재하계수
N	재하차로의 수
P	차륜의 중량
p	한 차로에서의 트럭교통량 비율
Q	하중계수를 고려한 총설계하중
Q_i	각 하중의 하중효과
T_s	유의주기
$\tan \theta$	바닥경사
u	물 입자의 속도
V	직각방향으로 구조물의 단위 길이 당 체적(원형파일인 경우 : $V = \pi D^2 / 4$)
W	재하차로의 폭
W_C	연석, 방호울타리(중앙분리대 포함)간의 교폭(m)
W_P	발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭(m)
β	파향이 구조물의 법선과 이루는 각(angle)
γ_i	각 하중의 하중계수 : 하중효과에 작용하는 통계적으로 산출된 값
γ_P	지속하중에 대한 하중계수
$\gamma_{L(EQ)}$	지진의 영향을 고려한 하중조합에서 활하중에 대한 하중계수
γ_{SD}	지점침하에 대한 하중계수
γ_{TG}	온도차(TG)에 대한 하중계수
γ_{WS}	풍하중에 대한 하중계수
δ_c	케이블의 새그
δ_T	교축방향의 타점변위

η^*	파압의 작용높이
ρ	물의 밀도
σ	$2\pi/T$ (각 주파수)
θ	주탑 기면의 회전변위

2.4 하중계수와 하중조합

2.4.1 하중의 종류와 기호

이 설계기준에서 고려하는 하중은 다음과 같다.

(1) 지속하중

- ① 고정하중
 - (가) 구조부재와 비구조적 부착물의 중량(DC)
 - (나) 포장과 설비의 고정하중(DW)
- ② 말뚝부 마찰력(DD)
- ③ 토압(수평토압 EH, 수직토압 EV, 상재토하중 ES)
- ④ 시공중 발생하는 구속응력(EL)
- ⑤ 프리스트레스(PS)
- ⑥ 콘크리트 크리프(CR)
- ⑦ 건조수축의 영향(SH)

(2) 변동하중

- ① 활하중(차량활하중 LL, 보도하중 PL)
- ② 충격(IM)
- ③ 풍하중
 - (가) 구조물에 작용하는 풍하중(WS)
 - (나) 차량에 작용하는 풍하중(WL)
- ④ 파랑하중(WP)
- ⑤ 온도변화의 영향(단면 평균온도 TU, 온도차 TG)
- ⑥ 지반변동 및 지점이동의 영향(GD, SD)
- ⑦ 수압(WA)
- ⑧ 케이블 교체(PS1)
- ⑨ 가설시하중(ER)
- ⑩ 마찰력(FR)
- ⑪ 기타

(3) 극단하중

- ① 지진의 영향(EQ)
- ② 충돌하중(차량충돌 CT, 선박충돌 CV, 유빙충돌CI)
- ③ 케이블 파단(PS2)

2.4.2 일반사항

하중계수를 고려한 총 설계하중은 다음과 같이 결정된다.

$$Q = \sum \gamma_i Q_i \quad (2.4.1)$$

여기서,

γ_i = 하중계수(2.4.2.1 ~ 2.4.2.5와 표 2.4.1 ~ 표 2.4.2 참조)

Q_i = 하중 또는 하중효과

교량의 부재들과 연결부들은 각 한계상태에서 규정된 하중효과의 조합들에 대하여 식 (1.4.1)에 의해 검토하여야 한다.

2.4.2.1 극한한계상태 하중조합

극한한계상태 검토를 위하여 다음 하중조합을 고려한다.

- (1) 극한한계상태 하중조합 I
일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합. 이때 풍하중은 고려하지 않는다.
- (2) 극한한계상태 하중조합 II
발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합. 풍하중은 고려하지 않는다.
- (3) 극한한계상태 하중조합 III
설계풍속의 풍하중을 고려하는 하중조합이며, 파랑하중을 동반한다.
- (4) 극한한계상태 하중조합 IV
고정하중이 활하중에 비하여 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합
- (5) 극한한계상태 하중조합 V
차량 통행이 가능한 수준의 풍하중과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합
- (6) 극한한계상태 하중조합 VI
파랑하중을 고려하는 하중조합이며, 풍하중을 동반한다.
- (7) 극한한계상태 하중조합 VII
케이블 교체 검토를 위한 하중조합

2.4.2.2 극단상황한계상태 하중조합

극단상황한계상태 검토를 위하여 다음 하중조합을 고려한다.

- (1) 극단상황한계상태 하중조합 I
설계수명 내 초과확률 8 ~ 10 % 지진의 지진하중을 고려하는 하중조합
- (2) 극단상황한계상태 하중조합 II
유빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합. 이때 차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외
- (3) 극단상황한계상태 하중조합 III
케이블 파단 검토를 위한 하중조합

2.4.2.3 사용한계상태 하중조합

사용한계상태 검토를 위하여 다음 하중조합을 고려한다.

- (1) 사용한계상태 하중조합 I
교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값과 차량통행제한풍속에 상당하는 풍하중을 조합한 하중조합
- (2) 사용한계상태 하중조합 II
차량 활하중에 의한 강구조물 및 케이블부재의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐을 고려한 하중조합
- (3) 사용한계상태 하중조합 III
부착된 PS 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 크기를 검증하기 위한 하중조합
- (4) 사용한계상태 하중조합 IV
부착된 PS 강재가 배치된 하부구조의 사용성 검증에 사용하는 하중조합
- (5) 사용한계상태 하중조합 V
설계수명 동안 항상 작용하는 고정하중과 수명의 약 50 % 기간 동안 지속하여 작용하는 하중들을 조합한 하중조합
- (6) 사용한계상태 하중조합 VI
설계수명 내 초과확률 63 % 지진의 지진하중을 고려하는 하중조합

2.4.2.4 피로한계상태 하중조합

2.6.3에서 규정한 피로설계트럭하중의 1대의 반복적인 재하와 동적응답을 고려하여 피로파괴에 대해 검토한다.

2.4.2.5 하중의 계수와 조합

- (1) 이 설계기준의 하중조합들에 적용되는 하중계수는 표 2.4.1에 정리하였다. 각 하중조합에서 모든 하중들은 적절한 하중계수와 2.6.1.2에 제시된 다차로재하 계수에 의해 보정한다. 보정된 하중들은 식 (2.4.1)에 의해 조합하고, 최종적으로 1.4.7의 저항수정계수에 의해 보정한다.
- (2) 하중계수들은 최대하중효과가 계산되도록 선정되어야 하며, 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태가 모두 검토되어야 한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소하중계수를 적용하여야 한다.
- (3) 지속하중 적용시에 표 2.4.2에 제시된 하중계수, γ_p 에서 큰 하중조합 효과를 주는 하중계수를 사용하여야 한다. 지속하중 영향이 구조물의 안정성이나 내하성능의 증가를 가져오는 경우에는 작은 하중계수를 사용한다.
- (4) 극한한계상태 하중조합 III을 적용하여 설계할 경우, 케이블교량의 설계를 위한 기본풍속은 해당지역의 장기 풍속자료를 이용하여 설계수명 기간 동안 풍속의 최대치분포를 추정하는 과정을 통해 산정할 수 있다. 이 때 기본풍속은 설계수명 기간 동안의 비초과확률 37 %에 해당하는 풍속으로 설정하는 것으로 한다. 이 기본풍속을 토대로 풍하중을 산정하는 경우에 대하여 풍하중 계수는 1.7을 적용한다.
- (5) 극한한계상태 하중조합 V와 사용한계상태 I은 교량상 차량통행이 가능한 풍속에 대하여 차량과 차량통행제한풍속에 상당하는 풍하중을 조합하여 검토하는 것이다. 이 때, 풍하중계수는 극한한계상태 하중조합 V는 1.7이며 사용한계상태 I은 1.0을 적용한다.
- (6) 사용한계상태 IV는 설계풍속에 상당하는 풍하중에 대하여 0.6의 하중계수를 적용한다.
- (7) TU에 대하여 제시된 두 가지 하중계수 중에서 큰 값은 변형량 계산에 적용하며, 나머지 모든 경우에는 작은 값을 적용한다.
- (8) 온도차에 대한 하중계수, γ_{TG} 는 공사별 특별설계기준에 따른다. 그렇지 않은 경우 다음의 값을 사용할 수 있다.
 - ① 극한한계상태와 극단상황한계상태 : 0.0
 - ② 활하중이 고려되지 않는 사용한계상태 : 1.0
 - ③ 활하중이 고려되는 사용한계상태 : 0.5
- (9) 침하에 대한 하중계수, γ_{SD} 는 공사별 특별설계기준에 따른다. 그렇지 않은 경우 1.0을 사용할 수 있다. 지점침하를 포함하는 하중조합의 경우, 지점침하를 제외한 경우에 대해서도 검토하여야 한다.
- (10) 극단상황한계상태 하중조합 I 에서 활하중에 대한 하중계수, $\gamma_{L(EQ)}$ 는 공사별 특별설계기준에 따른다. 그렇지 않으면, 활하중 재하가 구조물의 안전성능에 증가를 가져오는 경우에는 0, 감소를 가져오는 경우에는 0.5를 사용할 수 있다.

표 2.4.1 하중조합과 하중계수

하중 한계상태 하중조합		지속하중	변동하중										극단하중				
		DC, DW, DD, EH, EV, ES, EL, PS, CR, SH	LL IM PL	WA	WP	WS ¹⁾	WL	FR	TU	TG	GD SD	PS1	EQ ²⁾	CI	CT	CV	PS2
극한 한계 상태	I	γ_P	1.8	1.0	-	-	-	1.0	0.5;1.2	γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	II		1.4		-	-	-			γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	III		-		1.0	1.7	-			γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	IV		-		-	-	-			-	-	-	-	-	-	-	-
	V		1.4		-	1.7	1.0			γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	VI		-		1.4	1.0	-			γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	VII		1.5		-	-	-			γ_{TG}	γ_{SD}	1.0	-	-	-	-	-
극단 상황 한계 상태	I	γ_P	$\gamma_{L(EQ)}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-	-	-
	II ³⁾		0.50	1.0	-	-	-	1.0	-	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	-
	III		0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0
사용 한계 상태	I	1.0	1.0	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0;1.2	γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	II		1.3	1.0	-	-	-	1.0	1.0;1.2	-	-	-	-	-	-	-	-
	III		0.8	1.0	-	-	-	1.0	1.0;1.2	γ_{TG}	γ_{SD}	-	-	-	-	-	-
	IV		-	1.0	-	0.6	-	1.0	1.0;1.2	-	1.0	-	-	-	-	-	-
	V		-	-	-	-	-	-	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-
	VI		-	1.0	-	-	-	1.0	-	-	-	-	1.0	-	-	-	-
피로한계상태		-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

1) WS : 각 한계상태에서 고려하는 풍하중 영향은 다음과 같다.

극한한계상태 III, VI, 사용한계상태 IV : 설계풍속에 대한 풍하중 영향

극한한계상태 V, 사용한계상태 I : 차량통행제한풍속에 대한 풍하중 영향

2) EQ : 각 한계상태에서 고려하는 지진하중 영향은 다음과 같다.

극단상황한계상태 I : 설계수명 내 초과확률 8 ~ 10 % 지진의 하중효과

사용한계상태 VI : 설계수명 내 초과확률 63 % 지진의 하중효과

참고로, 9.10의 붕괴방지수준 성능의 검증을 위한 하중조합에는 설계수명 내 초과확률 4 % 지진의 하중효과를 고려한다.

3) 이 하중조합의 극단하중은 한번에 한 가지만 고려한다.

표 2.4.2 지속하중의 하중계수, γ_p

하중의 종류	하중계수	
	최대 ¹⁾	최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물		
• 공장제작부재	1.15	0.85
• 현장타설부재	1.20	0.85
• 케이블부재	1.10	0.85
• 극한한계상태 하중조합 IV에서만	1.25	0.85
DW : 포장과 시설물	1.25	0.80
• 극한한계상태 하중조합 IV에서만	1.35	0.80
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
EH : 수평토압		
• 주동	1.50	0.90
• 정지	1.35	0.90
EV : 연직토압		
• 전체안정성	1.00	-
• 옹벽 및 교대	1.35	1.00
• 강성 암거(예, 콘크리트 박스)	1.30	0.90
• 뼈대형 강성구조물(예, 라멘형)	1.35	0.90
• 연성 암거(예, 파형강판)	1.95	0.90
• 박스형 연성 강재암거	1.50	0.90
ES : 상재토하중	1.50	0.75
EL : 시공중 발생하는 구속응력	1.00	1.00
PS : 프리스트레스힘		
• 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조		
- I_g 를 사용하는 경우	0.5	
- $I_{effective}$ 를 사용하는 경우	1.0	
• 강재 하부구조	1.0	
CR, SH : 크리프 건조수축		
• 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조	DC에 대한 γ_p 사용	
• 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조	1.0	
• 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조		
- I_g 를 사용하는 경우	0.5	
- $I_{effective}$ 를 사용하는 경우	1.0	
• 강재 하부구조	1.0	

1) 케이블교량 설계 시 DC에 대한 하중계수를 이 표에서 주어진 바와 같이 일반교량에 비하여 감소된 값으로 적용하는 경우에는, 시공 과정에서 교량의 초기형상을 검토하기 위하여 중량을 정산하여 실제 중량과의 오차가 6 %(케이블부재 3 %) 이내로 발생하는 것을 확인하여야 한다. 이를 만족하지 못하는 경우 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 표 3.4.2를 따른다.

2.4.3 가설하중에 대한 하중계수

- (1) 가설구조물과 부속물의 중량에 대한 하중계수는 1.25 이상의 값을 택해야 한다.
- (2) 발주자에 의해 특별히 제시되지 않는 경우에는 시공하중, 설비 및 동적 효과에 대하여 1.5 이상의 하중계수를 택해야 한다.
- (3) 풍하중에 대해서는 8장의 시공기준풍속을 적용하고 하중계수는 극한한계상태 III의 계수를 적용할 수 있다.

2.4.4 긴장력에 대한 하중계수

- (1) 발주자에 의해 특별히 제시되지 않는 경우의 설계긴장력은 긴장점에 근접한 지점에서의 지속 하중 반력의 1.3배 이상이어야 한다.
- (2) 긴장작업 중에 차량통행이 계속되는 경우에는 긴장하중은 하중계수를 곱한 활하중 반력을 포함하여야 한다.
- (3) 포스트텐션의 정착구에 대한 설계력은 최대긴장력의 1.2배로 한다.

2.5 고정하중 : DC, DW

고정하중은 구조물의 자중·부속물과 그곳에 부착된 제반설비, 토피, 포장, 장래의 덧씌우기와 계획된 확폭 등에 의한 모든 예측 가능한 중량을 포함한다. 고정하중을 산출할 때는 표 2.5.1에 나타난 단위질량을 사용하여야 한다. 다만 실질량이 명백한 것은 그 값을 사용한다.

표 2.5.1 재료의 단위질량(kg/m³)

재료	단위질량	재료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주철	7,250	시멘트모르타르	2,150
알미늄	2,800	목재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트콘크리트	2,500	아스팔트포장	2,300
		강바닥판상아스팔트포장	2,400

2.6 활하중 : LL, PL

2.6.1 차량활하중(LL)

2.6.1.1 재하차로의 수 및 폭

- (1) 차량활하중의 재하를 위한 재하차로의 수 N 은 식 (2.6.1)과 같다.

$$N = \frac{W_c}{W_p} \text{의 정수부} \quad (2.6.1)$$

여기서,

W_c = 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함)간의 교폭(m)

W_p = 발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭(m)

다만, 식 (2.6.1)에 의한 N 이 1이며 W_c 가 6.0 m 이상인 경우에는 재하차로의 수(N)를 2로 한다.

- (2) 재하차로의 폭 W 는 식 (2.6.2)에 따른다.

$$W = \frac{W_c}{N} \leq 3.6 \text{ m} \quad (2.6.2)$$

- (3) 교량 바닥판상의 차도가 중앙분리대 등에 의해 물리적으로 두 부분으로 나누어져 있는 경우에는 다음을 따른다.

- ① 두 부분이 영구적인 시설로 분리되어 있는 경우에는 두 부분의 폭을 각각 고려하여 재하차로의 수와 폭을 정하여야 한다.
- ② 두 부분이 임시적인 시설로 분리되어 있는 경우에는 전체 차도의 폭을 고려하여 재하차로의 수와 폭을 정하여야 한다.

2.6.1.2 다차로 동시재하

- (1) 특별한 언급이 없는 한, 활하중의 최대 영향은 표 2.6.1의 다차로 재하계수를 곱한 재하차로의 모든 가능한 조합에 의한 영향을 비교하여 결정되어야 한다. 2.6.2에 규정된 보도하중과 1차로 이상의 차량하중을 포함하는 하중조건에 하중조건에 하나의 재하차로로 취할 수 있다.
- (2) 가로보에 대한 하중의 다차로재하계수는 주트러스나 주거더의 경우와 마찬가지로 취하는데, 가로보에 최대 응력을 일으키게 하는 하중이 놓이는 차로폭을 써서 그 다차로재하계수를 정하여야 한다.
- (3) 이 조항은 재하차로수에 관계없이 한 대의 피로설계트럭하중이 재하되는 피로설계에는 적용되지 않는다.

표 2.6.1 다차로 재하계수

재하차로의 수	다차로재하계수'm'
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5 이상	0.65

2.6.1.3 설계 차량활하중

- (1) 일반사항
교량이나 이에 부수하는 일반 구조물의 노면에 작용하는 차량활하중은 2.6.1.3(2)에 규정한 표준트럭하중과 2.6.1.3(3)에 규정한 표준차로하중으로 이루어져 있다. 설계시에 2.6.1.4의 규정을 제외하고는 각 표준트럭하중과 표준차로하중은 원칙적으로 재하차로 내에서 횡방향으로 3,000 mm의 폭을 점유하는 것으로 한다.
- (2) 표준트럭하중
표준트럭의 중량과 축간거리는 그림 2.6.1과 같다. 충격하중에 따른 할증은 표준트럭하중에만 적용한다.

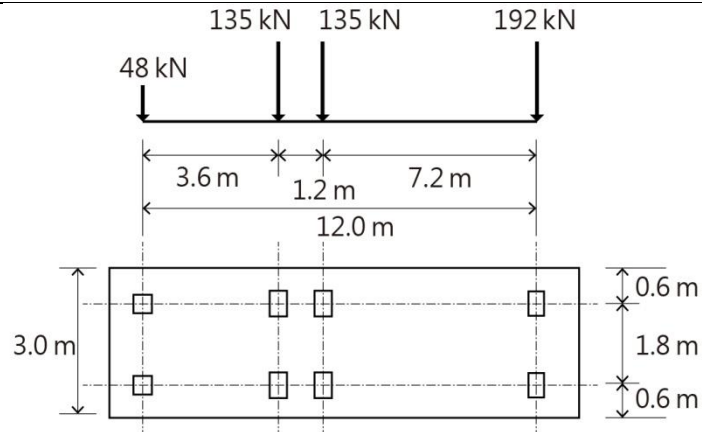


그림 2.6.1 표준트럭하중

(3) 표준차로하중

표준차로하중은 설계자의 판단에 따라 다음의 표준차로하중 모형 1 또는 모형 2를 사용한다.

① 표준차로하중 모형 1

표준차로하중 모형 1은 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 2.6.2의 값을 적용한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어 있다.

표 2.6.2 표준차로하중 모형 1

길이(m)	등분포하중의 크기(kN/m)
$L \leq 60$	12.7
$L > 60$	$12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.10}$

여기서, L 은 일반교량과 케이블교량에서 지간의 길이(m)이다.

② 표준차로하중 모형 2

표준차로하중 모형 2는 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 2.6.3의 값을 적용한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어 있다.

표 2.6.3 표준차로하중 모형 2

길이(m)	등분포하중의 크기(kN/m)
$L_I \leq 60$	12.7
$L_I > 60$	$12.7 \times \left(\frac{60}{L_I}\right)^{0.15}$

여기서, L_I 는 고려하는 단면에 유효한 영향을 주는 영향선 길이(m)이다.

(4) 교량에 궤도차량하중이 있다면 발주자가 궤도차량하중의 특성과 궤도차량과 일반차량간의 예상되는 상호관계를 규정해야한다.

2.6.1.4 부재 설계를 위한 하중재하

(1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우의 활하중

- ① 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에 차도부분에는 표준트럭하중을 재하한다. 표준트럭하중은 종방향으로는 차로당 1대를 원칙으로 하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하 하되 다차로재하계수를 고려하여 설계부재에 최대 응력이 일어나도록 재하한다. 교축 직각방향으로 볼 때, 표준트럭하중의 최외측 차바퀴 중심의 재하위치는 차도부분의 단부로부터 300 mm로 한다.
- ② 차바퀴의 접지면은 표준트럭하중의 각 차바퀴에 대해 면적이 $\frac{12,500}{9}P$ (mm²)인 하나의 직사각형으로 간주하며 이 직사각형의 폭과 길이의 비는 2.5 : 1로 한다. 여기서, P 는 차바퀴의 중량(kN)이다. 접지압은 접지면에 균일하게 분포하는 것으로 가정한다.

(2) 거더, 주탑, 케이블, 행어를 설계하는 경우의 활하중

만약 특별한 규정이 없다면 거더, 주탑, 주케이블 및 행어의 설계 활하중은 아래의 하중 중에서 설계부재단면에 가장 큰 응답을 발생시키는 것으로 한다.

- 2.6.1.3(2)에 정의된 표준트럭하중의 영향
- 2.6.1.3(2)에 정의된 표준트럭하중 영향의 75 % 와 2.6.1.3(3)에 정의된 표준차로하중의 영향의 합

- ① 최대 하중효과에 영향을 주지 않는 차바퀴는 무시해도 된다.
- ② 설계차로와 각 차로에 재하되는 3,000 mm의 폭은 최대 하중효과를 갖도록 배치되어야 한다.
- ③ 표준트럭하중 최외측 차바퀴중심의 횡방향 재하위치는 차도부분의 단부로부터 600 mm로 한다.

2.6.1.5 처짐평가를 위한 하중재하

만약 발주자가 규정된 활하중에 대한 처짐의 허용기준을 요구하는 경우, 처짐은 아래의 값 중 큰 값으로 한다.

- 표준트럭하중만으로 얻은 처짐
- 표준차로하중과 표준트럭하중의 25 % 조합에 의해 얻은 처짐

2.6.2 보도하중(PL)

(1) 자전거거길을 포함한 보도 등에는 표 2.6.4의 등분포하중을 재하한다.

표 2.6.4 보도 등에 재하하는 등분포하중

지간길이(m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L \leq 200$	$L < 200$
하중(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$	3.0×10^{-3}	$\frac{0.6}{L}$

L : 거더 등의 지간(m). 다만, 중앙지간길이가 200 m 이상인 교량에 대해서는 원칙적으로 중앙 지간길이를 취한다.

- (2) 자전거거길을 포함한 전체 보도의 폭이 2.0 m 를 초과하는 경우에는, 2.0 m 를 초과하는 부분에 표 2.6.4의 값의 85 %, 3.0 m 를 초과하는 부분에는 표 2.6.4의 값의 70 %를 적용한다. 구조해석시에는 전체폭에 대한 평균 등분포하중값을 계산하여 적용할 수 있다.

2.6.3 피로의 영향을 검토하는 경우의 활하중

피로의 영향을 검토하는 경우에 2.6.1.3(2)에서 규정된 표준트럭하중의 80 %인 피로설계트럭하중을 적용한다. 이 때 적용하는 충격계수는 2.7의 충격하중 조합을 참조한다.

2.6.3.1 빈도

피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량($ADTT_{SL}$)을 사용한다. 이 빈도는 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용한다.

단일차로의 일평균트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 아래의 차로 당 통행비율을 적용하여 산정할 수 있다.

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (2.6.3)$$

여기서,

$ADTT$ = 한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간 동안 평균값

$ADTT_{SL}$ = 한 방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간 동안 평균값

p = 표 2.6.5의 값

표 2.6.5 한 차로에서의 트럭교통량 비율, p

트럭이 통행가능한 차로수	p
1차로	1.00
2차로	0.85
3차로 이상	0.80

2.7 충격하중 : IM

(1) 케이블교량의 설계에서 충격하중은 표준트럭하중 또는 표준트럭하중의 축중을 고려하는 경우에 적용한다. 이 때 충격하중계수의 값은 다음의 표 2.7.1과 같다.

표 2.7.1 충격하중계수

성분		충격하중계수
바닥판 신축이음장치를 제외한 모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25 %
	피로한계상태	15 %

(2) 하부 구조 및 현수교의 주케이블과 보강거더에는 충격의 영향을 고려하지 않는다.

2.8 프리스트레스힘 : PS

구조물에 프리스트레스힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려하여야 한다. 프리스트레스 콘크리트에 도입하는 프리스트레스힘에 관해서는 다음과 같이 정한다.

(1) 설계 시에 고려하여야 할 프리스트레스힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘과 시간에 따라 변하는 유효프리스트레스힘이다. 또 프리스트레스힘에 의하여 부정정력이 일어나는 경우에는 이들도 고려하여야 한다.

- (2) 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려하여야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 정착부 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동량을 고려하여야 한다.
- (3) 유효프리스트레스힘은 (2)항의 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.
- ① 콘크리트의 크리프
이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레스힘과 고정하중이다.
 - ② 콘크리트의 건조수축
 - ③ PS강재의 릴랙세이션
- (4) 일반적으로 프리스트레스힘에 의해 보의 변형이 구속되어 이로 인하여 부정정력이 발생하게 되며 단면의 응력을 검토할 경우에 이 부정정력을 고려하여야 한다. 유효프리스트레스힘에 의한 부정정력은 PS강재 인장력의 유효계수를 부재 전체에 걸쳐 평균한 값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다.

2.9 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 부정정력 : CR, SH

콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 변형이 구속되는 부정정구조물에서 발생하는 부정정력의 산정은 다음의 규정에 따른다.

- (1) 콘크리트의 크리프 영향
도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.3.1.4의 규정에 의해 계산하는 것으로 한다.
- (2) 콘크리트의 건조수축의 영향
도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.3.1.5의 규정에 의해 계산하는 것으로 한다.

2.10 토압 : EH, EV, ES, DD

- (1) 토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다.
- (2) 토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.
- (3) 토압은 다음과 같은 요인에 의하여 영향을 받는다.
 - 지반의 종류와 밀도
 - 함수비
 - 흙의 크리프특성
 - 다짐도
 - 지하수위
 - 지반-구조물 상호작용
 - 상재하중
 - 지진효과
 - 후면경사각
 - 벽체경사

2.11 정수압, 유수압, 부력 : WA, BP

정수압과 유수압 및 부력에 관한 하중 규정은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 3.12를 따른다.

2.12 파랑하중 : WP

2.12.1 일반

해상교량의 파일기초 및 교각에 작용하는 파랑하중은 파일기초의 파일캡과 교각에 작용하는 하중과 파일기초의 지지파일에 작용하는 하중으로 구분하여 산정한다.

2.12.2 설계파고

중복파와 쇄파는 다음 식을 사용하여 구분한다.

$$\text{중복파 : } \frac{h}{H_s} > 2 \quad (2.12.1)$$

$$\text{쇄파 : } \frac{h}{H_s} \leq 2 \quad (2.12.2)$$

여기서,

h = 구조물의 전면수심

H_s = 유의파고

중복파와 쇄파 조건에서 설계파고인 최대파고는 다음과 같이 산정한다.

$$\text{중복파 : } H_{\max} = 1.8H_s \quad (2.12.3)$$

$$\text{쇄파 : } H_{\max} = \begin{cases} 1.8H_s & : h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0 + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0, 1.8H_s\} & : h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (2.12.4)$$

여기서,

$H_s = H_{1/3}$ = 개별파의 상위 1/3을 평균한 값으로 정의되는 유의파고

T_s = 유의파고 계산에 사용된 개별파의 주기를 평균하여 구한 유의주기

$H_{\max} = H_{1/250}$ = 개별파의 상위 1/250을 평균한 값으로 정의되는 최대파고

$H'_0 = H_s / K_s$ = 구조물의 위치에서 유의파고 H_s 와 천수계수 K_s 로 표현되는 환산심해파고

$\beta_0^* = 0.052(H'_0 / L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta)$, $L_0 = 1.56 T_s^2$ (심해파장), $\tan \theta$ = 바닥경사

$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.7 \tan \theta)$

$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53(H_0 / L_0)^{-0.29} \exp(2.4 \tan \theta)\}$

$K_s = K_{si} + 0.0015(h / L_0)^{-2.87} (H_0 / L_0)^{1.27}$, $K_{si} = [(1 + 2kh / \sinh 2kh) \tanh kh]^{-0.5}$

$k (= 2\pi / L) = \text{파수}$, $(2\pi / T_s)^2 = gk \tanh(kh)$

2.12.3 기초 및 상부교각의 파력

2.12.3.1 파압산정식

파압의 작용높이 η^* 와 기초 및 상부교각에 작용하는 파압 p_1 , p_2 , p_3 그리고 p_4 는 다음과 같이 산정한다.

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_{\max} \quad (2.12.5)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1 \rho g H_{\max} \quad (2.12.6)$$

$$p_2 = p_3 + \frac{h - h_1}{h}(p_1 - p_3) \quad (2.12.7)$$

$$p_3 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h / L)} \quad (2.12.8)$$

$$p_4 = \begin{cases} \frac{\eta^* - h_2}{\eta^*} : \eta^* > h_2 \\ 0 : \eta^* \leq h_2 \end{cases} \quad (2.12.9)$$

여기서,

β = 파향이 구조물의 법선과 이루는 각(angle)

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2$$

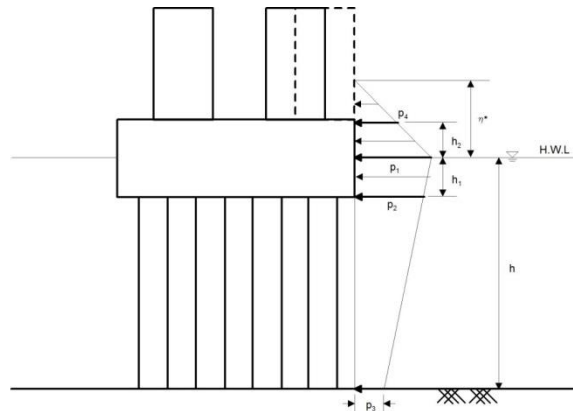


그림 2.12.1 파일기초의 파일캡과 교각하부에 작용하는 파압

2.12.4 파일기초의 지지파일에 작용하는 파력

2.12.4.1 Morison 파력산정

Morison의 파력산정식은 단위 길이 당 항력(drag force, f_D)와 관성력(inertia force, f_I)의 합으로 다음과 같이 표현된다.

$$f_p = f_D + f_I = \frac{1}{2} \rho C_D A |u| u + \rho C_I V \frac{du}{dt} \quad (2.12.10)$$

여기서,

ρ = 물의 밀도

C_D = 항력계수 (원형파일인 경우 : 1.0)

C_I = 관성계수 (원형파일인 경우 : 2.0)

A = 흐름방향으로 구조물이 투영된 단위 길이 당 면적(원형파일인 경우 : 파일직경 D)

V = 직각방향으로 구조물의 단위 길이 당 체적(원형파일인 경우 : $V = \pi D^2 / 4$)

u = 물입자의 속도

$\frac{du}{dt}$ = 물입자의 가속도

파랑이 파일기초의 지지파일에 작용할 때 수면 높이에 따른 파력분포는 다음의 그림 2.12.2와 같다. 식 (2.12.10)을 바닥부터 파랑 자유수면 η 까지 적분하면 식 (2.12.11)과 같이 파일 전체에 작용하는 파력이 산정된다.

$$F_p = \int_{-h}^{\eta} f_D dz + \int_{-h}^{\eta} f_I dz = F_D + F_I \quad (2.12.11)$$

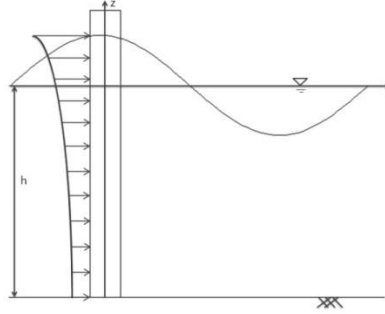


그림 2.12.2 파일기초 지지파일에 작용하는 파력분포

2.12.4.2 Airy파 이론에 기초한 파력산정식

(1) 항력(Drage force)

단위 길이 당 항력은 다음 식과 같다.

$$f_D = \frac{1}{2} \rho C_D D \left(\frac{H\sigma}{2} \right)^2 \frac{\cosh^2 k(h+z)}{\sinh^2 kh} |\cos \sigma| \cos \sigma \quad (2.12.12)$$

여기서, $\sigma = 2\pi/T$ (각 주파수)

위 식을 바닥($z = -h$)에서 $z = -h_1$ 까지 적분하면 구조물 전체에 작용하는 항력은 다음과 같다.

$$F_D = \frac{1}{32k} \rho C_D D (H\sigma)^2 \left[\frac{\sinh 2k(h-h_1) + 2k(h-h_1)}{\sinh^2 kh} \right] |\cos \sigma| \cos \sigma \quad (2.12.13)$$

(2) 관성력(Inertia force)

단위 길이 당 관성력은 다음 식과 같다.

$$f_I = \rho C_I \frac{\pi D^2}{4} \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(-\sigma) \quad (2.12.14)$$

위 식을 바닥($z = -h$)에서 $z = -h_1$ 까지 적분하면 구조물 전체에 작용하는 관성력은 다음 식과 같다.

$$F_I = -\frac{\rho C_I}{2k} \frac{\pi D^2}{4} \sigma^2 H \frac{\sinh k(h-h_1)}{\sinh kh} \sin \sigma \quad (2.12.15)$$

(3) 전체파력

항력과 관성력은 90° 의 위상차를 갖기 때문에 구조물에 작용하는 최대파력은 두 힘의 합력이 최대가 되는 시점에 발생한다.

2.12.4.3 Airy과 이론에 기초한 모멘트산정식

항력과 관성력의 합력에 대한 모멘트는 다음과 같이 산정한다.

$$M = M_D + M_I = \int_{-h}^{-h_1} (h+z)(f_D + f_I)dz \quad (2.12.16)$$

항력과 관성력에 의한 각각의 모멘트는 다음과 같다.

$$M_D = \frac{\rho C_D D}{64k^2} (\sigma H)^2 Q_1 |\cos \sigma t| \cos \sigma t \quad (2.12.17)$$

$$M_I = -\frac{\rho C_I}{2k^2} \frac{\pi D^2}{4} \sigma^2 H Q_2 \sin \sigma t \quad (2.12.18)$$

여기서,

$$Q_1 = \frac{2k(h-h_1) \sinh 2k(h-h_1) - \cosh 2k(h-h_1) + 2\{k(h-h_1)\} + 1}{\sinh^2 kh} \quad (2.12.19)$$

$$Q_2 = \frac{k(h-h_1) \sinh k(h-h_1) - \cosh k(h-h_1) + 1}{\sinh k(h-h_1)} \quad (2.12.20)$$

2.13 풍하중 : WS, WL

풍하중은 8장의 내풍설계 편을 따른다.

2.14 온도변화의 영향 : TU, TG

2.14.1 평균온도(TU)

2.14.1.1 전체구조계의 평균 온도차

- (1) 특별히 조사 검토한 경우에는 온도변화의 범위를 실제의 상황에 따라 정할 수 있다. 온도에 관한 정확한 자료가 없을 때, 부재 평균 온도의 범위는 표 2.14.1에 나타낸 값을 사용한다.
- (2) 온도에 의한 변형 효과를 고려하기 위하여 가설시 온도와 최저 혹은 최고온도와의 차이 값이 사용되어야 한다.
- (3) 가설 시 온도는 가설 직전 24시간 평균값을 사용하여야 하나, 특별히 규명되지 않은 경우에는 20 °C를 기준온도로 간주할 수 있다.

표 2.14.1 평균온도의 범위

기후	강부재(강바닥)	합성부재(강거더와 콘크리트바닥판)	콘크리트 부재
보통	-10 °C ~ 50 °C	-10 °C ~ 40 °C	-5 °C ~ 35 °C
한랭	-30 °C ~ 50 °C	-20 °C ~ 40 °C	-15 °C ~ 35 °C

2.14.1.2 케이블과 타 부재의 평균 온도차

- (1) 케이블과 타부재 사이의 평균 온도차에 따른 영향을 설계에 고려하여야 한다. 케이블에 대한 온도의 영향을 최소화하기 위하여 케이블의 마감에는 흰색 테이프나 밝은 색 도장 등을 고려할 수 있다.
- (2) 밝은 색의 사장교 케이블 및 현수교 주케이블과 보강거더/주탑과의 차이는 10 °C, 어두운 색의

케이블과 보강거더/주탑과의 차이는 20 °C를 사용한다.

(3) 이 규정은 2.14.1.1의 규정에 추가적으로 고려해야 한다.

2.14.2 온도차(TG)

2.14.2.1 부재내 온도차

- (1) 바닥판이 콘크리트인 강재나 콘크리트 상부구조의 수직온도분포는 표 2.14.2 및 그림 2.14.1을 따른다. 하부의 온도가 상부보다 더 높은 경우를 고려할 때는 표 2.14.2의 값에 포장체가 없는 콘크리트바닥판은 -0.3을, 아스팔트포장에는 -0.2를 곱하여 구한다.

표 2.14.2 온도차 기본값

T_1	23 °C	
T_2	6 °C	
T_3	0 °C, 또는 조사에 의한 값(최대 3 °C)	
A	두께가 400 mm 이상 콘크리트부재	300 mm
	두께가 400 mm 미만 콘크리트부재	실제 두께보다 100 mm 작은 값
	강재 부재(t 는 바닥판 두께)	300 mm

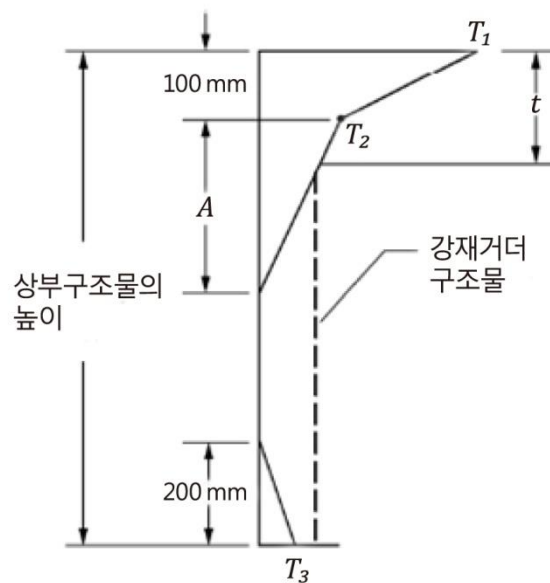


그림 2.14.1 강재와 콘크리트 상부구조에 발생하는 수직온도분포

- (2) 콘크리트박스구조로 된 주탑의 단면내 수평온도분포는 그림 2.14.1과 표 2.14.2의 값을 적용한다.
 (3) 강바닥판의 수직온도분포는 그림 2.14.2와 같이 고려한다.

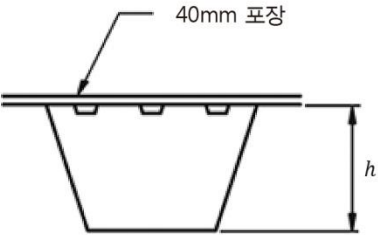
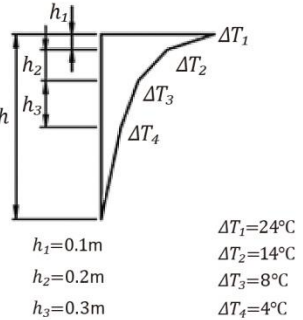
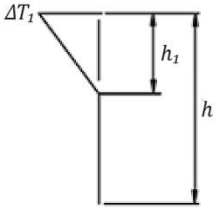
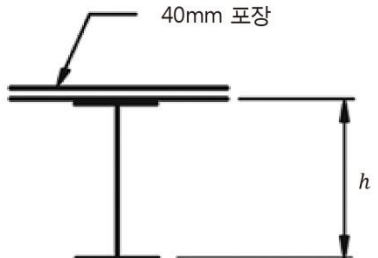
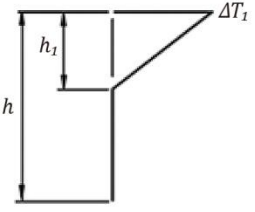
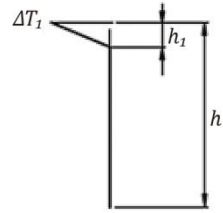
상부구조형식	수직온도분포(ΔT)	
	(a) 상부가 높은 경우	(b) 하부가 높은 경우
 거더가 강박스인 경우	 $h_1=0.1\text{m}$ $h_2=0.2\text{m}$ $h_3=0.3\text{m}$ $\Delta T_1=24^\circ\text{C}$ $\Delta T_2=14^\circ\text{C}$ $\Delta T_3=8^\circ\text{C}$ $\Delta T_4=4^\circ\text{C}$	 $\Delta T_1=-6^\circ\text{C}$ $h_1=0.5\text{m}$
 거더가 강 트러스와 플레이트거더경우	 $h_1=0.5\text{m}$ $\Delta T_1=21^\circ\text{C}$	 $\Delta T_1=-5^\circ\text{C}$ $h_1=0.1\text{m}$

그림 2.14.2 강바닥판의 수직온도분포

- (4) 온도차 성분은 일반적으로 수직방향으로만 고려하지만 특별한 경우에 수평방향의 온도차를 고려할 수 있다. 이 때 선형의 수평온도차는 특별히 제시된 값이 없는 경우에 5°C 로 한다.
- (5) 필요한 경우에 규모가 큰 콘크리트 박스 거더나 주탑에서 벽체의 내외부 온도차를 고려할 수 있다. 이 때 선형의 온도차는 특별히 제시된 값이 없는 경우에 15°C 로 한다.

2.14.3 부재 설계 시의 선팅창계수

강부재 및 케이블의 선팅창계수는 12×10^{-6} 으로 한다. 강재와 콘크리트의 합성거더에 대해서는 강재 및 콘크리트의 선팅창계수는 모두 12×10^{-6} 으로 할 수 있다. 콘크리트부재에서 철근 및 콘크리트의 선팅창계수는 10×10^{-6} 으로 한다.

2.14.4 가동받침의 이동량 산정 시 온도변화의 범위 및 선팅창계수

가동받침의 이동량 산정 시 온도변화의 범위 및 선팅창계수는 2.14.3 및 표 2.14.1을 따른다.

2.15 지진의 영향 : EQ

지진의 영향은 9장의 내진설계 편을 따른다.

2.16 유빙충돌 : CI

유빙충돌 하중의 영향은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 3.16을 따른다.

2.17 지점이동의 영향 : SD

부정정 구조물에서 지반의 압밀침하 등으로 인하여 장기간에 걸친 지점의 이동 및 회전의 영향을 고려하여야 할 경우에는 최종이동량을 추정하여 단면력을 산정하여야 한다. 마땅한 자료의 확보가 불가능할 경우, 다음의 기준이동량을 참고로 한다.

(1) 주탑 기면의 회전변위 : $\theta = 1.8(L/h)$ (10^{-4} rad)

(2) 앵커리지의 교축방향 변위 : $0.02L$ (cm)

여기서,

L = 중앙 지간장(m)

H = 주탑 높이(m)

2.18 가설 시 하중 : ER

교량의 가설 시 가설 방법과 가설 중의 구조계를 고려하여 고정하중, 가설장비, 바람 등의 영향에 대해 필요한 검토를 하여야 한다.

2.19 차량충돌 : CT

차량충돌 하중의 영향은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 3.20을 따른다.

2.20 선박충돌 : CV

선박충돌의 영향은 제 10장의 선박충돌편을 따른다.

2.21 마찰 : FR

마찰의 영향은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 3.22를 따른다.

2.22 시공중 발생하는 구속응력 : EL

2.22.1 주탑

주탑의 설계에서는 탑기면의 수평도 오차, 탑주의 제작 및 가설오차, 케이블 제작 및 가설오차를 아래 식과 같은 교축방향의 탑정변위로 환산하여 고려한다.

$$\text{강주탑} \quad \delta_T = \frac{h_T}{2,000} \text{ (m)} \quad (2.22.1)$$

$$\text{콘크리트주탑} \quad \delta_T = \frac{h_T}{1,000} \text{ (m)} \quad (2.22.2)$$

여기서, h_T = 주탑 저면으로부터 케이블 최상단 정착점까지의 높이 (m)

2.22.2 보강거더

현수교 보강거더의 설계는 케이블의 제작 및 가설오차 등을 아래 식과 같은 케이블의 새그로 환산하여 고려한다.

$$\delta_C = \frac{L}{5,000} \text{ (m)} \quad (2.22.3)$$

여기서,

L = 측경간 및 중앙경간 길이(m)

2.22.3 행어

현수교의 행어 설계는 행어의 제작장 오차, 케이블 밴드의 제작 오차 등의 제작오차와 보강거더의 휨오차, 케이블 밴드의 설치오차 등의 가설오차를 고려하여야 한다.

2.23 케이블 교체 : PS1

케이블 교체에 따른 영향은 5.8.1에 따른다.

2.24 케이블 파단 : PS2

케이블 파단에 따른 영향은 5.8.2에 따른다.

제 3 장

콘크리트 구조

목 차

제3장 콘크리트 구조	3-1
3.1 적용 범위.....	3-1
3.2 용어.....	3-1
3.3 기호.....	3-3
3.4 설계 원칙.....	3-7
3.4.1 설계 요구 조건	3-7
3.4.2 설계 사항	3-7
3.5 재료.....	3-8
3.5.1 콘크리트	3-8
3.5.2 철근	3-18
3.5.3 프리스트레싱 강재	3-19
3.6 프리스트레싱 구조의 해석	3-22
3.6.1 개요	3-22
3.6.2 긴장할 때 프리스트레싱 힘의 제한.....	3-23
3.6.3 긴장한 뒤 프리스트레싱 힘의 계산.....	3-24
3.6.4 프리스트레싱의 손실.....	3-24
3.6.5 해석할 때 프리스트레싱의 고려 사항	3-27
3.6.6 극한한계상태에서의 프리스트레싱 효과	3-27
3.6.7 사용한계상태 및 피로한계상태에서의 프리스트레싱 영향	3-27
3.7 극한한계상태	3-28
3.7.1 휨과 축력.....	3-28
3.7.2 전단	3-31
3.7.3 비틀림.....	3-39
3.7.4 뚫림전단	3-41
3.7.5 스트럿-타이 모델	3-45
3.7.6 지압부 설계	3-47
3.7.7 겹판요소 모델.....	3-48
3.8 사용한계상태	3-51
3.8.1 일반사항	3-51
3.8.2 응력 한계	3-52
3.8.3 균열	3-53
3.8.4 처짐	3-57
3.9 피로한계상태	3-60
3.9.1 일반사항	3-60
3.9.2 철근	3-60
3.9.3 프리스트레싱 긴장재.....	3-61
3.9.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계 이음장치.....	3-61
3.10 내구성 및 피복두께	3-61

3.10.1	일반사항	3-61
3.10.2	환경 조건.....	3-64
3.10.3	내구성을 위한 요구사항.....	3-65
3.10.4	콘크리트 피복두께	3-65
3.10.5	신뢰도 기반 염해 내구성 설계.....	3-68
3.11	구조 상세	3-73
3.11.1	철근 상세.....	3-73
3.11.2	부재 상세.....	3-76
3.11.3	건조수축 및 온도철근	3-80
3.12	주탑 설계의 특별 고려사항	3-81
3.12.1	일반사항	3-81
3.12.2	해석	3-82
3.12.3	주탑의 정착영역 설계	3-82

제 3 장 콘크리트 구조

3.1 적용 범위

- (1) 이 장은 케이블교량에 사용되는 무근콘크리트, 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 설계에 적용한다.
- (2) 이 장에서 언급되지 않는 사항은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 5 장을 따라야 한다.

3.2 용어

강도(strength)

하중에 저항하는 능력을 나타내는 재료의 물리적 성질로서, 일반적으로 응력 단위로 표시

개념부재치수

크리프 및 건조수축에 의한 변형률을 설계할 때 사용하는 것으로서 부재의 단면적을 그 단면적의 수분이 외기로 확산되는 둘레길이를 나눈 값

계면전단

서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이의 시공 이음 경계면에 작용하는 전단응력

공칭값(nominal value)

확률적 분석을 통하지 않고, 주어진 물리적 조건 자체 또는 경험 자체에 근거하여 정한 값

긴장재

단독 또는 몇 개의 다발로 사용되는 프리스트레싱 강재(강선, 강봉, 강연선)

깊은 보

순경간이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하는 보

덕트

프리스트레스트 콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형 관

무근 또는 저보강 콘크리트 부재(plain or lightly reinforced concrete members)

무근이거나 또는 규정한 최소 철근량보다 적은 철근량이 배치된 콘크리트 구조부재

등가 박벽관

비틀림 설계할 때 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관

비부착 외부강선

콘크리트 구체 외부에 설치하여 긴장한 강선

소요 사용 성능(required performance)

콘크리트 부재가 사용수명 동안 충분한 기능을 발휘하기 위해서 요구되는 성능

스트럿-타이 모델

2축-하중(전단 포함)이 작용하여 균열이 발생한 부재의 응력교란영역에서 하중저항 메커니즘을 단순화한 설계 모델

영응력(decompression)

프리스트레스트 콘크리트 부재에서 필요에 의해 미리 가한 압축응력이 추가되는 하중에 의해서 영으로 되는 상태

응력교란영역

부재 단면에서 변형전의 평면은 변형 후에도 평면으로 유지된다는 베르누이 적합 조건을 적용할 수 없는 영역으로, 집중하중이 작용하는 점 부근, 기하적 불연속이 존재하는 구간 부근으로 응력분포가 복잡하여 응력이 교란된 영역(disturbed region). 약칭 D-영역

응력균일영역

부재에서 D-영역을 제외한 나머지 영역으로서, 단면에 베르누이 적합 조건을 적용할 수 있는 구간. 약칭 B-영역

재료계수

재료 설계값을 구하기 위하여 재료특성값에 곱하는 부분안전계수로서 보다 작은 값

재료공칭값(nominal value of material)

보통 재료특성값으로 사용하는 값으로서, 한국산업 규격 또는 제품제작회사에서 기준으로 설정한 값

재료설계값(design value of material)

재료특성값에 재료계수(부분안전계수)를 곱하여 구한 값, 또는 특수한 조건에서 직접 정한 값

재료특성값(characteristic value of material)

재료의 특정 성질(강도)에 대해 실험으로 구한 많은 자료의 통계적 분포 곡선으로부터 결정한 재료 특성값. 어떤 경우에는 공칭값(강도)을 특성값(강도)으로 사용

저항성, 저항력, 저항강도(resistance, capacity)

작용 하중에 의해 역학적 파괴가 발생하지 않도록 하는 부재 또는 단면의 하중 저항 능력

콘크리트 유효 압축강도

콘크리트가 충분히 양생된 상태가 아닌 경우이거나, 또는 1축-응력 상태가 아닌 다축-응력을 받는 상태일 때의 콘크리트 압축강도

트러스모델

2축-하중이 작용하는 철근콘크리트 면요소에서 균열이 발생한 이후의 하중 저항 메커니즘을 단순화한 이론으로서, 사인장 균열로 구획된 콘크리트 경사 압축재와 수평 및 수직 철근으로 트러스를 형성하여 하중에 저항한다고 가정하는 모델

표피철근(skin reinforcement)

주철근이 단면의 일부에 집중 배치된 경우일 때 부재의 측면에 발생 가능한 균열을 제어하기 위한 목적으로 주철근 위치에서부터 종립축까지의 표면 근처에 배치하는 철근

프리스트레싱

강재를 긴장하여 콘크리트에 힘을 미리 가하는 것

프리스트레스

프리스트레싱에 의한 효과로 단면에 발생하는 내(부)력과 변형

프리캐스트 구조물

최종 위치에서가 아닌 다른 장소 또는 공장에서 제작한 구조 부재들을 구조물의 최종 위치에서 조립한 구조물

3.3 기호

일반적으로 이 기준에서 사용된 기호들은 ISO 3898 : 1987에 주어진 일반적인 기호들과 이들로부터 유도된 것에 근거한다.

A_{br}	플랜지에 배치되는 횡방향 휨인장 철근량(mm ²)
A_c	콘크리트 단면적(mm ²)
A_{cp}	콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적(mm ²)
A_{ct}	인장 영역의 콘크리트 인장 단면적(mm ²)
A_{cte}	인장 영역의 콘크리트 유효 인장 단면적(그림 3.8.1 참조)(mm ²)
A_{c0}	지압력이 작용하는 재하 면적(mm ²)
A_{c1}	지압강도를 계산하는데 사용하는 면적(mm ²)
A_o	전단류의 중심선으로 구획된 면적(그림 3.7.8 참조)(mm ²)
A_p	프리스트레싱 강재의 면적(량)(mm ²)
A_s	인장 철근 단면적(량)(mm ²)
A_s	부재의 종방향의 배치한 철근량(mm ²)
$A_{s,min}$	최소 인장철근량(mm ²)
A_v	전단철근 면적(량)(mm ²)
A_{vf}	플랜지에 배치되는 종방향 전단철근 면적(량)(mm ²)
$A_{v,max}$	최대전단철근면적(량)(mm ²)
E_{ce}	장기 거동을 반영한 콘크리트의 유효탄성계수
E_s	철근이나 프리스트레싱 강재의 탄성계수
I	단면2차모멘트
I_{cr}	균열단면의 단면2차모멘트
I_g	총단면의 단면2차모멘트
M_{cr}	단면에 균열을 유발시키는 휨모멘트
M_d	사용 고정하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값
M_l	사용 활하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값
M_u	작용하는 계수하중에 의한 단면의 휨모멘트 값
N_{cr}	단면에 균열을 유발시키는 축인장력
N_u	작용하는 계수하중에 의한 축력(인장 혹은 압축) 값
T	인장력
T_d	부재의 설계비틀림강도
$T_{d,max}$	부재의 최대 설계비틀림강도
T_u	작용하는 계수하중에 의한 비틀림모멘트
V	전단력
V_{cd}	콘크리트가 기여하는 설계전단강도
V_d	단면의 설계전단강도
$V_{d,max}$	복부 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 한 최대설계전단강도

$V_{cd,min}$	콘크리트 인장강도를 기준으로 한 최소설계전단강도
V_{sd}	복부 철근의 항복을 기준으로 한 설계전단강도
V_u	작용하는 계수하중에 의한 단면 전단력
a	전단경간, 즉 받침부 내면과 집중하중점 사이 거리
b	단면 폭(mm)
b_w	T-, I-, L-형 단면의 복부폭(mm)
$b_{w,nom}$	프리스트레싱 덕트를 고려한 공칭복부폭(nominal width)
c	단면의 압축 연단에서 중립축 까지 깊이(mm)
d	단면의 유효깊이(mm)
d_{cte}	부재 단면의 유효인장면적의 깊이(mm)
d_b	철근의 지름(mm)
d_{bm}	서로 다른 지름의 철근이 다발을 이룰 경우의 평균 지름(mm)
d_p	프리스트레싱 강재의 지름(mm)
d_g	최대 골재 공칭 크기
f_b	콘크리트에 유발된 휨응력(MPa)
f_{c2}	스트럿 콘크리트에 작용하는 압축응력(MPa)
f_{cd}	콘크리트 설계압축강도($=\alpha_{cc}\phi_c f_{ck}$)(MPa)
f_{ck}	28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(MPa)
f_{cm}	콘크리트 압축강도의 평균값(MPa)
f_{ctk}	콘크리트 하위 0.05 분위 기준인장강도(MPa)
f_{ctm}	콘크리트 평균인장강도(MPa)
f_{ctd}	콘크리트 설계인장강도($=\alpha_{ct}\phi_c f_{ck}$ MPa)
f_{cte}	콘크리트 유효인장강도(MPa)
f_{fat}	반복 피로 하중에 의해 유발된 응력 범위(MPa)
f_n	축력 또는 프리스트레싱에 의한 단면의 직각응력(MPa)
f_r	콘크리트 휨인장강도(파괴계수)(MPa)
f_s	철근의 응력(MPa)
f_{sp}	콘크리트 쪼갬인장강도(MPa)
f_{sr}	균열 발생 직후 균열 면에서 계산한 철근 응력(MPa)
f_{so}	균열 면에서 균열 단면으로 계산한 철근 응력(MPa)
f_{vy}	전단 보강 철근의 기준항복강도(MPa)
f_y	철근의 기준항복강도(MPa)
f_{yd}	철근의 설계항복강도($=\phi_s f_y$)(MPa)
h	부재(단면)의 전체 깊이
l	길이 또는 시간
l_e	유효 길이; 유효 시간
l_r	균열 간격

$l_{r,max}$	설계균열폭 계산에 사용하는 최대 균열 간격
l_t	부착 전달길이
n	콘크리트 탄성계수비
p_{cp}	면적 A_{cp} 를 가지는 콘크리트 단면의 둘레 길이(mm)
p_o	면적 A_o 를 가지는 콘크리트 단면적의 둘레 길이(mm)
r	단면의 회전 반경 또는 부재의 기하적 곡률 반경
s	스터럽의 간격(mm)
s_{max}	스터럽의 최대간격(mm)
t_c	콘크리트 피복 두께(mm)
$t_{c,min}$	콘크리트 피복 최소 두께(mm)
$t_{c,nom}$	콘크리트 피복 공칭 두께(mm)
$t_{c,min,b}$	부착응력에 의한 최소 피복두께(mm)
$t_{c,min,dur}$	철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 콘크리트 최소피복두께(mm)
t_f	플랜지 두께(mm)
v_u	계수하중에 의한 전단응력
v_{uf}	플랜지와 복부 계면에 작용하는 계수전단응력
w_c	설계 균열폭(mm)(식 (3.8.4) 참조)
Z	단면의 내부 모멘트 팔길이(mm)
α	부재의 경사진 복부철근과 주철근과의 사이각
α_{cw}	축력이 전단강도에 미치는 영향을 반영하는 계수(3.7.2.3(4) 참조)
β	휨부재의 압축 합력의 작용점 위치 계수
$\beta_{cc}(t)$	재령에 따른 콘크리트 강도 보정 계수
β_{sc}	시멘트 종류에 따른 콘크리트 강도 보정 계수
ρ	휨인장(주인장) 철근비
ρ_e	유효 인장철근비
ρ_1	면요소의 종방향 철근비
ρ_t	면요소의 횡방향 철근비
γ_g	골재의 절대(노)건조 밀도
γ_i	하중계수(부분안전계수)
λ	부재의 전단경간-깊이 비
θ	부재 복부에 형성된 스트럿의 경사각
θ_f	거더 플랜지에 형성된 스트럿의 경사각
μ_1	시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수
μ_2	계면의 거칠기에 따른 작용 직각응력 마찰계수(표 3.7.1 참조)
ϕ_c	콘크리트의 재료계수(표 3.1.1 참조)
ϕ_s	철근과 프리스트레싱 강재의 재료계수(표 3.1.1 참조)
τ	비틀림력에 의한 비틀림 응력

ε_c	콘크리트의 압축 변형률
ε_{co}	최대 압축응력에서의 콘크리트 압축 변형률
ε_{cu}	콘크리트 극한한계상태의 압축변형률
ε_s	철근의 인장 변형률
ε_{sh}	콘크리트의 건조수축 변형률
ε_{su}	철근 혹은 프리스트레싱 강재의 극한한계상태의 변형률
ε_y	철근의 항복변형률
η_1	경량콘크리트 계수
ξ	인장강화효과를 반영하는 분포계수
ν	2축-응력 상태인 콘크리트의 유효강도계수
$\varphi(t, t_0)$	시간 t와 t ₀ 사이의 크리프 계수
$\Delta t_{c,dur,st}$	스테인레스 강재를 사용할 경우 3.10.4.2(6)에서 추천하는 최소 피복두께의 감소값(mm)
$\Delta t_{c,dur,add}$	추가적 보호 처리를 할 경우의 3.10.4.2(7)에서 추천하는 최소 피복 두께의 감소값(mm)
$\Delta_{uncrack}$	비균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)
Δ_{crack}	균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)

3.4 설계 원칙

3.4.1 설계 요구 조건

- (1) 목표하는 사용수명 동안 발생 가능한 모든 하중과 환경에 견딜 수 있는 구조적 저항 성능을 가져야 하며, 사용 용도에 부합하는 적합한 재료의 선정, 적절한 설계 및 상세, 엄격한 시공관리를 통해 사용성과 내구성을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 설계는 제 2장 하중 및 하중조합의 규정을 근거로 하여 수행되어야 하며, 적합한 재료와 구조물의 치수가 선정된 후 이들을 토대로 구해진 교량의 구조성능은 제 3장에 규정되어 있는 요구한계기준을 만족하여야 한다.

3.4.2 설계 사항

3.4.2.1 일반사항

- (1) 모든 가능한 설계 상황에 부합하는 하중조합에서, 하중영향과 설계강도를 기준으로 적합한 한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 구조 계산은 모든 변수를 포함하고 있는 적절한 설계 모델을 사용하여 수행하여야 한다. 이 설계 모델은 구조 거동을 충분히 정밀하게 예측할 수 있는 것이어야 한다.
- (3) 설계상황을 반영하는 각 하중조합에서 한계상태를 검증할 때 적용하는 재료계수는 표 3.4.1.에서 주어진 값을 적용하여야 한다.

표 3.4.1 재료계수

한계상태 하중조합	콘크리트, ϕ_c	철근 또는 프리스트레싱 강재, ϕ_s
극한한계상태-I, -II, -III, -IV, -V, -VI, -VII	0.65	0.90
극단상황한계상태-I, -II, -III, -IV	1.0	1.0
사용한계상태-I, -III, -IV, -V, -VI	1.0	1.0
피로한계상태	1.0	1.0

3.4.2.2 극한한계상태 및 극단상황한계상태

- (1) 검증 항목
 - ① 구조물의 단면 또는 연결부의 파괴나 과도한 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계저항강도가 계수하중영향 보다 크다는 것을 검증하여야 한다.
 - ② 2차 효과에 의해 유발되는 안정성 한계상태를 검토할 때, 작용 하중이 계수하중을 초과하지 않는 한, 불안정이 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 하중 조합
 - ① 하중의 크기와 하중계수, 하중조합은 2장의 규정을 적용하여야 한다.
 - ② 각각의 불리하게 작용하는 하중 경우 마다, 동시에 발생한다고 간주되는 하중들의 조합에 의해 유발되는 계수하중영향값을 결정하여야 한다.
 - ③ 건조수축의 하중영향을 고려하는 경우에는 하중계수로 1.0 을 사용할 수 있다.

3.4.2.3 사용한계상태

- (1) 사용성 요구조건을 만족시키기 위해서는 제 2장에 규정된 사용한계상태 하중조합-I, -Ⅲ, -Ⅳ 및 -Ⅴ에 의한 하중영향이 적합한 사용한계기준을 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 사용한계기준은 구조물의 형태와 현장 주변 환경에 따른 사용성 요구조건을 고려하여 정하여야 한다.
- (3) 만약 필요하다면, 건조수축과 크리프 및 부등침하 등의 간접하중의 하중영향을 고려하여야 한다.
- (4) 콘크리트 압축응력의 한계값을 설정하여 콘크리트의 손상이나 과도한 크리프 변형을 방지하여야 한다.
- (5) 철근의 인장응력 한계값을 설정하여 비탄성 변형과 과도한 균열을 제한하여야 한다.
- (6) 사용한계상태를 검토할 때, 특별히 지정하지 않는 한, 재료계수값은 1.0을 취하여야 한다.

3.4.2.4 피로한계상태

- (1) 규칙적인 교변 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.
- (2) 피로한계상태의 검증은 3.9에 따라 수행하여야 하며 교변 응력이 없거나 현저하지 않은 경우는 피로를 검토하지 않아도 된다.

3.5 재료

3.5.1 콘크리트

3.5.1.1 일반사항

- (1) 이 절에서 다루는 사항은 기준압축강도가 90 MPa 이하인 보통 및 고강도 콘크리트에 대한 규정을 명시한 것이다.

3.5.1.2 강도

- (1) 콘크리트의 압축강도는 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작 방법)에 따라 제작되고 KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)에 따라 결정된 재령 28 일에 평가한 원주형 공시체의 압축강도를 기준압축강도 f_{ck} 로 한다.
- (2) 설계에 대한 검증과 콘크리트의 다른 성질을 평가하기 위해서 실제 콘크리트의 평균압축강도가 필요할 경우, 충분한 통계 자료가 없다면 평균압축강도 f_{cm} 은 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.5.1)$$

여기서,

- Δf = 평균압축강도와 기준압축강도와의 차로써
- = 4 MPa : 기준압축강도 40 MPa 이하의 콘크리트
 - = 6 MPa : 기준압축강도 60 MPa 이상의 콘크리트
 - = 4 ~ 6 MPa 에서 직선보간 : 기준압축강도 40 MPa 과 60 MPa 사이의 콘크리트

- (3) 재령 t 일에서 콘크리트의 압축강도는 시멘트 종류, 온도 및 양생조건에 따라 다르다. 표준 양생된 콘크리트의 각 재령에서 평균압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 아래 식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.5.2)$$

여기서,

$\beta_{cc}(t)$ = 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수로서

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ \beta_{sc} \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right) \right]^{1/2} \right\} \quad (3.5.3)$$

$f_{cm}(t)$ = 재령 t 일에서 콘크리트 평균압축강도

f_{cm} = 재령 28 일에서 콘크리트 평균압축강도

t = 콘크리트의 재령(일)

β_{sc} = 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수로서

= 0.35 : 1 중 시멘트 습윤 양생

= 0.15 : 1 중 시멘트 증기 양생

= 0.25 : 3 중 시멘트 습윤 양생

= 0.12 : 3 중 시멘트 증기 양생

= 0.40 : 2 중 시멘트

(4) 콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm} 은 직접인장강도 시험에 의해 구하여야 하지만, 다음에 따라 간접적인 방법으로 구할 수 있다.

- ① 쪼갬 인장강도의 평균값 f_{spm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.9 f_{spm} \quad (3.5.4)$$

- ② 휨인장강도의 평균값 f_{rm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.5 f_{rm} \quad (3.5.5)$$

휨 인장강도는 단면의 높이에 따라 다른 값이므로, 단면의 높이를 고려하는 것이 필요한 경우에는 보다 정밀한 식을 사용하여야 한다.

- ③ 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우, 콘크리트의 평균인장강도는 콘크리트의 평균 압축강도로부터 다음 관계식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.30 (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \quad (3.5.6)$$

- ④ 콘크리트의 기준인장강도는 평균인장강도로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} \quad (3.5.7)$$

- ⑤ 각 재령에서의 콘크리트 인장강도는 시험에 의해서 구하는 것을 원칙으로 하나, 적절한 시험을 행하기 어려운 경우 다음의 근사식을 사용할 수 있다.

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3.5.8)$$

여기서,

$\beta_{cc}(t)$ = 식 (3.5.3)의 값

α = 재령에 따른 지수로서

= 1 : $t < 28$ 일

= 2/3 : $t \geq 28$ 일

f_{ctm} = 재령 28 일 평균인장강도

- (5) 경량 골재의 설계 단위질량은 아래의 표 3.5.1.의 밀도에 따라 분류할 수 있다.
- (6) 철근량이 전체 밀도에서 차지하는 부분은 별도로 계산하여 결정할 수 있다.
- (7) 경량콘크리트의 인장강도는 보통콘크리트의 평균인장강도에 다음 계수를 곱하여 얻을 수 있다.

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60\gamma_g / 2200 \quad (3.5.9)$$

여기서,

γ_g = 절대 건조 밀도의 상한값

표 3.5.1 골재 밀도와 경량콘크리트의 설계 단위 질량

절대건조 밀도 γ_g (kg/m ³)		1001~ 1200	1201~ 1400	1401~ 1600	1601~ 1800	1801~ 2000
단위 질량 (kg/m ³)	무근콘크리트	1250	1450	1650	1850	2050
	철근콘크리트	1350	1550	1750	1950	2150

3.5.1.3 탄성변형

- (1) 보통콘크리트의 탄성계수 $E_c(0.4f_{cm})$ 점에서 구한 할선 탄성계수의 근사값은 다음 식으로 평가할 수 있다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.53}\sqrt{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (3.5.10)$$

여기서,

m_c = 콘크리트의 단위 질량(kg/m³)

- (2) 경량콘크리트의 탄성계수는 보통콘크리트에 대한 식 (3.5.10)의 E_c 에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\eta_E = (\gamma_g / 2200)^2 \quad (3.5.11)$$

여기서,

γ_g = 절대건조 밀도의 상한값

- (3) 포아송 비의 값은 실험에 의하지 않는 경우 일반적으로 비균열 콘크리트에 대해 1/6, 균열 콘크리트에 대해 0 을 취할 수 있다.
- (4) 정밀한 자료가 없는 경우, 열팽창계수는 $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 로 간주한다.

- (5) 경량콘크리트의 열팽창계수는 주로 사용된 골재의 종류에 따라 $4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 와 $14 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 사이의 값을 취할 수 있다.
- (6) 시간에 따른 탄성계수의 변화는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_c(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_c \quad (3.5.12)$$

여기서,

$E_c(t)$ = 재령 t 일에서의 탄성계수 값

E_c = 재령 28일에서의 탄성계수 값

$\beta_{cc}(t)$ = 식 (3.5.3)의 값

3.5.1.4 크리프

콘크리트의 크리프는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.5.1.4 의 크리프 모델에 따른다.

3.5.1.5 건조수축

콘크리트의 건조수축 변형률은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.5.1.5 의 건조수축 모델에 따른다.

3.5.1.6 응력-변형률 관계

- (1) 비선형 해석을 위한 응력-변형률 관계

① 압축

(가) 비선형 구조해석을 위해 단기 1 축 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 다음 식으로 표현할 수 있다(그림 3.5.1).

$$f_c = f_{cm} \left[\frac{k(\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r}) - (\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r})^2}{1 + (k-2)(\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r})} \right] \quad (3.5.13)$$

여기서,

$$k = 1.1 E_c \varepsilon_{co,r} / f_{cm}$$

$\varepsilon_{co,r}$ = 최대 응력에 도달하였을 때의 정점 변형률(표 3.5.2)

$\varepsilon_{cu,r}$ = 극한한계변형률(표 3.5.2)

표 3.5.2 비선형 해석을 위한 콘크리트 응력-변형률 곡선의 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
$\varepsilon_{co,r}$ (‰)	1.83	1.90	1.97	2.03	2.09	2.18	2.26	2.42	2.57	2.68	2.79	2.80
$\varepsilon_{cu,r}$ (‰)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

(나) 식 (3.5.13)이외에도, 사용 콘크리트의 거동을 잘 표현하는 응력-변형률 관계식이 있으면 이를 적용할 수 있다.

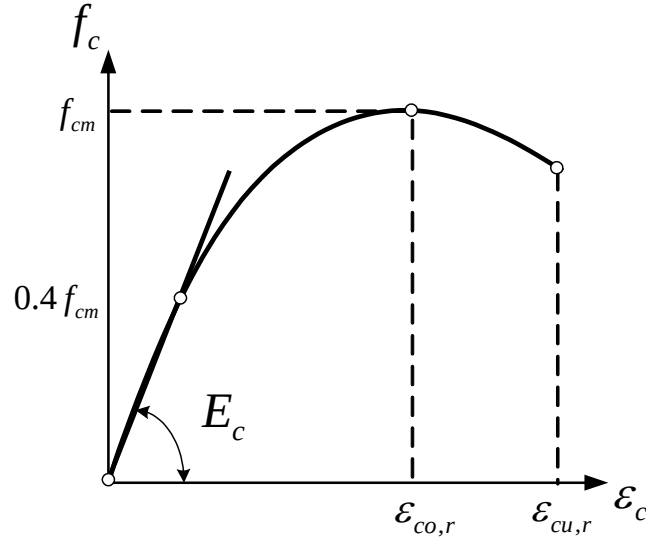


그림 3.5.1 비선형 해석을 위한 콘크리트의 응력-변형률 곡선

② 인장

(가) 균열이 발생하지 않은 보통중량 콘크리트의 1축 인장응력 상태의 응력-변형 관계는 아래와 같은 2 선형 관계식으로 결정할 수 있다.

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \times \varepsilon_{ct} \quad : \quad \varepsilon_{ct} \leq 0.9 f_{ctm} / E_{ci} \quad (3.5.14a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \times \left[1 - 0.1 \times \frac{0.00015 - \varepsilon_{ct}}{0.00015 - 0.9 f_{ctm} / E_{ci}} \right] \quad : \quad 0.9 f_{ctm} / E_{ci} \leq \varepsilon_{ct} \leq 0.00015 \quad (3.5.14b)$$

여기서,

E_{ci} = 콘크리트의 접선 탄성계수로서
 $= E_c / 0.85$

ε_{ct} = 인장 변형

σ_{ct} = 인장 응력

f_{ctm} = 재령 28일 평균인장강도

(나) 균열이 발생한 1축 인장응력 상태의 응력-균열폭 관계는 아래와 같은 선형 관계식으로 결정할 수 있다.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \times \left(1.0 - 0.8 \times \frac{\omega}{\omega_1} \right) \quad : \quad \omega \leq \omega_1 \quad (3.5.15a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \times \left(0.25 - 0.05 \times \frac{\omega}{\omega_1} \right) \quad : \quad \omega_1 < \omega \leq \omega_c \quad (3.5.15b)$$

$$\sigma_{ct} = 0 \quad : \quad \omega > \omega_c \quad (3.5.15c)$$

여기서,

$$\omega = \text{균열폭(mm)}$$

$$\begin{aligned}\omega_1 &= \sigma_{ct} = 0.2 f_{ctm} \text{ 일 때의 균열폭(mm)으로서} \\ &= G_F / f_{ctm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\omega_c &= \sigma_{ct} = 0 \text{ 일 때의 균열폭(mm)으로서} \\ &= 5 \times G_F / f_{ctm}\end{aligned}$$

G_F = 콘크리트의 파괴 에너지(N/mm)로서, 실험으로 구하는 것이 원칙이나, 적절한 실험결과가 없는 경우 보통 중량의 콘크리트에 대하여

$$G_F = 0.073 f_{cm}^{0.18} \text{ 로 추정}$$

$$f_{ctm} = \text{평균인장강도(MPa)}$$

③ 다축 응력상태

(가) 일반

- ㉓ 단기 거동에서 콘크리트의 3축 응력상태 구성방정식으로 탄-소성 관계식, 손상 관계식 또는 이들의 결합식을 사용할 수 있다.
- ㉔ 미소변형의 가정을 적용하며, 콘크리트는 초기 탄성계수 $\tilde{E}_0$ 가 일정한 등방성 재료로 가정할 수 있다.

(나) 탄-소성 응력 변형 관계식

- ㉕ 탄-소성 응력-변형 관계식은 다음과 같은 형태로 표시할 수 있다.

$$\tilde{\sigma} = \tilde{E}_0 \times (\tilde{\varepsilon} - \tilde{\varepsilon}_p) \quad (3.5.16)$$

여기서,

$$\tilde{\sigma} = \text{응력텐서}$$

$$\tilde{\varepsilon} = \text{변형 텐서}$$

$$\tilde{\varepsilon}_p = \text{소성 변형 텐서}$$

- ㉖ 영구변형 증분은 소성흐름 법칙을 따른다고 가정한다.

$$\tilde{\varepsilon}_p = \lambda \times \frac{\partial g}{\partial \tilde{\sigma}} \quad (3.5.17)$$

여기서,

$$g = \text{소성 포텐셜(plastic potential)}$$

$$\lambda = \text{소성 승수(plastic multiplier)}$$

- ㉗ 소성 포텐셜 g 는 응력 $\tilde{\sigma}$ 와 하중 이력을 나타내는 상태변수 $\tilde{\alpha}$ 의 함수로 표시할 수 있다.
- ㉘ 소성 승수 λ 는 Kuhn-Tucker 조건에 따라 정할 수 있다.

$$\lambda \geq 0, \quad f\lambda = 0, \quad f \leq 0 \quad (3.5.18)$$

여기서,

f = 항복함수

- ㉞ $f < 0$ 의 경우 $\tilde{\varepsilon}_p = 0$ 이며, $\tilde{\varepsilon}_p \neq 0$ 일 때 다음의 일관성 조건(consistency condition)을 적용한다.

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}} \times \tilde{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{\alpha}} \times \tilde{\alpha} = 0 \quad (3.5.19)$$

- ㉞ 내부 상태변수 관계식(evolution law)은 아래 식을 적용한다.

$$\tilde{\alpha} = \lambda \cdot \tilde{h}(\tilde{\sigma}, \tilde{\alpha}) \quad (3.5.20)$$

- ㉞ 하중재하의 경우, ㉞항의 조건과 식 (3.5.20)의 내부 상태변수 관계식을 이용하여 다음과 같은 증분형 구성방정식을 적용한다.

$$\tilde{\sigma} = \left[\tilde{E}_0 - \frac{\tilde{E}_0 \cdot \frac{\partial g}{\partial \tilde{\sigma}} \cdot \frac{\partial f^T}{\partial \tilde{\sigma}} \cdot \tilde{E}_0}{\frac{\partial f^T}{\partial \tilde{\sigma}} \cdot \tilde{E}_0 \cdot \frac{\partial g}{\partial \tilde{\sigma}} - \frac{\partial f^T}{\partial \tilde{\alpha}} \cdot \tilde{h}} \right] \cdot \tilde{\varepsilon} \quad (3.5.21)$$

여기서,

g , f 와 $\tilde{h}$ 는 재료함수로 실험값으로부터 정할 수 있다.

- ㉞ 하중제거의 경우, 탄성관계식 $\tilde{\sigma} = \tilde{E}_0 \cdot \tilde{\varepsilon}$ 을 적용한다.

- ㉞ 탄-소성 관계식은 다중 항복면과 소성 포텐셜에 대하여 확장할 수 있다.

(2) 단면 설계를 위한 응력-변형률 관계

- ① 휨부재의 단면 설계를 위하여 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다(그림 3.5.2).

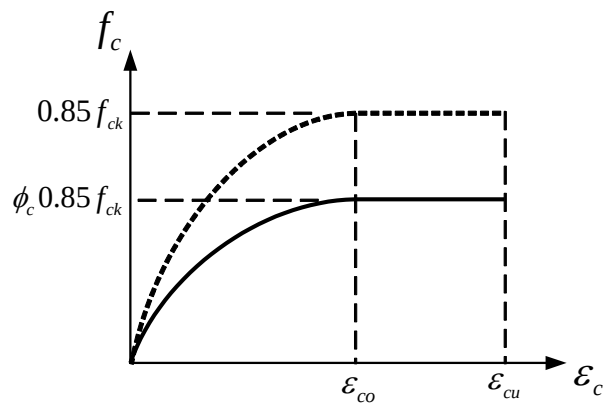


그림 3.5.2 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선

$$f_c = \phi_c (\alpha_{cc} f_{ck}) \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n \right] : 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (3.5.22a)$$

$$f_c = \phi_c (\alpha_{cc} f_{ck}) : \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (3.5.22b)$$

여기서,

ϕ_c = 콘크리트에 대한 재료계수(표 3.4.1)

α_{cc} = 압축강도에 대한 유효계수 (3.5.1.7 참조)

n = 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수(표 3.5.3)로서

$$= 2.0 : f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$= 1.2 + 1.5 \left(\frac{100 - f_{ck}}{60} \right)^4 \leq 2.0 : f_{ck} > 40 \text{ MPa}$$

ε_{co} = 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률(표 3.5.3)로서,

$$= 0.002 : f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$= 0.002 + \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) : f_{ck} > 40 \text{ MPa}$$

ε_{cu} = 극한변형률(표 3.5.3)로서

$$= 0.0033 : f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$= 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) : f_{ck} > 40 \text{ MPa}$$

표 3.5.3 응력-변형률 곡선의 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
n				2.0				1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
ε_{co} (‰)				2.0				2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
ε_{cu} (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

(3) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

- ① 횡방향 철근으로 구속된 휨부재는 횡구속 효과를 고려한 응력-변형률 관계를 사용하여 휨 강도와 변형 성능을 검증할 수 있다. 이때의 횡구속 철근은 심부콘크리트를 구속할 수 있는 철근상세를 가진 횡방향 철근이어야 한다.
- ② 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 다음 식으로 콘크리트의 압축강도와 변형률이 증가된 포물선-직선형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다(그림 3.5.3).

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7 f_{c2} \quad (3.5.23)$$

$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co} \left(f_{ck,c} / f_{ck} \right)^2 \quad (3.5.24)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 f_{c2} / f_{ck} \quad (3.5.25)$$

여기서,

$f_{c2}(=f_{c3})$ = 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력으로, 원형후프나 나선철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.5.26a)로, 사각형 띠철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.5.26b)로 구한다.

$$f_{c2} = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \left(1 - \frac{s}{d_c} \right) = \frac{2A_{sp} f_{yh}}{sd_c} \left(1 - \frac{s}{d_c} \right) \quad (3.5.26a)$$

$$f_{c2} = \rho_{r \min} f_{yh} \left(1 - \frac{s}{b_d} \right) \left(1 - \frac{s}{b_{cs}} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2 / 6}{b_d b_{cs}} \right) \quad (3.5.26b)$$

여기서,

ρ_s = 콘크리트 심부체적에 대한 횡구속 철근의 체적비로서

$$\rho_s = (4A_{sp}) / (sd_c)$$

f_{yh} = 횡구속 철근의 설계기준항복강도(MPa)

s = 부재의 축방향으로 측정한 횡구속 철근의 간격(mm)

d_c = 원형 단면의 횡구속 철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)

A_{sp} = 원형 단면의 횡구속 철근 한 개의 단면적(mm²)

$\rho_{r \min}$ = 긴변 방향과 짧은 변 방향으로 계산한 사각형 횡구속 띠철근의 체적비(ρ_{rl} 과 ρ_{rs}) 중 작은 값

$$\rho_{rl} = A_{shl} / (sb_{cs})$$

$$\rho_{rs} = A_{shs} / (sb_d)$$

A_{shl} = 긴 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm²)

A_{shs} = 짧은 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm²)

$b_{c \min}$ = 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 작은 값(mm)

$b_{c \max}$ = 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 큰 값(mm)

b_i = 후프띠철근의 모서리나 보강띠철근의 갈고리로 구속된 축방향 철근 사이의 중심 간격(mm)으로서, 식 (3.5.26b)에는 단면 둘레의 변을 따라 존재하는 모든 b_i 를 계산에 포함한다(그림 3.5.4 참조).

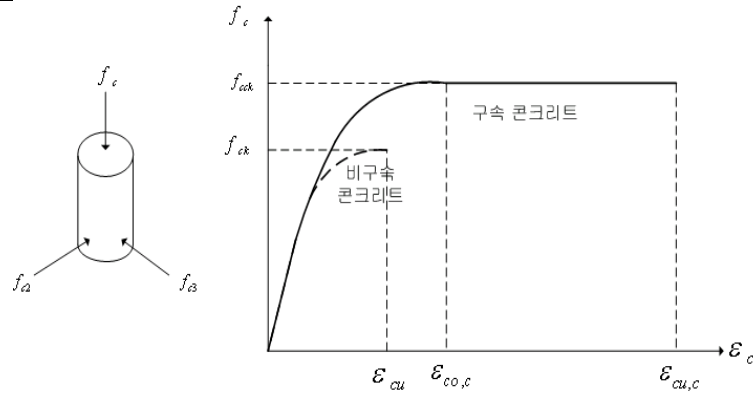


그림 3.5.3 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

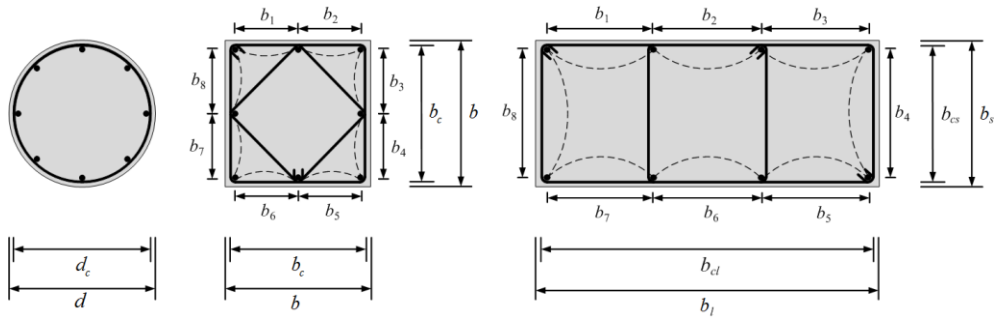


그림 3.5.4 횡구속된 압축부재

3.5.1.7 설계압축강도 및 설계인장강도

(1) 설계압축강도

콘크리트의 설계압축강도는 다음 식과 같이 기준압축강도에 재료계수와 유효계수를 곱하여 구한다.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \phi_c f_{ck} \quad (3.5.27)$$

여기서,

f_{cd} = 설계압축강도

α_{cc} = 압축강도에 대한 유효계수로서

= 0.85

ϕ_c = 콘크리트에 대한 재료계수(표 3.4.1)

(2) 설계인장강도

콘크리트의 휨인장강도를 포함한 설계인장강도는 다음 식과 같이 기준인장강도에 재료계수를 곱하여 구한다.

$$f_{ctd} = \phi_c \alpha_{ct} f_{ctk} \quad (3.5.28)$$

여기서,

f_{ctd} = 설계인장강도

ϕ_c = 콘크리트에 대한 재료계수(표 3.4.1)

α_{ct} = 인장강도 유효계수로서
 = 0.85 쏘갠인장강도 산정의 경우
 = 1.0 쏘갠인장강도 산정을 제외한 모든 경우

3.5.1.8 증기양생 콘크리트 재료

증기양생 콘크리트 재료는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.5.1.8 에 따른다.

3.5.2 철근

3.5.2.1 일반사항

- (1) 이 설계기준의 보강용 강재에 관련된 규정들은 KS D 3504(철근콘크리트용 봉강), KS D 3552(철선)과 KS D 7017(용접철망)에 적합한 강재를 사용할 경우에 적용할 수 있다. 이 규정들은 특수 도막 처리된 보강용 강재인 경우에는 적용하지 않는다.
- (2) 현장 가공에 의하여 철근의 특성이 영향을 받는 경우, 가공 이후의 특성에 대한 검증을 하여야 한다.
- (3) 한국산업표준에 적합하지 않은 철근을 사용하는 경우 그 역학적 성질을 이 설계기준의 요구 조건에 의하여 검증하여야 한다.

3.5.2.2 특성

- (1) 현장에서 철근을 구부리거나 용접할 경우 온도범위는 한국산업표준의 기준을 만족하여야 한다.
- (2) 이 설계기준에 있는 설계 및 상세 규정은 설계항복강도, 600 MPa 이하의 철근에만 적용할 수 있다. 다만, 내진설계에 적용하는 경우 해당 규정에 따라야 한다.
- (3) 철근의 항복강도 f_y (또는 $f_{0.2k} = 0.2\%$ 오프셋 항복강도)와 인장강도 f_u 는 각각 항복하중의 기준 값과 직접 1축 인장의 최대하중을 공칭단면적으로 나눈 값으로 정의한다. 실제 시험을 통하여 얻어지는 항복 응력은 항복강도의 1.3배를 초과하지 않아야 한다.
- (4) 용접
 - ① 모든 용접은 KS D 0816-0892 의 규격에 따라 수행하여야 하며, 그 용접성은 KS B 0804 를 따라야 한다.
 - ② 용접철망의 정착 길이 내의 용접 연결부의 강도는 한국산업표준의 기준을 만족하여야 한다.
 - ③ 용접철망의 용접 연결부에 있어서 각 연결부가 규정된 기준항복강도와 공칭 단면적을 곱한 값의 30 % 이상의 전단력을 견딘다면 그 강도가 적절한 것으로 가정할 수 있다. 철망의 두 강선이 다른 경우 이 힘은 더 굵은 강선의 단면적에 기초하여 구하여야 한다.
- (5) 피로강도가 요구되는 경우 KS B 0802 에 따라 검증하여야 한다.

3.5.2.3 설계 가정

- (1) 설계는 철근의 공칭단면적과 3.5.2.2 에 주어진 기준항복강도로부터 도출된 설계항복강도에 기초하여 수행하여야 한다. 철근의 설계항복강도는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \quad (3.5.29)$$

여기서,

f_{yd} = 설계항복강도

ϕ_s = 철근에 대한 재료계수(표 3.4.1)

- (2) 부재의 극한한계상태에서 변형을 검토할 필요가 없는 경우 철근의 항복 이후 응력-변형률 관계는 그림 3.5.5에 보인 수평 직선을 가정하여 설계에 사용할 수 있다. 그러나 극한한계상태에서 변형률을 검토할 필요가 있는 경우에는 그림 3.5.5에 보인 항복점 이후 변형률 한계 ϵ_{ud} 까지 기울기를 갖는 응력-변형률 곡선을 사용하여야 한다.
- (3) 철근의 평균 질량은 $7,850 \text{ kg/m}^3$ 으로 간주할 수 있다.
- (4) 철근의 평균 탄성계수의 값 E_s 는 $200 \text{ GPa}(\text{kN/mm}^2)$ 로 가정할 수 있다.
- (5) 철근의 열팽창계수는 $12.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 로 가정할 수 있다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수 값과의 차이는 일반적으로 무시해도 좋다.

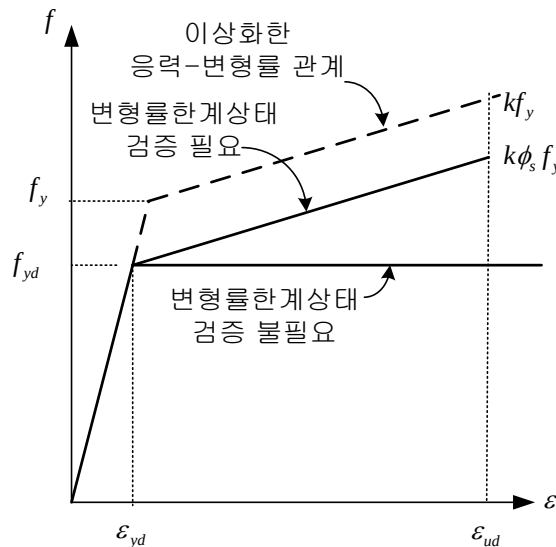


그림 3.5.5 철근의 설계 응력-변형률 관계

3.5.3 프리스트레싱 강재

3.5.3.1 일반사항

- (1) 이 조항은 콘크리트 구조물에서 프리스트레싱 강재로 사용되는 강선, 강봉 및 강연선에 적용한다.
- (2) 프리스트레싱 강재는 KS D 7002(PC 강선 및 PC 강연선) 및 KS D 3505(PC 강봉) 혹은 동종의 강재에 적용되는 KS에 규정된 품질시험에 준한 시험을 행하여 품질을 조사, 확인하고 인장강도, 항복강도 등을 정하여야 한다.
- (3) 프리스트레싱 강재의 생산방법, 시험 및 인증의 적합성이 관련 KS 규격을 따르는 경우 그 긴장재는 이 설계기준의 요구조건을 만족하는 것으로 가정할 수 있다.
- (4) 이 설계기준을 따르는 프리스트레싱 강재는 인장강도, 항복강도(f_{py} 또는 $f_{p0.2y}$: 0.2 % 오프셋 항복강도), 최대하중에서의 신장량으로 그 성질이 규정될 수 있으며, 그 값은 각각 f_{pu} , f_{py} 및 ϵ_{uk} 로 나타낸다.
- (5) 각 제품은 3.5.3.2(2)의 구분 체계에 따라 명확히 구분할 수 있어야 한다.
- (6) 프리스트레싱 강재는 릴랙세이션에 관한 성질에 따라, 또는 관련 KS 규격에 따라 구분하여야 한다.

- (7) 모든 제품의 배송은 3.5.3.2(2)의 (가) - (라)에 따라 제품의 구분에 필요한 정보가 전부 포함된 증명서를 포함하여야 하며, 필요한 경우 추가적인 정보도 함께 포함하여야 한다.
- (8) 강선 및 강봉에 용접부가 있어서는 안 된다. 강연선의 개별 강선은 냉간 인발 이전에 만들어진 엇갈림(staggered) 용접부만을 포함할 수 있다.
- (9) 코일(coil) 형태의 긴장재는 일정 길이를 풀어 놓은 후에 강선 또는 강연선의 최대 굽힘 높이(bow height)가 관련 KS 규격에 적합하여야 한다.

3.5.3.2 일반적 성질

- (1) 프리스트레싱 강재의 성질은 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등에 규정되어 있다.
- (2) 프리스트레싱 강재(강성, 강연선 및 강봉)는 다음 항에 따라 구분된다.
 - ① 등급(grade), 기준항복강도(f_{py} 또는 $f_{p0.1k}$), 기준인장강도값의 기준항복강도값에 대한 비(f_{pu} / f_{py}) 및 최대하중에 대한 신장량(ϵ_{uk})
 - ② 구분(Class), 릴랙세이션 거동에 따른 구분
 - ③ 크기(치수)
 - ④ 표면 특성
- (3) 프리스트레싱 강재의 실제 무게는 공칭 무게와 비교하여 KS에 규정된 한계 이상 차이가 나지 않아야 한다.
- (4) 이 설계기준에는 3 가지 종류의 릴랙세이션이 정의되어 있다.
 - 구분 1(class 1) : 강선 또는 강연선 - 보통 릴랙세이션 강재
 - 구분 2(class 2) : 강선 또는 강연선 - 저 릴랙세이션 강재
 - 구분 3(class 3) : 열연(hot-rolled) 강봉
- (5) 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실의 설계 계산은 평균기온 20 °C에서 긴장한 이후 1000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실인 ρ_{1000} (%) 값에 기초하여야 한다. 여기서, ρ_{1000} 값은 초기 응력에 대하여 백분율로 표시되며, 초기응력을 $0.7 f_p$ 와 같게 놓고 얻는다. f_p 는 프리스트레싱 강재 시편의 실제 인장강도이다. 설계 계산을 할 때는 인장강도의 표준값 (f_{pu}) 를 사용하여야 한다.
- (6) ρ_{1000} 값은 생산자가 제공한 시험 증명서로부터 구하여야 하나, 부득이한 경우 class 1에 대하여 8 %, class 2에 대하여 2.5 % 및 class 3에 대하여 4 %로 가정할 수 있다.
- (7) 릴랙세이션 손실은 초기 프리스트레싱 응력에 대한 프리스트레싱 응력 변화의 비로 정의된다. 릴랙세이션 손실은 다음 식으로 계산할 수 있다. 식 (3.5.30a) 및 식 (3.5.30b)는 보통 릴랙세이션 강재 및 저 릴랙세이션 강재에 각각 적용되며, 식 (3.5.30c)은 열연강봉에 적용된다.

$$\text{구분 1(class 1) : } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 5.39 \rho_{1000} e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} (\%) \quad (3.5.30a)$$

$$\text{구분 2(class 2) : } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} (\%) \quad (3.5.30b)$$

$$\text{구분 3(class 3) : } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 1.98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} (\%) \quad (3.5.30c)$$

여기서,

Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량

f_{pi} = 초기 프리스트레스 응력

t = 긴장 이후 경과 시간(시간)

μ = 프리스트레싱 강재의 인장강도에 대한 프리스트레싱 응력의 비, $\mu = \frac{f_{pi}}{f_{pu}}$

ρ_{1000} = 평균기온 20 °C에서 긴장한 이후 1000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실(%)

- (8) 릴랙세이션 손실의 장기(최종)값은 500,000시간(약 57년)에 대하여 산정하여도 좋다.
 (9) 릴랙세이션 손실은 열처리를 하는 경우에는 해당 규정을 적용하여야 하며, 그렇지 않은 경우 강재의 온도가 30 °C를 넘을 것으로 예상되면 시험에 의한 특별 검증을 수행하여야 한다.

3.5.3.3 역학적 특성

(1) 강도

항복강도 (f_{py})와 인장강도(f_{pu})의 값은 축방향 인장 하중을 가할 때 각각 0.1 % 영구연신율이 일어나는 하중과 인장파단이 일어나는 최대하중의 값을 공칭단면적으로 나눈 값으로 정의된다(그림 3.5.6 참조).

(2) 연성 특성

프리스트레싱 강재는 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등의 규격에 따라 적절한 연성을 가져야 한다.

(3) 피로

- ① 프리스트레싱 강재는 적절한 피로강도를 가져야 한다.
- ② 프리스트레싱 강재의 피로응력범위는 관련 KS 규격의 규정에 따라야 한다.
- ③ 프리스트레싱 강재의 피로설계 요구조건은 3.9.3을 참고하여야 한다.

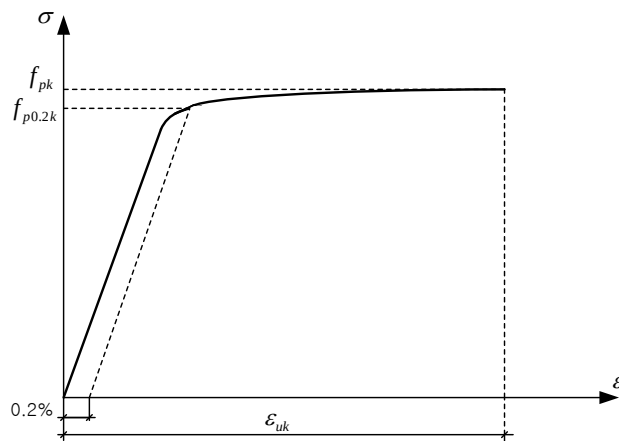


그림 3.5.6 전형적인 프리스트레싱 강재의 응력-변형률 관계

3.5.3.4 설계 가정

- (1) 구조해석은 프리스트레싱 강재의 공칭단면적 f_{py} , f_{pu} 및 ϵ_{uk} 의 값에 기초하여 수행하여야 한다.

- (2) 강선 및 강봉에 대한 탄성계수의 설계값, E_p 은 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작 과정에 따라 195에서 210 GPa의 범위에 있을 수 있다.
- (3) 강연선에 대하여 탄성계수의 설계값 E_p 를 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 185에서 205 GPa의 범위에 있을 수 있다.
- (4) 설계 목적으로 사용되는 프리스트레싱 강재의 평균밀도는 다음과 같이 가정하여도 좋다. 강선 및 강연선에 대하여, $7,850 \text{ kg/m}^3$, 강봉에 대하여, $7,850 \text{ kg/m}^3$
- (5) 설계목적으로 사용되는 열팽창계수는 $12.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 로 가정하여도 좋다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수의 차이는 일반적으로 무시하여도 좋다.
- (6) 위에 주어진 값들은 완성된 구조물 내에서 프리스트레싱 강재의 온도 범위가 -40°C 와 $+100^\circ\text{C}$ 사이에 있으면 유효한 것으로 가정해도 좋다.
- (7) 강재 응력에 대한 설계값은 이상화된 응력-변형률 곡선을 프리스트레싱 강재에 대한 재료계수 ϕ_s 를 곱하여 구한다(3.4.2.2 참조).
- (8) 단면 설계에서 프리스트레싱 강재의 응력-변형률 관계는 다음 중 하나로 가정하여도 좋다(그림 3.5.7 참조).
 - ① 항복 이후 변형률 한계 $\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk}$ 인 경사 직선부분으로 가정
 - ② 항복점 이후 변형률 한계가 없는 수평 직선 부분으로 가정

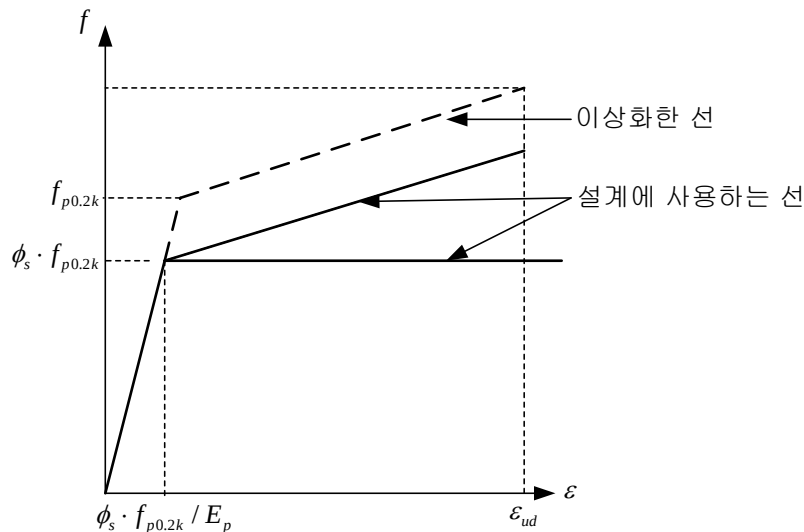


그림 3.5.7 프리스트레싱 강재의 설계 응력-변형률 관계

3.6 프리스트레스 구조의 해석

3.6.1 개요

- (1) 이 절에서 프리스트레스는 긴장된 프리스트레싱 강재에 의해 콘크리트에 도입되는 것을 말한다.
- (2) 프리스트레싱에 의한 하중영향과 강도를 검토하여야 하며, 그에 따른 정착부의 지압강도를 검증하여야 한다.
- (3) 일반적으로 프리스트레스는 조합하중의 일부로서 작용력 조합으로 반영되며, 하중영향은 내부 힘모멘트와 축력에 포함되어야 한다.
- (4) 부재의 취성파괴를 피하여야 한다.
- (5) 일반적인 경우의 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 다음의 최소조건을 만족하여야 한다.
 - ① 포스트텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 30 MPa 이상, 프리텐션 부재의 콘크리

트 설계기준압축강도는 35 MPa 이상이어야 한다.

- ② 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재에 미리 압축을 가한 인장구역의 프리스트레싱 강재는 소수의 강재의 파괴가 전체 부재의 파괴를 유발하지 않도록 표 3.6.1 과 같이 최소한의 개수의 강재로 이루어져야 한다.

표 3.6.1 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재의 미리 압축을 가한 인장구역에 배치하여야 할 긴장재의 최소 개수

긴장재 종류	최소 개수
강봉 또는 강소선	3
강연선 또는 다발 강선의 소선	7
강연선 이외의 긴장재	3

3.6.2 긴장할 때 프리스트레스 힘의 제한

3.6.2.1 최대 긴장력

- (1) 프리스트레싱 강재에 가하는 최대 힘, P_o (즉, 긴장작업시 긴장단에서의 힘)는 다음 값을 초과해서는 안 된다.

$$P_o = A_p f_{o,\max} \quad (3.6.1)$$

여기서,

A_p = 프리스트레싱 강재의 단면적

$f_{o,\max}$ = 프리스트레싱 강재의 최대 응력으로 $0.8f_{pu}$ 또는 $0.9f_{py}$ 중에서 작은 값

- (2) 만일 긴장력을 최종 프리스트레스 힘의 $\pm 5\%$ 정확도로 측정할 수 있다면 초과 긴장을 할 수 있다. 이 때(예를 들어 롱라인(long-line) 프리텐션 작업에서 예상보다 높은 마찰이 발생할 경우) 최대 프리스트레스 힘 P_o 는 $0.95f_{py}A_p$ 까지 증가시킬 수 있다.

3.6.2.2 콘크리트 응력의 제한

- (1) 포스트텐션 정착장치 위치의 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼갬이 방지되어야 한다.
- (2) 하나의 긴장재에 프리스트레스를 점진적으로 도입할 때, 소요 콘크리트 압축강도는 도입되는 프리스트레스에 비례하여 감소될 수 있다. 다만, 시간 t 에서의 평균압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 그 긴장재에 프리스트레스를 100 % 도입하였을 때 필요한 소요 콘크리트 압축강도의 30 % 이상 이어야 한다.
- (3) 긴장 또는 프리스트레스를 전달할 때 작용하는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 콘크리트 압축응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

$$f_c \leq 0.6f_{ck}(t) \quad (3.6.2)$$

여기서,

$f_{ck}(t)$ = 재령 t 에서 콘크리트의 설계기준압축강도

- (4) 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증할 수 있다면 프리스트레스를 전달할 때의 응력은 $0.7f_{ck}(t)$ 로 증가시킬 수 있다.

- (5) 만일 압축응력이 어떠한 경우에도 항상 $0.45f_{ck}(t)$ 를 초과할 때에는 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

3.6.2.3 계측

포스트텐션의 경우, 프리스트레스 힘과 프리스트레싱 강재의 신장량은 계측을 통해 검사하여야 하며, 마찰에 의한 실제 손실량을 조절하여야 한다.

3.6.3 긴장한 뒤 프리스트레스 힘의 계산

- (1) 포스트텐션 방식에서 긴장 및 정착 직후 또는 프리텐션방식에서 프리스트레스 도입 직후, 시간 t_0 에서 콘크리트에 전달되는 프리스트레스 힘은 다음 값을 초과해서는 안된다.

$$P_{mo} = A_p f_{pmo} \quad (3.6.3)$$

여기서,

f_{pmo} = 긴장력 도입 직후의 프리스트레싱 강재의 응력으로 $0.75f_{pu}$ 또는 $0.85f_{py}$ 중 작은 값

t_0 = 긴장력이 도입되는 시간

- (2) 임의 시간 t 및 프리스트레싱 강재의 긴장단으로부터의 거리 x (또는 원호길이)에서의 긴장력 $P(x,t)$ 는 긴장단에서의 최대 힘 P_{mo} 에서 손실을 제외한 값이다.
- (3) 프리스트레스 힘 P_{mo} 를 결정할 때는 다음의 영향을 고려하여야 한다.
- ① 탄성변형에 의한, ΔP_c
 - ② 단기적 릴랙세이션에 의한, ΔP_c
 - ③ 마찰에 의한 손실, $\Delta P_u(x)$
 - ④ 정착장치의 활동에 의한, ΔP_{s1}
- (4) 시간 t 가 t_0 를 초과할 때의 프리스트레스 힘의 평균값 $P_{m,t}$ 는 프리스트레싱 방법에 따라 결정하여야 한다. 이 때 3.6.3(3)에 제시된 영향뿐만 아니라, 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 프리스트레싱 강재의 장기 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 손실도 고려하여야 한다.

3.6.4 프리스트레스의 손실

3.6.4.1 프리텐션에서 프리스트레스의 즉시 손실

프리텐션 작업 시 발생하는 다음의 손실들을 고려하여야 한다.

- (1) 긴장 작업 시 : 굴곡부(곡선 배치된 강선, 강연선의 경우)에서의 마찰에 의한 손실과 정착장치의 활동에 의한 손실
- (2) 프리스트레스를 콘크리트에 도입하기 이전 : 긴장재를 긴장한 후 콘크리트에 프리스트레스를 전달할 때까지 경과되는 시간동안 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실
- (3) 프리스트레스를 콘크리트에 도입할 때 : 정착장치로부터 구조물로 전달되는 프리스트레스 힘에 의한 콘크리트의 탄성 변형에 의한 손실

3.6.4.2 포스트텐션에서 프리스트레스의 즉시 손실

- (1) 콘크리트 탄성 변형에 의한 손실
 - ① 프리스트레싱 강재의 긴장 순서를 고려하여 콘크리트의 변형에 따른 힘의 손실을 고려하여야 한다.

- ② 탄성변형에 의한 손실 ΔP_c 는 다음과 같이 개개의 프리스트레싱 강재의 평균적인 손실로 가정할 수 있다 :

$$\Delta P_c = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta f_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.6.4)$$

여기서,

$\Delta f_c(t)$ = 시간 t 일 때 도입되는 프리스트레싱 강재의 도심위치에서의 응력 변화량

j = $(n-1)/2n$ 또는 1

n 의 값이 큰 경우 근사적으로 $j=1/2$ 을 취할 수 있다.

긴장 후 영구하중이 재하될 때 $j=1$ 을 취할 수 있다.

n = 연속적으로 긴장되는 동일한 프리스트레싱 강재의 개수

(2) 마찰에 의한 손실

- ① 포스트텐션 방식에서 프리스트레싱 강재의 마찰에 의한 손실, $\Delta P_\mu(x)$ 는 다음과 같이 계산한다.
- ② 정착장치의 활동량은 각 정착장치의 제조사에서 제시한 값을 적용할 수 있다.

$$\Delta P_\mu(x) = P_o (1 - e^{-(\mu\theta + kx)}) \quad (3.6.5)$$

여기서,

θ = 거리 x 에 걸쳐 누적된 각 변화량(방향 또는 부호에 무관)

μ = 곡률마찰계수 (/rad)

k = 파상마찰계수(/단위길이)

x = 프리스트레스 힘이 P_o 인 점으로부터 프리스트레싱 강재를 따라 켜진 거리

- ③ 식 (3.6.5)를 사용할 때, μ 값에 대한 정확한 자료가 없을 경우에는 표 3.6.2의 값으로 가정해도 좋다.
- ④ 정확한 자료가 없는 경우, 파상마찰계수 k 의 값은 단위 m 당 일반적인 범위인 0.001 ~ 0.007을 사용할 수 있다.
- ⑤ 평행한 강선이나 강연선으로 구성된 외부 긴장재에 대해서는 프리스트레스의 파상마찰손실을 무시할 수 있다.

표 3.6.2 포스트텐션 긴장재 및 외부 비부착 긴장재의 마찰계수, μ

	포스트텐서닝 긴장재	비부착 외부 긴장재			
		강재덕트/ 윤활유 주입안함	폴리에틸렌덕트/ 윤활유 주입안함	강재덕트/ 윤활유 주입	폴리에틸렌덕트/ 윤활유 주입
냉간압연강선	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
강연선	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
이형강봉	0.65	-	-	-	-
원형강봉	0.33	-	-	-	-

(3) 정착장치에서 손실

- ① 긴장 후 정착 작업 중에 정착장치의 활동에 의한 손실과 정착장치 자체의 변형에 의한 손실을 고려하여야 한다.
- ② 정착장치의 활동량은 각 정착장치의 제조사에서 제시한 값을 적용할 수 있다.

3.6.4.3 프리스트레스의 장기손실

(1) 장기 손실은 다음의 두 가지 응력 감소를 고려하여 계산할 수 있다.

- ① 지속하중에서 크리프와 건조수축에 의한 콘크리트의 변형에 의해 발생하는 변형률의 감소에 의한 응력 감소
- ② 인장 상태에서 릴랙세이션에 의한 강재의 응력 감소
강재의 긴장력은 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 변형률 감소에 상호 의존한다. 이러한 상호관계는 일반적으로 감소계수 0.8을 적용함으로써 근사적으로 고려할 수 있다.

(2) 지속하중에서 x 위치에서의 장기 손실은 간편식인 식 (3.6.6)을 사용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{sh}(t, t_0) E_p + 0.8 \Delta f_{pr} + \alpha \phi(t, t_0) (f_{c(g+q)} + f_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]} \quad (3.6.6)$$

여기서,

$\Delta f_{p,c+s+r}$ = 시간 t 일 때 크리프, 건조수축, 그리고 릴랙세이션에 의한 x 위치에서의 강재 응력변화량

$\varepsilon_{sh}(t, t_0)$ = 최종건조수축에 대한 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 식 (5.5.30)의 값으로부터 얻는 건조수축 변형률

α = E_p / E_{cm}

E_p = 프리스트레싱 강재의 탄성계수(3.5.3.4(2)참조)

E_{cm} = 콘크리트의 탄성계수(식 (3.5.10) 참조)

Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량, 식 (3.5.30a,b,c)를 적용할 때 $f_{pi} = f_{p(g0+q)}$ 일 때의 값을 사용하는데, 여기서 $f_{p(g0+q)}$ 는 프리스트레스와 지속 하중에 의한 강재의 초기 응력

f_{pg0} = 프리스트레스와 반영구적 하중에 의한 강재의 초기응력

$\phi(t, t_0)$ = 시간 t 일 때 재하된 하중에 의한 시간 t 일 때의 크리프 계수

$f_{c(g+q)}$ = 고정하중과 기타 반영구적 하중에 의한 강재위치에서의 콘크리트 응력

f_{cp0} = 프리스트레스에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 초기응력

A_p = 프리스트레싱 강재의 단면적

A_c = 콘크리트의 단면적

I_c = 콘크리트 단면의 단면 2 차모멘트

z_{cp} = 콘크리트 단면의 도심과 긴장재 도심 사이의 거리

식 (3.6.6)에서 압축응력과 압축변형률은 (-)부호를 사용하여야 한다.

- (3) 식 (3.6.6)은 각 위치의 응력을 사용하는 경우에 부착 긴장재에 대하여, 평균적 응력을 사용하는 경우에 비부착 긴장재에 대하여 적용한다. 평균응력은 외부 긴장재의 경우에는 방향변환점으로 구분되는 직선구간에서, 내부 긴장재의 경우에는 전체 길이를 따라서 산정하여야 한다.

3.6.5 해석할 때 프리스트레스의 고려 사항

- (1) 프리스트레싱 강재에 의한 프리스트레싱으로 2 차 휨모멘트가 발생할 수 있다.
 (2) 어떤 다른 힘이나 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1 차 및 2 차 효과에 의한 선형해석을 수행하여야 한다.
 (3) 소성 및 비선형 해석에서 프리스트레스의 2 차 효과는 추가적인 소성회전으로 취급할 수 있으며, 회전능력을 검토할 때 이를 포함시켜야 한다.
 (4) 부착 프리스트레싱 강재를 그라우팅한 이후에는 강재와 콘크리트는 완전부착으로 가정할 수 있다. 그러나 그라우팅 시행 전의 프리스트레싱 강재는 비부착으로 고려하여야 한다.
 (5) 외부 프리스트레싱 강재는 방향변환장치의 인접하는 두 접촉지점에서 일직선으로 가정한다.

3.6.6 극한한계상태에서의 프리스트레스 효과

- (1) 일반적으로 프리스트레스 힘의 계수값은 $P_d = \gamma_p P_{m,t}$ 로 결정된다($P_{m,t}$ 에 대한 정의는 3.6.3(4) 참조). 극한한계상태 검증에서 γ_{ps} 는 아래 (3)항에 따라 결정한다. 그러나 비선형해석을 할 때에는 $\gamma_p = 1$ 로 가정하여야 한다.
 (2) 영구적인 비부착 긴장재의 프리스트레스 부재의 경우, 프리스트레싱 긴장재의 응력 증가량을 계산할 때에는 부재 전체의 변형을 고려하는 것이 필요하다. 상세한 계산을 하지 않는 경우라면, 유효 프리스트레스로부터 극한한계상태까지의 응력의 증가는 5 %로 가정할 수 있다.
 (3) 전체 구조계의 변형상태를 이용하여 응력 증가량을 계산할 경우에는 평균적인 재료성질 값을 사용하여야 한다. 응력 증가량의 설계 값은 $\Delta f_{pd} = \Delta f_p \gamma_{\Delta p}$ 로 계산하는데, 이 때 부분 안전계수 $\gamma_{\Delta p}$ 는 다음과 같은 상한값과 하한값을 쓸 수 있다.

$$\gamma_{\Delta p,u} = 1.2 \quad (3.6.7a)$$

$$\gamma_{\Delta p,l} = 0.8 \quad (3.6.7b)$$

만일, 비균열 단면으로 선형해석을 한다면, 변형한계를 더 낮게 가정할 수 있고 $\gamma_{\Delta p,u}$ 및 $\gamma_{\Delta p,l}$ 의 값을 1.0으로 사용할 수 있다.

3.6.7 사용한계상태 및 피로한계상태에서의 프리스트레스 영향

- (1) 사용성 검토에는 프리스트레스의 변화 가능성을 감안하여야 한다. 사용한계상태에서 프리스트레스 힘의 두 가지 표준값은 다음 식으로 계산한다.

$$P_{k,u} = \gamma_{ps,u} P_{m,t} \quad (3.6.8a)$$

$$P_{k,l} = \gamma_{ps,l} P_{m,t} \quad (3.6.8b)$$

여기서,

$P_{k,u}$ 는 상한 계수 긴장력이며 $P_{k,l}$ 는 하한 계수 긴장력이다.

- (2) 일반적으로 다음의 $\gamma_{ps,u}$ 와 $\gamma_{ps,l}$ 를 가정할 수 있다.

$$\gamma_{ps,u} = 1.05, \gamma_{ps,l} = 0.95 : \text{프리텐션 부재와 비부착 강선} \quad (3.6.9a)$$

$$\gamma_{ps,u} = 1.10, \gamma_{ps,l} = 0.90 : \text{포스트텐션 부재와 부착 강선} \quad (3.6.9b)$$

- (3) 사용한계상태에서 비부착 강선의 응력을 직접 측정하는 경우와 같이 강선의 응력을 적절하게 측정하는 경우에는 $\gamma_{ps,u}$ 와 $\gamma_{ps,l}$ 를 1.0으로 할 수 있다.

3.7 극한한계상태

3.7.1 힘과 축력

3.7.1.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 보, 슬래브, 및 기둥과 같이 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력이 동시에 작용하는 부재 중에서 평면 보존 가정이 유효한 응력균일영역의 설계에 적용한다. 평면 보존 가정이 적용되지 않는 응력교란영역에 해당하는 구간 또는 부재의 설계는 3.7.5의 규정을 따라야 한다.
- (2) 철근콘크리트 또는 프리스트레스트 콘크리트 부재의 단면 강도를 산정할 때, 다음의 가정을 적용한다.
 - ① 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 강재의 변형률은 인장 상태나 압축 상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.
 - ② 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
 - ③ 콘크리트의 압축응력분포는 3.5.1.6에 규정된 응력-변형률 관계로부터 얻는다.
 - ④ 철근의 응력은 3.5.2.3(그림 3.5.5)에서 규정한 응력-변형률 관계 관계로부터 얻는다.
 - ⑤ 프리스트레싱 강재의 응력은 3.5.3.4(그림 3.5.7)에서 규정한 응력-변형률 관계 관계로부터 얻는다. 프리스트레싱 강재의 응력은 긴장재의 초기 변형률을 고려하여 결정한다.

3.7.1.2 휨 및 축력이 작용하는 부재의 극한한계상태 검증

- (1) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 중립축이 단면 내에 있을 경우에는 콘크리트 압축 연단의 변형률은 3.5.1.6의 콘크리트 강도에 따라 규정된 한계변형률 ϵ_{cu} 이하로 제한하여야 하며, 철근과 프리스트레싱 강재의 극한한계변형률은 3.5.2와 3.5.3에서 규정된 한계변형률 ϵ_{ud} 이하로 제한하여야 한다.
- (2) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 중립축이 단면 밖에 놓일 경우에는 압축연단의 한계변형률은 ϵ_{co} 에서 ϵ_{cu} 사이의 값으로서 그림 3.7.1에 보인 것과 같이 C점을 기준으로 회전하여 구하여야 한다. 따라서 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재의 가능한 변형률 분포 범위는 아래 그림 3.7.1과 같다.

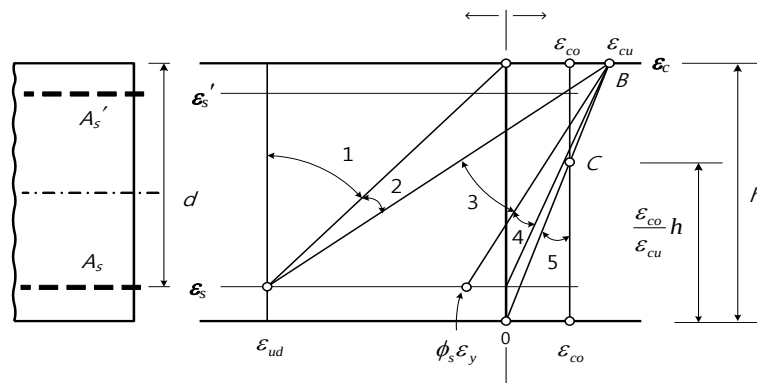


그림 3.7.1 극한한계상태의 단면 변형률 분포

- (3) 상자형 단면 또는 T형 단면 부재의 압축 플랜지가 중심 축압축에 가까운 응력을 받고 있을 때에는 압축 플랜지를 독립 압축부재로 간주하며 극한한계변형률은 3.5.1.6에 규정된 콘크리트 정점변형률 ε_{co} 로 하여야 한다.
- (4) 휨 또는 휨 및 축력이 작용하는 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트의 부재는 힘의 평형 조건과 변형적합조건을 만족시켜야 하며, 부재의 강도는 3.7.1.1(2)의 가정을 적용하여 산정하여야 한다.
- (5) 중심축압축이 작용하는 부재는 축력이 e_0 의 최소편심을 가지고 작용하는 것으로 가정하여 계산한 휨모멘트 $M_u = e_0 N_u$ 보다 큰 휨모멘트가 작용하는 휨압축부재로 설계하여야 한다.
- (6) 부재 단면 외부에 설치한 긴장재의 변형률은 정착부나 방향전환부 등 접촉구간 내에서 일정하다고 가정한다. 이 변형률은 긴장력 도입 후의 초기 변형률과 접촉구간 내에 발생하는 변형에 따른 증가분을 고려하여 결정하여야 한다.
- (7) 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 급작스런 취성 파괴를 방지하기 위해 다음의 두 방법 중에서 하나를 선택하여 설계하여야 한다.
- ① 사용한계상태 하중조합-Ⅲ에 의해 관찰 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재 수를 가상으로 감소시켜서 남아 있는 긴장재가 사용한계상태 하중조합-Ⅲ에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법
 - ② 아래 식 (3.7.1)에 의해 산정된 최소철근량을 배치하는 방법

$$A_{s,min} = \frac{M_{cr}}{z_s f_y} \quad (3.7.1)$$

여기서,

M_{cr} = 거더의 균열휨모멘트

z_s = 철근 만에 의한 단면 내부 팔길이

3.7.1.3 축력과 2축 휨이 작용하는 부재의 휨강도

- (1) 휨과 축력이 작용하는 부재의 2축 휨강도는 3.7.1.2 의 규정을 적용하여 해석하는 것을 원칙으로 하지만, 아래 (2)와 (3)항의 규정을 적용하여도 좋다.
- (2) 세장비 비율이 식 (3.7.2)를 만족하고, 상대 편심 e_y/h_{eq} 와 e_z/b_{eq} 가 식 (3.7.3)을 만족한다면 2축 휨강도의 검토는 생략할 수 있다.

$$0.5 \leq \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2.0 \quad (3.7.2)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0.2 \quad \text{또는} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0.2 \quad (3.7.3)$$

여기서,

b = 단면의 폭(그림 3.7.2)

h = 단면의 깊이(그림 3.7.2)

b_{eq} = 임의 단면에 대한 단면의 등가폭, $b_{eq} = r_y \sqrt{12}$

h_{eq} = 임의 단면에 대한 단면의 등가깊이, $h_{eq} = r_z \sqrt{12}$

λ_y = 단면의 y 축 세장비, $\lambda_y = l/r_y$

λ_z = 단면의 z 축 세장비, $\lambda_z = l/r_z$

r_y = 단면의 y 축 회전반지름

r_z = 단면의 z 축 회전반지름

$$e_z = M_{uy} / N_u$$

$$e_y = M_{uz} / N_u$$

M_{uy} = 2 차 모멘트를 포함하는 y 축에 대한 계수휨모멘트

M_{uz} = 2 차 모멘트를 포함하는 z 축에 대한 계수휨모멘트

N_u = 각 하중조합에서의 계수축력

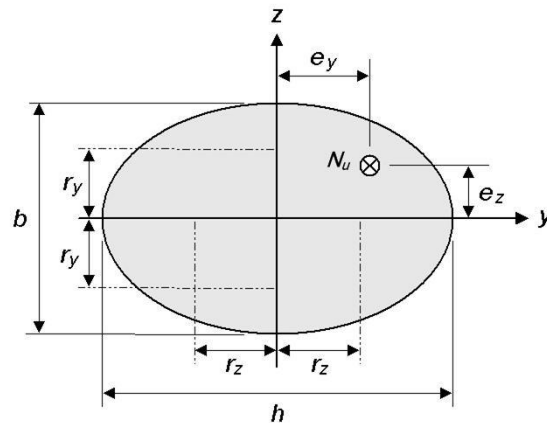


그림 3.7.2 편심의 정의 및 단면의 등가폭과 등가깊이

- (3) 휨과 압축력이 작용하는 부재에 대하여 3.7.1.2 와 3.7.1.3 의 규정에 따라 단면해석을 수행하여 2 축 휨강도를 검증하는 대신에 다음 식으로 검증할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{uy}}{M_{dy}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uz}}{M_{dz}} \right)^{\alpha} \leq 1.0 \quad (3.7.4)$$

여기서,

M_{uy}, M_{uz} = y 와 z 의 두 주축에 대한 계수휨모멘트

M_{dy}, M_{dz} = y 와 z 의 두 주축에 대한 설계휨강도

α = 단면 형상과 축력비에 따른 지수

원형 단면과 타원형 단면의 경우, $\alpha = 2.0$

직사각형 단면의 경우, $\alpha = 1.0$: $N_u / N_{od} \leq 0.1$ 일 때,

$\alpha = 1.5$: $N_u / N_{od} = 0.7$ 일 때,

$\alpha = 2.0$: $N_u / N_{od} = 1.0$ 일 때,

중간 값에 대해서는 선형 보간 한다.

N_u = 계수하중에 의한 축력

N_{od} = 단면의 설계중심축압축강도, $N_{od} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

3.7.2 전단

3.7.2.1 일반사항

- (1) 3.7.5 에 정한 스트럿-타이 모델에 따라 설계된 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 부재의 단면은 아래 식 (3.7.5)를 만족하는지를 검증하여야 한다.

$$V_u \leq V_d \quad (3.7.5)$$

여기서,

V_u = 계수하중에 의한 단면의 전단력

V_d = 검증단면의 설계전단강도

- (2) 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_d 는 3.7.2.2에 규정된 전단보강철근이 없는 부재의 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 값으로 하여야 한다.

$$V_d = V_{cd} \quad (3.7.6)$$

- (3) 전단보강철근이 배치된 부재의 설계전단강도는 3.7.2.3에 규정된 전단보강철근의 항복을 기준으로 정한 설계전단강도 V_{sd} 값으로 하여야 한다. 이 때 V_{sd} 의 값은 콘크리트 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 정한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다. 즉,

$$V_d = V_{sd} \leq V_{d,max} \quad (3.7.7)$$

- (4) 깊이가 변하는 부재의 경사진 상현재와 하현재에 작용하는 힘의 수직 성분과 프리스트레스트 부재의 경사진 긴장력의 수직 성분을 설계전단강도에 추가할 수 있다.
- (5) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 작은 구간에는 전단철근량 계산이 불필요하다. 이러한 경우에는 최소전단철근량을 배치하여야 한다.
- (6) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 큰 구간에는 3.7.2.3의 규정에 따라 충분한 전단철근을 배치하여 $V_u \leq V_d$ 가 되도록 하여야 한다.
- (7) 부재의 어느 구간에서도 작용 전단력 V_u 는 설계최대전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다.
- (8) 등분포하중이 지배적으로 작용하는 부재의 경우, 작용 전단력은 받침부 내면부터 유효깊이 d 떨어진 단면에서 취한다. 이 때 소요 전단철근은 받침부까지 연장 배치하여야 한다.
- (9) 전단에 의해 유발된 인장력은 종방향 인장철근이 저항할 수 있어야 한다.

3.7.2.2 전단보강철근이 없는 부재

- (1) 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (3.7.8)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (3.7.9)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,min}$ 보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] b_w d \quad (3.7.8)$$

$$V_{cd,min} = (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.15 f_n) b_w d \quad (3.7.9)$$

여기서,

- ϕ_c = 콘크리트 재료계수
 f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도
 f_{ctk} = 콘크리트 기준인장강도
 κ = 크기효과를 반영하는 계수 $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$
 d = 단면 유효깊이(mm)
 ρ = 철근비, $\rho = A_s / (b_w d) \leq 0.02$,
 A_s = 주인장 철근량
 b_w = 단면의 복부폭
 f_n = 방향 법선응력, $f_n = \frac{N_u}{A_c} \leq 0.2\phi_c f_{ck}$ (MPa)
 N_u = 축력(압축일 때 +)
 A_c = 단면적

- (2) 전단철근이 없는 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 휨균열이 발생한 구간의 설계전단강도는 식 (3.7.8)을 이용하여 구한다. 그러나 전단설계를 위한 하중배치에서 계수하중에 의한 휨모멘트가 균열모멘트보다 작아서 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도는 식 (3.7.10)으로 산정하여야 한다.

$$V_{cd} = \frac{I \cdot b_w}{Q} \sqrt{(\phi_c f_{ctk})^2 + \alpha_1 f_n \phi_c f_{ctk}} \quad (3.7.10)$$

여기서,

- I = 단면2차모멘트
 b_w = 단면의 복부폭
 Q = 도심축 위쪽 단면의 도심축에 대한 단면1차모멘트
 α_1 = 단면검토 거리와 전달길이의 비로서 $\alpha_1 = l_x / l_{pt2}$
 $\alpha_1 \leq 1.0$: 프리텐션 부재에서
 $\alpha_1 = 1.0$: 기타 프리스트레스트 콘크리트 부재에서
 l_x = 전달길이의 시작점부터 검토하는 단면까지의 거리
 l_{pt2} = 프리스트레싱 긴장재의 전달길이
 f_n = 축력 또는 프리스트레스에 의한 도심축에서의 압축응력(압축인 경우에 +)으로서,
 $= (N_u - A_s \phi_s f_y) / A_c$

- (3) 받침점 내면으로 부터 $0.5d \leq x < 2d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도를 식 (3.7.11)으로 계산한 값까지 증가시킬 수 있다. 이러한 전단강도의 증가는 하중이 부재의 상면에 작용하고, 종방향 철근이 단부에 완전 정착된 경우에만 유효하며, 식 (3.7.12)로 계산한 $V_{cd,max}$ 를 초과 할 수 없다.

$$V_{cd} = \left[0.85\phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{x} \right) + 0.15 f_n \right] b_w d \quad (3.7.11)$$

$$V_{cd, \max} = 0.5\phi_c v f_{ck} b_w d \quad (3.7.12)$$

여기서,

v = 다음 식으로 정의된 콘크리트 유효강도계수로서

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) \quad (3.7.13)$$

- (4) 경량콘크리트로 제작되었으며 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (3.7.14)으로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (3.7.14)로 계산한 최소 설계전단강도 $V_{cd, \min}$ 보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.70\eta_1 \phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] b_w d \quad (3.7.14)$$

$$V_{cd, \min} = (0.35\eta_1 \phi_c f_{ctk} + 0.15 f_n) b_w d \quad (3.7.15)$$

여기서,

η_1 = 경량콘크리트 계수로서,

$$= 0.4 + 0.6\gamma_g / 2200$$

γ_g = 절대건조 밀도(표 3.5.1)

3.7.2.3 전단보강철근이 배치된 부재

- (1) 전단보강철근이 배치된 부재는 트러스 모델을 기반으로 설계하여야 하며, 복부의 스트럿 경사각은 식 (3.7.16)의 범위 내에서 선택하여야 한다.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (3.7.16)$$

- (2) 수직 스티럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 식 (3.7.17a)로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (3.7.17b)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d, \max}$ 보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (3.7.20)으로 계산한 최대 설계전단강도 $V_{d, \max, com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot \theta \quad (3.7.17a)$$

$$V_{d, \max} = \frac{v \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.7.17b)$$

여기서,

ϕ_s = 철근의 재료계수

ϕ_c = 콘크리트의 재료계수

f_{vy} = 전단철근의 항복강도

A_v = 전단 철근량

Z = 단면의 휨모멘트에 의한 내부 팔길이(= $0.9d$)

s = 전단철근 간격

v = 식 (3.7.13)으로 정의되는 콘크리트 유효강도계수

θ = 콘크리트 스트럿과 인장 철근 사이의 경사각으로서, $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ 의 범위

이 때 최대 허용 전단철근량 $A_{v,max}$ 은 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\frac{\phi_s f_{vy} A_{v,max}}{b_w s} \leq 0.5v\phi_c f_{ck} \quad (3.7.18)$$

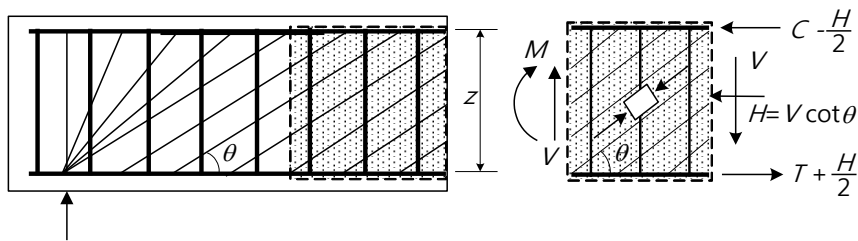


그림 3.7.3 트러스 모델과 전단보강 부재의 기호 정의

- (3) 경사 전단철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 식 (3.7.19a)로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (3.7.19b)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (3.7.20)으로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 보다 크지 않아야 한다. 이 때 최대 허용 전단철근량 $A_{v,max}$ 은 식 (3.7.19c)의 조건을 만족하여야 한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v Z}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.7.19a)$$

$$V_{d,max} = v\phi_c f_{ck} b_w Z (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (3.7.19b)$$

$$\frac{\phi_s f_{vy} A_{v,max}}{b_w s} \leq 0.5v\phi_c f_{ck} \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (3.7.19c)$$

여기서,

α = 경사전단철근과 주인장철근 사이의 경사각

- (4) 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 수직 스테럽 또는 경사 스테럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 각각 식 (3.7.17a)와 식 (3.7.19a)로 산정하여야 하며, 이는 식 (3.7.20)으로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{d,max,com} = \alpha_{cw} V_{d,max} \quad (3.7.20)$$

여기서, $V_{d,max}$ 는 각각 식 (3.7.17b)과 식 (3.7.19b)로 구하고, α_{cw} 값은 다음과 같다.

$$\alpha_{cw} = (1 + f_n / \phi_c f_{ck}) : 0 < f_n \leq 0.25 \phi_c f_{ck} \quad (3.7.21a)$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 : 0.25 \phi_c f_{ck} < f_n \leq 0.5 \phi_c f_{ck} \quad (3.7.21b)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - f_n / \phi_c f_{ck}) : 0.5 \phi_c f_{ck} < f_n \leq 1.0 \phi_c f_{ck} \quad (3.7.21c)$$

여기서,

f_n = 계수하중에 의해 단면에 유발된 평균 압축 응력

- (5) 받침점 내면으로부터 $0.5d < x < 2.0d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도는 다음 값으로 증가시킬 수 있다.

$$V_d = V_{cd} + \phi_s f_{vy} A_v \sin \alpha \quad (3.7.22)$$

여기서, V_{cd} 는 가장 불리한 x 값으로 식 (3.7.11)에 따라 계산하고, $\phi_s f_{vy} A_v$ 는 하중점과 받침점 사이의 전단경간에 발생하는 경사균열과 교차하는 전단철근의 강도이며(그림 3.7.4 참조), 이 전단경간의 중앙부 $0.75a$ 내에 위치하는 전단철근만을 고려하여야 한다. 위 식으로 구한 V_d 는 각각 식 (3.7.17b)과 식 (3.7.19b)로 산정된 $V_{d,max}$ 값을 초과할 수 없다.

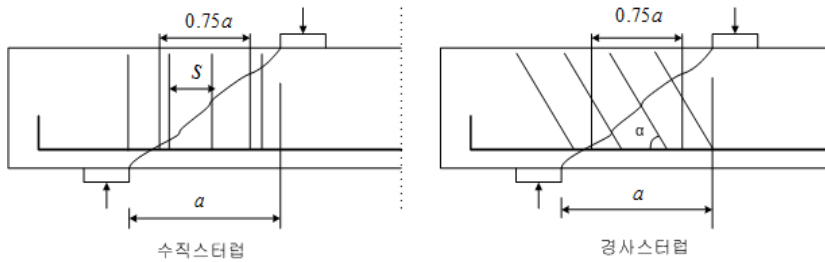


그림 3.7.4 짧은 보의 유효 전단철근

- (6) 복부에 지름이 $b_w/8$ 이상인 프리스트레싱 덕트가 있는 부재의 최대 설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 는 아래 규정한 공칭복부폭을 사용하여 산정하여야 한다.

$$\text{그라우트 된 덕트 : } b_{w,nom} = b_w - 0.5 \sum \Phi \quad (3.7.23)$$

$$\text{그라우트 안된 덕트(비부착 긴장재 포함) : } b_{w,nom} = b_w - 1.2 \sum \Phi \quad (3.7.24)$$

여기서, Φ 는 덕트의 외측 지름이고, $\sum \Phi$ 는 가장 불리한 위치에서 구한다.

- (7) 작용 전단력 V_u 에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력 ΔT 는 식 (3.7.25)로 계산하여야 한다.

$$\Delta T = 0.5 V_u (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3.7.25)$$

- (8) 하중이 단면의 하면 근처에 작용하는 경우, 단면 상면으로 하중을 전달하기 위해 충분한 수직 철근을 전단 저항에 필요한 전단철근량에 추가하여 배치하여야 한다.

- (9) 프리캐스트 요소를 외부 긴장재로 연결하는 세그먼트 가설 공법으로 제작된 거더의 경우, 작용 하중이 증가함에 따라 각 세그먼트 이음부에 틈이 벌어져 복부 경사 압축대의 압축 응력을 전달하는데 유효한 단면 깊이가 중립축 깊이 c 값까지 감소한다. 이 경우 유효한 전단강도는 먼저 θ 를 가정하고 식 (3.7.17b)을 변환한 식 (3.7.26)에 따라 깊이 c 의 최소값을 도출하여 산정하여야 한다.

$$c = \frac{V_u}{b_w v \phi_c f_{ck}} (\cos \theta + \tan \theta) \quad (3.7.26)$$

이 때 작용 전단력에 저항할 수 있도록 식 (3.7.27)로 구한 전단철근량을 각 세그먼트 이음면으로 부터 $c \cot \theta$ 거리 이내에 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_u}{c \phi_s f_{vy} \cot \theta} \quad (3.7.27)$$

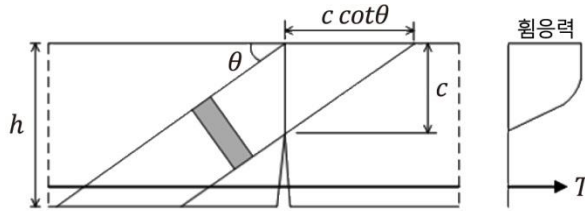


그림 3.7.5 세그먼트 조립 공법으로 시공된 교량 상부구조 복부의 경사 응력장의 제한

- (10) 부재가 경량콘크리트로 제작되었을 경우에는 앞 (2)에서 (9)까지의 규정에 나타나는 콘크리트 유효강도계수를 식 (3.7.28)로 치환한 값을 적용하여 모든 $V_{d,max}$ 를 산정하여야 한다.

$$v = 0.5 \eta_1 (1 - f_{ck} / 250) \quad (3.7.28)$$

3.7.2.4 T형 단면 부재의 플랜지와 복부 사이 계면 전단

- (1) 플랜지 내민부와 복부 사이 연직 계면의 작용하중에 의한 종방향 전단응력 v_{uf} 는 식 (3.7.29)에 의해 산정하여야 한다.

$$v_{uf} = \frac{\Delta C}{t_f \Delta x} \quad (3.7.29)$$

여기서 ΔC 는 그림 3.7.6.에 보인 것처럼 구간 Δx 에서 플랜지 단면에 작용하는 종방향력의 차이이며, t_f 는 계면에서 플랜지의 두께이고, Δx 는 검토하는 구간 길이로 모멘트가 0인 단면에서 최대모멘트가 발생하는 단면까지 거리의 1/2 이하 이어야 하며, 집중하중이 작용하는 부재에서는 집중하중 간의 간격보다 크지 않게 취하여야 한다.

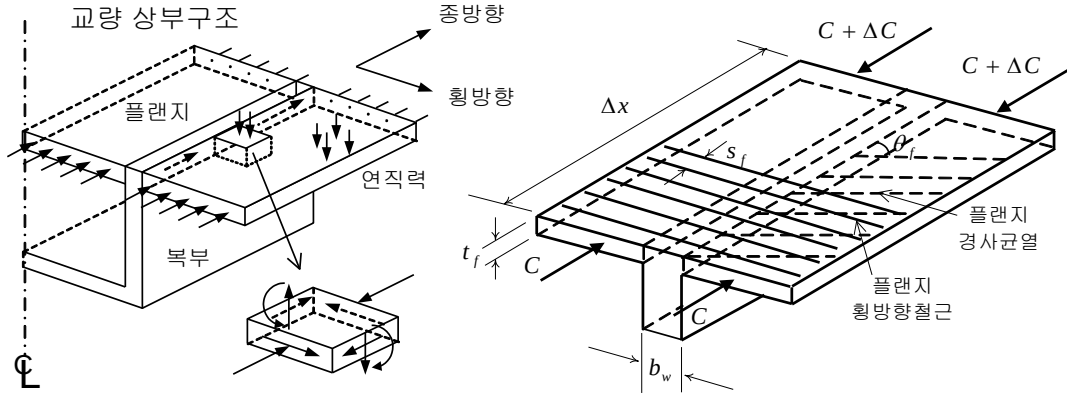


그림 3.7.6 플랜지의 전단

(2) 플랜지의 단위 길이당 횡방향 소요 철근량은 식 (3.7.30)에 의해 결정하여야 한다.

$$A_{vf} = \frac{v_{uf} t_f s_f}{\phi_s f_y \cot \theta_f} \quad (3.7.30)$$

여기서,

s_f = 플랜지 내의 횡방향 철근 간격

θ_f = 종방향으로부터 잰 플랜지 경사 균열각

정밀한 계산법을 적용하지 않는 경우에는 다음 값을 사용할 수 있다.

$1.0 \leq \cot \theta_f \leq 2.0$ ($26.5^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$): 압축플랜지인 경우

$1.0 \leq \cot \theta_f \leq 1.25$ ($38.6^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$): 인장플랜지인 경우

(3) 플랜지 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위하여 다음 조건을 충족하여야 한다.

$$v_{uf} < \phi_c v_{fck} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (3.7.31)$$

(4) 플랜지와 복부 사이의 연직 계면에 전단과 휨모멘트가 조합된 경우의 횡방향 소요 철근량은 식 (3.7.30)의 소요 전단철근량이거나 또는 이 전단철근량의 1/2과 횡방향 소요 휨철근량의 합 중에서 큰 값으로 하여야 한다. 후자일 경우, 휨철근은 휨인장 영역에 배치하여야 하고, 전단에 필요한 철근의 1/2은 휨인장 영역과 휨압축영역 사이에 나누어 배치하여야 한다. 또한, 콘크리트 경사 스트럿의 압축 파괴를 검증하기 위한 전단응력 v_{uf} 는 플랜지 깊이 t_f 를 휨압축 영역에 해당하는 두께로 감소시켜 산정하여야 한다. 전단과 동시에 횡방향 휨이 작용하는 플랜지는 3.7.8의 3겹판요소모델 설계법을 적용하여 정밀한 검증을 수행할 수 있다.

(5) v_{uf} 가 $0.4\phi_c f_{ctk}$ 이하인 경우 휨철근량 이상의 추가적인 철근은 배치할 필요가 없다.

(6) 플랜지의 종방향 인장철근은 계면 전단 위험 구간을 지나서 충분히 정착하여야 한다.

3.7.2.5 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트의 계면 전단

(1) 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이 시공 이음 계면의 전단은 3.7.2.1에서 3.7.2.4까지의

규정뿐 만 아니라 식 (3.7.32)도 검증하여야 한다.

$$v_{u,i} \leq v_{d,i} \quad (3.7.32)$$

여기서,

$v_{u,i}$ = 계면에서 계수하중에 의한 전단응력

$v_{d,i}$ = 계면의 설계전단강도(응력)

(2) 계면에 작용하는 전단응력은 식 (3.7.33)로 산정하여야 한다.

$$v_{u,i} = \frac{\beta V_u}{zb} \quad (3.7.33)$$

여기서,

β = 신콘크리트에 작용하는 종방향 휨압축력과 총 휨압축력 M_u / z 의 비

V_u = 계수전단력

z = 단면의 내부 모멘트팔길이

b = 계면의 폭

(3) 계면의 설계전단강도 $v_{d,i}$ 는 식 (3.7.34)로 산정한 값으로 하여야 한다.

$$v_{d,i} = \phi_c \mu_1 f_{ctk} + \mu_2 f_n + \phi_s \rho f_y (\mu_2 \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \phi_c v f_{ck} \quad (3.7.34)$$

여기서,

μ_1, μ_2 = 계면 거칠기에 따른 계수로 표 3.7.1.에서 정한 값

f_n = 계면에 전단력과 동시에 작용하는 최소 법선응력(압축이 +)

$\leq 0.6 \phi_c f_{ck}$: 압축일 경우

$= 0$: 인장일 경우

ρ = 계면을 가로지르는 철근량 A_s 와 계면의 면적 A_c 의 비, $\rho = \frac{A_s}{A_c}$

α = 그림 3.7.7에 정의한 사잇각 ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)

v = 식 (3.7.13)로 정한 콘크리트 유효강도계수

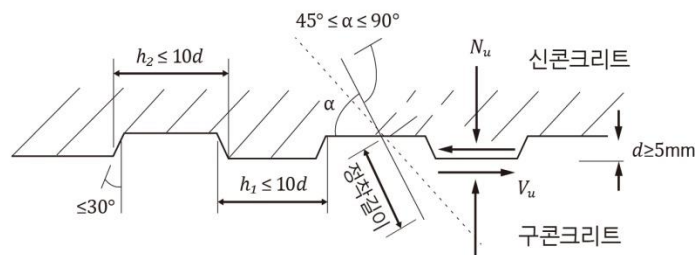


그림 3.7.7 요철을 갖는 시공 이음부

표 3.7.1 계면의 표면 상태 분류

표면 구분	계 수	해당 표면 상태
매우 미끄러움	$\mu_1 = 0.25, \mu_2 = 0.5$	강재, 플라스틱 또는 특별히 제작된 목재 거푸집에 타설한 표면
매끄러움	$\mu_1 = 0.35, \mu_2 = 0.6$	슬립폼 또는 사출 성형 거푸집에 타설한 표면 및 진동 다짐 후 더 이상의 표면처리하지 않은 자유 표면
거침	$\mu_1 = 0.45, \mu_2 = 0.7$	표면을 긁어 거칠게 하거나 골재를 노출시키거나 또는 기타 방법을 통해 약 40 mm 간격에 적어도 3 mm 거침이 있는 표면
요철 표면	$\mu_1 = 0.5, \mu_2 = 0.9$	5 mm 이상의 깊은 요철이 확실하게 사전 제작된 표면

(4) 시공 이음 계면에 현저하게 큰 균열이 발생할 가능성이 있는 경우이거나 또는 피로 또는 동적 하중이 작용하는 경우의 μ_1 값으로 표 3.7.1에 제시한 값의 절반을 취하여야 한다.

(5) 합성 거더교의 거더와 바닥판 사이 계면에는 종방향으로 계단처럼 몇 구간으로 구분하여 각 구간마다 횡방향 철근 또는 전단연결재를 등간격으로 배치할 수 있다. 이 때 설계전단강도 v_d 는 $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ 경사로 배치된 각 철근으로부터 구한 인장 합력을 기준으로 산정하여야 한다.

3.7.3 비틀림

3.7.3.1 일반사항

- (1) 구조물에서 비틀림에 대해 정역학적 평형 확보가 구조 요소의 안정성에 필수적인 경우에는 극한한계상태와 사용한계상태에서 비틀림에 대한 검증을 수행하여야 한다. 반면에 비틀림이 구조물의 안정성을 지배하지 않는 부정정 구조물의 요소 부재는 비틀림에 관한 검증이 필요하지 않다. 그러나 비틀림에 관한 검증이 불필요한 경우에도 균열이 과도하게 발생하는 것을 방지하기 위해서 3.8.3 및 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.2에 규정된 최소철근량과 부재 상세를 따라야 한다.
- (2) 단면의 설계비틀림강도는 적합한 박벽관 이론을 바탕으로 산정하여야 한다. 속찬 단면은 등가 박벽관으로 치환하여 설계비틀림강도를 산정한다. T형 단면과 같은 복합 단면은 일련의 요소 단면으로 분할하여 각 요소 단면의 비틀림강도를 계산하며 총 비틀림강도는 각 요소의 강도를 합하여 구한다.
- (3) T형 단면 등과 같은 복합 단면의 각 요소 단면에 작용 하중에 의해 유발되는 비틀림 모멘트는 각 요소의 비균열 단면 비틀림 강성에 비례하여 배분하고, 분할된 각 요소 단면에 대하여 독립적으로 안전성에 대한 검증을 수행할 수 있다.

3.7.3.2 설계

- (1) 단면을 구성하고 있는 i 번 벽체에 비틀림모멘트에 의해 유발되는 전단력 $V_{u,i}$ 는 식 (3.7.35)으로 산정하여야 한다(그림 3.7.8 참조).

$$V_{u,i} = qy_i \quad (3.7.35)$$

$$q = v_i t_i = \frac{T_u}{2A_0} \quad (3.7.36)$$

여기서,

T_u = 작용 계수하중에 의한 비틀림모멘트

A_o = 속빈 공간을 포함하는 벽체의 중심선으로 둘러싸인 면적

q = 벽을 따라 흐르는 전단류

v_i = i 번 벽체의 전단응력,

t_i = i 번 벽체 유효 두께로서

$2t_c \leq t_i \leq A_{cp} / p_{cp}$: 속찬 단면

실제 치수 이하 : 속빈 단면

t_c = 철근의 중심과 벽체표면 사이의 거리

A_{cp} = 단면의 바깥쪽 둘레로 싸인 면적

P_{cp} = 단면 표면 둘레 길이

y_i = 인접 벽체와의 교차점 사이의 거리로 정의된 i 번 벽의 측면 길이

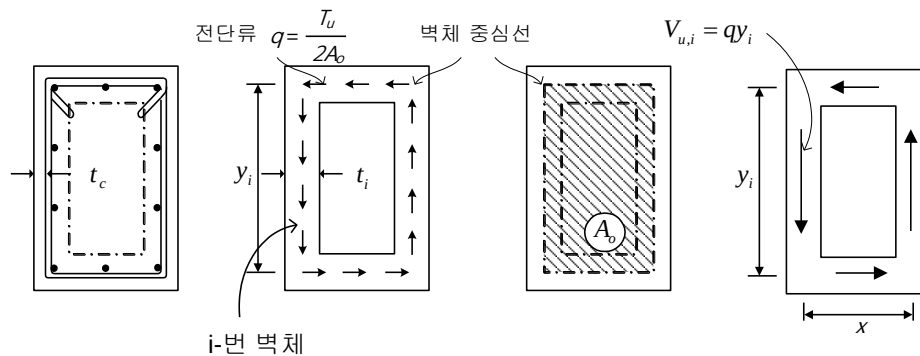


그림 3.7.8 사용한 부호와 정의

- (2) 비틀림모멘트에 의해 유발된 각 벽체의 전단력 $V_{u,i}$ 는 3.7.2.3의 전단 규정에 따라 설계하여야 한다. 비틀림과 전단에 각각 필요한 횡방향 철근은 중첩하여 배치하여야 한다. 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 아래 (4)항의 규정을 만족하여야 한다.
- (3) 종방향 비틀림 철근의 소요 단면적 $\sum A_{sl}$ 은 다음 식으로 산정 할 수 있다.

$$\sum A_{sl} = \frac{T_u p_o}{2\phi_s f_y A_o} \cot \theta \quad (3.7.37)$$

여기서,

p_o = 면적 A_o 의 표면 둘레 길이

f_y = 종방향 철근의 항복응력

θ = 압축 스트럿의 경사각으로 $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

압축현재의 종방향 비틀림 철근량은 작용 휨압축력의 크기에 비례하여 감소시킬 수 있다. 인장현재의 종방향 비틀림 철근량은 휨철근량에 추가하여야 한다. 일반적으로 종방향 철근은 단면 둘레를 따라 분산 배치해야 한다. 비교적 작은 단면에서는 모서리에 집중 배치하여야 한다.

- (4) 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\left(T_u / T_{d,\max}\right)^2 + \left(V_u / V_{d,\max}\right)^2 \leq 1.0 : \text{속찬 단면의 경우} \quad (3.7.38)$$

$$T_u / T_{d,\max} + V_u / V_{d,\max} \leq 1.0 : \text{속빈 단면의 경우} \quad (3.7.39)$$

여기서,

V_u = 계수전단력

$T_{d,\max}$ = 최대 설계비틀림강도로서, $T_{d,\max} = 2\phi_c v f_{ck} A_o t_i \sin \theta \cos \theta$

v = 식 (3.7.12)으로 정의되는 콘크리트 유효강도 계수

$V_{d,\max}$ = 3.7.2.3에서 규정한 최대설계전단강도

- (5) 속찬 직사각형 단면인 경우 아래의 두 조건을 만족한다면 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.2에서 규정한 최소철근량을 배치하여야 한다.

$$T_u \leq \frac{V_u b_w}{4.5} \quad (3.7.40)$$

$$V_u \left(1 + \frac{4.5 T_u}{V_u b_w}\right) \leq V_{cd} \quad (3.7.41)$$

- (6) 부착된 프리스트레싱 긴장재가 없는 프리캐스트 상자형 세그멘탈 공법으로 시공된 거더에서 각 세그먼트 이음부에 비틀림에 의해 발생하는 국부적 전단력을 저항하는 적절한 전단키가 설치되어 있지 않는 경우, 인장 영역에서 큰 이음부 열린은 거더의 실질적 비틀림 저항 기구를 닫힌단면에서 열린단면 저항기구로 근본적으로 변화시킨다. 이러한 상황의 간단한 극한한계상태 검증은 휨, 전단 및 비틀림의 조합을 고려하여 가장 큰 응력이 발생하는 복부에 대하여 수행하여야 한다.

3.7.3.3 뒤틀림

- (1) 극한한계상태에서는 일반적으로 뒤틀림을 무시하는 것이 안전하다.
 (2) 속빈 닫힌 단면이나 속찬 단면의 경우에는 일반적으로 뒤틀림은 무시할 수 있다.
 (3) 속빈 열린 단면 부재에서는 뒤틀림을 고려할 수 있다. 세장한 단면 거더에서 뒤틀림을 고려해야 할 경우에는 보-격자모델에 기초하고, 기타 경우에는 트러스모델에 기초하여 계산한다. 두 경우 모두 설계는 휨, 축력 및 전단에 대한 설계 규정을 만족하도록 하여야 한다.

3.7.4 뚫림전단

3.7.4.1 일반사항

- (1) 슬래브 또는 기초판에서 비교적 작은 재하 면적 A_{load} 에 작용하는 집중하중이나 반력에 의해 유발되는 뚫림전단강도는 위험단면에서 검토하여야 한다.
 (2) 극한한계상태에서 뚫림파괴를 검토하기 위한 모델은 그림 3.7.9와 같다.

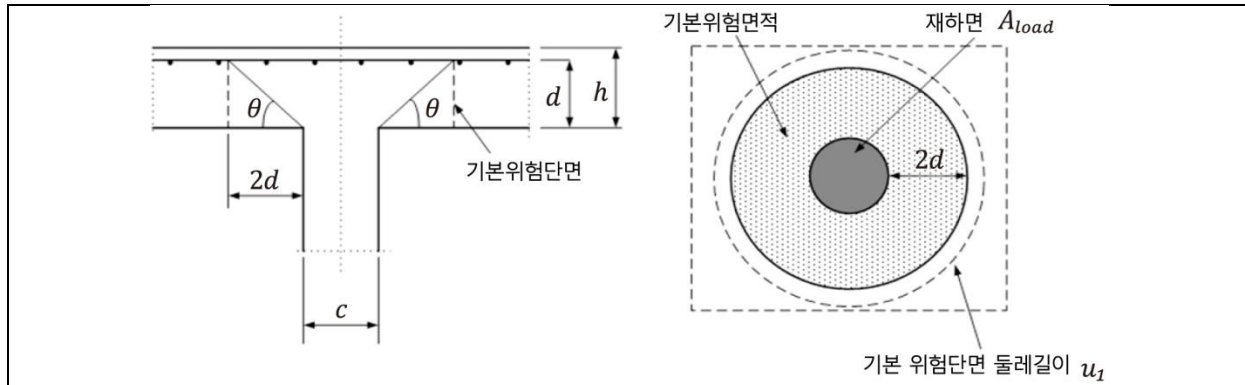


그림 3.7.9 뚫림전단 검증모델

- (3) 기둥의 확대기초판에서 위험단면 둘레 이내에 작용하는 지반 반력은 뚫림전단강도를 증가시키므로 이를 무시하고 강도를 산정하여야 한다.

3.7.4.2 뚫림전단 설계

- (1) 뚫림전단 설계 절차는 기본 위험단면과 유사한 형상을 갖는 일련의 위험단면 둘레에 대한 응력 검토에 기초한다. 위험단면에서 설계뚫림전단강도는 다음과 같이 구분하여 정의한다.

v_{cd} = 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 없는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

v_{csd} = 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 있는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

$v_{d,max}$ = 검토하는 위험단면에서 최대 설계뚫림전단강도(응력)

- (2) 뚫림전단 설계는 다음과 같이 하여야 한다.

- ① 기둥 둘레 또는 재하면 둘레에서 계수하중에 의해 유발된 최대 뚫림전단응력은 $v_u \leq v_{d,max}$ 조건을 만족하여야 한다.
- ② 검토하는 위험단면에서 계수하중에 의한 최대 뚫림전단응력 v_u 가 v_{cd} 보다 작은 경우에는 뚫림전단철근을 배치할 필요가 없다.
- ③ 검토하는 위험단면에서 v_u 가 v_{cd} 를 초과하는 경우에는 3.7.4.3의 규정에 따라 뚫림전단 보강 철근을 배치하여야 한다.

- (3) 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (3.7.42)으로 산정하여야 한다.

$$v_u \leq \frac{V_u}{u_i d} \quad (3.7.42)$$

여기서,

d = 슬래브의 평균 유효깊이로서, $(d_y + d_z)/2$

d_y = 위험단면에서 y -방향 유효깊이

d_z = 위험단면에서 z -방향 유효깊이

u_i = 검토하는 위험단면의 둘레길이

- (4) 받침점 반력이 위험단면 둘레에 대해 편심으로 작용하는 경우의 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (3.7.42)의 값에 β 를 곱하여야 하며, β 의 값은 다음과 같이 구하여야 한다.

$$\beta = 1 + k \frac{M_u}{v_u} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad : \text{사각형 기둥의 경우} \quad (3.7.43)$$

$$\beta = 1 + 0.6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad : \text{내부 원형기둥인 경우} \quad (3.7.44)$$

여기서,

u_1 = 기본 위험단면 둘레길이

k = 기둥 치수 c_1 과 c_2 의 비에 따른 계수이며, 이 값은 비균일 전단 및 휨과 비틀림에 의한 불균형모멘트에 비례하는 함수(표 3.7.2 참조)

c_1 = 하중 편심방향과 평행한 방향의 기둥 치수

c_2 = 하중 편심방향에 직각인 방향의 기둥 치수

W_1 = 그림 3.7.10.과 같은 위험단면둘레 1차모멘트에 대응하는 값으로서,

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

e = 휨모멘트 작용 축으로부터 편심 거리로서, $e = \frac{M_u}{D}$

D = 원형단면 기둥의 지름

- (5) 기둥 기저부의 계수돌림전단력 V_u 는 계수기둥하중에서 검토하는 위험단면 둘레 내의 순 상향력을 차감한 값으로 하여야 한다.
- (6) 기초판의 계수돌림전단력 V_u 는 지반 반력이 유리하게 작용할 때 감소시킬 수 있다.
- (7) 위험단면과 교차하는 경사진 프리스트레싱 긴장재의 돌림하중 방향 성분 V_p 는 유리한 작용으로 취급하여 계산에 고려할 수 있다.

표 3.7.2 사각형 재하면인 경우 k 값

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

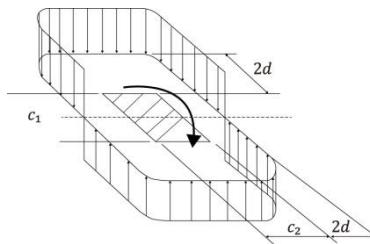


그림 3.7.10 슬래브-내부기둥 접합부의 불평형 휨모멘트에 의한 전단력 분포

3.7.4.3 전단철근이 없는 슬래브 또는 기둥 기초판의 돌림전단강도

- (1) 슬래브의 설계돌림전단강도는 기본 위험단면에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$v_{cd} = 0.85\phi_c k (\rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.10 f_n \geq (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.10 f_n) \quad (3.7.45)$$

여기서,

$$\begin{aligned}
 \phi_c &= \text{콘크리트 재료계수} \\
 f_{ck} &= \text{콘크리트 기준압축강도} \\
 f_{ctk} &= \text{콘크리트 기준인장강도} \\
 k &= \text{크기효과를 반영하는 계수로서, } k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \\
 \rho_1 &= \text{철근비로서, } \rho_1 = \sqrt{\rho_{1y}\rho_{1z}} \leq 0.02 \\
 \rho_{1y} &= y \text{ 방향의 인장철근비} \\
 \rho_{1z} &= z \text{ 방향의 인장철근비} \\
 f_n &= \text{위험단면에 작용하는 콘크리트 법선응력으로서, } f_n = (f_{ny} + f_{nz})/2 \\
 f_{ny} &= \frac{N_{uy}}{A_{cy}} = y \text{ 방향의 콘크리트 법선응력(압축이 +)} \\
 f_{nz} &= \frac{N_{uz}}{A_{cz}} = z \text{ 방향의 콘크리트 법선응력(압축이 +)} \\
 N_{uy}, N_{uz} &= \text{계수종방향력으로서,} \\
 &\quad \text{내부 기둥 사이 지간에 작용하는 종방향력 : 내부 기둥 경우} \\
 &\quad \text{위험단면에 작용하는 계수 종방향력 : 외측 기둥인 경우} \\
 A_c &= N_u \text{에 대응하는 콘크리트 면적}
 \end{aligned}$$

(2) 기둥 기초판의 설계뒰림전단강도는 다음과 같이 산정한다.

$$v_d = 0.85\phi_c k(\rho_1 f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{a} \right) \geq 0.4\phi_c f_{ctk} \frac{2d}{a} \quad (3.7.46)$$

여기서,

a = 기둥면에서부터 검토하는 위험단면까지 거리

3.7.4.4 전단철근이 있는 슬래브 또는 기둥 기초판의 뒰림전단강도

(1) 전단철근이 필요한 경우, 소요 전단철근량은 다음 식에 의해 계산하여야 한다.

$$v_{csd} = 0.75v_{cd} + 1.5\left(\frac{d}{s_r}\right)A_v\phi_s f_{vy,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \sin \alpha \quad (3.7.47)$$

여기서,

A_v = 기둥 주변의 각 위험단면의 전단철근의 면적
 s_r = 전단철근의 층의 반경방향 간격
 $f_{vy,ef}$ = 뒰림전단철근의 유효설계강도로서 $\phi_s f_{vy,ef} = 250 + 0.25d \leq \phi_s f_{vy}$
 u_1 = 기본 위험단면 둘레 길이
 d = 슬래브의 평균 유효깊이
 α = 전단철근과 슬래브 평면 사이의 각

(2) 뒰림전단철근의 상세 규정은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.4.4(3)에 따른다.

(3) 전단철근이 필요하지 않는 위험단면 둘레길이 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림 3.7.11 참조)는 식

(3.7.48)로부터 계산하여야 한다.

$$u_{out,ef} = \frac{V_u}{v_{cd}d} \quad (3.7.48)$$

전단철근의 가장 바깥쪽의 둘레는 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림 3.7.11 참조) 안쪽으로 $1.5d$ 이하의 거리에 위치해야 한다.

- (4) 폐합된 수직철근, 절곡철근 또는 철망 이외 형태의 전단철근의 경우, v_{cd} 는 실험을 통해 결정한다.

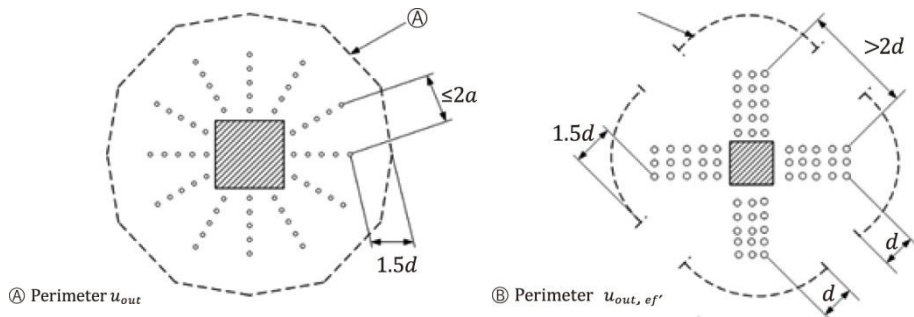


그림 3.7.11 내부기둥의 위험단면 둘레길이

3.7.5 스트럿-타이 모델

3.7.5.1 일반사항

- (1) 부재의 응력교란영역의 설계를 위하여 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다.
- (2) 스트럿은 부재내의 균등한 압축응력장의 합력선을 나타낸다.
- (3) 타이는 철근 또는 강선의 인장응력의 합력을 나타내며, 타이에 대응하는 강재의 위치와 방향이 일치하여야 한다.
- (4) 절점은 스트럿과 타이가 만나는 점, 스트럿 또는 타이의 방향전환 위치의 구속된 콘크리트 국부 영역을 나타낸다.

3.7.5.2 스트럿

- (1) 횡방향 압축응력이 작용하거나, 횡방향 응력이 작용하지 않는 콘크리트 스트럿(예, 기둥)의 유효설계강도는 식 (3.7.49)으로 계산할 수 있다(그림 3.7.12. 참조).

$$f_{cd,max} = 0.85\phi_c f_{ck} \quad (3.7.49)$$

다축 압축응력이 작용하는 영역에서는 콘크리트의 횡방향 구속효과를 고려하여 설계강도를 높일 수 있다.

- (2) 균열이 발생한 압축 영역의 가상의 콘크리트 스트럿의 설계강도는 횡방향 인장철근에 따라 다음과 같이 정한다.

- ① 횡방향 인장 철근이 0.4 % 이하인 압축영역(그림 3.7.12(a) 참조)

$$f_{cd,max} = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \phi_c f_{ck} \quad (3.7.50)$$

- ② 횡방향 철근이 0.4 % 이상인 압축영역(그림 3.7.12(b). 참조)

$$f_{cd,max} = 0.80(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : \theta > 75^\circ \quad (3.7.51a)$$

$$f_{cd,max} = 0.70(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : 60^\circ < \theta \leq 75^\circ \quad (3.7.51b)$$

$$f_{cd,max} = 0.60(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : \theta \leq 60^\circ \quad (3.7.51c)$$

여기서, θ 는 철근이 1방향으로 만 배치된 경우에서 스트럿과 횡방향 철근 사이의 각도이다. 철근이 2방향 이상 배치되면 스트럿에 의해 발생하는 횡방향 응력을 저항하기 위해 철근이 배치되었는지의 여부를 고려하여 각도를 정한다.

- ③ 깊은 보와 브래킷과 같이 집중 하중점 사이 영역의 전단 설계 방법이 3.7.2.3에 주어져 있다.

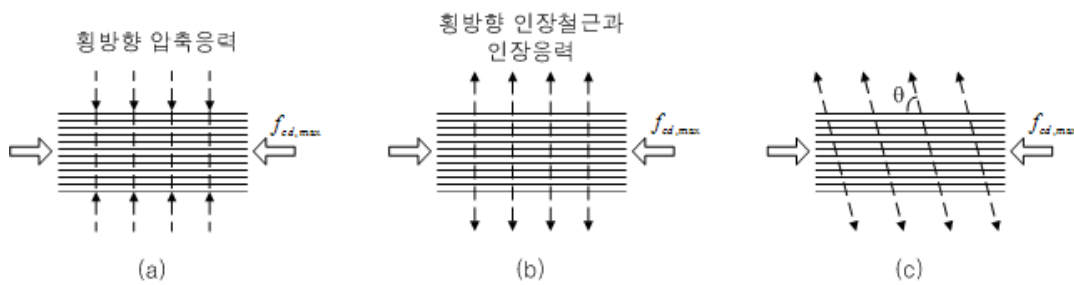


그림 3.7.12 콘크리트 스트럿의 종류

3.7.5.3 타이

- (1) 타이의 설계강도는 3.5.2 의 일반 철근이나 3.5.3 의 프리스트레싱 강재의 설계 규정을 따른다
- (2) 철근은 절점영역에 충분히 정착하여야 한다.
- (3) 병모양 스트럿의 내부에는 횡방향 파열 인장력에 저항할 수 있는 타이를 배치하여야 한다.

3.7.5.4 절점영역

- (1) 이 절의 규정은 집중하중이 부재에 작용하나 스트럿-타이 모델에 의해 설계되지 않는 영역에도 적용한다.
- (2) 절점영역에 작용하는 힘들은 평형조건을 만족해야 한다. 절점 평면에 직각으로 작용하는 면외 인장력을 고려하여야 한다.
- (3) 절점영역의 크기와 상세는 지압강도의 결정에 크게 영향을 미치므로 스트럿, 타이와 외력의 기하학적 특성을 고려하여 결정하여야 한다.
- (4) 절점영역내의 압축응력의 최대설계유효강도 값은 다음과 같이 정할 수 있다.

- ① 타이가 정착되지 않은 압축 절점(C-C-C 절점, 그림 3.7.13(a). 참조) :

$$f_{cd,max} = 1.0(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (3.7.52)$$

여기서, $f_{cd,max}$ 는 $f_{c1} = C_1/w_1t$, $f_{c2} = C_2/w_2t$, $f_{c3} = C_3/w_3t$ 중 큰 값이다.

- ② 한쪽에 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-C-T 절점, 그림 3.7.13(b) 참조) :

$$f_{cd,max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (3.7.53)$$

여기서, $f_{cd,max}$ 는 f_{c1} , f_{c2} 중 큰 값이다.

- ③ 두 방향으로 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-T-T 절점, 그림 3.7.13(c) 참조) :

$$f_{cd, \max} = 0.75(1 - f_{ck} / 250)\phi_c f_{ck} \quad (3.7.54)$$

- (5) 다음과 같은 조건 중에서 적어도 1개의 조건이 적용된다면 (5)에 주어진 설계압축강도는 10 % 까지 증가시킬 수 있다.
- ① 3축 압축 상태
 - ② 스트럿과 타이 사이의 모든 사잇각이 55° 보다 작지 않은 경우
 - ③ 지점과 집중하중에 작용하는 하중이 등분포이며 절점이 스티럽으로 구속되었을 경우
 - ④ 철근이 여러 층 배치된 경우
 - ⑤ 절점이 지압 또는 마찰에 의해 충분히 구속되었을 경우
- (6) 3축 압축 절점영역은 3방향 스트럿 모두에 대해 힘의 분배를 안다면 식 (3.5.23)에 따라 설계 유효강도를 구할 수 있다. 다만, 설계유효강도가 $3(1 - f_{ck} / 250)\phi_c f_{ck}$ 보다 커서는 안된다.
- (7) 압축-인장 절점영역의 철근 정착은 절점영역의 시작점에서 시작한다. 예를 들어 지점에서는 정착은 그 내면에서 시작한다(그림 3.7.13 참조). 정착길이는 전체 절점영역 길이에 걸쳐서 연장해야한다. 어떤 경우에는 철근을 절점영역 밖에 정착할 수 있다. 철근의 정착과 굽힘에 대해서는 3.11.1절을 따라야 한다.
- (8) 3개의 스트럿이 만나는 곳의 평면 압축 절점은 그림 3.7.13(a)에 따라 검토한다. 최대 평균 절점 주응력을 위 (4)의 ①항에 규정된 최대 설계유효강도에 따라 검증하여야 한다.
- (9) 철근을 굽힌 곳의 절점영역은 그림 3.7.13(c)에 따라 해석할 수 있다. 이 때 스트럿의 압축응력은 위 (4)의 ③항을 기준으로 검증하여야 한다. 굽힘 지름은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.2에 따라야 한다.

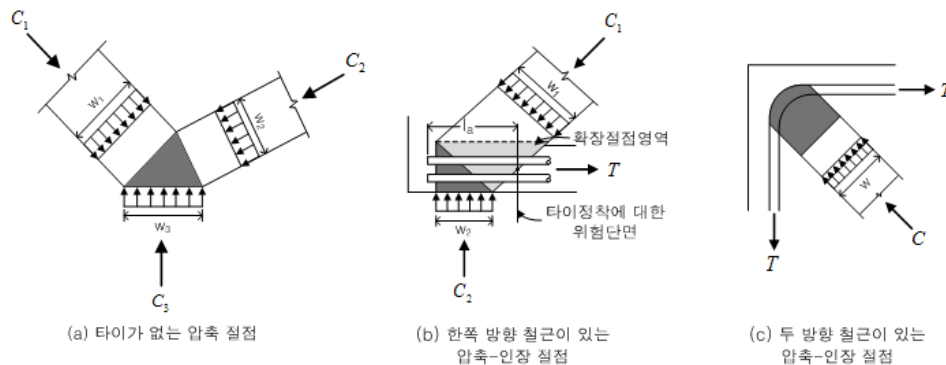


그림 3.7.13 절점의 종류

3.7.6 지압부 설계

- (1) 부분 영역에 큰 압축력이 작용하는 지압부에서는 콘크리트의 국부적 압축 파괴와 횡방향 파열 인장 한계를 검증하여야 한다.
- (2) 등분포 하중이 면적 A_{co} 에 작용할 경우의 설계지압강도는 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$F_d = \phi_c (0.85 f_{ck}) A_{co} \sqrt{A_{c1} / A_{co}} \leq 3.0 \phi_c (0.85 f_{ck}) A_{co} \quad (3.7.55)$$

여기서,

A_{co} = 지압력 재하 면적(그림 3.7.14 참조)

$A_{c1} = A_{c0}$ 와 같은 형상을 가지는 최대 설계 분포 면적으로서 다음 조건을 충족하여야 한다.

- ① 하중 작용 방향의 분포 높이는 그림 3.7.14에 보인 조건을 만족하여야 한다.
- ② 분포 면적 A_{c1} 의 중심은 재하 면적 A_{c0} 의 중심을 지나는 작용선 상에 있어야 한다.
- ③ 콘크리트 표면에 두 개 이상의 압축력이 작용할 때 각각의 분포 면적 A_{c1} 은 서로 겹쳐서는 안된다.

- (3) 설계지압강도 F_d 값은 하중이 재하면에 균등하게 재하되지 않거나, 높은 전단력이 작용할 때 감소시켜야 한다.

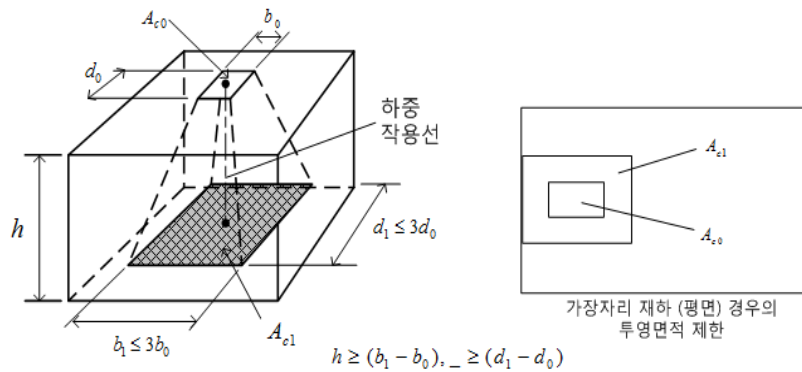


그림 3.7.14 부분 재하 영역의 설계 분포 면적

3.7.7 겹판요소 모델

3.7.7.1 겹판요소 모델

- (1) 평면 요소의 중심면에 작용선이 포함되는 면내력 만이 작용하는 면요소를 판요소라고 하며 그림 3.7.15와 같이 종방향 축력, 횡방향 축력과 면내 전단력이 있다.

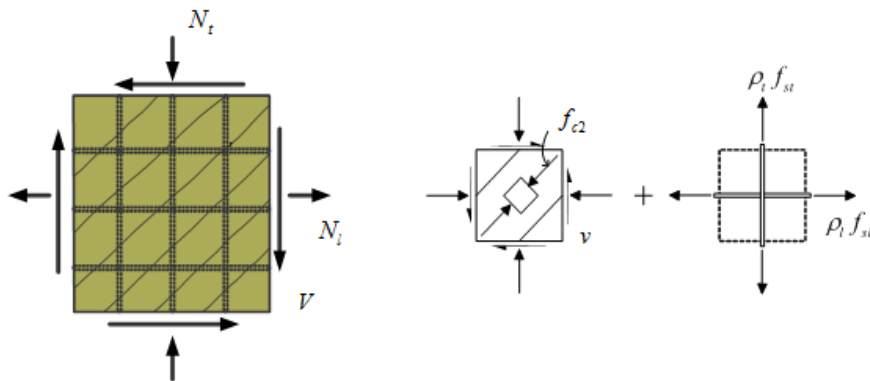


그림 3.7.15 면내력이 작용하는 철근콘크리트 판요소와 응력

- (2) 철근콘크리트 판요소를 설계 할 때, 종방향과 횡방향 축에 일치하게 직교 2방향으로 배치한 철근의 콘크리트 단면적에 대한 비를 각각 ρ_l 과 ρ_t 라면, 계수하중에 의해 유발된 철근의 응력은 아래 식을 만족하여야 한다.

$$\rho_l f_{sl} = f_{nl} + v \cot \theta \leq \phi_s \rho_l f_{yl} \quad (3.7.56a)$$

$$\rho_t f_{st} = f_{nt} + v \tan \theta \leq \phi_s \rho_t f_{yt} \quad (3.7.56b)$$

$$f_{c2} = v(\tan \theta + \cot \theta) \leq \phi_c f_{c2, \max} \quad (3.7.56c)$$

여기서,

f_{nt} 과 f_{st} = 각각 요소의 종방향과 횡방향으로 작용하는 법선응력(인장일 때 +)

v = 요소에 작용하는 전단응력

f_{c2} = 콘크리트 스트럿에 유발된 압축응력

$f_{c2, \max}$ = 스트럿의 최대 유효 압축강도

f_{st} 과 f_{nt} = 균열면에서 각각 종방향과 횡방향 철근 응력

f_{yt} 과 f_{xt} = 각각 종방향 철근과 횡방향 철근의 항복응력

θ = 종방향 축(철근)으로부터 켄 스트럿의 경사각

(3) 콘크리트 판요소는 소성이론의 하한해를 적용하여 설계할 수 있다.

(4) 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하이며, 위 (3)의 규정에 따라 설계자가 설계에 사용한 경사각과 주응력 방향각과의 차이가 있다면 식 (3.7.56c)의 검증에 사용하는 스트럿의 최대 유효강도는 식 (3.7.57)과 같이 감소시킨 값이어야 한다.

$$f_{c2, \max} = v f_{ck} (1 - 0.032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (3.7.57)$$

여기서,

θ = 소성이론 하한해를 적용할 때 사용한 경사각

θ_{el} = 작용하중에 의해 탄성 이론으로 계산한 응력 상태의 주응력 경사각

v = 식 (3.7.13)에 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수

현저한 유효 강도 감소를 방지하기 위해 경사각의 차이 $|\theta - \theta_{el}|$ 는 극한한계상태에서는 15° 이하로, 사용한계상태 검증에서는 5° 이하로 제한하여야 한다.

(5) 극한한계상태에서 두 방향 철근이 모두 항복강도 이하일 경우에는 철근의 응력 크기에 따라 콘크리트 스트럿의 최대 유효강도를 $v f_{ck}$ 와 $0.85 f_{ck}$ 사이의 값을 갖도록 다음 식으로 정하여야 한다.

$$f_{c2, \max} = \left[0.85 - \frac{f_s}{\phi_s f_y} (0.85 - v) \right] f_{ck} \quad (3.7.58)$$

여기서,

f_s = 종방향과 횡방향 철근 응력 중에서 큰 값

(6) 판요소가 2축 압축상태이며 전단응력 v 가 작용하는 경우의 콘크리트 스트럿 최대 유효강도는 식 (3.7.64) 로 정하여야 한다.

$$f_{c2, \max} = 0.85 f_{ck} \frac{1 + 3.8(f_{c1} / f_{c2})}{[1 + (f_{c1} / f_{c2})]^2} \quad (3.7.59)$$

여기서

f_{c1} 과 f_{c2} 는 주응력으로 모두 압축 응력이어야 하며, 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하인 경우일 때에 유효하다.

3.7.7.2 셸요소 설계

- (1) 면내력과 동시에 면외력이 작용하는 면요소를 셸요소라고 하며, 이 절의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 셸요소는 두께 방향의 각 깊이마다 균열 발생 여부를 먼저 파악하여 설계하여야 한다.
 - ① 만약 극한상태에서 전 깊이에 걸쳐 비균열 상태이면, 주압축응력이 설계압축강도보다 작다는 것에 대한 검증만 필요하다.
 - ② 만약 극한한계상태에서 균열이 발생한다면 셸요소의 설계와 검증에 겹판요소 모델을 적용하여야 한다.
- (3) 겹판요소 모델에서는 그림 3.7.16.에 나타난 것과 같이 셸요소를 세 개의 층으로 분할하여 양 바깥 층은 모든 면내력과 휨모멘트에 대해 저항하고, 중앙의 핵층은 면외 전단력만을 저항한다고 간주한다. 각 분층의 두께는 반복법에 의해 검증하여 결정하여야 한다.

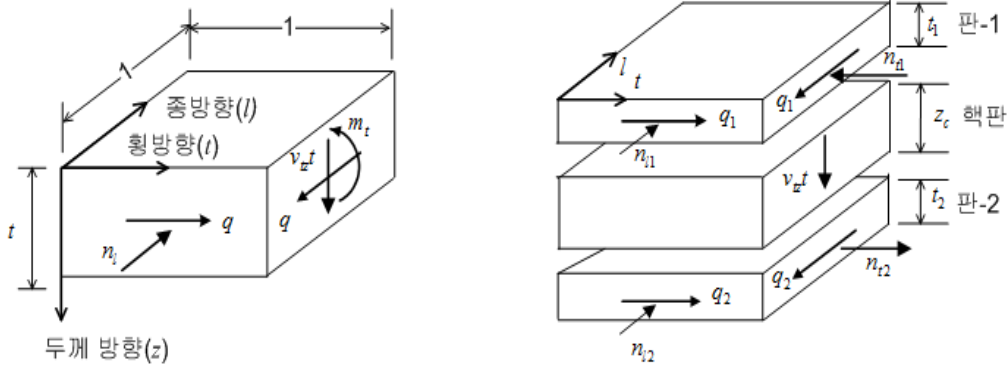


그림 3.7.16 셸요소를 겹판요소로 변환

- (4) 면외 전단력을 저항하는 핵판의 설계는 3.7.2에서 규정한 보의 전단설계 방법에 따라 수행하여야 한다.
- (5) 그림 3.7.16에 나타난 셸요소의 단위폭당 면내 전단력 q , 면외 전단력 $v_z t$, 면내 종방향 축력 n_l 과 횡방향 휨모멘트 m_t 가 작용할 때, 양 바깥 판은 아래 식으로 산정한 면내 응력이 작용하는 판으로 간주하여 설계할 수 있다.

$$\text{판-1의 전단응력 : } v_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{q(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1} \quad (3.7.60)$$

$$\text{판-2의 전단응력 : } v_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{q(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2} \quad (3.7.61)$$

$$\text{판-1의 종방향 압축응력 : } f_{n1} = \frac{n_{l1}}{t_1} = \frac{n_l(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1} \quad (3.7.62)$$

$$\text{판-2의 종방향 압축응력 : } f_{n12} = \frac{n_{l1}}{t_2} = \frac{n_l(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2} \quad (3.7.63)$$

$$\text{판-1의 횡방향 압축응력 : } f_{nt1} = \frac{m_u}{z_c t_1} = \frac{m_u}{[t - (t_1 + t_2)/2]t_1} \quad (3.7.64)$$

$$\text{판-2의 횡방향 압축응력 : } f_{nt2} = \frac{m_u}{z_c t_2} = \frac{m_u}{[t - (t_1 + t_2)/2]t_2} \quad (3.7.65)$$

여기서,

t = 쉘요소의 두께

t_1 과 t_2 = 각각 판-1과 판-2의 두께.

(6) (5)에서 산정한 면내력이 작용하는 상층과 하층의 최적의 두께는 3.7.7.1의 설계 방법을 반복 수행하여 결정할 수 있으며, 두 층의 경사각을 다르게 설정하여 설계하여도 좋다.

3.8 사용한계상태

3.8.1 일반사항

3.8.1.1 적용범위

이 절은 콘크리트 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 제한, 및 처짐 제한에 관련된 사용한계상태의 검증에 관한 규정을 다룬 것이다.

3.8.1.2 노출환경과 한계기준

- (1) 콘크리트 부재는 표 3.8.1.에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경 상태에 따라 정해진 한계 균열폭을 초과하지 않아야 한다.
- (2) 콘크리트 부재의 요구 성능을 확보하기 위해서는 이 절에서 정한 노출 환경에 따른 응력과 균열폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.
- (3) 부재 설계에 적용하는 영응력(zero stress)과 균열폭 한계 기준은 표 3.8.2.에 주어진 값으로 하여야 한다. 이 표에 주어진 영응력 한계 기준과 균열폭 한계 기준을 동시에 만족시키도록 설계하여야 한다. 여기서 영응력 상태란 인장측 연단 콘크리트가 압축인 상태를 의미 한다.

표 3.8.1 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경(E0, EC1)	D	D	E	E
습기 또는 물과 장기간 접촉 환경 (EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
염화물 또는 해수에 노출된 환경 (ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

- 1) 노출 환경은 표 3.10.2.에 정의되어 있다.
- 2) 프리스트레싱 강재에 방식처리가 되어있는 경우에는 D등급으로 설계할 수 있다.
- 3) 노출 환경 ED3에 대해서는 특별한 조치를 하여야 한다.

표 3.8.2 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용한계상태 하중조합 - I	-	-
B	사용한계상태 하중조합 - III/IV	사용한계상태 하중조합 - I	0.2
C	사용한계상태 하중조합 - V	사용한계상태 하중조합 - III/IV	0.2
D	-	사용한계상태 하중조합 - III/IV	0.2
E	-	사용한계상태 하중조합 - V	0.3

3.8.2 응력 한계

3.8.2.1 기본 사항

- (1) 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 종방향 균열, 미세균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 콘크리트의 압축응력의 크기를 제한하여야 한다.
 - ① 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.45f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.
 - ② 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다. 또한 부재를 제작하고 운반하는 시공 상황에서도 콘크리트 압축응력은 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.
- (2) 철근의 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 또는 변형을 방지하기 위해 철근과 강재의 응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.
 - ① 사용한계상태 하중조합-I에 의해 유발된 보통 철근의 인장응력은 $0.8f_y$ 를 초과하지 않아야 한다.
 - ② 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 프리스트레싱 긴장재의 응력은 $0.75f_{py}$ 를 초과하지 않아야 한다.

3.8.2.2 응력 계산 방법

- (1) 3.8.2.1에서 명시된 한계 응력을 검증하기 위해서는 다음의 가정을 적용하여 응력을 계산하여야 한다.
 - ① 사용한계상태 하중조합-1 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 기준인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주한다.
 - ② 비균열 단면이 사용된 곳에는 모든 콘크리트 단면이 유효하며 철근과 콘크리트는 모두 인장과 압축에서 선형탄성이라 간주한다.
 - ③ 균열 단면이 사용된 곳에는 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없으며 압축에서 탄성이라고 간주한다.
 - ④ 고정하중과 활하중의 비에 따라 추정된 10에서 15사이의 탄성계수 비를 사용하여 시간의존적인 크리프에 의한 장기 영향을 반영할 수 있다.
 - ⑤ 변형이 구속되어 발생한 내력에 의하여 유발되는 철근의 인장응력을 제한하기 위하여 3.8.3.2에서 정한 최소철근량을 배치하여야 한다.

3.8.3 균열

3.8.3.1 일반사항

- (1) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열폭은 제한하여야 한다. 발생 가능 균열의 폭은 구조물의 기능과 환경을 고려하여 표 3.8.2.에서 규정한 표면 한계균열폭을 초과하지 않아야 한다.
- (2) 3.8.3.4의 규정에 따라 균열폭을 직접 계산할 수 있다. 간접적인 간단한 대안으로 3.8.3.3의 규정에 따른 철근의 지름 또는 간격을 제한하는 방법을 적용할 수 있다.
- (3) 부식성 환경과 고부식성 환경에 노출된 프리스트레스트 콘크리트 부재의 인장 연단에서 균열 발생을 허용하지 않는다.
- (4) 비부착 긴장재만이 배치된 프리스트레스트 콘크리트 부재에는 철근콘크리트 부재의 요구조건을 적용하며, 비부착 긴장재와 부착 긴장재가 혼합되어 배치된 부재는 부착 프리스트레스트 콘크리트 부재의 요구조건을 적용하여야 한다.
- (5) 간접적으로 균열폭을 제한하기 위해 표 3.8.3.과 표 3.8.4.에서 주어진 기준은 프리스트레스트 콘크리트 부재에는 0.2 mm, 철근콘크리트 부재에서는 0.3 mm 한계균열폭을 만족시키기 위한 기준이다.

3.8.3.2 최소철근량

- (1) 균열제어가 필요한 부재에는 인장응력이 유발되는 영역에 최소철근량을 배치하여야 한다.
- (2) 상세 계산에 의해 보다 작은 최소 철근량이 요구되지 않을 경우, 콘크리트 인장 영역에 배치할 최소 철근량 $A_{s,min}$ 은 식 (3.8.1)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,min} = k_c k_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \quad (3.8.1)$$

여기서,

A_{ct} = 콘크리트의 인장 영역 단면적

f_s = 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력

f_{ct} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 평균 인장강도

k_c = 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수

= 1.0 : 순수 인장의 경우

= $0.4 \left[1 - \frac{f_n}{k_1 (h/h^*) f_{ct}} \right] \leq 1$: 휨과 축력이 작용하는 부재 복부

= $0.9 \frac{N_{cr}}{A_{ct} f_{ctm}} \geq 0.5$: 상자형이나 T형 단면의 플랜지

f_n = 검토하는 단면에 발생하는 평균 법선 응력 : $\frac{N_u}{bh}$

h^* = 단면 기준 높이

= h : $h < 1.0$ m

= 1.0 m : $h \geq 1.0$ m

k_1 = 축력이 응력 분포에 미치는 영향을 반영하는 계수

- $= 1.5$: N_u 가 압축력일 때
 $= 2h^*/3h$: N_u 가 인장력일 때
 k = 간접하중효과에 의해 부등분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수
 $= 1.0$: 단면 깊이 $h \leq 300$ mm 일 때
 $= 0.65$: 단면 깊이 $h \geq 800$ mm 일 때
 위 두 값의 중간값들은 보간법으로 산정한다.

- (3) 부착된 긴장재 주변으로 피복이 150 mm 인 사각형 단면 내에 필요한 최소 철근량은 $\xi_1 A_p$ 만큼 감소시킬 수 있다. 여기서 A_p 는 긴장재의 단면적이다. 여기서 ξ_1 은 철근과 긴장재의 서로 다른 지름의 영향을 반영하기 위한 계수로 다음과 같이 계산한다.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi d_b / d_{peq}} \quad (3.8.2)$$

여기서,

- ξ = 표 3.8.3에 나타난 철근과 프리스트레싱 강재의 부착강도 비, f_{ck} 가 50 MPa 과 70 MPa 사이의 경우에는 직선 보간한 값
 d_b = 철근 지름
 d_{peq} = 프리스트레싱 강재의 등가 지름
 $= 1.6\sqrt{A_p}$: 다발 프리스트레싱 강재
 $= 1.75d_{wire}$: 7연선 1 가닥
 $= 1.20d_{wire}$: 3연선 1 가닥

철근은 사용되지 않고 프리스트레싱 강재만 사용된 경우에는 d_b / d_{peq} 의 값을 1.0으로 계산한다.

표 3.8.3 철근에 대한 긴장재의 부착강도 비, ξ

긴장재	부착강도 비, ξ		
	프리 텐션 긴장재	부착된 포스트 텐션 긴장재	
		≤ 50 MPa	> 70 MPa
원형 강봉과 강선	사용 않음	0.3	0.15
강연선	0.6	0.5	0.25
이형 강선	0.7	0.6	0.30
이형 강봉	0.8	0.7	0.35

- (4) 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-I에 의해 콘크리트가 압축 상태에 있으면, 프리스트레스트 콘크리트 부재의 단면에는 최소 철근량이 필요하지 않다.

3.8.3.3 간접 균열 제어

- (1) 균열이 직접하중에 의해 주로 발생하는 부재에서 3.8.3.2 의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 배치된 철근이 표 3.8.4 의 최대 지름과 표 3.8.5 의 최대 철근간격 중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다. 이 때 철근 응력은 적합한

하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산하여야 한다.

- (2) 균열이 간접하중인 변형 구속에 의해 지배적으로 발생하는 부재에서 3.8.3.2 의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산한 철근 응력에서 표 3.8.4 에 주어진 지름을 초과하지 않는 철근을 배치했을 때, 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다.

표 3.8.4 균열 제어를 위한

최대 철근 지름, d_b^*

철근응력* (N/mm ²)	최대 철근 지름(mm)	
	철근 콘크리트	프리스트레스트 콘크리트
160	32	25
200	25	16
240	16	13
280	13	8
320	10	6
360	8	5

표 3.8.5 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

철근응력* (N/mm ²)	최대 철근 간격(mm)		
	철근콘크리트 순수휨 단면	철근콘크리트 순순인장 단면	프리스트레스트 콘크리트 단면
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	-	-
360	50	-	-

- (3) 깊이가 1000 mm 이상인 보에서 주철근이 단면의 인장역 일부에 집중 배치된 경우, 복부 측면의 균열을 제어하기 위한 표피철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 주인장 철근 위치에서부터 중립축 위치까지 균등 분포시켜야 하며, 배치 철근량은 식 (3.8.1)에서 k_c 는 0.5 이며 f_s 는 f_y 를 취하여 계산한 값 이상이어야 한다. 적절한 철근 지름과 간격은 순수 인장 상태로 가정하여 표 3.8.4 와 표 3.8.5 로부터 구할 수 있으며, 이 표피철근량의 절반은 주인장철근 역할을 한다고 간주할 수 있다.
- (4) 응력이 급변하는 단면에는 큰 균열이 발생할 위험이 특히 크다는 것에 주의하여야 하며, 균열폭을 최소화 할 수 있는 조치를 강구하여야 한다.
- (5) 콘크리트 교량 상부 구조의 복부에서 균열 제어는 복부에서의 주응력과 유효 인장강도를 계산하여 수행하여야 한다. 2 축 응력 상태에 있는 거더 복부의 유효인장강도 f_{cte} 는 다음 식으로 산정한다.

$$f_{cte} = \left(1 - 0.8 \frac{f_{c2}}{f_{ck}} \right) f_{ctk} \quad (3.8.3)$$

여기서, f_{c2} 는 주압축응력으로(압축일 경우+) $f_{c2} \leq 0.6 f_{ck}$ 이어야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_{c1} 이 f_{cte} 보다 작으면 비균열 상태로 판별할 수 있으며, 이 때는 최소 철근량을 표 3.8.4 와 표 3.8.5 에 따라서 계산하여 종방향으로 배치하여야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_{c1} 이 f_{cte} 보다 크면 복부 균열이 발생한 상태이며, 3.8.3.3 과 3.8.3.4 의 규정에 따라 균열폭을 제어하여야 한다.

- (6) 상이한 철근 지름을 혼합하여 사용한 단면에서는 평균 지름 $d_{b,m} = \sum d_{b,i}^2 / \sum d_{b,i}$ 를 사용할 수 있다. 다발철근을 사용한 경우에는 실제 지름 대신에 등가지름을 사용할 수 있다.
- (7) 2 중선 용접철망을 사용한 경우에는 한 가닥의 철선 지름을 사용할 수 있다.

3.8.3.4 균열폭 계산

(1) 균열 발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 식 (3.8.4)로 산정할 수 있다.

$$w_k = l_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.8.4)$$

여기서,

$l_{r,\max}$ = 최대 균열 간격,

ε_{sm} = 인장강화효과를 고려한 철근 평균 변형률,

ε_{cm} = 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률

(2) 변형률 차이 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ 는 식 (3.8.5)로 계산 할 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4 \frac{f_{cte}}{E_s \rho_e} (1 + n \rho_e) \geq 0.6 \frac{f_{so}}{E_s} \quad (3.8.5)$$

여기서,

f_{so} = 균열면에서 계산한 철근 인장응력

f_{cte} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도, $t \geq 28$ 일에서의 f_{ctm}

n = 탄성계수비 E_s / E_c

ρ_e = 식 (3.8.6)으로 계산한 유효 철근비이다.

$$\rho_e = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \quad (3.8.6)$$

여기서,

A_{cte} = 그림 3.8.1에 보인 유효 인장 면적으로 d_{cte} 의 크기로 결정

A_s 및 A_p = 콘크리트 유효 단면적 내에 있는 철근 및 프리스트레싱 강재의 단면적

d_{cte} = 콘크리트 유효 인장깊이로 휨모멘트를 받는 부재는 $2.5(h-d)$ 와 $(h-c)/3$ 중 작은 값이며, 직접인장력을 받는 부재는 $2.5(h-d)$ 와 $h/2$ 중 작은 값

ξ_1 = 식 (3.8.2)로 주어진 계수

ξ = 표 3.8.3에 나타낸 긴장재의 부착강도 비

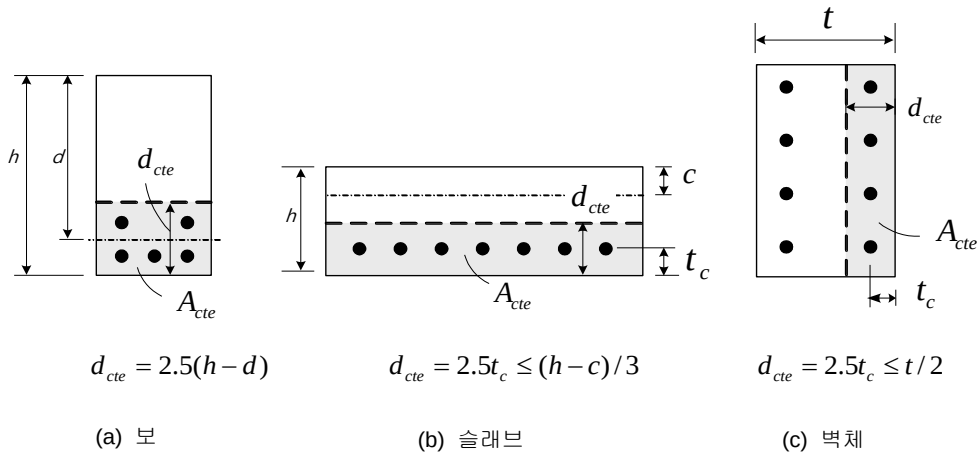


그림 3.8.1 유효 인장면적

- (3) 최종 균열의 최대 간격은 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = 3.4c_c + \frac{0.425\kappa_1\kappa_2d_b}{\rho_e} \quad (3.8.7)$$

여기서,

c_c = 최외단 인장철근 또는 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 최소 피복두께

k_1 = 부착강도에 따른 계수로 이형철근은 0.8, 원형철근과 프리스트레싱 강재는 1.6

k_2 = 부재의 하중작용에 따른 계수로 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장을 받는 부재는 1.0

ρ_e = 콘크리트의 유효 인장면적을 기준으로 한 강재비

d_b = 철근의 지름으로서 철근콘크리트 또는 프리스트레싱 강재와 철근이 함께 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 가장 큰 인장철근의 지름, 프리스트레싱 강재만 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 3.8.3.2(3)에서 규정한 프리스트레싱 강재의 등가지름에 식 (3.8.2)의 ξ_1 을 곱한 $\xi_1 d_{peq}$

용접철망이 사용된 경우에는 최종 균열의 최대 간격이 철망 줄눈 간격의 두 배를 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

- (4) 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근 방향 사이의 각이 15°보다 클 때는 다음 식으로 최대균열간격 $l_{r,\max}$ 를 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = \frac{1}{\left(\cos \theta / l_{rx,\max}\right) \left(\sin \theta / l_{ry,\max}\right)} \quad (3.8.8)$$

여기서,

θ = 종방향 철근과 압축 주응력 방향 사이각

$l_{rx,\max}$ 과 $l_{ry,\max}$ = 종방향과 횡방향에서 각각 계산한 균열 간격

3.8.4 처짐

3.8.4.1 일반사항

- (1) 콘크리트 부재 또는 구조물의 변형이 원래 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록, 구조물의 특성, 부대시설, 고정장치 및 기능을 고려하여 적절한 처짐 한계값을 설정하여야 한다.
- (2) 구조물의 기능 또는 외관 손상을 방지하기 위해, 부재에 작용하는 지속하중에 의한 처짐을 지간의 1/250 이하로 제한할 수 있다. 이 때 처짐은 받침점을 기준으로 산정한다. 처짐의 일부 또는 전체를 보정하기 위해 사전 솟음을 갖도록 시공할 수 있는데, 이 때 솟음량은 지간의 1/250 을 초과하지 않아야 한다.
- (3) 인접된 구조 부재에 손상을 줄 수 있는 처짐은 제한하여야 한다. 일반적으로 시공 후에 장기적 거동에 의해 유발되는 한계값은 지간의 1/500 을 적절한 값으로 간주할 수 있다. 그러나 인접 부재의 예민도에 따라 다른 한계값을 설정할 수 있다.
- (4) 처짐 한계 상태는 3.8.4.2 에 의해 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 3.8.4.3 의 직접 계산 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증할 수 있다.

3.8.4.2 직접 처짐 계산을 생략하는 경우

- (1) 식 (3.8.9)로 주어지는 한계 지간/깊이-비보다 작게 부재를 설계하였다면, 그 처짐은 3.8.4.1(2)와 (3)에서 설정한 처짐 한계값을 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] : \rho \leq \rho_o \quad (3.8.9a)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \right] : \rho > \rho_o \quad (3.8.9b)$$

여기서,

l/d = 지간/깊이-비의 한계값

k = 부재의 지지조건을 반영하는 계수(표 3.8.5 참조)

ρ_o = 기준 철근비($= \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$)

ρ = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 인장 철근비

ρ' = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 압축 철근비

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도

- (2) 식 (3.8.9)는 단순 지지된 슬래브에 대해 3.8.4.3의 공식을 적용한 결과를 단순화 한 것으로서 부재의 중앙 단면이나 캔틸레버의 경우 지지단의 철근 인장응력이 철근의 인장강도 500 MPa의 약 60 %인 310 MPa라고 가정하여 유도한 것이다. 만약 철근 인장응력 수준이 이 가정과 다른 값이라면, 위 식으로 얻은 값에 $310/f_s$ 를 곱해 보정해야 한다. 이 보정값은 다음 식으로 산정된 값을 취하면 일반적으로 안전한 설계가 된다.

$$\frac{310}{f_s} = \frac{500}{f_y (A_{s,rqd} / A_s)} \quad (3.8.10)$$

여기서,

f_s = 사용하중 한계상태에서 지간 중앙단면(캔틸레버의 경우 지지단)의 인장 철근응력

A_s = 지간 중앙단면(캔틸레버의 경우 지지단)에 배치된 철근량

$A_{s,rqd}$ = 극한계상태에서 중앙단면(캔틸레버의 경우 지지단)에 필요한 인장 철근량

- (3) 플랜지를 갖는 단면에서 플랜지 폭이 복부폭을 3배 이상 초과한다면, 위 식으로 구한 l/d 값에 0.8을 곱해야 한다.
- (4) 지간이 7 m를 초과하며 과도한 처짐에 의한 지지 시설 손상 가능성이 있는 보와 슬래브에서는 위 식으로 계산한 l/d 값에 $7/l_e$ (l_e 의 단위는 m)를 곱하여야 한다.

표 3.8.6 축력이 작용하지 않은 철근콘크리트부재의 기본 지간/유효깊이-비

구조계	k	높은 콘크리트 응력 $\rho = 1.5 \%$	낮은 콘크리트 응력 $\rho = 0.5 \%$
단순지지보, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브	1.0	14	20
연속보의 외측지간, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브의 외측 판	1.3	18	26
보와 슬래브의 내측 지간	1.5	20	30
플랫슬래브 (지지보 없이 기둥만으로 지지되는 슬래브)	1.2	17	24
캔틸레버	0.4	6	8

3.8.4.3 직접 처짐 계산에 의한 검증

- (1) 균열이 전혀 발생하지 않은 부재, 비균열 상태와 완전 균열 상태 사이의 중간 거동을 하는 부재, 그리고 주로 힘을 받는 부재들에 대한 처짐은 식 (3.8.11) 을 적용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta_e = \zeta \Delta_{crack} + (1 - \zeta) \Delta_{uncrack} \quad (3.8.11)$$

여기서,

Δ_e = 부재 경간 유효 변형량(처짐, 곡률, 축변형량 등을 포함)

$\Delta_{uncrack}$ = 비균열 상태일 때의 변형량

Δ_{crack} = 완전균열상태일 때의 변형량

ζ = 식 (3.8.12)로 주어진 분포 계수로서, $0.0 \leq \zeta \leq 1.0$

$$\zeta = 1 - \beta \left| \frac{f_{sr}}{f_{so}} \right| \quad (3.8.12)$$

여기서,

β = 평균 변형률에 미치는 하중의 반복 지속 기간을 반영하는 계수

= 1.0 : 단순 단기하중

= 0.5 : 반복하중 또는 장기하중

f_{so} = 균열 단면을 기준으로 계산한 인장 철근 응력

f_{sr} = 첫 균열이 발생한 직 후에 균열 면에서 계산한 철근 인장응력

- (2) 크리프 변형이 발생하는 지속하중에서의 총변형량은 식 (3.8.13)에 의한 콘크리트 유효탄성계수를 적용하여 계산할 수 있다.

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1 + \phi(\infty, t_0)} \quad (3.8.13)$$

여기서,

$\phi(\infty, t_0)$ = 하중과 지속 기간에 따른 크리프계수

(도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.3.1.3 참조)

- (3) 건조수축에 의한 곡률은 식 (3.8.14)로 평가할 수 있다.

$$\frac{1}{r_{sh}} = n \varepsilon_{sh} \frac{S}{I} \quad (3.8.14)$$

여기서,

$\frac{1}{r_{sh}}$ = 건조수축에 의해 유발된 곡률

ε_{sh} = 건조수축 변형률(도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.3.1.5 참조),

n = 탄성계수비로서,

$$n = \frac{E_s}{E_{ce}}$$

S = 중립축에 대한 철근의 단면 1 차모멘트

I = 단면 2 차모멘트

3.9 피로한계상태

3.9.1 일반사항

- (1) 규칙적인 교변 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 하며, 이 검증은 해당 부재를 구성하고 있는 철근에 대해서만 수행하여야 한다.
- (2) 피로는 다중 거더 구조를 가지는 상부구조의 콘크리트 바닥판에서는 검증할 필요가 없다.
- (3) 피로한계상태를 검증할 필요가 있는 곳의 교변응력진폭은 2장의 하중과 하중조합 및 표 2.4.1에 명시된 피로하중조합을 사용하여 결정하여야 한다.
- (4) 고정하중과 프리스트레스에 의한 압축 영역의 압축응력이 2.4.3절의 규정과 표 2.4.1에 명시된 피로하중과 피로하중조합으로 계산한 최대 활하중 인장응력의 두 배 미만인 경우에만 피로한계상태를 검증하여야 한다.
- (5) 사용한계상태 하중조합-III에 의한 인장 연단의 인장응력이 3.9.2에 명시된 인장응력 한계를 만족하는 프리스트레스 콘크리트 부재는 피로한계상태를 검증하지 않아도 된다.
- (6) 사용한계상태에서의 고정하중, 프리스트레스 및 피로하중의 1.5배가 조합된 하중에 의해 유발된 콘크리트 인장응력의 크기가 $0.25\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하는 경우에는 균열단면 성질을 사용하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.

3.9.2 철근

- (1) 고응력영역에 있는 직선 철근과 가로방향 용접이 없는 직선 용접 철선에 표 2.4.1 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat} 는 식 (3.9.1)을 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 166 - 0.33 f_{min} \quad (3.9.1)$$

- (2) 고응력영역에 있는 가로방향 용접이 있는 직선 용접 철선에 표 2.4.1 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat} 는 식 (3.9.2)을 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 110 - 0.33 f_{min} \quad (3.9.2)$$

여기서,

f_{fat} = 피로응력범위

$f_{\min}$ = 표 2.4.1에 명시된 피로하중조합에 의한 최소 활하중 응력(인장일 때 +)

- (3) (1) 및 (2)에서의 휨철근에 대한 고응력영역은 최대모멘트 발생 단면에서 좌우로 지간의 1/3을 취하여야 한다.

3.9.3 프리스트레싱 긴장재

- (1) 프리스트레싱 긴장재의 피로응력범위는 다음 크기를 초과해서는 안 된다.
- ① 곡률 반경이 9000 mm 이상인 긴장재 : 125 MPa
 - ② 곡률 반경이 3600 mm를 넘지 않는 긴장재 : 70 MPa
- (2) 곡률 반경이 3600 mm와 9000 mm 사이의 값을 갖는 긴장재는 선형보간법을 이용하여도 좋다.

3.9.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계 이음장치

- (1) 반복하중을 받는 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치의 피로응력범위 f_{fat} 가 표 3.9.1에 주어진 공칭피로강도를 초과해서는 안 된다.
- (2) 전체 하중재하수 N_{cyc} 가 1백만회 이하인 경우 피로응력범위는 $168(6 - \log N_{cyc})$ MPa만큼 증가할 수 있다. 다만, 증가된 값은 식 (3.9.1)에 주어진 f_{fat} 값보다 크지 않아야 한다. 실제 사용될 것과 동일한 이음 장치에 대한 피로 실험에 의해 확인되었다면 식 (3.9.1)에 의해 주어진 값보다 높은 f_{fat} 값을 사용할 수 있다.

표 3.9.1 이음부의 공칭피로강도

이음부 종류	1백만회를 초과하는 경우의 f_{fat}
에폭시 코팅 처리 유무에 관계없이 그라우트 채움 연결부	126 MPa
나선없는 냉간-압연 연결 슬리브, 일체식 단조 연결 장치; 썬기식 강재 슬리브, 일체식 경사-나선 연결 장치 V-홈 직접 용접 이음부	84 MPa
그 외 모든 이음	28 MPa

3.10 내구성 및 피복두께

3.10.1 일반사항

- (1) 콘크리트 교량은 사용수명 기간 동안 각각의 요소에 현저한 손상이 없어야 하며 과도한 유지보수를 하지 않아도 사용성, 강도 및 안정성의 요구조건을 만족하여야 한다.
- (2) 구조물의 손상 방지 대책은 기능, 사용수명, 유지관리 계획 및 작용하중을 고려하여 수립하여야 한다.
- (3) 내구성 설계를 수행할 때 직접하중과 간접하중, 3.10.2의 환경 조건, 3.5.1.4의 크리프와 3.5.1.5의 수축에 의한 변형 등의 영향을 반영하여야 한다.
- (4) 철근의 부식방지를 위해서 피복콘크리트의 밀도와 품질, 두께를 확보하여야 하며, 3.8.3의 균열 폭 기준을 만족하여야 한다. 콘크리트의 밀도와 품질을 얻기 위해서는 표 3.10.1에 규정한 최소 콘크리트 강도 이상의 압축강도를 적용하여야 한다.

- (5) 영구히 노출된 금속 정착장치는 점검 및 교체가 가능하다면 코팅된 재료를 사용해야 하지만, 그렇지 않은 경우는 방청 재료를 사용하여야 한다.
- (6) 3.10 은 콘크리트 교량의 설계내구수명 확보를 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나, 가설 혹은 기념비적인 구조물, 극한 혹은 비정상적 하중을 받는 구조물의 경우는 3.10의 요구조건을 수정할 수 있다. 또한, 신뢰할 수 있는 특별한 방법으로 내구성을 검증할 수 있다면 3.10의 요구조건을 수정할 수 있다.

표 3.10.1 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

노출환경 (표 3.10.2)	철근부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	21	24	30		30		35	30	35	
	콘크리트의 손상									
	위험없음	동결/융해 침투					화학적 침투			
노출환경 ¹⁾ (표 3.10.2)	E0	EF1		EF2/EF3/ EF4			EA1	EA2		EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24			30		30		35	

1) 노출 환경은 표 3.10.2 에 정의되어 있다.

표 3.10.2 환경 조건에 따른 노출 등급

노출등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	- 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 - 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조	공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	- 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 - 영구적인 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	- 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 - 대부분의 기초

EC3	보통의 습도인 상태	• 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 • 비를 맞지 않는 외부 콘크리트 ^{1),2)}
EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	• EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉된 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	• 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 염화물을 함유한 물에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	• 염화물을 함유한 물보라에 노출된 교량 부위 ³⁾ • 포장
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 상태	• 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	• 해양 구조물
ES3	간만대 혹은 물보라 지역	• 해양 구조물
5. 동결/융해 작용		
EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	• 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	• 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	• 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 물보라 지역과 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역
6. 화학적 침식		
EA1	조금 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수 ⁴⁾
EA2	보통의 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수 ⁴⁾
EA3	매우 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수 ⁴⁾

1) 차도로부터의 배수 또는 누출수에 의해 영향을 받지 않는 중공 교량 구조물의 내부는 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.

2) 규정에 따라 방수처리된 표면, 즉 교량상판 등은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.

3) 이것은 차도로부터 6 m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하며, 또한 차도로부터 배출되는 물에

노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joints) 하부의 교각 윗부분과 같은 표면을 포함한다.

4) 화학적 침식에 대한 노출등급분류는 다음 표 3.10.3과 같다.

표 3.10.3 화학적 침식에 대한 노출등급의 분류 기준

화학적 특성 ^{1),2)}	EA1	EA2	EA3
1. 지하수			
SO ₄ ²⁻ (mg/l)	≥ 200 이고 ≤ 600	> 600 이고 ≤ 3,000	> 3,000 이고 ≤ 6,000
pH	≤ 6.5 이고 ≥ 5.5	< 5.5 이고 ≥ 4.5	< 4.5 이고 ≥ 4.0
CO ₂ (mg/l)	≥ 15 이고 ≤ 40	> 40 이고 ≤ 100	> 100 포화될 때까지
NH ₄ ⁺ (mg/l)	≥ 15 이고 ≤ 30	> 30 이고 ≤ 60	> 60 이고 ≤ 100
Mg ₄ ²⁺ (mg/l)	≥ 300 이고 ≤ 1,000	> 1,000 이고 ≤ 3,000	> 3,000 포화될 때까지
2. 토양			
SO ₄ ²⁻ (mg/kg)	≥ 2,000 이고 ≤ 3,000 ⁵⁾	> 3,000 ⁵⁾ 이고 ≤ 12,000	> 12,000 이고 ≤ 24,000
산성도(ml/kg)	> 200	해당없음	

- 1) 이 표에서 규정한 유해 화학 환경은 온도 5 ~ 25 °C 범위의 천연 토양과 지하수를 기초로 하고, 물의 속도는 정적 상태로 가정할 수 있을 만큼 충분히 낮은 경우를 기준으로 한다.
- 2) 상기 화학적 특성 중 어느 한 가지라도 해당될 경우 해당 등급을 적용한다. 만약 두 가지 이상의 유해한 화학적 특성이 동일 등급에 해당되면 한 등급 높은 등급을 적용한다. 다만 이 경우라도 노출 등급을 높일 필요가 없다는 사실을 증명할 수 있는 연구결과가 있는 경우는 예외로 한다.
- 3) 투수계수가 10⁻⁶ m/s 미만인 점토질 토양은 한 단계 낮은 등급을 적용할 수 있다.
- 4) 일반적으로 SO₄²⁻이온의 추출은 염산을 이용하지만, 콘크리트에 적용한 경험이 있는 경우에는 물로 추출하는 방법을 적용할 수도 있다.
- 5) 건습 반복이나 모세관 흡착에 의해 콘크리트 내부에 황산염 이온이 축적될 가능성이 있는 경우는 3,000 mg/kg 을 2,000 mg/kg 으로 낮춰야 한다.

3.10.2 환경 조건

- (1) 노출 조건은 외부하중에 추가하여 구조물이 노출되어 있는 화학적이고 물리적인 조건을 말한다.
- (2) 환경 조건은 일반적으로 표 3.10.2 와 같이 분류할 수 있다.
- (3) 표 3.10.2 의 조건 외에 다음의 손상을 포함하는 유해한 하중 혹은 간접하중을 고려하여야 한다.
 - ① 화학적 손상
 - (가) 건물이나 구조물의 용도(액체 저장 등)
 - (나) 산이나 황산염 용액
 - (다) 콘크리트에 포함된 염화물
 - (라) 알칼리 골재 반응
 - ② 물리적 손상
 - (가) 온도 변화
 - (나) 마모
 - (다) 물의 침투

3.10.3 내구성을 위한 요구사항

- (1) 구조물의 소요 사용수명을 확보하기 위해서는 주변의 환경조건에 대해 각각의 구조 부재를 보호하기 위한 적절한 조치를 하여야 한다.
- (2) 다음 항목들을 내구성에 대한 요구사항에 포함시켜야 한다.
 - ① 구조 개념
 - ② 재료 선정
 - ③ 건설 상세
 - ④ 현장 시공
 - ⑤ 품질 관리
 - ⑥ 검사
 - ⑦ 검증
 - ⑧ 특수 조치(예; 스테인레스 철근, 코팅, 전기방식의 사용)

3.10.4 콘크리트 피복두께

3.10.4.1 일반사항

- (1) 콘크리트 피복두께는 철근(횡방향 철근, 표피철근 포함)의 표면과 그와 가장 가까운 콘크리트 표면 사이의 거리이다.
- (2) 공칭피복두께 $t_{c,nom}$ 는 도면에 명시하여야 하며, 최소피복두께(3.10.4.2 참조)와 설계 편차 허용량(3.10.4.3 참조)의 합으로 구한다.

$$t_{c,nom} = t_{c,min} + \Delta t_{c,dev} \quad (3.10.1)$$

여기서,

$t_{c,nom}$ = 콘크리트 공칭피복두께(mm)

$t_{c,min}$ = 콘크리트 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{c,dev}$ = 콘크리트 피복두께의 설계 편차 허용량(mm)

3.10.4.2 최소피복두께

- (1) 콘크리트 최소피복두께 $t_{c,min}$ 는 아래 사항을 고려하여 규정하여야 한다.
 - ① 부착력의 안전한 전달(3.11.1 참조)
 - ② 철근의 부식방지(내구성)
 - ③ 내화성
- (2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,min} = \max\{t_{c,min,b}; t_{c,min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.10.2)$$

여기서,

$t_{c,min,b}$ = 부착에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$t_{c,min,dur}$ = 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{c,dur,\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 이 절 (5)항의 규정에 의한 피복두께 증가값(mm)

$\Delta t_{c,dur,st}$ = 스테인레스 철근을 사용할 때, 이 절 (7)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 한 경우, 이 절 (8)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

- (3) 부착력을 안전하게 전달하고 충분한 다짐을 위하여 피복두께는 표 3.10.4에 주어진 $t_{c,min,b}$ 값보다 더 큰 값을 사용하여야 한다.
- (4) 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{c,min,dur}$ 는 환경노출등급에 따라 표 3.10.5에 제시되어 있다.
- (5) 염화물 또는 해수에 노출되는 고부식성 환경에 대한 추가적인 안전을 확보하기 위하여 최소피복두께를 $\Delta t_{c,dur,\gamma}$ 만큼 증가시켜야 한다. $\Delta t_{c,dur,\gamma}$ 는 아래 값을 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측을 통해 타당한 근거를 제시할 경우 이보다 작은 값을 적용할 수 있다.
 $\Delta t_{c,dur,\gamma} = 5 \text{ mm (ED1/ES1), } 10 \text{ mm (ED2/ES2), } 15 \text{ mm (ED3/ES3)}$
- (6) 표 3.10.1에서 요구하는 최소 강도보다 아래에서 정하는 값 이상 큰 강도를 사용하는 경우, 시공과정에서 철근 위치의 변동이 없는 슬래브 형상의 부재인 경우, 콘크리트를 제조할 때 특별한 품질관리 방안이 확보되었다고 승인받은 경우에는 최소피복두께를 각각 5 mm 감소시킬 수 있다.
 E0 등급이나 탄산화에 노출된 경우(EC 등급) : 5 MPa
 염화물이나 해수에 노출된 경우(ED, ES 등급) : 10 MPa
- (7) 스테인레스 철근을 사용하거나 다른 특별한 조치를 취한 경우에는 $\Delta t_{c,dur,st}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. 다만 이러한 경우 부착강도를 비롯한 모든 관련된 재료적 특성에 의한 영향을 고려하여야 한다. $\Delta t_{c,dur,st}$ 는 일반적으로 0 mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0 mm 보다 큰 값을 적용할 수 있다.
- (8) 코팅과 같은 추가 표면처리를 한 콘크리트의 경우 $\Delta t_{c,dur,add}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. $\Delta t_{c,dur,add}$ 는 일반적으로 0 mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0 mm 보다 큰 값을 적용할 수 있다.
- (9) 프리캐스트나 현장 타설 콘크리트와 같은 다른 콘크리트 부재에 접하여 콘크리트를 타설할 경우 철근에서 표면까지의 최소피복두께는 다음 요구조건을 만족하면 표 3.10.4의 부착에 대한 최소피복두께 값으로 감소시킬 수 있다.
 - ① 콘크리트 강도는 25 MPa 이상이다.
 - ② 콘크리트 표면이 외기에 노출된 시간이 짧다(28일 미만).
 - ③ 접촉면이 거칠게 처리되어 있다.
- (10) 노출 골재 등과 같은 요철 표면의 경우 최소피복두께는 적어도 5 mm를 증가시켜야 한다.
- (11) 일반적으로 EF와 EA 등급에 대해서는 이 절(3.10.4)의 규정에 따라 정한 피복두께로 충분하다. 동결융해 작용(EF 등급)에 대해서는 연행 공기량의 확보가 중요하며, 제빙화학제를 사용하는 경우에는 혼화재료의 사용에 주의할 필요가 있다. 또한, 화학적 침식(EA 등급)의 경우는 시멘트의 화학 조성이 큰 영향을 미치므로 결합재의 선정에 주의를 기울여야 한다.
- (12) 방수처리나 표면처리를 하지 않은 노출 콘크리트 바닥판의 피복두께는 마모에 대비하여 최소 10 mm 만큼 증가시켜야 한다.
- (13) 내화를 필요로 하는 구조물의 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 한다.

표 3.10.4 부착에 대한 요구 사항을 고려한 최소피복두께, $t_{c,min,b}$

강재의 종류	최소피복두께 ¹⁾
일반	철근 직경
다발	등가 직경(3.11.1.8 다발철근에 대한 추가 규정 참조)
포스트텐션부재	- 원형 덱트 경우 : 덱트의 직경 - 직사각형 덱트 경우 : 작은 치수 혹은 큰 치수의 1/2배 중 큰 값으로서 50 mm 이상인 값 단, 두 종류의 덱트에 대하여 피복두께가 80 mm 보다 큰 경우는 없음.
프리텐션부재	- 강연선 및 원형 강선 경우 : 직경의 2배 - 이형 강선 경우 : 직경의 3배

1) 공칭 최대 골재 치수가 32 mm 보다 크다면 $t_{c,min,b}$ 은 다짐을 위하여 5 mm 증가시켜야 한다.

표 3.10.5 철근 및 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,min,dur}$ (mm)

강재 종류	노출등급						
	E0	EC1	EC2 / EC3	EC4	ED1 / ES1	ED2 / ES2	ED3 / ES3
철근	20	25	35	40	45	50	55
프리스트레싱 강재	20	35	45	50	55	60	65

3.10.4.3 설계 편차 허용량

(1) 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량($\Delta t_{c,dev}$)을 더하여야 한다. 소요 최소피복두께는 현장시공기준에 제시된 허용편차량에 따라 증가시켜야 하며, 이는 구조물의 종류에 따라 달라진다.

(2) 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 는 10 mm 를 적용한다.

(3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 는 감소시킬 수 있다.

- ① 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우, 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$5 \text{ mm} \leq \Delta t_{c,dev} \leq 10 \text{ mm} \quad (3.10.3)$$

- ② 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하는 프리캐스트 부재 등은 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$0 \text{ mm} \leq \Delta t_{c,dev} \leq 10 \text{ mm} \quad (3.10.4)$$

(4) 울통불통한 표면에 타설한 콘크리트의 최소피복두께는 일반적으로 증가시켜야 한다. 최소피복두께는 요철 메우기 등 미리 준비된 지면에 타설한 콘크리트에 대하여는 20 mm, 토양에 직접 타설한 콘크리트에 대하여는 50 mm 이다. 요철 마감과 골재가 노출된 경우와 같은 표면 상태에서는 피복두께를 증가시켜야 한다(3.10.4.2 (12) 참조).

3.10.5 신뢰도 기반 염해 내구성 설계

3.10.5.1 일반사항

해양환경에 건설되는 콘크리트 교량의 염해에 대한 내구성 설계는 신뢰도 기반 내구성 설계를 적용할 수 있다. 특히 목표 내구수명이 100 년을 초과하는 경우나 별도로 피복두께를 산정할 필요가 있는 경우 등 3.10.1 ~ 3.10.4 의 규정에 따라 피복두께를 산정하기 어려운 경우에는 본 절의 신뢰도 기반 내구성 설계 절차에 따라 피복두께를 산정할 수 있다.

3.10.5.2 한계상태와 내구수명의 정의

해양 콘크리트의 성능저하는 아래 그림 3.10.1 과 같이 2 단계에 걸쳐 발생하는 것으로 볼 수 있다. 내구성 설계에서는 철근 위치에서의 염소이온 농도가 임계 염소이온 농도에 도달하여 철근부식이 시작되는 상태를 한계상태로 하며, 이 시점까지의 기간을 내구수명으로 정의한다.

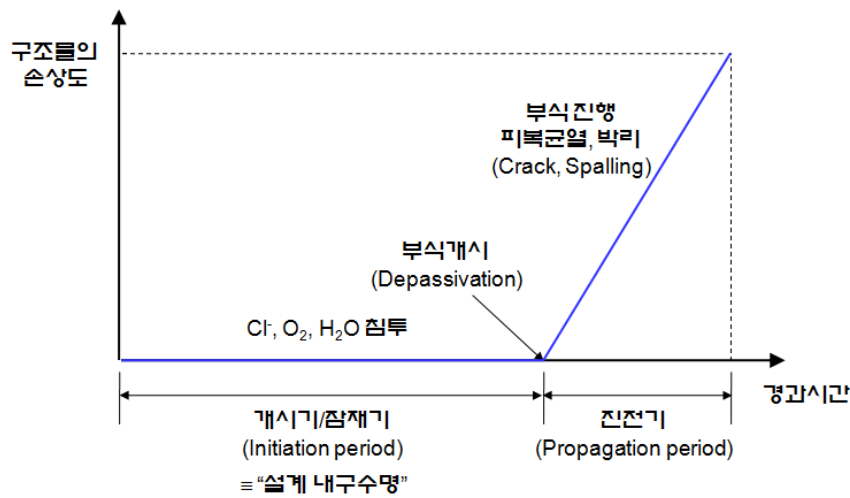


그림 3.10.1 콘크리트 성능저하 모형

3.10.5.3 한계상태방정식

(1) 한계상태방정식은 식 (3.10.5)를 적용한다.

$$g = C_{cr} - C_i - (C_s - C_i) \operatorname{erfc} \left(\frac{d_c}{2 \sqrt{k_T k_h k_{cr} D_0 \left[\frac{t_0^m}{1-m} (t_c^{1-m} - t_{ex}^{1-m}) + \left(\frac{t_0}{t_c} \right)^m (t - t_c) \right]}} \right) \quad (3.10.5)$$

여기서,

C_{cr} = 임계 염소이온 농도

C_s = 표면 염소이온 농도(시간에 따라 일정한 것으로 가정한다.)

C_i = 초기 염소이온 농도(시간에 따라 일정한 것으로 가정한다.)

$\operatorname{erfc} = 1 - \operatorname{erf}$

erf = 오차함수, $\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \exp(-\eta^2) d\eta$

- d_c = 피복두께
 D_0 = 기준재령 확산계수
 m = 재령계수
 t_0 = 기준재령, 보통 28 일
 t_c = 확산계수가 일정한 값에 도달하는 시간, 보통 30 년으로 가정한다.
 t_{ex} = 노출개시시간 ($t_{ex} < t_c$)
 t = 재령
 k_T = 확산계수의 온도 보정계수
 k_h = 확산계수의 상대습도 보정계수
 k_{cr} = 균열을 고려한 확산계수 증가계수

(2) 표면도장공법을 적용하는 경우 한계상태방정식은 다음과 같이 적용한다.

- ① 확산계수가 일정한 값에 도달하는 시기(t_c)보다 도장 성능 유지기간이 작은 경우 식 (3.10.5)에서 t_{ex} 에 표면도장 성능 유지기간을 대입한다.
 ② 확산계수가 일정한 값에 도달하는 시기보다 도장 성능 유지기간이 큰 경우는 아래 식 (3.10.6)을 적용한다.

$$g = C_{cr} - C_i - (C_s - C_i) \operatorname{erfc} \left(\frac{d_c}{2 \sqrt{k_T k_h k_{cr} D_0 \left(\frac{t_0}{t_c} \right)^m (t - t_s)}} \right) \quad (3.10.6)$$

여기서,

t_s = 표면도장 성능 유지기간

(3) 기준재령 확산계수는 기왕의 실험데이터를 사용하여 가정하는 것이 좋다. 만약 실험데이터가 부족할 경우 아래 식을 이용하여 가정할 수 있다.

$$D_0 = D_{28,PC} = 1 \times 10^{(-12.06 + 2.40W/B)} \quad (3.10.7)$$

$$D_0 = D_{28,SF} = 1 \times 10^{(-12.06 + 2.40W/B)} e^{-0.165SF} \quad (3.10.8)$$

여기서,

$D_{28,PC}$ = 포틀랜드 시멘트 콘크리트의 28 일 확산계수(m^2/s)

$D_{28,SF}$ = 실리카 흙을 사용한 콘크리트의 28 일 확산계수(m^2/s)

(4) 확산계수의 온도와 상대습도에 대한 보정계수는 다음과 같이 적용한다.

- ① 온도 보정계수

$$k_T = \exp \left[A_T \left(\frac{1}{273 + T_0} - \frac{1}{273 + T} \right) \right] \quad (3.10.9)$$

여기서,

T = 지역 연 평균 기온($^{\circ}C$)

T_0 = 기준온도, 확산계수 측정실험 시 온도로 한다(일반적으로 $T_0 = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$).

A_T = 비례상수, 실험값이 없는 경우 아래와 같이 가정할 수 있다.

포틀랜드 시멘트의 경우, $A_T = 5,000\text{ K}$

플라이애쉬 또는 슬래그 혼합시멘트의 경우, $A_T = 500\text{ K}$

② 상대습도 보정계수

해중/물보라 지역/간만대 $k_h = 1.0$ (3.10.10a)

$$\text{해상대기중 } k_h = \frac{1}{1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c} \right)^4} \quad (3.10.10b)$$

여기서,

h = 해당 지역의 연 평균 상대습도(relative humidity)

h_c = 임계 상대습도(transition humidity), $h_c = 0.82$

(5) 균열을 고려한 확산계수의 증가계수는 다음을 적용한다.

① 균열발생 가능성이 없는 경우

$$k_{cr} = 1.0 \quad (3.10.11a)$$

② 균열발생 가능성이 있는 경우

$$k_{cr} = 1.5 \quad (3.10.11b)$$

(6) 재령계수는 식 (3.10.12)를 이용하여 산정한다.

$$m = 0.2 + 0.4 \left(\frac{\%FA}{50} + \frac{\%SG}{70} \right) \quad (3.10.12)$$

여기서,

$\%FA$ = 시멘트 중량 대비 플라이애쉬 혼입율(%) $\leq 50\%$

$\%SG$ = 시멘트 중량 대비 고로슬래그 혼입율(%) $\leq 70\%$

(7) 기준재령 확산계수와 재령계수는 신뢰할 만한 자료가 있는 경우 그 값을 사용할 수 있다.

3.10.5.4 목표 신뢰도

(1) 목표 신뢰도는 표 3.10.8에 따라 유지보수비용 대비 초기 비용의 수준을 감안하여 설정한다.

표 3.10.8 목표 신뢰도 수준

유지보수비용 대비 부식확률을 낮추기 위한 초기 비용 수준	신뢰도 등급	신뢰도 지수 β	부식확률(%)
낮음	I	1.96	2.5
보통	II	1.65	5.0
높음	III	1.28	10.0

3.10.5.5 설계절차

- (1) 피복두께와 확산계수를 변화시키면서 철근 부식에 대한 신뢰도를 산정하여 3.10.5.4에서 제시하는 신뢰도 지수를 초과하도록 피복두께와 목표 확산계수를 결정한다.
신뢰도의 계산은 일계이차모멘트법과 같은 Level II 방법이나 몬테카를로 시뮬레이션(Monte-Carlo simulation)과 같은 Level III 방법을 이용할 수 있다.
- (2) 기존의 경험 등을 바탕으로 콘크리트 배합을 정한 후에 (1)항에서 결정된 목표 확산계수를 만족하는 지를 3.10.5.7에서 정하는 바에 따라 검증하여 최종 배합을 결정한다.

3.10.5.6 확률분포의 가정

- (1) 임계 염소이온 농도, 표면 염소이온 농도, 피복두께, 확산계수 및 확산계수의 재령계수는 반드시 확률변수로 고려해야 한다. 확률분포의 종류는 표 3.10.9를 기본으로 하되, 신뢰할 수 있는 실험 또는 실측 데이터가 있는 경우 확률분포의 종류를 달리 가정할 수 있다.

표 3.10.9 설계변수별 확률분포의 가정

확률변수	기호	확률분포	평균	변동계수
임계 염소이온 농도	C_{cr}	정규분포	표 3.10.10	표 3.10.10
표면 염소이온 농도	C_s	정규분포	표 3.10.11	표 3.10.11
확산계수	D_0	정규분포	변수	0.2
재령계수	m	베타분포	식 (3.10.12)	0.2
피복두께	d_c	대수분포	변수	0.1

- (2) 임계 염소이온 농도의 평균과 변동계수는 노출환경과 결합재 종류에 따라 표 3.10.10과 같이 가정할 수 있고, 신뢰할 수 있는 실험 또는 실측 데이터가 있는 경우 다른 값을 적용할 수 있다. 제설염 적용 시에는 해상대기중과 동일하게 가정할 수 있다.

표 3.10.10 임계 염소이온 농도

노출환경	평균(%)		변동계수 (-)
	$C_3A \geq 8\%$ 인 포틀랜드 시멘트 또는 혼합시멘트	$C_3A < 8\%$ 인 포틀랜드 시멘트	
해 중	2.2	0.7	0.10
간만대/물보라 지역	0.7	0.2	0.15
해상대기중	0.7	0.2	0.15

- (3) 표면 염소이온 농도의 평균과 변동계수는 노출환경에 따라 표 3.10.11과 같이 가정할 수 있고, 신뢰할 수 있는 실험 또는 실측 데이터가 있는 경우 다른 값을 적용할 수 있다. 제설염 적용 시에는 해당지역의 제설염 살포주기와 살포량을 토대로 평균과 변동계수를 산정해야 한다.

표 3.10.11 노출환경에 따른 표면 염소이온 농도

노출환경		평균(%)		변동계수 (-)
		서/남해안	동해안	
해 중		3.0	2.0	0.30
간만대		4.0	2.6	0.30
물보라 지역		1.5	2.6	0.30
해상대기중	해안선 부근	1.0	1.4	0.30
	해안선으로부터 100 m까지	0.4	0.9	
	해안선으로부터 250 m까지	0.3	0.6	
	해안선으로부터 500 m까지	-	0.4	
	해안선으로부터 1000 m까지	-	0.3	

* 서/남해안과 동해안의 경계는 부산지역으로 하고, 부산지역은 동해안에 포함한다.

- (4) 여기서 제시하지 않은 다른 변수도 필요에 따라 확률변수로 고려할 수 있으며, 이 때 해당 변수의 평균과 표준편차는 신뢰할 수 있는 실험 또는 실측 데이터에 기초하여 합리적으로 가정해야 한다.

3.10.5.7 설계결과의 검증 및 품질관리

- (1) 확산계수는 반드시 실험을 통해 검증해야 한다. 실험방법은 전기영동시험법(NT BUILD 492: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments)을 적용하되, 이 시험방법의 적용이 곤란한 경우에는 장기침지실험법(NT Build 443: Accelerated chloride penetration)을 적용할 수 있다. 단, 장기침지실험을 적용할 경우 실험결과를 기준재령 확산계수로 환산하여야 한다.
- (2) 확산계수 측정을 위한 시험체는 현장에서와 동일한 방법으로 양생해야 하며 시험은 기준재령에 실시해야 한다.
- (3) 6회 이상의 실험으로 구한 확산계수 측정값의 평균과 표준편차는 각각 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\text{확산계수 실험치 평균} < \text{설계기준 확산계수}$$

$$\text{확산계수 실험치 표준편차} < COV_D \times \text{설계기준 확산계수}$$

여기서,

$$COV_D = \text{확산계수의 변동계수}$$

3.11 구조 상세

3.11.1 철근 상세

3.11.1.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 기본적으로 정적하중이 작용하는 이형철근, 철망, 프리스트레싱 강재에 적용한다. 일반적인 교량에 적용할 수 있으나, 지진, 기계적 진동, 충격에 의한 동적하중이 작용하는 요소와 페인트, 에폭시, 아연 등으로 표면 처리된 도막철근에는 적용할 수 없다.
- (2) 콘크리트 최소피복두께는 내구성 설계기준에 따른다. 경량 콘크리트의 경우에는 일반 콘크리트에 대해 정해진 최소 콘크리트 피복두께를 5 mm 증가시켜야 한다.

3.11.1.2 철근 구부림의 최소 내면 지름

- (1) 철근을 구부릴 때는 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막고, 구부린 철근 내부 콘크리트의 손상을 막을 수 있게 최소 내면 지름 이상으로 구부려야 한다.
- (2) 일반철근에서 철근 구부림의 최소 내면 지름은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.2 절을 따른다.

3.11.1.3 철근의 간격

- (1) 철근의 최소간격
일반적인 조건의 콘크리트에서 철근의 최소간격은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.3절의 값 이상으로 하여야 한다.
- (2) 철근의 최대간격
철근의 최대 간격은 부재상세의 해당 규정에 따라야 한다.

3.11.1.4 프리스트레싱 강재 및 덕트의 최소간격

- (1) 프리텐션 강연선
도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.8에 규정된 정착길이 이내에 있는 부재의 양단부에서 프리텐션 강연선(피복이 있는 것도 포함)의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 하며 중심 간격은 표 3.11.1.의 값 이상으로 하여야 한다.

표 3.11.1 프리텐션 강연선의 중심간격

강연선 직경(mm)	간격(mm)
15.24 14.29	50
12.70 11.11	44
9.53	38

실물실험에 의하여 검증된다면 부재단부에서 프리텐션 강연선의 순간격을 감소시켜도 좋다. 강연선 다발 사이의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상, 25 mm 이상으로 하여야 한다. 프리텐서닝 강연선을 절곡하는 경우 절곡하는 위치와 절곡위치 사이에서는 상하로 접촉하는 다

발을 형성할 수 있다. 상하로 접촉하는 다발 이외의 다른 방법으로 다발을 형성할 때에는 다발을 구성하는 강연선의 수가 4개를 초과해서는 안된다.

(2) 평면상 곡선이 아닌 포스트텐션 덱트

직선으로 배치되는 포스트텐션 덱트의 순간격은 38 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다. 정착부로부터 900 mm 이내인 구간에서 덱트 간의 간격이 상기 규정대로 유지된다면 3개 이하의 덱트를 다발로 사용해도 좋다. 세그멘탈공법 이외에는 덱트다발 사이의 수평 순간격은 100 mm 이상으로 하여야 한다. 2개 이상의 평면으로 배치되는 덱트는 동일 평면에서 2개까지의 덱트를 다발로 만들 수 있다. 덱트 다발의 연직 순간격은 38 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다. 프리캐스트공법에서 덱트다발의 수평 순간격은 75 mm까지 감소되어도 좋다.

(3) 곡선 포스트텐션 덱트

곡선 덱트의 순간격은 긴장재 휨구속을 위해 요구되는 간격 이상으로 하여야 하며 직선 덱트에 요구되는 순간격보다 작아서는 안된다.

3.11.1.5 철근의 정착

(1) 각 단면의 철근에서 계산된 힘이 매입길이, 갈고리나 기계적 장치, 또는 이들의 조합에 의해 단면의 양 측에서 발휘될 수 있도록 철근을 정착하여야 한다. 갈고리는 인장철근을 정착하는 데만 유효하다.

(2) 일반 철근의 정착은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.4 절에 따른다.

(3) 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 제 5장의 범위를 벗어나는 경우는 해석 또는 시험에 의해 그 안전성이 증명하여야 한다.

3.11.1.6 철근의 이음

(1) 철근에 작용하는 힘은 다음의 방법으로 다른 철근에 전달된다.

- ① 겹이음
- ② 용접
- ③ 기계적 장치

일반적인 철근의 이음방법은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.5절을 따른다.

(2) 철근의 이음 및 이음부를 엇갈리게 배치하는 것에 대한 허용 위치, 형태 및 치수는 설계도서에 명시하여야 한다.

3.11.1.7 직경이 큰 철근에 대한 추가 규정

(1) 직경이 32 mm를 초과하는 철근의 경우는 앞 절에서 주어진 규정 외에 다음 규정이 적용된다.

(2) 직경이 큰 철근을 사용하는 경우, 표피철근을 사용하거나 해석을 수행하여 균열을 제어 할 수 있다.

(3) 직경이 큰 철근 인해 쪼갬 힘은 더욱 커지고 다월 작용도 더욱 커진다. 이러한 철근에는 기계적 정착이 필요하다. 직선 철근으로 정착하는 경우에는 구속철근으로서 갈고리를 가진 횡방향 철근을 사용하여야 한다.

(4) 일반적으로 직경이 큰 철근은 겹침이음을 하지 않지만, 단면 치수가 1.0 m 이상이거나 철근응력이 설계강도의 80 %를 넘지 않는 단면에서는 예외로 한다.

- (5) 횡방향 압축응력이 존재하지 않는 정착구역에는 전단철근 외에 압축용 횡방향 철근을 추가로 배치하여야 한다.
- (6) 직선의 정착길이에 대한 경우, 위의 (5)에 기술된 추가적인 보강철근의 단면적은 다음의 값 이상이어야 한다.

- ① 인장면에 평행한 방향으로 : $A_{sh} = 0.25A_s n_1$
- ② 인장면에 수직인 방향으로 : $A_{sv} = 0.25A_s n_2$

여기서,

A_s = 정착철근의 단면적

n_1 = 부재내의 같은 위치에 정착된 철근 층의 수

n_2 = 각 층에서 정착된 철근의 수

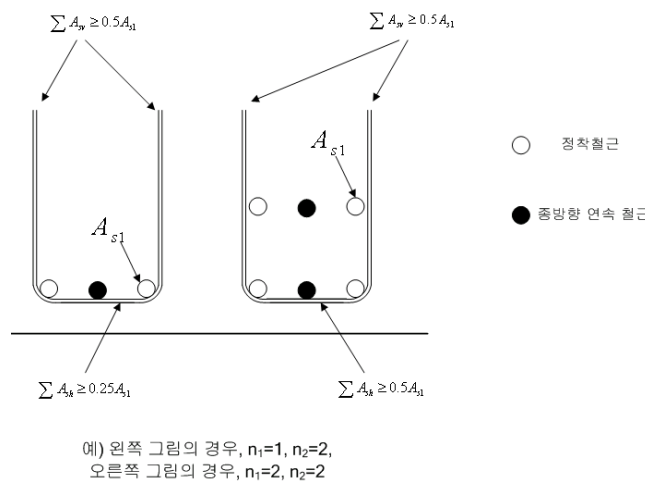


그림 3.11.1 횡방향 압축력이 작용하지 않는 구역에서 직경이 큰 철근을 정착시키기 위한 추가적인 철근

- (7) 추가된 횡방향 철근은 정착구역에서 균일하게 분포되어야 하고 철근의 간격은 주철근 직경의 5배를 넘어서는 안된다.
- (8) 직경이 큰 철근에 대한 표피철근 단면적은 큰 직경 철근의 직각 방향으로 $0.01A_{ct,ext}$ 평행한 방향으로 $0.02A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다.

3.11.1.8 다발철근에 대한 추가 규정

- (1) 여러 개의 철근을 묶어서 단일 철근의 기능을 발휘하게 하는 것을 다발철근이라 한다. 다발로 사용하는 경우 철근의 수는 4개를 초과할 수 없으며, 휨부재에서 D35를 초과하는 철근은 2개 까지 다발로 사용할 수 있다.
- (2) 다른 언급이 없다면, 개별철근에 대한 규정은 다발철근에도 적용된다. 다발철근에서 철근은 동일한 특성(형태 및 등급)을 지녀야 한다. 지름의 비가 1.7을 넘지 않는 경우에는 다른 크기의 철근으로 묶을 수 있다.
- (3) 설계에서 다발철근은 동일한 면적과 동일한 무게중심을 가지는 추상적인 철근으로 대체한다. 이 추상적인 철근의 등가지름은 다음과 같다.

$$d_{b,n} = d_b \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (3.11.1)$$

여기서,

n_b 는 다발에서 철근의 수로 제한 값은 다음과 같다.

$n_b \leq 4$ = 압축영역의 수직철근과 겹침이음 조인트의 철근

$n_b \leq 3$ = 그 외의 경우

- (4) 다발철근에서 철근의 간격은 3.11.1.3의 규정을 따른다. 이 때 다발사이의 순 거리는 실제적인 철근 다발의 외형선(external contour)으로부터 측정값을 사용한다.
- (5) 두 개의 철근이 아래 위로 접촉되는 경우와 부착조건이 양호한 경우에는, 이들 철근을 다발철근으로 취급할 필요는 없다.
- (6) 다발철근은 스티럽이나 띠철근으로 둘러싸여야 한다. 다발철근 내의 각 철근이 지간 내에서 끝날 때에는 적어도 철근지름의 40배 이상 길이로 서로 엇갈리게 끝내야 한다. 철근 사이의 간격제한이 철근크기를 기준으로 적용될 경우 다발의 지름은 등가 단면적으로 환산되는 한 개의 철근지름으로 계산하여야 한다.
- (7) 일반적인 경우의 다발철근의 정착은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.7절의 규정을 따른다.

3.11.1.9 프리스트레싱 긴장재의 배근상세

- (1) 복부를 지나는 긴장재는 스티럽 내부에, 플랜지나 슬래브를 지나는 긴장재는 가능한 한 횡방향철근 내부에 배치하여야 한다.
- (2) 덱트에 작용하는 힘을 고려하여 덱트의 주위에 횡구속철근이 배근하여야 한다. 이 때 덱트 내에 작용하는 그라우팅 압력의 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 일반적인 경우의 프리스트레싱 긴장재의 배근 상세는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.11.8절을 따른다.
- (4) 외부긴장재의 지지점
동적해석에 의하여 입증되지 않는 한, 외부긴장재 지지점 사이의 거리는 7500 mm 초과해서는 안된다.
- (5) 포스트텐션 긴장재의 연결장치
종방향 포스트텐션 긴장재는 전체 긴장재 중 50 %를 초과하는 긴장재가 한 위치에서 연결되어서는 안되며, 인접 연결장치와의 간격이 한 세그먼트 길이 이상, 부재 두께의 2 배 이상이어야 한다. 포스트텐션 긴장력이 도입될 때의 응력을 계산 할 때 연결장치 주변의 내부 공동은 단면적의 계산과 단면 2 차모멘트의 계산에서 제외하여야 한다.

3.11.2 부재 상세

3.11.2.1 일반사항

- (1) 안전성, 사용성, 내구성에 대한 요구조건은 해당 규정과 더불어 이 장에서 제시된 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 부재 상세는 채택된 설계 모델과 일관성이 있어야 한다.

3.11.2.2 뺨대부재의 부재상세

- (1) 뺨대부재로 간주할 수 있는 보와 기둥의 부재 상세는 일반적인 기하조건과 하중에 대하여 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.2절 및 5.12.5절의 부재 상세를 적용한다.
- (2) 일반적인 조건에서 뺨대부재로 간주할 수 있다하더라도, 국부적인 기하조건 변화와 하중 분포의 변화에 따른 부재 상세는 경험과 실험으로 검증된 방법에 따른다.
- (3) 3.7.5절의 스트럿-타이 모델은 뺨대부재의 응력교란 영역의 극한한계상태에 대한 부재상세에서 사용할 수 있다.
- (4) 뺨대부재의 주철근과 횡철근 외에 표피철근을 배근할 수 있다. 표피철근(skin reinforcement)은 균열을 제어하고 피복의 박리를 방지하기 위해서 배치하는 것으로 일반적인 경우에 대해서는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.2.8절의 부재 상세를 적용한다.
- (5) 프리스트레스트 콘크리트 부재에서는 곡선 긴장재의 영향을 고려하여 부재 상세를 결정하여야 한다. 곡선 긴장재의 영향으로 발생하는 면내력과 면외력에 대하여 안전하도록 콘크리트 피복 두께를 증가하거나, 횡구속 철근을 배근하여야 한다. 곡선 긴장재 배치의 전형적인 경우에 대해서는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.2.10절의 부재 상세를 적용할 수 있다.

3.11.2.3 슬래브의 부재상세

- (1) 1 방향과 2 방향 중실슬래브와 기둥으로 지지된 플랫슬래브에 대해서 기하조건과 하중조건을 만족하는 경우에는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.3 절 및 5.12.4 절의 부재 상세를 적용한다.
- (2) 슬래브 부재에서 국부적인 기하조건 변화와 하중 분포의 변화에 따른 부재 상세는 경험과 실험으로 검증된 방법에 따른다.

3.11.2.4 벽체의 부재상세

- (1) 두께에 대한 길이의 비가 4 이상인 철근콘크리트 벽체의 부재상세는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.8절을 적용할 수 있다.
- (2) 벽체의 철근량과 철근상세는 극한한계상태에 대하여 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계할 수 있다(도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.7.5 참조). 주로 면외힘을 받는 벽체의 경우에는 슬래브의 규정을 적용한다(도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.3 참조).
- (3) 벽체에서 국부적인 기하조건 변화와 하중 분포의 변화에 따른 부재 상세는 경험과 실험으로 검증된 방법에 따른다.

3.11.2.5 깊은 보의 부재상세

- (1) 깊은 보의 뺨대부재와 달리 설계하여야 한다(도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.6.2.1(1)① 항의 정의 참조). 일반적인 하중에 대하여 각각의 면에 인접한 직교 철근망을 수직과 수평 방향으로 배치하여야 한다. 이 때 깊은 보 양면 각각의 철근망은 최소 철근량이 $0.001A_c$ 로서 1 m당 150 mm^2 ($a_s = 150 \text{ mm}^2/\text{m}$) 이상이어야 한다.
- (2) 일반적인 기하조건과 하중 경우에 대하여 깊은 보의 부재상세는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.9절을 따를 수 있다.
- (3) 깊은보에서 국부적인 기하조건 변화와 하중 분포의 변화에 따른 부재 상세는 경험과 실험으로 검증된 방법에 따른다.

3.11.2.6 중공 사각단면 압축부재의 보강철근

- (1) 중공 사각형 단면에서 단면내의 종방향철근의 총단면적은 콘크리트 면적의 0.01 배 보다 작아서는 안된다. 단면의 각 벽에는 2 개층의 철근을 배치하여야 하며 1 개층은 벽면 가까이에 배치하여야 한다. 2 개층의 철근량은 거의 같아야 한다.
- (2) 종방향 철근의 중심간격은 벽체두께의 1.5 배와 460 mm 중 작은 값보다 커서는 안된다. 횡방향철근의 수직방향으로의 중심간격은 벽체두께의 1.25 배와 300 mm 중 작은 값보다 커서는 안된다.
- (3) 각 벽체에 배치된 2 개 층의 철근에는 중간띠철근을 배치하여야 한다. 중간띠철근의 한쪽단에는 135° 표준갈고리가 있어야 하고 다른단에는 90°의 표준갈고리를 설치하여야 한다. 중간띠철근은 종방향철근과 횡방향철근의 교차점에 배치하여야 한다. 그리고 모든 중간띠철근의 갈고리는 교차점에서 종방향철근과 횡방향철근 모두를 감싸야 한다. 종방향철근과 횡방향철근은 각각 600 mm 이하의 간격을 갖는 중간띠철근 갈고리로 감싸야 한다. 세그먼트로 시공되는 부재에는 각 세그먼트의 상부 및 하부 모서리를 따라 추가적인 중간띠철근을 배치하여야 한다. 단면의 벽체에 배치된 1 쌍의 내측 및 외측 종방향 철근 단부를 연결하기 위해서 중간띠철근을 배치하여야 한다.
- (4) 횡방향 철근은 단면의 모서리에서 90° 갈고리를 겹쳐이어 연결할 수 있다. 횡방향철근의 직선 겹침이음은 허용되지 않는다. 만약, 종방향철근과 횡방향철근의 교차점에 위치하는 4 개 이상의 중간띠철근의 갈고리가 겹침이음된 철근의 겹침이음 길이 전체를 둘러싼다면 직선겹침이음도 허용된다.
- (5) 단면의 모서리에 위치한 종방향철근은 폐합철근으로 둘러싸야 한다. 만약 폐합철근을 배치할 수 없다면 다리 길이가 적어도 벽체두께의 2 배이고 끝단이 다른 끝단쪽으로 90° 꺾어진 한 쌍의 U-형 철근을 사용할 수 있다.
- (6) 단면 모서리에 위치한 포스트텐션 덕트는 폐합철근 또는 끝단에 90°의 갈고리를 갖는 스트럽을 사용하여 모서리 영역에 정착시켜야 한다. 이 때 스트럽의 경우, 단면의 외측면 가까이에 배치된 하나 이상의 종방향철근을 감싸야 한다.

3.11.2.7 기초판

- (1) 말뚝 머리판, 확대 기초와 같이 전형적인 기하조건과 하중 상태의 부재에 대해서는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.10절의 규정을 적용할 수 있다.
- (2) 응력교란 영역의 극한한계상태에 대하여 스트럿-타이 모델을 적용하여 부재상세를 결정할 수 있다. 다양한 기하조건과 하중경우에 대한 부재상세는 경험과 실험으로 검증된 방법에 따른다.

3.11.2.8 응력교란영역

- (1) 응력교란영역의 극한한계상태에 대하여 3.7.5절의 스트럿-타이 모델을 적용하고, 철근상세는 3.11.1절의 규정에 따라야 한다.
- (2) 타이에 해당하는 철근은 3.11.1절에 따라 충분한 정착길이를 정착하여야 한다.
- (3) 전형적인 경우의 응력교란영역의 설계를 위하여 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.11절을 참조할 수 있다. 다음의 경우에 대하여 이를 적용할 수 있다.
 - ① 라멘 우각부 (도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.11.1절 참조)
 - ② 내민 받침 (도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 5.12.11.2 절 참조)

3.11.2.9 포스트텐션 정착부

(1) 일반사항

- ① 정착부는 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘이 횡방향으로 분산되어 단면전체에 선형의 응력분포가 되기까지의 부재 영역을 말한다.
- ② 정착부는 응력교란영역으로 프리스트레스를 받는 부재의 강도한계상태에 대하여 설계하여야 한다.
- ③ 프리스트레스를 정착장치에 작용하는 집중하중으로 간주하면 그 설계값은 3.4 절을 따르고, 3.5 절에 따라 콘크리트 기준인장강도를 사용해야 한다.

(2) 기하조건

- ① 부재나 세그먼트의 단부에 위치하고 있는 정착부의 횡방향 치수는 단면의 높이와 폭으로 한다. 다만, 이는 부재 또는 세그먼트의 종방향 길이보다 크지 않아야 한다. 정착부의 긴장재 방향으로 종방향 치수는 정착영역의 횡방향 치수 중 큰 값 이상이어야 하며 그 값의 1.5 배를 넘지 않아야 한다.
- ② 중간정착부에서 정착영역은 정착부의 단면 치수 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 정착력의 반대방향으로 연장하여야 한다.

(3) 정착부의 검토

- ① 정착부의 강도한계상태의 안전을 검토하기 위하여 스트럿-타이 모델, 탄성해석 모델, 비선형 해석 모델과 그 외의 검증된 방법을 사용할 수 있다.
- ② 정착부의 검토에서는 다음의 힘을 고려한다.
 - (가) 지압응력 : 정착판 앞의 콘크리트 압축응력
 - (나) 파열력 : 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 인장력
 - (다) 할렬력 : 부재의 횡방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력
 - (라) 종방향 단부 인장력 : 부재의 종방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력
- ③ 지압응력의 검토에서 지압면적은 정착판(2 대칭축이라 가정하면)과 같은 중심, 같은 대칭축을 가지는 정착면적에 따르며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{P_o}{c \cdot c'} = 0.6 f_{ck}(t) \quad (3.11.2)$$

여기서,

P_o = 3.6 절에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력

$f_{ck}(t)$ = 긴장 시의 콘크리트 강도

a, a' = 정착판을 포함하는 최소 직사각형 단면의 치수

c, c' = 다음에 따라 정하는 정착판과 닮은 꼴인 정착면적의 직사각형 단면의 치수

$$(가) \ c \leq 1.25a \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}} \quad \text{및} \quad c' \leq 1.25a' \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$$

(나) 같은 단면에서 정착면적의 직사각형은 콘크리트 내부에 있어야 하며 겹치지 않아야 한다.

(다) 지압면적을 계산하기 위한 응력 분포의 입체 그림(그림 3.7.14 참조)에 따라 계산하여야 한다. 그림 3.7.14 에서 상면은 정착판을 포함하는 최소 직사각형, 바닥면은 정착면적

의 직사각형, 중심축은 강선의 축이며, 정착부 이하의 깊이 h 는 $1.2\text{Max}(c, c')$ 이다.

- ④ ③ 항에 따른 콘크리트의 지압파괴를 막기 위해 지압부는 다음의 최소 횡철근 단면적으로 보강하여야 한다.

$$A_s = 0.15 \frac{P_o}{\phi_s f_y} \gamma_{p,unfav} \quad (3.11.3)$$

여기서,

P_o = 3.6.2 에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력

f_y = 철근의 기준항복강도

$\gamma_{p,unfav}$ = 1.2 이상의 값

- ⑤ 집중하중으로 인한 인장력은 스트럿-타이 모델 또는 다른 적절한 방법(3.7 참조)으로 계산해야 한다. (2)항의 인장력을 저항할 수 있게 철근 상세를 결정한다. 이 때 철근은 설계강도를 갖는 것으로 한다. 철근응력이 300 MPa 이하이면 균열에 대한 검토는 필요없다.
- ⑥ 근사적으로 프리스트레싱 힘은 정착기구의 끝에서부터 2β 의 각도(그림 3.11.2 참조)로 확산되는 것으로 가정할 수 있다. 여기서 β 는 $\arctan(2/3)$ 으로 가정할 수 있다.

$$\beta = \arctan(2/3) = 33.7^\circ$$

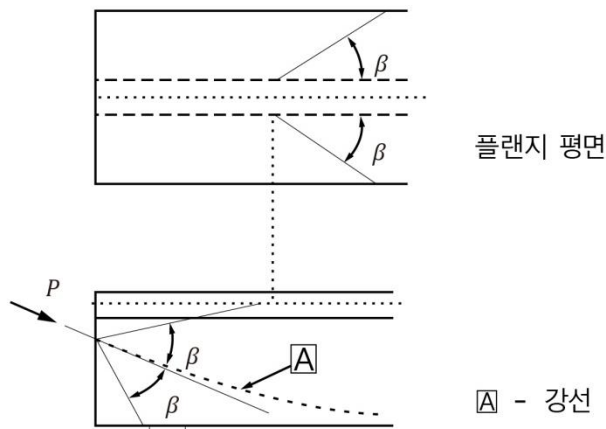


그림 3.11.2 프리스트레스의 확산

(4) 정착부의 상세 설계

긴장재의 선정과 정착장치의 위치결정, 철근 보강, 긴장순서를 포함한 전반적인 설계와 시공에 관련된 상세 사항은 설계도면으로 작성하여 시공 전에 공사 책임자의 승인을 받아야 한다.

3.11.3 건조수축 및 온도철근

3.11.3.1 일반사항

일상의 온도변화에 노출되는 콘크리트 표면 부분과 매스 콘크리트에는 건조수축 및 온도변화에 따른 응력에 대한 철근을 배치하여야 한다. 온도철근과 건조수축 철근을 더한 노출면에서의 총 철근량은 다음 절의 규정량 이상이어야 한다.

3.11.3.2 두께 1200 mm 이하의 부재

- (1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강은 철근, 용접철선망 또는 프리스트레싱 강재를 사용할 수 있다. 철근이나 용접철선망의 각 방향별 단면적 A_s 는 다음 값을 만족하여야 한다.

$$A_s \geq 0.75A_g / f_{yd} \quad (3.11.4)$$

여기서,

A_g = 부재의 총 단면적(mm²)

f_{yd} = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

- (2) 철근은 단면의 양면에 균등 배치하여야 한다. 그러나 두께가 150 mm 이하인 부재에는 철근을 1 열로 배치해도 좋다. 건조수축 및 온도변화에 대한 철근의 간격은 부재두께의 3 배 또는 450 mm 를 초과하지 않아야 한다. 건조수축 및 온도변화에 대한 보강으로 프리스트레싱 강재를 사용할 때에는 손실 발생후의 유효긴장응력을 기준으로 하며, 검토하는 방향의 전체 단면에 0.75 MPa 이상의 평균압축응력이 작용할 수 있도록 하여야 한다. 긴장재의 간격은 1,800 mm 나 3.11.1.4 에 명시된 간격을 초과하지 않아야 한다. 긴장재의 간격이 1400 mm 를 초과하는 경우에는 긴장재가 콘크리트에 부착하여야 한다.
- (3) 구조물 벽체와 기초에는 부재의 양면에 양방향으로 간격 300 mm 이하의 철근을 배치하되 다음 값을 초과하는 건조수축 및 온도 철근량을 사용할 필요는 없다.

$$\sum A_b = 0.0015A_g \quad (3.11.5)$$

3.11.3.3 두께 1200 mm 이상의 부재

- (1) 단면의 최소치수가 1200 mm 를 초과하는 구조용 매스콘크리트는 D19 이상의 철근을 450 mm 이하의 간격으로 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 하며, 다음 식을 만족하는 철근량을 부재의 양면에 양방향으로 균등배치하여야 한다.

$$\sum A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad (3.11.6)$$

여기서,

A_b = 최소 철근 단면적(mm²)

s = 철근 간격(mm)

d_c = 부재표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께(mm)

d_b = 철근 또는 철선의 지름(mm)

$(2d_c + d_b)$ 의 값은 75 mm 를 초과해서는 안 된다.

- (2) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강에 프리스트레싱 강재를 사용하는 경우에는 3.11.3.2 에 따라야 한다.

3.12 주탑 설계의 특별 고려사항

3.12.1 일반사항

- (1) 이 장은 초장대교량에 사용되는 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 주탑의 설계에 적용

한다.

- (2) 이 장에서 언급되지 않는 사항은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 제 5장을 따라야 한다.
- (3) 설계지진하중에서 주철근이 탄성범위 내에서 거동하는 주탑은 설계기준항복강도가 600 MPa인 철근을 주철근으로 사용할 수 있다. 이 때의 철근상세는 콘크리트구조기준(2012)에 따라야 한다.

3.12.2 해석

3.12.2.1 일반사항

- (1) 주탑 설계를 위한 구조해석은 1장의 방법을 따른다.
- (2) 구조해석을 위한 재료 모델은 3.5절을 따르며, 실험에 의해 검증된 재료 모델을 사용할 수 있다.

3.12.2.2 국부 응력 해석

- (1) 응력 교란영역의 극한한계상태의 해석을 위하여 3.7.5절의 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다.
- (2) 응력 교란영역의 사용한계상태의 해석을 위하여 3차원 유한 요소법을 사용할 수 있다.
- (3) 콘크리트의 탄성계는 균열과 크리프를 고려하지 않은 최대값을 쓸 수 있다.

3.12.3 주탑의 정착영역 설계

3.12.3.1 일반사항

- (1) 주탑의 정착영역에서 강재와 콘크리트가 같이 쓰이는 경우는 가장 불리한 재료에 대해 안전하게 설계하여야 한다.
- (2) 강재의 정착구가 사용되는 경우 이는 케이블의 수평하중의 합을 부담할 수 있어야 한다. 강재 정착구의 응력과 변형을 검사하여야 한다.
- (3) 설계지진하중에 대하여 주철근이 탄성범위 내에서 거동하는 주탑은 설계기준항복강도가 600 MPa인 철근을 주철근으로 사용할 수 있다. 이 때의 철근상세는 콘크리트구조기준(2012)을 따라야 한다.

3.12.3.2 후프 프리스트레스의 주탑 부재에 미치는 영향에 대한 검토

- (1) 사용한계상태에서 주탑의 정착영역에 발생할 수 있는 인장균열을 억제하기 위해서 후프 프리스트레스를 도입할 수 있다.
- (2) 시공 중과 사용한계상태의 모든 경우에 대하여 후프 프리스트레스가 전체적으로 작용할 때와 부분적으로 작용할 때를 구분하여 검토하여야 한다.
- (3) 후프 프리스트레스는 주탑 부재의 극한한계상태 검토에서는 고려하지 않는다.

3.12.3.3 후프 프리스트레스의 국부영역 해석

- (1) 후프 프리스트레스의 국부영역 해석에서는 특별한 경우를 제외하고는 3차원 해석방법을 적용하여야 한다.
- (2) 시공 중과 사용한계상태의 모든 경우에 대하여 국부영역에 발생하는 응력과 변형은 한계값 이하이어야 한다.

제 4 장

강 구조

목 차

제4장 강 구조.....	4-1
4.1 적용 범위	4-1
4.2 용어	4-1
4.3 기호	4-4
4.4 재료	4-9
4.4.1 강재	4-9
4.4.2 철근 및 콘크리트	4-14
4.4.3 형상 및 치수	4-14
4.4.4 재료의 강도	4-14
4.4.5 물리 상수	4-16
4.4.6 기타강재	4-16
4.5 한계상태	4-17
4.5.1 일반사항	4-17
4.5.2 사용한계상태	4-17
4.5.3 피로 및 파괴한계상태	4-17
4.5.4 극한한계상태	4-17
4.5.5 극단상황한계상태	4-18
4.6 피로 및 파단	4-19
4.6.1 피로	4-19
4.6.2 인성요구조건	4-35
4.7 부재에 관한 일반 사항	4-37
4.7.1 유효지간	4-37
4.7.2 솟음	4-37
4.7.3 강재의 최소두께	4-37
4.7.4 다이아프램 및 수직브레이싱	4-38
4.7.5 수평브레이싱	4-39
4.7.6 핀	4-39
4.8 인장부재	4-40
4.8.1 일반사항	4-40
4.8.2 인장강도	4-41
4.8.3 순단면적	4-42
4.8.4 세장비의 제한	4-43
4.8.5 조립부재	4-43
4.8.6 아이바	4-43
4.8.7 핀연결판	4-44
4.9 압축부재	4-45
4.9.1 일반사항	4-45
4.9.2 압축강도	4-45

4.9.3	세장비의 제한	4-45
4.9.4	비합성단면	4-47
4.9.5	합성단면	4-58
4.9.6	유효좌굴길이	4-60
4.10	힘을 받는 I형 단면	4-62
4.10.1	일반사항	4-62
4.10.2	단면비 제한	4-69
4.10.3	시공성 검토	4-70
4.10.4	사용한계상태	4-72
4.10.5	피로 및 파단한계상태	4-73
4.10.6	극한한계상태	4-73
4.10.7	휨강도 - 정모멘트부 합성단면	4-75
4.10.8	휨강도 - 부모멘트부의 합성단면과 비합성단면	4-77
4.10.9	전단 강도	4-88
4.10.10	전단연결재	4-91
4.10.11	보강재	4-96
4.10.12	덮개판	4-101
4.11	힘을 받는 박스형 단면	4-102
4.11.1	일반사항	4-102
4.11.2	단면비 요구조건	4-103
4.11.3	시공성	4-104
4.11.4	사용성한계상태	4-105
4.11.5	피로 및 파괴한계상태	4-106
4.11.6	극한한계상태	4-106
4.11.7	휨 저항강도 - 정모멘트부	4-107
4.11.8	휨저항강도 - 부모멘트부	4-109
4.11.9	전단 저항강도	4-114
4.11.10	전단연결재	4-115
4.11.11	보강재	4-116
4.12	연결	4-119
4.12.1	공통사항	4-119
4.12.2	거더이음	4-133
4.13	강재 바닥판	4-136
4.13.1	적용 범위	4-136
4.13.2	일반적인 설계규정	4-136
4.13.3	한계상태	4-137
4.13.4	해석	4-138
4.13.5	강재 바닥판	4-138
4.14	강재주탑	4-146
4.14.1	일반사항	4-146
4.14.2	주탑의 좌굴검토	4-146

제 4 장 강구조

4.1 적용 범위

이 장에서는 강재로 제작되어 초장대교량에 사용되는 보, 뼈대구조, 트러스, 아치, 케이블, 바닥판 및 연결부 등의 설계규정을 다룬다.

4.2 용어

각장

이음의 루트에서 필릿용접 가장자리까지의 거리

그루브용접

접합부재면에 홈을 만들어(개선하여) 이루어지는 용접

끼움재

부재의 두께를 늘리기 위해 사용되는 판재

내후성강

적절히 조치된 고강도, 저합금강으로써 부식방지를 위한 도막 없이 대기에 노출 되어 사용되는 강재

다이아프램

전단강도나 전단강성을 확보하기 위하여 설치하는 박스단면내의 격벽

덮개판

단면적, 단면계수, 단면2차모멘트를 증가시키기 위하여 부재의 플랜지에 용접이나 볼트로 연결된 플레이트

뒀

비틔움에 대한 전체저항중 단면의 뒀에 저항하는 부분

모멘트재분배

부정정구조물에 비탄성변형이 발생되어 모멘트가 변하는 과정

바닥구조

포장면이 있든 없든 차륜하중을 직접적으로 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 구조

바닥틀

바닥판과 일체를 이루거나 지지부재들의 변형이 바닥판의 거동에 심각한 영향을 주는 상부구조

바닥판 이음부

구조물의 구성요소들 간의 상대적인 운동을 조절하기 위한 바닥판의 완전한 또는 부분적인 불연속부

보강재

하중을 분배하거나, 전단력을 전달하거나, 좌굴을 방지하기 위해 부재에 부착하는 ㄱ형강이나 판재 같은 구조요소

부분용입그루브용접

연결부재의 전체 두께보다 적게 내부 용입된 그루브용접

블록전단파단

접합부에서, 한쪽 방향으로의 인장파단, 다른 방향으로의 전단항복 혹은 전단 파단이 발생하는

한계상태

붕괴유발부재

파괴될 경우 교량의 붕괴 또는 그 기능 상실을 유발시키는 부재

비조밀단면

국부좌굴이 발생하기 전에 압축요소에 항복응력이 발생할 수 있으나 소성힌지의 회전능력을 갖지 못하는 단면

비지지길이

좌굴 또는 비틀림에 저항하는 두 브레이싱 사이의 거리

비틀좌굴

압축부재가 전단중심축에 대해 비틀리는 좌굴모드

사각

교량의 종방향 축에 수직인 직선과 교좌부 축사이의 각, 즉 0도의 사각은 직각 교량을 의미함.

세장비

힘축과 동일한 축의 단면2차반경에 대한 유효길이의 비

세장판단면

탄성범위 내에서 국부좌굴이 발생할 수 있는 세장판요소가 있는 단면

소성단면계수

힘에 저항하는 완전항복단면의 단면계수로서, 소성중립축 상하의 단면적의 중립축에 대한 1차 모멘트

소성모멘트

완전히 항복한 단면의 저항모멘트

소성해석

강재의 완전탄성-완전소성거동의 가정에 근거한 구조해석

소요강도

한계상태설계 하중조합에 대한 구조해석에 의해 산정된 구조부재에 작용하는 힘, 응력, 또는 변형을 지칭

수직보강재

웹에 부착하는 플랜지와 직각을 이루는 웹 보강재

아이바

균일한 두께를 가진 특수한 형태의 편접합 부재로서, 핀구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 산소절단된 머리 폭을 가진 인장부재

완전용입그루브용접(CJP)

용접재가 조인트 두께를 넘어 완전히 용접되는 그루브용접(강관구조 접합부에서는 예외)

용접지단(toe of weld)

모재의 면이 용접비드 표면과 교차하는 선

용접작업구

뒷받침판 등의 설치를 위한 구멍, 일명 스켈럽

유효순단면적

전단지연의 영향을 고려하여 보정된 순단면적

유효좌굴길이

압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이 K_L 로서 분기좌굴해석으로부터 결정

유효좌굴길이계수, K

유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비

응력범위

차륜활하중으로 발생하는 최대응력과 최소응력크기의 차이

인장항복

인장에 의한 항복

일정진폭 피로한계

부재가 피로파괴 없이 일정한 응력범위 내에서 무한대의 반복횟수에 견딜 수 있는 최대 응력 범위

재하경로

하중이 작용점에서부터 지점까지 전달되는 과정에 있는 부재와 연결부의 연속경로

전단 연속성

합성되는 두 부재의 접촉면에서 전단력이 전달되는 조건

전단지연

접합부에서 응력이 집중되거나 응력이 전달되지 않는 현상

전단좌굴

면내에 순수 전단력에 의해 보의 웹과 같은 판요소가 변형하는 좌굴모드, 웹의 전단상수

전단키

부재들 사이의 전단 연속성을 제공하려는 의도로 만들어진 그라우트로 채워질 프리캐스트 부재의 측면에 미리 형성된 구멍, 또는 세그먼트의 표면에 움푹 파인 곳과 돌출부의 시스템

전단항복(풀림)

강관접합에서, 지강관이 붙어있는 주강관의 면외전단강도에 기반한 한계상태

접지면적

차륜과 도로표면 사이의 접촉 면적

존치거푸집

건설이 끝난 후에도 현장에 남아있는 영구적인 강재 또는 프리캐스트 콘크리트 거푸집

주방향

등방성 바닥의 경우는 짧은 경간 방향; 직교이방성 판의 경우는 주하중 전달 요소 방향

직교이방성 판

두개의 주방향으로 서로 다른 구조적 성질을 가지는 판

조밀단면

힘을 받을 때 플랜지나 웹에 국부좌굴이 일어나지 않고 완전소성상태에 도달하는 단면으로서 이 단면은 플랜지와 웹의 세장비와 브레이싱에 관한 요구 조건들을 만족해야 함.

지강관

강관접합에서, 주강관 또는 주요부재에 붙어있는 부재

콘크리트압괴

콘크리트가 극한변형률에 도달함으로써 압축파괴를 일으키는 한계상태

타이다운

접촉면에서 수직한 상대적 운동을 방지하는 역학적 장치

탄성단면계수

단면2차모멘트를 도심축에서 단면의 양 끝까지의 거리로 나눈값

파괴인성

구조용 재료 또는 요소가 파괴되지 않고 흡수할 수 있는 에너지의 양. 일반적으로 샤피 V-노치 시험에 의해 결정함.

피로강도

특정 반복횟수 동안 부재에 파괴가 일어나지 않고 저항할 수 있는 최대응력범위

피로설계수명

피로균열의 발생 없이 설계교통하중에 저항할 수 있는 기간으로서 설계기준에서는 200년으로 하였음.

필릿용접

그루브용접을 보강하기 위해 추가된 필릿용접

하이브리드 단면

상, 하부 플랜지에 사용한 강판과 다른(일반적으로 낮은) 최소항복강도를 갖는 강판을 웨브로 사용한 거더

합성

내부 힘의 분산에 있어 강재요소와 콘크리트요소가 일체로서 거동하는 조건

횡방향보강재

웨브에 부착되고 플랜지와 수직을 이루는 웨브 보강재

횡방향철근

매입형합성기둥에서 강재코아 주위의 콘크리트를 구속하는 역할을 하는 폐쇄형 타이나 용접철망과 같은 철근

횡비틀림좌굴

횡방향 변형과 비틀을 동반하는 좌굴

휨좌굴

단면의 비틀이나 형상의 변화 없이 압축부재가 휨으로 휘는 좌굴모드

4.3 기호

A	피로상세범주
A_b	핀 플레이트의 지압면적; 볼트의 단면적(mm ²)
A_c	콘크리트 단면적; 압축 플랜지 단면적(mm ²)
$ADTT$	일평균 트럭 교통량
$(ADTT)_{SL}$	일차선당 일평균 트럭 교통량
A_g	압축 부재의 전단면적(mm ²)
A_n	인장 부재의 순단면적(mm ²)
A_{ne}	감소계수가 고려된 순단면적(mm ²)

A_o	박스거더 단면의 내부단면적(mm ²)
A_r	주철근 단면적; 플랜지 유효폭 내의 철근단면적(mm ²)
A_s	강재 단면적; 슬래브 단면적; 보강재의 전단면적(mm ²)
A_{sc}	전단연결재 단면적(mm ²)
A_v	사인장을 지지하는 수직철근 단면적(mm ²)
A_w	웹브단면적(mm ²)
a	탄성중립축에서 응력블럭 도심까지의 거리(mm); 볼트중심에서 연단까지의 거리; 다중박스거더 단면에서 인접 상자간의 플랜지 중심간 거리(mm)
b	아이바 몸체의 폭(mm)
b_c	압축 플랜지 폭(mm)
b_f	플랜지 폭(mm)
b_{fb}	하부플랜지 폭(mm)
b_l	종방향보강재의 폭(mm)
b_t	인장플랜지 폭(mm); 수직보강재의 폭(mm)
C	전단좌굴응력 대 전단항복강도의 비; 직교이방성에 있는 리브를 조절하기 위한 바닥 홈의 두께(mm) 피로상세범주 C
C_b	모멘트 변화 보정계수
C_1, C_2, C_3	합성기둥상수
c	주철근 중심을 기준으로 한 피복두께(mm); 휨강도 결정 계수
D	원형강관의 외경; 웹브높이; 수평보강재 안의 최대웹브 높이; 핀 직경(mm) 콘크리트 슬래브의 최대변형률이 파쇄변형률 이론치와 같을 때 조밀단면이 소성모멘 트 한계치에 도달할 때의 조밀단면 높이(mm)
D_c	탄성상태에서 압축력을 받는 웹브높이(mm)
D_{cp}	소성모멘트 상태에서의 압축력을 받는 웹브높이(mm)
D_p	소성모멘트 상태의 합성단면에서 슬래브 상부에서 중립축간의 거리(mm); 수평보강재간의 최대웹브높이(보강재가 없을경우 웹브높이)
D_t	합성단면 전체높이(mm)
d	강재단면의 높이, 볼트 직경, 스톨드 직경, 휨면에서의 부재높이, 전단면에서의 부재높이, 볼트의 공칭직경(mm); 유효길이 : 외측 압축 섬유와 인장 철근 중심사이의 거리(mm)
d_b	보의 높이(mm)
d_o	수직보강재의 간격(mm)
d_s	강재의 높이(mm)
e	직교 강바닥판에서 폐단면 리브사이의 순간격(mm)

E	강재의 탄성계수(MPa) 피로상세범주 E
E_c	콘크리트의 탄성계수(MPa)
F_{cr}	임계 좌굴응력(MPa)
F_e	합성부재의 공칭압축강도(MPa)
F_n	응력으로 표현된 공칭휨강도(MPa)
F_u	강재의 최소인장강도; 전단연결재의 최소인장강도(MPa)
F_{uv}	볼트의 최소인장강도(MPa)
F_y	핀의 항복강도; 강재의 최소항복강도(MPa)
F_{yb}	하부플랜지의 항복강도(MPa)
F_{yc}	압축플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yf}	플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yr}	철근의 최소항복강도(MPa)
F_{yt}	인장플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yw}	웹의 최소항복강도(MPa)
f_b	모멘트 확대 계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력(MPa)
f_c	설계하중에 의한 압축플랜지응력(MPa)
f_{ck}	28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(N/mm ²)
f_f	설계하중에 의한 탄성 플랜지응력(MPa)
f_{fl}	각 플랜지의 설계하중에 의한 응력과 최소항복응력중 작은 값(MPa)
f_r	M_y 상태의 철근응력(MPa); 리브 웹에서 면외 휨응력(MPa)
f_t	서로 다른 하중으로 발생하는 인장플랜지 휨응력의 합(MPa)
G	강재의 전단탄성계수(MPa)
I	합성단면의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_l	수평보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_p	이음판으로 연결된 웹 볼트군의 극관성모멘트(mm ⁴)
I_s	단부를 기준으로 한 수평보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴); 아치리브보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_t	수직보강재의 총단면2차모멘트(mm ⁴)
I_y	단부를 기준으로 한 수직보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴); 약축에 대한 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_{yc}	압축플랜지의 단면2차모멘트(mm ⁴)
IM	충격계수
J	순수비틀상수(mm ⁴)

K	유효좌굴길이계수
KL/r	세장비
k	전단좌굴계수; 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리; 판좌굴계수; 리브를 따라 휨모멘트의 분포를 나타내는 계수
L	지간길이; 부재길이; 연결부의 길이
L_b	비지지길이; 고정점간 거리; 부재단부에서 첫 브레이싱점까지의 거리(mm)
L_c	형강전단연결재의 길이; 볼트구멍 순간격 혹은 볼트 연단거리(mm)
L_p	소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)
L_r	비탄성 횡비틀좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)
l	비지지길이(mm)
M_n	공칭휨강도
M_p	소성휨강도
M_r	설계휨강도
M_{rb}	가로보의 설계휨강도
M_{rx}, M_{ry}	x-방향, y-방향을 저항계수가 고려된 설계휨강도
M_u	설계하중에 의한 휨모멘트; 설계하중에 의한 최대 패널모멘트
M_{ux}, M_{uy}	x-방향, y-방향에서의 설계하중에 의한 휨모멘트
M_w	설계풍하중에 의한 하부플랜지의 최대 횡방향모멘트
M_y	항복휨강도; 웨브항복을 고려하지 않을 경우의 항복휨모멘트
M_{yc}	콘크리트로 채워진 부재에서 합성단면의 항복휨강도
N	응력범위의 반복횟수
N_{TH}	일정진폭 피로한계값 $(\Delta F)_{TH}$ 에 해당하는 응력반복횟수
N_{CL}	무한수명 응력범위(cut-off Limit)에 해당하는 응력범위 반복횟수
N_s	전단단면수; 볼트당 전단단면수
n	트럭당 응력범위의 반복횟수; 강재에 대한 콘크리트의 탄성계수비; 전단연결재의 수; 볼트의 수
n_{AC}	부모멘트 영역에서의 비합성단면의 고정하중에 의한 모멘트부호변환점에서 요구되는 추가전단연결재의 개수
P_n	공칭강도; 공칭지압강도; 공칭압축강도
P_r	축방향 설계강도; 핀 보강판의 설계지압강도; 바닥판의 공칭인장강도(N)
P_t	볼트의 최소 소요인장력(N)
P_u	설계 축방향하중; 설계하중에 의한 볼트당 인장력 혹은 전단력; 강바닥판 리브의 하중(N)
p	전단연결재의 피치(mm)
Q	정모멘트부에서 합성단면의 중립축에 대한 슬래브 환산단면 바닥판의 단면 1차 모멘트,

	또는 부모멘트부에서 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 종방향 철근의 단면 1차 모멘트(mm ³)
Q_n	전단연결재의 설계강도
Q_r	전단연결재의 설계강도
Q_u	설계하중에 의한 볼트당 프라잉 인장력
R	소성회전, 전단상관계수
R_b	합성단면의 하중저감계수(load-shedding factor)
R_n	볼트연결부의 공칭강도(N 또는 MPa)
$(R_{pb})_r$	핀의 지압강도(N)
R_r	극한한계상태에서 볼트 또는 용접연결부의 설계강도(N 또는 MPa)
r_s	좌굴이 발생하는 축에 대한 단면회전반경(mm)
r_t	합성단면에서 수직축에 대해 압축플랜지와 압축을 받는 웨브의 1/3을 포함한 단면회전반경(mm); 비합성단면에서 수직축에 대해 압축플랜지의 단면회전반경(mm)
r_x, r_y	고정점 사이에서 웨브 평면의 수직축에 대한 단면회전반경(mm)
S	탄성단면계수(mm ³); 유효경간 길이(mm)
S_{xc}	단면의 수평, 주축에 대한 압축플랜지에 관련된 단면계수(mm ³)
s	구멍의 핏치; 횡방향 철근의 종방향 간격(mm)
T	설계하중으로 인한 내적토크(N·mm)
T_n	볼트의 공칭인장강도(N)
T_u	사용한계상태 하중조합 II에 의한 볼트 한 개가 받는 인장력(N)
t	판두께(mm); 집중하중을 받는 플랜지의 두께(mm); 슬래브 또는 판의 두께(mm)
t_b	압축플랜지의 두께(mm)
t_c	보강될 플랜지의 두께(mm)
t_f	플랜지의 두께(mm); ㄷ형 전단연결재 플랜지의 두께(mm)
t_p	횡방향 하중을 받는 판의 두께(mm); 보강재의 두께(mm)
t_s	콘크리트 바닥판의 두께(mm); 보강재의 두께(mm)
t_w	웨브 또는 강관의 두께(mm)
U	전단지연에 의한 감소계수
V	유공판에 추가적으로 작용하는 전단력(N)
V_n	공칭전단강도(N)
V_p	소성전단강도(N)
V_r	설계전단강도(N)
V_{sr}	전단력의 범위(N)
V_u	설계하중에 의한 전단력(N)

V_{ui}	경사진 웨브의 설계하중에 의한 전단력(N)
V_{uw}	이음점 웨브의 설계전단력(N)
w	플랜지에 있는 수평보강재의 간격과 웨브에 가장 가까운 플랜지 수평보강재와 웨브간의 거리중 큰 값(mm); 박스거더 단면에서 플랜지의 중심간격(mm)
x_o	부재연결에서 전단을 받는 연결면과 단면 도심간 거리(mm)
Z	소성단면계수(mm ³)
Z_r	전단연결재의 피로전단강도(N)
α	플랜지 이음판 설계시 적용되는 계수
β	플랜지 유효단면적 계산시 플랜지 전단면적에 적용되는 계수
γ	하중계수
(Δf)	활하중의 응력범위(MPa)
$(\Delta f)^C_n$	상세범주 C에 대한 공칭피로강도(MPa)
$(\Delta f)_n$	공칭피로강도(MPa)
$(\Delta f)_{TH}$	일정진폭 피로한계값(MPa)
λ	기둥의 세장비 계수
θ	수직축에 대한 웨브의 경사각(DEG)
ϕ_b	지압에 대한 저항계수
ϕ_{bb}	지압볼트의 저항계수
ϕ_{bc}	블록전단에 대한 저항계수
ϕ_c	압축에 대한 저항계수
ϕ_{e1}	완전 그루브용접에 사용되는 용접재료의 전단 또는 인장에 대한 저항계수
ϕ_{e2}	부분 그루브용접에 사용되는 용접재료의 저항계수
ϕ_f	휨에 대한 저항계수
ϕ_s	볼트의 전단에 대한 저항계수
ϕ_{sc}	전단연결재의 저항계수
ϕ_t	고장력볼트의 인장에 대한 저항계수
ϕ_u	인장부재의 파단에 대한 저항계수
ϕ_v	전단에 대한 저항계수
ϕ_w	필릿용접의 전단에 대한 저항계수

4.4 재료

4.4.1 강재

4.4.1.1 사용강재

- (1) 구조용 강재는 표 4.4.1 에 나타난 한국산업표준(이하 "KS")에 적합한 것을 사용한다.
- (2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재 2 차제품은 표 4.4.2 에 나타난 KS 에 적합한 것을 사용한다.

- (3) 강종은 판의 두께에 따라서 표 4.4.3 을 기준으로 하여 선정하는 것을 원칙으로 한다. 단, 인장 또는 교번 응력을 받는 부재에 대해서는 4.6.2 규정에 따라 선정한다.

표 4.4.1 주요 구조용 강재의 규격 및 기호

	규 격		강 재 기 호
구조용 강재	KS D 3503 ¹⁾	일반구조용 압연강재	SS400
	KS D 3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM490Y SM520, SM570
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간압연강재	SMA400, SMA490, SMA570
	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, HSB600, HSB800
	KS D 3566	일반구조용 탄소강관	STK400, STK490, STK500
	KS D 3568	일반구조용 각형강관	SPSR400, SPSR490
	KS D 4108	용접구조용 원심력 주강관	SCW490-CF
	KS F 4602	강관말뚝	SKK400, SKK490
	KS F 4605	강관시트파일	SKY400, SKY490
	KS D 3530 KS D 3558	일반구조용 경량형강 일반구조용 용접경량 H형강	SSC400 SWH400, SWH400L
	KS D 3602	강제갑판(데크플레이트)	SDP1, 2, 3,
	KS D 3858	냉간성형 강널말뚝	SPY345, SPY345W, SPY450, SPY345M
	KS F 4603	H형강 말뚝	SHP400W, SHP490W
	KS F 4604	열간압연 강널말뚝	SY295, SY390
	KS D 3542	고내후성 압연강재	SPA-H, SPA-C

- 1) SS400 의 교량적용은 비용접부재로 한정. 단, 판두께 22 mm 이하의 SS400 을 가설자재로 사용하거나, 2 차부재의 형강이나 박판으로서 SM 재 입수가 곤란한 경우에는 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 사용 가능하다.

표 4.4.2 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재 2 차제품 강재의 규격 및 기호

강재의 종류	규 격		강 재 기 호
표면처리제품	KS D 3506	용융아연도금 강판 및 강대	SGH400, SGH440, SGH490, SGH540 SGC400, SGC440, SGC490, SGC570
주단조품	KS D 3752	기계구조용 탄소강재	SM35C, SM45C
	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450, SC480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn1A, SCMn2A
	KS D 4106 ¹⁾	용접구조용 주강품	SCW410, SCW480

	KS D 4118	도로교량용 주강품	SCHB1, SCHB2, SCHB3
	KS D 4301	회주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연주철품	GCD400, GCD450
선재 및 선재2차제품	KS D 3509	피아노선재	SWRS
	KS D 3510	경강선	SW-A, SW-B, SW-C
	KS D 3514	와이어 로프	-
	KS D 3556	피아노선	PW-1, PW-2, PW-3
	KS D 3559	경강선재	HSWR
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	SWPC1, SWPD1, SWPC2, SWPD3, SWPC7, SWPC19
	KS D 3505	PC 강봉	SBPR 785/1030, SBPR 930/1080 SBPR 930/1180

- 1) 주단조품 중 KS D 4106 에 해당되는 SCW410, SCW480 강재는 용접하여 사용 가능하다. 그 외 주단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

표 4.4.3 판 두께에 따른 강재종류 선정기준

강 종		판두께(mm)	□	6	8	16	25	32	40	50	80	100
일반구조용 압연강재	SS400											
용접구조용 압연강재	SM400A SM400B SM400C											
	SM490A SM490B SM490C SM490C-TMC											
	SM490YA SM490YB SM520B											

	SM520C										
	SM520C-TMC										
	SM570										
	SM570-TMC										
용접구조용 내후성열간압연강재	SMA400A										
	SMA400B										
	SMA400C										
	SMA490A										
	SMA490B										
	SMA490C										
	SMA570										
교량구조용 압연강재	HSB500										
	HSB500L										
	HSB500W										
	HSB600										
	HSB600L										
	HSB600W										
	HSB800										
	HSB800L										

1) 판두께가 8 mm 미만의 강재에 대해서는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편의 강바닥판 구조 세목에 따른다.

2) 판두께가 25 mm로부터 32 mm 사이의 SM490Y는 진정강괴로 제조해야 한다.

4.4.1.2 접합 재료

(1) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트와 턴버클 등은 표 4.4.4 에 나타난 KS 에 적합한 것을 사용한다.

(2) 용접재료

용접재료는 표 4.4.5 에 나타난 KS 에 적합한 것으로 하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택한다.

표 4.4.4 볼트, 고장력볼트 및 기초볼트 등의 제품 규격

번 호	명 칭	종 류
KS B 1002	육각볼트	보통형
KS B 1010	마찰접합용 고장력 육각볼트, 육각 너트, 평와서의 세트	F8T, F10(F8), F35 F10T, F10, F35 F13T, F13, F35
KS B 1012	육각너트	보통형
KS B 1016	기초볼트	J형, L형
KS B 1324	스프링 와셔	
KS B 1326	평와셔	
KS B 2819	구조용 토크-전단형 고장력볼트, 육각 너트, 평와셔 세트	F10T(S10T), F10, F35 F10T(S13T), F13, F35
KS B 4512	건축용 턴버클 볼트	
KS B 4513	건축용 턴버클 몸체	
KS B 4521	건축용 턴버클	

표 4.4.5 용접재료

번 호	명 칭
KS D 3508	피복아크 용접봉 심선재
KS D 3550	피복아크 용접봉 심선
KS D 7004	연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005	연강용 가스 용접봉
KS D 7006	고장력강용 피복아크 용접봉
KS D 7023	저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025	연강 및 고장력강용 마그용접 솔리드 와이어
KS D 7101	내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7102	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 플렉스
KS D 7103	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 와이어
KS D 7104	연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플렉스 코아선
KS D 7105	일렉트로 가스 아크용접용 플렉스 코아선

KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크용접 플렉스 충전 와이어

4.4.2 철근 및 콘크리트

철근 및 콘크리트의 품질은 콘크리트구조기준(2012)을 따른다.

4.4.3 형상 및 치수

- (1) 구조용 강재의 형상, 치수 및 그 허용차와 관련하여 강재는 도로교표준시방서(2013)의 규정에 따른다.
- (2) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 및 턴버클 등 접합요소의 형상 및 치수는 표 4.4.4 에 나타난 KS 의 규정에 적합한 것으로 한다.
- (3) 용접에 의한 조립재는 도로교표준시방서(2013)에서 규정하는 제품정밀도 기준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

4.4.4 재료의 강도

4.4.4.1 강재의 강도

- (1) 표 4.4.1 에 나타난 구조용 강재의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 표 4.4.6 ~ 표 4.4.8 에 나타난 값으로 한다. 다만, 표 4.4.6 ~ 표 4.4.8 에 항복강도 및 인장강도가 정의되지 아니한 강재는 표 4.4.1 의 관련 KS 규격에 명시된 재료의 강도값을 사용한다.
- (2) 표 4.4.2 에 나타난 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재 2 차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 해당 KS 규격에 명시된 재료의 강도값을 사용한다. 특히, 주단조품의 경우 해당 KS 규격에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료의 강도값을 사용해야 한다.

표 4.4.6 주요 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강도	강재기호 판두께	SS400 SM400 SMA400	SM490 SMA490	SM520 SM490Y	SM570 SMA570
F_y	40 mm 이하	235	315	355	450
	40 mm 초과 75 mm 이하	215	295	335	430
	75 mm 초과 100 mm 이하	215	295	325	420
F_u	100 mm 이하	400	490	520 (490) ¹⁾	570

강도	강재기호 판두께	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570TMC	HSB500	HSB600	HSB800
F_y	100 mm 이하	315	355	450	380	450	690 ²⁾
F_u	100 mm 이하	490	520	570	500	600	800 ²⁾

- 1) SM490Y의 인장강도는 490 MPa
- 2) HSB800의 경우 적용 판두께는 80 mm 이하

표 4.4.7 강관용 강재의 재료강도(MPa)

강재 기호		STK400 SKK400 SKY400	SPSR400	STK490 SKK490 SKY490 SCW490-CF	SPSR490	STK500
강 도	F_y	235	245	315 (325, 295) ¹⁾	325	355
	F_u	400	400	490	490	500

- 1) SCW490-CF는 판두께 40 mm 이하일 때 항복강도 325 MPa 이상, 40 mm 초과 60 mm 이하일 때 항복강도는 295 MPa 이상

표 4.4.8 경량 및 기타 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강재 기호		SSC400 SWH400 SWH400L SHP400W	SY295	SHP490W	SPY345 SPY345W SPY345M	SY390	SPY450	SPA- H	SPA- C	SDP1	SDP2	SDP3
강 도	F_y	245 (235) ¹⁾	295	325 (315) ²⁾	345	390	450	355	315	206	245	315
	F_u	400	490	490	450 (485) ³⁾	540	550	490 ⁴⁾	450	270	400	450

- 1) 두께 16 mm 이상 SHP400W의 항복강도는 235 MPa 이상
- 2) 두께 16 mm 이상 SHP490W의 항복강도는 315 MPa 이상
- 3) SPY345M의 인장강도는 485 MPa
- 4) 3 mm 미만의 SPA-H의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510 MPa 이상 적용 가능

4.4.4.2 접합재료의 강도

- (1) 고장력볼트의 재료강도는 표 4.4.9에 나타난 값으로 한다.
- (2) 볼트의 재료강도는 표 4.4.10와 같고, 표에서 규정하는 것 이외의 중볼트에 대한 항복강도 및 인장강도는 "KS B 1002"에 정해진 항복강도 및 인장강도의 최소값으로 한다.
- (3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접후 모재의 재료강도 이상을 확보한다.

표 4.4.9 고장력볼트의 재료강도(MPa)

강도 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

표 4.4.10 볼트의 재료강도(MPa)

강종	SS400, SM400의 중볼트
F_y	235
F_u	400

4.4.4.3 철근 및 콘크리트의 강도

철근 및 콘크리트의 강도는 콘크리트구조기준(2012)을 따른다.

4.4.5 물리 상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표 4.4.11 을 사용한다.

표 4.4.11 물리상수

종 류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수(MPa)	205,000
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수(MPa)	200,000
주철의 탄성계수(MPa)	100,000
강의 전단탄성계수(MPa)	79,000
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25
강의 열팽창계수($^{\circ}\text{C}$)	1.2×10^{-3}

4.4.6 기타강재

4.4.6.1 핀, 롤러 및 록커

핀, 롤러 및 록커의 재료 강도는 4.4.1.1 절의 해당 재료의 KS 규격에 따른다.

4.4.6.2 스테드 전단연결재

스테드 전단연결재의 줄기 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm 를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062(머리붙이 스테드)를 따른다. 스테드 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상으로 한다.

4.4.6.3 스테인레스 강재

스테인레스 강재는 KS D 3698(냉간압연 스테인레스 강판 및 강대), KS D 3705(열간압연스테인레스 강판 및 강대), KS D 3706(스테인레스 강봉), KS D 3697(냉간압조용 스테인레스 강선) 등의 KS 규격에 따른다.

4.4.6.4 케이블

케이블로 사용되는 강재는 표 4.4.2 의 선재, 선재 2 차 제품의 관련 KS 규격에 따른다.

4.5 한계상태

4.5.1 일반사항

강재 또는 강재와 다른 재료를 결합시켜 만들어진 부재의 구조적 거동은, 건설 중, 이동 운반 중, 또는 가설 시뿐만 아니라 그 구조물의 공용 기간 동안 가장 큰 응력이 발생될 수 있는 모든 단계에 대해 검토해야 한다.

구조 부재는 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태에서 요구되는 조건을 적절히 만족시켜야 한다.

4.5.2 사용한계상태

1.4.3.1, 1.4.5 및 4.10 의 규정을 적용한다. 강구조물은 표 2.4.1 에 있는 사용한계상태 하중조합 II 의 조건을 만족시켜야 한다.

[해설]

- 이 규정의 의도는 국부좌굴 발생으로 인한 영구변형을 방지하고자 함이다.

4.5.3 피로 및 파괴한계상태

- (1) 각 구조부재 및 상세는 1.4.3.2 및 4.6 절에 규정된 피로에 대한 검토가 있어야 한다.
- (2) 표 2.4.1 의 피로한계상태조합 및 2.6.3 항에 규정된 피로 활하중을 적용한다.
- (3) 플레이트 거더의 웨브는 4.10.5.3 목의 규정을 만족시켜야 한다.
- (4) 4.10.2 항에 있는 전단연결재의 피로에 대한 적절한 규정을 적용한다. 인장피로를 받는 볼트는 4.6.1 항의 규정을 만족시켜야 한다. 요구되는 파괴인성치는 4.6.2 항에 따른다.

4.5.4 극한한계상태

4.5.4.1 일반사항

강도 및 안정성 검토 시 표 2.4.1 에 규정된 적합한 극한한계상태 조합을 이용한다.

4.5.4.2 저항계수

극한한계상태에 대한 저항계수는 다음 값을 취한다.

• 휨에 대해	$\phi_f = 1.00$
• 전단에 대해	$\phi_v = 1.00$
• 축방향 압축력에 대해(강재)	$\phi_c = 0.90$
• 축방향 압축력에 대해(합성부재)	$\phi_c = 0.90$
• 인장력에 대해(순단면 적용 시 파단)	$\phi_u = 0.80$
• 인장력에 대해(전단면 적용 시 항복)	$\phi_y = 0.95$
• 핀의 지압력에 대해	$\phi_b = 1.00$
• 볼트의 지압력에 대해	$\phi_{bb} = 0.80$
• 전단연결재에 대해	$\phi_{sc} = 0.85$
• 인장력을 받는 F8T, F10T, F13T 볼트에 대해	$\phi_t = 0.80$

• 인장력을 받는 보통볼트에 대해	$\phi_t = 0.80$
• 전단력을 받는 F8T, F10T, F13T 볼트에 대해	$\phi_s = 0.75$
• 전단력을 받는 보통볼트에 대해	$\phi_s = 0.80$
• 블록전단에 대해	$\phi_{bs} = 0.80$
• 기타 연결요소의 전단 파단	$\phi_{vu} = 0.80$
• 웨브의 국부좌굴에 대해	$\phi_w = 0.80$
• 완전용입 그루브용접 시의 용접 금속에 대해 :	
- 유효단면적에 대한 전단력	$\phi_{e1} = 0.85$
- 유효단면적에 수직한 인장 또는 압축력	$\phi = \text{모재 } \phi$
• 용접선에 평행한 인장 또는 압축력	$\phi = \text{모재 } \phi$
• 부분용입 그루브용접 시 용접금속에 대해 :	
- 용접선에 평행한 전단력	$\phi_{e2} = 0.80$
- 용접선에 평행한 인장 또는 압축력	$\phi = \text{모재 } \phi$
- 유효단면적에 수직한 압축력	$\phi = \text{모재 } \phi$
- 유효단면적에 수직한 인장력	$\phi_{e1} = 0.80$
• 필릿용접시의 용접금속에 대해 :	
- 용접선에 평행한 방향의 인장 또는 압축력	$\phi = \text{모재 } \phi$
- 용접금속의 목에 작용하는 전단력	$\phi_{e2} = 0.80$
• 관입상태가 불량한 지반으로 인한 영향을 받고 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해 :	
- H형 말뚝	$\phi_c = 0.50$
- 강관 말뚝	$\phi_c = 0.60$
• 관입상태가 양호한 지반에서 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해 :	
- H형 말뚝	$\phi_c = 0.60$
- 강관 말뚝	$\phi_c = 0.70$
• 비향타말뚝의 축방향력과 힘의 조합에 대해 :	
- H형 말뚝의 축방향력에 대해	$\phi_c = 0.70$
- 강관 파이프의 축방향력에 대해	$\phi_c = 0.80$
- 힘에 대해	$\phi_f = 1.00$
• 항타 시의 저항계수에 대해	$\phi = 1.00$

4.5.5 극단상황한계상태

- (1) 표 2.4.1 의 모든 적용 가능한 극단상황한계상태조합에 대해 검토한다.
- (2) 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 볼트의 경우를 제외하고는 모두 1.0 을 취한다.
- (3) 내하력 설계에 의해 보호되지 않은 볼트 조인트는 극단상황한계상태에 대해 지압이음 형식으로 거동하는 것으로 가정하며, 저항계수는 4.5.4.2 에 주어진 볼트 지압력에 대한 값을 적용한다.

4.6 피로 및 파단

4.6.1 피로

4.6.1.1 일반사항

피로는 하중유발피로와 변형유발피로로 분류된다.

4.6.1.2 하중유발피로

(1) 적용

강교량 구조상세에 대한 피로설계 시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력범위이다. 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 설치되고 4.10.1.7의 조항을 만족하는 바닥판 철근이 배근된 휨부재에 대하여, 정모멘트부와 부모멘트부의 콘크리트 바닥판 모두가 유효하다고 가정한 합성단면을 적용하여 활하중에 의한 응력범위를 계산한다. 잔류응력은 피로설계 시 고려하지 않는다.

이 규정은 순인장응력을 받는 상세에만 적용된다. 하중계수를 적용하지 않은 고정하중이 압축응력을 발생시키는 부분의 경우, 이 압축응력이 피로한계상태조합에 따른 최대 활하중 인장응력의 2배보다 작은 경우에만 피로 문제를 고려한다.

(2) 설계기준

하중유발피로를 고려하는 경우, 각 구조상세는 다음 조건을 만족시켜야 한다.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n \quad (4.6.1)$$

여기서,

γ = 하중조합 규정에 명시된 하중계수

(Δf) = 하중효과, 즉 피로설계하중 통과시 발생하는 활하중 응력범위(MPa)

$(\Delta f)_n$ = 4.6.1.2(5)에 규정된 공칭피로강도(MPa)

(3) 상세범주

부재와 이음부의 상세는 표 4.6.1에 요약되어 있는 각 상세범주의 요구조건을 만족하도록 설계해야 한다. 표에 볼트 구멍으로 그려진 부분은 도로교표준시방서(2013) 규정에 따라 볼트 체결이 이루어진 것을 나타낸다.

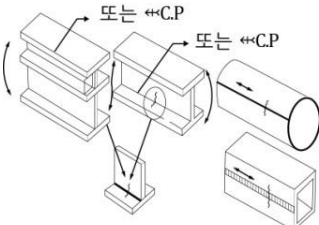
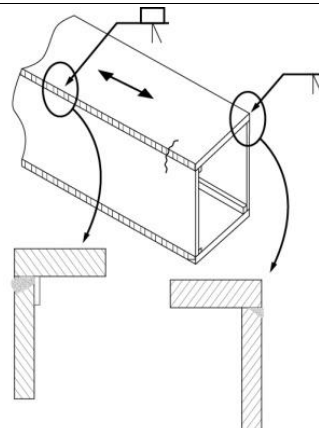
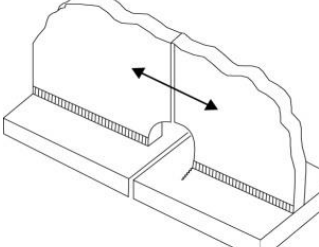
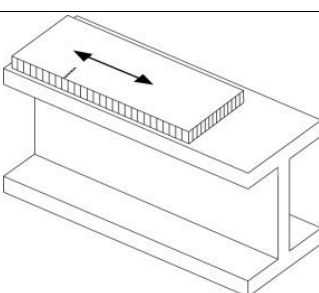
붕괴유발부재와 같이 특별히 규정된 경우를 제외하고, 200년 수명을 고려한 단일차선 하루 평균 트럭 통행량 $(ADTT)_{SL}$ 이 표 4.6.2에 있는 통행량을 넘지 않는다면, 부재 및 상세는 유한수명을 고려해서 설계하고, 그렇지 않은 경우 무한수명을 고려하여 설계한다.

강바닥판 부재 및 상세 또한 표 4.6.1의 강바닥판 상세범주 요구조건을 만족하도록 설계한다.

표 4.6.1 하중유발피로에 대한 상세범주

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
1절 - 용접의 영향을 받지 않는 부재					
11 압연면 또는 부착물이 없는 깨끗한 표면을 갖는 모재부(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 평탄도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	A	165.0	82.5	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
12 무도장 내후성 강재(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 평탄도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	B	110.0	55.0	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
13 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 있는 경우 또는 도로교표준시방서(2013)에 따라 제작된 기하학적 불연속부(용접작업구 제외)	C	69.0	34.5	모서리부 모든 곳	
14 용접작업구가 있는 압연단면	C	69.0	34.5	부재조립을 위한 용접작업구의 모재부	
15 부재의 개구부	D	48.3	24.2	구멍주변의 순단면(net section) 부위	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
2절 - 볼트 연결부					
21 고장력볼트를 적용한 마찰이음부 전단면(gross section) 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	1100	550	볼트구멍 주변	
22 마찰이음 요구조건에 맞춰 고장력볼트로 체결되었으나 지압이음으로 설계된 순단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	1100	550	볼트구멍 주변	
23 •용융아연도금한 모든 볼트연결부의 순단면 적용 모재부 •21 및 22의 조건과 같으나, 펀칭으로만 전체구멍을 뚫은 경우 •볼트를 제외한 다른 연결재를 적용한 순단면 적용 모재부(아이바와 핀연결판 제외)	D	483	242	볼트구멍 주변 또는 구멍과 가까운 모재부	
24 아이바의 머리부분과 핀연결판의 순단면 적용 모재부	E	310	155	구멍 주변	

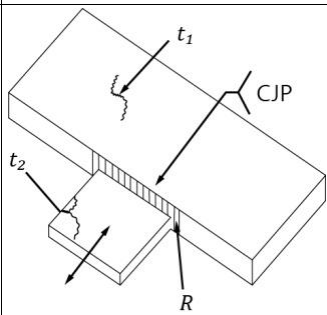
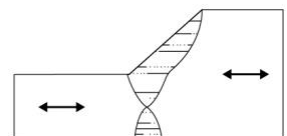
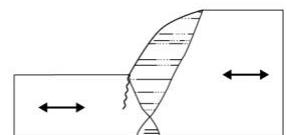
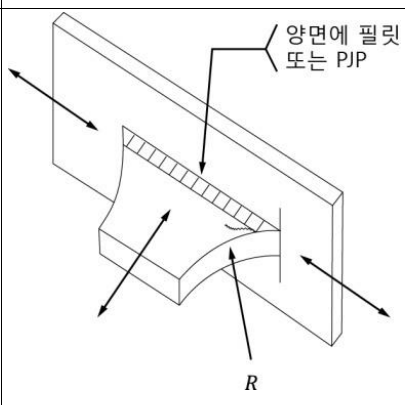
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
3절 - 조립부재의 용접연결부					
3.1 종방향으로 연속된 완전용입 그루브용접 또는 응력작용방향과 평행한 연속된 필릿용접에 의해 연결된 부착물이 없는 형강 또는 조립부재의 모재부와 용접금속부	B	1100	550	용접표면 또는 용접 내부의 결함 등 불연속부	
3.2 3.1의 상세에서 받침봉을 제거하지 않은 완전용입 그루브용접이 적용된 곳과 응력작용방향과 평행한 연속부분용입 그루브용접이 적용된 경우	B	827	414	용접표면 또는 용접 내부의 불연속부 (받침봉을 붙이기 위한 용접부 포함)	
3.3 용접작업구의 종방향용접 끝나는 부분의 용접금속 및 모재부(플랜지의 맞대기이음부는 포함하지 않음)	D	483	242	웹브 또는 플랜지의 용접이 끝나는 부분	
3.4 응력작용방향과 평행한 필릿용접에 의해 연결된 덮개판의 용접금속 및 모재부	B	1100	550	용접단부에서 어느정도 떨어진 용접표면 또는 용접내부의 불연속부	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
3.5 끝부분 돌림용접 적용여부와 관계없고 사각형 또는 경사진 단면의 덮개판 폭이 플랜지보다 좁은 경우 또는 끝부분 용접이 있는 덮개판 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접연결부의 용접금속부 또는 모재부 - 플랜지 두께 ≤ 20 mm - 플랜지 두께 ≥ 20 mm	E E'	31.0 17.9	15.5 9.0	돌림용접 지단부의 플랜지, 종방향용접이 끝나는 부분의 플랜지, 덮개판 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접된 플랜지 모서리	
3.6 플랜지와 접합된 끝부분은 마찰이음 고장력볼트로 접합되고, 나머지 부분은 용접연결된 덮개판의 용접단부의 모재부	B	110.0	55.0	종방향용접이 끝나는 부분의 플랜지	
3.7 끝부분 용접이 없고 플랜지보다 폭이 넓은 덮개판의 종방향용접이 끝나는 부분의 모재부	E'	17.9	9.0	덮개판용접 끝부분의 플랜지 모서리	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
4절 - 보강재 용접연결부					
41 수직보강재와 플랜지 및 수직보강재와 웨브의 필릿용접 지단부의 모재부(주 : 지압보강재와 연결판 등의 유사 용접부 포함)	C	82.7	41.4	필릿용접지단의 기하학적 불연속부	
42 응력작용방향과 평행하게 연속적으로 웨브 또는 플랜지에 필릿용접된 수평보강재용접부의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부로부터 일정거리 떨어진 부분의 용접표면 및 내부의 불연속부	
43 웨브 또는 플랜지에 부착된 수평보강재용접단부의 모재부. 변화부 반경을 두지 않는 필릿용접 보강재의 경우 - 보강재두께 < 25 mm - 보강재두께 ≥ 25 mm 변화부반경을 갖고 용접 끝부분을 매끈하게 연마한 경우 - R ≥ 600 mm - 150 mm ≤ R < 600 mm - 50 mm ≤ R < 150 mm - 50 mm > R	E E' B C D E	31.0 17.9 110.0 69.0 48.3 31.0	15.5 9.0 55.0 34.5 24.2 15.5	용접이 끝나는 부분 용접지단에 접한 주부재(플랜지 또는 웨브) 변화부 반경 끝부분의 주부재(플랜지 또는 웨브)	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
5절 - 응력작용방향에 수직한 방향으로 용접된 접합부					
51 용접의 건정성이 비파괴시험을 통해 입증되고, 용접부가 응력작용 방향으로 연마되어 있는 완전용입 그루브용접부의 용접금속 및 모재부(꼭이나 두께방향 변화부기울기가 125 이하)	B	110.	550	용접내부 불연속부(결함부) 또는, 폭 또는 두께가 변화하는 시점	
52 다른 조건은 51의 경우와 같고, 그루브용접단부의 접선점에서 시작한 폭변화부반경이 600 mm 이상인 경우	B	1100	550	용융부 주변의 불연속부 또는 용접내부의 불연속부	
53 완전용입그루브용접된 T형 또는 모서리접합부 주변 또는 용접된 부분의 용접금속 및 모재부 또는 두께 변화가 없거나 125 이하의 두께변화가 있는 경우로 용접덧살이 제거되지 않은 완전용입 그루브용접 및 대기이음부의 용접금속 및 모재부	C	690	345	용융부주변 또는 용접지단의 불연속부 표면	
54 하중전달형 불연속판요소가 양면필릿용접에 의해 부착된 상세의 용접금속 또는 모재부, 또는 응력작용방향에 수직한 판의 양면에 부분용입 그루브용접접합된 상세의 용접금속 및 모재부 (식 4.65에 의해 조정된 C상세 적용)	C	690	345	모재에 접한 용접지단의 기하학적 불연속부 또는 인장을 받는 용접루트	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
6절 - 횡방향으로 응력을 받는 용접부착물					
61 주응력방향과 평행한 방향의 용접에 의해 부착되고 용접단을 매끈하게 연마하였으며 변화부의 반경이 R인 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들어, 측면 연결판) 위치에서 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부 $R \geq 600 \text{ mm}$ $150 \text{ mm} \leq R < 600 \text{ mm}$ $50 \text{ mm} \leq R < 150 \text{ mm}$ $50 \text{ mm} > R$ 용접단을 매끈하게 연마하지 않은 모든 변화부반경에 대해서 (주의 : 적용가능하다면, 조건 62, 63 또는 64 또한 검토해야 한다.)	B C D E E	110 69.0 48.3 31.0 31.0	55.0 34.5 24.2 15.5 15.5	종방향으로 응력을 받는 부재모서리 또는 용접단이 매끈하게 연마되지 않은 경우 용접지단부와 변화부반경과의 접촉점 근처	
62 종방향으로 응력을 받는 동일한 두께의 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 변화부반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재에서 용접건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우: 용접덧살이 제거되었을 때 : $R \geq 600 \text{ mm}$ $150 \text{ mm} \leq R < 600 \text{ mm}$ $50 \text{ mm} \leq R < 150 \text{ mm}$	B C D	110.0 69.0 48.3	55.0 34.5 24.2	변화부반경의 접촉점 근처나 용접내부 또는 종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 용	

50 mm > R 용접덧살이 제거되지 않았을 때 : $R \geq 600$ mm $150 \text{ mm} \leq R < 600$ mm $50 \text{ mm} \leq R < 150$ mm 50 mm > R (주의: 조건 61 또한 검토해야 한다.)	E C C D E	31.0 69.0 69.0 48.3 31.0	15.5 34.5 34.5 24.2 15.5	해 경계 종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방 향으로 응력 을 받는 부착 물의 모서리 를 따라 생긴 용접지단부	
6.3 종방향으로 응력을 받는 두께가 다른 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입그루브용접으로 부착되고 용접변화부반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재에서 용접건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끄럽게 연마된 경우: 용접덧살이 제거되었을 때 : $R \geq 50$ mm $R < 50$ mm 용접덧살이 제거되지 않았을 때: (주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	D E E	48.3 31.0 31.0	24.2 15.5 15.5	두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부 용접변화부반경이 작은 용접단 두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부	  
6.4 종방향으로 응력을 받는 부재에 주응력과 평행한 방향으로 필릿용접이나 부분용입그루브용접으로 부착된 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재부 (주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	조건 5.4 참조				

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
7절 - 종방향으로 응력을 받는 용접부착물					
71 변화부반경을 포함하지 않는 이음부가 주응력방향과 평행 또는 수직인 방향으로 각각 길이가 L이 고 두께가 t로 그루브용접 또는 필 릿용접으로 부착된 종방향으로 응 력을 받는 부재의 모재부				용접지단부에서의 주부재	
L < 50 mm	C	690	345		
50 mm ≤ L ≤ 12 t 또는 100 mm	D	483	242		
L > 12 t 또는 100 mm					
t < 25 mm	E	310	155		
t ≥ 25 mm	E'	179	90		
8절 - 기타					
81 리브와 바닥판간 용접 - 용접이 전에 용접루트간격이 0.5 mm 이하 인 단일면 80 %(최소 70 % 이상) 용입용접부	C	690	345	그림 참조	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
82 리브용접이음부 - 용접간격이 리브의 두께보다 크고 영구받침봉이 그대로 남아있는 맞대기 일면 그루브용접부	D	483	242	그림 참조	
83 볼트가 적용된 리브이음부 - 고장력마찰접합된 전단면 적용 모재부	B	1100	550	그림 참조	
84 바닥판이음부 - 영구받침봉이 그대로 남아있는 횡방향 또는 종방향 맞대기 일면 그루브용접부	D	483	242	그림 참조	
85 리브의 횡리브 또는 가로보 용접부 - 횡리브 또는 가로보에 필릿 또는 완전용입 용접된 리브용접부	C	690	345	그림 참조	
86 리브와 용접된 횡리브 또는 가로보의 웹 - 리브와 필릿 부분 용입 또는 완전용입 용접된 횡리브 또는 가로보의 웹용접부	C	690	345	그림 참조	

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
8절 - 기타					
8.7 횡리브 또는 가로보절곡부 - 끝단이 도로교표준시방서(2013) 에 따라 “매끈하게” 가스절단된 모재 (벌크헤드플레이트 절곡부)	B	1100	550	그림 참조	
8.8 절곡부에서의 리브판 - 횡 리브 또는 가로보와 필릿 부분 용입 또는 완전용입용접된 지 점의 리브판 (벌크헤드플레이트와 횡리브 또 는 가로보와 필릿 부분용입 또 는 완전용입용접된 지점의 벌 크헤드플레이트)	C	690	345	그림 참조	
8.9 횡리브 또는 가로보, 바닥판 과 리브의 교차점	E	310	155	그림 참조	
주의 1 : 필릿이나 부분 용입용접부에서 응력이 면내성분에 의해 지배되는 경우에는 식 (4.65)가 고려되어야 한다. 이러한 경우, $\Delta\sigma$는 두께의 중심에서 계산되어야 한다.					

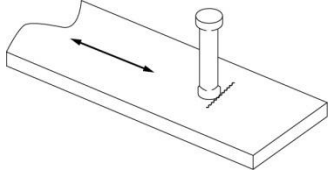
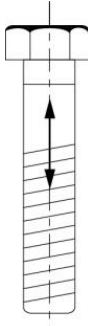
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값 $((\Delta F)_{TH})$ (MPa)	무한수명 피로한계 값 $((\Delta F)_{CL})$ (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
8절 - 기타					
91 필릿이나 자동스터드용접에 의해 부착된 스티드형태의 전단연결재부근 의 모재부	C	690	345	모재의 용접단부	
92 축방향인장을 받는 F8T 볼트		100	50	그림 참조	
축방향인장을 받는 F10T(S10T) 볼트		110	55		
축방향인장을 받는 F13T(S13T) 볼트		80	40		

표 4.6.2 무한 수명과 동등한 200년 $(ADTT)_{SL}$

세부 범주	무한수명과 같은 200년 $(ADTT)_{SL}$ (트럭/일)
A	800
B	1,295
B'	1,550
C	1,920
C'	1,115
D	2,805
E	5,310
E'	9,785

(4) 구속을 줄이기 위한 상세

용접구조물은 구속-유발 파단을 일으킬 수 있는 심한구속에 의해 응력이 발생 될 수 있는 상세 및 균열과도 같은 기하학적 불연속부를 갖지 않도록 상세를 설계해야 한다.

작용응력 방향과 평행한 수평보강재 용접부와 수직보강재 용접부 교차부에는 용접지단사이의 간격이 최소 25 mm 이상 되도록 설계한다.

(5) 피로강도

- ① 일정진폭 응력범위에 대한 각 상세별 공칭 피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \quad N \leq N_{TH} \quad (4.6.2)$$

- ② 변동진폭 응력범위에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \quad N \leq N_{TH} \quad (4.6.3)$$

$$= \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{5}} (\Delta F)_{TH}, \quad N_{TH} \leq N \leq N_{CL} \quad (4.6.4)$$

여기서,

$$N = 365(DL)n(ADTT)_{SL}$$

DL = 설계수명(Design Life),(년)

n = 표 4.6.3에서 선택한 트럭 한 대 통과시 발생하는 응력범위의 반복횟수

$(ADTT)_{SL}$ = 한 차선당 일평균 트럭 통행량($ADTT$: Average Daily Truck Traffic)

$(\Delta F)_{TH}$ = 표 4.6.4에 주어진 일정진폭 피로 한계값(MPa)

$(\Delta F)_{CL}$ = 표 4.6.5에 주어진 무한수명 공칭피로강도(MPa)

N_{TH} = 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$)에 해당하는 응력범위 반복횟수(표 4.6.4)

N_{CL} = 무한수명공칭피로강도($(\Delta F)_{CL}$)에 해당하는 응력범위 반복횟수(표 4.6.5)

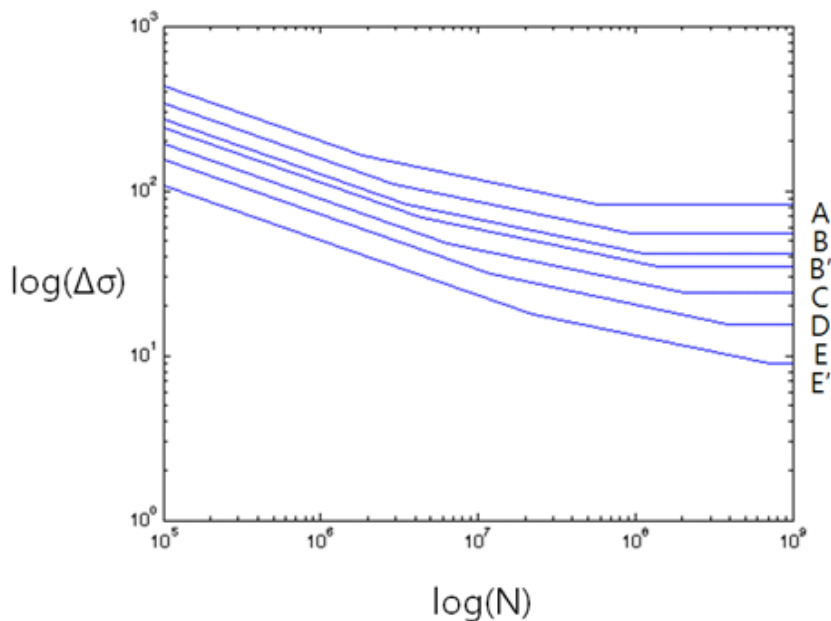


그림 4.6.1 피로강도곡선

- ③ N 이 N_{CL} 을 초과하거나 트럭교통량을 명확히 규정할 수 없는 경우는 표 4.6.5에 주어진 무한수명에 해당하는 공칭 피로강도 $(\Delta F)_{CL}$ 를 적용할 수 있다.
- ④ 불연속된 판에 의해 하중을 받고 응력 방향과 수직한 방향으로 필릿용접 또는 부분용입그루브용접 연결된 상세부 소재 및 용접금속에 대한 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{1.12 - \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq (\Delta F)_n^c \quad (4.6.5)$$

여기서,

$(\Delta F)_n^c$ = 상세범주 C 에 대한 공칭피로강도(MPa)

$2a$ = 하중전달판의 두께방향으로의 용접루트 사이간격(mm)
(필릿용접의 경우 $(2a/t_p)$ 는 1.0 임.)

t_p = 하중을 받는 판의 두께(mm)

w = 하중전달판 두께 방향의 필릿용접의 각장(mm)

표 4.6.3 트럭 한대 통과 시 반복회수, n

종방향 부재	경간 길이	
	> 12,000 mm	≤ 12,000 mm
단순경간 거더	1.0	2.0
연 속 거 더		
1) 내측 지점 부근	1.5	2.0
2) 기타	1.0	2.0
캔틸레버 거더	5.0	
트 러 스	1.0	
횡방향 부재	간격	
	> 6,000 mm	≤ 6,000 mm
	1.0	2.0

표 4.6.4 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$) 및 반복횟수(N_{TH})

상세범주	$(\Delta F)_{TH}$ (MPa)	$N_{TH} (\times 10^6)$
A	165.0	1.83
B	110.0	2.95
B'	82.7	3.54
C	69.0	4.38
C'	82.7	2.55
D	48.3	6.40
E	31.0	12.12
E'	17.9	22.32
축방향 인장을 받는 F8T 볼트	100.0	0.84
축방향 인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	110.0	0.77
축방향 인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	80.0	0.84

표 4.6.5 무한수명 공칭피로강도($(\Delta F)_{CL}$) 및 반복횟수(N_{CL})

상세범주	$(\Delta F)_{CL}$ (MPa)	$N_{CL} (\times 10^6)$
A	82.5	58.41
B	55.0	94.49
B'	41.4	113.11
C	34.5	140.27
C'	41.4	81.47
D	24.2	204.76
E	15.5	387.77
E'	9.0	714.17
축방향 인장을 받는 F8T 볼트	50.0	6.75
축방향 인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	55.0	6.13
축방향 인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	40.0	6.75

4.6.1.3 변형유발피로

모든 횡방향 부재를 종방향 부재의 단면을 포함하는 적절한 구조요소에 연결해 줌으로서, 예상하였거나 예상치 못한 하중을 전달하기에 충분한 하중경로를 제공해 주어야 한다. 이러한 하중경로는 여러 구조 요소를 용접 또는 볼트로 연결하여 확보할 수 있다.

웹의 좌굴과 면외변형을 제어하기 위해 4.10.5.3의 규정을 만족해야 한다.

(1) 수직연결판

연결판은 다음과 같은 단면의 압축 및 인장 플랜지 모두에 대해 용접 또는 볼트를 이용해 연결되어야 한다.

- ① 내·외부 다이아프램이나 브레이싱은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.
- ② 가로보는 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다. 특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트 연결은 직선교의 경우 90,000 N의 횡하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

(2) 수평연결판

플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 웹에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 비보강 웹에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150 mm 이상 및 플랜지 폭의 1/2 이상 떨어져야 한다.

수평연결판으로 연결된 수평브레이싱 부재의 끝은 웹 및 수직보강재로부터 최소 100 mm의 거리를 유지해야만 한다.

수평연결판을 보강재가 부착된 거더의 웹에 설치할 경우에는, 이를 수직보강재가 부착된 웹면에 설치할 하든 부착되지 않은 면에 설치하든 간에, 수평연결판은 수직보강재를 중심축으로 하여 설치해야한다. 수평연결판과 보강재가 웹의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다.

이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속되어 있어야 하며, 양쪽 플랜지 모두에 부착되어야 한다.

(3) 강바닥판

강바닥판에 대한 구조상세는 4.13.3.3의 강바닥판 조항의 규정을 만족해야 한다.

4.6.2 인성요구조건

- (1) 국내의 지역별 온도구역은 표 4.6.6 에 따르며, 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 사용 강재는 표 4.6.7 에 따라서 샤르피 흡수에너지로 나타내는 저온인성 규격을 만족해야 한다.
- (2) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 최대 허용 판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도 구역에 따라 표 4.6.7 에 규정한 값으로 한다.
- (3) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 4.6.6 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구 분	최저 공용온도(T) ²⁾	대 상 지 역 ¹⁾
온도구역 I	$-15\text{ }^{\circ}\text{C} \leq T$	부산, 울산, 광주 전체 지역
		전라남도 전체 지역

		경상남도 전체 지역
		경상북도 전체 지역(온도구역 II 제외)
		제주도 전체 지역
온도구역 II	$-25^{\circ}\text{C} \leq T < -15^{\circ}\text{C}$	서울, 인천, 대구, 대전 전체 지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체 지역
		전라북도 전체 지역
		경상북도 내륙 지역
		강원도 해안 지역
온도구역 III	$-35^{\circ}\text{C} \leq T < -25^{\circ}\text{C}$	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙 지역
		충청북도 전체 지역

- 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상 지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30 년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.
- 2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30 년 내 최저기온(100 년 재현주기 최저기온과 유사)을 말한다.

표 4.6.7 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역별 최대 허용 판두께

온도구역 강종				온도구역 I (-15°C) ¹⁾	온도구역 II (-25°C) ¹⁾	온도구역 III (-35°C) ¹⁾
구 분	기 호	충격시험 ³⁾		최대 허용 판두께 ²⁾ (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
용 접 구조 용 압 연 강 재	SM400	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SM400C	0 °C	47 J 이상	100	100	95
	SM490B	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SM490C	0 °C	47 J 이상	95	80	70
	SM490-TMC	0 °C	47 J 이상	95	80	70
	SM490YB	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SM520B	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SM520C	0 °C	47 J 이상	85	70	60
	SM520C-TMC	0 °C	47 J 이상	85	70	60
	SM570	-5 °C	47 J 이상	70	60	50
	SM520-TMC	-5 °C	47 J 이상	70	60	50

용접 구조용	SMA400B	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SMA400C	0 °C	47 J 이상	100	100	95
내후성 열간 압연	SMA490B	0 °C	27 J 이상	40	40	40
	SMA490C	0 °C	47 J 이상	95	80	70
강재	SMA570	-5 °C	47 J 이상	70	60	50
교량 구조 용 압연 강재	HSB500	-5 °C	47 J 이상	85	70	60
	HSB500L	-20 °C	47 J 이상	100	95	80
	HSB500W	-5 °C	47 J 이상	85	70	60
	HSB600	-5 °C	47 J 이상	70	60	50
	HSB600L	-20 °C	47 J 이상	95	80	65
	HSB600W	-5 °C	47 J 이상	70	60	50
	HSB800	-20 °C	47 J 이상	55	45	40
	HSB800L	-40 °C	47 J 이상	80	70	60

- 1) 선형 보간법에 따라 최대 허용 판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도
- 2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30 년 내 최저기온(T)을 알고 있는 경우, 주 1 의 기준 공용온도에 따른 선형 보간법을 적용하여 최대 허용 판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C 의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 라면 구역 I 의 $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 와 구역 II 의 $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$ 를 기준으로 하여 최대 허용 판두께는 77.5 mm ($\approx 78\text{ mm}$) 로 된다. 단, 최저기온의 범위가 $-15\text{ }^{\circ}\text{C} \leq T < -35\text{ }^{\circ}\text{C}$ 일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.
- 3) KS B 0810 "금속 재료 충격 시험 방법"에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지 흡수능력으로 표현하는 값임.

4.7 부재에 관한 일반 사항

4.7.1 유효지간

지간은 받침부나 기타 지지부의 중심 간격으로 한다.

4.7.2 솟음

고정하중에 의한 처짐의 보정 및 현장에서의 원활한 부재조립을 위하여 부재의 제작 시 솟음을 설치해야 한다. 트러스교, 아치교 및 사장교에서 다음과 같은 경우에는 선택적으로 부재의 길이를 적절히 조절할 수 있다.

- 고정하중에 의한 처짐으로 인하여 다른 부재들과의 연결이 곤란한 경우
- 아치 리브가 고정하중에 의하여 줄어드는 것을 상쇄시킬 필요가 있는 경우
- 부정정구조물에서 고정하중에 의한 휨모멘트도의 조절이 필요한 경우

4.7.3 강재의 최소두께

수직브레이싱, 수평브레이싱 및 연결판을 포함한 모든 강재의 최소두께는 8 mm 이상으로 한다. 단, 압연형강의 웹, 강바닥판의 폐단면리브, 채움재 및 난간용 재료는 이 규정을 따르지 않아도 좋다. 압연형강이나 π 형강의 웹 및 강바닥판의 폐단면리브의 두께는 7 mm 이상으로 한다.

부식이 우려되는 곳에서는 부식방지 조치를 취하거나, 부식두께를 예측하여 그만큼 두께를 증가시켜야 한다.

4.7.4 다이아프램 및 수직브레이싱

4.7.4.1 일반사항

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치해야 한다.

모든 시공단계 및 사용단계에서 다이아프램이나 수직브레이싱의 필요성을 다음과 같이 검토한다.

- 거더의 아랫부분에서 바닥틀로, 그리고 바닥틀에서 받침부로 횡방향 풍하중의 전달
- 모든 하중에 대한 압축플랜지의 안정성
- 콘크리트 바닥판이 양생되기 이전의 상부압축플랜지의 안정성
- 수직방향의 고정하중 및 활하중의 분배

사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직브레이싱 이외에도 시공 중 필요시에는 임시로 브레이싱을 설치한다.

수직브레이싱이나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 대응하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직브레이싱은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.8에 따라 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 4.8.4 또는 4.9.3에 규정된 세장비 규정을 만족시켜야 한다.

다이아프램과 수직브레이싱의 연결판은 4.6.1.3(1)을 만족시켜야 한다.

교량 단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 6.14.2.4 에 규정된 방법으로 슬래브의 캔틸레버부가 지지되도록 한다.

4.7.4.2 직선교의 I형 단면

압연거더에 설치되는 다이아프램이나 수직브레이싱의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트 거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.

단부에 설치되는 다이아프램이나 수직브레이싱은 모든 횡방향 하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이아프램이나 수직브레이싱이 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교축방향 성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직브레이싱은 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직브레이싱은 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다. 단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 비틀림에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향 부재와 다이아프램의 연결부 설계시 다이아프램의 단부 휨모멘트를 고려해야 한다.

4.7.4.3 직선교의 박스거더 단면

단면의 회전, 변위 및 비틀림에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면 내부에 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

내부 다이아프램 판이 부재의 연속성을 확보하기 위해서 또는 구조부재로부터 전달되는 비틀림모멘트에 저항하기 위하여 설치되는 경우에는 이를 박스단면의 웹과 플랜지에 연결시켜야 한다.

내부 출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이아프램의 응력집중을 검토하여 필요 시 보강해야 한다.

4.11.1 과 4.11.2.3 의 규정대로 다중 박스거더 단면을 설계할 경우 단면 내부나 단면과 단면 사이에 영구적인 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치하지 않아도 좋다. 단일 박스거더 단면인 경우에는 단면변형을 방지하기 위하여 적당한 간격으로 내부에 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치해야 한다.

4.7.5 수평브레이싱

4.7.5.1 일반사항

모든 시공단계나 사용단계에서 수평브레이싱의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지면 근처에 수평브레이싱을 설치한다. 수평브레이싱의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.

- 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.8 에 규정된 횡방향 풍하중의 받침부로의 전달
- 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.9 에 규정된 횡방향 하중의 전달
- 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형 방지

시공 후 필요치 않은 임시 수평브레이싱은 철거하여도 좋다.

영구 수평브레이싱의 설계 시에는 적어도 4.8.4 및 4.9.3 을 만족해야 한다.

수평브레이싱의 연결판은 4.6.1.3(2)를 만족시켜야 한다.

수평브레이싱의 내진설계 시에는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.9 를 만족시켜야 한다.

4.7.5.2 직선교의 I형 단면

필요할 경우 외측 거더 사이에 수평브레이싱을 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평브레이싱을 설치하지 않아도 좋다.

연속교 거더의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평브레이싱의 필요 여부를 검토해야 한다.

4.7.5.3 직선교의 박스거더 단면

제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부수평브레이싱의 필요성을 검토해야 한다.

바닥콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부수평브레이싱을 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.

브레이싱이 웹과 연결되어 있는 경우, 브레이싱의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위한 단면적을 감소시켜야 하고, 브레이싱으로 부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

4.7.6 핀

4.7.6.1 위치

편심을 최소화할 수 있도록 핀의 위치를 결정한다.

4.7.6.2 강도

(6) 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족시켜야 한다.

$$\frac{6.0M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95 \quad (4.7.1)$$

여기서,

D = 핀의 직경(mm)

M_u = 설계하중에 의한 휨모멘트(N·mm)
 V_u = 설계하중에 의한 전단력(N)
 F_y = 핀의 항복강도(MPa)
 ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 힘에 대한 저항계수
 ϕ_v = 4.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수
 M_u 와 V_u 는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

(7) 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi(R_{pB})_n \quad (4.7.2)$$

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (4.7.3)$$

여기서,

$(R_{pB})_r$ = 설계지압강도(N)

$(R_{pB})_n$ = 공칭지압강도(N)

t = 판의 두께(mm)

D = 핀의 직경(mm)

ϕ_b = 4.5.4.2에 규정된 지압에 대한 저항계수

4.7.6.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D 는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2,760} \right) b \quad (4.7.4)$$

여기서,

F_y = 핀의 최소항복강도(MPa)

b = 아이바 몸체의 폭(mm)

4.7.6.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

4.8 인장부재

4.8.1 일반사항

축방향인장을 받는 부재 및 이음재는 다음을 검토한다.

① 식 (4.8.1)에 의한 전단면 항복

② 식 (4.8.2)에 의한 순단면 파단

순면은 다음 사항을 고려하여 구한다.

- ① 감소계수가 적용되거나 단면적의 감소가 적용되는 전단면적
- ② 설계단면에서 모든 구멍에 대한 감소분
- ③ 지그재그로 볼트를 체결한 경우 4.8.3에 따른 볼트 구멍의 감소분에 대한 보정
- ④ 전단지연을 고려하기 위하여 이음부재에 적용되는 4.8.2.2에 규정된 감소계수 U
- ⑤ 이음판 및 기타 이음재의 순단면적의 최대값은 전단면적의 85 %를 초과할 수 없음.

인장부재는 4.8.4에 있는 세장비 규정과 4.6.1의 피로에 관한 규정을 만족해야 하며, 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.13.4에서 규정된 연결부 끝부분에서 블록전단강도에 관한 검토를 수행해야 한다.

4.8.2 인장강도

4.8.2.1 일반사항

인장강도 P_r 은 다음의 두 값 중에서 작은 값으로 한다.

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (4.8.1)$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad (4.8.2)$$

여기서,

P_{ny} = 전단면의 항복에 대한 공칭인장강도(N)

F_y = 항복강도(MPa)

A_g = 부재의 전단면적(mm²)

P_{nu} = 순단면의 파단에 대한 공칭인장강도(N)

F_u = 인장강도(MPa)

A_n = 4.8.3에 따라 구한 부재의 순단면적(mm²)

U = 전단지연을 고려하기 위한 감소계수(부재내의 모든 요소에 인장력이 작용될 경우에는 1.0으로 하고, 기타 경우에는 4.8.2.2를 따른다.)

ϕ_y = 4.5.4.2에 규정된 인장부재의 항복에 대한 저항계수

ϕ_u = 4.5.4.2에 규정된 인장부재의 파단에 대한 저항계수

4.8.2.2 감소계수 U

정밀해석이나 실험을 하지 않을 경우에는 연결부에서 전단지연을 고려하기 위하여 다음에 주어진 감소계수를 사용할 수 있다.

볼트나 용접 연결 단면내에서 각 연결요소에 직접적으로 인장력이 전달되는 단면의 경우 :
 $U=1.0$

볼트연결부에서,

- ① 플랜지폭이 웹 높이의 2/3 이상인 압연 I형 단면 및 I형 단면으로부터 한쪽 플랜지가 제거된 T형 단면에서, 응력방향으로 한 접합선당 3개 이상 볼트로 플랜지에서 연결된 부재 :

$$U=0.90$$

- ② ①에 해당되지 않은 부재에서 응력방향으로 한 접합선당 3개 이상의 볼트를 사용한 부재 :

$$U=0.85$$

- ③ 응력방향으로 한 접합선당 2개의 볼트를 사용한 모든 부재 : $U = 0.75$
 인장력이 단면 일부분의 필릿 용접부로 전달되는 경우에는 용접강도로 설계한다.

4.8.2.3 인장과 힘의 조합

인장과 힘을 동시에 받는 부재는 다음을 만족해야 한다.

- $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ 인 경우 :

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.8.3)$$

- $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$ 인 경우 :

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.8.4)$$

여기서,

P_r = 4.8.2.1에 규정된 설계인장강도(N)

M_{rx}, M_{ry} = x와 y축에 대한 공칭휨강도에 저항계수 ϕ_f 를 곱한 설계휨강도(N·mm)

M_{ux}, M_{uy} = 설계하중에 의한 x와 y축에 대한 휨모멘트(N·mm)

P_u = 설계하중에 의한 축방향력(N)

축방향 인장력과 휨모멘트를 동시에 받아 순압축응력이 작용하는 플랜지는 국부좌굴에 대한 검토가 필요하다.

4.8.3 순단면적

인장부재의 순단면적 A_n 은 각 요소의 가장 작은 순폭과 두께의 곱이다. 볼트구멍의 지름은 볼트의 공칭지름에 3.2 mm를 더한 값으로 한다. 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.13.2.4(1)에서 허용하고 있는 표준보다 큰 구멍이나 길쭉한 구멍의 경우 폭의 감소분은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.13.2.4(2)에 있는 구멍의 크기에 1.6 mm를 더한 값으로 한다. 순폭을 결정할 경우 응력방향과 직각 방향, 대각선 방향, 또는 지그재그로 배치된 모든 볼트선을 조사하여 가장 작은 값을 취한다.

각각의 볼트선에 대한 순폭은, 전폭에서 조사선상에 있는 모든 구멍의 지름을 뺀 다음 인접한 지그재그로 배열된 인접한 두개의 볼트사이 마다 구한 $s^2/4g$ 값을 더하여 구한다.

여기서,

s = 인접한 두 볼트구멍의 응력방향 간격(mm)

g = 인접한 두 볼트구멍의 응력직각방향 간격(mm)

L형의 경우 볼트구멍 중심간 거리 g 는 L형의 뒷면을 따라 잔 구멍의 중심간 거리에서 두께를 뺀 값으로 한다.

4.8.4 세장비의 제한

아이바, 봉강, 케이블 및 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다:

① 교변응력을 받는 주부재	$L/r \leq 140$
② 교변응력을 받지 않는 주부재	$L/r \leq 200$
③ 브레이싱 부재	$L/r \leq 240$

여기서,

L = 비지지 길이(mm)

r = 단면회전반경(mm)

4.8.5 조립부재

4.8.5.1 일반사항

압연형강이나 용접형강을 사용하여 조립된 인장부재의 주요 요소들은 연속판이나 타이플레이트 등을 사용하여 연결한다. 형강과 연결판 사이의 용접은 연속용접으로 한다. 형강과 연결판을 볼트로 연결하는 경우 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.13.2 를 따른다.

4.8.5.2 유공판

응력방향으로 잰 구멍길이는 구멍폭의 2 배를 초과할 수 없다. 응력방향으로 잰 구멍간의 순간격은 인접한 볼트나 용접 연결선 간의 횡방향 거리 보다 커야 하며, 판의 단부에서 첫 번째 구멍의 단부까지의 거리는 인접한 볼트나 용접 연결선 간의 횡방향 거리의 1.25 배 보다 커야 한다. 구멍의 곡률반경은 38 mm 이상이어야 한다. 부재의 양측에 있는 유공판 구멍의 위치가 서로 엇갈리는 경우 구멍이 동일 단면에 있는 것으로 간주하여 순단면적을 구한다.

4.8.6 아이바

4.8.6.1 설계강도

아이바의 설계인장강도의 계산은 식 (4.8.1)을 따른다.

4.8.6.2 아이바의 규격

- (1) 아이바의 두께는 13 mm 이상, 50 mm 이하이어야 한다.
- (2) 핀구멍의 중심선에서 잰 머리부분의 순폭은 필요한 몸체부의 폭의 135 % 이상이어야 한다.
- (3) 핀구멍을 지나 아이바의 길이방향에서 잰 머리부분의 순폭은 몸체부 폭의 75 % 이상이어야 한다.
- (4) 몸체부의 폭은 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.
- (5) 핀구멍의 중심은 아이바 몸체의 중심축선상에 있어야 한다.
- (6) 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.
- (7) 최소항복강도가 460 MPa보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

4.8.6.3 연결

여러 개의 아이바를 동시에 사용될 경우 가능한 한 서로 평행해야 하고, 연결되는 부재의 중심면에 대하여 대칭으로 배열해야 한다. 아이바는 횡방향 이동 및 사교에서 발생할 수 있는 횡방향비

틈에 대하여 구속되어야 한다.

인접한 아이바의 간격은 13 mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 채움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간의 간격이 작을 경우 교차점에서 서로 크래핑 시켜야 한다.

4.8.7 핀연결판

4.8.7.1 일반사항

핀연결판은 가능한 한 사용하지 않는 것이 좋으며 사용 시에는 4.8.2.1의 규정을 따른다.

4.8.7.2 핀보강판

(1) 핀보강판의 설계지압강도 P_r 은 다음과 같이 구한다.

$$P_r = \phi_b P_n = \phi_b A_b F_y \quad (4.8.5)$$

여기서,

P_n = 공칭 지압강도(N)

A_b = 판에 투영된 지압면적(mm²)

F_y = 판의 최소 항복강도(MPa)

ϕ_b = 4.5.4.2에서 규정된 지압에 대한 저항계수

(2) 구멍 근처는 핀연결판을 사용하여 모재판의 두께를 증가시킬 수 있다.

(3) 핀보강판을 사용할 경우 핀보강판으로부터 모재판으로 지압력을 전달할 수 있도록 볼트나 충분한 용접으로 부착시켜야 하고, 하중의 편심을 최소화하도록 한다.

4.8.7.3 규격

(1) 핀구멍의 중심선을 지나는 횡단면에서 모재판과 핀보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적의 1.4배 보다 커야 한다.

(2) 핀구멍을 지나 종방향으로의 모재판과 핀보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적보다 커야 한다.

(3) 핀구멍의 중심은 모재판의 종축선 상에 위치해야 한다. 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

(4) 최소항복강도가 460 MPa보다 큰 강재의 경우 구멍의 직경은 모재판과 핀보강판의 두께를 합한 값의 5배를 초과해서는 안 된다.

(5) 모재판과 핀보강판의 두께의 합은 구멍 끝에서 핀 연단거리의 12 %보다 작아서는 안 된다. 모재판의 두께는 핀구멍이 없는 단면의 폭의 12 %보다 커야 한다.

4.8.7.4 연결

핀으로 연결된 부재들은 횡방향으로의 이동이나 사교에서 발생하는 횡방향비틀에 대해 구속되어야 한다.

4.9 압축부재

4.9.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 축방향 압축 혹은 축방향 압축과 힘을 동시에 받는 균일단면 비합성 및 합성 강재에 적용한다.

4.9.2 압축강도

4.9.2.1 축방향 압축

압축을 받는 구성요소의 설계강도 P_r 은 다음과 같이 산정한다.

$$P_r = \phi_c P_n \quad (4.9.1)$$

여기서,

P_n = 4.9.4와 4.9.5의 공칭압축강도(N)

ϕ_c = 4.5.4.2의 압축에 관한 저항계수

4.9.2.2 동시에 작용하는 축방향 압축과 힘

4.9.4.4를 만족하지 않는 경우는 제외하고, 설계하중에 대하여 탄성해석과정으로 계산된 축방향력 P_u 와 모멘트 M_{ux} , M_{uy} 가 동시에 작용할 때 다음과 같은 관계식을 만족해야 한다.

- $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ 인 경우 :

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.9.2)$$

- $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$ 인 경우 :

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (4.9.3)$$

여기서,

P_r = 4.9.2.1의 설계압축강도(N)

M_{rx} = x 축에 관한 설계휨강도(N·mm)

M_{ry} = y 축에 관한 설계휨강도(N·mm)

M_{ux} = 다음의 규정에 따라 계산된 x 축에 관한 휨모멘트(N·mm)

M_{uy} = 다음의 규정에 따라 계산된 y 축에 관한 휨모멘트(N·mm)

각 대칭축에 관한 설계휨모멘트 M_{ux} 와 M_{uy} 는 다음 중 하나로 결정한다.

- 설계하중으로 인해 발생하는 모멘트의 증가를 고려한 2차 탄성해석
- 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.5.3.3(2)에 규정된 근사방법

4.9.3 세장비의 제한

압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

- 주부재 : $\frac{K\ell}{r} \leq 120$ (4.9.4)
- 브레이싱 : $\frac{K\ell}{r} \leq 140$ (4.9.5)

여기서,

K = 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편에 규정된 유효좌굴길이계수

ℓ = 비지지길이(mm)

r = 단면회전반경(mm)

다음 항에 한하여, 다음 경우의 회전반경은 단면의 일부를 제외하고 계산할 수 있다.

- 실제단면과 회전반경을 바탕으로 한 부재의 능력이 설계하중을 초과할 경우
- 부재의 면적을 감소시킨 유효단면과 그 회전반경에 의한 부재의 능력이 설계하중을 초과할 경우

4.9.4 비합성단면

4.9.4.1 공칭압축강도

(1) 일반사항

공칭압축강도 P_n 은 휨좌굴, 비틀좌굴 그리고 휨-비틀좌굴 모드를 기초로 하여 가장 작은 값을 취한다.

① 2축 대칭 부재에 대하여 적용 가능한 좌굴 모드

- 휨좌굴이 적용 가능하다. 유효비틀비지지길이가 유효휨비지지길이 보다 큰 개단면 부재에 대하여 비틀좌굴도 적용 가능하다.

② 1축대칭 부재에 대하여 적용 가능한 좌굴 모드

- 휨좌굴이 적용 가능하다.
- 개단면 부재에 대하여 휨-비틀좌굴도 적용 가능하다.

③ 비대칭 부재에 대하여 적용 가능한 좌굴 모드

- 휨-비틀좌굴만 적용 가능하다. 단, 4.9.4.4의 규정을 따라 설계된 단일 ㄱ형강에 대하여 오직 휨좌굴만 적용 가능한 경우는 제외한다.
- 폐단면 부재에 대하여 오직 휨좌굴만 적용가능 하다.

비틀좌굴과 휨-비틀좌굴은 지압보강재에 대하여 적용할 수 없다.

P_n 은 다음과 같이 산정된다.

- $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$ 인 경우

$$P_n = \left[0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e} \right)} \right] P_o \quad (4.9.6)$$

- $\frac{P_e}{P_o} < 0.44$ 인 경우

$$P_n = 0.877P_e \quad (4.9.7)$$

여기서,

P_e = 4.9.4.1(2)에서 규정된 휨좌굴에 대한 탄성임계좌굴강도, 4.9.4.1(3)에서 규정된 비틀좌굴 또는 휨-비틀좌굴에 대한 탄성임계좌굴강도(N)

P_o = 등가 공칭항복강도 = QF_yA_g

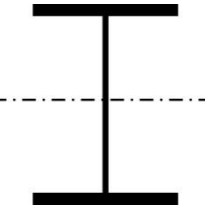
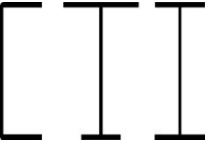
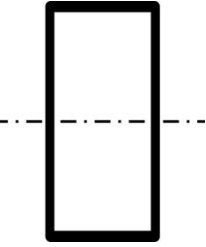
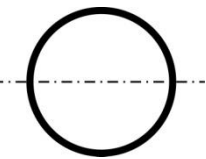
A_g = 부재의 전단면적(mm²)

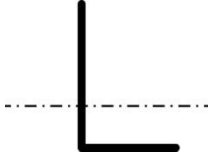
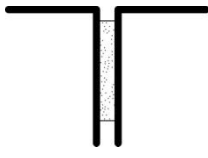
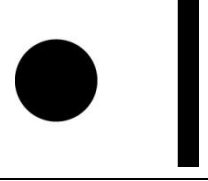
F_y = 최소항복강도(MPa)

Q = 4.9.4.2에서 규정된 세장압축판요소를 고려하는 순감소계수. 지압보강재에 대하여 1을 취한다.

표 4.9.1은 P_n 의 산정에서 고려해야하는 발생 가능한 좌굴 모드를 선택하는 것과 P_e 와 Q 를 계산하기 위해 사용하는 식에 대한 참고사항으로 사용할 수 있다.

표 4.9.1 압축공칭강도 P_n 을 산정하기 위해 적용 가능한 좌굴 모드와 P_e , Q 식 선택 표

단면	세장판이 없는 경우 ($Q = 1.0$)		세장판이 있는 경우 ($Q < 1.0$)	
	발생 가능한 좌굴 모드	P_e 에 대하여 적용 가능한 식	발생 가능한 좌굴 모드	P_e 와 Q 에 대하여 적용 가능한 식
	FB	(4.9.8)	FB	(4.9.8)
	$K_z L_z > K_y L_y$ 인 경우 : TB	(4.9.9)	$K_z L_z > K_y L_y$ 인 경우 : TB	(4.9.9)
			FLB	(4.9.24) 또는 (4.9.25) 또는 (4.9.30) 또는 (4.9.31)
			WLB	(4.9.34)
	FB	(4.9.8)	FB	(4.9.8)
	FTB	(4.9.10)	FTB	(4.9.10)
			FLB	(4.9.24) 또는 (4.9.25) 또는 (4.9.30) 또는 (4.9.31)
			WLB	(4.9.34)
	FB	(4.9.8) 조립부재 단면의 경우, 4.9.4.3절 참고	FB	(4.9.8) 조립부재 단면의 경우, 4.9.4.3절 참고
			FLB	(4.9.33) 또는 (4.9.34)
			WLB	(4.9.34)
	FB	(4.9.8)	FB	(4.9.8)
			LB	(4.9.35)

	FB	(4.9.8)	FB	(4.9.8)
	FTB	(4.9.10)	FTB	(4.9.10)
			FLB (T형강)	(4.9.24) 또는 (4.9.25) 또는 (4.9.30) 또는 (4.9.31)
			SLB	(4.9.26) 또는 (4.9.27)
			LLB (서로 접한 쌍 ㄱ형강)	(4.9.24) 또는 (4.9.25)
	FB	(4.9.8) 4.9.4.4절 참고	FB	(4.9.8) 4.9.4.4절 참고
			LLB	(4.9.28) 또는 (4.9.29)
	FB	(4.9.8) 4.9.4.3절 참고	FB (꺾판을 낀 쌍 ㄱ형강)	(4.9.8) 4.9.4.3절 참고
	FTB	(4.9.10)	FTB	(4.9.10)
			LLB	(4.9.28) 또는 (4.9.29)
	FB	(4.9.8)	NA	NA
비대칭 개단면	FTB	(4.9.15)	FTB	(4.9.15)
			LB	4.9.4.2(2) 참고
비대칭 폐단면	FB	(4.9.8)	FB	(4.9.8)
			LB	4.9.4.2(2) 참고
지압 보강재	FB	(4.9.8)	NA	NA

여기서,

FB	=	휨좌굴
TB	=	비틀좌굴
FTB	=	휨-비틀좌굴
FLB	=	플랜지 국부좌굴
WLB	=	웹 국부좌굴
SLB	=	T형강 스템의 국부좌굴
LLB	=	┐형강 돌출된 다리의 국부좌굴
LB	=	국부좌굴
NA	=	해당없음

(2) 탄성휨좌굴강도

휨좌굴을 기초로 한 탄성임계좌굴강도 P_e 는 다음과 같이 산정된다.

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \quad (4.9.8)$$

여기서,

A_g	=	부재의 전단면적(mm ²)
K	=	4.9.6에서 규정된 좌굴면에서의 유효좌굴길이계수
L	=	좌굴면에서의 비지지길이(mm)
r_s	=	좌굴면에 수직인 축에 대한 단면회전반경(mm)

(3) 탄성비틀좌굴강도와 휨-비틀좌굴강도

① 2축대칭인 개단면 부재의 비틀좌굴에 대한 탄성임계좌굴강도 P_e 는 다음과 같이 산정된다.

$$P_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y} \quad (4.9.9)$$

여기서,

A_g	=	부재의 전단면적(mm ²)
C_w	=	뒹상수(mm ⁶)
G	=	강재의 전단탄성계수 = 0.385E (MPa)
I_x, I_y	=	각각 강축과 약축에 대한 단면2차모멘트(mm ⁴)
J	=	St. Venant 비틀상수(mm ⁴)
$K_z L_z$	=	비틀좌굴에 대한 유효좌굴길이(mm)

② 단면의 대칭축이 y 축인 1축대칭 개단면 부재의 휨좌굴에 대한 탄성임계좌굴강도 P_e 는 다음과 같이 산정된다.

$$P_e = \left(\frac{P_{ey} + P_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4P_{ey}P_{ez}H}{(P_{ey} + P_{ez})^2}} \right] \quad (4.9.10)$$

$$H = 1 - \frac{y_o^2}{r_o^2} \quad (4.9.11)$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y} \right)^2} A_g \quad (4.9.12)$$

$$P_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right) \frac{1}{r_o^2} \quad (4.9.13)$$

$$\frac{1}{r_o^2} = \frac{y_o^2}{A_g} + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (4.9.14)$$

여기서,

$K_y L_y$ = y축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이(mm)

r_o = 전단중심에 대한 극단면회전반경(mm)

r_y = y축에 대한 단면회전반경(mm)

y_o = 단면의 도심에서 전단중심까지의 y축에 대한 거리(mm)

- ③ 비대칭인 개단면 부재의 휨-비틀좌굴에 대한 탄성임계좌굴강도 P_e 는 다음 3차 방정식의 해 중 가장 작은 해로 산정된다.

$$(P_e - P_{ex})(P_e - P_{ey})(P_e - P_{ez}) - P_e^2 \left(P_e - P_{ey} \right) \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 - P_e^2 \left(P_e - P_{ex} \right) \left(\frac{y_o}{r_o} \right)^2 = 0 \quad (4.9.15)$$

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2} A_g \quad (4.9.16)$$

$$\frac{1}{r_o^2} = \frac{x_o^2}{A_g} + \frac{y_o^2}{A_g} + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (4.9.17)$$

여기서,

$K_x L_x$ = x축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이(mm)

r_x = x축에 대한 단면회전반경(mm)

x_o = 단면의 도심에서 전단중심까지의 x축에 대한 거리(mm)

4.9.4.2 비세장 및 세장 부재 요소

(1) 비세장 부재 요소

비세장 부재 요소는 이 절에서 규정된 세장비 한계조건을 만족해야한다. 단면 전체가 비세장 요소로 구성된 압축부재에 대하여 4.9.4.1(1)에서 규정된 순감소계수 Q 는 1이다.

이 절에서 다른 규정이 없다면 폭두께비는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.9.18)$$

여기서,

k = 표 4.9.2에서 규정된 판좌굴계수

b = 표 4.9.2에서 규정된 판 폭(mm)

t = 판 두께, 압연 C형강의 플랜지에 대해서는 평균두께를 사용(mm)

조립 I형강의 플랜지와 조립 I형강으로 부터 돌출된 판 또는 ㄱ형강의 다리는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad (4.9.19)$$

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad (4.9.20)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \quad (4.9.21)$$

여기서,

b = 플랜지 폭의 절반(mm)

D = 웨브 깊이(mm)

원형 HSS를 포함한 원형강관의 벽두께는 다음을 만족해야한다.

$$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E}{F_y} \quad (4.9.22)$$

여기서,

D = 강관의 외경(mm)

t = 강관의 벽두께(mm)

축방향 압축과 휨을 동시에 받도록 설계된 부재에 대하여, 이 절에서 사용되는 F_y 는 설계축하중과 휨모멘트가 동시에 작용하여 발생하는 최대 압축응력으로 대체된다. 이때, 4.9.2.2의 상호작용 관계식 대신에 다음의 선형 관계식을 적용한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (4.9.23)$$

여기서,

P_r = 4.9.2.1에서 산정된 설계압축강도(N)

P_u = 설계하중으로 인한 축방향 압축력 효과(N)

M_{rx} = x 축에 대한 설계휨강도(N·mm)

M_{ry} = y 축에 대한 설계휨강도(N·mm)

M_{ux} = 설계하중에 의해 발생하는 x 축에 대한 휨모멘트(N·mm)

M_{uy} = 설계하중에 의해 발생하는 y 축에 대한 휨모멘트(N·mm)

표 4.9.2 축방향 압축에 대한 판좌굴계수와 판폭

하나의 모서리로 지지되는 판(자유돌출판)	k	b
- 압연 I형강, T형강, C형강의 플랜지 - 압연 I형강으로부터 돌출된 판 - 서로 접한 쌍 C형강의 다리	0.56	• 압연 I형강과 T형강의 플랜지의 절반 폭
		• C형강의 플랜지 전체 폭
		• 판에서 자유모서리와 첫번째 연결재열 또는 용접선 사이의 거리
		• 서로 접한 쌍 C형강의 다리의 전체 폭
- T형강의 스템	0.75	• T형강의 전체 깊이
- C형강의 다리 - 길판을 낀 쌍 C형강의 다리 - 이 외 모든 자유돌출판	0.45	• C형강의 다리 또는 길판을 낀 쌍 C형강의 다리의 전체 폭
		• 이 외 모든 자유돌출판에 대한 전체 돌출 폭
두 모서리로 지지되는 판(양연지지판)	k	b
- 직사각형 및 정사각형 조립 HSS와 박스 단면의 웹 및 플랜지 - 작업구멍이 없는 덮개판	1.40	• 조립 박스 단면의 플랜지에서 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접선간 거리
		• 인접한 연결재간 거리 또는 조립형 박스단면의 웹가 용접된 경우 플랜지 사이의 순거리
		• 각형강관 HSS에 대하여 각각의 모서리에 대한 내측 코너반경을 감한 웹 사이 또는 플랜지 사이의 거리 만약 코너반경을 알 수 없으면 각 외측치수에서 설계벽두께의 3배를 감한 값을 사용한다.
		• 플랜지 덮개판에 대하여 용접선간 또는 연결재열간 거리
- I형강과 C형강의 웹 - 이 외 모든 양연지지판	1.49	• 조립형 I형강과 C형강의 웹에 대하여 각각의 플랜지에서 필렛 또는 코너반경을 감한 플랜지 사이의 순간격
		• 인접한 연결재의 열간거리 또는 조립형 I형강과 C형강의 웹가 용접된 경우 플랜지 사이의 순거리
		• 이 외 모든 양연지지판에 대하여 판을 지지하는 모서리 사이의 순거리
- 유공 덮개판	1.86	• 판을 지지하는 모서리 사이의 순거리; 4.9.4.3.(2) 마지막 문단에 명시되어있다.

(2) 세장 부재 요소

4.9.4.2(1)에서 규정된 세장비 제한조건을 만족시키지 않는 부재 요소는 세장 부재 요소로 분류되고 이 절에서 규정된 요구조건을 따라야 한다.

자유돌출 세장판으로만 구성된 압축부재 단면들의 경우, 4.9.4.1(1)에서 규정된 세장판요소 순감소계수 Q 는 자유돌출판에 대한 감소계수 Q_s 와 같은 값을 취해야 한다. Q_s 는 단면의 모든 자유돌출 세장판요소에 대한 값 중 가장 작은 값으로 취해야 한다. 양연지지 세장판요소로만 구성된 압축부재 단면의 경우, Q 는 양연지지판에 대한 계수 Q_a 와 같은 값을 취해야 한다. 자유돌출 세장판요소와 양연지지 세장판요소로 구성된 압축부재 단면의 경우, Q 는 Q_s 와 Q_a 를 곱한 값을 취해야 한다.

① 자유돌출 세장판요소에 대한 Q_s 는 다음과 같이 산정된다.

(가) 압연 I형강, T 및 ㄷ형강 단면의 플랜지, 압연 I형강 단면으로부터 돌출된 판 및 서로 접한 한쌍의 ㄱ형강의 다리의 경우

$$\bullet \quad 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.9.24)$$

$$\bullet \quad \frac{b}{t} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.9.25)$$

(나) 압연 T형강의 스템의 경우

$$\bullet \quad 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.9.26)$$

$$\bullet \quad \frac{b}{t} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.9.27)$$

(다) 단일 ㄱ형강의 다리, 길판을 낀 쌍 ㄱ형강의 다리, 그 외 모든 자유돌출판의 경우

$$\bullet \quad 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.9.28)$$

$$\bullet \quad \frac{b}{t} > 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.9.29)$$

(라) 조립 I형강 단면의 플랜지, 조립 I형강 단면으로부터 돌출된 판이나 ㄱ형강 다리의 경우

$$\bullet \quad 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.17 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{k_c E}} \quad (4.9.30)$$

$$\bullet \quad \frac{b}{t} > 1.17 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \text{ 일 때}$$

$$Q_s = \frac{0.90 k_c E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.9.31)$$

② 원형 단면의 강관을 제외한 양연지지 세장판요소에 대하여, 감소계수 Q_a 는 다음과 같은 값으로 취해야 한다.

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (4.9.32)$$

여기서,

A = 부재의 전체 전단면적(mm²)

A_{eff} = 단면에 있는 각 양연지지 세장판요소에 대하여 유효 폭을 기초로 한

유효 단면적의 합 = $\sum (b - b_e) t$ (mm²)

유효 폭 b_e 는 다음과 같이 산정된다.

(가) 정사각형 및 직사각형 박스 단면과 일정한 두께를 갖는 HSS의 플랜지, 작업구멍이 없는 커버 플레이트의 경우

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (4.9.33)$$

(나) 웨브, 유공판, 그 외 모든 양연지지판의 경우

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (4.9.34)$$

여기서,

$$f = Q_s F_y \text{ (MPa)}$$

- 만약 단면에 있는 모든 자유돌출 세장판요소가 비세장으로 분류된다면, $Q_s = 1$ 이다.

(다) 원형 HSS를 포함한, D/t 가 $0.45E/F_y$ 를 초과하지 않는 원형 강관에 대하여

Q_a 는 다음과 같은 값으로 취해야 한다.

$$Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (4.9.35)$$

여기서, b , D , t , k_c 는 부재 요소를 고려하여 4.9.4.2(1)에서 규정된 값으로 취해야 한다.

4.9.4.3 조립부재

(1) 일반사항

4.9.4.2의 규정들이 적용되어야 한다. 두 개 이상의 형강으로 구성된 조립 부재들에 대하여, 연결재나 용접 연결부 사이의 각 구성요소 형강의 세장비는 조립 부재의 지배 세장비의 75 %를 초과해서는 안 된다. 연결재 사이에 있는 각 구성요소 부재의 세장비를 산정할 때는 최소 단면회전반경이 적용되어야 한다. 띠판, γ 형강, ϵ 형강으로 제작된 래티스 형식의 또는 배튼플레이트(batten plate)로 제작된 조립 압축재의 경우, 연결재 사이에 있는 각 구성요소 형강의 세장비가 조립 부재의 지배 세장비의 75 %를 초과하지 않도록 간격을 정해야 한다.

두 개 이상의 형강으로 구성된 조립 부재의 공칭압축강도는 다음의 수정된 세장비를 이용하여 4.9.4.1의 규정에 따라 산정되어야 한다. 좌굴 모드가 각 형강 사이의 연결재에서 전단력을 발생시키는 상대 변형을 동반한다면, 세장비, KL/r 은 용접 또는 완전조임 볼트로 연결된 중간연결재에 대하여 다음과 같이 산정되는 $(KL/r)_m$ 으로 대체되어야 한다.

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{K\ell}{r}\right)_o^2 + 0.82\left(\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2}\right)\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (4.9.36)$$

여기서

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_m = \text{조립 부재의 수정된 세장비}$$

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_o = \text{고려하는 좌굴 방향으로 단일 부재로 거동하는 조립 부재의 세장비}$$

= 분리비

$$\alpha = h/2r_{ib}$$

a = 연결재 사이의 거리(mm)

r_{ib} = 좌굴 부재 축에 평행한 각 구성요소 형강의 도심 축에 대한 각 구성요소 형강의 단면회전반경(mm)

h = 좌굴 부재 축에 수직인 각 구성요소 형강의 도심 사이의 거리(mm)

(2) 유공판

판은 4.9.4.2 및 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.8.5.2을 만족해야 하고 설계하중에 의한 전단력과 다음과 같이 계산되는 추가적인 전단력의 합에 대하여 설계해야 한다.

$$V = \frac{P_r}{100} \left(\frac{100}{(L/r)+10} + \frac{8.8(L/r)F_y}{E} \right) \quad (4.9.37)$$

여기서,

V = 추가적인 전단력(N)

P_r = 4.9.2.1에서 규정된 설계압축강도(N)

L = 부재의 길이(mm)

r = 유공판에 수직인 축에 대한 단면회전반경(mm)

F_y = 최소항복강도(MPa)

유공판으로 제작된 압축조립재는 조립부재 전체 좌굴에 대한 검토이외에도 유공판 자체의 판-세장비에 대한 검토도 4.9.4.2(1)에 의하여 별도로 이루어져야 한다.

(가) 작업구멍이 없는 부분에 대한 판-세장비 검토에는

b = 유공판 지지점간의 순폭, t = 유공판의 두께, $k = 1.86$ 을 적용하고

(나) 작업구멍이 있는 부분에 대한 판-세장비 검토에는

b = 유공판의 한 지지점으로부터 작업구멍 가장자리까지의 폭, t = 유공판의 두께, 그리고 $k = 0.45$ 를 적용한다.

4.9.4.4 단일 - ㄱ형강 부재

하나 또는 두 주축에 대하여 축방향 압축과 힘을 동시에 받는 단일 ㄱ형강을 사용하려면 아래의 조건을 모두 만족 시켜야 한다.

- 단부의 연결은 단일 ㄱ형강의 다리에서 용접이나 또는 최소 두 개 이상의 볼트를 사용하여 이루어 진다.
- ㄱ형강의 단부는 동일한 다리를 통하여 압축력을 받는다.
- ㄱ형강 부재에는 횡하중이 작용하지 않는다.
- 만약 ㄱ형강이 트러스의 웹 부재로 사용된다면, 모든 인접한 웹 부재는 거сет판 또는 트러스 상, 하현의 동일한 면에 부착된다.

다음의 유효세장비 $(KL/r)_{eff}$ 가 공칭압축강도 P_n 결정에 사용된다면 오로지 4.9.2.1, 4.9.4.1(1) 그리고 4.9.4.1(2)에 따라 힘좌굴 거동을 보이는, 축하중을 받는 압축부재로 설계될 수 있다.

① ㄱ형강의 다리 중 긴쪽 다리를 통해 연결된 등변 ㄱ형강과 부등변 ㄱ형강의 경우

- $\frac{L}{r_x} \leq 80$ 일 때,

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{eff} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (4.9.38)$$

- $\frac{L}{r_x} > 80$ 일 때,

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{eff} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \quad (4.9.39)$$

② ㄱ형강의 다리길이 비가 1.7 이하이고 짧은 다리를 통해 연결된 부등변 ㄱ형강의 경우

- $\frac{L}{r_x} \leq 80$ 일 때,

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{eff} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} + 4 \left[\left(\frac{b_l}{b_s}\right)^2 - 1 \right] \geq 0.95 \frac{L}{r_z} \quad (4.9.40)$$

- $\frac{L}{r_x} > 80$ 일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{eff} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} + 4 \left[\left(\frac{b_l}{b_s}\right)^2 - 1 \right] \geq 0.95 \frac{L}{r_z} \quad (4.9.40)$$

여기서,

b_l = 부등변 ㄱ형강의 긴쪽 다리의 길이(mm)

b_s = 부등변 ㄱ형강의 짧은쪽 다리의 길이(mm)

L = ㄱ형강 부재의 길이방향으로 측정된, 횡방향 지지점 사이의 거리(mm)

r_x = ㄱ형강의 접합된 다리와 평행한 기하축에 대한 ㄱ-형강의 단면회전반경(mm)

r_z = ㄱ형강의 약축에 대한 단면회전반경(mm)

ㄱ형강의 최대 실제 세장비는 4.9.3에서 규정된 적용 가능한 한계 세장비를 초과해서는 않는다.
 $(KL/r)_{eff}$ 을 사용해서 설계된 단일 ㄱ형강은 휨-비틀좌굴에 대해서 확인하지 않아도 된다.

4.9.5 합성단면

4.9.5.1 공칭압축강도

이 절의 규정은 힘을 받지 않는 합성기둥에 대하여 적용한다. 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.12.2.3의 규정은 힘을 받는 합성기둥에 대하여 적용한다.

4.9.5.2의 조항을 만족시키는 합성기둥의 공칭압축강도는 다음과 같이 산정된다.

- ① $\lambda \leq 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.658^{\lambda} F_e A_s \quad (4.9.42)$$

- ② $\lambda > 2.25$ 인 경우

$$P_n = \frac{0.877 F_e A_s}{\lambda} \quad (4.9.43)$$

위 식들에서,

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_e}{E_e} \quad (4.9.44)$$

$$F_e = F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_g}\right) + C_2 f_{ck} \left(\frac{A_c}{A_g}\right) \quad (4.9.45)$$

$$E_e = E \left[1 + \left(\frac{C_3}{n}\right) \left(\frac{A_c}{A_s}\right) \right] \quad (4.9.46)$$

여기서,

A_s = 강재 단면적(mm²)

A_c	= 콘크리트 단면적(mm ²)
A_r	= 길이방향 철근의 총 단면적(mm ²)
F_y	= 강재의 최소항복강도(MPa)
F_{yr}	= 길이방향 철근의 최소항복강도(MPa)
f_{ck}	= 28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(N/mm ²)
E	= 강재의 탄성계수(MPa)
L	= 기둥의 비지지길이(mm)
K	= 4.9.6절에서 규정된 유효좌굴길이계수
n	= 4.10.1.1(1)②에 규정된 콘크리트의 탄성계수비
r_s	= 휨 평면상의 강재 단면의 단면 회전반경(mm), 이 때 휨 평면상에서 강재단면의 폭은 매립형 합성단면의 전폭의 0.3배 보다 적어서는 안된다.
C_1, C_2, C_3	= 표 4.9.3에서 규정된 합성기둥계수

표 4.9.3 합성기둥상수

	충전형 강관	매입형 형강
C_1	1.00	0.70
C_2	0.85	0.60
C_3	0.40	0.20

축방향 압축과 휨을 동시에 받는 합성부재의 모멘트 확대를 산정하기 위해서 다음의 식을 적용시켜야 한다.

$$P_e = \frac{A_s F_e}{\lambda} \quad (4.9.47)$$

4.9.5.2 제한사항

(1) 일반사항

강재의 단면적이 전체 단면적의 4 % 이상이면 압축강도는 4.9.5.1 절에 따라 계산한다. 형강 또는 강관의 단면적이 전체 단면적의 4 % 이하이면 압축강도는 철근콘크리트 기둥처럼 계산한다.

콘크리트의 압축강도는 20 MPa 이상 55 MPa 이하로 한다. 압축강도를 계산하기 위해 사용하는 강재와 종방향철근의 항복강도는 400 MPa 를 넘지 않도록 한다. 합성단면기둥의 모든 하중 전달은 지지부재의 설계시 고려되어야 한다. 단면은 적어도 하나의 대칭축을 갖어야 한다.

(2) 콘크리트 충전형 강관

4.9.4.2 에서 규정된 충전되지 않은 강관에 대한 벽두께 요구사항은 충전된 합성단면의 강관에 적용되어야 한다.

(3) 콘크리트 매입형 형강

콘크리트로 둘러싸인 형강은 종방향 및 횡방향 보강철근으로 보강해야 한다. 단, 횡방향 띠철근의 수직간격은 다음을 초과해서는 안된다.

- 종방향 철근지름의 16 배

- 띠철근 지름의 48 배
- 합성단면 최소 치수의 1/2

하나의 합성부재의 단면에 들어있는 여러 개의 형강들은 각 형강의 좌굴을 방지하기 위해 콘크리트 타설 전에 래티스 또는 띠판으로 서로 연결되어야 한다.

4.9.6 유효좌굴길이

강구조물 부재의 유효좌굴길이는 4.9.6.1 탄성좌굴 해석법 혹은 4.9.6.2 비탄성좌굴 해석법에 의하여 산정할 수 있다. 각 방법에 따라 계산된 부재의 유효좌굴길이가 비합리적으로 과도하게 산정되는 경우에는 4.9.6.3 가상축력법을 적용한 해석법을 사용할 수 있다.

4.9.6.1 탄성좌굴 해석법

재료의 탄성 거동과 분기형 좌굴이론을 근간으로 한 탄성좌굴 해석은 식 (4.9.48)의 고유치 해석을 사용한다.

$$([K_E] + \kappa[K_G])\{\phi\} = 0 \quad (4.9.48)$$

여기서,

- $[K_E]$ = 구조시스템의 탄성 강성행렬
 $[K_G]$ = 구조시스템의 기하 강성행렬
 κ = 구조시스템의 고유치
 $\{\phi\}$ = 구조시스템의 고유벡터

개별 부재의 유효좌굴길이는 식 (4.9.49)를 적용하여 산정한다.

$$L_e = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{\kappa P}} \quad (4.9.49)$$

여기서,

- P = 개별 부재의 축방향 압축력
 E = 개별 부재의 탄성계수
 I = 개별 부재의 약축에 대한 단면2차모멘트

식 (4.9.48)을 풀어서 구조 시스템의 고유치와 이에 대응되는 고유벡터를 얻는다. 이 때, 공학적으로 의미 있는 값은 최소 고유치이며 여기에 대응되는 고유벡터는 탄성좌굴 해석으로부터 얻어진 좌굴 모드이다.

4.9.6.2 비탄성좌굴 해석법

재료의 비탄성 거동과 분기형 좌굴이론을 근간으로 한 비탄성좌굴 해석은 식 (4.9.50)의 고유치 해석을 반복하여 사용한다.

$$([K_{E_t}] + \kappa[K_G])\{\phi\} = \{0\} \quad (4.9.50)$$

여기서,

$[K_{E_i}]$ = 구조시스템의 비탄성 강성행렬

$[K_G]$ = 구조시스템의 기하 강성행렬

κ = 구조시스템의 고유치

$\{\phi\}$ = 구조시스템의 고유벡터

개별 부재의 유효좌굴길이는 식 (4.9.51)을 적용하여 산정한다.

$$L_e = \sqrt{\frac{\pi^2 E_t I}{\kappa P}} \quad (4.9.51)$$

여기서,

P = 개별 부재의 축방향 압축력

E_t = 개별 부재의 접선탄성계수

I = 개별 부재의 약축에 대한 단면2차모멘트

접선탄성계수는 식 (4.9.52)를 이용하여 산정한다.

$$E_t = \frac{P_{cr}}{P_{cr,e}} E \quad (4.9.52)$$

여기서,

$P_{cr,e}$ = 개별 부재의 탄성좌굴하중

P_{cr} = 개별 부재의 비탄성좌굴하중

E = 개별 부재의 탄성계수

4.9.6.3 가상축력을 적용한 탄성 및 비탄성 좌굴해석법

식 (4.9.49) 또는 식 (4.9.51)에 의해 계산된 개별 부재의 유효좌굴길이가 비합리적으로 과도하게 산정되는 경우, 각각 다음 ① 또는 ②의 방법을 적용하여 구한 값을 사용할 수 있다.

① 가상축력을 적용한 탄성좌굴 해석법

$$([K_E] + \bar{\kappa}[\bar{K}_G])\{\bar{\phi}\} = \{0\} \quad (4.9.53)$$

여기서,

$[K_E]$ = 구조시스템의 탄성 강성행렬

$[\bar{K}_G]$ = 가상축력이 반영된(즉, 개별 부재의 축방향 압축력 P 에 가상축력 ΔP 를 더한) 구조시스템의 기하 강성행렬

$\bar{\kappa}$ = 가상축력이 반영된 구조시스템의 고유치

$\{\bar{\phi}\}$ = 가상축력이 반영된 구조시스템의 고유벡터

개별 부재의 유효좌굴길이는 식 (4.9.54)을 적용하여 산정한다.

$$L_\theta = \pi \sqrt{\frac{EI}{\bar{\kappa}(P + \Delta P)}} \quad (4.9.54)$$

여기서,

ΔP = 가상축력법에서 얻어진 개별 부재의 최종 가상축력

② 가상축력을 적용한 비탄성좌굴 해석법

$$\left([K_{E_t}^{conv}] + \bar{K} [\bar{K}_G] \right) \{\bar{\phi}\} = \{0\} \quad (4.9.55)$$

여기서,

$[K_{E_t}^{conv}]$ = 비탄성좌굴 해석에서 수렴된 비탄성 강성행렬

$[\bar{K}_G]$ = 가상축력이 반영된(즉, 개별 부재의 축방향 압축력 P 에 가상축력 ΔP 를 더한) 구조시스템의 기하 강성행렬

$\bar{K}$ = 가상축력이 반영된 구조시스템의 고유치

$\{\bar{\phi}\}$ = 가상축력이 반영된 구조시스템의 고유벡터

개별 부재의 유효좌굴길이는 식 (4.9.56)을 적용하여 산정한다.

$$L_{\theta} = \pi \sqrt{\frac{E_t I}{\bar{K}(P + \Delta P)}} \quad (4.9.56)$$

4.10 힘을 받는 I형 단면

4.10.1 일반사항

이 규정들은 웹평면에 대칭인 I-형 압연 강재에 대한 휨 설계나, 공장에서 제작된 I-강재 단면으로 구성된 직선, 또는 곡선부재들의 휨 설계에 적용한다. 또한 평면에서 지속적으로 꺾여 곡선부재의 거동을 나타내는 I-형 강재 단면으로 구성된 휨 부재의 설계에도 적용된다. 이 규정들은 4.10.1.1부터 4.10.1.8 항목까지의 요구조건에 의하여 그리고 이들을 전제조건으로 정의되는 합성 또는 비합성단면, 하이브리드 또는 균질 단면, 그리고 웹의 높이가 일정한 또는 일정하지 않은 단면에 적용된다. 또한 이 규정들은 어떠한 이유에서건 플랜지에 발생하는 횡방향-휨과 주축 방향의 휨의 영향을 모두 고려한다. 힘을 받는 모든 I형 단면은 최소한 다음의 규정을 만족하도록 설계해야 한다.

- 단면비 제한조건 : 4.10.2 조항
- 시공성 요구조건 : 4.10.3 조항
- 사용한계상태 요구조건 : 4.10.4 조항
- 피로 및 파괴한계상태 요구조건 : 4.10.5 조항
- 극한한계상태 요구조건 : 4.10.6 조항

세장비가 큰 웹으로 구성된 I형 단면의 웹 휨좌굴강도는 4.10.1.9 조항에 따라 결정한다. 하이브리드 단면 또는 세장비가 큰 웹으로 구성된 I형 단면의 플랜지 강도감소계수는 4.10.1.10 조항에 따라 결정한다.

4.10.1.1 합성단면

4.10.10에 규정에 의해 설계된 전단연결재를 통하여 강재단면과 콘크리트 바닥판이 결합되어 강재에 대한 횡방향지지 및 확실한 합성거동이 보장되는 경우에는 합성단면으로 설계할 수 있다.

(1) 응력

① 하중재하순서

합성단면 임의의 점에서 외력에 의해 발행하는 탄성응력은 다음과 같은 단면에 각각 작용하는 하중에 의해 발생한 응력의 합으로 구한다.

- 강재단면
- 단기합성단면
- 장기합성단면

동바리공법을 적용하지 않고 시공하는 경우, 콘크리트바닥판이 굳기 전이나 합성이 완료되기 전에 작용하는 고정하중은 강재단면만이 지지하는 것으로 간주해야 한다. 합성이 완료된 이후에 작용하는 고정하중과 활하중을 합성단면이 지지하는 것으로 간주한다. 동바리공법을 적용하여 시공하는 경우 모든 영구하중은 콘크리트 바닥판이 굳었거나 합성이 완료된 후에 작용하는 것으로 간주해야 하며, 관련 계약 문서상에도 그 사항을 명시해야 한다.

② 정모멘트 단면의 응력

정모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때의 합성단면은 강재단면과 콘크리트 바닥판 유효폭에 대한 환산단면으로 구성된다.

단기합성단면에 작용하는 일시하중 또는 활하중에 대해서는, 단기합성단면에 대한 탄성계수비 n 을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구해야 한다. 장기합성단면에 작용하는 영구하중에 대해서는 탄성계수비 $3n$ 을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구한다. 극한한계상태에서 활하중과 영구하중에 의해 발생한 모멘트들의 부호가 반대인 경우, 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 압축이라면 이 같은 방법으로 활하중 및 영구하중에 대한 바닥판의 환산단면적을 구하면 된다. 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 인장인 경우에는 4.10.1.1(1)③ 규정으로 강재단면의 응력을 구해야 하며, 콘크리트바닥판의 응력은 4.10.1.1(1)④로 구해야 한다.

탄성계수비는 다음과 같이 계산한다:

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (4.10.1)$$

여기서,

E_c = 콘크리트 탄성계수(MPa)

③ 부모멘트 단면의 응력

부모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때, 별도로 4.6.1.2 (1), 4.10.1.1 (1) ④ 또는 4.10.4.2에서 규정된 경우를 제외하고, 단기와 장기 합성단면은 강재단면과 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근으로 이루어진다.

④ 콘크리트바닥판 응력

모든 영구하중과 활하중에 의한 콘크리트 바닥판의 종방향 휨응력을 계산할 때는 단기 탄성계수비 n 을 사용한다.

⑤ 콘크리트바닥판의 유효폭

콘크리트바닥판의 유효폭은 강구조설계기준(2009) 6.3.1.3 ④ 규정을 적용하여 구한다.

4.10.1.2 비합성단면

4.10.10 조항에 따라 설계된 전단연결재로 콘크리트 바닥판이 강재단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 설계한다.

4.10.1.3 하이브리드 단면

웹의 최소항복강도는 강도가 더 큰 플랜지 최소항복강도의 70 % 보다 작아서는 안 된다. 휨강도나 전단강도를 구할 때, 한 쪽 혹은 양 쪽 플랜지 보다 웹의 항복강도가 큰 경우 웹의 항복강도는 항복강도가 작은 플랜지 최소항복강도의 120 % 이해야 한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서는, 웹의 항복강도가 압축플랜지의 항복강도보다 높은 경우 휨강도나 전단강도를 구하기 위하여 웹의 항복강도를 그대로 적용할 수 있다.

4.10.1.4 웹 높이가 변하는 부재

단면의 주축에 관한 휨에 의해 발생하는 하부플랜지의 응력을 산정할 때 하부플랜지 경사의 효과를 고려해야 한다. 정적평형을 고려하여 사하중에 의한 웹의 전단력을 하부플랜지에 작용하는 수직력 성분만큼 감소시킬 수 있다. 하부플랜지가 수평을 유지하는 지점에서는 플랜지에 작용하는 수직력 성분을 웹에 다시 전달시켜야 한다.

4.10.1.5 강성

휨부재의 강성을 구할 때 적용하는 단면은 다음과 같다 :

- 비합성단면에 작용하는 하중에 대하여 : 강재단면
- 합성단면에 작용하는 영구하중에 대하여 : 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 장기합성단면
- 합성단면에 작용하는 활하중에 대하여 : 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 단기합성단면

4.10.1.6 플랜지응력과 부재 휨모멘트

휨강도가 횡비틀좌굴(lateral torsional buckling)에 지배되는 경우, 횡비틀 좌굴강도 검토 시 다음의 요구 조건들이 만족되어야 한다.

- 플랜지의 휨-응력, f_{bu} 는 비지지구간내에서 플랜지에 발생하는 최대 휨-압축응력으로 한다. 이 때, 플랜지에 작용하는 횡방향 휨-모멘트는 고려하지 않는다.
- 휨-모멘트, M_u 는 비지지구간내에서 단면의 주축에 대하여 발생하는 최대 휨-모멘트 값으로 한다.
- 비지지구간내에서 횡방향 휨 모멘트에 의하여 플랜지에 발생하는 횡방향 휨-응력, f_l 은 발생하는 응력 중 최대값으로 한다.

휨강도가 항복, 플랜지 국부좌굴 또는 웹 휨좌굴에 지배되는 경우에는, f_{bu} , M_u 와 f_l 은 고려 중인 단면에 해당되는 값으로 한다.

f_{bu} , M_u 와 f_l 의 값은 계수하중으로 구하고, 모든 강도 식의 부호는 양으로 한다.

연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 0으로 한다. 불연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡

방향 휨응력은 구조해석으로 구해야 하고, 다음을 만족해야 한다.

$$f_l \leq 0.6F_{yf} \quad (4.10.2)$$

다음을 만족할 경우 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지의 횡방향 휨응력, f_l 은 1차탄성해석으로부터 직접 구할 수 있다 :

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}} \quad (4.10.3)$$

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}} \quad (4.10.4)$$

여기서,

C_b = 4.10.8.1(2)③에 규정된 모멘트구배 보정계수

f_{bu} = 비지지길이 내에 작용하는 주축에 대한 휨-모멘트에 의하여 발생하는, 고려 대상 플랜지의 최대 압축응력(MPa)

L_b = 비지지길이(mm)

L_p = 4.10.8.2(3)에 규정된 비지지길이 한계(mm)

M_u = 비지지길이 내에서 고려 대상 플랜지 압축부에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값(N·mm)

M_{yc} = 압축플랜지에 대한 항복모멘트(N·mm)

R_b = 4.10.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수(Load-shedding factor)

식 (4.10.3) 또는 식 (4.10.4)을 만족하지 않는 경우에는, 2차탄성해석(2nd-order elastic analysis)으로 압축플랜지 횡방향 휨응력을 구해야 한다. 엄밀한 2차탄성해석을 하지 않고 근사적으로 1차탄성해석 값을 다음과 같이 확대시켜 2차 횡방향응력을 구해도 좋다 :

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (4.10.5)$$

또는

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{M_u}{F_{cr} S_{xc}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (4.10.6)$$

여기서,

f_{bu} = 비지지길이 내에 작용하는 주축에 대한 휨-모멘트에 의하여 발생하는, 고려 대상 플랜지의 최대 압축응력(MPa)

f_{ll}	= 선형해석을 통하여 계산된, 고려 대상 단면의 압축플랜지의 횡방향 휨응력, 또는 비지지길이 내에서 압축플랜지에 발생하는 횡방향 최대 휨-응력(MPa)
F_{cr}	= 식 (4.10.68)로부터 결정된 플랜지의 탄성 횡비틀좌굴응력
M_u	= 비지지길이 내에서 고려 대상 플랜지 압축부에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값
S_{xc}	= 단면 주축에 대한 압축플랜지의 탄성단면계수(= M_{yc}/F_{yc})(mm ³)

4.10.1.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판 철근

계수시공하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 인장응력이 ϕ_f 을 초과하는 경우, 교축방향 철근단면적은 바닥판총단면적의 1 % 이상이어야 한다. 여기서, ϕ 는인장을 받는 콘크리트에 적용하는 강도저항계수이며, f_r 은 콘크리트의 파괴계수이다. 이 때, 적용하는 철근의 최소항복강도는 400 MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다. 교축방향 철근은 바닥판 전폭에 걸쳐서 2 단 등간격으로 배근하며, 2/3 를 위 쪽에 배치해야 한다. 또한 철근의 간격은 300 mm 를 넘지 않도록 배근해야 한다. 전단연결재를 설치하지 않은 부모멘트 구간의 경우, 모든 종방향 철근은 4.10.10.3 에 규정된 추가 전단연결재 설치구간을 지나 정모멘트 구간까지 연장해야 한다.

4.10.1.8 순단면파단

극한한계상태 또는 시공성에서 휨 부재를 검토할 때 인장플랜지에 구멍이 있는 모든 단면은 다음의 추가적인 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_t \leq 0.84 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) F_u \leq F_{yt} \quad (4.10.7)$$

여기서,

A_n = 인장플랜지의 순단면적(mm²)

A_g = 인장플랜지의 전단면적(mm²)

f_t = 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 계수하중에 의한 인장플랜지의 전단면에 발생하는 응력(MPa)

F_u = 인장플랜지의 최소 인장강도(MPa)

4.10.1.9 웹 휨좌굴 강도

(1) 수평보강재가 없는 웹

공칭 휨좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{crw} \leq k \frac{0.9E}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2} \quad (4.10.8)$$

그러나 $R_h F_{yc}$ 와 $F_{yw}/0.7$ 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

여기서, 휨좌굴계수 k 는 다음 식으로 구한다:

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (4.10.9)$$

여기서

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

R_h = 4.10.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

(2) 수평보강재가 있는 웨브

다른 합리적인 해석법을 적용하지 않는 경우, 공칭 휨좌굴강도는 식 (4.10.8)에 의해 결정하며, 휨좌굴계수는 다음과 같다.

- $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (4.10.10)$$

- $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \quad (4.10.11)$$

여기서,

d_s = 종방향 수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리(mm)

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

4.10.1.10 플랜지 응력감소계수

(1) 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

압연형강, 균질조립단면과 웨브 강도가 양측 플랜지 강도보다 큰 경우 R_h 는 1.0을 사용한다. 그 이외의 단면에 대해서는 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수는 다음 식으로 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (4.10.12)$$

여기서,

$$\beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \quad (4.10.13)$$

$\rho = F_{yw} / f_n$ 과 1.0 중에 작은 값

여기서,

A_{fn} = 플랜지 단면적과 탄성중립축에서 더 먼 쪽에 위치한 플랜지 덮개판 면적의 합 (mm²)

부모멘트를 받는 합성단면인 경우, 상부플랜지에 대한 A_{fn} 값은 종방향 철근단면적을 포함시킨다.

D_n = 단면의 탄성중립축으로부터 양 플랜지의 안쪽 면까지의 거리 중 큰 값(mm)

중립축의 위치가 웨브 중앙에 위치하는 경우에는 중립축으로부터 먼저 항복이 발생하는 플랜지 안쪽면까지의 거리

f_n = 단면의 탄성중립축으로부터 먼 쪽에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근에서 처음으로 항복이 발생하는 단면의 경우에는 A_{fn} 산정 시 포함된 각 요소의 최소항복 강도(MPa)

그 밖의 경우에는 D_n 과 반대 방향에서 최초 항복 발생 시 단면의 탄성중립축으로부터 먼 쪽에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근의 탄성응력 중 가장 큰 값

(2) 웨브의 국부좌굴에 따른 플랜지 응력감소계수, R_b

4.10.3.2의 규정에 따라 시공성을 검토할 때 또는 아래의 (가), (나)와 (다)의 3가지 경우에 대한 요구조건을 만족하는 경우에는 R_b 는 1.0을 사용한다.

(가) 합성단면이고 정모멘트를 받으며, 웨브가 4.10.2.1(1) 또는 4.10.2.1(2)의 규정을 만족하는 경우

(나) 한 개 또는 그 이상의 종방향 수평보강재가 설치되고 아울러 다음을 만족하는 경우

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \quad (4.10.14)$$

여기서,

k = 4.10.1.9(2)에 규정된 수평보강재가 설치된 웨브의 휨좌굴계수

(다) 웨브가 다음 식을 만족하는 경우

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad (4.10.15)$$

여기서,

λ_{rw} = 비조밀 웨브에 대한 한계세장비

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.16)$$

그 이외의 경우에는 R_b 로 다음을 적용한다.

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0 \quad (4.10.17)$$

여기서, a_{wc} 는 아래에 언급된 경우를 제외하고 압축을 받는 웨브면적의 2배 면적과 압축플랜지 면적의 비를 나타내며 다음과 같다.

$$a_{wc} = \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (4.10.18)$$

정모멘트부의 수평보강재가 있는 합성단면의 경우에는 식 (4.10.19)을 적용한다.

$$a_{wc} = \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_s t_s \left(1 - \frac{f_{DC1}}{F_{yc}} \right) / 3n} \quad (4.10.19)$$

여기서,

b_s = 콘크리트 바닥판의 유효폭(mm)

f_{DC1} = 콘크리트 바닥판이 경화되기 전이나 합성되기 전에 작용하는 설계영구하중에 대한 압축플랜지 응력(MPa)이며, 이 때 횡방향 힘에 의한 응력은 포함하지 않는다.

n = 4.10.1.1(1)②에 규정된 탄성계수비

t_s = 콘크리트 바닥판의 두께(mm)

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

4.10.2 단면비 제한

4.10.2.1 웨브 단면비

- (1) 수평보강재가 없는 웨브
웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (4.10.20)$$

- (2) 수평보강재가 있는 웨브
웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (4.10.21)$$

4.10.2.2 플랜지 단면비

압축플랜지와 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (4.10.22)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (4.10.23)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (4.10.24)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (4.10.25)$$

여기서,

I_{yc} = 웨브단면 강축에 대한 압축플랜지의 단면 2 차모멘트(mm⁴)

I_{yt} = 웨브단면 강축에 대한 인장플랜지의 단면 2 차모멘트(mm⁴)

4.10.3 시공성 검토

4.10.3.1 일반사항

주요 시공 단계 중에는 적절한 강도가 확보되도록 해야 한다. 또한 주요 부재에 대해서는 하이브리드 단면 웨브의 항복을 제외하고 공칭 항복강도를 초과하지 않도록 설계해야 하며, 후좌굴강도를 고려해서는 안 된다. 이는 시공 단계에서 4.10.3.2 와 4.10.3.3 의 규정을 따르면 만족된다. 최종 단계에서는 합성을 이루지만 시공 중에 있는 비합성인 정모멘트부 단면의 경우에는 4.10.3.4 규정을 적용한다. 휨 부재에 대한 시공성 검토 시 모든 하중은 해당설계기준에 규정된 계수를 고려해야 한다. 처짐 계산 시에는 하중계수 1.0 을 사용한다.

각 주요 시공단계에서 부재 지지점을 들어 올리는 가능성에 대해서도 검토해야 한다.

바닥판을 통하지 않고 전달되는 집중하중이 작용하는 위치에서 지압보강재가 설치되지 않은 웨브는 별도의 규정을 만족해야 한다.

만약 인장플랜지에 구멍이 있다면 인장플랜지는 4.10.1.8 의 규정을 또한 만족해야 한다.

휨부재끼리 연결하거나 또는 휨부재에 연결되는 부재의 볼트연결부는 각 시공단계에서 계수하중에 의한 슬립이 방지되도록 설계하고 4.12.1.3(6)의 규정으로 연결부 슬립에 대한 검토를 해야한다.

4.10.3.2 휨

(1) 불연속으로 횡지지된 압축플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래의 식을 모두 만족해야 한다. 세장한 웨브를 가진 단면의 경우 4.10.1.6에 명시된 횡방향 휨응력 f_l 이 0인 경우에는 식 (4.10.26)을 검토하지 않아도 된다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면의 경우 식 (4.10.28)은 검토하지 않아도 된다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (4.10.26)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.10.27)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (4.10.28)$$

여기서,

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} = 4.10.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지 응력(MPa)

f_l = 4.10.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

F_{crw} = 4.10.1.9에 규정된 웨브 공칭 휨좌굴강도(MPa)

F_{nc} = 플랜지의 공칭 휨저항강도(MPa)

M_{yc} = 압축플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

R_h = 4.10.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} 로 구해진 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(mm³)

(2) 불연속으로 횡지지된 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt} \quad (4.10.29)$$

(3) 연속적으로 횡지지된 압축 또는 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.10.30)$$

세장한 웨브를 갖는 비합성단면의 압축플랜지는 식 (4.10.28)을 아울러 만족해야 한다.

(4) 콘크리트 바닥판

주요 시공단계에 대해서 종방향 철근이 4.10.1.7의 규정에 따라 설계된 경우 외에는 설계하중에 의한 바닥판 교축방향 인장응력은 ϕ_r 을 초과하지 않도록 설계한다. 콘크리트 바닥판의 종방향 응력은 4.10.1.1(1)④의 조항으로 산정해야 한다. ϕ 는 인장을 받는 콘크리트에 적용하는 부재저항계수이며, f_r 은 콘크리트의 파괴계수(modulus of rupture)이다.

4.10.3.3 전단

웨브는 주요 시공단계에서 아래 식을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (4.10.31)$$

여기서,

ϕ_v = 전단에 대한 강도감소계수

V_u = 비합성단면에 적용된 설계시공하중과 설계영구하중에 의해 작용하는 웨브의 전단력(N)

V_{cr} = 4.10.9.2 의 식 (4.10.110)으로부터 구한 전단좌굴강도(N)

4.10.3.4 바닥판 시공

시공 중 비합성인 정모멘트부의 합성단면은 여러 시공단계 과정에서 4.10.3.2 의 규정에 따라 힘에 대한 검토를 수행해야 한다.

기하학적인 특성, 브레이싱 길이 및 공칭 휨저항강도를 계산하기 위한 응력들은 강재단면에만 국한한다. 여러 바닥판 시공단계에서 하중, 강성 및 브레이싱의 변화를 고려해야 한다.

4.10.4 사용한계상태

4.10.4.1 탄성처짐

탄성처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용해야 한다.

4.10.4.2 영구처짐

(1) 일반사항

이 규정을 적용할 때는 사용한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

사용한계상태 하중조합에서 강재의 응력을 계산할 때 다음의 방법을 적용할 수 있다 :

(가) 4.10.1.7을 만족하면서 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 부착된 부재의 경우, 합성단면에 별개로 작용하는 하중에 의한 휨응력은 단기 또는 장기 합성단면으로 가정하여 계산한다. 사용한계상태 하중조합 하에서 교축방향으로 발생하는 콘크리트의 최대인장응력이 $2f_r$ 보다 작은 경우, 콘크리트 바닥판은 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 모두 유효하다고 가정할 수 있다. 여기서 f_r 은 콘크리트의 균열응력이다.

(나) 부모멘트 구간에서 합성단면 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대인장응력이 $2f_r$ 보다 큰 경우에는, 사용한계상태 하중조합 하에서 강재의 휨응력 계산 시 강재단면과 콘크리트 바닥판의 유효단면 내에 있는 철근만을 고려한다.

(다) 부모멘트를 받는 비합성단면의 경우, 강재의 휨응력을 구할 때 강재단면만 유효한 것으로 본다.

콘크리트 바닥판의 교축방향 응력은 4.10.1.1(1)④ 규정에 의하여 계산해야 한다.

(2) 휨

플랜지는 아래의 요구조건을 만족해야 한다:

- 합성단면의 상부 플랜지 경우 :

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (4.10.32)$$

- 합성단면의 하부 플랜지 경우 :

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (4.10.33)$$

- 비합성단면의 상 하부 플랜지 경우 :

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} \quad (4.10.34)$$

여기서,

f_f = 사용한계상태 하중조합 하중에 의한, 횡방향 휨은 고려하지 않은 플랜지 응력(MPa)

f_l = 4.10.1.6에 규정된 사용한계상태 하중조합 하중에 의한 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

R_h = 4.10.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

동바리 공법을 이용하여 시공한 정모멘트부의 합성 조밀단면의 경우, 사용한계상태 하중조합 하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 압축응력은 4.10.1.1(1)④의 규정으로 구하며, $0.6f_{ck}$ 를 초과해서는 안 된다.

4.10.2.1(1)의 규정을 만족하는 웨브를 가진 정모멘트부 합성단면을 제외하고, 모든 단면은 또

한 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_c \leq F_{crw} \quad (4.10.35)$$

여기서,

f_c = 사용한계상태 하중조합 하중에 의한, 횡방향 힘을 고려하지 않은 압축플랜지의 응력(MPa)

F_{crw} = 4.10.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도(MPa)

4.10.5 피로 및 파단한계상태

4.10.5.1 피로

피로상세는 4.6.1의 피로규정에 따라 검토해야 한다.

수평 곡선 I-거더교의 경우, 주축 힘에 의한 피로응력범위에 횡방향 휨응력을 합하여 적용해야 한다. 전단연결재는 4.10.10.2와 4.10.10.3의 피로규정들을 적용해야 한다.

4.10.5.2 파단

계약 문서에 명시된 파단인성 요구조건은 4.6.2의 규정을 따라야 한다.

4.10.5.3 웨브의 피로 요구조건

이 조항을 적용하는 경우에 한하여 설계피로하중은 피로하중조합으로 계산한 값의 2배를 적용한다. 수직보강재가 설치된 웨브 내측패널은 수평보강재 유무에 관계없이 아래 규정을 만족해야 한다.

$$V_u \leq V_{cr} \quad (4.10.36)$$

여기서,

V_u = 하중계수를 곱하지 않은 영구하중과 설계 피로하중으로 발생하는 웨브 전단력(N)

V_{cr} = 식 (4.10.110)으로 구한 전단좌굴강도(N)

4.10.6 극한한계상태

4.10.6.1 일반사항

앞에 규정된 적절한 극한한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

4.10.6.2 힘

(1) 일반사항

인장플랜지에 구멍이 있는 인장플랜지는 4.10.1.8 규정을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부의 합성단면

직선거더가 각을 이루고 연속으로 연결된(kinked continuous) 교량 또는 수평곡선거더 교량의 합성단면은 비조밀단면으로 간주하며, 4.10.7.2를 만족해야 한다. 아래의 요구조건을 만족하는 직선교의 합성단면은 조밀단면으로 간주한다.

- 플랜지의 최소 항복강도가 455 MPa를 초과하지 않고,
- 웨브는 4.10.2.1(1)의 규정을 만족하며,

아울러,

- 웨브 세장비 한계를 만족하는 단면 :

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.37)$$

여기서,

D_{cp} = 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이(mm)

조밀단면은 4.10.7.1의 규정을 만족해야 한다. 그렇지 않으면 단면은 비조밀단면으로 간주하고 4.10.7.2 규정을 만족해야 한다. 조밀단면 및 비조밀단면은 4.10.7.3에 규정된 연성조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부의 합성단면 및 비합성단면

직선거더가 각을 이루고 연속으로 연결된(kinked continuous) 교량 또는 수평곡선거더 교량의 단면은 4.10.8의 규정을 적용하여 설계해야 한다. 직교 혹은 사각이 20° 미만인 사교에 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치되어 있고, 다음의 조건을 만족하면 조밀 또는 비조밀 웨브 단면의 규정에 따라 설계할 수 있다.

- 플랜지의 최소 항복강도가 455 MPa를 초과하지 않고,
- 웨브가 비조밀단면 세장비 한계를 만족하며,

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.38)$$

그리고

- 플랜지가 아래의 비율을 만족하는 단면 :

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (4.10.39)$$

여기서,

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

I_{yc} = 웨브단면 강축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm⁴)

I_{yt} = 웨브단면 강축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트(mm⁴)

위의 조건을 만족하지 않으면 4.10.8 규정을 따라야 한다.

4.10.6.3 전단

4.10.9의 규정을 적용해야 한다.

4.10.6.4 전단연결재

4.10.10.4의 규정을 적용해야 한다.

4.10.7 휨강도 - 정모멘트부 합성단면

4.10.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

극한한계상태에서 단면은 아래 식을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (4.10.40)$$

여기서,

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수

f_l = 4.10.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

M_n = 4.10.7.1(2)에 규정된 공칭휨강도(N·mm)

M_u = 4.10.1.6에 규정된 단면의 주축에 대한 휨모멘트(N·mm)

M_{yt} = 인장플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

$S_{xt} = M_{yt} / F_{yt}$ 로 구해진 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(mm³)

(2) 공칭휨강도

공칭항복강도가 455 MPa 이하인 강재로 설계된 균질합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 455 MPa 이하이며 4.10.1.3 규정을 만족하는 하이브리드합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

- $D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우 :

$$M_n = M_p \quad (4.10.41)$$

- 그 밖의 경우 :

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.10.42)$$

여기서,

D_p = 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리(mm)

D_t = 합성단면의 전체 높이(mm)

M_p = 합성단면의 소성모멘트(N·mm)

공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.10.1.3 규정을 만족하는 하이브리드합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

- $D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우 :

$$M_n = M_p \quad (4.10.43)$$

- $0.1D_t \leq D_p \leq 0.2D_t$ 인 경우 :

$$M_n = M_p \left(1.19 - 1.9 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.10.44)$$

- $D_p \geq 0.2D_t$ 인 경우 :

$$M_n = M_p \left(1.0 - 0.95 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (4.10.45)$$

여기서,

D_p = 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리(mm)

D_t = 합성단면의 전체 높이(mm)

M_p = 합성단면의 소성모멘트(N·mm)

연속교에서는 단면의 공칭휨강도는 다음 식 (4.10.46)로 계산한 M_n 보다 커서는 안 된다.

$$M_n = 1.3R_h M_y \quad (4.10.46)$$

여기서,

M_y = 항복모멘트(N·mm)

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

4.10.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

극한한계상태에서 압축플랜지는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_u \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.10.47)$$

여기서,

ϕ_f = 힘에 대한 강도저항계수

f_{bu} = 4.10.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 힘을 고려하지 않고 계산한 플랜지 응력(MPa)

F_{nc} = 4.10.7.2 (2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도(MPa)

인장플랜지는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$f_u + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.10.48)$$

여기서,

f_l = 4.10.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

F_{nt} = 4.10.7.2 (2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도(MPa)

동바리공법을 이용한 경우 극한한계상태에서의 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대 압축응력은

4.10.1.1 (1) ④로 구할 수 있으며, $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.49)$$

여기서,

R_b = 4.10.1.10 (2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.10.50)$$

4.10.7.3 연성 요구조건

조밀 및 비조밀 단면은 아래의 식을 만족해야 한다.

공칭항복강도가 690 MPa 인 강재로 설계된 균질합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa 이며 4.10.1.3 규정을 만족하는 하이브리드합성단면인 경우 :

$$D_p \leq 0.3D_t \quad (4.10.51)$$

그 밖의 단면인 경우 :

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (4.10.52)$$

여기서,

D_p = 소성모멘트 상태에서 콘크리트 바닥판의 상단에서 중립축까지의 거리(mm)

D_t = 합성단면의 전체 높이(mm)

4.10.8 휨강도 - 부모멘트부의 합성단면과 비합성단면

4.10.8.1 방법 1

(1) 일반사항

① 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

극한한계상태에서는 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.10.53)$$

여기서,

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} = 4.10.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지 응력(MPa)

f_l = 4.10.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

F_{nc} = 4.10.8.1 (2)에 규정된 플랜지의 공칭휨강도(MPa)

② 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

극한한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.10.54)$$

여기서,

F_{nt} = 4.10.8.1 (3)에 규정된 플랜지의 공칭휨강도(MPa)

③ 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지

극한한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.10.55)$$

(2) 압축플랜지 휨저항강도

① 일반사항

식 (4.10.53)을 검토할 때 F_{nc} 는 4.10.8.1 (2) ②에 규정된 국부좌굴강도와 4.10.8.1 (2) ③에 규정된 횡비틀 좌굴강도를 적용한다.

② 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우 :

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.56)$$

- 이외의 경우 :

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.57)$$

여기서,

λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_f}{2t_f} \quad (4.10.58)$$

λ_{pf} = 조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.59)$$

λ_{rf} = 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (4.10.60)$$

여기서,

F_{yr} = 압축플랜지 횡방향 휨은 포함시키지 않고 잔류응력의 영향을 포함하여 단면

임의 위치에 항복이 일어난 순간의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$ 와 F_{yw} 중에서 작은 값을 취하지만, $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

R_b = 4.10.1.10 (2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

③ 횡비틀 좌굴강도

비지지길이 내에서 균일단면을 갖는 압축플랜지의 횡비틀 좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우 :

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.61)$$

- $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우 :

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.62)$$

- $L_b > L_r$ 인 경우 :

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (4.10.63)$$

여기서,

L_b = 비지지길이(mm)

L_p = 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.64)$$

L_r = 비탄성 횡비틀좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (4.10.65)$$

C_b = 모멘트 보정계수

브레이싱이 없는 캔틸레버나 $f_{mid}/f_2 > 1$ 또는 $f_2 = 0$ 인 부재

$$C_b = 1.0 \quad (4.10.66)$$

그 밖의 모든 경우 :

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (4.10.67)$$

F_{cr} = 탄성 횡비틀좌굴응력(MPa)

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \quad (4.10.68)$$

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 웨브 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 유효회전반경(mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (4.10.69)$$

F_{yr} = 압축플랜지 횡방향 휨은 포함시키지 않고 잔류응력의 영향을 포함하여 단면 임의 위치에 항복이 일어난 순간의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$ 와 F_{yw} 중에서 작은 값을 취하지만, $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

f_{mid} = 고려 중인 플랜지의 비지지길이 구간 중앙점에서, 횡방향 휨을 고려하지 않고 산정한 휨응력이다. 이 때 설계모멘트의 분포는 중앙점에서 최대 압축응력이 발생하도록, 또는 만약 압축응력이 전혀 발생하지 않는 경우에는, 최소 인장응력이 발생하도록 정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값을, 그리고 인장인 경우가 음의 값을 갖는다(MPa).

f_0 = 고려 중인 플랜지의 비지지구간 양단에서 발생하는 압축응력 중 큰 응력인 f_2 에 대응하는 반대편지지 끝단에 발생하는 응력(MPa). 응력 산정 시 횡방향 휨은 고려하지 않는다. 이 때 설계모멘트의 분포는 고려 점에서 최대 압축응력이 발생하도록, 또는 만약 압축응력이 전혀 발생하지 않는 경우에는, 최소 인장응력이 발생하도록 정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며, 압축일 경우가 양의 값을 그리고 인장인 경우가 음의 값을 갖는다(MPa).

f_1 = f_2 가 발생하는 지지점의 반대편 지지점에 발생하는 응력으로 횡방향휨의 영향은 포함시키지 않는다. f_1 은 C_b 값을 가장 작게 발생시키는 f_2 와 f_0 (또는 f_{mid}) 간 선형보간하여 구한 응력으로 다음과 같이 구한다(MPa).

지지점 양단 사이에 발생하는 모멘트 분포가 오목한 형태라면 :

$$f_1 = f_0 \quad (4.10.70)$$

그 밖의 경우 :

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \quad (4.10.71)$$

f_2 = 횡방향 지지된 양단에서 발생하는 압축응력 중 큰 값(MPa) 횡방향 지지된 양단에서 플랜지의 응력이 0 이거나 인장으로 작용하는 경우에는 0으로 한다.

R_b = 4.10.1.10 (2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

비지지구간이 역 곡률 휨을 받고 비합성 비대칭 단면으로 구성된 부재들로 이루어진 경우, 상부플랜지

가 연속적으로 횡방향으로 지지되지 않았다면, 양쪽 플랜지 모두 횡비틀 좌굴강도를 검토해야 한다. 비지지구간에서 불균일단면을 갖는 경우, 각각의 단면에서 압축플랜지의 횡비틀 좌굴강도는 비지지구간 내에서 단면이 균일한 것으로 가정하고 식 (4.10.61), (4.10.62), 및 (4.10.63)으로 구한 값 중 작은 값으로 적용한다. 이 경우에는 모멘트 보정계수를 1.0을 적용하고 L_b 는 유효길이계수에 의해 수정하지 않는다.

브레이싱 구간 길이의 20 % 이하에 걸쳐 작은 단면으로 변하는 경우, 플랜지의 횡방향 단면모멘트나 작은 단면의 양측 플랜지의 단면모멘트가 큰 단면 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀 좌굴강도를 구한다.

(3) 인장플랜지 휨강도

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.10.72)$$

여기서,

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

4.10.8.2 방법 2

(1) 일반사항

이 규정들은 다음 요구조건을 모두 만족하는 직선교의 단면에만 적용해야 한다.

웹의 비조밀 세장비한계 :

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.73)$$

플랜지의 단면2차모멘트비 :

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (4.10.74)$$

여기서,

D_c = 탄성 범위 내에서 웹의 압축 측 높이(mm).

I_{yc} = 웹단면의 강축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm⁴)

I_{yt} = 웹단면의 강축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트(mm⁴)

위 조건에 맞지 않는 단면의 경우 4.10.8.1의 규정에 따라 설계해야 한다. 여기에 기술된 규정에 따라 설계된 단면은 4.10.8.2 (2)의 규정에 정의된 조밀웹 또는 비조밀웹을 가져야 한다.

① 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

극한한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \leq \phi_f M_{nc} \quad (4.10.75)$$

여기서,

ϕ_f = 휨에 관한 강도저항계수

f_l = 플랜지 횡방향 휨응력(MPa)

M_{nc} = 4.10.8.2 (3)에 따라 구한 압축플랜지 공칭 휨저항강도(N·mm)

M_u = 주축에 대한 단면의 휨모멘트(N·mm)

M_{yc} = 압축플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} 로 구해진 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(mm³)

- ② 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지
극한한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_{nt} \quad (4.10.76)$$

여기서,

M_{nt} = 4.10.8.2 (4)로 구한 인장플랜지의 공칭 휨저항강도(N·mm)

M_{yt} = 인장플랜지의 항복모멘트(N·mm)

S_{xt} = M_{yt} / F_{yt} 로 구해진 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(mm³)

- ③ 연속적으로 횡지지된 압축플랜지
극한한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.77)$$

여기서,

M_{yc} = 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)

R_{pc} = 4.10.8.2 (2) ① 또는 4.10.8.2 (2) ②에 규정된 압축플랜지의 웨브 소성계수

- ④ 연속적으로 횡지지된 인장플랜지
극한한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pt} M_{yt} \quad (4.10.78)$$

여기서,

M_{yt} = 인장플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

R_{pt} = 4.10.8.2 (2) ① 또는 4.10.8.2 (2) ②에 규정된 인장플랜지의 웨브 소성계수

(2) 웨브 소성계수

① 조밀 웨브

다음의 요구조건을 만족하는 단면은 조밀단면으로 간주한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw(D_{cp})} \quad (4.10.79)$$

여기서,

$\lambda_{pw(D_{cp})}$ = $2D_{cp}/t_w$ 에 상응하는 조밀 웨브의 한계세장비

$$\frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54 - \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \quad (4.10.80)$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.81)$$

여기서,

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

D_{cp} = 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이(mm)

M_y = M_{yc} 와 M_{yt} 의 값 중 작은 값인 항복모멘트(N·mm)

R_h = 하이브리드 단면의 응력감소계수

웨브 소성계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (4.10.82)$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (4.10.83)$$

여기서,

M_p = 소성모멘트(N·mm)

M_{yc} = 압축플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

M_{yt} = 인장플랜지에 관한 항복모멘트(N·mm)

R_{pc} = 압축플랜지에 대한 웨브 소성계수

R_{pt} = 인장플랜지에 대한 웨브 소성계수

② 비조밀 웨브

식 (4.10.79)의 조건을 만족하지는 않지만 웨브 세장비가 아래의 요구조건을 만족하면 비조밀웨브단면으로 간주한다.

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \quad (4.10.84)$$

여기서,

$$\lambda_w = \text{탄성모멘트를 기준으로 한 웨브 세장비} \\ = \frac{2D_c}{t_w} \quad (4.10.85)$$

$$\lambda_{rw} = \text{비조밀 웨브의 한계세장비} \\ = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.86)$$

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm).

웨브 소성계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (4.10.87)$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yt}} \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (4.10.88)$$

여기서,

$$\lambda_{pw(D_c)} = 2D_c / t_w \text{에 상응하는 조밀 웨브의 한계세장비} \\ = \lambda_{pw(D_{cp})} \left(\frac{D_c}{D_{cp}} \right) \leq \lambda_{rw} \quad (4.10.89)$$

(3) 압축플랜지의 휨저항강도

① 일반사항

압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 4.10.8.2 (3) ②로 구한 국부좌굴강도와 4.10.8.2 (3) ③으로 구한 횡비틀좌굴강도 중 작은 값으로 구한다.

② 국부좌굴강도

압축플랜지의 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우 :

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.90)$$

그 밖의 경우 :

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.91)$$

여기서,

λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (4.10.92)$$

λ_{pf} = 조밀플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.93)$$

λ_{rf} = 비조밀플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.95 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}} \quad (4.10.94)$$

k_c = 플랜지 국부좌굴 계수

• 조립단면인 경우 : $\frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}}$, $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

(4.10.95)

- 압연형강인 경우 : 0.76

여기서,

F_{yr} = 압축플랜지 횡방향 휨은 포함시키지 않고 잔류응력의 영향을 포함하여 단면 임의 위치에 항복이 일어난 순간의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$,

$R_h F_{yt} S_{xt} / S_{xc}$ 와 F_{yw} 중에서 작은 값을 취하지만, $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

M_{yc} = 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)

M_{yt} = 인장플랜지의 항복모멘트(N·mm)

R_h = 하이브리드 단면의 응력감소계수

R_{pc} = 4.10.8.2 (2) ① 또는 4.10.8.2 (2) ②의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성계수

S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} 로 구해진 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수(mm³)

S_{xt} = M_{yt} / F_{yt} 로 구해진 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수(mm³)

③ 횡-비틀좌굴강도

압축플랜지의 횡-비틀좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$L_b \leq L_p$ 인 경우 :

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.96)$$

$L_p < L_b < L_r$ 인 경우 :

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.97)$$

$L_b > L_r$ 인 경우 :

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (4.10.98)$$

여기서,

L_b = 비지지길이(mm)

L_p = 소성거동을 보장하는 한계비지지길이(mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.10.99)$$

L_r = 압축플랜지의 잔류응력의 영향을 고려한 한계비지지길이(mm)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} S_{xc} h}{E J} \right)^2}} \quad (4.10.100)$$

C_b = 모멘트 보정계수

브레이싱이 없는 캔틸레버나 $M_{mid}/M_2 > 1$ 또는 $M_2 = 0$ 인 지점의 부재

$$C_b = 1.0 \quad (4.10.101)$$

그 밖의 경우 :

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (4.10.102)$$

F_{cr} = 탄성 횡-비틀좌굴응력(MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b / r_t)^2} \quad (4.10.103)$$

J = St.Venant 비틀상수(mm⁴)

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}} \right) + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}} \right) \quad (4.10.104)$$

r_t = 횡-비틀좌굴에 대한 유효회전반경(mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (4.10.105)$$

여기서,

F_{yr} = 압축플랜지 횡방향 휨은 포함시키지 않고 잔류응력의 영향을 포함하여 단면 임의 위치에 항복이 일어난 순간의 압축플랜지 응력으로 $0.7 F_{yc}$,

$R_h F_{yt} S_{xt} / S_{xc}$ 와 F_{yw} 중에서 작은 값을 취하지만, $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

D_c = 탄성 범위 내에서 웨브의 압축 측 높이(mm)

h = 상·하부 플랜지 중심선 사이의 높이(mm)

M_{mid} = 비지지길이구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다.
이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다(N·mm).

M_0 = M_2 에 대응하는 반대편 횡방향 지지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다.
이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다(N·mm).

M_1 = M_2 에 대응하는 반대편 횡방향 지지점의 휨모멘트로, M_2 와 M_0 또는 M_{mid} 를 선형보간하여 구한 모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으로 다음과 같이 구한다(N·mm).

횡방향 지지점 간의 전 구간에서 모멘트의 변화가 오목한 형태라면 :

$$M_1 = M_0 \quad (4.10.106)$$

그 밖의 경우 :

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \quad (4.10.107)$$

여기서,

M_2 = 횡방향 지지 양단에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 최대 휨모멘트 가장 불리한 계수하중을 적용하며 항상 양의 값을 갖는다. 횡방향 지지 양단에서 모멘트가 0이거나 플랜지에 인장응력을 발생시키는 경우에는 0으로 한다(N·mm).

M_{yc} = 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)

M_{yt} = 인장플랜지의 항복모멘트(N·mm)

R_h = 하이브리드 단면의 응력감소계수

R_{pc} = 4.10.8.2 (2) ① 또는 4.10.8.2 (2) ②의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성계수

S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} 로 구해진 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수(mm³)

S_{xt} = M_{yt} / F_{yt} 로 구해진 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수(mm³)

부재 비지지길이에 걸쳐 비합성 비대칭단면과 역곡률휨을 받는 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡지지되지 않았으면 양측 플랜지 모두에 대해 횡-비틀좌굴강도를 검토해야 한다.

부재 비지지길이에 걸쳐 부재가 불균일한 경우, 비지지길이 내에서 균일부재로 간주하고 식 (4.10.96), 식 (4.10.97), 또는 식 (4.10.98)으로부터 구한 비지지길이 내의 횡-비틀좌굴강도 중 가장 작은 값으로 한다. 비지지길이 내 각 단면의 휨저항강도 M_{nc} 는 해당단면의 S_{xc} 와 횡-비틀좌굴강도 지배 단면의 S_{xc} 의 비를 곱하여 결정한다. 모멘트구배 보정계수 C_b 는 이 경우에는 1.0이며, L_b 는 유효길이계수로 수정하지 않아야 한다.

휨모멘트 크기가 작은 횡방향지지점으로부터 비지지길이의 20 % 이내 위치에서 작은 단면으로 변하는 경우, 작은 단면의 압축플랜지 또는 양측 플랜지의 횡방향 단면2차모멘트가 큰 단면의 해당 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀좌굴에 의한 휨저항강도를 구한다.

(4) 인장플랜지 휨저항강도

인장플랜지의 항복에 대한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \quad (4.10.108)$$

여기서,

M_{yt} = 인장플랜지의 항복모멘트(N·mm)

R_{pt} = 4.10.8.2 (2) ① 또는 4.10.8.2 (2) ②의 규정으로 구한 인장플랜지에 대한 웨브 소성계수

4.10.9 전단 강도

4.10.9.1 일반사항

극한한계상태에서 직선 및 곡선 웨브 패널은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (4.10.109)$$

여기서,

ϕ_v = 전단에 대한 강도저항계수

V_n = 4.10.9.2 및 4.10.9.3에 규정된 공칭전단강도(N)

V_u = 설계하중에 의한 웨브의 전단력(N)

중간수직보강재는 4.10.11.1로 설계하며 수평보강재는 4.10.11.3에 따라 설계한다.

균질거더 및 하이브리드거더의 내측 웨브의 경우에는 아래와 같이 수직보강재를 설치하고 4.10.9.3을 적용하여 설계한다.

- 수평보강재가 없는 경우 중간수직보강재 간격은 3D를 초과하지 말아야 하고 또는
- 한 개 이상의 수평보강재가 있는 경우 중간수직 보강재의 간격은 1.5D를 초과하지 않도록 한다.

만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 4.10.9.2를 적용한다.

단부패널에 대한 수직보강재 설계는 4.10.9.3 (3)의 규정을 적용한다.

4.10.9.2 비보강 웨브의 공칭강도

비보강 웨브의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = CV_p \quad (4.10.110)$$

여기서,

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (4.10.111)$$

여기서,

C = 식 (4.10.115), (4.10.116) 또는 (4.10.117)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비로서, 전단좌굴계수 k 는 5.0으로 한다.

V_{cr} = 전단좌굴강도(N)

V_n = 공칭전단강도(N)

V_p = 소성전단력(N)

4.10.9.3 보강 웨브의 공칭강도

(1) 일반사항

수직보강재나 수평보강재가 있는 내측 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.10.9.3 (2)의 규정으로, 단부웨브 패널의 공칭전단강도는 4.10.9.3 (3)의 규정을 적용한다. 수평보강재가 있는 웨브 패널의 공칭전단강도를 구하는데 있어서는 웨브의 전체높이 D 를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대전단력을 고려하여 간격을 정한다. 보강재는 4.10.11에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 내측패널

① 내측 웨브 패널이 4.10.9.1 규정에 따라 설계되고 전체패널 단면이 다음 단면비를 만족하는 경우에는,

$$\frac{2D_c t_w}{(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft})} \leq 2.5 \quad (4.10.112)$$

공칭전단강도는 다음 식으로 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (4.10.113)$$

여기서,

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (4.10.114)$$

여기서,

d_0 = 보강재 간격(mm)

V_n = 공칭전단강도(N)

V_p = 소성전단력(N)

C = 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

전단좌굴응력비 C 는 다음과 같이 계산한다.

$\frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ 인 경우 :

$$C = 1.0 \quad (4.10.115)$$

$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ 인 경우 :

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (4.10.116)$$

$\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ 인 경우 :

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (4.10.117)$$

여기서,

k = 전단좌굴계수

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} \quad (4.10.118)$$

② 그 밖의 경우 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2} + \frac{d_0}{D} \right)} \right] \quad (4.10.119)$$

(3) 단부패널

단부패널의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = CV_p \quad (4.10.120)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (4.10.121)$$

여기서,

C = 식 (4.10.115), (4.10.116) 또는 (4.10.117)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력
의 비

V_{cr} = 전단좌굴강도(N)

V_p = 소성전단력(N)

수평보강재가 있고 없고에 관계없이 단부패널의 수직보강재의 간격은 1.5D를 초과하면 안 된다.

4.10.10 전단연결재

4.10.10.1 일반사항

합성단면에서 콘크리트 바닥판과 강재단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 스티드나 C형강의 전단연결재를 설치해야 한다.

단경간 합성교는 지간 전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 직선 연속 합성교는 보통 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서 축방향 철근이 합성단면의 일부분으로 고려되는 구간에는 전단연결재를 설치한다. 그렇지 않을 경우, 전단연결재를 부모멘트 영역에 설치할 필요는 없지만, 4.10.10.3 의 규정에 따라 영구하중에 의하여 휨모멘트 부호가 변하는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다.

부모멘트 영역에서 전단연결재를 설치하지 않은 구간에서는 4.10.1.7 에 따라 교축방향 철근을 정모멘트 구간 내로 연장시켜야 한다. 곡선 연속 합성교는 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다.

(1) 형태

스티드와 C형강 전단연결재는 본 규정에 따라 설계해야 한다. 전단연결재는 표면 전체가 콘크리트와 접촉될 수 있도록 콘크리트를 철저히 다짐할 수 있는 형태이어야 한다. 전단연결재는 콘크리트와 강재 사이에서 수직 및 수평 등 모든 방향의 이동에 저항할 수 있어야 한다.

스티드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다.

C형강 전단연결재는 5 mm 이상의 치수로 필릿용접을 해야 한다.

(2) 피치

전단연결재의 피치는 4.10.10.2 와 4.10.10.3 에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단연결재의 개수는 4.10.10.4 에 규정된 극한한계상태를 만족하기 위한 소요개수 이상이어야 한다.

전단연결재의 피치 p 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (4.10.122)$$

여기서,

$$\begin{aligned} V_{sr} &= \text{단위길이당 수평방향 피로전단력 발생범위(N/mm)} \\ &= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \end{aligned} \quad (4.10.123)$$

$$\begin{aligned} V_{fat} &= \text{단위길이당 종방향 피로전단력 발생범위(N/mm)} \\ &= \frac{V_f Q}{I} \end{aligned} \quad (4.10.124)$$

F_{fat} = 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위(N/mm). 다음 중 큰 값을 적용한다.

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{f1g} l}{wR} \quad (4.10.125)$$

또는

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \quad (4.10.126)$$

여기서,

σ_{flg} = 플랜지 횡방향 힘을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위(MPa)

A_{bot} = 하부플랜지의 단면적(mm²)

F_{rc} = 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위(N)

I = 단기합성단면의 단면2차모멘트(mm⁴)

l = 횡방향 지지점 사이의 거리(mm)

n = 한 단면 내에 배치된 전단연결재의 개수

p = 전단연결재의 거더 축방향 피치(mm)

Q = 단기합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트(mm³)

R = 패널 내의 최소 거더 반경(mm)

V_f = 피로하중조합 하의 수직전단력 발생범위(N)

w = 콘크리트 바닥판의 유효폭 길이로 1220 mm이며, 측경간 단지점에서는 610 mm이다(mm).

Z_r = 4.10.10.2에 의해 결정된 전단연결재 한 개의 전단피로강도(N)

직선 경간 또는 경간 일부가 직선인 경우, 식 (4.10.125)로부터 구한 반경방향 피로 전단력 발생 범위를 0으로 할 수 있다. 직선교 또는 사각이 20°를 초과하지 않는 수평 곡선교는 식 (4.10.126)으로부터 구해진 반경방향 피로전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다.

전단연결재의 중심과 중심 사이의 피치는 600 mm 를 초과해서는 안 되며, 직경의 6 배 이상이어야 한다.

(3) 횡방향 간격

전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치해야 하며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖도록 설계할 수 있다.

스터드 전단연결재는 거더 직각방향으로 스퍼드의 중심과 중심 사이의 간격이 스퍼드 직경의 4 배 이상이어야 한다.

상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재의 순연단거리는 25 mm 이상이어야 한다.

(4) 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복 덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm 를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

4.10.10.2 피로강도

전단연결재의 피로강도 Z_r 은 다음과 같이 구한다.

- 스터드 전단연결재의 경우 :

200년 단일차선 트럭통행량 $(ADTT)_{SL}$ 이 360대 이상인 경우, 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 18.9d^2 \quad (4.10.127)$$

- 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = \alpha d^2 \quad (4.10.128)$$

여기서,

$$\alpha = 238.0 - 29.5 \log N \quad (4.10.129)$$

- □-형강 전단연결재의 경우 :

200년 단일차선 트럭통행량 $(ADTT)_{SL}$ 이 690대 이상인 경우, 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 183.9w \quad (4.10.130)$$

- 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = Bw \quad (4.10.131)$$

$$B = 1641.6 - 189.2 \log N \quad (4.10.132)$$

여기서,

$(ADTT)_{SL}$ = 단일차선 $ADTT$

d = 스퍼드의 직경(mm)

N = 4.6.1.2(5)에 규정된 하중 반복횟수

w = 플랜지에 직각 방향으로 켜 □형강 전단연결재의 길이(mm)

전단연결재의 피치는 Z_r 값과 전단력 범위 V_{sr} 을 이용하여 식 (4.10.122)로부터 구한다. 전단연결재가 플랜지의 피로강도에 미치는 효과는 4.6.1로 검토한다.

4.10.10.3 영구하중에 의한 휨 변곡점 구간에 대한 특별 요구사항

최종단계에서 부모멘트가 발생하게 되는 구간의 비합성 부재의 경우, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점 구간에 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다. 추가적인 전단연결재의 개수 n_{ac} 는 다음과 같다.

$$n_{ac} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \quad (4.10.133)$$

여기서,

A_s = 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적(mm²)

f_{sr} = 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위(MPa)

Z_r = 4.10.10.2에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도(N)

추가적인 전단연결재는 강재 자중에 의한 휨 변곡점에서 양쪽으로 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 추가 전단연결재를 포함한 모든 전단연결재의 중심간 피치는 4.10.10.1(2)의 규정을 만족해야 한다. 현장 이음판들은 전단연결재와 간섭되지 않도록 배치해야 한다.

4.10.10.4 극한한계상태

- (1) 일반사항

극한한계상태에서 전단연결재의 설계전단강도 Q_r 은 다음과 같이 구한다.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (4.10.134)$$

여기서,

Q_n = 4.10.10.4(3)에 규정된 전단연결재의 공칭전단강도(N)

ϕ_{sc} = 전단연결재에 대한 강도저항계수(= 0.85)

극한한계상태에서 전단연결재의 최소 개수는 다음과 같이 구한다.

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (4.10.135)$$

여기서,

P = 4.10.10.4 (2)에 규정된 총 공칭전단력(N)

Q_r = 식 (4.10.134)로부터 구해진 전단연결재의 한 개에 대한 설계전단강도(N)

(2) 공칭전단력

단순경간 또는 최종단계에서 부모멘트 구간이 비합성이 되는 연속경간의 경우, 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 점과 이 점의 양측으로 모멘트가 0이 되는 점들 사이에서 발생하는 총 공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (4.10.136)$$

여기서,

P_p = 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 위치에서의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력은 다음 중 작은 값을 취한다(N).

$$P_{1p} = 0.85 f_{ck} b_s t_s \quad (4.10.137)$$

또는

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (4.10.138)$$

F_p = 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 위치에서의 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력(N)으로 다음과 같이 구한다.

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \quad (4.10.139)$$

여기서,

b_s = 콘크리트 바닥판의 유효폭(mm)

L_p = 거더 단부와 인접한 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 점 사이의 호의 길이(mm)

R = L_p 구간 내의 최소 거더 반경(mm)

t_s = 콘크리트 바닥판의 두께(mm)

직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_p 를 0으로 할 수 있다.

최종단계에서 부모멘트 구간이 합성이 되는 연속 경간의 경우, 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 점과 이에 인접한 부재 단부 사이의 총 공칭전단력 P 는 식 (4.10.136)로 구한다. 충격을 포함한 활하중에 의해 최대 정모멘트가 발생하는 점과 이에 인접한 내측지점의 중심선 사이의 총공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \quad (4.10.140)$$

여기서,

P_T = 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음과 같이 구한다(N).

$$P_T = P_p + P_n \quad (4.10.141)$$

P_n = 내측지점부의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1n} = F_{yw}Dt_w + F_{yt}b_{ft}t_{ft} + F_{yc}b_{fc}t_{fc} \quad (4.10.142)$$

또는

$$P_{2n} = 0.45f_{ck}b_s t_s \quad (4.10.143)$$

F_T = 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력으로 다음과 같이 구한다(N).

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \quad (4.10.144)$$

여기서,

L_n = 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측지점의 중심선 사이의 호의 길이(mm)

R = L_n 구간 내의 최소 거더 반경(mm)

직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_T 를 0으로 할 수 있다.

(3) 공칭전단강도

콘크리트 바닥판 내에 매입된 스테드 전단연결재 한 개의 공칭전단강도는 다음과 같다. 단, 본 강도식은 스테드의 직경이 25 mm 이하이고 최소인장강도가 500 MPa 이하인 경우에 적용한다.

$$Q_n = 0.27d^2 \sqrt{f_{ck}E_c} \leq 0.8A_{sc}F_u \quad (4.10.145)$$

여기서,

d = 스테드의 직경(mm)

A_{sc} = 스테드 전단연결재의 단면적(mm²)

E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)

F_u = 스티드 전단연결재의 최소인장강도(MPa)

콘크리트에 매립된 $\sqsubset$ 형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (4.10.146)$$

여기서,

t_f = $\sqsubset$ 형강 전단연결재의 플랜지 두께(mm)

t_w = $\sqsubset$ 형강 전단연결재의 웨브 두께(mm)

L_c = $\sqsubset$ 형강 전단연결재의 길이(mm)

4.10.11 보강재

4.10.11.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 웨브의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 직선교에서 다이아프램이나 수직브레이싱의 이음판으로 사용되지 않은 보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다. 수평곡선교에서 웨브 한쪽 면에만 설치된 수직보강재는 상·하 플랜지에 모두 접합시켜야 하고, 수직보강재를 양쪽 모두 설치할 때에는 상·하 플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 한다. 다이아프램이나 수직브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 상·하 플랜지에 접합시켜야 한다. 수직보강재-웨브 용접 단부와 이에 인접한 웨브-플랜지 용접부 또는 수평보강재-웨브 용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상, $6t_w$ 와 100 mm 이하이어야 한다.

(2) 돌출폭

돌출폭 b_t 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (4.10.147)$$

그리고

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (4.10.148)$$

여기서,

b_f = I-단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; U-형 단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; 폐단면 상자형의 경우, $b_f/4$ 관련 제한 규정은 적용되지 않는다(mm).

t_p = 수직보강재의 두께(mm)

(3) 단면2차모멘트

수직보강재 양쪽 웨브에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 ϕV_{cr} 보다 모두 크지 않은 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음 값 중 작은 값을 만족해야 한다.

$$I_t \geq I_{t1} \quad (4.10.149)$$

그리고,

$$I_t \geq I_{t2} \quad (4.10.150)$$

여기서,

$$I_{t1} = bt_w^3 J \quad (4.10.151)$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (4.10.152)$$

$$J = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \quad (4.10.153)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (4.10.154)$$

$$V_{cr} = CV_p \quad (4.10.155)$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (4.10.156)$$

여기서,

ϕ_v = 전단에 대한 강도저항계수(= 1.0)

V_{cr} = 인접 웨브 패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값(N)

V_u = 설계조합하중에 의한 인접 웨브의 전단력 중 큰 값(N)

I_t = 한 쪽면만 보강된 경우는 웨브와의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 웨브의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트(mm⁴)

b = d_0 와 D 중 작은 값(mm)

d_0 = 인접한 웨브 폭들 중 작은 값(mm)

J = 보강재 휨 강성 파라미터

ρ_t = F_{yw}/F_{crs} 와 1.0 중 큰 값

F_{crs} = 보강재의 국부좌굴강도(MPa)

F_{ys} = 보강재의 최소 항복강도(MPa)

C = 식 (4.10.115), (4.10.116) 또는 (4.10.117)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴강도의 비. 비보강 웨브의 경우, $C=5.0$ 을 적용한다.

V_p = 소성전단력(N)

수직보강재의 한쪽 또는 양쪽 웨브에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$ 보다 커서 웨브의 후좌굴강도 또는 사인장강도가 요구되는 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음을 만족해야 한다.

- $I_{t2} \geq I_{t1}$ 인 경우 :

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1}) \left(\frac{V_u - \phi V_{cr}}{\phi V_n - \phi V_{cr}} \right) \quad (4.10. 157)$$

- 그 밖의 경우 :

$$I_t \geq I_{t1} \quad (4.10. 158)$$

여기서,

V_n = 4.10.9.3에 규정된 전단좌굴강도와 사인장강도의 조합공칭강도로 산정한 인접 웨브 패널의 공칭전단강도 중 작은 값(N)

수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l} \right) \left(\frac{D}{3d_0} \right) I_l \quad (4.10. 159)$$

여기서,

b_t = 수직보강재의 돌출폭(mm)

b_l = 수평보강재의 돌출폭(mm)

I_l = 4.10.11.3(3)에 규정된 수평보강재의 단면2차모멘트(mm⁴)

4.10.11.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

지압보강재는 모든 지점부 위치에 설치해야 한다. 압연 형강보의 지점부 위치나 조립단면 또는 압연형강이 바닥판을 통하지 않고 집중하중을 받는 위치에는 지압보강재를 설치하거나 웨브가 별도의 규정을 만족해야 한다.

지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 웨브 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전 수직력을 전달할 수 있도록 한다.

지압보강재는 웨브의 전체 높이까지 연장시켜야 하며, 가능한 플랜지 연단까지 돌출되도록 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 하중을 지지할 수 있도록 공장가공을 하거나 완전용입그루브용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

(2) 돌출폭

지압보강재의 돌출폭 b_t 는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (4.10.160)$$

여기서,

F_{ys} = 지압보강재의 최소항복강도(MPa)

t_p = 지압보강재의 두께(mm)

(3) 지압강도

설계지압강도는 다음과 같이 구한다.

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad (4.10.161)$$

여기서,

$$(R_{sb})_r = \text{지압보강재의 공칭지압강도(N)} \\ = 1.4 A_{pn} F_{ys} \quad (4.10.162)$$

ϕ_b = 지압에 대한 강도저항계수

A_{pn} = 웨브를 플랜지에 접합하는 필릿용접의 끝단에서부터 고려한 지압보강재의 단면적(mm²), 이때, 플랜지 연단을 벗어난 지압보강재 부분의 단면적은 무시한다.

F_{ys} = 지압보강재의 최소항복강도(MPa)

(4) 지압보강재의 축방향강도

① 일반사항

설계축방향강도 P_r 은 지압보강재의 최소항복강도 F_{ys} 를 사용하여 4.9절 압축부재 규정에 따라 결정한다. 회전반경은 웨브 중심축에 대해 계산하며 유효좌굴길이는 $0.75D$ 로 한다. 여기서 D 는 웨브 높이이다.

② 유효단면

웨브에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재만을 유효기둥단면으로 취급한다.

웨브에 용접된 보강재의 경우, 유효기둥단면에 웨브의 일부를 포함한다. 웨브에 용접으로 접합된 2개의 지압보강재가 사용된 경우는 지압보강재의 양쪽으로 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효기둥단면으로 본다. 만약 한 쌍 이상의 지압보강재가 사용된 경우에는 지압보강재 중 가장 외측보강재들로부터 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효기둥단면으로 본다.

하이브리드 단면으로 된 연속지간의 내부지점에서 웨브의 최소 항복강도가 플랜지의 최소 항복강도의 70 %보다 작으면 웨브는 유효단면에서 제외시켜야 한다.

웨브의 최소항복강도가 보강재의 항복강도보다 작으면, 웨브 유효단면은 F_{yw}/F_{ys} 의 비로 줄여야 한다.

4.10.11.3 수평보강재

(1) 일반사항

수평보강재가 필요한 부분에 대해서는 웨브의 한 면에 수평방향으로 플레이트를 용접 접합하거나 혹은 앵글을 볼트로 체결하여 설치한다. 수평보강재는 식 (4.10.28)의 시공성 기준, 식 (4.10.35)의 사용한계상태 기준, 그리고 극한한계상태에서의 요구조건을 모두 만족하도록 설치 위치를 결정해야 한다. 수평보강재는 계약서에서 허용되지 않는다면 보강재가 필요한 구간에서 가능한 절단하지 않도록 한다. 웨브의 보강재 역할을 하는 수직보강재가 수평보강재에 의해 간섭되는 경우, 수직보강재는 휨과 축방향 강성을 발휘할 수 있도록 수평보강재에 부착시켜야 한다.

극한한계상태에서의 설계하중과 시공성을 검토할 때 수평보강재의 휨응력 f_s 는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \quad (4.10.163)$$

여기서,

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수(= 1.0)

F_{ys} = 보강재의 최소 항복강도(MPa)

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭, b_l 은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (4.10.164)$$

여기서,

t_s = 보강재의 두께(mm)

(3) 단면2차모멘트와 회전반경

수평보강재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_l = D t_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (4.10.165)$$

그리고

$$r \geq \frac{0.16 d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \quad (4.10.166)$$

여기서,

β = 다음과 같이 계산된 수평보강재 휨 강성을 위한 곡률보정계수

- 수평보강재가 곡률 중심의 반대편 웨브면에 설치된 경우 :

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (4.10.167)$$

- 수평보강재가 곡률 중심 쪽 웨브면에 설치된 경우 :

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \quad (4.10.168)$$

Z = 곡률파라미터

$$= \frac{0.95 d_0^2}{R t_w} \leq 10 \quad (4.10.169)$$

여기서,

d_0 = 수직보강재 간격(mm)

I_l	= 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$ 를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm ⁴). F_{yw} 가 F_{ys} 보다 작을 경우 유효단면에 포함된 웨브의 폭을 F_{yw} / F_{ys} 비로 감소시킨다.
R	= 해당 패널의 최소 거더 반경(mm)
r	= 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$ 를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 회전반경(mm)

4.10.12 덮개판

4.10.12.1 일반사항

부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp} (mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d + 900 \quad (4.10.170)$$

여기서,

d = 강재 단면의 전체높이(mm)

플랜지에 인장응력과 압축-인장 교번응력을 일으키는 반복하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20 mm 이상되는 플랜지에는 부분용접을 한 덮개판을 사용해서는 안 된다. 각 덮개판의 최대 두께는 덮개판이 붙여지는 플랜지 두께의 2배를 초과해서는 안 된다. 덮개판을 여러 겹으로 용접해 붙이는 것은 허용되지 않는다. 덮개판의 폭은 덮개판이 붙여지는 플랜지 폭보다 좁거나 넓게 할 수 있다.

4.10.12.2 단부 요구조건

(1) 일반사항

이론적인 덮개판의 끝단은 설계하중에 의한 휨모멘트 M_u 또는 휨응력 f_{bu} 가 플랜지의 설계휨 강도와 같은 단면 위치로 결정해야 한다. 그러나 덮개판의 끝단은 이론적인 덮개판의 끝단보다 다음 조건들을 만족하도록 연장해야 한다.

- 실제 덮개판의 끝단은 4.6.1에 규정된 피로조건에 응력범위 내에 있어야 한다.
- 설계하중에 의해 이론적인 끝단 덮개판에 발생하는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다.
- 단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75 mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 힘을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓을 경우, 덮개판의 끝돌림용접을 해서는 안 된다.

(3) 볼트연결단

이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 플랜지와 덮개판을 마찰연결로 할 때 이 볼트는 이론적인 끝단에서 설계하중에 의해서 계산되는 덮개판의 축방향력을 충분히 저항할 수 있어야 한다. 단부볼트연결의 미끄럼강도는 4.12.1.3 (6)에 따라서 결정한다.

덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트 열과

만나기 전 볼트 간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다. 덮개판의 끝부분을 볼트로 연결할 경우 다음과 같은 순서에 따라 실시한다.

- 구멍을 뚫고,
- 접합되는 표면을 깨끗이 닦고,
- 볼트를 체결하고,
- 판을 용접한다.

4.11 힘을 받는 박스형 단면

4.11.1 일반사항

이 조항의 규정들은 단일 또는 다중 박스 단면의 직선 또는 수평곡선거더를 갖는 교량에 적용한다. 이 규정들은 4.10.1.1, 4.10.1.3 ~ 4.10.1.8 및 4.11.1.1 ~ 4.11.1.4의 요구조건에 의해 정의되는 합성부재, 복합 및 균질부재, 그리고 복부판의 높이가 일정하거나 변하는 부재의 설계를 포함한다. 4.10.1.6의 규정들은 개단면의 상부플랜지에만 국한하여 적용한다.

단일 박스단면은 교량단면 중심에 위치시켜야 하며, 사하중의 합은 가능한, 박스단면의 전단중심에 가깝게 작용하도록 설계해야 한다. 이 규정들은 하부플랜지를 콘크리트와 합성시킨 박스단면에는 적용할 수 없다.

힘을 받은 모든 형태의 박스단면은 최소한 다음 조건을 만족하도록 설계해야 한다.

- 단면비 검토 : 4.11.2 조항
- 시공성 검토 : 4.11.3 조항
- 사용성한계상태 : 4.11.4 조항
- 피로 및 파괴한계상태 : 4.11.5 조항
- 강도한계상태 : 4.11.6 조항

세장한 복부판 부재의 휨 좌굴강도는 4.10.1.9 규정에 따라 결정해야 한다. 복합단면 또는 세장한 복부판을 갖는 부재의 플랜지 강도저감계수는 4.10.1.10 규정에 따라 결정한다.

박스단면의 내측 및 외측 크로스프레임과 다이아프램은 4.7.4 규정을 만족해야 한다. 개단면 박스 거더의 상부플랜지 브레이싱은 4.7.5 규정을 만족해야 한다.

4.11.1.1 응력결정

플랜지의 폭이 유효 지간장의 1/5를 초과하지 않으면 다중 및 단일 박스 단면의 플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 단순지간의 경우 유효지간장은 지간장과 같다. 연속교의 경우 유효지간장은 영구하중 변곡점 간의 거리 또는 단순지점과 영구하중 변곡점 사이의 거리와 같다. 만약 플랜지의 폭이 유효지간장의 1/5를 초과할 때에는 지간장의 1/5를 휨에 대한 유효폭으로 본다.

전단면이 유효한 박스플랜지를 갖는 교량에 한하여 순수비틀림에 의한 전단, 단면 뒤틀림(cross-section distortion)에 의한 종방향 뒤틀림(warping stress)과 횡방향 휨은 무시할 수 있다. 이러한 교량에서 거더 내의 수평 방향 설계풍하중을 지지하기 위한 외측부재의 단면은 복부판처럼 작용하는 하부플랜지와 플랜지처럼 작용하는 복부판으로 구성되고, 이 때 복부판두께의 12배 폭을 갖는 플랜지로 작용하는 것으로 한다.

강도한계상태에서 설계하중에 의한 박스플랜지의 순수비틀림 전단응력은 플랜지의 비틀림 전단강도 F_{vr} 을 초과할 수 없고 F_{vr} 는 다음과 같이 한다.

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (4.11.1)$$

여기서,

ϕ_v = 4.5.4.2에 규정된 전단에 대한 강도저항계수

또한, 단면 뒤틀림에 의한 횡방향 휨응력은 4.11.5에 규정된 피로와 강도한계상태를 고려해야 한다. 설계하중에 의한 횡방향 휨응력은 강도한계상태에서 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 단면 뒤틀림에 의한 종방향 뒤틀림응력은 4.11.5에 규정된 피로를 고려해야 하지만 극한한계상태에서는 무시할 수 있다. 횡방향 휨과 종방향 뒤틀림응력은 합리적인 해석방법에 의해 결정해야 한다. 복부판에 부착된 수직보강재 또는 박스플랜지는 횡방향 휨에 저항하는 것으로 간주한다.

4.11.1.2 받침

단일 또는 이중 받침은 지점부에 설치해야 한다. 박스거더 단면의 복부판 내 외측에 이중 받침을 설치할 수 있다. 단일 받침이 하부플랜지 폭보다 좁은 경우는 전단중심선을 따라 배치해야 하며, 다른 지점은 모든 하중조합에 대하여 전도가 발생하지 않도록 배치해야 한다. 반력을 제어하기 위해 하부고정받침(tie-down bearing)을 사용할 때에는 이로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

4.11.1.3 플랜지와 복부판의 연결

이 항목에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-복부판 용접의 총 유효두께는 복부판 또는 플랜지의 두께보다 작아서는 안 된다. 각각의 지간에 두 개 이상의 중간 내측 다이아프램이 설치된다면, 플랜지-복부판 연결은 필릿용접할 수 있다. 용접치수는 4.12.2.2. "용접이음"의 규정을 따른다.

4.11.1.4 접근 및 배수

박스단면의 접근구멍은 하부플랜지의 응력이 낮은 곳에 위치해야 한다. 플랜지 응력의 접근구멍의 영향을 철근이 필요한지를 결정하기 위해 조사해야 한다. 박스단면의 내측에 통풍과 배수를 위한 규정을 두어야 한다.

4.11.2 단면비 요구조건

4.11.2.1 복부판 단면비

(1) 일반사항

복부판은 하부플랜지와 수직하거나 또는 경사질 수 있다. 그러나 그 경사는 1/4을 초과해서는 안 된다. 경사 복부판일 경우, 모든 설계요구조건에서 경사를 고려한 복부판 길이를 적용해야 한다. 복부판은 상부플랜지 중앙점에서 접합되어야 한다.

(2) 수평보강재가 없는 복부판

복부판은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (4.11.2)$$

(3) 수평보강재가 있는 복부판

복부판은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (4.11.3)$$

4.11.2.2 플랜지 단면비

압축 또는 인장을 받는 U형박스단면의 상부플랜지는 아래의 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (4.11.4a)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (4.11.4b)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (4.11.4c)$$

4.11.2.3 다중박스단면의 활하중 분배계수 적용 특별제한

두 개 이상의 박스단면으로 구성된 직선교의 단면은 이 규정에 있는 기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한, 받침선은 사각을 이루지 않아야 한다.

지간 중앙에서의 인접 박스 간 플랜지의 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 80 %보다 크고 120 % 보다 작아야 한다. 또한 평행하지 않은 박스단면을 사용하는 경우, 단부지점에서는 박스단면의 플랜지 중심간격을 각 박스 플랜지 중심간격의 65 % 이상, 동시에 135 % 이내로 정해야 한다. 각 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다.

복부판의 경사는 1/4을 넘어서는 안 된다.

난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 단일 박스 간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격의 60 %를 초과할 수 없으며, 또한 1800 mm 이내이어야 한다.

4.11.3 시공성

4.11.3.1 일반사항

여기에 명시된 사항 외에는 4.10.3 규정을 적용해야 한다.

각각의 박스단면의 기하학적 형상은 모든 시공단계 동안 유지해야 한다. 박스 거더 단면의 변형을 적절히 제어할 수 있도록 일시적 또는 영구적인 중간 내측 다이아프램 또는 크로스프레임, 외측 다이아프램 또는 크로스프레임, 상부 횡브레이싱 등의 부재 설치를 검토해야 한다.

4.11.3.2 휨

주요 시공단계에서, 4.10.3.2 (1) ~ 4.10.3.2 (3)의 규정은 U형박스의 상부플랜지에만 적용할 수 있다. 비지지길이는 내측 크로스프레임 또는 다이아프램 사이의 거리로 본다. 조밀 또는 비조밀 복부판을 가진 U형박스 상부플랜지의 횡-비틀좌굴강도를 구하는데 4.10.8.2 (3) ③의 규정을 적용해선 안 된다. 주요 시공단계에서, 압축을 받는 비합성 박스거더의 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.11.5a)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (4.11.5b)$$

여기서,

ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} = 종방향 휨(longitudinal warping)을 고려하지 않은 단면에서 설계하중에 대한 종방향 플랜지 응력(MPa)

F_{crw} = 4.10.1.9에 규정된 복부판의 공칭휨좌굴강도(MPa)

F_{nc} = 4.11.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨저항강도(MPa).

시공성 검토에서 F_{nc} 를 계산할 때 하중저감계수 R_b 는 1.0으로 한다.

조밀 또는 비조밀 복부판을 가진 단면인 경우, 식 (4.11.5b)는 검토하지 않아도 된다.

주요 시공단계 검토에서, 비합성 박스거더 인장플랜지 및 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.11.6)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yf}} \right)^2} \quad (4.11.7)$$

f_v = 설계하중에 의한 플랜지의 순수비틀림에 의한 전단응력(MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_f} \quad (4.11.8)$$

여기서,

A_0 = 박스거더 단면의 폐합단면적(mm²)

R_h = 4.10.1.10.1에 규정된 복합단면의 응력감소계수

T = 설계하중에 의한 내부 토크(N·mm)

콘크리트가 굳기 전 또는 합성이 되기 전에 박스플랜지에 작용하는 하중에 대해서는 플랜지는 비합성 박스 플랜지로 설계해야 한다. 계수가 곱해지지 않은 플랜지 자중을 포함한 영구하중 및 시공하중으로 인한 비합성 박스 플랜지의 최대 수직처짐은 복부판 사이의 횡방향 지간의 1/360배를 초과해서는 안 된다. 계수 영구하중과 계수 시공하중으로 인한 비합성 박스 플랜지의 강판에 발생하는 휨응력은 135 MPa를 초과하면 안 된다. 비합성 박스 플랜지 위에 놓인 젖은 콘크리트의 무게 및 다른 일시적 또는 영구적인 하중은 복부판 사이의 단순보로 모델링된 박스플랜지 위에 작용하는 것으로 한다. 콘크리트 바닥판이 굳기 전 또는 합성되기 전에 작용하는 하중으로 인한 플랜지의 응력과 처짐을 제어할 수 있도록 필요시에 플랜지의 보강을 고려할 수 있다.

4.11.3.3 전단

4.10.3.3에 규정된 전단 요구조건을 검토할 때 필요시 4.11.9의 규정도 함께 적용해야 한다.

4.11.4 사용성한계상태

여기에 명시된 사항 외에는 4.10.4 규정을 적용해야 한다.

식 (4.10.33)의 f_l 항은 0과 같다. 식 (4.10.34)는 적용할 수 없다. 4.11.2.1 (2) 규정을 만족하는 복부판을 가진 정모멘트부 단면을 제외하고 모든 단면들은 식 (4.10.35)를 만족해야 한다.

4.11.5 피로 및 파괴한계상태

여기에 명시된 규정 이외에는 4.10.5의 규정을 적용해야 한다.

전단연결재의 피로에 관해서는 4.11.10의 규정을 적용해야 한다. 4.10.10.2에 규정된 전단연결재 피로의 규정은 적용할 수 없다.

4.10.3.3에 명시된 전단요구조건을 검토할 때, 4.11.9의 규정 역시 검토 항목에 포함된다.

다음 단면에 대해서는 단면 뒤틀림(distortion)으로 인한 종방향 뒤틀림(warping stress)과 횡방향 뒤틀림을 고려해야 한다.

- 직선교 또는 수평 곡선교의 단일 박스단면
- 4.11.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 직선교의 다중박스단면
- 수평곡선교의 다중박스단면, 또는
- 4.11.1.1규정을 적용했을 때, 플랜지 전체가 유효하지 않은 단일 또는 다중박스단면

4.6.1 규정에 따른 박스단면의 모든 상세에서 모재의 피로저항강도를 검토할 때, 종방향 뒤틀림(longitudinal warping)으로 인한 응력범위를 고려해야 한다. 플랜지-복부판 필릿용접부에 근접한 모재나 필릿용접 끝단에 근접한 모재의 피로저항강도 평가시에 횡방향 응력 범위를 별도의 경우로 고려해야 한다. 횡방향 뒤틀림 발생범위를 결정할 때, 일회 응력반복횟수는 두 개의 다른 횡방향 지점에서 계수피로하중의 통과에 의해 결정되는 응력범위의 75 %로 정의된다.

단박스단면의 임의 위치에서 플랜지와 복부판이 가상의 완전파단상태가 지속되는 상황에서, 교량에 작용하는 전체 고정하중과 일부 활하중을 교량 단면이 지탱할 수 없다는 사실이 해석을 통하여 증명된다면, 인장플랜지는 파괴유발부재로 보아야 한다. 두 개의 박스단면을 갖는 경우, 정밀해석으로 손상된 구조물의 적절한 강도와 안정성을 증명할 수 없으면, 정모멘트부 하부플랜지만을 파괴유발부재로 간주한다. 두 개를 초과하는 박스거더 단면을 갖는 경우에는 박스단면의 어느 요소도 파괴유발부재로 간주되지 않는다.

4.11.6 극한한계상태

4.11.6.1 일반사항

이 4.11.6의 조항은 표 2.4.1에 명시된 극한한계상태 하중조합에 대해 적용해야 한다.

4.11.6.2 휨

(1) 일반사항

고려 중인 단면에서 인장플랜지에 구멍이 있다면, 인장플랜지는 4.10.1.8에 규정된 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부

수평 곡선거더 또는 다실 단박스거더(multiple-cell single box girder) 단면은 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.11.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

아래의 요구조건을 만족하는 직선교 단면은 조밀단면으로 설계해야 한다.

- 복부판은 4.11.2.1.2의 요구조건을 만족한다.
- 단면이 4.11.2.3의 요구조건을 만족하는 교량의 일부이다.
- 4.11.1.1에 규정에 따라 플랜지 전체가 유효하다.
- 복부판은 식 (4.11.9)의 한계세장비 조건을 만족한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.11.9)$$

여기서,

D_{cp} = 소성모멘트 적용 시 압축력 측 복부판의 높이(mm)

조밀단면은 4.11.7.1의 요구조건을 만족해야 한다. 그 밖의 경우의 단면은 비조밀단면으로 고려하며, 4.11.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

조밀 및 비조밀 단면은 4.10.7.3에 규정된 연성요구조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부

4.11.8 규정을 적용해야 한다.

4.11.6.3 전단

4.11.9의 규정을 적용한다.

4.11.6.4 전단연결재

4.10.10.4의 규정을 적용해야 한다. 필요시, 4.11.10의 규정을 함께 적용한다.

4.11.7 휨 저항강도 - 정모멘트부

4.11.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

극한한계상태에서 단면은 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (4.11.10)$$

여기서,

ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 휨에 대한 강도저항계수

M_n = 4.11.7.1(2)에 규정된 단면의 공칭휨저항강도(N·mm)

M_u = 설계하중에 의한 단면의 주축에 대한 휨모멘트(N·mm)

(2) 공칭 휨저항강도

연속교를 제외하고 단면의 공칭 휨저항강도는 4.10.7.1 (2)의 규정으로 구한다. 공칭휨저항강도는 항상 식 (4.10.43)의 한계를 만족해야 한다.

4.11.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

다실(multi-cell)이 아닌 U형박스 및 폐단면박스의 경우 압축플랜지는 극한한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.11.11)$$

여기서,

ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 휨에 대한 강도저항계수

$$f_{bu} = \text{플랜지 횡방향 휨이나 종방향 뒹을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력(MPa)}$$

$$F_{nc} = 4.11.7.2 (2) \text{에 규정된 압축플랜지의 공칭 휨저항강도(MPa)}$$

종방향 리브로 보강된 다실 폐단면거더(multiple-cell closed box)의 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{cu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.11.12)$$

여기서,

$$f_{cu} = \text{계수하중에 의한 압축력 및 휨에 의한 압축응력(MPa)}$$

$$F_{nc} = 4.11.7.2 (2) \text{에 규정된 압축을 받는 보강판의 공칭 휨저항강도(MPa)}$$

인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.11.13)$$

여기서,

$$F_{nt} = 4.11.7.2 (2) \text{에 규정된 인장플랜지의 공칭 휨저항강도(MPa)}$$

동바리공법을 사용한 경우, 강도한계상태에서의 콘크리트바닥판의 최대 종방향 압축응력은 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭 휨저항강도

① 압축플랜지

U형박스의 압축플랜지 공칭 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.11.14)$$

여기서,

$$R_b = 4.10.1.10(2) \text{에 규정된 복부판 하중저감계수}$$

$$R_h = 4.10.1.10(1) \text{에 규정된 복합단면의 응력감소계수}$$

$$F_{yc} = \text{압축플랜지의 공칭 항복강도(MPa)}$$

다실(multi-cell)이 아닌 폐단면박스의 압축플랜지 공칭 휨저항강도는 다음과 같이 한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (4.11.15)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2} \quad (4.11.16)$$

f_v = 설계하중에 의한 플랜지의 순수비틀 전단응력(MPa)

$$= \frac{T}{2A_0t_f} \quad (4.11.17)$$

여기서,

A_0 = 박스거더단면의 폐합단면적(mm²)

T = 설계하중에 의한 내부 토크(N·mm)

t_f = 플랜지 두께(mm)

3개 이상 종방향 보강재로 보강된 다실 폐단면박스(multiple-cell closed box) 압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 4.11.8.2. (4)의 규정을 적용한다.

② 인장플랜지

폐단면과 개단면 박스의 인장플랜지 공칭 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta \quad (4.11.18)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2} \quad (4.11.19)$$

f_v = 설계하중에 의한 플랜지의 St. Venant 전단응력(MPa)

$$= \frac{T}{2A_0t_f} \quad (4.11.20)$$

4.11.8 휨저항강도 - 부모멘트부

4.11.8.1 일반사항

(1) 압축플랜지

무보강 또는 2개 이하 종방향보강재로 보강된 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.11.21)$$

여기서,

ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} = 플랜지 횡방향 휨이나 종방향 휨을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력(MPa)

F_{nc} = 4.11.8.2 (2) ~ (3)에 규정된 압축플랜지의 공칭 휨저항강도(MPa)

3개 이상 종방향보강재로 보강된 다실 폐단면박스의 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{cu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.11.22)$$

여기서,

ϕ_f = 4.5.4.2에 규정된 힘에 대한 강도저항계수

f_{cu} = 계수하중에 의한 압축력 및 힘에 의한 압축응력(MPa)

F_{nc} = 4.11.8.2(4)에 규정된 압축을 받는 보강판의 공칭 휨저항강도(MPa)

(2) 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_{cu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.11.23)$$

여기서,

F_{nt} = 4.11.8.3에 규정된 인장플랜지의 공칭 휨저항강도(MPa)

4.11.8.2 압축플랜지의 휨저항강도

(1) 일반사항

종방향보강재로 보강되지 않은 압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 4.11.8.2 (2)의 규정으로 구한다. 2개 이하의 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 4.11.8.2 (3)으로, 3개 이상의 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 4.11.8.2 (4)의 규정으로 구한다.

(2) 비보강 플랜지

압축플랜지의 공칭 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2} \quad (4.11.24)$$

여기서, F_{cb} 는 플랜지의 공칭압축좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

• $\lambda_f \leq \lambda_p$ 인 경우 :

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (4.11.25a)$$

• $\lambda_p < \lambda_f \leq \lambda_r$ 인 경우 :

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (4.11.25b)$$

• $\lambda_f > \lambda_r$ 인 경우 :

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \quad (4.11.25c)$$

F_{cv} 는 전단만이 작용할 때 플랜지의 공칭전단좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

• $\lambda_f \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_{cv} = 0.58F_{yc} \quad (4.11.26a)$$

• $1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_{cv} = \frac{0.65\sqrt{F_{yc}Ek_s}}{\lambda_f} \quad (4.11.26b)$$

• $\lambda_f > 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_{cv} = \frac{0.9Ek_s}{\lambda_f^2} \quad (4.11.26c)$$

여기서,

λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \quad (4.11.27a)$$

$$\lambda_p = 0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}} \quad (4.11.27b)$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \quad (4.11.27c)$$

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \quad (4.11.28)$$

f_v = 설계하중에 의한 플랜지의 순수비틀 전단응력(MPa)

$$= \frac{T}{2A_0t_f} \quad (4.11.29)$$

F_{yr} = 잔류응력을 고려한 상태에서, 플랜지에 공칭항복응력이 발생하는 순간의 플랜지 압축응력 또는 복부판의 최소항복강도 중 작은 값(MPa)

$$= (\Delta - 0.3)F_{yc} \leq F_{yw} \quad (4.11.30)$$

k = 균일분포 압축응력에 대한 판의 좌굴계수
= 4.0

k_s = 전단응력에 대한 판의 좌굴계수
= 5.34

여기서,

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_v = 전단에 대한 강도저항계수

b_{fc} = 복부판 사이의 압축플랜지 폭(m)

A_0 = 박스거더단면의 폐합단면적(mm²)

R_b = 4.10.1.10 (2)에 규정된 복부판 하중저감계수

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 복합단면의 응력감소계수

T = 설계하중에 의한 내부토크(N·mm)

(3) 2개 이하 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

압축플랜지의 공칭휨저항강도는 4.11.8.2 (2)에 규정된 종방향보강재가 없는 압축플랜지의 공칭휨저항강도 산정식으로 구하며 식을 적용할 때, 다음으로 대체해야 한다.

- b_{fc} 를 w 로 대체한다.
- 등분포 수직응력의 판 좌굴계수는 k 는 아래와 같이 산정한다.
- $n=1$ 인 경우 :

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.11.31a)$$

- $n=2$ 인 경우 :

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.11.31b)$$

$$1.0 \leq k \leq 4.0$$

그리고,

- 전단응력의 판 좌굴계수 k_s 는 다음과 같이 구한다.

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84 \left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \leq 5.34 \quad (4.11.32)$$

여기서,

I_s = 보강되는 판의 보강재쪽 표면을 기준으로 한 종방향보강재의 단면2차모멘트 (mm⁴)

n = 등간격인 종방향보강재의 수

w = 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 복부판으로부터 가장 가까운 종방향보강재 까지의 거리 중 큰 값(mm)

종방향보강재가 있는 압축플랜지는 4.11.11.2 (1)의 요구조건을 만족해야 한다.

(4) 3개 이상 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

3개 이상 종방향보강재가 설치된 광폭 폐단면박스에서 압축플랜지의 압축극한강도는 유효폭 구간에 위치한 판폭과 한 개의 종방향보강재로 구성된 스트럿을 기둥부재로 간주하여 공칭휨저항강도를 구한다. 공칭휨저항강도는 다음 식으로 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{uf} \quad (4.11.33)$$

여기서,

F_{nc} = 압축을 받는 보강판의 공칭 휨저항강도(MPa)

F_{uf} = 압축을 받는 보강판의 극한압축강도(MPa)

이와 같은 보강판의 압축극한강도 F_{uf} 는 전체좌굴 및 국부좌굴에 대한 안정성 해석으로부터 유도된 식 (4.11.34)를 적용하여 구한다. 강박스터거더가 휨에 의한 압축과 동시에 휨에 의한 전단응력의 작용을 받는 경우에는 식 (4.11.38a) 또는 식 (4.11.38b)에 따라 보정된 압축극한강도를 F_{uf} 를 보정하여 적용해야 한다.

$$F_{uf} = \lambda_{pc} F_y \quad (4.11.34)$$

식 (4.11.34)에서 λ_{pc} 는 보강재 스트럿에 대한 감소계수로 다음 식으로부터 산정한다.

$$\lambda_{pc} = \frac{1.0}{1.0 + 0.1\lambda_{col}} \quad (\lambda_{pl} < 0.3 \text{인 경우}) \quad (4.11.35a)$$

$$\lambda_{pc} = \frac{1.15 - 0.5\lambda_{pl}}{1.0 + 0.1\lambda_{col}} \quad (0.3 \leq \lambda_{pl} \leq 1.3 \text{인 경우}) \quad (4.11.35b)$$

식 (4.11.35a) 및 식 (4.11.35b)에서 λ_{pl} 와 λ_{col} 은 플랜지의 보강재사이 판에 대한 세장비와 스트럿 기둥의 세장비를 각각 나타내고 식 (4.11.36) 및 식 (4.11.37)으로 산정한다.

$$\lambda_{pl} = \frac{w/t}{1.9} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.11.36)$$

$$\lambda_{col} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \frac{L}{r} \quad (4.11.37)$$

여기서,

F_y = 강바닥판 항복강도(MPa)

E = 강바닥판 강재의 탄성계수(MPa)

t = 강바닥판 두께(mm)

w = 보강재 사이의 바닥판 폭 또는 보강재 중심간 간격(mm)

L = 횡방향보강재로 지지된 종방향 보강재의 비지지길이(mm)

r = 스트럿 단면의 플랜지 저판에 평행한 축에 대한 곡률반경(mm)

강박스거더가 휨에 의한 압축과 동시에 휨에 의한 전단응력이 발생하는 보강판의 압축극한강도 F_{uf}' 는 다음 식으로 산정한다.

$$F_{uf}' = F_{uf} \quad (f_v \leq 0.175F_y \text{인 경우}) \quad (4.11.38a)$$

$$F_{uf}' = 1.05F_{uf} \sqrt{1 - \frac{2f_v^2}{F_y^2}} \quad (f_v > 0.175F_y \text{인 경우}) \quad (4.11.38b)$$

여기서,

F_{uf} = 식 (4.11.34)로 산정된 압축극한강도(MPa)

f_v = 계수하중에 의해 저판에 발생하는 전단응력으로 다음 두 식으로 계산한 값 중에 큰 값이다(MPa).

$$f_v = \frac{1}{3} f_{v,\max} \quad (4.11.39)$$

$$f_v = \left(1 - \frac{4}{n+1}\right) f_{v,\max} \quad (4.11.40)$$

여기서,

$f_{v,\max}$ = 복부판과 연결된 플랜지 저판의 최대 휨전단응력(MPa)

n = 고려중인 박스의 압축플랜지 종방향보강재의 개수

압축 및 휨의 조합하중을 받는 보강재로 보강된 강박스거더는 4.9.2.2에 의해 강도를 검토하며, 휨저항강도는 여기서 구한 F_{uf} 에 단면계수를 곱한 값을 적용한다.

압축플랜지의 종방향보강재는 4.11.11.2의 요구조건을 만족해야 한다.

4.11.8.3 인장플랜지 휨저항강도

U형박스의 인장플랜지 공칭 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.11.41)$$

여기서,

R_h = 4.10.1.10 (1)에 규정된 복합단면의 응력감소계수

폐단면박스의 인장플랜지 공칭 휨저항강도는 식 (4.11.23)로부터 구한다.

4.11.9 전단 저항강도

단일 복부판의 설계전단강도는 4.11.9에 명시된 규정 이외에 4.10.9의 규정을 적용하여 결정해야 한다. 경사진 복부판의 경우에는 4.10.9의 복부판 높이 D 는 경사를 고려한 높이를 사용해야 한다.

각 복부판은 설계하중에 의한 전단력 V_{ui} 에 대하여 설계한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos \theta} \quad (4.11.42)$$

여기서,

V_u = 경사진 복부판의 설계하중에 의한 전단력(N)

θ = 연직축에 대한 복부판의 경사각(°)

모든 단박스단면교, 수평곡선교, 그리고 4.11.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나, 4.11.1.1의 규정에 따른 전체유효폭이 아닌 박스플랜지를 가진 다중박스단면교인 경우, V_u 는 휨전단과 순수비틀전단들의 합으로 구한다.

식 (4.10.112)를 검토할 때, 박스플랜지의 b_{fc} 또는 b_{ft} 는 복부판 사이의 유효플랜지 폭의 1/2로 한다. 이때, 유효플랜지 폭은 4.11.1.1의 규정으로 구하며 그 값은 $18t_f$ 를 초과하지 않아야 한다.

복부판 보강재는 4.11.11.1의 요구조건을 만족해야 한다.

4.11.10 전단연결재

여기에 명시된 사항 이외에는 4.10.10의 규정에 따라 설계한다.

전단연결재를 부모멘트부에 설치해야 한다.

모든 단박스교 단면, 수평곡선교 단면 및 4.11.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 다중박스교 단면, 또는 박스플랜지가 4.11.1.1의 규정에 따라 전체 단면이 유효하지 않는 경우, 전단연결재는 휨전단과 순수비틀전단의 합으로 설계해야 한다. U형박스거더의 한 쪽 상부플랜지에 발생하는 단위길이 당 종방향 피로전단 발생범위 V_{fat} 는 복부판에 작용하는 휨전단과 비틀전단을 고려하여 계산해야 한다. 산정된 전단연결재 피치는 또한 다른 쪽 상부플랜지에도 동일하게 적용한다. 식 (4.10.125)로 주어진 곡률에 의한 반경방향 피로전단 발생범위 V_{fat1} 는 직선구간 또는 수평 곡선구간에 있는 박스단면을 설계할 때 무시할 수 있다.

강도한계상태에서 전단연결재의 개수를 검토하는 경우, 강박스단면의 단면적과 콘크리트 바닥판의 유효단면적은 식 (4.10.137), 식 (4.10.138), 식 (4.10.142) 및 식 (4.10.143)로 P 를 결정할 때 적용한다.

합성 박스플랜지의 전단연결재는 플랜지의 폭에 걸쳐 균등하게 분포되어야 한다. 합성 박스플랜지의 전단연결재 사이의 횡방향 간격 s_t 는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{s_t}{t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \leq R_1 \quad (4.11.43)$$

여기서,

k = 4.11.8.2에 규정된 판의 좌굴계수

R_1 = 식 (4.11.27a)로 산정된 박스플랜지의 세장비 한계

피로한계상태에서 합성 박스플랜지의 경우, 식 (4.10.122)의 V_{sr} 은 식 (4.10.124)에 주어진 종방향 피로전단 발생범위와 콘크리트 바닥판의 비틀 피로전단 발생범위의 합으로 결정한다. 극한한계상

태를 만족하는 전단연결재의 개수는 4.10.10.4의 규정에 따라 결정한다. 또한, 전단연결재 한 개 당 콘크리트 바닥판의 설계하중에 따른 종방향 및 비틀 전단력의 합은 식 (4.10.134)로부터 구한 Q_r 을 초과해서는 안된다.

4.11.11 보강재

4.11.11.1 복부판 보강재

복부판의 중간수직보강재는 4.10.11.1의 규정에 따라 설계한다.

복부판의 종방향보강재는 4.10.11.3의 규정에 따라 설계한다.

여기에 명시된 사항 이외의 지압보강재는 4.10.11.2의 규정에 따라 설계한다. 지점부보강재는 경사진 복부판 보다는 다이아프램에 부착해야 한다. 다이아프램에 부착된 지점부보강재인 경우, 4.10.11.2 (4) ②의 규정은 복부판 보다는 다이아프램에 적용해야 한다. 신축베어링에서, 지점부보강재와 다이아프램은 온도변화로 인한 편심을 고려하여 설계해야 한다.

4.11.11.2 압축플랜지 종방향보강재

압축플랜지 종방향보강재는 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 최소 항복강도는 부착된 박스플랜지의 최소 항복강도 보다 작아서는 한다.

(1) 2개 이하 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

보강재의 폭 b_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.11.44)$$

여기서,

t_s = 보강재의 두께(mm)

플랜지와 평행한 축에 관한 각 보강재 단면2차모멘트 I_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \geq \psi w t_{fc}^3 \quad (4.11.45)$$

여기서,

$\psi = 0.125k^3$ ($n=1$ 인 경우)

$= 0.120k^3$ ($n=2$ 인 경우)

k = 등분포 수직 응력의 판의 좌굴계수

$1.0 \leq k \leq 4.0$

n = 등간격인 종방향 보강재의 수

w = 압축플랜지의 종방향 보강재 사이 폭과 복부판에서

가장 가까운 종방향 보강재까지의 거리 중 큰 값(mm)

(2) 3개 이상 종방향 보강재로 보강된 압축플랜지

① 폐단면 리브

강바닥판 폐단면 리브의 두께는 6 mm 이상이어야 한다.

② 개단면 리브

압축을 받는 개단면 리브의 유효세장비 계수 C_s 는 다음을 만족해야 한다.

$$C_s \leq \frac{0.40}{\sqrt{F_y/E}} \quad (f_{\max} > 0.5F_y \text{ 인 경우}) \quad (4.11.46a)$$

$$C_s \leq \frac{0.65}{\sqrt{F_y/E}} \quad (f_{\max} \leq 0.5F_y \text{ 인 경우}) \quad (4.11.46b)$$

여기서,

$f_{\max}$ = 전단지연을 고려한 저판의 계수하중하 최대 압축응력(MPa)

$$C_s = \frac{h}{1.5t_r} + \frac{w}{12t_f} \quad (\text{판형 보강재}) \quad (4.11.47)$$

$$C_s = \frac{h}{1.35t_r + 0.56r_y} + \frac{w}{12t_f} \quad (\text{T형 또는 L형 보강재}) \quad (4.11.48)$$

h = 보강재 높이(mm)

t_r = 보강재 두께(mm)

r_y = 저판에 수직을 이루는 축에 대한 저판을 제외한 보강재 단면의 곡률반경(mm)

w = 보강재 사이에 위치한 저판의 폭(mm)

t_f = 저판 두께(mm)

보강재 자유돌출판 요소의 폭-두께비는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b'}{t'} \leq \frac{0.48}{\sqrt{F_y/E}} \quad (4.11.49)$$

여기서,

b' = 자유돌출판 요소의 폭(mm)

t' = 자유돌출판 요소의 두께(mm)

③ 종방향보강재의 강도요구조건

보강판의 종방향보강재는 다음 강도요구조건을 만족해야 한다.

$$F_{us} > F_{uf} \quad (4.11.50)$$

여기서,

F_{us} = 종방향보강재의 극한강도(MPa)

F_{uf} = 4.11.7.2 (2) ①을 적용하여 구한 보강판의 극한강도(MPa)

④ 종방향보강재의 극한강도

폐단면 종방향보강재의 극한강도 F_{us} 는 식 (4.11.48) ~ 식 (4.11.50)으로 구한 값 가운데 작은 값을 적용한다.

$$F_{us} = F_y \quad (\lambda_{pl} \leq 0.65 \text{ 인 경우}) \quad (4.11.51a)$$

$$F_{us} = F_y \left[0.5 + 0.43(\lambda_{pl} - 1.73)^2 \right] \quad (0.65 < \lambda_{pl} \leq 1.5 \text{ 인 경우}) \quad (4.11.51b)$$

$$F_{us} = F_y (0.82 - 0.2\lambda_{pl}) \quad (\lambda_{pl} > 1.5 \text{ 인 경우}) \quad (4.11.51c)$$

여기서,

$$\lambda_{pl} = \frac{b/t}{1.9} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

b = 폐단면 종방향보강재 판요소의 폭(mm)

개단면 및 폐단면 종방향보강재의 단면을 구성하는 모든 판요소의 탄성국부좌굴강도 F_i 를 식 (4.11.49)로 검토해야 하며, 모든 판요소의 극한강도 가운데 가장 작은 값이 보강재의 극한강도 F_{us} 에 해당된다.

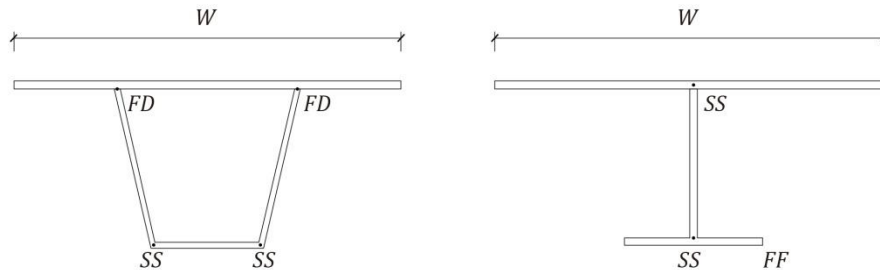
$$F_{us} = F_i = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \quad (4.11.52)$$

여기서,

t = 보강재 판요소 또는 저판의 두께(mm)

d = 보강재 판요소 또는 저판의 폭(mm)

k = 좌굴계수 (그림 4.11.2 및 표 4.11.1 참조)



(a) 폐단면 보강재

(b) 개단면 보강재

그림 4.11.2 종방향보강재의 경계조건

표 4.11.1 경계조건에 따른 판요소의 좌굴계수 k

경계조건	k
FD-FD	6.97
FD-SS	5.40
SS-SS	4.00
FD-FF	1.28
SS-FF	0.43

만일, $F_i > 0.75F_y$ 인 경우, 극한강도 F_{us} 는 비탄성좌굴(inelastic buckling)을 고려한 다음 식으로 구한다.

$$F_{us} = \frac{F_y}{1 + 0.1875(F_y / F_i)^2} \quad (4.11.53)$$

4.12 연결

4.12.1 공통사항

4.12.1.1 일반사항

(1) 설계일반

- ① 접합부의 설계강도 ϕR_n 은 이 절에 따라 산정한다.
- ② 접합부의 소요강도는 명시된 설계하중에 대한 구조해석에 의해 결정되어야 한다.
- ③ 접합부 설계에 사용되는 힘과 변형은 구조해석 시 적용한 접합부의 의도된 성능 및 가정과 일치해야 한다.
- ④ 축력을 받는 부재의 축이 한 점에서 만나지 않을 경우에는 편심의 영향을 고려해야 한다.

(2) 단순접합

- ① 단순접합부는 무시할 정도로 작은 모멘트를 전달한다. 단순접합부는 구조해석 시에 회전이 구속되지 않은 것으로 가정한다.
- ② 설계도서에서 별도 지정이 없는 한 작은보, 큰보 또는 트러스 부재의 단순접합은 회전에 대해 유연하게 설계해야 하며, 접합부에서 전달하는 축력 및 전단력에 대해서만 설계하는 것이 허용된다.
- ③ 단순접합부는 부재의 단부 회전을 수용할 수 있어야 한다. 구조해석에 의한 소요 회전을 흡수할 수 있는 충분한 회전용량을 갖고 있어야 한다. 보의 단부 회전을 수용하기 위한 접합부의 자체 제한적 비탄성 변형은 허용된다.

(3) 모멘트접합

- ① 모멘트접합부는 모멘트를 전달한다. 접합부의 회전이 무시할 정도로 작은 완전모멘트접합부와 무시하지 못할 정도인 부분모멘트접합부가 있다.
- ② 완전모멘트접합부는 구조해석 시 접합부에서 회전이 발생하지 않는 것으로 가정한다. 완전모멘트접합부는 극한한계상태에서 접합되는 부재들 사이의 각도가 원상태로 유지될 수 있도록 충분한 강도와 강성을 갖고 있어야 한다.
- ③ 부분모멘트접합부는 구조해석 시 접합부의 하중-회전각 관계를 포함시켜야 한다. 부분모멘트접합부는 접합부 요소들이 극한한계상태에서 충분한 강도와 변형용량을 갖고 있어야 한다.
- ④ 작은보, 큰보 및 트러스 부재의 모멘트접합은 축력과 전단력뿐만 아니라 접합부의 휨강성으로 인하여 유발되는 모멘트와의 조합력에 대해서 설계해야 한다.

(4) 편심접합

편심력이 작용하는 접합부에서는 편심의 영향을 고려해야 한다.

- ① 편심에 대한 별도의 검토가 없는 경우, 축방향 힘을 전달하는 부재의 단부에서 용접이나 볼트의 군은 그 군의 중심이 부재의 중심과 일치하도록 배열해야 한다.
- ② 정적하중을 받는 ㄱ형강, 쌍ㄱ형강 부재 또는 이와 유사한 부재의 단부접합에서는 4.3.1.1

(7)을 적용하지 않는다.

(5) 용접과 볼트의 병용

- ① 볼트접합은 용접과 조합해서 하중을 부담시킬 수 없다. 이러한 경우 용접이 전체하중을 부담하는 것으로 한다.
- ② 다만 전단접합에는 용접과 볼트의 병용이 허용된다. 표준구멍과 하중방향에 직각인 단슬롯의 경우 볼트접합과 하중방향에 평행한 필릿용접이 하중을 각각 분담할 수 있다. 이때 볼트의 설계강도는 지압볼트접합 설계강도의 50 %를 넘지 않도록 한다.
- ③ 마찰볼트접합으로 이미 시공된 구조물을 개축할 경우 고장력볼트는 이미 시공된 하중을 받는 것으로 가정하고 병용되는 용접은 추가된 소요강도를 받는 것으로 용접설계를 병용할 수 있다.

(6) 볼트와 용접접합의 제한

기계 받침과 교량 등과 같이 동적 하중을 받는 구조물의 접합부에 대해서는 용접 또는 마찰접합을 사용해야 한다.

(7) 이음부 설계세칙

- ① 응력을 전달하는 필릿용접의 최소 유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30 mm 이상을 원칙으로 한다.
- ② 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은쪽 판두께의 5배 이상 또한 20 mm 이상으로 한다.
- ③ 고장력볼트의 구멍직경은 표 4.12.1에 따른다.
- ④ 고장력볼트의 구멍중심간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.
- ⑤ 고장력볼트의 구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 연단부 가공방법을 고려하여 표 4.12.2에 따른다.
- ⑥ 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판두께의 12배 이하 또한 150 mm 이하로 한다.

표 4.12.1 고장력볼트의 구멍직경(mm)

고력볼트의 직경	표준구멍의 직경	과대구멍의 직경	단슬롯	장슬롯
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	26	30	26 x 33	26 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75

표 4.12.2 볼트중심에서 연단까지 최소거리(mm)

볼트의 공칭직경(mm)	연단부의 가공방법	
	전단절단, 수동가스절단	압연형강, 자동가스절단, 기계가공마감
16	28	22
20	34	26

22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
30 초과	1.75d	1.25d

4.12.1.2 용접

(1) 그루브용접

① 완전용입그루브용접

(가) 모재의 규정 항복강도와 인장강도 이상이 되도록 용접된 완전용입그루브용접의 공칭 강도는 접합되는 모재 중 공칭강도가 작은 쪽 값으로 한다.

(나) 인장강도 600 MPa 이상의 강종에 대해 언더매칭 용접을 한 경우에는 용접금속의 인장강도를 기준으로 공칭강도를 정한다.

② 부분용입그루브용접

(가) 부분용입그루브용접의 유효목두께는 $\sqrt{2}t$ (mm) 이상으로 한다. 여기서, t 는 접합부의 얇은 쪽판의 두께이다.

(나) 부분용입그루브용접의 용접방법 및 그루브 형상에 따른 유효목두께는 표 4.12.3에 따른다.

(다) 부분용입그루브용접의 유효면적은 용접의 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(라) 부분용입그루브용접의 공칭강도는 용접축에 평행으로 작용하는 인장 또는 압축에 대해서는 고려할 필요가 없으며, 그 외의 경우에는 4.12.1.2(2) ③에 따른다.

표 4.12.3 부분용입그루브용접의 유효목두께

용접방법	용접자세	그루브 형상	유효목두께
SMAW GMAW	모든 자세	J 또는 U 그루브, 60° V 그루브	그루브 깊이
SAW	아래보기자세	J 또는 U 그루브, 60° 베벨 또는 V 그루브	
GMAW FCAW	아래보기자세 수평자세	45° 베벨	
SMAW	모든 자세	45° 베벨	그루브 깊이에서 3 mm공제
GMAW FCAW	수직자세 위보기자세		

(2) 필릿용접

① 유효면적

(가) 필릿용접의 유효면적은 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(나) 필릿용접의 유효길이는 필릿용접의 총길이에서 용접치수의 2배를 공제한 값으로 한다.

(다) 필릿용접의 유효목두께는 용접치수의 0.7배로 한다. 접합하는 두 부재사이의 각도가

90도가 아닌 경우, 또는 용접 다리의 크기가 서로 다른 경우의 필릿용접 유효목두께는 용접루트를 꼭지점으로, 용접 외측면을 밑변으로 하는 용접단면 내접 삼각형의 높이로 한다.

(라) 플러그용접과 슬롯용접의 유효길이는 목두께의 중심을 잇는 용접중심선의 길이로 한다.

② 제한사항

(가) 필릿용접의 최소치수는 표 4.12.4에 따른다.

(나) 겹침이음의 필릿용접 최대치수 s 는 연단이 용접되는 판의 두께 t 에 대해서,

- $t < 6 \text{ mm}$ 일 때, $s = t$
- $t \geq 6 \text{ mm}$ 일 때, $s = t - 2 \text{ mm}$

(다) 강도에 의해 지배되는 필릿용접 설계의 경우 최소유효길이는 공칭용접치수의 4배 이상으로 한다. 또는 용접치수를 유효길이의 1/4 이하로 간주한다.

(라) 평판 인장재의 단부에 길이방향으로 필릿용접이 될 경우 각 필릿용접의 길이는 이들 용접의 직각방향 간격보다 길게 해야 한다. 이 때 인장재의 유효순단면적은 4.8.3에 따른다.

(마) 부재 단부에 용접된 필릿용접의 길이가 용접치수의 100배 이내인 경우에는 실제 용접된 길이를 유효길리로 사용할 수 있다. 용접길이가 용접치수의 100배를 초과하고, 300배 이하인 경우에는 실제 용접된 길이에 다음의 감소계수, β 를 곱한 값을 필릿용접의 유효길리로 정한다.

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{\ell}{z} \right) \leq 1.0 \quad (4.12.1)$$

여기서

ℓ = 부재 단부 필릿용접의 실제 길이(mm)

z = 필릿용접의 치수(mm)

용접길이가 용접치수의 300배를 초과하는 경우에는 용접치수의 180배를 필릿용접의 유효길리로 정한다.

(바) 단속필릿용접은 연결부 또는 겹침 면사이의 힘을 전달하거나 조립부재의 요소를 서로 접합하는데 사용할 수 있다. 단속필릿용접의 한 세그먼트 길이는 용접치수의 4배 이상이며 최소 40 mm이어야 한다.

(사) 겹침이음의 경우 최소겹침길이는 연결부의 얇은 쪽 판 두께의 5배 또는 25 mm로 한다.

(아) 축방향력을 받는 부재의 겹침이음이 횡방향 필릿용접만으로 된 경우 겹쳐진 부재의 양쪽 단부는 필릿용접을 해야 한다. 그러나 최대하중 작용 시에 접합부가 벌어지지 않도록 겹침 부분의 변형이 충분히 구속된 경우에는 예외로 한다.

③ 공칭강도

(가) 필릿용접의 공칭강도, F_w 는 다음과 같다.

$$F_w = \beta_w \times \frac{F_u}{\sqrt{3}} \quad (4.12.2)$$

여기서,

β_w = 강종에 따른 수정계수, 표 4.12.5에 따른다.

F_u = 용접부 모재의 인장강도(MPa), 인장강도 800 MPa급 이상의 강종에 대해
언더매칭용접을 한 경우 용접금속의 인장강도 적용

표 4.12.4 필릿용접의 최소치수(mm)

접합부의 얇은 쪽 소재 두께 t	필릿용접의 최소치수
$t < 6$	3
$6 \leq t \leq 13$	5
$13 \leq t \leq 19$	6
$20 \leq t$	8

표 4.12.5 강종에 따른 수정계수, β_w

강종	인장강도(MPa)	β_w
SS400, SM400, SN400, SMA400 STK400, SPSR400, SPAR295	400	1.25
SM490, SMA490, SN490, SHN490, SM490Y STK490, SPSR490	490	1.15
HSB500, STK500	500	1.10
SM520	520	1.10
STK540	540	1.05
SM570, SMA570	570	1.00
STK590	590	1.00
HSB600	600	0.95
HSB800	800	0.75

1) 표에 제시되지 않은 강종에 대한 수정계수는 인장강도를 기준으로 보간법으로 구한 값을 사용할 수 있다.

(3) 플러그 및 슬롯용접

① 유효면적

플러그 및 슬롯용접의 유효전단면적은 접합면에서의 구멍 및 슬롯의 공칭단면적으로 한다.

② 제한사항

(가) 플러그 및 슬롯용접은 겹침이음부에서의 전단력 전달, 겹침이음한 요소들 사이의 벌어짐 또는 좌굴을 방지, 조립단면의 요소들 사이의 접합 등을 위해 사용할 수 있다.

(나) 플러그용접을 위한 구멍의 직경은 구멍이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접 두께의 2.25배 또는 최소 직경에 3 mm를 더한 값 이하로 한다.

(다) 플러그용접의 최소중심간격은 구멍직경의 4배로 한다.

(라) 슬롯용접의 슬롯 길이는 용접두께의 10배 이하로 한다. 슬롯의 폭은 슬롯이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접 두께의 2.25배 이하로 한다. 슬롯의 끝부분은 반원형, 또는 귀퉁이를 판두께 이상의 반지름으로 둥글게 해야 한다.

(마) 슬롯용접 길이에 횡방향인 슬롯용접선의 최소간격은 슬롯폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소중심간격은 슬롯길이의 2배로 한다.

(바) 슬롯용접선의 횡방향 최소간격은 슬롯 폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소중심간격은 슬롯 길이의 2배로 한다.

(사) 플러그 및 슬롯용접의 두께는 판두께 16 mm 이하의 경우 판두께와 동일하게 하고, 16 mm를 초과하는 경우에는 판두께의 1/2 이상으로 하되 최소 16 mm로 한다.

③ 공칭강도

(가) 플러그 및 슬롯용접의 공칭강도는 4.12.1.2 (2) ③에 따른다.

(4) 설계강도

- ① 용접금속의 파괴 한계상태를 기준으로 한 용접의 단위길이 당 설계강도, ϕR_n 은 다음과 같으며, 4.12.1.2 (4) ②에 따른 용접 단위길이 당 소요강도, P_u 이상이어야 한다.

$$R_n = \phi R_n = \phi F_w A_w \quad (4.12.3)$$

여기서,

F_w = 용접의 공칭강도(MPa) (4.12.1.2 (2) ③ (가)에 따른다.)

A_w = 용접 단위길이 당 유효면적(mm²)

$\phi = 0.8$

- ② 필릿용접의 단위길이 당 소요강도, P_u 는 용접의 단위길이 당 작용하는 모든 방향의 힘의 합력이며, 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$P_u = \sqrt{P_{\perp}^2 + V_{\perp}^2 + V_{\parallel}^2} \quad (4.12.4)$$

여기서,

$P_{\perp}$ = 필릿용접의 유효면에 작용하는 수직력

$V_{\perp}$ = 필릿용접의 유효면에서 용접축에 직각방향으로 작용하는 전단력

$V_{\parallel}$ = 필릿용접의 유효면에서 용접축에 평행으로 작용하는 전단력

- ③ 강구조공사표준시방서에 따른 품질관리 구분 '나'의 구조물 중 용접검사 비파괴시험을 제외한 경우, 필릿용접부에 대해서는 식 (4.12.3)에 의해 계산한 값의 50 %를 용접의 단위길이 당 설계강도 값으로 취한다.

(5) 용접의 병용

접합부에서 2가지 이상의 용접유형(맞대기용접, 필릿용접, 플러그용접, 슬롯용접)을 병용할 경우, 용접군의 축에 대하여 각각 구분하여 계산해야 한다.

4.12.1.3 볼트

(1) 고장력 볼트

- ① 모든 고장력 볼트는 너트회전법, 직접인장측정법, 토크관리법, T/S볼트 등을 사용하여 표 4.12.7에 주어진 설계볼트장력 이상으로 조여야 한다.
- ② 마찰접합에서 하중이 접합부의 단부를 향할 때는 적절한 설계지압강도를 갖도록 4.12.1.3 (5)에 따라 검토해야 한다.

- ③ 다음의 경우에는 밀착조임을 사용할 수 있다. 다만, 밀착조임은 F8T등급의 볼트로 제한된다.
- ④ 여기서, 밀착조임이란 임팩트렌치로 수 회 또는 일반렌치로 최대 3회 조여서 접합되는 판들이 서로 충분히 밀착된 상태가 된 볼트 조임을 말한다. 밀착조임은 설계도면과 시공도면에 명확히 표기해야 한다.

(가) 지압접합

(나) 진동이나 하중변화에 따른 고장력볼트의 풀림이나 피로를 설계에 고려할 필요가 없는 F8T의 경우

(2) 일반볼트

- ① 일반볼트는 영구적인 구조물에 구조용으로는 사용할 수 없으며, 가체결용으로만 허용한다.
- ② 일반볼트의 인장과 전단강도는 표 4.12.6에 따른다.
- ③ 일반볼트의 접합에서 인장과 전단의 조합의 경우에는 4.12.1.3 (4)에 따른다.
- ④ 일반볼트 구멍의 지압강도는 4.12.1.3 (5)에 따른다.

(3) 볼트의 인장 및 전단강도

- ① 밀착조임 볼트, 장력도입 볼트, 또는 나사 강봉의 설계인장강도 또는 설계전단강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 인장파단과 전단파단의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = F_n A_b \quad (4.12.5)$$

여기서,

F_n = 표 4.12.6에 따른 공칭인장강도 F_{nt} , 또는 공칭전단강도 F_{nv} (MPa)

A_b = 볼트, 또는 나사 강봉의 나사가 없는 부분의 공칭단면적(mm²)

- ② 소요인장강도는 접합부의 변형에 의한 지레작용을 고려한 인장력으로 한다.

표 4.12.6 볼트의 공칭강도(MPa)

강종 강도		고장력볼트			일반볼트
		F8T	F10T	F13T	SS 400 SM 400
공칭인장강도, $F_{nt}^{1)}$		600	750	975	300
지압접합의 공칭 전단강도, $F_{nv}^{2)}$	나사부가 전단면에 포함될 경우 ³⁾	360	450	585	180
	나사부가 전단면에 포함되지 않을 경우 ⁴⁾	450	563	731	225

1) 인장강도의 0.75배

2) 힘 작용 방향으로 볼트접합부의 첫 번째 볼트와 맨 끝 볼트의 중심 거리가 965 mm 이하인 경우에 대한 것임. 이를 초과하는 경우에는 주어진 값의 83.3 %를 적용함.

3) 인장강도의 0.45배

4) 인장강도의 0.563배

(4) 지압접합에서 인장과 전단의 조합

- ① 지압접합이 인장과 전단의 조합력을 받을 경우 볼트의 설계강도는 다음의 인장과 전단파괴의 한계상태에 따라서 산정한다($\phi = 0.75$).

$$R_n = F_{nt}' A_b \quad (4.12.6)$$

여기서,

F_{nt}' = 전단응력의 효과를 고려한 공칭 인장강도(MPa)

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} F_v \leq F_{nt} \quad (4.12.7)$$

F_{nt} = 표 4.12.6에 의한 공칭인장강도(MPa)

F_{nv} = 표 4.12.6에 의한 공칭전단강도(MPa)

f_v = 소요전단응력(MPa)

- ② 볼트의 설계전단응력이 단위면적당 전단소요응력 f_v 이상이 되도록 설계한다.
 ③ 전단 또는 인장에 의한 소요응력 f 가 설계응력의 20 % 이하이면 조합응력의 효과를 무시할 수 있다.

(5) 볼트구멍의 지압강도

- ① 지압극한한계상태에 대한 볼트구멍에서 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 다음과 같이 산정한다.

(가) 표준구멍, 과대구멍, 단슬롯의 모든 방향에 대한 지압력 또는 장슬롯이 지압력방향에 평행일 경우

- 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 있는 경우

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (4.12.8)$$

- 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 없는 경우

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (4.12.9)$$

(나) 장슬롯에 구멍의 방향에 직각방향으로 지압력을 받을 경우

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u \quad (4.12.10)$$

여기서,

d = 볼트 공칭직경(mm)

F_u = 피접합재의 공칭인장강도(MPa)

L_c = 하중방향 순간격, 구멍의 끝과 피접합재의 끝

또는 인접구멍의 끝까지의 거리(mm)

 t = 피접합재의 두께(mm)

- ② 접합부에 대하여 지압강도는 각각 볼트의 지압강도의 합으로 산정한다.
 ③ 지압접합과 마찰접합 모두에 대하여 볼트구멍의 지압강도를 검토해야 한다.

(6) 마찰접합의 미끄럼강도

- ① 마찰접합은 미끄럼을 방지하고 지압접합에 의한 한계상태에 대하여도 검토해야 한다.
 ② 마찰볼트에 필러를 사용할 경우에는 미끄럼에 관련되는 모든 접촉면에서 미끄럼에 저항할 수 있도록 해야 한다.
 ③ 미끄럼 한계상태에 대한 마찰접합의 설계강도는 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = \mu h_f T_0 N_s \quad (4.12.11)$$

(가) 표준구멍 또는 하중방향에 수직인 단슬롯에 대하여, $\phi = 1.00$ (나) 과대구멍 또는 하중방향에 평행한 단슬롯에 대하여, $\phi = 0.85$ (다) 장슬롯구멍에 대하여, $\phi = 0.70$

여기서,

 μ = 미끄럼계수 μ = 0.5(무도장 블라스트 처리한 마찰면) μ = 0.45(무기질 아연말 프라이머 도장한 표면) h_f = 끼움재 계수로써

= 1.0 : 끼움재를 사용하지 않는 경우와 필러 내 하중의 분산을 위하여 볼트를 추가한 경우 또는 필러 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 한 개의 필러가 있는 경우

= 0.85 : 필러 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 2개이상의 필러가 있는 경우

 T_0 = 표 4.12.7의 고장력볼트의 설계 볼트 장력(kN) N_s = 전단면의 수

표 4.12.7 고장력볼트의 설계볼트장력

볼트의 등급	볼트의 호칭	최소 인장 하중 ¹⁾ (kN)	설계볼트장력 ²⁾ (T_0)(kN)
F8T	M16	125.4	84
	M20	195.8	131
	M22	242.7	163
	M24	282.0	189
F10T	M16	156.7	105
	M20	244.8	164

	M22	303.4	203
	M24	352.5	236
	M27	458.8	307
	M30	561.3	376
F13T	M16	203.7	136
	M20	318.2	213
	M22	394.4	264
	M24	458.3	307

1) KS B 1010, 표3에 규정된 볼트의 최소 인장하중

2) 설계볼트장력은 KS B 1010에 규정된 볼트의 최소 인장하중에 0.67을 곱한 값

(7) 마찰접합에서 인장과 전단의 조합

마찰접합이 인장하중을 받아 장력이 감소할 경우 4.12.1.3 (6)에서 산정된 설계미끄럼강도에 다음계수를 사용하여 감소한 후 산정한다.

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{T_0 N_b} \quad (4.12.12)$$

여기서,

N_b = 인장력을 받는 볼트의 수

T_0 = 표 4.12.7에 따른 설계볼트장력(kN)

T_u = 소요인장력(kN)

(8) 핀접합

① 휨모멘트를 받는 핀의 설계강도 ϕM_n 은 다음과 같이 산정한다($\phi = 0.90$).

$$M_n = 1.0 F_y Z \quad (4.12.13)$$

여기서

F_y = 핀의 항복강도(MPa)

Z = 핀의 소성단면계수(mm³)

② 휨모멘트를 받는 핀의 설계전단강도 ϕV_n 은 다음과 같이 산정한다($\phi = 0.90$).

$$V_n = 0.6 F_y A_p \quad (4.12.14)$$

여기서,

A_p = 핀의 단면적(mm²)

4.12.1.4 접합부재의 설계강도

(1) 설계인장강도

접합부재의 설계인장강도 ϕR_n 은 인장항복과 인장파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

- ① 접합부재의 인장항복에 대하여($\phi = 0.90$)

$$R_n = F_y A_g \quad (4.12.15)$$

- ② 접합부재의 인장파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_u A_e \quad (4.12.16)$$

여기서,

A_e = 유효단면적(mm²)

볼트접합부의 경우에는 $A_e = A_n \leq 0.85A_g$

- (2) 설계전단강도

접합부재의 설계전단강도 ϕR_n 은 전단항복과 전단파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

- ① 접합부재의 전단항복에 대하여($\phi = 1.00$)

$$R_n = 0.6F_y A_g \quad (4.12.17)$$

- ② 접합부재의 전단파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} \quad (4.12.18)$$

여기서,

A_{nv} = 유효전단단면적(mm²)

- (3) 블록전단강도

전단 파괴선을 따라 발생하는 전단파단과 직각으로 발생하는 인장파단의 블록전단파단 한계상태에 대한 설계강도는 다음과 같이 산정한 공칭강도에 $\phi = 0.75$ 을 적용하여 구한다.

$$R_n = [0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq [0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \quad (4.12.19)$$

여기서,

A_{gv} = 전단저항 총단면적(mm²)

A_{nv} = 전단저항 순단면적(mm²)

A_{nt} = 인장저항 순단면적(mm²)

U_{bs} = 인장응력이 균일할 경우 1.0, 불균일할 경우 0.5 적용

(4) 설계압축강도

접합부재의 압축강도는 다음과 같이 산정한다.

① $KL/r \leq 25$ 인 경우($\phi = 0.90$)

$$P_n = F_y A_g \quad (4.12.20)$$

② $KL/r > 25$ 인 경우, 4.9절의 압축부재를 적용한다.

4.12.1.5 끼움재

- (1) 용접구조에서 두께 6 mm 이상의 끼움재는 이음판의 연단 밖으로 돌출해야 하며 끼움재의 표면에 작용하는 하중을 이음판에 전달하는데 충분하도록 용접해야 한다.
- (2) 두께가 6 mm 이하인 끼움재의 단부는 이음판의 단부와 일치되게 용접해야 한다. 이음 두께에 끼움재 두께를 더한 크기의 하중을 전달할 수 있도록 용접해야 한다.
- (3) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 이하이면 전단강도는 감소하지 않는다고 가정한다.
- (4) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 초과하고 19 mm 이하일 때 감소계수 $[1 - 0.0154(t - 6)]$ 를 곱한다. 여기서 t 는 끼움재의 전체두께이다.

4.12.1.6 이음

- (1) 플레이트거더 또는 보의 맞대기용접이음은 작은 쪽 이음단면의 전강도로 설계해야 한다.
- (2) 플레이트거더 또는 보의 단면내에서 다른 형태의 이음은 이음점에서의 소요강도에 충분하도록 설계해야 한다.

4.12.1.7 지압강도

설계지압강도 ϕR_n 은 국부압축항복의 한계상태를 가정하여 다음과 같이 산정한다($\phi = 0.75$). 공칭 지압강도 R_n 은 지압형태에 따라 다음과 같이 산정한다

(1) 공장가공면, 핀의 구멍, 지압보강재 등의 지압

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (4.12.21)$$

여기서,

F_y = 항복강도(MPa)

A_{pb} = 투영된 지압면적(mm²)

(2) 확장롤러 및 확장록커

① $d \leq 635$ mm 인 경우

$$R_n = 1.2 (F_y - 90) d / 20 \quad (4.12.22)$$

② $d > 635$ mm 인 경우

$$R_n = 30.2(F_y - 90)\ell\sqrt{d} / 20 \quad (4.12.23)$$

여기서,

d = 직경(mm)

ℓ = 지압길이(mm)

4.12.1.8 주각부 및 콘크리트의 지압

주각부는 기둥의 하중과 모멘트를 기초에 전달할 수 있도록 설계되어야 한다. 콘크리트의 설계 지압강도 $\phi_c P_p$ ($\phi = 0.65$)는 콘크리트압괴의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

(1) 콘크리트총단면이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \quad (4.12.24)$$

(2) 콘크리트단면의 일부분이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f_{ck} A_1 \quad (4.12.25)$$

여기서,

A_1 = 베이스플레이트의 면적(mm²)

A_2 = 베이스플레이트와 닮은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적(mm²)

4.12.1.9 앵커볼트

- (1) 앵커볼트는 주각부의 베이스플레이트를 통해 전달되는 인장 및 전단하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다.
- (2) 앵커볼트의 콘크리트 내 정착관련 규정은 "콘크리트구조설계기준"부록 IV를 참고한다.
- (3) 앵커볼트의 설계는 4.12.1.3 (3)에 따른다.

4.12.1.10 집중하중을 받는 플랜지와 웨브

H형단면부재에서 플랜지에 수직이며 웨브에 대하여 대칭인 단일 또는 이중집중하중을 받는 경우에 적용한다.

- 한 쪽의 플랜지에 집중하중을 받는 경우에는 플랜지국부휨, 웨브국부항복, 웨브크리플링 및 웨브횡좌굴에 대하여 4.12.1.10 (1), 4.12.1.10 (2), 4.12.1.10 (3)에 의해 각각 설계한다.
- 양측의 플랜지로부터 집중하중을 받는 경우에는 웨브국부항복, 웨브압축좌굴에 대하여 4.12.1.10 (2)에 의해 각각 설계한다.
- 소요강도가 한계상태의 설계강도를 초과하는 경우에는 소요강도와 설계강도의 차이만큼 보강재 또는 2중플레이트를 설치해야 한다.

(1) 플랜지국부휨강도

플랜지에 수직으로 용접된 판에 작용된 인장력에 의해 국부휨을 받는 플랜지의 설계강도

ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf} \quad (4.12.26)$$

여기서,

F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

t_f = 하중을 받는 플랜지의 두께(mm)

플랜지부재에 걸쳐 작용하는 하중구간의 길이가 $0.15b_f$ 보다 작으면 (여기서, b_f 는 플랜지 부재의 폭), 식 (4.12.26)의 검토는 필요하지 않다. 다만 부재 단부로부터 집중하중에 저항하는 거리가 $10t_f$ 보다 작은 경우 R_n 의 50 %를 저감한다.

(2) 웨브국부항복강도

단일집중하중과 2중집중하중의 인장, 압축 두 요소에 모두 적용된다. 집중하중이 작용하는 지점에서 웨브필렛 선단부의 설계강도 ϕR_n ($\phi=1.00$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브 국부공칭강도 R_n 은 다음에 의해서 산정한다.

- ① 인장 또는 압축 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d 를 초과할 경우

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (4.12.27)$$

- ② 상기의 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 이하일 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (4.12.28)$$

여기서,

k = 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브필렛선단까지의 거리(mm)

F_{yw} = 웨브의 항복응력(MPa)

N = 집중하중이 작용하는 폭(다만 k 보다 작지 않을 것)(mm)

t_w = 웨브두께(mm)

d = 부재의 전체깊이(mm)

필요한 경우 수직보강재 또는 2중플레이트 한 쌍을 설치한다.

(3) 웨브크리플링강도

이 조항은 압축 단일집중하중과 2중 집중하중의 압축요소에 적용된다. 웨브국부크리플링에 대한 설계강도 ϕR_n ($\phi=0.75$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브크리플링공칭강도 R_n 은 다음에 의해서 산정한다

- ① 집중하중이 재단에서 $d/2$ 이상 떨어진 지점에 작용할 때

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (4.12.29)$$

- ② 집중하중이 재단에서 $d/2$ 미만 떨어진 지점에 작용할 때

(i) $N/d \leq 0.2$ 인 경우

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (4.12.30)$$

(ii) $N/d > 0.2$ 인 경우

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (4.12.31)$$

여기서,

t_f = 플랜지두께(mm)

강도가 부족할 경우, 한 개의 수직보강재 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 최소한 웨브깊이의 절반을 덮는 2중 플레이트를 설치한다.

4.12.2 거더이음

4.12.2.1 볼트이음

(1) 일반

- ① 연속경간에서 이음은 고정하중에 의한 휨모멘트 방향의 변환점 또는 변환점 가까이 있는 곳에 있도록 해야 한다.
- ② 응력 작용방향이 변하는 웨브와 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야 한다. 웨브와 플랜지의 이음에서 이음 한쪽 편에 볼트를 2줄 미만으로 해서는 안 된다.
- ③ 과대구멍과 슬롯은 볼트 이음에서 부재나 이음판 어느 쪽에도 사용해서는 안 된다.
- ④ 휨 부재의 볼트이음은 4.12.1.3 (7)의 규정에 따른 마찰접합으로 설계해야 한다. 강구조물의 가설과 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계해야 한다. 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계해야 한다.
- ⑤ 이음점에서 극한한계상태에 대한 플랜지의 설계휨강도는 4.10.6의 관련 조항을 만족시켜야 한다.
- ⑥ 이음점에서의 극한한계상태의 설계하중에 의한 휨응력과 볼트 이음의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 휨응력은 전체 단면을 사용하여 구한다.
- ⑦ 플랜지 L-형강 볼트이음은 휨 부재 각 면에 1개씩 있는 2개의 L-형강을 포함해야 한다.

(2) 웨브이음

- ① 웨브이음판과 웨브의 연결은 웨브 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 웨브가 부담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다.
- ② 웨브가 경사진 박스거더의 경우 웨브의 이음은 수직전단력의 웨브 면내 성분에 대해서 설계해야 한다.
- ③ 극한한계상태에서 최소값으로 설계전단력, V_{uw} 는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5V_u \quad (V_u < 0.5\phi V_n \text{인 경우}) \quad (4.12.32)$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2} \quad (V_u \geq 0.5\phi_v V_n \text{ 인 경우}) \quad (4.12.33)$$

여기서,

V_u = 이음점에서 설계하중에 의한 전단력

V_n = 4.10.9.2또는 4.10.9.3에 규정된 웨브의 공칭전단강도

- ④ 극한한계상태에서의 설계전단력은 4.12.1.4 (3)에 규정된 웨브 이음판의 설계 강도와 4.12.1.4 (2)에 규정된 웨브이음판의 설계강도 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.
- ⑤ 전단력의 편심거리는 이음의 중심선으로부터 고려중인 이음 한쪽 편에 있는 볼트들의 무게 중심 까지의 거리를 취해야 한다
- ⑥ 극한한계상태에서 웨브이음판의 휨 응력은 이음판의 항복강도에 강도저항계수를 곱한 값을 초과해서는 안 된다.
- ⑦ 웨브이음의 볼트는 최대 볼트 설계력에 대해 마찰접합으로 설계해야 한다. 웨브이음 볼트의 미끄러짐을 검토하기 위해서 최소값으로 설계전단력은 2.2절에 규정된 사용하중 조합을 고려하여 이음점에서의 전단력을 취해야 한다.
- ⑧ 웨브는 웨브 양면에 이음판으로 대칭이 되도록 연결한다. 웨브 이음판은 가능한 한 플랜지 사이의 웨브 전 높이를 덮을 수 있도록 연장시켜야 한다.

(3) 플랜지 이음

극한한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력, F_{cf} 에 이음의 양측 유효 플랜지 면적, A_e 중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서 F_{cf} 는 다음과 같다

$$F_{cf} = \frac{\left(\frac{f_{cf}}{R_h} + \alpha \phi_f F_{yf} \right)}{2} \geq 0.75 \alpha \phi_f F_{yf} \quad (4.12.34)$$

여기서,

f_{cf} = 이음점에서 설계하중에 의한 제어 플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력

R_h = 4.10.1.10에 규정된 응력감소계수

플랜지의 설계응력이 웨브의 항복강도를 초과하지 않는 서로 다른 종류의 강재로 구성된 단면의 경우 응력감소계수는 1.0을 사용한다.

α = 1.0 (단, F_n 이 F_{yf} 보다 작은 비조밀단면의 플랜지에 대해 1.0보다 작은 $\left(\frac{F_n}{F_{yf}} \right)$ 의

값을 사용할 수 있다.)

ϕ_f = 휨에 대한 강도저항계수

F_n = 플랜지의 공칭휨강도(MPa)

F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

A_e = 유효플랜지면적(mm²), 압축플랜지는 플랜지 전단면적이고, 인장플랜지의 경우 다음 식으로 산정한다.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_y} \right) A_n \leq A_g \quad (4.12.35)$$

여기서,

ϕ_u = 인장부재 파단에 대한 강도저항계수

ϕ_y = 인장부재 항복에 대한 강도저항계수

F_y = 인장플랜지의 최소인장강도(MPa)

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

A_n = 인장플랜지의 순단면적(mm²)

A_g = 인장플랜지의 전단면적(mm²)

극한한계상태에서 비제어 플랜지의 이음판과 볼트는 설계응력, F_{ncf} 에 이음의 양측 유효플랜지 면적, A_e 중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도값 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서 F_{ncf} 는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf} \left| \frac{f_{ncf}}{R_h} \right| \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yt} \quad (4.12.36)$$

여기서,

R_{cf} = 제어 플랜지의 f_{cf} 에 대한 F_{cf} 의 비의 절대값

f_{ncf} = f_{nf} 와 동일한 이음점에서의 비 제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력, 인장응력은 (+), 압축응력은 (-)

R_h = 4.10.1.10에 규정된 응력감소계수

극한한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계 단면력은 4.13.1.4 (1)에 규정된 설계 인장강도를 초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받는 이음판의 설계 단면력은 다음의 설계 압축강도 R_r 을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s \quad (4.12.37)$$

여기서,

ϕ_c = 압축에 대한 강도저항계수

F_y = 이음판의 항복강도(MPa)

A_s = 이음판의 전 단면적

플랜지의 볼트이음은 플랜지의 설계 단면력에 대해 마찰 연결로 설계해야 한다.

플랜지 볼트이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계 단면력은 사용하중 조합에 의한 설계응력, F_s 에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다. 여기서, F_s 는 다음과 같다.

여기서, F_s 는 다음과 같다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h} \quad (4.12.38)$$

여기서,

f_s = 사용하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 검토대상 플랜지 두께에서의 휨응력

R_h = 4.10.1.10에 규정된 응력감소계수

끼움재가 필요한 경우에는 4.12.1.5의 규정을 적용해야 한다.

4.12.2.2 용접이음

용접이음의 설계나 세부사항은 명시된 사항 또는 도로교표준시방서(2013)와 AWS D1.5의 규정을 따른다. 용접이음은 규정된 설계모멘트, 설계전단력 혹은 설계축방향력에 저항하도록 설계해야 한다. 인장과 압축부재는 완전용입맞대기용접으로 이어질 수 있는데, 이 때 이음판을 사용하지 않아도 된다. 현장 용접이음은 가능한 한 위보기자세를 피하도록 설계해야 한다. 서로 다른 쪽을 갖는 부재에 대한 맞대기용접이음은 그림 4.12.1에서와 같은 대칭인 변화부를 가져야 한다. 계약서에는 서로 다른 두께의 맞대기 용접 이음부의 오프셋 표면 기울기가 1/2.5 이하가 되도록 규정해야 한다.

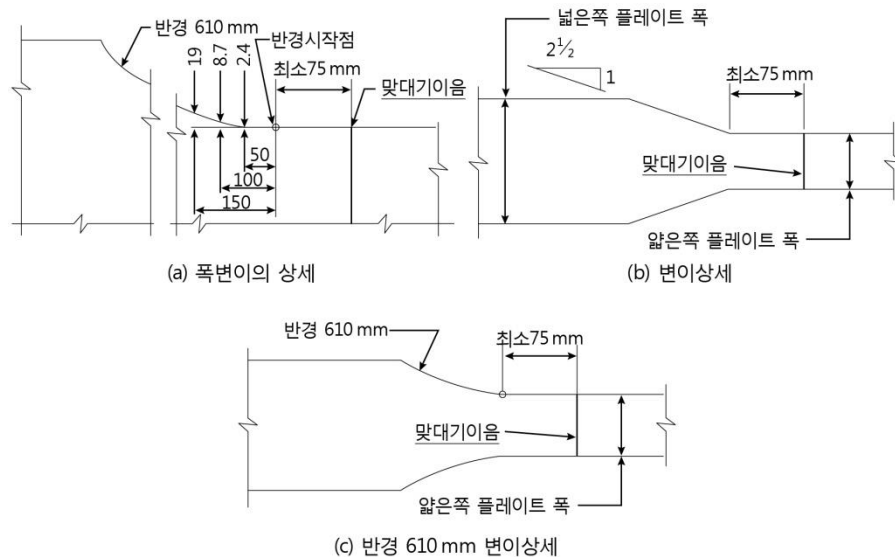


그림 4.12.1 이음부 상세

4.13 강재 바닥판

4.13.1 적용 범위

이 절은, 연직하중을 받는 강재 또는 강재와 콘크리트 조합의 교량 바닥판과 바닥틀의 해석 및 설계의 조항을 포함한다. 바닥판과 지지구조물은 연속구조로 하는 것이 바람직하다. 기술적으로 가능한 경우에는 바닥판과 그 지지구조물을 합성시키는 것이 좋다.

4.13.2 일반적인 설계규정

4.13.2.1 상호작용

바닥판은 특별한 사유가 없는 한 바닥판을 지지하는 부재들과 합성시킨다. 합성되지 않은 바닥판

이 지지부재와 수직으로 분리되는 것을 막기 위해 지지 부재와 연결시켜야한다. 바닥판과 지지 부재 사이의 전단연결재와 다른 연결재들은, 완전합성작용을 가정하여 설계해야 한다. 전단연결부의 상세 설계는 4.10.10의 적용조항을 만족해야 한다. 바닥판과 부대시설 또는 바닥판과 다른 구조 요소 사이에 작용하는 힘의 영향도 설계시 고려해야 한다.

4.13.2.2 바닥판 배수

바닥판 상면의 횡구배와 종구배는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 2.6.6의 적용규정을 따른다. 바닥판 설계 시 배수 공간의 구조적 영향을 고려해야 한다.

4.13.2.3 콘크리트 부대시설

발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다. 바닥판 설계 시 부대시설의 구조적 역할은 4.13.3.1에 따라 고려한다.

4.13.2.4 단부 지지

단부의 끝부분이 윤하중을 지지하도록 설계되지 않은 경우에는 단부보를 두어 보강해야 한다.
바닥판과 일체가 아닌 단부보는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.14.6.1 (4)의 조항에 따른다.

4.13.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집

현장치기 콘크리트와 합성으로 거동하지 못하는 존치거푸집은 캔틸레버부에는 사용하지 않는다.

4.13.3 한계상태

4.13.3.1 한계상태

바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계시 고려할 수 있으며, 저항강도나 극한하중 한계상태에 대해서는 고려하지 않는다.

도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.14.6.2의 경험적 설계규정을 만족시키는 바닥판은 사용성, 피로, 파괴와 극한한계상태의 요구를 모두 만족하는 것으로 가정할 수 있으며, 4.13.3의 다른 조항은 만족할 필요가 없다.

4.13.3.2 사용한계상태

사용한계상태에서는 바닥구조와 바닥틀을 전체 탄성 구조로 해석하고 제3장, 제4장의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

바닥판의 과도한 변형과 처짐을 설계시 고려해야 한다. 충격계수를 고려한 설계트럭하중 작용시 직교 이방성 강바닥판의 허용처짐량은 다음과 같다.

- 강바닥판 위의 차량 하중 지간/300
- 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중 지간/1000
- 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중(인접 가로보간의 극대상대처짐) 2.5 mm

4.13.3.3 피로와 파괴한계상태

강재 격자와 강바닥판은 4.13.5의 조항을 따른다.

4.13.3.4 극한한계상태

극한한계상태에서는 바닥판과 바닥틀을 탄성구조 또는 비탄성 구조로 해석할 수 있고 제 3장, 제 4장의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

4.13.3.5 극단상황한계상태

바닥판은 차량하중과 난간에 작용하는 하중으로부터 전달되는 힘에 대하여 설계해야 한다.

4.13.4 해석

4.13.4.1 해석방법

도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.2에 기술된 해석의 근사적 탄성방법이나, 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.11.2에 기술된 개선된 방법 또는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 6.14.6에 기술된 콘크리트 슬래브의 경험적 설계는 4.13.3에 허용된 다양한 한계상태에 대하여 적용될 수 있다.

4.13.4.2 하중

하중, 하중 위치, 타이어 접지 면적 그리고 하중 조합은 제2장의 조항에 따른다.

4.13.5 강재 바닥판

4.13.5.1 일반사항

강재 바닥판은 제4장의 규정을 만족하도록 설계해야 하며, 차륜 접지면적은 2.4의 규정에 따라 결정된다.

4.13.5.2 강재 격자형 바닥판

(1) 일반사항

격자형 바닥판은 보, 세로보 또는 가로보 사이에 걸쳐있는 주부재와 이 주부재 사이를 서로 연결시켜주는 2차부재로 구성되어있다. 주부재와 2차부재는 직사각형 또는 대각선의 형태로 견고하게 서로 연결된다.

하중의 영향은 아래의 방법 중의 하나를 이용하여 결정할 수 있다.

- ① 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.2에 제시된 근사해법
- ② 직교이방성 판이론
- ③ 등가 격자구조
- ④ 바닥판의 성능이 기술적 증거들에 의해 충분히 입증되는 경우, 제작자가 제시한 설계보조 자료의 사용

완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판을 직교이방성판 또는 등가 격자형으로 해석하기 위해 모델링하는 경우, 휨강성 및 비틂강성은 입증된 다른 근사해법이나 물리적 실험에 의해 얻을 수 있다.

이러한 근사해법 중의 하나는 환산 단면에 기초를 두고 있다. 격자요소와 콘크리트 사이의 합성작용을 증가시키기 위하여, 톱니 또는 요철 모양의 돌기, 표면 모래코팅, 기타 다른 적당한 장치를 포함한 전단 전달장치를 사용할 수 있다.

만일 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 바닥판이 설계상 이들을 지지하고 있는 부재와 일체로 작용하는 경우, 합성단면에서 슬래브의 유효폭은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교

량편 4.6.7.2의 규정을 따른다.

(2) 개단면 격자형 바닥틀

개단면 격자형 바닥틀은 용접이나 볼트 등으로 주부재에 연결시킴으로써 지지하고 있는 부재와 연결된다. 용접을 하는 경우, 주부재의 일방향으로 75 mm 길이 용접을 하거나 혹은 양방향 40 mm 용접을 한다.

저축되는 조항이 없으면, 개단면 격자형 바닥틀은 상세 범주 "E" 용접으로 간주되며, 4.6의 규정이 적용된다.

차량하중에 직접 노출된 개단면 격자형 바닥틀의 끝 또는 단부는 마감봉 혹은 다른 효과적인 방법으로 지지한다.

(3) 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판

① 일반사항

이러한 바닥판들은 콘크리트가 완전히 또는 부분적으로 채워진 강재 격자형으로 구성된다. 4.13.5.2 (1)은 완전히 채워진 또는 부분적으로 채워진 격자형 바닥판에 적용된다.

가능하다면, 40 mm 두께의 구조적 덧댐이 요구된다.

두 면 사이에서 전단을 전달하기 위해 완전히 채워지거나 또는 부분적으로 채워진 격자형 바닥판은 용접이나 전달 연결재에 의하여 지지하고 있는 부재에 부착된다.

② 설계요구사항

콘크리트 채움재의 무게는 바닥판의 강재 부분이 지지한다고 가정한다. 변동 하중과 상시 하중은 합성 작용을 하는 격자봉과 콘크리트가 지지한다고 가정한다. 구조적 덧댐 부분은 합성형 바닥판의 구조적 일부분으로 작용한다고 본다.

③ 피로와 파괴한계상태

완전히 채워진 격자형 바닥판의 경우, 강재격자 요소들 간의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 된다.

부분적으로 채워진 격자형 바닥판의 경우, 콘크리트로 채워진 강재격자 부분의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 되지만, 콘크리트로 채워지지 않은 강재격자 요소들 간의 내부 연결 용접은, 반대 근거가 제시되지 않는 한, 상세범주 "E" 용접에 속하는 것으로 간주한다.

(4) 철근콘크리트 슬래브와 합성된 채워지지 않은 격자형 바닥판

① 일반사항

채워지지 않은 격자형 합성 바닥틀은 4.13.5.2 (1)의 요구조항을 따르는 채워지지 않은 강재 격자형 구조체로 구성되며, 이는 채워지지 않은 강재 바닥판 위에 철근콘크리트 슬래브가 놓이는 형태를 갖는다. 전단연결재 또는 다른 유효한 방법을 사용하여 접촉면 사이에서 전단의 수평 및 수직 성분에 저항할 수 있어야 콘크리트 슬래브와 격자형 바닥판의 합성작용이 보장된다.

격자형 바닥판과 지지부재와의 합성작용은 역학적으로 전단연결재에 의해 보장된다.

다른 규정이 없다면 4.13.5.2 (2)의 규정이 적용된다.

이러한 바닥판에서 불연속부분 및 시공 이음부는 최소화해야 한다.

② 설계

콘크리트 슬래브의 설계는 제 3장의 규정을 따르며, 여기서 각 주응력 방향으로 한 층의 철근을 배열하는 조항은 예외로 한다.

콘크리트 슬래브와 강재 격자 구조 간의 접촉면은 4.10.10를 만족해야 한다.

③ 피로한계상태

4.13.5.2 (2)의 피로 조항이 적용된다. 응력범위의 계산 시 합성 철근콘크리트 슬래브도 포함된다.

4.13.5.3 직교이방성 강재바닥판

(1) 일반사항

직교이방성 강바닥판은 세로리브와 가로보에 의해 지지되고 보강되는 바닥판으로 구성된다. 이 때 바닥판은 세로리브와 가로보의 플랜지로 작용하는 동시에 거더의 플랜지로도 작용한다. 보수·보강 시, 직교이방성 바닥판이 이미 존재하는 가로보에 의해 지지되고 있는 경우에는 비록 가로보의 설계 시에 합성작용이 무시되었다고 할지라도, 가로보와 바닥판 사이의 연결은 완전히 일체가 되도록 설계해야 한다. 실제로 가로보와 거더사이의 합성작용을 증가시키는 적절한 연결이 요구된다.

(2) 차륜의 분포하중

바닥판에 작용하는 차륜하중은 접지 면적으로부터 바닥판의 중립면까지 모든 방향으로 45° 의 분포를 갖는다고 가정한다. 타이어의 접촉면은 2.4에 제시한 바와 같다.

(3) 포장

포장은 전체 직교이방성 바닥판 구조의 한 부분으로 취급되며, 바닥판의 상부에 접착해야 한다. 포장의 구조적 성질 및 접착성이 섭씨 -30° 에서 50° 범위에서 만족스럽게 작용한다면, 포장이 직교이방성 바닥판 부재들의 강성에 미치는 영향을 고려할 수도 있다. 만일 포장의 강성에 대한 영향을 설계에서 고려하는 경우, 요구되는 포장의 성질을 공사 계약서에 명시해야 한다. 예상되는 극한 사용온도 하에서 포장의 성질에 대한 고려와 함께 바닥판과 포장의 접촉면에서 또는 포장 내에서 하중의 영향을 검토해야 한다.

포장과 바닥판 사이의 장기적 합성거동은 정적 및 주기반복 하중시험을 통하여 입증해야 한다. 포장 자체와 포장의 바닥판 접착에 대한 설계를 하는 경우, 바닥판이 합성으로 설계되었든지 아니든지에 상관없이 포장이 바닥판과 합성으로 거동한다고 가정한다.

(4) 세부해석

직교이방성 바닥판에 있어서 하중의 영향은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 제 4장에서 규정된 등가 격자법, 유한대판법 또는 유한요소법과 같은 탄성해석에 의해 결정할 수 있다.

(5) 근사해석

① 유효폭

세로 리브와 같이 거동하는 바닥판의 유효폭은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 4.6.7.5에 따라 결정된다.

② 개단면 리브를 갖는 바닥판

세로 리브는 가로보에 의해 지지되는 연속보로 해석될 수 있다.

지간이 4,500 mm를 넘지 않는 리브의 경우, 하나의 리브에 작용하는 차륜하중은 리브들에 의해 고정지지 되는 연속 바닥판의 반력으로 구할 수 있다. 지간이 4,500 mm 이상인 경우, 차륜하중의 횡분배에 대한 리브 유연성의 영향은 탄성해석에 의해 구할 수 있다.

리브의 지간이 3,000 mm를 넘지 않는 경우, 하중의 영향을 계산하는 과정에서 가로보의

유연성을 고려해야 한다.

피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로부터 구한다.

③ 폐단면 리브를 갖는 바닥판

폐단면 리브가 있는 바닥판을 해석하기 위하여, 어느 정도 경험에 바탕을 둔 Pelikan- Esslinger 방법을 사용할 수 있다. 피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로 구한다. 지간이 6000 mm 보다 작은 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는, 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 무시하고, 오직 한 리브 위에 차륜하중을 재하시켜 계산할 수 있다.

지간이 6000 mm 이상의 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 고려하여 적절히 보정해 주어야 한다.

(6) 설계

① 국부적인 효과와 전체적인 효과의 중첩

바닥판의 최대 하중효과를 계산하기 위해서, 국부적인 효과와 전체적인 효과의 조합을 4.13.3에 따라 결정해야 한다.

② 한계상태

직교이방성 바닥판은 다른 규정이 없으면, 모든 적용 가능한 한계상태에 대한 제 4장의 규정들에 따라 설계한다.

사용한계상태에서, 바닥판은 4.13.3.2의 규정을 만족해야 한다.

국부 하중효과와 전체 하중효과의 조합에 대한 극한한계상태는 4.13.3의 규정이 적용된다. 직교 이방성판의 좌굴 효과는 극한한계상태에 대하여 검토해야 하며, 좌굴을 제어할 수 없는 경우, 직교 이방성판의 저항은 단면의 어느 위치에서 항복강도에 도달하는 것에 근거한다.

피로한계상태에서, 하중으로 유발된 피로에 대해 4.6.1.2의 내용과 표 4.6.1이 적용되며, 4.13.5.3 (7)의 세부 요구조건들과 함께 4.6.1.3 (3)의 조항들이 뒤트림에 의해 유발된 피로 (distorsion-included-fatigue)로 유발된 피로를 받는 요소에 적용된다.

(7) 세부 요구조건

① 판의 최소두께

바닥판의 최소두께 t 는 세로리브내에 설치하는 벌크헤드 플레이트의 유무에 따라 다음 값 이상이어야 한다.

(가) 벌크헤드 플레이트를 설치하지 않고 연성포장을 사용하는 경우

연성포장 40 mm 두께 이하 사용시 $t \geq 18 \text{ mm}$

(나) 벌크헤드 플레이트를 설치한 경우

그림 4.13.1과 같은 표준 단면에 벌크헤드 플레이트를 설치한 경우에는 $t \geq 14 \text{ mm}$ 를 사용한다. 표준 단면이 아닌 단면에 벌크헤드 플레이트를 설치한 경우에는 4.13.5.3 (8)

②의 규정을 따라 피로취약부에 대한 합리적인 해석 또는 실험 검증을 한다.

② 폐단면 리브

폐단면 리브의 내부는 다음과 같이 밀봉해야 한다.

(가) 리브와 바닥판 접촉부의 연속용접

(나) 용접된 리브 덧판 부위의 용접

(다) 다이어프램 부위에서 리브 끝단의 용접

폐단면 리브의 웨브와 바닥판 사이에서 80 % 부분관통용접이 허용된다.

③ 세로리브의 다이아프램(벌크헤드 플레이트)

바닥판 시스템의 피로 성능 향상 및 내하력 향상을 위해서 가로 리브와 교차하는 위치의 세로리브 내부에 아래 그림과 같이 다이아프램(벌크헤드 플레이트)를 설치 한다. 다이아프램의 상부 형상은 직선으로 하여 용접 없이 바닥판과 접촉할 수 있도록 하고, 하부는 R = 110의 곡률을 준다.

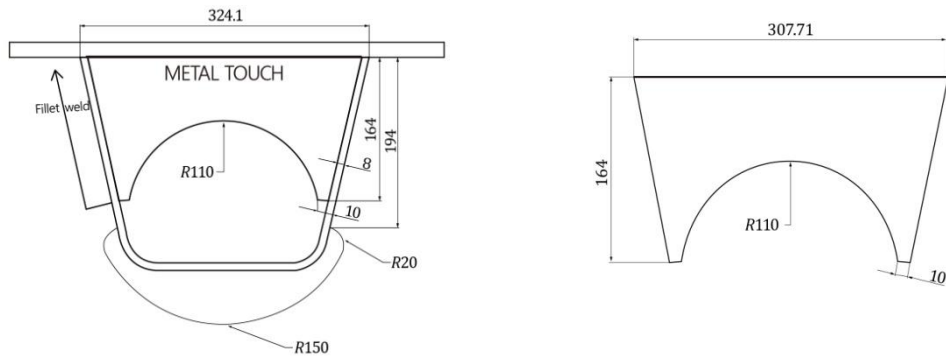


그림 4.13.1 세로리브 다이아프램(벌크헤드 플레이트) 사례

④ 가로리브

(가) 가로리브는 일반적으로 강바닥판을 상부플랜지로 하여 웨브 및 하부플랜지로 구성된 I형 단면으로 한다.

(나) 하부플랜지는 세로보에 완전용입그루브용접으로 접합하는 것으로 한다.

(다) 가로리브는 강바닥판에 대해서 수직으로 연결하는 것을 원칙으로 한다 (그림 4.13.2참조).

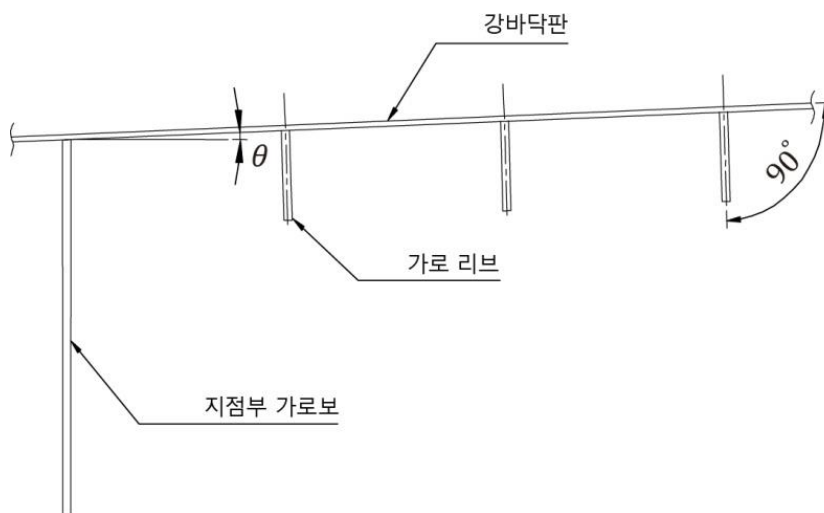


그림 4.13.2 가로리브의 설치각도

⑤ 스캘럽 형상

가로리브와 세로리브의 교차부에서는 슬롯(스캘럽)을 설치하도록 한다. 그림 4.13.3의 (a) 과 (b)에 교차부에서의 슬롯 형상의 예를 나타내었다. 그림 4.13.3 (a) 형상은 종래의 슬롯

형상 예를 보여주고, 그림 4.13.3 (b)에는 피로에 대한 성능을 향상시키기 위해 개선된 슬롯 형상 예를 보여준다. 두 경우 모두 슬롯의 시작점(세로리브와 가로리브의 교차점, 그림에서 A)은 동일하게 한다.

직교 이방성 강바닥판의 표준 단면 상세 및 표준 단면을 사용하지 않는 경우의 단면상세를 결정하는 방법을 각각 4.13.5.3 (8) ①과 4.13.5.3 (8) ②에 수록하였다.

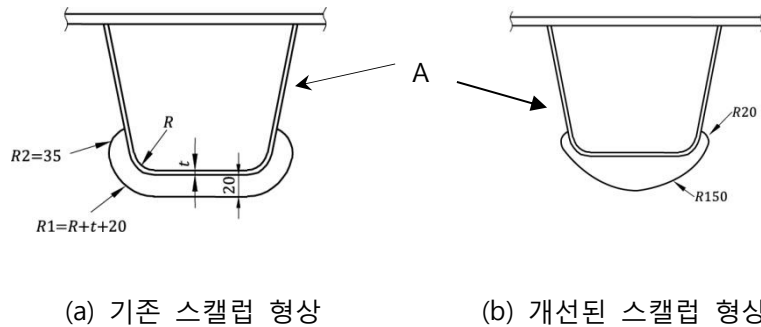


그림 4.13.3 폐단면 세로리브의 슬롯 형상

⑥ 직교이방성 판에서 금지된 용접

부착물, 설비 지지대, 계단 손잡이 혹은 전단연결재 등을 바닥판이나 리브에 용접하는 것은 허용되지 않는다.

⑦ 바닥판과 리브의 상세규정

표 4.6.1에 나타난 상세규정을 적용하여, 바닥판과 리브의 덧판을 고강도 볼트로 단단히 연결하거나 용접으로 연결해야 한다. 리브를 가로보 웹의 홈을 지나도록 연속적으로 설치하고 상세부에 대해서는 다음 제작규정을 따라야 한다.

(가) 가로보 웹의 절단 금지

(나) 용접시에는 돌림용접 사용

(다) 그라인딩에 의한 표면 다듬기

(라) 리브 하단까지 내부 다이아프램을 연결하지 않은 경우에는 최소 25 mm 확보

(8) 직교이방성 강바닥판 표준 단면

① 표준 단면상세

- 인접한 가로 리브간의 간격은 3,000 mm를, 높이는 500 mm를, 두께는 14 mm를 갖는다. 단, 케이블이 연결되는 위치에는 높이가 500 mm 이상인 가로보를 설치한다.
- 폐단면 세로리브는 두께 8 mm를 갖고 그 형상은 그림 4.13.4와 같다.
- 바닥판은 두께 14 mm를 갖는다.
- 폐단면 세로리브내에는 가로 리브와 같은 두께(표준단면의 경우 14 mm)를 갖는 벌크 헤드 플레이트를 가로 리브 위치에 그림 4.13.1과 같이 용접한다. 단, 벌크헤드 플레이트와 바닥판 하부 사이에는 용접을 하지 않는다.
- 슬롯(스캐럽)은 그림 4.13.1 또는 그림 4.13.3(b)의 형상을 사용한다. 스캐럽의 곡률은 $R = 20 \text{ mm}$ 에서 시작하여 $R = 150 \text{ mm}$ 의 곡률을 갖도록 한다.

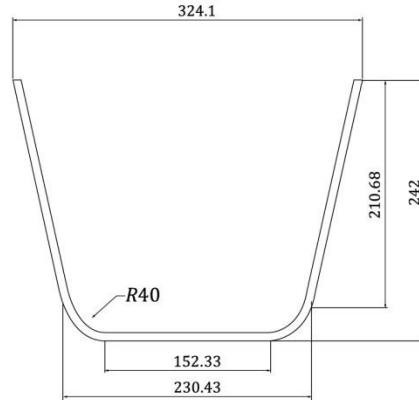


그림 4.13.4 폐단면 세로리브 형상

② 표준 단면을 사용하지 않는 경우

표준 단면 상세를 사용하지 않는 경우에는 다음과 같은 상세 해석이나 실험을 통해 단면 상세를 결정할 수 있다.

(가) 피로트럭하중

피로트럭하중을 1개 차로에 재하한다. 전륜, 중륜, 후륜 하나당 적용하중과 접지면적은 표 4.13.1과 같다(충격 계수는 1.15를 사용하고 피로한계상태 하중계수는 0.75를 사용한다.). 전륜, 중륜, 후륜과 전체하중 각각에 대해 가장 불리한 경우만을 고려한다.

(나) 피로 취약부 - 상세구조해석을 이용하는 경우

가장 불리한 하중을 적용하여 상세구조해석을 수행하고, 그림 4.13.5의 피로 취약부에 대해 검토한다. 피로 취약부는 $0.5t \times 0.5t$ 이하의 요소로 모델링 한다. 여기서, t 는 모델링하는 부재의 두께이다

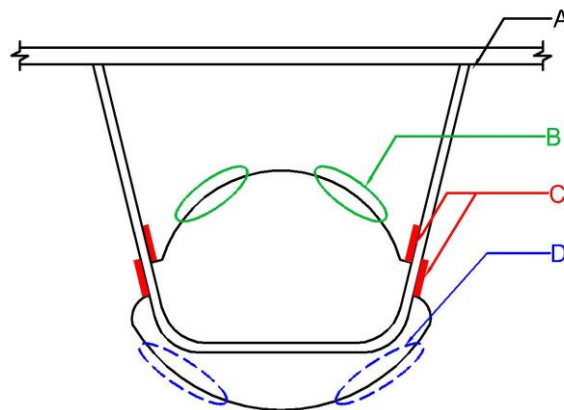


그림 4.13.5 피로취약부

- 바닥판과 세로리브, 가로리브간의 용접부(그림 4.13.5의 A 부분)
바닥판과 세로리브, 가로리브간의 용접부는 상세범주 E에 해당한다. 이 부분에서는 세로리브와 수직인 방향(횡방향)의 공칭응력값의 차이가 15.5 MPa 이하가 되어야 한다.
- 벌크헤드플레이트 하부 곡률부(그림 4.13.5의 B 부분)

세로 중심선을 기준으로 벌크헤드 플레이트의 양쪽 곡률부 중의 한 군데에서 최대 주응력이 발생한다. 이 부분은 상세범주 A에 해당하며 이 때 공칭최대주응력의 차이값은 82.5 MPa 이하가 되어야 한다.

- 세로리브와 가로 리브간의 용접부와 세로리브와 벌크헤드플레이트간 용접부(그림 4.13.5의 C 부분)

세로리브와 가로 리브간 용접부와 세로리브와 벌크헤드플레이트간 용접부는 상세범주 C에 해당한다. 이 부분에서는 세로리브와 수직한 방향의 공칭응력값의 차이가 34.5 MPa 이하가 되어야 한다.

- 스캘럽부(그림 4.13.5의 D 부분 - 점선으로 표시)

세로 중심선을 기준으로 양쪽 곡률부 중의 한 군데에서 스캘럽부의 최대 주응력이 발생한다. 이 부분은 상세범주 B에 해당하며 이 때 공칭최대주응력의 차이값은 55.0 MPa 이하가 되어야 한다.

(다) 균열 취약부 - 피로 실험을 이용하는 경우

가장 불리한 적용 하중에 대해 다음과 같은 방법으로 피로 취약부에 대해 검토한다.

- 하중폭(최대하중과 최소하중의 차이값) 결정

피로 실험을 수행할 때 가해주는 하중폭은 4.13.5.3 (8) ② (나)에 표시된 각각의 피로 취약부에서 표 4.6.5에 명기한 무한수명 공칭피로강도를 초과하는 응력범위가 발생하도록 적절하게 선정한다. 이 때 표 4.13.1에 기술한 하중 중에서 가장 불리한 하중을 찾아 해당하는 접지면적을 통해 구조물에 반복 재하한다.

- 피로성능 결정

가해진 하중에 대하여 피로 균열이 발생하는 반복 횟수를 관찰하고, 그 결과를 그림 4.6.1에 도시한 S-N 선도상에 그려 해당하는 상세의 곡선보다 위쪽에 있는 경우 소요 피로강도가 확보된 것으로 판단할 수 있다.

- 공칭응력 측정을 위한 게이지 부착위치

피로강도 산정은 공칭응력값의 범위에 의존한다. 공칭응력값은 구조물의 단면이 급격하게 변화하거나(예, 스캘럽부) 용접으로 인해 구조 요소가 결합된 부분에서부터 일정 거리 떨어진 지점(주로 구조 요소의 두께)에서 측정된 값으로 한다.

(라) 공칭응력 산정 방법의 예

- 용접부(그림 4.13.5의 C부분)

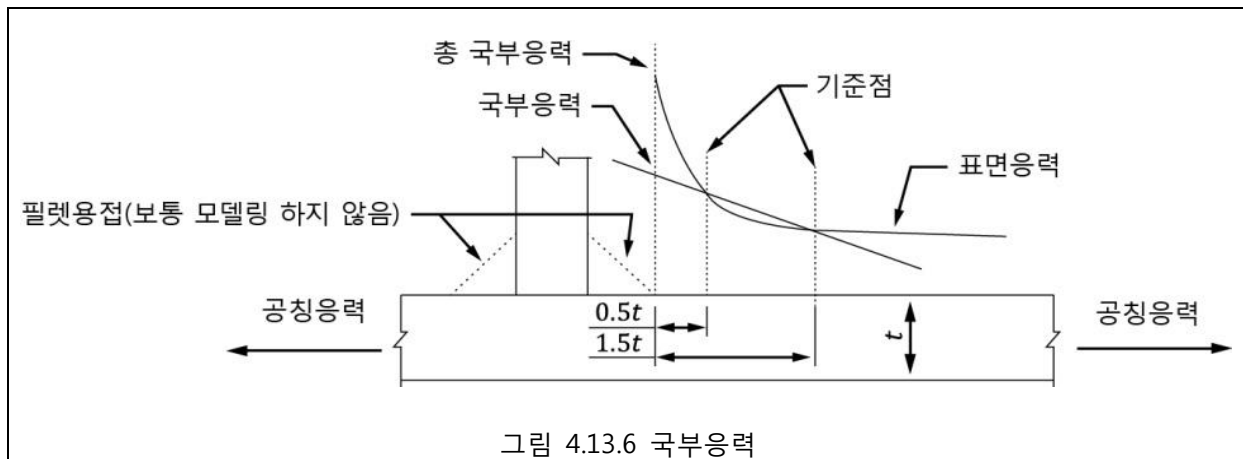
피로설계시 공칭피로저항과의 비교를 위해 국부응력을 사용한다. 용접접합부에서의 국부응력은 용접지단부에 대해 수직방향으로 측정되어야 하고, 그림 4.13.6에 도시된 것과 같이 유한요소모델에서의 기준점과 외삽법을 이용해 결정한다. 기준점은 용접지단부로부터 수직으로 각각 0.5t 와 1.5t 만큼 떨어진 표면에 위치하며, 이 때 국부응력 f_{lss} 는 다음의 식을 이용하여 결정된다.

$$f_{lss} = 1.5f_{0.5} - 0.50f_{1.5} \quad (4.13.1)$$

여기서,

$f_{0.5}$ = 용접지단부로부터 0.5t 만큼 떨어진 곳의 응력

$f_{1.5}$ = 용접지단부로부터 1.5t 만큼 떨어진 곳의 응력



- 불연속부(그림 4.13.5의 B, D 부분)
불연속부에서의 공칭응력은 불연속부에서 부재의 두께만큼 들어온 내측지점에서 측정된 응력값 또는 해석값을 사용한다.

표 4.13.1 피로트럭하중의 크기와 접지면적

	전 른	중 른	후 른
적 용 하 중	19.2 kN	54 kN	76.8 kN
접 지 면 적	103 mm*258 mm	173 mm*433 mm	206 mm*516 mm

4.14 강재주탑

4.14.1 일반사항

이 절에서 언급되지 않은 사항은, 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 - 6.9 압축부재를 따른다.

4.14.2 주탑의 좌굴검토

주탑의 교축직각방향에 대한 세장비는 주탑의 교축방향에 대한 세장비보다 작도록 식 (4.14.1)을 만족하도록 한다. 이는 주탑의 교축직각방향에 대한 주탑 면내의 전체좌굴하중은 주탑의 교축방향에 대한 주탑 면외의 전체좌굴하중보다 크도록 설계하기 위함이다.

$$\frac{l_e}{r_x} < \frac{0.7h}{r_y} \quad (4.14.1)$$

여기서,

l_e = 주탑의 교축직각방향에 대한 유효좌굴길이

h = 주탑높이

r_x = 주탑의 교축직각방향 평균단면2차반경

r_y = 주탑의 교축방향 평균단면2차반경

제 5 장

케이블 구조

목 차

제5장 케이블 구조	5-1
5.1 적용 범위	5-1
5.2 용어	5-1
5.3 기호	5-2
5.4 재료	5-2
5.4.1 설계계산에 사용하는 물리상수	5-2
5.4.2 케이블 재료	5-3
5.5 한계상태	5-4
5.5.1 설계방법 일반	5-4
5.5.2 사용한계상태	5-4
5.5.3 피로한계상태	5-5
5.5.4 극한한계상태	5-5
5.5.5 극단상황한계상태	5-6
5.6 부재일반	5-6
5.6.1 현수교용 케이블	5-6
5.6.2 사장교용 케이블	5-7
5.7 케이블 연결상세	5-7
5.7.1 현수교 시스템	5-7
5.7.2 사장교 시스템	5-8
5.8 케이블 교체 및 파단	5-9
5.8.1 케이블 교체	5-9
5.8.2 케이블 파단	5-9

제 5 장 케이블 구조

5.1 적용 범위

이 장에서는 케이블로 지지되는 장대교량에 사용되는 케이블 및 케이블 연결부재와 케이블의 정착에 적용되는 구성요소에 관한 설계규정을 다룬다.

5.2 용어

공칭인장강도(*GUTS*)

보증극한 인장강도(guaranteed ultimate tensile strength)를 의미한다. 평행소선케이블과 평행연선케이블의 공칭인장강도는 소선 또는 연선 단위의 공칭인장강도의 합이다. 반면, 다층연선케이블의 공칭인장강도는 소선의 공칭인장강도의 합으로 구할 수 없으며 인장시험 또는 과거의 경험값에 의해 결정된다. 즉, 다층연선케이블의 공칭인장강도는 실측인장강도와 같다.

실측인장강도(*AUTS*)

시험체를 직접 인장시험하여 얻은 극한인장강도(actual ultimate tensile strength)를 의미한다.

선재(*wire rod*)

소선 및 연선의 원재료가 되는 제품을 말한다.

소선(*wire*)

선재를 선선하여 단일가닥으로 만든 제품이다. KS 규격에서는 이를 ‘강선’ 또는 ‘와이어’로 부르나 이 설계기준에서는 케이블을 구성하는 각 재료의 역할을 분명히 구분하고, 향후 강재가 아닌 재료를 사용하는 경우에 대비하여 ‘소선’을 사용한다.

연선(*strand*)

소선을 모아 합쳐서 구성한 제품이다. KS 규격에서는 이를 ‘강연선’ 또는 ‘스트랜드’로 부르나 소선과 동일한 맥락에서 ‘연선’을 사용한다.

HDPE

고밀도 폴리에틸렌(high density polyethylene)을 말한다.

평행강선케이블

평행소선케이블과 평행연선케이블을 통칭한 것이다.

평행소선케이블(*parallel wire cable, PWC*)

주인장재를 소선으로만 구성한 케이블이다. 보통 도금된 소선을 수밀성 외피로 감싸서 구성하고, 외피와 소선 사이에 적절한 충전재를 주입하기도 한다. 다만, 이 형식을 현수교에 적용하는 경우에는 수밀성 외피를 두지 않기도 한다. 기존의 PWS 형식이 이에 속한다.

평행연선케이블(*parallel strand cable, PSC*)

개별 정착된 연선을 여러 개 묶어서 구성한 케이블이다. 연선의 부식방지층은 도금과 개별피복으로 구성되는 것이 일반적이며, 이를 ‘개별피복 다연선케이블(individually sheathed multi-strand cable)’이라 한다. 또한, 개별피복 대신에 적절한 덕트형 외피로 감싼 후 충전재 또는 공기를 주입하기도 하며, 이를 ‘덕트형 다연선케이블(ducted multi-strand cable)’이라 한다. 기존의 MS(multiple strand) 형식이 이에 속한다.

다층연선케이블(*multi-layered-strand cable, MLS*)

하나의 소선을 중심으로 여러 소선을 나선형으로 감아 다층을 형성한 케이블로서, 록코일(locked coil) 케이블이 이 형식에 속한다. 이 케이블에는 별도의 수밀성 외피 없이 페인트 등

으로 표면을 처리하여 수시로 관리하는 '표면코팅 형식'과 수밀성 외피가 있는 '외피 형식'이 있다.

스트랜드로프(strand rope)

스트랜드를 꼬아 만든 로프로, 최근에는 심을 이루는 스트랜드가 외층 스트랜드의 홈 사이에 들어가도록 제작된 CFRC(center fit rope core) 로프를 주로 사용한다.

스파이럴로프(spiral rope)

심선 주변에 여러 층의 소선을 꼬아 만든 것으로 넓은 의미로는 LCR(locked coil rope)을 포함 하지만, 좁은 의미로는 동근 소선만으로 구성된 것이다. 동근 소선의 스파이럴로프를 중심에 배치하고 이형선을 1층씩 역방향으로 2 ~ 5층을 교대로 배치한 것이 LCR이다.

A/S(Air Spinning) 공법

현수교 주케이블을 가설하는 대표적인 공법으로 양쪽 앵커리지지에 고정된 스트랜드 슈에 소선을 반복해서 감아 1본의 스트랜드를 만든 후, 이 스트랜드를 수십 본 다발지어 주케이블로 만든다.

PWS(parallel wire strand) 공법

현수교의 주케이블 가설공법의 하나로 A/S 공법과 달리 1본의 스트랜드를 미리 공장에서 제작하여 반입하고 이 스트랜드를 수십 본 다발지어 주케이블로 만드는 공법. 이 때 공장에서 제작하는 스트랜드가 PWS이다.

5.3 기호

f	행어의 2 차응력을 검토할 때의 행어 휨응력
f_N	행어의 2 차응력을 검토할 때의 행어 도입장력
θ_R	행어의 2 차응력을 검토할 때의 행어 꺾임각
$f_{p0.1k}$	소선의 0.1 % 오프셋(offset) 응력
F_{hULS}	행어의 극한한계상태의 계수하중
μ	새들 및 케이블밴드와 케이블 사이의 마찰계수
(Δf)	설계피로트럭 통과 시 발생하는 응력범위에 1.4 를 곱한 값
$(\Delta F)_n$	케이블 공칭피로강도
$(\Delta F)_{TH}$	케이블의 일정진폭 피로한계값(표 5.5.1)
N_{TH}	일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$)에 해당하는 응력범위 반복횟수(표 5.5.1)
N	케이블 설계수명 동안의 설계피로트럭의 통과로 인한 반복회수 = 365 일 x N_y x 1 cycle x $(ADTT)_{SL}$
DL	케이블 설계수명(년)
$ADTT$	일평균 트럭 교통량
$(ADTT)_{SL}$	일차선당 일평균 트럭 교통량

5.4 재료

5.4.1 설계계산에 사용하는 물리상수

(1) 일반사항

케이블용 재료는 원칙적으로 도로교설계기준을 따르며, 이에 명시되어 있지 않은 사항은 '장대

교량용 케이블소재적용지침'을 따르도록 한다. 실험과 연구 등의 합리적인 방법에 의하여 입증된 경우에는 규정된 사항을 변경하여 적용할 수 있다.

(2) 탄성계수

설계계산에 사용하는 케이블 재료의 탄성계수 값은, 별도로 제작사의 제시값이 없는 경우에는 표 5.4.1의 값을 사용한다.

표 5.4.1 설계계산에 사용되는 케이블 재료의 탄성계수

종 류	탄성계수
스트랜드 로프의 탄성계수	1.3×10^5 MPa
스파이럴 로프(LCR)의 탄성계수	1.6×10^5 MPa
평행 강선 케이블의 탄성계수	2.0×10^5 MPa
평행연선 케이블의 탄성계수	1.95×10^5 MPa

(3) 설계인장강도

현수교의 주케이블, 행어 및 사장교의 케이블 설계강도 계산 시에는 공칭인장강도(GUTS)를 사용한다.

5.4.2 케이블 재료

(1) 케이블 재료

케이블지지교량에 사용되는 케이블 재료는 아래의 규격 또는 동등 이상의 규격을 따른다.

표 5.4.2 케이블 재료의 규격

규격		강재기호
KS D 3509	피아노선재	SWRS
KS D 3510	경강선	SW-A, SW-B, SW-C
KS D 3514	와이어 로프	-
KS D 3556	피아노선	PW-1, PW-2, PW-3
KS D 3559	경강선재	HSWR

(2) 기타 부속물

케이블지지교량에 쓰이는 특수구조재의 재료는 아래의 규격 또는 동등 이상의 규격을 따른다.

표 5.4.3 특수구조재 재료의 규격

구분	규격		강재기호	적용사례
구조용 강재	KS D 3503	일반구조용 압연강재	SS400	새들본체
	KS D 3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570	스페이서, 필러 플레이트, 새들저판,
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간압연강재	SMA400, SMA490, SMA570	스트랜드슈 지압판,

주단조품	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, HSB600, HSB800	링크슈, 베이스플레이트
	KS D 3752	기계구조용 탄소강재	SM45C, SM50C, SM55C	밴드볼트 및 너트, 스트랜드 슈 너트 및 와셔, 행어핀
	KS D 3867	기계구조용 합금강강재	SCM430, SCM435, SCM440, SNCM240, SNCM431	
	KS D 3723	특수볼트용 합금봉강	SNB 24-1, SNB 24-2, SNB 24-3, SNB 24-4, SNB 24-5	스트랜드슈 로드
	KS D 3706	스테인레스 봉강	STS410, STS416, STS431	행어핀, 링크슈핀
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC410, SC450, SC480	새들본체, 케이블밴드, 행어소켓, 스트랜드 슈 및 지압판
	KS D 4106	용접구조용 주강품	SCW410, SCW450, SCW480, SCW550	
	KS D 4104	고망간강 주강품	SCMnH1, SCMnH2, SCMnH3, SCMnH11,	스트랜드 슈

5.5 한계상태

5.5.1 설계방법 일반

케이블지지교량에서 주인장부재인 케이블 구조부재는 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태에서 요구되는 조건을 만족시켜야 한다.

5.5.2 사용한계상태

5.5.2.1 일반사항

케이블 부재는 일상적인 사용상태 아래에서 사용성을 만족하도록 설계되고 시공되어야 한다. 케이블 부재의 사용한계상태는 행어 및 사장교 경사 케이블의 진동과 휨변형에 대해 제한한 상태로 간주한다.

5.5.2.2 케이블 진동 및 휨응력

- (1) 케이블의 진동
현수교의 행어 및 사장교 케이블의 진동에 대해서는 8.8 을 따른다.
- (2) 케이블의 휨응력
현수교 행어와 사장교 케이블의 교축직각방향 휨변형에 의한 영향 검토는 각각 5.6.1.5 와 5.6.2.4 를 따른다.

5.5.3 피로한계상태

- (1) 케이블 부재의 피로는 표 2.4.1 에 제시된 피로한계상태조합과 2.6.3 에 규정된 피로설계트럭하중을 적용하여 검토한다. 피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량 $(ADTT)_{SL}$ 을 사용한다.
- (2) 케이블의 공칭피로강도는 다음과 같이 구한다.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (5.5.1)$$

여기서,

$$\gamma = 0.75 = \text{하중계수}$$

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH} \leq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$$

(Δf) = 피로설계트럭하중 통과 시 발생하는 응력범위에 1.4 를 곱한 값

$(\Delta F)_n$ = 공칭피로강도

$(\Delta F)_{TH}$ = 일정진폭 피로한계값(표 5.5.1)

N = 케이블 설계수명 동안의 피로설계트럭하중의 통과로 인한 반복회수
 $= 365(DL)(1.0)(ADTT)_{SL}$

N_{TH} = 일정진폭 피로한계값 $(\Delta F)_{TH}$ 에 해당하는 응력범위 반복횟수(표 5.5.1)

DL = 케이블 설계수명(년)

$(ADTT)_{SL}$ = 일차선당 일평균 트럭 교통량

표 5.5.1 일정진폭 피로한계값

케이블 종류	$N_{TH} (\times 10^6)$	$(\Delta F)_{TH} (\text{MPa})$
평행연선케이블(parallel strand cable) (1860 MPa)	2.34	133
평행소선케이블(parallel wire cable) (1770 MPa)	2.34	133
나선형 강봉(thread bar) (1050 MPa)	4.02	73

- (3) 현수교 주케이블은 피로에 대해 별도로 검토하지 않는다.

5.5.4 극한한계상태

5.5.4.1 일반 사항

케이블 부재는 목표하는 수명 동안 사용 중에 극한한계상태조합에 대하여 견딜 수 있어야 한다. 케이블 부재의 계수저항은 공칭인장강도 (GUTS)를 기준으로 한 공칭저항에 저항계수를 곱한 값으로 한다. 케이블 부재에 대한 목표신뢰도지수와 그에 상응하는 저항수정계수는 각각 1.4.6 (3), (4) 와 1.4.7.3 (4)을 따른다.

5.5.4.2 현수교 케이블

- (1) 주케이블
 주인장부재인 주케이블의 저항계수는 다음과 같다.
- 저항계수 : $\phi_{mem} = 0.72$

(2) 행어

행어의 저항계수는 다음과 같다.

- 행어 : $\phi_{mem} = 0.78$

5.5.4.3 사장교 케이블

주인장부재인 사장교 케이블의 저항계수는 다음과 같다. 여기서 휨변형을 고려하는 것은 정착부 편각을 갖는 케이블 피로시험이 '장대교량용 케이블소재 적용지침'에서 정하는 요구조건을 충족하는 경우에 해당한다.

- 저항계수 (휨변형을 고려하지 않은 피로시험) : $\phi_{mem} = 0.78$
- 저항계수 (휨변형을 고려한 피로시험) : $\phi_{mem} = 0.86$

5.5.5 극단상황한계상태

극단상황한계상태조합에 대한 검토에서 케이블 부재는 최소한의 피해를 허용하나 신속한 복구가 가능하여야 하며, 케이블 부재의 손상으로 인하여 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않아야 한다.

5.6 부재일반

5.6.1 현수교용 케이블

5.6.1.1 주케이블의 배열 및 구성

현수교 주케이블은 소선 한가닥씩 현장에서 배열하는 A/S 공법과 공장에서 사전제작된 평행소선 스트랜드를 시공하는 PWS 공법이 있으므로, 각 공법에 적합한 스트랜드 배열과 소선굵기를 계획하여야 한다.

별도로 스파이럴로프나 스트랜드로프를 주케이블로 구성하는 경우에는 케이블 밴드, 새들, 정착구에 걸쳐 스트랜드의 변형 및 과도한 응력집중이 발생하지 않도록 계획하여야 하며 방식 및 보호에 대한 적합한 조치가 병행되어야 한다.

5.6.1.2 행어의 종류 및 구성

현수교 행어로는 스트랜드로프, 스파이럴로프 및 PWS 가 주로 사용된다. 행어의 길이와 단면형태에 따라 진동이 발생할 수 있으므로 이에 대한 대책이 필요하다. 한 곳에 2 열 또는 그 이상의 병렬 행어를 설치할 경우 인접 행어 간의 영향으로 인한 진동에 대해 검토하여야 한다.

5.6.1.3 주케이블의 정착

주케이블의 각 스트랜드는 A/S 공법을 사용할 경우에는 스트랜드 슈에 의해 정착되며, PWS 공법을 사용할 경우에는 소켓에 의하여 정착된다. 각 공법별 적합한 정착장치를 계획하여 앵커리지와 연결될 수 있도록 해야 하며, 가설 시 장력 또는 길이조정이 가능한 구조로 계획하여야 한다.

5.6.1.4 행어의 정착

행어는 소켓에 의해 정착되며, 정착방법은 적용하는 행어의 소재특성을 반영하여 계획하여야 한다. 설계 시 고려한 제작 및 가설오차 이내로 설치하기 곤란한 상황을 대비하여 필요 시에는 행어 길이를 조정할 수 있는 구조로 계획하여야 한다.

5.6.1.5 행어의 휨변형에 의한 2차응력 검토

풍하중이나 활하중에 의해 주케이블과 보강형 사이에 변위 차이가 크게 발생할 경우, 행어의 끝단에서 큰 휨변형이 발생하므로 2차응력에 대한 검토가 필요하다.

5.6.1.6 주케이블의 방식

주케이블의 부식 방지를 위해서 적절한 방식 방안을 고려하여야 하며, 특히 밴드 부분, 새들 부분, 정착 부분의 방수에 대해 주의하여야 한다.

5.6.1.7 행어의 방식

행어의 부식 방지를 위해서는 행어의 종류에 적합한 방식을 계획하여야 한다.

5.6.2 사장교용 케이블

5.6.2.1 정착

각 정착 시스템과 그 채움재는 각 공급자의 고유한 특성과 재료를 사용하므로 공급자가 사양을 제공하며, 정착 시스템의 성능은 실물 시험을 통해 검증한다.

교량 설계 시 정착구의 설치, 인장작업과 점검을 위한 충분한 공간과 접근로를 확보하여야 한다.

정착부에는 가설 시 또는 완공 후의 장력 조정을 위한 별도의 조정장치를 설치하여야 한다.

5.6.2.2 방식

주케이블의 부식 방지를 위해서 이를 구성하는 개개의 강선 또는 강봉에 대한 방식방안과 주케이블의 표면에 대한 방식방안을 고려하여야 한다.

주케이블에는 가급적 복수 이상의 방식을 실시하여 완벽한 방식이 되도록 설계하여야 한다.

5.6.2.3 진동저감장치

시공 중 또는 공용 중에 발생할 수 있는 케이블의 진동을 제어하기 위해 진동저감장치를 설계하여야 한다. 진동저감장치를 설치한 후에는 현장에서 성능을 평가하여야 한다.

케이블의 진동으로 발생하는 횡방향 하중이나 휨응력이 정착구로 전달되지 않도록 가이드튜브 끝 부분에 고정장치(deviation-filtering system)를 설치하도록 한다.

5.6.2.4 케이블의 휨변형에 의한 2차응력 검토

사용한계상태의 하중조합에 의해 케이블에 교축직각방향의 변위가 크게 발생할 경우, 케이블 정착부에서 큰 휨변형이 발생하므로 2차응력에 대한 검토가 필요하다.

5.7 케이블 연결상세

5.7.1 현수교 시스템

5.7.1.1 새들(Saddle)

(1) 주케이블은 일반적으로 주탑 새들과 스플레이 새들을 통과한다. 새들의 설계 시에 주케이블에 미치는 측압의 영향을 고려하여야 한다. 측압에 대한 검토는 사용한계상태의 하중조합에 대해 검토한다.

(2) 새들을 통과하는 주케이블은 극한한계상태의 하중조합에서 미끄러지지 않아야 한다.

(3) 새들의 곡률반지름은 주케이블 지름의 8 배 이상으로 한다.

- (4) 새들은 와이어의 2 차응력이 최소화 되도록 계획하여야 하며, 새들의 입구는 케이블의 공용중 및 시공 시 발생하는 각변화를 수용할 수 있는 구조로 계획하여야 한다.

5.7.1.2 케이블 밴드(cable bands)

- (1) 행어는 케이블 밴드를 통해 주케이블에 연결된다. 케이블 밴드의 설계 시에 주케이블에 미치는 밴드 내압의 영향을 고려하여야 한다. 내압에 대한 검토는 사용한계상태의 하중조합에 대해 검토한다.
- (2) 주케이블 접선방향의 행어 분력은 밴드의 체결로 발생하는 주케이블과 밴드 사이의 마찰력으로 지지한다. 모든 극한한계상태조합에 대하여 케이블 밴드는 미끄러지지 않아야 한다.
- (3) 케이블밴드의 체결력은 극한한계상태조합에서 분리하려는 외력에 대해 저항하여야 하며, 유효압력을 유지하여야 한다.

5.7.1.3 스트랜드 슈(Strand Shoe)

- (1) 주케이블이 정착되는 스트랜드 슈의 반지름은 소선지름의 50배 이상으로 하여야 한다.
- (2) 스트랜드 슈의 로드에는 새그 조정시 인입하여야 하는 조정길이를 감안하여 계획하여야 한다.
- (3) 스트랜드 슈의 로드에는 앵커리지, 정착판의 설치상의 오차로 인한 로드에 휨응력이 발생할 수 있으므로, 발생오차가 소거될 수 있는 구조계획을 수립하여야 한다.

5.7.2 사장교 시스템

5.7.2.1 정착구(Anchorage)

케이블의 양단은 주탑 상단과 보강형에서 각각 정착구를 통해 교량 구조부재와 연결된다. 정착구는 케이블 시스템에 대한 역학적 요구성능을 만족하는 것이어야 하며 케이블의 장력 전달, 공용중에 케이블의 장력조정 및 교체가 가능하고 부식에 대해 내구성을 확보해야 한다.

5.7.2.2 새들(Saddle)

- (1) 일반
케이블 새들은 설계자가 주탑 설계와 함께 통합하여 설계하여야 한다. 새들의 상세는 5.8.1에 따른 교체와 5.8.2에 따른 파단을 고려하여 검토되어야 한다.
- (2) 케이블 곡률
새들에서 케이블이 하나의 스트랜드로 구성된 경우에 3 m 이상, 다수의 스트랜드로 구성된 경우에는 4 m 이상의 곡률반경을 가져야 한다. 다만, 새들 피로시험에 의하여 측압을 받는 케이블의 피로 저항능력이 검증된 경우에는 이보다 작은 값을 사용할 수 있다.
- (3) 하중전달과 미끄러짐
모든 사용한계상태조합과 극한한계상태조합에서, 새들과 그에 수반된 부재의 상세는 케이블의 미끄러짐과 프레팅(fretting)이 일어나지 않도록 한다. 이에 대한 검토 하중은, 새들을 통과하는 케이블에 발생한 최대 장력차이 값의 125 %로 한다.
- (4) 휨응력
새들을 통과하는 케이블 부재는 설계시에 곡률로 인한 휨응력을 반영하여야 한다.

5.8 케이블 교체 및 파단

5.8.1 케이블 교체

5.8.1.1 검토 조건

케이블 교체는 해당 케이블에 인접하는 최소 1 개 설계차로 통제의 조건으로 검토한다.

5.8.1.2 검토 방법

케이블의 교체에 따른 구조계의 영향은 적절한 해석법으로 검토되어야 한다.

5.8.2 케이블 파단

5.8.2.1 검토 조건

케이블 파단에 대한 검토는 전체 차로에 활하중을 재하하여 수행한다. 검토 대상이 되는 어더한 케이블의 갑작스런 파단에도 교량의 안정성이 문제되어서는 안된다.

5.8.2.2 검토 방법

케이블 파단에 따른 구조계의 영향은 적절한 해석법으로 검토하여야 한다. 시간영역에서의 동적해석이 바람직하나, 준정적(quasi-static)해석을 수행하는 경우에는 동적증폭계수(DAF)로 1.5 를 사용한다.

제 6 장

하부 구조

목 차

제6장 하부 구조	6-1
6.1 적용 범위	6-1
6.2 용어	6-1
6.3 기호	6-2
6.4 설계일반	6-4
6.4.1 일반사항	6-4
6.4.2 하부구조의 구분	6-4
6.4.3 지지층의 선정과 근입깊이	6-4
6.4.4 설계상의 지반면	6-4
6.5 지반정보	6-5
6.5.1 일반	6-5
6.5.2 지반조사	6-5
6.5.3 조사 순서 및 계획	6-6
6.5.4 현장조사	6-7
6.5.5 실내시험	6-9
6.5.6 지반정수	6-9
6.6 한계상태와 저항계수	6-10
6.6.1 사용한계상태	6-10
6.6.2 극한한계상태	6-10
6.6.3 하중조합과 하중계수	6-10
6.6.4 저항계수	6-10
6.6.5 극단상황한계상태	6-14
6.7 얽은기초	6-14
6.7.1 설계일반	6-14
6.7.2 축방향 저항력	6-15
6.7.3 횡방향 저항력	6-15
6.7.4 침하량 검토	6-15
6.8 타입말뚝	6-16
6.8.1 설계일반	6-16
6.8.2 축방향 저항력	6-16
6.8.3 횡방향 저항력	6-17
6.8.4 변위량 검토	6-19
6.8.5 부주면마찰력과 인발저항력	6-21
6.9 현장타설말뚝	6-21
6.9.1 설계일반	6-21
6.9.2 축방향 저항력	6-22
6.9.3 횡방향 저항력	6-22
6.9.4 변위량 검토	6-22

6.9.5	부주면마찰력과 인발저항력	6-23
6.10	앵커리지 기초	6-23
6.10.1	설계일반	6-23
6.10.2	중력식 앵커리지 얇은기초의 설계	6-24
6.10.3	터널식 앵커리지의 설계	6-26
6.10.4	기타 특수한 형식의 앵커리지 설계	6-26
6.11	강관널말뚝 기초	6-27
6.11.1	설계일반	6-27
6.11.2	강관널말뚝의 축방향 저항력	6-27
6.11.3	지반반력계수	6-29
6.11.4	강관널말뚝 기초 본체의 설계	6-29
6.11.5	상부슬래브의 설계	6-29
6.12	말뚝본체의 설계	6-29
6.12.1	완성 후의 하중에 대한 설계	6-30
6.12.2	이음	6-30
6.12.3	상부구조-하부기초/말뚝의 접합부	6-30
6.12.4	시공 시의 검토	6-31
6.12.5	말뚝의 배열 및 최소 중심간격	6-31
6.13	말뚝재하시험	6-31
6.14	구조세목	6-32
6.14.1	PHC 말뚝	6-32
6.14.2	현장타설말뚝	6-32
6.14.3	단일 현장타설말뚝	6-33
6.14.4	강관말뚝	6-34

제 6 장 하부 구조

6.1 적용 범위

이 장에서는 케이블교량의 하부구조에 관한 설계규정을 다룬다.

6.2 용어

강관널말뚝

강관에 용접으로 이음금속을 붙여 서로 연결할 수 있도록 하여 측방토압을 지지하는 연성 흙막이 구조물로서 안벽, 가물막이, 널말뚝기초 등으로 많이 쓰임.

경사말뚝

수평 하중에 대한 저항성을 크게 하기 위해서 경사지게 설치한 말뚝

교각

교량의 상부 구조물과 기초 사이에 위치한 하부구조의 한 부분으로서 다양한 형태를 가짐.

기초 길이

평면으로 본 기초 형상 중에서 긴 쪽의 길이

기초 폭

평면으로 본 기초 형상 중에서 짧은 쪽의 길이

깊은기초

선단지지, 부착력(또는 마찰력) 또는 두 가지 성분 모두에 의해 일정심도의 흙이나 암반층으로 하중을 전달함으로써 구조물을 지지하는 기초

단일 현장타설말뚝

말뚝과 교각을 일체로 연결한 말뚝

동재하시험

말뚝머리 부분에 가속도계와 변형률계를 부착하고 타격력을 가하여 말뚝-지반의 상호작용을 파악하고 말뚝의 저항력 및 건전도를 측정하는 시험법

마찰말뚝

말뚝 주변에 발생하는 흙의 마찰저항력을 위주로 하중을 지지하는 말뚝

무리말뚝

두 개 이상의 말뚝을 인접 시공하여 하나의 기초를 구성하는 말뚝의 설치형태

부주면마찰력

말뚝 침하량보다 큰 지반침하가 발생하는 구간에서 말뚝 주변에 발생하는 하향의 마찰력

선단 저항력

말뚝기초의 선단부 지반의 전단 저항력에 의해 발현되는 저항력

설계목적의 말뚝재하시험

말뚝기초의 설계에 활용하여 최적화 설계를 수행하기 위한 시험으로서 설계단계 또는 시공초기에 수행하며, 극한하중까지 재하를 목표로 실시함.

암질지수(RQD, rock quality designation)

암반시추로 회수한 암석코어 중에서 100 mm 이상인 코어시편 길이의 합을 총시추 길이로 나누어 백분율로 나타낸 값

얇은기초

얇은 심도의 흙이나 암반에 직접 하중을 전달하여 구조물을 지지하는 기초

유효응력

흙 입자간의 접촉으로 전달되는 응력으로서, 일반적으로 전응력에서 간극수압을 뺀 값

앵커리지

인장을 받는 강재의 재단부분을 콘크리트 등에 묻어 넣어 인발 등이 생기지 않도록 정착시키는 구조물

외말뚝

말뚝 주변에 영향을 미치는 다른 말뚝이 없는 상태인 한 개의 말뚝

전단 저항력

전단 파괴면에서 전단변형에 반대 방향으로 발생하는 저항력

전응력

지반 속 임의면상에 작용하는 유효응력과 간극수압의 합

정재하시험

정하중에 대한 말뚝의 저항능력을 하중-침하량의 관계로부터 구하는 시험

지반조사

하부구조 설계에 필요한 지반정보를 획득하기 위한 지표조사, 시추, 사운딩, 시료채취, 원위치 시험, 실내시험, 물리탐사 등을 총칭하여 일컫는 말

타입말뚝

기성말뚝을 거의 전 길이에 걸쳐 지반 내에 타입시키는 말뚝

통상적인 말뚝재하시험

설계하중의 지지 가능 여부를 확인하기 위한 시험으로서 시공 도중에 수행하며, 설계하중의 2 배 이상 재하를 실시함.

하부기초

상부 구조물의 하중을 지반에 전달하여 구조물의 안정성과 기능성을 유지하는 기능을 갖는 하부 구조물

현장타설말뚝

지반을 천공하고 콘크리트를 타설하여 완성하는 말뚝

확대기초

얇은기초의 대표적인 종류로서, 상부구조로부터 하중을 전달하는 기둥이나 벽의 하부에 지반과 직접 접하는 부분을 확대시켜 설치한 기초

PHC 말뚝

원심력을 이용하여 만든 프리텐션 방식의 고강도 콘크리트말뚝

6.3 기호

A_p	말뚝선단의 면적 또는 현장타설말뚝의 바닥면 면적(m^2)
B	기초의 폭(m); 무리말뚝의 폭(m)
C_u	균등계수
c_v	압밀계수(mm^2/yr)
c	흙의 점착력(MPa)

D	말뚝 폭 또는 직경(m); 현장타설말뚝의 직경(m)
E_m	추정 암반 탄성계수(MPa)
E_p	말뚝 탄성계수(MPa)
E_s	지반 탄성계수(MPa)
e_0	초기 유효연직응력에서의 간극비
f'_c	콘크리트 28일 압축 강도
f_s	CPT로부터 측정된 콘주면마찰력(MPa)
f'_w	암석과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값
H_u	기초의 활동저항력(kN)
H_t	터널앵커부의 활동저항력(kN)
I_p	기초의 강성과 폭을 고려한 영향 계수; 말뚝의 관성모멘트(mm ⁴)
K_H'	사면의 영향을 고려한 횡방향 지반반력계수(kN/m ³)
K_H	수평지반의 횡방향 지반반력계수(kN/m ³)
K_s	사질토에서의 주면 마찰력에 대한 보정계수
L	기초 길이(m)
L_f	주면 마찰력 측정 시 고려되는 점까지의 깊이(m)
N	표준관입시험 타격횟수(타/300 mm)
N_{60}'	해머효율 60 %로 보정한 값
P_a	대기압
q_u	암석의 일축압축강도
S_c	압밀침하량(mm)
S_e	탄성침하량(mm)
S_{max}	최대 침하량(mm)
s_u	비배수 전단강도(MPa)
V	기초저면에 작용하는 축력(kN)
Z	말뚝의 총 근입길이(mm)
z	지표로부터 깊이(mm)
Φ	흙의 내부마찰각
ϕ	저항계수
ϕ_{rm}	저항수정계수
ϕ_{mat}	재료저항계수
ϕ_{mem}	부재저항계수
θ_{max}	최대 각변형(rad)
μ	마찰계수
δ	상부구조의 설계에서 고려하여야 할 하부구조의 변위
δ_c	스프레이새들 설치 후 또는 주탑 완성 후에 생긴 크리프변위
δ_E	지진하중에 의한 변위
δ_s	스프레이새들 설치 후 또는 주탑 완성 후에 작용하는 상시하중에 의한 탄성변위

6.4 설계일반

하부구조의 설계는 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편을 따르는 것으로 한다. 기초의 설계방법은 얇은기초, 타입말뚝 및 현장타설말뚝의 경우 LRFD(load and resistance factor design) 설계를 한다. 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의하여 다른 방법을 적용할 수 있다. 이 규정에서 다루고 있는 내용들은 AASHTO LRFD specifications(2004, 3 판)을 기본으로 하고 있으며, 저항계수를 포함한 일부 내용들은 동 기준 4 판(2007)을 준용하였다. 지반공학 분야에서 LRFD 설계의 적용은 국외에서도 아직 관련 연구가 진행 중임을 감안하여 주의하여 활용하도록 한다.

6.4.1 일반사항

- (1) 하부구조는 교량의 기초, 케이블의 앵커리지, 교대와 기타 교량에 관련된 지반구조물 모두를 포함한다.
- (2) 하부구조는 모든 활하중, 고정하중, 토압 및 수압을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (3) 하부구조는 지지, 전도, 활동, 사면 활동, 침하 등에 대하여 안정하여야 하며, 변위량은 한계변위량을 초과하지 않아야 한다.
- (4) 하부구조는 얇은기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 강관널말뚝기초, 대수심 복합기초 등으로 구분하며, 형식에 따라 적합한 설계 및 안정성 검토를 수행한다.
- (5) 하부구조의 안정성 검토는 사용한계상태, 극한한계상태, 극단상황한계상태로 구분하여 수행한다.
- (6) 하부구조의 횡방향 및 축방향 한계변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 과대 변위 발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정되어야 한다.

6.4.2 하부구조의 구분

- (1) 하부구조는 지지하중과 하중 전달방식에 따라 얇은기초, 깊은기초 등으로 구분한다.
- (2) 얇은기초는 상부구조물의 하중을 기초저면을 통하여 지반에 직접 전달하는 기초형식으로 확대기초, 연속기초, 복합확대기초, 전면기초 등이 있다.
- (3) 깊은기초는 상부구조물의 하중을 기초의 선단과 주면을 통하여 지반 속에 전달하며 선단저항력과 주면마찰력으로 상부구조물의 하중을 지지한다. 일반적으로 타입말뚝, 현장타설말뚝, 강관널말뚝기초, 대수심 복합기초 등이 있다.

6.4.3 지지층의 선정과 근입깊이

- (1) 얇은기초는 양질의 지지층에 설치되어야 한다. 즉, 충분한 강도와 과도한 침하의 우려가 없는 양질의 층을 필요로 한다.
- (2) 말뚝기초의 근입깊이는 상부구조의 형식과 기능, 하중의 크기와 방향, 말뚝의 하중지지기구(주면마찰지지, 선단지지 또는 혼합지지) 그리고 시공성 등을 고려하여 적절하게 결정되어야 한다.
- (3) 지지층은 기초로부터 전달된 하중을 지지할 수 있는 지반이며, 절대적인 기준에 의하여 결정되는 것이 아니라 상부에서 작용하는 하중과 지반의 저항력을 비교하여 상대적으로 결정되어야 한다.

6.4.4 설계상의 지반면

- (1) 평상시 설계상의 지반면은 다음사항을 고려하여 결정하여야 한다.

- ① 세굴
- ② 자중 압밀침하
- ③ 동결융해의 영향
- ④ 시공에 의한 지반의 흐트러짐

(2) 내진설계상의 지반면은 제 9 장을 따르는 것으로 한다.

6.5 지반정보

6.5.1 일반

지반조사로부터 확보할 지반정보의 종류와 양을 결정하기 위하여 과업의 요건을 분석하여야 하며, 여기에는 다음과 같은 내용들이 포함될 수 있다.

- (1) 설계 및 시공 조건을 파악한다(예 : 교량 상부구조물 하중, 인접 육상부 굴착과 그 영향 등의 정보 등).
- (2) 기초를 포함한 구조물의 성능 기준(performance criteria)을 정의한다(예 : 침하량 한계, 주위 구조물과의 근접성 등).
- (3) 대상부지에서 지질학적으로 문제가 있거나 지질 변동성이 큰 구역을 확인한다.
- (4) 대상부지에서 수리학적으로 문제가 되는 구역을 확인한다(예 : 침식이나 세굴이 일어날 가능성이 있는 곳 등). 해상교량은 물에 의한 영향이 매우 중요하므로 그 분야 전문가와 충분한 협의가 필요하다.
- (5) 하부구조 설계 및 시공에 필요한 지반 특성과 지반정수를 파악한다.
- (6) 예측되는 시공과정을 조사 및 분석하고, 그 결과가 지반정보에 미치는 영향을 파악한다.
- (7) 지반의 종류와 하부구조의 시공방법을 고려해서 지반 특성과 지반정수를 구하는 방법을 결정하고, 그 타당성을 검토한다.
- (8) 필요한 시험 및 시료의 개수와 조사 위치를 결정한다.
- (9) 조사계획 수립과 지반정수 결정 과정에는 자격을 갖춘 숙련된 지반공학 기술자가 참여하여야 한다.

6.5.2 지반조사

- (1) 지반조사는 하부구조의 설계와 시공에 필요한 각 지층의 정보를 얻기 위해서 수행한다.
- (2) 조사의 범위는 지반조건, 하부구조의 종류 및 형식, 그리고 시공 요구 조건 등에 따라 결정되며, 일반적으로 지층의 종류와 성질, 암반의 상태, 흙과 암반의 공학적 특성, 액상화 가능성, 지하수 상태 등을 조사한다.
- (3) 해상 지반조사에는 수심 및 해저 지형, 세굴 및 지질재해 가능성, 해저 방해물 또는 기타 구조물의 존재 여부 등이 포함되며, 계절별 해양 기상정보(예 : 해류, 큰 풍랑 및 파랑 주기, 파고 정보, 온도 및 기후 등)도 추가로 고려할 수 있다.
- (4) 지반조사는 해당 지역 지반의 특성을 사전 조사하여 하부구조의 설계 및 시공에 문제가 될 수 있는 지반을 판별할 수 있도록 계획되어야 한다(예 : 지층 사이의 연약 박층, 지하 공동, 팽창성/붕괴성 흙 등).
- (5) 지반조사 보고서에는 조사 위치와 함께, 구성 지층의 두께 및 분류, 관입시험 결과, 시료 채취 여부, 지하수 정보 등을 대상 깊이와 함께 기술하여야 한다.

6.5.3 조사 순서 및 계획

지반조사는 일반적으로 예비조사와 본조사로 나누어서 시행하며, 설계, 시공 및 유지관리단계에서 필요할 경우, 추가 조사를 수행한다.

(1) 예비조사

- ① 예비조사 단계에서는 부지를 선정하고, 하부구조 종류 및 적용공법 등의 개괄적 사항을 결정하기 위하여 자료조사, 현지답사, 시추조사 및 물리탐사 등을 실시한다. 본조사와 마찬가지로 예비조사에는 시추조사 및 물리탐사 등의 현장조사를 포함하나, 이는 예비조사 목적에 적합한 수준으로 제한하여 실시한다.
- ② 예비조사는 다음 사항에 필요한 정보를 얻을 수 있도록 계획하여야 한다.
 - (가) 부지의 전반적인 안정성 평가
 - (나) 대체 부지에 비교한 대상 부지의 적합성 평가
 - (다) 구조물의 적절한 위치 선정
 - (라) 주변지역, 혹은 인접 구조물에 대상 구조물의 건설이 미칠 영향 평가
 - (마) 지반에 적합한 하부구조물 종류와 적용공법 및 지반개량 방법 결정
 - (바) 구조물 거동에 미칠 수 있는 지반의 영향 평가
 - (사) 지질재해 가능성 평가
- ③ 예비조사 결과에는 다음을 포함하도록 한다.
 - (가) 흙과 암반 종류 및 층상 구조
 - (나) 지하수위 또는 간극수압 분포
 - (다) 대표적인 흙 및 암반의 강도 및 변형 특성
 - (라) 오염된 지반이나 지하수의 발생이 건설재료의 내구성에 미칠 악영향
 - (마) 해상일 경우 수심 및 해저지형

(2) 본조사

- ① 본조사 단계에서는 설계 및 시공에 필요한 지반특성을 파악하고, 지반정수를 결정하기 위하여 현장조사 및 실내시험 등을 실시한다. 본조사 단계에서는 설계에 필요한 모든 자료를 제공할 수 있도록 계획되어야 한다. 본조사를 통해서 시공방법을 결정하게 되며, 시공 도중 발생할 수 있는 문제점들을 사전에 예측할 수 있어야 한다.
- ② 현장조사
 - (가) 일반사항

본조사 단계의 현장조사는 다음을 포함한다.

 - (ㄱ) 시료채취를 위한 시추 혹은 시굴
 - (ㄴ) 지하수위 측정
 - (ㄷ) 현장시험

현장조사에서 수행되어야 할 시험을 나열하면 아래와 같다.

현장시추공시험(콘관입시험, 표준관입시험, 공내재하시험, 딜라토미터시험, 현장베인시험, 현장투수시험 등), 평판재하시험, 말뚝재하시험, 앵커인발시험 등을 수행하여 직접적으로 기초의 저항력이나 거동을 평가할 수 있다.
 - (ㄹ) 물리탐사
 - (나) 현장조사계획

현장조사에 필요한 다음 사항에 대한 계획을 수립한다.

 - (ㄱ) 조사 위치와 조사 방법

- (ㄴ) 조사 깊이
- (ㄷ) 시료 채취(시료 수와 채취 위치 및 깊이, 채취 방법, 시료 상태)
- (ㄹ) 지하수위 측정 방법
- (ㄴ) 사용 장비의 종류
- (ㄷ) 시험방법의 기준(표준시험방법)

③ 실내시험

(가) 일반사항

실내시험을 계획하기에 앞서, 대상부지의 층상 구조를 미리 파악하고 있어야 한다. 설계에 관련된 모든 층에 대하여 시험 종류 및 시험 수량 등을 지반조사 보고서에 명시하여야 한다. 층을 구분할 때는 발생가능한 지반공학적 문제, 구성지반의 불균질성 및 복잡성, 현장 지질상태 및 필요한 설계정수 등을 고려하여야 한다.

(나) 육안검사와 초기 층상 정보

- (ㄱ) 시료와 시험관을 육안으로 관찰하고 시추공의 현장 기록자료와 비교하여, 초기 층상 정보를 파악한다. 토질 시료에 대한 육안 검사는 실내시험 전에 시료의 컨시스턴스와 역학적 성질을 구분하는 가장 기초단계라고 할 수 있다.
- (ㄴ) 만약 같은 층에서 채취한 시료일지라도 뚜렷한 차이가 발견될 경우에는 초기 층상 정보를 세분화할 필요가 있다. 반드시 실내시험 전에 시료의 질을 평가하여 신뢰성을 확보하도록 한다.

(다) 실내시험계획

- (ㄱ) 실내시험은 구조물 종류 및 규모와 기능, 지반 특성 및 층상구조, 그리고 필요한 설계 정수를 고려하여 계획하며, 비슷한 사례가 존재하는 경우 참고할 수 있다. 인접한 지반의 시험 결과가 있을 경우, 이를 활용할 수 있다.
- (ㄴ) 각 층의 대표성 시료에 대하여 실내시험을 수행한다. 반드시 시험에서 사용할 시료가 시료 전체를 대표하는지 확인하도록 한다.
- (ㄷ) 지반공학적 관점에서 프로젝트 규모, 흙 종류, 변동성 등을 고려하여, 정밀 시험 및 추가 지반조사 필요 여부를 결정하도록 한다.

(3) 추가조사

추가조사는 예비조사 및 본조사 이후에 추가 자료가 필요할 때 실시하며, 시추 및 현장시험, 물리탐사, 실내시험 등을 포함한다. 설계가 변경되거나, 시공 중 예기치 못한 지반조건이 감지될 경우 실시한다. 또한, 초장대교량과 같은 대규모 구조물의 경우, 시공 및 유지관리 단계에서 실시하는 모니터링 결과에 대한 검증과 분석을 위하여 추가 지반조사가 필요할 수 있다.

6.5.4 현장조사

원위치에 있는 흙과 암반의 특성을 보다 정확히 판단하기 위하여 현장조사를 실시한다. 현장조사는 시추, 샘플링, 현장시험 및 물리탐사를 포함한다.

6.5.4.1 시추

- (1) 시추는 지층구성을 파악하고 지하수위에 대한 정보를 얻기 위하여 수행한다. 또한, 시추공을 통해 표준관입시험과 같은 현장시추공 시험을 수행하기도 한다.
- (2) 시추조사는 지층의 종방향 및 횡방향 상태를 정확히 알기 위해서 충분히 많은 횡수로 가능한 깊은 심도까지 실시한다.

- (3) 교대나 교각의 폭이 30 m 미만일 경우 교각 또는 교대 당 최소 하나의 지점, 폭이 30 m 이상일 때 최소 두 지점에서 조사하여야 한다. 지반이 매우 불균질할 경우, 추가 시추를 실시하여야 한다. 구조물의 폭이 매우 클 경우 조사 지점을 늘리는 것을 고려할 필요가 있다.
- (4) 얕은기초의 시추는 기초 하중에 의해 증가하는 지중응력이 원지반의 유효 상재하중의 10 %보다 작은 값을 갖는 심도까지 실시되어야 하며, 기반암이 이보다 얕은 깊이에 존재할 경우 기반암 내 3 m 깊이까지 실시한다. 깊은 기초의 최소 시추 심도는 깊은 기초 선단 아래 6 m와 깊은 기초 최대 직경의 두 배 중 큰 값으로 결정한다. 암반지지말뚝의 경우 암반 지지층의 연속성을 암석 코어 채취를 통해 확인하여야 한다. 모든 하부구조의 시추 심도는 압밀진행 중인 흙, 이탄, 유기성 흙과 같은 연약한 층을 지나 단단한 층까지 확장되어야 한다. 시추 조사에서 얻은 흙 및 암반 시료는 실내시험 등에 사용한 후에도 참고 자료로 보관한다. 시추공이나 관입시험공은 사용자나 법이 요구하는 경우 지하수 오염을 막기 위해 시험 후 메워야 한다.

6.5.4.2 샘플링

샘플링이란 지반조사에서 흙 및 암석에 대한 실내시험을 위하여 시료를 채취하는 것으로 교란된 시료는 주로 분류시험이나 기본 물성을 파악하고자 하는 시험에 사용하며, 불교란시료는 원지반의 구조적으로 중요한 특성인 흙의 강도, 변형, 투수성 등을 평가하는 경우에 사용한다. 불교란 시료를 채취하기 위해서는 고정피스톤식 샘플러(stationary piston sampler)가 널리 사용되며, 시료 채취 시 본래의 강도를 유지하도록 주의하여야 한다. 일반적으로 널리 사용되는 샘플러는 고정피스톤식 샘플러(stationary piston sampler), 오픈 드라이브식 샘플러(open drive sampler), 데니슨형 샘플러(denison sampler), 포일 샘플러(foil sampler), 스플리트 스푼 샘플러(split spoon sampler) 등이 있으며, 각각 적합한 토질과 특징이 있으므로 조사목적 및 지반에 따라 적절한 샘플러를 선정하여야 한다.

6.5.4.3 현장시험

- (1) 현장시험은 설계 또는 시공을 목적으로 기초 지반 흙과 암반의 기본물성값, 투수계수, 강도정수 및 변형계수 등 지반공학적 특성을 결정하기 위해 수행한다. 한국산업표준(KS) 또는 ASTM 규정에 따라 수행한다.
- (2) 현장암반시험은 주로 댐이나 교량과 같이 주요구조물에 대하여 수행된다. 파쇄된 암이나 연약한 암이 가까운 곳에 위치하여 구조물의 침하를 일으킬 우려가 있는 경우나 연속적으로 낮은 강도의 불연속면이 존재하여 구조물 변위가 발생할 수 있는 경우에는 반드시 수행하여야 한다. 또한, 불교란시료를 얻을 수 없거나 충분히 큰 사이즈의 실내시험 시료를 얻을 수 없을 때에도 현장시험을 수행한다.

6.5.4.4 물리탐사

물리탐사는 지반의 층 구분, 기반암이 시작하는 위치 및 기반암의 상태, 지하수위, 층별 경계, 공동의 존재, 이상 퇴적층, 매설관, 설치된 하부구조의 깊이 등을 규명하기 위하여 수행한다. 해상 물리탐사는 이밖에도 수심, 해저지층 구분, 해저 지형 등을 파악하기 위하여 수행한다. 물리탐사 결과는 표준관입시험(SPT), 콘관입시험(CPT)과 같은 직접적인 조사 방법으로부터 얻어진 정보와 통합하여 사용하여야 한다. 시험은 ASTM 규정에 따라 실시한다. 적용 가능한 ASTM 규정이 없을 때에는, Sabatini 등(2002), AASHTO 지반조사매뉴얼(1988), Arman 등(1997), Campanella(1994)와 같은 상세한 가이드라인(지침)을 사용하도록 한다.

6.5.5 실내시험

- (1) 실내시험은 채취한 흙과 암석 시료를 이용하여 설계 또는 시공에 필요한 기초 지반의 공학적인 특성을 결정하기 위해 수행한다. 해상에서 지반조사가 이루어지는 경우, 시험결과를 신속히 파악하여, 추가 현장시험 필요 여부 등을 결정하기 위해 해상선박 또는 작업장에서 바로 실내시험을 실시할 수도 있다.
- (2) 초장대교량의 하부구조를 설계할 때에는 적절한 실내시험을 통하여 반복하중(파도, 해류 및 바람 등)에 대한 올바른 평가를 하여야 한다. 실내시험은 관련된 한국산업표준(KS), ASTM, 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행한다.

6.5.6 지반정수

6.5.6.1 일반사항

- (1) 지반(흙 또는 암반) 특성은 다음의 방법 중 하나 혹은 그 이상을 사용하여 결정한다.
 - ① 현장시험(물리탐사 포함)
 - ② 실내시험
 - ③ 현장 계측 자료에 근거한 지반정수의 역해석
- (2) 설계에 적용할 지반정수 값은 지층과 지반조건을 대변하는 신뢰할 수 있는 값이어야 하며, 이를 위해서는 충분한 수의 시험자료를 바탕으로 설계에 적용할 지반정수들의 편차 및 변동성을 고려하여야 한다.
- (3) 암반의 공학적 특성을 결정할 때에는 반드시 무결암의 특성과 불연속면을 포함하는 전체 암반의 특성을 모두 고려하여야 한다. 암반의 공학적 특성을 결정할 때에는, 표면 관측 및 정량적 묘사, 작은 시편에 대한 실내시험과 경험적 분석, 그리고 현장 관측 결과를 종합적으로 고려하여야 한다.

6.5.6.2 흙의 전단강도

실내시험 및 현장시험 등을 통해서 다음과 같은 값을 결정한다.

- (1) 점성토의 비배수 전단강도(s_u)
- (2) 점성토의 배수 전단강도(내부마찰각(ϕ'), 점착력(c'))
- (3) 사질토의 배수 전단강도(내부마찰각(ϕ'))

6.5.6.3 흙의 변형

실내시험 및 현장시험 등을 통해서 다음과 같은 값을 결정한다.

- (1) 흙의 변형계수(E_s), 전단탄성계수(G_s), 포아송비(ν_s)
- (2) 점성토의 압밀정수(압축지수(C_c), 재압축지수(C_r), 2차압축계수(C_a), 압밀계수(c_v) 및 선행압밀응력(σ_p'))

6.5.6.4 암반의 강도

실내시험 및 현장시험 등을 통해서 다음과 같은 값을 결정한다.

- (1) 무결암의 강도
- (2) RQD(Rock Quality Designation) 및 TCR(Total Core Recovery)
- (3) 암반등급분류 시스템에 의한 암반등급(RMR)

- (4) 암반의 전단강도(암석 코어의 일축압축강도와 점착력 및 내부마찰각을 이용해서 결정)
- (5) 암반 불연속면의 강도

6.5.6.5 암반의 변형

실내시험 및 현장시험 등을 통해서 다음과 같은 값을 결정한다.

- (1) 무결암의 변형계수
- (2) 암반의 포아송비
- (3) 암반의 변형계수(무결암의 변형계수와 암반등급(RMR)을 이용하여 결정)

6.5.6.6 암반의 침식도

기초 부근의 암반 침식도를 암석의 역학적 성질과 암반 상태를 고려해서 결정한다.

6.6 한계상태와 저항계수

- (1) 하부구조의 한계상태설계 개념은 1.4.5 항을 따르는 것으로 한다.
- (2) 하부구조의 설계는 사용한계상태에 대한 기준과 극한한계상태 및 극단상황한계상태에 대한 기준을 만족하여야 한다. 하부구조는 모든 활하중과 사하중을 포함한 축방향 하중과 횡방향 하중, 횡토압과 수압, 온도 및 수축 효과, 그리고 지진하중에 대하여 저항할 수 있도록 설계한다.

6.6.1 사용한계상태

사용한계상태의 하부구조 설계 시, 다음 사항들을 고려한다.

- (1) 침하량
- (2) 횡방향 변위량
- (3) 저항력
- (4) 전체 안정성

6.6.2 극한한계상태

- (1) 극한한계상태의 하부구조 설계 시, 다음 사항들을 고려한다.

- ① 저항력
- ② 접지압
- ③ 하부구조 저면의 활동
- ④ 횡방향 저항력
- ⑤ 구조적인 파괴

- (2) 하부구조는 저항계수를 곱한 저항력이 하중계수를 곱한 하중보다 작지 않도록 설계한다.

6.6.3 하중조합과 하중계수

하부구조와 기타 지보재들은 제 2 장에서 명시된 모든 적용 가능한 하중조합에 대해서 안전하도록 설계한다.

6.6.4 저항계수

- (1) 하부구조의 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수는 지역적으로 규정된 값이 없는 한 표 6.6.1 ~ 표 6.6.3 에 제시된 값을 사용한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0 을 적용한다.

- (2) 엄지말뚝, 연속식 말뚝, 슬러리 트렌치 콘크리트 벽체 등의 축방향 부재는 저항력 예측시 이 설계 기준의 6.7 절 얕은기초, 6.8 절 타입말뚝 및 6.9 절 현장타설말뚝에 명시된 규정에 맞게 적용한다.
- (3) 기초구조물에 대한 저항계수는 표 6.6.1 ~ 표 6.6.3 과 같으며, 설계방법과 하중의 특성(압축, 인장), 파괴양상 등에 따라 상이한 계수를 적용하도록 한다. 이 때 적용된 목표신뢰도지수는 일반 케이블교량의 경우 타입말뚝은 2.3($\cong$ 파괴확률 1 %), 현장타설말뚝은 3.0($\cong$ 파괴확률 0.1 %)이며, 목표신뢰도지수에 대한 설명은 1.4.4 항을 참고할 수 있다. 표에 제시된 값은 말뚝의 중요도 및 시공조건 등을 고려한 것으로서, 타입말뚝의 경우 무리말뚝으로 시공되는 경우가 많으므로 기초설계의 여유가 상대적으로 많고, 현장타설말뚝의 경우 중요도가 높은 구조물에 적용되고 대 구경으로서 상대적으로 기초설계의 여유가 작은 것을 반영하고 있다. 그러나, 타입말뚝이 무리 말뚝 효과를 기대할 수 없고 기초설계의 여유가 작은 경우나 현장타설말뚝이 단일형으로 상부 구조를 지지할 경우 각각 표 6.6.2 및 표 6.6.3 에서 제시하고 있는 저항계수의 값을 20 % 감소시켜 적용하도록 하고 있다.
- (4) 중요한 교량이나 장경간 케이블교량에 대하여는 앞서 1.4.7 항의 저항수정계수 $\phi_{rm} = 0.95$ 를 적용하여 상향된 목표신뢰도지수를 만족할 수 있도록 한다.
- (5) 기초에 사용하는 콘크리트부재와 강부재는 각각 제 3 장에 규정된 재료계수, 제 4 장에 규정된 저항계수를 적용하여 설계강도를 산정한다.

표 6.6.1 얕은기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
저항력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_Y	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90
	ϕ_{cp}	활동에 저항하는 수동토압	0.50

표 6.6.2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

조건 / 저항력 결정 방법		저항계수
외말뚝의 축 방향 압축 저항-동역학적 해석법과 동재하시험, ϕ_{dyn}	정재하시험에 의해 타입관리기준이 검증된 경우. 동재하시험이나 보정된 파동방정식 또는 재하시험에 사용된 해머의 최소 향타저항으로써 향타관리를 수행함	표 6.6.2a 참조
	교각 당 한개 이상 또는 표 6.6.2b에서 제시된 횟수 이상의 말뚝에 대해서 초기 향타시 동재하시험의 결과를 신호분석해석을 이용하여 향타관리기준을 설정한 경우. 잔여 말뚝은 상기 설정된 향타관리기준이나 동재하시험으로 향타관리를 수행함	0.65

	말뚝의 강도파 측정 없이 파동방정식해석	0.40
	FHWA 수정 Gates 공식	0.40
	Engineering New Record 공식	0.10

표 6.6.2a 현장에서 수행되는 정재하시험 수와 저항계수의 관계(Paikowsky et al., 2004)

현장 정재하시험 수	저항계수, ϕ		
	현장 변동성		
	낮음 ¹⁾	보통 ¹⁾	높음 ¹⁾
1	0.80	0.70	0.55
2	0.90	0.75	0.65
3	0.90	0.85	0.75
≥ 4	0.90	0.90	0.80

1) 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

i) COV < 25 % : 낮음, ii) 25 ≤ COV < 40 % : 보통, iii) COV ≥ 40 % : 높음

표 6.6.2b 현장에서 수행되어야 하는 동재하시험 횟수(Paikowsky et al., 2004)

현장 변동성	낮음 ¹⁾	보통 ¹⁾	높음 ¹⁾
현장내의 말뚝 수	신호분석해석을 포함한 동재하시험 수행 횟수(초기 항타시)		
≤ 15	3	4	6
16~25	3	5	8
26~50	4	6	9
51~100	4	7	10
101~500	4	7	12
> 500	4	7	12

1) 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

i) COV < 25 % : 낮음, ii) 25 ≤ COV < 40 % : 보통, iii) COV ≥ 40 % : 높음

표 6.6.2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수(계속)

조건 / 저항력결정 방법		저항계수
외말뚝의 축방향 압축저항력 정역학적 해석법과 정재하시 험, ϕ_{stat}	주면마찰력과 선단지지 : 점성토와 혼합토	
	α 방법(Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β 방법(Esrig & Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ 방법(Vijayvergiya & Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	정역학적 저항력공식(한국지반공학회, 2009) : 선단부 N값 50미만	0.37
	정역학적 저항력공식(한국지반공학회, 2009) : 선단부 N값 50이상	0.35
	주면마찰력과 선단지지 : 사질토	0.45
	Nordlund/Thurman 방법(Hannigan et al., 2005)	0.30

	SPT 방법(Meyerhof)	0.38
	SPT 방법(한국지반공학회, 2009) : 선단부 N값 50미만	0.29
	SPT 방법(한국지반공학회, 2009) : 선단부 N값 50이상	
	CPT 방법(Schmertmann)	0.50
	암반에 선단근입된 경우 (캐나다지반공학회, 1985)	0.45
블록파괴, ϕ_{bl}	점성토	0.60
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	Nordlund 방법	0.35
	α 방법	0.25
	β 방법	0.20
	λ 방법	0.30
	SPT 방법	0.25
	CPT 방법	0.40
	재하시험	0.60
무리말뚝의 인발저항력, ϕ_{ug}	사질토와 점성토	0.50
외말뚝 또는 무리말뚝의 횡방향 저항	모든 토질과 암반	1.0
구조한계상태	강관말뚝 콘크리트 말뚝	제 3장 및 4장 참조
말뚝의 항타 관입성 분석, ϕ_{da}	강관말뚝 콘크리트 말뚝	제 3장 및 4장 참조

표 6.6.3 축하중을 받는 현장타설말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법/흙/조건			저항계수
외말뚝의 축방향 압축저항, ϕ_{stat}	점성토의 주면마찰력	α 방법(O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	점성토의 선단저항력	전강도(O'Neill and Reese, 1999)	0.40
	사질토의 주면마찰력	β 방법(O'Neill and Reese, 1999)	0.55
	사질토의 선단저항력	O'Neill and Reese(1999)	0.50
	IGM ¹⁾ 의 주면마찰력	O'Neill and Reese(1999)	0.60
	IGM ¹⁾ 의 선단저항력	O'Neill and Reese(1999)	0.55
	암반의 주면마찰력	Horvath and Kenney(1979), O'Neill and Reese(1999),	0.55
		Carter and Kulhawy(1988)	0.55
		Williams 등(1980)	0.50
		Williams 등(1980)	0.83
		NAVFAC(1982)	0.34
		Horvath(1982)	0.33
		캐나다지반공학회(1992)	0.33

	암반의 선단저항력	캐나다지반공학회(1985) 프레셔미터 시험법 (캐나다지반공학회, 1985) O'Neill and Reese(1999)	0.50
	암반의 주변마찰력과 선단저항력	Carter and Kulhawy(1988)	0.70
		AASHTO(1996)	0.51
블록파괴, ϕ_{bl}	점성토		0.55
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	점성토	α 방법(O'Neill and Reese, 1999)	0.35
	사질토	β 방법(O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	암반	Horvath & Kenney(1979) Carter & Kulhawy(1988)	0.40
무리말뚝의 인발저항력, ϕ_{ug}	사질토와 점성토		0.45
외말뚝 또는 무리 말뚝의 횡방향저항	모든 재료		1.0
정재하시험(압축), ϕ_{load}	모든 재료		표 6.6.2a 참 조(다만, 0.7 보다 크지 않아야 함)
정재하시험(인발), ϕ_{upload}	모든 재료		0.60

- 1) IGM(Intermediate Geomaterials) : 토사와 암반의 중간에 있는 지반으로서, 중간토라 불리우며 국내에서는 자갈지반, 풍화토지반 등이 포함될 수 있다(O'Neill & Reese, 1999).

6.6.5 극단상황한계상태

하부구조 및 기타 지보재들은 제 2 장에서 제시된 적용 가능한 모든 하중조합들을 검토하여야 한다. 별도의 규정이 없는 한 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.0의 값을 적용한다.

6.7 얽은기초

6.7.1 설계일반

- (1) 얽은기초 바닥면에서의 축방향 지반반력은 기초 바닥 아래 지지지반의 축방향 저항력 이내에 있어야 하며, 얽은기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 극한한계상태일 경우 토사 지반은 바닥면의 중심으로부터 바닥면 폭의 $l/4$ 이내, 암반은 바닥면의 중심으로부터 바닥면 폭의 $3l/8$ 이내, 극단상황한계상태일 경우 토사지반과 암반 모두 바닥면의 중심으로부터 바닥면 폭의 $4l/10$ 이내에 있어야 한다.
- (2) 얽은기초 바닥면에서의 횡방향 지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 횡방향 저항력 이내에 있어야 하고, 얽은기초의 근입부에 횡방향 하중을 분담시키는 경우에는 그 횡방향 지반반력은 근입부 지반의 횡방향 저항력 이내에 있어야 한다.
- (3) 얽은기초의 변위량은 한계변위량 이내에 있어야 한다.

- (4) 기초지반이 전단파괴에 대하여 안전하도록 한다.
- (5) 과도한 침하나 부등침하가 발생하지 않도록 한다.
- (6) 기초가 경사진 지반에 설치될 경우, 기초하중에 의한 비탈면 활동이 발생하지 않도록 한다.
- (7) 암반에 기초를 설계할 경우에는 암석의 강도, 절리 및 기타 불연속면의 간격과 방향, 불연속면의 틈새, RQD, 풍화정도, 충전물질, 지하수 등을 고려하여 설계한다.

6.7.2 축방향 저항력

- (1) 토사지반의 축방향 저항력은 극한저항력에 소정의 저항계수를 곱한 저항력 또는 한계변위량으로부터 정하여지는 저항력 중 작은 값을 사용한다.
- (2) 암반 위에 놓인 얇은기초의 축방향 저항력은 Peck et al(1974)의 RQD 와 접지압과의 관계, 일축압축강도, 절리 및 기타 불연속면의 상태와 간격을 고려하여 계산한다. 저항계수를 곱한 접지압과 콘크리트의 설계강도를 비교하여 작은 값을 사용하여야 한다.

6.7.3 횡방향 저항력

- (1) 얇은기초 측면에 분담된 횡방향 저항력은 지반의 정지토압에 저항계수를 곱한 값으로 한다.
- (2) 얇은기초 바닥면의 횡방향 저항력
 - ① 얇은기초 바닥면에 있어서 횡방향 저항력은 지반조사, 토질시험의 결과를 검토하여 산정된 얇은기초 바닥면과 지반사이에 작용하는 횡방향 저항력에 저항계수를 곱한 값으로 한다.
 - ② 횡방향 저항력을 증가시키기 위해 얇은기초 저면에 활동 방지벽을 둘 수 있다.

6.7.4 침하량 검토

- (1) 탄성침하량
 - ① 얇은기초 저면의 탄성 변위량은 기초를 강체로 하고, 얇은기초 저면의 축방향 지반반력계수 및 횡방향 지반반력계수를 이용하여 산정한다.
 - ② 암반에서는 암석 종류, 불연속면의 상태, 풍화도를 고려하여 침하 해석을 하여야 한다. 탄성변형에 근거한 탄성침하량을 계산한다. 이 때 암반의 변형계수는 현장시험과 실내시험 결과로부터 결정하거나, 일축압축시험으로 구한 탄성계수에 RQD 의 함수인 감소계수를 곱하여 사용한다.
- (2) 압밀침하량
 - ① 압밀침하량은 얇은기초 바닥면 아래에 압밀이 발생할 수 있는 점성토가 존재하는 경우에 산정한다.
 - ② 압밀침하량은 얇은기초에 작용하는 하중에 의한 지반 내의 유효연직하중의 증가분에 대해서 선행압밀하중의 크기를 고려하여 구한다.
 - ③ 압밀침하량의 계산에 있어서 깊이 증가에 따른 유효연직하중의 증가분 감소와 지반 압축성의 변화를 고려하기 위하여 전체 점성토를 다수의 얇은 층으로 분할한다. 전체 점성토의 압밀침하량은 분할한 각 층에 대하여 산정한 압밀침하량을 모두 합한 것이다.
 - ④ 이외에 압밀침하량은 유한요소해석 등의 적절한 수치해석적 방법을 통해 산정할 수 있다.

6.8 타입말뚝

6.8.1 설계일반

- (1) 타입말뚝 본체의 설계압축하중은 다음 사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 강말뚝
 - (가) 강말뚝 본체의 설계압축하중은 강재의 설계압축강도에 본체의 유효단면적을 곱한 값에 세장비(말뚝 직경에 대한 길이의 비) 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다.
 - (나) 강말뚝 본체의 유효단면적은 구조물 사용기간 중의 부식을 공제한 값으로 한다.
 - (다) 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 강재부식 방지공을 검토하고 이 조건을 고려하여 강말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.
 - ② 콘크리트말뚝
 - (가) PHC 말뚝 본체의 설계압축하중은 콘크리트의 설계압축강도에 콘크리트의 단면적을 곱한 값에 프리스트레싱의 영향을 고려하고 세장비 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다.
 - (나) 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 부식방지공을 검토하여야 하며 이 조건을 고려하여 말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.
 - ③ 기타 종류의 말뚝

합성말뚝 본체의 설계압축하중은 해당 재료에 대해 필요한 구조계산을 실시하여 결정한다.
- (2) 지반의 축방향 저항력은 다음 사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 외말뚝 조건에서 지반의 축방향 저항력은 축방향 극한저항력에 소정의 저항계수를 곱한 값으로 한다.
 - ② 저항계수는 축방향 극한저항력을 산정하는 방법의 신뢰도에 따라 적절한 값을 적용한다.
 - ③ 하중저항계수법을 적용하여 저항력을 결정할 경우에는 예상되는 한계상태에 대한 요구조건을 만족하도록 설계하되, 자료의 신뢰성을 중시하여 결정된 저항계수를 적용한다.
- (3) 상부구조에 대한 해석 시, 하부기초의 지점은 고정인 아닌 축방향 및 횡방향 변위를 고려할 수 있도록 하여야 하며, 지반의 탄성을 고려한 선형 또는 비선형 스프링으로 설계하여야 한다.

6.8.2 축방향 저항력

- (1) 타입말뚝의 축방향 저항력은 말뚝본체의 설계압축강도와 지반의 저항력 중 작은 값 이하로 한다.
- (2) 타입말뚝의 축방향 저항력은 다음과 같이 결정한다.
 - ① 일정규모 이상의 공사에서는 시험말뚝을 설치하고 압축재하시험을 실시하여 지반의 축방향 극한저항력을 확인한다.
 - ② 공사 규모가 작거나 제반 여건상 시험말뚝 시공과 압축재하시험이 곤란한 경우에는 지반 조사와 토질시험 결과를 이용한 정역학적 저항력공식을 이용하거나 표준관입시험, 정적관입시험, 공내재하시험 등과 같은 원위치시험 결과를 이용한 경험식에 의하여 축방향 극한저항력을 계산할 수 있다. 그러나 이들 방법의 신뢰도는 극히 낮기 때문에 공사 초기에 실제 말뚝을 대상으로 압축재하시험을 실시하여 축방향 저항력을 확인한다.
 - ③ 무리말뚝의 축방향 저항력은 외말뚝의 축방향 저항력에 말뚝 및 지반조건에 따라 적합한 무리말뚝효과를 고려하여 산정한다.
- (3) 타입공법으로 말뚝을 시공하는 경우에는 파동이론분석을 실시하여 항타장비 선정, 항타시공

관입성 및 지반의 축방향 극한저항력 등을 검토하되 시험말뚝 시공 시 동적거동측정을 실시하여 이를 확인한다.

- (4) 타입말뚝은 저항계수를 곱한 저항력이 하중계수를 곱한 하중보다 작지 않도록 설계한다.

6.8.3 횡방향 저항력

- (1) 타입말뚝의 횡방향 저항력은 말뚝에 발생하는 휨강도가 말뚝재료의 설계휨강도 이내가 되는 값이며, 말뚝머리의 횡방향 변위량이 상부구조에서 정해지는 한계변위량을 넘어서지 않는 조건을 만족시키는 가장 큰 값으로 한다.
- (2) 타입말뚝의 횡방향 저항력은 다음사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 외말뚝의 횡방향 저항력은 횡방향 재하시험을 실시하여 결정하는 것이 가장 바람직하며, 실제 구조물의 하중조건과 다른 경우에는 그 결과를 적합한 방법으로 해석한다.
 - ② 횡방향 재하시험을 실시할 수 없는 경우에는 탄성보 방법과 극한 평형법과 같은 해석적 방법 또는 프레스미터 결과를 이용한 방법으로 횡방향 저항력을 추정할 수 있다.
- (3) 횡방향 저항력의 경우에는 극한저항력을 매개로 하지 않고, 직접 말뚝의 하중-변위 거동에 따라 저항력을 구하여야 한다. 이것은 횡방향 저항력의 특수한 성격을 고려한 것이기 때문이다. 말뚝이 횡방향 하중을 받을 경우에는 흙의 파괴는 하중이 증대되어 감에 따라 지표면에서 점차적으로 깊은 곳으로 진행되는 성질이 있고, 흙의 파괴하중은 간단히 정할 수가 없다(다만, 짧은말뚝일 때는 제외). 따라서 말뚝의 저항력은 말뚝자체의 거동에 따라 정하여야 한다. 횡방향 하중을 받을 때 말뚝에는 휨이 생긴다. 이에 따라 말뚝에 휨모멘트가 발생하고 또 말뚝머리에는 변위가 생긴다. 휨모멘트가 커지면 말뚝이 꺾어지며, 말뚝머리 변위량이 커지면 상부구조에 지장을 주게 된다. 따라서 말뚝의 횡방향 저항력은 앞선 (1)항을 만족하도록 정하여야 한다.
- (4) 위의 경우는 근입길이가 긴 경우이며, 근입길이가 짧은 경우에는 다소 달라진다. 근입길이가 긴말뚝에서는 횡방향 하중을 받더라도 말뚝 밑부분에는 거의 변위가 생기지 않으며 따라서 이 부분에는 지반반력의 변화도 없고, 하중에 대해서도 아무런 저항을 발휘하지 않는다. 근입길이가 긴말뚝에서 하중에 대해서 유효한 저항을 발휘하고 있는 부분의 길이를 유효길이라 부른다. 긴말뚝의 경우 횡방향 하중에 대한 말뚝의 거동은 말뚝의 실제 근입길이에는 관계가 없으며, 말뚝 하부는 지반 속에 고정된 형태를 갖는다. 말뚝의 강성이 큰데 비하여 길이가 짧은 경우를 짧은말뚝이라고 한다. 짧은말뚝에서는 횡방향 하중에 의한 말뚝의 움직임은 휨보다는 회전에 가까워지며, 극단의 경우에는 어느 하중으로 흙이 전면적인 파괴상태에 들어가 말뚝이 전도하게 된다. 이와 같은 경우에는 흙의 파괴하중에 의해 말뚝의 횡방향 극한저항력을 규정할 수가 있다. 그러므로 짧은말뚝의 횡방향 저항력을 정하기 위해서는 휨강도, 말뚝머리 변위량 외에 흙의 파괴하중도 고려하지 않으면 안 된다. 짧은말뚝은 긴말뚝에 비해서 말뚝머리 변위가 크게 되고, 전도의 위험도 있다. 또 말뚝머리 변위나 휨모멘트가 근입길이의 영향을 받기 때문에 긴말뚝의 경우보다 이들의 예측이 어렵다. 더구나 짧은말뚝은 일반적으로 크리프나 반복하중에 대해서도 불리하다. 그러므로 횡방향력을 지지하는 말뚝으로서 짧은말뚝을 사용하는 것은 가급적 피하는 것이 좋다.
- (5) 무리말뚝의 횡방향 저항력은 말뚝중심 간격에 따른 영향을 고려한다. 하중이 작용하는 방향의 말뚝중심간 거리가 말뚝직경의 8 배 이하일 때에는 무리말뚝효과를 고려하며, 하중직각방향의 말뚝간 거리가 말뚝직경의 2.5 배 이상이면 그 방향의 무리말뚝 효과를 고려하지 않아도 된다.
- (6) 무리말뚝 효과에 대해서는 무리말뚝의 횡방향 재하시험을 실시하여 확인하는 것이 가장 바람직하다. 횡방향 하중을 받고 있는 무리말뚝의 경우, 일반적으로 여러 개의 말뚝을 인접해서 설

치하게 되므로 각 말뚝에 의하여 지반에 전달되는 응력이 중복되는 경우가 발생한다. 현장 재하시험이나, 원심모형시험을 통한 횡방향 저항력 측정치에 따르면, 무리말뚝 주변의 지반저항력은 지반저항력 발생영역의 중첩으로 인하여 감소하게 되는데 이러한 효과를 '그림자 효과(shadow effect)' 라고 한다. 그림자 효과를 나타내는 무리말뚝의 횡방향 저항거동은 정량화하기가 쉽지 않으므로 횡방향 재하시험이나 모형실험을 통하여 확인하는 것이 바람직하다. 그러나, 무리말뚝의 횡방향 재하시험 또한 현장조건에서 실시하는 것이 쉽지 않으므로 (7)항에서 설명하는 해석적 방법으로 추정할 수 있다.

- (7) 무리말뚝의 횡방향 재하시험을 실시할 수 없는 경우에는 해석적 방법으로 추정할 수 있다. Brown(1988)은 무리말뚝의 횡방향 저항거동을 산정하는 해석적 방법으로 무리말뚝에서 각 열에 따라 주어진 변위에서 지반의 저항력 감소를 설명하기위해 P-multiplier 이론을 제안하였다. P-multiplier 는 무리말뚝의 원심모형시험과 실물 재하시험으로부터 얻어낸 결과를 토대로 경험적으로 이끌어낸 계수이다. P-multiplier 는 지반의 종류, 지반 물성, 말뚝 간격, 말뚝위치 그리고 말뚝머리 고정상태 등에 영향을 받지만, 실제 설계에서는 무리말뚝의 기하학 조건(말뚝 중심부 간격, 하중 방향에 대한 말뚝의 위치 등)에 따라 제안된 값이 적용되고 있다.

6.8.3.1 재하시험에 의한 말뚝 횡방향 저항력의 추정

- (1) 횡방향 재하시험 결과는 말뚝과 하중조건에 따라 크게 달라진다. 이 설계기준에서는 재하시험이 실제의 구조물과 같은 조건으로 시행되었다고 가정하고 재하시험 결과에서 저항력을 구하는 방법을 제시한다.
- (2) 횡방향 재하시험에서 하중-말뚝머리변위 곡선은 일반적으로 처음부터 구부러진 형태를 나타내고 짧은말뚝인 경우를 제외하면 명확한 항복하중이나 극한하중이 규명되지 않는 것이 보통이다. 이것은 근입길이가 긴말뚝에서는 흙의 소규모적인 파괴현상이 점진적으로 발생할 뿐이며, 전면적인 파괴가 일어나지 않기 때문이다. 그러므로 하중-말뚝머리변위 곡선은 항복하중이나 극한하중을 구하기 위한 것이 아니고 말뚝머리 변위량을 제한하기 위하여 사용한다. 말뚝머리 한계변위량을 결정하면 하중-말뚝머리변위 곡선상의 그 변위에 대해서 다시 휨강도를 고려하여야 한다. 즉 한계변위량 발생 시 하중이 작용하였을 때에 말뚝에 발생하는 최대의 휨강도가 말뚝재료의 설계휨강도를 넘어서는 안 된다. 재하시험에서 말뚝의 휨강도의 분포를 알기 위해서는 말뚝에 스트레인게이지를 설치하여야 한다. 그러나 이것은 비용과 시간이 많이 소요되고 또한 기술적으로 확실한 측정치를 얻기가 상당히 어려우므로 보통의 재하시험에서는 휨강도의 측정을 하지 않는 것이 일반적이다. 휨강도를 측정하지 않는 경우에는 말뚝머리의 변위를 측정한 결과와 해석적 방법을 조합함으로써 최대 휨강도를 간접적으로 추정할 수 있다.
- (3) 재하시험에서 재하하중이 매우 클 경우 하중-말뚝머리변위 곡선에서 파괴하중을 추정할 수 있을 때가 있다. 이것은 말뚝의 꺾어짐 즉 휨파괴를 나타내는 때이다. 이 경우에는 횡방향 저항력이 파괴하중의 1/3을 넘지 않는다는 조건에서 휨강도를 산정한다. 재하시험에 있어서 파괴하중을 얻지 못할 때에는 최대시험하중을 파괴하중으로 보고 휨강도를 검토한다. 짧은말뚝의 횡방향 저항력을 구하기 위해서는 이미 설명한 말뚝머리 변위 및 휨강도 검토 외에 말뚝의 전도에 대한 고려가 필요하다. 즉 한계하중은 전도하중의 1/3을 넘어서는 안 된다. 전도하중이 얻어지지 않을 때는 최대시험하중을 전도하중으로 본다.

6.8.3.2 재하시험 외의 말뚝 횡방향 저항력의 추정

- (1) 재하시험 이외로 외말뚝의 횡방향 저항력을 구하는 방법은 다음 중 어느 한 방법에 의하여 추정할 수 있으며 가능하면 이들 방법을 조합하여 추정하는 것이 좋다.

(2) 해석적 방법에 의한 추정

횡방향 하중을 받는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정하는 방법으로는 말뚝을 탄성보로 보고 해석하는 방법과 극한평형법이 있다. 이 때에는 해당 지반반력의 성격 및 그 계수를 알아야 한다. 지반반력에 관한 계수는 지반조건에 따라 추정할 수도 있으나 정확한 지반반력에 관한 계수를 파악하려면 그 지점에서 재하시험을 하여야 한다.

① 극한평형법

② 탄성지반반력법

③ p-y 곡선 방법

(3) 프레셔미터 결과에 의한 추정

말뚝자체의 설계휨강도가 문제되지 않는 짧은말뚝의 경우에는 Menard(1962)에 의하여 고안된 프레셔미터시험 결과를 이용한 말뚝 횡방향 저항력 추정방법을 사용할 수 있다.

(4) 전산 해석프로그램을 통한 예측

해석적 방법이나 재하시험을 통한 말뚝 거동예측은 여러 가지 제한사항과 가정 등의 문제점이 존재할 수 있다. 따라서 실제 설계 시에는 유한요소해석(FEM 해석)과 같은 지반-구조물의 전산 정밀 해석을 수행하여 재하시험이나 해석적 방법에서 고려하지 못하는 부분에 대한 모델링을 바탕으로 횡하중을 받는 말뚝의 거동을 검토할 수 있다.

6.8.4 변위량 검토

(1) 상부구조에 대한 해석 시, 하부기초의 지점은 고정이 아닌 축방향 및 횡방향 변위를 고려할 수 있도록 하여야 하며, 지반은 선형 또는 비선형 스프링으로 설계하여야 한다.

(2) 타입말뚝에 설계하중이 작용할 때의 침하량은 허용된 범위 이내가 되어야 하므로 허용된 범위의 침하량 안에서 외말뚝의 침하량, 무리말뚝의 침하량 및 부등침하량 값을 상부 구조물의 특성과 연계하여 판정한다.

(3) 말뚝의 횡방향 변위는 상부로부터 작용하는 하중을 모두 고려하여 구조적 안정성을 확보할 수 있는 범위 내에서 허용할 수 있다. 말뚝 및 교각부의 횡방향 변위는 교좌장치의 구속조건을 고려하여 검토되어야 한다. 이 때 말뚝의 횡방향 변위는 선형 또는 비선형 해석을 통하여 산정한 값으로 한다.

(4) 타입말뚝의 과도한 변위, 전체 안정성에 대한 검토는 사용한계상태에서 검토한다.

6.8.4.1 타입말뚝의 침하량 산정

(1) 말뚝의 침하거동에 미치는 영향요인은 매우 다양하므로 외말뚝 또는 무리말뚝의 침하량을 정확하게 예측하는 것은 난해한 문제이다. 일반적으로 말뚝의 주면마찰력은 수 mm정도의 변위에서 극한상태에 도달되기도 하지만 극한 선단저항력은 말뚝직경의 약 5 ~ 10 %정도의 큰 변위에서 발생하므로 저항력 발휘에 소요되는 변위거동이 상이하다. 즉, 말뚝의 하중-침하거동은 저항력 성분의 상대적인 영향정도, 지반조건 및 말뚝시공방법 등에 따라 영향을 받기 때문이다. 그러나 지금까지 보다 신뢰도 높은 말뚝의 침하량을 산정하기 위한 이론적, 경험적 방법들이 다양하게 연구되어 침하거동을 적절히 평가할 수 있는 기법들이 개발되어 왔다.

(2) 타입말뚝에 대한 대표적 경험식은 Vesic(1970, 1977)방법이 널리 적용되고 있으며, 이론적 예측 기법으로서는 탄성 연속체 역학에 근간을 둔 Poulos and Davis(1980)방법이 선단지지 말뚝 또는 마찰말뚝 등에 적용되고 있다. 여기에 Coyle and Reese(1966)에 의해 발표된 하중전이함수

를 적용한 예측방법도 사용되고 있다. 한편 무리말뚝에 대해서도 Poulus and Davis(1980), Randolph(1987)에 의해 이론적 기법이 연구된 바 있다.

- (3) 변위량 검토란 말뚝머리의 추정변위량과 상부구조에서 결정되는 한계변위량의 비교이다. AASHTO LRFD(2007)에서는 교량 구조물에 대해서 상대처짐 평가기준을 제시하였으며, 아래와 같다.

$$\text{단순교의 각변위량} : A = 0.008rad \quad (6.8.1)$$

$$\text{연속교의 각변위량} : A = 0.004rad \quad (6.8.2)$$

- (4) 한계침하량은 정확한 수치로 규정함은 비합리적이고, 상부구조의 구조형식, 사용재료, 용도, 중요성 및 침하의 시간적 성격 등에 의해서 규정되어야 하는 것이다.
- (5) 6.8.2항 외말뚝에 대한 축방향 저항력 산정방법에서와 같이 침하량의 평가에서도 실물말뚝에 대한 압축정재하시험 결과로부터 구한 말뚝머리 하중-침하량 관계를 이용하여 예측하는 것이 가장 신뢰도 높은 방법이다. 여기서 압축정재하시험은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편을 따르는 것으로 한다. 재하시험을 수행하여 설계하중에 해당하는 침하량을 구함으로써 실제 말뚝의 발생 가능한 침하량으로 추정할 수 있지만 재하하중의 작용시간이 짧다는 점, 시험말뚝이 지반조건 및 설계조건을 대표할 수 없다는 점, 지반거동 특성에 따라 침하량이 상이하게 나타난다는 점 등을 재하시험결과에 고려하여 침하량을 산정하는 것이 가장 바람직하다. 말뚝에 대한 압축 정재하시험 결과를 얻지 못하는 경우 침하량 산정공식이나 해석적 기법을 이용하여 침하량을 추정할 수 있다. 타입말뚝의 침하량 산정공식은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편을 따르는 것으로 한다. 해석적 기법을 적용할 때에는 말뚝의 하중전이특성을 파악하여 반영하여야 신뢰도가 높아진다(Reese and O'Neill, 1988).
- (6) 일반적으로 침하의 양상은 말뚝형식에 따라 다르지만, 초장대교량의 경우에는 암반 위에 놓인 선단지지말뚝이 대부분이다. 견고한 지지말뚝에서는 전체적으로 침하가 작고 더구나 침하는 말뚝자체의 탄성변형량이 대부분이며, 소성변형량 또는 잔류변형량은 몇 mm를 넘지 않는 것이 보통이다. 무리말뚝 침하량은 외말뚝의 침하량 보다 약간 큰 침하가 발생하는 것으로 알려져 있다. 암반이 경사진 경우에는 말뚝을 암반 속에 충분히 근입하지 않으면 하중이 작용할 때 말뚝이 미끄러질 가능성이 있다. 암반이 견고하지 않을 때에는 코아를 채취하여 압축특성 등을 시험할 필요가 있다.

6.8.4.2 횡방향 하중을 받는 타입말뚝의 횡방향 변위

횡방향 변위기준은 국외의 경우 주로 38 mm 이내, 국내의 경우 기초폭의 1 % 이내로 규정하고 있으나 각 기관별, 연구자별 횡방향 변위에 대한 구체적인 크기 또는 규정이 모호하여, 대부분 상부 구조 및 말뚝부재의 안정성이 확보되는 변위까지로 확대 적용되고 있다.

6.8.4.3 사용한계상태의 변위

- (1) 한계 축방향/횡방향 변위 기준은 말뚝의 형태, 사용 기간, 그리고 인접 구조물의 영향에 의한 과도한 변위에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 한계평형해석으로써 평가할 수 있다.
- (2) 무리말뚝의 침하를 계산하기 위해서는 지반에 근입된 말뚝 깊이의 2/3에 위치한 등가 확대기초에 하중이 작용하는 것으로 가정할 수 있다. 사질토 속에 있는 말뚝기초의 침하는 "사용하중조

합"의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 검토하여야 한다. 또한 점성토 속에 설치된 말뚝기초의 침하하는 일시 하중만을 제외하고 "사용하중조합"의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 조사하여야 한다. 또한, 적용 가능한 모든 사용하중상태의 "사용하중조합"으로 기초의 횡방향 변위를 조사하여야 한다. 사질토의 무리말뚝 침하하는 현장 원위치시험 결과와 등가 확대기초의 위치를 이용하여 계산할 수 있다.

6.8.5 부주면마찰력과 인발저항력

- (1) 압밀이 진행 중인 지반에 시공되었거나 말뚝 시공 이후 지반침하가 발생하는 경우 타입말뚝에 작용하는 부주면마찰력(dragload)을 고려하는 경우에는 다음 사항을 반영한다.
 - ① 부주면마찰력의 크기는 중립면의 위치, 말뚝선단 지지층의 특성, 침하지반의 특성, 말뚝재료의 특성을 고려하여 산정한다.
 - ② 부주면마찰력이 발생하는 지반조건에서는 선단저항력의 크기, 말뚝의 침하, 주면마찰력의 크기 및 분포를 판단할 수 있는 압축재하시험을 실시하여 축방향 저항력을 결정하는 것이 바람직하다.
 - ③ 부주면마찰력이 큰 경우에는 부주면마찰력 감소방법을 적용하여야 한다.
- (2) 타입말뚝의 인발저항력은 다음 사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 외말뚝의 인발저항력은 지반의 축방향 인발저항력에 말뚝의 무게를 더한 값과 말뚝본체의 설계 인발하중 중 작은 값으로 한다.
 - ② 지반의 축방향 설계 인발저항력은 인발재하시험을 실시하여 판정하는 것이 가장 바람직하다.
 - ③ 인발정재하시험 결과를 얻을 수 없는 경우에는 압축재하시험 결과로부터 얻어진 극한 주면마찰력으로부터 극한 인발저항력을 추정할 수 있다.

6.9 현장타설말뚝

6.9.1 설계일반

- (1) 현장타설말뚝
 - ① 현장타설말뚝 본체의 설계압축하중은 콘크리트와 보강재로 구분하여 설계압축하중을 각각 산정한 다음 이 두 값을 합하여 결정한다.
 - ② 콘크리트의 설계압축하중은 콘크리트의 설계압축강도에 콘크리트의 단면적을 곱한 값으로 한다.
 - ③ 보강재의 설계압축하중은 보강재의 설계압축강도에 보강재의 단면적을 곱한 값으로 한다.
 - ④ 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 부식방지공을 검토하여야 하며 이 조건을 고려하여 말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.
- (2) 단일 현장타설말뚝
 - ① 현장타설말뚝의 특수한 형식으로서, 기초를 시공하지 않고 말뚝과 교각을 연속 시공하여 유연한(flexible) 거동을 보이는 기초이다.
 - ② 명시되어 있지 않은 사항은 이 설계기준의 현장타설말뚝의 설계기준을 따르는 것으로 한다.
 - ③ 축방향 저항력은 현장타설말뚝과 동일하게 설계하고, 횡방향 저항력에 대한 설계는 지중부 및 지상부를 함께 고려하여 설계를 수행하여야 하며, 국외기준(AASHTO, 2002; Caltrans, 2006; FHWA, 1987)을 참고하여 적용할 수 있다.
 - ④ 단일 현장타설말뚝의 설계는 다양한 해석 모델링을 적용하여 설계하며, 내진 해석시 지진강

도가 매우 큰 지역이나 상부에 연약지반이 있는 경우 지반 비선형성을 고려하여 해석을 수행하여야 한다. 단일 현장타설말뚝의 설계를 위한 구조해석 모델링 방법은 6.12.3항을 따르는 것으로 한다.

(3) 지반의 축방향 압축저항력은 다음 사항을 고려하여 결정한다.

- ① 외말뚝 조건에서 지반의 축방향 압축저항력은 축방향 극한압축저항력에 소정의 저항계수를 곱한 값으로 한다.
- ② 저항계수는 축방향 극한압축저항력을 산정하는 방법의 신뢰도에 따라 적절한 값을 적용한다.
- ③ 하중저항계수법을 적용하여 저항력을 결정할 경우에는 예상되는 한계상태에 대한 요구조건을 만족하도록 설계하되, 자료의 신뢰성을 중시하여 결정된 저항계수를 적용한다.

6.9.2 축방향 저항력

- (1) 현장타설말뚝의 축방향 저항력은 6.8.2 항을 따르며, 그 이외의 내용은 다음과 같다.
- (2) 현장타설말뚝의 축방향 저항력은 말뚝본체의 설계압축하중과 지반의 저항력 중 작은 값 이하로 한다.

6.9.3 횡방향 저항력

현장타설말뚝의 횡방향 저항력은 6.8.3 항을 따르며, 그 이외의 내용은 다음과 같다.

- (1) 현장타설말뚝의 횡방향 저항력은 말뚝에 발생하는 휨강도가 말뚝재료의 설계휨강도 이내가 되는 값이며 말뚝머리의 횡방향 변위량이 상부구조에서 정해지는 한계변위량을 넘어서지 않는 조건을 만족시키는 가장 큰 값으로 한다.
- (2) 단일 현장타설말뚝의 횡방향 저항력은 도로교설계기준 해설(2008) 또는 표준관입시험 결과를 이용하여 구할 수 있다.

6.9.4 변위량 검토

- (1) 현장타설말뚝의 침하량 산정은 6.8.4.1 목을 따른다.
- (2) 현장타설말뚝의 횡방향 변위기준은 6.8.4.2 목을 따른다.
- (3) 현장타설말뚝의 사용한계상태의 변위는 6.8.4.3 목을 따른다.

6.9.4.1 현장타설말뚝의 침하량 산정

- (1) 현장타설말뚝의 침하량 산정의 경우, 토사지반에 대하여 Reese and O'Neill(1988), 암반에 소켓된 현장타설말뚝에 대하여 Pells and Turner(1979)에 의한 산정방법을 주로 이용한다. 보다 상세한 내용은 6.8.4.1 목을 따르는 것으로 한다.
- (2) 단일 현장타설말뚝의 침하량 산정은 현장타설말뚝의 침하량 산정방법을 따르며, 그 이외의 내용은 다음과 같다.
 - ① 단일 현장타설말뚝에서 교각의 높이가 높은 경우 침하량 산정은 시공단계를 고려하여 코핑설치 이후에 발생하는 침하량에 대하여 상부 구조물의 안정성을 검토할 수 있다.
 - ② 암반이 경사진 때에는 어느 정도 암반 속에 말뚝을 근입하지 않으면 하중이 가해졌을 때 말뚝이 미끄러질 염려가 있으므로 하향 경사부에서 발생하는 최소 근입깊이가 암반에 1D 이상 되도록 하는 것이 바람직하다

6.9.4.2 횡방향 하중을 받는 현장타설말뚝의 횡방향 변위

단일 현장타설말뚝의 횡방향 변위 산정 시, 지표면 상부와 하부의 거동을 동시에 고려하여 구조적 안정성이 확보되도록 하여야 하며, P- Δ 해석을 수행하여 교좌장치 변위를 예측하는 것이 바람직하다. 단일 현장타설말뚝의 횡방향 변위는 지표면을 기준으로 말뚝의 횡방향 변위기준을 따르며, 상부토층이 매우 연약하여 저항력을 무시할 수 있는 경우 변위기준면을 낮출 수 있다.

6.9.4.3 사용한계상태의 변위

- (1) 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정할 경우 영구하중만을 고려한다.
- (2) 사질토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정할 경우 영구하중에 일시적인 하중을 더한 값을 사용한다.
- (3) 현장타설말뚝의 침하량은 다음 사항을 고려하여 추정하여야 한다.
 - ① 단기간 침하량
 - ② 점성토에 시공될 경우에는 압밀침하량
 - ③ 현장타설말뚝의 축방향 압축량

6.9.5 부주면마찰력과 인발저항력

현장타설말뚝의 부주면마찰력과 인발저항력은 6.8.5 항을 따르는 것으로 한다.

6.10 앵커리지 기초

6.10.1 설계일반

- (1) 앵커리지 기초의 설계는 도로교설계기준 해설(2008) 및 구조물 기초설계기준 해설(2009)을 따르는 것으로 한다.
- (2) 앵커리지 설계에 있어서는 시공조건을 고려하여야 한다. 시공조건을 만족시키지 않을 경우에는 별도의 시험 등을 수행하여 이 설계기준과 동일하거나 그 이상의 설계 여유를 확보하도록 한다.
- (3) 앵커리지 기초는 지지, 전도, 활동에 대해 안정하여야 한다. 또한 앵커리지 설계 시, 케이블에 작용하는 힘에 견딜 수 있어야 한다. 지반의 변위가 탄성변위 내에서 비교적 크게 예상되는 경우에는 주케이블에 작용하는 작용력과 앵커리지에서 발생하는 변위를 고려하여 설계할 수 있으며, 변위예측은 앵커리지가 설치될 위치에서 소형 모형실험 또는 상세 수치해석을 통하여 구한 값을 이용하는 것이 바람직하다.
- (4) 앵커리지와 기초는 다음 사항을 고려하여 선정하여야 한다.
 - ① 지형 및 지질조건
 - ② 구조물의 특성
 - ③ 시공조건
 - ④ 환경조건
 - ⑤ 기 타
- (5) 앵커리지 기초 설계에 필요한 다음과 같은 지반정수는 지반조사 및 토질시험의 결과를 종합적으로 판단하여 결정한다.
 - ① 지반의 물리적 성질 : 입도, 간극비, 단위중량, 컨시스턴시, 함수비, 탄성파속도
 - ② 지반의 정역학적 성질 : 점착력, 내부마찰각, 변형계수, 압축지수, 압밀계수, 압밀항복하중,

크리프정수, 포아송비

③ 지반의 동역학적 성질 : 전단탄성계수, 재료감쇠비

6.10.2 중력식 앵커리지 얇은기초의 설계

얇은기초의 안정성 평가는 시공 시, 완성 시에 대해 다음의 4개 항목에 대해 만족하여야 한다.

- (1) 지반의 저항력
- (2) 활동
- (3) 전도
- (4) 변위

6.10.2.1 축방향 저항력에 대한 안정성 검토

- (1) 여러 가지 하중상태에 대해서 기초 저면에 대한 축방향 작용력이 기초에 대한 지반 저항력보다 작도록 기초의 치수, 근입깊이를 정하여야 한다.
- (2) 지반의 축방향 저항력은 하중의 편심경사를 고려해서 구한 지반의 극한저항력에 소정의 저항계수를 곱한 값으로 한다.
- (3) 지반의 저항력은 기초저면에 있어서 하중에 편심과 경사를 고려한 얇은기초로서 산정하는 것으로 한다.

6.10.2.2 전도에 대한 안정성 검토

- (1) 기초저면에 경우, 지반반력 합력의 작용 위치는 기초저면 단면의 핵 안쪽이어야 한다.
- (2) 상시에 대해서는 편심률에 대한 상한 기준에 대한 검토를 수행한다. 원형단면과 구형단면의 핵의 범위는 그림 6.10.1과 같다.

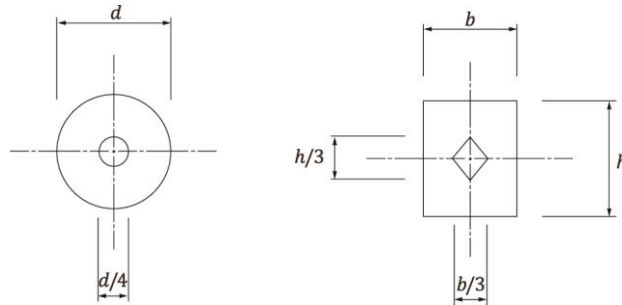


그림 6.10.1 전형적인 단면의 핵

6.10.2.3 활동에 대한 안정성 검토

- (1) 기초 저면에 작용하는 횡방향 외력은 기초 저면의 활동저항력에 소정의 저항계수를 곱한값보다 작아야 한다.
- (2) 장대(長大)한 앵커리지는 상당히 큰 횡방향 하중을 지지하고 활동부는 교량의 안전도를 크게 좌우하기 때문에 특히 여유를 두고 설계하여야 한다.
- (3) 기초저면의 활동에 대해서 저항면적은 일반적으로 유효재하면적 또는 접지면적으로 가정한다.
- (4) 기초의 활동저항력은 식 6.10.1에 의해 구한다.

$$H_u = c A + V \tan \Phi \quad (6.10.1)$$

여기서, H_u 는 기초의 활동저항력(kN), c 는 기초지반의 점착력(kN/m²), ϕ 는 기초지반의 내부마찰각(deg), A' 은 작용하중상태에 의한 접지면적(m²), v 는 기초저면에 작용하는 축력(kN)을 의미한다.

6.10.2.4 하부구조 변위에 대한 안전성

- (1) 하부구조의 상시에 대한 변위는 다음 고려사항 등을 만족하여 교량의 기능상, 구조상 유해해서는 안된다.
 - ① 하부구조의 본체에 유해한 강도 또는 균열이 발생하지 않을 것
 - ② 상부구조에 유해한 강도 또는 변형이 발생하지 않을 것
 - ③ 자동차의 주행에 악영향을 주지 않을 것
- (2) 시공 중에 생긴 현수교 및 사장교의 하부구조의 변위는 상부구조의 설계에서 고려하여야 한다. 과거에는 고려사항을 확인할 수 있는 설계기준 변위량을 설정하고 있다. 설계기준 변위량은 중앙지간이 1,000 ~ 1,500 m의 현수교를 대상으로 하여 탑 기부의 부가강도가 한계강도의 5 %가 되도록 변위량을 역산하여 그들을 하부구조의 기준변위량으로 한 것이다. 그러나 일반적으로 현수교 및 사장교의 하부구조는 규모가 크기 때문에 제한된 변위량에 따라 치수를 정하는 것은 비경제적이다. 한편, 상부구조는 하부구조의 변위에 대하여 유연한 현수구조이므로 하부구조의 변위가 발생한 경우에도 부분적인 부재의 변경에 의해 대응이 가능한 경우가 있다. 따라서, 진동레벨에 대응하기 위해 하부구조의 변위에 대한 안전성과 경제성을 고려한 하부구조 변위기준이 있으므로, 상부구조의 설계 시 고려하여야 할 하부구조 변위는 하부구조 변위기준을 따른다. 현수교, 사장교 이외의 교량은 도로교설계기준 해설(2008)을 참고로 한다.
- (3) 현수교 및 사장교의 상부구조의 설계에서 고려하여야 할 하부구조의 변위는 식 6.10.2에 의해 구하는 것으로 한다. 앵커리지, 교탑 밑 교각 각각에 대한 상시하중의 조건 및 산정하는 변위와 그 위치는 상부구조에의 직접적인 영향을 주며, 표 6.10.1과 같다. 스프레이새들 설치 후 또는 주탑 완성 후에 생긴 크리프변위는 이 시점 이후에 상시하중 작용에 의해 생긴 크리프변위 이외에 이전의 건설단계로부터 생겨있는 크리프변위의 잔류량도 있는 것에 주의하여야 한다.

$$\delta = \delta_s + \delta_E + \delta_C \quad (6.10.2)$$

여기서, δ =상부구조의 설계에서 고려하여야 할 하부구조의 변위

δ_s =스프레이새들 설치 후 또는 주탑 완성 후에 작용하는 상시하중에 의한 탄성변위

δ_E =지진하중에 의한 변위

δ_C =스프레이새들 설치 후 또는 주탑 완성 후에 생긴 크리프변위

표 6.10.1 상시하중의 조건 및 산정변위와 그 위치

	상시하중의 조건	산정변위	변위산정 위치
앵커리지	스프레이새들 설치 후에 작용하는 상시하중	횡방향 변위 축방향 변위	스프레이포인트
주탑 밑 교각	주탑 완성 후에 작용하는 상시하중	횡방향 변위 축방향 변위 회전변위	탑 기부 중심

6.10.3 터널식 앵커리지의 설계

- (1) 터널식 앵커리지의 안정성 검토는 완성 시의 상시 활동에 대해 안전성을 확보하여야 한다.
- (2) 터널식 앵커리지의 지진 시의 검토는 지진 시의 설계 케이블장력이 상시의 경우보다 작고, 앵커구체의 관성력 영향도 거의 무시할 수 있으므로 제외할 수 있다.

6.10.3.1 활동에 대한 안정성 검토

- (1) 터널식 앵커리지에 작용하는 케이블장력은 제 2장에 명시된 하중계수 및 하중조합을 고려하여 산정하고, 앵커리지의 활동저항력에 소정의 저항계수를 곱한 값보다 작아야 한다.
- (2) 터널식 앵커리지의 활동에 대한 저항력 고려방안은 앵커부의 자중(구체중량), 활동면 내의 암(연동 암)의 중량, 활동면 주변의 마찰력 및 점착력에 의해 저항하는 것을 기본으로 한다.
- (3) 터널식 앵커리지 활동저항력은 다음의 사항에 따라 크게 영향을 받으므로 이들에 대해서는 시 공방법, 지반조건 등을 감안하여 산정하여야 한다.
- ① 파괴활동면
 - ② 마찰 및 점착저항 발현 범위
 - ③ 터널 굴착에 따른 손상암반 영역
 - ④ 암반 강도정수
- (4) 터널식 앵커리지의 설계에 있어서 앵커리지부의 활동저항력에 대한 확립된 이론은 아직 없으며, 단지 다음에 대하여 일반적인 역학, 수치해석, 반경험적인 방법 등을 바탕으로 정립된 설계 개념에 의거하고 있다.
- ① 파괴가능성 있는 형태
 - ② 국부적인 파괴가능성
 - ③ 불연속면
- (5) 터널식 앵커리지부의 활동저항력은 식 (6.10.3)에 의해 산정한다.

$$H_t = W \sin \theta + \mu W \cos \theta + c A \quad (6.10.3)$$

여기서, H_t = 터널앵커부의 활동저항력(kN)

$$W = W_c + W_R$$

$$W_c = \text{구체 중량(kN)}$$

$$W_R = \text{연동암괴 중량(kN)}$$

$$\mu = \text{평균 마찰계수}$$

$$c = \text{지반의 점착력(kN/m}^2\text{)}$$

$$A = \text{주면적(m}^2\text{)}$$

$$\theta = \text{터널 경사각(deg)}$$

다만, 점착저항력을 제외할 경우 식 6.10.4 에 의해 산정한다.

$$H_t = W \sin \theta + \mu W \cos \theta \quad (6.10.4)$$

6.10.4 기타 특수한 형식의 앵커리지 설계

지형 및 지질조건과 지반-구조물 상호작용을 고려하여 케이블 장력 및 하중에 대한 저항원리를 공학적으로 검토하고, 검토 후 안정성이 확보되면 특수한 구조형태의 앵커리지를 설계할 수 있다.

6.10.4.1 활동에 대한 안정성 검토

- (1) 6.10.2항 또는 6.10.3항에 따라 설계하여야 한다. 두 형식의 앵커리지 형식과 다른 역학적인 지지거동이 예측될 경우, 수치해석과 모형실험 혹은 실물실험을 통하여 그 적합성을 제시 및 확인하여야 한다.
- (2) 국부적인 집중하중에도 안정성을 확인하여야 하며, 발생된 변위가 상부공에 미치는 영향도 검토하여야 한다. 지중 혹은 암반 내에 앵커리지의 안정성에 영향을 줄 수 있는 약한 층이 존재할 경우 이에 대한 영향 검토는 별도로 수행하여야 한다.
- (3) 앵커리지의 설계에 있어서 앵커리지부의 활동에 대한 확립된 이론은 아직 없으며, 단지 다음사항에 대하여 일반적인 역학, 수치해석, 반경험적인 방법 등을 바탕으로 정립된 설계개념에 따라 설계하여야 한다.
 - ① 파괴가능성 있는 형태
 - ② 국부적인 파괴가능성
 - ③ 불연속면

6.11 강관널말뚝 기초

6.11.1 설계일반

- (1) 강관널말뚝은 주탑이나 접속교의 기초로 사용하거나 가물막이용 가시설물로도 사용할 수 있다.
- (2) 이 설계기준에서 규정하는 강관널말뚝기초의 구조는 모든 강관널말뚝이 지지층까지 타입되는 우물통형식으로 한다. 강관널말뚝기초는 강관에 용접으로 이음금속을 붙여 서로 연결할 수 있도록 한 널말뚝으로서, 안벽, 가물막이, 널말뚝기초 등으로 많이 쓰이고 있으며 다음과 같은 몇가지 특징이 있다.
 - ① 가물막이 겸용 공법이 가능하므로 하천이나 해상에서 시공이 용이하다.
 - ② 강관말뚝의 기능도 갖고 있으므로 축방향 저항력도 크게 할 수 있다.
 - ③ 단면계수가 대단히 크므로 횡방향 저항력이 크다.
 - ④ 형상 크기 등을 임의로 할 수 있으므로 시공의 난이도에 영향을 받지 않는다.
- (3) 강관널말뚝기초에 하중이 작용함으로써 우물통 바닥면에 발생하는 축방향 반력은 그 위치에서 허용되는 강관널말뚝의 저항력 이내이어야 한다. 또한 강관널말뚝기초의 발생변위량이 한계변위량보다 작아야 한다.
- (4) 축방향 하중은 우물통 바닥면 지반의 축방향 지반반력과 우물통 주변 지반의 마찰력이 저항하도록 한다. 횡방향 하중은 전면 지반의 횡방향 지반반력, 우물통 바닥면 지반의 전단력 그리고 우물통 측면의 전단력이 저항하도록 한다.

6.11.2 강관널말뚝의 축방향 저항력

- (1) 축방향 압축저항력은 지반의 축방향 압축저항력과 말뚝재료의 설계강도를 비교하여 작은 값을 사용한다.
- (2) 지반의 축방향 압축저항력은 지반의 극한 축방향 압축저항력에 대하여 소정의 저항계수를 곱하여 산정한다.
- (3) 지반의 극한 축방향 압축저항력은 축방향 재하시험을 통해 구하거나 압축저항력산정식을 통해 추정할 수 있다.
- (4) 축방향 인발저항력은 지반의 축방향 인발저항력에 말뚝의 무게를 더한 값으로 한다. 이 경우,

축방향 인발저항력은 말뚝재료의 한계 인발강도보다 작아야 한다.

- (5) 지반의 축방향 인발저항력은 지반의 극한 축방향 인발저항력에 대하여 소정의 저항계수를 곱하여 산정한다.
- (6) 지반의 극한 축방향 인발저항력은 인발재하시험을 통해 구하거나 인발저항력산정식을 통해 추정할 수 있다.

6.11.2.1 강관널말뚝의 축방향 압축저항력

- (1) 강관널말뚝은 강관말뚝과 가까운 성질을 지니고 있기 때문에 그 축방향 압축저항력(Q_u)은 강관널말뚝 1개당의 저항력에 의한다.
- (2) 강관널말뚝이 타입공법으로 시공되는 경우 저항계수는 외말뚝에 적용하는 저항계수를 참고할 수 있다. 다만, 선택과 적용에 있어서는 각별한 신중함이 요구된다.
- (3) 강관널말뚝의 극한 축방향 압축저항력(Q_u)은 대표적인 지반조건에 설치된 실물크기의 말뚝이나 축소말뚝에 대한 축방향 재하시험을 실시하여 결정하는 것이 가장 바람직하다. 그러나, 정역학적 저항력 산정공식이 말뚝재하시험에 준하는 정밀도를 갖는 경우나 시험말뚝에 의한 재하시험이 극히 곤란한 경우 다음과 같은 정역학적 저항력 산정식을 사용하여 극한 축방향 압축저항력을 추정할 수 있다. 이 때 사용된 지반의 역학적 특성치는 비교란 시료에 대한 원위치 시험(CPT, PMT, DMT, SPT 등)과 실내 토질시험 결과를 종합적으로 판단하여 산정하여야 한다. 상기의 시험들 중 SPT의 N치를 이용하는 경우 반드시 에너지 효율을 고려하여야 하며, 흙의 상태, 연결봉의 길이, 상재압 등의 영향을 고려한 수정된 N치를 이용하여야 한다.

$$Q_u = q_B A_l + 1/n_l \sum U_v l_i f_i \quad (6.11.1)$$

여기서, Q_u = 지반조건에 따라 결정되는 강관널말뚝의 극한 축방향 압축저항력

A_l = 강관널말뚝의 폐쇄 단면적

q_B = 강관널말뚝 선단에서 지지하는 단위면적당의 극한 축방향 압축저항력

n_l = 우물통 외벽의 강관널말뚝 개수

U_v = 우물통 바깥 둘레길이

l_i = 주면마찰력을 고려하는 각 층의 두께

f_i = 주면마찰력을 고려하는 각 층의 최대주면마찰력

- (4) 강관널말뚝 선단의 극한 축방향 압축저항력 q_B 및 최대주면마찰력 f_i 는 강관말뚝에 적용하는 식에 따라 계산할 수 있다. 다만, 타입공법을 사용하지 않는 경우 별도로 검토할 필요가 있다.

6.11.2.2 강관널말뚝의 축방향 인발저항력

- (1) 강관널말뚝은 강관말뚝과 가까운 성질을 지니고 있기 때문에 그 축방향 인발저항력은 강관널말뚝 1개당의 저항력에 의한다.
- (2) 강관널말뚝이 타입공법으로 시공되는 경우 저항계수는 외말뚝에 적용하는 저항계수를 참고할 수 있다. 다만, 선택과 적용에 있어서는 각별한 신중함이 요구된다.
- (3) 지반조건에 따른 강관널말뚝의 극한 축방향 인발저항력은 인발재하시험으로부터 결정하는 것이 가장 신뢰성 있는 방법이다. 인발재하시험이 곤란한 경우 지반조사 결과를 근거로 다음과 같은 식을 사용하여 강관널말뚝의 극한 축방향 인발저항력을 추정할 수 있다.

$$p_u = 1/n_l \sum U_v l_i f_i \quad (6.11.2)$$

여기서, p_u = 지반조건에 따라 결정되는 강관널말뚝의 극한 축방향 인발저항력

n_l = 우물통 외벽의 강관널말뚝 개수

U_v = 우물통 바깥 둘레길이

l_i = 주면마찰력을 고려하는 각 층의 두께

f_i = 주면마찰력을 고려하는 각 층의 최대주면마찰력

(4) 강관널말뚝의 최대주면마찰력 f_s 는 강관말뚝에 적용하는 식에 따라 계산할 수 있다. 다만, 타 입공법을 사용하지 않는 경우 별도로 검토할 필요가 있다.

6.11.3 지반반력계수

강관널말뚝기초를 설계할 때 사용하는 지반반력계수로는 바닥면의 축방향 지반반력계수, 전면의 횡방향 지반반력계수, 그리고 바닥면의 횡방향 전단지반반력계수가 있으며, 지반조사와 토질시험의 결과를 검토하여 추정한다.

6.11.4 강관널말뚝 기초 본체의 설계

강관널말뚝 기초 본체는 기초 전체의 휨강성을 평가하여 탄성지반 위에 놓인 유한길이의 보로 설계한다. 다만, 기초 본체의 변형이 클 경우에는 기초의 변형특성을 고려하는 해석법을 따르는 것으로 한다.

6.11.5 상부슬래브의 설계

- (1) 상부슬래브와 본체의 강성, 그리고 상부슬래브와 강관널말뚝의 결합상태를 고려하여 상부 슬래브를 설계한다.
- (2) 상부슬래브와 강관널말뚝의 결합부는 상부슬래브에 작용하는 하중을 확실하고 안전하게 강관널말뚝에 전달하는 구조이어야 한다.

6.12 말뚝본체의 설계

- (1) 말뚝본체 설계 시 다음 사항을 고려한다.
 - ① 말뚝에 작용하는 압축, 인장, 전단, 휨강도가 모두 설계강도 범위 안에 있어야 한다.
 - ② 말뚝에 사용하는 콘크리트부재와 강부재는 각각 제3장에 규정된 재료계수, 제 4장에 규정된 저항계수를 적용하여 설계강도를 산정한다.
 - ③ 말뚝과 기초의 연결부, 말뚝의 이음부 등은 확실하게 시공할 수 있도록 설계한다.
 - ④ 말뚝의 부식, 풍화, 화학적 침해 등에 대하여 적합한 대책을 강구한다.
 - ⑤ 침식, 세굴 또는 인접지반의 굴착, 지하수 변동 등에 대한 검토와 대책을 수립한다.
 - ⑥ 말뚝을 소요 지지층까지 근입시킬 수 있는 공법을 선정한다.
 - ⑦ 시공 시 발생할 수 있는 소음, 진동 등은 환경기준을 만족하여야 한다.
 - ⑧ 지반의 액상화 가능성에 대하여 검토한다.
 - ⑨ 말뚝종류 선정, 시공장비 선택, 시공법 선정, 지지층 선정, 시멘트풀 보강 여부, 무리말뚝 시공으로 인한 말뚝 솟아오름 가능성 등에 대하여 검토한다.
- (2) 말뚝간격과 말뚝배열은 다음 사항을 고려하여 결정한다.

- ① 말뚝의 배열은 축방향 하중 작용점에 대하여 가능한 한 대칭을 이루며 각 말뚝의 하중 분담률이 큰 차이가 나지 않도록 한다.
- ② 말뚝의 중심간격은 최소한 말뚝직경의 2.5 배 이상, 기초 측면과 말뚝 중심 간의 거리는 최소말뚝직경의 1.25 배 이상으로 한다.

6.12.1 완성 후의 하중에 대한 설계

- (1) 말뚝머리에 발생하는 반력과 변위가 계산되고 말뚝 개수와 배치 그리고 간격이 결정된 후에는 말뚝본체에 발생하는 외력을 견딜 수 있도록 말뚝본체를 설계하여야 한다.
- (2) 말뚝본체 설계에서는 말뚝에 작용하는 하중에 의하여 발생하는 단면력의 크기를 계산하고 말뚝 재료의 설계강도를 고려하여 소요 말뚝단면을 결정한다.
- (3) 말뚝에 작용하는 외력으로는 축방향압축력, 축방향인장력, 횡력 그리고 모멘트가 있으며, 또한 이들 힘이 조합되어 작용하는 경우도 많다.
- (4) 말뚝에 발생하는 최대단면력이 결정되면 그 최대단면력 재료의 설계강도 또는 부재의 저항강도를 초과하지 않도록 말뚝단면과 길이를 설계하여야 한다.

6.12.2 이음

- (1) 말뚝의 이음부는 구조물이 완성된 후 작용하는 하중에 따른 축방향압축력, 축방향인발력, 횡력은 물론, 시공 시 타입에 따른 하중에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다.
- (2) 이음구조는 말뚝본체의 강도에 상응하는 강도를 갖는다고 전제한다. 일반적으로 기성말뚝의 이음부 시공에는 현장작업이 따르기 때문에 이음부는 시공관리의 영향을 받기 쉽다. 따라서 설계에서는 구조적인 안전뿐만 아니라 이음의 시공성에 대하여 고려할 필요가 있다.

6.12.3 상부구조-하부기초/말뚝의 접합부

- (1) 상부구조와 하부기초/말뚝과의 접합부 설계 시 다음 사항을 고려하여야 한다.
 - ① 상부구조와 하부기초/말뚝과의 접합부 설계 시에는 상부구조물의 특성에 따라 기초는 말뚝머리에 작용하는 압축력, 인발력, 횡력, 모멘트 등을 검토하여 기초 말뚝의 저항력이 안정적으로 상부구조를 지지할 수 있어야 한다. 말뚝과 기초의 연결부를 간편해석 시, 강결 및 힌지결합을 검토하여 변위 및 강성이 확보될 수 있도록 할 수 있으며, 상세해석 시에는 말뚝 및 기초의 실제 상대강성(연결 상태)을 고려하여 해석할 수 있다.
 - ② 말뚝과 기초의 연결방식으로는 일반적으로 강결합과 힌지결합이 있다. 어느 방식을 채용하는가 하는 것은 구조물의 형식과 기능, 확대기초의 형태와 치수, 말뚝의 종류, 지반조건, 시공 난이도 등에 따라 결정하여야 한다. 채택된 방식에 대해서는 압축력, 인발력, 횡력, 모멘트 등이 검토되어 소정의 여유가 확보될 수 있도록 설계한다.
 - ③ 일반적으로 교량기초의 경우에는 하부 말뚝의 변위기준(강결합, 힌지결합)을 만족하는 범위 내에서 구조적으로 안정하게 설계하도록 한다. 이 때 기초는 강성체 또는 연성체로 설계하여야 한다.
- (2) 지진발생 시, 말뚝머리의 결합방법으로 말뚝과 하부기초 사이에 모래, 강자갈, 쇄석자갈 및 제강슬래그와 같은 재료로 구성된 지진격리층을 조성하여 지반에서 전달되는 지진에너지를 감소시키는 방법을 적용할 수 있다.
- (3) 하부기초/말뚝의 모델링은 다음 사항을 고려하여야 한다.

- ① 상부구조를 지지하는 하부기초/말뚝의 모델링 방법은 등가 지반스프링 모델, 등가 고정단 모델, 등가 지반면 스프링 모델이 있다.
- ② 변위가 크게 발생하여 상세해석이 필요한 경우, 등가 지반면 스프링 모델을 적용하도록 한다. 이 때 지반은 p-y 곡선을 적용하고, 말뚝은 비선형거동도 고려하여 교량구조해석을 수행하여야 한다.

6.12.4 시공 시의 검토

- (1) 말뚝의 부식, 풍화, 화학적 침해 등에 대한 대책
- (2) 침식, 세굴 또는 인접지반의 굴착, 지하수 변동 등에 대한 검토와 대책
- (3) 소요 지지층까지 말뚝을 근입시킬 수 있는 공법 선정
- (4) 시공 시 발생할 수 있는 소음, 진동 등의 처리
- (5) 말뚝종류 및 시공법의 선정

6.12.5 말뚝의 배열 및 최소 중심간격

말뚝간격과 말뚝배열은 다음과 같이 결정한다.

- (1) 말뚝 배열
말뚝 배열은 축방향 하중 작용점에 대하여 될 수 있는 한 대칭을 이루며 각 말뚝의 하중분담률이 큰 차이가 나지 않도록 하여야 한다.
- (2) 말뚝 간격
말뚝사이의 중심간격(s)은 최소한 말뚝직경(D)의 2.5 배 이상이며 기초 측면과 말뚝 중심의 간격은 최소 말뚝직경의 1.25 배 이상이어야 한다.

6.13 말뚝재하시험

- (1) 말뚝재하시험에는 압축시험, 인발시험, 횡방향시험 등이 있으며 다음 사항을 계획한다.
- (2) 말뚝재하시험을 실시하는 방법으로는 정재하시험방법 또는 동재하시험방법을 고려할 수 있다. 말뚝재하시험의 종류는 크게 정적인 재하시험과 동적인 재하시험방법으로 구분할 수 있다. 전자는 하중 작용 방향에 따라 압축재하시험(정재하시험), 횡방향 재하시험, 인발재하시험, 양방향 재하시험 등으로 구분할 수 있고, 후자에는 동재하시험, 정동재하시험, 가상재하시험 등이 있다. 실무에서는 정적인 재하시험으로 정재하시험과 양방향 재하시험이 많이 활용되고 있으며, 다음으로 횡방향 재하시험, 인발재하시험 등이 이용되고 있다. 동적인 재하시험의 경우는 동재하시험이 주로 이용된다.
- (3) 말뚝재하시험은 아래의 사항들을 고려하여 목적에 맞도록 계획한다.
 - ① 관련시험규정
 - ② 지지력
 - ③ 변위량
 - ④ 건전도
 - ⑤ 시공방법과 장비의 적합성
 - ⑥ 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화
 - ⑦ 부주면마찰력
 - ⑧ 하중전이특성

⑨ 시험횟수와 방법 ⑩ 시험실시 시기 ⑪ 시험 및 결과분석 요원 (4) 압축정재하시험의 수량은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 말뚝 250 개당 1 회 또는 구조물별로 1 회 실시하도록 시방서에 명기한다. (5) 시공 중 동재하시험은 시공장비의 성능 확인, 장비의 적합성 판정, 지반조건 확인, 말뚝의 건전도 판정, 지지력 확인 등을 목적으로 실시한다. 재하시험 수량은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 전체 말뚝 개수의 1 % 이상(말뚝이 100 개 미만인 경우에도 최소 1 개)을 실시하도록 시방서에 명기한다. (6) 시간경과효과 확인을 위하여 지반조건에 따라 시공 후 일정한 시간이 경과한 후 재항타 동재하시험(restrike test)을 실시한다. 재항타 동재하시험의 빈도는 위 항에서 정하는 바와 같다. (7) 지반조건, 시공장비, 말뚝종류 등 제반 시공조건이 변경될 때는 시험횟수를 추가하도록 시방서에 명기한다. 또한, 중요 구조물일 때에는 시험횟수를 별도로 정한다. (8) 설계목적에 위하여 암반소켓된 현장타설말뚝의 재하시험을 실시할 경우, 말뚝의 극한 단위주면마찰력과 극한 단위선단지지력을 결정하기 위한 시험에 사용하는 말뚝 직경은 실제 말뚝 직경의 1/2 이상되어야 하되 최소 750 mm 이상의 말뚝으로 재하시험을 실시하여야 한다. 이 때 주면마찰력과 선단지지력을 구분하여 측정할 수 있는 장치들이 설치되어야 한다. (9) 설계하중 확인을 위한 암반소켓된 현장타설말뚝의 일반적인 재하시험을 실시할 경우에는 실제 크기의 말뚝으로 재하시험을 실시하여야 한다. (10) 현장타설말뚝의 경우, 사용말뚝과 시험목적의 말뚝에 따라 양방향 재하시험 방법이 구분되어야 한다. 사용말뚝의 재하시험 수행 시, 말뚝의 건전도 확보를 위한 재하장치를 이용하여야 한다.

6.14 구조세목

6.14.1 PHC 말뚝

(1) PHC 말뚝은 KS F 4306 (프리텐션 방식 원심력 고강도 콘크리트 말뚝)의 규정에 적합한 것을 표준으로 한다. (2) PHC 말뚝의 선단은 타입에 대하여 안전하고 시공법을 고려한 구조임과 동시에 지반에 알맞는 구조이어야 한다. (3) PHC 말뚝의 머리부분은 타격에 대하여 강도를 가져야 한다. (4) PHC 말뚝의 이음은 이음철구를 사용한 아크용접 이음으로 한다. (5) PHC 말뚝의 머리부를 절단할 경우에는 필요에 따라 말뚝의 머리부에 말뚝 본체 내 보강철근을 배치하기도 한다.

6.14.2 현장타설말뚝

(1) 현장타설말뚝의 설계지름은 표 6.14.1 을 따르는 것으로 한다. (2) 주철근의 최소덮개두께는 표 6.14.2 를 표준으로 한다. (3) 주철근은 이형철근을 사용하여야 한다. 그 치수 및 간격은 표 6.14.3 을 따르는 것으로 한다. 그리고, 주철근에는 갈고리를 붙이지 않는 것이 좋다. (4) 띠철근은 이형철근(지름 13 mm 이상, 중심간격을 500 mm 이하)을 기준하되 상세 내용은 콘크리트구조기준 해설(2012) 제 5 장을 참고한다. 다만, 확대기초 저면으로부터 말뚝지름의 2 배

의 범위 안에는 띠철근의 중심간격을 150 mm 이하로 하고 철근량을 측단면적의 0.2 % 이상으로 하되 이 경우에는 전단강도를 검토하지 않아도 된다.

표 6.14.1 설계지름

공 법	설 계 지 림
올케이싱공법 RCD 공법 어스드릴공법	800 mm 이상으로 하고 100 mm 단계로 한다. 다만, 어스 드릴공법에서 안정액을 사용하는 경우에는 설계지름보다 50 mm 큰 공칭지름의 것을 대상으로 설계한다.
인력공법	1,400 mm 이상으로 하고 100 mm 단계로 한다.

표 6.14.2 주철근의 최소덮개두께

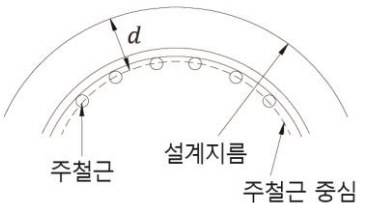
공 법	주철근의 최소덮개두께	
올케이싱 공법 RCD 공법 어스드릴 공법	150 mm	
인력공법	흙막이재 매설의 경우 100 mm 흙막이재 철거의 경우 250 mm	

표 6.14.3 주철근

항 목	최 대	최 소	비고
철 근 량	6 %	0.4 %	인력공법에 의한 경우는 제외한다.
지 림	-	22 mm	
순 간 격	-	철근 직경의 2배 이상, 혹은 조골재 최대치수의 2배 이상	
갯 수	-	6개	

6.14.3 단일 현장타설말뚝

- (1) 최소철근에 대한 규정은 도로교설계기준 해설(2008)에서 제시하는 교각의 최소철근비 1 % 및 현장타설말뚝의 최소철근비 0.4 %를 적용하되, 지표면을 기준으로 구분하여 적용한다.
- (2) 단일 현장타설말뚝의 최소철근에 대한 적용은 지표면을 기준으로 하여, 하부는 현장타설말뚝의 최소철근비를 적용하며 상부는 교각의 최소철근비를 적용한다. 다만, 지표면아래 말뚝길이와 $1/\beta$ 길이의 차이가 작은 경우 시공성을 고려하여 모두 교각으로 간주할 수 있다. 여기서, β 는 말뚝의 횡저항 특성치로서, $\beta = (K_H D / 4EI)^{1/4}$ 를 의미한다.
- (3) 철근 피복두께는 지중부에 대하여는 150 mm 를 그리고 지상부에 대하여는 100 mm 이상으로 적용한다.

6.14.4 강관말뚝

- (1) 강관말뚝은 KS F 4602(강관말뚝)의 규격에 적절한 것을 표준으로 한다.
- (2) 강관말뚝 각 부분의 두께는 강도 계산상 필요한 두께에다 부식에 의한 감소두께를 더한 것으로 결정되는데 최소 9 mm 이상으로 한다. 시공시 말뚝에 생기는 강도에 대해서는 전단면을 유효한 것으로 한다.
- (3) 강관말뚝의 부식감소 두께는 말뚝이 흙 혹은 물에 접하는 면에 대해서 고려한다. 다만, 강관의 안쪽면에 대해서는 고려하지 않아도 된다.
- (4) 말뚝머리가 타입에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우에는 필요에 따라 보강한다.
- (5) 말뚝 선단이 장애물 등에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우 혹은 굳은 지반에 쉽게 타입되도록 할 경우에는 필요에 따라서 보강한다.
- (6) 강관말뚝의 현장이음은 이음철구를 이용한 전둘레 전두께 아크용접 이음으로 한다.

제 7 장

신축이음장치 및 받침

목 차

제7장 신축이음장치 및 받침	7-1
7.1 적용 범위	7-1
7.2 용어	7-1
7.3 기호	7-1
7.4 신축이음	7-1
7.5 받침	7-1
7.5.1 일반사항	7-1
7.5.2 링크 슈(Link Shoe)	7-2
7.5.3 윈드 슈(Wind Shoe)	7-2
7.5.4 유압식 버퍼(Hydraulic Buffer)	7-2
7.5.5 이동제한장치(Movement Blockers at Expansion Joints)	7-2
7.5.6 받침에 작용하는 부의 반력	7-2

제 7 장 신축이음 및 받침

7.1 적용 범위

이 장에서는 케이블로 지지되는 장대교량에 사용되는 신축이음과 받침 및 버퍼와 이동제한장치, 링크 슈, 타이 다운 등과 같이 케이블 교량에 적용되는 교량연결요소(articulation)에 관한 설계규정을 다룬다.

7.2 용어

PTFE(Poly Tetra Fluoro Ethylene)

불소성탄소의 복합체이며 화학적인 안정성과 낮은 마찰계수의 특성으로 미끄럼 받침에 사용된다. PTFE에 맞대는 미끄럼판은 PTFE보다 더 견고하고 부식저항이 있어야 하며 먼지와 티끌이 쌓이지 않도록 한다.

링크 슈(Link Shoe)

주로 현수교 보강거더의 주탑부나 단부에 설치되어 거더의 종방향 수평변위와 보강거더 처짐에 의한 회전변위를 수용하면서 정반력 또는 부반력의 연직력을 하부에 전달하는 연결부재이다.

윈드 슈(wind shoe)

주로 주탑이나 앵커리지 블록 등에 설치되어 바람에 의한 보강형의 교축직각방향 움직임을 제어하며 그 반력을 구조물에 전달하는 장치이다.

버퍼(buffer)

상부구조들 또는 상부구조와 하부구조 사이에 설치되어 느리게 발생하는 온도신축은 허용하면서 지진 또는 기타 동적으로 발생하는 하중을 전달하는 장치이다

7.3 기호

A	윤하중 분배면적
A_0	윤하중 분배면적 내의 비접촉부분 면적(mm ²)
A'	윤하중 접촉면적(mm ²)
L	구조물의 신축길이
θ	축이음의 설계회전량, 회전변형
W	차량진행방향으로 산정한 신축이음 노면 최대틈새 간격(mm)

7.4 신축이음

신축이음은 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편 9.4를 따른다.

7.5 받침

7.5.1 일반사항

- (1) 받침은 극한한계상태조합에 대하여 저항하도록 하며, 모든 사용한계상태조합에 대하여 이동량과 각 변화량이 복원가능하고 응력은 탄성범위 이내이어야 한다.
- (2) 부반력이 고려되는 극한한계상태조합에 대하여 교량 및 그 구성요소가 충분한 안정성을 확보

하여야 한다.

- (3) 받침은 상부구조에서 전달된 하중을 하부구조에 전달하여야 하고, 상·하부 구조에 유해한 구속력을 발생시키지 않아야 한다.
 - (4) 받침은 지진, 바람, 온도변화 등에 대해서도 안전하도록 설계하여야 한다.
- 받침 또는 받침 부품은 필요 시 점검, 유지관리 및 교체가 가능하도록 설계하여야 한다.

7.5.2 링크 슈(Link Shoe)

링크슈는 모든 극한한계상태조합에 대하여 저항하여야 하며, 모든 사용한계상태조합에 대하여 이동량과 각 변화량이 복원가능하고 응력은 탄성범위 이내이어야 한다

7.5.3 윈드 슈(Wind Shoe)

윈드 슈는 모든 극한한계상태조합에 대하여 저항하여야 하며, 모든 사용한계상태조합에 대하여 이동량과 각 변화량이 복원가능하고 응력은 탄성범위 이내이어야 한다.

7.5.4 유압식 버퍼(Hydraulic Buffer)

모든 사용한계상태조합 내에서 상부구조의 거동에 따라 다음과 같은 조건을 만족하도록 한다.

- 빠른 거동 : 설계용량내에서 상부구조 고정 작용
- 느린 거동 : 복원가능한 범위 내에서 항복 허용

7.5.5 이동제한장치(Movement Blockers at Expansion Joints)

현수교의 신축이음장치부에는 이동제한장치를 두어 과도한 상부구조의 이동을 제어하여야 하며 다음의 조건을 만족하도록 한다.

- 사용한계상태조합 I에서 이동제한장치는 작동하지 않는다.
- 그 외 모든 사용한계상태조합에서 탄성응력 이내이며 복원가능하다.

모든 극한한계상태조합에서 항복을 허용하며, 이 때 다른 교량부재에 미치는 영향을 검토해야 한다.

7.5.6 받침에 작용하는 부의 반력

- (1) 받침은 예상되는 부의 반력에 대하여 저항하여야 한다. 이를 위해 설치되는 부반력 받침, 타이-다운 케이블이나 링크 슈, 중량물(counter weight)과 같은 부반력 제어장치 및 부속 장치는 사용하중 및 초과하중에 대해 검토되어야 한다. 이에 대한 설계는 케이블강교량설계지침(2006)의 5.4 에 따른다.
- (2) 단, 타이-다운(Tie Down) 케이블에 의해 부반력을 제어할 경우, 타이-다운 케이블은 사장교 케이블의 설계에 준하여 설계할 수 있으며 이 경우 저항수정계수는 0.83 을 적용한다.

제 8 장

내풍설계

목 차

제8장 내풍설계	8-1
8.1 적용 범위	8-1
8.2 용어	8-1
8.3 기호	8-1
8.4 내풍설계 일반	8-2
8.4.1 일반	8-2
8.4.2 내풍설계순서	8-2
8.4.3 내풍안정성 확보를 위한 대책	8-2
8.5 풍속 및 난류특성	8-3
8.5.1 기본풍속	8-3
8.5.2 설계기준풍속	8-4
8.5.3 시공기준풍속	8-4
8.5.4 한계풍속	8-5
8.5.5 바람의 난류특성	8-5
8.6 정적풍하중	8-5
8.6.1 보강거더에 작용하는 정적 풍하중	8-5
8.6.2 주부재에 작용하는 정적 풍하중	8-6
8.7 바람에 의한 진동	8-6
8.7.1 와류진동	8-6
8.7.2 발산진동	8-6
8.7.3 세장 부재의 진동	8-6
8.7.4 난류에 의한 진동	8-7
8.8 동적풍하중	8-7
8.8.1 동적풍하중 산정	8-7
8.8.2 설계 감쇠비	8-7
8.9 실험 및 해석	8-7
8.9.1 풍동실험	8-7
8.9.2 전체 내풍안정성 해석	8-7
8.10 한계상태와 하중계수	8-7
8.10.1 극한한계상태	8-7
8.10.2 사용한계상태	8-8
8.11 케이블의 내풍설계	8-8
8.11.1 개요	8-8
8.11.2 바람에 의한 진동	8-8
8.11.3 지점가진에 의한 진동	8-9
8.11.4 케이블 제진대책	8-9
8.11.5 케이블 제한기준	8-10

제 8 장 내풍설계

8.1 적용 범위

이 장은 케이블 교량의 내풍설계에 적용한다.

8.2 용어

갤로핑

바람의 직각방향으로 큰 진폭을 발생시키는 1자유도 불안정 현상

기본풍속

지표조도구분 II인 개활지에서 지상 10 m 높이에서의 10분 평균 풍속

버퍼팅

난류의 변동 성분에 의한 강제 진동 현상

설계기준풍속

대상 지역의 기본풍속과 교량의 고도, 주변의 지형과 환경 등을 고려한 풍속

와류진동

교량 주변에서 발생하는 와류가 교량의 고유주기와 일치할 때 발생하는 현상으로, 진폭이 발산하지 않고 일정하여 사용성과 피로 문제를 발생시키는 진동

차량통행제한풍속

강풍에서 차량의 전도나 미끄러짐을 방지하기 위하여 차량의 통행을 제한하는 풍속. 통상 교면상 1.8 m의 높이에서 10분 평균 풍속 25 m/s를 의미함. 그러나 차량통행제한풍속을 별도로 결정한 교량의 경우에는 그 풍속을 적용

플러터

비정상공기력의 작용에 의한 발산진동

한계풍속

발산진동(플러터, 갤로핑 등)의 검토를 위한 풍속

8.3 기호

$V_{10}(T)$ 재현주기 T 년에 해당하는 기본풍속

V_D 설계기준풍속(m/s)

α 지표조도계수

z_G 경도풍 고도(m)

z_b 대기 경계층 최소높이(m)

z_0 지표조도길이(m)

P_{NE} 비초과확률

N 사용기간(년)

T 재현주기(년)

V_C 시공기준풍속(m/s)

V_{cr} 한계풍속(m/s)

C_t	고도 및 조도 보정계수
ρ	공기밀도(1.225 kg/m^3) : 15°C 1,013 hPa 기준
R_e	레이놀즈 수(Reynolds number)
ν	동점성계수($15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) : 15°C 1,013 hPa 기준
C_D	항력계수
G	거스트계수
B_R	대표길이(m)
U	풍속(m/s)
n	와류생성진동수(Hz)
D	케이블 직경(m)
m	케이블의 단위길이당 질량(kg/m)
ξ	케이블의 구조감쇠비
f	케이블의 고유진동수(Hz)
S_t	스트로할 수(Strouhal number)
S_c	스크루톤 수(Scruton number)
X_v	가진진폭(m)
ω_{exec}	가진 각진동수(rad/s)
ω_1	케이블 기본 고유 각진동수(rad/s)
ω_n	케이블 n차 고유 각진동수(rad/s)
T_0	케이블 장력(kN)
EA	케이블 축방향 강성($\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}^2$)
V_{eq}	등가 풍속(m/s)

8.4 내풍설계 일반

8.4.1 일반

- (1) 교량은 완성 시 및 시공 중 모두에 대하여 풍하중에 충분히 견딜 수 있도록 설계되어야 한다.
- (2) 구조물에서 작용하는 풍하중(Ws)은 8.6 절 정적풍하중과 8.8 절 동적풍하중을 고려하여 산정하여야 한다.
- (3) 차량에 작용하는 풍하중(WL)은 교면상 1.8 m 의 높이에서 기류방향으로 1.5 kN/m 를 적용한다.
- (4) 풍공학적으로 취약한 구조를 가지는 특수 교량은 풍동실험을 수행하여야 한다.

8.4.2 내풍설계순서

케이블교량의 내풍안전성은 적절한 절차를 거쳐서 검토해야 한다. 여기에는 현지 풍환경과 풍속자료의 수집, 정적 설계, 풍동실험 및 공탄성해석을 통한 동적응답 추정, 부재의 안정성 검토, 사용성 검토 등의 과정이 포함된다.

8.4.3 내풍안전성 확보를 위한 대책

바람에 의한 각종 진동(와류진동, 플러터, 갈로핑, 버페팅, 간섭효과 등)이 교량이나 교량 부재의 성능에 해로운 영향을 끼칠 경우 내풍안전성 확보를 위한 대책을 수립해야 한다.

8.5 풍속 및 난류특성

8.5.1 기본풍속

- (1) 케이블 교량의 기본풍속 $V_{10}(T)$ 는 지표조도구분 II인 개활지에서 지상 10 m 높이에서의 재현 주기 T 년에 해당하는 10분 평균 풍속으로 정의한다. 재현주기 T 년은 대상 교량의 사용기간 N 년을 고려하여 비초과확률 P_{NE} 가 37 %에 해당하도록 식 (8.5.1)에 의해 결정할 수 있다.

$$T = \frac{1}{1 - (P_{NE})^{1/N}} \quad (8.5.1)$$

- (2) 기본 풍속은 대상 교량 가설 지역에서 가까운 지역의 기상관측소에서의 장기 관측 풍속 기록의 연최대풍속 시계열을 극치분석한 결과와 그 인근 지역을 통과한 태풍 기록을 이용한 합리적인 태풍시뮬레이션 기법을 통해 예측한 결과를 비교하여 안전측의 풍속으로 결정한다.
- (3) 장기 관측 풍속기록을 이용하는 경우 기상관측소 주변 지형, 지표조도와 풍속계의 설치 높이 등을 고려하여 합리적인 방법에 의해 지표조도구분 II인 개활지에서 지상고도 10 m의 풍속으로 관측 풍속을 보정하여야 한다. 이때 지형 및 지표에 의한 영향을 고려한 관측 풍속의 보정은 적합한 국내외 기준에서 이용되는 방법에 준하여 수행되어야 하며, 관측 기간의 지표 변화, 관측 위치의 변화, 풍향 등을 고려하여야 한다.
- (4) 관측 풍속계 설치 높이의 보정은 식 (8.5.2)에 의해 풍속계 설치 고도 z_1 에서의 관측 풍속 V_1 을 지표조도구분 II, 지상고도 10 m에서의 풍속 V_2 로의 변환으로 정의한다.

$$\begin{aligned} V_2 &= C_t \cdot V_1 \cdot \left(\frac{z_2}{z_{G2}} \right)^{\alpha_2}, z_2 \geq z_b \\ &= C_t \cdot V_1 \cdot \left(\frac{z_b}{z_{G2}} \right)^{\alpha_2}, z_2 < z_b \end{aligned} \quad (8.5.2)$$

- (5) 지표조도계수 α_1 , 경도풍 고도 z_{G1} , 대기 경계층 최소높이 z_{b1} 그리고 지표조도길이 z_{01} 는 관측소 지역에 해당하는 지표조도구분에 대하여 표 8.5.1을 이용하여 결정한다. 또한 식 (8.5.2)에서 C_t 는 고도 및 조도 보정계수로 식 (8.5.3)에 의해 계산하며, α_2 , z_{G2} , z_{b2} 는 지표조도구분 II, 지상고도 10 m에 해당하는 값을 이용한다.

$$C_t = \left(\frac{z_{G1}}{z_1} \right)^{\alpha_1} \quad (8.5.3)$$

표 8.5.1 지표조도구분에 따른 풍속 프로파일 매개변수

지표조도구분		α	z_G	z_b	z_0
I	해상, 해안	0.12	500	5	0.01
II	개활지, 농지, 전원 수목과 저층건축물이 산재하여 있는 지역	0.16	600	10	0.05
III	수목과 저층건축물이 밀집하여 있는 지역, 중,고층 건물이 산재하여 있는 지역, 완만한 구릉지	0.22	700	15	0.3

IV	중, 고층 건물이 밀집하여 있는 지역, 기복이 심한 구릉지	0.29	700	30	1.0

- (6) 교량 가설 지역의 지표조도는 교축방향의 양쪽 풍향과 교축직각 방향의 양쪽 풍향을 모두 고려하여야 한다. 교축직각 방향의 경우 그림 8.5.1 (a)에 보는 바와 같이 교량 상부 구조 높이의 100 배 범위(최소 500 m)에서의 평균 지표상황으로 결정하며, 교축 방향의 경우 그림 8.5.1 (b)에 보는 바와 같이 주탑 높이의 100 배 범위에서의 평균 지표상황으로 결정한다.

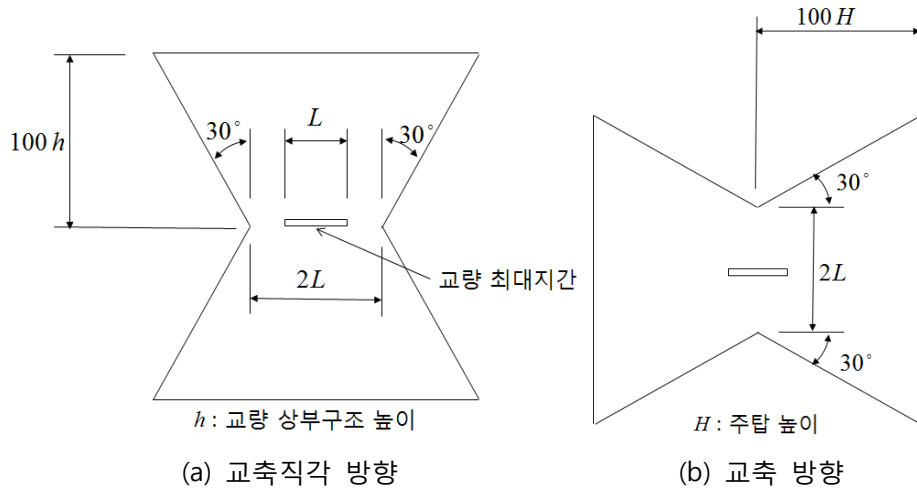


그림 8.5.1 지표조도구분을 위한 참조지역

- (7) 태풍시뮬레이션 기법은 국제적으로 공인된 과거 태풍의 경로, 중심기압 등의 자료를 이용하여야 하며, 대상 교량 가설 지역을 중심으로 합당한 영역을 설정하여 해당 영역으로의 태풍 진입율, 중심기압, 이동속도, 이동방향, 최대풍속반경 등에 대한 통계적 모형을 포함하여야 한다.

8.5.2 설계기준풍속

- (1) 설계기준풍속 V_D 는 대상 지역의 기본풍속과 교량의 고도, 주변의 지형과 환경 등을 고려하여 합리적인 방법으로 결정한다.
- (2) 대상 교량 가설 지역이나 설계기준고도에서 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 8.5.1 에서 산정한 기본풍속 V_{10} 을 이용하여 대상 교량 가설 지역의 설계기준고도에서의 설계기준 풍속을 산정한다.
- (3) 풍동실험이나 풍진동 검토를 위한 독립주탑의 풍속 설계기준고도는 주탑높이의 65 %로 간주한다. 설계 풍하중 재하 시에는 주탑 하단에서 최상단까지 주탑 단면 및 풍속의 연직분포를 고려하여야 한다.

8.5.3 시공기준풍속

- (1) 교량의 공사기간 동안에 필요 시 별도의 시공기준풍속 V_c 을 정하여 시공 중 발생할 수 있는 문제를 검토할 수 있다. 케이블 교량의 시공기준풍속은 공사기간 동안 최대풍속의 비초과확률 60 %에 해당하는 재현주기의 풍속을 교량의 고도, 주변 지형 등을 고려하여 보정한 10 분 평균 풍속이다. 이 때 고도 보정에는 식 (8.5.2)를 사용할 수 있다. 한편 비초과확률 P_{NE} , 사용기간 N , 재현주기 T 의 관계는 식 (8.5.1)을 사용할 수 있다.

- (2) 시공기준풍속은 시공 중인 교량뿐만 아니라 가설구조물을 포함한 공사현장 임시구조물의 설계에도 사용될 수 있다.
- (3) 독립주탑의 시공기준풍속 적용 고도는 8.5.2의 설계기준풍속 적용 고도와 동일하게 적용한다.

8.5.4 한계풍속

- (1) 한계풍속은 발산진동(플러터, 갤로핑 등)의 검토를 위한 풍속으로 다음과 같다.

$$V_{cr} > C_{SF} \cdot V_R \quad (8.5.4)$$

여기서,

V_R = 설계 또는 시공기준풍속

C_{SF} = 안전계수

- (2) 완성계에 대해서 기준풍속은 설계기준풍속 V_D 를 사용하고, 시공 중에 대해서 기준풍속은 시공기준풍속 V_C 를 사용한다. 안전계수 C_{SF} 는 1.3 이상을 적용한다.

8.5.5 바람의 난류특성

- (1) 바람의 난류 특성은 교량 가설위치에서의 난류 강도, 난류의 특성 길이 및 난류 스펙트럼을 포함하여야 하며 인근에서 측정한 자료를 바탕으로 산정한 값을 사용하여야 한다.
- (2) 다만, 실측이 여의치 않으면 아래의 값을 사용할 수 있다. 즉, 고도 z 에서 난류의 기류방향(u), 수평방향(v), 수직방향(w) 성분의 난류강도(I)는 각 변동성분의 표준편차(σ)와 평균풍속($\bar{V}$)의 비율로 다음과 같이 정의된다.

$$I_i = \frac{\sigma_i}{\bar{V}} \quad (8.5.5)$$

- (3) 고도에 따른 기류방향 난류강도 I_u 는 식 (8.5.6)을 사용하여 산정 할 수 있다. 이 때 지표조도 계수 최소높이 z_b 그리고 조도길이 z_0 는 표 8.5.1의 값을 사용한다.

$$\begin{aligned} I_u &= \frac{1}{\ln(30/z_0)} \cdot \left(\frac{30}{z}\right)^\alpha, & z_b < z < 100 \text{ m} \\ &= \frac{1}{\ln(30/z_0)} \cdot \left(\frac{30}{z_b}\right)^\alpha, & z \leq z_b \end{aligned} \quad (8.5.6)$$

- (4) 수평방향(v) 및 수직방향(w)의 난류강도는 각각 식 (8.5.7)의 값을 사용할 수 있다.

$$\begin{aligned} I_v &= 0.80 \cdot I_u \\ I_w &= 0.50 \cdot I_u \end{aligned} \quad (8.5.7)$$

- (5) 이 때 8.5.1 절에서 언급한 바와 같이 지표조도에 따른 난류 특성을 고려하기 위해 교축 방향의 양쪽 풍향 및 교축 직각 방향의 양쪽 풍향을 각각 고려하여야 한다.

8.6 정적풍하중

8.6.1 보강거더에 작용하는 정적 풍하중

- (1) 케이블 교량에 작용하는 기류방향 단위길이당 정적 풍하중은 식 (8.6.1)에 의하여 구한다.

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2 \cdot C_D \cdot G \cdot B_R \quad (8.6.1)$$

여기서,

ρ = 공기밀도(1.225 kg/m³)

V_D = 설계기준풍속

C_D = 항력계수

G = 거스트계수

B_R = 대표길이(m) : 보강거더의 경우 교폭 또는 높이(m)

- (2) 거스트계수는 풍속의 평균성분과 더불어 짧은 시간 동안에 난류 성분에 의한 순간적인 변동에 따른 풍압의 변화를 고려하기 위한 계수이다. 고도 z 에서의 기류방향 거스트계수는 식 (8.5.6)의 난류강도를 사용하여 식 (8.6.2)로부터 구할 수 있다.

$$G = 1 + 7 \cdot I_u(z) \quad (8.6.2)$$

- (3) 보강거더에 작용하는 교축방향 풍하중은 일반적으로 재하하지 않지만, 트러스와 같이 구조계의 특성상 영향이 클 것으로 판단되면 교축직각방향 풍하중의 25 %를 재하할 수 있다.

8.6.2 주부재에 작용하는 정적 풍하중

주탑 및 하부구조나 케이블과 같은 교량의 주부재에 작용하는 정적 풍하중은 풍동실험 또는 수치 해석으로 산정해야 한다.

8.7 바람에 의한 진동

바람에 의한 각종 진동(와류진동, 플러터, 갈로핑, 버페팅, 간섭효과 등)이 교량이나 교량 부재의 성능에 해로운 영향을 끼쳐서는 안 된다.

8.7.1 와류진동

- (1) 와류에 의한 교량의 응답은 풍동실험이나 널리 알려진 수학적인 해석모델을 사용하여 추정할 수 있으며, 이를 바탕으로 피로문제를 포함한 구조적인 검토를 해야 한다.
- (2) 와류진동의 발생 풍속과 진폭은 단면 형상에 따라 민감하므로 풍동실험을 통하여 추정해야 한다. 특히 와류진동은 난류특성과 구조감쇠비에 따라 응답의 크기가 매우 달라지므로, 현장 여건을 고려하여 적절한 난류를 구현해야 한다.
- (3) 시공 중 진동 검토 시, 전체 구조계에 영향을 미치는 임시 가설구조물의 영향을 고려해야 한다.

8.7.2 발산진동

완성계와 시공 중인 교량에서 동적 불안정현상(플러터, 갈로핑 등)의 발생 풍속은 식 (8.5.4)의 한계 풍속보다 커야 한다.

8.7.3 세장 부재의 진동

교량의 세장 부재에서 독립적인 국부 진동이 발생할 수 있으므로 이에 대해서 충분히 안전하도록 설계해야 한다.

8.7.4 난류에 의한 진동

- (1) 난류에 의한 교량의 응답은 풍동실험이나 널리 알려진 수학적 해석모델을 사용하여 추정할 수 있으며, 이를 바탕으로 피로문제를 포함한 구조적인 검토를 해야 한다. 자연적인 난류에 의한 버페팅 진동은 완전히 억제할 수 없으나, 단면 형상이나 구조 특성을 개선하여 난류에 의한 응답을 줄이도록 설계해야 한다.
- (2) 버페팅 응답은 난류 특성에 따라 매우 달라질 수 있으므로 현장 여건을 고려하여 적절한 난류를 구현해야 하며, 가능하면 현장에서 관측한 값을 사용하도록 추천한다.
- (3) 풍속, 풍향, 응력의 발생빈도를 고려한 확률론적인 방법을 사용하여 교량 설계수명 동안의 버페팅 진동에 대한 피로를 검토해야 한다.
- (4) 시공단계 검토 시, 전체 구조계에 영향을 미치는 임시 가설구조물의 영향을 고려해야 한다.

8.8 동적풍하중

8.8.1 동적풍하중 산정

교량 설계를 위한 동적 풍하중은 풍동실험에서 측정된 공기역학적 자료를 바탕으로 널리 알려진 수학적 해석모델을 사용하여 산정하여야 한다.

8.8.2 설계 감쇠비

동적 풍하중에 의한 교량의 설계 감쇠비는 구조 형식, 재료, 형상 등을 고려하여 합리적인 방법으로 산정해야 한다.

8.9 실험 및 해석

8.9.1 풍동실험

풍동실험은 부분모형실험과 전교모형실험 등이 있으며, 시공단계를 고려하여 완성계까지 일부 또는 전부를 상사법칙 또는 수학적 모델에 의하여 축소된 모형에 대하여 수행한다.

8.9.2 전체 내풍안정성 해석

부분모형 풍동실험에서 추출한 자료를 바탕으로 구성한 수학적 해석모델을 사용하여 교량의 내풍안정성을 평가할 수 있다.

8.10 한계상태와 하중계수

내풍설계를 위한 한계상태설계 개념은 1.4.5 를 따르는 것으로 하고, 극한한계상태와 사용한계상태에 대한 기준을 만족하여야 한다.

8.10.1 극한한계상태

- (1) 내풍설계 시 2.4.2.1의 극한한계상태 하중조합 III, V, VI을 고려하여야 한다.
- (2) 극한한계상태 하중조합 III은 설계기준풍속을 적용하여 풍하중을 산정하고 구조물에 작용하는 풍하중계수는 1.7을 적용한다.
- (3) 극한한계상태 하중조합 V는 교면상 차량통행제한풍속의 바람이 불고 있는 상태에서 운행하는 차량에 대하여 교량의 구조안전성을 검토하기 위한 하중조합으로서 차량통행제한풍속에 상당

하는 풍하중을 교량에 재하하고 차량에 작용하는 풍하중도 고려한다. 구조물에 작용하는 풍하중계수 1.7과 차량에 작용하는 풍하중계수 1.0을 적용한다.

- (4) 극한한계상태 하중조합 VI 은 파랑하중을 고려하는 하중조합으로서 설계기준풍속을 적용하며 구조물에 작용하는 풍하중계수는 1.0 을 적용한다.

8.10.2 사용한계상태

- (1) 교량의 사용성은 2.4.2.3의 사용한계상태 하중조합 I 및 IV에 대하여 검토하여야 한다.
- (2) 사용한계상태 하중조합 I은 교면상 차량통행제한풍속의 바람이 불고 있는 상태에서 운행하는 차량에 대하여 교량의 사용성을 검토하기 위한 하중조합으로서 차량통행제한풍속에 상당하는 풍하중을 적용하며 구조물에 작용하는 풍하중계수 1.0과 차량에 작용하는 풍하중계수 1.0을 적용한다.
- (3) 사용한계상태 하중조합 IV는 프리스트레스 콘크리트 하부구조의 수평 풍하중에 대한 교량의 사용성을 검증하기 위한 하중조합으로서 설계기준풍속을 적용하며 구조물에 작용하는 풍하중계수는 0.6을 적용한다.
- (4) 바람에 의하여 교량의 보강거더, 주탑, 사장재, 행어 등에서 주목할만한 진동이 발생하지 않아야 한다. 아울러 완공 후 및 시공 중 바람에 의하여 바람직하지 않은 진동이 발생하지 않도록 충분한 주의를 기울여야 한다.

8.11 케이블의 내풍설계

8.11.1 개요

교량의 케이블은 시공 중 또는 완공 후 발생할 수 있는 각종 진동에 대해 설계단계에서 충분히 검토하고 검증된 방법에 의한 대책을 강구하여 적용하여야 한다.

8.11.2 바람에 의한 진동

교량의 케이블은 설계 단계부터 버페팅, 와류진동, 풍우진동, 갤로핑 그리고 주탑이나 인접 케이블에 의한 웨이크 갤로핑과 같은 바람에 의한 진동 발생 가능성을 충분히 검토하여야 한다.

8.11.2.1 와류진동(vortex-induced vibration)

와류진동은 행어나 경사 케이블에서 발생할 수 있으며, 케이블의 최대변위와 피로문제 등을 검토하여야 한다. 와류 생성 진동수는 아래 식을 사용하여 계산할 수 있다.

$$n = S_t \frac{U}{D} \quad (8.11.1)$$

여기서,

U = 풍속(m/s)

n = 와류생성진동수(Hz)

D = 케이블 직경(m)

S_t = 스트로할 수(Strouhal number)

원형케이블의 경우, 다음 조건에 따라서 사용한다.

- ① 바람에 대해 직각 방향으로 배치된 케이블 : 0.20
- ② 바람에 대해 경사지게 배치된 케이블 : 0.15

8.11.2.2 풍우진동(rain-wind vibration)

풍우진동은 경사 케이블에서 발생할 수 있으며, 대진폭의 진동이 발생할 수 있으므로 기준풍속 내에서 진동이 발생하지 않도록 검토하여야 한다. 풍우진동에 대한 안정조건은 스크루톤 수(S_c , Scruton number)로 검토하게 되는데, 풍우진동을 억제하기 위한 최소 스크루톤 수는 다음과 같다.

$$S_c = \frac{m\xi}{\rho D^2} > 10, \text{ 일반 케이블} \quad (8.11.2)$$

$$S_c = \frac{m\xi}{\rho D^2} > 5, \text{ 표면처리가 된 케이블} \quad (8.11.3)$$

여기서,

m = 케이블의 단위길이당 질량(kg/m)

ξ = 케이블의 구조감쇠비

ρ = 공기밀도(kg/m³)

8.11.2.3 갤로핑(galloping)

갤로핑은 경사 케이블에서 발생할 수 있으며, 대진폭의 진동이 발생할 수 있으므로 기준풍속 내에서 진동이 발생하지 않도록 검토하여야 한다.

8.11.2.4 버페팅(buffeting)

버페팅은 행어나 경사케이블에서 발생할 수 있으며, 케이블의 버페팅 현상 자체는 진폭이 작아 피로문제 등을 발생시키지는 않지만, 이로 인한 영향에 대해서는 검토할 필요가 있다.

8.11.3 지점가진에 의한 진동

교량의 케이블은 교량 설계 단계부터 주탑이나 보강거더의 진동에 의한 지점가진 진동에 대해 발생 가능성을 충분히 검토하여야 한다.

8.11.4 케이블 제진대책

- (1) 8.11.2 와 8.11.3 에 의한 검토 결과, 케이블의 진동 가능성이 우려되는 경우에는 진동저감방안을 수립하여 설계에 반영하여야 한다.
- (2) 시공 중 또는 완공 후 예상치 못한 케이블 진동에 대해서도 항상 주의하여야 한다.

8.11.4.1 공기역학적 제진대책

공기역학적 진동저감 방법을 사용할 경우에는 풍동실험을 통하여 그 효과가 검증된 방법이어야 한다.

8.11.4.2 케이블 댐퍼

케이블의 감쇠 증가를 위해 케이블 댐퍼 설계 시 타당한 방법으로 검증된 케이블 자체감쇠, 공기역학적 감쇠 등의 추가적인 감쇠효과를 고려할 수 있다. 다만, 댐퍼 설치 후 현장실험에 의한 검증을 실시하여야 한다.

8.11.4.3 보조케이블

케이블의 진동수 및 감쇠비 증가를 위해 보조케이블 설치 시, 주 케이블 및 보조 케이블 각 부분에 발생하는 응력 집중과 유지관리에 충분히 검토하여 설계하여야 한다.

8.11.5 케이블 제한기준

- (1) 바람, 비 그리고 지점가진 등에 의한 케이블의 단기적인 진동은 교량 안전성에 문제가 없지만 교량의 사용성을 확보하기 위해, 보강거더 높이에서 10 분 평균풍속이 20 m/s 이하일 때, 최대 변위가 케이블 길이의 1/1,600 배를 초과해서는 안 된다.
- (2) 와류진동 및 지점가진과 같이 반복횟수가 많은 진동현상에 대해서는 피로검토를 수행하여야 한다. 피로현상에 대한 안정성 확보하기 위해, 보강거더 높이에서 10 분 평균풍속이 20 m/s 이하일 때, 정착구에서 케이블의 최대 변형각은 0.5°를 초과해서는 안 된다.

제 9 장

내진설계

목 차

제9장 내진설계	9-1
9.1 적용 범위	9-1
9.2 용어	9-1
9.3 기호	9-2
9.4 내진설계의 기본방침	9-3
9.4.1 목적	9-3
9.4.2 내진설계의 기본 개념	9-3
9.4.3 지진응답 계측	9-4
9.5 설계일반사항	9-4
9.5.1 설계지반운동	9-4
9.5.2 요구내진성능과 설계지진수준	9-5
9.5.3 지반의 분류	9-7
9.6 해석 및 설계에 대한 규정	9-8
9.6.1 일반사항	9-8
9.6.2 기본해석방법	9-8
9.6.3 탄성지진력 및 탄성변위	9-8
9.6.4 직교 지진력 및 변위의 조합	9-8
9.6.5 설계지진력 하중조합	9-8
9.6.6 설계변위	9-9
9.7 해석방법	9-9
9.7.1 일반사항	9-9
9.7.2 설계응답스펙트럼	9-9
9.7.3 다중모드스펙트럼해석법	9-10
9.8 기초 및 교대의 내진설계	9-11
9.8.1 적용 범위	9-11
9.8.2 기초	9-11
9.8.3 교대	9-12
9.9 콘크리트교의 설계	9-13
9.9.1 일반사항	9-13
9.9.2 주탑 및 교각의 해석 및 설계강도	9-13
9.9.3 주탑 및 기둥	9-14
9.9.4 벽식교각	9-17
9.10 붕괴방지수준 성능의 검증	9-17
9.10.1 일반사항	9-17
9.10.2 시간이력해석을 위한 입력 재료계수	9-17
9.10.3 시간이력해석법	9-17
9.10.4 주탑 및 교각의 성능검증	9-19
9.10.5 다른 구성요소의 성능검증	9-20
9.10.6 낙교방지 성능검증	9-20

제 9 장 내진설계

9.1 적용 범위

이 장은 신설 장경간 케이블 교량의 내진설계에 적용한다.

9.2 용어

구조감쇠

진동하는 물체가 한 일이 위치에너지로 저장되거나 열 또는 음향에너지로 소산되어 진동체의 진동을 줄이는 감쇠

기능수행수준

교량의 부부재에 손상이 발생하더라도 주부재에는 피해가 발생하지 않아 간단한 보수로 기능이 유지되는 수준

다중모드 스펙트럼해석법(*multimode spectral analysis method*)

여러 개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법

단부구역

캔틸레버로 거동하는 주탑과 기둥의 하단 및 골조로 거동하는 주탑과 기둥의 하단과 상단

모멘트-곡률 해석

철근콘크리트 구조물의 재료비선형 단면해석의 하나로써, 횡방향철근에 의한 횡구속효과와 축력의 영향 등을 고려하고 철근과 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 이용하여 모멘트와 곡률의 관계를 구하는 해석

무손상수준

지진 후 교량의 기능에 장애가 발생하지 않는 수준으로 교량의 구성요소에 보수 또는 보강을 필요로 하는 어떠한 피해도 발생하지 않는 수준

붕괴방지수준

교량의 구성요소에 다소의 피해가 발생하나 이로 인해 교량 기능이 상실되거나 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않는 수준

시간이력해석법(*time history analysis method*)

특정한 입력지진운동에 대하여 구조물의 응답을 시간영역에서 구하는 해석 방법

액상화

진동하중에 의해 간극수압 상승과 유효응력 감소로 전단하중에 대한 전단저항을 상실하는 현상

요구내진성능수준

구조물이 설계지진시 확보해야 되는 성능의 요구수준

위험도계수

평균 재현주기별 지진구역계수의 비

일산감쇠

지진발생 시 구조물로부터 전달된 힘이 지반의 변형에너지로 소산되어 구조물의 진동을 줄이는 감쇠

전단파속도(*shear wave velocity*)

진동원에서 발생한 전단파가 지반을 통하여 전파되어 가는 속도

지반응답해석

토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석

지반종류(soil profile type)

지진시에 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류

지진계수

내진설계에 있어서 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다.

지진구역

우리나라의 지진재해도 해석결과에 근거한 지진구역

9.3 기호

a	전단평가식에서 전단경간비
A_e	콘크리트 단면의 유효단면적
A_g	콘크리트 단면의 총단면적
A_v	전단철근의 단면적(mm ²)
a_x	타원형 또는 사각형기초의 지진력 방향으로의 단면크기의 1/2
a_y	타원형 또는 사각형기초의 지진력 직각방향으로의 단면크기의 1/2
C_a	표준설계응답스펙트럼을 결정하기 위해 지진구역 및 지반조건에 따라 결정되는 값으로서 응답가속도가 일정하게 되는 주기영역에서의 값
C_D	감쇠비에 따른 탄성지진응답계수를 보정하기 위한 감쇠보정계수
C_v	표준설계응답스펙트럼을 결정하기 위해 지진구역 및 지반조건에 따라 결정되는 값으로서 응답속도가 일정하게 되는 주기영역에서의 값
d	사각형단면의 유효깊이
d	설계지진 시 지반에 대한 거더의 총 변위($d_i + d_{sub}$)(mm)
d_i	설계지진 시 거더의 변위(mm)
d_{sub}	설계지진 시 하부구조의 변위(mm)
EI_y	축력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향철근의 항복)
$F_{p0.2k}$	소선의 변형률이 0.2%인 곳에서의 케이블 강도(0.2% 윽셋강도)
h	V_c 산정 시 고려하는 방향으로의 단면 치수
f_y	V_s 산정 시 전단철근의 항복강도
k	직사각형 단면 기초의 가상의 부가질량을 산정하는데 있어 단면형상에 대한 보정계수
$[K]$	고려하는 진동단위의 교량 구조전체의 강성매트릭스
$[K_j]$	구성요소 j 의 강성매트릭스
m_a	지진 시 기초에 작용하는 수압의 영향을 고려하기 위한 단위길이당의 가상 부가질량
M_y	축력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향철근의 항복)
n	각 진동모드의 구조감쇠를 구할 때 고려하는 구성요소의 수
P	V_c 산정에서 고려하는 축하중
R	원형단면 기초의 가상의 부가질량 산정하는데 있어 기초의 지름

r_i	$\bar{S}_a$ 를 산정하기 위해서 고려하는 지점의 반력
s	전단철근의 배근간격
S_a	설계응답가속도(g)
$\bar{S}_a$	지점의 토질조건의 차이를 고려한 평균설계응답가속도(g)
T	진동모드의 주기(sec)
T_s	설계응답스펙트럼에서 설계응답가속도가 진동모드 주기에 반비례하여 감소되기 시작하는 주기(sec)
$V_{\max}$	시간이력해석에서 얻은 단면의 최대전단력
V_c	전단성능검증에 사용하는 콘크리트의 전단강도
V_n	전단성능검증에 사용하는 부재의 전단강도
V_s	전단성능검증에 사용하는 전단철근의 전단강도
α	V_c 에서 전단경간비를 고려하는 계수
β	V_c 에서 축방향철근비를 고려하는 계수
γ	V_c 에서 소요변위연성도에 따른 전단강도 감소를 고려하는 계수
Δl_c	콘크리트 크리프에 의한 거더의 이동량(mm)
Δl_i	거더의 이동변위(mm)
Δl_s	콘크리트의 건조수축에 의한 거더의 이동량(mm)
Δl_t	온도변화에 의한 거더의 이동량(mm)
ξ	구조감쇠비(%)
ϕ_i	i 차 진동모드의 구조전체의 모드벡터
ϕ_y	축력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향철근의 항복시 곡률)
ρ	물의 밀도
ρ_{solid}	V_c 산정 시 단면의 외형치수에 대한 축방향 철근의 영향을 고려하는 계수
μ	항복변위에 대한 최대응답변위의 비(소요변위연성도)

9.4 내진설계의 기본방침

9.4.1 목적

이 절의 기본 목적은 설계지진에 대하여 케이블 교량의 요구내진성능을 확보하는데 필요한 설계요구조건을 규정하는데 있다.

9.4.2 내진설계의 기본 개념

- (1) 교량은 설계지진 시 요구내진성능수준을 유지하도록 설계하여야 한다.
- (2) 지반운동의 세기는 작지만 발생빈도가 높은 지진에 대하여 교량의 구성요소에 피해가 발생하지 않도록 설계하여야 한다.
- (3) 지반운동의 세기는 중간이면서 발생빈도가 낮은 지진에 대하여 교량의 구성요소에 최소한의 피해를 허용하나 신속한 복구가 가능하도록 설계하여야 한다.
- (4) 지반운동의 세기는 크지만 발생빈도가 매우 낮은 지진에 대하여 교량의 구성요소에 다소의 피해를 허용하나 이로 인해 교량의 기능이 상실되거나 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않도록 설계하여야 한다.

9.4.3 지진응답 계측

- (1) 교량의 유지관리, 내진설계기술 개발 및 개선에 필요한 자료 확보를 위하여 관할기관은 지진 계와 가속도계를 설치하고 운영하도록 요구할 수 있다.
- (2) 교량의 지진응답을 계측하기 위한 계측기기의 설치 위치와 종류, 개수와 관리는 이 설계기준의 목적을 달성할 수 있도록 결정하여야 한다.

9.5 설계일반사항

9.5.1 설계지반운동

9.5.1.1 일반사항

- (1) 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- (2) 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
- (3) 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
- (4) 설계지반운동은 수평 2축방향 성분과 수직방향 성분으로 정의되며 수평 2축 방향성분은 그 세기와 특성은 동일하다고 가정하며, 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분 세기의 1/2 - 2/3로 가정한다.
- (5) 모든 점에서 똑같이 가진하는 것이 합리적일 수 없는 특징을 갖는 교량 건설부지에 대해서는 지반운동의 공간적 변화모델을 사용하여야 한다.

9.5.1.2 지진계수

- (1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표 9.5.1과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진의 지반운동에 해당하는 지진구역계수는 표 9.5.2에 수록된 바와 같이 지진구역 I에서는 0.11, 지진구역 II에서는 0.07이다.
- (2) 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수는 표 9.5.3과 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.
- (3) 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 지진계수 C_a , C_v 는 교량건설지역의 지진환경에 따라 다르다. 우리나라의 경우, 평균재현주기 500년 지진의 지진계수 C_a , C_v 는 각각 표 9.5.4와 표 9.5.5와 같으며 재현주기 별 C_a , C_v 는 표 9.5.3의 위험도계수(I)를 표 9.5.4 및 표 9.5.5의 C_a , C_v 값에 곱하여 계산한다.

표 9.5.1 지진구역의 구분

지진구역	행정구역 ⁵⁾	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부 ¹⁾ , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 ²⁾ , 전라남도 남서부 ³⁾
II	도	강원도 북부 ⁴⁾ , 제주도

- 1) 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
- 2) 전라남도 북동부 (군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 화순, 광양시, 나주시, 여수시, 순천시
- 3) 전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시
- 4) 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
- 5) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

표 9.5.2 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수	0.11	0.07

표 9.5.3 위험도계수(I)

재현주기(년)	100	200	500	1000	2400	4800
위험도계수	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0	2.6

표 9.5.4 지진계수, C_a

지반종류	지진구역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.13	0.08
S_D	0.16	0.11
S_E	0.22	0.17

표 9.5.5 지진계수, C_v

지반종류	지진구역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.18	0.11
S_D	0.23	0.16
S_E	0.37	0.23

9.5.2 요구내진성능과 설계지진수준

9.5.2.1 요구내진성능 수준

- (1) 교량의 요구내진성능 수준은 아래와 같은 3 단계의 성능수준으로 한다.
 - ① 무손상 수준 : 지진 시 교량의 구성요소에 피해가 발생하지 않아야 한다.
 - ② 기능수행 수준 : 지진 시 교량의 구성요소에 최소한의 피해를 허용하나 신속한 복구가 가능하여야 한다.
 - ③ 붕괴방지 수준 : 지진 시 교량의 구성요소에 다소의 피해를 허용하나 복구가 가능하여야 하며, 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않아야 한다.

- (2) 지반운동의 세기는 작지만 발생빈도가 높은 지진에 대하여 무손상 수준을 만족하여야 한다.
- (3) 지반운동의 세기는 중간이지만 발생빈도가 낮은 지진에 대하여 기능수행 수준을 만족하여야 한다.
- (4) 지반운동의 세기는 크지만 발생빈도가 매우 낮은 지진에 대하여 붕괴방지 수준을 만족하여야 한다.

9.5.2.2 설계지진수준

- (1) 지반운동의 세기는 작지만 발생빈도가 높은 지진은 교량의 설계수명 내 초과확률 63 % 인 수준의 지진으로 한다.
- (2) 지반운동의 세기는 중간이면서 발생빈도가 낮은 지진은 교량의 설계수명 내 초과확률 8 ~ 10 % 인 수준의 지진으로 한다.
- (3) 지반운동의 세기는 크지만 발생빈도가 매우 낮은 지진은 교량의 설계수명 내 초과확률 4 % 수준의 지진으로 한다.

9.5.2.3 내진성능목표

- (1) 교량의 내진성능목표는 표 9.5.6 과 같다.

표 9.5.6 내진성능목표

요구내진성능수준	설계지진수준
무손상 수준	설계수명 내 초과확률 63 % 수준
기능수행 수준	설계수명 내 초과확률 8 ~ 10 % 수준
붕괴방지 수준	설계수명 내 초과확률 4 % 수준

- (2) 붕괴방지수준의 설계지진은 교량 건설 지역의 지진발생 환경을 고려하여 해당 지역에서의 발생 가능한 최대지진을 초과할 필요는 없다.

9.5.2.4 구성요소의 허용손상수준

- (1) 교량의 구성요소는 교량의 요구내진성능수준을 만족하기 위하여 요구되는 허용손상수준 내에 거동하도록 설계하여야 한다.
- (2) 구성요소의 요구내진성능별 허용손상수준은 표 9.5.7과 같다. 다만, 구성요소의 설계 시 2.4.2.5의 사용한계상태 하중조합 VI 과 극단상황한계상태 하중조합 I에 대해 안전하도록 단면이 결정되었다면 각각 무손상수준과 기능수행수준을 만족하는 것으로 간주한다.

표 9.5.7 구성요소의 허용손상수준

구성요소	부재중요도 ¹⁾	무손상수준	기능수행수준	붕괴방지수준
파일	P	무손상	최소손상	최소손상
파일 캡	P	무손상	최소손상	최소손상
주탑 및 측경간 교각	P	무손상	최소손상	복구가능손상
상부구조의 구조요소	P	무손상	최소손상	최소손상

상부구조의 비구조요소		S	무손상	최소손상	중대손상
버퍼	내진기능 有	P	무손상	무손상	무손상
	내진기능 無	S	무손상	중대손상	중대손상
받침 및 전단키		S	무손상	최소손상	복구가능손상
신축이음장치		S	무손상	복구가능손상	중대손상
케이블시스템 (앵커부 및 구조요소 포함)		P	무손상	무손상	최소손상
케이블시스템 (비구조요소 포함)		S	무손상	최소손상	복구가능손상

- 1) P = Primary member(주부재), S = Secondary member(부부재)
- 2) 무손상(no damage)은 구성요소의 공칭저항측면에서 생각할 때 수리, 보수 없이 사용성을 완벽하게 만족시키는 수준이다.
- 3) 최소손상(minimal damage)은 구성요소의 일부에서 약간의 비탄성거동이 발생한다고 생각할 수 있지만 전체적으로는 탄성거동을 전제로 한다. 콘크리트부재에서는 아주 작은 균열만 허용하고 강재로 만들어진 부부재에서는 일부 중요치 않은 항복도 허용하는 수준이다. 또한 케이블시스템의 비구조적 부재에 대한 손상은 허용한다.
- 4) 복구가능손상(repairable damage)은 비탄성적인 응답이 발생하여 콘크리트 균열, 철근의 항복, 콘크리트 피복의 탈락, 강부재의 미세한 항복등을 유발하는 상태를 말하며 철근이나 부재를 교체하지 않고도 지진발생 이전의 상태로 복구할 수 있는 정도의 손상을 의미한다.
- 5) 중대손상(significant damage)은 부부재에 상당한 변형이 발생하여 보수를 위해 폐쇄가 요구되는 손상을 의미한다

9.5.3 지반의 분류

- (1) 지반의 영향은 교량의 지진하중을 결정하는데 고려되어야 하며 표 9.5.8에서 정의된 지반종류에 근거를 두고 있다.

표 9.5.8 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30 m에 대한 평균값		
		전단파속도(m/s)	표준관입시험(N 치)	비배수전단강도(kPa)
S_A	경암지반	> 1500		-
S_B	보통암지반	$760 \sim 1500$		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	$360 \sim 760$	> 50	> 100
S_D	단단한 토사지반	$180 \sim 360$	$15 \sim 50$	$50 \sim 100$
S_E	연약한 토사지반	< 180	< 15	< 50
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

- (2) S_F 는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서 전문가가 작성한 부지
 종속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.
- ① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 퀵클레이(quick Clay)와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결
 합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
 - ② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반
 - ③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반
 - ④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

9.6 해석 및 설계에 대한 규정

9.6.1 일반사항

- (1) 이 절은 교량의 구성요소의 설계 및 사용성 검토와 관련한 규정이다. 붕괴방지수준의 성능검
 증은 9.10 을 따른다.
- (2) 기초 및 교대의 설계조건과 콘크리트교의 내진설계 추가 요구조건은 9.8 과 9.9 에 따른다.

9.6.2 기본해석방법

교량의 지진해석방법은 9.7 에 규정된 다중모드스펙트럼 해석법 또는 9.10.3 에 규정된 시간이력해
 석법을 사용하는 것을 기본으로 한다.

9.6.3 탄성지진력 및 탄성변위

- (1) 다중모드스펙트럼 해석법을 사용하는 경우, 탄성지진력과 탄성변위는 9.7 에 규정한 해석방법
 을 통하여 두 개의 수평축과 한 개의 수직축에 대하여 독립적으로 해석하고 9.6.4 에 규정한
 방법으로 조합하여야 한다. 단, 두 개의 수평축은 교량의 종방향축, 횡방향축으로 하는 것이
 표준적이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다. 곡선교는 양측 교대를 연결하는 현을 종방향축
 으로 정할 수 있다.
- (2) 시간이력해석법을 사용하는 경우는 9.10.3 을 따른다.

9.6.4 직교 지진력 및 변위의 조합

- (1) 다중모드스펙트럼 해석법을 사용하는 경우, 부재의 각각의 주축에 대하여 9.6.3 에 규정한 방
 법으로 구한 탄성지진력 및 탄성변위를 다음과 같이 조합하여 사용한다.
- ① 하중경우 1 - 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)에 횡방향축
 및 수직축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)의 30 %를 합한 경우
 - ② 하중경우 2 - 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)에 종방향축
 및 수직축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)의 30 %를 합한 경우
 - ③ 하중경우 3 - 수직축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)에 횡방향축 및
 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력 및 탄성변위(절대값)의 30 %를 합한 경우
- (2) 시간이력해석법을 사용하는 경우는 9.10.3 을 따른다.

9.6.5 설계지진력 하중조합

- (1) 구성요소의 설계를 위한 설계지진력은 9.6.4 에서 규정한 방법으로 조합한 탄성지진력을 설계

지진력으로 한다.

- (2) 구성요소의 설계를 위한 설계지진력은 2.4.2.2의 극단상황한계상태 하중조합 I로 조합한다.
- (3) 사용성검토를 위한 설계지진력은 2.4.2.3의 사용한계상태 하중조합 VI으로 조합한다.
- (4) (2), (3)항의 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

9.6.6 설계변위

- (1) 상부구조의 낙교가 발생하지 않도록 모든 거더의 단부에서는 식 (9.6.1) 이상의 받침지지길이를 확보하거나 이동제한장치를 설치하여야 한다.
- (2) 지진 발생 시 상부구조와 교대, 혹은 입접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구성요소의 손상을 방지하고, 설계 시 고려된 요구내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 모든 거더의 단부에는 식 (9.6.1) 이상의 여유간격을 두거나, 또는 거더의 충돌에 의한 손상을 방지할 수 있는 충돌보호장치를 설치하여야 한다.
- (3) 거더의 이동변위는 식 (9.6.1)에 따라 산정한다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \quad (9.6.1)$$

여기서,

Δl_i = 거더의 이동변위(mm)

d = 설계지진 발생 시 지반에 대한 거더의 총 변위($d_i + d_{sub}$)(mm)로 (1)에 대해서는 설계수명내 초과확률 4 % 지진으로 하여 9.10에 따라 산정하고, (2)에 대해서는 설계수명내 초과확률 8 ~ 10 % 지진에 대한 탄성변위로 한다.

d_i = 설계지진 발생 시 거더의 응답변위(mm)

d_{sub} = 설계지진 발생 시 하부구조의 변위(mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 거더의 이동량(mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 거더의 이동량(mm)

Δl_t = 온도변화로 인한 거더의 이동량(mm)

9.7 해석방법

9.7.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 9.6.2에서 규정한 교량의 다중모드스펙트럼 해석법에 대한 규정이다.
- (2) 해석에 있어서 모든 고정된 주탑, 교각 또는 교대지점들은 동일 시점에 있어서 동일한 지반운동을 가정할 수 없다면 이를 고려하여야 한다.

9.7.2 설계응답스펙트럼

- (1) 탄성지진력을 산정하기 위한 설계응답스펙트럼은 교량이 건설되는 지역의 지진환경 및 부지특성을 고려하여 산정하여야 한다.
- (2) 교량이 건설되는 지역의 지진환경 및 부지특성을 고려하여 설계응답스펙트럼을 합리적으로 산정할 수 없다면 표준설계응답스펙트럼을 적용할 수 있다.
- (3) 표준설계응답스펙트럼 (감쇠비는 5 %)은 다음과 같다.

$$S_a(T) = 2.5C_a, T \leq T_s \quad (9.7.1a)$$

$$S_a(T) = \frac{C_v}{T}, T \geq T_s \quad (9.7.1b)$$

여기서,

S_a = 설계응답가속도(g)

T = 진동모드의 주기(sec)

C_a, C_v = 지진계수로서 표 9.5.4 와 표 9.5.5 로 주어진다.

$T_s = C_v / 2.5C_a$ (sec)

(4) 감쇠비가 5 %가 아닌 경우에는 식 (9.7.2)를 사용하여 설계응답스펙트럼을 수정해야 한다.

$$C_D = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 \quad (9.7.2)$$

여기서, ξ = 감쇠비(%)

9.7.3 다중모드스펙트럼해석법

9.7.3.1 일반사항

- (1) 다중모드스펙트럼해석법은 교량의 3 방향 연계 효과와 최종 응답에 대한 다중 모드의 기여 효과를 결정하기 위해 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.
- (2) 지면 및 표층지반의 길이방향으로 변화가 발생하여 지점별로 동일한 설계응답스펙트럼을 적용할 수 없다면 지진응답이 크게 산정되는 설계응답스펙트럼을 사용하거나 식 (9.7.3)과 같은 부지 평균 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

$$\overline{S_a} = \sum_{j=1}^n \left(\frac{r_j}{\sum r_i} \cdot S_{a_j}(T) \right) \quad (9.7.3)$$

여기서,

r_j : j 지점의 반력

$\overline{S_a}(T)$: 각 지점의 토질조건을 고려한 평균설계응답가속도(g)

$S_{a_j}(T)$: j 지점의 설계응답가속도(g)

9.7.3.2 수학적 모형

- (1) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로 모형화하여야 한다.
- (2) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.
- (3) 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성향을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.
- (4) 교량의 구조거동에 영향을 주는 지반 및 물은 이로 인한 거동특성이 적절하게 반영될 수 있도록 모델화 한다.
- (5) 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간뼈대부재의 집합체로 모형화해야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며,

이 때 집중질량의 관성효과를 적절하게 분배시켜야 한다.

- (6) 하부구조에서 중간 기둥 또는 교각들은 일반적으로, 인접 지간길이의 1/3 보다 짧은 길이를 갖는 짧고 강성이 강한 기둥에 대해서는 중간 절점이 불필요하나, 길고 유연한 기둥은 기둥단부의 연결부 외에 2개의 1/3지점을 중간 절점으로 모형화하여야 한다. 하부구조의 모형은 상부구조에 대한 기둥의 편심을 고려해야 한다. 기둥 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

9.7.3.3 진동모드의 형상, 주기 및 구조감쇠

- (1) 고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산하여야 한다.
- (2) 해석에 사용하는 교량 구성요소의 감쇠는 적절한 값으로 한다.
- (3) 각 진동모드의 구조감쇠는 안전측으로 설계가 되도록 산정하거나 각 구성요소의 감쇠의 기여도를 고려하여 산정한다.

9.7.3.4 모드 수

응답해석 시 고려되는 모드의 수는 응답특성이 충분히 반영되는 모드 수 이상이어야 한다. 이 때 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10 % 이상 증가하지 않는 충분한 개수의 모드를 고려하여야 한다.

9.7.3.5 부재력과 변위

부재의 단면력과 변위는 개별모드별로부터 각각의 응답성분(예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변위)은 CQC 방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합함으로써 계산한다.

9.8 기초 및 교대의 내진설계

9.8.1 적용 범위

이 절에서는 교량의 기초 및 교대의 내진설계에 대해 규정한다. 이 설계기준은 지진 하중이외의 수직 및 수평 하중에 대해 충분하게 지지할 수 있도록 설계된 것을 전제로 한다. 이런 전제 조건은 기초를 위한 조사의 범위, 성토, 사면안정, 기초지반의 지지력 및 수평토압, 배수, 침하, 말뚝기초의 요건 및 지지력 등에 대한 기준을 포함한다.

9.8.2 기초

9.8.2.1 조사

지진구역 I에서는 평상시 설계에 필요한 조사 이외에 지진에 대한 사면의 불안정, 액상화, 성토지반의 침하, 수평토압 증가와 관련된 지진 피해 가능성 판단과 내진설계에 필요한 조사를 추가하여야 한다. 이 때 최대지반가속도는 지진계수(표 9.5.4의 C_a)에 위험도계수(표 9.5.3의 I)를 곱한 값으로 하거나 또는 부지고유의 지반응답해석결과를 사용한다.

9.8.2.2 기초설계를 위한 해석과 검토

- (1) 기초는 등가정적 또는 동적해석을 수행하여 기초 구조체의 최대 응력 또는 단면력, 상부 구조의 최대 변위 그리고 기초의 전도, 활동, 침하 및 지지력을 검토한다.
- (2) 얕은기초에 대한 등가정적해석

- ① 얇은기초에 작용하는 등가정적하중은 기초 지반과 상부구조물의 응답특성을 고려하여 결정한다.
- ② 얇은기초는 미끄러짐, 지지력, 전도에 대하여 안전하여야 하고, 변형 및 침하량이 허용치를 넘지 않아야 된다.
- ③ 기초지반이 액상화가 발생할 수 있는 지반이라면 적절한 액상화 대책공법을 적용하여야 한다.

(3) 말뚝기초에 대한 등가정적해석

- ① 말뚝기초 등가정적해석에서는 기초 지반과 상부구조물의 특성을 고려하여 지진하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.
- ② 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 균말뚝 해석을 수행하여 각 말뚝에 작용하는 하중을 산정한다. 이 때, 가장 큰 하중을 받는 말뚝을 내진성능평가를 위한 말뚝으로 선정하고, 등가정적해석을 수행한다.
- ③ 내진성능평가 대상 말뚝에 대해서는 말뚝 본체 및 두부의 응력 또는 단면력, 말뚝의 변위량 및 모멘트를 검토한다.

(4) 동적해석

- ① 기초에 대한 동적해석이 필요한 경우에는 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 고려하는 동적해석방법을 사용할 수 있다.
- ② 현장시험과 실내시험으로부터 얻은 지반의 물성치와 기초의 제반사항을 고려하여 기초를 스프링으로 모델링 한 후, 설계지진하중으로 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 결정하고 이를 사용하여 기초의 안정성을 검토한다.

9.8.2.3 말뚝설계 시 특별히 요구되는 사항

지반과 교량의 불확실한 응답특성들을 고려하여 말뚝의 내진설계에서는 일반 설계에서의 요구조건 이외에 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.

- (1) 말뚝의 내진설계에서는 극한지지력 개념을 사용하며 설계지진하중에 대하여 충분한 지지력을 확보하여야 한다.
- (2) 말뚝은 파일캡에 적절히 연결하여야 한다.
- (3) 콘크리트로 채운 말뚝에 특별한 정착장치를 설치하지 않는 경우에는 말뚝으로 인발력이 전달될 수 있도록 충분한 길이의 철근을 매립하여 정착하여야 한다.
- (4) 속채움이 없는 강관말뚝, 나무말뚝, 강말뚝은 말뚝의 허용지지력의 10 % 이상인 인발력이 전달될 수 있도록 정착하여야 한다.
- (5) 보강철근은 말뚝과 파일캡을 일체로 하며 하중전달을 용이하게 하기 위해서 파일캡까지 연장되어야 한다.
- (6) 말뚝의 내진설계에서는 기둥이 지표면 위에서 휨모멘트에 의하여 항복하기 이전에 말뚝이 지표면 아래에서 파괴되지 않도록 하여야 한다.

9.8.3 교대

9.8.3.1 일반사항

지진 발생 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의 설계는 신중하게 수행하여야 한다.

9.8.3.2 독립식 교대

- (1) 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려하여야 한다.
- (2) 지진 발생 시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법으로 계산할 수 있으며 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.
- (3) 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이 때, 교대는 지진 시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대받침의 손상을 최소화 하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (4) 교축방향 변위를 구속하는 독립식 교대에는 Mononobe-Okabe의 등가정적하중법에 의한 토압보다 큰 수평토압이 작용하므로 이를 고려하여야 한다.

9.8.3.3 일체식 교대

- (1) 일체식 교대는 지진 발생 시 큰 상부관성력이 뒷채움흙에 전달되므로 과도한 상대변위가 발생하지 않도록 하기 위하여 적절한 수동저항력을 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 일체식 교대는 교대-뒷채움흙 구조와 기초의 강성을 계산하여 구조물의 내진설계 과정에 따라 설계할 수 있다.

9.9 콘크리트교의 설계

9.9.1 일반사항

- (1) 일체로 현장타설 되는 주탑, 교각, 확대기초, 연결부의 내진설계는 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 이 절에서의 교각은 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각, 말뚝가구를 총칭한다.

9.9.2 주탑 및 교각의 해석 및 설계강도

9.9.2.1 일반사항

철근콘크리트 주탑 및 교각에 대한 구조해석과 단면해석에서는 균열의 영향과 축력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려하여야 한다.

9.9.2.2 주탑 및 교각의 휨강성

- (1) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 주탑 및 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 식(9.9.1)로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구하여야 한다. 단, 항복강성은 모멘트-곡률 해석을 통해 결정한다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (9.9.1)$$

여기서,

EI_y = 축력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향철근의 항복)

M_y = 축력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향철근의 항복)

ϕ_y = 축력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향철근의 항복)

- (2) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 주탑 및 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면 2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여야 한다. 다만, 주탑 및 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 주탑 및 교각의 항복강성을 적용하여야 한다.

9.9.2.3 주탑 및 교각의 P-Δ 효과

- (1) 철근콘크리트 주탑 및 교각의 총모멘트는 P-Δ 효과를 고려하여 결정하여야 한다. 구조해석에 선형탄성해석을 수행하는 경우는, 지진해석에 의한 1차 모멘트에 횡방향 지진변위와 축력에 의한 2차 모멘트를 추가하여 총모멘트를 결정하여야 한다.
- (2) 엄밀한 해석에 의하여 P-Δ 효과를 고려하지 않는다면 (3)과 (4)에 따라 근사적으로 2차 모멘트를 구할 수 있다.
- (3) 캔틸레버로 거동하는 교각에 대하여 9.9.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 기둥 상단과 하단의 횡방향 최대상대변위의 1.5 배에 축력을 곱한 값을 2차 모멘트로 취할 수 있다.
- (4) 골조로 거동하는 교각에 대하여 9.9.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 모멘트가 0인 위치를 기준으로 상단과 하단의 횡방향상대변위를 각각 구한 후 1.5 배를 취한 각각의 횡방향상대변위에 축력을 곱하여 상단과 하단의 2차 모멘트로 취할 수 있다.

9.9.2.4 주탑 및 교각의 설계 휨강도

- (1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 주탑 및 교각의 휨설계는 3.7.1에 따른다.
- (2) 철근콘크리트 주탑 및 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향이 고려되어야 하며, 9.9.3.5의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 횡방향철근에 의한 심부구속효과를 고려하여 3.5.1.6의 응력-변형률 관계를 적용할 수 있다.

9.9.2.5 주탑 및 교각의 설계전단강도

콘크리트에 의한 공칭전단강도는 3.7.2를 적용하여 결정하여야 한다.

9.9.3 주탑 및 기둥

9.9.3.1 일반사항

- (1) 이 절은 주탑 및 기둥의 내진설계에 적용한다.
- (2) 전단이 지배적인 벽식교각은 9.9.4에 따라 벽체로 설계하여야 한다.
- (3) 이 절의 규정은 말뚝가구에도 적용한다.

9.9.3.2 단부구역의 설계

- (1) 캔틸레버와 유사하게 거동하는 주탑과 기둥의 하단, 골조로 거동하는 주탑과 기둥의 하단 및 상단을 단부구역으로 한다. 하단의 단부구역은 기초의 상면에서부터의 길이로 결정되며, 골조

로 거동하는 주탑과 기둥의 상단 단부구역은 연결된 부재의 하면에서부터의 길이로 결정한다. 단부구역의 길이는 부재의 최대 단면치수, 휨모멘트의 변곡점까지 높이의 $1/6$, 450 mm 중 가장 큰 값으로 하여야 한다.

- (2) 말뚝가구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정하여야 한다. 말뚝가구의 하단 단부구역은 모멘트 고정점에서 말뚝지름의 3 배 길이만큼 내려간 위치로부터 진흙선에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.
- (3) (1)과 (2)에서 정의된 단부구역은 9.9.3.3 과 9.9.3.5 의 규정을 만족하여야 한다. 단, 설계지진(설계수명 내 초과확률 4 % 수준의 지진)에 대하여 탄성영역의 거동을 한다면 9.9.3.3 과 9.9.3.5 의 규정을 따르지 않을 수 있다.
- (4) 중공단면 주탑 및 중공단면 기둥의 단부구역 중 설계지진에 의하여 소성거동이 예측되는 소성거동구역과 그 근방에서 소성거동의 영향을 받는 영역은 중실단면으로 하거나 또는 충분한 크기의 현치를 두어 단면을 확대하여야 한다.

9.9.3.3 축방향철근과 횡방향철근

- (1) 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하여야 한다.
- (2) 단부구역 중 설계지진에 의하여 소성거동을 하는 구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 하며 겹침이음을 하는 경우에는 축방향철근은 완전한 기계적 이음으로 연결하여야 한다.
- (3) 단부구역 중 설계지진에 의하여 소성거동을 하지 않는 구역에서는 전체 축방향철근 중 $1/2$ 을 초과하여 겹침이음을 하지 않아야 한다. 부재의 종방향으로 측정한 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600 mm 이상이어야 한다. 이 때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 한다.
- (4) 단부구역 중 설계지진에 대하여 소성거동을 하는 구역의 횡방향철근은 9.9.3.4의 철근량과 9.9.3.5의 철근상세를 만족하여야 한다.
- (5) 단부구역 중 설계지진에 대하여 소성거동을 하지 않는 구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 횡방향철근은 9.9.3.5의 철근상세를 만족하여야 한다.
- (6) 단부구역의 횡방향철근은 인접부재와의 연결면으로부터 부재 치수의 0.5배와 380 mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치하여야 한다.
- (7) 단부구역 이외의 위치에 배근되는 횡방향철근은 9.9.3.5의 철근상세를 만족할 필요가 없으나, 축방향철근이 겹침이음된 구간은 횡방향철근의 간격이 100 mm, 또는 부재 단면 최소치수의 $1/4$ 을 초과하지 않아야 한다.
- (8) 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75 mm 로 규정한 나선철근의 일반규정을 적용하지 않는다.

9.9.3.4 소성거동구역의 횡방향철근량

- (1) 설계지진(설계수명 내 초과확률 4 % 수준의 지진)에 대하여 주탑 및 기둥에서 소성거동을 하는 단부구역과 단부구역이 아니더라도 소성거동을 하는 구역의 심부콘크리트는 비선형시간이력 해석으로 구한 콘크리트 압축단면의 최대응답변형률을 만족하도록 아래 (2)에서 구한 횡방향 철근량으로 구속하여야 한다. 이 때 횡방향철근의 상세는 9.9.3.5을 따른다.
- (2) 비선형시간이력 해석에 사용되는 횡구속콘크리트의 응력-변형률 곡선과 철근의 응력-변형률 곡선은 3.5.1.6과 3.5.2.3을 따르거나 또는 널리 알려진 관계식을 사용하여야 하며 소요 횡방향 철근량은 이 관계식을 이용하여 산정한다.

9.9.3.5 단부구역의 횡방향철근상세

- (1) 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.
- (2) 횡방향철근의 최대수직간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (3) 나선철근은 소성거동을 하는 단부구역과 단부구역이 아니더라도 소성거동을 하는 구역에서는 겹침이음을 하지 않아야 한다. 이들 구역에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 하여야 한다.
- (4) 사각형 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 후프띠철근과 같은 크기의 보강띠철근을 사용할 수 있다.
- (5) 사각형 후프띠철근은 외측 축방향철근들을 감싸는 폐합띠철근 형태이거나 또는 나선철근과 유사하게 연속적으로 감은 연속띠철근 형태로 사용할 수 있다. 사각형 폐합띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 한다. 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 한다.
- (6) 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖도록 하여야 한다. 이 때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.
- (7) 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 하여야 하며 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다. 단, 중공단면의 경우 중공단면 내측으로 축방향철근이 좌굴 발생되지 않는 것이 확인되면 135° 갈고리 부분은 모두 단면의 외측으로 하여 축방향철근에 걸리게 한다.
- (8) 사각형 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근 간의 수평간격은 원칙적으로 1 m 이내로 배근하여야 한다.
- (9) 원형 띠철근 중에서 양단에 90°갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 완전원형후프로 간주할 수 있다. 이 때 후프띠철근의 90° 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치하여야 한다.

9.9.3.6 결합나선철근

- (1) 기둥의 횡방향철근으로 2개 이상의 나선철근을 결합한 결합나선철근(interlocking spirals)을 사용할 수 있다.
- (2) 소성거동구역의 결합나선철근량은 9.9.3.4의 규정을 적용하여 각각의 나선철근에 대해 독립적으로 계산하여야 한다.
- (3) 축방향철근 중심간 수평간격은 200 mm 이하여야 하며, 결합부분에는 최소한 4개 이상의 축방

향철근을 배근하여야 한다.

- (4) 결합나선철근의 나선철근간의 중심간격(d_{int})은 심부단면치수(d_s)의 0.75배 이하여야 한다.
- (5) 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 결합원형띠철근을 사용할 수 있으며 결합나선철근과 동등하게 취급할 수 있다.
- (6) 이 절의 규정에 따라 설계된 결합나선철근 또는 결합원형띠철근의 배근구간과 철근상세는 9.9의 해당 규정을 따라야 한다.
- (7) 결합나선철근 및 결합원형띠철근의 경우, 널리 알려진 이론이나 최신의 연구문헌, 실험 또는 해석적으로 충분히 안전성을 검증할 수 있는 경우에는 이 규정을 적용하지 않아도 좋다.

9.9.4 벽식교각

- (1) 두께에 대한 길이의 비가 4 이상인 교각 중 전단지배 교각은 벽식교각으로 간주하여 3.11.2.4을 적용하여야 한다.
- (2) 벽체의 양면에는 수평방향 및 수직방향철근을 배치하여야 하며, 인접하는 수평방향철근의 겹침이음이 동일한 위치에 있지 않도록 엇갈리게 배치하여야 한다.
- (3) 강축방향에 대한 벽체의 철근량과 철근상세는 3.7.5을 적용하여 설계할 수 있다.

9.10 붕괴방지수준 성능의 검증

9.10.1 일반사항

- (1) 설계완료된 교량은 설계수명 내 초과확률 4 %의 지진에 대해 붕괴방지수준의 성능을 만족하는지 검증하여야 한다.
- (2) 붕괴방지수준의 성능 검증은 시간이력해석법으로 수행하며 각 구성요소의 최대응답값(단면력 및 변형률)이 9.5.2.4의 허용손상수준을 초과하지 않아야 하며, 상부구조의 낙교가 발생하지 않아야 된다.
- (3) 고려하는 하중조합은 지속하중과 지진하중이며, 하중계수는 1.0을 적용한다.

9.10.2 시간이력해석을 위한 입력 재료계수

- (1) 붕괴방지수준의 성능 검증을 위하여 지진해석을 할 때 콘크리트 및 철근의 재료계수는 구성요소의 최대응답값 및 상부구조의 응답변위가 안전측으로 산정되도록 적용하여야 한다.
- (2) 주탑 및 교각의 휨성능을 검증하는 경우와 상부구조의 응답변위를 산정하는 경우의 콘크리트 및 철근의 재료계수는 1.0을 적용한다.
- (3) 주탑 및 교각의 전단성능과 그외 부재의 성능을 검증하는 경우의 콘크리트 및 철근의 재료계수는 1.0보다 큰 값을 적용한다.
- (4) 콘크리트 및 철근의 재료계수는 통계자료로부터 산정하여야 한다. 다만, 활용 가능한 통계자료가 없는 경우 콘크리트 및 철근의 재료계수는 각각 1.7 및 1.3을 적용한다.

9.10.3 시간이력해석법

9.10.3.1 해석방법

- (1) 시간이력해석은 실험 또는 공인된 방법으로 검증된 적절한 재료 및 부재이력모델을 사용하여 수행하여야 한다.

- (2) 지반운동의 시간이력은 9.10.3.2를 따른다.
- (3) 시간이력해석은 두개의 직교하는 주축방향(교축 및 교축직각방향)과 하나의 수직방향에 통계학적으로 독립된 지진입력이 동시에 작용하는 것으로 하여 해석한다.
- (4) 지면 및 표층지반이 길이방향으로 변화되거나 또는 경간의 길이로 인하여 지점별로 입력지반운동의 공간적 변동을 고려하는 경우에는 지진규모, 진앙거리, 지반조건과 함께 지진파 전달 메커니즘 및 위상차이를 고려하여 지반운동의 시간이력을 작성하여야 한다.
- (5) 해석에 필요한 지반운동 시간이력 수는 최소 3개 이상이어야 한다.
- (6) 3 개의 지반운동 시간이력을 사용한 경우 각 해석에서 구해진 응답의 최대값을 최대응답값으로 하고, 7 개 이상의 지반운동 시간이력을 사용한 경우에는 각 해석에서 구해진 최대응답의 평균값을 최대응답값으로 한다.

9.10.3.2 지반운동 시간이력

- (1) 일반사항
 - ① 지반운동 시간이력은 가속도 시간이력이나 그에 상응하는 속도 혹은 변위 시간이력으로 표현되어야 한다.
 - ② 지반운동 시간이력은 지진규모 및 진앙거리 등의 지진 환경을 고려하여야 한다.
 - ③ 지반운동 시간이력은 해당 지역의 지반조건을 고려하여야 한다.
 - ④ 5 % 감쇠비의 설계응답스펙트럼에 맞는 지반운동 시간이력을 사용한다.
- (2) 지반운동 생성방법
 - ① 계측된 지반운동이나 시뮬레이션 된 지반운동 또는 인공적으로 생성된 지반운동을 사용할 수 있다.
 - ② 세 개의 직교하는 지반운동은 서로 독립적이어야 한다.
 - ③ 수직방향 지반운동은 9.10.3.3을 따른다.
- (3) 생성된 지반운동의 요구조건은 다음과 같다.
 - ① 주기 0초에서는 지반운동 시간이력에 대한 응답스펙트럼 평균값이 5 % 감쇠비의 설계응답스펙트럼보다 커야 한다.
 - ② 구조물의 기본 주기의 0.2배 ~ 2.0배 사이의 주기구간에서는 지반운동 시간이력에 대한 응답스펙트럼 평균값이 5 % 감쇠비의 설계응답스펙트럼보다 커야한다.
 - ③ 전체 주파수 내에서는 지반운동 시간이력에 대한 응답스펙트럼 평균값이 5 % 감쇠비의 설계응답스펙트럼보다 10 % 이상 작아지면 안 된다.
- (4) 계측된 지반운동이나 시뮬레이션 된 지반운동
 - ① 계측된 지반운동이나 시뮬레이션 된 지반운동을 사용할 경우 지진원의 특성, 지진파 전달경로, 지반조건 등이 유사한 것을 사용한다.
 - ② 지반운동 시간이력은 설계응답스펙트럼에 맞도록 크기가 조정되어야 하며 (3)의 지반운동의 요구조건을 만족시켜야 한다.
- (5) 인공적으로 생성된 지반운동
 - ① 지반운동 시간이력은 (3)의 지반운동 요구조건을 만족시켜야 한다.
 - ② 인공지진의 규모에 따른 포락곡선의 지속시간은 표9.10.1에서와 같다.
 - ③ 지진의 규모가 특별히 정해지지 않은 경우 규모 6.5 ~ 7.0에 해당하는 값을 사용한다.

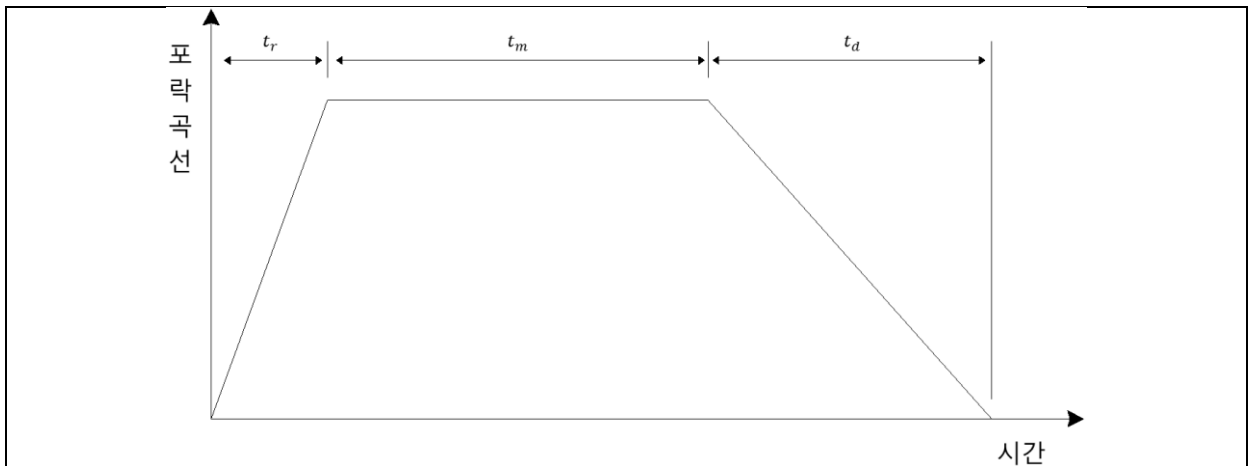


그림 9.10.1 포락곡선 형상

표 9.10.1 지반운동 시간이력 포락곡선 지속시간

지진규모	상승시간(t_r)	강진지속시간(t_m)	감쇠시간(t_d)
7.0 - 7.5	2	13	9
6.5 - 7.0	1.5	10	7
6.0 - 6.5	1	7	5
5.5 - 6.0	1	6	4
5.0 - 5.5	1	5	4

9.10.3.3 수직방향 입력지반운동의 고려

- (1) 지반운동의 수직방향 성분은 수평방향 성분의 1/2 ~ 2/3 으로 가정할 수 있고, 주파수 내용과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하다고 가정할 수 있다. 다만, 활성단층이 50 km 이내에 위치하는 지역에서는 주파수 범위에 따라서 설계지반운동의 수평방향 성분세기와 수직방향 성분세기의 비가 달라질 수 있으므로 부지특성에 적합한 수직방향 지반운동을 고려하여야 한다.

9.10.4 주탑 및 교각의 성능검증

9.10.4.1 휨성능 검증

- (1) 지진해석에 의한 콘크리트 압축단면의 최대압축변형률이 3.5.1의 표 3.5.3의 극한한계변형률을 초과하지 않으면 9.9.3.5의 (1), (2)에 부합되도록 최소한의 횡방향 철근을 배근한다. 이 때 횡방향 철근상세는 9.9.3.5와 9.9.3.6을 따른다.
- (2) 콘크리트 압축단면의 최대압축변형률이 3.5.1의 표 3.5.3의 극한한계변형률을 초과한다면 심부 콘크리트를 구속하기 위한 횡방향철근을 배근하여야 한다. 이 때 필요한 횡방향철근량은 3.5.1.6에 따라 산정하며 횡방향철근상세는 9.9.3.5와 9.9.3.6을 따른다.

9.10.4.2 전단성능 검증

- (1) 지진해석에 의한 단면의 전단력이 전단강도를 초과하지 않아야 한다.
- (2) 전단강도 산정 시 전단강도에 영향을 주는 축력, 축방향철근비, 형상비(모멘트-전단력비), 변위 연성도의 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 검증의 편의를 위하여 식 (9.10.1) ~ 식 (9.10.3)의 전단강도식을 사용하여 검증할 수 있다.

① 전단강도

$$V_n = V_c + V_s \quad (9.10.1)$$

② 콘크리트 전단강도

$$V_c = 0.5\sqrt{f_{ck}}\alpha\beta\gamma\sqrt{1 + \frac{P}{f_{ck}A_g}}A_e \quad (9.10.2)$$

여기서,

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도(MPa)

$\alpha = 1.0 - 0.22\frac{a}{h}$ 단, $a/h \leq 3$

$a = \frac{M}{V}$: 검토단면에서 최대응답(단면력) 시의 모멘트(M)와 전단력(V)의 비이며,
단일곡률을 갖는 캔틸레버 교각에서는 교각의 높이로 할 수 있으며 다주가
구의 경우에는 모멘트 변곡점까지의 높이로 할 수 있다.

h = 고려하는 방향으로의 단면의 치수

$\beta = 0.6 + 22\rho_{solid}$ 다만, $\beta \leq 1.0$

ρ_{solid} = 단면의 외형치수에 대한 축방향 철근비

$0 \leq \gamma = \frac{6 - \mu}{4} \leq 1$ 다만, $2 \leq \mu \leq 6$

μ = 소요변위연성도로 항복변위에 대한 최대응답변위의 비

P = 축하중

A_g = 콘크리트 전단면적

A_e = 콘크리트 유효단면적($= 0.8 \times A_g$)

③ 철근 전단강도

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (9.10.3)$$

여기서,

A_v = 전단철근의 단면적

f_y = 전단철근의 항복강도

d = 단면의 유효깊이

s = 전단철근의 배근간격

④ 식 (9.10.4)를 만족하면 전단성능을 만족하는 것으로 평가할 수 있다.

$$V_n \geq V_{max} \quad (9.10.4)$$

여기서, V_{max} 는 시간이력해석에서 얻은 검토단면의 최대전단력

9.10.5 다른 구성요소의 성능검증

지진해석에 의한 구성요소의 최대응답값이 9.5.2.4의 허용손상수준을 초과하지 않아야 한다.

9.10.6 낙교방지 성능검증

9.6.6 의 (1)에 따른다

제 10 장

선박충돌

목 차

제10장 선박충돌.....	10-1
10.1 적용 범위.....	10-1
10.2 용어.....	10-1
10.3 기호.....	10-1
10.4 선박충돌설계 일반.....	10-2
10.4.1 일반.....	10-2
10.4.2 선박충돌설계의 기본 개념.....	10-3
10.5 설계충돌하중.....	10-3
10.5.1 설계충돌하중 및 최소 설계충돌하중.....	10-3
10.5.2 선박충돌하중 확률분포.....	10-3
10.5.3 선박의 빈도분포.....	10-3
10.5.4 선박충돌하중의 조건부 상보누적분포함수.....	10-4
10.5.5 연간 선박충돌사건 발생확률.....	10-5
10.6 설계충돌속도.....	10-8
10.7 설계충돌하중의 작용.....	10-8
10.7.1 하부구조물의 설계.....	10-8
10.7.2 동적증폭효과 고려.....	10-10
10.8 하부구조물의 보호.....	10-10

제 10 장 선박충돌

10.1 적용 범위

이 장은 선박이 통행할 수 있는 수로에 위치하는 케이블교량의 선박충돌설계에 적용한다.

10.2 용어

교량구성부재

선박충돌에 영향을 받는 케이블교량 및 접속교량의 모든 구성부재를 통칭한다. 주탑, 교각, 기초 및 상부구조와 케이블을 포함한다.

요구성능수준

선박충돌 시 교량이 만족해야 할 성능수준

붕괴방지수준

선박충돌 시 교량구성부재에 다소의 피해를 허용하나 복구가 가능하고, 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않는 성능수준

선박충돌하중

선박의 충돌에 의해 교량구성부재에 작용하는 하중

설계충돌하중

교량구성부재의 설계를 위해 교량에 작용시키는 선박충돌사건에 대한 설계하중으로서, 하중조합에 의한 한계상태 및 요구성능수준 검토에 사용한다.

설계충돌속도

설계충돌하중을 산정하기 위한 선박의 충돌속도

연간초과확률

선박충돌하중이 설계충돌하중을 1년 동안에 초과할 확률. 선박충돌하중의 연간확률분포로부터 계산한다.

연간파괴빈도(AF)

교량이 1년 동안 붕괴될 빈도 또는 확률 값. 교량의 연간파괴빈도는 교량구성부재의 연간파괴빈도를 모두 더하여 산정한다.

최소 설계충돌하중

설계충돌하중의 최소 요구 값

10.3 기호

B	선박의 폭(= B_M)
B_p	충돌부 유효폭
BR	항로이탈의 기본율
D	돌핀의 직경
D_E	돌핀의 유효 직경
$f_{Q E}$	선박충돌하중의 조건부 확률밀도함수
$f_Q(q)$	연간 선박충돌하중의 확률밀도함수

$F_Q(q)$	연간 선박충돌하중의 누적분포함수
$f_\theta(\theta)$	교각 중심에 접근하는 선박 진입각의 확률밀도함수
$G_{Q E}$	교량구성부재에 작용하는 해당 선박등급에 대한 충돌하중의 조건부 상보누적분포함수
$G_Q(q)$	연간 선박충돌하중의 상보누적분포함수, $G_Q(q)=1-F_Q(q)$
H_L	바지선 선수부 깊이
L	교각 중심과 돌핀 중심 사이의 거리
N	형태, 크기 및 하중조건에 의해 분류된, 교량 밀을 통과하는 연간 선박의 수
P_E	선박충돌하중의 연간초과확률
P_S	선박충돌하중 확률분포에 사용하는 평균충돌하중
PA	선박의 항로이탈확률
PG	항로를 이탈한 선박이 교량구성부재와 충돌할 기하학적확률
PF	선박충돌보호공 등 기타 요인에 의한 조정계수
PY	해당 등급의 선박이 교량구성부재와 충돌할 사건의 연간발생확률
Q	선박충돌하중
Q_{CV}	설계충돌하중
Q_S	선박충돌하중에 대한 등가정적하중
R_B	교량의 위치에 따른 보정계수
R_C	선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수
R_D	통행선박의 밀도에 대한 보정계수
R_L	경사선수길이
R_{XC}	선박의 통과경로의 직각방향 유속에 대한 보정계수
V	설계충돌속도
V_C	선박의 통과경로에 평행한 유속성분
V_{min}	최소설계충돌속도
V_T	정상기상조건에서 항로를 지나는 선박의 보통속도
V_{XC}	선박의 통과경로에 직각방향 유속성분
X	항로의 중심선에서 교량구성부재까지의 거리
X_C	항로의 중심선에서 항로 경계까지의 거리
X_L	설계선박 전체길이의 3배 거리
Y_P	기초와 교각의 오프셋거리
ϕ	교축직각방향과 항로가 이루는 각
θ_i	돌핀이 보호할 수 있는 진입각의 임계값

10.4 선박충돌설계 일반

10.4.1 일반

- (1) 교량 발주자는 해당 교량에 대한 수로를 통행하는 선박의 밀도와 선박의 설계속도, 선박통과를 고려한 교량 밀 공간 확보를 위한 높이를 규정하거나 승인하여야 한다. 발주자는 방호시스템을 포함한 교량구성부재의 허용손상 정도 및 붕괴방지수준을 규정하거나 승인해야 한다.

- (2) 교량은 선박충돌에 대하여 요구성능수준을 유지하도록 설계하거나 방호시설에 의하여 적절히 보호되어야 한다.
- (3) 선박충돌에 대한 교량의 요구성능수준은 다음과 같이 정의하는 붕괴방지수준으로 한다.
 붕괴방지수준 : 선박충돌 시 교량구성부재에 다소의 피해를 허용하나 복구가 가능하여야 하며, 교량 전체 또는 일부의 붕괴가 발생하지 않아야 한다.

10.4.2 선박충돌설계의 기본 개념

- (1) 붕괴방지수준을 만족하기 위하여 교량구성부재는 설계충돌하중을 적용한 극단상황한계상태 하중조합에 대하여 한계상태를 만족하도록 설계되어야 한다.
- (2) 붕괴방지수준을 만족하기 위한 교량의 연간파괴빈도는 0.0001 이하로 한다.

10.5 설계충돌하중

10.5.1 설계충돌하중 및 최소 설계충돌하중

- (1) 선박충돌이 예상되는 각 교각과 경간구성부재에 대하여 설계충돌하중을 결정하여야 한다. 각 부재의 설계충돌하중은 10.5.2항에서 계산한 선박충돌하중 확률분포에 대하여 연간초과확률 0.0001 또는 재현주기 10,000년에 대응되는 하중보다 작아서는 안되며, 최소 설계충돌하중 이상으로 한다.
- (2) 최소 설계충돌하중은 수로에서의 연평균유속과 같은 속도로 떠내려가는 빈 호퍼바지선을 기준으로 계산하여야 한다. 만일 교량 발주자에 의해서 특별히 승인된 것이 없다면 설계바지선은 화물을 싣지 않은 경우 중량이 200 톤 이고 폭 10.7 m, 길이 60.0 m 크기의 것으로 한다.

10.5.2 선박충돌하중 확률분포

설계충돌하중을 결정하기 위한 교량구성부재의 충돌하중 확률분포는 다음과 같이 상보누적분포함수로 구한다.

$$G_Q = (N)(G_{Q|E})(PY) \quad (10.5.1)$$

여기서,

G_Q = 교량구성부재에 작용하는 연간 선박충돌하중의 상보누적분포함수

N = 형태, 크기 및 하중조건에 의해 분류된, 교량 밑을 통과하는 연간 선박의 수

$G_{Q|E}$ = 교량구성부재에 작용하는 해당 선박등급에 대한 충돌하중의 조건부 상보누적분포함수

PY = 해당 등급의 선박이 교량구성부재와 충돌할 사건의 연간발생확률

G_Q 는 각 교량구성부재와 선박등급별로 계산되어야 한다. 각 교량구성부재에 대한 충돌하중 확률분포는 모든 선박등급의 G_Q 를 합하여 구한 상보누적분포함수이다.

10.5.3 선박의 빈도분포

크기, 형태, 적재조건 및 이용가능수심에 근거하여 교량 밑을 통과하는 연간 선박의 수(N)를 각각 교각과 경간구성부재들에 대하여 구한다. 수로의 상태에 따른 왕래하는 선박의 수와 적재조건 간의 차이를 고려하여야 한다.

10.5.4 선박충돌하중의 조건부 상보누적분포함수

10.5.4.1 해석적 방법

식 (10.5.1)의 해당 선박등급에 대한 선박충돌하중의 조건부 상보누적분포함수 $G_{Q|E}$ 는 선박과 교각의 강성, 충돌각, 충돌에너지 등을 고려하여 계산한 해석적 방법으로 결정 할 수 있다.

10.5.4.2 근사적 방법

식 (10.5.1)의 해당 선박등급에 대한 선박충돌하중의 조건부 상보누적분포함수 $G_{Q|E}$ 는 조건부 확률밀도함수 $f_{Q|E}$ 로부터 다음 식 (10.5.2)과 같이 구할 수 있다.

$$G_{Q|E} = 1 - \int_{-\infty}^q f_{Q|E} dq \quad (10.5.2)$$

$f_{Q|E}$ 는 다음 식(10.5.3)으로 주어지는 P_S 를 평균충돌하중으로 하고, 이 값의 ± 50 %를 상한과 하한으로 하는 대칭삼각형분포를 사용할 수 있다.

$$P_S = 0.88(DWT)^{1/2} \left(\frac{V}{8.2} \right) (MN) \quad (10.5.3)$$

여기서,

DWT = 해당등급 선박의 적재중량톤수

V = 10.6 절에 정의된 설계충돌속도(m/s)

$MN = 1 \times 10^6$ N

식 (10.5.3)의 평균충돌하중을 사용한 선박충돌하중의 조건부 확률밀도함수 $f_{Q|E}$ 는 다음 식 (10.5.4)와 같다.

$$f_{Q|E} = \begin{cases} \frac{4}{P_S^2}(Q - 0.5P_S) & 0.5P_S \leq Q \leq P_S \\ -\frac{4}{P_S^2}(Q - 1.5P_S) & P_S \leq Q \leq 1.5P_S \\ 0 & \text{기타} \end{cases} \quad (10.5.4)$$

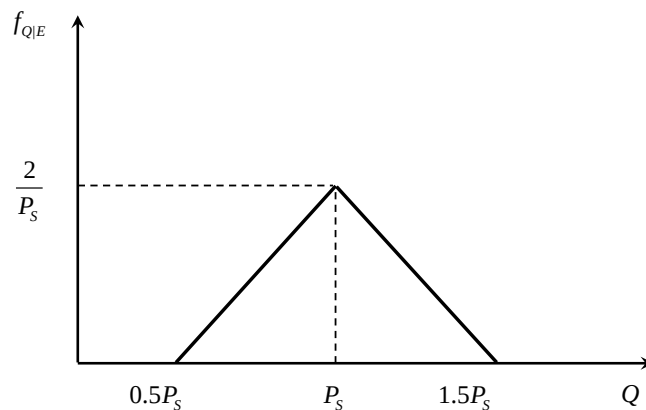


그림 10.5.1 선박충돌하중의 조건부 확률밀도함수 모델

10.5.5 연간 선박충돌사건 발생확률

10.5.5.1 통계적, 해석적 방법

식 (10.5.1)의 연간 선박충돌사건 발생확률 PY 는 통계적 자료나 시뮬레이션에 근거하여 계산할 수 있다.

10.5.5.2 근사적 방법

식 (10.5.1)의 연간 선박충돌사건 발생확률 PY 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$PY = (PA)(PG)(PF) \quad (10.5.5)$$

여기서,

PA = 선박의 항로이탈확률

PG = 항로를 이탈한 선박이 교량구성부재와 충돌할 기하학적확률

PF = 선박충돌보호공 등 기타 요인에 의한 조정계수

10.5.5.3 항로이탈확률

항로이탈확률은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$PA = (BR)(R_B)(R_C)(R_{XC})(R_D) \quad (10.5.6)$$

여기서,

PA = 항로이탈확률

BR = 항로이탈의 기본율

R_B = 교량의 위치에 따른 보정계수

R_C = 선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수

R_{XC} = 선박의 통과경로의 직각방향 유속에 대한 보정계수

R_D = 통행선박의 밀도에 대한 보정계수

항로이탈의 기본율(BR)은 다음과 같다.

- 선박의 경우

$$BR = 0.6 \times 10^{-4} \quad (10.5.7)$$

- 바지선의 경우

$$BR = 1.2 \times 10^{-4} \quad (10.5.8)$$

그림 10.5.2에 나타낸 세 가지 항로영역에 대한 교량의 상대적인 위치에 관련된 교량 위치에 따른 보정계수(R_B)는 다음과 같다.

- 직선영역

$$R_B = 1.0 \quad (10.5.9)$$

- 전이영역

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{90^\circ} \quad (10.5.10)$$

- 꺾임/곡선영역

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{45^\circ} \quad (10.5.11)$$

여기서,

θ = 그림 10.5.2에 나타난 꺾임 혹은 곡선영역의 회전각(°)

선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수(R_C)는 다음과 같다.

$$R_C = 1 + \frac{V_C}{19} \quad (10.5.12)$$

여기서,

V_C = 선박의 통과경로에 평행한 유속성분(km/hr)

항로에서 선박의 통과경로에 직각방향 유속에 대한 보정계수는 다음과 같다.

$$R_{XC} = 1.0 + 0.54V_{XC} \quad (10.5.13)$$

여기서,

V_{XC} = 선박의 통과경로에 직각방향 유속성분(km/hr)

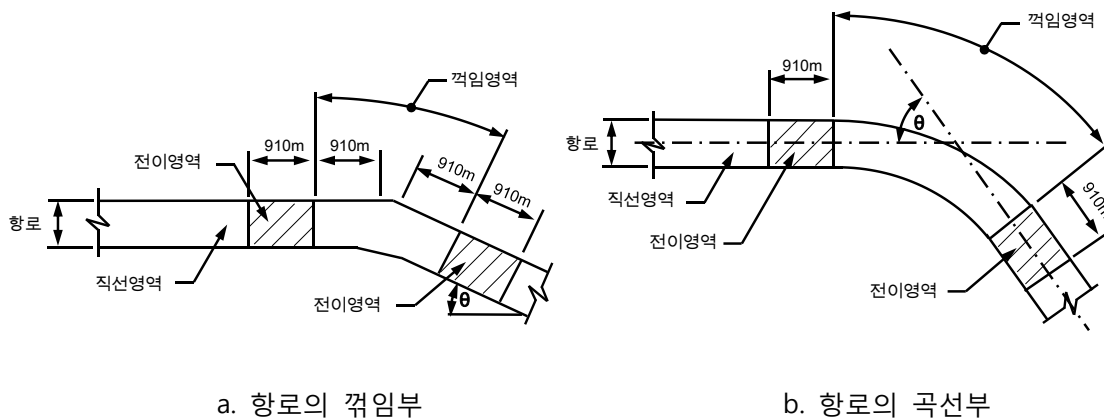


그림 10.5.2 교량 위치에 대한 항로영역

통행선박의 밀도에 대한 보정계수(R_D)는 교량에 인접한 항로에서 선박의 통행 밀도에 의해 선정된다.

저밀도 : 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월하는 것이 드문 경우

$$R_D = 1.0 \quad (10.5.14)$$

평균밀도 : 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월하는 것이 간혹 있는 경우

$$R_D = 1.3 \quad (10.5.15)$$

고밀도 : 교량 인접부근에서 선박들이 일상적으로 만나거나 추월하는 경우

$$R_D = 1.6 \quad (10.5.16)$$

10.5.5.4 기하학적확률

교량부근에서 항로를 이탈한 선박의 항로를 모형화하는데 정규분포를 이용할 수 있다. 기하학적확률(PG)은 그림 10.5.3 에 나타난 바와 같이 교각의 양 측면에 놓인 두 선박의 중심선 사이의 범위에서 정규분포곡선을 적분한 면적이다. 이 정규분포의 표준편차(σ)는 10.5.3 항에 따라서 선택된 선박분류등급에 따른 선박의 전체길이(LOA)와 같다고 가정한다.

이 정규분포의 평균은 선박운행경로의 중심선으로 한다. PG 는 각 선박분류등급에 대한 선박의 폭(B_M)와 충돌부 유효폭(B_P)에 근거하여 결정될 수 있다.

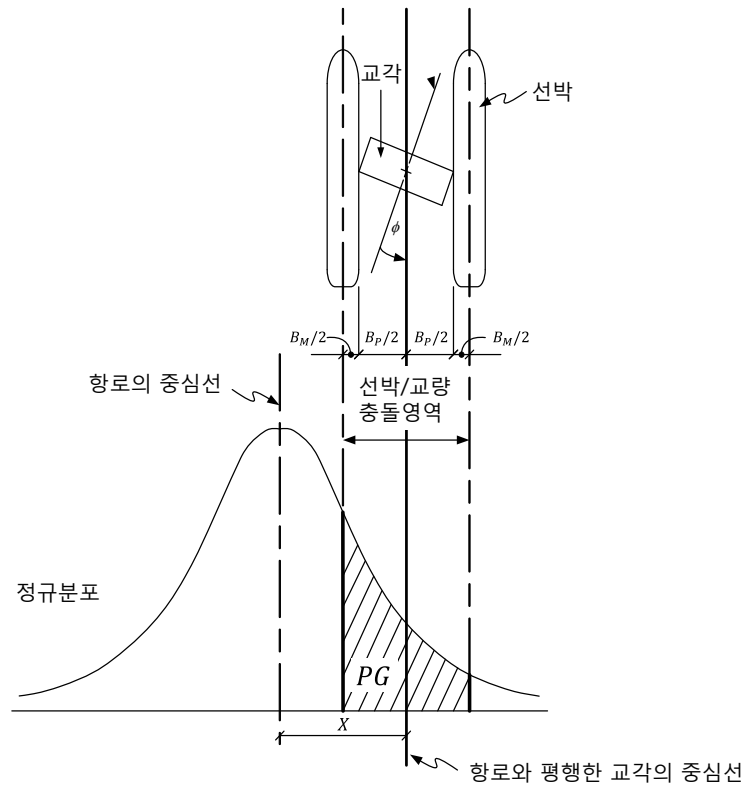


그림 10.5.3 교각충돌의 기하학적확률

여기서

B_M = 선박의 폭

B_P = 충돌부 유효폭

ϕ = 교축직각방향과 항로가 이루는 각

10.5.5.5 충돌보호계수

교각이 돌핀이나 인공섬과 같은 충돌보호공이나 기타 다른 조건에 의하여 충돌로부터 보호될 경우, 연간 선박충돌사건 발생확률 PY 를 조정하기 위한 충돌보호계수 PF 를 다음과 같이 정의한다.

$$PF = 1 - \frac{\text{보호량}(\%)}{100} \quad (10.5.17)$$

10.6 설계충돌속도

설계충돌속도는 그림 10.6.1과 같이 결정한다.

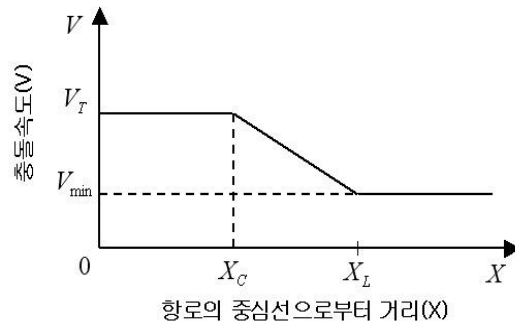


그림 10.6.1 설계충돌속도의 분포도

여기서,

V = 설계충돌속도(m/s)

V_T = 정상기상조건에서 항로를 지나는 선박의 보통속도(m/s)로서 반드시 V_{min} 보다 커야 한다.

V_{min} = 최소설계충돌속도(m/s), 교량이 설치된 곳의 연평균유속보다 커야 한다.

X = 항로의 중심선에서 교량구성부재까지의 거리(m)

X_C = 항로의 중심선에서 항로 경계까지의 거리(m)

X_L = 설계선박의 전체길이(LOA)의 3배 거리(m)

예인되는 바지선의 경우에 설계선박의 전체길이(LOA)는 바지선, 예인선, 예인로프 각각의 길이를 모두 합한 전체길이를 정한다.

10.7 설계충돌하중의 작용

10.7.1 하부구조물의 설계

- (1) 하부구조물의 설계를 위하여 항로의 중앙선에 평행한 방향 및 수직인 방향으로의 등가정적하중을 다음과 같이 독립적으로 작용시켜야 한다.
 - 항로의 중앙선과 평행한 방향으로 작용하는 설계충돌하중의 100 %, 또는
 - 항로의 중앙선과 수직인 방향으로 작용하는 설계충돌하중의 50 %
- (2) 선체의 어떤 부분이나 이물 등에 의한 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 모든 부재는 작용하는 설계충돌하중을 견뎌낼 수 있도록 설계되어야 한다. 선박이나 바지선 선수의 돌출부, 경사부 거리(overhang, rake or flair distance) 등은 선박과의 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 충돌하중 작용부위를 결정하는데 고려되어야 한다. 선체의 선수가 파손되어 하부구조의 초기 접촉부와 다른 부분이 접촉되는 경우도 고려되어야 한다.
- (3) 여기에서 규정된 두 가지 설계의 경우에 있어서 충돌하중은 하부구조물에 다음과 같이 작용되어야 한다.
 - 전반적인 안정성 평가를 위해서, 설계충돌하중은 그림 10.7.1 에서와 같이 수로의 평균수위 높이(MHW)에서 하부구조물에 집중하중의 형태로 가해진다.
 - 국부적인 부재의 건전성 평가를 위해서, 설계충돌하중은 그림 10.7.2 에서와 같이 선수깊이에 대하여 수직선상의 등분포 하중으로 가한다. 하부구조물에 충돌하중이 가해질 수 있

는 접촉면적을 결정하는데 있어서 선수의 형태는 전방으로 경사됐다고 가정한다. 바지선에 있어서의 국부적인 충돌하중은 그림 10.7.3 과 같이 선수부 깊이에 대하여 수직선상의 등분포 하중으로 고려한다.

그림 10.7.1 ~ 3 에서,

Q_s = 선박충돌하중에 대한 등가정적하중

D_B = 이물의 깊이

R_L = 경사선수길이

Y_p = 기초와 교각의 오프셋거리

H_L = 바지선 선수부 깊이

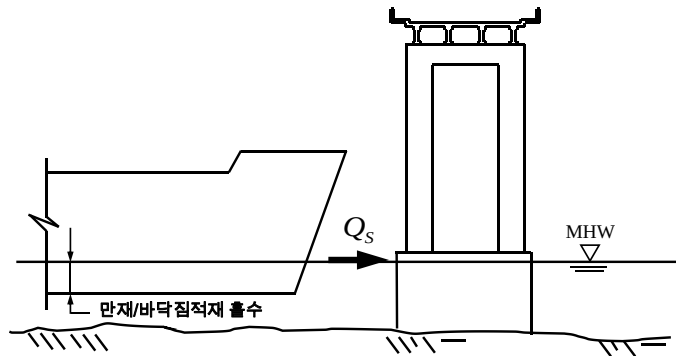


그림 10.7.1 교각에 작용되는 선박의 집중충돌하중

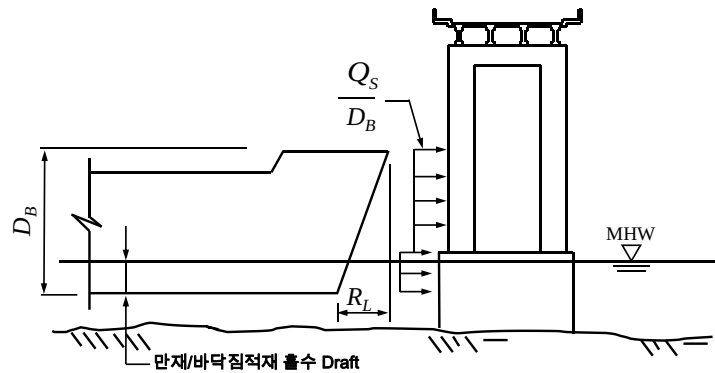


그림 10.7.2 교각에 작용되는 선박의 등분포충돌하중

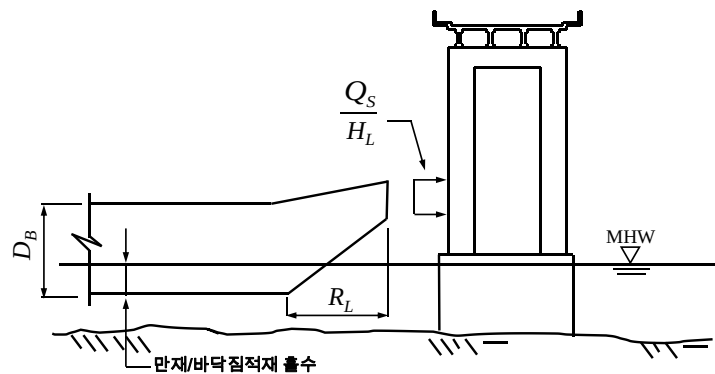


그림 10.7.3 교각에 작용되는 바지선의 충돌하중

10.7.2 동적증폭효과 고려

선박충돌 시 선박의 동적효과 뿐만 아니라 교량구조의 동적효과에 의한 부재력을 고려하기 위해서, 10.5 절에서 구한 설계충돌하중을 30 % 할증하여 재하할 수 있다.

10.8 하부구조물의 보호

선박과 교각의 충돌위험을 줄이거나 없애기 위하여 방현재, 군말뚝, 말뚝지지구조물, 돌핀, 인공섬 등을 추가로 설치할 수 있으며 이들을 조합한 방호시스템을 설치하여 교각을 보호할 수 있다. 방호시스템에 파괴나 심각한 손상이 발생하더라도 선박이 교각에 충돌하기 전에 정지시킬 수 있거나 선박의 방향을 바꾸어서 교각으로부터 멀어지게 할 수 있게 방호시스템을 설계한다.