

발간등록번호

11-1520000-000842-14

GOVP1200602129

01115222

2005.2
18-18
2005
001

港灣 및 漁港 設計基準

(上 卷)

2005



海洋水産部



머 리 말



해양수산부는 1996년 8월 출범 후 지금까지 미래의 희망인 바다의 개발과 보존이라는 출범이념을 실현하기 위해 해양개척과 수산진흥, 해운 및 항만분야 발전에 총력을 기울여 왔으며,

그중에서 21세기 동북아 물류중심국가 건설이라는 국가 목표 달성을 위해 해양수산인이 한 몸이 되어 신항만건설에 혼신의 노력을 경주한 결과 내년 1월이면 부산항 신항(Busan New

Port) 3선석을 개장하게 됩니다.

부산 및 광양항 개발에서 보듯이 이제 우리의 항만은 단순히 화물의 양·하역 장소 수준을 넘어서 첨단인 정보, 기술, 통신, 환경이 집약되는 신문화창조의 장으로 혁신되어야 할 것이며, 또한 치열한 국제 물류경쟁에서 선도적 역할을 하기 위해 배후 물류단지 및 수송망, 운영지원시설이 완벽한 선진항만으로 거듭나 국가의 성장동력으로 발전시켜야 합니다.

이러한 중요한 시기에 해양과 수산분야를 망라한 『항만 및 어항 설계기준』을 개정하게 된 것을 기쁘게 생각합니다.

금번 개정된 『항만 및 어항 설계기준』에서는 연안정비시설물을 적용대상에 포함하고, 항만법 및 어촌어항법 개정내용과 최신 기술발전 등 변화요인을 반영하였으며, 항만시설장비의 안전성 제고를 위한 설계풍속 및 하중계수를 상향과 재추산한 심해파의 적용근거를 마련하는 등 빈번한 자연재해에 대처할 수 있도록 관련기준을 대폭 보완하였습니다.

본 설계기준이 바다를 터전으로 살아가는 항만기술인의 행동규범이 되고 항만 기술발전의 바탕이 되어 “국민에게 행복을 주는 풍요로운 바다를 만들자”라는 해양수산부의 미션 실현에 밑거름이 되길 기원하며,

본 설계기준 개정에 헌신적으로 참여하여 주신 집필위원과 심의위원, 한국항만협회 및 해양수산부 관계자 여러분의 노고에 깊은 감사를 드립니다.

2005년 12월

해양수산부 장관

오거돈

머 리 말



해양수산부는 1996년 8월 출범 후 지금까지 미래의 희망인 바다의 개발과 보존이라는 출범이념을 실현하기 위해 해양개척과 수산진흥, 해운 및 항만분야 발전에 총력을 기울여 왔으며,

그중에서 21세기 동북아 물류중심국가 건설이라는 국가 목표 달성을 위해 해양수산인이 한 몸이 되어 신항만건설에 혼신의 노력을 경주한 결과 내년 1월이면 부산항 신항(Busan New Port) 3선석을 개장하게 됩니다.

부산 및 광양항 개발에서 보듯이 이제 우리의 항만은 단순히 화물의 양·하역 장소 수준을 넘어서 첨단 정보, 기술, 통신, 환경이 집약되는 신문화 창조의 장으로 혁신되어야 할 것이며, 또한 치열한 국제 물류경쟁에서 선도적 역할을 하기 위해 배후 물류단지 및 수송망, 운영지원시설이 완벽한 선진항만으로 거듭나 국가의 성장동력으로 발전시켜야 합니다.

이러한 중요한 시기에 해양과 수산분야를 망라한 『항만 및 어항 설계기준』을 개정하게 된 것을 기쁘게 생각합니다.

금번 개정된 『항만 및 어항 설계기준』에서는 연안정비시설물을 적용대상에 포함하고, 항만법 및 어촌어항법 개정내용과 최신 기술발전 등 변화요인을 반영하였으며, 항만시설장비의 안전성 제고를 위한 설계풍속 및 하중계수를 상향과 재추산한 심해파의 적용근거를 마련하는 등 빈번한 자연재해에 대처할 수 있도록 관련기준을 대폭 보완하였습니다.

본 설계기준이 바다를 터전으로 살아가는 항만기술인의 행동규범이 되고 항만 기술발전의 바탕이 되어 “국민에게 행복을 주는 풍요로운 바다를 만들자”라는 해양수산부의 미션 실현에 밑거름이 되길 기원하며,

본 설계기준 개정에 헌신적으로 참여하여 주신 집필위원과 심의위원, 한국항만협회 및 해양수산부 관계자 여러분의 노고에 깊은 감사를 드립니다.

2005년 12월

해양수산부 장관

오거돈

설계기준 개정에 따른 경과조치

본 개정 「항만 및 어항 설계기준(상·하권)」 관보공고일 이전에 이미 시행중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

<상 권>

제 1 편 총 론

제 1 장 본 기준의 목적과 내용	3
1-1 目的	3
1-2 內容	4
제 2 장 타 법규와의 관계	6
제 3 장 공사사용기준면	6
3-1 개 요	6
3-2 기준면	6
제 4 장 항만시설의 유지관리 및 안전진단	8
4-1 내 용	8

제 2 편 설계조건

제 1 장 총 설	13
제 2 장 선 박	18
2-1 대상선박의 주요치수	18
2-2 선박에 의하여 발생하는 외력	23
2-2-1 일 반	23
2-2-2 선박의 접안시 발생하는 외력	24
2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력	32
2-2-4 선박에 작용하는 풍하중	33
2-2-5 선박에 작용하는 조류에 의한 유체압력	34
2-2-6 계류시스템의 특성	36
2-2-7 계선주에 작용하는 힘	36
제 3 장 바람과 풍압력	38
3-1 일 반	38
3-2 바 람	39
3-3 풍압력	43
제 4 장 파 랑	45
4-1 일 반	45
4-1-1 규칙파	45
4-1-2 불규칙파의 통계적인 특성	55
4-1-3 불규칙파의 스펙트럼	58
4-2 설계파의 산정방법	60
4-2-1 심해설계파 산정법	60

4-2-2 설계파의 제원을 구하는 절차	60
4-2-3 파의 추산(推算)	61
4-3 설계파랑의 통계분석	70
4-4 파랑의 변형	70
4-4-1 천수 변형	71
4-4-2 굴절변형	72
4-4-3 회절변형	77
4-4-4 굴·회절 변형	79
4-4-5 환산심해파고	80
4-4-6 반 사	81
4-5 쇄 파	84
4-5-1 일 반	84
4-5-2 규칙파의 쇄파 한계파고(碎波 限界波高)	85
4-5-3 쇄파에 의한 파고변화	85
4-5-4 쇄파고와 쇄파수심	89
4-5-5 쇄파에 의한 평균수면 상승	90
4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파	91
4-6-1 처오름 높이	91
4-6-2 월파랑	96
4-6-3 전달파고	102
4-7 장주기파와 부진동	104
4-8 항내파랑	106
4-8-1 항내정온도와 항내수면교란의 요소	106
4-8-2 항내정온도의 산정	106
제 5 장 파 력	111
5-1 일 반	111
5-2 직립벽에 작용하는 파력	111
5-2-1 개 요(이토(伊藤), 1966 ; 미쓰야(光易), 1965 ; 고다(合田), 1967다니모토(谷本), 1976) ..	111
5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력	112
5-2-3 충격쇄파력	117
5-2-4 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력	121
5-2-5 구조물 반사파랑에 의한 파력	123
5-2-6 수심 급변부에서의 직립벽에 작용하는 파력	124
5-2-7 쇄파선에서 육지쪽으로 상당한 거리에 있는 직립벽에 작용하는 파력	125
5-2-8 직립 소파케이슨에 작용하는 파력	126
5-2-9 경사제 또는 경사구조물의 체체에 작용하는 파력	127
5-3 경사방파제의 피복석 또는 블록의 안정질량	130
5-3-1 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량	130

5-3-2 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량	141
5-4 흐름에 대한 사석의 안정질량	144
5-5 수중부재에 작용하는 파력	145
5-6 부체에 작용하는 파력	151
5-7 수면 부근의 구조물에 작용하는 파력	152
5-7-1 수면 부근의 수평판에 작용하는 양압력	152
5-7-2 수면 부근의 연직판에 작용하는 수평파력	155
제 6 장 조 석	159
6-1 설계조위	159
6-2 천문조(天文潮)	161
6-3 폭풍해일	183
6-4 지진해일	184
6-5 부진동(副振動)	187
6-6 공사에 따른 조석의 변화	190
6-7 지하수위와 침투	191
제 7 장 흐름 및 흐름의 힘	195
7-1 흐름의 제원	195
7-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘	200
7-3 흐름에 대한 피복재의 안정질량	202
제 8 장 부체에 작용하는 외력과 동요	203
8-1 일 반	203
8-2 부체에 작용하는 외력	204
8-3 부체의 동요 및 계류력	207
제 9 장 하구 수리	210
9-1 일 반	210
9-2 하구의 매물	212
제 10 장 표사(漂砂)	214
10-1 일 반	214
10-2 구조물 주변의 세굴	219
10-3 해빈변형 예측	223
제 11 장 지 반	226
11-1 지반조건의 결정방법	226
11-1-1 결정방침	226
11-1-2 조사방법의 선정	229
11-2 흙의 물리적 특성	231
11-2-1 단위중량	231
11-2-2 입도분포 및 흙의 분류	234
11-2-3 투수계수	238

11-3	흡의 역학적 성질	240
11-3-1	탄성계수	240
11-3-2	압밀특성	242
11-3-3	전단특성	247
11-4	사운딩(sounding)	253
11-4-1	표준관입시험	253
11-4-2	표준관입시험 이외의 사운딩	259
11-5	흡의 동적 성질	268
11-5-1	동적 변형계수	268
11-5-2	동적 강도 특성	274
11-6	토압과 수압	276
11-6-1	토압 일반	276
11-6-2	평상시 토압	277
11-6-3	지진시 토압	280
11-6-4	수 압	284
제 12 장	지진 및 지진력	289
12-1	일 반	289
12-2	항만시설의 내진등급 및 내진성능 목표	290
12-2-1	내진등급	290
12-2-2	내진성능 목표	291
12-3	설계지진하중	292
12-3-1	설계지반운동 결정시 고려사항	292
12-3-2	지역별 진도	292
12-3-3	가속도 설계응답스펙트럼	298
12-3-4	가속도 시간이력	300
12-4	입지조건 및 지반조사	301
12-4-1	입지조건	301
12-4-2	지반조사	301
12-5	해석 및 설계에 대한 일반규정	312
12-5-1	시설물별 해석방법	312
12-5-2	등가정적 해석법	314
12-5-3	동적해석법	316
12-5-4	하중조합	319
12-5-5	허용응력의 할증	320
12-5-6	연성계수	320
제 13 장	지반의 액상화	323
13-1	일 반	323
13-2	액상화의 예측 판정	323

13-3 액상화 대책	332
제 14 장 상재하중	333
14-1 일 반	333
14-2 자중 및 재하하중	334
14-3 적재하중	334
14-3-1 정상시의 적재하중	334
14-3-2 지진시의 적재하중	335
14-3-3 부등분포의 적재하중	335
14-3-4 적설하중	336
14-4 활하중	337
14-4-1 열차하중	337
14-4-2 자동차 하중	338
14-4-3 하역기계 하중	341
14-5 균중하중	349
제 15 장 마찰계수	350
15-1 일 반	350

제 3 편 재 료

제 1 장 총 설	355
1-1 재료의 선정	355
1-2 부재의 안전	355
제 2 장 강 재	355
2-1 사용 강제	355
2-2 설계계산에 쓰이는 강재의 선정	359
2-3 강재의 허용응력	359
2-3-1 일 반	359
2-3-2 구조용 강재	360
2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝	361
2-3-4 강널말뚝	362
2-3-5 주단조품(鑄鍛造品)	363
2-3-6 용접부 및 접합용 강재의 허용응력	363
2-3-7 허용응력의 할증	365
2-4 방 식	366
2-4-1 일 반	366
2-4-2 강재의 부식속도	367
2-4-3 방식법	367
2-4-4 전기방식법	368

2-4-5 도복장공법	371
제 3 장 콘크리트	379
3-1 일 반	379
3-2 한계상태설계법에 의한 설계기준	379
3-3 허용응력설계법에 의한 설계	383
3-4 콘크리트 재료	385
3-5 콘크리트의 품질 및 성능	387
3-6 수중 콘크리트	390
제 4 장 역청재료	392
4-1 일 반	392
4-2 아스팔트 매트	393
4-2-1 일 반	393
4-2-2 재 료	394
4-2-3 배 합	395
4-3 포장용 재료	396
4-4 샌드매스틱	397
4-4-1 일 반	397
4-4-2 재 료	397
4-4-3 배 합	398
제 5 장 석 재	400
5-1 일 반	400
5-2 기초사석	401
5-3 뒷채움재	401
5-4 노반재료	402
제 6 장 목 재	403
6-1 목재의 품질	403
6-1-1 보통구조용 목재	403
6-1-2 나무말뚝재	403
6-2 목재의 허용응력도	403
6-2-1 일 반	403
6-2-2 보통 구조용 목재의 허용응력도	404
6-3 집성재의 품질	404
6-3-1 집성재의 허용응력도	404
6-4 목재의 접합	404
6-5 목재의 보수	404
제 7 장 기타 재료	405
7-1 기타 금속재료	405
7-2 플라스틱과 고무	405

7-3 도장재료	409
7-4 주입재료	411
7-4-1 일 반	411
7-4-2 주입재료의 성질	412
7-5 매립재료로 쓰이는 폐기물	413
7-6 복합소재(複合素材)	414
제 8 장 재생자원재료	416
8-1 일 반	416
8-2 슬래그	417
8-3 석탄회	418
8-4 폐콘크리트로 생산된 재생골재	419
8-5 준설토사	421
8-6 기 타	421
8-6-1 아스팔트 콘크리트 재생골재	421
8-6-2 골패각	423

제 4 편 기 초

제 1 장 총 설	427
제 2 장 얇은 기초	428
2-1 사질토 지반	428
2-2 점성토 지반	430
2-3 다층(多層) 지반의 지지력	432
2-4 편심·경사하중에 대한 지지력	434
제 3 장 깊은 기초	441
3-1 연직지지력	441
3-2 수평지지력	444
제 4 장 말뚝기초	448
4-1 축방향 허용지지력	448
4-1-1 단말뚝 축방향 허용지지력	448
4-1-2 단말뚝의 극한 지지력	449
4-1-3 재하시험에 의한 극한지지력의 추정	449
4-1-4 정역학공식에 의한 극한지지력의 추정	452
4-1-5 항타공식에 의한 축방향 허용지지력 추정	455
4-1-6 말뚝재의 압축응력도 검토	468
4-1-7 이음에 의한 감소	469
4-1-8 세장비에 의한 감소	469
4-1-9 부주면마찰의 검토	470

4-1-10 말뚝의 향타 중심간격	473
◦ 4-1-11 군말뚝의 지지력	473
4-1-12 말뚝의 침하량에 대한 검토	476
4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정	478
4-2-1 재하시험에 의한 추정	478
4-2-2 해석적 방법에 의한 추정	479
4-2-3 기존자료에 의한 추정	501
4-2-4 경사말뚝의 수평지지력	502
4-2-5 군말뚝의 작용에 관한 고려사항	503
4-3 말뚝의 허용인발력	504
4-3-1 일 반	504
4-3-2 허용인발력의 기준	505
4-3-3 단말뚝의 최대인발력	506
4-3-4 말뚝의 허용인발력을 구하는데 고려할 사항	507
4-4 설계	509
4-4-1 하중분담	509
4-4-2 말뚝기초의 하중배분	511
4-4-3 시공시의 하중에 대한 검토	513
4-4-4 말뚝과 상부기초와의 결합부 설계	513
4-4-5 이음	515
4-4-6 말뚝의 선단	517
4-4-7 강관말뚝의 판두께 및 재질의 변경	518
제 5 장 기초의 침하	520
5-1 지중응력	520
5-2 즉시침하	528
5-3 압밀침하	530
5-3-1 최종 압밀침하	530
5-4 지반침하	533
제 6 장 시면의 안정	535
6-1 일 반	535
6-2 안정계산법	536
6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석	536
6-2-2 원호활동면·이외의 활동면을 가정하는 안정해석	541
제 7 장 지반개량공법	543
7-1 일 반	543
7-2 치환공법	544
7-3 연직배수(Vertical drain) 공법	546
7-3-1 설계의 기본방침	546

7-3-2 성토고와 성토폭의 결정	548
7-3-3 연직배수공의 설계	550
7-4 심층혼합처리공법	557
7-4-1 설계의 기본방침	557
7-4-2 안정처리토	559
7-4-3 개량체에 작용하는 외력	563
7-4-4 개량체의 외부안정	564
7-4-5 내부 안정의 검토	565
7-4-6 흙의 압출 검토	565
7-4-7 원호활동의 검토	566
7-4-8 변위량의 검토	566
7-4-9 강도열화 및 지반환경오염에 대한 대책	566
7-5 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법	567
7-5-1 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법 (사질토 지반을 대상으로 하는 경우)	567
7-5-2 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)공법 (점성토 지반)	575
7-6 로드 콤팩션(Rod-Compaction) 공법	579
7-7 바이브로(Vibro) 플로테이션 공법	580
7-7-1 설계일반	580
7-7-2 바이브로 플로테이션 공법 설계	582
7-8 약액주입공법	586
7-8-1 설계일반	586
7-8-2 공법의 설계	588
7-9 진공압밀공법	591
7-9-1 설계일반	591
7-9-2 진공압밀공법의 설계	595

제 5 편 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete) 부재

제 1 장 케이슨(Caisson)	603
1-1 일 반	603
1-2 제원의 결정	604
1-3 부유시의 안정	606
1-4 설계외력	608
1-4-1 하중의 조합 및 하중계수	608
1-4-2 제작시의 외력	615
1-4-3 진수 및 부유시의 외력	615
1-4-4 예항시(曳航時)의 외력	617
1-4-5 거치시의 외력	618

1-4-6 완성후의 외력	619
1-5 부재의 설계	625
1-5-1 외 벽	625
1-5-2 격 벽	627
1-5-3 저 판	627
1-5-4 기 타	628
1-5-5 판의 휨모멘트(휨 모멘트) 계산표	628
1-6 크레인(Crane)을 사용하여 진수하는 경우의 리프팅(Lifting)부의 설계	628
1-6-1 보통 강봉(Round Bar)을 사용하는 경우	628
1-6-2 이형 강봉을 사용하는 경우	637
제 2 장 L형 블록	640
2-1 일 반	640
2-2 제원의 결정	641
2-3 부재에 작용하는 하중	642
2-3-1 일 반	642
2-3-2 부재에 작용하는 토압	643
2-3-3 하중의 분할방법	644
2-4 부재의 설계	644
2-4-1 일 반	644
2-4-2 후탕(확대기초)	645
2-4-3 저 판	646
2-4-4 부 벽	646
2-5 리프팅(Lifting)부의 설계	647
제 3 장 셀블록(Cellular Block)	648
3-1 일 반	648
3-2 제원의 결정	649
3-2-1 셀블록(Cellular Block)의 단면형상	649
3-2-2 제원의 결정	649
3-3 부재에 작용하는 하중	650
3-3-1 일 반	650
3-3-2 속채움 토압과 잔류수압	651
3-3-3 하중의 분할방법	653
3-4 부재의 설계	653
3-4-1 구형 셀블록(Cellular Block)	653
3-4-2 기타 셀블록(Cellular 블록)	657
3-5 리프팅(Lifting)부의 설계	659
제 4 장 직립소파 케이슨(Caisson)	661
4-1 일 반	661

4-2 부재에 작용하는 외력	662
4-3 부재의 설계	671
제 5 장 하이브리드 케이슨(Hybrid Caisson)	673
5-1 일 반	673
5-2 제원의 결정	675
5-3 설계외력	675
5-4 부재의 설계	675
5-4-1 단면력	675
5-4-2 합성판의 설계	676
5-4-3 SRC 부재의 설계	676
5-4-4 격벽의 설계	677
5-4-5 우각부·접합부의 설계	677
5-4-6 피로파괴에 대한 안정성	677
5-5 방 식	678

제 6 편 수역시설 및 준설·매립

제 1 장 수역시설(水域施設)	681
1-1 총 설	681
1-2 항 로	681
1-2-1 일 반	681
1-2-2 항로 법선(法線)	682
1-2-3 항로 폭	684
1-2-4 항로수심	685
1-2-5 항 입구부의 항로길이	686
1-2-6 항로의 정온도	686
1-3 방파제 근해의 항로	687
1-3-1 일 반	687
1-3-2 항로 폭	687
1-3-3 항로의 수심	688
1-4 박지(泊地)	688
1-4-1 일 반	688
1-4-2 박지 위치와 면적	688
1-4-3 박지 수심	691
1-4-4 박지 정온도	691
1-4-5 어선용 박지	692
1-4-6 박지의 수심	694
1-4-7 박지의 정온도	695

1-5 선회장(船回場)	695
1-5-1 일반	695
1-5-2 선회장의 규모	696
1-5-3 선회장의 수심	696
1-5-4 선회장의 정온도	696
1-5-5 계류(繫留)와 해랍용(解纜用) 박지	696
1-5-6 어선용 선회장	698
1-6 선류장(船留場)	699
1-7 어선용 슬립 및 기타수역	701
1-7-1 어선용 슬립	701
1-7-2 수역시설 충족률	702
1-7-3 기타 수역	702
1-8 목재정리장	703
1-9 수역시설의 유지 관리	703
제 2 장 준 설(浚渫)	704
2-1 일 반	704
2-2 조 사	704
2-2-1 자연조건조사	704
2-2-2 지반조사	705
2-2-3 수심측량	707
2-2-4 위험물 탐사(危險物 探查)	708
2-2-5 환경조사	708
2-2-6 기타사항	709
2-3 준설토량 계산	709
2-4 준설선과 준설방법	712
2-4-1 준설선의 종류	712
2-4-2 쇄암 준설(碎岩 浚渫)	715
2-5 토질별 준설방법	716
2-6 준설능력(浚渫能力)	718
2-7 준설선의 선단구성(船團構成)	718
2-8 준설토 투기장 선정과 투기방법	720
2-8-1 준설토 투기장 선정	720
2-8-2 준설토의 투기방법	722
2-9 준설계획의 수립	723
제 3 장 매 립	725
3-1 일 반	725
3-2 매립조건 조사	726
3-3 매립토량 계산	727

3-4 호안구조물	728
3-4-1 일반	728
3-4-2 호안구조물의 분류	728
3-5 매립토사의 매립방법	728
3-5-1 일반	728
3-5-2 부대시설 설계	730
3-6 물막이 공사의 계획	732
3-7 매립지 기반개량	735

제 7 편 외곽시설(外廓施設)

제 1 장 총 설	739
1-1 일 반	739
1-2 외곽시설의 유지관리	740
제 2 장 방파제	740
2-1 설계의 기본방침	740
2-2 방파제의 배치	742
2-3 설계조건 결정	743
2-4 구조형식의 선정	745
2-5 기본단면의 설정	749
2-5-1 직립제	749
2-5-2 혼성제	750
2-5-3 경사제	751
2-5-4 소파블록(Block) 피복제	753
2-6 외력계산	753
2-6-1 일 반	753
2-6-2 파 력	754
2-6-3 정수압	754
2-6-4 부 력	754
2-6-5 자 중	754
2-6-6 지진시의 검토	755
2-7 안정계산	755
2-7-1 직립부의 안정계산	755
2-7-2 경사제의 안정계산	759
2-7-3 제체전체의 안정계산	760
2-7-4 두부, 우각부의 안정계산	761
2-8 구조세목	762
2-8-1 직립제	762

2-8-2 혼성제	764
2-8-3 경사제	767
2-8-4 소파블록(Block) 피복제	767
2-9 부재계산	767
2-10 목재취급시설의 방파제	768
2-10-1 수면목재 저장장 및 수면 정리장의 방파제	768
2-10-2 목재유출방지책	768
2-11 폭풍해일 방파제	769
2-12 지진해일 방파제	769
제 3 장 기타형식의 방파제	772
3-1 구조형식의 선정	772
3-2 중력식 특수 방파제	773
3-2-1 일 반	773
3-2-2 직립소파 블록제	775
3-2-3 소파 케이슨(Caisson)제	777
3-2-4 상부사면 케이슨(Caisson)제	779
3-3 중력식 이외의 구조형식의 방파제	781
3-3-1 커튼(Curtain)식 방파제	781
3-3-2 부유식 방파제	785
제 4 장 갑 문(閘門)	791
4-1 설치위치의 선정	791
4-2 갑문의 규모 및 형상	791
4-3 구조형식의 선정	793
4-3-1 문 비	793
4-3-2 갑 실(閘室)	793
4-4 갑문에 작용하는 외력 및 하중	794
4-5 주배수(注排水) 장치	794
4-6 유도제(誘導堤)	794
4-7 관리시설	794
제 5 장 매몰대책시설	795
5-1 일 반	795
5-2 반영구적으로 유지준설을 고려하지 않는 경우의 매몰대책공	797
5-2-1 방사제의 배치	797
5-2-2 방사제의 구조	799
5-3 돌제군(突堤群)	800
5-4 도류제(導流堤)	800
5-4-1 도류제의 배치	800
5-4-2 도류제의 선단수심	801

5-4-3 도류제의 구조	802
5-5 표사 또는 하천유하 토사를 포축(捕捉)하기 위한 시설	802
5-6 비사(飛砂) 방지공	803
5-6-1 일 반	803
5-6-2 공법의 선정	804
제 6 장 침식대책시설	806
6-1 일 반	806
6-2 침식대책공법의 선정	806
제 7 장 호 안	818
7-1 설계의 기본방침	818
7-2 설계조건	819
7-3 구조의 안정	822
7-4 기본단면의 결정	823
7-5 구조세목	824

< 하 권 >

제 8 편 계류시설

제 1 장 부 두	827
1-1 부두의 규모결정	827
1-2 부두의 배치 및 방향	828
1-3 부두의 면적	830
1-4 부두의 연장	831
1-5 부두시설의 유지관리	831
제 2 장 안벽시설의 제원 및 구조형식	832
2-1 선석(Berth)의 치수	832
2-2 계류시설의 마루높이	836
2-3 안벽의 축조한계	837
2-4 설계수심	838
2-5 세굴 방지공	838
2-6 구조형식의 선정	839
제 3 장 중력식 안벽	846
3-1 설계의 기본방침	846
3-2 벽체에 작용하는 외력과 하중	847
3-3 안정계산	850
3-3-1 안정계산에 고려할 사항	850
3-3-2 벽체의 활동 검토	850

3-3-3 벽체의 전도 검토	851
3-3-4 기초의 지지력 검토	852
3-3-5 연약지반인 경우의 검토	852
3-3-6 셀블록의 안정계산	853
3-4 뒷채움의 효과	854
3-5 세부설계	855
제 4 장 잔교식 안벽	858
4-1 연직 말뚝식(직항식)	858
4-1-1 설계의 기본방침	858
4-1-2 배치와 제원	861
4-1-3 설계외력과 하중	865
4-1-4 해저지반에 관한 가정	868
4-1-5 말뚝의 설계	870
4-1-6 흙막이부의 設計	879
4-1-7 사면 안정에 대한 검토	880
4-1-8 세부설계	881
4-2 경사 말뚝식(斜組杭) 잔교	888
4-2-1 설계의 기본방침	888
4-2-2 배치와 제원	890
4-2-3 설계외력과 하중	891
4-2-4 해저지반에 관한 가정	891
4-2-5 말뚝의 부재력과 단면결정	892
4-2-6 기준선방향에 대한 검토	895
4-2-7 말뚝의 근입	895
4-2-8 흙막이부의 설계	896
4-2-9 사면 안정에 대한 검토	896
4-2-10 상부공과 연결판의 세부설계	896
4-3 원통 또는 각통식 잔교	896
4-3-1 원통 또는 각통의 설계	896
4-3-2 흙막이부의 설계	897
4-3-3 상부구조의 설계	897
4-4 교각식 잔교	897
4-4-1 교각의 설계	897
4-4-2 흙막이부의 설계	898
4-4-3 상부구조의 설계	898
4-4-4 교각부의 설계	898
제 5 장 타이로드식 널말뚝 안벽	899
5-1 일 반	899

5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력	902
5-2-1 고려해야 할 외력	902
5-3 널말뚝의 설계	907
5-3-1 타이재의 연결위치	907
5-3-2 널말뚝의 근입길이	908
5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 연결점의 반력	909
5-3-4 널말뚝 단면의 결정	910
5-3-5 단면의 강성영향을 고려한 탄성해석	911
5-4 타이재의 설계	920
5-4-1 타이재의 인장력	920
5-4-2 타이재의 단면	920
5-5 웨일링의 설계	922
5-6 버팀공의 설계	923
5-6-1 버팀공의 구조형식 선정	923
5-6-2 버팀공의 설치위치	924
5-6-3 버팀공의 설계	925
5-7 세부설계	929
5-7-1 상부공	929
5-7-2 널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결	930
5-7-3 타이(Tie)재	931
5-7-4 버팀공과 타이재의 연결	932
5-7-5 모서리부	933
5-7-6 세굴 방지공	933
5-8 연약지반인 경우의 주의사항	933
5-9 원호활동 검토	934
제 6 장 선반식 널말뚝 안벽	935
6-1 적용범위	935
6-2 설계의 기본	935
6-3 선반의 높이와 폭의 결정	937
6-4 널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압	938
6-5 널말뚝의 설계	939
6-5-1 널말뚝의 근입길이	939
6-5-2 널말뚝의 단면	939
6-6 선반부의 설계	940
6-6-1 선반부에 작용하는 외력	940
6-6-2 선반의 설계	941
6-6-3 선반말뚝의 설계	942
6-7 중력식 벽체로서의 안정검토	943

6-8 원호활동 검토	944
6-9 세부설계	944
6-9-1 널말뚝과 선반의 연결	944
6-9-2 선반과 선반말뚝의 연결	944
6-9-3 세굴 방지공	944
제 7 장 셀식 널말뚝 안벽	945
7-1 설계의 기본방침 및 순서	945
7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중	948
7-3 벽체의 전단변형 검토	950
7-3-1 일 반	950
7-3-2 환산벽체폭	950
7-3-3 변형모멘트의 계산	951
7-3-4 저항모멘트의 계산	952
7-4 벽체 전체로서의 안정검토	957
7-4-1 일 반	957
7-4-2 지반반력계수	957
7-4-3 지반반력 또는 벽체의 변위량 산정	958
7-5 지반의 지지력 검토	963
7-6 벽체의 활동 검토	963
7-7 벽체마루의 변위 검토	963
7-8 원호활동 검토	965
7-9 셀의 배치	966
7-10 널말뚝 인장력의 계산	967
7-11 T형 널말뚝의 설계	968
7-11-1 일 반	968
7-11-2 구 조	968
7-12 세부설계	970
7-12-1 상부공 지지말뚝의 설계	970
7-12-2 상부공의 설계	971
제 8 장 강판 셀식 안벽	972
8-1 거치식 강판셀 안벽	972
8-1-1 설계의 기본방침	972
8-1-2 강판셀에 작용하는 외력	974
8-1-3 벽체의 전단변형 검토	974
8-1-4 벽 전체로서의 안정검토	976
8-1-5 셀 Toe의 지지력 검토	977
8-1-6 셀 두께의 결정	978
8-1-7 세부설계	979

8-2 근입식 강판셀 안벽	979
8-2-1 일 반	979
8-2-2 근입식 강판셀에 작용하는 외력	981
8-2-3 벽체의 전단변형 검토	982
8-2-4 벽 전체로서의 안정검토	982
8-2-5 지반의 지지력 검토	982
8-2-6 셀의 활동 검토	982
8-2-7 셀 마루의 변위 검토	982
8-2-8 원호활동 검토	982
8-2-9 셀의 배치	982
8-2-10 셀 본체 및 아크의 두께 결정	983
8-2-11 연결부 및 보강재	984
8-2-12 세부설계	984
제 9 장 부잔교	985
9-1 일 반	985
9-2 설계순서	989
9-3 폰툰의 설계	990
9-3-1 폰툰의 치수	990
9-3-2 폰툰에 작용하는 외력과 하중	990
9-3-3 폰툰의 안정	991
9-3-4 폰툰 각부의 설계	992
9-3-5 폰툰의 부속설비	994
9-4 계류 시스템의 설계	995
9-4-1 계류방식의 종류	995
9-4-2 설계외력	996
9-4-3 계류체인설의 설계	996
9-4-4 앵커의 설계	998
9-5 연락교와 도교의 설계	1000
9-5-1 치수와 경사	1000
9-5-2 설 계	1000
9-5-3 조절탑	1001
9-5-4 연락교의 교태	1001
제 10 장 돌 핀	1002
10-1 설계의 기본방침	1002
10-2 배 치	1004
10-3 돌핀에 작용하는 외력과 하중	1007
10-4 말뚝식 돌핀	1008
10-5 강재셀식 돌핀	1009

10-6 케이슨식 돌핀	1009
제 11 장 선양장(船揚場)	1010
11-1 일 반	1010
11-2 설치위치의 선정	1011
11-3 제원의 결정	1011
11-3-1 각 시설의 마루높이	1011
11-3-2 선양장 연장 및 배후면적	1012
11-3-3 전면수심	1012
11-3-4 사로 경사(斜路 傾斜)	1013
11-3-5 전면 박지 면적	1013
11-4 양육부 벽체 및 포장	1014
11-4-1 양육부 벽체	1014
11-4-2 포장공	1014
11-5 측 벽	1015
제 12 장 계선부표	1016
12-1 설계의 기본방침	1016
12-2 설계조건	1017
12-3 계선부표에 작용하는 견인력	1018
12-4 계선부표 각부의 설계	1019
12-4-1 앵 커	1019
12-4-2 침추(沈錘)와 침추쇄(沈錘鎖)	1020
12-4-3 지 쇄(地鎖)	1021
12-4-4 부체쇄(浮體鎖)	1022
12-4-5 부체의 설계	1022
12-5 세부설계	1024
제 13 장 기타형식의 계류시설	1025
13-1 디태치드 피어(Detached Pier)	1025
13-1-1 적용범위	1025
13-1-2 설계의 기본	1026
13-1-3 디태치드피어의 설계	1026
13-2 자립식 널말뚝 안벽	1028
13-2-1 설계의 기본방침	1028
13-2-2 널말뚝벽에 작용하는 외력	1030
13-2-3 널말뚝 단면의 결정	1031
13-2-4 널말뚝 근입 깊이의 결정	1031
13-2-5 널말뚝벽 마루의 변위량 검토	1032
13-2-6 시공중 외력에 대한 검토	1033
13-2-7 세부설계	1033

13-3 버팀사항(斜抗)식 널말뚝 안벽	1033
13-3-1 설계의 기본방침	1033
13-3-2 버팀사항 널말뚝에 작용하는 외력	1035
13-3-3 널말뚝과 버팀사항과의 연결부에 작용하는 외력산정	1035
13-3-4 널말뚝과 버팀사항의 단면결정	1035
13-3-5 널말뚝과 버팀사항의 근입깊이 결정	1036
13-3-6 세부설계	1036
13-4 전면 버팀사항식 널말뚝 안벽	1036
13-4-1 설계의 기본방침	1036
13-4-2 배치와 제원	1038
13-4-3 널말뚝의 설계	1039
13-4-4 잔교부의 설계	1039
13-4-5 말뚝의 근입깊이	1039
13-4-6 세부설계	1040
13-5 이중널말뚝식 안벽	1040
13-5-1 일 반	1040
13-5-2 이중널말뚝 벽체에 작용하는 외력	1042
13-5-3 이중널말뚝 벽체의 설계	1042
13-6 직립소파식 안벽	1043
13-6-1 일 반	1043
13-6-2 구조양식의 선정	1044
13-7 에어쿠션보트(Air Cushion Boat)의 발착시설(發着施設)	1046
13-7-1 설계의 기본방침	1046
13-7-2 위치의 선정	1048
13-7-3 Air Cushion Boat 발착시설	1049
13-7-4 각 시설의 제원	1049
제 14 장 연 결 부	1050
14-1 일 반	1050
14-2 전면수심이 변하는 부분	1051
14-3 서로 다른 구조물이 접속하는 부분	1053
14-4 우각부(隅角部)	1053
제 15 장 부속설비	1059
15-1 방충설비	1059
15-1-1 일 반	1059
15-1-2 방충재의 배치	1060
15-1-3 선박의 접안에너지	1060
15-1-4 방충재의 선정	1061
15-2 계선주와 계선환	1063

15-2-1 일 반	1063
15-2-2 배 치	1063
15-2-3 대상선택의 견인력	1064
15-2-4 구 조	1065
15-3 차막이	1066
15-4 급배수설비	1067
15-4-1 급수설비	1067
15-4-2 배수설비	1067
15-5 조명설비	1068
15-5-1 적용범위	1068
15-5-2 기준조도(照度)	1068
15-5-3 광원의 선정	1072
15-5-4 기구의 선정	1075
15-5-5 조명설계	1078
15-5-6 유지관리	1083
15-6 기타 부속설비	1086
15-6-1 계단과 사다리	1086
제 16 장 부두틀	1087
16-1 설계의 기본방침	1087
16-2 부두틀의 형상	1087
16-2-1 폭 원	1087
16-2-2 경 사	1087
16-2-3 포장형식 선정	1088
16-3 부두틀의 침하대책	1089
16-4 하중조건	1089
16-5 부두틀 콘크리트 포장의 설계	1092
16-5-1 설계조건	1092
16-5-2 노상의 조사 및 설계	1092
16-5-3 보조기층 두께 설계	1094
16-5-4 동결지수(凍結指數) 및 동결심도(凍結深度)	1095
16-5-5 콘크리트 슬래브 설계	1102
16-5-6 보강철근	1106
16-5-7 줄눈설계	1107
16-5-8 타이바, 다웰바	1113
16-5-9 슬래브 외측보호공	1113
16-6 부두틀 아스팔트 포장의 설계	1114
16-6-1 설계조건	1114
16-6-2 아스팔트 포장의 구성	1115

16-7 블록포장의 설계	1119
16-7-1 설계조건	1119
16-7-2 포장의 구성	1119
16-7-3 줄 눈	1124
제 17 장 하역기계의 기초	1125
17-1 일 반	1125
17-2 기초에 작용하는 외력	1127
17-3 기초말뚝을 쓰는 경우의 설계	1128
17-3-1 콘크리트 보	1128
17-3-2 말뚝의 支持力	1129
17-4 기초말뚝을 사용하지 않는 경우	1129
17-4-1 안벽에 대한 영향검토	1129
17-4-2 콘크리트 보	1130
제 18 장 어항 계류시설	1133
18-1 일 반	1133
18-2 안벽 및 물양장	1133
18-3 조선과 계류시설의 배치	1137
18-4 계류시설의 설계	1137
18-5 계류시설의 제원	1139
18-5-1 축조한계	1139
18-5-2 설계수심	1140
18-5-3 마루높이	1141
18-5-4 부두뜰(Apron)	1141
18-5-5 세굴방지공	1142
18-6 계류시설의 구조형식	1142
18-7 중력식 안벽	1143
18-7-1 일 반	1143
18-7-2 벽체에 작용하는 외력과 하중	1144
18-7-3 안정계산	1144
18-7-4 기초공	1145
18-7-5 뒷채움공	1145
18-7-6 상부공	1146
18-7-7 부두뜰 포장	1146
18-8 널말뚝식 안벽	1146
18-8-1 일 반	1146
18-9 잔교식 안벽	1148
18-10 계단식구조 안벽	1149
18-10-1 일 반	1149

18-11 부잔교	1153
18-11-1 부잔교의 형식	1153
18-11-2 연락교 및 도교	1156
18-11-3 폰툰(Pontoon)의 설계	1156
18-11-4 계류쇄와 앵커의 설계	1156
18-12 선양장	1156
18-12-1 일 반	1156
18-12-2 선양장의 배치	1157
18-12-3 소요연장 및 면적산정	1157
18-12-4 선양장 제원의 결정 및 설계	1158
18-13 기타 계류시설	1158
18-13-1 선착장 및 경사식 물양장	1158
18-13-2 계선부표와 계선말뚝	1159
18-14 부속설비	1160
18-14-1 일 반	1160
18-14-2 방충재	1160
18-14-3 계선주와 계선고리	1161
18-14-4 차막이와 모서리 보호공	1163
18-14-5 조명설비	1163
18-14-6 계단과 사다리	1164
18-14-7 난간, 울타리 등	1164

제 9 편 기타항만시설

제 1 장 임항교통시설	1167
1-1 일 반	1167
1-1-1 적용범위	1167
1-1-2 임항교통시설의 유지관리	1167
1-2 도 로	1167
1-2-1 일 반	1167
1-2-2 설계기준 자동차	1168
1-2-3 차도 및 차로	1169
1-2-4 시설한계	1171
1-2-5 곡선부의 확폭	1173
1-2-6 종단경사	1173
1-2-7 평면교차	1175
1-2-8 포 장	1176
1-2-9 표지 및 표시	1178

1-3 주차장	1179
1-3-1 일 반	1179
1-3-2 규모 및 설치장소	1179
1-4 철 도	1184
1-5 헬리포트	1184
1-6 터 널	1184
1-6-1 일 반	1184
1-6-2 계획·설계의 기본방침	1186
1-6-3 침설(沈設)깊이	1187
1-6-4 침매함의 구조 및 길이	1187
1-6-5 환기탑	1187
1-6-6 접속도로	1188
1-6-7 침매터널부의 안정계산	1189
1-6-8 침매함의 설계	1190
1-6-9 접합부 이음	1190
1-6-10 관리시설	1191
1-7 교 량	1192
1-7-1 일 반	1192
1-7-2 설계고려사항	1192
1-7-3 내구성의 확보	1193
1-7-4 방충공	1196
1-8 운 하	1198
제 2 장 하역시설	1199
2-1 일 반	1199
2-2 화물 하역장	1199
2-3 창고	1199
2-4 하역기계	1200
2-4-1 일반	1200
2-4-2 석유하역기계	1200
2-4-3 하역기계 유지관리	1201
2-4-4 하역기계의 설계기준	1201
2-5 목재하역장	1204
2-6 수산물 하역시설	1204
2-7 위험물 하역시설	1205
제 3 장 보관시설	1206
3-1 일 반	1206
3-2 위험물 적치장(積置場) 및 저유시설(貯油施設)	1206
3-3 기타 보관시설	1206

제 4 장 선박역무용 시설	1207
4-1 일 반	1207
4-2 급수시설	1207
4-3 기타 선박역무용 시설	1208
제 5 장 여객시설	1209
5-1 여객승강용 시설	1209
5-1-1 일 반	1209
5-1-2 구조형식	1209
5-1-3 여객승강용 시설의 설계	1210
5-1-4 부대설비	1210
5-2 여객터미널	1210
5-2-1 일 반	1210
5-2-2 여객터미널 설계	1211
5-2-3 부대설비	1211
제 6 장 케이슨 제작장	1213
6-1 일 반	1213
6-2 진수방법의 선정	1214
6-3 진수시설	1216
6-3-1 일 반	1216
6-3-2 경사로	1216
6-3-3 건선거(乾船渠)	1219
6-4 케이슨 제작시설의 설치	1222
제 7 장 항만전력설비	1226
7-1 전력설비의 기본방향	1226
7-2 수변전설비	1226
7-3 예비전원 설비	1226
7-4 피뢰침 및 접지설비	1227
7-5 조명탑설비	1227
7-6 조명제어 및 전력 제어설비	1227

제 10 편 전문부두

제 1 장 컨테이너 부두	1231
1-1 설계의 기본방침	1231
1-2 계류시설(繫留施設)의 설계	1236
1-2-1 선석(Berth)의 길이 및 수심	1236
1-2-2 계선설비(繫船設備)	1236

1-2-3 방충설비(防衝設備)	1237
1-3 육상시설의 설계	1237
1-3-1 부두뜰	1237
1-3-2 컨테이너 크레인(Container Crane : C/C)	1237
1-3-3 컨테이너 야드(Container Yard : C.Y)	1240
1-3-4 컨테이너 화물조작장(Container Freight Station : C.F.S)	1243
1-3-5 정비소(Maintenance Shop)	1244
1-3-6 관리동	1246
1-3-7 정문(Gate complex)	1247
1-3-8 전력 설비	1247
1-3-9 통신 설비	1248
1-3-10 기타 부속설비	1249
제 2 장 페리(Ferry) 부두	1250
2-1 설계의 기본방침	1250
2-2 계류시설(繫留施設)의 설계	1251
2-2-1 선석(船席)의 길이 및 수심	1251
2-2-2 계선설비(繫船設備)	1252
2-2-3 방충설비(防衝設備)	1252
2-2-4 세굴 방지공(洗掘 防止工)	1252
2-3 차량 승강용 설비의 설계	1253
2-3-1 폭, 연장, 경사 및 곡률반경	1253
2-3-2 부대설비 및 표지 등	1254
2-3-3 가동부의 설계	1254
2-4 여객승강용 시설의 설계	1256
2-4-1 폭, 연장, 구배 및 부대설비	1256
2-4-2 가동부의 설계	1256
2-5 기타 시설의 설계	1256
2-5-1 도 로	1256
2-5-2 보 도	1256
2-5-3 주차장	1257
2-5-4 여객터미널	1258
2-5-5 안전시설	1258
2-5-6 보조시설	1258

제 11 편 어항기능시설 및 기타시설

제 1 장 임항교통시설(臨港交通施設)	1261
제 2 장 어항시설용지(漁港施設用地)	1261

2-1 일 반	1261
2-2 위판장(委販場) 용지	1261
2-3 제빙(製氷)·저빙(貯氷)시설 용지	1264
2-4 냉동·냉장시설 용지	1267
2-5 급유시설 용지	1270
2-6 야적장(野積場)	1273
2-7 어구 수리장(漁具修理場) 용지	1274
2-8 가공시설 용지	1275
2-9 수산창고용지	1276
2-10 어구창고(漁具倉庫) 용지	1279
2-11 어선수리장(漁船修理場) 용지	1280
제 3 장 환경정비 및 다기능 어항시설	1282
3-1 일 반	1282
3-2 환경정비	1282
3-2-1 녹 지	1282
3-2-2 녹지의 배치 계획	1283
3-2-3 휴게소, 화장실 등	1284
3-3 어항 정화시설	1284
3-4 어항기능 및 이용 활성화 계획	1285
3-5 경관을 고려한 어항개발	1286

제 12 편 마리나(Marina)

제 1 장 총 설	1289
제 2 장 대상선박의 제원	1291
제 3 장 수역시설	1294
3-1 일 반	1294
3-2 항 로	1294
3-3 박지 및 선류장	1294
제 4 장 외곽시설	1295
제 5 장 계류시설	1297
5-1 일 반	1297
5-2 계류시설의 설계조건	1299
5-3 부잔교	1302
5-3-1 일 반	1302
5-3-2 구 조	1305
5-3-3 안정성의 검토	1307
5-3-4 구조설계	1308

5-3-5 계류방식	1308
5-3-6 연락교	1309
5-4 부대설비	1309
5-5 상하가시설	1310
제 6 장 선박 역무용 시설	1312
6-1 일 반	1312
6-2 육상보관시설	1312
제 7 장 임항교통시설	1314
제 8 장 환경오염 방지	1315
8-1 마리아나의 환경오염 발생원	1315
8-2 선상 오수에 의한 환경오염 및 대책	1315
8-2-1 개 요	1315
8-2-2 오폐수량 추정	1315
8-2-4 마리아나의 오수 수집 및 펌핑 시설	1317
8-3 기타 오염원 및 대책	1317
8-3-1 연료 및 화공 약품	1317
8-3-2 보트 유지관리시 발생하는 오염원	1317
8-3-3 강우시 우수 방류	1318
8-4 마리아나 수질의 유지관리	1318
제 9 장 마리아나의 안전	1319
9-1 자연 환경으로부터의 안전	1319
9-1-1 기 상	1319
9-1-2 바 람	1319
9-1-3 과 량	1319
9-1-4 조위 및 조류	1320
9-1-5 부진동	1320
9-1-6 쓰나미와 폭풍해일	1320
9-1-7 퇴 적	1320
9-2 마리아나 시설 설계시 고려사항	1320
9-2-1 항 입구 및 항로	1320
9-2-2 방파제	1320
9-2-3 정박 및 계류시설	1321
9-2-4 보트 연료 공급 도크	1321
9-2-5 보트 수선 및 정비장	1321
9-2-6 보트의 건식 보관시설	1322
9-2-7 마리아나 관리시설	1322
9-2-8 위생시설	1322
9-2-9 쇼핑센터 및 부대시설	1322

제 13 편 항로표지시설

제 1 장 총 설	1325
1-1 항로표지의 일반 요건	1325
1-2 항로표지의 시스템 구성	1327
1-3 항로표지의 건설계획	1329
제 2 장 항로표지시스템 구성요건	1332
2-1 시스템 구성의 일반적인 요건	1332
2-2 광파표지의 설계	1333
제 3 장 주간표지(晝間標識)의 인식(認識)	1344
제 4 장 항로표지의 시스템 설계와 분석	1348
제 5 장 등대(燈臺) 및 등주(燈柱)	1349
5-1 등 대(Lighthouses)	1349
5-2 등 주(燈柱)	1350
제 6 장 등표(燈標) 및 입표(立標)	1351
6-1 등 표	1351
6-2 입 표	1352
제 7 장 등대 및 등표 구조물 설계	1353
제 8 장 도선(導線) 및 도등(導燈)	1365
8-1 도 선(Leading Line)	1365
8-2 도 등(Leading Lights)	1366
8-3 도 표(Leading Mark)	1371
제 9 장 등부표(燈浮標) 및 부표(浮標)	1373
9-1 표준형 (등)부표	1373
9-2 표준형 등부표의 안정성 [LL-26(M)기준]	1389
제 10 장 교량표지(Marking of Fixed Bridge)	1412
제 11 장 해상구조물 표지(Marking of Offshore Structures)	1415
제 12 장 음파표지(Audible Signals)	1417
제 13 장 전파표지(Radio Aids)	1418
13-1 레이콘(Racon)	1418
13-2 레이더물표 증폭기(Radar Target Enhancers)	1420

제 14 편 초대형석유탱커 시설

제 1 장 총 칙	1425
1-1 적용범위	1425
1-2 정 의	1425

제 2 장 위치선정과 시설계획	1426
2-1 위치선정	1426
2-2 선석의 법선	1427
2-3 항로의 법선, 폭 및 수심	1427
2-4 박지면적	1428
제 3 장 규모의 결정	1429
제 4 장 구조형식	1430
제 5 장 설계의 기본방침	1435
제 6 장 설계외력 및 하중	1437
6-1 외력 및 하중의 종류	1437
6-2 선박의 접안력	1438
6-3 계류중의 선박에 의하여 생기는 외력	1438
6-4 풍압력	1439
6-5 파 력	1440
6-6 수류력	1440
6-7 지진력	1441
6-8 토압 및 수압	1441
6-9 자중 및 재하하중	1441
제 7 장 고정식 계류시설의 설계	1442
7-1 일 반	1442
7-2 Dolphin의 배치 및 마루높이	1443
7-3 Dolphin에 작용하는 외력 및 하중	1444
7-4 잔교식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중	1446
7-5 재료 및 허용 응력도	1446
7-6 말뚝의 설계	1447
7-7 널말뚝 Cell 및 Caisson의 설계	1447
7-8 Jacket의 설계	1447
7-8-1 일 반	1447
7-8-2 部材의 設計	1448
7-9 방충설비	1449
7-10 계선설비	1449
제 8 장 부표식 계류시설의 설계	1451
8-1 설계의 순서	1451
8-2 부표식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중	1451
8-3 부표의 안정	1452
8-4 계류Anchor 및 Sinkers 등의 설계	1452
8-5 Anchor Chain의 설계	1453
8-6 방충설비	1453

제 9 장 화물처리 시설의 설계	1454
9-1 Loading Arm	1454
9-2 Rubber Hose의 설계	1456
9-3 송유도관등	1458
제 10 장 부대설비의 설계	1459
10-1 소화설비 등	1459
10-2 루출유 처리설비	1460
10-3 체유제거 및 치환장치	1461
10-4 보안계기설비	1462
10-4-1 접안속도 측정장치	1462
10-4-2 압력검지 장치 등	1463
10-4-3 경보장치	1463
10-4-4 풍향·풍속계, 파고계 등	1464
10-5 계류시설의 위치를 나타내는 표지등 등	1464
10-6 조명설비	1464
10-7 동력설비 등	1465
10-8 통보설비	1465
10-9 승강설비	1466
제 11 장 시설의 유지관리	1466
11-1 일 반	1466
11-2 점검기준의 작성	1466

제 15 편 해저 파이프라인(Pipeline)

제 1 장 총 칙	1471
1-1 적용범위	1471
1-2 정 의	1471
제 2 장 노선의 선정	1472
제 3 장 설계의 기본방침	1473
제 4 장 설계외력 및 하중	1475
4-1 외력 및 하중의 종류	1475
4-2 풍압력	1475
4-3 파력 및 수류력	1476
4-4 지진력	1477
4-5 토 압	1478
4-6 수 압	1479
4-7 자중 및 재하하중	1480
4-8 내 압	1481

4-9 투묘에 의한 충격하중	1481
4-10 진동의 영향	1482
4-11 온도변화의 영향	1483
4-12 부설시의 하중	1483
제 5 장 재 료	1486
제 6 장 도관의 설계	1487
6-1 도관의 최소두께	1487
6-2 도관의 허용응력	1487
6-3 도관에 생기는 응력의 산정	1489
6-4 좌 굴	1495
6-5 관이음의 설계	1496
6-6 Bend부의 설계	1496
6-7 밸브의 설계	1498
6-8 Riser부의 설계	1499
제 7 장 방식, 접합방법 및 가열 보온설비	1503
7-1 방식피복	1503
7-2 전기방식	1504
7-3 도관의 접합방법	1505
7-4 용접시공법	1505
7-5 가열 및 보온을 위한 설비	1506
제 8 장 도관(導管) 등의 부설(敷設)	1509
8-1 일 반	1509
8-2 도관 등의 교차(交差)	1511
8-3 기 부설된 도관 등과의 수평거리	1511
8-4 도관 등 상호접촉방지(接觸防止)	1511
8-5 매설깊이	1512
8-6 세굴방지를 위한 조치	1515
8-7 굴착 및 되메우기	1516
8-8 부양(浮揚) 방지	1517
8-9 비매설(非埋設) 도관 등	1518
8-10 직립부(Riser)의 설치 방법	1519
제 9 장 도관 등의 시험 검사	1522
9-1 용접부의 비파괴 시험	1522
9-2 내압시험(內壓試驗)	1523
제 10 장 보안설비	1523
10-1 일 반	1523
10-2 운전상태의 감시장치	1523
10-3 경보장치	1524

10-4 안전제어장치	1524
10-5 압력안전장치	1525
10-6 누설 검지장치	1525
10-7 차단밸브·역지(逆止)밸브	1526
10-8 감진(感震)장치	1527
10-9 예비동력원	1527
10-10 보안용 접지·절연	1527
10-11 표 지	1529
10-12 보안설비의 작동시험	1529
10-13 기타 설비	1529
10-13-1 확산방지 기자재	1529
10-13-2 소화설비	1529
10-13-3 통보설비	1530
10-13-4 침하등 측정장치	1530
10-13-5 유류치환장치	1530
제 11 장 보수 및 보안관리	1531

제 16 편 해상저유시설

제 1 장 총 칙	1535
1-1 적용범위	1535
1-2 정 의	1535
제 2 장 설치장소의 선정 및 시설배치	1536
2-1 설치장소의 선정	1536
2-2 시설배치	1536
제 3 장 설계의 기본방침	1537
제 4 장 설계외력과 하중	1538
4-1 일 반	1538
4-2 바 람	1538
4-2-1 바람의 관측자료의 취급	1538
4-2-2 풍속의 표시 및 바람의 변동성	1539
4-3 파 량	1540
4-4 조 위	1540
4-5 흐 름	1540
4-6 표 사	1540
4-7 지 진	1541
4-7-1 일 반	1541
4-7-2 내진설계	1541

4-7-3 액상화 대책	1541
4-8 표류물 등에 의한 충격하중	1542
제 5 장 재 료	1543
5-1 일 반	1543
5-2 강재의 방식	1543
제 6 장 수역시설 설계	1546
6-1 저장선 박지 정온도	1546
6-2 저장선 박지수심	1547
제 7 장 외곽시설의 설계	1548
7-1 외곽시설의 기능 및 배치	1548
7-2 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정	1548
7-2-1 일 반	1548
7-2-2 방파제	1548
7-2-3 방충제(防衝堤)	1549
7-2-4 방유제(防油堤)	1549
7-3 방충제의 설계	1550
7-3-1 일 반	1550
7-3-2 고정식 방충제	1550
7-3-3 부유식 방충제	1551
제 8 장 계류시설의 설계	1552
8-1 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정	1552
8-2 저장선의 동요량의 산정법	1553
8-2-1 일 반	1553
8-2-2 모형실험에 의한 산정	1554
8-2-3 수치 Simulation에 의한 산정	1555
8-2-4 저장선의 동요에 의하여 생기는 외력	1558
8-3 계선 Dolphin의 설계	1558
8-3-1 일 반	1558
8-3-2 중력식 계선 Dolphin에서 직립부의 안정	1559
8-3-3 중력식 계선 Dolphin에서 지반지지력	1560
8-4 방충설비 및 계류설비	1560
8-4-1 일 반	1560
8-4-2 고무방충제	1561
8-4-3 계류쇄(繫留鎖)	1562
제 9 장 보관시설	1563
제 10 장 부대설비	1564
10-1 일 반	1564
10-2 보안방재설비	1564

10-3	검지, 감시 및 경보장치	1566
10-4	조명설비	1568
제 11 장	시설의 유지관리	1569
11-1	주요 점검기준의 작성	1569
11-2	방식관리	1572
11-3	고무방충재의 유지관리	1573
11-4	계류쇄 등의 유지관리	1573
권말1.	파의 회절도	1577
권말2.	판의 Bending Moment 계산수표	1616

제 1 편

총 론



여 백

제 1 편 총 론

제 1 장 본 기준의 목적과 내용

1-1 目的

- (1) 本 基準의 目的은 港灣施設物 및 漁港施設物 또는 沿岸整備施設物의 計劃 및 設計에 관한 一般적 기준과 순서를 定하는 것이며 港灣分野에 관한 技術의 體系化와 能率化를 도모하고 港灣技術의 발전에 이바지 하는 것이 目的이다.
- (2) 本 기준은 現행 港灣法 제 26조 港灣施設의 基準과 海洋水産部令 제 73호 港灣시설의 技術基準에 관한 規則 및 漁港關係法에서 規定하는 施設에 대하여 위 1항과 같이 적용한다.

[해설]

- (1) 항만 및 어항시설물의 설계기준을 統合하고 체계적으로 정리하여 未洽했던 부분을 補完하고 새로운 設計趨勢와 新工法 등을 소개하여 계획과 설계기술을 高度化하므로써 人력소요를 절감하고 港灣分野 技術發展을 도모하고자 本 기준을 補完 改正한다.
- (2) 港灣施設 및 漁港施設이라 함은 港灣法 제2조 제6호에서 定하는 항만시설과 동법 제17조에서 定하는 비관리청 항만공사로 국가에 귀속된 항만시설을 포함하며, 漁村·漁港法 제2조 제5항에서 定하는 漁港시설과 동법 제25조에서 定하는 비관리청 漁港施設事業으로 국가에 귀속된 漁港施設을 總칭한다.
- (3) 항만법 및 어촌·어항법에서 規定하는 항만시설은 다음과 같다.

港灣法(제2조 제6호)	漁村·漁港法(제2조 제5호)	비 고
(1) 基本施設 ① 水域施設 : 항로·박지·선류장·선회장 등 ② 外廓施設 : 방파제·방사제·파제제·방조제·도류제·갑문·호안 등 ③ 臨港交通施設 : 도로·교량·철도·軌道·運河 등 ④ 繫留施設 : 안벽·물양장·잔교·돌핀·선착장·램프 등 (2) 機能施設 ① 航行補助施設 : 항로표지·신호·조명·항무통신시설 등 ② 荷役施設 : 고정식 또는 이동식하역장비·화물이송시설·배관시설 등 ③ 旅客利用施設 : 대합실·여객승강용시설·소하물취급소 등 ④ 貨物의 流通·販賣施設 : 창고·헛간·야적장·컨테이너하치장 및 컨테이너 조작장·사이로·저유시설·貨物터미널 등	(1) 基本施設 ① 外廓施設 : 방파제·방사제·파제제·방조제·도류제·수문·갑문·호안·제방·돌제·홍벽 등 ② 繫留施設 : 안벽·물양장·계선부표·계선말뚝·잔교·부잔교·선착장·선양장 등 ③ 水域施設 : 항로·정박지·선회장 등 (2) 機能施設 ① 輸送施設 : 철도·도로·교량·주차장·헬리포트 등 ② 航行補助施設 : 항로표지, 신호·조명시설 등 ③ 漁船·漁具保全施設 : 어선건조·수리장, 어구건조장, 어구제작·수리장, 야적장, 기자재 창고 등 ④ 補給施設 : 급수·급빙·급유시설, 전기 수용설비·선수품보급장 등 ⑤ 水産物流通·販賣施設 : 수산물시장·수산물위판장·수산물직매장·수산물집하장·활어일시보관시설 등	

港灣法(제2조 제6호)	漁村·漁港法(제2조 제5호)	비 고
<p>⑤ 船舶補給施設 : 급유·급수시설, 얼음의 생산 공급시설 등</p> <p>⑥ 保安施設 : 港灣管制·弘報</p> <p>⑧ 港灣施設用 敷地</p> <p>⑨ 어촌·어항법 제2조 제5호 나목의 기능시설 (漁港區에 있는 것에 한한다)</p> <p>⑩ 어촌·어항법 제2조 제5호 다목의 어항편의 시설(漁港區에 있는 것에 한한다)</p> <p>⑪ 공해방지 시설 : 防音壁, 防塵網, 樹林帶 등</p> <p>(3) 지원시설</p> <p>① 배후유통 시설 : 보관창고, 集配送場, 복합 화물터미널, 整備庫 등</p> <p>② 선박기자재, 船用品 등의 보관·판매·전시 등을 위한 시설</p> <p>③ 화물의 조립·가공·포장 등을 위한 시설</p> <p>④ 공공서비스·시설관리 등 항만관련 업무용 시설</p> <p>⑤ 후생복지 및 편의제공시설 : 여객 등 항만을 이용하는 자 및 항만종사자의 휴게소·숙박소·진료소·위락시설·연수장·주차장·차량통관장 등</p> <p>⑥ 연구시설 : 항만관련 산업의 기술개발, 벤처 지원 등</p> <p>⑦ 해양수산부령이 정하는 항만기능의 지원을 위한 시설</p> <p>(4) 港灣親水施設</p> <p>① 해양레저 기반시설 : 낚시터·유람선·낚시어선·모터보트·요트 및 윈드서핑 등</p> <p>② 해양문화·교육시설 : 해양박물관·어촌민속관·해양유적지·공연장·학습장·갯벌체험장 등</p> <p>③ 해양공원시설 : 해양전망대·산책로·해안녹지·조경시설 등</p> <p>④ 인공해변·인공습지등 준설토를 재활용하여 조성한 인공시설</p>	<p>⑥ 水産物處理·加工施設 : 하역기계, 제빙·냉동·냉장시설, 수산물가공공장 등</p> <p>⑦ 漁業用通信施設 : 육상무선전신·전화시설, 어업기상신호시설 등</p> <p>⑧ 海洋水産關聯公共施設 : 漁港관리시설·해양관측시설·선박출입항 신고기관 등</p> <p>⑨ 漁港淨化施設 : 환경오염방지를 위한 오·폐수처리시설, 도수 시설, 폐유·폐선처리시설 등</p> <p>⑩ 水産資源 育成施設 : 種苗生産施設, 種苗培養場 等</p> <p>(3) 文化·福祉施設</p> <p>① 福祉施設 : 진료시설·복지회관·체육시설 등</p> <p>② 文化施設 : 전시관·도서관·학습관·공연장 등</p> <p>③ 漁港의 環境整備를 위한 施設 : 광장·조경시설 등</p> <p>(4) 觀光·休憩施設</p> <p>① 觀光施設 : 유람선·낚시어선·모터보트·요트·윈드서핑 등의 수용을 위한 레저용 기반 시설, 지역특산물판매 장, 생선횃집 등</p> <p>② 休憩施設 : 숙박시설·목욕시설·오락시설 등</p> <p>(5) 其他 大統領이 定하는 住民便益施設</p> <p>(6) 위의 各 施設의 敷地</p>	

1-2 內 容

- (1) 본 기준은 “總論, 設計條件, 材料, 基礎, 프리캐스트 콘크리트部材, 水域施設, 外廊施設, 繫留施設, 其他 港灣施設, 專門埠頭, 漁港機能施設 및 其他施設, 마리나, 航路標識施設, 超大型 탱커용施設, 海底파이프 라인, 海上 貯油施設 등” 總16篇으로 構成 收錄하여 각각에 대한 기술적인 사항에 대하여 適用基準을 정한 것이다.
- (2) 본문(Box)의 내용은 법정기준이 되며 [解説]은 이를 보완, 설명하였으며, [參考]는 설계 실무에 참고가 될 내용, 각종 규격, 구체적인 구조 등을 예시하고 기타 관련자료를 소개하는 란으로 구분하였다.

[해설]

- (1) 본 설계기준에서 사용하는 用語는 港灣法과 그 승 그리고 漁村·漁港法과 그 승에서 사용하는 용어의 정의에 따르는 것으로 하나, 같은 용어의 표기방법이 다를 경우 일반적으로 통용하는 用語로 통일하여 기술 하며 다음에 列擧한 용어는 본 항에서 정하는 용어의 정의에 따른다.

- ① 危險物 : 소방법에서 정하는 위험물
 ② 超大型船 : 중량톤수 10만톤 이상의 화물선
 단, LPG선, LNG선에 대해서는 총톤수 25,000톤 이상으로 한다.
 ③ 旅客船 : 13인 이상의 여객정원인 선박
 ④ 플레저보트 : 플레저 보트(Pleasure Boat)는 스포츠 또는 레크리에이션에 사용하는 요트(Yacht), 모타보트, 기타의 선박
 ⑤ 船長 : 船舶의 길이(全長)
- (2) 國際單位系의 사용에 대하여는 건설사업에 있어서 國際單位系(SI) 移行의 가이드, 計量單位의 SI화, 국제단위계 보급 촉진 때문에 土質工學에서 SI가 참고가 되며, 다음 표해(1-1)와 같이 SI단위의 換算表를 참고한다.

표해(1-1) SI單位的 換算率表

番號	量	計量單位		SI 單位		換 算 率
1	길이	미크론	μ	미터	m	$1\mu=1\mu\text{m}$
2	質量	중량키로그램 미터당평방초	$\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$	키로그램	kg	$1 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}=9.80665\text{kg}$
3	加速度	갈	Gal	평방초당미터	m/s^2	$1 \text{ Gal}=0.01\text{m}/\text{s}^2$
4	힘	중량키로그램	kgf	뉴턴	N	$1 \text{ kgf}=9.80665\text{N}$
5		다인	dyn	"	N	$1 \text{ dyn}=10\mu\text{N}$
6	힘의 모멘트	중량키로그램미터	$\text{kgf} \cdot \text{m}$	뉴턴미터	$\text{N} \cdot \text{m}$	$1 \text{ kgfm}=9.80665\text{N} \cdot \text{m}$
7	壓力	평방센치미터당 중량키로그램	kgf/cm^2	파스칼 평방미터미터당 뉴턴	Pa N/mm ²	$1 \text{ kgf}/\text{cm}^2=9.80665 \times 10^4 \text{Pa}$ $= 9.80665 \times 10^{-2} \text{MPa}$ $1 \text{ kgf}/\text{cm}^2=9.80665 \times 10^{-2} \text{N}/\text{mm}^2$
8			mHg	파스칼	Pa	$1 \text{ mHg}=133.322\text{kPa}$
9	應力	평방센치미터당 중량키로그램	kgf/cm^2	파스칼 평방미터미터당 뉴턴	Pa N/mm ²	$1 \text{ kgf}/\text{cm}^2=9.80665 \times 10^4 \text{Pa}$ $= 9.80665 \times 10^{-2} \text{MPa}$ $1 \text{ kgf}/\text{cm}^2=9.80665 \times 10^{-2} \text{N}/\text{mm}^2$
10	에너지	중량키로그램 미터	$\text{kgf} \cdot \text{m}$	줄	J	$1 \text{ kgf} \cdot \text{m}=9.80665\text{J}$
11		엘그	erg	줄	J	$1 \text{ erg}=100\text{nJ}$
12	工率	마력	PS(미터법) HP(영국)	와트	W	$1\text{PS}=735.499\text{W}$ $1\text{HP}=746.101\text{W}$
13	熱量	칼로리	cal	줄 와트 초	J W · s	$1 \text{ cal}=4.18605\text{J}$ $1 \text{ cal}=4.18605\text{W} \cdot \text{s}$
14	熱傳導率	시간, 미터, 온도당 칼로리	$\text{cal}/(\text{h} \cdot \text{m} \cdot ^\circ\text{C})$	미터, 온도당 와트	$\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$	$1 \text{ cal}/(\text{h} \cdot \text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ $= 0.001163\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$
15	熱傳導係數	시간, 평방미터, 온도당 칼로리	$\text{cal}/(\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$	평방미터, 온도당 와트	$\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$	$1 \text{ cal}/(\text{h} \cdot \text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ $= 0.001163\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$
16	比熱容量	키로그램, 온도당 칼로리	$\text{cal}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$	키로그램, 온도당 줄	$\text{J}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$	$1 \text{ cal}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ $= 4.18605\text{J}/\text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$
17	音壓 레벨	혼	-	데시벨	dB	$1 \text{ 혼} = 1\text{dB}$

제 2 장 타 법규와의 관계

本 基準에서 정한 내용과 同一한 내용이 관계 諸 法令에서 정해져 있는 경우에는 그 法令에 따른다.

제 3 장 공사사용기준면

3-1 개 요

施設物의 計劃, 設計 및 工事に 사용하는 基準面은 基本水準面으로 한다.

3-2 기준면

施設物의 計劃, 設計 및 공사를 할 때 基本이 되는 基準面을 工事用 基準面이라 한다.

[해설]

(1) 基本水準面은 平均海面(M.S.L)보다 主要 四分潮(M_2, S_2, K_1, O_1)의 半潮差를 합한 수면 아래의 수위를 말한다.

여기서, M_2 : 主太陰半日周潮

S_2 : 主太陽半日周潮

K_1 : 日月合成日周潮

O_1 : 主太陰日周潮

예시 : $D.L = A_o - (H_m + H_s + H_o + H') = (\pm)0.00m$ (Approx.L.L.W)

여기서, $D.L$: 기본수준면(기준면 : Datum Level)

A_o : 연평균 해면

H_m, H_s, H_o, H' = 4개분조의 반조차

(2) 基本水準面の 設定

① 기본수준면을 設定할 때에는 다음 사항에 注意하여야 한다.

指定港의 區域內에서 공사용 기준면은 반드시 기본수준면을 사용한다.

② 指定港, 區域外에서는 地形, 海象 등을 고려하여 가장 가까운 지점의 基本水準点標, T.B.M(Tidal Bench Mark) 또는 지정港灣에서 사용하고 있는 기준수준면을 이용한다.

③ T.B.M이나 기준수준면을 이용할 수 없는 島嶼地域이나 오지에서는 1개월 이상의 潮位觀測(檢潮)을 실시한 후 平均海面을 구하고 이를 조화분석으로 四分潮의 반조차를 구하여 사분조의 반조차를 합한 수면 아래의 水位(D.L)를 계산하여 기준면을 구한다. [본편 제3장, 3-2 해설 (1)항식 참조]

原則적으로 年平均海面은 해당지점의 1년 이상의 檢조기록에서 계산하여야 한다.

④ 우리나라 主要港의 평균해면과 사분조의 반조차, 기본수준면은 제2편 제6장 6-2의 표해(6-2), (6-3)을 참조한다.

(3) 國際的 海圖 基準面

國際水路機關(IHO : International Hydrographic Organization)은 국제적 해도 기준면으로 天文最低低潮位(LAT : Lowest Astronomical Tide)를 채택할 것을 결의하고 1997년 6월 각국에 권고되었으며, LAT는 평균적인 氣象狀況과 일반적으로 생각되는 天文狀況을 토대로 일어날 수 있는 상황을 추정하여 가장 낮은 조위면으로 정의하고 실무적으로는 최저 1년 이상의 관측에서 얻어진 調和定數를 사용하며 최저 19년 이상의 潮位를 계산하고 이들의 최저값으로 하기로 되어 있다. 우리나라의 기준면은 전항에서 언급한 종래의 방법(略最低低潮面)으로 하고 國立海洋調查院 발행 潮汐表에서 해도의 기본수준면과 일치하며, 그 높이는 오른쪽 하단에 수록하고 있다.

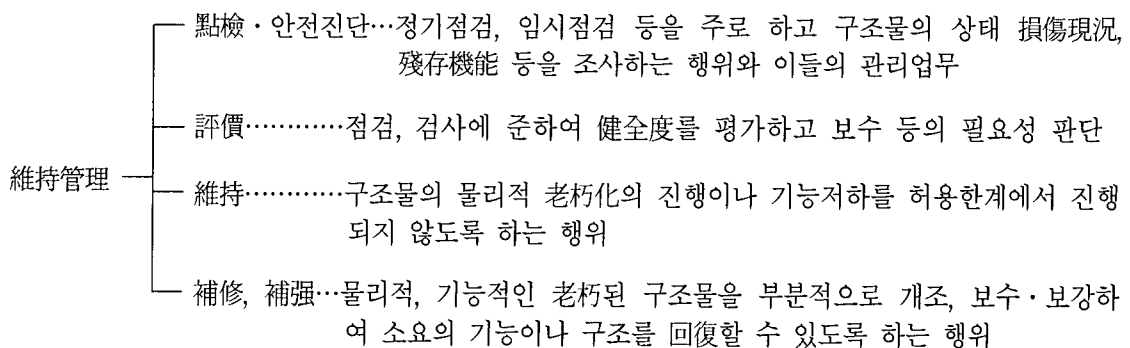
제 4 장 항만시설의 유지관리 및 안전진단

4-1 내 용

港灣施設의 機能을 양호하게 유지하고 시설의 安定性 低下를 방지하기 위하여 항만의 特性에 따라 點檢, 評價, 補修 등의 종합적인 유지관리를 하여야 한다.

[해설]

- (1) 유지관리를 하기위한 點檢, 檢査, 評價, 補修, 補強 등의 유지관리에 관한 여러 가지의 데이터는 일정양식에 따라 기록, 보관하고 계통적으로 정리된 유지관리정보는 당해시설의 健全度에 대한 적절한 평가·유지와 보수를 하기위한 기초적인 정보는 물론 전체적인 시설의 劣化대책을 세우고 시설의 라이프사이클코스트(Life Cycle Cost) 低減을 검토할 때 有用하게 사용할 수 있다.
- (2) 상시 열악한 해양환경에 노출되어 있는 항만·어항 및 기타 해양구조물 등은 경년(經年) 변화와 해양 자연환경의 변화에 따른 노후화가 필연적으로 수반되게 된다. 따라서 장기적으로 항만 및 어항의 성능을 유지·발전시키기 위하여는 이들에 대한 지속적인 유지관리와 이를 뒷받침할 안전진단이 수행되어야 한다.
- (3) 構造物의 설계에서는 장래의 유지관리내용을 충분히 고려하여 構造形式과 使用材料를 선정하고 細部設計에 反映하도록 할 필요가 있다.
- (4) 유지관리에 있어서는 시설의 變形狀況을 效率的으로 보고 이들을 합리적으로 평가하고 보수·보강 등의 效果的인 對策 등 연관성 있는 시스템에 대하여 배려되어야 한다.
- (5) 유지관리는 구조형식, 劣化傾向, 주요도 등을 감안하여 유지관리계획을 수립하고 이를 基盤으로하여 실행되어야 한다.
- (6) 維持管理에 관한 용어의 概念은 다음과 같다.



* 상세한 유지관리는 항만구조물 안전진단 및 보수·보강 指針書(해양수산부 '97) 등 관련 자료 참조

- (7) 안전진단의 기본적인 수행 과정은 아래와 같다.

① 안전진단 항목

- 가. 지반환경의 진단 : 관련 토질시험 및 조정도 해상 탄성파탐사 등에 의한 지반의 정량적 변형상태 등의 진단.
- 나. 구조물 상태 진단 : 관련 계측 시험, 재료시험 및 다중채널음향측심기(빔수 60개 이상)등에 의한 구조물의 내구성, 변위 등 진단.

다. 해양환경의 진단

- ㉠ 해수의 물리적 특성 진단
- ㉡ 해수의 화학적 특성 진단
- ㉢ 해양 생물상의 특성 진단

라. 배후 시설의 점검

② 안전진단 대상시설물

가. 1종 시설물

- ㉠ 갑문시설
- ㉡ 20만톤 이상 선박의 하역시설로서 원유부이(Buoy)식 계류시설 및 그 부대시설인 해저 송유관시설
- ㉢ 말뚝구조의 계류시설
- ㉣ 안벽 구조물
- ㉤ 방파제 구조물

나. 2종 시설물

- ㉠ 1만톤급 이상의 계류시설로서 1종 시설물에 해당하지 아니하는 계류시설
- ㉡ 안벽 구조물
- ㉢ 방파제 구조물

[참고문헌]

- 1) 항만법 : 해양수산부 (2005. 8 개정)
- 2) 어촌·어항법 : 해양수산부 (2005. 5 개정)
- 3) 港灣の施設の技術上の基準同解説 (日本港灣協會, 1999)
- 4) 항만시설물 설계기준서 (해운항만청, 1993)

여 백

제 2 편

설계조건



여 백

제 2 편 설계조건

제 1 장 총 설

항만시설의 설계조건은 이 시설의 성격 및 시설에 주어진 상황에 따라 다음의 설계여건 중에서 적절하게 선정하고 이들의 자연조건, 이용상황, 시공조건, 부재의 특성, 이 시설에 대한 사회적 요청, 자연환경에의 영향 등을 고려하고 이 시설들이 안전하게 될 수 있도록 정한다.

- (1) 대상선박의 제원
- (2) 선박에 의하여 발생하는 외력
- (3) 바람과 풍압 등
- (4) 파고와 파력
- (5) 조석과 異常潮位
- (6) 흐름과 흐름의 힘
- (7) 부체에 작용하는 외력과 그의 동요
- (8) 하구수리 및 표사
- (9) 지반
- (10) 지진과 지진력
- (11) 지반의 液狀化
- (12) 토압 및 수압
- (13) 自重 및 재하하중
- (14) 마찰계수
- (15) 기타 필요한 설계조건

[해설]

설계조건 설정은 시설의 안전성, 기능의 확보, 경제성 등에 중요하게 영향을 미치므로 신중하게 처리하여야 한다. 여기서 열거하는 설계조건은 항만시설에 특유의 영향도가 큰 항목을 열거한 것이다.

설계조건은 일반적으로 조사 및 시험의 결과를 근거로 하여 정하는 것으로 이들을 적절하게 설정하려면 사전에 충분한 조사와 시험을 시행할 필요가 있고, 더욱이 조사 및 시험 방법과 그의 결과를 충분히 이해해 둘 필요가 있다.

또한 가설구조물에 대하여는 사용기간을 고려하여 설계조건을 결정하게 된다.

[참고]

항만시설의 설계에서는 위의 (1)~(15)항으로 나타낸 설계조건 외에 다음의 요소가 고려된다.

(1) 시설의 기능

시설의 기능은 한가지로 국한되지 않기 때문에 각각의 기능이 충분히 발휘될 수 있도록 배려할 필요가 있다. 예를 들면 방파제는 파도를 막는 기능만이 아니고 폭풍해일이나 지진해일의 세력을 감쇄하는 기능을 갖는다.

(2) 시설의 중요도

시설의 안정성 및 경제성을 고려하여 적절한 설계를 하려면 시설의 중요도를 고려할 필요가 있다. 중요도가 설계상에서 미치는 영향을 보면 설계조건이 되는 자연조건, 설계진도, 내용연수, 하중, 안전을 등이 있다.

또한, 중요도의 판정에 있어서는 다음 사항을 고려할 필요가 있다.

- ① 시설의 파손이 인명, 재산에 미치는 영향
- ② 시설의 파손이 사회, 경제에 미치는 영향
- ③ 시설의 파손이 다른 시설에 미치는 영향
- ④ 시설의 대체성

(3) 耐用年數

내용연수는 시설의 설계에서 구조나 재료를 결정할 때 고려함과 동시에 현존 시설의 개량 필요성 및 개량정도를 결정하는데 고려하는 경우가 있다. 내용연수에는 다음의 기능적인 것, 경제적인 것, 사회계획적인 것과 물리적인 것이 있다. 내용연수의 설정에서는 이들에 대하여 검토를 하고 적절한 결정을 하는 것이 바람직하다. 설계에 있어서 위의 내용으로부터 내용연수를 결정하는 경우 그의 내용연수에 적합한 구조, 재료를 선정할 필요가 있다. 이들로부터 결정이 되지 않는 경우에는 물리적으로 결정하는 내용연수를 결정한다.

① 기능적인 내용연수

선박의 대형화에 의한 박지의 수심이 부족한 것과 같이 시설의 기능에 불합리점이 생기고 그 시설을 사용할 수 없는 연수

② 경제적인 내용연수

무엇인가 개량을 하지 않으면 신 형식과 다른 시설과의 경제적인 경쟁에서 지는 상태의 연수

③ 사회계획적 내용연수

신규 계획보다 당초 목적인 기능이 불필요하거나 또는 별도의 기능을 요청할 때까지의 연수

④ 물리적인 내용연수

구조물을 구성하는 재료가 부식, 풍화 등의 작용을 받아 필요한 재료의 강도를 유지할 수 없는 연수

(4) 발생확률

내용연수에 밀접한 관계가 있는 항목에 발생확률이 있다. 이 발생확률(E_1)은 다음 식으로 구할 수 있고 발생확률의 計算 결과표는 표참(1-1)을 참조한다.

$$E_1 = 1 - (1 - 1/\overline{T}_1)^{L_1}$$

여기서, L_1 : 내용연수

\overline{T}_1 : 재현기간

發生確率이 갖는 의미에 대하여 생각해보면 예를 들어 연간 最大波를 쓴 수많은 종이를 箱子속에 넣고 그 중 내용연수 L_1 에 상당하는 枚數만큼 종이를 無作爲로 뽑고 그 종이 중 재현기간 \overline{T}_1 에 대한 파고보다 큰 파고가 있으면 「있음」이라 하고, 없으면 「없음」이라 하여 表示한다. N번 실시한 중에서 P번 「있음」이 있으면 내용연수 L_1 에 대한 再現期間 \overline{T}_1 의 파고의 發生確率은 P/N가 된다. N을 크게 하면 이것이 표참(1-1)에 표시한 어느 값에 접근한다. 예를 들면 耐用年數 30년의 구조물을 생각하고 내용연수와 같은 재현기간의 파고를 사용하여 설계하면 이 파고이상의 파고가 내용연수 30년의 사이에 1회 이상 來襲하는 확률은 표참(1-1)에서 $L_1 = 30$, $\overline{T}_1 = 30$ 이라 할 때의 交點의 값으로 0.638임을 알 수 있다. 바꾸어 말하면 큰 파고가 내습하는 확률은 내습하지 않는 확률보다 크다. 이에 대처하기 위해서는 재현기간을

60년 아니면 80년으로 하고 발생확률을 낮출 것을 생각하게 된다. 發生確率は 재현기간을 60년으로 하면 0.396, 80년으로 하면 0.314가 된다. 그러나 再現期間을 어느 정도로 잡느냐, 마지막으로 발생확률을 어느 정도까지 내리느냐는 구조물의 중요성, 경비 등의 많은 요소를 고려하여 결정할 필요가 있다. 또한 확률적으로 기술을 하면 設計波高보다 큰 파고가 내습할 때 구조물이 반드시 災害를 입지는 않는다. 즉, 發生確率は 구조물의 破壞確률을 나타내는 것만은 아니라는 것에도 주의할 필요가 있다.

표참(1-1) 耐用年數(L_1)과 再現期間(\bar{T}_1)에 대한 發生確率(E_1)

$L_1 \backslash \bar{T}_1$	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999	0.995	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568

$L_1 \backslash \bar{T}_1$	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

(5) 자연조건

자연조건으로는 시설구조의 결정에 직접 영향이 미치는 파고, 지진, 지형, 지반 등의 조건뿐만 아니라 수질, 저질, 생물, 대기 등의 조건 외에 지구온난화에 수반하는 해수면 상승도 고려대상이 된다.

(6) 재 료

재료는 작용하는 물리적 외력, 열화외력, 사용연수, 형상, 시공성, 경제성, 환경, 경관에 미치는 영향을 고려하여 算定할 필요가 있다.

또 품질을 보장하는 것도 중요하다.

근래에 와서 종전의 재료에 스테인레스, 티탄, 새로운 고무 등의 신 재료나 슬래그, 석탄회, 준설토사 등의 재생자원재료가 사용되고 있다.

(7) 설계법(안전율 등)

설계법은 구조물의 안전성을 판단하는 방식으로 분류하면 안전율을 사용하는 방법과 확률론에 근거한 지표를 사용하는 방법으로 대별된다. 안전율은 안전성을 정량적으로 표현하는 지표가 아니고 제 요소의 불확실성을 보충하기 위하여 경제적으로 정해진 성격을 갖는 것이다. 안전율은 표준적인 조건의 시점에서 경제적으로 충분히 안전하다고 생각되는 값을 나타낸 것이다.

條件에 따라서는 이들의 값을 내려도 좋겠으나 이런 경우 충분한 자료에 근거하여 신중한 판단을 하여 결정할 필요가 있다.

하중과 구조물의 耐力에 대한 確率分布를 적절히 가정할 수 있는 경우에는 안전율을 사용하지 않는 신뢰성 설계법 등을 사용할 수 있다. 종래의 안전율을 사용하는 설계법과는 다르고 신뢰성설계법에서는 구조물 파괴의 가능성을 정량적으로 파악하고 그것을 일정한 허용 값 이하로 마무리하는 것이 가능하다.

신뢰성 설계법 등에서는 안전계수나 안정성 지표 등을 사용하여 설계한다.

한계상태설계법은 형식적으로는 신뢰성설계법의 한 형식으로 분류할 수 있다.

(8) 施工方法

合理的인 설계를 하려면 施工方法을 충분히 고려할 필요가 있다.

(9) 시공정밀도

실제 시공정밀도에 대응한 설계를 할 필요가 있다. 시공정밀도에 대해서는 항만공사 표준시방서 등을 참고한다.

(10) 공 기

공기가 결정된 경우 그 공기 내에 준공이 되도록 시공방법과 같이 설계에서도 공기에 대한 고려를 할 필요가 있다.

(11) 건설비 등

건설비 중에는 초기투자비용과 유지관리비용이 있고 이들의 전체를 고려하여 검토하여야 한다. 투자효과의 조기 발현에 대하여도 배려할 필요가 있고, 안정성 확보를 전제로 하여 시설의 정비수준에 따라 시설의 공유를 고려한 설계방법도 있다. 여기서의 초기투자비용은 보상비가 포함된 것이다.

설계를 할 때 건설비가 구조형식, 시공방법 등에 따라 변화하므로 이 점을 충분히 고려하여 설계할 필요가 있다.

제 2 장 선 박

2-1 대상선박의 주요치수

대상선박의 주요치수는 다음의 방법으로부터 설정하는 것으로 한다.

- (1) 대상선박이 특정한 경우에 대하여는 특정선박의 주요치수
- (2) 대상선박이 특정하지 않은 경우에 대하여는 통계자료 등에 의하여 정하여진 적절한 주요치수

[참고]

- (1) 대상선박이란 항만시설에 사용하는 것으로 예정되는 선박 중 그의 톤수가 최대인 것을 규정하고 있다. 따라서 대상선박이 특정한 경우에는 그의 주요치수를 사용한다.
- (2) 공공항만시설과 같이 대상선박을 사전에 특정할 수 없을 경우에는 표참(2-1)을 참고하여 대상선박의 주요치수를 정할 수 있다. 표참(2-1)은 각 선종을 통용하는 톤수(총톤수 또는 재화중량톤수)를 대표로 나타낸다.
- (3) 표참(2-1)은 각기 단계적인 톤수에 있어 「대상선박을 특정할 수 없는 경우 선박의 주요치수」를 나타내지만 이것은 통계적인 해석 등으로 얻어진 값이고, 주로 각기의 톤수에 대한 커버율 75%의 값이다. 따라서 동일톤수일지라도 이 표참(2-1)의 값을 넘는 주요치수를 갖는 선박이 존재함과 동시에 그 반대로 대상선박으로 설정한 톤수이상에서도 표참(2-1)에 근거하여 설정한 주요치수보다 작은 주요치수를 갖는 선박이 있다.
- (4) 표참(2-1)을 구하기 위하여 사용한 데이터는 「Lloyd's Maritime Information '95.6」 및 「일본선박명세서'95」이다. 또 표참(2-1)에 있는 주요치수를 도참(2-1)로 나타낸다.
- (5) 페리의 주요치수는 항해거리 300km이상의 장거리 페리와 항해거리 300km이하의 중·단거리에서는 다른 특성이 있기 때문에 「장거리 페리」와 「중·단거리 페리」를 별도로 표시한다.
- (6) 일본선적(船籍) 여객선의 주요 값은 세계여객선과 다른 특성도 있기 때문에 별도로 표시했다.
- (7) 선박의 마스트높이는 동일종류, 동일톤수의 선박에 있어서도 약간 차이가 있기 때문에 항로를 횡단하는 교량 등의 설계에서는 대상선박의 마스트높이에 대한 분석을 하여야 한다.
- (8) 대상선박이 소형화물선이고 대상선박을 사전 특정할 수 없는 경우에는 표참(2-2)를 참고로 하여 주요치수를 설정할 수 있다. 역시 표참(2-2)의 값도 표참(2-1)과 같은 방법으로 구한 값이지만 소형선의 경우 주요치수의 분산이 크기 때문에 사용상 특히 주의가 필요하다.
- (9) 선박의 톤수
선박의 톤수에 대한 정의는 다음과 같다.
 - ① 총톤수(Gross Tonnage)
선박의 총톤수 측정에 관한 법률에서 규정된 선박의 밀폐구획의 용적톤수. 주로 국제항해에 종사하는 선박에 대하여 그 크기를 나타내기 위한 지표로 사용되는 국제총톤수가 있다.
 - ② 재화중량톤수(Dead Weight Tonnage)
적재한 화물의 최대중량을 톤 단위로 나타낸 수
 - ③ 배수톤수(Displacement Tonnage)
정지상태에서 떠있는 선체가 배제하는 물의 양에 대한 톤수
- (10) 대상선박에 상관관계를 적용할 수 있도록 재화중량톤수(DWT)를 대표 指標로 한 선종에 대해서는 총톤수(GT)와의 관계식을 아래에 제시한다.

즉, 이 식은 각 선종에 대한 표참(2-1)의 톤수의 범위 내에서 적용가능하다.

화물선 GT = 0.541DWT

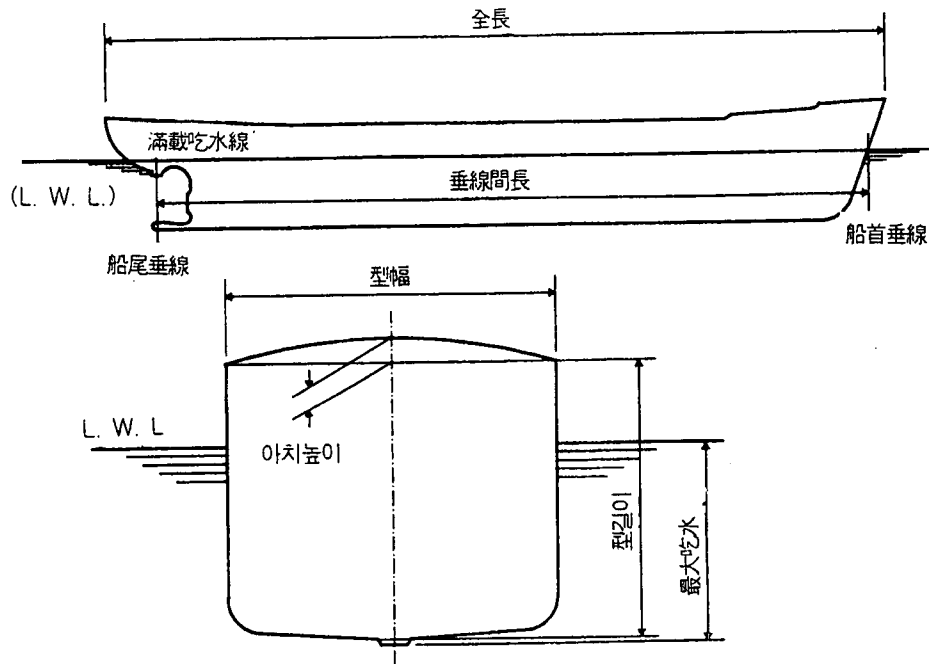
컨테이너선 GT = 0.880DWT

탱커 GT = 0.553DWT

롤온·롤오프선 GT = 0.808DWT

여기서, GT : 총톤수

DWT : 재화중량톤수



도참(2-1) 선박의 주요치수

표참(2-1) 대상선박의 일반적 주요치수

종류	톤수	전장 (L)	형폭 (B)	만재홀수 (d)	종류	톤수	전장 (L)	형폭 (B)	만재홀수 (d)	
화물선	(DWT)	(m)	(m)	(m)	여객선	일반여객선(GT)	(m)	(m)	(m)	
	1,000	67	10.9	3.9		2,000	83	15.6	4.0	
	2,000	83	13.1	4.9		4,000	107	18.5	4.9	
	3,000	94	14.6	5.6		7,000	130	21.2	5.7	
	5,000	109	16.8	6.5		10,000	147	23.2	6.6	
	10,000	137	19.9	8.2		20,000	188	27.5	6.6	
	12,000	144	21.0	8.6		30,000	217	30.4	6.6	
	18,000	161	23.6	9.6		세계의 여객선 (GT)	(m)	(m)	(m)	
	30,000	185	27.5	11.0			20,000	180	25.7	8.0
	40,000	200	29.9	11.8			30,000	207	28.4	8.0
	55,000	218	32.3	12.9		50,000	248	32.3	8.0	
	70,000	233	32.3	13.7		70,000	278	35.2	8.0	
	90,000	249	38.1	14.7						
	100,000	256	39.3	15.1						
	150,000	286	44.3	16.9						
컨테이너선	(DWT)				자동차 전용선	(GT)				
	30,000	218	30.2	11.1		500	70	11.8	3.8	
	40,000	244	32.3	12.2		1,500	94	15.7	5.0	
	50,000	266	32.3	13.0		3,000	114	18.8	5.8	
	60,000	286	36.5	13.8		5,000	130	21.5	6.6	
						12,000	165	27.0	8.0	
카페리선	중단거리(300km미만)				탱커	(DWT)				
	(GT)					1,000	61	10.2	4.0	
	400	50	11.8	3.0		2,000	76	12.6	4.9	
	700	63	13.5	3.4		3,000	87	14.3	5.5	
	1,000	72	14.7	3.7		5,000	102	16.8	6.4	
	2,500	104	18.3	4.6		10,000	127	20.8	7.9	
	5,000	136	21.6	5.3		15,000	144	23.6	8.9	
	10,000	148	23.0	5.7		20,000	158	25.8	9.6	
	장거리(300km이상)					30,000	180	29.2	10.9	
	(GT)					50,000	211	32.3	12.6	
	6,000	142	22.3	6.0		70,000	235	38.0	13.9	
	10,000	167	25.2	6.4		90,000	254	41.1	15.0	
	13,000	185	27.3	6.8		가스운반선	(GT)			
	16,000	192	28.2	6.8			1,000	70	11.7	5.0
20,000	192	28.2	6.8	2,000	87		14.3	5.9		
23,000	200	28.2	7.2	3,000	99		16.1	6.6		
(DWT)				5,000	117		18.6	7.5		
700	75	13.6	3.8	10,000	145		22.7	9.0		
1,500	97	16.4	4.7	15,000	165		25.5	10.2		
4,000	115	18.5	5.5	20,000	181		27.7	11.0		
6,000	134	20.7	6.3	30,000	206	31.2	12.0			
10,000	154	22.9	7.0	50,000	242	36.1	13.5			
	182	25.9	7.4							

표참(2-2) 대상선박을 특정할 수 없는 경우 소형화물선의 주요치수

재화중량톤수(DWT)	전장(L)	형폭(B)	만재흘수(d)
500톤	51m	9.0m	3.3m
700	57	9.5	3.4

표참(2-3) 어선의 표준선형

선종	톤수 (GT)	표 준 선 형 (m)						선석의 치수	
		길 이 (m)	폭 (m)	선 심 (m)	전 장 (m)	전 폭 (m)	만재흘수 (m)	선석길이 (m)	선석수심 (m)
어 선	1	6.5	1.8	0.7	6.7	1.8	0.4	-	-
	3	8.8	2.5	1.0	9.5	2.5	0.8	-	-
	5	10.0	2.6	1.3	10.8	2.6	1.0	-	-
	7	12.5	3.0	1.4	13.5	3.0	1.1	-	-
	10	13.0	3.6	1.5	15.0	3.6	1.2	-	-
	13	13.9	3.7	1.6	16.0	3.7	1.3	-	-
	15	15.2	3.8	1.8	18.0	3.8	1.4	-	-
	20	16.3	4.1	1.9	18.5	3.9	1.5	20	2.0
	30	18.5	4.7	2.0	21.5	4.35	1.6	25	2.5
	50	23.0	4.8	2.2	27.0	5.0	1.8	30	2.5
	60	25.0	5.0	2.3	28.7	5.2	2.0	35	2.5
	70	25.0	5.3	2.4	29.6	5.5	2.1	35	3.0
	100	28.3	5.6	2.75	32.0	5.6	2.5	40	3.0
	120	31.8	7.3	2.9	39.2	7.7	2.5	40	3.0
	200	32.5	7.5	3.3	40.5	8.0	2.9	45	4.0
300	41.3	7.7	3.6	47.9	8.2	3.2	55	4.0	
350	41.5	8.6	3.8	47.2	8.8	3.4	55	4.0	
420	49.0	8.6	4.0	55.1	8.8	3.4	65	4.0	
대 형 어 선	500	47.0	8.1	4.3	52.8	8.3	4.1	65	5.0
	750	56.2	9.5	5.1	61.2	9.7	4.6	75	5.5
	1,000	64.5	10.5	5.4	71.0	10.7	4.8	85	6.0
	10,000	150.0	20.5	12.0	162.0	20.7	10.0	175	10.5
	17,000	176.3	23.4	12.7	189.5	23.6	10.8	210	13.5

표참(2-4) 거대선 및 특수선 치수(예)

船 種	船 名	總噸數 (톤)	重量噸數 (톤)	全 長 (m)	型 幅 (m)	型 深 (m)	滿載吃水 (m)
油 槽 船	ORIENTAL GARNET	-	-	332.0	58.00	31.00	-
	오리엔탈루비	156,530	279,930	331.00	58.00	31.00	20.90
	현대 배너	151,592	281,199	331.58	58.00	30.30	20.60
	유공프린티어	142,367	255,346	322.00	56.00	29.50	14.00
	YUKONG PLANER	-	-	329.00	57.20	30.40	-
컨 테 이 너 船	CSCL ASIA	90,645	99,500	333.99	42.80	24.60	14.50
	한 진 런 던	66,500	-	279.00	40.00	-	14.00
	현대인디펜던스	64,054	68,250	275.00	40.00	24.20	14.00
	현대애드머럴	51,836	61,153	275.00	37.10	21.70	13.60
鑛石,石灰兼用船	현대자이언트	129,325	259,587	328.55	54.00	26.40	19.72
	마 리 골 드	110,779	207,250	309.06	50.00	25.70	11.00
L N G 船	YUKONG SOVEREIGN	103,764	125,000	274.00	47.20	26.50	14.00
	한 진 평 택	90,004	-	268.50	43.00	-	12.00
自動車專用船	TAMESIS	-	38,300	240.60	32.26	32.45	-
	그 레 이 스	55,680	21,421	199.98	32.36	32.09	10.00
	오 토 배 너	52,422	24,173	199.53	32.25	32.65	-
벌 크 船	글래드스톤	110,541	207,346	300.64	50.00	-	18.02
케미칼탱커	범 동	9,751	17,303	127.56	23.00	12.10	-
일반화물선	HALLA MOON	14,814	25,660	150.42	26.00	13.60	-

자료: 각 해운사

(11) 선박의 마스트 높이

선박의 마스트 높이는 표참(2-5)를 표준으로 한다.

표참(2-5) 선박의 마스트 높이

선형(총톤수)	수면에서의 마스트높이(공선시)	적 요
50톤이하	7~8 m	부선은 제외
50~500t	7~18	
500~1,000t	15~26	
1,000~5,000t	20~35	
5,000~10,000t	30~45	
10,000이상	30~50	
대형여객선	50~65	대형유조선포함

- 선박의 마스트 높이는 선박의 종류에 따라서 차가 크므로 항로를 횡단하는 교량이 있는 경우에는 그 항만을 출입하는 선박의 통계를 이용하여 적절히 정해야 한다. 만일 항로를 횡단하는 고압선이 있는 경우, 충분한 여유를 둔다.
- 마스트높이가 특히 높은 선박의 예는 표참(2-6)과 같다.

표참(2-6) 마스트 높이의 실예

선종	선명	톤수(톤)	선저로부터 마스트높이(m)	만재흘수(m)	경흘수(m)	공선시 수면에서 높이(m)
여객선	Queen Mary	81,237	72.3	11.6	9.3	63
	Cambernia	45,000	64.0	9.7	7.0	57
	Carornia	34,183	67.3	9.4	7.1	60
	Arcadia	26,665	56.9	9.1	7.0	50
	Iberia	29,614	56.9	9.1	6.8	50
	Orsova	28,790	51.2	9.4	6.8	44
	Orcades	28,396	57.6	9.1	7.0	51
화물선	Himalaya	27,955	56.7	9.1	7.0	50
	Oronsay	27,632	56.9	9.4	6.8	50
	Cheesan	24,261	59.4	8.8	6.6	50
	Neradamaru	10,193	40.5	9.4	2.5	38
유조선	Toryomarue	96,193	57.0	16.0	4.7	52
군함	Ranger	60,000	67.2	10.8		57
	Shangi La	33,000	74.1	9.7		65
범선	Nipponmaru	2,300 G	54.0	6.0		48
	Kaiomaru	2,300	54.0	6.0		48
작업선	200t해상크레인		직립시 67.0		2.0	65
			경사시 49.0			47

주 : 수면에서의 마스트높이는 트림(Trim), 진동 등에 의해서 다소 변동한다.

2-2 선박에 의하여 발생하는 외력

2-2-1 일반

접안시나 계류시 선박에 의한 계류시설에 작용하는 외력은 대상선박의 제원, 접안방법 및 접안속도, 계류시설의 구조, 계류방법, 계류시스템의 성질, 바람, 파도, 조류 등의 영향을 고려하고 적절한 방법을 사용하여 정한다.

[해설]

(1) 접안시나 계류시 선박으로 인한 계류시설에 작용하는 하중으로는

- ① 선박의 접안시 생기는 하중
- ② 계류선박의 동요에 의하여 생기는 하중을 생각한다.

일반적으로 계류시설의 설계에서는 접안시 선박의 접안력, 계류시에는 선박에 작용하는 파력, 풍압력 및

조류에 의한 유압력을 받아 동요하는 선박으로 인해 계류시설에 작용하는 충격력 및 견인력을 고려한다. 특히, 외해에 면하여 장주기파가 예상되는 항만의 계류시설이나 시버스 등의 외해부나 항 입구부에 시설된 계류시설 또는 항내에서 대피하는 선박이 이용하는 계류시설 등에서는 선박에 작용하는 파력의 영향이 크므로 그의 영향을 충분히 고려하여야 한다.

- (2) 선박으로 인해 계류시설에 작용하는 접안력은 선박의 접안에너지에 근거하여 방충공의 변위복원력 특성을 사용하여 계산하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 계류중 선박의 동요에 의하여 생기는 견인력이나 충격력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 조류에 의한 유압력, 계류시스템의 특성 등을 근거로 하여 동요계산을 하는 것을 원칙으로 한다.

[참고]

- (1) 계류시설의 기본설계에 있어서 선박하중이 지배적인 요소가 되는 경우는 일반적으로 적다. 그러나, 대형탱커나 대형광석선이 계류하는 시버스, 설계진도가 적은 경우의 잔교나 항내 대피용 계류시설 등의 설계에서는 선박하중이 지배적인 요소가 되므로 선박하중에 대해서 충분히 유의하여야 한다.
- (2) 일반적으로 방충공의 설계에는 선박의 접안력과 계류선박의 동요에 의한 충격력, 또 계선주의 설계에서는 선박에 작용하는 풍압력이 지배적인 요인이 된다.
 접안력이나 계류선박의 동요에 의한 충격력은 대상선박의 선형, 접안속도, 접안방법, 파의 제원, 방충공의 변위복원력 특성 등의 영향이 크며, 또한 풍압력은 대상선박의 선형 등의 영향이 크기 때문에 설계에 있어서는 대상선박의 제 조건, 파의 제원, 계류시설의 구조나 계류시스템의 특성 등을 충분히 조사할 필요가 있다.

2-2-2 선박의 접안시 발생하는 외력

[1] 접안에너지

선박의 접안에너지는 운동역학적 방법에 의해서 계산해야 하며, 다음 식에 의하여 계산한다.

$$E_f = \left(\frac{M_s V^2}{2}\right) C_e C_m C_s C_c \quad (2-1)$$

여기서, E_f : 선박의 접안에너지(KJ)
 M_s : 선박의 질량(t)
 V : 선박의 접안속도(m/s)
 C_e : 편심계수
 C_m : 가상질량 계수
 C_s : 유연성계수(표준은 1.0)
 C_c : 선석의 형상계수(표준은 1.0)

[해설]

선박의 접안에너지를 구하는 방법은 운동역학적방법외에 통계적방법, 수리모형실험에 의한 방법, 유체역학적 모델 등이 있으나 이들에 대해서는 설계에 필요한 데이터가 부족하거나 계산을 위한 여러 가지 정수가 충분히 밝혀지지 않았기 때문에 운동역학적인 방법을 일반적으로 사용한다.

[참고]

- (1) 선박의 운동에너지 E_s (단위 : kJ)는 선박이 횡접안으로 이동한다고 보면 $(M_s V^2)/2$ 과 같다.
선박이 돌핀, 방충재가 부착된 안벽 또는 방충판 등에 접안하는 경우, 방충재에 의하여 흡수되는 에너지를 고려한 값, 즉 선박의 접안에너지 $E_f = f \times E_s$ 가 된다.
여기서, $f = C_e \times C_m \times C_s \times C_c$ 이다.
- (2) 선박의 재화중량톤수(DWT), 또는 총톤수(GT)와 만재시의 배수량 (DT)와의 관계식으로 다음 식을 사용하여도 좋다.

화물선(1만톤이상)	$\log (DT) = 0.511 + 0.913 \log (DWT)$
화물선(1만톤미만)	$\log (DT) = 0.550 + 0.899 \log (DWT)$
컨테이너선	$\log (DT) = 0.365 + 0.953 \log (DWT)$
페리선(장거리)	$\log (DT) = 1.388 + 0.683 \log (GT)$
페리선(중·단거리)	$\log (DT) = 0.506 + 0.904 \log (GT)$
롤온·롤오프선	$\log (DT) = 0.657 + 0.909 \log (DWT)$
여객선(일반)	$\log (DT) = 0.026 + 0.981 \log (GT)$
여객선(국제)	$\log (DT) = 0.341 + 0.891 \log (GT)$
자동차전용선	$\log (DT) = 1.915 + 0.588 \log (GT)$
탱 커	$\log (DT) = 0.332 + 0.956 \log (DWT)$

여기서, DT : 선박의 만재시 배수량(t)

GT : 선박의 총톤수(GT)

DWT : 선박의 재화중량톤수(DWT)

- (3) 선박의 柔軟性계수(C_s)
선박의 유연성계수는 선박의 접안에너지에 대한 선박외판의 변형에 의해서 흡수되는 접안에너지의 비율이고 일반적으로 선박외판의 변형에 의해서 흡수되는 에너지는 적으므로 C_s 값은 1.0을 취한다.
- (4) 선석의 형상계수(C_c)
선석의 형상계수는 선박이 접안시 선박과 계류시설과의 사이에 있는 수괴(水塊)가 압축되어 완충효과를 나타내어 방충재에 의해서 흡수되는 에너지를 감소시키는 효과를 고려하여 결정할 필요가 있고, 이 현상은 접안각도, 선박외판의 형상, 언더 킬 클리어런스(Under Keel Clearance) 및 접안속도 등에 관계되는 것으로 생각되고 있으나 아직 해명되지 않는 부분이 많다.
 C_c 값은 1.0을 표준으로 하고 있다.

[2] 접안속도

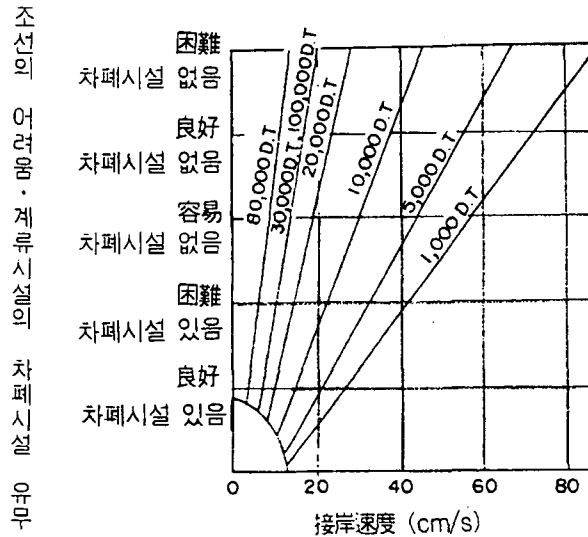
선박의 접안속도는 대상선박의 선형, 재화상태, 계류시설의 위치 및 구조, 기상 및 해상상황, 끝배의 유무, 크기 등을 고려하고, 실측치 또는 기왕의 접안속도 실측자료에 근거하여 정하여야 한다.

[참고]

- (1) 대형화물선과 초대형유조선(Tanker)의 접안상황을 보면, 계류시설에서 약간 떨어진 위치에 계류시설과 평행이 되도록 일단 정지한 후 수 척의 끝배로 천천히 밀면서 접안하며, 이때에도 접안돌핀(시설)에 설치된 속도계(Docking Sonar System)를 보면서 계류하기 때문에 10-15cm/s정도의 속도를 유지하도록 하며, 바람

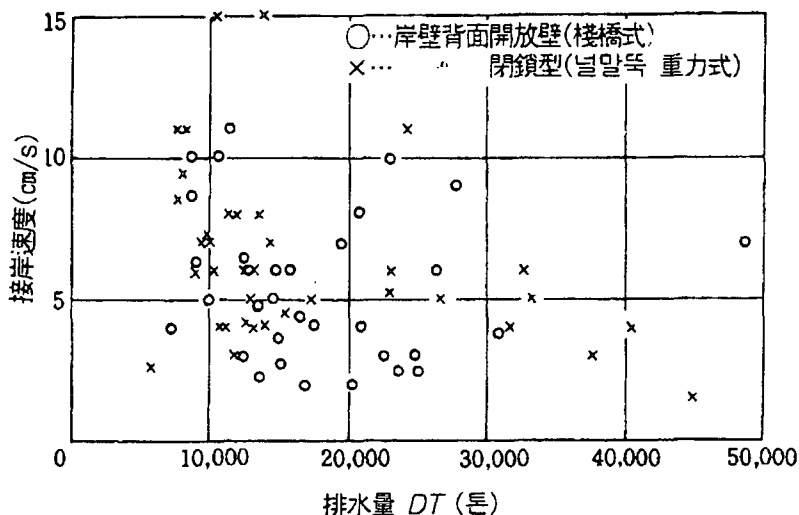
이 계류시설 방향 즉 접안방향으로 강하게 부는 경우, 끝배로 역방향으로 당기면서 접안하기도 한다.

- (2) 페리, 컨테이너선(주로 R₀/R₀선) 등의 특수선, 혹은 소형화물선 등은 끝배를 사용하지 않고 자력으로 접안하거나 선수 또는 선미에 램프(Ramp)가 있는 경우, 접안시설 범선에 평행으로 이동하는 등 이들의 접안방법에 따른 실측치를 근거하여 신중히 접안속도를 결정해야 한다.
- (3) 도참(2-2)는 경험적인 데이터에 의한 조선조건과 선박의 접안속도와의 관계를 표시한 것이며, 계류시설이 외해에 있을 때나 소형선에 대해서는 보다 큰 접안속도를 사용해야 함을 나타낸 것이다.

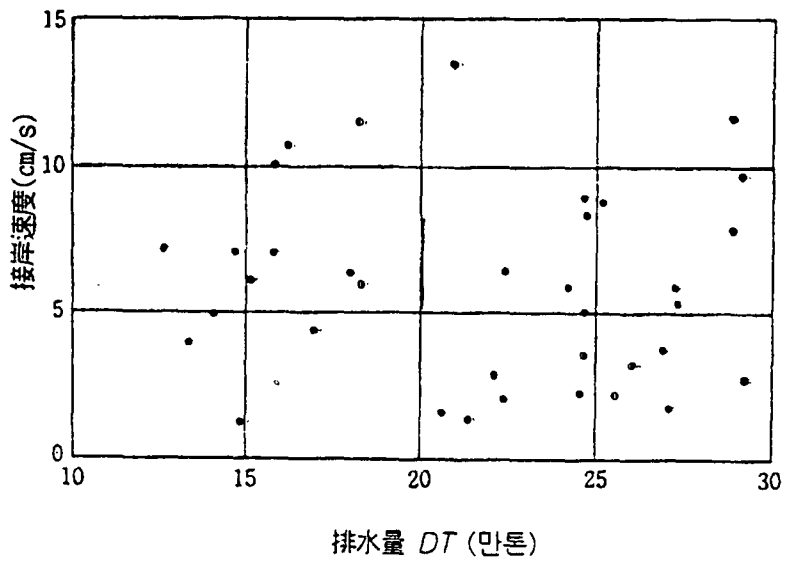


도참(2-2) 조선조건 및 선형과 접안속도와의 관계

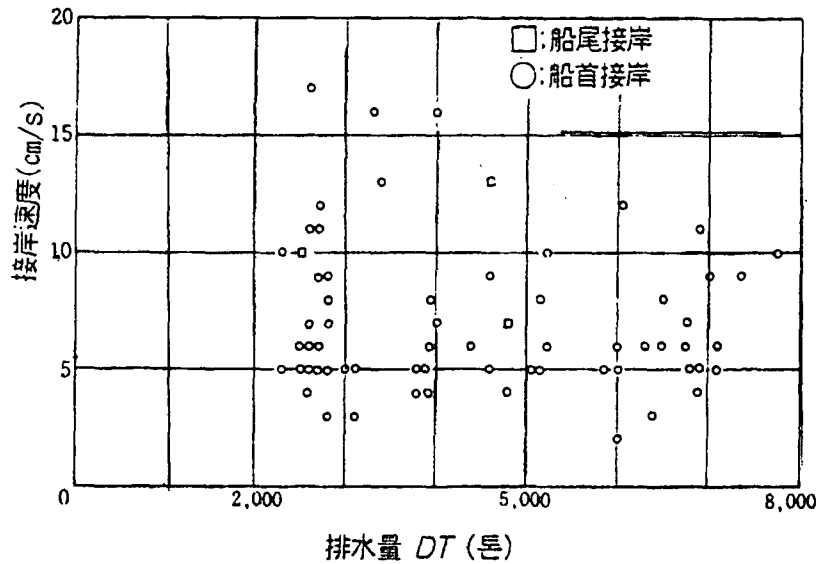
- (4) 접안속도에 관한 조사결과에 의하면 일반화물선에서는 거의가 10cm/s이하이며, 10cm/s를 넘는 것은 없다. (도참(2-3) 참조) 대형탱커의 접안속도도 10cm/s를 넘는 것이 별로 없으며, 자력으로 접안하는 페리는 10cm/s이하가 대부분의 경우지만, 15cm/s를 넘는 경우도 있으므로 페리부두 설계시 충분한 주의가 필요하다. 또한, 상기의 조사결과에 의하면 선박의 재하상태가 접안속도에 많은 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 즉, 만재상태에서 여유수심이 적으면 접안속도가 적고 반대로 輕貨 상태로 여유수심이 많으면 접안속도가 큰 경향이 있다.



도참(2-3) 일반화물선의 접안속도와 배수량



도참(2-4) 대형탱커의 접안속도와 배수량

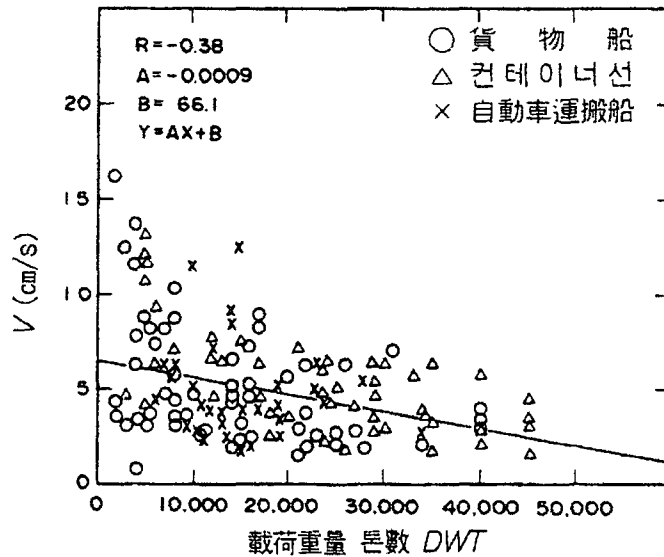


도참(2-5) 페리의 선축방향 접안속도와 배수량

화물선, 컨테이너선, 자동차 운반선 등 접안속도의 평균값은 조사통계에 의하면 표참(2-7)과 같다. 또 도참(2-6)은 재화중량톤수와 접안속도의 관계를 나타낸 것이다. 이 조사통계에서도 선형이 클 수록 접안속도가 적은 경향으로 나타난다. 또한 관측된 접안속도의 최대값은 10,000DWT 미만에서는 거의 15cm/s, 10,000DWT이상은 거의 10cm/s 이다.

표참(2-7) 선박의 재화중량톤수와 접안속도의 평균값

재화중량톤수 (DWT)	접안속도(cm/s)			
	화물선	컨테이너선	자동차운반선	전선박
1,000급	8.1	-	-	8.1
5,000급	6.7	7.8	-	7.2
10,000급	5.0	7.2	4.6	5.3
15,000급	4.5	4.9	4.7	4.6
30,000급	3.9	4.1	4.4	4.1
50,000급	3.5	3.4	-	3.4
전 선박	5.2	5.0	4.6	5.0



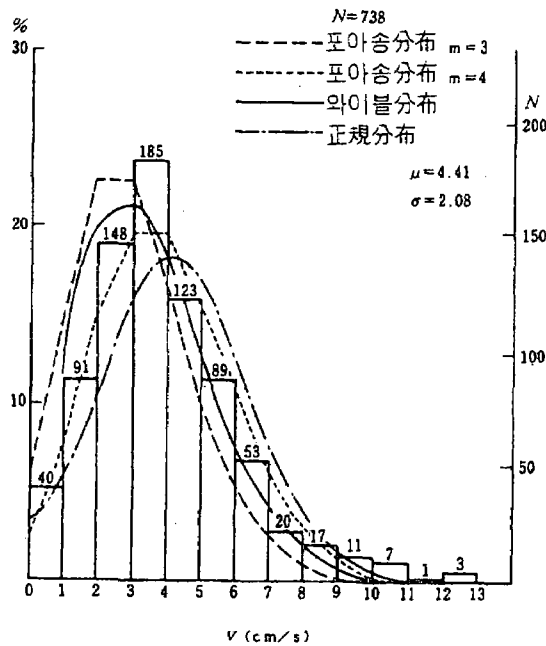
도참(2-6) 재화중량톤수와 접안속도의 관계

(5) 20만DWT급의 대형탱커용 돌핀에서 접안속도 실측기록을 보면 접안속도의 빈도분포(도참(2-7) 참조)에서 접안속도 실측값의 최대는 13cm/s이다. 이는 미초과확율(누적발생확율)로 99.6%에 해당된다. 같은 방법으로 평균값 μ 는 4.4cm/s, 표준편차 σ 는 2.08cm/s이다. 이로부터 와이블 분포에 준한 확률밀도 $f(V)$ 를 구하면 다음 식과 같다.

$$f(V) = \frac{V}{0.8} \exp(-V^{1.25})$$

여기서, V : 접안속도(cm/s)

또 접안속도의 1/1000 기대값을 구하면 14.5cm/s가 된다. 접안속도를 실측한 돌핀(또는 해양구조물(Sea Berth))의 설계접안속도는 15~20cm/s이다.



도참(2-7) 접안속도의 빈도분포

- (6) 소형화물선이나 어선 등의 소형선박은 접안시에 끝배를 사용하지 않고 자력으로 접안하기 때문에 대형선에 비하여 일반적으로 접안속도가 크고, 경우에 따라서는 30cm/s 이상이 되기도 하므로 주의를 요한다. 이 때문에 특히 소형선박의 접안속도는 실측값 등을 근거로 하여 신중하게 정할 필요가 있다.
- (7) 위와 같이 신중한 접안방법을 강구하지 않는 경우나 흐름이 작용하는 선석에서 중·소형 선박 등의 접안에 대해서는 표류속도를 고려하고 실측자료 등에 근거한 접안속도를 정할 필요가 있다.
- (8) 어선 등이 사용할 가능성이 있는 계류시설의 설계에서는 어항에서의 설계기준 및 실적에 근거하여 설계하는 것이 좋겠다.

[3] 偏心係數

편심계수는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2} \tag{2-2}$$

여기서, ℓ 및 r 은 각각 다음의 값으로 표시한다.

- ℓ : 선박의 접촉면으로부터 계류시설의 법선에 평행으로 관측한 당해선박의 중심까지 거리(m)
- r : 선박의 중심을 통하는 수직축 둘레의 회전반경(m)

[참 고]

- (1) 접안조선중의 선박은 선석법선과는 평행하지 않고 선박은 계류시설(방충공)과 접촉한 후 회전(Yawing)을 시작하고 롤링을 한다. 그 결과 운동에너지의 일부가 소모된다. 그러나 롤링에 의한 에너지의 소모는 요잉에 비해 적으므로 무시되며 식(2-2)는 회전(Yawing)에 의한 에너지 소모를 고려하고 있다.
- (2) r/L_{pp} 는 선박의 블록계수 C_b 와의 관계로 도참(2-8)에서 구할 수 있고, 근사적으로는 다음식을 사용하여도 좋다.

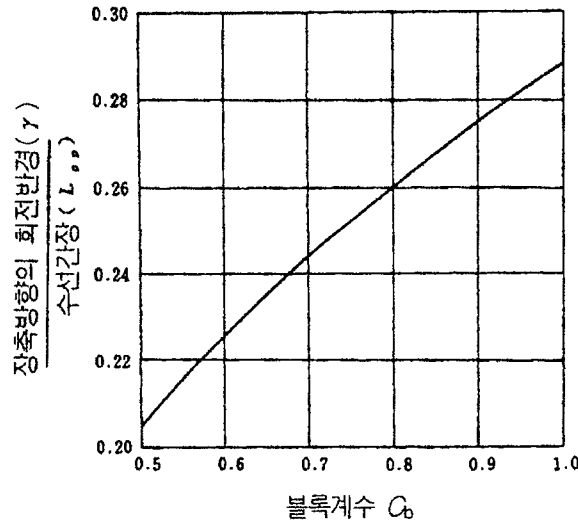
$$r = (0.19C_b + 0.11) L_{pp}$$

여기서, r : 회전반경(또는 環動半徑)으로 선박의 수직 축주변의 관성모멘트 I_z 와의 사이에서 $I_z = Ms \cdot r^2$ 의 관계

L_{pp} : 垂線間 길이(m)

C_b : 블록계수, $C_b = \nabla / (L_{pp} B d)$

[∇ : 선박의 배수부피(m^3), B : 형폭(m), d : 흘수(m)]



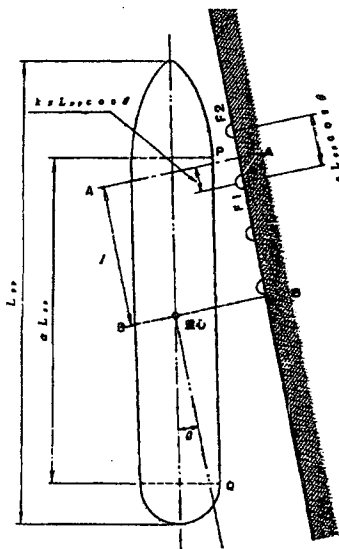
도참(2-8) 장축방향의 회전반경과 블록계수와의 관계(Myer, 1969)

(3) 선박이 P점에서 접안시설의 방충재 F_1 과 F_2 에 접촉할 때 계류시설에 평행하게 관측한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리 l 은 다음 2가지 식으로 구할 수 있다.

$$L_1 = \{0.5\alpha + e(1 - k)\} L_{pp} \cos \theta$$

$$L_2 = \{0.5\alpha - ek\} L_{pp} \cos \theta$$

여기서, L_1 : 선박이 방충재 F_1 에 접촉할 때의 계류시설에 평행하게 관측한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리



도참(2-9) 선박의 접안상황

L_2 : 선박이 방충재 F_2 에 접촉할 때의 계류시설에 평행하게 관측한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리

θ : 접안각도(설계조건에 주어진 값으로 통상 $0 \sim 10^\circ$ 정도가 많다)

e : 배의 장축방향에서 관측한 방충재 간격과 수선간 길이의 비

α : 방충재와 접촉점 높이에서 선박측면의 平行舷의 길이와 수선간 길이의 비(일반적으로 $1/2 \sim 1/3$ 이다)

k : 방충재 F_1 과 F_2 의 사이에서 선박과 접안시설이 가장 가까운 점을 표시하는 계수, $0 < k < 1$ 로서 일반적으로 $k = 0.5$ 정도이다.

[4] 假想質量係數

가상질량계수는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \times \frac{d}{B} \quad (2-3)$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} B d}$$

여기서, C_b : 블록계수
 ∇ : 선박의 배수부피(m³)
 L_{pp} : 수선간 길이(m)
 B : 형폭(m)
 d : 만재흘수(m)

[참 고]

- (1) 선박의 접안시에는 선박의 질량(M_s)과 선박주변 수괴의 질량(M_w)이 동시에 감소된다. 따라서 수괴의 질량에 의한 관성력이 선박에 부가된다. 이로 인한 가상질량 계수는 다음 식으로 구한다.

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s}$$

여기서, C_m : 가상질량계수
 M_s : 선박의 질량(선박의 배수량/중력가속도)
 M_w : 선박주변의 수괴질량(부가질량) (t)

- (2) 수선간 길이(L_{pp}), 형폭(B), 만재흘수(d)는 대상선박의 치수를 사용하는 것이 원칙이지만 표준선형으로 사용할 경우 표준선형표를 사용할 수 있다. 또한 선박의 주요치수에 관한 형폭, 만재흘수의 回歸式이 제안되어 있고 이를 참고로 할 수 있다. 또한, 재화중량톤수(DWT)와 총톤수(GT)와 수선간 길이 관계식은 다음과 같다.

화물선(1만톤미만)	$\log (L_{pp}) = 0.867 + 0.310 \log (DWT)$
화물선(1만톤이상)	$\log (L_{pp}) = 0.964 + 0.285 \log (DWT)$
컨테이너선	$\log (L_{pp}) = 0.516 + 0.401 \log (DWT)$
페리(장거리 1만3천톤이하)	$\log (L_{pp}) = \log (94.6 + 0.00596) (GT)$
페리(중단거리 6천톤이하)	$\log (L_{pp}) = 0.163 + 0.401 \log (GT)$
Ro - Ro선	$\log (L_{pp}) = 0.840 + 0.349 \log (DWT)$
여객선(일반)	$\log (L_{pp}) = 0.679 + 0.359 \log (GT)$
여객선(국제)	$\log (L_{pp}) = 0.787 + 0.330 \log (GT)$
자동차전용선	$\log (L_{pp}) = 1.046 + 0.280 \log (GT)$
탱 커	$\log (L_{pp}) = 0.793 + 0.322 \log (DWT)$

2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력

[1] 계류선박의 동요

계류선박의 동요에 의하여 발생하는 외력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 물의 흐름에 의한 유압력 등을 적절히 설정하고 동요계산을 하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

- (1) 외해나 항 입구 부근에 시설된 계류시설, 장주기파의 침입이 예상되는 항만의 계류시설에 계류된 선박 또는 황천시에 계류하는 선박에 대하여는 파도와 바람, 흐름 등에 의한 하중의 작용을 받아 선박이 동요하게 된다. 계류선박의 동요에 의한 운동에너지가 접안에너지를 초과하는 경우가 있어 이 때문에 계선주 또는 방충재의 설계시 계류선박의 동요에 의한 견인력 또는 충격력을 고려하는 것이 바람직하다.
- (2) 계류선박의 동요에 의하여 발생하는 외력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 흐름에 의한 유압력, 계류시스템의 특성을 근거로 동요계산을 하는 것을 원칙으로 하고 있다.

[참고]

- (1) 계류선박의 동요는 하중의 불규칙성, 계류시스템의 변위복원력 특성의 비선형성을 고려하여 수치모형실험 등에 의하여 구하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 대형탱커와 같이 블록계수가 0.7~0.8인 선박에서는 선체를 타원주체로 보고 근사적으로 파력을 구할 수 있다.
- (3) 작업선과 같이 상자형 단면형상일 때에는 선체를 구형단면 부체 또는 직사각 부체로 보고 파력을 구할 수 있다.

[2] 선박에 작용하는 파력

계류선박에 작용하는 파력은 선형이나 파의 제원을 고려하여 적절한 방법으로 계산한다.

[해설]

계류선박에 작용하는 파력은 스트립법, 特異點分布法, 境界要素法, 有限要素法중 적절한 방법을 사용하지만 선박에서는 스트립법을 가장 많이 사용한다.

[참고]

- (1) 스트립법에 의한 파력
 - ① 선체에 작용하는 규칙적인 파력
선체에 작용하는 파력은 프루드 크릴로프의 힘(Froude-Kriloff force)과 선체에 의한 회절파력의 힘(Diffraction force)의 합으로 된다.
 - ② 프루드 크릴로프의 힘
선체를 통과하는 파에 의한 힘으로 입사파의 힘과 접안시설에 의한 반사파에 의한 힘의 합으로 된다.
 - ③ 반사파의 힘
선박에 의한 반사파의 힘은 입사파가 선체에 의해 분산될 때의 압력의 변화로 인해 발생하는 힘으로 이

압력의 변화를 상대적으로 선체를 운동하게 하여 라디에이션의 유체력(Radiation Force), 靜止流体 속을 선박이 어느 정도의 속도로 운동할 때의 造波抵抗力으로 바꾸어 추정할 수 있다. 이때의 선박의 속도는 선체단면과 입사파의 물입자와의 상대속도가 같다고 가정하고 이 속도를 等價相對速度라 부른다.

④ 선체 전체에 작용하는 힘

선체단면에 작용하는 프루드 크릴로프의 힘과 반사파의 힘을 선박의 장축방향에 따라

$x = -L_{PP}/2$ 부터 $x = L_{PP}/2$ 까지 積分하여 선체전체에 파력을 구할 수 있다.

(2) 회절파이론에 의한 파력

선박이 블록계수 $C_b : 0.7 \sim 0.8$ 정도이고 배후에 반사구조물이 없고 선박의 동요가 작다고 보아질 때에는 선박을 타원주체로 가정하고 회절파 이론을 근거로 한 식에 의한 파력을 계산할 수 있다.

2-2-4 선박에 작용하는 풍하중

계류선박에 작용하는 풍하중은 적절한 산정식으로 계산한다.

[해설]

풍속의 시간적 변동성, 선체의 단면 형상에 따라 풍항력계수의 특성을 배려하여 구하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 선박에 작용하는 풍하중은 x, y방향의 풍항력계수 C_x , C_y 와 선박중심축 회전의 풍압모멘트계수 C_M 을 써서 다음 식으로 구한다.

$$R_x = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_r C_x$$

$$R_y = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_L C_y$$

$$R_M = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_L L_{pp} C_M$$

여기서, C_x : x방향(선체정면방향)의 풍항력 계수

C_y : y방향(선체측면방향)의 풍항력 계수

C_M : 미드십선회의 풍압모멘트 계수

R_x : 풍하중 합력의 x방향성분(kN)

R_y : 풍하중 합력의 y방향성분(kN)

R_M : 풍하중 합력의 선박중심축 회전 모멘트(kN·m)

ρ_a : 공기의 밀도, $\rho_a = 1.23 \times 10^{-3} (t/m^3)$

U : 풍속(m/s)

A_r : 수면상 선체 정면 투영면적(m^2)

A_L : 수면상 선체 측면 투영면적(m^2)

L_{pp} : 수선간 길이(m)

- (2) 풍압계수 C_x , C_y , C_M 은 특정선박에 대한 風洞實驗이나 水槽에서의 실험에서 구하는 것이 바람직하다. 이와 같은 실험은 시간, 비용 등이 들기 때문에 기왕의 풍동실험이나 수조에서의 실험결과를 근거하여 풍

항력계수의 계산식을 사용하여 구할 수 있다.

- (3) 풍속(U)는 최대풍속(10분간 평균 풍속)을 사용한다.
- (4) 수면상의 선체 정면 투영면적과 수면상 선체 측면 투영면적은 대상선박의 치수를 사용하는 것이 바람직하다. 표준선형에 대해서는 회귀식을 참고로 사용하여 구할 수 있다.
- (5) 풍속은 시간이나 공간적으로 변동하므로 계류 선박의 동요 해석에서는 풍속은 變動風으로 하고 시간적인 변동풍속의 스펙트럼은 더번포트(Davenport)나 히노(日野)가 제시한 주파수 스펙트럼은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$fS_u(f) = 4K_r U_{10}^2 \frac{X^2}{(1+X^2)^{4/3}}$$

$$X = 1200f / U_{10}$$

$$S_u(f) = 2.856 \frac{K_r U_{10}^2}{\beta} \left\{ 1 + \left(\frac{f}{\beta} \right)^2 \right\}^{-5/6}$$

$$\beta = 1.169 \times 10^{-3} \left(\frac{U_{10} \alpha}{\sqrt{K_r}} \right) \left(\frac{z}{10} \right)^{2m-1}$$

여기서, $S_u(f)$: 주파수 스펙트럼(m²/s)

U_{10} : 기준 높이 10m에서의 평균풍속(m/s)

K_r : 기준 높이의 풍속으로 정의한 표면 마찰계수로 해상에서는 $K_r = 0.003$ 이 적당하다.

α : 풍속의 수직분포를 지켜야 할 법칙으로 표시한 때의 지켜야 할 지수 [$U \propto (z/10)^\alpha$]

z : 지표면 또는 수면상의 높이(m)

m : 대기의 안정도에 관한 수정계수, 폭풍우에 대하여서는 $m = 2$ 이다.

2-2-5 선박에 작용하는 조류에 의한 유체압력

선박에 작용하는 흐름에 의한 유체압력은 적절한 산정식을 사용하여 정한다.

[참 고]

- (1) 선수 방향에서 흐름에 의한 유체압력

선수 방향에서 흐름과 선박 사이에서 발생하는 유체압력은 다음 식으로 계산된다.

$$R_f = 0.0014 S V^2$$

여기서, R_f : 유체압력(kN)

S : 침수면적(m²)

V : 유속(m/s)

- (2) 선측 방향에서 흐름에 의한 유체압력

선측 방향에서 흐름에 의한 유체압력은 다음 식으로 계산된다.

$$R = 0.5\rho_o CV^2 B$$

여기서, R : 유체압력(kN)

ρ_o : 해수의 밀도(t/m³), (표준값 : $\rho_o = 1.03$ t/m³)

C : 유압계수

V : 유속(m/s)

B : 흡수선 밑의 선체 측면 투영면적(m²)

(3) 조류에 의한 유체압력은 마찰저항과 압력저항으로 나누어진다.

선수 방향에서 흐름에 대한 저항은 대부분 마찰저항이다. 측면에서 흐름에 대해서는 대부분이 압력저항으로 생각할 수 있다. 그러나 양자를 엄밀하게 구분하기란 어렵다. 다음 식은 프루드(R. E. Froude)식에 $\rho_w = 1.03$, $t = 15^\circ\text{C}$, $\lambda = 0.14$ 를 대입한 것을 간략화 한 것이다.

$$R_f = \rho_w g \lambda \{1 + 0.0043(15 - t)\} S V^{1.825}$$

여기서, R_f : 유체압력(N)

ρ_w : 해수의 비중, (표준값 : $\rho_w = 1.03$)

g : 중력 가속도(m/s²)

t : 온도(°C)

S : 침수면적(m²)

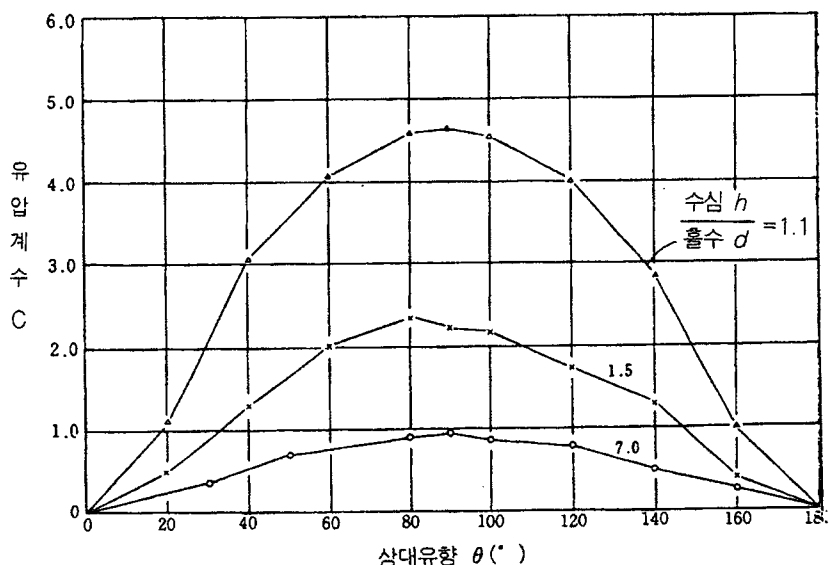
V : 유속(m/s)

λ : 계수, 선박의 전장(全長) 30m일 경우 $\lambda : 0.14741$

선박의 전장(全長) 250m일 경우 $\lambda : 0.13783$

(4) 유압계수 C 는 선박의 흐름의 相對流向 θ 에 따라 변화하지만 도참(2-10)에서 구한 값을 참고로 할 수 있다.

(5) 침수면적 S , 흡수면하의 선체 측면 투영면적 B 는 통계 해석에서 구해진 回歸式에 의한 값을 사용하여도 된다.



도참(2-10) 유압계수 C

2-2-6 계류시스템의 특성

계류시스템의 동요 계산시에는 계류삭이나 방충재 등의 계류시스템의 변위복원력 특성을 적절하게 모델(model)화 한다.

[해설]

계류삭이나 방충재 등의 변위 복원력 특성은 일반적으로 비선형 특성이 있다.
 또한 방충재의 변위 복원력 특성에 대해서는 히스테리시스를 갖는 경우도 있으므로 이를 적절히 모델화하여 동요계산을 하는 것이 바람직하다.

2-2-7 계선주에 작용하는 힘

계선주에 작용하는 선박의 견인력은 표(2-1)의 값을 표준으로 한다.
 직주에 있어서는 아래 표의 값을 규정한 선박의 견인력이 수평방향으로 작용하고, 그 반(1/2)의 견인력이 수직방향으로 동시에 작용하는 것을 표준으로 한다.
 곡주에서는 아래 표의 값을 규정한 선박의 견인력이 모든 방향에 작용하는 것을 표준으로 하고 있다.

표(2-1) 선박의 견인력

선박의 총톤수(톤)		직주에 작용하는 견인력(kN, {t})	곡주에 작용하는 견인력(kN, {t})
200톤 이상	500톤 이하	150 {15}	150 {15}
500 "	1,000 "	250 {25}	250 {25}
1,000 "	2,000 "	350 {35}	250 {25}
2,000 "	3,000 "	350 {35}	350 {35}
3,000 "	5,000 "	500 {50}	350 {35}
5,000 "	10,000 "	700 {70}	500 {50}
10,000 "	20,000 "	1,000 {100}	700 {70}
20,000 "	50,000 "	1,500 {150}	1,000 {100}
50,000 "	100,000 "	2,000 {200}	1,000 {100}

[해설]

직주는 폭풍시에 선박을 계류하기 위한 선석 양단 부근의 계류시설 또는 그 부근의 법선으로부터 떨어지게 설치하는 계선주이다. 또 곡주는 평상시에 선박을 계류 또는 이접안하기 위한 계류시설로 법선 가까이에 설치하는 계선주이다.

[참고]

- (1) 계선주에 작용하는 견인력은 계류삭의 절단하중, 계류시설이 설치되는 지점의 기상·해상조건, 선박의 제원 등을 근거로 하여 필요에 따라 접안중의 선박에 의한 힘, 계류중의 선박의 풍압력, 동요에 의한 힘을

고려하여 계산하는 것이 바람직하다.

- (2) 선박의 총톤수가 5,000톤을 넘는 경우 선석이 일정한 계류시설의 중간부에 스프링을 걸기위한 계선주에서 계류삭이 2줄 이상 필요치 않을 경우에는 곡주에 작용하는 견인력은 표(2-1)에 표시된 값의 반으로 한다.
- (3) 표(2-1)의 총톤수가 200톤 이하 또는 10만톤을 넘는 선박의 견인력이나 악천후시에도 선박을 계류하는 계류시설 및 외해 등 기상·해상조건의 영향을 받는 수역에 설치하는 계류시설에 작용하는 견인력은 기상·해상조건, 계류시설의 구조, 기왕의 견인력 실측자료 등을 감안하여 정한다.
- (4) 직주에 작용하는 견인력은 직주가 안벽 법선에서 선박 폭만큼 후방에 또는 브레스트라인(Breast Line)이 선축과 45°의 방향으로 당겨지는 것으로 하고, 25~30m/s의 풍속에도 輕貨상태의 선박이 안전하게 계류할 수 있도록 선박에 작용하는 풍압력으로 구하는 것이다. 견인력은 계류삭 1~2줄의 절단강도에 상당한다. 또한 1,000GT이하의 소형선에 대해서는 35m/s의 풍속을 견딜 수 있는 견인력으로 되어 있다.
곡주에 작용하는 견인력은 船首尾가 선축과 25°이상의 방향에서 당기는 것으로 하고 경화시에 대해서도 곡주가 15m/s의 풍속까지 계류할 수 있도록 선박에 작용하는 풍압력에서 구한 것이다. 이는 5,000GT이하의 선박에 대한 계류체인 1줄의 절단강도, 5,000GT를 넘는 경우에는 계류삭 2줄의 절단강도에 상당한다.
선석이 정해진 선석의 중간부에 설치하는 스프링용 곡주에 대한 견인력은 계류삭 1줄의 절단강도에 상당한다. 다만, 합성섬유삭에 관한 규정은 나일론삭, 비니론삭 B종은 사용실적이 적고 내마모성이 작은 이유로 소요의 안전율을 크게 잡고 있어 소요지름이 크고 절단하중도 크다. 따라서 나일론이나 비니론삭 B종을 사용하는 경우에는 상기 (3)항의 규정은 적용되지 않는다.
이상과 같이 견인력의 산정은 풍압력 외에 선축방향에 2노트, 선축 직각방향에 0.6노트의 유속이 고려되어 있다.
- (5) 200GT이하 소형선의 견인력은 선박의 종류, 접안상황, 계류시설의 구조 등을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다. 즉 실제의 설계에서는 200GT 이하의 경우 직주에 작용하는 견인력은 150kN, 곡주에 작용하는 견인력은 50kN을 표준으로 하고 있다.
- (6) 페리, 컨테이너선, 여객선 등의 견인력 산정은 바람의 수압면적(受壓面積)이 크기 때문에 상기 표(2-1)를 사용할 때 주의를 요한다.
- (7) 어선의 견인력은 표참(2-8)을 참조한다.

표참(2-8) 어선의 견인력

단위 : kN, {t}

어선 총톤 수	견인력(계선주 1기당)
10 ton 미만	10 {1.0}
10 ton 이상 ~ 50 ton 미만	30 {3.0}
50 ton 이상 ~ 100 ton 미만	50 {5.0}
100 ton 이상 ~ 200 ton 미만	70 {7.0}
200 ton 이상 ~ 500 ton 미만	150 {15.0}
500 ton 이상 ~ 1,000 ton 미만	250 {25.0}

주 : 황천 시의 계선주(환) 1기에 작용하는 견인력은 어선의 계류 척수 등을 고려하여 정한다.

제 3 장 바람과 풍압력

3-1 일반

항만시설의 계획 및 설계에 있어서는 기상의 요소인 바람, 기압, 안개, 강우, 강설, 기온, 기타를 고려하여야 한다.

[해설]

기상요소가 항만에 미치는 영향은 아래와 같다.

- (1) 기압과 기압분포는 바람 또는 폭풍해일 발생의 지배적 요인이 된다.
- (2) 바람은 파도 및 고조 발생의 요인이 되고 항구의 위치, 방향, 방파제의 방향 등의 결정에 영향을 준다. 또 항만시설 및 계류중의 선박에 풍압이 작용하며, 하역시나 기타 항만에서의 여러 가지 작업을 저해하는 요인으로 작용한다.
- (3) 강우는 항만내의 배수시설 용량 결정에 주 요인이 될 뿐 아니라 하역작업 등 여러 가지 작업의 저해요인이 된다.
- (4) 안개는 선박의 항행 및 입출항에 지장을 주어 항만의 이용도를 저해시키는 요인이 된다.
- (5) 적설은 항만시설의 적재하중에 영향을 미친다.
- (6) 기온은 구조부재의 응력분포에 영향을 미치며, 온도응력을 발생시킬 수 있다.

[참고]

- (1) 태풍에 의한 고조나 파랑발생의 계산은 태풍권내의 기압 실측치에 따라 후지다(藤田)의 식 또는 마이어스(Myers)식의 定數를 결정하고 기압분포를 가정하는 수가 많다.

$$p = p_{\infty} - \frac{\Delta p}{\sqrt{1 + \left(\frac{r}{r_0}\right)^2}} \quad (\text{후지다식}) \quad (\text{참3-1})$$

$$p = p_c + \Delta \exp\left(-\frac{r}{r_0}\right) \quad (\text{마이어스식}) \quad (\text{참3-2})$$

여기서, p : 태풍 중심에서부터의 거리 r 점의 기압(hPa(mb))
 r : 태풍 중심에서부터의 거리(km)
 p_c : 태풍 중심의 기압(hPa(mb))
 r_0 : 태풍 중심에서부터 대략 최대 풍속점까지의 거리(km)
 Δp : 태풍 중심에서 기압의 깊이(hPa(mb)), $\Delta p = p_{\infty} - p_c$
 p_{∞} : $r \rightarrow \infty$ 의 기압(hPa(mb)), $p_{\infty} = p_c + \Delta p$

일반적으로 태풍의 규모는 시간적으로 변동하므로 r_0 , Δp 는 시간의 함수로서 구하지 않으면 안된다.

- (2) 강우는 일반적으로 단기간에 강우량이 집중하는 뇌우(雷雨)와 태풍으로 대표되는 계속시간이 긴 강우로 나누어진다. 배수시설의 설계는 순간적인 유출량이 큰 경우와 유출시간이 긴 경우에 대한 강우강도를 결정하여야 한다. 뇌우 등 강우강도가 문제가 되는 하수도계획 등에는 샤먼식이나 탈포드식(Talbot)이 사용된다.

$$R = \frac{a}{t^n} \quad (\text{샤먼식}) \quad (\text{참3-3})$$

$$R = \frac{a}{t+b} \quad (\text{탈포드식}) \quad (\text{참3-4})$$

여기서, R : 강우 강도(mm/h)
 t : 강우 지속시간(min)
 a, b, n : 정수

최대 강우량과 강우기간과의 관계는 $P = aT^n$ 으로 나타낼 수 있다.

최근에는 강우의 종류나 지형을 고려한 실험식이 제안되어 있다. 통상 관측되고 있는 1시간 강우량에서 1시간 이하의 스케일로 강우강도를 구하는 식이다.

$$R = 7.7R_o T^{0.5} \quad (\text{참3-5})$$

여기서, R_o : 1시간 측정된 강우강도(mm/h)
 N 년 확률로 60분 우량이 있을 때에는 이를 사용한다.
 T : 구하고자 하는 1시간이하의 시간스케일(min)
 R : 구하고자 하는 시간스케일의 강우강도(mm/h)

태풍과 같이 전체우량이 많을 때나 산에서 육역으로 강우유출이 문제가 되는 경우는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$P = 83D^{0.33} \quad (\text{참3-6})$$

여기서, P : 최대강우량(mm)
 D : 강우시간(h)

- (3) 부정정 구조물의 설계에서는 온도변화가 발생하는 온도응력의 영향을 고려하여야 한다. 일반적으로는 구조물에 일정한 온도의 승강이 있다고 보고 온도의 승강은 연평균기온과 월평균기온의 최고와 최저의 차에서 구하고 있으나 일반적으로 $(\pm)15^\circ\text{C}$ 가 적당하다. 다만, 연간의 기온차가 큰 지점에서는 이에 대한 배려가 필요하다. 또한 부분적으로 온도가 다른 구조물은 그 영향을 고려하여야 한다.

3-2 바람

파고 등의 추정에 사용하는 바람이나 항만시설에 외력으로 작용하는 바람은 다음 방법으로 결정하는 것을 표준으로 한다.

- (1) 파고의 추정이나 고조의 추정에 쓰이는 풍속, 풍향은 바람의 실측값 또는 경도풍 등의 계산 값에 높이 등의 필요한 보정을 하여 계산한다.
- (2) 항만시설에 작용하는 풍속은 당해시설 및 구조물의 특성 등에 따라 적절한 기간의 통계자료를 근거로 하여 결정한다.

[참고]

(1) 경도풍

- ① 경도풍의 풍속은 氣壓傾度, 等壓線의 곡률반경, 위도, 공기밀도의 함수로서 다음 식으로 계산한다.

$$V_g = r\omega \sin\theta \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\partial p / \partial r}{\rho_a r \omega^2 \sin^2 \theta}} \right) \quad (\text{참3-7})$$

여기서, V_g : 경도풍속(cm/s), 고기압성의 경우 식(참3-7)은 (-)가 되므로 절대값을 취한다.

$\frac{\partial p}{\partial r}$: 기압경도(저기압성은 (+), 고기압성은 (-)로 한다.) ($\text{g/cm}^2/\text{s}^2$)

r : 등기압선의 곡률반경(cm)

ω : 지구자전의 각속도(角速度 : 1/s), $\omega=7.29 \times 10^{-5}/\text{s}$

θ : 위도($^\circ$)

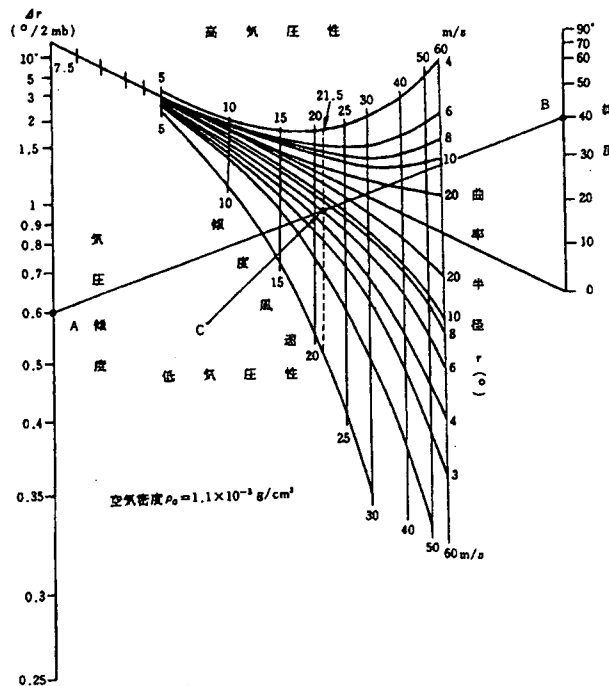
ρ_a : 공기의 밀도(g/cm^3)

위도 1° 상당에 해당하는 거리는 약 $1.11 \times 10^7 \text{cm}$, 기압 1hPa 는 10^3g/cm^2 임

② 곡률반경이 무한대(등압선이 직선이 됨)인 경우 경도풍을 특히 지형풍(地衡風)이라 부르며, 그 풍속은 $V = (\partial p / \partial r) / (2\rho_a \omega \sin\theta)$ 가 된다.

③ 경도풍의 산정은 도참(3-1)의 경도풍산정 노모그래프(nomograph)를 이용하면 편리하다. 이는 $\rho_a = 1.1 \times 10^3 \text{g/cm}^3$ 을 가정한 것이다.

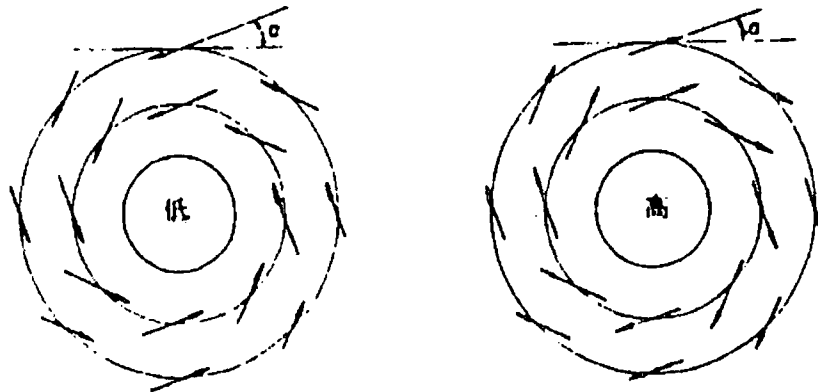
사용예를 설명하면, 위도 40° 지점의 $2h\rho_a$ 등압선 간격(기압경도)이 위도로서 0.6° 등압선 곡률반경이 6° 의 경우(저기압성으로 한다)는 A점과 B점을 직선으로 연결하여 곡률반경 $r=6^\circ$ 의 곡선과 교차되는 C를 구하고 세로선의 눈금을 읽으면 경도풍속은 약 21.5m/s 를 구할 수 있다.



도참(3-1) 경도풍 산정 노모그래프(nomograph)

(2) 실제 해상에서의 풍속은 일반적으로 경도풍의 계산식보다 값이 적다. 또 경도풍의 풍향은 이론적으로는 등압선에 평행하지만 실제로는 도참(3-2)와 같이 등압선에 대한 어느 각도 α 방향(cross isobar angle)으로 분다.

지구의 북반구에서는 그 중심을 향하여 왼쪽방향으로 불고, 고기압의 중심에서는 오른쪽방향으로 분다.



도참(3-2) 저기압 및 고기압에서의 바람부는 방향(북반구)

경도풍과 해상풍의 관계는 위도에 따라 다르며 평균적으로 표참(3-1)과 같다.

표참(3-1) 경도풍과 해상풍의 관계(위도별)

위 도	10°	20°	30°	40°	50°
각 도 a	24°	20°	18°	17°	15°
풍속비 Vs/Vg	0.51	0.60	0.64	0.67	0.70

주 : Vs : 해상풍속(m/s), Vg : 경도풍속(m/s), a : 해상풍의 풍향과 등압선이 이루는 각도

그러나 위 표는 하나의 표준이고 해상풍의 추정에 있어서는 연안의 실측치나 기상도에 기입된 해상 선박에서의 통보된 값을 참고하고 적절한 보정을 행한 후 해상풍을 추정하여야 한다.

- (3) 항만시설에 작용하는 바람의 설계풍속의 선정은 장기간(원칙적으로 30년 이상)의 실측치에 따라 풍속의 出現確率分布를 추정한 후, 소요 재출현기간에 대응하는 풍속을 채택한다. 바람의 제원은 풍향 및 풍속으로 하며 풍향은 16방위, 풍속은 10분간 풍속으로 표시하는 것을 표준으로 한다.

기상청 관측자료는 약 35년간의 최대 10분 평균풍속에서 二重指數分布를 가정하고 5, 10, 20, 50, 100, 200년의 재현기대풍속을 추정하고 있다. 따라서 대상지점에 인접한 관측소의 지형조건이 다른 경우는 최저 1년간 관측하고 지형관계를 비교검토하여 관측성과를 이용하는 것이 좋을 것이다.

- (4) 폭풍해일 및 파고의 추정에 사용하는 풍속은 해면상 10m에서의 값을 기준으로 하고 있다.

또 기상청의 관측된 풍속은 지상 10m정도의 값이다. 따라서 관측값을 이용하여 해상풍을 추정하는 경우 대상으로 하는 구조물의 높이가 상기한 높이와 떨어져 차이가 있는 경우 풍속에 대한 높이의 보정을 하여야 한다. 풍속의 수직분포는 일반적으로 對數則으로 표시되지만 현행의 각종 구조물 설계계산에서는 간단하게 指數則을 적용한다.

$$U_h = U_o \left(\frac{h}{h_o} \right)^n \quad (\text{참3-8})$$

여기서, U_h : 높이 h에서의 풍속(m/s)

U_0 : 높이 h_0 에서의 풍속(m/s)

지수는 지표부근의 粗度, 대기의 안정도의 상태에 따라 변화하지만 구조물의 강도계산에서는 $n=1/10\sim 1/4$ 을 사용하고, 해상에서는 일반적으로 $n\geq 1/7$ 을 사용하는 경우가 많다.

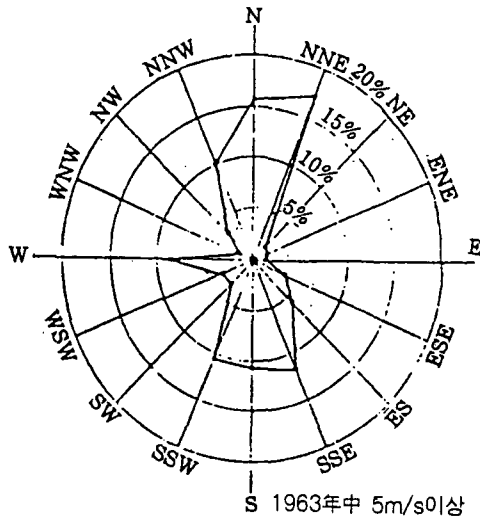
풍속의 통계자료는 10분간 평균 풍속을 대상으로 하는 경우가 많으나, 구조물에 따라 이보다 더 짧은 평균시간의 평균풍속 또는 최대 순간풍속이 대상이 될 수도 있고, 이 경우에는 당해지역에서의 평균시간과 최대풍속의 관계, 突風率 등의 특성을 파악하여야 한다.

(5) 풍속과 풍향

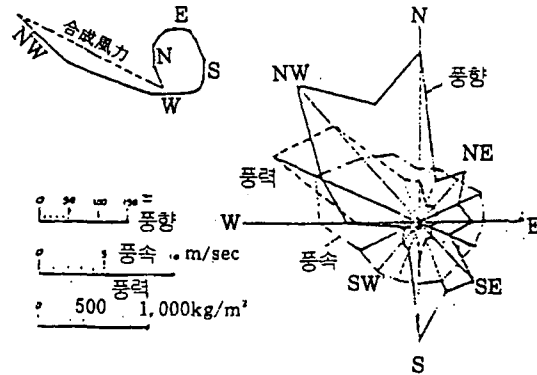
- ① 항만시설물의 계획에 사용되는 풍속과 풍향을 실측치에서 추정한다.
- ② 구조물 또는 선박에 사용하는 바람의 자료는 30년 이상의 기간에 걸쳐서 실측한 자료에서 구한다.
- ③ 설계심해과를 태풍에서 계산할 때에는 계산식에서 추정한다.
- ④ 풍향은 도참(3-3)과 같이 16방위로 표시한다.
- ⑤ 풍향은 방파제와 같이 외곽시설의 설치 위치와 방향을 정할 때 파향과 거의 같기 때문에 중요한 요소가 된다. 항구의 방향과 위치는 특히 最多風向을 고려하여 결정하여야 한다.
- ⑥ 풍향은 풍향도를 표시하고 풍향도에는 全年風向圖, 각월 풍향도, 계절 풍향도 등이 있다. 全年風向圖는 매일 6회 관측한 기록을 그 풍속에 관계없이(1m/s이상만) 방향별로 회수를 분류하여 다음과 같은 표를 만들고 풍향도를 그린다. 이 표에서 각 방향에 대한 1년간의 총회수를 구한다.
이와 같은 수년간의 기록을 평균하여 각 방향에 대한 1년간 회수의 평균값을 구할 수 있다. 이 평균값을 적당한 축척으로 표시하여 각 방향별로 그리면 도참(3-4)와 같은 전년풍향도가 된다.
- ⑦ 풍향도에서 가장 많이 불어오는 방향을 알 수 있으며, 이와 같은 방향의 바람을 恒風(Prevailing wind)이라 한다.

(예)

풍향 \ 월 별	1월	2월	3월	-----12월
N	35	30	25	-----12월
NNE	31	34	25	-----12월
NE	25	31	31	-----12월
ENE	202	19	35	-----12월



도참(3-3) 풍향표시도



도참(3-4) 풍향도

⑧ 풍속은 시시각각으로 변하므로 일정시간 내의 평균값을 택한다. 풍속은 일반적으로 10분간의 풍속을 평균한 값이다.

풍속도의 작성법은 풍향도 작성법과 같으며, 풍속대신 풍향을 쓴다.

3-3 풍압력

풍압력은 시설의 형태, 설치장소의 상황 등을 고려하여 정하여야 한다.

그리고 헛간 및 창고, 하역기계 및 교량 또는 고가도로 등에 작용하는 풍압력은 다음에 의하여야 한다.

- (1) 부두의 헛간 및 창고에 작용하는 풍압력은 건축구조설계기준을 적용하여 산출한다.
- (2) 하역기계에 작용하는 풍압은 본 해설에 정하는 바에 따른다.
- (3) 교량, 고가도로 또는 이에 유사한 구조물 등에 작용하는 풍압력은 도로교 설계기준의 풍하중에 의하여 산출한다.

[해설]

(1) 건축구조설계기준(건설교통부훈령 제670호)에 규정하고 있는 풍압력 산정 및 적용방법에 따른다.

(2) 크레인 구조의 풍하중은 다음과 같이 계산하는 것을 규정하고 있다.

① 풍하중 값은 다음의 식으로 계산한다.

$$F = \gamma \cdot A \cdot q \cdot C_f \quad (\text{해3-1})$$

- 여기서, F : 풍하중 (N)
 γ : 설계적용 하중계수
 A : 바람을 받는 투영면적(m²)
 q : 속도압(N/m²)
 C_f : 풍력계수

② 풍하중 계산과 관련하여 풍속 및 속도압의 기준은 다음의 구분에 따라 적용한다.

가. 작업상태에 해당하는 경우에는 지면상 20m에서 초속 20m의 순간풍속을 고려하여 속도압을

$$q = 130 \sqrt[4]{h} \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ 이상으로 적용한다.} \quad (\text{해3-2})$$

나. 휴지상태에 해당하는 경우의 속도압은 대상지역별 풍속기준에 따라 다음 식으로부터 계산된 값을 사용한다.

표참(3-2) 지역별 풍속 및 속도압

대상지역	풍속 (m/s)	속도압 (N/m ²)
서해안(인천~군산)	55	880 $\sqrt[4]{h}$
남해안, 동해안, 제주도	60	1050 $\sqrt[4]{h}$
목 포	70	1430 $\sqrt[4]{h}$
울릉도	75	1640 $\sqrt[4]{h}$

상기의 적용풍속은 지면상 20m에서의 최대순간풍속(2~3초 가스트)을 기준으로 하며, 속도압 산정에서는 지면상 20m 이하는 동일하게 적용한다.

다. 대상 부재별 풍하중 하중계수

- ㉠ 타이다운로드 : 1.5
- ㉡ 스토이지핀 : 1.5
- ㉢ 일반구조부재 : 1.0

③ 풍력계수는 크레인이 바람을 받는 면에 대하여 풍동시험(Wind Tunnel Test)으로 얻은 값, 또는 검증된 국제표준(International Code)에 제시된 값으로 한다.

(3) 도로교설계기준(건설교통부)에 규정하고 있는 풍압력 산정 및 적용방법에 따른다.

제 4 장 파 랑

4-1 일 반

항만구조물의 설계 및 港內靜穩度 分析을 위한 波浪은 실측치 또는 風速에서 推算한 深海波 자료를 적절히 통계처리한 후 海岸地形에 의한 變形을 고려한 값을 사용한다.

[해설]

- (1) 우리나라 海岸에 내습하는 설계파랑은 주로 태풍과 동계 계절풍에 의한 파랑이다. 현재까지 우리나라에 있어서 波浪의 실측기간은 길지 않으나, 바람자료는 관측기간이 매우 길기 때문에 바람자료로부터 추산한다.
- (2) 최근에는 태풍 또는 저기압에 의한 바람은 기압 분포에서 비교적 정확하게 계산할 수 있고, 그 결과를 가지고 파랑수치모형을 사용하여 계산된 불규칙파의 파고와 주기를 사용한다.
- (3) 파랑의 통계처리는 異常 파랑과 平常時 파랑으로 구분하여 이에 적합한 분석방법을 사용한다. 이상시 파랑은 태풍, 폭풍 등에 의해 발생하는 고파랑의 장기간 자료의 극치통계분석을 통해 구하며, 평상시 파랑은 1년 이상의 연속된 파랑자료를 통계 처리하여 구한 파랑조건을 사용한다. 異常 파랑은 구조물의 설계 심해파 산정과 이상시 항내정온도 검토에 이용되고 平常時 파랑은 항내정온도 분석 및 항만가동일수 또는 작업일수를 산정하는 데 이용된다.
- (4) 파랑 변형은 심해파가 파랑 자료를 필요로 하는 지점에 도달할 때까지의 변형이며, 천수변형, 굴절변형, 회절변형, 반사 및 쇄파 등에 의한 변형이다.
- (5) 설계파는 파랑의 不規則性を 충분히 고려하여 가능한 不規則波를 이용한다.

4-1-1 규칙파

파랑의 파장, 주기 및 파고 등은 일반적으로 미소진폭파(微小振幅波)의 이론에 의하여 산정하나 파고가 큰 淺海域에서는 波浪의 有限振幅 효과를 고려하여 산정하여야 한다. 그러나 不規則波群을 각 성분파의 重疊으로 나타내는 경우 성분파의 기본성질은 미소진폭파 이론에 의해 계산할 수가 있다.

[해설]

進行波의 波形은 波高 H , 周期 T 및 水深 h 에 따라 변한다. 波浪 이론은 미소진폭파 이론과 유한진폭파(有限振幅波) 이론으로 대별되며, 유한진폭파는 波峯이 뾰족하고 波谷은 평평한 형태를 보인다. 파고, 파장 및 수심으로부터 두 개의 無次元變數를 만들 수 있다. 즉, 파장에 대한 파고의 비인 波形傾斜 H/L , 파장에 대한 수심의 비인 상대수심 h/L , 그리고 이 변수들로부터 구성되는 또 다른 無次元變數 HL^2/h^3 인 어셀(Ursell) 수의 상대적인 크기에 따라 적합한 파랑 이론을 사용하게 된다.

[참고]

(1) 微小振幅波 이론

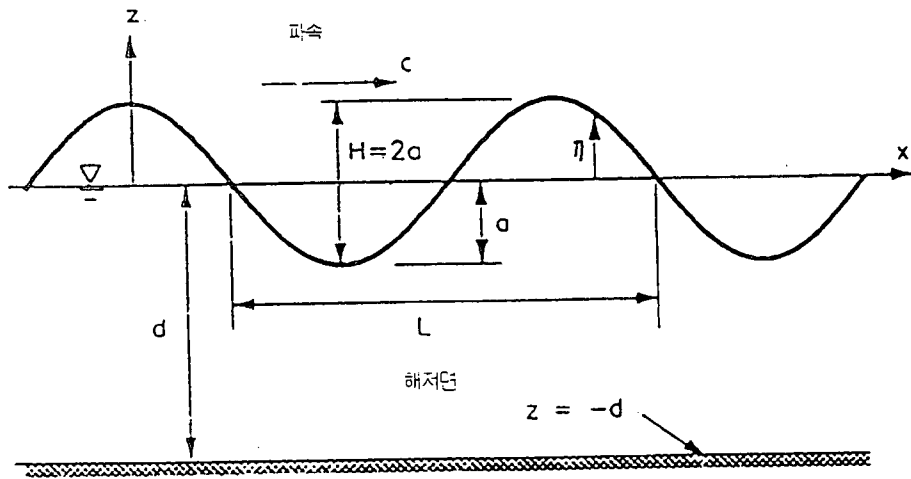
파랑의 선형적인 특성은 미소진폭파 이론으로 나타내지며, 필요에 따라 고차의 근사적인 유한진폭파의 이론에 의해 보다 정밀한 파랑의 특성을 계산할 수 있다. 미소진폭파 이론에 따른 파랑운동은 속도포텐셜(ϕ)로 표시된다. 파랑의 운동방정식은 라플라스(Laplace)식($\nabla^2\phi = 0$)이며, 적합한 경계조건을 부여하고

$H \ll L$ 및 $H \ll h$ 의 전제조건하에 풀면 다음과 같은 파랑 특성을 얻게 된다.

① 水面變位(m)

$$\eta_{(x,t)} = \frac{H}{2} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \quad (\text{참4-1})$$

여기서, η 는 기준면인 정수면으로부터의 水面變位로 파의 형태를 나타내고, x 축은 파의 진행방향으로 취한 거리, z 축은 정수면에서 연직상향으로 취한 거리, t 는 시간, T 는 주기(s), L 은 파장(m), 그리고 H 는 파고(m)이다(도참(4-1)).



도참(4-1) 진행파의 정의

② 파 장(m)

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (= CT) \quad (\text{참4-2})$$

여기서, g 는 중력가속도(m/s^2), h 는 수심(m)이다. 식(참4-2)를 파랑분산식이라 하며, 角周波數($\sigma = 2\pi/T$)와 波數($k = 2\pi/L$)를 사용하면 식(참4-3)이 된다.

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \quad (\text{참4-3})$$

식(참4-2) 또는 (참4-3)은 波長 또는 波數에 대한 非線型 式이므로 反復法으로 계산하며, 이 결과의 일부가 표참(4-1)에 제시되어 있다.

③ 파 속(m/s)

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad \left(= \frac{L}{T} \right) \quad (\text{참4-4})$$

④ 水粒子的 속도(m/s)

$$\begin{cases} u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \\ w = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \end{cases} \quad (\text{참4-5})$$

여기서, u 는 水平水粒子 속도(m/s), w 는 鉛直水粒子 속도(m/s)이다.

⑤ 水粒子的 가속도(m/s²)

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \\ \frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \end{cases} \quad (\text{참4-6})$$

가속도는 식(참4-6) 이외의 추가 항들이 존재하나 식(참4-7) 미소진폭파에서는 이들이 작기 때문에 무시한다.

$$\begin{cases} a_x = \frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} \approx \frac{\partial u}{\partial t} \\ a_z = \frac{dw}{dt} = \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} \approx \frac{\partial w}{\partial t} \end{cases} \quad (\text{참4-7})$$

⑥ 壓力(t/m²)

$$p = w_o \frac{H}{2} \frac{\cosh \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) - w_o z \quad (\text{참4-8})$$

여기서, w_o 는 海水의 단위체적중량이며, 식(참4-8)의 우변 첫 항은 動水壓, 둘째 항은 靜水壓이다. 동수압은 파랑에 의한 水粒子的 운동에 의한 압력 변동부분을 의미한다.

⑦ 해면의 단위면적당 파의 평균에너지(t · m / m²)

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{8} w_o H^2 \quad (\text{참4-9})$$

여기서, $E_k = E_p$ 이며(E_k = 운동에너지, E_p = 위치에너지) 한 파장내의 모든 점에서의 평균에너지(E)는 일정하며, 단 마찰에 의한 손실은 무시한다.

⑧ 단위시간에 단위폭당 파의 진행방향으로 전달되는 평균에너지(Joule/s)

$$E_F = E C_G = E C n \quad (\text{참4-10})$$

여기서, C_G 는 파의 群速度(m/s)이며, $C_G = C n$ 이다.

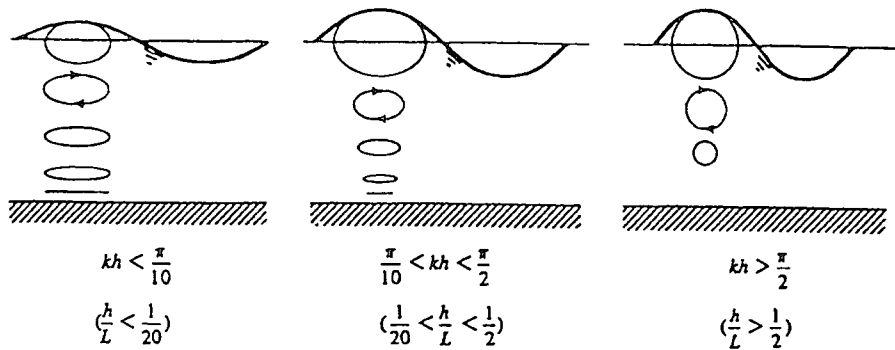
$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h}{L \sinh \frac{4\pi h}{L}} \right) \quad (\text{참4-11})$$

위의 식들은 미소진폭파의 식이며, 실제 波浪은 이 식들과 다소 다르다. 그러나 파랑의 굴절, 수중압력 등을 취급할 때는 이들의 식을 이용할 때가 많으며, 특히 중복파는 미소진폭파를 합성함으로써 얻을 수 있다.

(2) 深海波 및 長波의 특성

① 深海波

$\frac{h}{L} > \frac{1}{2}$ 인 해역에서는 수심이 깊어 파랑의 水粒子 운동이 海底面까지 이르지 못해 水粒子의 운동이 海底面에 의해 變形되지 않게 된다(도참(4-2)).



도참(4-2) 進行波의 相對水深別 水粒子運動

이 海域에 존재하는 파랑을 深海波라 하며, 波長에 比해서 水深이 아주 깊은 경우($h/L \rightarrow \infty$)라고 가정하여 波速 및 波長을 다음과 같이 구한다. 즉, $\tanh 2\pi h/L = 1$ 이므로 다음과 같다.

$$\begin{cases} L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = 1.56 T^2 \text{ (m)} \\ C_o = \frac{gT}{2\pi} = 1.56 T \text{ (m/s)} \end{cases} \quad (\text{참4-12})$$

$$C_G = 0.78 T \text{ (m/s)} = 2.81 T \text{ (km/hr)}$$

添字 o는 深海波를 나타내는 것이며, 波速 및 波長은 모두 水深에는 관계없이 주기에만 관계된다.

② 長波 또는 淺海波

$\frac{h}{L} < \frac{1}{20}$ 인 수역에서는 波長이 水深에 比해서 매우 길며, 여기서의 파를 長波 또는 淺海波라 한다(도참(4-2)). 淺海波의 특성은 h/L 값이 매우 작아 $\tanh 2\pi h/L = 2\pi h/L$ 이므로 다음과 같다.

$$\begin{cases} L = T\sqrt{gh} & (m) \\ C = C_G = \sqrt{gh} & (m/s) \end{cases} \quad (\text{참4-13})$$

- ③ $\frac{1}{2} < \frac{h}{L} < \frac{1}{20}$ 의 경우에는 천이역(遷移域)으로 파장과 파속이 복잡하게 변하며, 식(참4-2)와 식(참4-4)를 각각 사용하여 구한다.
- ④ 수심 h , 파장 L , 파속 및 주기의 관계는 표참(4-1)에 제시되었다.

표참(4-1) 수심, 주기, 파장 및 파속의 표

수심 (m)	3.0		4.0		5.0		6.0		7.0		8.0		9.0		10.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
0.5	6.40	2.13	8.67	2.17	10.92	2.18	13.16	2.19	15.40	2.20	17.62	2.20	19.85	2.21	22.07	2.21
1.0	8.69	2.90	12.00	3.00	15.24	3.05	18.44	3.07	21.62	3.09	24.79	3.10	27.96	3.11	31.11	3.11
1.5	10.22	3.41	14.38	3.59	18.41	3.68	22.37	3.73	26.30	3.76	30.21	3.78	34.09	3.79	37.97	3.80
2.0	11.31	3.77	16.23	4.06	20.95	4.19	25.58	4.26	30.16	4.31	34.69	4.34	39.20	4.36	43.70	4.37
2.5	12.10	4.03	17.72	4.43	23.09	4.62	28.32	4.72	33.48	4.78	38.58	4.82	43.65	4.85	48.69	4.87
3.0	12.68	4.23	18.96	4.74	24.93	4.99	30.72	5.12	36.41	5.20	42.03	5.25	47.61	5.29	53.16	5.32
3.5	13.10	4.37	20.00	5.00	26.53	5.31	32.86	5.48	39.05	5.58	45.15	5.64	51.20	5.69	57.22	5.72
4.0	13.41	4.47	20.86	5.22	27.95	5.59	34.77	5.80	41.44	5.92	48.01	6.00	54.51	6.06	60.96	6.10
4.5	13.62	4.54	21.59	5.40	29.20	5.84	36.51	6.08	43.63	6.23	50.64	6.33	57.56	6.40	64.43	6.44
5.0	13.76	4.59	22.20	5.55	30.31	6.06	38.09	6.35	45.66	6.52	53.08	6.64	60.41	6.71	67.68	6.77
6.0	13.93	4.64	23.13	5.78	32.19	6.44	40.87	6.81	49.27	7.04	57.50	7.19	65.61	7.29	73.62	7.36
7.0	14.00	4.67	23.78	5.94	33.69	6.74	43.22	7.20	52.42	7.49	61.41	7.68	70.24	7.80	78.96	7.90
8.0	14.05	4.68	24.21	6.05	34.89	6.98	45.22	7.54	55.19	7.88	64.90	8.11	74.43	8.27	83.82	8.38
9.0	14.05	4.68	24.49	6.12	35.84	7.17	46.94	7.82	57.65	8.24	68.05	8.51	78.24	8.69	88.27	8.83
10.0	14.05	4.68	24.68	6.17	36.59	7.32	48.41	8.07	59.82	8.55	70.90	8.86	81.73	9.08	92.37	9.24
11.0	14.05	4.68	24.79	6.20	37.18	7.44	49.66	8.28	61.76	8.82	73.49	9.19	84.94	9.44	96.18	9.62
12.0	14.05	4.68	24.87	6.22	37.64	7.53	50.73	8.46	63.49	9.07	75.85	9.48	87.90	9.77	99.73	9.97
13.0	14.05	4.68	24.98	6.25	37.99	7.60	51.65	8.61	65.03	9.29	78.01	9.75	90.65	10.07	103.04	10.30
14.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.25	7.65	52.42	8.74	66.40	9.49	79.98	10.00	93.20	10.36	106.14	10.61
15.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.46	7.69	53.07	8.85	67.63	9.66	81.79	10.22	95.57	10.62	109.05	10.90
16.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.61	7.72	53.62	8.94	68.72	9.82	83.45	10.43	97.78	10.86	111.78	11.18
17.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.72	7.74	54.08	9.01	69.69	9.96	84.96	10.62	99.84	11.09	114.36	11.44
18.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.80	7.76	54.47	9.08	70.55	10.08	86.35	10.79	101.75	11.31	116.79	11.68
19.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.87	7.77	54.79	9.13	71.31	10.19	87.63	10.95	103.54	11.50	119.08	11.91
20.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.05	9.17	71.98	10.28	88.79	11.10	105.21	11.69	121.24	12.12
22.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.44	9.24	73.10	10.44	90.83	11.35	108.22	12.02	125.21	12.52
24.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.71	9.28	73.96	10.57	92.53	11.57	110.85	12.32	128.75	12.88
26.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.88	9.31	74.61	10.66	93.94	11.74	113.13	12.57	131.93	13.19
28.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.00	9.33	75.10	10.73	95.10	11.89	115.10	12.79	134.76	13.48
30.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	75.47	10.78	96.05	12.01	116.82	12.98	137.29	13.73
35.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.04	10.86	97.73	12.22	120.13	13.35	142.50	14.25
40.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	98.70	12.34	122.37	13.60	146.37	14.64
50.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	124.83	13.87	151.30	15.13
60.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	125.84	13.98	153.83	15.38
70.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	126.47	14.05	155.06	15.51
심해파	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	126.47	14.05	156.13	15.61

수심 (m)	11.0		12.0		13.0		14.0		15.0		16.0		18.0		20.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
1.0	34.26	3.11	37.41	3.12	40.56	3.12	43.70	3.12	46.84	3.12	49.98	3.12	56.26	3.13	62.54	3.13
2.0	48.18	4.38	52.66	4.39	57.13	4.39	61.59	4.40	66.05	4.40	70.50	4.41	79.40	4.41	88.29	4.41
3.0	58.68	5.33	64.19	5.35	69.68	5.36	75.17	5.37	80.65	5.38	86.12	5.38	97.04	5.39	107.95	5.40
4.0	67.38	6.13	73.77	6.15	80.14	6.16	86.50	6.18	92.84	6.19	99.18	6.20	111.82	6.21	124.44	6.22
5.0	74.90	6.81	82.08	6.84	89.24	6.86	96.37	6.88	103.49	6.90	110.59	6.91	124.76	6.93	138.90	6.94
6.0	81.58	7.42	89.49	7.46	97.36	7.49	105.20	7.51	113.02	7.53	120.82	7.55	136.38	7.58	151.90	7.59
7.0	87.61	7.96	96.19	8.02	104.73	8.06	113.23	8.09	121.70	8.11	130.15	8.13	147.00	8.17	163.79	8.19
8.0	93.11	8.46	102.33	8.53	111.50	8.58	120.62	8.62	129.71	8.65	138.77	8.67	156.82	8.71	174.80	8.74
9.0	98.18	8.93	108.01	9.00	117.78	9.06	127.49	9.11	137.15	9.14	146.79	9.17	165.98	9.22	185.09	9.25
10.0	102.89	9.35	113.30	9.44	123.63	9.51	133.91	9.56	144.13	9.61	154.31	9.64	174.58	9.70	194.76	9.74
12.0	111.38	10.13	122.89	10.24	134.31	10.33	145.64	10.40	156.91	10.46	168.13	10.51	190.44	10.58	212.62	10.63
14.0	118.86	10.81	131.42	10.95	143.85	11.07	156.18	11.16	168.43	11.23	180.61	11.29	204.82	11.38	228.87	11.44
16.0	125.54	11.41	139.09	11.59	152.48	11.73	165.76	11.84	178.93	11.93	192.02	12.00	218.02	12.11	243.83	12.19
18.0	131.53	11.96	146.03	12.17	160.35	12.33	174.53	12.47	188.59	12.57	202.55	12.66	230.25	12.79	257.72	12.89
20.0	136.93	12.45	152.36	12.70	167.57	12.89	182.62	13.04	197.53	13.17	212.33	13.27	241.66	13.43	270.72	13.54
22.0	141.83	12.89	158.15	13.18	174.23	13.40	190.12	13.58	205.85	13.72	221.45	13.84	252.35	14.02	282.95	14.15
24.0	146.27	13.30	163.47	13.62	180.39	13.88	197.10	14.08	213.62	14.24	230.00	14.38	262.42	14.58	294.49	14.72
26.0	150.32	13.67	168.36	14.03	186.11	14.32	203.61	14.54	220.91	14.73	238.05	14.88	271.94	15.11	305.44	15.27
28.0	154.01	14.00	172.87	14.41	191.42	14.72	209.70	14.98	227.76	15.18	245.64	15.35	280.96	15.61	315.85	15.79
30.0	157.37	14.31	177.04	14.75	196.37	15.11	215.41	15.39	234.21	15.61	252.81	15.80	289.54	16.09	325.78	16.29
35.0	164.52	14.96	186.14	15.51	207.36	15.95	228.24	16.30	248.83	16.59	269.17	16.82	309.26	17.18	348.76	17.44
40.0	170.19	15.47	193.62	16.14	216.65	16.67	239.28	17.09	261.58	17.44	283.59	17.72	326.91	18.16	369.50	18.47
45.0	174.65	15.88	199.78	16.65	224.52	17.27	248.84	17.77	272.78	18.19	296.40	18.52	342.81	19.04	388.37	19.42
50.0	178.13	16.19	204.83	17.07	231.18	17.78	257.12	18.37	282.65	18.84	307.81	19.24	357.22	19.85	405.64	20.28
55.0	180.83	16.44	208.95	17.41	236.82	18.22	264.29	18.88	291.35	19.42	318.02	19.88	370.33	20.57	421.53	21.08
60.0	182.89	16.63	212.29	17.69	241.57	18.58	270.51	19.32	299.04	19.94	327.16	20.45	382.29	21.24	436.20	21.81
70.0	185.64	16.88	217.14	18.09	248.90	19.15	280.52	20.04	311.81	20.79	342.70	21.42	403.24	22.40	462.36	23.12
80.0	187.17	17.02	220.20	18.35	253.97	19.54	287.93	20.57	321.72	21.45	355.17	22.20	420.85	23.38	484.95	24.25
90.0	188.00	17.09	222.08	18.51	257.42	19.80	293.33	20.95	329.34	21.96	365.15	22.82	435.66	24.20	504.53	25.23
100.0	188.92	17.17	223.22	18.60	259.72	19.98	297.22	21.23	335.14	22.34	373.08	23.32	448.10	24.89	521.54	26.08
120.0	188.92	17.17	224.83	18.74	262.19	20.17	301.90	21.56	342.77	22.85	384.22	24.01	467.26	25.96	549.18	27.46
140.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	304.14	21.72	346.91	23.13	390.92	24.43	480.51	26.70	569.98	28.50
160.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	349.09	23.27	394.82	24.68	489.49	27.19	585.49	29.27
180.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	397.02	24.81	495.45	27.52	596.91	29.85
200.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	399.70	24.98	499.31	27.74	605.19	30.26
심해파	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	399.70	24.98	505.86	28.10	624.52	31.23

제 4 장 파 랑

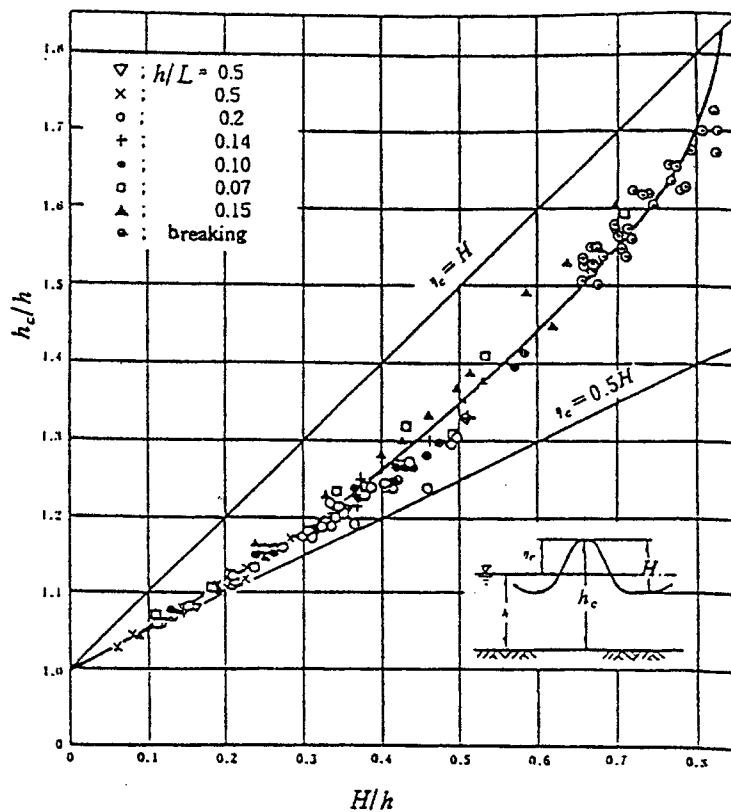
주기 (s) 수심 (m)	2.2		2.4		2.6		2.8		3.0		3.2		3.5		4.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
0.1	2.15	0.98	2.35	0.98	2.55	0.98	2.75	0.98	2.95	0.98	3.15	0.98	3.45	0.99	3.95	0.99
0.2	3.00	1.36	3.28	1.37	3.57	1.37	3.85	1.38	4.14	1.38	4.42	1.38	4.85	1.39	5.56	1.39
0.3	3.62	1.64	3.97	1.66	4.33	1.66	4.68	1.67	5.03	1.68	5.38	1.68	5.91	1.69	6.78	1.69
0.4	4.12	1.87	4.53	1.89	4.95	1.90	5.36	1.91	5.77	1.92	6.17	1.93	6.78	1.94	7.79	1.95
0.5	4.53	2.06	5.00	2.09	5.47	2.10	5.94	2.12	6.40	2.13	6.85	2.14	7.54	2.15	8.67	2.17
0.6	4.89	2.22	5.41	2.26	5.93	2.28	6.44	2.30	6.95	2.32	7.46	2.33	8.21	2.35	9.46	2.36
0.7	5.20	2.37	5.77	2.41	6.34	2.44	6.90	2.46	7.45	2.48	8.00	2.50	8.82	2.52	10.17	2.54
0.8	5.48	2.49	6.09	2.54	6.70	2.58	7.30	2.61	7.90	2.63	8.49	2.65	9.37	2.68	10.83	2.71
0.9	5.72	2.60	6.38	2.66	7.03	2.70	7.68	2.74	8.31	2.77	8.95	2.80	9.89	2.82	11.44	2.86
1.0	5.93	2.70	6.64	2.77	7.33	2.82	8.02	2.86	8.69	2.90	9.36	2.93	10.36	2.96	12.00	3.00
1.1	6.12	2.78	6.87	2.86	7.61	2.93	8.33	2.97	9.04	3.01	9.75	3.05	10.80	3.09	12.53	3.13
1.2	6.29	2.86	7.08	2.95	7.85	3.02	8.62	3.08	9.37	3.12	10.11	3.16	11.22	3.20	13.03	3.26
1.3	6.45	2.93	7.27	3.03	8.08	3.11	8.88	3.17	9.67	3.22	10.45	3.27	11.61	3.32	13.50	3.38
1.4	6.58	2.99	7.45	3.10	8.29	3.19	9.13	3.26	9.95	3.32	10.77	3.36	11.97	3.42	13.95	3.49
1.5	6.70	3.05	7.60	3.17	8.49	3.26	9.36	3.34	10.22	3.41	11.06	3.46	12.32	3.52	14.38	3.59
1.6	6.81	3.09	7.74	3.23	8.67	3.33	9.57	3.42	10.46	3.49	11.34	3.54	12.65	3.61	14.78	3.69
1.7	6.90	3.14	7.87	3.28	8.83	3.40	9.77	3.49	10.69	3.56	11.61	3.63	12.96	3.70	15.17	3.79
1.8	6.99	3.18	7.99	3.33	8.98	3.45	9.95	3.55	10.91	3.64	11.86	3.70	13.25	3.79	15.53	3.88
1.9	7.06	3.21	8.10	3.37	9.12	3.51	10.12	3.62	11.11	3.70	12.09	3.78	13.53	3.87	15.89	3.97
2.0	7.13	3.24	8.19	3.41	9.25	3.56	10.28	3.67	11.31	3.77	12.31	3.85	13.80	3.94	16.23	4.06
심해파	7.56	3.43	8.99	3.75	10.55	4.06	12.24	4.37	14.05	4.68	15.99	5.00	19.13	5.46	24.98	6.25

(3) 유한진폭파 이론

파고가 큰 일반적인 천해파에 대해서는 미소진폭파의 식이 정도가 높지 않으므로 필요에 따라 유한진폭파 이론식을 사용한다.

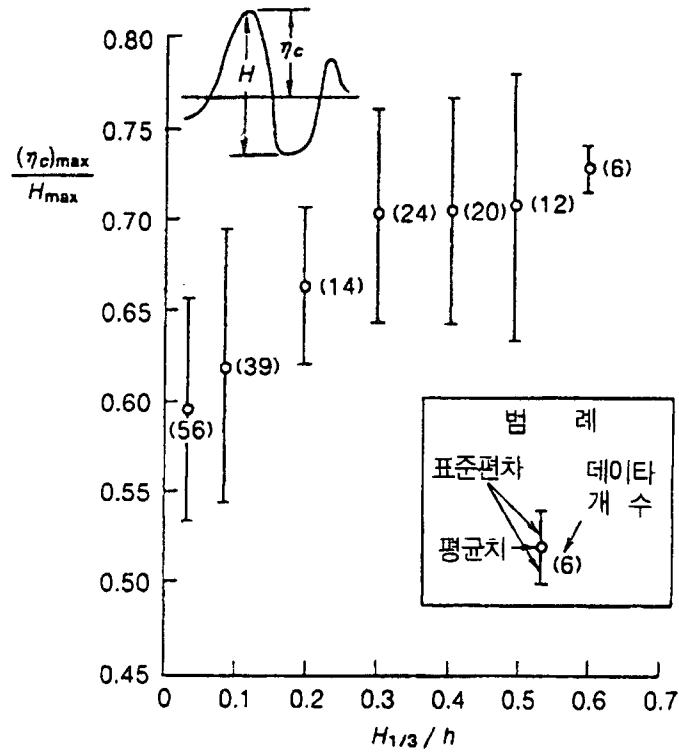
미소진폭파 이론식을 사용하여 계산할 때 오차는 파형경사 H/L 및 상대수심 h/L 에 의하여 변한다. 특히 해상구조물과 잔교식 구조물 등의 설계시에는 미소진폭파의 식은 상당한 오차를 유발하여 부적절하므로 유한진폭파의 식을 사용하여야 한다. 유한진폭파의 식도 파형경사 및 상대수심에 따라 여러가지 이론이 있어 적합한 이론을 사용해야 하나, 수치모형인 푸리에 시리즈 파랑이론(Fourier series wave theory)은 상대수심의 전체 범위에 걸쳐 한계파고까지 波浪특성을 계산할 수 있다(참고, ACES Technical Ref., 1992).

波의 유한진폭 효과의 하나는 파고에 대한 파정고의 비가 변하며, 파고가 커지는 만큼 비도 증대된다. 도참(4-3)은 수심 100~150cm의 수리모형실험의 자료로부터 진행파의 파정고(波頂高) 변화를 나타낸 것이다(고다(畠田), 1974).



도참(4-3) 水深에 따른 波高와 波頂高의 관계

도참(4-4)는 현지의 波形記錄에 의거 작성된 것으로서 각 관측기록의 최고 波頂高(η_c)_{max}와 최대 파고 H_{max} 에 대한 비를 $H_{1/3}/h$ 의 관계로 나타낸 것이다.



도참(4-4) 최고 波頂高 $(\eta_c)_{max}$ 와 최대파고 H_{max} 의 비와 $H_{1/3}/h$ 의 관계

실제 波頂高는 수리모형실험의 값보다 약간 크며, $H_{1/3}/h < 0.5$ 의 領域에서는 현지 기록에서 구한 도참(4-4)를 이용하는 것이 바람직하다.

4-1-2 불규칙파의 통계적인 특성

不規則한 深海波 波群의 波高分布로는 레일레이(Rayleigh) 분포를 사용한다.

[해설]

레일레이 분포 이론은 파의 에너지가 어떤 주파수 영역에 매우 좁게 분포한다고 가정하여 제안된 것으로 周波數帶가 넓으면 적용성의 문제가 있다. 그러나 불규칙파의 경우 근사적으로 적용이 가능하다.

[참고]

(1) 레일레이 分布

$$p(H/\bar{H}) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{\bar{H}} \exp\left[-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{\bar{H}}\right)^2\right] \quad (\text{참4-14})$$

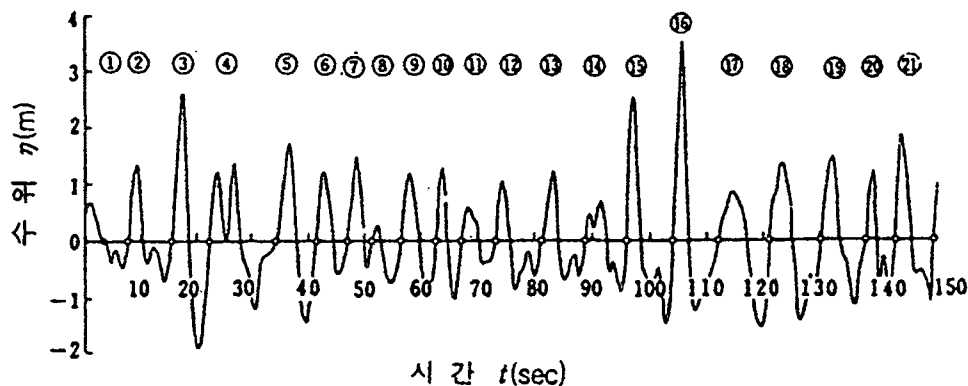
여기서, $\bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i$ 이며, N은 측정기간의 파랑 개수이고, H_i 는 개별 파고(도참(4-5))이다.

최대파고 H_{\max} , 유의파고 $H_{1/3}$, 1/10최대파고 $H_{1/10}$ 및 平均波高 H 사이에는 다음과 같은 관계식이 성립된다.

$$\begin{aligned} H_{1/10} &= 1.27 H_{1/3} \\ H_{1/3} &= 1.60 \bar{H} \\ H_{\max} &= (1.6 \sim 2.0) H_{1/3} \end{aligned} \quad (\text{참4-15})$$

(2) 불규칙파의 파고 및 주기

- ① 실제 파형은 매우 불규칙하며, 한 점에서 측정한 파고기록은 도참(4-5)와 같은 형태를 보인다. 기록된 파형의 평균면을 基準線(零點線)으로 정하고 개개의 파형이 파곡에서 파봉으로 상향 진행할 때 기준선과 만나는 점들로부터 개별 파의 주기와 갯수를 결정하는 방법이 零點上向交叉(zero up-crossing)법이다. 반면에 零點下向交叉(zero down-crossing)법은 파형이 기준선을 하향으로 통과하는 점들을 하나의 파랑 시작점과 끝점으로 정하며, 통계학적으로는 두 방법은 같은 방법으로 취급한다.



도참(4-5) 파랑관측기록의 零點上向交叉法の의 예

② 상기 ①항의 방법에서 파형이 기준선을 통과하지 않고 불규칙하게 움직이는 경우에는 동일한 파랑으로 간주한다. 인접한 영점이 교차하는 사이를 하나의 파랑으로 정의하여 零點上向交叉法을 사용한 도참(4-5)에서는 관측기간 중에 총 21개의 파랑으로 구성되며, 개개 파랑의 파고는 파형의 최고점과 최저점의 수위차가 된다. 개별 파랑의 파고와 주기를 순차적으로 정리한 결과가 표참(4-2)이다.

표참(4-2) 도참(4-5)로부터 구한 개별 파랑의 파고와 주기

파 번호	파 고 H(m)	주 기 T(s)	파고 순위
1	0.54	4.2	21
2	2.05	8.0	12
3	4.52	6.9	2
4	2.58	11.9	8
5	3.20	7.3	4
6	1.87	5.4	17
7	1.90	4.4	16
8	1.00	5.2	20
9	2.05	6.3	13
10	2.37	4.3	10
11	1.03	6.1	19
12	1.95	8.0	15
13	1.97	7.6	14
14	1.62	7.0	18
15	4.08	8.2	3
16	4.89	8.0	1
17	2.43	9.0	9
18	2.83	9.2	7
19	2.94	7.9	6
20	2.23	5.3	11
21	2.98	6.9	5

(3) 대표파고 및 주기

한 지점에서 波浪을 일정시간 동안(예 : 20분간) 연속관측한 관측기록을 표참(4-2)와 같은 방법으로 정리하여 관측기간을 대표하는 각종 파랑을 다음과 같이 정의한다.

① 최대파(H_{max}, T_{max}) : 파군 중 최대의 파고를 의미하며, 그 파의 주기를 T_{max} 로 나타낸다.

표참(4-2)에서는 16번의 파랑이 최대파이며, $H_{max} = 4.89$ m, $T_{max} = 8$ 초이다.

② 1/10최대파고($H_{1/10}, T_{H_{1/10}}$) : 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 갯수의 1/10에 해당하는 파고와 주기의 평균치를 각각 말한다.

③ 유의파($H_{1/3}, T_{H_{1/3}}$) : 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 갯수의 1/3까지의 파고를 평균한 파고이다. 표참(4-2)에서는 16번, 3번, 15번, 5번, 21번, 19번, 18번이 대상이 되며, 이를 평균한 파고 $H_{1/3} = 3.6$ m, $T_{H_{1/3}} = 7.8$ 초가 된다.

④ 평균파고(\bar{H}, \bar{T}) : 파고의 평균치를 말한다.

- (4) 유의파는 불규칙한 파군의 하나의 통계적 지표로서 가상적인 파이다. 유의파는 파랑의 주파수 스펙트럼(spectrum)에 있어서 에너지가 가장 큰 주파수에 대체적으로 해당하는 파고이며, 특별히 구분하지 않는 경우 파랑은 유의파를 지칭한다.
- (5) 다수의 관측기록으로부터 파고를 평균파고로 나누어 무차원화한 것에 대한 파고의 도수 분포를 만들고 이 분포의 면적을 1로 정한 상대도수분포(相對度數分布)는 레일레이(Rayleigh) 분포로 가정하여 구한 것과 비교하면 큰 차가 없다. 단, 쇄파대 내에서는 파고 분포를 레일레이 분포로서 적용할 수가 없다.
- (6) 일반적으로 바람 자료에서 파고 또는 주기를 추산할 때는 유의파를 산출하게 된다.
 $H_{1/10}$, \bar{H} , H_{\max} 등의 자료가 필요할 때는 식(참4-15)를 이용하여 $H_{1/3}$ 에서 구할 수 있다.
 파수(波數)에 따른 Hmax와 $H_{1/3}$ 과의 관계를 통계분석을 통해 제시된 자료로부터 Hmax의 最多值(mode), 平均值 및 危險值 등을 구할 수 있다[고다(合田), 1973].
- (7) 주기의 분포는 파고의 분포와 달리 일반형이 존재하지 않으나 최대파, 1/10최대파, 유의파 및 평균파의 주기 사이에는 근사적으로 식(참4-16)의 관계가 있다.

$$T_{\max} \doteq T_{H_{1/10}} \doteq T_{H_{1/3}} \doteq (1.1 \sim 1.3) \bar{T} \quad (\text{참4-16})$$

4-1-3 불규칙파의 스펙트럼

파랑의 추산 또는 항만구조물을 설계할 때는 파랑의 스펙트럼형상에 대해서 고려하고 적절한 스펙트럼 분포형을 사용한다.

[해설]

- (1) 불규칙파의 波形을 무수한 周波數 및 파향의 성분파가 중첩된 것이라 가정하여 성분파의 에너지 분포를 주파수와 파향에 대해 표시한 것이 파랑 스펙트럼(wave spectrum)이다. 여기서 전자를 주파수 스펙트럼, 그리고 후자를 파향 스펙트럼이라 한다.
- (2) 波浪 스펙트럼의 일반형은 다음 식과 같다[고다(合田) 等, 1975]

$$S(f, \theta) = S(f) \cdot G(f, \theta) \quad (\text{해4-1})$$

여기서, f 는 주파수, θ 는 파랑의 주방향에서의 偏角이며, $S(f, \theta)$ 는 파랑에너지의 주파수 및 방향에 대한 분포를 나타내는 함수이며 방향 스펙트럼(directional spectrum)이다. $S(f)$ 는 주파수 성분에 대한 파랑의 에너지 분포를 나타내는 함수로서 주파수 스펙트럼(frequency spectrum)이며, $G(f, \theta)$ 는 파랑에너지의 방향성분을 나타내는 함수로 방향함수이다. 브렛슈나이더(Bretschneider)의 제안식을 미쓰야수(光易)가 계수를 수정한 식은 다음과 같다.

$$S(f) = 0.205 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-0.75 (T_{1/3} f)^{-4}] \quad (\text{해4-2})$$

$$G(f, \theta) = G_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (\text{해4-3})$$

식(해4-3)의 비례상수 G_0 는 $\int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} G(f, \theta) d\theta = 1$ 에서 구한다.

여기서, θ_{\max} , θ_{\min} 은 각각 주방향으로부터의 최대 및 최소 偏角이다. 식(해4-3)의 S 는 파랑의 방향집중도를 나타내는 함수이며, 다음 식과 같다.

$$f > f_m \text{ 일 때, } S = S_{\max} \left(\frac{f}{f_m} \right)^{-2.5} \quad (\text{해4-4})$$

$$f \leq f_m \text{ 일 때, } S = S_{\max} \left(\frac{f}{f_m} \right)^5 \quad (\text{해4-5})$$

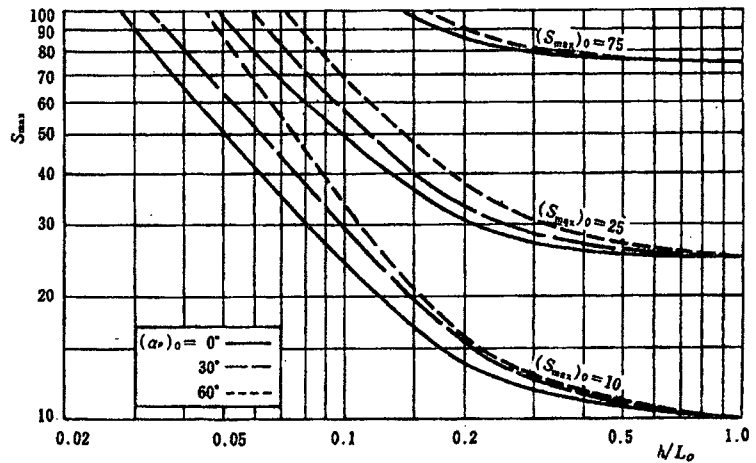
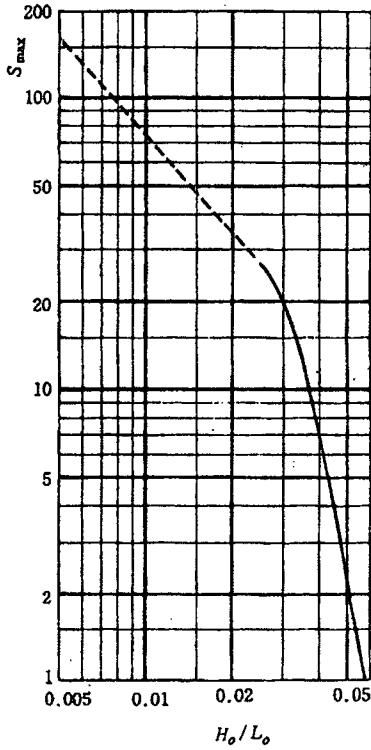
여기서, f_m 은 스펙트럼의 첨두(尖頭) 주파수이며, 유의파의 주기 $T_{H_{1/3}}$ 을 이용하여 환산하면 다음과 같다.

$$f_m = 1 / (1.05 T_{H_{1/3}}) \quad (\text{해4-6})$$

- (3) 波浪의 방향집중도를 나타내는 계수인 식(해4-4)와 식(해4-5)의 S_{\max} 는 풍파에 대해서는 10을 표준으로 하고, 너울(swell)에 대해서는 파랑의 감쇠상태 등을 고려하여 20 이상으로 한다.

도해(4-1)은 현지 파랑관측 결과와 실험자료로부터 평균적인 S_{\max} 와 파형경사의 관계를 표시한 것이다 [고다(合田), 1990].

- (4) 식(해4-3)의 방향함수의 모양은 굴절에 의해서 변하므로 불규칙파 변형계산시 굴절후의 파랑을 사용할 때는 방향함수의 변화를 고려하는 것이 중요하다. 도해(4-2)는 직선 평행등심선의 해안에서 파가 굴절한 후의 S_{max} 값을 표시한 것이다. 그림 중 $(\alpha_p)_0$ 은 심해파의 주방향각이며, 등심선에 대한 수직방향으로부터의 偏角을 의미한다.

도해(4-1) 波形傾斜에 대한 S_{max} 의 추정도도해(4-2) 굴절에 의한 S_{max} 의 변화

- (5) 불규칙파의 스펙트럼이 주어진 경우는 유의파고 ($H_{1/3}$ 또는 H_s)를 다음 식에서 계산할 수 있다.

$$H_{1/3} = 3.8 \left[\int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f, \theta) df d\theta \right]^{1/2} \left(= \frac{3.8}{4.0} H_s \right) \quad (\text{해4-7})$$

여기서, $H_s = 4.0 \sqrt{m_o}$, $m_n = \int_0^\infty f^n S(f) df$ 이다.

4-2 설계파의 산정방법

4-2-1 심해설계파 산정법

항만시설의 구조안정 검토에 사용되는 심해파의 설정을 위한 파랑자료의 통계기간은 항만시설의 기능 및 구조특성 등을 감안하여 적절히 정하여야 한다.

[해설]

심해파의 제원은 구조물에 큰 영향을 미칠 것으로 예상되는 주방향마다 설정한다.

(1) 심해파 산정기준

- ① 실측자료로서는 10년 이상의 자료가 바람직하나 실측 자료가 없는 경우에는 30년 이상의 기상자료를 이용하여 추산치를 구하고, 이를 실측치와 보정하여 사용한다.
- ② 기상자료에서 구한 추산치를 실측자료로 보정할 경우, 실측자료는 태풍 또는 계절풍 등에 의해 큰 파가 발생한 자료를 포함해야 한다.
- ③ 현지 실측자료가 전혀 없는 경우 또는 매우 한정된 조건의 경우에는 자연조건이 닮은 인접지역의 실측 자료를 참고로 하여 구할 수 있다.
- ④ 기상자료에 의한 推算期間 이외에도 특이한 기록이 있는 경우 이를 고려한다.
- ⑤ 實測資料를 이용해서 심해파를 추정할 경우 실측파고는 파의 굴절이나 천수변형 등의 영향을 받고 있기 때문에 파의 굴절계수 및 천수계수 등을 제외하여 심해파로 환산한다. 이 때 파향의 변화를 고려해야 한다.
- ⑥ 실측치의 유의파고가 실측지점 수심의 0.5배 이상일 때에는 쇄파의 영향을 고려해야 한다.
- ⑦ 설계심해파는 재현기간과 구조물의 내용년수에 입각한 발생확률(encounter probability)에서 구하는 것이 바람직하나, 발생확률을 어떻게 취하는가는 구조물의 기능, 중요도, 투자효과 등을 고려하여 결정하여야 한다. 여기서, 발생확률이란 가정한 재현기간의 파고보다 큰 파고가 耐用年數의 기간 내에 적어도 한번 발생할 확률이다.
- ⑧ 설계심해파를 결정하는 경우, 설계대상물에 인접한 기존 구조물의 외력 또는 재해에 관한 기존 자료를 참고할 필요가 있다.
- ⑨ 심해파의 제원은 16방위마다 설정하는 것이 바람직하나, 파고도 작고 명백하게 구조물への 영향이 작다고 예상되는 파향은 제외한다. 여기서, 파향은 불규칙파의 성분파 중 에너지가 가장 큰 파의 방향을 의미하며 이를 주파향이라 한다.

4-2-2 설계파의 제원을 구하는 절차

설계파로서는 본편 4-2-1 심해 설계파 산정법에 따라서 심해파를 결정하고, 이에 파의 굴절, 회절, 천수 변형 및 쇄파 등에 의한 변형을 고려하여 구조물 또는 배후시설에 가장 불리하게 작용하는 파를 사용해야 한다.

[참고]

- (1) 이미 결정된 심해 설계파를 이용하여 굴절, 회절, 천수변형, 쇄파 등의 파랑변형 효과를 고려해서 설계 대

상지점의 설계파 제원을 결정한다.

- (2) 대상지점에서의 특수요건, 예를 들면 반사파 또는 우각부에 의한 파고 증대 등의 영향이 있는 경우, 그리고 유속이 센 해역은 이에 의해 파랑의 발달 및 전파 변형에 상당한 영향을 줄 수 있으므로 이러한 경우 등을 고려한다.
- (3) 이상에서 구한 파에 대해서 파력, 월파 및 기타 구조물에 대한 파의 작용을 계산한다.
- (4) 파의 작용에 관한 여러 가지 요건에 따라서는 조위가 낮을 때에 파력이 커지는 경우가 있으므로 여러 가지 조위에 관해서도 검토한다.
- (5) 위의 계산을 설계 심해파의 각 방향에 대해서 실시하고 파의 작용이 최대가 되는 것, 또는 구조물 및 배후시설에 가장 불리하게 작용하는 것을 설계파로서 결정한다.

4-2-3 파의 추산(推算)

[1] 一般

파의 추산은 적절한 추산법을 사용한다.

[해설]

- (1) 파의 추산은 구체적으로 다음 2가지 단계로 나누어 실시한다.
 - ① 풍역의 설정
 - ② 파의 發達·감쇠(減衰)의 계산
- (2) 파를 발생·발달시키는 장소를 風域(또는 風場)이라 한다. 그 제원은 풍속, 풍향, 취송거리, 취송시간이다. 풍역이 설정되면 그 풍역조건에 가장 적당한 추산법을 사용하여 파의 발달·감쇠를 계산한다.

[참고]

- (1) 風域은 다음 순서로 설정한다.
 - ① 지상일기도·기상자료의 수집
 - ② 추산 케이스의 결정
 - ③ 지상일기도에서의 경도풍의 계산
 - ④ 경험공식이나 실측자료로부터의 해상풍의 추정
 - ⑤ 풍역도의 작성
- (2) 지상일기도는 원칙적으로 3, 9, 15, 21시의 6시간 간격의 일기도를 사용한다. 그 중 9, 21시의 일기도는 기상청 발행의 아시아 일기도를 사용한다. 3, 15시의 일기도는 기입된 기상요소의 시간적 변화의 연속성(예를 들면 태풍이나 온대성 저기압의 진행경로)을 전술한 아시아 일기도로 확인한 후에 사용한다.

[2] 發生域에서의 파의 추산

발생역에서의 파의 추산은 파랑 스펙트럼법 또는 유의파법을 이용하는 것을 표준으로 한다.

[해설]

- (1) 추산결과의 타당성 및 그 정도에 대하여는 관측치와 대조하여 검토하여 둘 필요가 있다.

- (2) 스펙트럼법은 에너지 평형방정식에 기초한 스펙트럼의 발달·감쇠를 추적 계산하는 방법의 총칭을 나타낸다. 이 방법은 컴퓨터를 사용하여 대규모적인 계산을 할 필요가 있다. 그리고 파의 발달·감쇠의 이론식 및 경험식에는 개량의 여지가 남아 있으나 너울을 포함한 파의 스펙트럼의 발달·변형의 상황을 파악할 수 있는 등의 유의파법에서 볼 수 없는 특징이 있다.
- (3) 여기서 말하는 유의파법은 처음 유의파의 개념을 제창하고 이 유의파의 추산법을 제시한 스베르드럽, 멩크(Sverdrup, Munk) 및 이것을 수정 개량한 브렛슈나이더(Bretschneider)에 의한 S-M-B법, 이것을 보다 일반적인 풍역에 적용 가능하게 확장한 Wilson법, 천해에 있어서 파의 추정법인 Bretschneider법 및 이것을 수치계산화한 방법을 총칭한다.
- (4) 파의 스펙트럼을 추정하는 방법으로서 피어슨(Pierson)·노이만(Neumann)·제임스(James)에 의한 P-N-J법을 비롯하여 왈든(Walden)법, 다비샤(Darbyshire)법 등이 있으나 이들의 방법도 추산 순서는 상기 유의파법과 큰 차가 없고, 또 추산 결과는 유의파로 하여 표시하는 경우가 많다.
여기서는 유의파법과 특히 구별하지 않고 유의파법에 준하는 것으로 하여 취급한다.

[참 고]

(1) 스펙트럼법

① 일 반

스펙트럼법은 주파수·방향별의 스펙트럼의 각 성분이 어떤 평형상태까지 독립으로 발달하는 것으로 하여 組立한 스펙트럼법(참고문헌 13~16)과 파의 스펙트럼의 발달·감쇠는 어떤 소수의 파라메타로 기술할 수 있다는 식견에 의거한 파라메타법(참고문헌 17~19)으로 분류된다. 전자는 스펙트럼 성분파에 바람으로부터의 에너지 유입과 성분파 간의 약한 비선형 상호작용에 의해 파랑의 발달이 기술된다는 입장을 취하고 있다. 한편, 후자는 파랑의 발달을 강한 비선형 효과의 종합적인 결과로 이루어지는 것으로 보아 波浪場에 일종의 상사 발달기구를 상정하고 그 발달·변형과정에 관한 법칙성을 파라메타를 사용하여 수식화하여 계산하는 것이다.

스펙트럼법의 추산 정도에 대하여는 반드시 충분한 검토가 이루어졌다고 말할 수는 없으나, 파랑 추산의 정도는 해상풍의 推定 정도에 크게 의존되므로 현재로서는 유의파법과 같은 정도로 생각해도 좋다. 그러나 같은 파랑 추산 모델을 사용하여도 계산격자·경계조건·경험정수 등의 차이로 인하여 결과는 10~20% 정도 차가 나는 경우도 있으므로 주의가 필요하다. 따라서 관측치와 대조하여 추산 결과의 타당성 및 그 정도에 대하여 검토하여 볼 필요가 있다. 특히, 현상의 스펙트럼법은 파랑 발달의 극한으로서 평형 스펙트럼형을 주는 방법을 사용하고 있으며, 이 가정된 평형 스펙트럼의 정도(精度) 그 자체가 결과를 크게 좌우한다고 생각된다. 주파수 스펙트럼 또는 方向 스펙트럼에 대하여 정도를 검토하는 쪽이 좋다. 이것은 유의파고가 방향 스펙트럼의 적분치의 평방근에 비례하므로 다소 스펙트럼의 형상 자체에 差가 있어도 유의파고에는 크게 차가 나타나지 않는 계산이 되고 있기 때문에 스펙트럼 형상으로 평가한 쪽이 엄격한 것이 되고 있다고 생각되기 때문이다.

유의파법에 비해 스펙트럼법은 다음과 같은 이점이 있다.

- 가. 풍속·풍향의 변동에 대한 물리적 특성을 명확하게 고려한다.
- 나. 파의 발달과정에서는 유의파의 주기가 시간과 더불어 변화하는데 풍역이 파의 전파속도(群速度)와 같은 속도로 파의 전파방향으로 이동하는 경우에 있어서도 타당한 추산 결과가 얻어진다.
- 다. 풍역조건에 의해서 풍파와 너울이 혼재하는 경우에도 풍파의 발달과정의 계산과 너울에 관한 감쇠과정의 계산을 분리하여 계산하지 않고 동일 모델로 양자를 포함하여 연산을 할 수가 있다.
따라서, 유의파법에 대한 추산 결과에 의문이 있는 경우에는 스펙트럼법으로 재검토하는 것이 좋다.

또한, 스펙트럼법은 심해파를 중심으로 연구·개발되어 있고 천해역에 관한 것으로는 코린즈(Collins, 1972), 카바레리(Cavaleri)와 리조리(Rizzoli, 1981), 골딩(Golding, 1983) 및 야마구찌(山口, 1986) 등에 의한 소수의 예 밖에 없다.

② 詳細

스펙트럼 모델에서 기본이 되는 것은 식(참4-17)에서 표시하는 에너지 평형방정식이다.

$$\frac{\partial}{\partial t} E(f, \theta, t, x) = -C_G(f) \cdot \nabla E(f, \theta, t, x) + a(f, U)E(f, \theta, t, x) + F_3 + F_4 + F_5 \quad (\text{참4-17})$$

여기서,

$E(f, \theta, t, x)$: 二次元의 波의 에너지 密度

$a(f, U)$: 필립스(Phillips, 1957)의 共鳴理論에 있어서 線形 增幅係數

$\beta(f, U)$: 마일즈(Miles, 1959)의 Shear 不安定 理論에 있어서 指數型 增幅係數

F_3 : 碎波에 의한 에너지의 소모

F_4 : 파가 전파될 때의 内部摩擦 등에 의하여 잃어버리는 에너지

F_5 : 成分波間의 非線形 상호작용에 의한 에너지의 교환

f, θ : 成分波의 周波數 및 進行角

t : 시간

: 위치 벡터

$C_G(f)$: 群速度 벡터

U : 풍속

V : 微分演算子

이후, 수식을 기술하는데 번잡을 피하기 위하여 파의 에너지 밀도를 시각과 위치의 변수 t 및 x 를 생략하여 $E(f, \theta)$ 로 표시한다. 그리고 파의 에너지 밀도 $E(f, \theta)$ 를 전방향($-\pi < \theta < \pi$ 의 범위)에 대하여 적분한 것을 $E(f)$ 로 표시한다.

식(참4-17)의 표시는 하셀만(Hasselmann, 1968)에 의한 것으로 좌변은 파의 에너지 밀도의 시간적 발전을 표시하고, 우변의 제1항은 성분파가 群速度로 전파하는데 따라 에너지의 유출·유입을 표시하고, 제2항, 제3항은 바람으로부터 에너지의 공급을 표현하고 있다. 실제의 계산을 위하여는 우변 제2항 이하를 정식화할 필요가 있다.

增幅係數 a , β 는 각각 필립스(Phillips, 1957)와 마일즈(Miles, 1959)에 의하여 이론적으로 주어졌지만 정밀한 관측결과에 따라 관측치가 이론치보다 큰 값이 되는 것을 알고 있으므로 수치계산에서는 관측치에 의거하여 a 와 β 를 사용하고 있다. 그러나 조합한 관측치의 차이 등에 의하여 波浪推算모델마다 다른 표현식을 쓰는 경우도 있다. 그리고 쇄파에 의한 에너지 손실은 주파수 스펙트럼의 한계치를 설정하는 것에 의하여 평가하는 계산법을 채용하고 있으나 이것도 계산 모델에 따라 다른 것을 채용되고 있다. 그리고 내부마찰·비선형 간섭·역풍에 의한 감쇠 등에 관하여도 동일하게 계산 모델에 따라 틀리는 경우가 있다. 따라서 기본식은 동일하지만 실제의 계산에 쓰이는 수식 및 여러 정수는 계산모델마다 다르므로 주의하여야 한다.

③ 스펙트럼법의 분류

파랑의 스펙트럼에 의거한 파랑예측의 역사는 파랑의 스펙트럼의 관측과 해석 기술의 진보와 더불어 발전하였다. 현재까지 제안되어 있는 방법은 일반적으로 비선형 상호작용 항의 취급방법의 차이에 따라 DP(decoupled propagation) 모델, CH(coupled hybrid) 모델 및 CD(coupled discrete) 모델의 세 가지로

분류되어 있다.

DP 모델에서는 에너지 원천함수는 바람에서 파의 에너지 수송의 항과 에너지消散의 항으로 구성되어 비선형 상호작용에 의한 成分波 간의 에너지 수송의 항은 형식적으로는 고려되지 않았다. 그러므로 方向스펙트럼의 각 주파수·방향마다의 파랑 성분은 서로 독립으로 전파하므로 DP 모델이라 부르고 있다. 이와 같이 DP 모델은 편의적인 모델화가 되어 있는 것이지만 계산시간이 적고 파고에 관하여는 실용상 허용할 수 있는 정밀도를 가지고 있는 점으로부터 간편하게 쓰이는 파랑추산 모델로서 현재에도 다방면으로 쓰이고 있다.

CH 모델에서는 풍파의 스펙트럼이 相似形을 유지하면서 발달한다는 관측 사실에서 풍파 성분을 몇 개의 파라메타에 의하여 표현하면서 너울 성분에 대하여는 DP 모델과 마찬가지로 독립으로 전파하는 것으로 하여 취급한다. 파라메타로 표현된 풍파스펙트럼과 DP 모델로서 취급하는 너울의 스펙트럼을 결합시킨 모델이므로 CH 모델이라 부르고 있다. CH 모델은 풍파 스펙트럼의 경험치를 재치 있게 삽입한 파랑 모델로서 비선형 에너지 수송의 항은 간접적으로 고려되어 있으나 풍파와 너울의 분리는 기계적으로 취급되어 있고, 풍파 성분과 너울 성분의 시간적·공간적인 분포가 불연속으로 되는 결점이 있다고 지적되고 있다.

CD 모델에서는 비선형 에너지 輸送項을 몇 개의 모양으로 직접적으로 고려한 점이 DP 모델이나 CH 모델과 크게 다르다. 비선형 에너지 수송식의 엄밀한 계산 방법을 실용적인 파랑 모델에 포함시키기가 곤란하므로 실재는 비선형 에너지 輸送項의 엄밀계산 결과를 파라메타화하여 도입하도록 연구하고 있다. 그러나 역으로 CD 모델의 결점은 이 비선형 에너지 輸送項의 파라메타화에 있다. 즉, 실제의 파랑 스펙트럼은 표준적인 스펙트럼과는 다르고 二方向에서 내습하는 성분파가 겹치는 二山形의 스펙트럼 등 복잡한 스펙트럼 현상을 나타내는 경우가 많다. 이와 같이 복잡한 스펙트럼에 대한 비선형 에너지 수송항을 표준적인 스펙트럼의 비선형 에너지 수송을 파라메타화한 결과로 표현하는 것은 限界가 있고 때에 따라서는 비현실적이고 불안정한 스펙트럼이 계산되어 버리는 결점이 있다.

CD 모델의 이와 같은 결점을 해소하는 목적으로 Hasselmann(1985)은 비선형 에너지 輸送項의 보다 직접적인 近似방법을 제안하고 이 近似計算方法을 도입한 WAM모델을 개발하였다. 이 WAM모델은 분류상 CD 모델로 분류되지만 기왕의 CD 모델에 비하여 비선형 에너지 수송항의 계산 방법의 自由度가 높고 형식적으로는 표준적인 스펙트럼 형상의 제약을 벗어나고 있다는 점에서 새로운 세대의 모델이며, 제3세대의 파랑추산 모델이라 부르고 있다. 여기에 대응하여 1960년대부터 1970년대의 초기에 걸쳐 개발된 DP 모델을 제1세대 모델, 1970년대부터 1980년대에 걸쳐서 개발된 CH 모델 및 CD 모델을 제2세대의 파랑추산 모델이라 분류하는 것도 있다.

이상과 같이 현재까지 제안된 파랑추산 모델에는 많은 종류가 있고 1970년대부터 현재에 걸쳐 보다 정밀한 波浪모델이 발전되어 왔다. 그러나 파랑추산의 정밀도는 파랑모델뿐만 아니라 일기도의 정도와 바람의 추산정도 등 많은 요소에 의존하는 점에서 파랑관측 자료에 의한 추산정도의 검증은 반드시 필요하다. 따라서 파랑추산을 실시하는 경우에는 소수의 예 일지라도 현지에서의 관측 자료와 비교하여 채용한 파랑추산법의 신뢰도를 확인함과 동시에 이 추산법에 의한 추산 결과가 특유한 편차가 있는 경우에는 적정하게 보정하는 것이 필요하다.

(2) 유의파법

① S-M-B법

가. 일 반

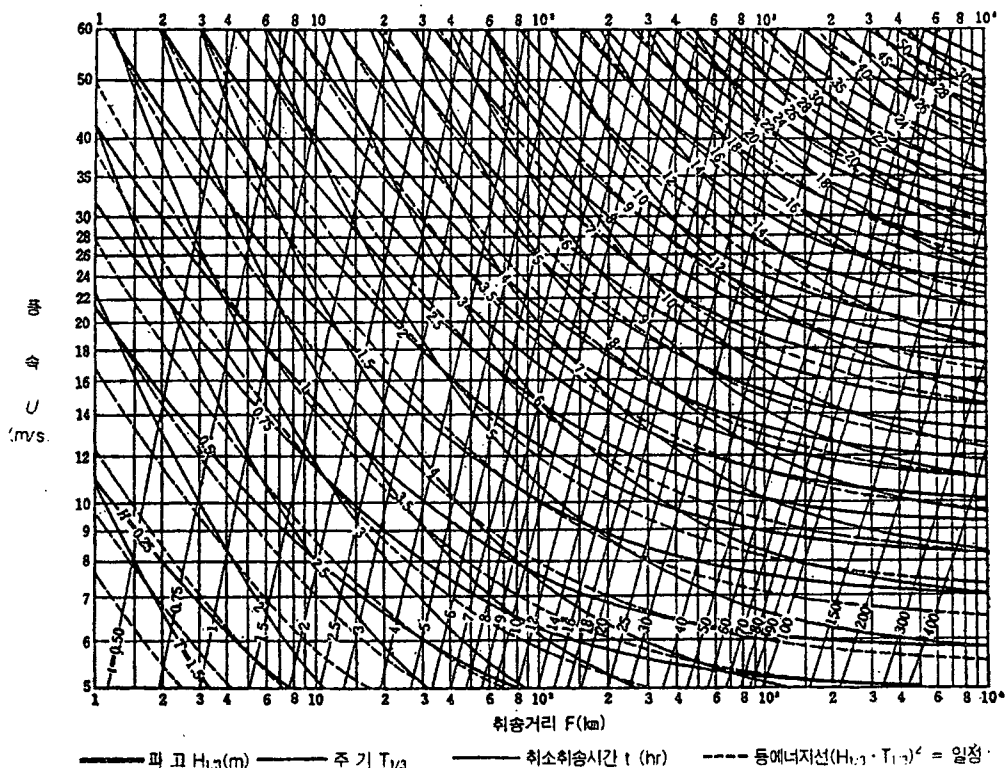
S-M-B법은 風域이 이동하지 않는 경우에 적용하는 것으로서 風域 내의 풍속, 취송시간, 취송거리에서 도참(4-6)을 사용하여 심해에서의 유의파의 파고, 주기를 추정한다. 풍속·취송시간에서 얻어지는

파고·주기에서 적은 쪽을 추산치로 한다. 도참(4-6)은 윌슨(Wilson) 식(참4-18), 식(참4-19)로부터 계산한 값을 도시한 것이다.

$$\frac{gH_{1/3}}{U^2} = 0.30 \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + 0.004 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/2} \right\}^2} \right] \quad (\text{참4-18})$$

$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi U} = 1.37 \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + 0.008 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/3} \right\}^{25}} \right] \quad (\text{참4-19})$$

여기서, $H_{1/3}$ 는 유의파고(m), $T_{H_{1/3}}$ 는 유의파의 주기(sec), U 는 해상 10m에서의 풍속(m/sec), F 는 취송거리(吹送距離, m), g 는 중력가속도(9.81 m/s²) 이다.



도참(4-6) S-M-B법에 의한 파랑예보 곡선

② Wilson법

Wilson법은 S-M-B법을 확장하여 태풍과 같은 이동성의 風域에 적용될 수 있도록 계량한 것으로 도참(4-7)의 $H_{1/3} - t - F - TH_{1/3}$ 그림을 사용하여 $F-t$ 면에서 파의 진행을 추적하고 $H_{1/3} - F$ 면, $TH_{1/3} - t$ 면에서 유의파의 파고, 주기의 발달을 추적한다. 도참(4-7)은 식(참4-18), 식(참4-19)에서 구한 것이다.

③ 천해에서의 추산

파의 발달에 대한 수심의 영향(해저마찰에 의한 에너지의 손실)을 고려한 방법으로서는 사카모토(坂本)-이지마(井島)법 등[사카모토(坂本) 등, 1960 ; 이지마(井島)법, 1968 ; 이지마(井島)법 등, 1967]이 있다. 有義波의 周期는 有義波의 波高와 식(참4-20)의 관계에서 성립되는 것을 경험적으로 말할 수 있다. 단, 이 식은 風域內的 파에 대한 것이다.

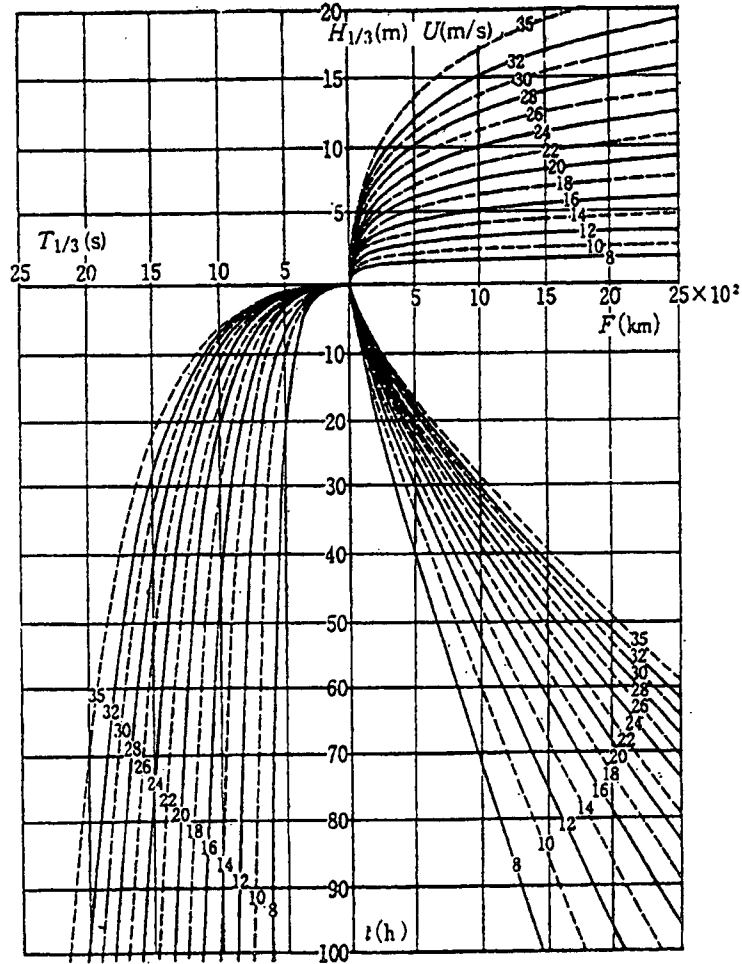
$$T_{H_{1/3}} = 3.86 \sqrt{H_{1/3}}$$

(참4-20)

여기서,

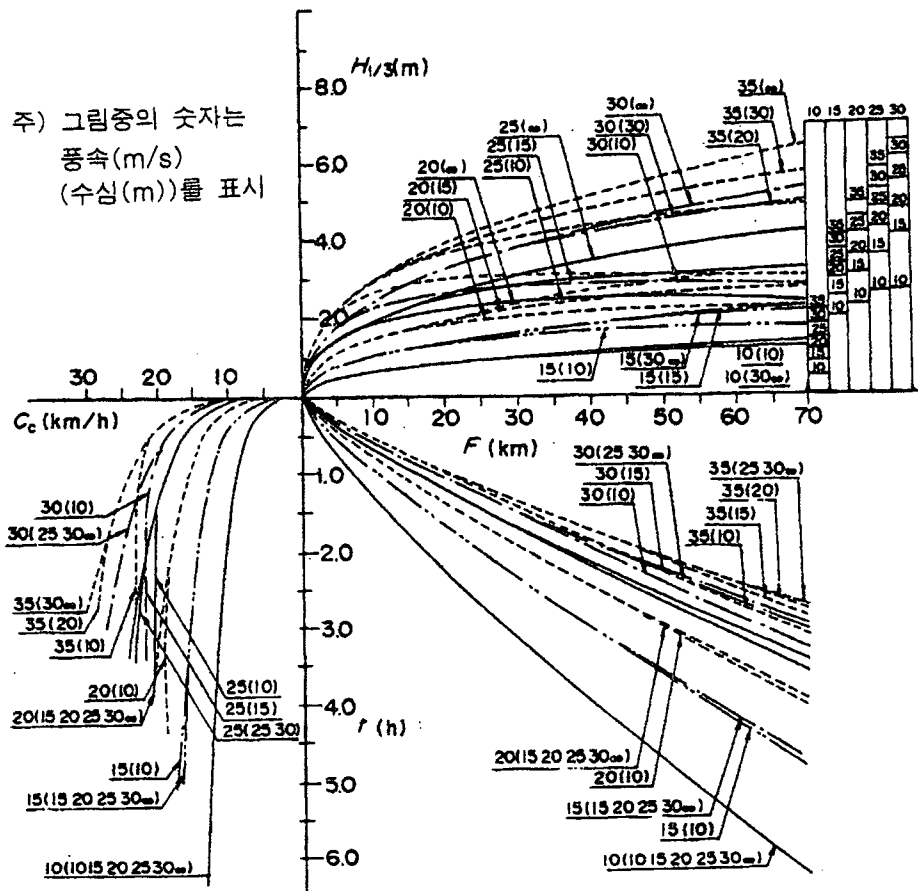
$H_{1/3}$: 有義波高(m)

$T_{H_{1/3}}$: 有義波周期(s)



도참(4-7) $H_{1/3} - t - F - T_{H_{1/3}}$ (Wilson식에 의함)

사카모토(坂本)-이지마(井島)법은 심해에서의 Wilson법의 고려방법을 천해의 경우로 도입하여 도참(4-8)과 같은 $H_{1/3} - t - F - C_G$ 도를 작성하여 변동 風域內에서의 천해파의 추산을 할 수 있도록 한 것이다.



도참(4-8) 천해파의 $H\frac{1}{3} - t - F - C_G$ 도 [사카모토(坂本)-이지마(井島)법]

④ 유의파법의 수치계산법

변동風域에 대한 Wilson법 및 사카모토(坂本)-이지마(井島)법은 어느 것이나 도식해법에 의하여 파의 추산을 하는 것이지만 이것을 컴퓨터를 사용하여 해석하도록 한 것이 유의파법에 있어서의 수치계산법이다. 도식해법의 경우에는 線風域을 설정하지만 수치계산법의 경우에는 평면적인 風域의 시간 변화를 입력으로 사용하고 파의 주 방향이 그 장소의 풍향에 따라서 변화하는 것으로 하여 취급하는 점이 다르다. 적용 범위는 원리적으로 도식해법과 동일하다.

⑤ 유의파법의 여러 가지 방법의 적용에 대하여

파의 추산에 쓰이는 유의파법의 선택은 대상지점이 외해에 면하는 연안에 있는가 혹은 소해만(小海灣) 또는 內灣의 연안에 있는가에 따라서 다르다. 외해의 경우에는 취송거리 및 취송시간이 길고 S-M-B법이 가정하고 있는 일정 風域의 근사가 곤란하므로 원칙으로서 Wilson법 또는 수치계산법을 사용한다. 동해의 연안은 비교적 해저경사가 급하므로 천해파로서의 추산은 필요치 않다. 도식해법과 수치계산법은 어느 것을 이용해도 좋다. 그리고 風域의 변동이 적은 경우에는 도참(4-6) 중에 표시한 등에너지선을 이용하는 것에 의하여 S-M-B법을 적용할 수 있다. 그러나 외해에 면한 연안에서 태풍이나 저기압에 의한 파의 추산인 경우에는 風域의 설정에 주관이 들어가기 쉽고, 또 추산 정도가 저하되기 쉬우므로 S-M-B법을 사용하지 않는 것이 바람직하다. 대상지점이 소해만이나 內灣인 경우에는 일반적으로 천해파로서의 추산이 필요하다. 추산하고자 하는 파가 천해파로 되느냐 안 되느냐를 조사하기 위하여는 도참(4-6)을 사용하여 심해파로서의 제원을 구하고 발생파의 파장과 대상지점의 수심과의 관계에서 판단하면

된다. 수역이 협소하고 수심이 비교적 깊은 경우와 같이 근사적으로 심해파로 볼 수 있는 경우에는 S-M-B법을 사용해도 좋다. 천해파로서의 추산을 하고자 할 경우에는 사카모토(坂本)-이지마(井島)법 또는 수치계산법에 의한다.

[3] 너울(Swell)의 추산

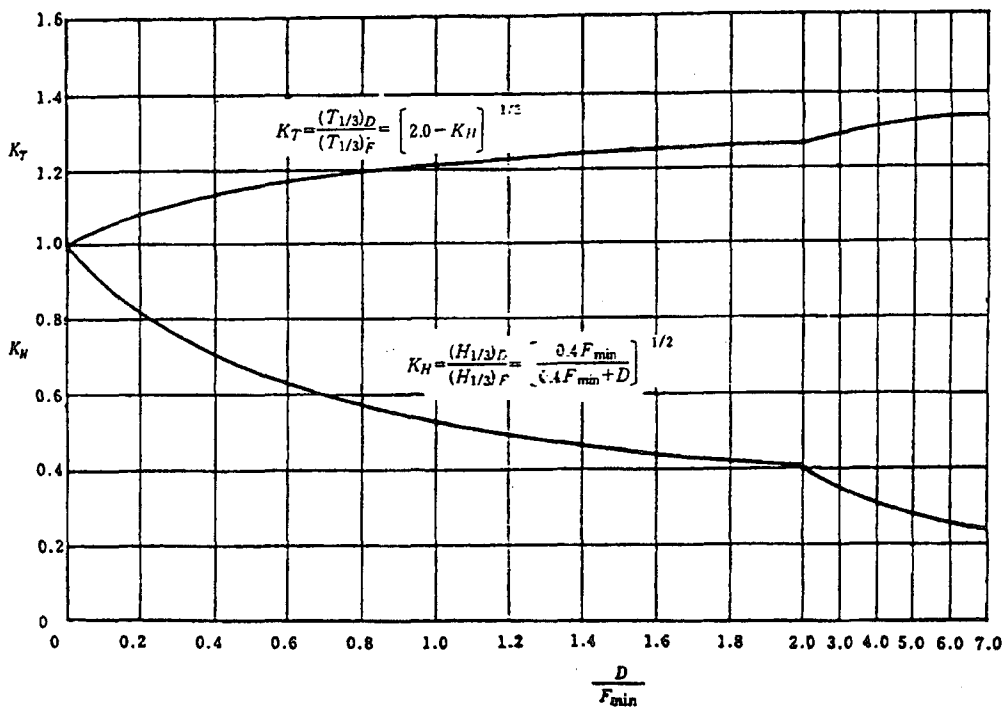
너울의 추산이 필요할 경우는 브렛슈나이더(Bretschneider)법으로 하는 것을 표준으로 한다.

[해설]

- (1) 파랑이 風域에서 벗어나 너울로 진행하게 되면 바람으로부터 에너지의 공급이 없으므로 파고는 점차적으로 감소된다. 파고 감소의 원인은 방향 분산과 속도 분산에 의한 파에너지의 밀도 저하에 의한 것이다.
- (2) 너울의 추산법에는 브렛슈나이더법(1968), P-N-J법(1955) 및 파랑 스펙트럼법 등이 있다. 파랑 스펙트럼법은 앞에서 언급한 바와 같이 수치계산에 의한 것으로 발생역에서 풍파와 너울을 구별하지 않고 여러 주파수에 대해 동시에 계산을 한다. 결과는 이 두 가지를 합성해서 유의파 제원으로 제시한다. 파랑 발생역에서 파의 추산에 유의파법을 사용한 경우에는 너울을 추산할 필요가 있으며, 이 경우에는 비교적 간단하며 사용하기 쉬운 브렛슈나이더법을 표준으로 하였다.

[참고]

이 방법은 브렛슈나이더에 의해서 제안된 방법이며, 도참(4-9)에서 너울을 추산한다.



도참(4-9) 너울의 算定圖

그림에서, F_{\min} 은 최소 취송거리, D 는 감쇠거리, H_F, T_F 는 風域 終端에서의 유의파의 파고와 주기, H_D, T_D 는 너울의 추산 지점에서의 유의파의 파고와 주기이다.

최소 취송거리 F_{\min} 은 S-M-B법에 있어서 추산치가 풍속과 취송거리에 의해서 결정되는 경우는 실제의 취송거리를 사용하고, 풍속과 취송시간에 의해서 결정되는 경우는 이에 대응되는 취송거리를 사용한다. 감쇠거리 D 까지 진행하는데 필요한 시간 t 는 다음 식과 같다.

$$t = \frac{D}{C_{GD}} = \frac{4\pi D}{gT_D} \quad (\text{참4-21})$$

여기서, C_{GD} 는 T_D 에 대응하는 群速度이다.

너울에 대해서는 신뢰할 수 있는 관측 자료가 충분히 확보되어있지 않기 때문에 발생역에서의 파에 대한 경우보다도 추산 정도는 낮다. 따라서 실측치와 비교 검토하여 사용한다.

4-3 설계파랑의 통계분석

파랑자료는 장기간의 실측자료 또는 기상자료에 의해 추산한 값을 실측치로 보정한 자료를 기초로 하여 상시 파랑과 이상시의 파랑으로 구분하여 파랑 특성을 통계 분석한다. 설계파랑은 이상시 파랑자료에 대해 적절한 통계처리방법으로 발생확률을 추정하고, 재현기간에 상응하는 파랑으로 결정한다.

[해설]

- (1) 항내정온도 및 작업일수 검토 등에 이용되는 상시 파랑의 특성을 분석하기 위해서는 파랑자료를 월별, 계절별 및 연별로 정리하여 파향별 파고, 주기의 상관도수 분포표를 이용한다.
- (2) 확률 파고를 추정하는데는 연속적인 파랑 관측기록치가 있으면 기준파고 등을 계산할 수 있으나 파고의 출현은 독립적이 아니기 때문에 파랑의 기준파고는 極値의 時系列 分布에서 구하는 방법과 매년의 최대 파고를 사용하는 방법이 있다. 일반적으로 장기간의 매년 최대파고를 극치통계자료로 이용하여 확률파고를 분석한다.
- (3) 재현기간은 상정한 값을 상회하는 파랑이 나타난 평균적인 연수이다. 예를 들면, 6m이상의 파고의 파가 평균하여 M년에 1회 비율로 나타난다면 이 파랑의 재현기간은 M년이다.
- (4) 파랑의 極値統計자료를 이용하여 검블(Gumbel) 分布, 와이불(Weibull) 分布 등의 방법으로 발생확률을 추정하고 재현기간에 상응하는 확률파고(설계파고)를 결정한다.
- (5) 확률파고에 대응하는 주기에 대해서는 확률파고의 추정 자료인 극대파의 자료에 대해 파고와 주기의 관계로부터 상관관계를 기초로 하여 적정하게 결정한다.

[참고]

확률파고 추정방법을 이용하여 임의 재현기간에 대한 파고를 추정하기 위한 통계 자료의 특성, 후보 분포함수의 선정, 자료와의 관계식 도출, 분포함수의 적합성을 측정하는 통계지표 등에 대한 참고자료로서는 고다(合田, 1988) 또는 ACES Technical Reference(1992) 등이 있고, 여기에는 관련사항이 잘 기술되어 있으며 프로그램도 이용이 가능하다.

한편, 항만구조물의 설계파를 구하기 위한 설계 심해파는 한국해양연구원(2005.12)이 제시한 결과를 참고할 수 있으며, 실제로 적용할 때는 대상 항만의 위치, 항 입구가 열린 방향, 항만 주변의 해저지형 등 현장특성을 고려하여 적용할 수 있다.

4-4 파랑의 변형

항만시설의 설계시에는 파가 진행할 때 받는 굴절, 회절, 반사, 천수 변형 및 쇄파 등의 여러 變形을 고려한다.

[해설]

파랑변형은 수심과 흐름의 변화 및 구조물 등에 의해 일어난다. 수심이 파장이 1/2 이하인 수역에서는 파랑은 해저의 영향을 받아 파속은 느려지고 파장이 짧아지며 파고도 변한다. 따라서 수심이 파장의 1/2 이상인 해역을 심해역이라 하고 이보다 얕은 해역을 천해역이라 한다.

[참고]

불규칙파에 대한 심해역과 천해역의 구분은 심해파의 유의파 주기로부터 구한 파장과 이에 대한 수심으로 해역을 구분한다. 천해역에서는 굴절, 회절, 천수 변형 및 쇄파 등의 영향을 받아서 스펙트럼 형태와 파고분포가 심해파의 상태와 다른 점을 고려해야 한다.

4-4-1 천수 변형

천해역을 파랑이 진행할 때는 수심이 낮아짐에 따라 굴절·회절뿐만 아니라 천수변형도 고려해야 한다. 수심이 얇은 지역에서 천수계수의 산정에는 파랑의 비선형성을 고려해야 한다.

[해설]

- (1) 심해파가 등심선에 직각 방향으로 해안을 향해서 진행할 때 수심 변화에 따른 미소진폭파의 파랑 변형은 다음 식에 의해서 계산한다.

$$L/L_o = C/C_o = \tanh(2\pi h/L) \quad (\text{해4-8})$$

$$H/H_o = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{C_o}{C}} = K_s \quad (\text{해4-9})$$

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh \frac{4\pi h}{L}} \right) \quad (\text{해4-10})$$

$$L_o = 1.56 T^2, \quad C_o = 1.56 T \quad (\text{해4-11})$$

여기서,

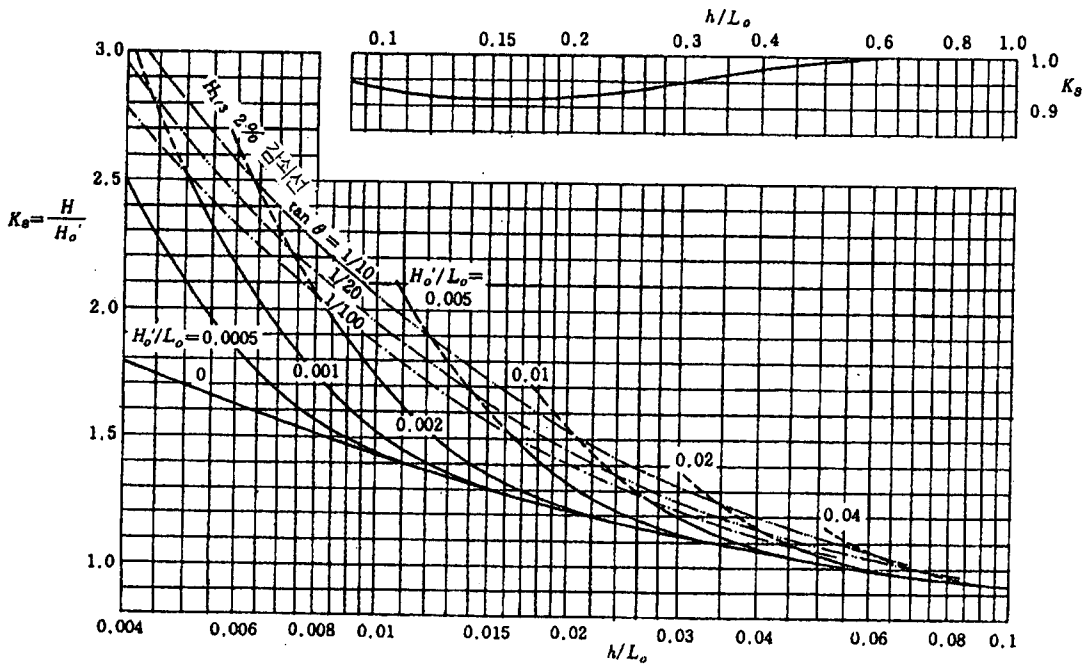
L_o, C_o, H_o : 深海波의 波長(m), 波速(m/s) 및 波高(m)

L, C, H : 水深 h 지점에서의 波長(m), 波速(m/s) 및 波高(m)

T : 주기(s)

K_s : 천수계수

두 지점을 통과하는 단위폭당의 에너지 수송량은 마찰 등과 같은 손실을 고려한 에너지 보존식으로부터 천수계수가 계산된다. 수심이 변하면 파속과 群速度는 일정하게 변하지 않고 파랑 분산식에 의해 복잡한 변화를 보인다. 에너지 손실이 없는 경우 도해(4-3)의 상단에 나타낸 바와 같이 천수계수 K_s 는 심해에서 1의 값으로부터 점차 감소하여 $h/L_o=0.157$ 에서 0.913의 최소값을 보인 후 다시 증가하나 쇄파로 인해 파고는 해안 부근에서 다시 작아진다.



도해(4-3) 천수계수의 산정도

(2) 도해(4-3)은 슈토(首勝, 1974)의 비선형 장파이론에 근거한 것으로 심해에서 천해에 도달하는 파랑의 천수 변형을 추정할 수 있다. 여기서 K_s 는 천수계수, H_o' 는 환산심해파고이며, 천수변형만을 고려하는 경우 환산심해파고와 심해파고는 동일하다.

[참 고]

- (1) 불규칙파가 천해역에 들어가면 불규칙파 중의 각 성분파의 파속은 어느 것이든 장파의 속도에 수렴하여 주파수에 따른 파속의 차가 거의 없기 때문에 波群의 형태는 거의 변하지 않고 진행한다. 이와 같은 경우에 쇄파 이전의 파랑만을 대상으로 한정하면 불규칙한 파군중의 개개파에 대하여 비선형 변형이론이 적용될 수 있다. 따라서 규칙파에 대한 비선형 파랑의 변형식은 불규칙파에도 적용할 수 있다.
- (2) 브렛슈나이더(Bretschneider)나 피어슨(Pierson), 모스크비츠(Moskovitsz)의 스펙트럼을 갖는 불규칙한 波浪의 각 성분파가 미소진폭파와 동일한 천수변형을 한다고 가정하여 계산한 불규칙파의 천수계수는 미소진폭 규칙파의 천수계수와 $h/L_o > 0.05$ 의 영역에서는 기껏해야 5% 정도의 차가 난다. 따라서 장파 영역 외에는 불규칙파의 천수계수로서 미소진폭 규칙파의 천수계수를 근사적으로 쓸 수 있다.
- (3) 위 (1)과 (2)항에서 쇄파 이전의 천해역에서 불규칙파의 천수계수는 장파 영역 내외의 여하에 관계없이 유의파로 대표된 도해(4-3)을 이용하여 구할 수 있다.
- (4) 도해(4-3)의 일점쇄선은 쇄파로 인해 유의파가 98%로 감쇠한 지점을 나타낸다. 이 선보다 위의 영역에서는 쇄파에 의한 파고감쇠가 커서 천수변형만으로는 파고변화를 추정할 수 없다.

4-4-2 굴절변형

파가 천해역을 진행할 때는 평면적인 수심변화에 따른 파속의 변화에 의해 굴절현상이 일어나므로 이에 의한 파향 및 파고 변화를 고려해야 한다.

[참고]

(1) 규칙파의 굴절 계산

① 굴절현상과 굴절계수

수심이 h_1 에서 h_2 로 변하는 경계선에서 파가 사각으로 입사할 때는 수심 변화에 따라 파속이 변하므로 파가 경계면에서 굴절되고 이에 의해 파향선의 간격이 변한다. 파향선의 폭의 변화가 급격하지 않으면 파의 에너지는 파향선을 가로질러 유출되지 않는다고 가정할 수가 있으며, 마찰 등에 의한 에너지 감소를 무시하면 에너지 수송량이 보존된다. 수심 h_1 에 대한 군속도를 C_{G1} , h_2 에 대한 군속도를 C_{G2} 이라 하고, 수심 h_1 에서의 파봉선의 폭 b_1 이 h_2 에서는 b_2 로 변하면, 이 사이의 에너지가 일정하므로 파고 H_1 과 H_2 는 다음 식으로 표시할 수 있다.

$$\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \sqrt{\frac{C_{G1}}{C_{G2}}} = K_r \cdot K_s \quad (\text{참4-22})$$

여기서, K_s 는 식(해4-9)에 의해 표시된 천수계수이고, K_r 은 굴절계수이다. 굴절계수는 파봉선의 폭의 변화로 표시되며, 파봉선의 폭은 파수(k)의 비회전성으로부터 구하게 된다.

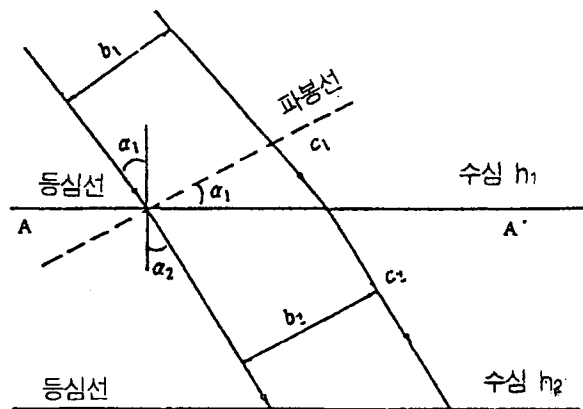
$$\frac{\partial k \sin \alpha}{\partial x} - \frac{\partial k \cos \alpha}{\partial y} = 0 \quad (\text{참4-23})$$

파봉선의 폭을 구하기 위해 y 축을 등심선 방향, x 축을 파랑 진행방향으로 정한 도참(4-10)에서와 같이 등심선이 평행한 경우에는 y 방향의 변화율이 없으므로 식(참4-23)으로부터 스넬(Snell) 법칙이 얻어진다.

$$\frac{\sin \alpha_1}{\sin \alpha_2} = \frac{C_1}{C_2} = \frac{L_1}{L_2} \quad (\text{참4-24})$$

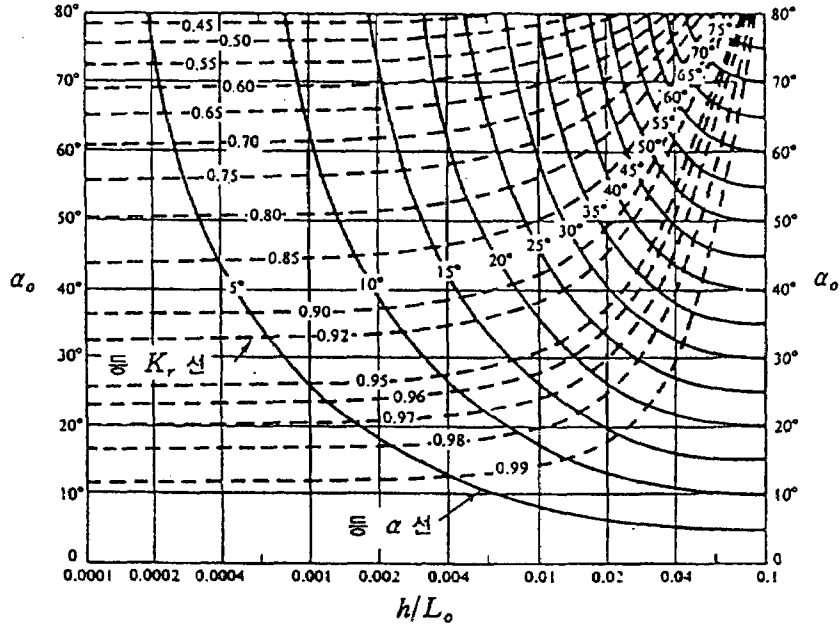
또한 두 파향선 사이의 y 방향 거리는 같으므로

$$K_r = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}} \quad (\text{참4-25})$$



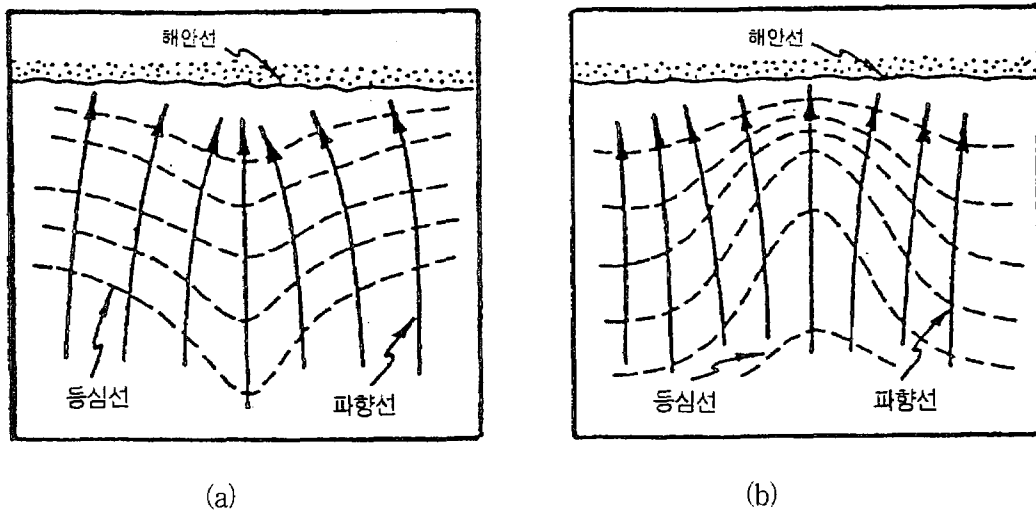
도참(4-10) 평행한 등심선에서 파랑굴절(Snell 법칙)

수심의 평면적인 변화가 있는 지역에서는 식(참4-23)으로부터 파향선의 각을 구해 굴절계수를 계산한다 (도참(4-11) 참조).

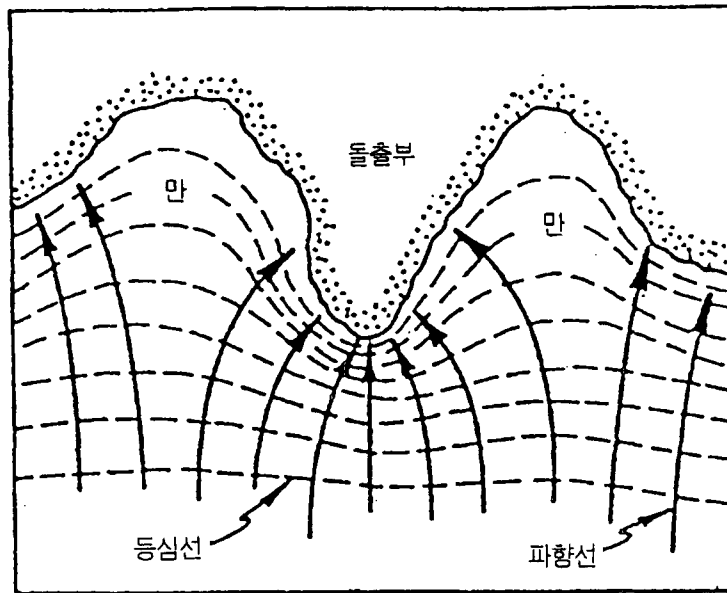


도참(4-11) 직선 평행해안에서의 굴절계수

② 도참(4-12)에서와 같이 해저계곡에서는 파향선이 발산하여 파고가 작아지나 돌출부에서는 집중되어 파향선 간격이 좁아져 파고가 커지게 된다.



도참(4-12a) 불규칙한 등심선의 해역에서의 굴절 변형(직선 해안)



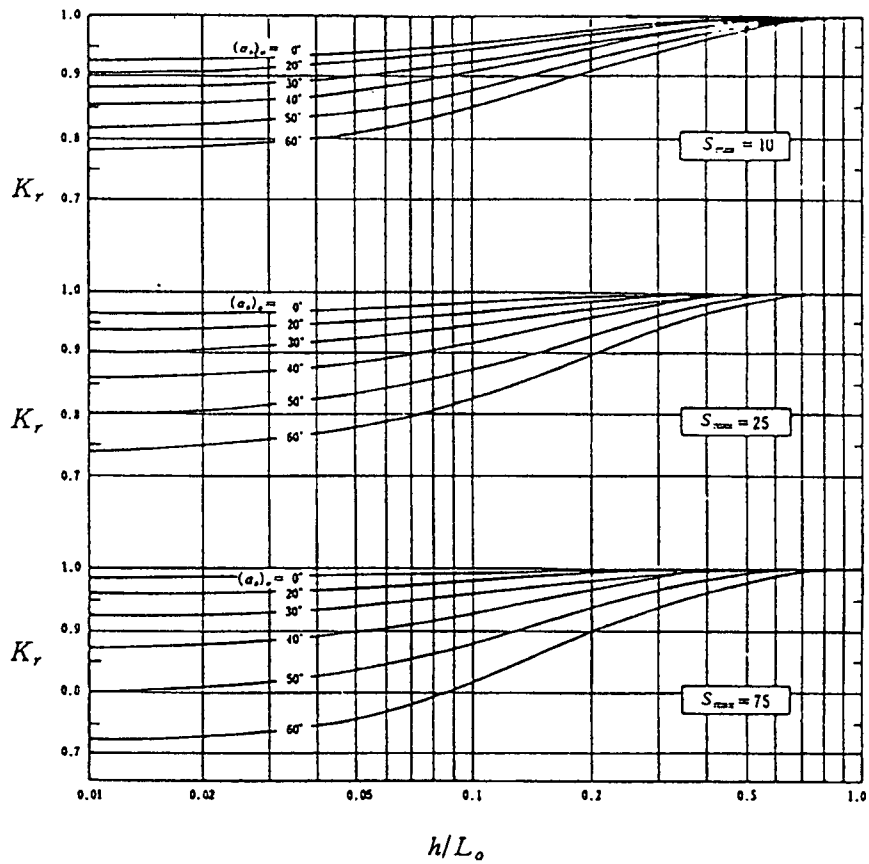
도참(4-12b) 불규칙한 등심선의 해역에서의 굴절변형(굴곡 해안)

(2) 규칙파 굴절 계산의 적용범위

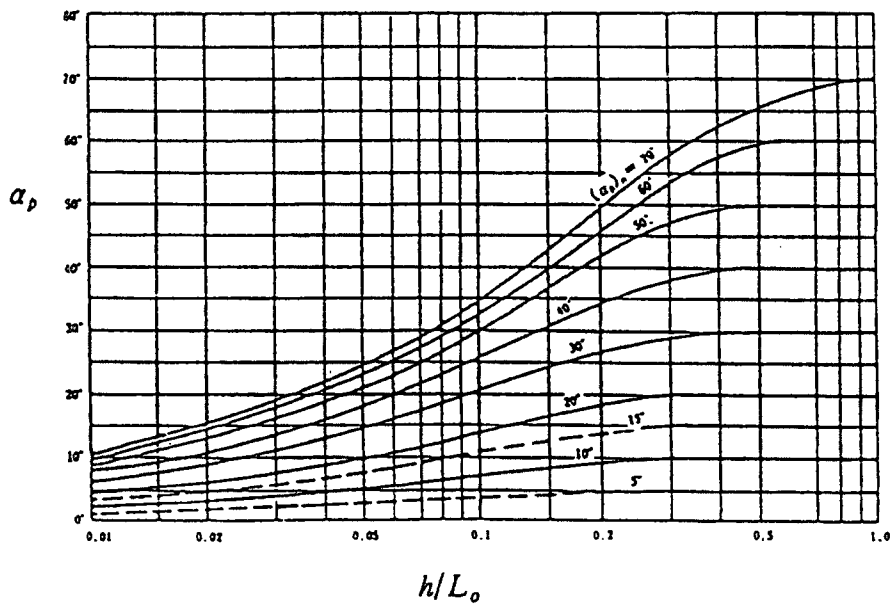
- ① 규칙파에 의한 계산이 적용될 수 있는 것은 너울 및 쓰나미처럼 방향 분산이 적고 주파수대가 좁은 파랑이다. 풍파와 같이 방향 분산이 크고 주파수대가 넓은 파에 대해서는 불규칙파에 의한 굴절 계산을 해야 한다.
- ② 천퇴(淺堆)와 같은 지형 뒤편에서는 파향선이 좁아져 때로는 교차하는 경우가 생긴다. 식(참4-22)와 (참4-25)에서 파향선의 폭이 영(0)이 되면 파고가 무한대로 커져 굴절 계산을 사용할 수 없게 된다. 실제로는 파향선을 가로질러 파에너지가 이동되는 회절현상이 더 강해져 파고가 낮아지게 된다.
- ③ 해안선에 평행한 직선 등심선을 갖는 해안에서는 규칙파의 계산 결과를 이용할 수 있다.

(3) 불규칙파에 의한 굴절 계산

- ① 불규칙파에 대한 굴절 계산으로는 파의 방향 스펙트럼을 적절한 개수의 성분파로 분할하여 각 성분파에 대해 환경사방정식을 풀어서 불규칙파의 굴절계수를 구하는 성분파법(예: Chae and Jeong, 1992)과 파의 에너지 평형방정식을 차분화하여 직접 계산하는 방법(다카야마(高山) 등, 1981)이 있다.
- ② 심해파가 섬이나 갑(岬) 등에 의해 굴절된 파인 경우에는 파의 스펙트럼을 표준형으로 가정한다면 일반적으로 차이가 생기기 때문에 회절 후의 스펙트럼을 사용하여 굴절 계산을 하여야만 한다.
- ③ 도해(4-13)과 도해(4-14)는 등심선이 해안에 평행한 지역에서 계산된 불규칙파 굴절계수 Kr 과 입사각 α_p 를 나타낸다(고다(高田), 1975). 그림에서 $(\alpha_p)_0$ 는 심해파의 주 파향각이며, 등심선에 대하여 수직 방향으로부터의 편각을 나타낸다. 또한, S_{max} 는 파의 방향 집중도를 나타낸 계수의 최대치이다.



도참(4-13) 직선 평행등심선 해안의 불규칙 파랑의 굴절계수



도참(4-14) 직선 평행등심선 해안에서 굴절에 의한 불규칙파의 주파향 α_p 의 변화도

- ④ 수심이 심해파고의 1/2 이하인 지점에서는 파랑으로서의 성질보다 쇄파에 의한 흐름으로서의 성질이 우세하므로 위의 굴절계산법을 적용할 수 없다.

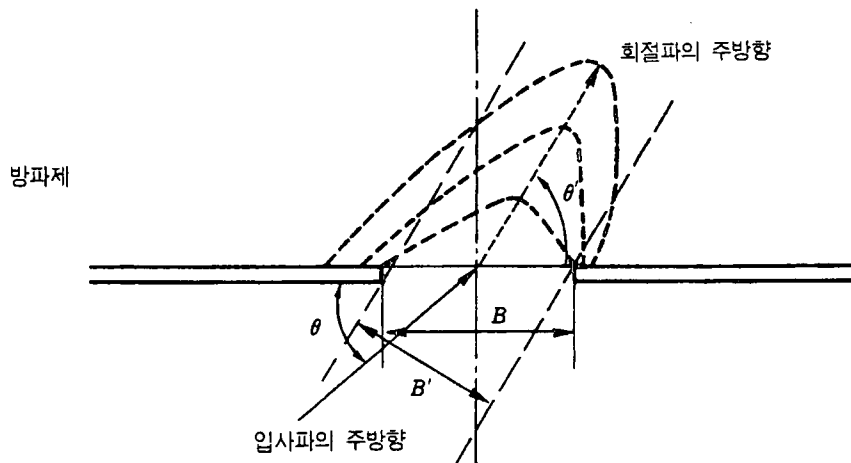
4-4-3 회절변형

방파제 및 섬 등의 방해물에 의해 생기는 회절파의 영향을 크게 받을 것으로 예측되는 영역 내의 파고는 회절도, 회절계산 혹은 수리실험에 의해 산정한다.

[해설]

방파제의 선단부 뒤편에도 파랑에 의한 수면의 진동이 생긴다. 이는 파랑 에너지가 큰 쪽에서 낮은 쪽(방파제로 인한 차폐구역)으로 이동되는 회절현상에 의해 나타난다. 굴절에서는 파봉선을 가로질러 파랑 에너지의 흐름이 없다고 가정하나, 이 가정은 에너지의 차이가 작은 경우에만 성립되는 것이며, 선단부와 같이 차폐로 인한 에너지의 차이가 큰 곳에서는 회절현상이 더 뚜렷이 나타난다.

$$B'/L = (B/L)\sin\theta'$$



도해(4-4) 가상 개구폭 B'와 회절파의 軸線 각도 θ'

[참고]

- (1) 반무한제(半無限堤)에 의한 不規則波의 回折圖는 권말1 도2-1~도2-7과 같이 되며, 그림 중에서 실선은 등파고비선(等波高比線), 점선은 등주기비선(等周期比線)이다. $S_{max} = 10$ 은 풍파, $S_{max} = 25$ 는 감쇠 초기의 너울, $S_{max} = 75$ 는 너울성의 파랑에 해당된다. 단, 천해역에서는 굴절에 의한 S_{max} 의 변화(도참(4-13)참조)를 고려한다.

회절파고(回折波高)와 입사파고(入射波高)와의 비가 회절계수(K_d)이다. θ 는 파랑의 주방향을 나타내며, 좌표는 유의파의 파장으로 무차원화되어 있다. 이 그림은 방파제의 뒤편에서 반사되는 방향의 입사파는 무시되어 있으며, 방파제의 반사계수는 1로 완전반사의 경우이다.

- (2) 권말1 도2-8~도2-11은 개구부를 갖는 방파제에 대한 회절파로서 파랑의 주방향은 방파제에 대하여 수직이며, 좌표는 개구부에 의해 무차원화된 값이고, 이 그림에서 오른쪽 반은 회절계수, 왼쪽 반은 주기의 비를 나타낸 것이다.

(3) 개구 방파제에 파랑이 사각(斜角)으로 入射할 때의 회절도는 컴퓨터에 의한 수치계산으로 구하는 것이 바람직하나 이런 방법으로 할 수 없을 때는 아래와 같이 근사적인 방법으로 구하여도 좋다.

사각 입사의 경우 개구 방파제에 의한 회절파의 軸線 방향 θ' (도해(4-4) 참조)는 입사각 θ 와 약간 차이가 있다. 이 편각을 표시한 것이 권말1 도2-12 a~c 및 도2-13 a~c이다.

개구폭비 및 파랑의 入射方向에 대한 회절파의 軸線 방향은 표참(4-4) (a)~(c)를 이용하여 구한다.

표참(4-3) 불규칙파 축선 각도(θ)

[()내는 입사각에 대한 편각]

(a) $S_{max} = 10$

B/L	방파제와 波向이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	53°(38°)	58°(28°)	65°(20°)	71°(11°)
2.0	46°(31°)	53°(23°)	62°(17°)	70°(10°)
4.0	41°(26°)	49°(19°)	60°(15°)	70°(10°)

(b) $S_{max} = 25$

B/L	방파제와 波向이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	49°(34°)	52°(22°)	61°(16°)	70°(10°)
2.0	41°(26°)	47°(17°)	57°(12°)	67°(7°)
4.0	36°(21°)	42°(12°)	54°(9°)	65°(5°)

(c) $S_{max} = 75$

B/L	방파제와 波向이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	41°(26°)	45°(15°)	55°(10°)	66°(6°)
2.0	36°(21°)	41°(11°)	52°(7°)	64°(4°)
4.0	30°(15°)	36°(6°)	49°(4°)	62°(2°)

이 표에서 회절파의 軸線 方向을 구하여 θ' 에 대한 가상 개구폭비 B'/L 을 식(참4-26)으로 구한다(도해(4-4) 참조).

$$B'/L = (B/L)\sin\theta' \tag{참4-26}$$

직각 방향에서의 입사파에 의한 회절도(권말1 도2-8~2-11)로부터 가상 개구폭비와 같은 개구비의 회절도를 선택하여 이 회절도의 입사방향과 표참(4-3)에서 구한 회절파의 축선 방향이 일치되도록 회전시켜 보면 비스듬한 입사파의 회절도가 된다. 이 근사법에 의한 오차는 방파제 개구부 부근에서 가장 크고 회절 계수의 값으로는 0.1 정도이다.

(4) 개구폭비 B/L 이 동일한 회절도가 없을 때는 이에 가까운 값의 회절도를 쓰든가 혹은 그 값에 가까운 2개의 회절도로부터 내삽하여 정한다.

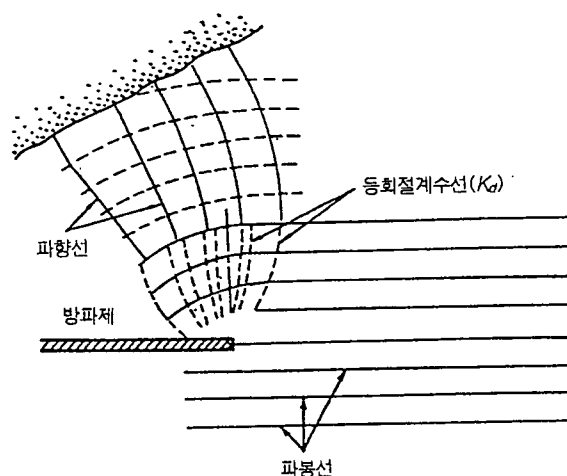
- (5) 파랑의 회절에서는 주기의 변화보다 파향 변화의 효과가 크므로 파의 파장에 비하여 큰 섬 등에 의한 회절에 있어서는 파의 에너지의 방향분산만을 고려한 방향분산법으로 계산해도 좋다.
- (6) 파랑의 차폐 구역에서 수심이 크게 변화할 때는 적절한 방법으로 파랑의 굴절도 동시에 고려하여야 한다.
- (7) 회절된 불규칙파의 유의파 주기는 회절 전과 다르므로 주의해야 한다.
- (8) 회절 후의 파랑이 안벽 등에 의해서 반사될 때는 반환 회절도법이나 기타 적절한 방법으로 반사의 효과를 계산해야 한다.
- (9) 규칙파의 회절도를 권말1 도2-15 a~h와 권말1 도2-16 a~h로 나타내었다. 권말1 도2-15는 반무한제에 의한 회절도이며, 권말1 도2-16은 개구방파제에 의한 회절도이다. 파형경사가 작은 너울($H_o'/L_o \leq 0.005$ 정도)에 의한 회절은 이들 규칙파의 회절도를 써서 산정하여도 좋다.
또, 규칙파에 의한 정온도 실험으로 사전에 항내의 파고 분산을 추정할 경우에도 규칙파의 회절도를 사용한다.
- (10) 수리모형실험에 의한 검토
다방향 불규칙파 조파기의 발달로 인하여 방향 분산성을 갖는 파를 평면수조 내에서 재현할 수 있으므로 회절 실험을 비교적 간단히 실시할 수 있다. 유효조파영역 내에 항만 모형의 개구부를 설치하고 관측은 항내의 여러 지점에서 동시에 실시한다. 회절계수는 항 입구에 적어도 2개 지점에서 관측한 유의파고의 평균치로 항내관측 유의파고를 나눈 값이다.
- (11) 파고가 매우 큰 폭풍시에는 항입구로 쇄파가 침입하는 경우가 있는데 이 때에도 앞에서 언급한 회절도를 이용하여 항내파고를 산정하면 좋다. 단, 쇄파가 생기는 경우에는 파 에너지의 방향 집중도가 크게 되기 때문에 방향집중도 계수 S_{max} 의 값이 75 이상의 회절도나 규칙파의 회절도를 이용한다.

4-4-4 굴 · 회절 변형

수심의 변화로 인해 파고의 공간적인 분포가 상당히 클 경우에는 굴 · 회절 변형을 동시에 고려한다.

[해설]

- (1) 방파제 또는 이안제 및 해안측의 수심이 변하는 경우는 굴 · 회절 변형이 동시에 일어난다. 이와 같은 경우의 파고 및 파향은 근사적으로 다음의 순서에 따라서 추정할 수 있다(도해(4-5) 참조).



도해(4-5) 굴 · 회절 변형의 근사계산

- ① 방파제 및 이안제까지의 굴절도를 작성한다.
 - ② 이 점에서 해안쪽으로 3~4 파장 정도의 연속파봉을 가진 회절도를 작성한다.
 - ③ 이 회절도에서 결정한 해안쪽의 파봉선에서 구할 파향에 의해서 연안 지점까지 또는 쇄파 지점까지 새로운 굴절도를 작성한다.
 - ④ 해안에 가장 가까운 파봉선의 파향 및 파고, 그리고 이에 연결되는 굴절도에서 연안 지점 또는 쇄파 지점의 파고와 파향을 산정한다.
- (2) 굴·회절 변형을 동시에 나타내는 환경사 파랑식을 이용하여 수치계산법에 의해 파랑을 계산할 수 있다. 그러나 환경사 파랑식에 의한 방법은 정확하나 넓은 해역에 적용하는 데에는 계산 시간이 비교적 많이 소요된다. 이에 비해 계산 속도가 빠르고 쇄파 지역의 경계조건 설정이 용이한 포물형 환경사 파랑식이 파랑 추정에 많이 이용된다(예: Kirby and Dalrymple, 1983).
- (3) 파랑 변형의 수치모형 결과는 수리실험 또는 실측치와 비교하여 신뢰도를 검증해야 한다. 수치모형은 각기 다른 특성을 갖고 있기 때문에 결과의 해석에 세심한 주의가 필요하며, 특히 모형의 장·단점 및 포함된 가정을 이해하지 못하는 경우에는 수치결과를 잘못 해석하지 않도록 주의한다.

4-4-5 환산심해파고

환산심해파고는 굴절이나 회절 등에 의한 파고 변화의 영향을 설계계산 및 수리모형실험에서 다루기 쉽게 하기 위한 가상적인 파고이며, 파고 및 주기는 다음과 같이 주어진다.

$$H'_o = K_d K_r (H_{1/3})_o, \quad T_{H_{1/3}} = (T_{H_{1/3}})_o \quad (4-1)$$

여기서, H'_o : 환산심해파고(유의파)
 $(H_{1/3})_o = H_o$: 심해파고(유의파)
 K_d : 회절계수 K_r : 굴절계수
 $(T_{H_{1/3}})_o$: 심해파의 유의파 주기

[해설]

- (1) 환산심해파고는 쇄파, 파의 쳐올림, 월파 등의 현상을 심해파와 관련하기 위해 도입한 것이다. 이러한 제 현상은 주로 수리모형실험에 의해 분석되며, 기존의 결과들은 2차원 수조에서 이루어진 것들이 많으므로 이를 활용하기 위한 방안으로 고안된 것이다.
- (2) 회절과 굴절 등을 고려할 수 있는 3차원 수조에서는 이 개념이 필요하지 않으나 3차원 실험은 과도한 비용과 시간이 소요되는 단점이 있어 환산심해파고를 계속 사용하고 있다.
- (3) 해저경사가 완만하고 파랑이 상당한 거리를 진행하면 해저마찰로 인한 파고 감소를 무시할 수 없으며, 이런 경우 감쇄율 K_r 를 식(참4-23)에 곱해 환산심해파고를 계산한다.
- (4) 실제 지형에서는 굴·회절 계수가 장소에 따라 다르기 때문에 환산심해파고 계산은 장소에 따라 변하는 점에 주의한다.

4-4-6 반 사

항만시설물 설계시 인근 구조물에 의한 반사파의 영향과 해당 시설물이 인근 지역에 미치는 파랑의 반사 영향에 대하여 검토한다.

[해설]

방파제에서 반사된 파가 항로를 소란하게 하거나, 인근 안벽에서 다중 반사된 파가 항내를 교란시키기도 한다. 항만시설에 의한 반사파가 선박의 항행 및 하역에 큰 영향을 미치는 경우가 있으므로 주의를 요한다.

[참고]

반사파에 의해 여러 파군이 존재할 경우의 파고는 식(참4-27)로 산정할 수 있다.

$$H_s = \sqrt{H_1^2 + H_2^2 + \dots + H_n^2} \quad (\text{참4-27})$$

여기서, H_s 는 파군 전체의 유의파고, H_1, H_2, \dots, H_n 는 각 파군의 유의파고이다.

단, 파향에 따라 파랑의 작용이 다를 경우에는 각 파군의 파향의 차이를 고려한다.

- (1) 구조물의 수직선과 입사파와의 사잇각(입사각)이 45°보다 작은 경우 입사각과 같은 반사각을 가지는 반사파가 형성되나 입사각이 45°보다 크고 70°보다 작은 경우에는 반사각은 입사각보다 크게 될 뿐만 아니라 마하스텝(mach-stem)이라는 새로운 파형이 구조물에 인접한 곳에 형성되며, mach-stem의 진폭은 입사파의 진폭보다 크다. 입사각이 70°보다 큰 경우에는 mach-stem만이 존재하며, 구조물로부터 직각 방향으로 형성되는 mach-stem의 폭은 입사파랑 진행방향으로 점차 증가하고 진폭도 커지게 되므로(Chen, 1961) 돌제의 마루높이 결정에 이를 고려한다.
- (2) 반사파와 반사파 또는 입사파와 반사파가 중첩된 경우의 파고는 다음과 같이 구한다. 규칙파는 파형의 단순한 중첩에 의해 구하며, 이는 위상의 상황에 따라 심한 기복을 나타낸다. 그러나 불규칙파에서는 많은 성분파를 포함하고 있기 때문에 이 기복은 평활화되어 반사파의 파고는 각 파군의 에너지가 중첩된 것으로서 식(참4-27)로 계산할 수 있다. 이와 같은 방법은 반사면에서 0.7파장 이상 떨어진 지점에서 적용할 수 있다.

[1] 반사율의 산정

반사율은 현지관측에 의해서 산정하는 것이 바람직하나 관측이 어려운 경우 또는 시공전의 경우에는 수리모형실험 결과를 참조하여 산정한다. 실험시 사용하는 파는 불규칙파를 사용한다.

[참고]

반사율은 반사계수 K_R 로 나타내며, 反射波高 H_R 에 대한 入射波高 H_I 의 비로 정의한다. 반사율은 구조물의 형태, 재질과 같은 구조물 특성과 波形傾斜, 相對水深과 같은 파랑의 특성에 따라 정해진다. 표참(4-4)를 참고하여 반사율의 개략치를 정한다.

표참(4-4) 반사율의 개략치(Seelig and Ahrens, 1981)

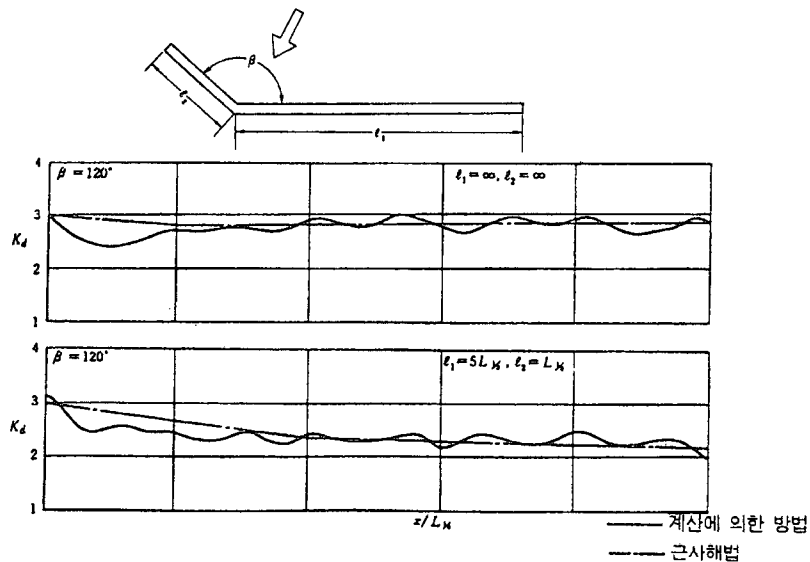
구 조 형 식	반 사 율
직립벽(마루가 정수면 위)	0.7~1.0
직립벽(마루가 정수면 아래)	0.5~0.7
사석사면(1:2~3 경사)	0.3~0.6
이형소파 블록사면	0.3~0.5
직립소파 구조물	0.3~0.6
자연해빈	0.05~0.2

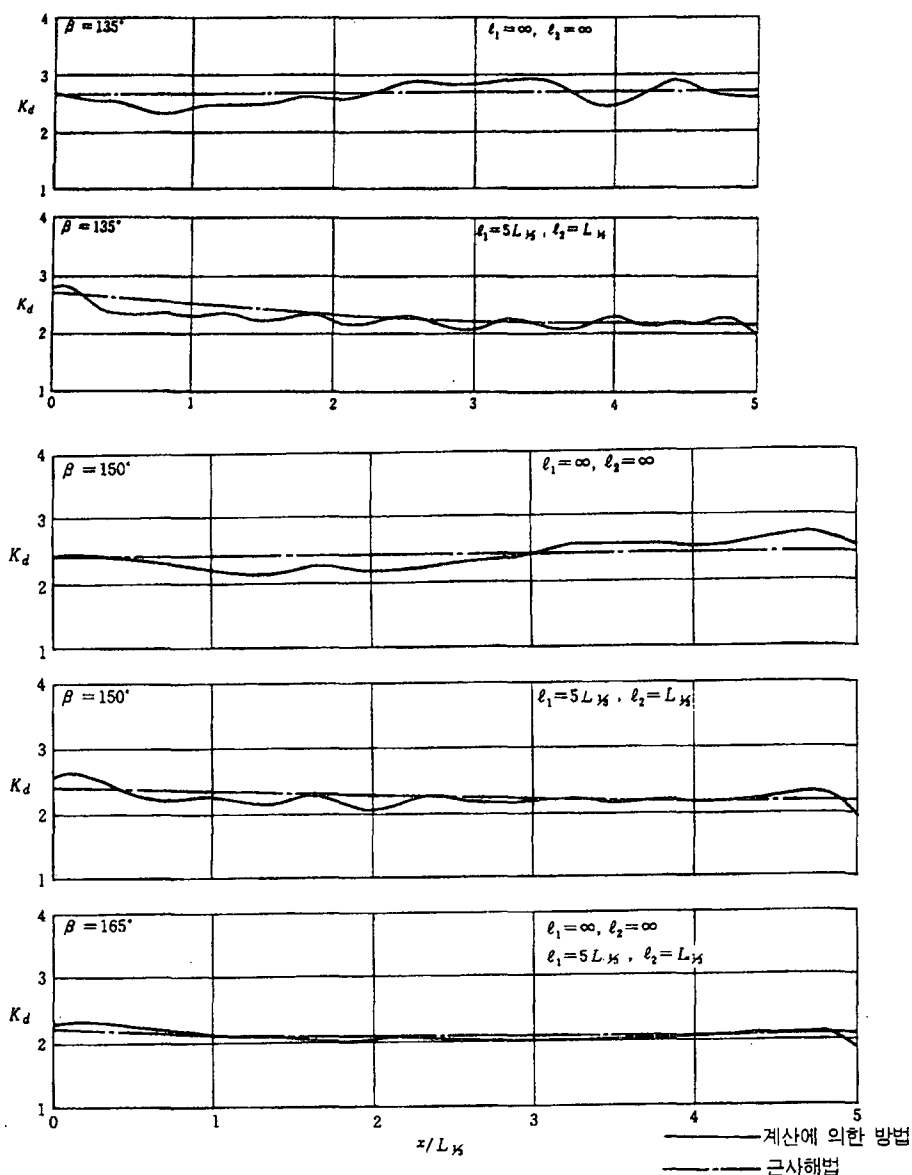
[2] 우각부(隅角部), 방파제 두부(頭部) 부근 및 도제(島堤) 주변에서의 파랑변형

구조물의 우각부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서는 일반적인 중북파보다도 파고가 커지므로 이 파고 증대에 대하여 충분히 검토하여야 한다. 단, 파고 증대에 대하여는 파랑의 불규칙성을 고려하여 검토한다.

[참 고]

- (1) 규칙파로 우각부나 방파제 두부 부근의 파고 분포를 계산하면 매우 기복이 심한 분포형을 얻게 된다. 그러나 파랑의 불규칙성을 고려하여 계산하면 우각점에서 1파장 미만의 범위를 제외하면 이 분포형은 평활화되어 파고가 작아진다. 이 때문에 규칙파에 의해 계산된 파고는 과대하다.
- (2) 불규칙파에 의한 우각부 부근의 파고 분포를 도참(4-15)에 나타내었다. 이 그림은 수치계산에 의하여 각 주파향에 대하여 구한 파고의 최대치 분포 모양을 나타낸 것으로서 파랑은 방파제에 의해 완전히 반사된다고 가정한다. 그림에서 K_d 는 주방파제 전면의 파고와 입사파고와의 비를 나타낸다. 계산에 쓰인 불규칙파는 $S_{max}=75$ 의 스펙트럼형으로 상당히 파향 집중도가 높은 파랑이다. 그림의 1점쇄선은 근사계산으로 구해진 각 점에서의 파고의 최대치 분포이다. 또한 l_1 은 주방파제의 길이, l_2 는 부방파제의 길이, β 는 주방파제와 부방파제가 이루는 각도이다. 이 그림으로 우각부 부근의 파고 분포를 산정하여도 좋다.





도참(4-15) 우각부에서의 波高의 최대치 分布

- (3) 방파제의 반사율이 0.4 이하가 되도록 소파공을 설치하면 우각부에 의한 파고 증대는 거의 고려하지 않아도 된다. 다만, 이는 副防波堤의 전장에 걸쳐 소파공을 설치한 경우이다. 부방파제가 긴 경우 부방파제에 의한 반사파의 영향이 우각점에서 떨어진 곳까지 도달하기 때문에 소파공을 방파제 연장상에 길게 설치하지 않는 한 그 효과는 그다지 기대할 수 없다. 또한 주방파제가 부방파제에 미치는 효과도 같다고 말할 수 있다.
- (4) 반무한 방파제, 개구 방파제 및 도제의 두부 부근(두부에서 1파장 미만의 범위)에는 파랑의 회절에 의해 일반적인 중복파의 파고보다도 더 큰 파랑이 발생한다. 또한 방파제 후면의 파고 분포도 제체를 따라 진동하기 때문에 항내·외의 수위차에 따라서는 큰 파력이 미치게 되는 것에 주의해야 한다(이또(伊藤)와 다니모토(谷本), 1971). 특히, 도제의 경우 도제의 길이와 파장의 비 또는 파향에 따라서 최대의 파력을 발생하는 위치가 크게 이동하는 것에 주의를 요한다.

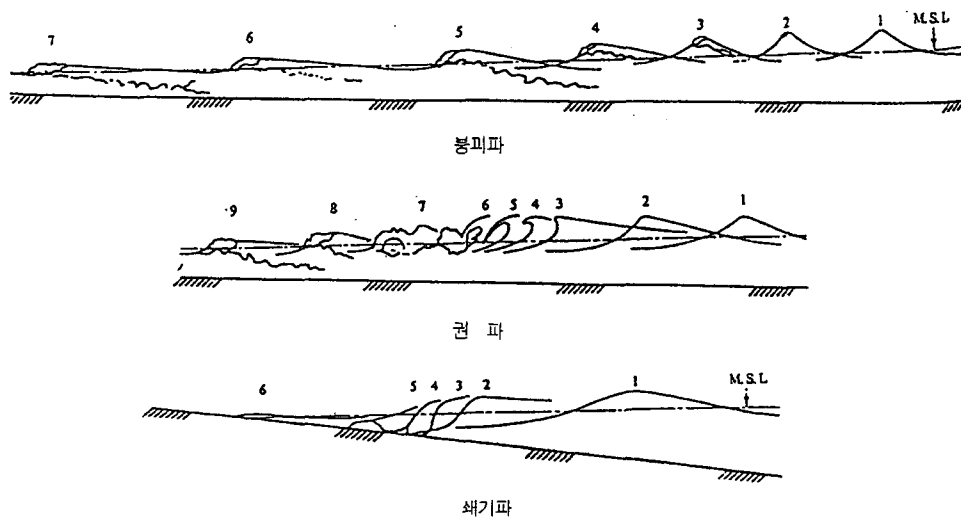
4-5 쇄 파

4-5-1 일 반

항만구조물이 쇄파지점 부근에 있는 경우는 쇄파를 고려하여 계획을 해야 한다.

[참 고]

(1) 쇄파 형식은 다음과 같은 세 가지가 있으며, 형태는 도참(4-16)과 같다.



도참(4-16) 쇄파 형태

① 붕괴파(Spilling Breakers)

파형이 진행함에 따라 비대칭이 되고, 파봉 부분의 일부에 하얀 거품이 생기며 점차적으로 깨져 그것이 차차 파의 전면에서 무너져가는 형태의 쇄파로 천해인 해안뿐만 아니라 심해역에서도 일어난다.

② 권파(Plunging Breakers)

해안 부근의 수심이 얇은 곳에 파랑이 도달하면 해저 마찰 때문에 수립자의 속도가 해저보다 표면에서 크게 되어 파봉이 앞으로 덮어씌워져 파랑 전체가 앞으로 일시에 넘어지는 형태의 쇄파이다.

③ 쇄기파(Surging Breakers)

권파와 같이 일시에 파랑 전체가 깨지는 것이 아니고, 파랑의 하부쪽에서 부서지기 시작하여 파의 전면 대부분이 깨어져 해안선에서 공기를 혼합시키면서 사면을 타고 올라간다.

- (2) 쇄파 형식은 입사파의 파형경사 H_o/L_o 와 해저경사의 영향을 받게 된다. 일반적으로 파형경사가 큰 경우는 붕괴파가 되고 해저경사가 큰 경우는 쇄기파가 발생한다.
- (3) 쇄파 형식은 해안선 변형에 밀접한 관계가 있는 동시에 구조물에 작용하는 파력에도 관계가 있다. 경사가 완만한 해안에서는 여러 번의 쇄파가 발생하며, 가장 먼 외해 쪽에서부터 해안 가장 가까운 곳까지 쇄파가 일어나는 지역을 쇄파대라 한다.
- (4) 방파제에 강력한 파압을 주는 쇄파는 주로 권파이며, 많은 파력 공식들은 이 쇄파에 대한 식이다.
- (5) 구조물이 쇄파지점 내에 있는 경우는 쇄파후의 파랑이 구조물에 작용하는 것으로 하여 설계한다. 구조물이 쇄파지점보다 외해 쪽에 있는 경우는 굴절 또는 회절에 의해서 구한 파향 및 파고에 의해서 설계한다.

4-5-2 규칙파의 쇄파 한계파고(碎波 限界波高)

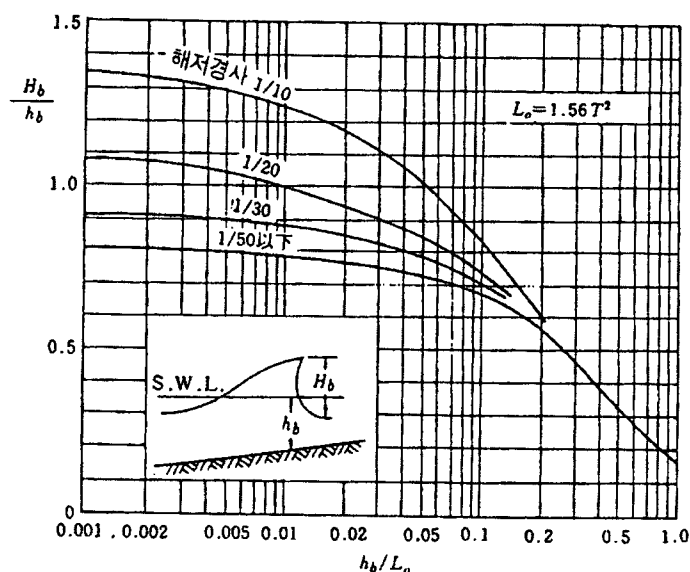
해저경사가 비교적 작은 경우의 규칙파의 쇄파 한계파고는 이론식 또는 수리실험 결과를 이용하여 구한다.

[참고]

- (1) 파랑이 해안으로 진입하면 천수변형에 의해 파고가 증가하고 한계파고에 이르면 쇄파가 일어난다. 쇄파로 인해 공기가 수중에 주입되고 와류가 형성되어 쇄파 전후의 파랑운동은 상당한 차이가 있다. 파가 부서지는 점을 쇄파점, 그 지점의 수심을 쇄파수심, 그리고 그 때의 파고를 쇄파고로 정의한다.
- (2) 도참(4-17)은 규칙파의 쇄파한계파고를 표시하며, 이 그림에 의해서 쇄파한계파고를 산정할 수 있다. 그림에서 곡선은 식(참4-28)로 근사적으로 구할 수 있다.

$$\frac{H_b}{L_o} = 0.17 \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_o} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (\text{참4-28})$$

여기서, $\tan \theta$ 는 해저경사이다.



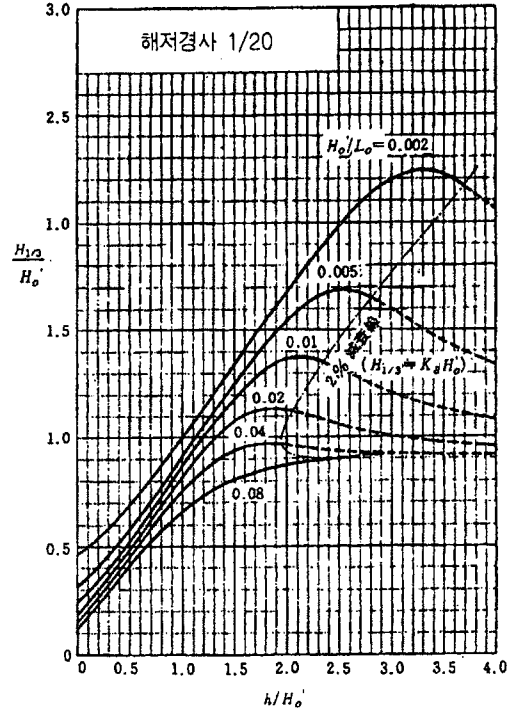
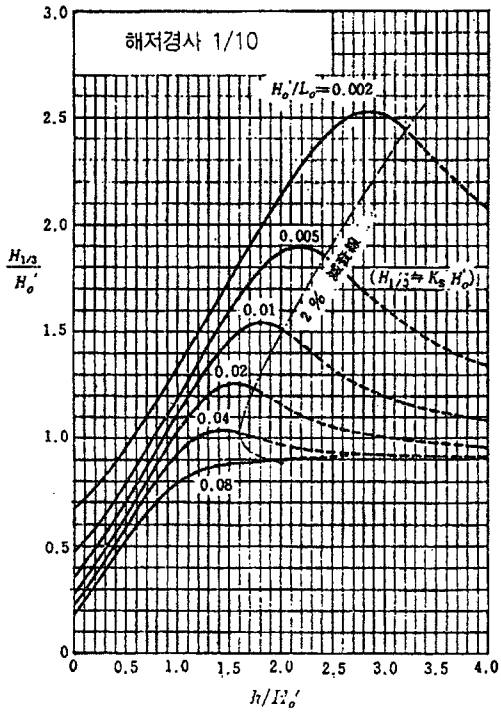
도참(4-17) 규칙파의 쇄파한계파고(고다(畠田), 1970)

4-5-3 쇄파에 의한 파고변화

수심이 환산심해파 파고의 약 3배 이하의 지점에서는 쇄파에 의한 파고 변화를 고려하여야 한다. 쇄파에 의한 파고 변화의 산정에는 파랑의 불규칙성을 고려하는 것을 표준으로 한다.

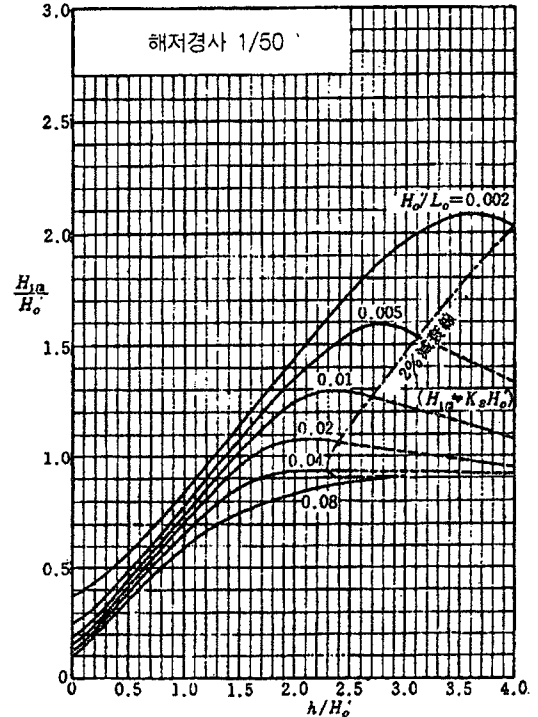
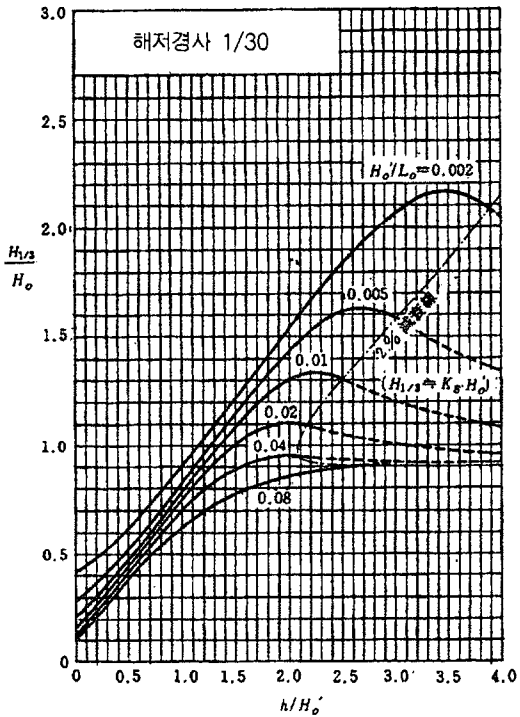
[참고]

- (1) 쇄파에 의한 파고 변화는 도참(4-18 a~e) 혹은 도참(4-19 a~e)에 의해 구하며 이 그림은 고다(畠田, 1975)의 쇄파 이론으로 계산한 불규칙파의 파고 변화를 나타낸 것이다.



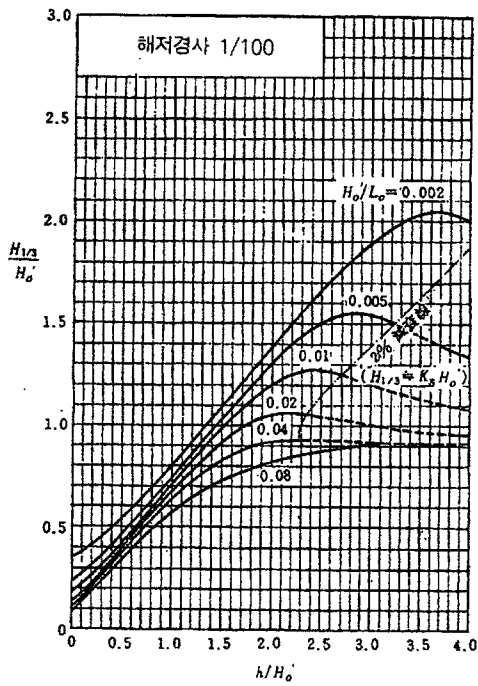
도참(4-18a) 쇄파대 내의 유의파고 산정도

도참(4-18b) 쇄파대 내의 유의파고 산정도

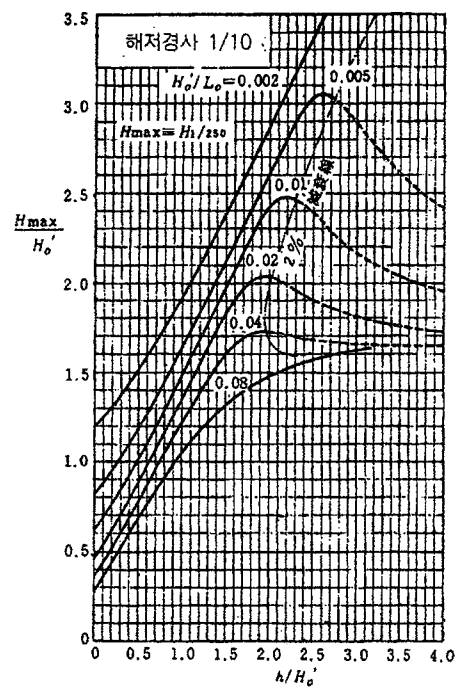


도참(4-18c) 쇄파대 내의 유의파고 산정도

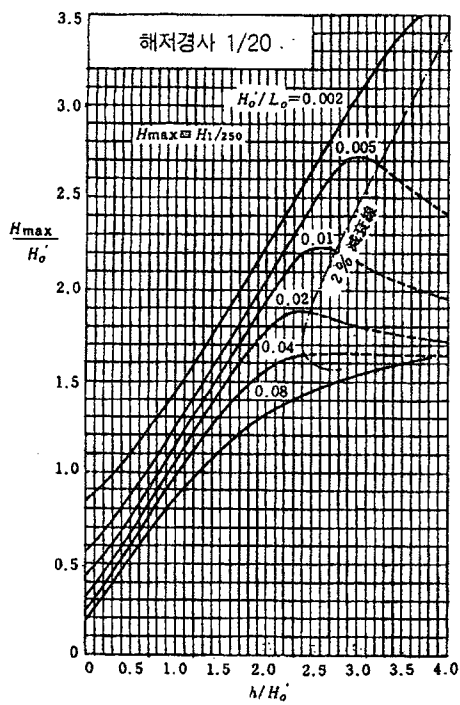
도참(4-18d) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



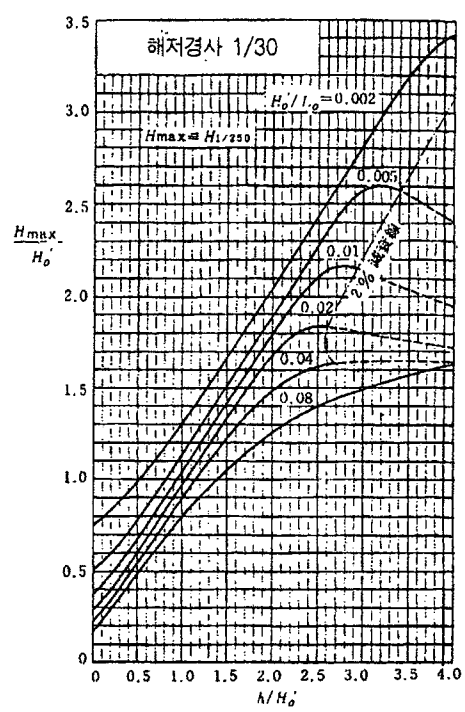
도참(4-18e) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



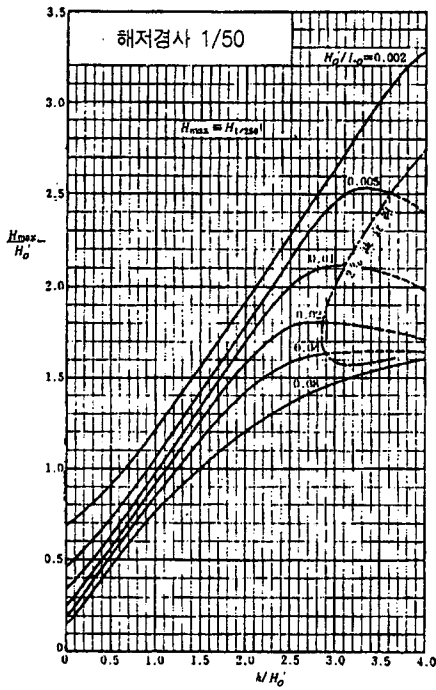
도참(4-19a) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



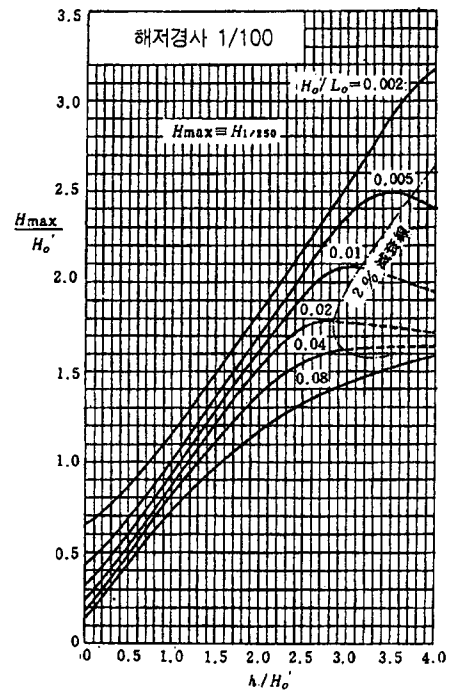
도참(4-19b) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



도참(4-19c) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



(도참4-19d) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



도참(4-19e) 쇄파대 내의 최대파고 산정도

- (2) 그림에서 일점쇄선의 우측 영역의 파고 변화는 천수변형의 천수계수를 사용하여 계산한다. 일점쇄선의 좌측 영역에서는 쇄파에 의한 파고 변화가 탁월하므로 이들의 그림을 이용하여 파고를 정한다.
- (3) 이 그림들을 사용하여 파고를 결정해야 하는 해저경사는 수심과 환산심해파 파고의 비 h/H_o' 가 1.5~2.5인 범위에서의 평균 해저경사를 사용하는 것이 적당하다.
- (4) 쇄파에 따른 파고의 변화는 매우 복잡하여 실측자료는 상당한 범위에 걸쳐 나타난다. 그림에 도시된 것과 실제 파랑은 $H_{1/3}/H_o'$ 의 비에서 (\pm)0.1 정도 혹은 그 이상 차이가 날 때도 있으므로 이를 충분히 고려해야 한다.
- (5) 수심이 환산심해파 파고의 0.5배 이하의 해안 지역에서는 파랑에 의한 파력보다는 해수가 쇄파로 인해 경사면상을 오르내리는 흐름으로서의 에너지가 더 크다. 이를 감안하여 구조물에 작용하는 파력의 산정은 수심이 환산심해파 파고의 0.5배 정도 되는 지점의 파고를 사용하는 것이 바람직하다.
- (6) 쇄파이론 모델에 의한 파고 변화의 계산은 일반적으로 컴퓨터에 의한 연산을 필요로 하나 현상의 변동성이나 종합적인 정확도를 고려한다면 다음의 식을 사용하여 파고 변화를 계산하여도 좋다.

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min(\beta_o H_o' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_o', K_s H_o' \} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (\text{참4-29})$$

여기서,

$$\beta_o = 0.028(H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

천수계수 K_s 는 도해(4-3)에서 구하며, $\min\{ \}$ 및 $\max\{ \}$ 는 각각 $\{ \}$ 안의 최소치와 최대치를 나타내고, $\tan\theta$ 는 해저경사를 나타낸다. 또한, 최대파 H_{max} 의 간편식도 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min\{\beta^* H_o' + \beta_1^* h, \beta_{max}^* H_o', 1.8K_s H_o'\} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (\text{참4-30})$$

여기서,

$$\beta^* = 0.052(H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan\theta]$$

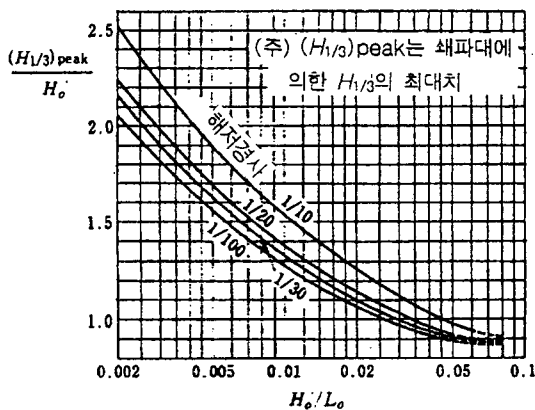
$$\beta_{max}^* = \max\{1.65, 0.53(H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

4-5-4 쇄파고와 쇄파수심

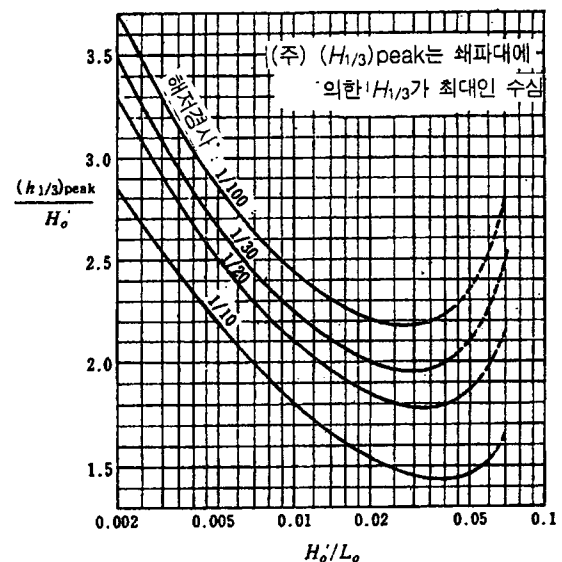
진행파의 쇄파고와 쇄파수심은 적절한 방법에 의해 구한다.

[참고]

- (1) 파군 중 개개의 파에 대한 쇄파점을 나타내기 는 쉬워도 불규칙파군에 대한 쇄파점을 지정하기는 어렵다. 그러나 때로는 불규칙파의 쇄파대 폭을 추정 또는 파군 전체에 대한 쇄파지표의 지정이 필요한 경우가 있다.
- (2) 쇄파대 내에서의 유의파고의 최대치 $(H_{1/3})_{peak}$ 를 쇄파고로 하면 쇄파지표 곡선은 도참(4-20a)로 나타낼 수 있다. 또한, 유의파고가 최대로 되는 수심 $(h_{1/3})_{peak}$ 를 쇄파수심으로 하면 쇄파수심은 도참(4-20b)로부터 산정할 수 있다(고다(合田), 1975).



도참(4-20a) 쇄파대 내에서 유의파고의 최대치 산정도



도참(4-20b) 유의파고의 최대치가 출현하는 수심의 산정도

4-5-5 쇄파에 의한 평균수면 상승

쇄파에 의해 쇄파대 내에서 발생하는 평균수위의 상승을 필요에 따라 구조물 설계에 고려한다.

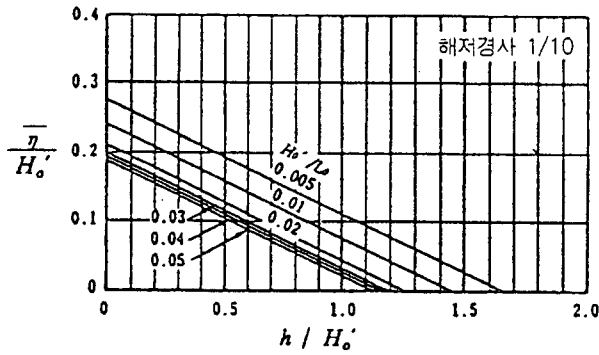
[참고]

- (1) 쇄파대 내에서 쇄파에 의해 평균수위가 현저하게 상승(Wave setup)하거나 진동하는 경우가 있다. 이와 같은 장소에서 방파제 및 몰양장의 마루높이를 산정하는 경우 이를 고려해야 한다.
- (2) 해안에서의 평균수면 상승은 파랑전파시 에너지가 파랑과 함께 전파될 뿐만 아니라 해수도 파랑의 전파 방향으로 움직이게 되어 이에 의한 운동량의 수송이 이루어진다.
운동량은 파랑에 의해 결정되는데 이를 방사응력(radiation stress)이라 하며, 파고가 작은 해안선 부근에서는 작아져 운동량은 장소에 따라 변하게 된다(Longuet-Higgins and Stewart, 1962). 운동량의 차이와 평균해수면 경사에 의한 정수압의 차가 균형을 이루게 되어 해안 쪽으로 평균수면이 상승한다.
- (3) 평균수면을 $\bar{\eta}$ 로 나타내면 평균수면의 식은 (참4-31)로 주어지며, 외해 쪽에서 해안 쪽으로 수치적분을 하여 $\bar{\eta}$ 를 계산한다.

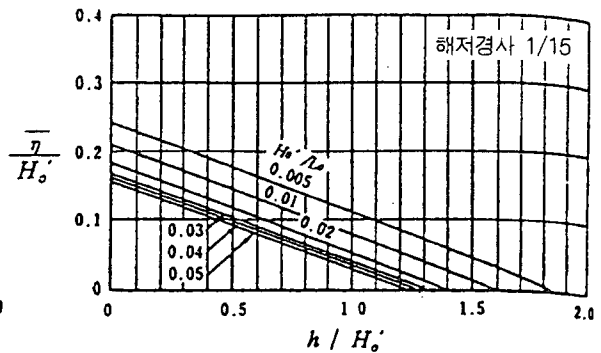
$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{\bar{\eta}+h} \frac{d}{dx} \left[\frac{\overline{H^2}}{8} \left(\frac{1}{2} + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \right] \quad \text{(참4-31)}$$

여기서, $\overline{H^2}$ 은 불규칙 파군 중의 파고 자승의 평균값이다. 파고는 수면상승에 의해 변하기 때문에 파고와 수면변화를 동시에 관련시켜 계산한다.

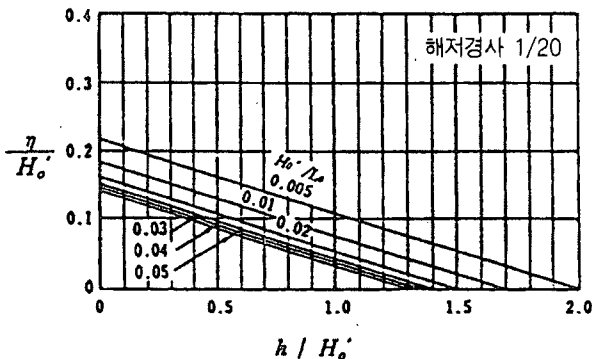
- (4) 도참(4-21)로부터 평균수면 상승량은 해저경사가 급할수록, 또 파형경사가 작을수록 현저하게 나타난다.



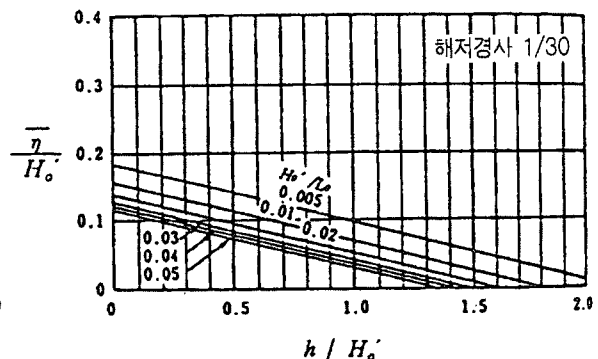
a) 해저경사 1/10



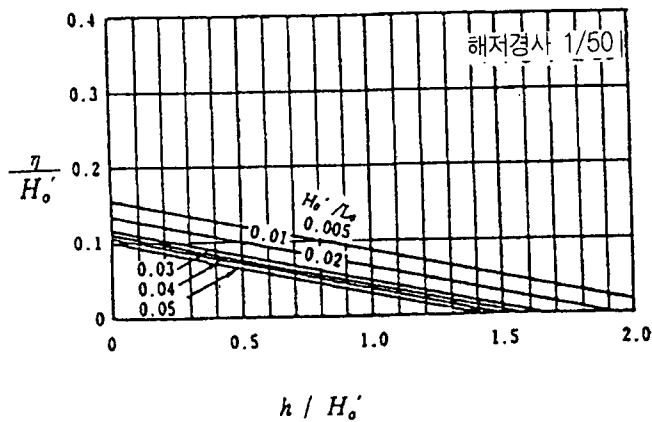
b) 해저경사 1/15



c) 해저경사 1/20



d) 해저경사 1/30



e) 해저경사 1/50

도참(4-21) 쇄파에 의한 수위상승

- (5) 쇄파에 의한 수위상승 이외에도 파랑 간의 상호작용으로부터 생성되는 내습파의 주기의 수 배~수십 배에 해당하는 해면의 상·하 진동이 있으며, 이를 서프비트(surf beat)라 한다. 서프비트의 진폭은 심해파 진폭의 30% 이상이 되는 경우가 있다. 쇄파대 내의 서프비트의 진폭은 식(참4-32)으로 계산한다.

$$\zeta_{\text{rms}} = \frac{0.01H_0'}{\sqrt{\frac{H_0'}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H_0'}\right)}} \quad (\text{참4-32})$$

여기서, ζ_{rms} 는 서프비트 파형의 표준편차 값이다.

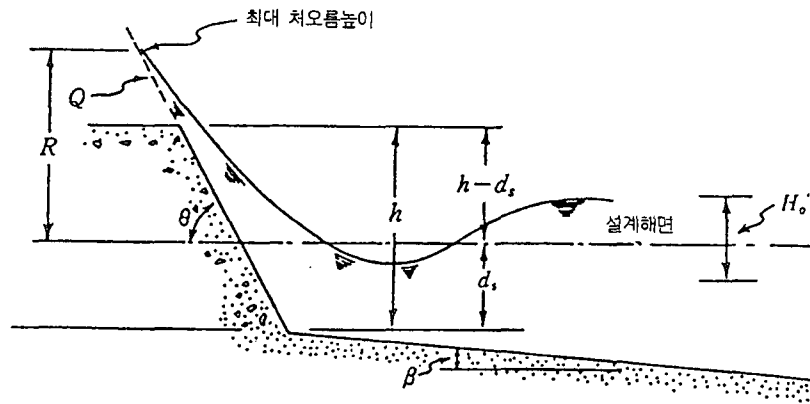
4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파

4-6-1 처오름 높이

파의 처오름 높이는 제체의 형상, 설치 위치 및 해저지형에 따라 적절히 산정한다.

[참고]

- (1) 파랑의 처오름 높이는 해안제방, 호안 등의 마루높이를 결정하는데 중요하다(도참(4-22)). 해안구조물에 대한 처오름 높이는 입사파의 파고, 파형경사, 구조물의 형상 및 사면의 조도(粗度) 등 여러 가지의 요소에 따라서 변하므로 일반적으로 실험에 의해서 추정하게 된다(도참(4-23), CEM 2002).



도참(4-22) 파의 처오름

(2) d_s/H_o' 가 3보다 적은 경우 축척 조정계수와 조도 조정계수를 사용하여 다음 식에서 처오름 높이를 계산한다.

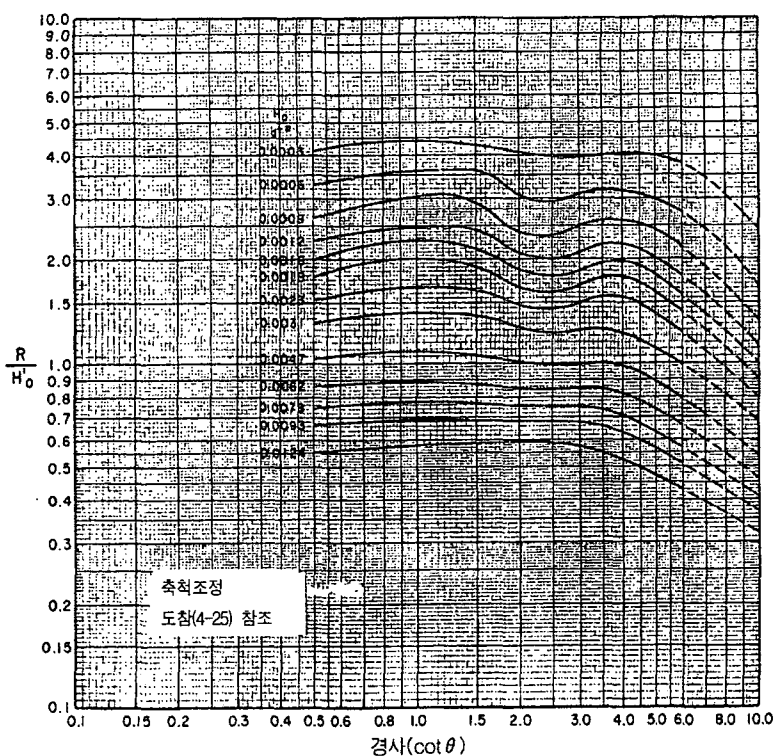
$$(R/H_o') = (R/H_o')_{\text{매끈하고볼투과경사면}} \cdot r \cdot K \quad (\text{참4-33})$$

- 여기서, R : 처오름 높이
- R/H_o' : 상대 처오름량(도참(4-23)~도참(4-24))
- H_o' : 환산심해파 파고
- r : 조도 조정계수(표참(4-5))
- K : 축척 조정계수(도참(4-25))

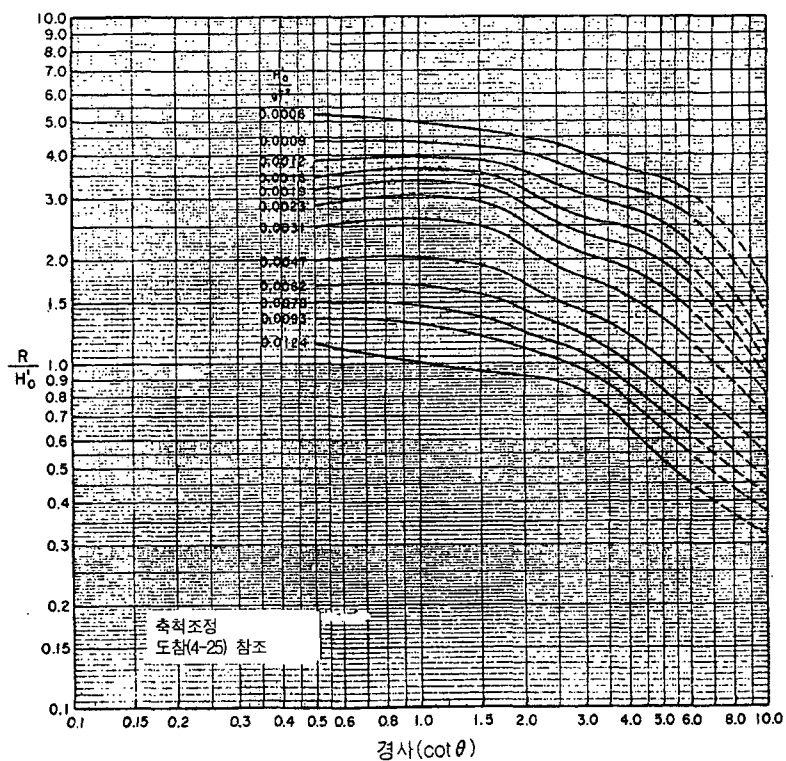
단, 인공 콘크리트 피복재의 경우 축척 조정계수는 1.03을 사용하며, d_s/H_o' 가 3보다 큰 경우에는 축척 및 조도 조정계수를 적용치 않는다.

표참(4-5) 콘크리트 피복의 조도 조정계수

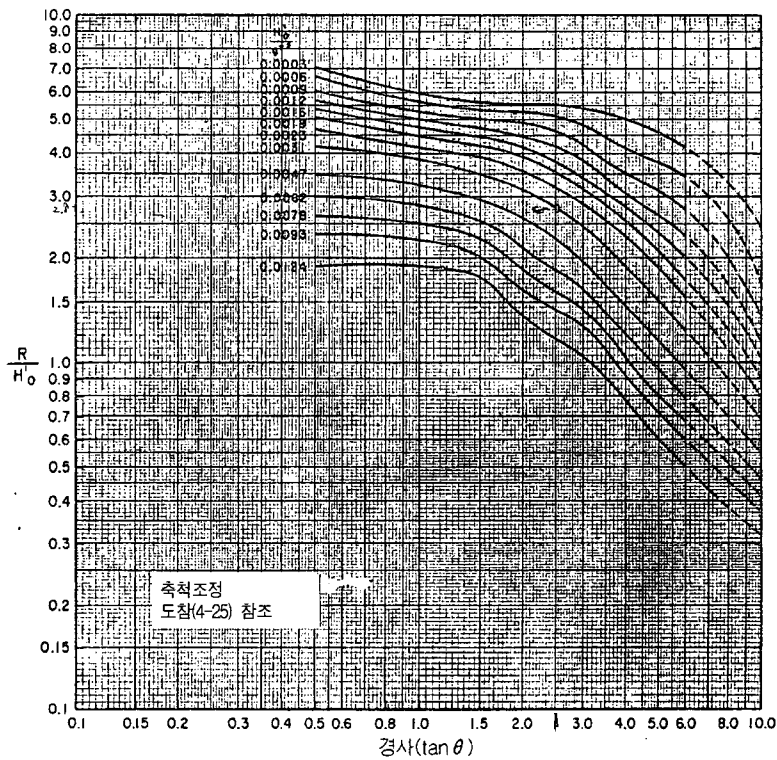
피복재	층수	거치 방법	γ	사면경사($\cot\theta$)
돌로스(Dolos)	2	난적(random)	0.45	1.3~3.0
변형 입방체(modified cube)	2	"	0.48	1.3~3.0
	1	정적(uniform)	0.62	1.5
	1	"	0.73	2.0
	1	"	0.55	3.0
쿼드리포드(Quadripod)	2	난적(random)	0.51	1.3~3.0
테트라포드(Tetrapod)	2	"	0.45	1.3~3.0
	2	정적(uniform)	0.51	1.3~3.0
트라이바(Tribar)	2	난적(random)	0.45	1.3~3.0
	1	정적(uniform)	0.50	1.3~3.0
고비 블록(gobi blocks)	1	"	0.33	1.3~3.0
계단경사면(stepped slopes)	N.A.	vertical risers	0.75	1.3~3.0
		curved risers	0.36	1.3~3.0



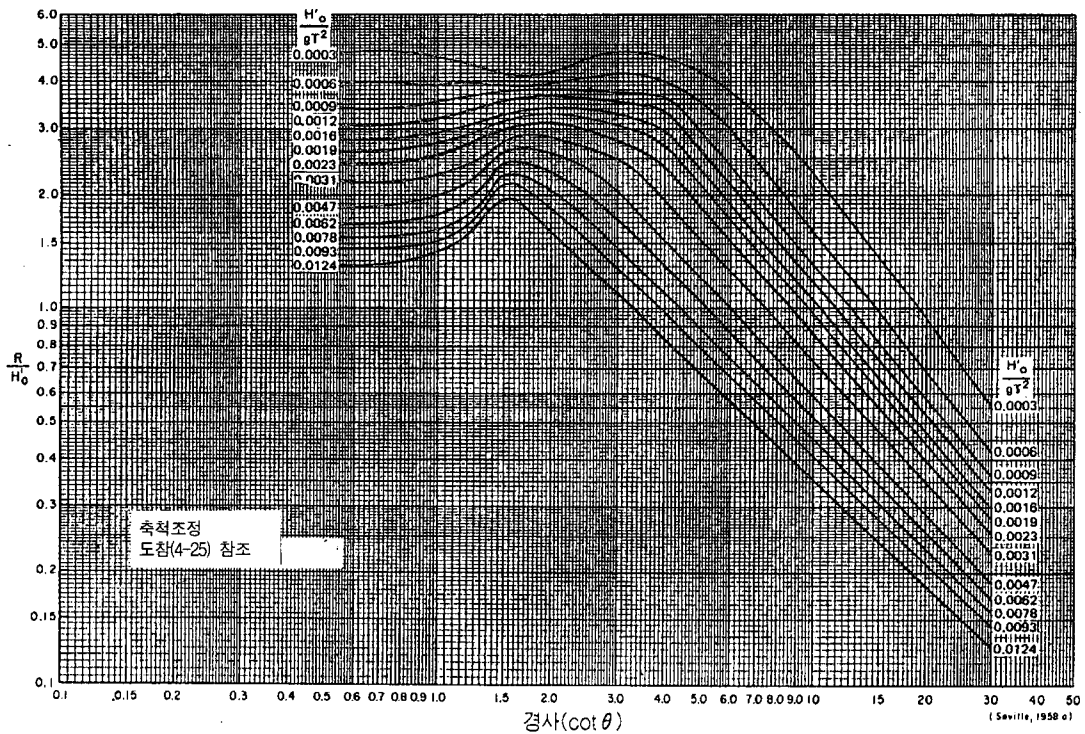
도참(4-23a) 파의 처오름(R/H'_0)과 상대깊이($d_s/H'_0=0$)의 관련도
(매끈하고 볼투과경사면, 해저경사 1:10)



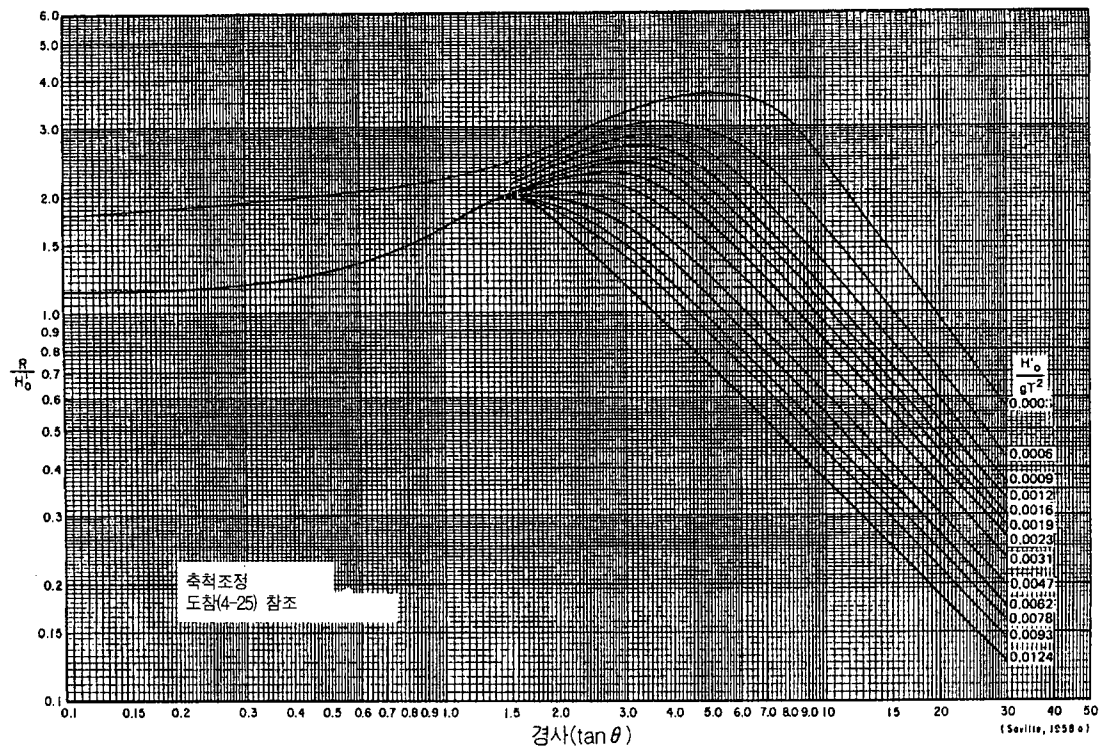
도참(4-23b) 파의 처오름(R/H'_0)과 상대깊이($d_s/H'_0=0.45$)의 관련도
(매끈하고 볼투과경사면, 해저경사 1:10)



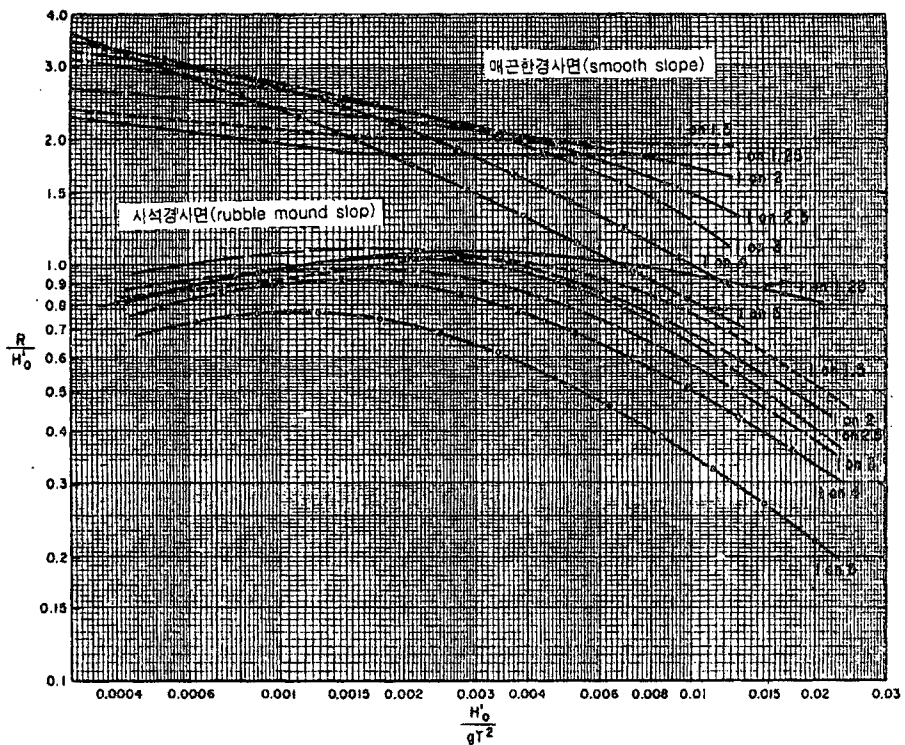
참(4-23c) 파의 처오름 (R/H'_0)과 상대깊이 ($d_s/H'_0=0.80$)의 관련도
(매끈하고 불투과경사면, 해저경사 1:10)



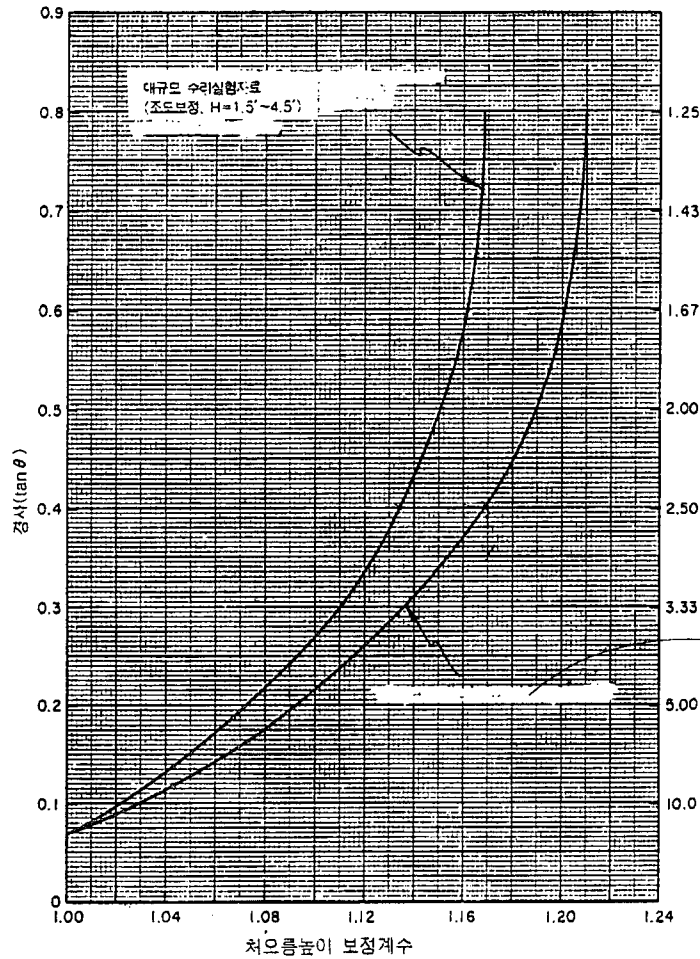
도참(4-24a) 파의 처오름 (R/H'_0)과 상대깊이 ($d_s/H'_0=2.0$)의 관련도
(매끈하고 불투과경사면)



도참(4-24b) 파의 처오름(R/H_0')과 상대깊이($d_s/H_0' > 3.0$)의 관련도
(매끈하고 볼투과경사면)



도참(4-24c) 매끈한 경사면과 사석경사면의 처오름 비교($d_s/H_0' > 3.0$)



도참(4-25) 처오름 보정계수

4-6-2 월파량

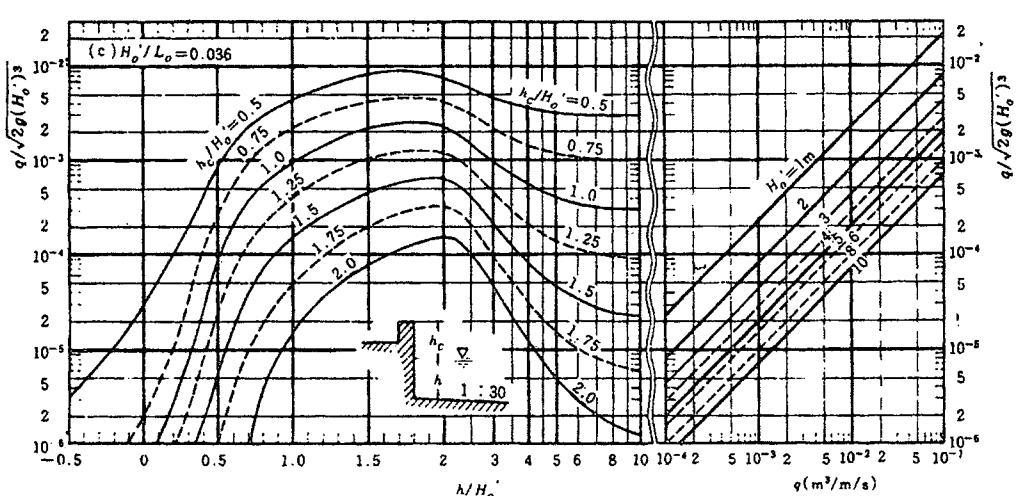
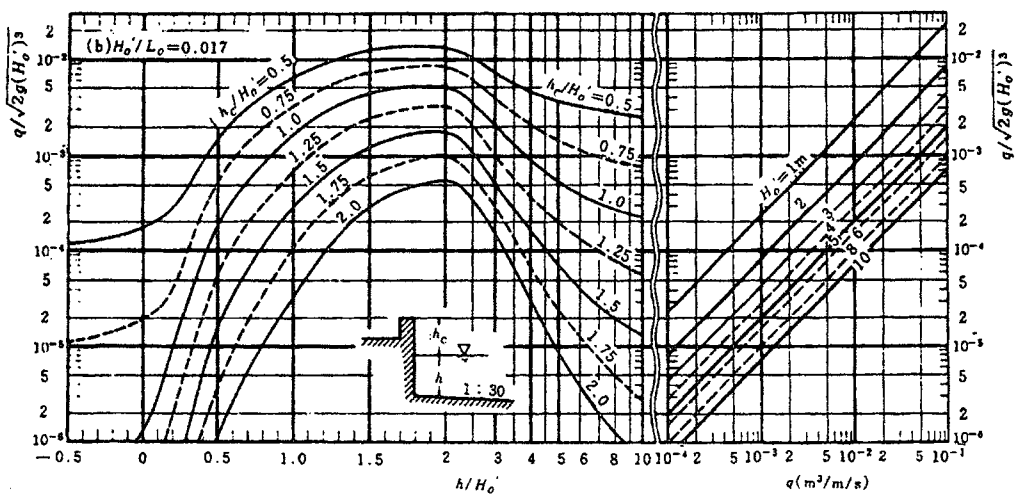
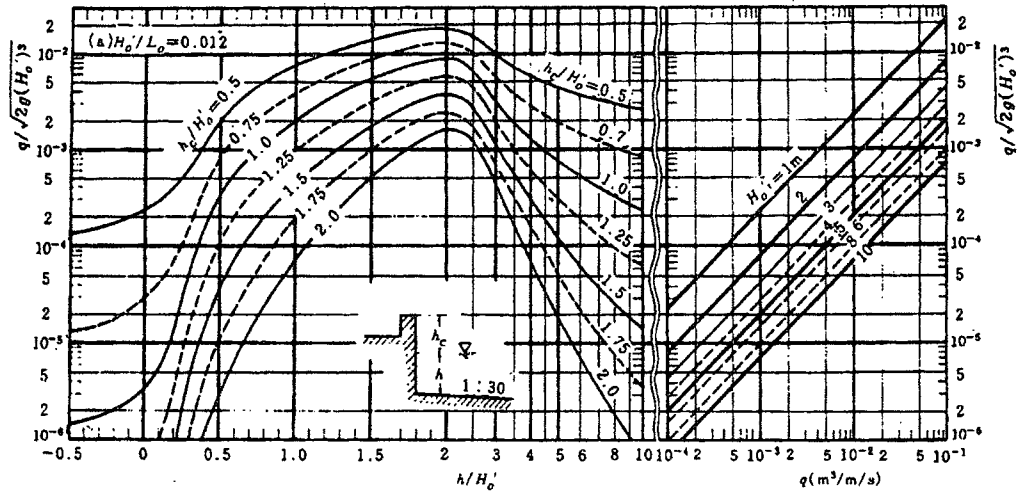
항만구조물을 설계할 때 파랑의 월파량이 중요한 경우는 수리모형실험 또는 기왕의 실험치에서 월파량을 산정한다. 이 경우 파랑의 불규칙성을 고려해야 한다.

[해설]

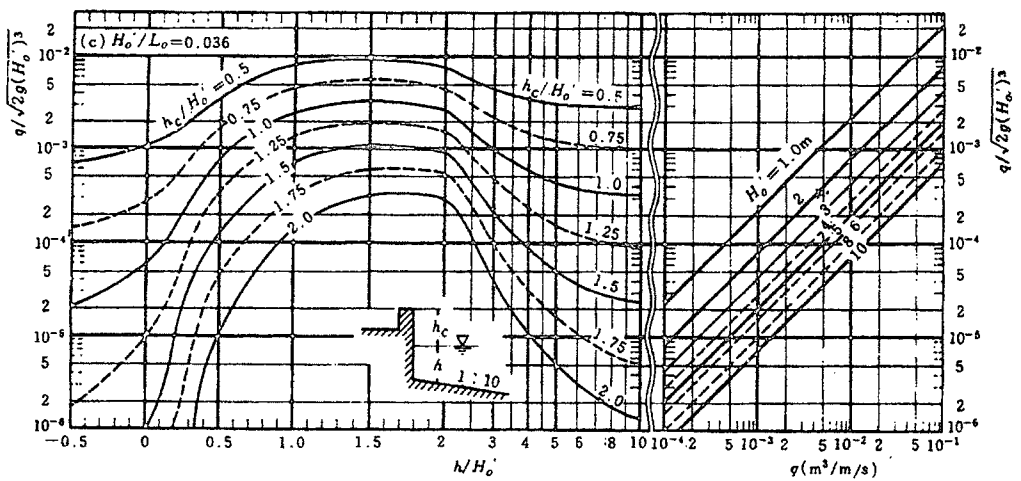
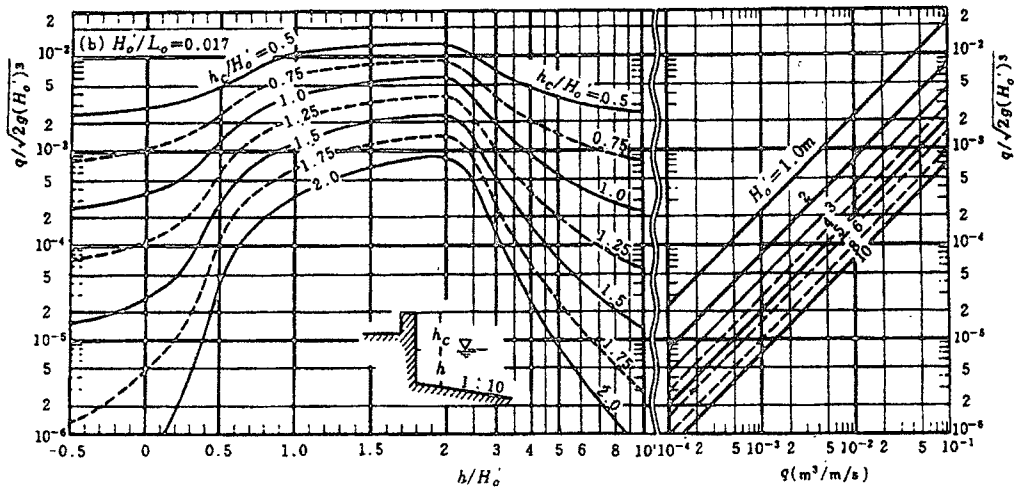
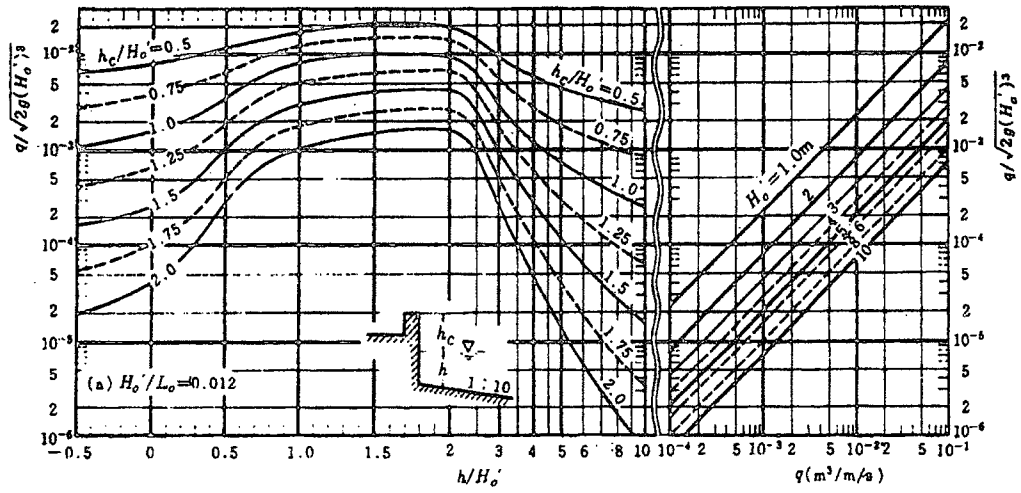
월파량을 수리모형실험에서 추정할 경우 실험과는 불규칙파를 사용하는 것을 원칙으로 하나 불규칙파의 실험을 할 수 없는 경우는 규칙파의 실험에서 산정할 수 있으며, 이 경우 사용하는 주기는 유의파 주기로 한다. 월파량은 월파한 물의 단위폭당 부피이고 월파유량은 단위시간당 월파한 물의 단위폭당 부피이다.

[참고]

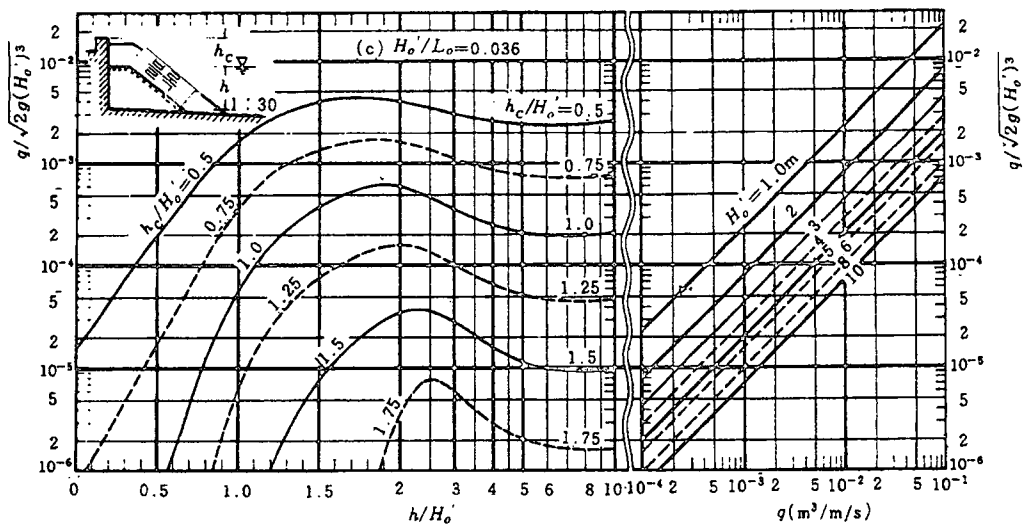
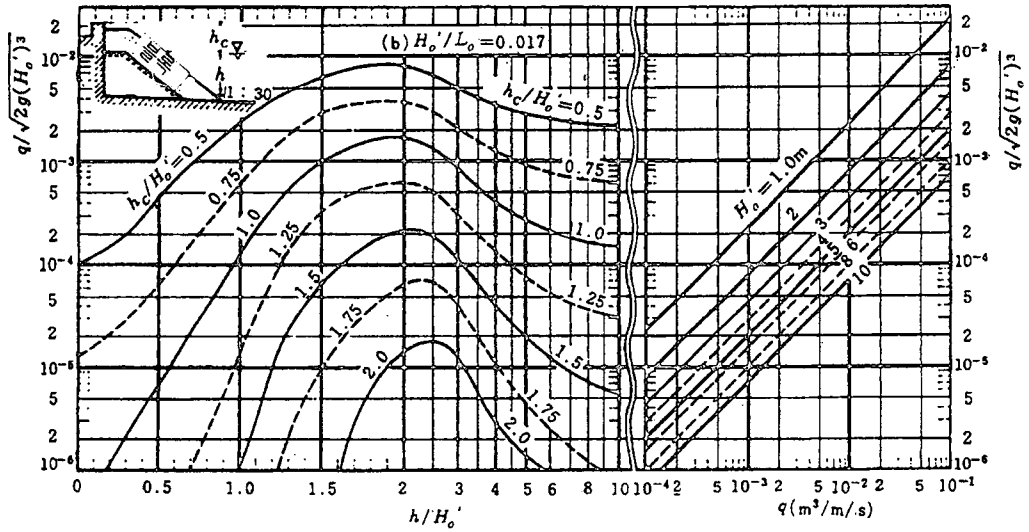
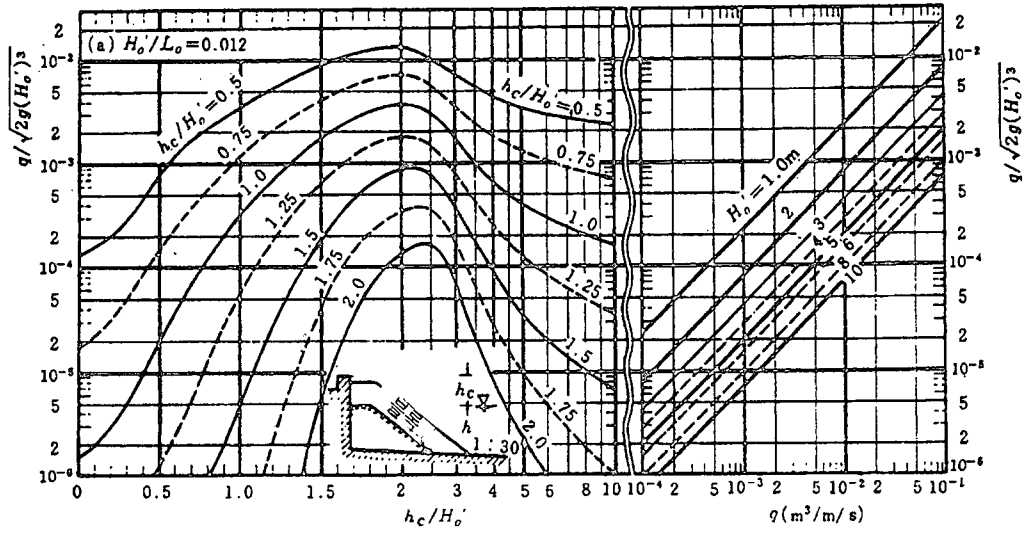
- (1) 규칙파의 실험에서 월파량을 산정할 때는 먼저 월파 유량곡선(환산심해파 파고에 대한 월파유량의 관계)의 실험에 의해 작성된다. 월파 유량곡선을 구하면 각 파고의 출현율을 곱해서 월파량의 기대치(이것을 기대월파유량이라 함)를 구하여 불규칙파에 대한 추정치로 한다.
- (2) 단순한 형상의 직립 및 소파호안에 대하여는 불규칙파의 실험에 의해 작성한 도참(4-26)~도참(4-29)를 사용하여 월파량을 추정하여도 좋다(고다(畠田) 등, 1975).



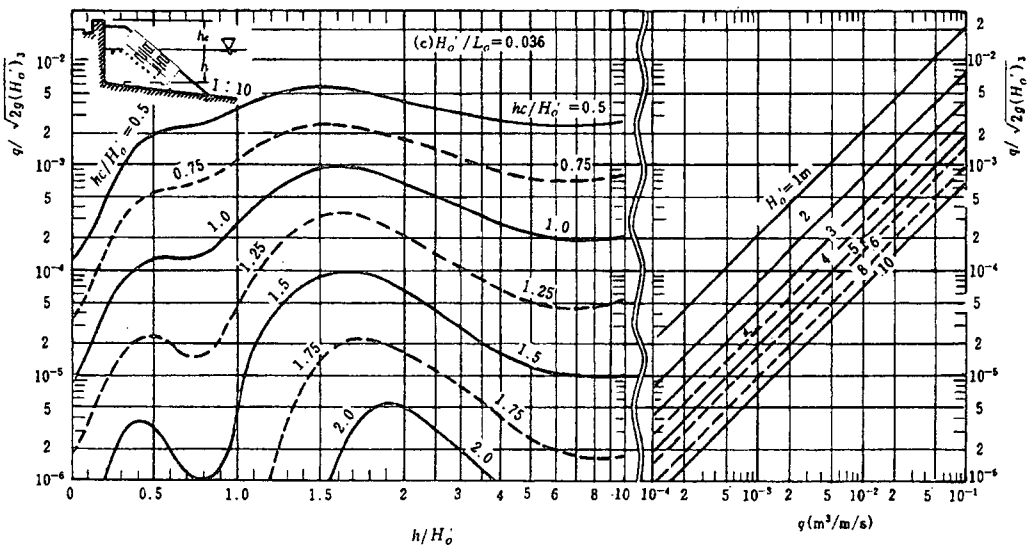
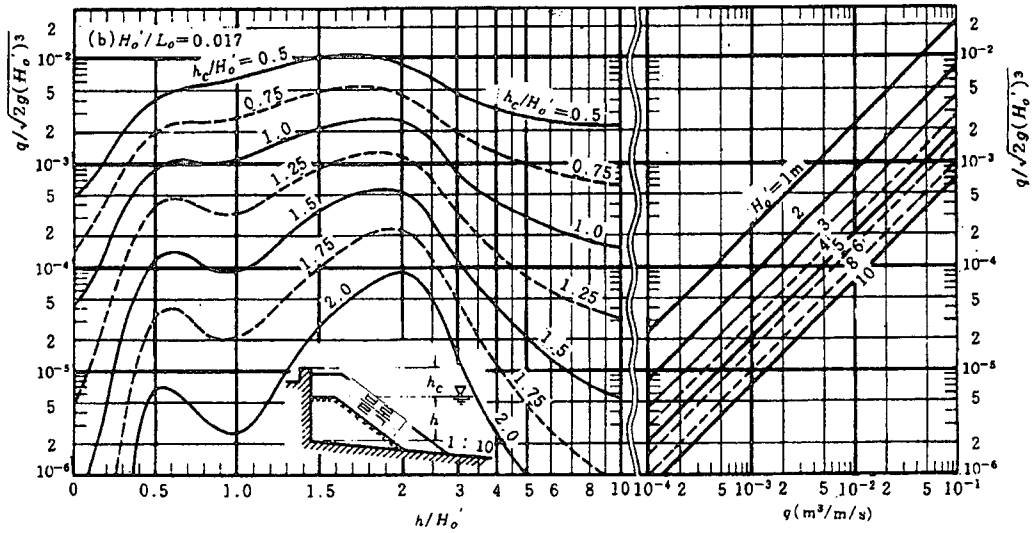
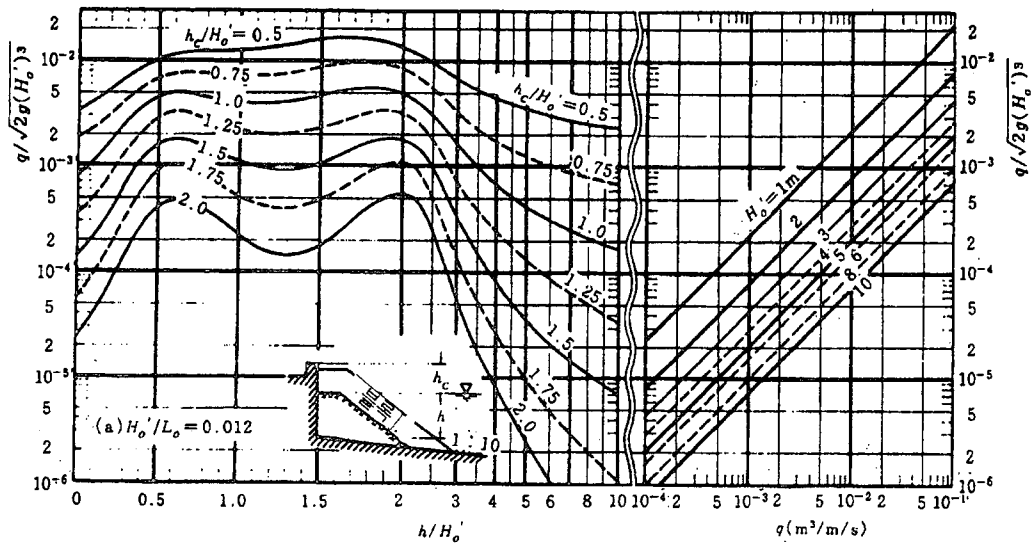
도참(4-26) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:30)



도참(4-27) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:10)



도참(4-28) 소파호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:30)



도참(4-29) 소파호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:10)

(3) 호안제방 배후지역의 이용 측면에서 본 허용 월파유량은 그 이용 상황, 중요도에 따라 다르지만 일반적인 기준으로는 표참(4-6)이 있으며, 사람이나 차량이 통행하는 기준으로는 표참(4-7)이 있다.

표참(4-6) 배후지의 중요도를 고려한 허용월파량(후쿠다(福田) 등, 1973; 나가이(永井) 등, 1964)

요 건	월파량($m^3/m \cdot s$)
· 배후에 민가, 공공시설 밀집으로 월파, 물보라 등의 유입으로 증대한 재해가 예상되는 지역	0.01 정도
· 기타 중요한 지역	0.02 정도
· 기타 지역	0.02~0.06

표참(4-7) 배후지 이용 상황과 재해한계에서 본 월파량의 기준(후쿠다(福田) 등, 1973)

이용방법	상태(호안 후면)	월파량($m^3/m \cdot s$)
· 보행	위험 없음	2×10^{-4}
· 자동차	고속통행 가능	2×10^{-5}
	운전 가능	2×10^{-4}
· 가옥	위험 없음	7×10^{-4}

표참(4-8) 피재한계(被災限界)의 월파유량(고다(畠田), 1970)

종 별	피 복 공	월파유량($m^3/m \cdot s$)
호 안	배후포장 있음	0.2
	배후포장 없음	0.05
제 방	3면이 콘크리트	0.05
	마루 포장 · 뒷채움 미시공	0.02
	마루 포장 없음	0.005 이하

월파유량곡선의 정도는 실험 및 현지관측과의 비교 결과에서 표참(4-9)에 표시되어 있는 범위로 생각하여 정한 것이다.

도참(4-26)~도참(4-29)에서, $H_{1/3}$ 는 구조물 전면의 유의파고, h_c 는 정수면에서 구조물 마루까지의 높이, q 는 단위시간, 단위길이당의 월파량($m^3/m \cdot sec$)을 각각 나타낸다.

표참(4-9) 월파유량의 추정치에 대한 정확한 값의 가정 범위

$q / \sqrt{2g(H_o)'}^3$	직립호안	소파호안
10^{-2}	0.7~1.5배	0.5~2배
10^{-3}	0.4~2배	0.2~3배
10^{-4}	0.2~3배	0.1~5배
10^{-5}	0.1~5배	0.05~10배

- (4) 실험에 의해서 월파량을 추정하는 경우에는 조위 변화를 고려하여 수위를 변화시키면서 추정한다.
- (5) 허용 월파량에 대해서는 호안의 구조, 호안 배후의 토지이용 상황, 배수시설의 능력 등에 따라 다르기 때문에 주어진 상황에 따라 적절히 결정한다.

4-6-3 전달파고

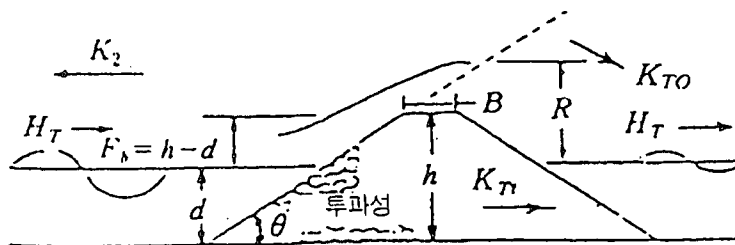
방파제를 월파한 파랑이나 방파제 체체를 통과한 파랑에 의한 전달파의 파고는 수리모형실험의 결과나 기존의 자료를 참조하여 산출한다.

[참 고]

(1) 파고 전달율은 다음 식과 같다.

$$K_{T0} = \sqrt{(K_{T0})^2 + (K_{T1})^2} = \frac{H_T}{H_I} \tag{참4-34}$$

- 여기서, K_{T0} : 월파에 의한 파고 전달율
- K_{T1} : 투파에 의한 파고 전달율
- H_I : 입사파고
- H_T : 전달파고(도참(4-30))



$$K_{T0} = \sqrt{(K_{T0})^2 + (K_{T1})^2} = H_T / H_I$$

도참(4-30) 전달파고

① 월파에 의한 파고 전달율은 실링(Seeling, 1980)이 제안한 경험식에 의해 다음과 같이 추정한다.

$$K_{T0} = c(1 - h_c/F_b) \tag{참4-35}$$

여기서,

F_b : 방파제의 정수면상 높이

c : 경험계수

h_c :水深

$$0 \leq (K_{T0}) \leq 1.0$$

② 식(참4-35)에서 c 는 방파제 폭과 관련이 있으며, 다음 식으로 구한다.

$$c = 0.51 - 0.11B/h \tag{참4-36}$$

③ 파의 처오름량 R 은 다음 식에 의하여 구한다.

$$\frac{R}{H_T} = \frac{a\zeta}{1+b} \tag{참4-37}$$

여기서, 경사방파제일 때 $a = 0.692$, $b = 0.504$ 이고

2층적으로 쌓은 돌로스(Dolos) 피복방파제일 때, $a = 0.988$, $b = 0.703$ 이다.

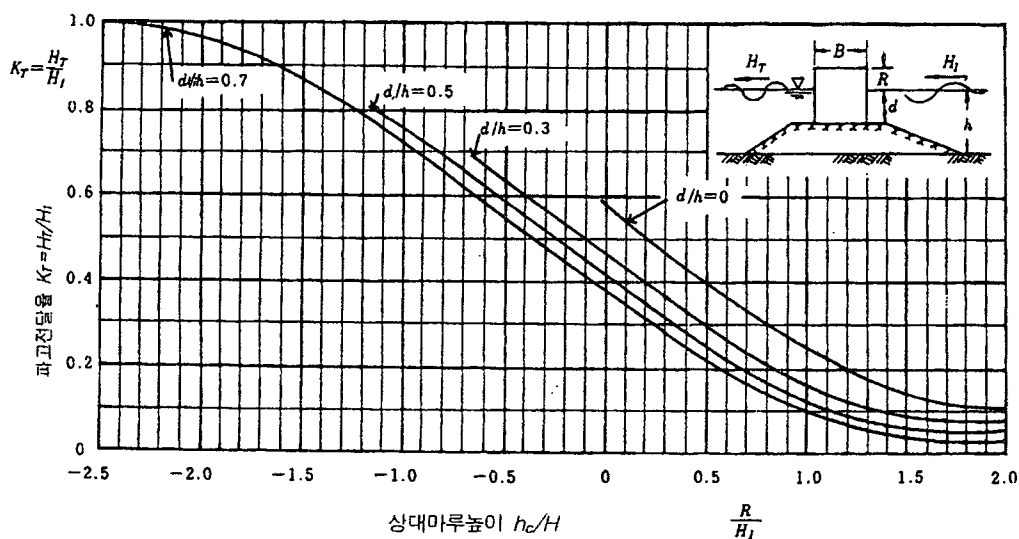
④ 식(참4-37)에서 ζ 는 서프 유사성 매개변수(surf similarity parameter)로서 다음 식으로 구한다.

$$\zeta = \frac{\tan\theta}{\sqrt{H_T/L_o}} \tag{참4-38}$$

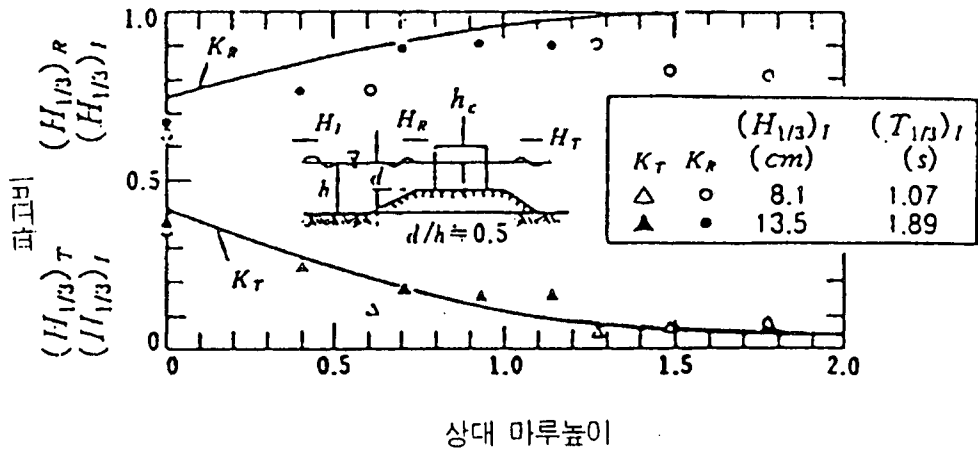
여기서, θ : 방파제 외해측의 사면경사각

L_o : 심해파장

(2) 혼성 방파제를 월파한 파랑 및 체체 통과에 의한 항내로 유입된 전달파고의 산정은 도참(4-31)을 사용하여도 좋다.



도참(4-31)(a) 혼성방파제의 전달파고계수



도참(4-31)(b) 불규칙파에 의한 혼성방파제의 전달파고계수와 반사계수

- (3) 도참(4-31)(a)는 규칙파에 의한 실험에서 얻어진 것이나 불규칙파일 때(도참(4-31)(b) 참조)도 거의 일치한다.
- (4) 전달파의 주기는 유의파 주기 또는 평균 주기에 대응하는 입사파 주기의 50~80%로 감소한다.
- (5) 소파블록 및 사석 등 피복 방파제에 대한 전달파고는 미육군공병단편람(Coastal Engineering Manual, 2003) 및 기타 실험 자료를 참조하여 수리모형실험에 의해 산정한다.

4-7 장주기파와 부진동

항내의 장주기파 또는 부진동에 대해서는 되도록 현지관측을 실시하고 그 결과에 따라서 적절히 대응한다.

[해설]

항내 또는 외해의 관측점에서는 주기가 1분에서 수분인 장주기의 수위변동이 나타나는 일이 있는데 이를 장주기파라 부른다. 선박과 계류삭으로 구성되는 진동계의 고유진동주기와 장주기파의 주기가 거의 같을 때에는 파고가 작아도 공진현상에 의해 큰 전후이동(Surge)을 일으켜 항만가동울에 크게 영향을 준다. 관측에 의해 대략 유의값으로 파고 10~15cm 이상의 장주기파가 항내에서 빈번히 발생할 경우에는 부두의 배치, 안벽 형태의 변경 등과 같은 하드웨어적 대책, 또는 계류삭의 스프링 상수 조정 등과 같은 소프트웨어적인 대책을 검토한다. 우리나라의 경우, 포항신항 등에서 이러한 현상이 우세하게 나타나고 있음이 현장관측과 항만가동 기록 자료에 제시되어 있다.

항내에 주기 수 분 이상의 현저한 수위변동이 나타나는 경우에는 부진동 현상이 발생하고 있다고 볼 수 있다. 부진동 현상은 외해의 기압 변화에 의해서 발생하는 미소한 교란이 항내 또는 만의 고유진동에 의해서 증폭되는 것이다. 부진동의 진폭이 현저하게 큰 경우에는 만 안쪽에서의 침수나 배수구의 역류 현상이 발생하거나 국소적으로는 빠른 유속이 발생하고 소형선의 계류삭이 절단되는 경우가 있다. 항만계획시에는 부진동의 영향이 가능한 적게 되는 항만모형을 채택한다.

[참고]

(1) 항내에서 관측되는 장주기파의 주된 발생 요인

波群 모양이 뚜렷한 파의 경우에는 Longuetta-Higgins와 Stewart가 1962년에 제안한 잉여응력(Radiation Stress)의 分布가 불균일하게 되기 때문에 장주기의 수위변동이 발생한다. 이 파는 파군에 수반되어 진행하기 때문에 拘束波라 부른다. 이 파는 이론상 파군속도 C_G 로 진행하고 그 진폭은 파군을 구성하는 풍파의 波高의 제곱에 비례한다. 그리고 水深이 얕아지면 진폭이 크게 된다. 방파제나 岬에서 풍파의 회절이 발생하면 회절 파고가 작아지기 때문에 구속되는 장주기파도 작아진다. 그러나 그때까지 발생된 장주기의 수위변동이 갑자기 소멸되지 않고 외견상 구속받지 않는 장주기파로 변환되어 항내에 전파한다. 이를 자유진행장파라 부르고 傳播速度는 長波의 파속으로서 \sqrt{gh} 이다.

또, 파군 구조를 갖는 파가 쇄파되면 波高의 크기에 따라 쇄파점이 해안 또는 외해 쪽으로 이동하고 잉여응력의 경사에 시간변화가 생겨 쇄파대 내에서 자유진행장파가 발생한다[가또오(加藤) 등, 1991].

자유진행장파로서 항내에 침입한 장주기파는 안벽이나 해변에서 반사되어 에너지의 일부가 다시 항외로 전파한다. 따라서 항외의 관측점에서 측정된 장주기파에는 구속파의 성분과 자유진행장파의 성분이 모두 포함되어 있다.

(2) 장주기파의 하역한계파고

안벽 전면의 장주기파는 공진에 의해 선박에 진폭이 수 m인 전후이동(Surge)을 발생시키는 경우가 있어 충분한 검토가 요구된다. 장주기파의 하역한계파고는 주기, 선박의 제원, 계류 상황, 재하조건 등에 따라 다르나 일부 항만의 경우 관측에 의하면 유의값으로 약 10cm~15cm이다(참고, 정원무 등, 1997).

(3) 장주기파의 전파 계산

장주기파의 항내 전파는 외해쪽에 입사경계를 설정하고 환경사방정식, 부시네스크(Boussinesque) 방정식 또는 선형장파에 의한 계산법 등을 이용하여 계산한다.

(4) 장주기파의 파향

장주기파가 전파하는 경우에는 연안에서의 반사파와 중복되는 경우가 많아 파향을 결정하기 어렵다. 그러나 주된 장주기파의 에너지는 단주기파(풍파)의 주파향과 일치한다고 생각해도 좋다.

(5) 부진동의 계산법

부진동의 계산법에 대해서는 본편 6-5 부진동을 참조한다.

(6) 장주기파 또는 부진동에 대한 대책

장주기파가 현저한 수역에서는 항내로의 장주기파의 침입을 억제하도록 방파제 배치계획을 세우는 것이 바람직하다. 이 때 사석부의 재료입경이 클 경우에는 장주기파의 에너지가 거의 투과되므로 방파제 또는 사석부 구조에 대해 적절히 검토해야 한다.

선박의 전후이동(Surge)을 억제하기 위해서는 계류계의 고유주기를 침입 장주기파의 주기와 약간 다르게 한다. 이를 위해서는 계류삭의 부착 위치나 초기장력의 변경 또는 로프의 재질 개선이 바람직하나 적절한 수치계산에 의해서 그 효과를 사전에 검토하여 적절하게 대응해야 한다.

장주기파고의 분포는 항내에서 일정하지 않으므로 계획단계시 대상 부두에서 장주기파고가 한계치를 확실히 초과할 것으로 예상될 때 부두의 위치를 변경하는 것도 바람직하다.

(7) 장주기파와 부진동의 구별

일반적인 항만에서는 부진동의 주기가 수 분 이상으로 장주기파의 주기보다 길어서 진동 주기의 해석에서 구별할 수 있다. 단, 배가 모이는 곳이나 마리나 등에서는 부진동의 주기가 2~3분으로 짧게 되는 수가 있어 구분하기 어렵다. 그 경우는 외해측의 관측 결과나 주변 항만의 상황에서 적절히 판단한다.

4-8 항내파랑

4-8-1 항내정온도와 항내수면교란의 요소

항내정온도 산정시에는 항내수면을 교란시키는 요소를 적절히 설정한다.

[해설]

항내정온도 문제는 波浪, 바람, 선박 동요 또는 작업기기의 내풍성, 내파성 등의 물리적인 요소뿐 아니라 선박입출항의 난이, 황천시 피박(避泊), 해상작업의 한계조건 등의 판단 요인을 합하고, 또한 하역효율, 선박가동율, 정온도 향상을 위한 제반시설의 건설비 등의 경제적 요인과도 관계되는 극히 복잡한 과제이다.

이 중에서 정온도의 판단기준의 기초가 되는 파랑에 관한 항내 교란파의 원인에는 다음과 같은 요소가 있다.

- (1) 항구침입파, (2) 항내로의 전달파, (3) 반사파, (4) 장주기파, (5) 부진동

° 이외에 대형 항만에서는 항내 발생파, 소형선박에 관해서는 대형선박의 항주파가 문제가 될 수 있다.

4-8-2 항내정온도의 산정

항내정온도는 항내수면을 교란시키는 각 요소들에 대해서 추정된 파랑 성분을 고려하여 산정한다.

[참고]

항내정온도의 산정법으로서 다음의 방법을 사용해도 좋다.

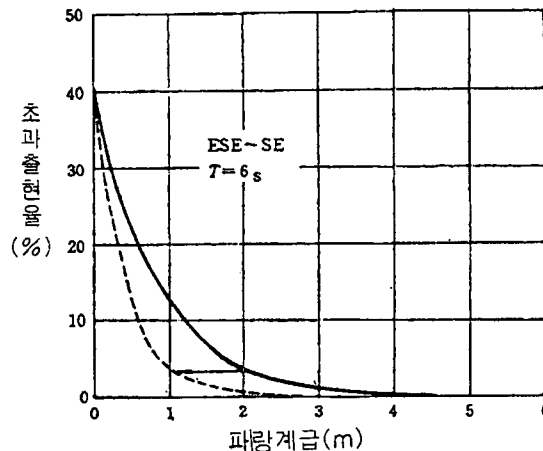
- (1) 항내파랑을 추정하기 위해서는 우선 심해파의 빈도 분포를 설정한다. 표참(4-10)은 심해파의 파향별 파고 초과출현율을 표시한 예이다. 단, 이 표는 일반적인 관측 결과를 기초로 설정한 상시파랑의 파고 출현율로서 항내의 정온도 또는 가동을 산정에 이용할 수 있다. 50년 빈도 확률파 등을 사용하는 이상시의 파랑은 항만구조물의 설계에 큰 영향을 미치기 때문에 이상시의 항내파고가 시설에 큰 피해를 가져오지 않도록 허용치를 설정하고 별도로 항내파고를 계산한다.

표참(4-10) 파향별 파고 초과출현율의 예

파향	탁월주기 (s)	파고 계급별 출현율(%)						
		0 m 이상	1 m 이상	2 m 이상	3 m 이상	4 m 이상	5 m 이상	6 m 이상
ESE~SE	6	40.8	13.3	3.4	1.1	0.3	0	0
SSE~S	12	33.8	22.4	11.8	5.2	2.3	0.8	0.3
SSW~SW	10	25.4	14.7	6.3	2.6	0.8	0.2	0
全方向		100.0	50.4	21.5	8.9	3.8	1.2	0.3

- (2) 다음에 에너지평형방정식 모형 등에 의해서 심해파의 관측 또는 추산점에서 항입구까지 파의 굴절과 쇄파변형을 계산하여 파의 조건을 구한다.

- (3) 항내에서는 주로 회절파 반사에 의한 변형을 고려하여 항내파고를 구한다. 이 때 필요할 경우 전달파 또는 투과파도 검토한다.
- (4) 항내파고는 회절파, 반사파, 전달파고 등을 각각 제공한 것의 합의 평방근으로 추정된다. 항내파의 주기는 전달파나 투과파의 영향이 비교적 적은 항만에서는 회절파의 주기로 대표하여도 좋다. 또한, 항내파고는 항외의 파랑 출현율의 파고 계급마다 각 파향에 대해서 계산한다.
- (5) 항내파랑의 파고 초과출현율은 다음과 같이 구한다. 우선 항외의 파향별 파고 초과출현율을 작도하여 둔다. 도참(4-32)의 실선은 표참(4-10)의 ESE~SE 방향파의 초과출현율을 도시한 것이다. 이 각 파고 계급에 대한 항내합성파고를 계산하고 도상에 그린다. 예를 들면, 도참(4-32)에서 항외파고 2m의 파가 항내 산정 지점에서 1.05m가 되면 초과출현율의 값은 같은 것으로 하고, 파고를 화살표와 같이 이동시킨다. 이와 같이 하여 도시된 점을 연결한 점선이 ESE~SE 방향의 파에 대한 항내파고의 초과출현율의 분포도이다. 이렇게 하여 각 파향에 대한 항내파고의 초과출현율을 도시한다. 항내의 파고 초과출현율은 각 계급마다에 각 파향의 초과출현율의 값을 합하여 구할 수 있다.



도참(4-32) 항내파고의 초과출현율을 계산한 예

- (6) 항내파랑의 출현율은 파고 0.5m 또는 1.0m를 초과하여 출현하는 파의 백분율 또는 일수로 표시하는 것을 표준으로 한다. 이용 목적에 따라서는 기타의 파고 계급에 대한 초과출현율을 추가하여도 좋다. 항만의 정온도는 대상 부두(Berth)에서 하역한계파고를 넘는 항내파고의 출현율을 100%에서 제외한 값이다. 하역한계파고는 안벽의 설비나 이용 목적, 선박의 제원과 파의 주기, 파향 등에 의해서 정해지므로 일률적으로는 정할 수가 없다. 그러나 대략 유의파고값으로 0.5~1.0m 정도를 참고치로 하여 사용할 수도 있다. 단, 하역한계파고는 주기가 긴 특성을 가진 너울과 같은 파랑일 때는 작아지게 되므로(우에다(上田) 등, 1994) 외해에 접해 있는 항만의 가동을 평가시에는 주의를 요한다.
- (7) 장주기파나 부진동은 별도로 고려한다. 이들의 검토시에는 장기간의 연속파랑관측 등이 필요하고 현재로서는 부산신항을 제외하면 충분한 자료를 얻지 못했다. 장주기파에 대해서는 외해 지점에서 파랑 관측점이 설치되어 있는 경우에는 기존의 기록에서 얻은 최대 진폭을 갖는 장주기파를 규칙적인 입력치로 하여 항외의 적절한 지점에서 계산을 시작한다. 전파 변형을 계산할 때에는 환경사방정식, 선형 장파의 근사식이나 부시네스크(Boussinesque) 모델 등을 적절히 사용하고 항내의 대상안벽 전면에서 장주기 파고를 추정한다. 장주기 파고의 하역한계치는 선박의 제원이나 계류시스템에 따라서 크게 다르나 대략 10~20cm를 참고치로 하여 사용할 수 있다. 추정 장주기 파고는 설정한 한계치를 넘지 않도록 하는 것이 바람직하다.

- (8) 부진동은 주기가 대략 5분 이상으로 극단적으로 하역을 악화시키는 요인은 안된다. 그러나 진폭이 커지며 소형선박의 계류 장애, 배수구로의 역류, 안벽 침수 등의 피해가 발생하기 때문에 뚜렷한 부진동 특성을 갖지 않는 항만형상이 되도록 한다. 부진동 추정에는 선형장파의 근사식이나 천수장파이론 등이 응용된다.

[참고문헌]

- 1) 한국해양연구원(2005), 전해역 심해설계과 추정 보고서.
- 2) 加藤一正, 中村聰志, 池田直太(1991), 波の連なりを考慮した長周期波の波高推定 - 波崎海洋研究施設における現地観測にもとづく検討 -, 港灣技術研究所報告, Vol. 30, No. 1, pp. 137~163.
- 3) 高山知司(1981), 波の回析と港内波高分布に関する研究, 港灣技研資料, No. 367, pp. 140.
- 4) 福田伸夫, 宇野俊泰, 人江功(1973), 防波護岸の越波に関する現地観測(第2報), 第20回 海岸工學講演會論文集, pp. 113~118.
- 5) 山口正隆, 畑田佳男, 日野幹雄, 小淵恵一郎(1986), エネルギー平衡方程式に基づく浅海波浪推算モデルの適用性について, 土木學會論文集, 第369号, II-5券, pp. 233~242.
- 6) 首藤伸夫(1974), 非線形長波の變形-水路幅, 水深の變化する場合, 第21回 海岸工學講演會論文集, pp. 57~64.
- 7) 永井莊七朗, 高田彰(1964), 海岸堤防の越波に及ぼす消波堤の効果, 第11回 海岸工學講演會講演集, pp. 279~286.
- 8) 伊藤喜行, 谷本勝利(1971), 混成防波堤の蛇行災害, 港灣技研資料, No. 112.
- 9) 平石哲也, 河野信二, 玉城重則, 長谷川準三(1997), 港灣構造物の設計に用いる長週期波の標準スペクトルについて, 海岸工學論文集, 第44卷, pp. 246-250.
- 10) 井島武士(1968), 波浪の數値豫測, 1968年度 水工學に関する夏期研修會講義集.
- 11) 井島武士, 副島 毅, 松尾隆彦(1967), 數値計算による台風域内の波の分布にいて, 第14回 海岸工學講演會講義集.
- 12) 坂本信雄, 井島武士, 佐藤昭二, 青野尙(1960), 浅海における風波の図式計算法, 第7回 海岸工學講演會講義集.
- 13) 平口博丸, 山口正隆, 土屋義人(1985), 波浪予知モデルの日本海への適用, 第32回 海岸工學講演會論文集, pp. 139~143.
- 14) 合田良實(1970), 防波護岸の越波流量に関する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 9, No. 4, pp. 3~41.
- 15) 合田良實(1970), 碎波指標の整理について, 土木學會論文報告集, 第180号, pp. 39~49.
- 16) 合田良實(1970), 波浪の數値計算-波浪スペクトルの應用例-, 1970年度 水工學に関する夏期研修會講義集.
- 17) 合田良實(1975), 浅海域における波浪の碎波變形, 港灣技術研究所報告, Vol. 14, No. 3.
- 18) 合田良實(1990), 港灣構造物の耐波設計, 鹿島出版社, pp. 12~17, 265~322.
- 19) 合田良實, 岸良安治, 神由 豊(1975), 不規則波による防波護岸の越波流量に関する實驗的研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 14, No. 1, pp. 3~44.

- 20) 合田良實, 鈴木康正(1975), 光易型方向スヘクトルを用いた不規則波の回折・屈折計算, 港灣技術資料, No. 230.
- 21) 合田良實, 永井康平(1974), 波浪の統計的性質に関する調査・解析, 港灣技術研究所報告, Vol. 13, No. 1, pp. 3~37.
- 22) Bretschneider. C.L.(1968), Decay of ocean waves, Fundamentals ocean engineering-Part 8b, Ocean Industry, pp. 45~50.
- 23) Cavaleri, L. and P.H. Rizzoli(1981), Wind wave prediction in shallow water theory and applications, *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 86, No. C11, pp. 10,961~10,973.
- 24) CERC. Dept. of the Army U.S.(1992), Automated Coastal Engineering System. Tech. Ref.
- 25) Chae. J.W. and S.T. Jeong(1992), Current-depth refraction and diffraction model for irregular water waves, *Proc. 23rd ICCE*, ASCE, Venice, Vol. 1, pp. 129~141.
- 26) Chen. T.C.(1961), Experimental study on the solitary wave reflection along a straight sloped wall of oblique angle of incidence, Tech Memo 124, Beach Erosion Board, U.S. Army Corps of Engineers.
- 27) Coastal Engineering Research Center(1984), Shore Protection Manual, Department of Army Corps of Engineers.
- 28) Collins, J.I.(1972), Prediction of shallow water waves, *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 77, No. 15, pp. 2,693~2,702.
- 29) Goda. Y.(1988), On the methodology of selecting design wave height, *Proc. 21st ICCE*, ASCE, Spain, pp. 899~913.
- 30) Golding. B.(1983), A wave prediction system for realtime sea state forecasting, *Quat. Jour. Royal Meteorol. Soc.*, Vol. 109, No. C11, pp. 393~416.
- 31) Gunther, H. *et al*(1979), A hybrid parametrical wave prediction model, *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 84, pp. 5,727~5,738.
- 32) Hasselman, K.(1968), Weak-interaction of ocean waves, Basic Developments in Fluid Dynamics, Vol. 2, Academic Press Inc., New York.
- 33) Hasselman, S and K. Hasselman(1985), Computations and parameterizations of the nonlinear energy transfer in a gravity wave spectrum, Part I : A new method for efficient computations of the exact nonlinear transfer integral, *J. Phys. Oceanogr.* 15, pp. 1,369~1,377.
- 34) Inoue, T.(1967), On the growth of the spectra of a wind generated sea according to a modified Miles-Phillips mechanism and its application to wave forecasting, Geophysical Science Lab., TR-67-5, New York Univ., pp. 1~74.
- 35) Isozaki, I. and T. Uji(1973), Numerical prediction of ocean wind waves, Papers of Meteorology and Geophysics, Vol. 24, No. 2, pp. 207~231.
- 36) Joseph, P.S., S. Kawai and Y. Toba(1981), Ocean wave prediction by a hybrid model combination of single-parameterize wind waves with spectrally treated Swells, Sci. Rep, Tohoku Univ., Set. 5, (Tohoku Geophys. Journ.), Vol. 28, No. 1.

- 37) Kirky. J.T. and R.A. Darlymple(1983), Propagation of weakly-nonlinear surface water waves in regions with varying depth and current, ONR. Tech. Rep. 14, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Delaware.
- 38) Longuet-Higgins. M.S. and R.W. Stewart(1962), Radiation stress and mass transport in gravity waves with application to surf beats, *Jour. Fluid Mechanics*, Vol. 13, pp. 481~504.
- 39) Miles, J.W.(1959), On the generation of surface waves by shear flows, *J. F. M.*, Vol. 6, pp. 568~582.
- 40) Phillips, O.M.(1957), On the generation of waves by turbulent wind, *J. F. M.*, Vol. 2, pp. 417~445.
- 41) Pierson, W.J.Jr., G. Neumann and R.W. James(1955), Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics, U.S. Navy Hydro Office Pub., No. 603.
- 42) Seelig, W.N. and J.P. Ahrens(1981), Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters, U.S. Army Corps of Engineers, CERC, Tech. Paper, No. 81-1, 40p.
- 43) Uji, T.(1985), A coupled discrete wave model MRI-II, *Journ Of Oceanogr*, Society of Japan, Vol. 40, pp. 303~313.

제 5 장 파 력

5-1 일 반

항만구조물에 작용하는 파력은 구조물의 형태, 해저지형, 수심 및 파랑의 특성을 고려하여 적합한 파력 계산 또는 수리모형실험의 결과에서 산정하며 파의 불규칙성에 대해서도 충분히 고려한다.

[해설]

- (1) 파랑의 특성, 구조물의 형상과 전면수심과의 상호관계에 의해 파력이 달라진다. 즉, 전면수심과 파고와의 관계에 따라서 쇄파 또는 중복파가 작용하게 된다.
- (2) 수리모형실험에서 파력 산정시 대상 구조물의 파괴성을 충분히 고려하여 적절한 측정법을 사용하고, 또한 파랑의 불규칙성을 고려하는 것이 바람직하다. 특히, 규칙파 실험의 경우는 최대파에 대한 검토도 포함되어야 한다.

5-2 직립벽에 작용하는 파력

5-2-1 개 요(이토(伊藤), 1966 ; 미쓰야(光易), 1965 ; 고다(畠田), 1967 다니모토(谷本), 1976)

직립벽에 작용하는 파력은 파랑 조건 외에 조위, 수심, 해저지형, 구조물의 단면 형상, 평면 형상 등에 의해 변하므로 이러한 요건을 고려하여 적절히 산정하고, 수리모형실험에서 확인하는 것을 원칙으로 한다. 특히, 급경사의 해저면상이나 높은 사석부상의 직립벽에 있어서는 매우 큰 충격쇄파력이 작용할 경우가 있기 때문에 그 발생조건에 충분히 유의하여 파력을 산정한다.

[해설]

- (1) 직립벽에 작용하는 파력의 주된 요인은 파랑의 제원과 조위, 수심, 해저 경사, 사석부 마루의 수심 및 폭, 사석부의 경사, 직립벽의 마루 높이 및 전면수심 등이다. 이들 외에, 평면배치 모양에 굴곡부가 있을 때에는 무한직선제(無限直線堤)일 경우보다 큰 파력을 받을 경우가 있으므로 배치 형태의 영향을 고려하여야 한다. 또한 직립벽 전면이 소파블록으로 피복되었을 때에는 소파블록의 특성, 마루높이 및 폭이 요인이 된다.
- (2) 파력은 작용하는 파랑의 형태에 의해 중복파력, 쇄파력, 쇄파후의 파랑에 의한 파력으로 분류되지만 이는 연속적인 변화과정을 보인다. 중복파력은 수심에 비해 작은 파고의 파랑에 의해 생기고 파압의 시간적 변화는 완만하다. 파고의 증대와 함께 커다란 파력이 작용하며, 일반적으로 직립벽에서 약간 외해측에서 쇄파된 파가 충돌할 때 가장 커다란 파력이 생긴다. 따라서, 매우 천해역을 제외하면 직립벽의 상당히 외해에서 쇄파되는 커다란 파고의 쇄파후의 파에 의한 파력보다도 직립벽 직전에서 쇄파하는 쇄파력이 더 크다. 특히, 급경사 해저면 상의 직립벽이나 완경사에 있어서도 높은 마운드 상에 있는 직립벽에 쇄파가 작용할 때에는 매우 큰 충격 쇄파력이 생겨 주의를 요한다.
- (3) 직립제에는 전면수심과 파고의 관계에 따라서 중복파 또는 쇄파가 작용한다. 일반적인 기준으로는 전면수심 h 와 파고 $H_{1/3}$ 에 따라 다음과 같이 파랑을 구별한다.

- 중복파 : $\frac{h}{H_{1/3}} > 2$
- 쇄 파 : $\frac{h}{H_{1/3}} < 2$

5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력

[1] 벽면에 파봉이 있을 때

(1) 직립벽의 전면파압

정수면의 높이에서 최대치 p_1 , 정수면상 η^* 의 높이에서 零, 저면에서 p_2 가 되는 직선 분포로서 직립 벽 저면으로부터 마루까지의 파압을 고려한다(도참(5-1) 참조)

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_D \tag{5-1}$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\rho_o g H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

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

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

- 여기서,
- η^* : 정수면상에서 파압 강도가 零이 되는 점까지의 높이(m)
 - p_1 : 정수면에서의 파압 강도(kN/m²)
 - p_2 : 해저면에서의 파압 강도(kN/m²)
 - p_3 : 직립벽 저면에서의 파압 강도(kN/m²)
 - ρ_o : 해수의 밀도(t/m³)
 - g : 중력가속도(m/s²)
 - λ_1, λ_2 : 파압의 보정계수(표준 1.0)
 - h : 직립벽 전면의 수심(m)
 - h_b : 직립벽 전면에서 외해(심해측)로 유의파고의 5배만큼 떨어진 지점의 수심(m)
 - h' : 직립벽 저면의 수심(m)
 - d : 사석부의 근고공 또는 피복공의 마루 중에서 작은 수심(m)
 - H_D : 설계계산에 쓰이는 파고(m)
 - L : 수심 h 에서의 설계계산에 쓰이는 파장(m)
 - $\min(a, b)$: a 또는 b중 작은 값
 - β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립 벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)(도참(5-2) 참조). 파의 주방향과 직립벽에 직각 인 선이 이루는 각도가 15° 미만인 경우는 $\beta = 0^\circ$ 를 사용함

(2) 양압력

직립벽 저면에 작용하는 양압력은 외해측 끝부분에 식(5-2)의 p_u (kN/m²), 내해측 끝부분에서 零인 삼각형 분포로 한다(도참(5-1) 참조).

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0gH_D \quad (5-2)$$

여기서 λ_3 은 양압력의 보정계수이며 일반적으로 1.0이다.
이 경우 부력은 정수중의 배수체적에 대해서만 고려한다.

(3) 파력계산에 쓰이는 파고 및 파장

식(5-1)과 (5-2)에 있어 설계계산에 쓰이는 파고 H_D 및 파장 L 은 최대파의 파고 및 파장으로 한다. 최대파의 파장은 유의파 주기에 대응하는 파장으로 하고, 파고는 다음의 최대파고 H_{max} 를 사용한다.

① 최대파고가 쇄파의 영향을 받지 않는 경우

$$H_D = H_{max} = 1.8 H_{1/3}$$

여기서, $H_{1/3}$ 은 직립벽 전면수심에서 진행파의 유의파고(m)

② 최대파고가 쇄파의 영향을 받는 경우

$$H_D = \text{불규칙파의 쇄파 변형을 고려한 } H_{max} \quad (\text{도참(4-19) 쇄파 참조})$$

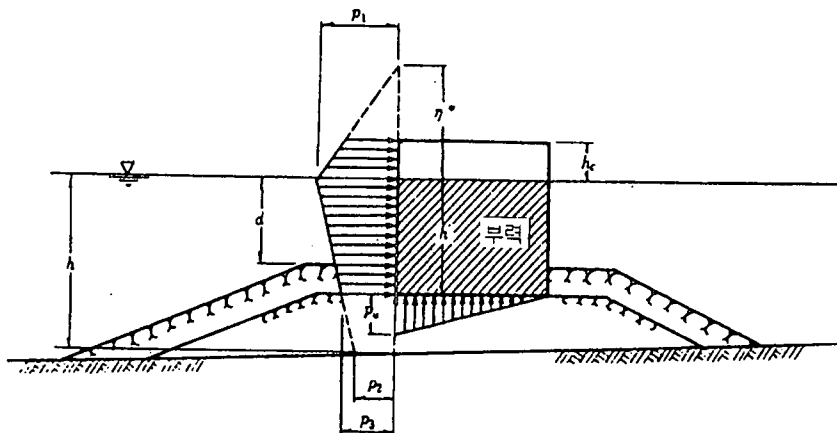
단, 이 때의 최대파고는 직립벽 전면에서 $5 H_{1/3}$ 만큼 외해측에 떨어진 지점에서의 수심 h_b 에 대한 값을 쓴다.

[해설]

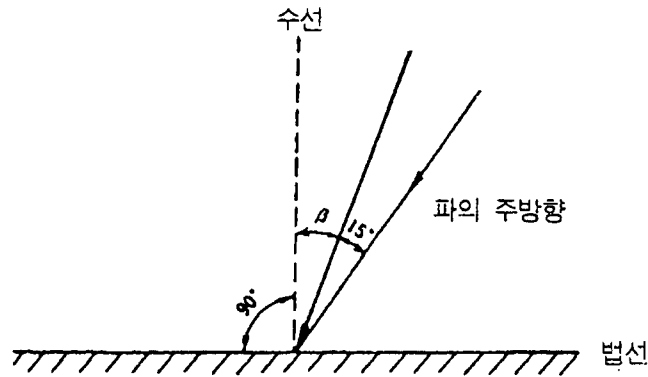
직립벽에 작용하는 최대파력 및 양압력은 고다(合田)식을 표준으로 한다. 고다식은 파압 실험 결과와 현지 방파제에 적용한 성과 등을 감안한 다음 파향에 대해 수정한 것으로 중복파에서 쇄파까지의 파력을 연속적으로 계산할 수 있다[고다(合田), 1973]. 그러나 급경사 해저면 상이나 사석부가 높은 직립벽에 작용하는 충격 쇄파력은 과소 평가할 수 있다. 파압계산은 정수시를 기준한다.

[참고]

(1) 고다식에 의한 전면파압



도참(5-1) 직립제의 설계파압 분포



도참(5-2) 제체의 수직선과 입사각의 보정각(β)

(2) 최대파

고다(合田)식은 개개의 파에 대한 파력을 나타내는 것이라고 말할 수 있으므로 일반 설계에서 대상으로 하는 파군 중에서 가장 큰 파력이 작용하는 최대파를 대상으로 한다. 불규칙파의 최대파 H_{max} 는 출현확률이 해석에 따라 일정치 않으므로 일률적으로 정할 수 없지만 현지 방파제에 대한 적용 결과 등으로 보아 파고는 쇄파 변형이 일어나지 않는 곳에서 유의파고의 1.8배, 파장은 유의파 주기에 해당하는 값을 사용한다. 단, 현지의 장기파랑 관측 자료가 있을 때에는 본편4-1-2의 불규칙파의 통계적인 특성을 충분히 검토하여 적용할 수 있다. 최대파의 쇄파에 의한 영향 여부와 파고는 본편 4-5 쇄파부분의 최대파를 구하는 그림을 참조하여 결정한다.

(3) 보정계수($\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$)

식(5-1)~(5-2)는 일반화된 고다(合田)식으로 조건이 다른 벽에도 적용할 수 있도록 보정계수를 포함한다. 보정계수는 일반적인 직립벽의 경우 1.0이다. 그러나 소파블록으로 피복된 케이슨이나 직립소파 케이슨 등 여러 종류의 벽에 작용하는 파압의 경우는 더 적은 값으로서 이에 적절한 보정계수를 사용해야 한다 (본편5-2-4 참조).

(4) 고다(合田)식의 특징과 적용한계

이 식의 가장 큰 특징은 중복파에서 쇄파까지의 파력을 주기의 영향을 포함해서 연속적으로 계산할 수 있는 점이다. 파라미터 α_1 은 주기(정확히는 h/L)의 영향을 나타내며 천해파에서 극한 값으로 1.1, 그리고 심해파에서 0.6이다. 그 밖에 주기의 영향은 최대파고 결정에도 영향을 주어 심해파고가 일정하더라도 주기가 길면 큰 최대파를 사용하게 된다. 따라서 설계조건 설정시 주기에 대해서도 신중을 기해야 한다.

또 한 가지의 특징은 사석부 높이와 해저 경사에 의한 파력의 변화를 파라미터 α_2 로 나타내고 있는 점이다. 식(5-1)에서 알 수 있듯이 H_D 를 일정하게 하고 사석부의 높이를 해저면에서 서서히 높혀 가면 α_2 값이 0에서 서서히 증가하여 극대치인 1.1에 달하고 그 이상이면 감소하여 0에서 다시 α_2 는 0이 된다. 따라서 α_1 의 극한치 1.1과 합치면 정수면에서 파압강도는 $2.2\rho_w gH_D$ 가 된다.

한편, 해저 경사의 영향은 α_2 의 식에서 h_D 가 직립벽에서 설계유의파고의 5배 거리만큼 외해 쪽으로 떨어진 지점의 수심이므로 급경사일수록 마운드가 높은 경우와 같은 효과로 나타난다. 또, 쇄파의 영향을 받는 영역에서는 $5H_{1/3}$ 만큼 떨어진 지점의 최대파고를 설계파고로 한 것은 직립벽에 최대 파력이 작용하는 파가 진행파로서 외해에서 쇄파된 것을 반영했다. 이외에도 쇄파의 영향을 받는 곳에서는 해저 경사가 급할수록 큰 파고가 된다. 이와 같이, 해저 경사가 파력에 미치는 영향은 상당히 크므로 설계조건 설정시 주의를 요한다.

이상과 같이, 본 계산식은 사석부의 높이나 해저 경사의 영향을 고려한 것이지만 높은 사석부나 급경사 해저면상의 직립벽에는 강한 쇄파력이 작용할 수 있으며, 이러한 조건에 대해 이 식을 사용하면 파력이 과소평가될 수 있으므로 주의를 요한다. 특히, 사석부가 높은 경우에는 식(5-1)의 α_2 만이 아니고 본편 5-2-3 충격쇄파력[다카하시(高橋) 등, 1992]의 계수 α_1 을 고려하여 α_1 이 α_2 보다 큰 경우에는 α_1 의 값을 취한다.

문제점은 정선 부근과 같이 수심이 극히 낮은 수역에서의 적용성 여부이다. 본 식은 어디까지나 직립벽의 외해측에서 쇄파하는 파가 최대의 파력을 작용하는 범위이다. 그 한계를 명확히 구분하기는 곤란하나 정선 부근에 있는 직립벽에 작용하는 파력에 대해서는 다른 계산식과 합해서 적절히 사용하는 것이 좋다.

(5) 파력 계산식의 파향 보정

파향이 파력에 미치는 영향에 대해서는 몇 개의 실험 결과가 있으나 명확하지 않은 점이 많다. 종래에는 중복파 작용에 대해서는 파향 보정을 고려치 않고 쇄파작용에 대해서만 $\cos^2\beta$ 를 곱함으로써 파향의 영향을 고려하여 왔다. 그러나 쇄파에 대해서는 파향의 증가와 함께 파력이 감소하여 $\beta = 90^\circ$ 인 극한에서는 0이 되는 것에 대해 중복파의 경우 완전 반사된 파와의 중첩이 직각의 경우와 동일한 모양으로 유지되어 있다고 가정하는 것은 불합리하다. 예를 들면, 실제 방파제는 그 길이가 유한하기 때문에 비스듬히 입사하는 각도가 큰 경우에는 파고가 2배가 되는 곳은 제체 끝단에서 상당히 떨어져 있고, 극단적으로 $\beta = 90^\circ$ 인 경우에는 무한원점이 되므로 이 경우 직립벽에는 진행파의 파압이 작용한다고 보는 것이 타당하다. 또, 방파제의 길이가 무한히 길다고 보는 경우에도 제2차 근사의 유한진폭파 이론을 사용하면 비스듬히 입사하는 파에 의한 파압은 직각으로 입사하는 경우보다는 약간 감소하고 그 정도는 파형경사에 비례하는 것으로 유도된다[고다(合田), 1967]. 이와 같은 점과 현지 방파제에 대해 적용한 결과를 감안해서 파향에 대한 보정은 식(5-1)의 μ 에 나타난 것과 같이 사석부의 효과를 나타내는 α_2 에 대해서 $\cos^2\beta$ 를 곱하고, 또 전체에 $0.5(1+\cos\beta)$ 를 곱했다.

(6) 주기가 다른 2종류의 파군이 중첩된 경우의 파력과 유의파 주기

주기가 다른 2종류의 파군이 중첩된 예로서는 만외에서의 침입파와 만내에서 발생된 파와의 중첩, 그리고 항구에서의 회절파와 월파에 의한 전달파의 중첩 등을 들 수 있다. 이 경우 스펙트럼은 二山形(스펙트럼 첨두가 2개인 형태)이며, 현지관측 예가 있다[다니모토(谷本) 등, 1986], 이 때 파력 계산에는 2산형 스펙트럼을 이용하고, 고다(合田)식이 적용될 수 있음을 확인하였으며 파력 계산식에 쓸 수 있는 유의파 주기 계산법을 제안하였다. 주기가 중첩 전의 각각의 주파수 스펙트럼이 브렛슈나이더-미수야수(Bretschneider - 光易) 형태일 경우 적절한 방법에 의해 중첩한 후 유의파-주기를 구한다.

(7) 직립벽의 마루가 낮은 경우의 파력

고다(合田)식을 방파제 등에 적용하는 경우 직립벽의 마루높이가 낮으면 파압의 작용범위의 감소에 의한 파력 저감보다도 중량 감소에 의한 저항력 감소가 크기 때문에 일반적으로는 벽체의 폭을 넓게 할 필요가 있다. 그러나 활동실험(滑動實驗) 결과 자료에 의하면 마루높이를 낮추는 정도에 따라서 안정성이 증가하는 경향이 있다. 이 때 파력 산정법으로서 저감계수 λ_h 을 전면파압과 양압력에 곱해줌으로써 파력을 저감하는 방법이 제안되었다[나카다(中田) 등, 1984].

(8) 직립벽의 마루가 높은 경우의 파력

직립벽의 마루가 일반적인 방파제의 경우보다 상당히 높은 경우에는 월파하지 않기 때문에 고다(合田)식에 의한 파력보다 큰 파력이 작용하는 경우가 있다.[스이노(水野) 등, 1993]

(9) 직립벽이 경사진 경우의 파력

직립벽이 조금 경사진 사다리꼴 모양의 케이스 등일 경우 수평파력은 연직벽의 경우와 크게 다르지 않음

나 경사면에 작용하는 파력의 연직성분의 고려나 양압력의 저감 등을 고려할 필요가 있다. [다니모토(谷本)와 기무라(木村), 1985]는 직립벽이 약간 경사진 경우의 파력에 대한 실험을 실시하고 파력 산정법을 제안한 바 있다.

(10) 직립부 전면 사석부의 마루수평부분이 긴 경우

혼성제 직립부에 작용하는 파력은 사석부 높이뿐만 아니라 전면의 어깨 폭, 법선의 경사에 의해서도 변한다. 고다(合田)식은 이미 언급한 바와 같이, 이 중에서 사석부 높이의 효과를 반영한 것이다. 따라서 이들이 통상의 것과 뚜렷하게 다른 경우에는 되도록 수리실험에 의해서 검토한다. 그러나 전면의 어깨폭이 충분히 긴 경우에는 그것을 해저지형의 일부로 생각할 수 있으므로 사석부 전면의 어깨폭이 이 곳에서의 파장의 1/2보다 긴 경우에는 사석부 상단에서의 파고와 파장을 사용한다.(永井 등, 1965)

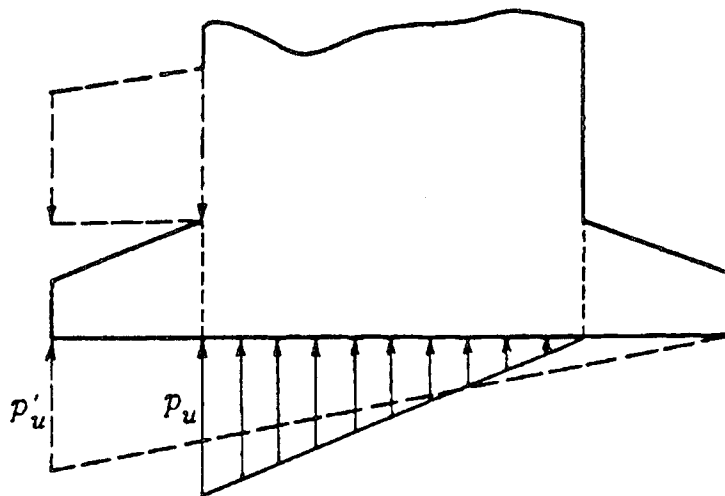
(11) 일련의 원통들로 이루어진 방파제의 직립벽에 작용하는 파력

장관 방파제와 같이 원통열(圓筒列) 방파제의 직립벽에 작용하는 파력에 대해서는 평면 직립벽에 작용하는 파력과 큰 차이가 없다. 따라서 고다(合田)식을 준용한다.

(12) 확대기초(Footing)가 있을 때의 양압력

케이슨 등과 같은 확대기초가 있을 때는 파가 작용하는 쪽의 확대기초 상면에서 하향의 파력 또는 저면의 앞부분에서 p'_u , 뒷부분에서는 零의 양압력이 작용한다.

그러나 보통의 경우 그 합력은 확대기초가 없을 때의 양압력과 큰 차이가 없다. 이 때문에 도참(5-3)에 나타난 것과 같이 확대기초를 무시하고 직립벽 전면의 연장점에서 식(5-2)에 의한 p_u , 후면의 연장점에서 零의 삼각형 분포로서 양압력을 산정해도 좋다.



도참(5-3) 케이슨 확대기초가 있는 경우의 양압력

(13) 기타의 산정식

본 고다(合田) 파력 산정식은 중복파에서 쇄파까지의 파력을 그 적용한계에 의해 구별하지 않는 장점이 있으나 수심에 대한 파고비가 작고 명확하게 중복파의 파력이 작용한다고 생각되는 경우에는 정도 높은 중복파 이론식[히로이(廣井), 1919 ; 생플루(Sainflou), 1928]를 적용하여도 좋다.

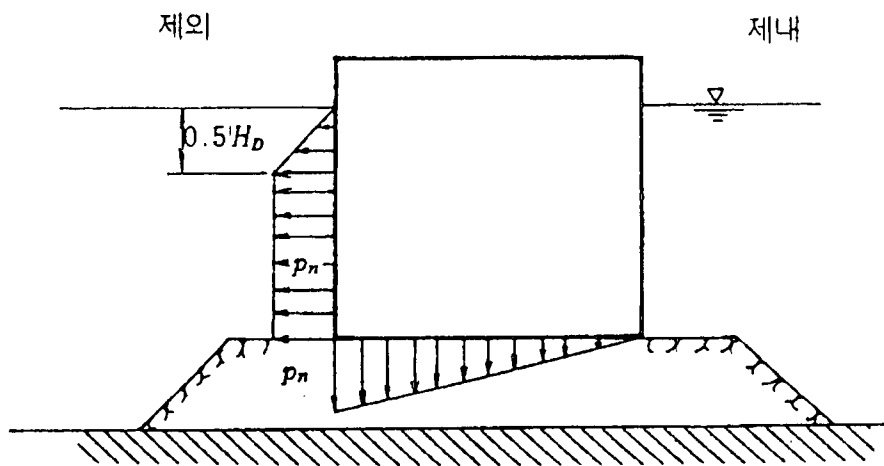
단, 그 때 현지 파랑의 불규칙성을 충분히 고려할 필요가 있으며 최대파에 대한 검토도 필요하다.

[2] 벽면에 파곡이 있을 때

벽면에 파곡이 있을 때 부(負)의 파력은 적절한 수리모형실험 또는 산정식에 의해 산정하여야 한다.

[참고]

벽면에 파곡이 있을 때의 벽 전면에서 負의 파압은 도참(5-4)와 같이 정수면에서 零, 정수면하 $0.5H_D$ 에서 p_n 그 이하 저면까지 일정한 직선 分布의 파압이 외해 측을 향해서 작용하는 것으로 한다.



도참(5-4) 負의 설계파압 분포

$$p_n = 0.5\rho_o gH_D \quad (\text{참5-1})$$

여기서, p_n : 균일파압 부분에 있어서 파압강도(kN/m^2)

H_D : 설계계산에 쓰이는 (最大)波高(m)

수심이 커서 명백히 중복파가 작용하는 경우에는 고차 근사의 유한진폭중복파 이론에 의한 결과를 사용하는 것이 좋다. 특히, 大水深 방파제에서는 파곡일 때의 부압력(負壓力)의 크기가 파봉이 있을 때의 정압력(正壓力)의 크기보다 크므로 벽체가 바다 쪽으로 미끄러지는 경우도 있다.

5-2-3 충격쇄파력

충격쇄파력의 발생이 문제가 될 경우에는 수리모형실험에 의해서 검토한다. 매우 큰 충격쇄파력이 생길 위험이 있는 단면 형상이나 구조는 될 수 있는 대로 피한다. 급경사 해저면상과 같이 충격쇄파력의 발생을 피할 수 없는 경우에는 적절한 소파공을 설치하여 파력을 완화한다.

[해설]

벽면에 쇄파의 격어세운 파면(波面)이 충돌할 때 충격쇄파력이 발생한다.

충격쇄파력에 대한 수리모형실험에서 최대파압은 조건에 따라 波高에 해당되는 정수압($1.0\rho_o gH_D$)의 수 배 내지 수십 배로 나타난다. 그러나 그 작용시간은 짧고 국소적이며 다소의 조건 변화에 따라서도 변동이 매우

크다. 또한, 충격 특성 때문에 구조물의 역학적 특성에 따라서 안정성이나 부재 응력에 미치는 효과도 다르다. 충격쇄파력에 대한 일반적인 산정법을 제시하기가 어려우므로 개개의 역학적 조건에 대한 수리모형실험에 의해서 파력을 검토한다(예를 들면, 활동실험, 부재 강도의 검토 등).

[참 고]

(1) 충격쇄파력의 발생조건

충격쇄파력의 발생조건에는 여러 가지 인자가 관여되어 일반적으로 규정하기는 어려우나 각종 실험 결과에서 구조물 법선의 수직선과 파향과의 교차각 β (도참(5-2))가 20° 이내에 있고 또 다음과 같은 경우에 충격쇄파력이 생기기 쉽다.

① 급경사 해저의 경우

해저 경사가 1/30보다 급하고 직립벽보다 약간 심해측에서 쇄파되는 파를 포함하며, 또한 환산심해파 파형경사가 0.03 정도 이하일 때 충격쇄파력이 생기기 쉽다.

② 사석부가 높은 경우

해저 경사가 완만할 때에도 파의 조건 외에 사석부의 마루높이, 전면 어깨폭, 사면 경사 등과 같은 사석부의 형상에 의해 충격쇄파력이 발생한다. 일반적으로 사석부가 비교적 높고 또 전면 어깨폭이 적당히 넓거나 사면 경사가 완만하여 사석부 경사면 또는 경사의 어깨 부근에서 수벽(水壁) 모양의 쇄파가 충돌할 때 충격쇄파력이 생긴다. 해저 경사가 1/50보다 완만하고 설치 수심에 대한 사석부 마루(피복공 포함) 상의 水深比가 0.6보다 큰 경우에는 매우 큰 충격쇄파력은 발생하지 않는다고 생각해도 좋다.

(2) 대책공법

직립벽에 매우 큰 충격쇄파력이 작용하는 경우 전면에 소파블록으로 충분히 피복하면 파력을 아주 완화시킬 수 있다. 특히 사석부가 높은 경우에 소파블록으로 충분히 피복하면 충격 쇄파의 발생을 방지할 수 있다. 또 직립부는 적절한 소파 케이슨 또는 사면 케이슨 등의 異型 케이슨으로 하는 것에 의해서도 충격쇄파력의 작용을 피할 수 있는 경우가 있다. 또한 방파제의 법선을 波向과 직각으로 하지 않는 것도 하나의 대책이다.[다니모토(谷本) 등, 1981].

(3) 모형실험에 의한 파력 검토

충격쇄파력이 작용하는 경우의 모형실험에 의한 파력을 검토하기 위해서는 충격력에 대한 구조물의 응답 특성을 분석하는 것이 필요하다. 직립벽 전체의 안정성 검토는, 예를 들어 제체의 활동실험, 그리고 파라 피트 등의 부재 강도에 대한 검토는 응력측정실험에 의한다.

(4) 급경사 해저면상의 직립벽에 작용하는 충격쇄파력

① 파압이 최대가 되는 수심과 평균 파압강도

급경사 해저면 상의 직립벽에 작용하는 충격쇄파력에 대해서는 많은 연구가 수행되었다[미수야수(光易), 1962; Homma(本間) 등, 1962]. 이들 중 미수야수(光易)(1962)는 경사가 1/50, 1/25, 1/15인 일정한 경사면 상의 여러 가지 水深에서 직립벽에 작용하는 규칙파의 쇄파력 실험을 광범위하게 수행하였다. 여기서 設置水深에 따른 全波力의 변화를 조사하여 충격쇄파력이 가장 현저한 水深 h_M 의 산정식(5.4)을 얻었는데 이는 심해파장에 대한 비로 나타내면 다음과 같다.

$$\frac{h_M}{H_o} = C_M \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-1/4} \tag{참5-2}$$

여기서,

$$C_M = 0.59 - 3.2 \tan \theta$$

H_o = 심해파고(m)

L_o = 심해파장(m)

$\tan\theta$: 일정한 경사면의 경사

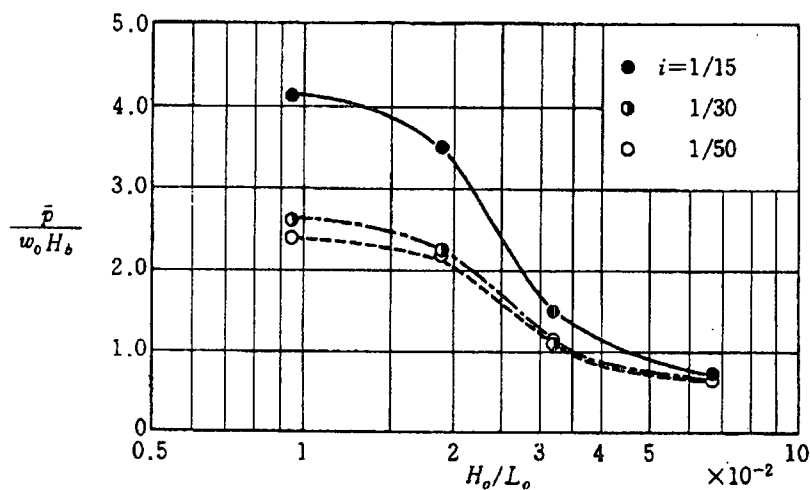
도참(5-3)은 미수야수(光易, 1962)의 실험 결과를 바탕으로 이러한 파력이 가장 엄격하게 되는 때의 全波力을, 파력의 작용 범위를 해저에서 정수면상 碎波限界波高 H_b 의 0.75배까지로 하고 평균 파압강도 \bar{p} 를 구하여 $\rho_w g H_b$ 로 나누어 무차원화하고 심해파형경사 (H_o/L_o)에 대해 사면 경사에 따라 나타낸 것이다. 여기서 개략적인 경향을 보면, 파형 경사가 작을수록 강한 충격쇄파력이 발생하지만, 사면경사가 완만해지면 최대 충격쇄파력의 강도가 감소한다.

② 충격쇄파력의 발생조건에 대하여

(1) ①의 급경사 해저인 경우 충격쇄파력의 발생조건은 도참(5-8)에 기초하여 대략적으로 설정한다. 현지 불규칙파에 대한 경우 환산심해파형경사는 직립벽에서 외해쪽으로 $5H_{1/3}$ 만큼의 지점에서의 不規則波의 쇄파변형을 고려해서 구한 最大波高 H_{max} 에 대한 換算深海波高와 有義波 주기에 대한 深海波長의 비로 한다. 단, 이 때의 H_b 는 H_{max} 로 한다. 또한, 設計波에 대해서 이와 같은 최대 충격쇄파력이 작용하는 水深을 피해 設置水深을 설정할 수 있다. 그러나 보다 해안쪽에 직립벽을 놓고 쇄파후의 파가 작용하도록 하는 경우에는 設計波보다 작은 波高의 파에 대한 검토도 필요하다.

③ 급경사 사면과 연결된 수평마루에 놓인 직립벽에 작용하는 충격쇄파력(여기에 대해서는 다카하시(高橋) 등(1983)의 연구가 있다)

경사가 1/10 또는 3/100의 사면에 이어지는 수평마루를 설치하고 여러 위치에서 직립벽에 작용하는 파압을 규칙파 실험을 통해 측정하였으며, 어느 波浪條件에 대해서 파력이 최대가 되는 직립벽의 위치 또는 그 때의 파력 산정법이 제안되었다.



도참(5-5) 최대 충격쇄파에 의한 평균파압강도(급경사 사면상의 직립벽)

(5) 혼성제에 작용하는 충격쇄파력

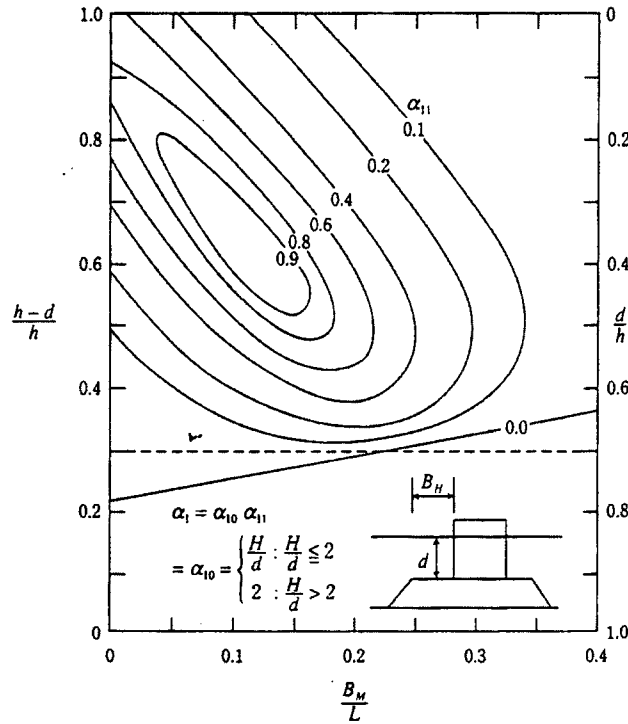
① 사석부 모양의 영향(충격쇄파력 계수)

사석부가 높고 충격쇄파력이 작용하는 경우에 대해 그 파력의 정도를 나타내는 계수로서 다카하시(高橋) 등(1992)은 활동실험 결과를 기초로 충격쇄파력 계수 α_T 를 다음과 같이 제안했다.

$$\alpha_1 = \alpha_{10} \alpha_{11} \tag{참5-3}$$

$$\alpha_{10} = \begin{cases} H/d & (H/d \leq 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \tag{참5-4}$$

여기서, H 는 설계파고(최대파고), d 는 사석부 마루의 水深, α_{11} 은 도참(5-6) 참조, h 는 설치수심이다.



도참(5-6) 충격쇄파력 계수

도참(5-6)은 충격쇄파력 계수 α_{11} 의 분포를 나타내는데 d/h 가 0.4, B_M/L 이 0.12일 때 α_{11} 이 최대이며 그 값은 1이다. α_{11} 의 범위는 0~2이며, 이 값이 클수록 충격쇄파력이 커진다. 기존의 고다(合田)식을 사용하여 파력을 계산할 때에는 고다(合田)식의 α_2 와 이 α_I 중에서 큰 값을 사용한다. 단, 이 α_I 는 H/h 가 0.6 이상인 경우의 활동실험 결과를 바탕으로 제안한 식으로 파고가 비교적 큰 경우 직립벽의 활동을 검토할 때 사용될 수 있다.

② 직립벽 마루높이의 영향

마루높이가 높을수록 충격쇄파력 발생의 위험성이 높다. 이는 쇄파되어 반듯이 선 波面이 정수면보다 높은 위치에 있는 경우가 많고 여기에 직립벽이 있으면 파면의 충격에 의한 충격력이 발생하기 때문이다. 마루높이가 높을 때에는 사석부가 비교적 낮은 경우에도 충격쇄파력이 발생할 수도 있다(미즈노(水野) 등, 1993).

③ 파향의 영향

다니모토(谷本) 등(1981) 등에 의한 활동실험 결과에서는 법선직각 方向에 대한 파향각 β 가 0°일 경우 매우 강한 충격쇄파력이 발생하지만 $\beta=30^\circ, 45^\circ$ 일 때는 파력이 급격히 감소한다. 파향에 대해 방파제가 비스듬히 놓여 있을 경우에는 충격쇄파력이 발생하지 않거나 발생한다고 해도 활동에 의한 영향이 급감하고 실제로 무시할 수 있다. 따라서 $\beta=20^\circ$ 이내인 경우에 한해서 충격쇄파력을 고려한다.

④ 충격쇄파력에 대한 직립부의 동적 응답과 활동

충격쇄파력이 작용하는 경우에는 국소적인 순간치로서 파고에 해당되는 정수압의 수 배에서 수십 배에 달하는 파압이 기록되었다. 그러나 그 충격량의 변동은 크지 않고 강한 충격쇄파력의 작용시간은 짧다. 이러한 충격쇄파력의 활동에 대한 기여는 사석부, 지반의 변형을 고려한 동적 응답으로서 고려되어야 한다. 여러 수치실험 결과(고다(畠田), 1973; 다카하시(高橋) 등, 1993) 또는 활동실험 결과에서 판단할 때 극한적인 충격쇄파력이 사석부에 있는 직립부의 활동에 작용하는 것을 정적으로 등가한 평균파압강도는 $(2.5\sim 3.0)\rho_0 g H$ 로 보는 것이 적당하다. 따라서 충격쇄파력 계수는 활동실험 결과를 이용하여 도출되었기 때문에 동적 응답 효과도 어느 정도 고려되었다.

5-2-4 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력

소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력은 소파공의 마루높이, 폭, 소파블록의 특성 등에 의해 변하므로 수리모형실험 또는 적절한 산정법에 따라 산정하여야 한다.

[해설]

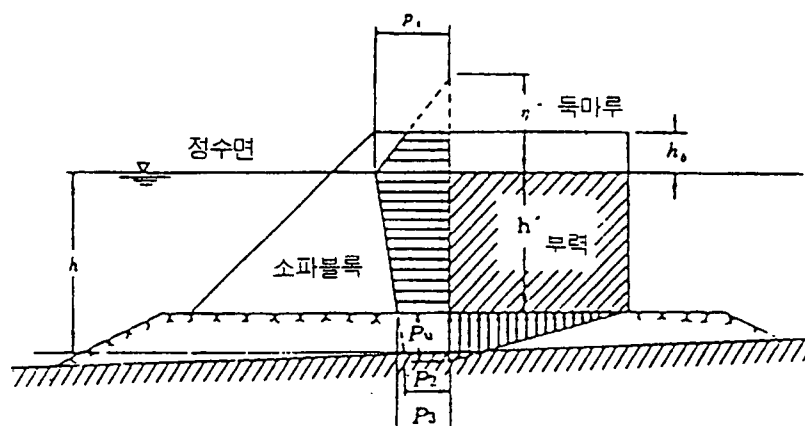
직립벽의 전면에 이형 콘크리트 블록 등을 소파공으로 설치하면 벽체에 작용하는 파력이 변한다. 파력의 감소 효과는 소파공의 구조에 따라 다르나 충분한 폭과 마루높이를 갖는 소파공으로 가능하며, 특히 소파공의 마루높이가 설계해면보다 낮을 경우에는 파력이 크게 될 때가 많으므로 주의를 요한다.

[참고]

(1) 소파블록을 충분히 피복할 때의 파력 정산식

소파공의 마루높이가 직립벽의 마루와 같은 정도이고 파의 작용에 대해 소파블록의 안정이 충분히 확보될 때 직립벽에 작용하는 파력은 고다(畠田)식을 다음과 같이 준용하여 산정할 수 있다(다니모토(谷本) 등, 1976).

본편 5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력의 표준식에서 식(5-1)의 η^* , p_1 , 또는 식(5-2)의 p_u 대신에 각각 식(참5-5)의 η^* , 식(5-6)의 p_1 , 식(참5-7)의 p_u 를 써서 파력을 산정한다. 이 때, 쇄파압은 소파블록에 의해 현저히 저감되므로 쇄파압 저감계수 $\lambda_2 = 0$, 그리고 λ_1 (중복파압 보정계수)과 λ_3 (양압력 보정계수)는 波高 H 에 의존한다고 생각하여 $\lambda_3 = \lambda_1$ 으로 하고 λ_1 을 λ 로 하여 다음 식이 제안되었다(도참(5-7) 참조).



도참(5-7) 소파블록으로 피복된 경우의 설계파압 분포(고다(畠田)식)

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda H_D \quad (\text{참5-5})$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\lambda\alpha_1\rho_o gH_D \quad (\text{참5-6})$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\lambda\alpha_1\alpha_3\rho_o gH_D \quad (\text{참5-7})$$

여기서, η^* : 정수면 상에서 파압강도가 0이 되는 점까지의 높이(m)

p_1 : 소파블록으로 피복되는 경우 정수면에서의 파압 강도(kN/m²)

p_u : 소파블록 케이슨 저면의 외해쪽 끝부분의 양압력 강도(kN/m²)

β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°) (도참(5-2) 참조)

$$\lambda : \text{소파블록 피복에 의한 파압의 저감률} = \begin{cases} 1.0 & (H/h \leq 0.3) \\ 1.2 - 2(H/h)/3 & (0.3 < H/h \leq 0.6) \\ 0.8 & (H/h > 0.6) \end{cases}$$

α_1 : 5-2-2의 식(5-1)에 정의된 계수

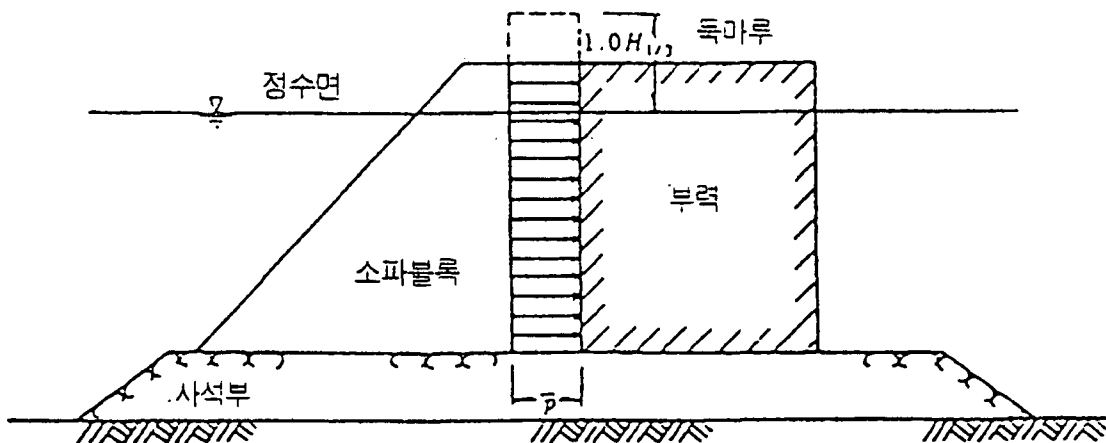
α_3 : 5-2-2의 식(5-1)에 정의된 계수

H_D : 설계계산에 쓰이는 파고, 최대파고(m)

파압의 저감률 λ 는 피복의 정도나 파의 조건 등에 의해서 정해지나, 소파블록을 충분히 피복한 경우 직립벽의 안정성 등의 검토에 대해서는 일반적으로 $\lambda = 0.8$ 을 쓴다. 단, 경사제 상부공과 같이 직립벽의 기면이 정수면 부근에 있는 경우에는 저감율이 주기에 의해 크게 변화되며 주기가 긴 경우 $\lambda=1.0$ 정도를 사용한다.

(2) 모리히라(森平, 1967)식

소파블록으로 충분히 피복되고, 유의파고가 쇄파의 영향에 의해서 작아지는 쇄파대내에 있는 경우 모리히라(森平)식을 이용할 수 있다. 식(참5-8)에 의한 평균 파압강도가 직립벽 기부부터 정수면상 $1.0H_{1/3}$ 또는 직립벽 마루높이 가운데 낮은 편 높이까지 일정하게 작용하는 것으로 간주한다(도참(5-8) 참조).



도참(5-8) 소파블록으로 피복된 경우의 설계파압 分布[모리히라(森平, 1967)]

$$\bar{p} = 1.0\rho_0gH_{1/3} \quad (\text{참5-8})$$

여기서, \bar{p} : 소파블록을 피복했을 때의 직립벽에 작용하는 평균 파압강도(kN/m²)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

양압력은 벽 전체에 대해서 부력이 작용하므로 그 중에 포함되는 것으로 생각한다.

단, 독마루의 높이가 1.0 $H_{1/3}$ 보다 높을 경우는 양압력이 과대하게 산정된다. 사각 입사시 식(참5-8) 대신 식(참5-9)을 써서 파력의 경감을 고려하나 파력의 작용 높이는 변하지 않는다고 가정한다.

$$\begin{cases} \bar{p} = 1.0\rho_0gH_{1/3}\cos\beta, & 0 \leq \beta \leq 45^\circ \\ \bar{p} = 0.7\rho_0gH_{1/3}, & \beta > 45^\circ \end{cases} \quad (\text{참5-9})$$

여기서, β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)

(3) 소파블록으로 충분히 피복된 경사제 상부공에 작용하는 파력

경사제 상부공과 같이 바닥면이 정수면 부근에 있고, 또 소파블록으로 충분히 피복되어 있는 경우 파압의 저감을 λ 에 대해서는 다니모토(谷本)와 고시마(小島, 1983)가 산정식을 제안하였다.

(4) 소파블록 또는 사석으로 피복된 경사제 전체에 작용하는 파력

사석 경사 방파제의 경우는 본편 5-2-4의 파력식을 변형하여 적용할 수 있으나 파가 전체를 투과하고 또한 제체 전부가 사석으로 이루어져 파의 작용 방향성 등을 고려한 λ , α 값이 아직까지 제시되지 못하고 있다. 이에 대한 연구는 현재 시작 단계에 있다.

(5) 파가 작용할 때의 블록 하중

소파블록으로 피복된 직립벽에는 파의 직접작용에 의한 파력과 블록이 기대어 있음으로 인한 하중이 작용한다. 이들에 대한 연구 결과를 요약하면 다음과 같다(예: 다카하시(高橋) 등, 1990).

① 파가 작용하지 않는 정수시의 블록 하중은 설치 직후에는 작으나 파의 작용에 따라서 증가하여 일정한 값에 가까워진다.

그 하중은 토압과 같은 모양의 분포로 생각할 수 있으나 그 크기는 작용한 파의 크기에 따라 다르다.

② 파가 작용할 때의 블록 하중은 통상적인 경우 무시할 수 있다.

이는 파의 작용에 의해서 직립벽이 미소하나마 변위되고 블록 하중이 감소하고 파고가 크면 거의 0이 되기 때문이다. 단, 파고가 작을 경우나 수심이 크고 정수시의 블록 하중이 클 때에는 무시할 수 없다.

5-2-5 구조물 반사파랑에 의한 파력

제체선에 굴곡이 있는 경우에는 입사파의 상호 간섭에 의한 파력의 증대를 고려하여 산정하는 것으로 한다. 이 때 진행파로서의 波高에 범선 형태의 영향에 의한 적절한 증대율을 곱한 것을 설계계산에 쓰는 波高로 하고 본편 5-2-2 직립제에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력의 표준식을 써서 파력 산정을 한다.

[해설]

일반적으로 제체에 굴곡이 있는 경우에는 파의 반사 및 회절 효과 등에 의해서 제체선을 따른 波高 分布가

동일하지 않다. 실제 피해 방파제의 활동 상황 대부분이 波狀 分布를 나타내고 있으므로 이것을 사행재해(蛇行災害)라 부르고 그 원인의 하나로서 제체선에 따라 波高 分布가 서로 달라 작용파력에 영향을 미친 것으로 설명된다.[이토(伊藤)와 다니모토(谷本), 1971]

이와 같은 波高의 변동은 특히 波向에 대해서 凹 모양의 우각을 형성하는 배치일 경우 현저하므로(본편 4-4-6 우각부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서의 波浪 변형 참조) 파력의 산정에 이것을 고려한다.

[참 고]

제체 굴곡의 영향을 고려한 파력 산정법의 충분한 성과를 얻기 위해서는 조건에 적합한 수리모형실험에 의한 검토가 바람직하나 파력의 증대는 제체의 굴곡에 의한 파고의 증대에 상당히 대응되므로 식(참5-10)와 같이 설계계산에 적용하는 파고의 영향 정도를 할증하고 일반적인 산정식에 따라 파력을 산정할 수 있다.

$$H'_D = \min \{ K_c H_D, K_{cb} H_b \} \tag{참5-10}$$

여기서, H'_D : 제체 굴곡의 영향을 고려한 파력의 산정에 쓰이는 파고(m)

K_c : 제체 굴곡의 영향에 의한 파고 증대율($K_c \geq 1.0$)

K_{cb} : 쇄파한계파고의 증대율의 한계치($K_{cb} \approx 1.4$)

H_D : 제체 굴곡의 영향을 고려하지 않을 때의 파력 산정에 쓰이는 파고(m)

H_b : 진행파로서의 유의파고의 5배 거리의 외해 지점에 있는 쇄파한계파고(m)

식(참5-10)의 파고 증대율은 일반적으로 식(참5-11)에 의하며, 파가 쇄파되지 않는 조건으로 구한 법선을 따른 중복파고의 분포에 따라서 적절히 정한다.

$$K_c = H_s / \{H_I(1+K_R)\} \tag{참5-11}$$

여기서, H_s : 벽면에서의 파고(m)

H_I : 입사파고(m)

K_R : 방파제의 반사율

이 때 규칙파로 계산하면 제체선에 따른 파고 증대율이 현저하게 달라지며, 또한 입사파의 주기나 입사방향에 의해서도 현저한 영향을 받으므로 주기 또는 입사방향의 불규칙성을 고려해서 구하는 것이 합리적이다. 그러나 이와 같이 구한 K_c 의 값은 제체선을 따라 변동하고, $K_c < 1.0$ 이 되는 범위도 나타난다고 해서 설계에 쓰이는 파고를 이에 따라서 축소해서는 않된다.

쇄파한계파고 H_b 는 최대파고가 쇄파의 영향을 받는 영역에 직립벽이 있을 때는 본편 4-5-3 쇄파 변형을 고려한 최대파고 H_{max} 를 적용하고, 이것보다 외해쪽에 있을 때에는 규칙파에 의한 쇄파지수를 이용한다.

쇄파한계파고 증대율의 한계치 K_{cb} 에 대하여는 충분한 자료가 없으나 기왕의 실험 결과로 보아 1.4 정도로 고려한다.

5-2-6 수심 급변부에서의 직립벽에 작용하는 파력

암초 등에 의해 수심이 급변하는 장소에 있는 직립벽에 작용하는 파력은 파의 현저한 변형을 고려해서 수리모형실험에 의해서 파력을 산정한다.

5-2-7 쇄파선에서 육지쪽으로 상당한 거리에 있는 직립벽에 작용하는 파력

[1]汀線의 바다쪽에 있는 직립벽에 작용하는 파력

정선 부근의 수심이 얇은 곳에 있는 직립벽에 작용하는 파력은 써프비트(Surf Beat) 등에 의한 수위변화의 영향이나 불규칙파에 의한 복잡한 쇄파를 고려해서 수리모형실험을 바탕으로 파력을 계산한다.

[해설]

특정한 파의 조건으로 일정사면 상에 설치된 직립벽의 설치수심에 따른 파력의 변화를 검토해보면, 일반적으로 진행파의 쇄파점에서 조금 안쪽에 직립벽이 있을 때 최대파력이 되고 설치수심이 그보다 얇을수록 파력은 감소한다. 이러한 경향에 의해 어느 정도의 수심을 유지할 때에는 직립벽에서 외해측으로 상당한 거리에 떨어진 지점에서 쇄파하는 큰 파가 쇄파한 후의 파력보다도 직립벽의 조금 외해쪽에서 쇄파되는 것보다 작은 파에 의한 파력이 크다고 생각된다.

본편 5-2-2의 파력계산 표준식은 이와 같이 직립벽의 조금 외해쪽에서 쇄파하는 파에 의한 파력을 계산하는 식이다. 그러나 정선 부근의 수심이 얇은 곳에서는 써프비트(Surf Beat) 등에 의한 수위변화에 따라서 쇄파고도가 크게 변하고, 또 그 쇄파력은 해저 경사나 심해파의 파형 경사, 혹은 파의 불규칙성에 의해서 크게 변하므로 표준식을 쓰는 것은 적절치 않다. 따라서 조건에 적합한 산정식 혹은 수리모형실험 결과를 이용해서 산정한다. 또한, 표사 현상에 의해서 수심 자체가 변하는 것, 혹은 폭풍해일 등의 영향이 클 경우 이를 고려한다.

[참고]

몇 개의 파력식이 제안되고 있으나 조건에 따라 적절한 파력을 산정할 필요가 있다. 표준식을 수심이 환산심해파고의 0.5배 정도 이하의 지점에 적용하는 경우에는 계산에 쓰이는 파장, 파고 모두 환산심해파고의 0.5배 수심에서의 값으로 하는 것이 적당하다.

[2] 정선(汀線)의 육지쪽에 있는 직립벽에 작용하는 파력

정선(汀線)의 육지 쪽에 직립벽이 있는 경우의 파력은 써프비트(Surf Beat)에 의한 수위상승이나 파의 쳐올림 등을 고려해서 수리모형실험에 근거하여 산정한다.

[해설]

정선(汀線)의 육지 쪽에 있는 직립벽에도 파력은 작용한다. 이 파력은 써프비트 등에 의한 수위상승이나 파의 쳐올림에 의해서 크게 변하므로 적절한 산정식 혹은 수리모형실험 결과를 이용해서 산정할 필요가 있다. 또 표사 현상에 의해서 정선 부근의 지형이 변하기 쉬운 곳, 혹은 폭풍해일 등의 영향을 크게 받는 경우 이들을 고려해야 한다.

[참고]

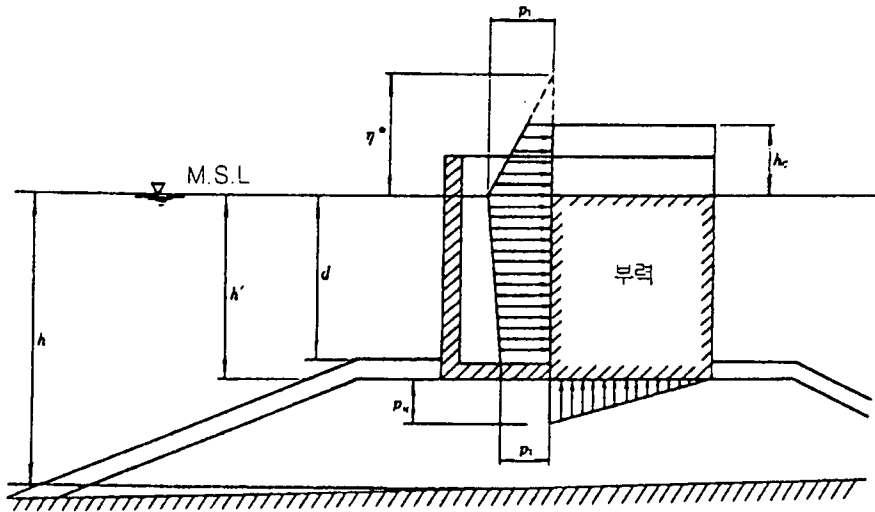
미육군공병단의 해안공학연구센터의 식(C.E.M., 2003), 또는 기타 수리모형실험 결과 등을 참고한다.

5-2-8 직립 소파케이슨에 작용하는 파력

직립 소파케이슨에 작용하는 파력은 소파부의 구조에 따라 다르므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 따라서 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 유수실(流水室)에 덮개판이 없을 때 안전성의 검토에 쓰이는 파력
 직립 소파케이슨에 작용하는 파력은 소파부의 구조 조건에 따라서 다르므로 일반적으로 규정할 수는 없다. 그러나 안전성의 검토에 쓰이는 파력에 있어서는 다음과 같은 고다(畝田)식을 보정해서 사용해도 좋다(도참(5-9) 참조).



도참(5-9) 안전성의 검토에 쓰이는 파압 분포(유수실의 덮개판이 없는 경우)

소파부를 무시한 케이슨 본체에 파압이 작용하는 것으로 하고 본편 5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력에 제시된 표준식에서 식(5-1)의 η^* 와 p_1 , 그리고 식(5-2)의 p_u 대신에 식(참5-12)의 η^* , 식(참5-13)의 p_1 , 식(참5-14)의 p_u 를 각각 써서 파력을 산정한다.

이때의 부력은 소파부에 대해서는 전체, 케이슨 본체에 대해서는 정수시의 배수 체적에 대해서만 고려한다.

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_D \quad (\text{참5-12})$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta)\lambda_1 \rho_o g H_D \quad (\text{참5-13})$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 \alpha_3 \rho_o g H_D) \quad (\text{참5-14})$$

여기서, η^* : 정수면상에서 파압 강도가 0이 되는 점까지의 높이(m)

p_1 : 정수면에서의 파압 강도(kN/m²)

- p_u : 소파부를 제외한 케이슨 본체부의 저면 전단에서의 양압력 강도(kN/m²)
- β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)(도참(5-2) 참조)
- λ_1, λ_2 : 직립 소파케이슨의 구조에 따른 파압의 보정계수
- a_1, a_2, a_3 : 본편 5-2-2의 식(5-1)에 의한 계수
- ρ_o : 해수의 밀도($\approx 1.03\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- g : 중력가속도($\approx 9.8\text{m}/\text{s}^2$)
- H_D : 설계계산에 쓰이는 파고, 최대파고(m) H_{\max}

보정계수 λ_1, λ_2 는 구조조건 등에 의해 적절히 정할 필요가 있다. 예를 들면, 곡면 슬릿 케이슨 외에 다공 케이슨, 종 슬릿 케이슨에서는 평균적으로 $\lambda_1 = 1.0, \lambda_2 = 0$ 로 한다(다니모토(谷本) 등, 1980; 1981).

(2) 유수실에 덮개판이 있는 경우의 안정성 검토에 쓰이는 파력

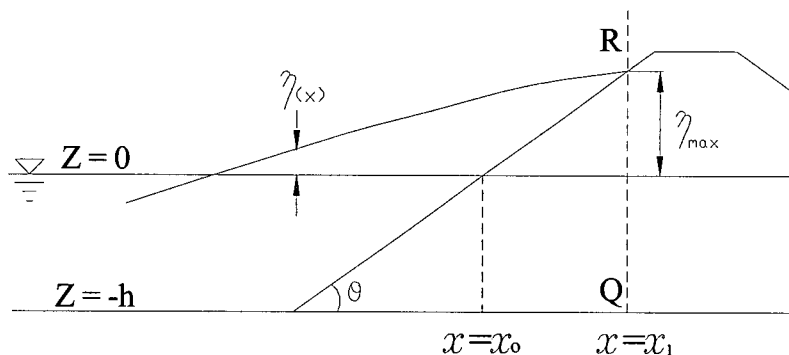
유수실 頂部가 덮개판에 의해 막혀져 있는 경우는 파의 작용에 의해 상부에 공기층이 가두어지는 순간에 충격압이 발생하므로 특히 부재의 설계에 쓰이는 파력에는 이것을 고려해야 한다. 이 충격압은 적당한 공기공을 설치함으로써 저감되는데 개구부가 너무 크면 파면이 직접 작용하게 되므로 파력이 오히려 크게 되는 수가 있으므로 주의가 필요하다.

5-2-9 경사제 또는 경사구조물의 제체에 작용하는 파력

경사제 또는 경사면을 가지는 투과성 구조물의 제체에 작용하는 파력은 경사면 및 제체의 구조 등에 따라 다르므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식으로 산정한다.

[참고]

경사제 또는 경사면을 가지는 투과성 구조물의 제체에 작용하는 파력은 제체 사면의 경사, 제체의 반사계수, 제체의 투과성 등에 따라 다르므로 수리모형실험으로 결정하거나 다음 식(참5-15) 등을 이용하여 산정할 수 있다(도참(5-10) 참조). 다음의 내용은 수리모형실험에서 측정한 경사제 사면에서의 수위 및 파압의 변화를 이용한 결과를 제체에 작용하는 수평하중 및 연직하중을 직접 측정한 결과와 비교·해석한 실험적 결과이다[이달수 등 2002, 2003(a), 2003(b), 2004(a), 2004(b), 2004(c); Lee 등(2004)].



도참(5-10) 사면상의 부분 중복파형[이달수 등, 2002; 고다(畠田) 등, 2004]

(1) 사면상의 수면파형 간략식

$$\eta(x) = \frac{1}{2} H_{\max} \sqrt{1 + 2K_R \cos 2k(x - x_1) + K_R^2} \quad (\text{참5-15})$$

여기서, $\eta(x)$: 사면상의 수위(m)

H_{\max} : 경사제 전면에서의 최대 입사파고 ($\approx 1.8 H_{1/3}$)

$H_{1/3}$: 경사제 전면에서의 설계 유의파고(m)

K_R : 설계 유의파 주기의 규칙파에 대한 제체의 반사계수

k : 파수 ($\approx 2\pi/L$)

L : 경사제 전면에서의 설계 유의파의 파장(m)

x_1 : 경사제의 사면에서 수위(처오름)가 최대가 되는 점의 x 축의 좌표

\overline{RQ} : 반사계수가 제체의 반사계수와 동일한 가상의 연직평면

이 간략식으로 계산한 사면상의 처오름높이는 실제 처오름높이에 비하여 현저히 낮다.

x_1 값은 다음 식으로 결정한다.

$$x_1 = x_0 + \eta_{\max} \cot \theta \quad (\text{참5-16})$$

여기서, $\eta_{\max} = \frac{1}{2}(1 + K_R)H_{\max}$ (참5-17)

η_{\max} : 경사제의 사면에서 간략 이론식에 의한 처오름높이(m)

x_0 : 경사제의 사면과 정지수면이 만나는 점의 x 축의 좌표

θ : 경사제의 사면이 수평면과 이루는 각($^\circ$)

(2) 사면상의 파압분포

$$p(x, z) = \rho_0 g [\eta(x) - z] = \rho_0 g [\eta(x) - (x - x_0) \tan \theta] \quad : 0 \leq z \leq \eta_{\max} \quad (\text{참5-18})$$

$$p(x, z) = \rho_0 g \eta(x) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad : -h \leq z \leq 0 \quad (\text{참5-19})$$

여기서, h : 경사제 전면에서의 수심(m)

z : 연직좌표축

p : 경사제의 사면에 작용하는 파압강도 (kN/m^2)

ρ_0 : 해수의 밀도 (t/m^3)

g : 중력가속도 (m/s^2)

식(참5-15)로 계산한 사면상의 처오름높이는 실제의 처오름높이에 비하여 현저히 낮으므로 식(참5-18) 및 (참5-19)는 사면상의 임의의 위치에 작용하는 실제의 파압을 계산할 목적으로 사용하기는 부적절하다. 따라서 이 파압식을 제체의 안정성 평가에 사용하기 위해서는 정밀한 수리모형실험 등을 통한 검증·보완이 필요하다.

(3) 총파력의 수평 및 연직분력

$$F_H = \sin \theta \int_{-h}^{\eta_{\max}} p(x, z) ds = \int_{-h}^{\eta_{\max}} p(x, z) dz \quad (\text{참5-20})$$

$$F_V = \cos \theta \int_{-h}^{\eta_{\max}} p(x, z) ds = \cot \theta \int_{-h}^{\eta_{\max}} p(x, z) dz \quad (\text{참5-21})$$

여기서, F_H : 경사제의 길이 1 m당 작용하는 총파력의 수평분력 (kN/m)

F_V : 경사제의 길이 1 m당 작용하는 총파력의 연직하향분력 (kN/m)

ds : 경사제 사면의 미소 길이

규칙과 수리모형실험에 의하면, 이 간략 이론식은 총파력의 수평분력을 사면 경사가 1/1.5인 경우에는 계측치보다 10% 정도 이내에서 크거나 작게 예측한다. 한편 사면 경사가 1/2인 경우에는 30% 정도 크게 예측한다. 그러나, 별도의 특별 검토가 없는 한 충격쇄파력 및 규칙과 실험의 결과와 불규칙과 실험의 결과 사이에 내재된 미확인 불균일성 등을 감안하여 위의 식들로 계산된 수평파력을 감소시키지 않고 사용할 것을 권장한다.

또한, 이 간략 이론식은 총파력의 연직분력을 사면의 경사가 1/1.5인 경우에 사석 피복제와 테트라포드 피복제에서 계측치보다 60% 정도 크게 예측하며, 사면의 경사가 1/2인 경우에는 사석 피복제에서 90%, 그리고 테트라포드 피복제에서는 60% 정도 크게 예측한다. 따라서 이를 감안하여 작용 연직파력은 식(참5-21)을 이용하여 추산한 값보다 작게 조정할 수 있다. 단, 별도의 특별 검토가 없는 한 충격쇄파력 및 규칙과 실험과 불규칙과 실험의 결과들 사이에 내재된 미확인 불균일성 등을 고려하여 위에 명시한 차이의 1/2 이내에서만 조정할 것을 권장한다. 여기서, 수리모형실험이란 제체의 저면에 전달되는 연직파력 중 동수압에 의한 파력 부분뿐 아니라 제체를 구성하는 재료간의 접촉을 통해 사면으로부터 저면까지 전달되는 파력 부분까지도 계측되도록 수행한 실험을 의미한다.

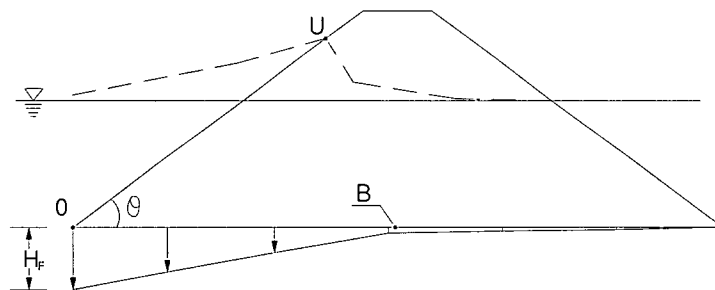
만일 수심이 매우 깊거나 설계파의 파장이 매우 짧은 입지에서는 사면의 깊은 위치에서 파압이 음(-)의 값을 가지는 경우가 발생한다. 이 경우 간략 이론식으로 계산한 사면 파압분포의 신뢰도를 고려할 때 식(참5-20) 및 (참5-21)에서 파압의 음(-)의 값은 0으로 바꾸어 적용함이 안전측이다.

(4) 총파력의 연직분력(하향)의 수평분포

경사제를 연약지반에 설치하거나 경사제를 설치하기 위하여 연약지반을 개량하고자 할 때 제체 중 전사면과 지반이 만나는 깊이까지 전달되는 파력의 정보가 필요한 경우가 있다. 이 경우 제체의 하부 지반에 전달되는 총 연직 하향파력의 수평분포는 도참(5-11)에 보인 역삼각형의 모양으로 모사할 수 있다. 이 때 연직파력 분포삼각형의 높이 H_F 및 밑변 \overline{OB} 의 크기는 각각 식(참5-22) 및 (참5-23)으로 구할 수 있다. 여기서, 연직파력의 수평분포도는 실험결과들을 잘 모사하도록 결정한 결과이다.

$$H_F = \frac{2F_V}{OB} \quad (\text{참5-22})$$

$$\overline{OB} \approx \overline{OU} = \frac{h + \eta_{\max}}{\sin\theta} \quad (\text{참5-23})$$



도참(5-11) 최대파에 의해 제체의 하부 지반에 전달되는 연직파력의 분포

위에서,

H_F : 경사제의 길이 1 m당 지반에 전달되는 총 연직 파력의 분포삼각형의 높이(kN/m^2)

\overline{OB} : 지반에 전달되는 총 연직 파력 분포삼각형의 밑변의 길이(m)

\overline{OU} : 경사제 사면의 하부로부터 이론 치오름 높이가 최고가 되는 곳까지의 사면상의 길이(m)

만일 제체의 전면 최하단부에 세굴방지공 또는 이와 유사한 소단을 설치할 경우에는 지반에 전달되는 연직파력의 분포 값이 최대로 되는 수평위치는 제체의 사면과 지반이 만나는 위치로 잡는다.

(5) 반사계수 K_R 값의 추정

수리모형실험을 수행하지 않아 식(참5-15)에서 설계 유의파 주기의 규칙파에 대한 제체의 반사계수 K_R 의 값을 결정할 수 없는 경우에는 식(참5-24)를 이용하여 가상의 반사계수 K_R^* 를 추산한 후 이를 K_R 의 값 대신에 사용할 수도 있다.

식(참5-24)는 규칙파 실험 결과를 불규칙파 설계에 적용하기 위하여 편의상 수정한 것이다. H_0' 를 계산할 때 주기로는 설계 유의파 주기를 사용할 수도 있다.

$$K_R^* = \frac{2\eta_{max}^*}{\alpha H_{max}} - 1R \tag{참5-24}$$

여기서 K_R^* : 가상의 반사계수

η_{max}^* : 규칙파에 의한 처오름높이(m)로서 수리모형실험의 결과 또는 제2편 4-6-1에 제시된 처오름높이를 이용할 수 있다

α : 처오름높이 보정계수(실제 처오름높이/식(참5-17)의 이론 처오름높이)로서 표참(5-1)에 제시된 값을 사용한다.

표참(5-1) 처오름높이 보정계수(α)

사면경사	1/1.5	1/2	비 고
α	1.9	1.6	피복재 : 사석, 테트라포드

5-3 경사방파제의 피복석 또는 블록의 안정질량

5-3-1 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량

파력을 받는 경사면의 표면에 피복하는 사석 또는 인공블록의 안정질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음식으로 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \tag{5-3}$$

여기서, M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고(m)

N_s : 피복재의 형상, 구배 또는 피해를 등에 의해 결정되는 계수(안정수)

[해설]

경사제의 사면피복재는 내부사석을 보호하는 것으로 그 자체가 산란되지 않도록 안정한 질량(소요질량)을 확보해야 한다. 이 질량은 적절한 산정식을 이용하여 계산할 수 있다. 예를 들면, 경사제의 사면 피복석의 산정

식을 이용하여 계산할 수 있다. 경사제의 사면피복석의 경우는 「적절한 계수(K_D 값)를 사용하는 허드슨식」으로 질량을 산정하였으나 최근에는 「안정계수를 사용하는 허드슨식」을 도입하고 있다. 이 식은 혼성제의 사석부나 다른 피복재에도 적용될 수 있는 일반적인 식이다.

피복재의 안정성에 대해서는 과거 소요중량이라는 용어를 사용하였으나 SI단위의 도입에 따라 중량이 아니고 질량으로 정의하는 것이 합리적이므로 소요질량을 쓴다.

[참고]

(1) 허드슨(Hudson, 1959)식에 대하여

사면의 피복재 소요질량은 안정수 N_s 를 쓴 허드슨식(일반화된 허드슨식)으로 계산할 수 있다(식(5-3) 참조).

(2) 안정계수와 대표직경

안정계수는 파고 H 에 대해서 필요한 피복재의 크기(대표직경)와 직접적인 관계가 있다. 즉, 대표직경을 $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$ 로 하고, $\Delta = (S_r - 1)$ 로 해서 식(5-3)에 대입하면

$$H/(\Delta D_n) = N_s$$

으로 보다 간단한 식이 되어 波高와 대표직경은 비례하고 ΔN_s 가 비례상수가 된다.

(3) 설계계산에 사용하는 波高 H

허드슨식은 규칙파에 의한 실험결과를 바탕으로 제안된 것으로 실제 불규칙파가 작용하는 경우에는 어떤 파고를 사용할 것인가가 문제가 된다.

그러나 사석 또는 블록에 의해 구성되는 구조물로는 불규칙파군 중의 최고파 하나로는 파괴되지 않고 크고 작은 파들의 연속적인 작용에 의해 차례로 피해가 진행되어 가는 경향을 갖고 있다.

이러한 특성과 기왕의 실적 등을 감안하여 식(5-3)의 파고 H 는 불규칙파군의 규모를 대표하는 것으로서 사면 설치위치에서 진행파의 유의파고를 사용하는 것을 표준으로 하되 경우에 따라서 $H_{1/10}$ 또는 $H_{1/20}$ 에 대해서도 검토할 수 있다(C.E.M 2004). 그러나 일반화된 허드슨식을 사용할 경우에는 유의파고를 사용한다. 단, 수심이 환산심해파고의 0.5배 이하인 지점의 경우에는 환산심해파고의 0.5배인 수심에서의 유의파고를 사용한다.

(4) N_s 치에 영향을 주는 인자

피복석이나 블록의 소요질량은 식(5-3)에 나타난 것과 같이 波高와 피복재의 밀도, 안정수 N_s 에 의해서 변하지만 N_s 치는 구조물의 특성, 피복재의 특성, 파의 특성 등의 영향을 나타내는 계수이고 주로 다음과 같은 요인에 의해 그 값은 변한다.

① 구조물의 특성

가. 구조형식(경사제, 소파블록 피복재, 혼성제 등)

나. 피복사면의 구배

다. 피복위치(제두부, 제간부, 정수면에서의 위치, 비탈어깨(法肩) 또는 비탈면, 후면, 소단 등)

라. 천단고 또는 폭, 상부공의 형상

마. 하부피복층(투수계수, 두께, 고르기 정도)

② 피복재의 특성

가. 피복재의 형상(피복석의 형상이나 블록의 형상, 피복석의 경우는 입도 分布)

나. 쌓는 방법(층두께, 正積 또는 난적 등)

다. 피복재의 강도

③ 파의 특성

- 가. 파수(작용하는 파의 수)
- 나. 파형구배
- 다. 해저형상(해저구배, 리프(reef)의 유무 등)
- 라. 수심과 파고의 비(쇄파와 비쇄파, 쇄파형태 등)
- 마. 파향과 파의 스펙트럼 형상이나 波群性

④ 피해의 정도(피해율, 피해레벨지수, 피해정도)

설계에 사용되는 값은 상황에 대응하는 수리실험결과를 바탕으로 적절히 정한다. 더욱, 유의파에 대응하는 규칙파를 사용한 실험결과와 불규칙파 실험결과(鹿島 등, 1995)를 비교한 예로는 0~10%범위로 동일한 피해율이 되는 규칙파고와 유의파고의 비에 의해서 1.0~2.0 범위에 드문드문 산재하는 불규칙파가 작용하는 편이 보다 파괴적인 경향이 인정된다. 이 때문에 실험은 불규칙파에 의한다.

⑤ 안정수 N_s 와 K_D 값

허드슨은 1959년 이리바렌-허드슨(Iribarren-Hudson)식을 대체할 수 있는 허드슨식을 발표했다. 식(5-3)은 허드슨 자신이 발전시킨 것이며

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \tag{참5-15}$$

안정수 N_s 대신에 $K_D \cot \alpha$ 를 쓴 것이다.

여기서,

α : 사면이 수평면과 이루는 각(°)

K_D : 주로 피복재의 형상 또는 피해율 등에 의해서 결정되어지는 정수

허드슨식은 광범위한 실내실험결과를 바탕으로 하고, 또한 현지 사용실적도 많으므로 사면피복재의 소요질량은 허드슨식(K_D 치에 의한 허드슨식)에 의해 산정해 왔다.

단, 식(참5-16)의 안정계수에 의한 허드슨식은 다음에 서술하는 혼성제 사석부의 피복재 소요질량 산정식으로 사용되고 있고, 또 잠재 등 다른 구조물의 피복재에 대해서도 사용되고 있기 때문에 기왕의 K_D 치를 이용한 식보다 일반적인 식이고, 안정계수에 의한 허드슨식을 사면피복재 소요질량 산정식의 기본식으로 생각된다.

안정계수 N_s 에 대해서는 식(5-3)을 쓰면 K_D 치와 사면과 수평면이 이루는 각 α 를 이용하여 그와 대응하는 값을 구할 수 있다. (식5-18) 실적이 있는 K_D 치이고 통상의 사면각도일 경우에는 문제가 없다. 단, 이제까지 제시된 그 많은 K_D 값들은 구조물이나 파의 특성 등의 여러 가지 요인을 충분히 포함하지 않기 때문에 꼭 경제적으로 되어 있다고는 할 수 없다. 따라서 보다 적절한 소요질량의 산정을 위해서는 조건에 맞는 실험결과를 쓰든가 다음 여러 종류의 요인을 포함한 산정식(산정도)를 쓰는 것이 바람직하다.

(5) 파의 특성을 포함한 피복석의 안정계수 산정식

반 데 미어(Van der Meer)는 1987년에 천단고가 높은 경사제의 사면피복석에 관한 체계적인 실험을 실시하고 사면구배뿐 아니라 파형구배나 파의 수. 그리고 피해의 정도를 고려하는 다음과 같은 안정계수를 제안하고 있다. 단, 다음 식은 반 데 미어식 중에서 초과확률이 2%인 파고 $H_{2\%}$ 를 $H_{1/20}$ 로 치환하여 계산이 편리하도록 약간 변경한 것이다(반 데 미어, 1987).

$$N_s = \max(N_{spl}, N_{ssr}) \quad (\text{참5-16})$$

$$N_{spl} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2} / N^{0.1}) I_r^{-0.5}$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2} / N^{0.1}) (\cot \alpha)^{0.5} I_r^P$$

여기서

N_{spl} : 쇄파(Plunging Breakers)에 대한 안정계수

N_{ssr} : 쇄기파(Surging Breakers) "

I_r : 이리바렌수(Iribaren Number) ($\tan \alpha / S_{om}^{0.5}$)
서프시밀리티파라메타(Surf Similarity Parameter)라고도 한다.

S_{om} : 파형구배($H_{1/3} / L_o$)

L_o : 심해파장($L_o = g T_{1/3}^2 / 2\pi, g = 9.81 m/s^2$)

$T_{1/3}$: 유의파 주기

C_H : 쇄파효과계수 $\{ = 1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3}) \}$
비쇄파영역에서는 1.0

$H_{1/3}$: 유의파고

$H_{1/20}$: 1/20 최대파고(도참(5-10) 참조)

α : 사면이 수평면과 이루는 각($^\circ$)

D_{n50} : 피복석의 50% 질량에 상당하는 입경
($= (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$)

M_{50} : 피복석의 질량누적곡선에서 50%에 해당하는 질량(피복석의 소요질량)

P : 피복층 하부의 투수지수(도참(5-11) 참조)

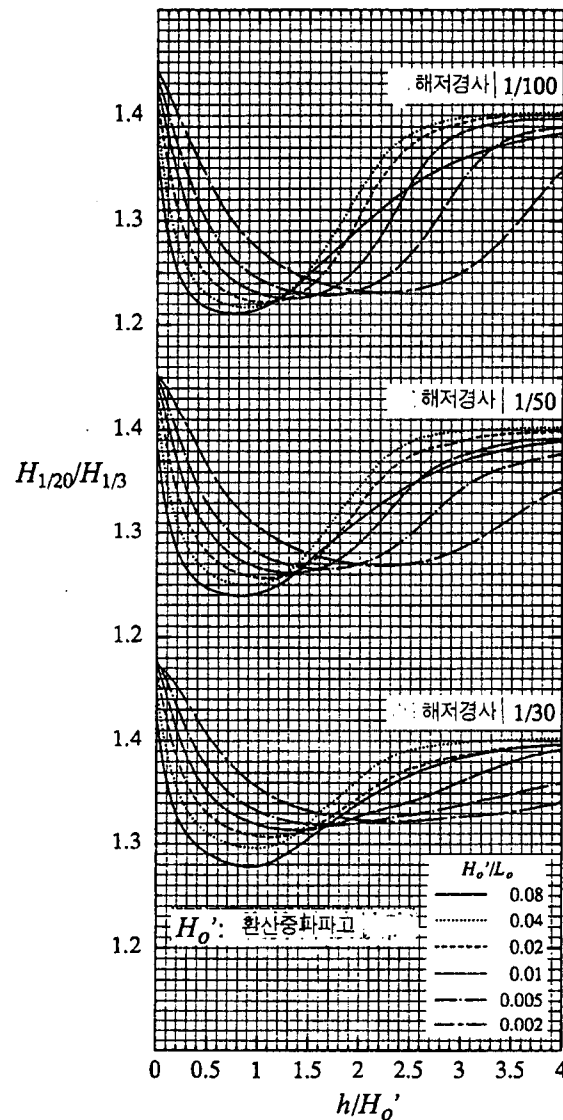
S : 변형정도($S = A / D_{n50}^2$) (표참(5-1) 참조)

A : 침식부의 면적(도참(5-12) 참조)

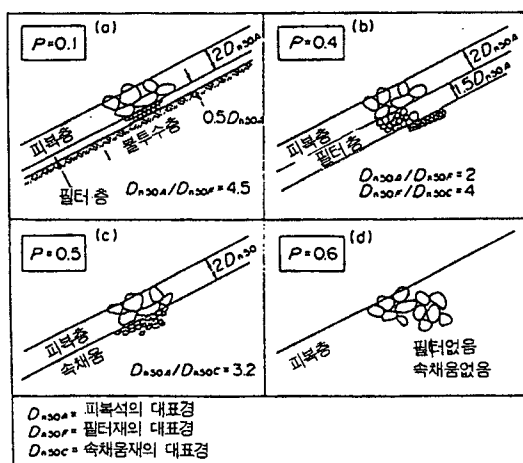
N : 작용하는 파의 수

도참(5-10)에서 $H_{1/20}$ 은 외해측으로 $5H_{1/3}$ 거리에서의 값이고, H_o 는 환산심해파고이다.

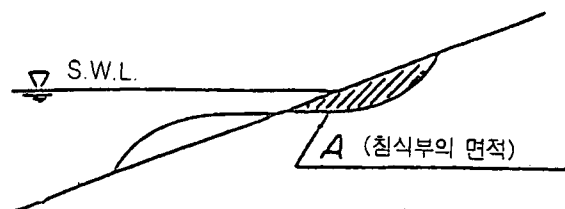
변형정도는 피복석의 변형량을 나타내는 지수이고 피해율의 일종이다.



도참(5-10) $H_{1/20}$ 과 $H_{1/3}$ 의 비 ($H_{1/20}$ 은 $5H_{1/3}$ 의 해측의 값)



도참(5-11) 투수지수 P



도참(5-12) 침식부의 면적 A

이것(S)은 파에 의해서 침식된 도참(5-12)의 면적 A를 피복석의 50% 직경 $D_{.50}$ 의 자승으로 나뉜 것이다. 피복석의 변형정도는 표에 나타난 것과 같이 초기 피해, 중간피해 및 최종피해(피재)의 3가지의 단계로 정의하여 각각의 변형정도 S에 의해서 나타낸다. 통상 설계에서는 파수 N가 1000파에 대해서 초기 피해의 변형정도를 많이 사용하고 있으나 어느 정도 변형을 허용하는 설계에서는 중간 피해치를 사용하는 것도 고려할 수 있다.

참고로 파수가 1,000인 경우는 예를 들어 유의파 주기가 12초인 파가 3시간20분정도 작용한다고 가정한다. 이는 태풍이 우리나라 주변 해역을 통과할 때 한 지점에서 약 3~4시간 정도 설계파 주기에 상당하는 큰 파가 발생함을 의미한다.

표참(5-1) 2층피복의 경우에 있어서 각 단계의 피해(被災)에 대한 변형정도 S

사면구배	초기피해	중간피해	피 재
1 : 1.5	2	3~5	8
1 : 2	2	4~6	8
1 : 3	2	6~9	12
1 : 4	3	8~12	17
1 : 6	3	8~12	17

(7) 파의 특성을 포함하는 블록의 안정계수 산정식

반 데 미어(1988)는 몇 개의 이형블록에 대해서도 모형실험을 실시하여 안정수 N_s 의 산정식을 제안했다. 그 외에도 이형블록에 대한 산정식을 확립하기 위한 연구가 진행되고 있다.

(8) 소파블록 피복제의 블록안정계수 산정식

소파블록 부분의 단면은 여러 종류가 있으나 특히 직립벽 전면이 대략 전단면에 걸쳐서 소파블록으로 피복된 경우에는 그 투수성의 높이에서 통상의 경사제 피복블록(예 : 도참(5-12))의 경우에 비해 높은 안정성을 유지한다. 다카하시·요시하(高橋·羊澤, 1998)등은 전단면에 난적된 소파블록에 대해 다음 식을 제안했다.

$$N_s = C_H \{a(N_o/N^{0.5})^{0.2} + b\} \quad (\text{참5-17})$$

여기서 N_o : 피해도(피해정도를 나타내는 피해율의 하나로 방파제 法線方向의 폭 D_n 의 범위 내에서 이동한 블록의 갯수. D_n 은 블록의 대표직경)

$$C_H : \text{쇄파의 효과를 나타내는 계수, } C_H = 1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})$$

$$(\text{비쇄파영역 } C_H = 1.0)$$

a, b : 블록의 형상이나 사면구배 등에 의한 계수

$$(K_D \text{ 값이 } 8.3 \text{의 이형블록으로 } \cot \alpha = 4/3 \text{인 경우, } a=2.32, b=1.33$$

$$; \cot \alpha = 1.5 \text{인 경우는 } a=2.32, b=1.42)$$

또한, 다카하시·요시하(高橋·羊澤, 1998) 등은 내용연수 동안의 누적피해도(기대피해도)의 계산법을 제시한 바 있어 앞으로는 이를 고려한 신뢰성 설계법도 보다 고도의 설계기법으로서 중요하다.

비파괴 영역으로 파수 N은 1000파 피해도 N_o 가 0.3인 경우에 대략 종래의 K_D 값에 의한 설계질량과 같다. 이때, 피해도 $N_o = 0.3$ 은 보통 피해율로 나타내면 대략 1%정도이다.

(9) 제두부(堤頭部) 질량의 割増

제두부에는 파가 여러 方向에서 내습하고 비탈어깨(法肩)의 피복재는 전방보다는 오히려 후방(背面)으로 굴러 떨어지는 위험이 있다. 이 때문에, 제두부에 사용하는 사석 또는 콘크리트 블록은 식(참5-15)로 계산되는 값보다도 큰 질량의 것을 사용할 필요가 있다.

허드슨식은 사석에 대해서 약 10%, 콘크리트블록에 대해서 약 30%의 질량할증을 나타내고 있으나 이 정도로는 충분치 못하므로 적어도 식(5-3)의 1.5배 이상인 질량의 사석 또는 콘크리트 블록을 사용하는 것이 바람직하다.

(10) 水面下 부분의 피복재 질량

경사제의 수면보다 아래에 있는 부분은 파의 작용이 약하므로 정수면하 $1.5 H_{1/3}$ 보다 깊은 부분은 질량이 작은 사석 또는 콘크리트블록을 사용할 수 있다.

(11) 파향에 대한 보정

구조물의 법선에 대해서 비스듬히 파가 작용하는 경우, 파의 입사각이 어느 정도로 피복석의 안정성에 영향을 미치는 가는 아직 충분히 검토되지 않았다. 그러나 반 데 크리크(Van de Kreeke, 1969)가 파향을 0° (직각입사), 30° , 45° , 60° , 90° (법선과 평행하게 입사)와 같이 변화시켜 가면서 수행한 실험결과에 의하면 파향 45° 이하의 피해율은 0° 의 경우와 정도가 같고, 파향이 60° 보다 큰 경우에는 피해율이 감소한다. 이러한 점을 고려해서 파의 입사각 β 가 45° 이하일 때는 파향에 대한 소요질량을 보정하지 않는 것이 좋다. 또한 크리스텐센(Christensen) 등(1984)에 의하면 파의 방향분산성이 크면 안정성은 증가한다.

(12) 콘크리트블록의 강도

이형콘크리트블록의 경우에는 설계파 작용에 대해 소요질량을 확보해야 하는 점외에 블록자체가 충분한 구조강도를 유지해야 한다.

(13) 리프(Reef)상의 소파블록의 안정성

일반적으로, 리프는 海底面에서 급경사로 서있는 비교적 평탄하고 얇은 마루와 같은 지형을 형성한다. 따라서 여기에 큰 파가 침입하면 사면부근에서 쇄파되고 재생된 파가 리프상을 段波形象으로 전파한다. 리프에서의 波浪 특성은 입사파 조건외에 리프상의 水深과 비탈면어깨(法肩)에서의 거리에 크게 지배되므로 소파블록의 안정성도 이에 의해서 크게 다르고 일반적인 경우보다 한층 복잡하다. 따라서 이는 조건에 적합한 수리모형실험 또는 유사한 조건을 갖는 실적을 기초로 하여 검토할 필요가 있다.

(14) 마루높이가 낮은 경사제의 블록 안정성

경사제 배후에 벽이 없고 마루높이가 낮고 소파블록에 의해 피복된 경우, 특히 배후측의 블록이 피해를 받기 쉬우므로 주의를 요한다(曾我 등, 1982). 예를 들면, 소파블록에 의한 이안제의 경우는 소파블록 피복제와 달라서 배후의 벽에 의한 지지가 없고, 또한 마루높이도 그다지 높지 않기 때문에 마루 특히 배후의 블록이 피해를 받기 쉽고 이러한 피해사례가 보고되었다. 또 일본 제3항만건설국 고베 조사설계사무소에서는 단면실험에 의한 검토를 하고 있고, 이안제의 경우 마루 배후측의 블록은 그 종류에 따라 전면측보다 크게 할 필요가 있다.

(15) 급경사 해저상의 블록 안정성

해저경사가 급해서 권파형태의 쇄파가 발생할 때에는 블록의 형상에 의해서도 강한 파력이 작용할 수 있으므로 이에 대한 검토가 필요하다[다께다(竹田) 등].

(16) 비중이 큰 블록

비중이 큰 골재를 사용해서 만든 블록의 소요질량도 안정계수를 사용한 허드슨 식(5-3)에서 구한다. 이 블록은 안정성이 높고 작은 블록으로 안정한 피복층을 만들 수가 있다.

(17) 구조조건에의 영향

소파블록의 안정성은 난적, 정적 등의 구조조건 또는 쌓는 방법에 따라 변한다. 일본 항만기술연구소의 실험결과에 의하면 전체단면을 난적인 것과 사석의 표층을 2층으로 정적인 경우에 정적으로 잘 맞물리게 하는 것이 대부분 안정성이 뚜렷하게 개선되었다.

또한, 안정성은 소파블록의 마루폭이나 마루높이에도 영향을 받는다. 예를 들면, 마루폭이 넓고 또는 마루높이가 높은 경우가 안정성이 일반적으로 높다.

(18) 수리모형실험방법

블록의 안정성에 대해서는 영향을 주는 인자가 매우 많고, 아직도 충분히 해명되어 있지 않다. 이 때문에 실제 설계시에는 모형실험에 의한 검토가 필요하고, 또한 이러한 실험결과를 계속 축적해 나가야 한다.

모형실험을 검토할 때에는 다음사항을 참고로 한다.

- ① 실험은 불규칙과 사용을 표준으로 한다.
- ② 특정조건을 대상으로 한 실험에서는 3회(3波群)이상 반복해서 실험한다. 단 질량을 변화시켜서 수행하는 체계적인 실험에서는 많은 데이터가 얻어지므로 동일조건으로 반복할 필요는 없다.
- ③ 同一波高 수준의 파를 작용시킬 때 1000파를 표준으로 한다. 체계적인 실험이라 할지라도 500파정도 이상이 바람직하다.
- ④ 피해정도에 대해서는 이제까지 사용한 피해율 외에 변형수준(level)이나 피해도도 쓸 수 있다. 변형수준은 이동된 블록의 개수를 측정하기 어려울 때에, 피해도는 소파블록의 피해를 표시할 때에 적합하다. 피해율은 비파괴에 대한 파고를 $H_D=0$ 이라고 하고 이 파고보다 높은 파고 H 가 작용하였을 때 검사범위내의 피복재 층개수에 대한 피해를 받은 개수의 비율로 나타낸 것이다(표참(5-2) 참조). 이 때, 검사범위는 대상으로 하는 블록질량에 대해 허드슨식에서 파고 H 를 역산하여 정수면하 $1.5H$ 까지의 깊이 또는 피복된 부분의 하단에서의 깊이 중에서 얕은쪽까지의 길이로 하는 범위이다. 단, 변형수준이나 피해도에 대해서는 검사범위를 정의할 필요는 없다. 더욱 피해의 판정은 블록길이의 $1/2 \sim 1$ 정도이상 이동한 블록을 피해로 한다.

(19) C.E.R.C가 제안한 K_D 값

미국의 육군해안공학연구센터(C.E.R.C)가 제안한 피복석의 K_D 값을 표참(5-3)에 제시하였다(C.E.M 2004). 표에서 ※를 하지 않은 값은 실험결과(규칙파실험)를 바탕으로 한 것이고 불규칙파작용에 대해서 피해율이 5%이하에 상당한다고 생각된다. ※표시의 값은 추측치로, 예를 들면 2층으로 난적된 둥근사석의 쇄파에 대한 값 ※1.2는 모난사석(2층)의 쇄파의 K_D 값이 비쇄파의 경우에 1/2인 것에서 유추하여 2.4의 절반인 1.2로 주어진 것이다. 그러나 규칙파 파고를 유의파고에 대응시키는 경우 규칙파실험의 쇄파상태로는 불규칙파의 최고파에 가까운 파가 연속적으로 작용하는 의미이므로 비쇄파조건과 비교해서 과대평가된다. 불규칙파 실험에서는 앞에서 언급한 바와 같이 유의파를 기준으로 하는 한 강한 쇄파조건일수록 역으로 K_D 값이 크게되는 경향이 있다. 적어도 쇄파조건에 대해 K_D 값을 적게 할 필요는 없다. 더욱 1984년에 제안된 K_D 값은 1973년에 제시된 것에 비해 다르게 추정되었다.

(20) 경사방파제 단면의 설계 및 수중부분의 사석 질량

식(참5-15)는 강력한 파력이 작용하는 수면부근의 사석질량을 산출하는데 사용하는 것이다.

수중부분은 파력이 감소되므로 사석질량에 대해서는 도참(5-13)의 단면을 참조한다.

표참(5-2) H/H_D=0와 피해율과의 관계¹⁾

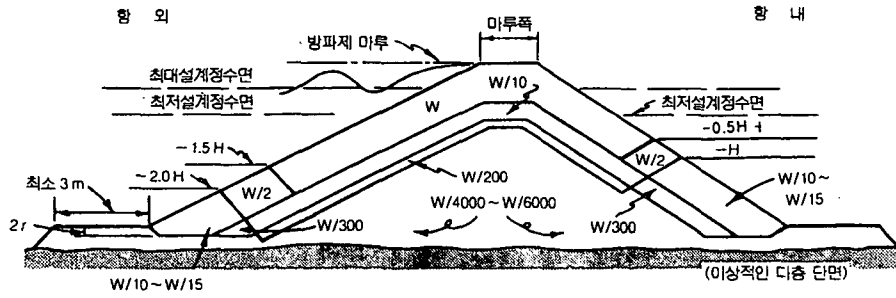
피 해 율 (%)	碎 石		T.T.P.	Tribar
	등 근 돌	모 난 돌	H/H _D =0	H/H _D =0
	H/H _D =0	H/H _D =0		
0~5	1.0	1.0	1.0	1.00
5~10	1.08	1.08	1.09	1.11
10~15	1.14	1.19	1.17 ³⁾	1.25 ³⁾
15~20	1.20	1.27	1.24 ³⁾	1.36 ³⁾
20~30	1.29	1.37	1.32 ³⁾	1.50 ³⁾
30~40	1.41	1.47	1.41 ³⁾	1.59 ³⁾
40~50	1.54	1.56 ²⁾	1.50 ³⁾	1.64 ³⁾

- (주) 1) 방파제의 제간부, 2층으로 난적, 비쇄파, 약간의 월류를 허용하는 조건
 2) 고딕체로 쓰인 값은 내·외삽으로 계산된 것임.
 3) 실험은 개개의 효과를 고려하지 않았으므로 設計波보다 10%이상 큰 파에 대해서는 제시된 값보다 상당히 피해를 입을 수가 있다.

표참(5-3) 피복재 질량을 결정하기 위한 K_D값

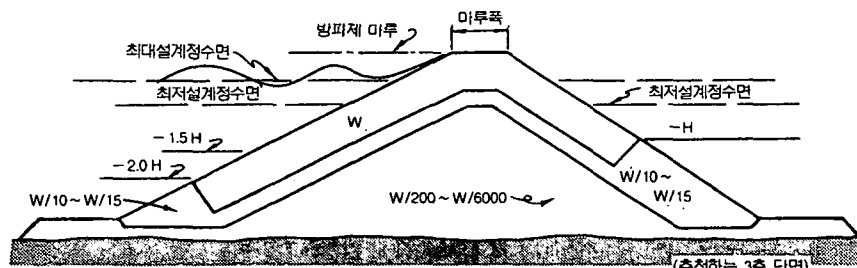
피복재	n ³⁾	거 치	제 간 부		
			K _D ²⁾		
			쇄 파	非碎波	傾 斜
매끈하고 등근사석	2	난적	※1.2	2.4	15부터 3.0
"	>3	"	※1.6	※3.2	4)
거칠고 모가있는 돌	2	"	2.0	4.0	1.5 2.0
"	>3	"	※2.2	4.5	3.0 4)
"	2	특별한 것 ⁶⁾	5.8	7.0	4)
평면육면체돌 ⁶⁾	2	" ¹⁾	7.0~20.0	※8.5~24.0	
테트라포드(Tetrapod) 또는 쿼드리포드(Quadripod)	2	난적	7.0	8.0	1.5 2.0 3.0
트라이바(Tribar)	2	"	※9.0	10.0	1.5 2.0 3.0
돌로스(Dolos)	2	"	15.8 ⁷⁾	31.8 ⁷⁾	2.0 ⁸⁾ 3.0
모디파이드큐브(Modified Cube)	2	"	※6.5	7.5	4)
헥사포드(Hexapod)	2	"	※8.0	9.5	4)
토스케인(Toskane)	1	"	※11.0	22.0	4)
트라이바(Tribar)	1	정적	12.0	15.0	4)

- 1) 주의 : ※ 표시의 K_D값들은 실험에 의해 뒷받침된 것이 아니며 단지 임시로 설계목적에 위하여 제공된 것으로 이 값을 적용시는 신중을 기하여야 한다.
 2) 1:1.5부터 1:5까지 경사에 적용할 수 있다.
 3) n은 피복층이 이루는 구성수
 4) 경사에 따라 K_D값의 변화에 이용할 수 있는 보다 많은 지식이 취득될 때까지 K_D값의 사용은 경사 1:1.5에서 1:3까지로 제한되어야 한다.
 5) 사석의 긴 축으로 특별한 거치는 구조물 표면에 수직으로 거치한다.
 6) 평행육면체돌 : 긴 길이가 가장 짧은 길이의 약3배 정도되는 긴 슬래브 같은 돌
 7) 전혀 피해가 없는 조건(5%이하의 흔들림이나 이동등)을 참조하고 전혀 흔들림이 없으려면(2%이하) K_D값을 50% 감소시킨다.
 8) 1:2보다 더 급한 Dolos의 안정성은 현장조건에 적합한 실험에 의해 확인되어야 한다.

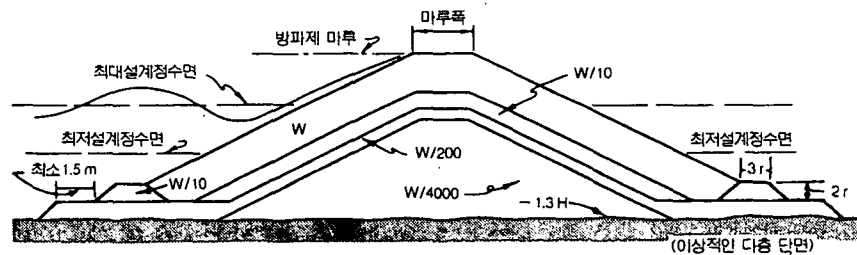


사석크기	층 별	사석크기의 범위(%)
W	피복층	125 to 75
W/2 and W/15	수층 피복층	125 to 75
W/10 and W/300	1차 중간층	130 to 70
W/200	2차 중간층	150 to 50
W/4000~W/6000	속채움 및 바닥받기층	170 to 30

H = 설계파고
W = 피복재 개체의 질량
r = 층의 평균두께

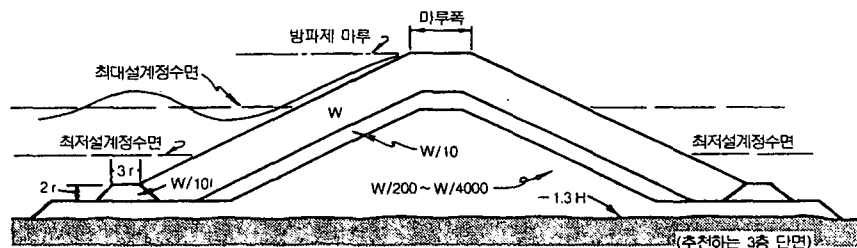


파람이 바다측에서 내습하는 경우



사석크기	층 별	사석크기의 범위(%)
W	피복층	125 to 75
W/10	소단 및 1차 중간층	130 to 70
W/200	2차 중간층	150 to 50
W/4000	속채움 및 바닥받기층	170 to 30

H = 설계파고
W = 피복재 개체의 질량
r = 층의 평균두께



파람이 제체 양쪽에서 내습하는 경우

월파가 거의 없거나 어느정도 있을 때

도참(5-13) 경사제 단면도(C.E.M 2004)

① 방파제 마루폭 : $B = nK_1 \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$

여기서, B는 마루폭, n은 층수(3이상), K₁층의 상수, W피복재의 개당 질량(kg), W_r, 피복재의 단위체적 질량(kg/m³)이다. 피복재 층의 상수와 공극률은 표참(5-4)와 같다.

표참(5-4) 피복재별 층의 상수와 공극률(SPM, 1984)

피 복 재	n	거 치	층의 상수 (K _l)	공극률 P(%)
사석(매끈한 것)	2	난 적	1.02	38
사석(거친 것)	2	"	1.00	37
사석(거친 것)	>3	"	1.00	40
사석(평면육면체돌)	2	"	-	27
입방체돌(수정한 것)	2	"	1.10	47
테트라포드(Tetrapod)	2	"	1.04	50
쿼드리포드(Qquadripod)	2	"	0.95	49
헥사포드(Hexapod)	2	"	1.15	47
트라이바(Tribar)	2	"	1.02	54
돌로스(Dolos)	2	"	0.94	56
토스케인(Toskane)	2	"	1.03	52
트라이바(Tribar)	1	정 적	1.13	47

② 사석층의 두께 : $r = nK_l \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$

여기서, r는 층의 평균두께(m), n은 사석이나 콘크리트의 피복층수, W는 각 피복재의 개당 질량(kg), W_r은 피복재의 단위체적질량(kg/m³)이다.

③ 피복재의 개수 : $\frac{N_r}{A} = nK_l \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W}{W_r} \right)^{2/3}$

여기서, N_r은 주어진 면적당 각 피복재의 소요개수, A는 표면적(m²), P는 피복재의 평균 공극률(%)이다.

④ 피복재 및 중간피복재의 층수

피복재 및 중간피복재의 층수는 2층을 표준으로 한다. 단, 해상조건, 피해사례, 거치방법 등을 고려하여 1층으로 할 수도 있다. 콘크리트블록 피복재는 블록제안자가 제시하는 층수를 사용하되 수리모형실험으로 검토하는 것이 바람직하다.

⑤ 방파제의 선단에는 파랑이 여러 방향으로부터 내습하여 동시에 사석이 전면보다 후면으로 굴러 떨어지는 경우가 있으므로 피복재는 전면보다 후면에 큰 사석을 사용해야 한다. 안정을 기하기 위해서는 제간부 피복재질량의 1.5배 이상인 사석 또는 블록을 사용하는 것이 바람직하다.

5-3-2 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량

파력을 받는 경사구조물의 표면을 피복하는 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량 또는 혼성제사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-4)$$

여기서,

M : 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량(t)

ρ_r : 사석 또는 콘크리트블록의 밀도(t/m³)

H : 안정계산에 사용되는 파고(m)

N_s^3 : 주로 피복재의 형상, 경사, 피해율 등에 의해서 정해지는 계수

S_r : 사석이나 콘크리트블록의 물에 대한 비중

[해설]

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 파의 제원이나 설치수심, 사석부의 두께, 전면 어깨폭(前 肩幅), 구배 등의 사석부 형상, 피복재의 종류나 쌓는 방법, 그리고 위치(제두부나 제간부) 등에 따라 다르다. 특히, 파의 제원과 사석부의 형상의 영향은 본편 5-3-1의 것보다 현저하다. 따라서 기존의 조사 연구성과나 현장실적을 참고하여 필요에 따라 모형실험을 실시하고 적절한 질량을 결정한다. 또 파의 불규칙성의 영향에 대해서도 충분히 유의해야 한다. 단, 혼성제 사석부 피복재의 안정성은 반드시 질량만으로 결정되는 것이 아니고 구조 또는 배열에 의해서 비교적 적은 질량의 것으로도 안정성을 확보할 수도 있다.

[참고]

(1) 소요질량산정 기본식

혼성제 사석부의 피복재 소요질량은 사면피복재의 안정질량과 같은 일반화된 허드슨 식(5-3)에 의해 산정할 수 있다. 이 식은 브레브너와 도넬리(Brebner · Donnelly, 1962)에 의해서 직립벽 기초사석부의 소요질량 산정을 위한 기본식으로서 널리 사용되고 있다. 이론적인 측면에서도 어느 정도 타당성을 갖고 있으므로 혼성제 사석부 피복재의 소요질량은 이 식을 기본으로 산정한다[다니모토(谷本) 등, 1982]. 단, 안정계수 N_s 는水深, 파의 제원, 사석부의 형상, 피복재의 특성뿐 아니라 그 위치(제간부나 제두부 등)에 따라서도 다르므로 조건에 적합한 모형실험에 의해서 적절히 결정할 필요가 있다. 또 설계계산에 사용되는 파고는 통상 유의파고이고 모형실험은 불규칙파를 사용한다.

(2) 피복석의 안정계수

안정계수 N_s 는 브레브너 도넬리나 과거 피해사례를 기초로 하여 제안된 식 또는 수리실험결과를 토대로 하여 제안된 식들이 있다. 여기서는 다카하시·기무라(高橋·木村, 1990)등에 의해서 사석부 부근의 유속 다니모토 등(谷本 등, 1982), 波向 등의 영향을 고려한 식을 사용한다.

① 확장된 다니모토(谷本)식

$$N_s = \max \left[1.8, 1.3 \frac{1-K}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp[-1.5 \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}}] \right] ; B_M/L' < 0.25 \quad (\text{참5-18})$$

$$K = K_1(K_2)_B \quad (\text{참5-19})$$

$$K_1 = \frac{4\pi h' / L'}{\sinh(4\pi h' / L')} \quad (\text{참5-20})$$

$$(K_2)_B = \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2 (2\pi l \cos \beta / L'), \cos^2 \beta \sin^2 (2\pi l \cos \beta / L') \} \quad (\text{참5-21})$$

여기서

h' : 기초사석부(피복층제외)의 마루의 수심(m) (도참(5-14) 참조)

l : 파가 직각으로 입사할 경우는 앞 어깨폭 B_M (m)

파가 사각으로 입사할 경우는 앞 B_M 또는 B_M' 중에서

$(K_2)_B$ 가 큰 편의 값 (도참(5-14) 참조)

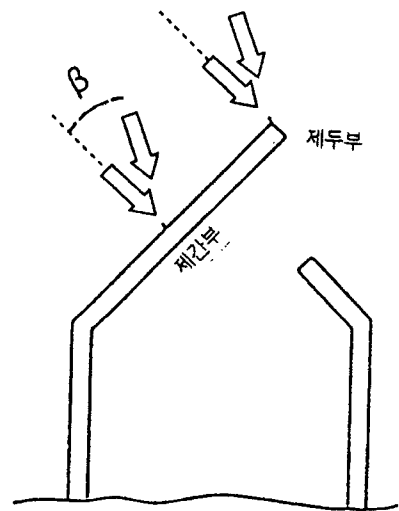
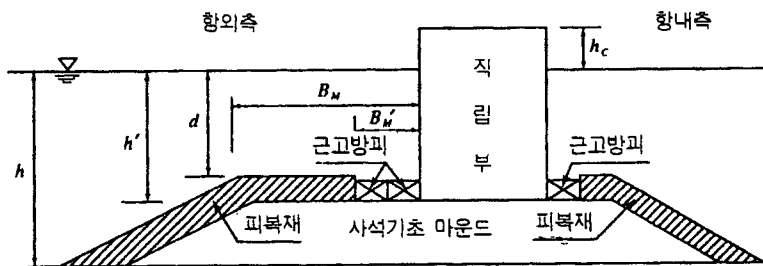
L' : 水深 h' 에서 설계유의파 주기에 대한 파장(m)

α_s : 대상지점이 수평한 경우의 보정계수(= 0.45)

β : 파의 입사각(법선방향과 이루는 각, 15°의 파향 보정은 하지 않음) (도참(5-15) 참조)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

위 식은 제간부를 대상으로 하고 입사각이 60°까지 경사지게 입사하는 파에 대해서도 유효하다.



도참(5-14) 혼성재의 표준적인 단면과 기호

도참(5-15) 방파제의 方線形狀이나 파향의 영향

② 변형을 허용하는 안정계수

사석부의 높이가 낮은 비쇄파 조건에 한정하여 기무라(須藤·木村, 1992) 등은 수리실험을 실시한 후 임의의 작용파수 N 과 피해율 $D_N(\%)$ 에 대한 안정계수 N_s 를 구하는 식을 제안하였다.

$$N_s^* = N_s [D_N / \exp \{0.3(1 - 500/N)\}]^{0.25} \quad (\text{참5-22})$$

여기서 N_s 는 다니모토(谷本, 1982)식에 의해 주어지는 안정계수이고, $N=500$ 으로 피해율 1%인 경우의 안정계수이다. 설계에서는 피해의 진행상황에서 판단하여 $N=1000$ 파를 채택할 필요가 있다. 한편 피해율로서는 2층 피복이면 3~5%로 해도 충분하다고 생각된다. 즉 $N=500$, $D_N=1(\%)$ 을 주면 $N_s^*=1.44N_s$ 가 되며 소요질량은 약 1/3이 된다.

(3) 피복블록의 안정계수

콘크리트블록의 안정계수 N_s 는 블록의 형상, 쌓는 방법에 따라 각각 다르므로 수리모형실험에 의해 산정하는 것이 바람직하다. 실험은 불규칙파를 이용한다.

(4) 사석부 피복재에 대한 안정계수의 적용조건

사석부 피복재상의 수심이 낮은 경우는 쇄파에 의해 불안정하게 되는 경우가 많다. 이 때문에 안정계수는 $h'/H_{1/3} \geq 1$ 인 조건일 때 적용하고, $h'/H_{1/3} < 1$ 일 때는 사면피복재의 안정계수를 사용하는 것이 적절하다. 더욱 다니모토(谷本, 1982)등의 피복석 안정계수는 $h'/H_{1/3}$ 이 적은 경우에는 실험으로 검증되지 않고 있다. 따라서 $h'/H_{1/3}$ 가 1정도일 때는 수리모형실험을 통해 확인하는 것이 바람직하다.

(5) 피복재의 층수

피복석의 층수는 원칙적으로서 2층을 표준으로 한다. 단, 시공이나 피해사례를 고려해서 1층으로 해도 좋다. 이때에 앞에서 식(5-25)의 $N=1000$ 파에 대해 피해율을 1%로 줄여서 대응시키는 것도 생각할 수 있다. 또 피복블록의 층수에 관해서는 1층을 표준으로 하나 블록의 형상, 해상조건이 좋지 않은 경우에는 2층으로 해도 좋다.

(6) 堤頭部の 피복재

제두부는 직립부 끝부분의 모서리로 국소적으로 빠른 유속이 발생하기 때문에 피복재가 움직이기 쉽고 이곳의 피복재질량의 할증에 대해서는 수리모형실험을 통해 확인할 필요가 있다. 수리실험을 하지 않는 경우에는 제간부 질량의 1.5배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다. 또 범위에 대해서는 케이슨식의 방파제일 경우 제두부분의 케이슨 1개정도로 한다.

더욱 확장된 다니모토(谷本)식으로도 제두부 피복석 질량을 산정할 수 있다. 즉, 제두부의 경우에는 식(참 5-19)의 무차원유속 K 를 다음과 같이 고쳐 쓴다.

$$K = K_1(K_2)_T \quad (\text{참5-23})$$

$$(K_2)_T = 0.22 \quad (\text{참5-24})$$

단, 산정된 질량이 제간부의 1.5배 이하인 경우에는 1.5배로 하는 것이 바람직하다.

(7) 항내측의 피복

항내측 피복재의 필요여부 또는 소요질량은 기존의 설계 예를 참고로 함과 동시에 항내측의 파나 시공시의 파의 조건, 월파 등을 고려하고 필요에 맞게 수리실험에 의해 결정한다.

(8) 피복재 질량의 저감

피복재 소요질량 산정식은 보통 사석부의 수평부나 비탈면어깨(法肩)를 대상으로 한 것이 있으나 사석부 두께가 작은 때에는 사면부분 전체를 같은 질량으로 하는 경우가 많다. 그러나 사석부 두께가 클 때에는水深이 깊은 사면부분의 질량을 저감할 수가 있다.

5-4 흐름에 대한 사석의 안정질량

흐름에 대한 사석의 안정질량에 관해서는 조류에 의한 세굴을 방지하기 위한 사석질량 식(해5-6)을 사용한다.

[해설]

물의 흐름에 대한 마운드의 사석 등의 피복재의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \quad (\text{해5-6})$$

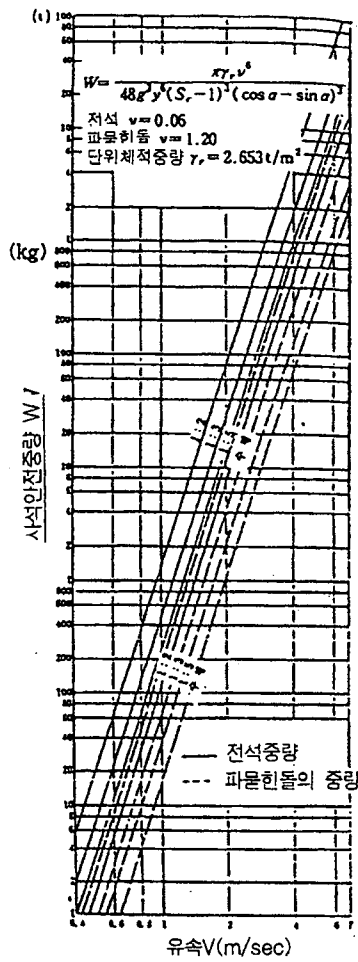
- 여기서, M : 사석의 안정질량(t)
 ρ_r : 사석의 밀도(t/m³)
 U : 사석의 상부에서의 물의 유속(m/s)
 g : 중력가속도(m/s²)
 y : 이스바쉬의 정수(파묻힌 돌은 1.20, 노출된 돌은 0.86)
 S_r : 사석의 물에 대한 비중
 θ : 수로상(水路床)의 축방향의 사면의 경사(°)

[참고]

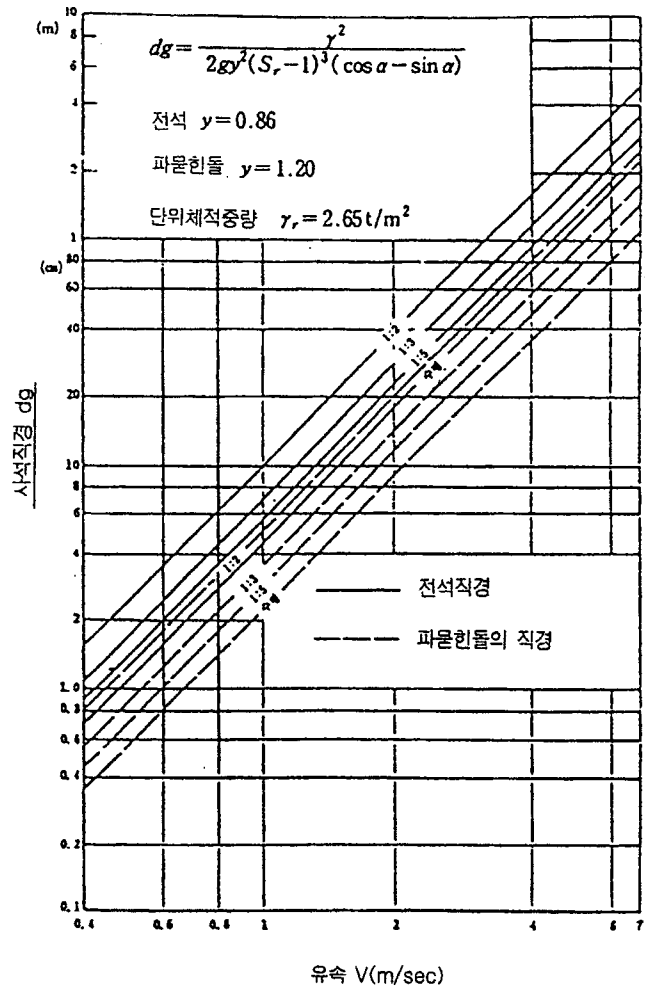
미국 해안침식국(B.E.B)이 제안한 사석질량 식(해5-6)은 수평바닥 위의 구체에 작용하는 흐름의 항력과 구의 마찰저항과의 평형을 고려하여 유도된 것이다. 정수(y)는 $(2\mu/3C_D)0.5$ 와 같다. 단, μ 는 마찰계수, C_D 는 항력계수이다. 도참(5-16)은 식(해5-6)에 의한 사석의 단위체적질량이 2.65t/m³인 때의 사석질량 산정도이다.

도참(5-17)에 의해 사석(구형)의 직경을 쉽게 구할 수 있다. 단위체적질량이 다른 때에는 보정계수 f_n 를 곱하면 된다.

또, 식(해5-6)은 정상류에서 힘의 균형을 생각한 것이므로 심한 소용돌이의 생성이 예상되는 곳에서는 이보다 더 큰 질량의 사석을 사용해야 한다.



도참(5-16) 흐름에 대한 사석의 안정질량



도참(5-17) 흐름에 대한 사석 안정직경

5-5 수중부재에 작용하는 파력

수중부재에 작용하는 파력은 식(해5-7)에서 산정한다[모리슨(Morison, 1950)].

[해설]

$$\vec{f}_n = C_D \frac{\rho_o}{2} D \vec{U}_n |\vec{U}_n| \Delta s + C_M \rho_o A \vec{\alpha}_n \Delta s \quad (\text{해5-7})$$

여기서, \vec{f}_n : 부재의 축방향의 미소 길이 Δs (m)에 작용하는 부재축과 水粒子 運動方向의 공통면에서 부재축에 직각방향의 힘(kN)

$\vec{U}_n, \vec{\alpha}_n$: 부재축과 水粒子 운동방향의 공통면에서 부재축 직각방향(f_n 과 같은 방향)의 水粒子 속도 성분(m/s) 및 가속도 성분(m/s^2)

$|\vec{U}_n|$: \vec{U}_n 의 절대치(m/s)

C_D : 항력계수

- C_M : 관성력계수
 D : \vec{f}_n 의 방향에서 본 부재축 직각방향의 부재폭(m)
 A : 부재축에 수직인 부재 단면적(m²)
 ρ_o : 해수의 밀도(t/m³) (보통 1.03t/m³)

[참 고]

(1) 물체를 대표하는 길이(D)

직주(直柱)의 예를 들면 직경과 入射波長 L 과의 비가 작으면 물체에 의한 파랑의 변형은 거의 무시할 수 있다. 통상 $D/L < 0.2$ 인 경우 본절에 기술된 것이 적용되며, 이보다 큰 물체는 入射波浪을 상당히 변형시키게 되므로 달리 취급한다.

(2) 수중 부재에 작용하는 파력 산정식

수중 말뚝과 같이 그 직경이 파장에 비해 작아서 파의 진행을 거의 저지하지 않는 구조물에 작용하는 파력은 水粒子 속도의 제곱에 비례하는 항력과 가속도에 비례하는 관성력의 합으로 구한다. 식(해5-7)은 直柱에 대해서 모리슨 등(Morison et al., 1950)이 표시한 산정식을 임의 방향 부재의 미소 길이 Δs 의 구간에 작용하는 파력으로 일반화하여 표현한 것이며, 우변의 제1항은 항력, 제2항은 관성력이다.

식 중에서 水粒子의 속도 성분 \vec{U}_n , 가속도 성분 \vec{a}_n 은 시간과 위치에 따라 변하는 양이므로 그 변화에 주의해서 부재 또는 구조물에 가장 심하게 작용하는 파력의 분포를 검토한다.

(3) 水粒子의 속도 성분과 가속도 성분

식(해5-7) 중의 \vec{U}_n , \vec{a}_n 은 구조물이 없다고 간주한 투명한 구조물의 중심축에서 水粒子 운동의 부재축에 대한 직각방향 성분이다. 파력의 산정은 실험값과 이론값에 의해 되도록 정확하게 한다.

특히, 水粒子의 속도 성분은 파력에 제곱으로 기여하기 때문에 파고가 큰 경우에는 미소진폭파 이론에 의한 근사값으로는 불충분하다. 또, 부재가 수면 상에 있는 경우에는 파력의 작용범위, 즉 파정고에 대해서도 충분히 고려한다.

이들을 이론값으로 구할 때에는 본편 4-1-1 규칙파를 기초로 설계파의 특성에 합치된 유한진폭파의 이론으로 하는 것이 바람직하다. 그러나 파력의 산정에 쓰이는 파고, 주기는 파의 불규칙성을 충분히 고려해서 부재 또는 구조물에서 가장 위험한 제원을 대상으로 하고, 주기는 유의파 주기를 사용한다.

(4) 항력계수

항력계수 C_D 는 일반적으로 定常流에서의 항력계수의 값을 이용해도 좋으나, 부재의 형상, 粗度(K), 레이놀즈수(R_e), 인접 부재와의 간격, 그리고 쿨리간-카펜터수(Keulegan-Carpenter, KC , 1958)에 의해서 변화하므로 이를 고려해서 결정하여야 한다. 쿨리간-카펜터수와 레이놀즈수에 대한 식은 (참5-25)로 정의된다.

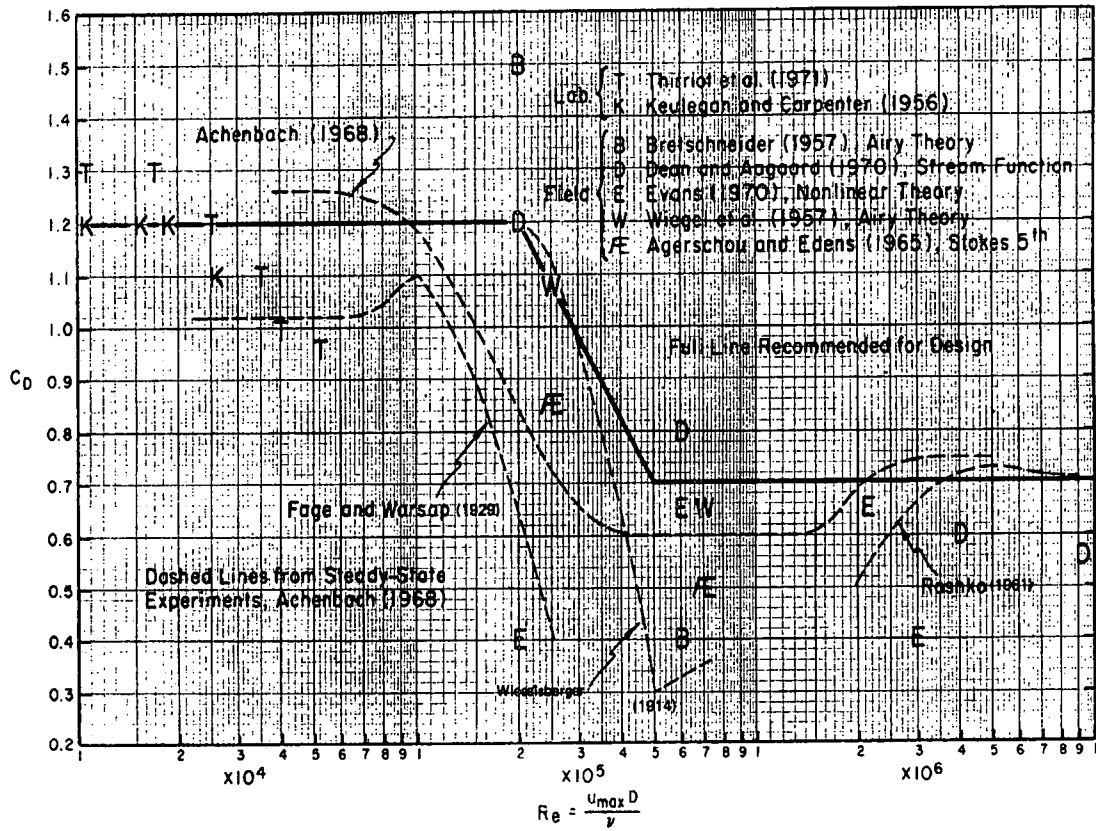
$$\begin{cases} R_e = \frac{|\vec{U}_n| D}{\nu} \\ KC = \frac{|\vec{U}_n| T}{D} \end{cases} \quad (\text{참5-25})$$

여기서, ν : 물의 동점성계수 (1.25×10^{-6} m²/s, 20℃에서)

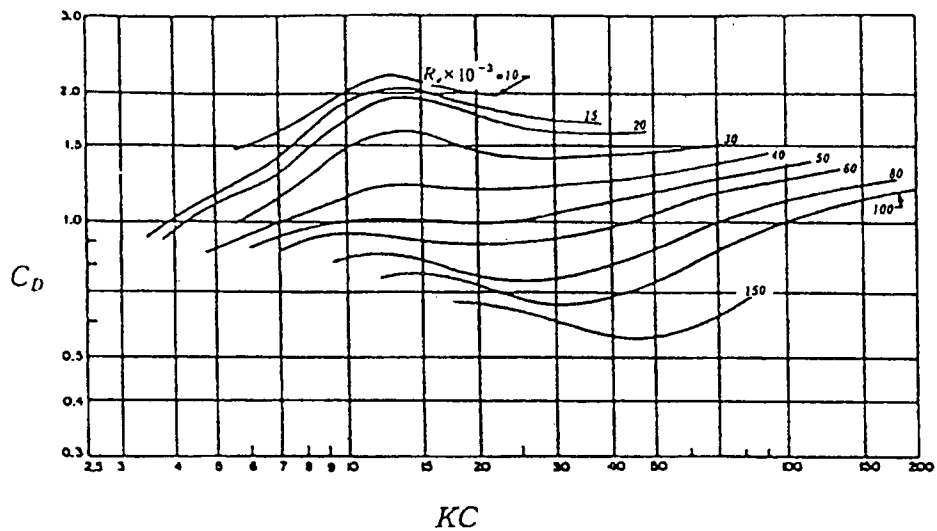
T : 波의 주기(s)

항력계수는 미육군공병단편람(Shore Protection Manual, 1984)에 제시된 도참(5-18)로부터 정하거나 도참(5-19)로부터 구할 수 있다. 항력계수는 표면의 조도가 크면 증가되며 조도에 따른 항력계수는 도참(5-20)

을 사용하여 정한다. 그러나 도참(5-19)와 도참(5-20)의 항력계수는 수리모형실험의 결과이므로 모형의 축소 효과를 감안하여 결정한다.



도참(5-18) 항력계수(Shore Protection Manual, 1984)

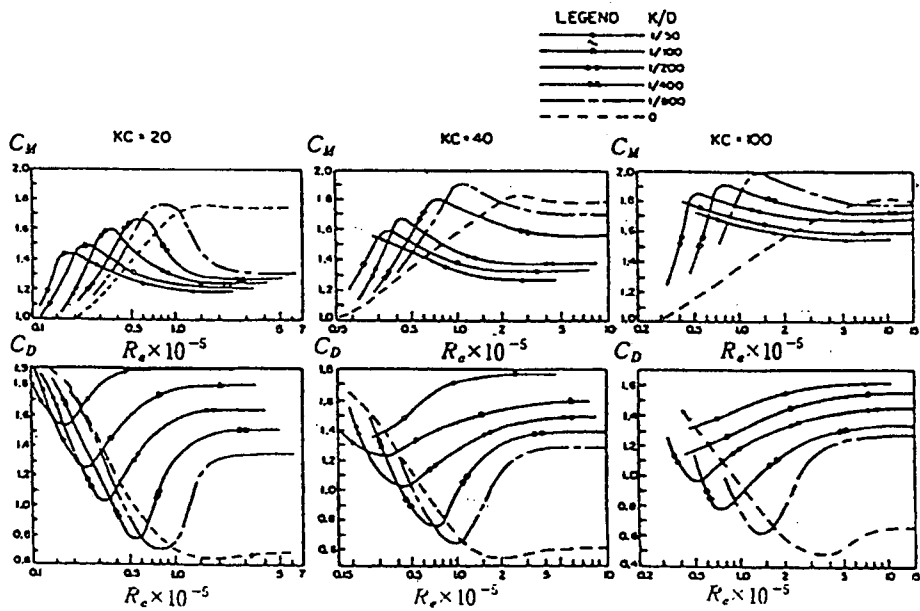


도참(5-19) 매끄러운 직주에 대한 항력계수(Sarpkaya, 1975)

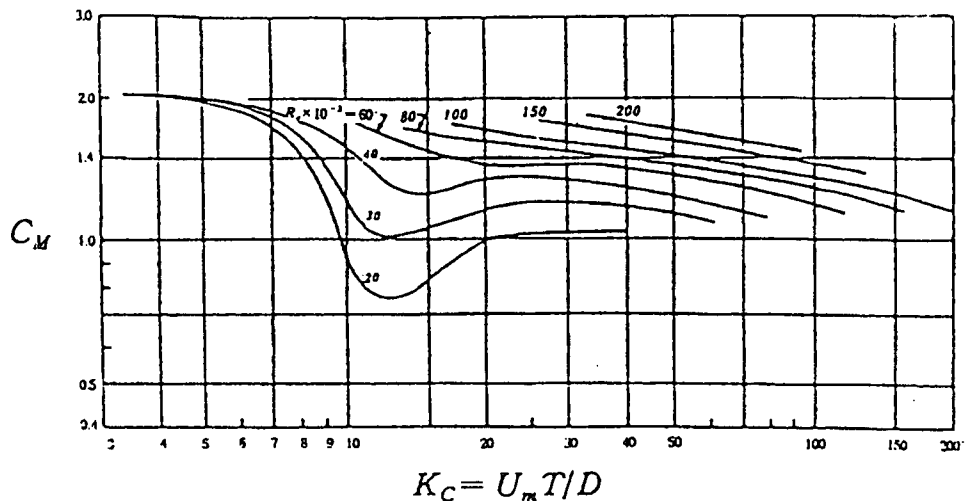
(5) 관성력계수

관성력계수 C_M 은 微小振幅波 이론에 의한 값을 써도 좋으나 부재의 형상 외에 레이놀즈수, KC 수, 조도 (K), 인접부재와의 간격 등에 의해서 달라지므로 조건에 따라서 적절한 값을 결정해야 한다. 한 개의 원주 부재에 대해서는 미육군공병단편람(Shore Protection Manual, 1984)에 제시된 식(참5-26)을 사용하거나, 도참(5-21) 또는 도참(5-20)을 사용하여 정한다.

$$C_M = \begin{cases} 2.0, & R_e < 2.5 \times 10^5 \\ 2.5 - \frac{R_e}{5 \times 10^5}, & 2.5 \times 10^5 < R_e < 5 \times 10^5 \\ 1.5, & R_e > 5 \times 10^5 \end{cases} \quad (\text{참5-26})$$



도참(5-20) 항력 및 질량계수에 대한 粗度 영향(Sarpkaya, 1976)



도참(5-21) 매끄러운 직주에 대한 질량계수(Sarpkaya, 1975)

(6) 다수 부재로 구성된 구조물

직주, 斜材 및 水平材 등으로 구성된 구조물 전체에 작용하는 파력은 각 부재에 작용하는 파력의 위상차이를 고려해서 식(해5-7)으로 산정하고 이들 벡터의 합을 합성하여 구한다. 다수 부재로 구성된 구조물은 부재의 1개소가 파괴되면 전체가 파괴될 위험이 있으므로 특히 개개의 부재 및 구조물 전체에서 가장 심한 파력의 分布를 고려한다.

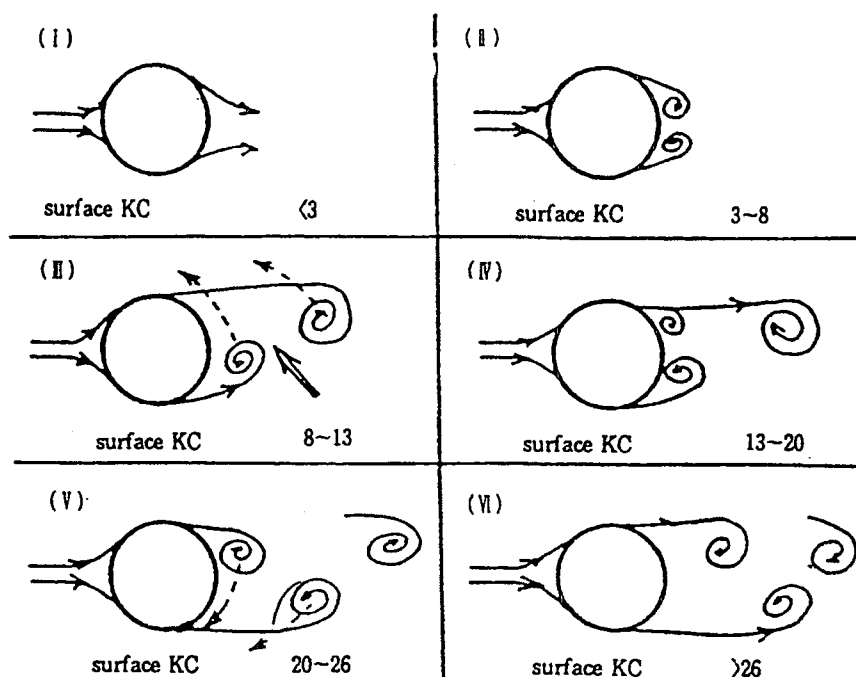
(7) 쇄파가 작용할 때의 파력

급경사 해저면 상의 구조물에 쇄파가 작용할 때는 식(해5-7)에서 주어지는 항력 및 관성력 외에 직립벽에 작용하는 충격 쇄파압과 유사한 충격성의 파력이 작용할 때가 있다.

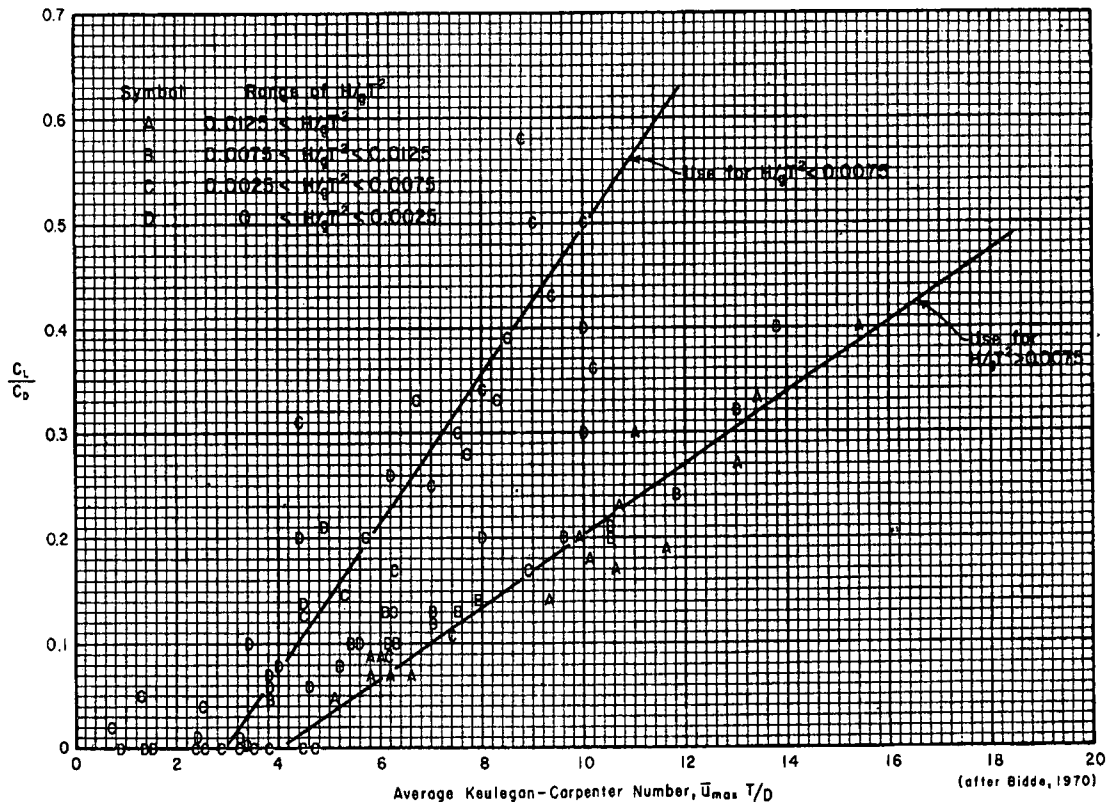
이와 같은 충격적인 외력에 대해서는 구조물의 응답 특성이 지배적인 영향 요소가 되기 때문에 파력 산정만이 아니고 파력에 의한 구조물 전체, 나아가서는 부재의 거동을 포함한 검토가 필요하다.

(8) 양력

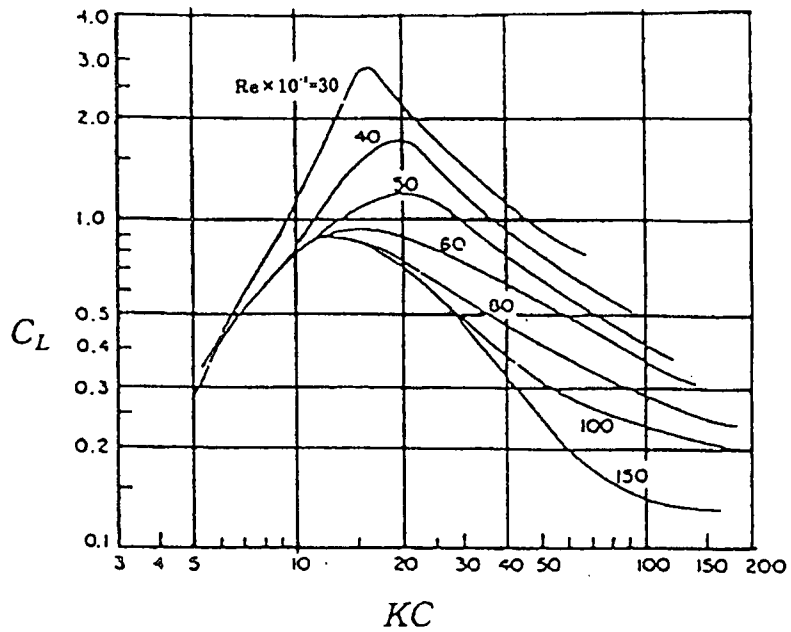
수중 부재에 작용하는 파력은 식(해5-7)에 의한 항력과 관성력 외에 부재축과 水粒子 運動 方向의 공통면에 수직한 方向으로 작용하는 양력이 작용한다. 양력은 도참(5-22)에서와 같이 波浪에 의한 소용돌이에 의해 생성된다. 쿨리간-카펜터수가 3보다 크면 소용돌이가 생성되며 5보다 크면 생성된 소용돌이가 비대칭이 되어, 이에 따른 비대칭의 압력으로 인해 양력이 생긴다. 양력계수는 도참(5-23)으로부터 정하거나 도참(5-24)로부터 구할 수 있다. 또한 가늘고 긴 부재에 대해서는 양력에 의한 진동이 고유진동과 같으면 공진으로 인해 진동이 크게 증폭되므로 주의해야 한다.



도참(5-22) 파랑에 의한 소용돌이 생성



도참(5-23) 양력계수와 질량계수의 비(Shore Protection Manual, 1984)



도참(5-24) 매끄러운 직주에 대한 양력계수(Sarpkaya, 1975)

(9) 파와의 共振現象과 불규칙파력

구조물의 강성이 낮고 고유진동주기가 길게 될 경우에는 주기적으로 작용하는 파력에 대한 동적응답의 영향을 고려한다. 이 경우의 파력은 본편의 식(해5-7)에서 \vec{U}_n , \vec{a}_n 의 시간적 변화에 대해서 구하면 된다.

불규칙파랑에 대한 파력을 구하는 것은 波頂面의 높이, 항력계수 등을 적절히 정하여 미소진폭파 이론에 의한 水粒子 운동성분을 산정한다.

5-6 부체에 작용하는 파력

[참고]

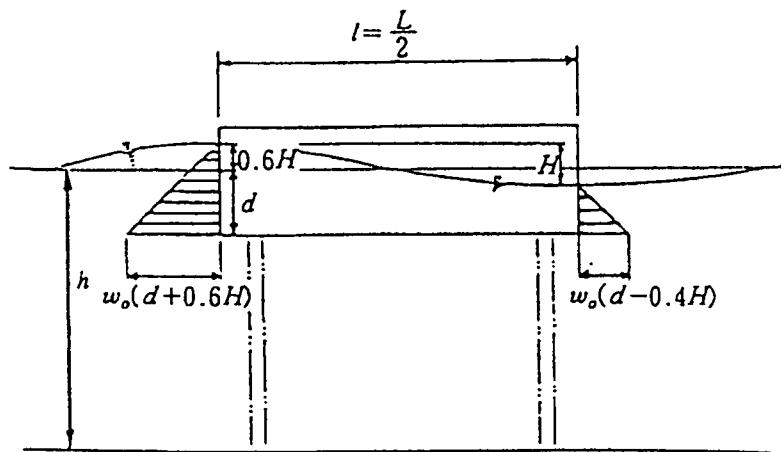
수중에 설치된 대형의 고립 구조물에 작용하는 파력은 구조물의 크기나 단면형상에 의해서 크게 변하기 때문에 적절한 수치계산, 수리모형실험 등에 의해서 산정한다.

(1) 파장보다 큰 대형의 고립 구조물에 작용하는 파력은 보통 항력이 무시되기 때문에 속도 포텐셜(velocity potential)을 이용해서 산정할 수가 있다. 단순한 형상의 구조물에서는 해석적인 개략식으로 파력을 정할 수 있으나 구조물이 복잡하면 경계적분요소법이나 유한요소법에 의한 수치계산법으로 구조물에 가해지는 파력을 계산하여야 한다. 그러나 쇄파력 등은 수리모형실험 등에서 산정한다.

(2) 수면 부근에 떠있는 물체에 작용하는 파력

① 물체가 고정된 경우

波長에 비해서 물체의 직경이 커지면 항력은 무시할 정도로 작아 파력 식(참5-27)은 질량력으로만 표시할 수 있다. 도참(5-25)와 같은 기중기선 등과 같이 폰툰(Pontoon)형 물체에 작용하는 전·후면의 압력을 계산하여 물체에 가해지는 힘을 구하게 된다.



도참(5-25) 폰툰형 선박에 작용하는 파력

이와 같이 하면 폰툰형의 선박 길이가 波長의 1/2인 때에 최대의 파력이 생긴다.

가장 간단한 예로, 폰툰형 선박에 의한 波浪의 산란을 무시하고 선박의 앞면에 파봉이 있어 정수면에서 $0.6H$ 의 높이까지 수면이 상승하고, 후면에는 파곡이 있어 정수면 아래 $0.4H$ 의 깊이까지 수면이 하강한 상태를 생각하면 그 파력은 식(참5-27)로 구해진다.

$$P = \frac{1}{2} \rho_o B \{ (0.6H + d)^2 - (d - 0.4H)^2 \} \approx \rho_o H B d \quad (\text{참5-27})$$

- 여기서, P : 폰툰형 선박에 작용하는 파력(kN)
 ρ_o : 해수의 밀도(보통 1.03 t/m³)
 H : 波高(m)
 B : 폰툰형 선박의 폭(m)
 d : 폰툰형 선박의 흘수(m)

단, 폰툰형 선박의 폭이 넓은 경우에는 그 앞면에서 산란파에 의한 波浪이 중복되어 수면이 높아지므로 식(참5-27)로 구해지는 값보다도 20~30% 더 커지게 된다.

보다 엄밀한 파력은 속도포텐셜(ϕ)로 표시되는 적분방정식으로부터 계산된다.

② 다소 이동이 허용되는 경우

부유방파제 등과 같이 부체가 계류삭으로 계류되어 있을 때에 작용하는 파력에 관해서는 몇 개의 수리 모형실험을 했을 뿐 별로 잘 알려져 있지 않다. 따라서 될 수 있는 대로 수리모형실험으로 작용하는 파력을 검토할 필요가 있다. 또한 부체를 계류하는 경우는 (부체+계류밧줄)의 고유주기가 짧으면 波浪에 의해서 공진이 일어나는 수도 있으므로 이 점을 검토한다.

5-7 수면 부근의 구조물에 작용하는 파력

5-7-1 수면 부근의 수평판에 작용하는 양압력

수면 부근의 수평판 저면에는 해상조건이나 구조물의 형상에 따라서는 충격적인 파력(이하 揚壓力이라 한다)이 작용하는 경우가 있으므로 이러한 위험이 있는 경우에는 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 충격적인 揚壓力을 산정한다.

[해설]

잔교의 상부공이나 말뚝식 돌핀 상부공 등과 같이 정수면 부근의 구조물로서 특히 수면과 거의 평행한 구조물은 상승하는 파면이 저면에 충돌하여 충격적인 揚壓力이 작용할 위험성이 있다. 특히, 파고가 크고 정수면과의 간격이 적은 경우에는 큰 충격력이 된다. 또, 파가 중복파로 되어 작용하는 경우 파면의 상승속도가 크게 되어 충격력도 크게 된다. 이러한 구조물의 저면에는 충격적인 揚壓力 외에 보통의 충격력이 아닌 揚壓力도 작용하는 것에 주의할 필요가 있다.

[참고]

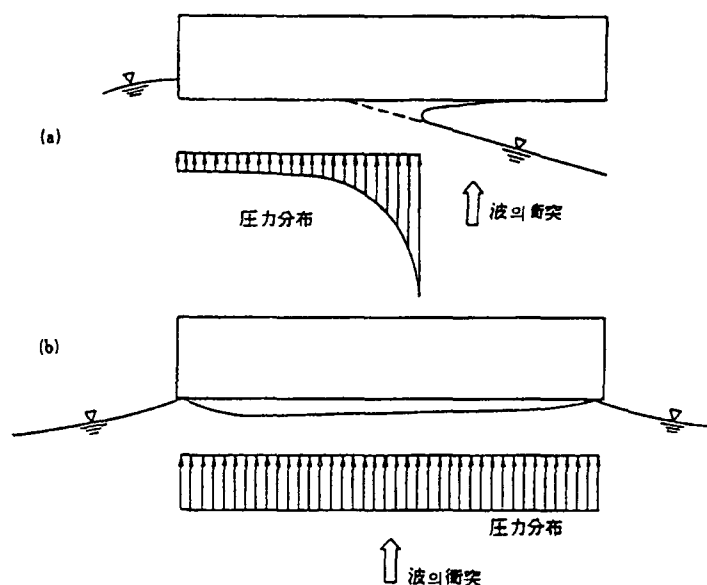
(1) 충격적인 揚壓力의 특성

수면 부근의 수평한 판에 작용하는 충격적인 揚壓力은 판의 저면이 평탄한 경우에는 파면이 충돌하는 속도와 그 면과 판이 이루는 각도에 의하여 변화한다.

도참(5-26)(a)와 같이 波面과 판이 이루는 각이 어느 정도 있는 경우에는 波面이 板의 저면을 따라 나타나고 그림과 같은 분포 형상의 파압이 작용한다.

이 波壓은 시간이 짧고 급하게 커지는 것이 특징이다. 한편, 파면과 판이 이루는 각이 도참(5-26)(b)와 같이 0°에 가까울 때는 공기층이 파면과 판과의 사이에 갇혀 이 공기층의 압축에 의한 압력이 그림과 같은 분포

형상으로 발생한다. 이 파압은 시간적으로는 짧은 주기의 감쇄진동파형(減衰振動波形)이 되는 것이 특징이다. 水平板의 底面に 보 등이 있는 잔교의 경우에는 보에 의하여 波面이 교란되어 揚壓力의 發生이 복잡하게 된다. 또 보에 의하여 공기층이 갇혀 압축되는 수도 있다. 수평판 저면의 형상에 의한 양압력의 변화를 고려하여야 한다.



도참(5-26) 波面과 水平板의 충돌

또한, 충돌하는 波面의 形狀은 波가 進行波인지 重複波인지에 따라서 크게 변한다.

重複波의 경우에는 波의 反射 位置에서 水平板까지의 거리에 따라서 변화한다. 이렇게 틀려지는 것도 고려하여야 한다.

(2) 底面이 평탄한 水平板에 作用하는 揚壓力(重複波의 경우)

고다(合田)(1967)는 水平板에 作用하는 揚壓力을 波面과 板과의 衝突에 의한 運動量의 急變에 起因하는 힘이라고 생각하여

Karman의 理論으로부터 水平板에 作用하는 重複波에 의한 揚壓力의 算定式을 다음과 같이 나타냈다.

$$P = \zeta \frac{\rho_0 g}{4} H L B \tanh \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H}{s'} - \frac{s'}{H} \right) \quad (\text{참5-28})$$

$$s' = s - \pi \frac{H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (\text{참5-29})$$

여기서,

P : 전양압력(kN)

ζ : 보정계수

ρ_0 : 해수의 밀도(=1.03t/m³)

H : 진행파의 파고(m)(보통은 최고파고 H_{\max})

L : 진행파의 파장(m)

B : 폭(m)

h : 수심(m)

s : 정수면상의 간격(m)

s' : 파고중분면(파봉과 파곡과의 높이를 2등분한 면) 상의 간격(m)

위 식은 水平板의 길이 l 에 依存하지 않는 것에 유의할 필요가 있다.

衝擊力은 위 식에서 나타나는 크기로 충돌의 순간으로부터 時間 τ 의 사이에 계속되는 펄스(pulse) 형태의 힘이다. 계속시간 τ 는 波의 周期를 T 로 하고 水平板의 길이를 l 로 하면 다음과 같다.

$$\tau = \frac{\pi T l^2}{L^2} \frac{s'}{\sqrt{H^2 - s'^2}} \quad (\text{참5-30})$$

식(참5-28)은 수평판의 길이가 파장 L 에 比하여 아주 작고 또한 저면이 평탄한 면이면 양압력의 특성을 간단하게 적절히 나타내고 있다. $\zeta = 1.0$ 으로 한 계산치는 실험치와 比較하면 H/s' 가 2 이하에서는 비교적 좋은 일치율을 나타내고 있다. 다니모토[(谷本) 등, 1978]은 같은 수평판에 작용하는 양압력을 산정하는 방법을 Wagner의 이론에 기초하여 나타내고 있다. 이 산정법에서는 파면과 수평판이 충돌하는 각도 β 와 충돌속도 V_n 을 Stokes의 제3차 근사파에 의해 주고 충격압의 공간적 분포와 시간적 변화를 구할 수가 있다. 단, Stokes의 제3차 근사파를 쓰고 있기 때문에 계산이 조금 복잡하다. 이 계산법은 저면이 평탄한 경우를 대상으로 하고 있고 보통의 잔교와 같이 슬래브에 거더나 보 등이 있어 공기가 간헐 있거나 波面の 교란이 발생하고 충격력은 底面이 평탄한 水平板의 경우보다는 작아진다. 따라서 산정법에서 계산되는 값은 보통의 잔교에 있어서의 양압력의 상한치로 생각할 수 있다.

(3) 棧橋에 作用하는 揚壓力(重複波의 경우)

이토(伊藤)와 다게다(竹田, 1967)는 잔교 모형을 써서 도판(渡版)에 작용하는 양압력과 도판의 진동한계중량 및 낙하한계중량을 구하고 있다. 실험조건은 파고가 최대 40cm, 주기가 1초와 2.4초, 수심이 56cm와 60cm이다. 도판 부분에 별도로 부착한 파압계의 기록에 의하면 동일조건 하에서도 일파마다 침두치는 상당히 변동되었으나 이들의 침두치의 평균치는 대략 식(참5-31)과 같다.

$$P = \rho_o g (8H - 4.5s) \quad (\text{참5-31})$$

여기서,

P : 양압력 강도의 침두치의 평균치(kN/m')

ρ_o : 해수의 밀도(1.03 t/m')

g : 중력가속도(9.81 m/s²)

H : 입사파고(m), (H_{max})

S : 조위에서 渡版下面까지의 거리(m)

그러나 식(참5-31)에 주어진 揚壓力 強度의 침두치는 그 작용시간이 극히 짧고, 또 장소적인 위상을 가지고 작용하므로 揚壓力 強度 P 가 渡版의 自重 q (單位面積當重量, kN/m')를 초과했다고 해서 당장 渡版이 동요하거나 낙하하지는 않는다.

이러한 관점에서 渡版이 진동하는 한계의 중량 및 낙하하는 한계의 중량을 구하고 있다.

주기 2.4초의 파가 작용할 때 진동한계중량과 파고의 관계는 다음과 같다.

$$q = \rho_o g (1.6H - 0.9s) \quad (\text{참5-32})$$

여기서 q 는 渡版의 振動限界重量이다. 식(참5-32)의 振動限界重量은 식(참5-31)에 의한 揚壓力 強度의 1/5이다. 또 振動限界重量은 落下限界重量의 1/2~1/3이다. 이 渡版의 실험에서 渡版에 여러 가지 크기의 구멍 또는 간격을 설치하고 渡版의 공극율의 변화에 의한 안전중량의 변화도 검토하고 있다. 渡版의 진동한

계중량은 구멍을 뚫지 않을 때에 比하여 공극율이 비교적 적을 때(1% 정도)는 공기가 빠지기 쉬워 이로 인해 수면이 渡版에 강하게 부딪혀서 약간 증대되는 경향이 있으나 일반적으로 공극율의 변화에 의한 증감은 적다. 이에 반하여, 落下限界重量은 공극율이 20%를 넘는 범위에서는 명확히 감소하고 있다. 여기서 말하는 渡版의 중량은 공극 부분을 제한 실질 부분의 단위면적당 중량을 의미한다.

이처럼 공극율에 의한 振動限界重量, 즉 渡版의 실질 부분의 단위면적당 안정중량의 증감은 적으므로 구멍을 뚫는 것에 의해 어느 면적 전체의 중량을 감할 수 있다. 그리고 落下限界重量은 공극율의 증대에 의하여 감소한다. 이 두 가지에서 공극율을 높이는 것이 좋음을 알 수 있다.

다시 이토(伊藤)와 다께다(竹田, 1967)는 잔교 모형의 상부공의 슬래브에 변형계를 설치하여 응력을 측정하고 있다. 그 결과 슬래브에 등분포로 작용한다고 가정한 등가정하중(等価靜荷重)(kN/m²)으로 해서 나타내었다.

$$\rho = 4\rho_0gH \quad (\text{참5-33})$$

단, 실험치의 상한에 대응하는 것으로 조위에서 상부공 하면까지의 거리 s 가 대략 0인 경우에 대한 것으로 생각해도 좋다.

식(참5-33)으로 나타낸 등가정하중은 일반적으로 저면이 평탄한 수평판에 작용하는 양압력보다 적다. 이것은 거더나 보에 의해 충돌하는 波面이 교란되거나 공기를 가둬두기 때문이다.

또한 아주 국지적이고 시간적으로 짧은 양압력은 등가정하중으로서는 적은 값이라 생각된다.

(4) 저면이 평탄한 수평판에 작용하는 양압력(진행파의 경우)

수면 부근에 고정된 수평판에 진행파가 작용하는 경우에도 충격적인 양압력은 작용한다. 다니모토(谷本) 등(1977)은 중복파가 작용하는 경우와 같다고 보고 이 충격적인 양압력의 산정법을 제안하고 있다.

(5) 디태치드 피어(Detached Pier) 상부공에 작용하는 양압력(진행파의 경우)

이토(伊藤)와 다께다(竹田, 1967)는 Detached Pier에 작용하는 진행파에 의한 양압력의 검토도 하고 있다. 즉, 디태치드 피어 모형의 슬래브에 발생하는 응력을 측정하고 실험 결과의 상한치에서 등분포의 등가정하중을 나타냈다.

$$\rho = 2\rho_0gH \quad (\text{참5-34})$$

5-7-2 수면 부근의 연직판에 작용하는 수평파력

水面 부근의 鉛直板에 작용하는 수평파력에 대하여는 적절한 방법에 의해 산정한다.

[해설]

水面 부근에 설치된 커튼벽(Curtain Wall) 등과 같이 두께가 얇은 연직판이나 고정식 시버스의 돌핀 상부공 등의 수평판의 연직면에는 수평파력이 작용한다. 이 수평파력의 산정은 수면의 위치나 자유표면의 존재에 의한 조파저항력(造波抵抗力) 등을 고려할 필요가 있다.

[참고]

(1) 돌핀 상부공에 작용하는 수평파력

다니모토(谷本) 등(1977)은 돌핀 상부공을 주대상으로 수면 부근의 고정구조물에 작용하는 수평파력의 산정식을 제안하고 있다.

(2) 커튼벽에 작용하는 수평파력

다니모토(谷本) 등(1977)은 전술한 수평판의 수평파력의 산정식을 수면 부근에 고정시킨 커튼벽에 작용하는 수평파력의 산정식으로 쓰는 것도 제안하고 있다.

또, 이러한 몰수수심(沒水水深)이 얇은 거튼벽에 대하여는 久宝 등(1973)도 算定式을 提案하고 있다.

森平 등(1964)은 커튼벽을 防波堤로 쓰는 경우에 작용하는 水平波力을 實驗的으로 구하고 있다.

그 결과에 의하면, 커튼벽의 몰수수심 d 와 수심 h 의 比가 0.255보다 큰 범위에서는 본편 5-2-2 [1] 벽면에 파봉이 있을 때의 식(5-1)의 직립벽에 작용하는 파력의 표준산정식에 주어진 파압 분포에 있어서 판의 하단에서 해저까지의 부분을 뺀 합력의 0.6~1.0 정도인 파압합력으로 되어 있다. 또, 關本 등(1988) 등은 入射角을 고려한 커튼벽에 작용하는 파력의 산정법을 나타내고 있다.

[참고문헌]

- 1) 이달수 등(2002), 경사식방파제의 최적 설계기술 개발(III), 해양수산부 연구용역 보고서, 한국해양연구원.
- 2) 이달수 등(2003), 경사식방파제의 최적 설계기술 개발(IV), 해양수산부 연구용역 보고서, 한국해양연구원.
- 3) 이달수 등(2004a), 경사제에 작용하는 총파력 : I. 수평파력 추정법, 2004년도 대한토목학회 정기 학술대회 논문집.
- 4) 이달수 등(2004b), 경사제에 작용하는 총파력 : III. 연직파력 추정법, 2004년도 대한토목학회 정기 학술대회 논문집.
- 5) 高橋重雄, 谷本勝利, 鈴村論司(1983), 直立壁に作用する衝擊 碎波壓の發生機構に關する一考察, 港灣技術研究所報告, Vol. 22, No. 4, pp. 3~31.
- 6) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎(1990), 消波ブロック被覆堤直立部の滑動安全性に對する波力とブロック荷重, 港灣技術研究所報告, 第29券, 第1号, pp. 54~75.
- 7) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎, 細山田得(1992), 混成防波堤のマウンド形狀による衝擊 碎波力係數の 提案, 海岸工學論文集, 第39卷, pp. 676~680.
- 8) 高橋重雄, 半澤稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺內潔, 高山知司, 谷本勝利(1998), 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量—消波ブロック被覆堤の設計法の再檢討, 第1報一, 港灣技術研究所報告, 第38券, 第1号, pp. 3~28.
- 9) 高橋重雄, 下迫健一郎, 土部達生, 谷本勝利(1993), 衝擊碎波力に對する混成防波堤の動的應答計算, 海岸工學論文集, 第40券, pp. 766~770.
- 10) 谷本勝利(1976), 混成防波堤に働く波力について, 昭和51年度 港灣技術研究所講演會講演集, pp. 1~26.
- 11) 谷本勝利, 高橋重雄, 轟正彦, 和泉田芳和(1977), ドルフィン上部工に作用する水平波力, 港灣技術研究所報告, Vol. 16, No. 3, pp. 39~68.
- 12) 谷本勝利, 高橋重雄, 北谷高雄(1981), 混成防波堤のマウンド形狀による衝擊 碎波力の發生と對策について, 港灣技術研究所報告, Vol. 20, No. 2, pp. 3~39.
- 13) 谷本勝利, 高橋重雄, 和果田芳和(1978), 水平版に働く揚壓力に關する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 17, No. 2, pp. 3~47.

- 14) 谷本勝利, 柳澤忠彦, 村永 努, 紫田鋼三, 合田良實(1982), 不規則波實驗による混成堤マウンド被覆材の 安定性に関する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 21, No. 3, pp. 3~42.
- 15) 谷本勝利, 木村克俊(1985), 台形ケーソンの水理特性に関する實驗的研究, 港灣技研資料, No. 528, pp. 28.
- 16) 谷本勝利, 木村克俊. Antonio Paulo dos Santos Pinto(1986), 二山型スペクトル波による混成堤に働く 波力と設計週期の算定法, 港灣技術研究所報告, Vol. 25, No. 2, pp. 3~25.
- 17) 谷本勝利, 小島朗史(1983), 傾斜堤上部工およびブロック式混成堤に働く波力, 港灣技研資料, No. 450, 32p.
- 18) 谷本勝利, 原中祐人, 富田英治 , 和泉田芳和, 鈴木論司(1980), 曲面スリットケーソンの水理特性に関する實驗的研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 19, No. 4, pp. 3~53.
- 19) 關本恒浩, 近藤浩右, 大下哲則, 今井澄雄, 中村光宏(1988), 入射角を考慮したカーテンウォール式防波堤の設計波力について, 海岸工學會論文集, 第35巻, pp. 657~661.
- 20) 光易 恒(1965), 波壓論 , 1965年水工学に関する夏期研修會講義集B海岸・コース, 土木學會水理委員會, pp. B-16-1~B-16-25.
- 21) 久宝雅史, 竹澤三雄, 植木隆彦(1973), 波峯付近における波壓に関する實驗的研究, 第20回 海岸工學講演會論文集, pp. 279~284.
- 22) 鹿島遼一, 榊山 勉, 清水琢 三, 關本恒浩, 國栖廣志, 京谷 修(1995), 不規則波に對する消波ブロック被覆工の變形量評價式について, 海岸工學論文集, 第40巻, pp. 795~799.
- 23) 本間 仁, 堀川清司, 長谷直樹(1962), 護岸に働く波力について, 第9回 海岸工學講演會論文集, pp. 133~137.
- 24) 森平倫生, 崎秀 作, 菊谷 徹(1967), 異形ブロックの波力減殺效果に関する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 6, No. 4, pp. 3~31.
- 25) 森平倫生, 柿崎秀作, 合田良實(1964), カーテン防波堤とその特性について, 港灣技術研究所報告, Vol. 3, No. 1, 16p.
- 26) 須藤賢哉, 木村克俊, 笹島隆彦, 水野雄三, 竹田英章(1995), 變形を許容した混成堤マウンド被覆材の必要重量算定式, 海岸工學會論文集, 第42巻, pp. 896~900.
- 27) 水野雄三, 杉本義昭, 木村克俊, 山中浩次, 鞠池聰一(1993), 高天端防波堤の波力特性に関する研究, 海岸工學論文集, 第40巻, pp. 721~725.
- 28) 永井康平, 小澤大造, 岸良安治 , 西村達郎(1986), 台風による二山型 スペクトルを有する現地波浪の諸特性, 第33回 海岸工學講演會論文集, pp. 144~148.
- 29) 伊藤喜行, 谷本勝利(1971), 混成防波堤の蛇行災害, 港灣技研資料, No. 112, 13p.
- 30) 伊藤喜行, 藤島 睦, 北谷高雄(1966), 防波堤の安定性に関する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 5, No. 14, 134p.
- 31) 伊藤喜行, 竹田英章(1967), 棧橋に作用する波の揚壓力, 港灣技術研究所報告, Vol. 6, No. 4, pp. 37~68.
- 32) 中田邦夫, 寺内 潔, 西田仁志, 梅木 功(1984), 低天端混成堤の諸特性について, 第31回 海岸工學講演會論文集, pp. 532~536.
- 33) 合田良實(1967), 構造物に働く波力, 1967年度 水工学に関する夏期研修會講義集, 海岸.港灣コース 土木學會水理委員會, pp. B-10-1~B-10-31.

-
- 34) 合田良實(1973), 防波堤の設計波壓に關する研究, 港灣技術研究所報告, Vol. 12, No. 3, pp. 31~69.
 - 35) 合田良實(1973), 衝擊碎波壓を受ける混成防波堤の舉動に關する考察, 港灣技術研究所報告, Vol. 12, No. 3, pp. 3~29.
 - 36) Brebner, A. and D. Donnelly(1962), Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters, *Proc. 8th Conf. of Coastal Eng*, New Mexico City, pp. 408~429.
 - 37) Christensen. F.T., P.C. Broberg. S.E. Sand. and P. Tryde(1984), Behavior of rubble-mound breakwater in directional and uni-directional waves, *Coastal Eng.*, Vol. 8, pp. 265~278.
 - 38) Coastal Engineering Research Center(1984), Shore Protection Manual, Department of Army Corps of Engineers.
 - 39) Goda, Y. and Matsumoto, A.(2004), A Simplified Theory on Total Wave Pressure Exerted on a Rubble Mound Breakwater, *Proc of Asian and Pacific Coasts 2003*, APAC094.
 - 40) Hiroi. I.(1919), On a method of estimating the force of waves, 東京帝國大學工科紀要, Vol. X, No. 1, 19p.
 - 41) Hudson. R.Y.(1959), Laboratory investigation of rubble-mound breakwater, *Proc. ASCE*, Vol. 85, W.W.3, pp. 93~121.
 - 42) Keulegan. G.H. and L.H. Carpenter(1958), Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid, *Journal of the National Bureau of Standards*, Vol. 60, No. 5, pp. 423~440.
 - 43) Lee, D.S., Kim, C.I., Oh, Y.M. and Lee, K.S.(2004), Direct Measurement of Wave Force Acting on a Rubble Mound Breakwater in Hydraulic Experiment, *Proc of Asian and Pacific Coasts 2003*, APAC093.
 - 44) Mitsuyasu, H.(1962), Experimental study on wave force against a wall, *Report of Trans. Tech. Res. Inst*, No. 47, pp. 1~39.
 - 45) Morison. J.R., M.P. O'Brien, J.W. Johnson, S.A. Schaaf(1950), The force exerted by surface waves on piles, *Petroleum Trans*, 189, TP2846, pp. 149~154.
 - 46) Sainflou. G.(1928), Essai sur les diques maritimes verticales, *Annales des Ponts et Chaussees*, Vol. 98, No. 1, pp. 5~48.
 - 47) Sarpkaya. T.(1975), Forces on cylinders and spheres in a sinusoidally oscillating fluid, *Journal of Applied Mechanics, Trans. of ASME*, Vol. 42, No. 1, pp. 32~37.
 - 48) Sarpkaya. T.(1976), In-line and transverse forces on cylinders in oscillatory flow at high Reynolds number, *Proc. of the Offshore Technology Conference*, Vol. II, pp. 95~108.
 - 49) van de Kreeke. J.(1969), Damage function of rubble mound breakwaters, ASCE, *Journal of the Waterway and Harbors Division*, Vol. 95, WW3, pp. 345~354.
 - 50) van der Meer J.W.(1988), Rock solpes and gravel beaches under wave attack, Doctoral thesis, Delft Univ. of Tech., 152p. あるいは Van Der Meer J.W.(1987), Stability of breakwater armour layer-Design formulae, *Coastal Engineering*, 11, pp. 219~239.
 - 51) van der Meer. J.W.(1988), Stability of cubes, Tetrapods and Accropode, *Proc. of Breakwater 88*, Eastbourne, UK, pp. 71~80.

제 6 장 조 석

6-1 설계조위

항만시설의 구조 설정 및 안전 검토에 사용되는 조위는 천문조와 폭풍해일, 지진해일 등에 의한 이상 조위의 실측치 또는 추산치에 기초하여 정하는 것으로 한다.

[해설]

(1) 설계조위의 결정법

설계조위는 구조물이 가장 위협하게 되는 조위로 하는 것이 원칙이다.

구조물의 목적에 따라, 그리고 같은 목적의 구조물이라도 설계 계산의 목적에 따라 다른 설계조위를 적용하는 경우가 있다. 예를 들면, 폭풍해일 대책시설에 있어서 마루높이는 월파량에 의하여 결정되므로 월파량이 최대가 되는 조위를 설계조위로 하지만, 안정계산에 있어서는 보다 낮은 조위에서도 위험한 경우가 있으므로 이때에는 그 조위를 설계조위로 하여야 한다. 방파제 안전계산의 경우에는 그 구조물이 가장 불안정하게 되는 조위를 적용한다.

(2) 폭풍해일, 지진해일, 부진동의 동시 발생

폭풍해일과 지진해일은 어느 것이나 드물게 발생하는 현상이므로 동시에 나타나지는 않는 것으로 생각한다. 부진동은 폭풍해일 또는 지진해일에 의하여 유발되는 경우가 많다. 여기서는 부진동을 협의로 해석하여 폭풍해일 또는 지진해일이 일어나는 경우 이외에 발달하는 장주기 수면진동으로 생각한다. 따라서, 폭풍해일 또는 지진해일의 경우에는 특히 부진동을 고려하지 않는다.

(3) 폭풍해일 대책에 대한 설계조위

① 기왕고극조위 또는 이것에 약간의 여유를 더한 조위

기준검조소가 없는 곳에서는 인근 기준검조소의 기왕고극조위와 약최고고조위의 편차를 해당 지점의 약최고고조위에 더하는 방법으로 계산한다.

② 기왕 이상조위의 발생확률곡선을 산정하고, 외삽법(外挿法)으로 구한 어떤 재현년도(예:50년 등)의 조위

기준검조소가 없는 곳에서는 인근 기준검조소의 어떤 재현년도 조위와 약최고고조위의 편차를 해당 지점의 약최고고조위에 더하는 방법으로 계산한다.

③ 해일 수치모형실험 등에 의해 해일고(海溢高)를 추산하는 경우는 약최고고조위와 해일고를 더한 조위.

④ 이상고조위의 발생확률과 각 조위에 대한 배후지의 피해액 및 해일 대책시설의 건설비를 감안하여 결정

이러한 방법은 어느 것이나 장단점이 있다. 먼저 방법 ①은 가장 간단하지만 장기간의 자료를 필요로 하며, 또 기왕고극조위 이상의 이상고조위가 발생하지 않는다는 보장이 없다. 방법 ②는 확률적인 사고 방식에 의한 것으로 설계에 쓰이는 고조위가 어느 정도의 발생확률을 갖고 있는가는 명확하나, 비교적 단기간의 자료로부터 장기간의 예측을 하기 때문에 신뢰성에 문제가 있다. 방법 ③은 해일의 주요 특성인 조위편차에 착안하고 있는 점은 다른 방법보다 우월하나 약최고고조위와 대조평균고조위의 평균값을 기준으로 하기 때문에 장래에 대한 보장이 없는 것은 방법 ①과 같다. 방법 ④는 합리적이고 경제적으로 가장 유익한 방법이나 피해액의 추정 등에 상당한 기술과 노력이 필요하다. 현재 방법 ①과 ②가 널리 채용되고 있는데, 어느 방법을 채용하는가는 책임기술자의 판단에 따라 각각의 수치를 비교·검토하고 실측기간, 발생빈도, 시설의 중요성 및 경제성 등을 고려하여 결정하여야 한다.

(4) 고극·저극조위

국립해양조사원에서는 한국 연안의 기준검조소의 관측 조석에서 부진동을 무시한 평활화시킨 곡선상에서 매월·매년의 최고·최저 조위(해면)인 고극조위(H.H.W)와 저극조위(L.L.W)를 읽어 수로기술연보에 발표하고 있다. 표해(6-1)은 한국 주요 항만의 1956~2004년의 고극 및 저극조위이다.

표해(6-1) 한국 연안의 주요 항만의 최극조위

(1956~2004)

지명	연도	고극조위		저극조위	
		조위(cm)	발생일	조위(cm)	발생일
부 산	'60~'04	211	'03. 9. 12	-41	'80. 2. 17
가덕도	'79~'04	247	'87. 7. 16	-42	'80. 2. 18
인 천	'99~'04	988	'01. 8. 21	-66	'02. 3. 1
인천(월미도)	'60~'98	1008	'97. 8. 19	-101	'63. 3. 29
울 도	'99~'04	1006	'01. 8. 21	-73	'01. 2. 10
평 택	'92~'04	1,025	'01. 8. 21	-65	'93. 12. 31
대 산	'03~'04	881	'03. 10. 27	-36	'03. 11. 25
보 령	'86~'04	848	'97. 8. 19	-62	'95. 12. 24
안 흥	'86~'04	792	'97. 8. 19	-54	'95. 12. 24
군산(내)	'60~'02	893	'71. 7. 12	-69	'91. 11. 13
군산(외)	'80~'04	812	'97. 8. 19	-69	'95. 12. 24
위 도	'85~'97	737	'97. 8. 19	-31	'94. 12. 5
영 광	'02~'04	744	'02. 9. 8	-40	'02. 5. 1
목 포	'56~'04	530	'97. 8. 19	-99	'82. 1. 12
대흑산도	'65~'04	427	'97. 8. 19	-45	'96. 12. 24
완 도	'83~'04	442	'01. 8. 20	-50	'93. 2. 7
여 수	'65~'04	424	'67. 10. 14	-57	'69. 4. 4
거문도	'82~'04	413	'04. 8. 31	-41	'93. 2. 9
제 주	'64~'04	328	'04. 7. 31	-48	'66. 2. 8
서귀포	'85~'04	347	'01. 8. 20	-43	'88. 2. 18
추자도	'84~'04	378	'87. 1. 2	-64	'93. 2. 8
통 영	'76~'04	430	'03. 9. 12.	-48	'80. 2. 18
마 산	'03~'04	223	'03. 8. 28	-46	'03. 4. 17
울 산	'62~'04	133	'04. 8. 19	-40	'94. 3. 27
포 항	'72~'04	105	'04. 8. 19	-30	'88. 2. 3
후 포	'02~'04	71	'04. 8. 19	-20	'03. 3. 23
울릉도	'65~'04	105	'66. 8. 18	-41	'85. 4. 13
묵 호	'65~'04	95	'68. 10. 25	-36	'85. 4. 13
속 초	'74~'04	97	'86. 8. 28	-31	'85. 4. 13

자료 : 국립해양조사원

6-2 천문조(天文潮)

천문조의 제원으로는 기본수준면, 평균해면, 각종 '조위기준면(Tidal datums)'의 높이를 고려하는 것으로 하며, 원칙적으로 1년 이상의 검조 기록으로부터 정한다.

[해설]

(1) 정의

각종 조위의 정의는 다음과 같다.

① 平均海面(M.S.L)

어떤 기간의 해면의 높이를 그 기간의 평균해면이라 한다. 실용적으로는 1년간의 매 시별 조위의 평균치인 연평균해면을 평균해면으로 한다.

② 基本水準面(D.L) - 略最低低潮位

한국 연안의 수심측정의 기준인 기본수준면은 약최저저조위로 연평균해면으로부터 주요 4개 分潮(M₂, S₂, O₁, K₁ 分潮)의 半潮差의 합만큼 내려간 면으로 정한다.

③ 朔望平均滿潮位(Highest Water Level)

朔望의 날부터 前2日, 後4日 이내에 나타나는 각月の 最高滿潮位를 平均한 높이이며 주요 항만의 삭망 평균만조위는 표해(6-2)와 같다.

④ 朔望平均干潮位(Lowest Water Level)

朔望의 날부터 前2日, 後4日 이내에 나타나는 각月の 最低干潮位를 平均한 높이이다.

⑤ 略最高高潮位(Approx. H.H.W)

평균해면에서 4개 주요 分潮의 半潮差의 합만큼 올라간 해면의 높이

⑥ 大潮平均高潮位(H.W.O.S.T)

대조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M₂와 S₂分潮의 半潮差의 합만큼 올라간 해면의 높이

⑦ 平均高潮位(H.W.O.M.T)

대·소조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M₂分潮의 半潮差 만큼 올라간 해면의 높이

⑧ 小潮平均高潮位(H.W.O.N.T)

소조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M₂와 S₂分潮의 半潮差의 차만큼 올라간 해면의 높이

⑨ 小潮平均低潮位(L.W.O.N.T)

소조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M₂와 S₂分潮의 半潮差의 차만큼 내려간 해면의 높이

⑩ 平均低潮位(L.W.O.M.T)

대·소조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M₂分潮의 半潮差 만큼 내려간 해면의 높이

⑪ 大潮平均低潮位(L.W.O.S.T)

대조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M₂와 S₂分潮의 半潮差의 합만큼 내려간 해면의 높이

(2) 한국 근해의 천문조의 분포

각 해안의 潮時와 潮差는 해안 지형, 수심 분포, 그리고 해수의 관성과 마찰에 의하여 매우 복잡한 분포를 나타낸다.

한국 연안에서는 동·남·서해안별로 크게 다른 분포를 보인다. 도해(6-1)과 (6-2)는 각각 한국 연해의 M₂分潮의 等潮時圖와 大潮差圖이다.

(3) 潮汐의 調和常數

복잡한 운동을 하는 달과 태양에 기인하는 조석을 지구로부터 일정한 거리에서 일정한 주기로 天球의 적

도상을 운행하는 무수한 假想天體에 기인하는 규칙적인 각각의 조석을 합성한 것으로 생각할 때, 이 각각의 조석을 分潮라 한다. 각 지점의 조석 실측치로부터 分潮를 얻는 것을 조석 調和分析이라 하고, 각 分潮의 潮差의 1/2인 半潮差와 位相 遲角을 조석의 調和常數라 한다.

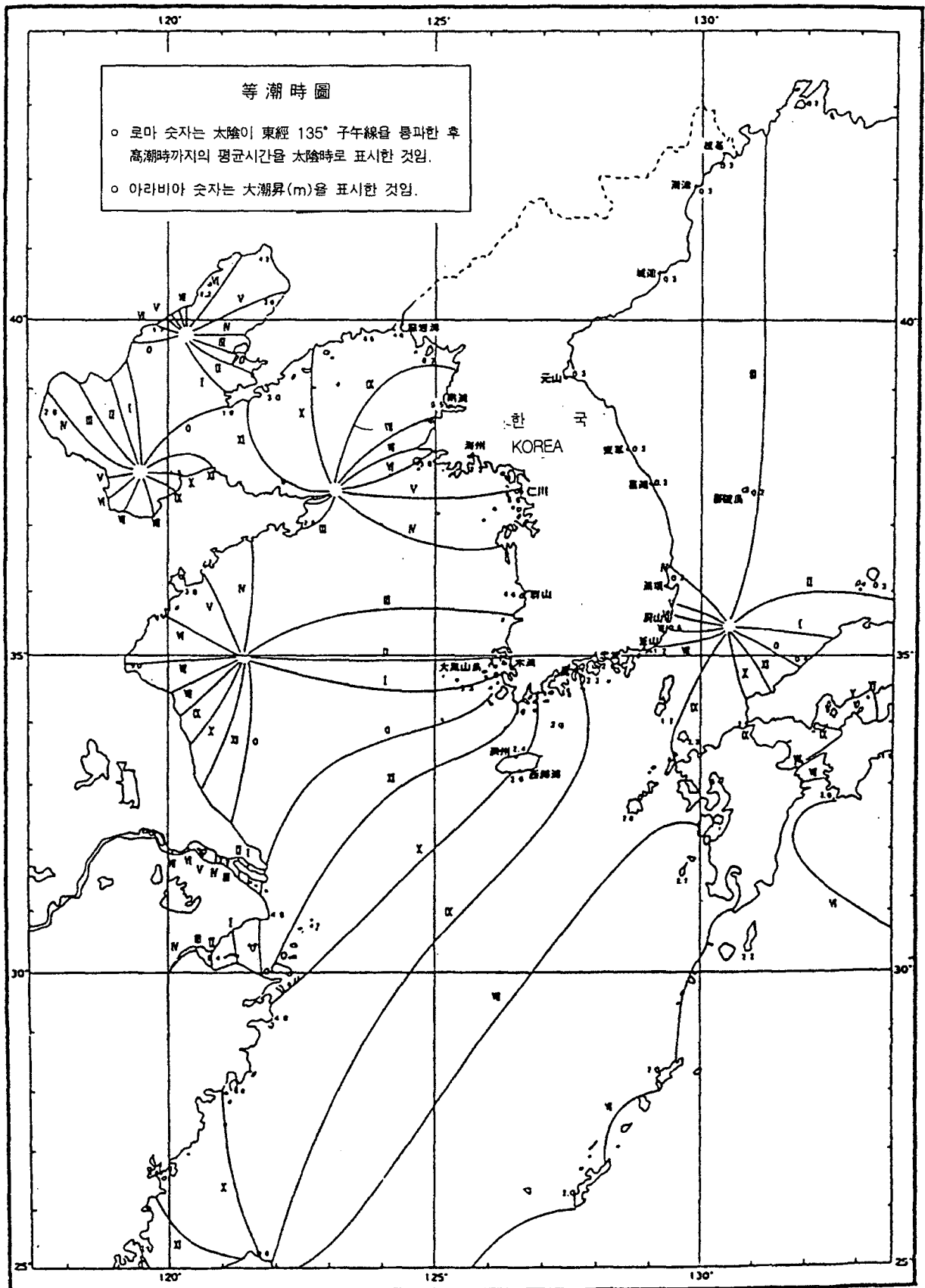
임의 지점에서 실측 조위 h_t 는 다음 식으로 표현된다.

$$h_t = A_0 + \sum fH \cos(V_0 + U + nt - K) \quad (\text{해6-1})$$

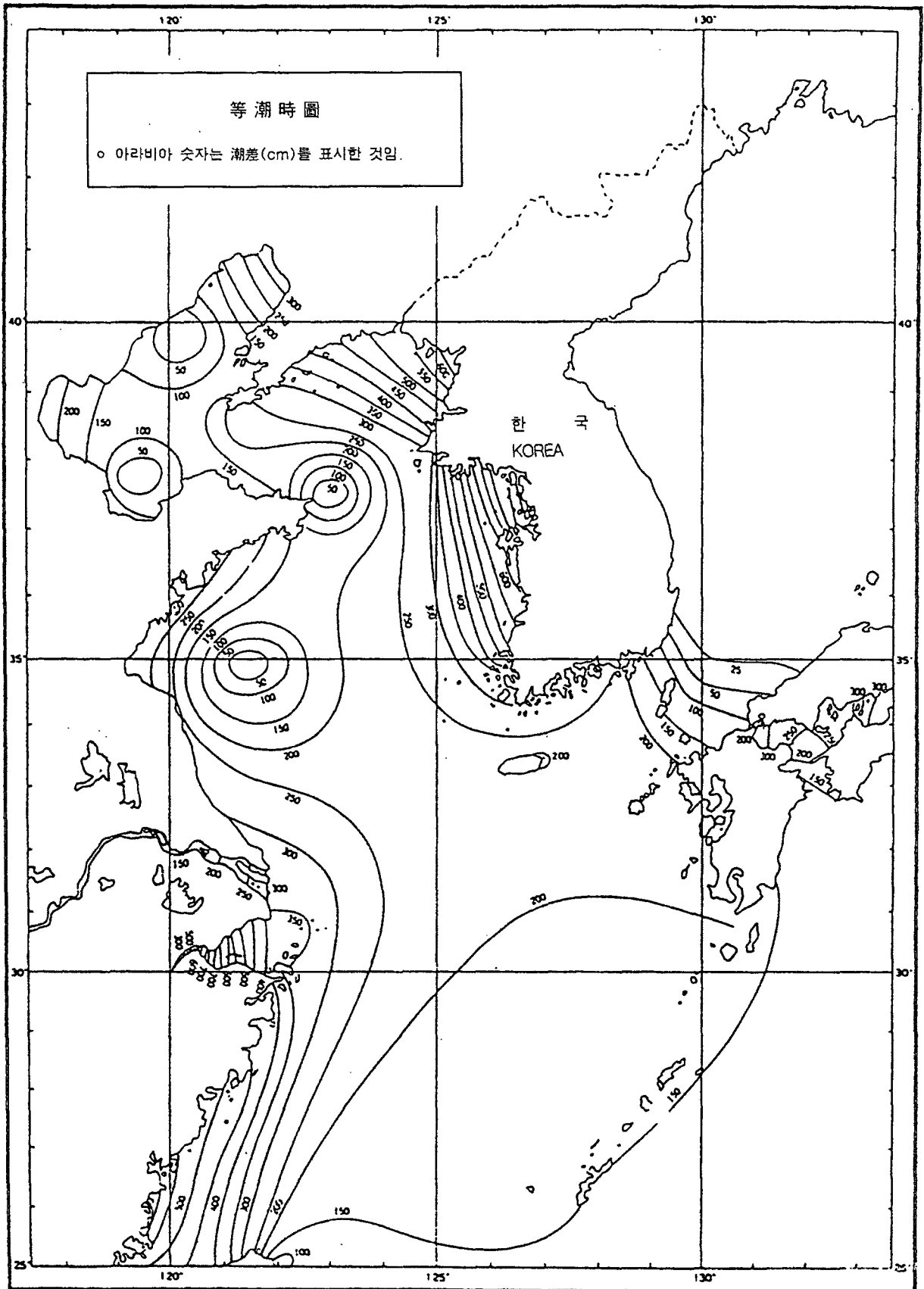
여기서, A_0 : 평균해면
 f, V_0, U : 천체운동에서 얻어지는 천문상수(시간의 함수)
 H : 半潮差
 K : 位相 遲角
 n : 分潮의 속도

각 分潮의 潮差의 1/2이 半潮差이고, 그 가상 천체가 자오선을 통과하고 난 후 그 分潮가 高潮가 될 때까지의 시간을 각도로 표시한 것이 위상 지각이다.

分潮의 수는 매우 많지만 그 가운데서 4대 주요 分潮는 표해(6-3)와 같다. 표해(6-4)는 한국 연안의 주요 分潮의 조화상수이다.



도해(6-1) 한국 연안의 M₂ 분조의 등조시도



도해(6-2) 한국 연안의 대조차도 (M_2+S_2 분조의 등조차도)

표해(6-2) 주요 항만의 朔望平均滿潮位(2004年末現在)

港 灣 名	朔望平均 滿潮位
仁 川 港	927
平 澤 港	961
大 山 港	826
安 興 港	705
保 寧 港	776
群 山 內 港	738
群 山 外 港	741
蝟 島 港	674
桂 馬 港	696
木 浦 港	484
大黑山島 港	381
莞 島 港	414
麗 水 港	377
巨 文 島 港	354
濟 州 港	295
幕 瑟 浦 港	289
西 歸 浦 港	316
城 山 浦 港	265
楸 子 港	337
統 營 港	300
釜 山 新 港	204
釜 山 港	144
蔚 山 港	66
浦 項 港	40
厚 浦 港	40
鬱 陵 港	44
墨 湖 港	45
束 草 港	50

표해(6-3) 4대 주요 分潮

기 호	명 칭	각속도/시간 (°/hr)	조화상수 기호	
			반조차	지각
M ₂	주태음반일주조	28.984	Hm	Km
S ₂	주태양반일주조	30.000	Hs	Ks
O ₁	태음일주조	13.943	Ho	Ko
K ₁	일월합성일주조	15.041	H'	K'

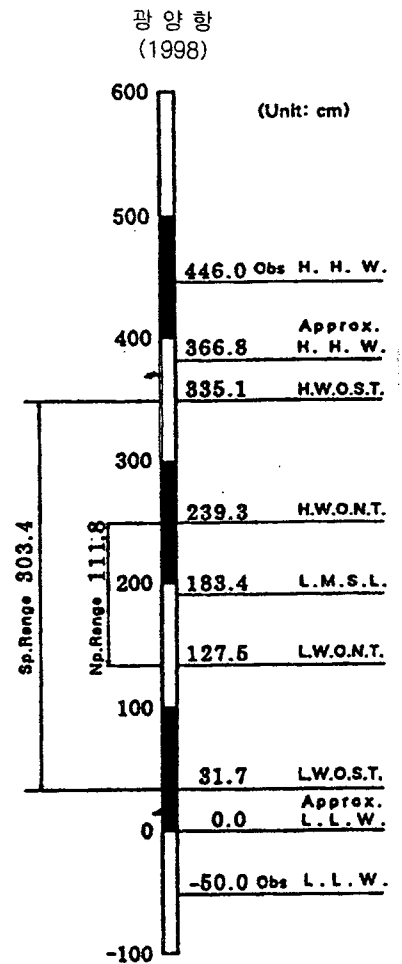
(4) 조석의 비조화상수(비조화상수)

조석의 조화상수로부터 산정되는 조석의 비조화상수는 潮差, 潮位 및 潮時 間隔 등 실제의 항만설계에 이용되는 조석의 제원으로서 약최고고조위, 대조평균고조위, 평균고조위, 소조평균고조위, 평균 해면, 소조평균저조위, 평균저조위, 대조평균저조위, 약최저저조위, 평균고조간격과 평균저조간격, 그리고 대조차, 평균조차, 소조차 등이 있다.

비조화상수 계산식은 다음과 같다.

- 평균고조간격(M.H.W.I) : km/29시
- 평균저조간격(M.L.W.I) : km/29시+6시12분
- 약최고고조위(Approx.H.H.W) : 2(Hm+Hs+Ho+H')
- 대조평균고조위, 대조승(H.W.O.S.T) : 2(Hm+Hs)+Ho+H'
- 평균고조위(H.W.O.M.T) : 2Hm+Hs+Ho+H'
- 소조평균고조위, 소조승(H.W.O.N.T) : 2Hm+Ho+H'
- 평균해면(M.S.L) : Hm+Hs+Ho+H'
- 소조평균저조위(L.W.O.N.T) : 2Hs+Ho+H'
- 평균저조위(L.W.O.M.T) : Hs+Ho+H'
- 대조평균저조위(L.W.O.S.T) : Ho+H'
- 약최저저조위(Approx.L.L.W) : 0.0
- 대조차(Spring Range, Sp. Range) : 2(Hm+Hs)
- 평균조차(Mean Range, Mn. Range) : 2Hm
- 소조차(Neap Range, Np. Range) : 2(Hm-Hs)

표해(6-5)는 한국 연안의 조석의 비조화상수이다.



도해(6-3) 광양항의 조위면도

표해(6-4) 한국 연안의 주요분조의 조화상수

지 명	위치		M ₂		S ₂		K ₁		O ₁	
	위도	경도	H(cm)	K(°)	H(cm)	K(°)	H(cm)	K(°)	H(cm)	K(°)
속 초	38°12'	128°36'	7.1	81.7	2.5	102.4	5.2	356.4	4.8	321.7
목 호	37°33'	129°07'	6.9	85.7	2.3	106.5	4.9	357.5	4.7	321.8
동해항	37°30'	129°08'	7.1	81.0	2.5	101.4	5.3	350.5	4.7	319.0
삼척	37°26'	129°12'	5.8	78.4	2.1	92.2	4.7	357.6	4.9	317.0
임원	37°14'	129°21'	5.1	88.4	1.2	116.3	4.6	4.5	4.6	326.5
죽변	37°03'	129°25'	4.4	91.6	0.8	116.0	3.9	3.6	4.3	332.7
후포	36°40'	129°27'	4.1	92.3	1.1	117.80	4.2	-3.0	4.1	322.9
강구	36°21'	129°24'	3.3	102.0	0.9	119.1	4.4	9.2	4.2	327.8
포항	36°01'	129°24'	3.1	121.0	0.7	167.6	4.2	3.5	4.3	326.9
월포	36°12'	129°23'	3.0	111.6	0.6	134.1	4.7	9.0	4.3	320.2
구룡포	35°59'	129°34'	2.9	135.0	1.0	187.5	4.1	1.5	3.6	331.5
감포	35°48'	129°31'	4.7	158.8	1.8	216.4	3.6	7.0	3.9	331.0
미포	35°31'	129°27'	13.0	202.7	6.1	245.9	4.3	343.7	4.8	24.1
울산	35°30'	129°23'	16.3	212.3	7.8	246.8	3.3	45.1	3.0	350.3
은산	35°27'	129°21'	17.3	209.4	7.5	248.0	3.1	46.2	3.7	357.0
부산	35°06'	129°02'	40.0	232.8	18.9	261.3	4.4	137.1	1.6	112.2
진해	35°09'	128°39'	60.0	242.1	27.5	268.9	7.5	151.6	4.7	141.3
마산	35°12'	128°35'	58.2	241.4	27.6	268.6	8.1	157.1	4.4	131.7
옥포	34°52'	128°43'	57.1	241.4	27.3	271.3	7.7	155.7	4.6	128.2
장승포	34°52'	128°44'	56.6	238.5	25.6	265.3	7.8	147.8	4.2	135.5
구조라	34°48'	128°42'	58.5	242.7	27.0	267.2	11.3	174.4	10.3	137.3
통영	34°49'	128°26'	79.6	248.4	37.0	275.9	14.7	172.6	9.7	149.4
삼천포	34°55'	128°04'	94.3	250.9	41.7	272.6	16.6	169.0	12.2	152.7
광양	34°53'	127°46'	108.0	254.5	50.3	282.1	19.5	174.8	13.3	152.6
여수	34°45'	127°46'	101.2	253.9	47.4	282.7	20.0	190.7	12.2	152.6
나로도	34°28'	127°27'	105.1	266.4	46.9	291.2	24.0	190.9	15.2	153.3
거문도	34°02'	127°19'	89.7	269.8	40.1	294.7	23.4	193.0	16.8	171.2
녹동	34°31'	127°08'	116.2	278.7	47.9	296.5	26.0	181.3	19.0	171.1
완도	34°19'	126°46'	107.1	283.5	46.1	308.4	27.1	194.1	19.9	171.7
성산포	33°29'	126°56'	60.6	276.8	28.1	297.7	23.1	208.1	15.4	183.0
서귀포	33°14'	126°34'	75.7	274.1	33.7	293.9	24.5	200.8	17.7	177.1
화순	33°14'	126°20'	77.3	280.7	31.4	303.8	24.1	203.2	19.7	177.1
한림	33°25'	126°16'	72.8	312.7	27.7	334.6	23.3	212.4	19.1	198.8
제주	33°31'	126°33'	71.3	304.9	30.1	326.4	23.0	211.1	17.3	189.9
대흑산도	34°41'	125°27'	106.2	28.0	36.0	64.1	24.2	245.7	18.9	223.4
홍도	34°41'	125°12'	96.3	24.0	30.4	55.1	24.3	243.4	17.0	223.4
목포	34°47'	126°23'	141.09	29.6	47.8	70.2	30.5	243.4	23.6	219.9
장항	36°00'	126°41'	224.8	82.8	87.4	127.7	37.9	275.6	23.8	249.1
군산외항	35°58'	126°38'	220.1	82.2	81.6	126.3	34.4	272.0	26.2	243.9
보령	36°24'	126°29'	229.4	86.8	89.1	130.8	36.1	276.2	27.2	247.9
대산	37°00'	126°21'	244.6	111.9	90.4	160.5	37.1	284.2	28.1	198.7
평택	36°58'	126°49'	286.7	124.9	111.3	173.9	39.2	293.5	28.6	264.8
인천	37°28'	126°36'	286.2	129.5	112.7	179.1	39.4	295.3	25.2	266.4

표해(6-5) 한국 연안의 조석의 비조화상수

지 명	대조차 (Sp. R)	소조차 (Np. R)	대조평균 고 조 위 (HWOST)	소조평균 고 조 위 (HWONT)	평균해면 (MSL)	평균고조간격 (MHWI)	형태수 (TF)
속 초	19.2	9.2	29.1	24.1	19.5	2:49	1.04
목 호	18.4	9.2	28.0	23.4	18.8	2:57	1.04
동 해	19.2	9.2	29.2	24.2	19.6	2:48	1.04
삼 척	15.8	7.4	25.4	21.2	17.5	2:42	1.22
임 원	12.5	7.7	21.6	19.3	15.4	3:03	1.46
죽 변	10.4	7.1	18.6	17.8	13.4	3:10	1.58
후 포	10.4	6.0	18.7	16.5	13.5	3:11	1.60
강 구	8.4	4.8	17.0	15.2	12.8	3:31	2.05
포 항	7.6	4.7	16.0	14.6	12.2	4:10	2.24
월 포	7.2	4.8	16.2	15.0	12.6	3:51	2.50
구 룡 포	7.8	3.8	15.5	13.5	11.6	4:39	1.97
감 포	13.0	5.8	20.5	16.9	14.0	5:29	1.12
미 포	38.2	13.8	47.3	35.1	28.2	6:59	0.48
울 산	48.0	17.0	54.3	38.7	30.3	7:19	0.26
은 산	49.6	19.6	56.4	41.4	31.6	7:13	0.27
부 산	117.6	42.2	123.6	85.9	64.8	8:02	0.10
진 해	175.0	65.0	187.2	132.2	99.7	8:21	0.14
마 산	171.6	61.2	184.1	128.9	98.3	8:20	0.15
옥 포	168.8	59.6	181.1	126.5	96.7	8:19	0.15
장 승 포	164.4	62.0	176.4	125.2	94.2	8:13	0.15
구 조 라	171.0	63.0	192.6	138.6	107.1	8:22	0.25
통 영	233.2	85.1	257.6	183.5	141.0	8:34	0.21
삼 천 포	272.0	105.2	300.8	217.4	164.8	8:39	0.21
광 양	316.6	115.4	349.4	248.8	191.1	8:47	0.21
여 수	297.2	107.6	329.4	234.6	180.8	8:45	0.22
나 로 도	304.0	116.4	343.2	249.4	191.2	9:11	0.26
거 문 도	259.7	99.2	299.9	219.6	170.1	9:18	0.31
녹 동	328.2	136.6	373.2	277.4	209.1	9:37	0.27
완 도	306.4	122.0	353.5	261.3	200.3	9:47	0.31
성 산 포	177.4	65.0	215.9	159.7	127.2	9:33	0.43
서 귀 포	218.8	84.0	261.0	193.6	151.6	9:27	0.39
화 순	217.4	91.8	261.2	198.4	152.5	9:41	0.40
한 립	201.1	90.2	243.4	188.0	142.9	10:47	0.42
제 주	202.8	82.4	243.1	182.9	141.7	10:31	0.40
대흑산도	284.4	140.5	327.6	255.6	185.3	0:58	0.30
홍 도	253.4	131.8	294.7	233.9	168.0	0:50	0.33
목 포	377.8	186.5	431.9	336.2	242.9	1:01	0.29
장 항	624.3	274.8	686.0	511.2	373.8	2:51	0.20
군산외항	603.3	276.9	663.9	500.7	362.2	2:50	0.30
보 령	637.0	280.5	700.3	522.0	381.8	3:00	0.20
대 산	670.0	308.4	735.2	554.4	400.2	3:52	0.19
평 택	796.0	350.8	863.7	641.2	465.7	4:18	0.17
인 천	797.7	347.0	862.3	637.0	463.5	4:28	0.16

(5) 평균해면

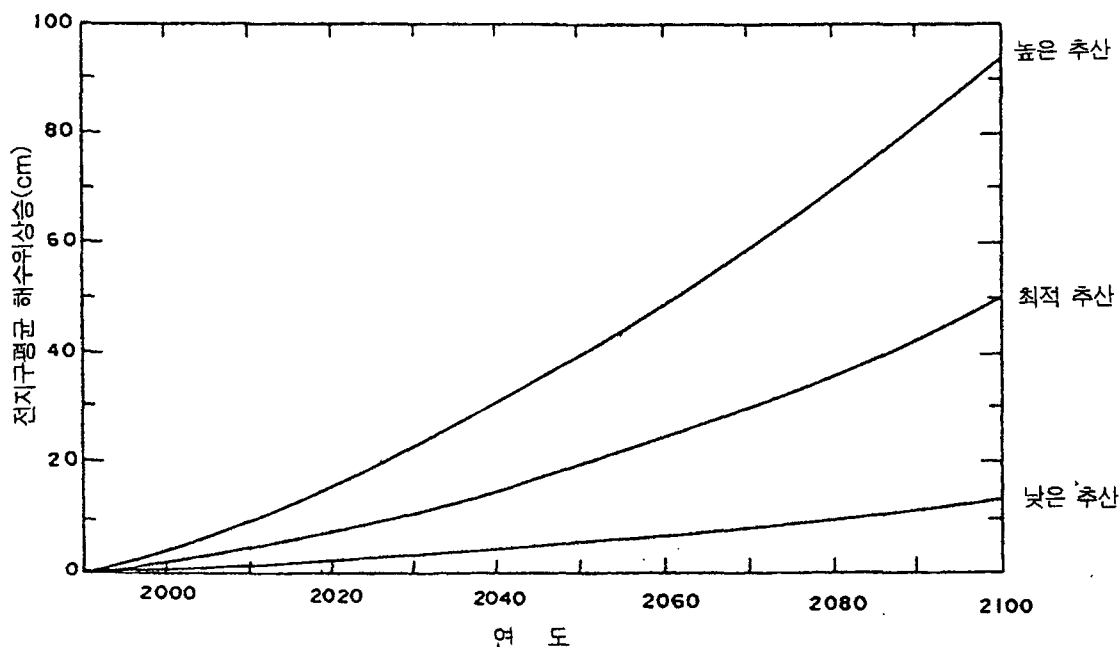
한국 지형도의 표고의 기준인 인천항의 중등조위(中等潮位)는 인천항의 연평균해면이다. 그러나, 임의의 항만의 연평균해면은 그 항만 부근에 설치된 국립지리원 수준점(B.M)의 표고의 0점(인천항의 중등조위를 수준측량한 면)과 반드시 일치하지는 않는다. 따라서, 항만의 연평균해면은 해당 지점에서 직접 자기검조에 의한 1년 이상의 조위 관측치로부터 매일 매시의 조위의 평균치로 계산하여야 한다.

국립해양조사원에서는 한국 연안의 주요 항만에 설치된 검조소의 관측치로부터 매일, 매월, 매년의 평균해면치를 수로기술연보에 발표하고 있다.

(6) 평균해면의 장기적인 상승

IPCC 제2차 영향평가보고서에 의하면 지구 온난화에 따른 장기적인 평균해면의 상승량은 1990년부터 2100년 사이에 10~95cm로 추정되고 있다. 도해(6-4)는 IPCC 패널에 의한 해수면 상승 예측치를 나타낸 것이다. 평균해면은 앞으로 계속 상승하는 경향이 있는데 그 상승량을 정량적으로 평가하는 것은 어려우며, IPCC 패널에서는 3가지 종류의 추정치를 제시하고 있다.

이러한 정량적으로 불확실한 수위 상승량을 설계 시점에서 고려하는 것은 곤란하므로 해수위 상승에 대한 대응은 유지관리에서 행할 수밖에 없다. 그러나 매우 장기간에 걸쳐 공용될 교량의 여유고나 매립지의 배수구 설계 등 사후 대책마련이 어려울 것으로 예측되는 주요 구조물의 설계에 있어서는 해수위 상승 예측량을 적절히 고려하여 설계할 수 있다.



도해(6-4) IPCC 패널에서의 해수면 상승 예측(Business as usual 시나리오에 의함)

(7) 기본수준면의 결정

한국 연안의 수심측정의 기준인 기본수준면은 약최저저조위로서 연평균해면으로부터 주요 4대 分潮(M_2 , S_2 , O_1 , K_1 分潮)의 半潮差를 합한 만큼 아래로 내려간 면이다.

$$DL = A_o - (H_m + H_s + H_o + H') \quad (\text{해6-2})$$

여기서, DL : 기본수준면
 A_o : 연평균해면
 H_m, H_s, H_o, H' : 4개 分潮의 半潮差

조석의 높이 즉, 潮高 또는 潮位는 어떤 기준면으로부터 측정한 값이며 수심은 그 기준면으로부터 아래로 측정한 값이므로 그 기준면을 명백히 설정하여야 한다. 현재 한국에서는 약최저저조위(Approx. L.L.W) 일명, 인도양 대조저조위(Indian Spring Low Water)를 기본수준면(DL)으로 채택하여 해도, 조석표, 항만공사 등의 기준면으로 사용하고 있다. 외국에서는 국가별로 평균조위, 대조평균저조위, 평균저조위 등을 기본수준면으로 채택하고 있다.

기본수준면을 결정하기 위해서는 해당 지점의 연평균해면치와 4대 주요 分潮의 半潮差 값을 결정하여야 한다. 원칙적으로 기본수준면은 국립해양조사원의 基本水準点標(기본수준점표, Tidal Bench Mark, T.B.M)의 성과를 이용하여야 한다. 만일 기본수준점표가 없는 경우에는 1개월 이상 검조하고 이를 조화분석하여 4대 주요 分潮의 조화상수를 얻어 결정하여야 한다.

해당 지점의 연평균해면은 다음과 같이 결정한다.

$$A_o' = A_1' + (A_o - A_1) \quad (\text{해6-3})$$

여기서, A_o' : 해당 지점의 연평균해면
 A_o : 기준검조소의 연평균해면
 A_1', A_1 : 같은 기간의 해당 지점 및 기준검조소의 평균해면

(8) 기본수준점표 성과

국립해양조사원은 각 항의 기본수준점표를 설치하고 그 성과를 수로연보와 조석표에 기재·공표하고 있는데, 그 중 주요 항만의 기본수준점표 성과는 표해(6-6)와 같다.

(9) 기준 검조소

한국 연안에서 연중 조석관측을 실시중인 기준검조소가 설치되어 있는 항만은 다음과 같다.

동해안 : 속초, 묵호, 울릉도, 포항, 울산

남해안 : 부산, 가덕도, 충무, 여수, 거문도, 완도, 제주, 서귀포, 추자도

서해안 : 대흑산도, 목포, 안마도, 위도, 군산내항, 군산외항, 보령, 안흥, 아산, 인천

표해(6-6) 한국 연안의 기본수준점표 성과

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
동 해 안 East Coast	° ' "	° ' "						
거 진	No.4	38-26-38	128-27-31	수 로 국	진유원판	209.4	227.2	94. 6.
	No.5	38-26-40	128-27-33	해양조사원	"	212.2	230.0	00. 8.
	No.6	38-26-38	128-27-32	"	"	187.6	205.4	02. 3.
속 초	No.1	38-12-15	128-35-40	수 로 국	주 석	633.9	653.4	69. 9.
	No.2	38-12-15	128-35-47	"	진유원판	169.4	188.9	85.10.
	No.3	38-12-16	128-35-48	"	"	159.3	178.8	88.12.
목 호	No.2	37-32-51	129-07-08	"	"	174.8	193.6	86.11.
	No.5	37-33-05	129-07-21	해양조사원	"	487.7	506.5	03. 3.
	No.6	37-32-58	129-07-05	"	"	334.8	353.6	03. 3.
저 동	No.3	37-29-28	130-54-54	"	"	302.2	318.2	82. 4.
	No.4	37-29-34	130-54-50	"	"	212.4	228.4	82. 4.
삼 척	No.2	37-26-17	129-11-41	"	"	533.1	550.6	85.10.
	No.5	37-26-10	129-11-33	해양조사원	진유원판	313.8	331.3	97.10.
	No.6	37-26-19	129-11-42	"	"	658.7	676.2	02. 3.
독 도	No.1	37-14-09	131-52-21	수 로 국	"	239.5	255.6	89. 8.
	No.2	37-14-11	131-52-18	"	"	318.7	334.8	89. 8.
임 원	No.3	37-13-32	129-20-44	해양조사원	"	282.6	298.0	00.10.
	No.5	37-13-33	129-20-40	"	"	194.9	210.3	02. 3.
	No.6	37-13-29	129-20-46	"	"	283.3	298.7	02. 3.
죽 변	No.1	37-03-17	129-25-21	"	"	130.6	144.1	00.10.
	No.2	37-03-16	129-25-17	"	"	236.7	250.2	00.10.
	No.3	37-03-17	129-25-23	"	"	197.1	210.6	02. 3.
후 포	No.5	36-40-36	129-28-06	수 로 국	"	328.7	342.2	95. 5.
	No.7	36-40-37	129-28-03	해양조사원	"	294.4	307.9	00. 8.
	No.8	36-40-37	129-28-02	"	"	313.0	326.5	01. 5.
	No.9	36-40-28	129-27-20	"	"	327.3	340.8	03. 3.
강 구	No.3	36-21-22	129-23-33	수 로 국	"	152.0	164.7	85. 9.
	No.6	36-21-22	129-23-33	해양조사원	"	184.6	197.3	00. 9.
	No.7	36-21-22	129-23-33	"	"	156.2	168.9	01. 5.
월 포 리	No.2	36-12-23	129-22-55	수 로 국	주 석	551.6	564.2	72. 5.
	No.5	36-12-20	129-22-49	해양조사원	진유원판	364.3	376.9	01. 5.
	No.6	36-12-18	129-22-48	"	"	489.7	502.3	01. 5.
	No.7	36-12-16	129-22-49	"	"	347.5	360.1	01. 5.
	No.8	36-12-23	129-22-53	"	"	236.4	249.0	01. 5.
	No.9	36-12-23	129-22-55	"	"	164.2	176.8	01. 5.

제 6 장 조 석

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
포 항	No.1	36-02-56	129-22-39	수 로 국	주 석	243.8	256.1	77. 1.
	No.3	36-02-55	129-22-39	해양조사원	진유원판	124.2	136.5	99. 9.
	No.5	36-02-39	129-23-10	"	"	371.7	384.0	02.11.
구 룡 포	No.2	35-59-18	129-33-36	수 로 국	"	181.2	192.8	85. 4.
	No.3	35-59-17	129-33-36	해양조사원	"	239.0	250.6	99. 9.
	No.4	35-59-17	129-33-33	"	"	202.5	214.1	01. 5.
양 포	No.2	35-52-44	129-31-20	수 로 국	주 석	323.8	335.6	82. 6.
	No.3	35-52-45	129-31-19	해양조사원	진유원판	255.9	267.7	99. 9.
	No.4	35-52-44	129-31-24	"	"	171.6	183.4	01. 5.
감 포	No.5	35-48-05	129-30-27	"	"	330.4	344.4	01. 5.
	No.6	35-48-04	129-30-27	"	"	397.3	411.3	01. 5.
	No.7	35-48-06	129-30-28	"	"	287.9	301.9	03. 3.
정 차	No.1	35-36-56	129-27-10	수 로 국	"	282.5	303.8	85. 9.
	No.3	35-36-56	129-27-09	"	"	295.7	317.0	95. 7.
	No.4	35-36-55	129-27-14	해양조사원	"	249.3	270.6	01. 5.
울 산	No.1	35-30-04	129-23-20	건 설 부	주 석	245.6	276.0	75. 2.
	No.5	35-30-02	129-23-22	해양조사원	진유원판	257.1	287.5	96. 9.
	No.6	35-30-02	129-23-22	"	"	327.7	358.1	03. 7.
방 어 진	No.3	35-28-46	129-25-35	수 로 국	주 석	152.4	183.2	85. 9.
	No.5	35-28-45	129-25-35	해양조사원	진유원판	250.1	280.9	96. 9.
	No.6	35-28-48	129-25-38	"	"	250.4	281.2	01. 5.
온 산	No.5	35-27-58	129-21-01	"	"	69.9	101.5	01. 5.
	No.6	35-27-59	129-21-00	"	"	98.5	130.1	01. 5.
	No.8	35-27-54	129-21-09	"	"	163.2	194.8	03. 3.

명 칭	위 차		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
지 세 포	No.1	34-49-39	128-42-22	수 로 국	주 석	243.5	339.3	85. 7.
	No.3	34-49-39	128-42-21	해양조사원	진유원판	302.0	397.8	00. 8.
	No.4	34-49-40	128-42-22	"	"	238.0	333.8	02. 4.
구 조 라	No.2	34-47-55	128-42-06	수 로 국	"	341.2	448.3	82.11.
	No.4	34-47-57	128-42-02	해양조사원	"	220.2	327.3	00. 8.
	No.5	34-47-55	128-42-06	"	"	388.2	495.3	04. 4.
진 해	No.1	35-08-47	128-38-27	"	"	287.1	386.8	98. 9.
	No.2	35-08-49	128-38-28	"	"	349.6	449.3	98. 9.
고 현	No.1	34-53-20	128-37-11	수 로 국	"	222.4	320.8	92. 8.
	No.2	34-53-11	128-37-16	"	"	221.7	320.1	92. 8.
	No.5	34-53-21	128-37-12	해양조사원	"	249.2	347.6	04. 4.
마 산	No.6	35-11-15	128-34-09	수 로 국	"	290.4	388.8	96.11.
	No.8	35-11-12	128-34-06	해양조사원	"	173.2	271.6	02. 4.
	No.9	35-11-13	128-34-07	"	"	276.9	375.3	04. 4.
	No.10	35-11-49	128-34-48	"	"	184.5	282.9	04. 4.
	No.11	35-11-49	128-34-48	"	"	174.6	273.0	04. 4.
통 영	No.8	34-50-21	128-25-21	수로국	"	308.8	449.8	91. 6.
	No.9	34-50-22	128-25-21	해양조사원	"	286.5	427.5	98. 9.
	No.10	34-49-29	128-26-13	"	"	215.2	356.2	99. 9.
	No.12	34-49-30	128-26-13	"	"	276.5	417.5	04. 4.
	No.13	34-49-30	128-26-12	"	"	283.7	424.7	04. 4.
육 지 도	No.5	34-37-53	128-16-09	"	"	361.6	504.8	99.11.
	No.6	34-37-51	128-16-11	"	"	334.7	477.9	99.11.
	No.7	34-37-50	128-16-12	"	"	251.3	394.5	04. 4.

제 6 장 조 석

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
미 조 리	No.3	34-42-30	128-02-57	수 로 국	진유원판	311.0	463.6	90. 8.
	No.4	34-42-33	128-02-56	"	"	296.0	448.6	90. 8.
	No.6	34-42-27	128-02-57	해양조사원	"	316.0	468.6	04. 4.
양 아 리	No.1	34-42-51	127-57-30	수 로 국	주 석	475.2	646.6	68. 7.
	No.4	34-42-51	127-57-30	해양조사원	진유원판	427.0	598.4	02. 4.
	No.5	34-42-52	127-57-31	"	"	321.1	492.5	02. 4.
노 량 리	No.4	34-56-16	127-52-38	수 로 국	주 석	279.3	459.7	82. 9.
	No.5	34-56-16	127-52-38	해양조사원	진유원판	325.6	506.0	96. 6.
	No.6	34-56-17	127-52-37	"	"	187.8	368.2	02. 4.
서 상 리	No.2	34-48-28	127-49-58	수 로 국	주 석	631.3	814.7	74. 5.
	No.4	34-48-28	127-49-58	해양조사원	진유원판	537.4	720.8	00. 8.
	No.5	34-48-28	127-49-58	"	"	504.1	687.5	02. 4.
우 학 리	No.2	34-30-20	127-46-08	수 로 국	주 석	386.7	557.4	77. 5.
	No.3	34-30-16	127-46-03	해양조사원	진유원판	313.0	483.7	98. 9.
	No.4	34-30-16	127-46-04	"	"	287.9	458.6	02. 4.
여 수	No.1	34-44-24	127-45-12	수 로 국	주 석	411.7	592.5	57. 3.
	No.5	34-44-39	127-46-06	해양조사원	진유원판	316.7	497.5	00. 8.
	No.6	34-44-38	127-46-07	"	"	391.4	572.2	04. 4.
광 양	No.3	34-54-01	127-45-29	수 로 국	주 석	421.2	612.3	89.10.
	No.4	34-54-01	127-45-30	"	진유원판	413.7	604.8	94.10.
	No.5	34-54-02	127-45-29	해양조사원	"	421.5	612.6	02. 4.

명 칭	위 치		설치차 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
성 산 포	No.3	33-28-05	126-55-55	수 로 국	주 석	289.3	416.5	90. 7.
	No.5	33-28-07	126-55-55	해양조사원	진유원판	337.6	464.8	97.10.
	No.6	33-28-06	126-55-54	"	"	253.5	380.7	01. 9.
청 산 도	No.4	34-10-41	126-51-55	수 로 국	주 석	219.4	401.4	94. 7.
	No.5	34-10-39	126-51-34	해양조사원	진유원판	234.4	416.4	99. 9.
	No.6	34-10-42	126-51-47	"	"	149.3	331.3	01. 9.
완 도	No.5	34-18-46	126-45-44	수 로 국	주 석	366.7	566.9	92. 8.
	No.6	34-18-47	126-45-44	해양조사원	진유원판	318.3	518.5	99. 9.
	No.8	34-18-44	126-45-41	"	"	342.4	542.6	01. 9.
서 귀 포	No.3	33-14-22	126-33-51	수 로 국	주 석	369.3	520.9	82. 3.
	No.4	33-14-24	126-33-42	"	"	323.9	475.5	92. 8.
	No.5	33-14-22	126-33-52	해양조사원	진유원판	394.5	546.1	99.10.
제 주	No.5	33-31-05	126-31-44	수 로 국	"	209.2	350.9	95. 8.
	No.6	33-31-03	126-31-43	"	"	242.6	384.3	95. 8.
	No.7	33-31-26	126-32-40	해양조사원	"	276.6	418.3	99. 9.
	No.9	33-31-37	126-32-47	"	"	324.7	466.4	01. 9.
	No.10	33-31-34	126-32-37	"	"	320.5	462.2	01. 9.
추 자 도	No.3	33-57-34	126-18-00	수 로 국	주 석	312.0	479.8	82. 4.
	No.4	33-57-37	126-17-52	"	"	215.4	383.2	94.11.
	No.5	33-57-32	126-18-08	해양조사원	진유원판	224.3	392.1	00.11.
한 립	No.1	33-24-40	126-15-37	수 로 국	주 석	312.4	455.3	95. 5.
	No.3	33-24-45	126-15-51	"	"	240.5	383.4	95. 5.
	No.4	33-24-41	126-15-58	수 로 국	"	747.1	890.0	95. 5.
	No.5	33-24-41	126-15-36	해양조사원	진유원판	305.1	448.0	03. 4.

제 6 장 조 석

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상	
서 해 안 West Coast	。 ‘ ”	。 ‘ ”					
백 령 도 No.3	37-57-00	124-44-02	수 로 국	진유원판	349.4	558.9	94. 7.
No.4	37-56-58	124-44-03	해양조사원	"	489.8	699.3	00. 4.
No.5	37-56-57	124-44-04	"	"	508.2	717.7	00. 4.
대 칭 도 No.4	37-49-16	124-43-07	"	"	390.2	594.1	00. 4.
No.5	37-49-18	124-43-07	"	"	414.7	618.6	00. 4.
No.6	37-49-16	124-43-07	"	"	388.5	592.4	03. 4.
미 법 도 No.2	37-43-21	126-16-17	해 군	주 석	496.4	935.3	78.
No.5	37-43-21	126-16-17	해양조사원	진유원판	628.7	1067.6	03. 4.
연 평 도 No.3	37-39-07	125-42-51	수 로 국	주 석	481.0	847.6	92.10.
No.5	37-39-26	125-42-10	해양조사원	진유원판	470.5	837.1	00. 4.
No.6	37-39-26	125-42-10	"	"	563.2	929.8	00. 4.
No.7	37-39-06	126-42-40	"	"	492.4	859.0	03. 4.
주 문 도 No.2	37-38-59	126-13-51	수 로 국	"	850.7	1309.8	95. 8.
No.3	37-39-01	126-13-51	해양조사원	"	520.9	980.0	00. 4.
No.4	37-39-01	126-13-51	"	"	528.2	987.3	03. 4.
인 천 No.3	37-28-01	126-35-51	수 로 국	주 석	743.8	1207.8	81.12.
No.6	37-28-07	126-35-52	"	진유원판	596.4	1060.4	94.12.
No.7	37-27-51	126-36-19	"	"	651.6	1115.6	94.12.
No.9	37-26-54	126-35-56	해양조사원	"	536.5	1000.5	98.10.
No.10	37-26-47	126-35-50	"	"	572.7	1036.7	98.10.
No.11	37-26-57	126-35-39	"	"	559.1	1023.1	98.10.
용유도(을왕) No.1	37-26-26	126-23-25	"	"	615.1	1052.5	02. 5.
No.2	37-26-44	126-22-17	"	"	591.4	1028.8	02. 5.
No.3	37-26-43	126-22-17	"	"	609.6	1047.0	02. 5.

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
월 곳	No.1	37-23-17	126-44-38	해양조사원	진유원판	625.7	1081.1	02. 5.
	No.2	37-23-07	126-44-10	"	"	632.8	1088.2	02. 5.
소 무 의 도	No.1	37-22-14	126-26-38	해 군	주 석	650.6	1110.8	79.11.
	No.2	37-22-15	126-26-39	"	"	837.7	1297.9	79.11.
	No.3	37-22-15	126-26-39	해양조사원	진유원판	530.2	990.4	03. 4.
대 무 의 도	No.1	37-22-31	126-26-09	"	"	751.8	1189.7	02. 6.
	No.2	37-22-26	126-26-30	"	"	752.4	1190.3	02. 6.
팔 미 도	No.1	37-21-32	126-30-47	"	"	531.9	973.4	02. 5.
	No.2	37-21-18	126-30-52	"	"	516.4	957.9	02. 5.
대부도(북동)	No.1	37-17-02	126-32-24	"	"	320.0	764.2	02.11.
	No.2	37-17-02	126-32-24	"	"	376.4	820.6	02.11.
부 리	No.4	37-14-59	126-07-15	"	"	547.7	972.3	00. 4.
	No.5	37-15-00	126-07-14	"	"	476.3	900.9	03. 4.
영 흥 도	No.1	37-13-51	126-25-03	"	"	791.0	1214.0	02. 6.
	No.2	37-13-51	126-25-03	"	"	477.0	900.0	02. 6.
선 재 도	No.1	37-15-04	126-30-48	"	"	538.9	977.6	02. 8.
	No.2	37-15-04	126-30-48	"	"	548.1	986.8	02. 8.
진 리	No.3	37-13-34	126-09-39	수 로 국	주 석	462.6	890.8	83. 3.
	No.6	37-13-34	126-09-38	해양조사원	진유원판	471.1	899.3	00. 4.
	No.8	37-13-34	126-09-37	"	"	466.7	894.9	03. 4.
대부도(남동)	No.1	37-11-44	126-32-14	"	"	508.4	937.9	02.11.
	No.2	37-11-44	126-32-14	"	"	650.1	1079.6	02.11.
안산(탄도)	No.1	37-11-22	126-38-59	"	"	543.8	976.9	00. 6.
	No.2	37-11-22	126-38-59	"	"	505.5	938.6	00. 6.
이 작 도	No.1	37-10-29	126-14-32	수 로 국	주 석	620.7	1040.5	82. 9.
	No.3	37-10-29	126-14-32	해양조사원	진유원판	608.3	1028.1	00. 4.
	No.4	37-10-34	126-14-27	"	"	691.3	1111.1	00. 4.
제 부 도	No.1	37-10-17	126-37-06	"	"	412.0	845.1	00. 6.
	No.2	37-10-17	126-37-06	"	"	651.1	1084.2	00. 6.
	No.3	37-10-17	126-37-06	"	"	713.6	1146.7	00. 6.
	No.6	37-10-41	126-37-16	"	"	515.0	948.1	02. 6.
	No.7	37-10-44	126-37-17	"	"	538.2	971.3	02. 8.
풍 도	No.4	37-06-32	126-23-44	수 로 국	"	521.4	952.9	88. 4.
	No.5	37-06-31	126-23-46	"	"	613.0	1044.5	88. 4.
	No.6	37-06-33	126-23-44	"	"	515.3	946.8	96. 6.

제 6 장 조 석

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
입 파 도	No.1	37-05-30	126-32-25	"	"	498.7	931.4	03. 8.
	No.2	37-05-29	126-32-25	"	"	476.4	909.1	03. 8.
	No.3	37-05-29	126-32-25	"	"	457.7	890.4	03. 8.
백 아 도	No.1	37-04-20	125-57-15	수 로 국	주 석	587.5	943.9	77. 5.
	No.3	37-04-22	125-57-19	"	진유원판	391.0	747.4	89. 8.
	No.4	37-04-22	125-57-19	해양조사원	"	591.1	947.5	03. 4.
대 란 지 도	No.1	37-03-02	126-27-04	"	"	558.8	984.4	01. 8.
	No.2	37-02-56	126-26-52	"	"	488.8	917.4	01. 8.
대 산 향	No.4	37-00-06	126-21-16	"	"	498.9	899.2	99. 9.
	No.5	37-00-06	126-21-20	"	"	478.6	878.9	02. 3.
	No.6	37-00-05	126-21-20	"	"	516.6	916.9	02. 3.
평 택	No.3	37-00-21	126-47-59	수 로 국	주 석	474.8	940.2	82. 6.
	No.5	37-00-03	126-48-01	"	진유원판	934.7	1400.1	94. 5.
	No.6	36-57-24	126-50-35	해양조사원	"	579.6	1045.0	00.10.
	No.7	36-57-24	126-50-36	"	"	619.5	1084.9	00.10.
	No.8	36-57-22	126-49-24	"	"	585.9	1051.3	98.
	No.9	36-57-51	126-49-29	"	"	620.4	1085.8	98.
	No.10	36-57-36	126-50-32	건설사무소	대 리 석	669.4	1134.8	98.
성 구 미	No.1	36-59-57	126-39-00	해양조사원	진유원판	512.0	966.3	03. 6.
	No.2	36-59-57	126-39-01	"	"	508.1	962.4	03. 6.
	No.3	36-59-57	126-39-02	"	"	813.8	1268.1	03. 6.

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
천 리 포	No.1	36-48-19	126-08-58	수 로 국	주 석	606.6	974.1	78.11.
	No.2	36-48-10	126-08-59	"	"	839.8	1207.3	78.11.
	No.3	36-48-10	126-08-59	해양조사원	진유원판	939.1	1306.6	02. 4.
어 은 리	No.1	36-45-12	126-07-25	"	"	522.7	887.0	03. 8.
	No.2	36-45-12	126-07-26	"	"	572.1	936.4	03. 8.
	No.3	36-45-12	126-07-27	"	"	571.5	935.8	03. 8.
도 향 리	No.1	36-41-37	126-13-44	"	"	549.7	912.4	03. 6.
	No.2	36-41-38	126-13-41	"	"	653.7	1016.4	03. 6.
	No.3	36-41-39	126-13-38	"	"	649.5	1012.2	03. 6.
안흥(신진도)	No.3	36-40-15	126-08-13	"	"	536.2	890.9	86. 8.
	No.4	36-40-14	126-08-04	"	"	376.9	731.6	99. 9.
	No.5	36-40-12	126-08-16	"	"	733.4	1088.1	02. 4.
가 의 도	No.1	36-40-33	126-04-13	"	"	643.6	996.6	98. 9.
	No.2	36-40-32	126-04-14	"	"	593.6	946.6	98. 9.
	No.3	36-40-31	126-04-14	"	"	578.3	931.3	02. 4.
정 죽 리	No.1	36-40-42	126-09-20	수 로 국	주 석	758.6	1116.8	77. 5.
	No.4	36-40-42	126-09-16	해양조사원	진유원판	463.9	822.1	99. 9.
	No.5	36-40-47	126-09-21	"	"	698.4	1056.6	02. 4.
궁 시 도	No.1	36-39-56	126-51-38	"	"	420.0	750.0	03. 8.
	No.2	36-39-55	126-51-38	"	"	427.0	757.0	03. 8.
	No.3	36-39-54	126-51-39	"	"	367.1	697.1	03. 8.

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
보 령	No.2	36-24-09	126-29-20	수 로 국	"	957.8	1339.6	85. 8.
	No.3	36-24-11	126-29-16	"	"	1015.3	1397.1	94.10.
	No.4	36-24-09	126-29-20	해양조사원	"	958.0	1339.8	99. 9.
대 천	No.5	36-19-38	126-30-26	"	"	522.9	907.0	02. 4.
	No.6	36-19-30	126-30-26	"	"	539.5	923.6	02. 4.
무 창 포	No.1	36-14-43	126-32-19	수 로 국	"	523.0	888.8	95. 7.
	No.2	36-14-48	126-32-14	"	"	520.0	885.8	95. 7.
	No.4	36-14-42	126-32-23	해양조사원	"	532.5	898.3	99. 9.
외 연 도	No.2	36-13-28	126-04-55	수 로 국	주 석	703.9	1022.1	80. 9.
	No.4	36-13-26	126-04-58	해양조사원	진유원판	509.0	827.2	99. 9.
	No.5	36-18-21	126-05-04	"	"	389.9	708.1	02. 4.
마 량 리	No.3	36-07-35	126-30-20	수 로 국	주 석	441.7	797.0	94. 8.
	No.4	36-07-34	126-30-20	해양조사원	진유원판	458.3	813.6	99. 9.
	No.5	36-07-34	126-30-20	"	"	650.1	1005.4	02. 4.
어 청 도	No.4	36-06-49	125-59-04	"	"	424.6	734.2	99. 9.
	No.5	36-06-51	125-59-03	"	"	413.6	723.2	99. 9.
	No.6	36-06-50	126-59-11	"	"	357.2	666.8	02. 4.
연 도	No.1	36-04-40	126-26-53	수 로 국	"	379.9	727.4	85. 6.
	No.3	36-04-46	126-26-53	해양조사원	"	316.7	664.2	02. 4.
	No.4	36-04-46	126-26-53	"	"	472.1	819.6	02. 4.
장 항	No.5	36-00-18	126-41-30	수 로 국	주 석	424.6	798.4	71. 9.
	No.6	36-00-17	126-41-31	해양조사원	진유원판	487.4	861.2	00. 4.
	No.7	36-00-17	126-41-32	"	"	494.6	868.4	00. 4.
	No.8	36-00-30	126-41-12	"	"	429.6	803.4	03.12.

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
말 도	No.2	35-51-11	126-19-47	수 로 국	주 석	468.0	796.6	88.10.
	No.3	35-51-04	126-19-13	"	진유원판	530.3	858.9	94. 5.
	No.4	35-51-04	126-19-13	"	"	644.9	973.5	94. 5.
	No.5	35-51-04	126-19-12	해양조사원	"	296.5	625.1	99. 9.
	No.2	35-48-17	126-24-50	수 로 국	주 석	411.6	735.3	80. 9.
선 유 도	No.4	35-48-17	126-24-50	해양조사원	진유원판	453.0	776.7	02. 4.
	No.5	35-48-10	126-24-47	"	"	363.8	687.5	02. 4.
	No.1	35-37-07	126-18-21	수 로 국	주 석	547.3	878.8	75. 8.
위 도	No.2	35-36-53	126-18-13	"	"	584.2	915.7	75. 8.
	No.3	35-37-07	126-18-21	"	진유원판	464.5	796.0	84.10.
	No.4	35-24-18	126-24-45	"	"	698.7	1040.4	91. 4.
영 광	No.8	35-24-18	126-24-45	해양조사원	"	713.6	1055.3	02. 4.
	No.9	35-24-21	126-24-42	"	"	846.2	1187.9	02. 4.
	No.5	34-46-45	126-23-28	"	"	723.5	966.4	01. 8.
목 포	No.6	34-46-37	126-23-39	"	"	315.4	558.3	01. 8.
	No.7	34-46-37	126-23-38	"	"	367.7	610.6	01.12.
	No.8	34-46-35	126-23-16	"	"	1297.6	1540.5	04. 4.
	No.3	34-43-05	125-56-22	"	"	366.2	583.6	01. 8.
비 금 도	No.4	34-43-07	125-56-27	"	"	485.2	702.6	04. 4.
	No.5	34-43-05	125-56-23	"	"	287.3	504.7	04. 4.
	No.2	34-41-12	125-26-43	수 로 국	주 석	360.8	546.1	65. 8.
대 흑 산 도	No.3	34-41-12	125-26-43	"	"	337.5	522.8	88. 5.
	No.4	34-41-06	125-26-48	해양조사원	진유원판	251.6	436.9	01. 8.

제 6 장 조 석

명 칭	위 치		설치자 표 지	재 질	표 고(cm)		설 치 년월일	
	위 도(N)	경 도(E)			MSL상	DL상		
시 하 도	No.1	34-41-52	126-14-32	수 로 국	주 석	260.1	485.2	77. 6.
	No.2	34-41-48	126-14-34	"	"	3803.9	4029.0	77. 6.
	No.3	34-41-52	126-14-33	해양조사원	진유원관	445.5	670.6	01. 8.
홍 도	No.1	34-40-45	125-11-40	수 로 국	"	609.5	777.5	83. 7.
	No.2	34-40-47	125-11-40	"	"	410.6	578.6	83. 7.
	No.3	34-40-46	125-11-40	해양조사원	"	453.4	621.4	01. 8.
우 수 영	No.2	34-35-03	126-18-55	수 로 국	"	235.1	438.2	94. 9.
	No.3	34-35-07	126-18-52	해양조사원	"	266.6	469.7	98.10.
	No.4	34-34-59	126-18-57	"	"	400.1	603.2	01. 8.
평 사 도	No.2	34-34-32	126-09-00	수 로 국	"	285.8	494.3	94. 8.
	No.3	34-34-27	126-09-05	해양조사원	"	559.2	767.7	98. 9.
	No.4	34-34-27	126-09-06	"	진유원관	333.8	542.3	01. 8.
벽 파 진	No.4	34-32-14	126-20-51	"	"	490.7	713.5	01. 8.
	No.5	34-32-12	126-20-52	"	"	266.2	489.0	04. 4.
	No.6	34-32-13	126-20-49	"	"	434.8	657.6	04. 4.
진도(회동리)	No.1	34-24-28	126-20-18	"	"	482.3	681.2	02. 5.
	No.2	34-25-08	126-20-54	"	"	368.7	567.6	02. 5.
	No.3	34-25-12	126-20-21	"	"	437.0	635.9	03. 2.
서 망 향	No.2	34-21-50	126-08-15	수 로 국	"	586.7	770.8	93. 4.
	No.3	34-21-49	126-08-16	해양조사원	"	327.9	512.0	01. 8.
	No.4	34-21-47	126-08-22	"	"	354.3	538.4	01. 8.
어 란 진	No.3	34-20-51	126-28-37	수 로 국	"	312.3	514.9	93. 6.
	No.4	34-20-51	126-28-32	해양조사원	"	409.0	611.6	98.10.
	No.5	34-20-50	126-28-34	"	"	349.3	551.9	98.10.

자료 : 국립해양조사원

6-3 폭풍해일

폭풍해일의 제원은 될 수 있는 한 장기간에 걸친 실측치, 기왕 재해시의 침수기록, 이상 기상조건에 대한 추산치를 참고하여 정한다.

[해설]

(1) 폭풍해일의 정의

실제 수위의 변동은 천문조, 기상조, 부진동, 그 밖의 해류, 해수온도, 계절적 기압변동, 하천 수위, 연안과 랑 등의 합성으로 나타난다. 이러한 요인 중 고·저기압의 통과에 수반되는 기압변동이나 바람 등의 기상 에 기인하는 해수면의 변화를 조위편차라 부른다. 폭풍해일은 태풍 등의 통과에 의해 나타나는 이상 조위 를 뜻하며, 그 요인은 기압 강하에 따른 조위 상승, 이것이 장파로서 변형하는 경우의 상승, 이에 유발되 는 부진동 그리고 바람에 의한 해수의 퇴적에 따른 상승 등이 있다.

(2) 관측 기간

폭풍해일의 관측기간은 될 수 있는 한 장기간일수록 바람직하는데, 필요한 최소 관측기간은 30년으로 생각 된다. 수십 년 이상의 장기간에 걸쳐 폭풍해일의 기록이 정리되어 있는 검토소는 적으므로 기상조건으로 부터 추산, 폭풍해일 재해, 신문, 고문서 등의 기록 조사, 기왕 재해자료 등을 수집하여 될수록 장기간의 폭풍해일에 대한 검토를 하여야 한다.

(3) 폭풍해일 대책에 대한 설계조위

폭풍해일 대책에 대한 설계조위는 본편 6-1에 서술한 바와 같다.

(4) 바람에 의한 해면상승

수심이 얇은 항만 등에서 태풍이 장시간 계속될 때에는 해수의 수송이 일어나 이것이 해안으로 향하면 퇴적이 생겨 해면이 상승한다. 취송거리를 $F(\text{km})$, 풍향과 해안선에 직교하는 선과의 교각을 α 라 할 때 해 안선에서의 상승량 Δh_w 는 다음 식으로 결정한다.

$$\Delta h_w = K \frac{F}{H} (W \cos \alpha)^2 \quad (\text{해6-4})$$

여기서, W 는 일정 풍속(m/s), H 는 평균수심(m)이다. K 는 콜딩(Colding)에 의하면 4.8×10^2 인데 각 항만에 따라 계수가 다르므로 해당 항만에 대하여 결정하여야 한다.

(5) 기압 강하에 의한 정적(靜的)인 해면 상승

기압이 천천히 $\Delta P(\text{hPa})$ 만큼 강하하면 그 부근의 해역은 주위의 기압이 강하하지 않은 해역과의 기압차에 의해 수면이 상승하게 된다. 이 상승량을 Δh_s 라 하면 다음과 같이 주어진다.

$$\Delta h_s = 0.991 \Delta P \quad (\text{해6-5})$$

따라서, 기압 변화 및 바람 등 기상 교란에 기인하는 폭풍해일(일명 기상조)의 높이 Δh 는 Δh_s 와 Δh_w 의 합으로 얻어진다.

$$\Delta h = \Delta h_s + \Delta h_w \quad (\text{해6-6})$$

표해(6-6)는 한국 연안에서 주요 항만의 폭풍해일 기록이다.

표해(6-6) 한국 연안의 폭풍해일기록(1959~1981)

구분	항명	속초	목호	포항	울산	부산	진해	여수	제주	목포	인천
	고조	편차(cm)	30	68	41	40	43	86	84	90	86
년월		79.8	68.10	81.9	81.9	74.7	59.9	66.8	64.8	59.9	72.10
원인		T-Irving	LP	T-Agnes	LP	T-Gilda	T-Sarah	T-Winne	T-Kathy	T-Sarah	LP
저조	편차(cm)	-27	-32	-34	-29	-46	-34	-61	-94	-122	-126
	년월	81.2	73.10	76.3	68.2	67.1	67.2	67.5	66.10	68.3	65.12
	원인	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P

C.H.P : 대륙성 고기압, T.H.P : 이동성 고기압.

(6) 高極·低極潮位 기록

관측기간의 최고 고조위와 최저 低潮位 기록을 각각 高極潮位(H.H.W) 및 低極潮位(L.L.W)라 하며, 국립 해양조사원의 수로기술연보에 각 검조소의 매월 및 매년의 고극·저극조위가 수록되어 있다.

(7) 폭풍해일의 추산식

폭풍해일의 최대 조위편차를 추산하기 위해서는 기압 강하에 의한 해수면 상승과 바람에 의한 해수 퇴적을 포함한 식(해6-7)에 의해 계산해도 좋다.

$$\Delta h = a(1,010 - P) + bW^2 \cos a + c \tag{해6-7}$$

- 여기서, Δh : 최대 조위편차(cm)
- P : 최대 기압(hPa)
- W : 최대 풍속(m/s)
- a : 주풍향과 최대풍속(W)시 풍향과의 교각(°)

계수 a, b, c는 각 지점마다 과거 관측된 조위편차와 기압, 바람과의 관계로부터 결정한다.

(8) 폭풍해일의 수치계산

폭풍해일 현상을 상세히 해석하기 위해서는 컴퓨터에 의한 수치계산을 행한다. 이것은 기압강하에 따른 해수면 상승과 바람에 의한 해면의 전단응력 및 점성에 의한 해저의 전단응력을 외력으로 하고 해수의 운동방정식 및 연속방정식에 따라 각 지점의 조위와 유속의 변화를 어느 시간간격 마다 순차 계산해 가는 방법이다. 만의 지형을 예로 들면 수 km 간격의 격자로 근사하고, 각 격자의 평균수심을 사전에 입력한다. 태풍 내의 기압 및 풍속은 많은 경우 Myers의 식과 같은 이론모델로 계산한다.

6-4 지진해일

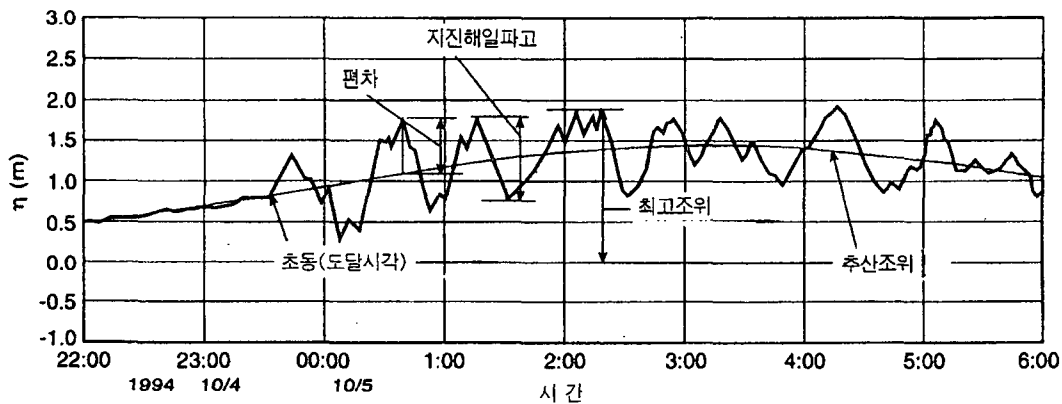
지진해일의 제원으로서의 최고조위, 최저조위, 지진해일 편차, 지진해일의 파고 및 주기 등을 고려한다. 이러한 제원은 될 수 있는 한 장기간에 걸친 실측치, 기왕 재해시의 흔적고 등을 참고로 적절한 방법으로 정한다.

[해설]

- (1) 지진해일은 주로 해양성 지진에 수반되는 해저지반의 용기·침강에 의하여 발생하는 주기가 매우 긴 파랑이다. 연안에 가까워지면 천수(淺水)효과와 지형에 의한 집중효과 때문에 파고가 급격히 커져 연안역에 큰 피해를 주는 수가 많다. 방파제를 월류한 지진해일에 의한 침수피해 뿐만 아니라 항내에서의 소형 계류선의 유출, 방파제 개구부서의 세굴, 방파제의 활동(滑動), 전도(轉倒) 등에 대한 검토가 중요하다. 지진재해에 대해서는 방파제, 방조제 등의 정비뿐만 아니라 경보 시스템의 설치, 피난훈련, 지진해일 정보의 제공 등에 대한 대응도 필요하다.
- (2) 일반적으로 대양에서의 지진해일의 파고는 매우 작으나, 양상 파고계의 연속 관측기록에 의해 검지할 수 있다. 지진해일이 灣內에 침입하면 만의 형태 및 고유진동주기와 관계에 따라 파고가 크게 변화하므로 설계에 적용하는 지진해일의 제원은 그 지점에 있어서의 기왕의 지진해일 기록 및 지점마다의 계산에서 얻어진 값으로 정한다.
- (3) 지진해일에 관한 용어의 정의는 도해(6-5)와 같다.
- ① 추산 조위

검조기록상에서 지진해일이라고 생각되는 주기 성분 및 이 보다 짧은 부진동을 평활화하여 제거한 조위를 기본수준면(D.L)상의 값으로 표시한다.
 - ② 흔적고

육상 구조물에 지진해일의 처 올림 높이로서 흔적조사를 기초로 결정한다.



도해(6-5) 지진해일 용어의 설명도

- ③ 편차

실측조위와 추산조위의 차를 편차라 한다. 실측조위가 추산조위 보다 높을 경우 편차의 최대치를 최대 편차라 한다.
- ④ 최고조위

실측조위의 최고치(기본수준면상)를 최고조위라 한다.
- ⑤ 지진해일 파고

풍파와 같이 Zero-up-Crossing 방법으로 처리해도 좋다. 지진해일 파형의 최고수위와 최저수위의 차를 지진해일 파고라 한다. 연속된 지진해일 기록 중 최대의 것을 최대 지진해일 파고라 한다.
- ⑥ 초동(初動)

지진해일이 관측지점에 도달하여 수위가 추산조위와 어긋나기 시작하는 시각을 初動時刻이라 한다.

(4) 지진해일의 주기

만내에서 관측되는 지진해일의 주기는 지진의 규모, 진원으로부터의 거리, 만의 공진 특성 등에 따라 변화한다. 또, 만내의 지진해일의 파고는 지진해일의 주기에 크게 영향을 받는다. 따라서 설계시에는 실측 주기뿐만 아니라 항만의 고유진동 주기와 같은 주기의 지진해일에 대하여도 검토하는 것이 바람직하다.

(5) 만내에서의 지진해일의 변형

만내에서 지진해일의 변형 가운데서 주요한 것은 단면적의 감소에 따른 파고와 유속의 증가 및 만내 부진동의 유발에 의한 파고의 증가이다.

미소 진폭파의 경우 단면적 변화의 영향은 근사적으로 식(해6-8)로 표현되는 Green의 식으로 계산할 수 있다.

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{B_0}{B}\right)^{1/2} \left(\frac{h_0}{h}\right)^{1/4} \quad (\text{해6-8})$$

여기서, H 는 폭 B , 수심 h 인 단면에서의 장파 파고(m)이고, H_0 는 폭 B_0 , 수심 h_0 인 단면에서의 장파 파고(m)이다. 위 식은 폭과 수심이 모두 매우 완만하게 변화하고 외해로 향하는 반사파가 발생하지 않는다는 조건하에 성립하는 것으로서 마찰에 의한 에너지 손실을 고려하지 않았다. 따라서 수심이 얇은 곳이나 만 안에서 반사의 영향을 받는 경우에는 적용할 수 없다.

(6) 검조기록상의 지진해일

검조 기록은 지진해일의 기록으로서 매우 유효하지만 자료 처리시에 다음 사항을 유의할 필요가 있다.

- ① 검조소가 항내에 있는 경우에는 방파제 등 구조물의 영향 때문에 항외 주변의 지진해일의 상황과 다를 가능성이 높다.
- ② 표해(6-7)은 동해중부 지진시(1983.5.26)의 동해안의 각 검조소의 지진해일 기록을 나타낸다.

표해(6-7) 동해안의 지진해일 기록(동해중부 지진, 1983.5.26)

검조소	울릉도	속초	목호	포항	울산	부산
최대파고(cm)	126	156	400<	62	44	50
최고潮位(D.L상, cm)	79	124	240	48	64	141<
도달시각(시:분)	13:18	13:42	13:45	13:52	14:20	14:53

※ 목호에서는 기록이 자기지에서 벗어남.

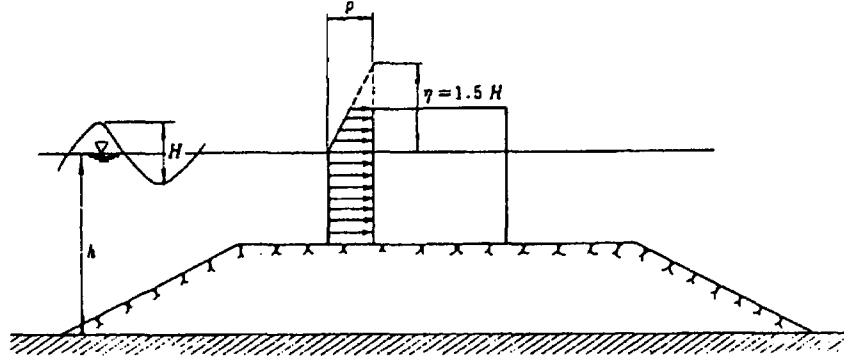
(7) 지진해일의 모형실험

지진해일의 수치모형실험은 폭풍해일의 수치계산의 식 중 강제외력으로서의 기상교란항을 제외한 경우에 해당된다. 입사파형을 사전에 정의하고 지진단층모델의 해저지반 변동량과 초기의 수위변동량이 같다고 가정하거나 하여 방파제의 효과와 매립 등의 지형변경의 지진해일에 대한 영향을 검토할 수 있다. 지진해일 수치모형실험은 모형의 경계에서 사전에 수치모형실험에서 재현한 지진해일 파형을 조파하는 것으로 방파제의 효과, 매립 지형의 영향 등을 검토할 수 있다.

(8) 지진해일의 파력

지진해일에 의한 파력은 장파에 의한 파력으로 주어지며, 도해(6-6)와 같이 주어도 좋다. 여기서 $H/L < 0.04$

의 비쇄파의 조건에 대해 정수면상으로부터 $y = 1.5H$ 의 높이에서 0, 정수면에서 p 로 되는 직선 분포로 하고 수면하는 균일하다고 본다. 여기서, $p = 1.1 \rho_0 g H$ 이다.



도해(6-6) 지진해일의 파력 모식도

그리고, 파향에 대한 보정은 하지 않고, 파고 H 는 진행파로서의 지진해일의 파고이다. 그러나, 방파제가 있는 조건에서 수치모형실험을 하면 제 前面에서는 반사에 의한 지진해일 파고는 방파제가 없는 경우의 약 2배가 된다. 이 경우에는 堤體 前面에 있어서의 靜水面부터 측정된 최고수위를 입사파고와 같다고 사용하여도 좋다. 파고의 1/2의 값을 입사파고와 같다고 사용하여도 좋다.

(9) 지진해일 재해의 방지

지진해일에 대한 대책을 세우기 위해서는 대상 지역의 지진해일을 상정하고 적절한 모형실험으로 지진해일의 파고, 기어오름 높이, 도달 시각 등을 상정할 필요가 있다.

지진해일 모형실험에 있어서는 초기 수위분포를 얻기 위해 지진을 상정한다. 상정지진(想定地震)의 설정 범으로는 다음 사항을 고려한다.

- ① 대상 지역의 기왕 최대 지진해일
- ② 비교적 각종 자료가 있는 근년의 지진으로 방재계획상 적절한 규모의 것
- ③ 지진 공백역에 있어서의 상정 지진

어느 것이라도 방재시설의 耐震性이나 주변 지역의 상황을 고려하여 신중하게 상정지진해일(想定地震海溢)을 설정할 필요가 있다.

6-5 부진동(副振動)

부진동이 예상되는 항만에서는 설계조위의 결정이나 박지의 정온도의 검토에 있어서 필요에 따라 부진동을 고려한다.

[해설]

부진동은 대략 주기가 수 분~수십 분의 異常潮位 현상이다. 외해의 저기압에 의해 발생하는 미소한 수면 변동 가운데서 항만의 고유진동주기와 일치하는 성분이 共振에 의해 증폭되어 발생한다. 그 진폭은 수십 cm로 부터 지형에 따라서는 2m정도가 되는 것이 있으며, 港內에서 부진동의 파고는 수십 cm이지만 파장이 길기

때문에 수평방향의 물의 이동이 커져 선박의 계류나 하역작업에 큰 장애를 일으키는 수가 있다. 특히, 굴입식(掘込式) 항만과 같이 좁고 길며 안벽으로 둘러싸인 항만에서 발생하기 쉽다. 따라서 수치모형실험 등에 의해 주기가 수 분~1시간 정도의 파를 입사시키고, 항내의 증폭률을 산정하여 항만계획 수립시에 그 영향을 검토해 두는 것이 바람직하다. 외해에서 미소 장파(微小長波)의 진폭이 대략 수 cm인데 항내에서 이것이 10배 이상으로 증폭될 항만 형태는 피하는 것이 바람직하다.

[참고]

(1) 固有振動週期(長方形 港灣)

좁고 긴 장방형 항만내의 고유진동 주기의 근사식은 식(참6-1)와 같이 표시된다.

$$T = \frac{4l}{(2m+1)\sqrt{gh}} \tag{참6-1}$$

- 여기서, T : 고유진동주기(sec)
- l : 만의 길이(m)
- m : 만내의 節水(= 0, 1, 2, ...)
- h : 만의 평균수심(m)
- g : 중력의 가속도(m/s²)

실제의 港灣에서는 灣內의 해수가 定常적으로 진동할 뿐만 아니라 灣口 부근의 外海水도 다소 진동하므로 고유진동 주기를 보정하여야 한다. 보정된 고유진동 주기는 식(참6-2)으로 계산된다.

$$T = \alpha \frac{4l}{\sqrt{gh}} \tag{참6-2}$$

여기서, α 는 灣口 補正係數이며 다음 식으로 계산한다.

$$\alpha = \left\{ 1 + \frac{2b}{\pi l} (0.9228 - l_n \frac{\pi b}{4l}) \right\}^{1/2} \tag{참6-3}$$

- 여기서, l : 만의 길이(m)
- h : 만의 평균수심(m)
- b : 만의 폭(m)

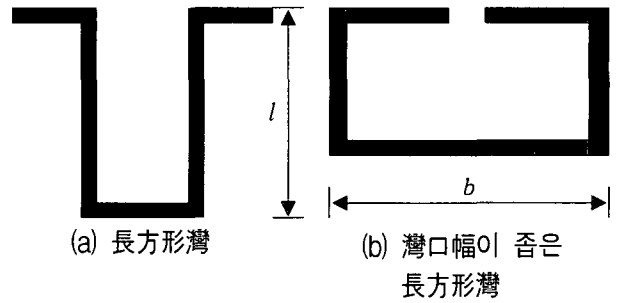
표참(6-1) 灣口 補正係數

b/l	1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/10	1/25
α	1.320	1.261	1.217	1.187	1.163	1.106	1.064

이며, b/l에 대한 灣口 補正係數는 표참(6-1)과 같다.

그리고, 灣口 폭이 좁은 長方形 港의 고유진동 주기는 근사적으로 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$T = \frac{2}{\sqrt{gh} [(m/l)^2 + (n/b)^2]} \tag{참6-4}$$



도참(6-1) 灣形의 모델

여기서, b : 港의 폭(m)
 n : 港의 폭 방향의 節數(= 0, 1, 2, ...)
 m : 港의 길이 방향의 節數

이다. 실제에 있어서 고유진동 주기는 항 입구의 영향 때문에 식(참6-4)로 계산된 값보다 조금 작게된다.

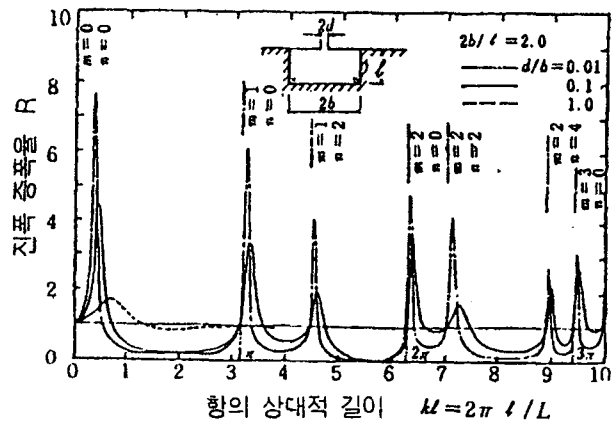
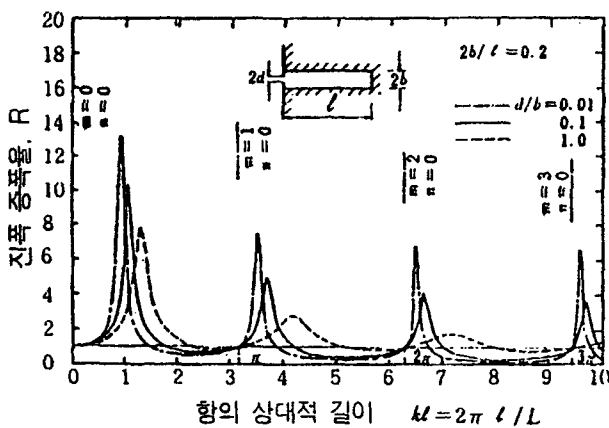
(2) 진 폭

부진동의 진폭은 그 원인이 되는 장주기의 너울(swell)의 진폭과 그 주기에 대한 진폭 증폭률에 따라 결정한다. 그러나 부진동을 일으키는 장주기의 너울을 관측하는 것은 매우 어렵고, 관측 예도 적다. 따라서, 그 항구의 부진동 관측결과로부터 그 진폭을 결정하는 것이 좋다.

부진동에 의한 항내 진동의 증가율은 항 입구로부터 발산되는 교란파에 의해 반출되는 발산에너지와 항구에서의 소용돌이나 저면마찰 등에 의한 손실에너지에 의해 규제된다. 따라서 내습하는 너울의 주기가 항의 고유진동 주기와 일치되었다 하여도 항내 진동의 진폭은 무한대로 되지는 않는다. 단, 마찰 등에 의한 에너지 손실이 매우 적을 때에는 항 입구 폭을 좁힘에 따라 항내의 진폭이 증대되는 항만 패러독스(Harbour paradox)의 현상이 일어나므로 주의할 필요가 있다.

항구에서의 손실을 무시한 경우 장방형의 灣 안쪽 구석점에서 진폭 증폭률 R은 만의 길이나 파장과 의 비에 대해 대체로 도참(6-2)와 (6-3)에 의해 얻어진다. 이에 의하면 공진주기는 도참(6-2)의 좁고 긴 장방형 港의 경우에는 보통 말하는 공진조건 즉, 항의 길이가 파장의 1/4배, 3/4배, ... 일 때 파장의 길이보다 어느 정도 긴 경우이다. 도참(6-3)의 공진점은 완전 폐쇄된 장방형 湖의 공진점과 거의 일치하고 있어 식(참 6-5)으로 근사하게 표시된다.

$$\frac{L}{L} = \sqrt{m^2 + \frac{n^2}{(2b/l)^2}} \quad (m, n = 0, 1, 2, \dots) \quad \text{(참6-5)}$$



도참(6-2) 좁고 긴 장방형항의 공진스펙트럼

도참(6-3) 폭이 넓은 장방형항의 공진스펙트럼

(3) 부진동의 관측

부진동은 조석 곡선상에 포함되어 기록되므로 자기 검조기록에서 그 진폭과 주기를 얻을 수 있다. 일반적으로 조석 관측치는 부진동을 무시한 평활한 곡선상의 값을 읽는 것이다.

따라서, 부진동의 진폭은 조석 곡선상에 나타난 짧은 주기(조석주기보다 짧음)에 대한 상하진동의 폭 즉, 파고를 읽는다. 그리고 그 짧은 진폭의 주기를 읽어내고 이를 통계하여 주기의 발생빈도를 얻어낸다. 표참(6-2)은 한국 연안의 주요 항만의 부진동 관측자료를 나타낸다.

표참(6-2) 한국 연안의 주요 항만의 부진동 관측자료(1965~66)

항 목	울릉도	목호	포항	울산	부산	여수	제주	대흑산도
계산주기(분)	25	8.5	12.3	45.3	47.6 14.3	9.5 2~8	8.2	19.6
관측주기(분)	3~8	11~13	20~24 60~84	45~56	45~58 15~19	11~14 19~24	8~14	19~21
최대진폭(cm)	100	95	64	77	100	109	70	65
발생일	66.9.10	87.2.3	87.2.3	66.9.24	81.9.2	65.9.8	66.3.8	66.3.6
원인	T(No.19)	LP	HP	T	T(Agnes)	T	LP	LP
20cm이상 일수	139	30.5	44	9.5	9.5	18.5	14	4
최대파고	100	69	60	77	59	100	70	65
최다발생월	12	11	10	11	11	3	2	3

※ 포항의 통계년은 1973~1974년임.

(4) 부진동의 대책

부진동은 항 입구로부터 침입하여 온 장주기의 너울이 항내에서 완전반사를 반복하면서 진폭을 증가시키는 것이므로, 부진동의 진폭을 억제하는 데는 항의 안 돌레에서 불완전반사를 시키든가, 항내에서의 에너지 손실을 증가시키는 것을 생각할 필요가 있다. 이러한 의미에서 항내의 전 돌레를 직립안벽으로 하는 것은 바람직하지 않다. 그리고 방파제를 투과성이 있는 완경사의 사면제로 하면 약간은 반사파를 감소시킬 수 있고, 또 사면제 내부에서의 에너지 손실을 기대할 수 있다. 그리고 항내의 부진동의 節에 해당되는 위치 근방에 파제제를 설치함으로써 어느 정도 진폭의 감소를 기도할 수 있다. 만의 형태는 기하학적으로 整形인 것보다는 불규칙한 형태의 것이 좋다고 생각된다.

6-6 공사에 따른 조석의 변화

하구둑 건설, 해안 매립, 항만 건설, 수로 준설 등 대규모 개발사업을 설계함에 있어서 해안 및 해저지형 변화에 따른 조석 현상의 변화를 수치모형실험 또는 수리모형실험을 통하여 보다 정확하게 예측하여야 한다.

[해설]

(1) 해수유동실험

해수유동실험은 수립, 검증, 예측실험의 3단계로 수행된다. 모델 수립 과정에서는 모델링 기법을 선택하고, 모델의 경계조건 및 검증자료가 되는 해저지형, 조석, 조류, 조량의 현지 관측 자료의 수집, 분석이 수행된다. 검증 과정에서는 대·중·소조기 및 홍수시에 대하여 조석, 조류, 조량의 관측치와 모델 실험치를 대비 검증하여 모델의 재현성을 확인, 제고한다. 예측실험 과정에서는 공사에 따른 해저지형의 변화를 모델에 입력하고 여러 조석 조건과 하천유량 조건에 대한 실험을 실시하여 조석, 조류 및 조량의 변화량을 파악하고 이에 따른 영향을 분석한다. 만일 지형변화에 따른 조석, 조류, 조량의 변화가 기존 상황과 비교할 때 악영향이 예측되는 경우에는 대안을 도출하여 재 실험을 실시하고 특별대책을 수립하여야 한다.

(2) 재현연도

특히 하구역에서 수로 폭의 감소 등으로 홍수 배제에 영향을 줄 우려가 있는 경우에는大潮期 및 50년 또는 100년 빈도 홍수가 동시에 발생하는 상황에 대하여 수위 상승을 예측하여야 하며, 이 때 하천과 해양의 지형과 유동 특성이 모델에 정확하게 반영 및 재현되어야 한다.

(3) 해일고의 예측

지형 변화에 따른 해일고를 예측하기 위하여 대조시 공사 해역의 폭풍 재원을 입력하여 모델을 운영하여야 한다.

(4) 부진동 실험

항만공사시에는 해수유동모델과 별도로 탁월주기의 부진동에 대한 실험을 실시하여 최적계획안을 수립하여야 한다. 부진동 실험에서는 해당 항만의 탁월주기를 계산하고 항만계획안에 대한 예측실험을 실시하여 악영향을 최소화하는 대안을 수립하여야 한다.

6-7 지하수위와 침투

사빈해안(砂濱海岸)의 지하수위가 문제가 되어 위험이 있는 경우는 이를 고려한다.
투수성 지반내나 구조물내의 투수유속·유량이 문제가 되어 위험한 경우는 이를 고려한다.

[참고]

(1) 해안부근의 지하수위

해안부근에 지하염수면의 높이는 식(참6-6)를 써서 추정할 수 있다.(도참(6-4) 참조)

$$h^2 = h_o^2 + (h_o^2 - h_1^2) \frac{x}{L} \quad (\text{참6-6})$$

여기서

$$h_o = \frac{\rho_1}{\rho_2 - \rho_1} \zeta_o \quad h_1 = \frac{\rho_1}{\rho_2 - \rho_1} \zeta_1$$

h : 거리 x 에 있어서 담염양수(淡鹽兩水) 境界面의 海面下 깊이(m)

h_o : $x=0$ 에 있어서 담염양수 境界面의 海面下 깊이(m)

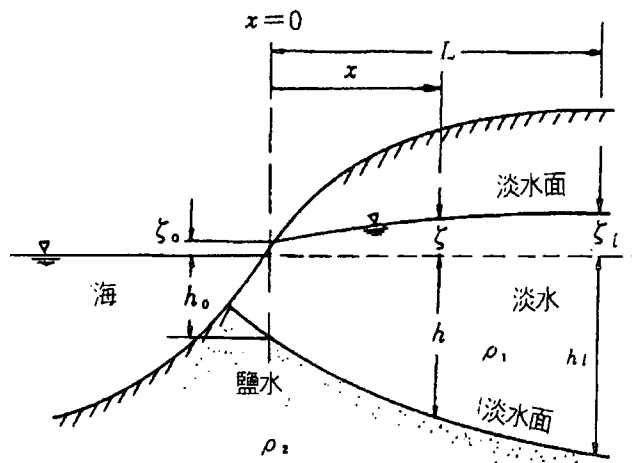
h_1 : $x=L$ 에 있어서 담염양수 境界面의 海面下 깊이(m)

ρ_1 : 담수의 밀도(g/cm^3)

- ρ_2 : 염수의 밀도(g/cm^3)
- ζ_0 : 해안($x=0$)에 있어서 담수의 해면상 높이(m)
- ζ_1 : $x=L$ 에 있어서 담수의 해면상 높이(m)
- L : 해안($x=0$)에서 관측점까지의 거리(m)
- x : 해안에서 岸向의 거리

지표 근처 또는 지하에 불투수층이 존재하는 경우는 식(해6-4)가 적용되지 않으므로 문헌을 참고한다. (일본 土木學會編 水理公式集 昭和 60年 改訂版 1985)

해안 지하수의 조석에 의한 영향은 문헌을 참고한다. (일본 石原藤次郎, 本間仁 : 應用水理學(中II), 丸善, 1985, 酒佐義明 : 水理學, 朝倉書店 1967 p226)



도참(6-4) 해안지하수의 모식도(模式圖)

(2) 기초 및 구조물내의 침투류

① 침투량의 계산식

침투층에 흐르는 유체가 층류로 정상적인 경우 투수량은 다르시의 식에 의하여 구한다. 지표층, 여과층(濾過層) 등 일반적인 흩이나 모래로 된 침투층 내의 정상류는 아주 느리게 흐름이다. 이 경우의 흐름은 식(참6-7) (Darcy의 식)에 따른다.

$$q = k i A \tag{참6-7}$$

여기서,

- q : 浸透層에 흐르는 단위시간에 수량 (cm^3/s)
- k : 투수계수 (cm/s)
- i : 동수구배 $i = \frac{h}{L}$
- h : 손실수두(cm)
- L : 침투유로의 길이(cm)
- A : 단면적(cm^2)

이 식의 적용한계는 침투층을 구성하는 입자의 입경과 침투속도에 관한 레이놀즈(Reynolds)數에 의해 규정되나 아직 충분한 통일적 견해가 없기 때문에 실측에 의해서 확인하는 것이 좋다. 적용범위 및 투수계수에 대하여는 본편 11-2-3 투수계수를 참조할 것

② 투수성 지반의 투수

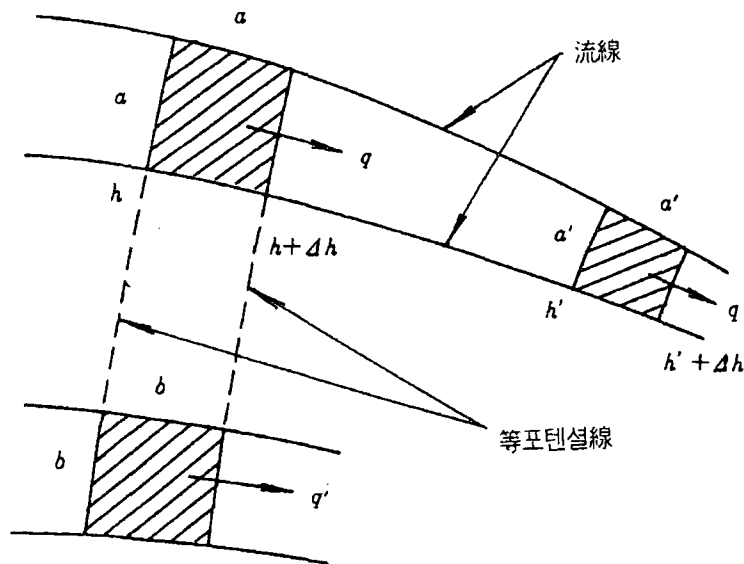
투수성 지반내의 투수유량은 홀로우네트를 작도하여 구할 수 있다. 등 포텐셜선과 流線과는 서로 직교하나 이 網을 국소적으로 봐서 정방형이 되도록 그린 것이 홀로우네트이다.(도참(6-5) 참조)

이 홀로우네트에 있어서 서로 가까이 합쳐진 流線으로 칸막이 된 流管 內에서는 유량이 일정하고 각 매스(mass)에 대하여 손실수두는 일정하게 된다. 따라서 흐름의 場에 이와 같은 홀로우네트가 그려진 식(참6-8)에 의하여 전 유량을 구한다.

$$q = kh \frac{F}{N} \quad (\text{참6-8})$$

여기서,

- q : 단위 폭당의 투수유량(cm³/s/cm)
- k : 투수계수(cm/s)
- h : 전 수두차(cm)
- N : 流線이 같은 포텐셜선에 의하여 區切되는 區간의 數
- F : 같은 포텐셜선이 流線에 의하여 區切되는 區간의 數



도참(6-5) 홀로우네트의 설명도

③ 널막뚝벽의 투수

널막뚝벽의 투수유량은 하나의 널막뚝벽의 투수성만을 결정하는 것이 아니고 그 배후의 흙부분의 투수성이 지배적인 영향이 있다. 이 점을 고려하여 莊司 등은 이음의 긴장정도, 모래채움의 유무조건도 조합한 포괄적인 투수실험을 하고 그 결과를 정리하여 실험식 식(참6-9)을 제안하였다.

$$q = Kh^n \quad (\text{참6-9})$$

여기서,

- q : 널막뚝 이음의 깊이 방향단위 길이당 투수유량(cm³/s/cm)
- K : 이음部의 투수계수(cm²⁻ⁿ/s)

- h : 이음前後의 압력수두차(cm)
- n : 이음部の 상태에 의하여 결정되는 계수
 이음부에 토사를 채우지 않는 경우 $n=0.5$
 이음부에 토사를 채운 경우 $n=1.0$

K 의 값에 대하여는 널말뚝의 양측에 모래가 있고 이음이 인장상태조건의 경우로서 $7.0 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$ 를 얻고 있으나 이 수치에 의한 투수량이 현지의列에 比하여 30배의 유출량인 것을 기술하였고 그 이유를 검토한 결과 실제 계산에 대하여는 실험용 널말뚝벽과 현지의 널말뚝벽이 틀리다는 것을 유의할 필요가 있다.

④ 사석내의 침투류

중력식구조물의 기초사석내 투수량은 식(참6-10)를 사용하여 추정할 수 있다.

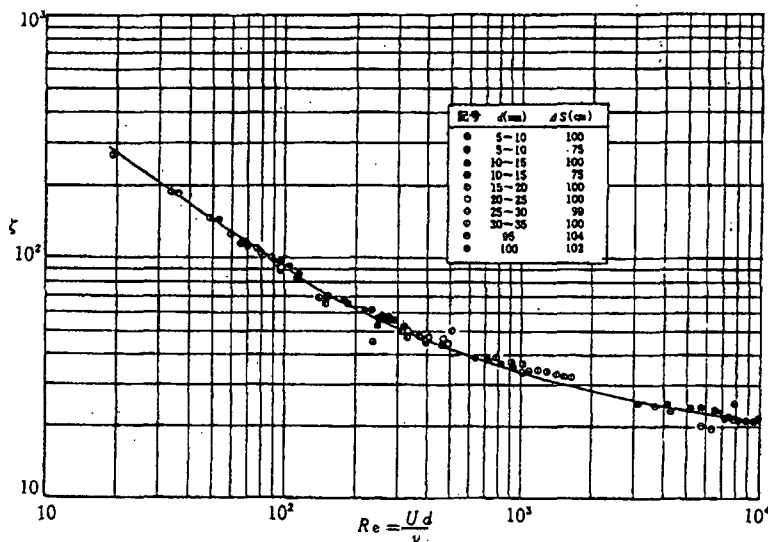
$$q = UH \tag{참6-10}$$

$$U = \sqrt{\frac{2gd}{\zeta} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta S}}$$

여기서,

- q : 단위폭당 투수량($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
- U : 사석전단면의 평균유속(m/s)
- H : 투수층의 높이(m)
- d : 사석입경(m)
- g : 중력가속도(m/s^2)
- $\Delta H/\Delta S$: 동수구배
- ζ : 저항계수

식(참6-9)는 5-100mm까지 8종류의 단일입경 사석에 대하여 실험한 것을 정리한 것으로 가상 유로장 ΔS 는 투수층높이의 0.7 ~ 0.8배를 케이스 저쪽에 가한 것으로 생각해도 좋다. 저항계수는 도참(6-6)에 나타내고 있으며 $Re(= U_d/\nu)$ 10^4 으로는 $\zeta \approx 20$ 으로 해도 좋다.



도참(6-6) ζ 와 레이놀즈(Reynolds)數와의 관계

제 7 장 흐름 및 흐름의 힘

7-1 흐름의 제원

- (1) 항만시설의 설계에 쓰이는 흐름(海潮流)의 제원은 유속과 유향이며, 시설물 설치 위치에서의 실측치 또는 추산치에 기초하여 가장 엄격한 조건을 설정한다.
- (2) 매립공사, 항만공사 등에 의한 해안지형의 변화에 따른 해조류(海潮流)의 변화에 대하여는 공사계획 전에 검토해 둘 필요가 있다.

[해설]

조류, 하천류 등의 흐름이 강한 곳에 있는 구조물에 대하여는 가장 엄격한 유속, 유향에 대해 흐름에 기인하는 작용력에 대해 검토하여 두지 않으면 안된다. 구조물 또는 부재의 종류에 따라서는 흐름의 연직 분포에 대하여도 고려할 필요가 있다. 그리고 파랑과 흐름이 공존하는 경우의 유속, 유향은 공존 상태에 있어서의 흐름의 제원으로 하는 것이 필요하다. 해역의 흐름에는 해류, 조류, 취송류 등이 있으며, 염분이나 수온에 기인하는 밀도류도 있다. 연안역에서는 연안류, 이안류가 있다.

(1) 해 류

해류는 해양 전체에 있어서의 국부적인 해수밀도에 기인하는 밀도류, 바람의 취송에 기인하는 吹送流, 기압의 불균형에 수반하는 傾斜流, 그리고 이것들을 보충하는 補流[용승류, 침강류(湧昇流, 沈降流)] 등이 합쳐서 생기는 大洋의 해수순환 현상이다.

해류는 장기간에 걸쳐 거의 일정한 방향과 크기를 갖는다. 도해(7-1)은 여름철의 한국 근해의 해류상황을 모식화한 것이다.

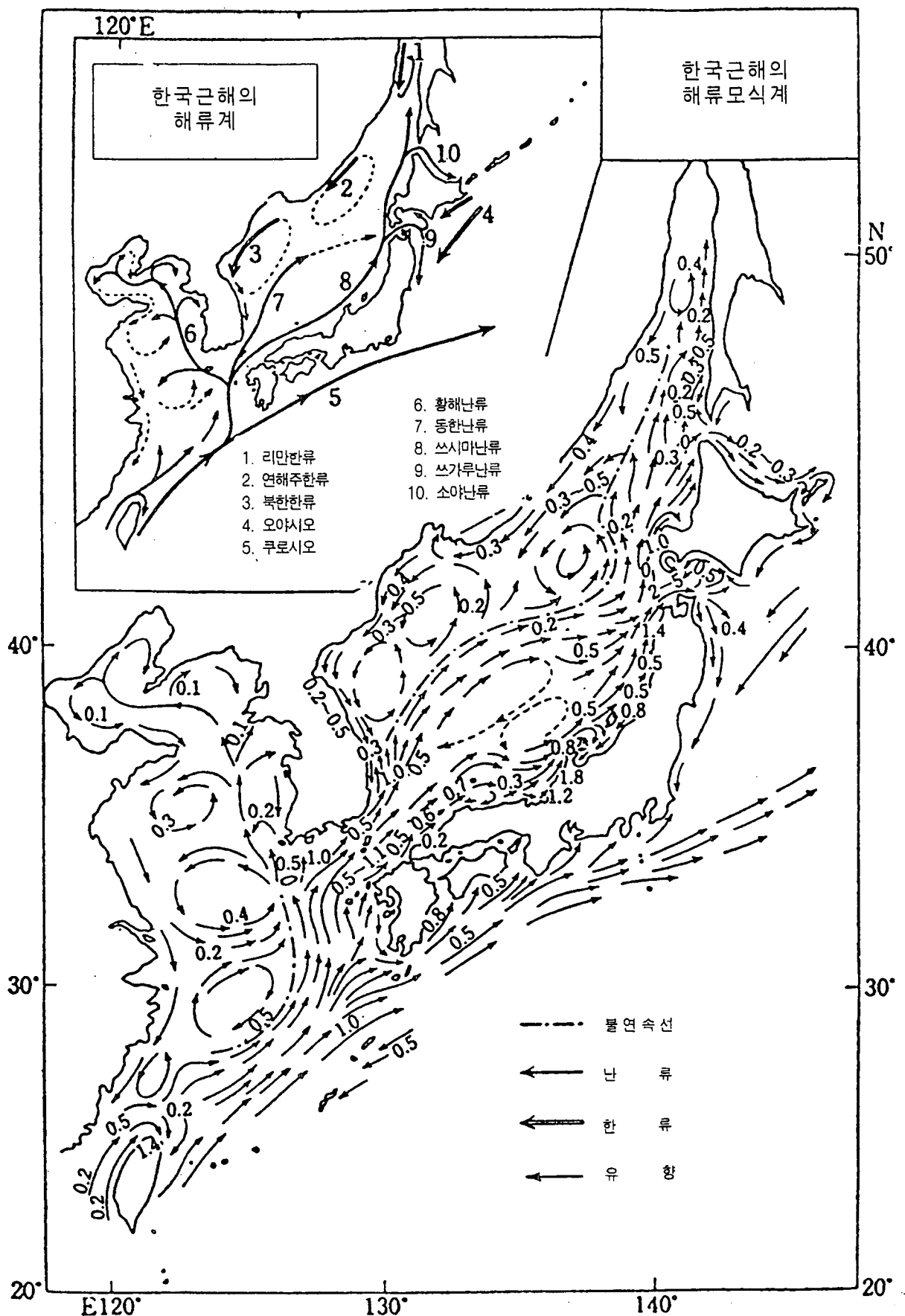
(2) 潮 流

- ① 潮流는 해역의 지리적 조건이나 天體의 운동에 따라 그 성질과 세기가 변화하므로 조류의 상황을 파악하기 위해서는 15일, 적어도 1일(25시간) 이상의 연속관측을 할 필요가 있다. 특히, 연안 천해역의 대규모 매립공사 등으로 지형이 변화하는 경우에는 그 계획에 있어서 조류의 변화를 검토할 필요가 있다.
- ② 조류는 潮汐波에 수반되는 해수의 수평방향의 유동이며, 그 운동은 潮汐波의 分潮(日周潮, 半日周潮 등)에 대응하여 주기적으로 변화한다. 조류는 일반적으로 약 반일(12시간 25분)의 주기를 갖고 있으나, 곳에 따라 약 1일(25시간 50분)의 주기로 流動하고 있는 곳도 있다. 그리고 연안 천해역의 조류는 지형, 해저마찰 등의 영향을 받아 1/4일, 1/6일 주기 등의 倍振動流가 발달하므로 그 성질은 한층 복잡하다.
- ③ 潮流를 조석의 分潮에 대응하여 분해한 여러 分潮가 있으나, 그 가운데서 가장 중요한 것은 M2 分潮, S2 分潮, K1 分潮, O1 分潮 등 4개 分潮이다. 이 4개 分潮를 고려하면 실제 조류를 대략 알 수 있다. 연안역의 흐름을 나타내는 것으로는 恒流도 중요하다. 항류는 조류의 조화분석의 경우에 나타나는 定數項 즉, 관측기간의 평균류를 나타낸다. 조류가 주기적 운동인데 반해 항류는 一定流이기 때문에 연안역에서의 물질의 확산방향을 결정해주는 매우 중요한 요소이다. 항류의 成因으로는 조류 현상의 非線型項에 따른 潮汐 殘差流, 하천으로부터의 담수유입 등에 기인하는 密度流, 바람의 전단응력에 기인하는 吹送流, 외해에 흐르는 海流의 分枝流 등이 있다. 장기적인 항류의 변동에는 港內에 유입하는 하천 유량의 영향이 크고, 수 일 정도의 단기적인 항류의 변동에는 바람의 영향이 크다.

④ 조류가 빠른 곳에서는 해저 토사가 조류를 따라 이동하여 항로 매몰을 일으킬 수 있다. 특히, 준설 항로가 조류 방향과 평행하지 않고 교차하는 경우에는 항로 준설계획을 신중하게 검토해야 한다.

⑤ 해조류의 모형실험

조류와 다양한 원인의 해류가 합성되어 나타나는 해조류는 시·공간적으로 매우 불규칙하고 복잡하기 때문에 모형실험으로 이를 재현하거나 예측하는 것이 쉽지 않다. 해조류 수치모형실험의 과정은 6.6절에 기술한 조석·조류 수치모형실험의 수행 과정과 동일한 것으로 볼 수 있으나, 흐름을 일으키는 여러 요인들 예를 들면 수온, 염분, 바람, 기압 분포와 그 시간적 변화 등을 초기 및 경계 조건으로 입력하고 이를 적절하게 수치 해석하여야 한다. 또한, 조류는 해저마찰에 의해 저층으로 갈수록 유속이 약간씩 감소하는 외에는 수직적으로 유속·유향의 큰 변화가 없으나, 밀도류나 취송류와 같은 흐름은 수직적인 유속·유향의 변화가 크다. 따라서, 통상적인 수직적분 2차원 수치모형으로는 실제 현상을 정확하게 재현하기 어려우며, 3차원 수치모형을 적용해야 하는 경우가 많다. 3차원 수치모형 운용시에는 특히, 수직방향 운동량과 열염(熱鹽)의 난류확산(亂流擴散) 현상을 현실적으로 수치 해석하는 것이 관건이 된다.



도해(7-1) 우리나라 근해의 해류 분포(여름철)

(3) 취송류(吹送流)

해면에 바람이 불면 공기와 수면의 경계마찰의 전단력에 의해 해면이 움직이기 시작하며, 그 흐름이 발달하면 해수의 와동점성(渦動點性)에 의해 상층에 잡아끌리어 하층까지 차차 움직이기 시작하며 풍속과 풍향이 오랫동안 균일하다면 마침내 정상상태에 달한다. 이 흐름을 취송류라 한다. 이 현상은 에크만(Ekman)의 연구에 의해 확립되어 에크만 나선류(螺旋流)라 부르며, 해류에 관한 취송류 이론으로 발전되었다.

주로 해양의 해류현상을 이론적으로 설명하려는 시도로 출발한 이 이론의 결과를 직접 연안 천해역의 현상에 적용하는 것은 곤란하다고 생각되므로 에크만 나선류의 개념을 간단히 기술한다.

① 풍속과 표면 유속과의 관계

취송류의 표면유속 V_0 와 풍속 W 와의 비를 풍력계수라 한다. 취송유속이 풍속에 비례한다는 가정 하에 얻은 외양에서의 풍력계수는 대략 0.014~0.05의 범위에 있다. 일반적으로 바람에 의해 생기는 취송류의 표면유속과 풍속과의 비 V_0/W 는 대략 3% 정도로 보며, 유향은 풍향과 일치하는 것으로 보아도 좋다.

② 연직 유속분포

일반적으로 취송유속은 표면층에만 뚜렷하고 수심이 증가함에 따라 급감한다.

(4) 해빈류(海濱流)

碎波帶에서는 해빈류라는 파랑이 일으키는 특수한 흐름이 존재한다. 해빈류는 碎波帶内の 흐름이므로 부유상태에 있는 모래를 운반하여 해빈의 지형변화를 일으킨다.

① 질량 수송

파랑이 해안으로 전파될 때, 물입자가 외해에서는 원운동을, 천해에서는 타원운동을 하면서 천천히 파랑의 진행방향으로 이동하는 현상을 파랑에 의한 질량 수송이라 한다. 이 현상은 파봉과 파곡의 실질 수심의 차(파고)가 있어 유속이 파고에 비례하므로 수심차(파고)×유속(파고)= H^2 에 비례하는 水容積이 돌아오지 못하고 파랑의 진행방향으로 운반되는 것이다. 질량 수송에 의해 해안에 운반된 수립자는 어느 곳을 지나 외해로 되돌아간다. 이 외해로 향하는 흐름의 하나는 중층에서 저층을 거쳐 되돌아가는 흐름 즉, 外海向의 흐름이다.

② 파랑에 의한 수면 상승과 수면 하강

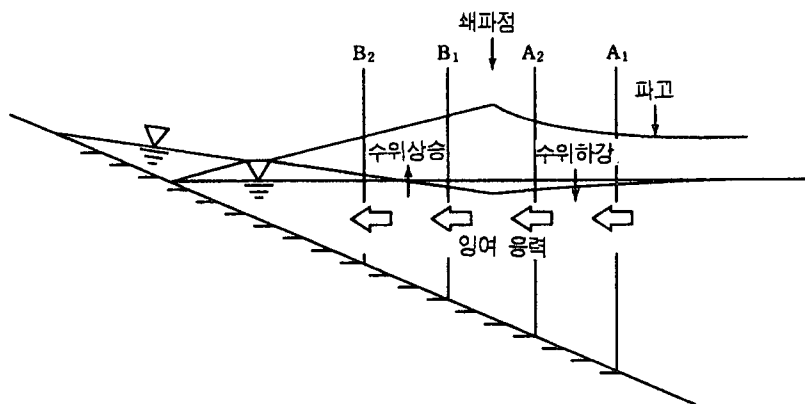
파랑이 해안으로 향해 전파하는 과정에서 淺水변형에 의해 파고가 변화한다. 즉, 파고는 碎波點을 향해서 서서히 커지고, 그 후는 쇄파되면서 汀線으로 향해 감소한다. 이 때 碎波帶內에서는 수위의 상승이, 쇄파대 밖에서는 수위 하강이 나타난다(도해(7-2) 참조).

③ 연안류(沿岸流)

파랑이 汀線에 대해 비슷이 입사해 오면 汀線에 평행한 흐름이 나타난다. 이를 연안류라 한다.

④ 이안류(離岸流)

쇄파대(碎波帶)에 집적된 해수의 양은 입사파고가 클수록 크기 때문에 파고가 큰 곳에 집적된 해수는 파고가 작은 곳으로 흐르게 되는데 이 연안 방향의 흐름도 연안류라 부른다. 이 때 연안류에 의해 집적된 해수는 좁은 폭을 통해 외해로 유출된다. 이 흐름을 이안류라 한다.



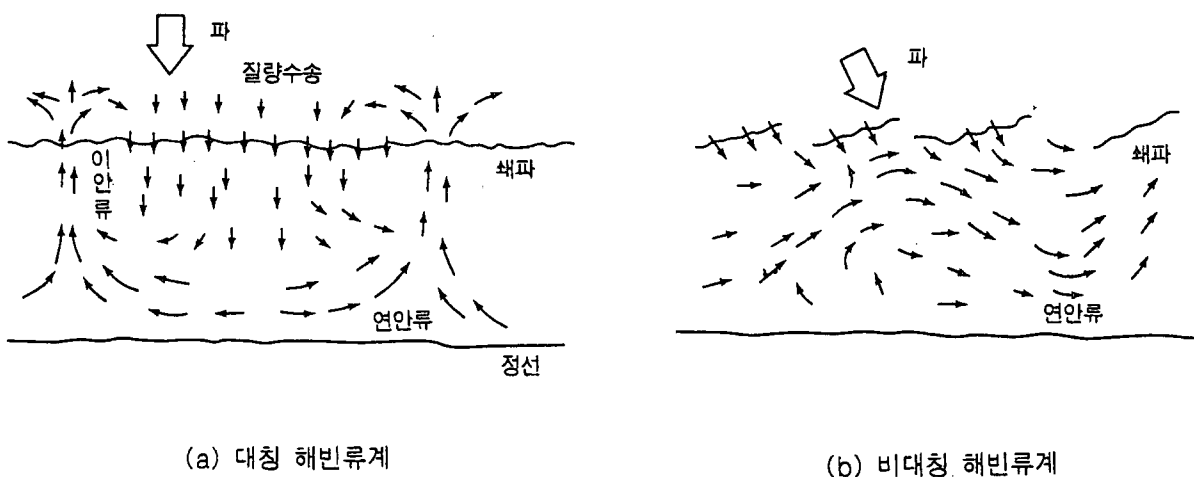
도해(7-2) 파랑에 의한 수위상승과 수위하강

⑤ 해빈류의 모양

해빈류의 모양은 파랑의 入射角에 따라 변화한다. 도해(7-3)(a)는 파랑이汀線에 직각으로 입사하는 경우로서, 이안류에 따른 좌우 대칭의 순환류가 형성된다. 도해(7-3)(b)는 왼쪽 외해에서 파랑이 입사하는 경우인데, 연안 우측방향의 흐름이 강하고, 좌측방향의 흐름을 약하게 한 결과 비대칭의 순환류가 형성되고 쇄파대 내에서 사행(蛇行)하는 흐름이 발생한다.

⑥ 해빈류 모형실험

해빈류 수치모형실험을 위하여는 사전에 파랑 수치모형실험을 시행하여 파고와 파향 분포를 산정하여야 한다. 기본방정식은 해수유동 방정식과 동일하나 여기에 파랑 분포에 의한 잉여응력항(剩餘應力項)이 추가되며, 이 잉여응력은 해수유동 실험에서 바람에 의한 해수면 전단응력을 처리하는 것과 같은 방법으로 수치해석한다. 쇄파대 내외측의 급격한 파랑 및 수심 분포 변화를 정확하게 반영하기 위해서는 격자 크기를 충분히 작게 설정할 필요가 있다. 또한, 이안류가 저층에서만 형성되기도 하므로 이를 실제적으로 재현하기 위해서는 3차원 모형을 운용할 필요도 있다.



(a) 대칭 해빈류계

(b) 비대칭 해빈류계

도해(7-3) 해빈류의 모양

7-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘

물의 흐름에 의한 수중 또는 수면 부근의 부재 및 구조물에 작용하는 항력(抗力) 및 양력(揚力)은 다음 식에 의해 산정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 항력

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_o A U^2 \quad (7-1)$$

여기서, F_D : 물체에 작용하는 흐름 방향의 항력(kN)

C_D : 항력계수

ρ_o : 물의 밀도(t/m³)

A : 물체의 흐름 방향의 투영면적(m²)

U : 유속(m/s)

(2) 양력

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_o A_L U^2 \quad (7-2)$$

여기서, F_L : 물체에 작용하는 흐름과 직각 방향의 양력(kN)

C_L : 양력계수

A_L : 흐름과 직각방향의 물체의 투영면적(m²)

[해설]

잔교 등의 말뚝식 구조물의 말뚝이나 파이프라인 또는 마운드 피복제 등에 작용하는 흐름에 의한 힘은 유속의 2승에 비례하는 힘이며, 흐름 방향으로 작용하는 항력과 흐름의 직각방향으로 작용하는 양력이다. 또 수중의 가는 관상물체(管狀物體)에는 소용돌이의 발생에 의해 진동이 일어나는 수가 있다.

(1) 항력계수

흐름에 의한 항력은 점성에 의한 표면저항과 압력에 의한 형상저항의 합으로 표시되며 일반적으로 식(7-1)과 같이 표현된다. 항력계수는 물체의 형상, 크기, 조도, 흐름의 방향, 레이놀즈수 등에 따라 다르며, 상황에 따라 적절한 값을 사용하여야 한다. 레이놀즈수가 103 정도 보다 큰 경우에는 항력계수의 표준치로 표해(7-1)에 제시된 값을 사용해도 좋다.




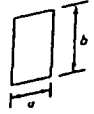

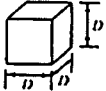
(2) 양력계수

양력계수도 항력계수와 마찬가지로 물체의 형상, 흐름의 방향, 레이놀즈수 등에 따라 다르지만 그 값에 대하여는 잘 알지 못한다.

(3) 지진해일 방파제의 개구부 잠제(潛堤) 상부공에 작용하는 힘

이와자키(岩崎) 등은 지진해일 방파제 개구부에 설치된 잠제 상부공에 작용하는 흐름에 의한 압력을 측정하고 항력계수로 0.94, 양력계수로 0.48을 얻었다. 다니모도(谷本) 등은 같은 측정에서 항력계수로 1.0~1.5, 양력계수로 0.5~0.8을 얻었으나, 유속이 큰 경우에는 수면경사의 영향에 의해 이들 계수가 커지는 것을 지적하고 있다.

표해(7-1) 항력계수

물체의 형태	기준 면적	항력계수
원주 (거친 면) ⇒ 	Dl	1.0 ($l > D$)
각주 ⇒ 	Bl	1.0 ($l > B$)
원판 ⇒ 	$\frac{\pi}{4} D^2$	1.2
평판 ⇒ 	ab	$a/b=1$; 1.12 $a/b=10$; 1.29 $a/b=2$; 1.15 $a/b=18$; 1.40 $a/b=4$; 1.19 $a/b=\infty$; 2.01
구 ⇒ 	$\frac{\pi}{4} D^2$	0.5~0.2
입방체 ⇒ 	D^2	1.3~1.6

(4) 소용돌이에 의한 진동

가는 부재에 있어서는 흐름의 작용으로 배후에 생기는 소용돌이의 발생에 의한 흐름과 직각방향의 진동을 일으키는 일이 있으므로 주의를 요한다. 이것은 소용돌이에 의한 양력이 주기적으로 변화하여 그 주기와 부재의 고유진동주기가 가까워질 때 공진상태가 되기 때문이며, 그 소용돌이의 발생주기는 부재의 직경과 유속, 그리고 스트로할 수(Strouhal Number)로부터 얻어진다. 부재의 길이가 길고 고유진동주기가 긴 경우에는 방진대책이 필요하다.

7-3 흐름에 대한 피복재의 안정질량

물의 흐름에 대한 마운드의 사석 등의 피복재의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \quad (7-3)$$

- 여기서, M : 사석 등의 안정질량(t)
 ρ_r : 사석 등의 밀도(t/m^3)
 U : 사석 등의 상부에서의 물의 유속(m/s)
 g : 중력가속도(m/s^2)
 y : 이스바쉬의 정수(파문힌 돌은 1.20, 노출된 돌은 0.86)
 S_r : 사석 등의 물에 대한 비중
 θ : 수로상(水路床)의 축방향의 사면의 경사($^\circ$)

[해설]

흐름에 대한 피복재의 안정질량은 흐름이 빨라지면 갑자기 커진다는 것에 주의할 필요가 있다. 그리고 안정질량은 피복재의 형상이나 밀도 등에 의해서도 변화하는 것에 유의할 필요가 있다.

(1) 이스바쉬(Isbash)의 식

흐름에 대한 사석의 안정질량에 대하여는 미국의 해안공학연구센터(CERC)가 조류에 의한 세굴을 방지하기 위한 사석질량으로 식(7-3)을 제시하고 있다.

(2) 이스바쉬(Isbash)의 정수

식(7-3)은 경사면상의 구체에 작용하는 흐름 항력과 球의 마찰저항과의 균형을 고려하고 유도한 것이다. 이 식은 정상류에 있어서의 힘의 균형을 고려했기 때문에 심한 소용돌이의 생성이 예상되는 곳에서는 이보다도 큰 질량의 사석을 사용할 필요가 있다.

(3) 지진해일 방파제 개구부의 마운드 피복재

이와자키(岩崎) 등은 지진해일 방파제의 開口部 潛堤의 마운드 피복재로서 이형블록을 사용한 경우 식(7-3)의 이스바쉬의 정수로 1.08을 얻고 있다. 다니모도(谷本) 등은 개구부를 대상으로 하는 3차원 평면 실험을 행하여 개구부 부근에서의 3차원적인 흐름의 구조를 밝힘과 동시에 피복재로서의 석재나 이형블록을 사용한 경우의 이스바쉬 정수와 피해율의 관계를 밝히고 있다.

제 8 장 부체에 작용하는 외력과 동요

8-1 일반

부체는 바람, 흐름, 파랑 등의 외력에 의한 동요량 및 계류력을 충분히 고려하여 설계하여야 한다.

[해설]

(1) 부체(浮體)

일반적으로 부체란 水中에서 浮力을 갖고 일정 범위의 운동을 허용하는 상태의 구조물을 말한다. 부체의 설계에 있어서는 부체에 요구되는 기능에 대한 검토와 안정성에 대한 검토를 모두 행할 필요가 있다. 각각의 검토에 있어서 설계조건이 설정이 일반적으로 다르다는 점에 주의하여야 한다.

(2) 계류 장치

계류 장치는 일반적으로 계류색(繫留索), 앵커, 싱커, 중간 중추, 중간 부이, 계류간(繫留杆), 연결 조인트, 방충공 등 몇몇 요소의 조합으로 구성되어, 여러 종류가 있다. 계류장치는 浮體의 운동에 크게 영향을 미치며 그 안전을 고려한 적절한 설계가 중요하다.

[참고]

(1) 浮體의 분류

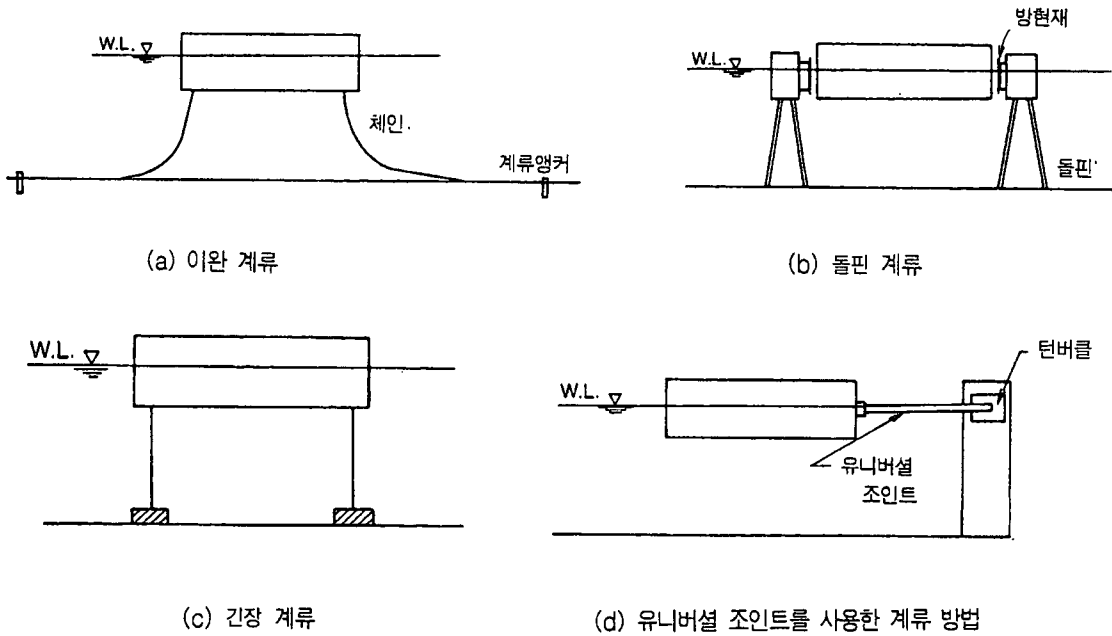
항만 시설로 사용되는 浮體는 浮體式 繫船岸, 洋上 석유 비축기지, 繫留 부이(Buoy), 浮體橋(부체교) 등으로 구분한다. 그리고 초대형 부체식 구조물의 연구개발이 진행되고 있다. 부체의 예를 열거하면 다음과 같다.

- | | | |
|-----------|--------------|---------------|
| ○ 浮體式 繫船岸 | ○ 洋上 석유 비축기지 | ○ 浮防波堤 |
| ○ 繫留 부이 | ○ 浮體橋 | ○ 超大型 浮體式 構造物 |

(2) 繫留裝置의 분류와 특징

浮體는 계류 방법에 따라 다음과 같이 분류할 수 있다.

- ① 이완 계류(弛緩 繫留) (도참(8-1)(a))
- ② 돌핀 계류 (도참(8-1)(b))
- ③ 긴장 계류(緊張 繫留) (도참(8-1)(c))
- ④ 유니버설 조인트를 사용한 계류(도참(8-1)(d))



도참(8-1) 부체 계류방법의 예

8-2 부체에 작용하는 외력

항만시설이 부체 구조인 경우 부체에 작용하는 힘 및 부체구조의 동요에 기인하는 힘은 풍항력, 유항력, 파랑 강제력, 파랑 표류력, 조파 저항력, 복원력 및 계류력으로 하는 것을 표준으로 한다. 이러한 외력들은 부체의 계류 방법과 규모 등에 따라 적절한 해석법 또는 수리모형실험에 의해 산정 한다.

[참고]

(1) 풍항력(風抗力)

부체의 일부가 海面上에 있는 구조물에서는 바람에 의한 힘이 작용한다. 이 힘을 風抗力(風壓力)이라하며, 壓力抗力과 摩擦抗力이 있다. 부체 규모가 비교적 작을 때에는 압력항력이 지배적인데, 이는 풍속의 2승에 비례하는 힘으로 다음 식으로 나타낸다.







$$F_W = \frac{1}{2} \rho_a C_{DW} A_W U_W^2 \quad (\text{참8-1})$$

- 여기서, F_W : 풍항력(N)
 ρ_a : 공기의 밀도(1.23kg/m³)
 C_{DW} : 풍항력 계수
 A_W : 바람이 부는 방향에서 본 부체의 해상부 투영면적(m²)
 U_W : 풍속(m/s)

풍항력계수는 풍압력계수로도 불리우는 비례정수로서 풍동실험(風洞實驗) 등에 의해 얻을 수 있다. 단, 유사한 형상에 대해 얻어진 기왕의 실험치를 사용해도 좋다.

균일한 흐름 안에서 물체의 풍항력계수에 대하여는 표참(8-1)과 같은 값이 제안되어 있다. 이 표에서 보듯이 항력 계수는 부체의 형상, 풍항 및 레이놀즈 수에 따라 변화한다. 또 풍압력은 수면상의 부체 투영도의 도심을 작용점으로 하여 풍속 방향에 작용하는 것으로 생각하지만 부체가 커지면 반드시 그렇게 되지 않는다는 것에 유의할 필요가 있다. 실제로 풍속은 균일하지 않기 때문에 풍압력 계산에서 풍속 U_w 는 해면상 10m 지점의 값을 사용한다.

표참(8-1) 풍압력 계수

⇒ 	정방형 단면	2.0 [1.2] (0.6)
⇒ 	"	1.6 [1.4] (0.7)
⇒ 	" (변장비 1:2)	2.3 [1.6] (0.6)
⇒ 	"	1.5 (0.6)
⇒ 	" (한 면이 접지)	1.2
⇒ 	원형 단면(매끄러운 표면)	1.2 (0.7)

[] 한 변의 1/4의 직경으로 자른 경우
() 한계 레이놀즈 수 이상의 값

(2) 유항력

조류 등 흐름이 있는 경우 부체의 수몰 부분에는 흐름에 의한 힘이 작용한다. 이 힘을 유압력 또는 유항력이라 한다. 풍항력의 경우와 마찬가지로 유속의 2승에 비례하는 힘이다. 단, 일반적으로 유속이 작으므로 유속과 부체 운동속도간의 상대속도의 2승에 비례하는 힘으로서 식(참8-2)와 같이 나타낸다.

$$F_C = \frac{1}{2} \rho_o C_{DC} A_C |U_C - U| (U_C - U) \tag{참8-2}$$

- 여기서, F_C : 유항력(N)
- ρ_o : 류체의 밀도(해수의 경우 1,030kg/m³)
- C_{DC} : 흐름에 대한 유항력계수
- A_C : 부체 수몰부의 유항의 투영면적(m²)
- U_C : 유속(m/s)
- U : 부체의 운동 속도(m/s)

C_{DC} 는 레이놀즈 수의 함수이지만 그 값이 클 때에는 본편7-2의 표참(7-1)에 제시된 정상류의 항력계수를 사용해도 좋다.

일반적으로 흐름에 대한 항력계수는 부체의 형상이나 유항, 레이놀즈 수에 따라 변화한다. 또 풍압력과 마찬가지로 흐름에 의한 힘의 방향과 유항과는 반드시 일치하지는 않는다. 부체의 흘수가 깊어지면 일반적으로 흐름에 대한 항력계수가 커진다. 이것을 천수효과라 부르는데, 수저와 부체 저부간의 간격이 작아지면 부체 저부를 통해 물이 흐르기 힘들게 되기 때문이다.

(3) 파랑 강제력

파랑 강제력은 부체가 수중에 고정되어 있다고 생각할 때, 입사파에 의한 부체에 작용하는 힘이다. 이 힘은 입사파의 파고에 비례하는 선형적인 힘과 파고의 2승에 비례하는 비선형적인 힘으로 구성된다. 선형적인 힘은 부체가 입사파를 변형시켜 그 반작용으로서 입사파로부터 부체가 받는 힘이며, 입사파의 변형을 나타내는 속도 포텐셜은 파의 회절이론에 의해 얻어진다. 한편, 비선형적인 힘은 파의 유한진폭성에 수반되는 힘과 유속의 2승에 비례하는 힘으로 구성된다. 전자에 대하여는 이론적인 해석이 되어 있으나 일반적으로 무시하는 경우가 많다. 후자의 유속의 2승에 비례되는 힘은 특히, 파장에 비해 부체경(浮體經)이 작은 경우에는 커지지만 실험적으로 정할 필요가 있다.

(4) 파랑 표류력

부체에 파가 작용하면 운동의 중심 위치가 서서히 파의 진행방향으로 이동한다. 그 원인이 되는 힘을 파랑 표류력이라 하며, 이차원 부체로서 파의 에너지가 분산되지 않는다고 가정하였을 때 다음 식으로 표현된다.

$$F_D = \frac{1}{8} \rho_o g H_i^2 R \quad (\text{참8-3})$$

$$R = K_R^2 \left\{ 1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\} \quad (\text{참8-4})$$

- 여기서, F_D : 단위폭당 파랑 표류력(N)
 ρ_o : 해수의 밀도(kg/m³)
 H_i : 입사파고(m)
 R : 표류력 계수
 K_R : 반사율

부체의 크기가 파장에 비해 매우 작을 때에는 파랑 표류력은 파랑 강제력에 비해 무시할 수 있으나, 부체가 커지면 지배적인 힘이 된다. 이 힘은 대형 탱커를 대상으로 하는 1점 계류 부이 등 구속력이 약한 계류부체에 불규칙파가 작용할 때 장주기 동요를 일으키는 원인이 되어 특히 문제가 된다.

(5) 조파 저항력

조파 저항력은 부체가 정수중을 운동할 때 부체가 유체에 작용하는 힘의 반작용으로서 유체로부터 부체가 받는 힘이다. 이 힘은 부체를 정수중에서 강제운동시켜 부체에 작용하는 힘을 측정함으로써 얻을 수 있으나, 일반적으로 부체가 성분마다 운동하는 것으로 하여, 부체 주변의 유체 운동을 나타내는 속도 포텐셜을 얻어 해석하는 방법이 사용된다. 해석적으로 구하는 것은 부체의 운동에 비례하는 힘만으로, 운동의 2승에 비례하는 것과 같은 비선형적인 힘을 얻을 수 없다. 선형적인 힘(浮體 운동에 비례하는 힘) 가운데서 浮體의 가속도에 비례하는 항이 부가질량항(附加質量項)이 되며 속도에 비례하는 항이 선형감쇄항(線形減衰項)이 된다.

(6) 복원력

靜的 복원력은 부체가 靜水中을 운동할 때 부체를 원위치에 돌려보내려는 힘이며, 히빙, 롤링 및 피칭의 경우에 생긴다. 이 힘은 일반적으로 운동 진폭에 비례하는 형태로 나타나지만 운동 진폭이 커지면 운동 진폭에 비례하지 않게 된다. 일반적으로 정적 복원력은 진폭에 비례하는 것으로 취급하는 경우가 많다.

(7) 계류력

계류력은 부체의 운동을 구속하기 때문에 생기는 힘(拘束力)이며, 그 크기는 계류계의 변위 복원 특성 등에 따라 크게 다르다.

(8) 파랑강제력과 조파저항력의 속도 포텐셜에 의한 해법

파랑 강제력 및 조파 저항력은 유체 운동을 나타내는 속도 포텐셜을 얻고, 그 속도 포텐셜로부터 계산하는 방법을 채택한다. 그리고 조파 저항력 및 파랑 강제력을 얻기 위한 속도 포텐셜의 해석법은 조파 저항력 및 파랑 강제력의 어느 것이나 경계조건이 다를 뿐이고 같은 것이다.

속도 포텐셜은 영역분할법, 적분방정식법, 스트립법 또는 유한요소법 등에 의해 얻을 수 있다.

(9) 구형단면의 고정부체에 작용하는 파력

부체가 고정되어 있을 때에는 해저와 부체 주변의 경계조건을 만족하는 속도 포텐셜로부터 파력을 얻을 수 있다.

(10) 초대형 부체식 구조물에 작용하는 힘

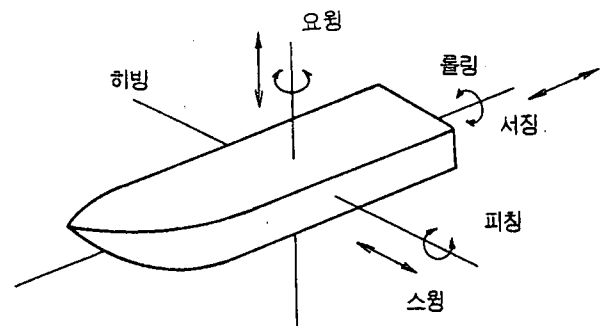
초대형 부체식 구조물에서는 부체의 규모가 크다는 것, 유체가 탄성적인 응답 특성을 나타내는 것으로부터 (1)~(9)에 기술한 외력이 규모가 작은 부체에 대한 것과는 다르므로 그 특성에 대해 충분한 검토가 필요하다.

8-3 부체의 동요 및 계류력

부체의 동요 및 계류력은 부체의 형상, 외력 및 계류 시스템의 특성에 따라 적절한 해석법 또는 수치 모형실험에 의해 산정하는 것으로 한다.

[해설]

부체 운동은 바람이나 파랑에 의한 힘과 부체 자신의 복원력 및 계류선이나 방현재의 반력을 외력으로 하는 평형방정식을 풀어 얻을 수 있다. 강체(剛體) 운동으로 가정하는 경우에 부체 운동은 도해(8-1)에 나타낸 바와 같이 서징, 스윙, 히빙, 피칭, 롤링 및 요잉의 6가지 성분으로 구성된다. 이 가운데서 서징, 스윙, 요잉의 수평면 내의 운동은 주기 수 분 이상의 장주기 변동을 나타낼 수 있다. 장주기의 동요는 계류선(繫留索)의 피박(避泊) 면적과 계류 시스템의 설계에 크게 영향을 미치므로 바람 및 파랑의 장주기 변동 성분 및 파랑 표류력만을 외력으로 하고 장주기 동요만을 별도로 고려하여도 좋다. 부체가 길고 커지면 동요에 수반하여 탄성 변형이 생기므로 필요에 따라 검토한다.



도해(8-1) 선체의 운동 성분

(1) 운동방정식의 해법

① 비선형 운동방정식의 정상해법

浮體의 운동방정식은 비선형이므로 해를 얻는 것이 쉬운 일이 아니다. 운동의 微小振幅性을 가정하고 비선형항을 線形近似하여 운동방정식을 선형화하면 비교적 간단히 해가 얻어진다. 예를 들면 3차원 浮體의 경우에는 6가지 성분의 운동 진폭과 位相差에 관한 연립 1차방정식으로 된다. 浮體운동을 剛體운동으로 가정한 선형의 경우에 운동은 외력에 비례한다. 특히 바람과 흐름에 의한 힘이 없을 경우에는 운동은 파고에 비례한다.

② 비선형의 수치모형실험

일반적으로 풍향력이나 유항력은 비선형이며, 구속력도 비선형인 경우가 많다. 이 경우에는 운동 방정식을 시간 간격마다 풀어가는 수치실험이 유효하며, 현재 일반적이다. 여기서는 우선 입사파의 스펙트럼으로부터 외력으로 되는 파랑 강제력 및 파랑에 의한 유속, 그리고 바람의 스펙트럼으로부터 變動風의 시계열 자료를 구한다. 이 시계열 자료에 의한 외력을 부체의 운동방정식에 대입하여 부체의 동요 및 계류력의 시계열 자료를 계산한다.

수치실험은 각종 부체의 동요 해석에 사용되고 있다. 수치실험에 있어서 통상적으로 ① 유체는 완전유체이다 ② 부체의 동요량은 미소하다 ③ 입사파는 선형이며 중합이 성립한다 등의 조건을 전제로 하고 있다. 이러한 전제의 성립에 문제가 있는 경우에는 수리모형실험을 행할 필요가 있다.

(2) 수리모형실험

부체의 운동이나 계류력을 얻는 수단으로서 수리모형실험은 유력한 방법의 하나이다. 부체의 수리 모형실험을 행하는 경우에는 부체의 관성 모멘트나 계류 시스템의 특성에 관한 相似則에 충분히 유의할 필요가 있다.

(3) 부체 동요량 및 계류력의 통계 처리

불규칙파에 의한 측차 수치실험이나 수리모형실험에 의해 얻어진 부체의 동요량이나 계류력은 시간적으로 불규칙하게 변화한다. 따라서 부체의 동요 진폭이나 계류력의 최대치도 변화한다. 이들의 최대치는 파랑의 스펙트럼이 같아도 파랑의 작용시간이나 파랑의 연결이 다르면 변화한다. 통상 통계처리에 있어서는 얻어진 동요 진폭이나 계류력의 최대치의 확률밀도분포를 정규분포나 Rayleigh 분포 등에 해당시켜 기대치를 추정한다.

(4) 구형단면 부체의 동요와 계류력(拘束力)

구형 단면 부체의 동요량과 계류력에 대하여는 비교적 취급하기 쉬운 이또(伊藤)의 근사이론을 적용할 수 있다.

(5) 동요량 등의 기대치 추정 순서

부체 동요량의 기대치는 그 동요 특성을 고려하여 정규분포 또는 Rayleigh 분포의 어느 분포형을 가정하여 행할 수 없다. 그 순서는 다음과 같다.

① 동요 모의실험

충분히 긴 시간의 동요 모의실험 계산을 행하고 개별파에 대한 동요 양진폭의 값을 얻는다. 최대치의 기대치를 정도 높게 추정하는데 필요한 파수는 약 100이상이다.

② 동요 진폭의 분포형의 가정

동요 모의실험에서 얻어진 동요 양진폭의 분포형이 다음에 표시된 Rayleigh 분포 또는 정규분포에 따른다고 가정한다.

$$\text{Rayleigh 분포} : P(x) dx = 2a^2 \exp(-a^2 x^2) dx \quad (\text{참8-5})$$

$$\text{정규분포} : P(A) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{A-\bar{A}}{\sigma}\right)^2\right\} \quad (\text{참8-6})$$

여기서, $x = A/A^*$

A : 진폭

A^* : 임의의 基準兩振幅

$$a = A^* / \sqrt{8m_o}$$

$8m_o = A_{rms}$ (兩振幅의 자승평균의 평방근)

σ : 표준편차

단, a의 값은 基準兩振幅 A^* 가 유의치 A1/3인 경우 1.416, 평균치 \bar{A} 의 경우 $\sqrt{\pi}/2$ 이다.

③ 기대 최대치의 추정

波數를 N이라 하고, 초과확률이 1/N이 되는 값을 그 波數로서의 최대치의 기대치로 하면 Rayleigh 분포에서는 動搖 兩振幅의 기대치는 N이 충분히 클 때 다음 식으로 근사된다.

$$x_N = \frac{1}{a} (\ln N)^{1/2} \quad (\text{참8-7})$$

또 정규분포에서 兩振幅의 기대치는 다음 식으로 나타낸다.

$$A_N = \bar{A} + \mu_N \sigma \quad (\text{참8-8})$$

그리고 波數 N 에 따라 기대 최대치는 변화한다.

표참(8-2)는 대표적인 N 치에 대한 x_N 과 표준정규분포의 편차의 지표인 μ_N 의 값을 나타낸다.

표참(8-2) 기대치 추정에 사용되는 수치

기대 최대치에 대한 표본수	N	100	200	500	1,000	10,000
Rayleigh 분포	x_N	1.52	1.63	1.76	1.86	2.14
정규 분포	μ_N	2.33	2.58	2.88	3.09	3.96

④ 최대치와 기대치의 계산

예를 들면 Rayleigh 분포에 따른다고 하고 波數 1,000波에 대한 최대치의 기대치를 구하기로 한다.

먼저 動搖 兩振幅의 有義值 A^* 를 모의실험 결과에서 얻는다. 다음에 식(8-7)에 $a=1.416$, $N=1,000$ 을 대입하고 x_N 값을 계산한다. 마지막으로 $x_N = A/A^*$ 에서 기대치 A 를 얻는다.

(6) 繫留系の 相似則

浮體의 운동특성은 계류방법에 따라 크게 다르므로 계류 장치의 변위, 반력특성을 적절히 상사시키는 것이 부체의 수리모형실험에서 특히 중요하다. 예를 들면 계류 로프에 대해 현지와 같은 재질을 사서 형상만을 상사시켜서는 상사칙이 성립하지 않는다. 모형자료의 탄성계수를 그 축척분 만큼 현지보다 작게 할 필요가 있다. 그러나 실제로는 그러한 자료를 찾기가 불가능하며 여러 방법을 찾을 필요가 있다.

제 9 장 하구 수리

9-1 일반

하천이 해역과 합류하는 하구역에 있어서는 하천의 고수시와 저수시의 유황, 소류토사, 조석의 변화 및 밀도류, 파랑과 하천의 공존 등의 하구수리 현상을 적절히 설정하는 것으로 한다.

[해설]

하구역에서는 하천 본래의 出水, 濁水 및 송류 토사의 작용에다 외해측으로부터 조석 변화, 파랑, 조류(연안류), 표사 등의 작용이 더해진다. 이 때문에 수위, 유속의 주기적 변화, 밀도류의 발생, 送流 土砂의 침전, 퇴적 등의 수리현상이 일어난다. 이러한 제 현상은 하구역의 流況, 물질의 수송에 큰 영향을 준다. 따라서 하구수리를 취급함에 있어서는 하천·해역 양자에 관한 고찰이 필요하며 각각의 성격을 분석·검토하지 않으면 안된다.

(1) 하천조석

外洋의 潮汐은 하구역에 진동을 일으킨다. 해양 潮汐의 영향을 받는 하천을 感潮河川이라 부른다. 한강에서는 조위가 EL(+) $2.7m$ 이상일 때 창조류가 신곡수중보를 월류하여 약 $30km$ 상류의 잠실수중보까지 조석 현상을 일으키고 있으며, 금강에서는 하구둑 체절 전에 상류 약 $60km$ 지점인 규암까지 조석 영향을 받았다.

하구에 진입한 조석파는 수심이 얕아지고 마찰이 증가하기 때문에, 그리고 하천류 때문에 점차 변형된다. 하구 조석은 외양 조석과 같이 대칭형이나, 상류로 올라감에 따라 비대칭형으로 된다. 즉, 低潮로 부터 수면은 갑자기 高潮가 되고 高潮로부터 수면은 서서히 低潮로 된다. 이 때문에 창조시간이 짧고 창조유속은 강하며, 낙조시간이 길고 낙조유속은 약하다.

感潮河川의 또 하나의 특징은 하천 상류로 가면서 高潮面의 높이는 거의 변하지 않거나 약간 높을 정도로 되지만 低潮面은 점차 높아지고 潮差는 점차 작아진다. 또 일반적으로 하류에서 0대潮의 低潮面은 소조의 低潮面 보다 낮으나, 상류로 올라감에 따라 大潮의 低潮面이 小潮 보다 높아진다. 이것은 하천潮汐과 대양조석과의 본질적인 차이를 말해준다.

潮汐波가 하천을 거슬러 올라가면 점차 변형하여 마침내는 潮汐波의 前面의 급경사가 마치 직립벽과 같이 하천을 돌진하는 현상이 일어난다. 이것을 潮汐 보아(Tidal Bore)라 한다.

(2) 河口流

하구역에 있어서의 수리현상 중 가장 큰 특징은 潮汐에 의한 영향이다. 이 때문에 일반적으로 수위유속의 주기적 변동이 나타나며, 潮差가 큰 하구에서는 창조시 수면이 역경사가 되어 河水가 역류하는 경우가 많다. 그리고 潮差가 작은 하구에서는 하수의 逆流가 발생하지 않지만, 저층에는 해수가 썩기상태로 침입하며, 하천류는 표층에서 얽은 층으로 가속되어 유출한다. 이 때의 연직유속분포는 표층에서는 舌狀을 나타내며 저층에서는 逆流를 나타낸다. 소위 2층류의 밀도류를 형성하는 경우가 많다.

그리고 하구에 침입한 조류는 하상 경사, 하천류 등 때문에 일반적으로 창조시간은 짧고, 낙조시간은 길어지는 경향이 있다. 유속·유량의 극대·극소는 潮汐의 高·低潮時보다 늦게 발생한다.

이러한 제 현상이 하구의 위치, 형상, 하천 및 외해의 수리량에 따라 시간적, 공간적으로 변화하는 것은 당연하지만, 하구류의 성질을 다음과 같이 생각할 수 있다.

- ① 出水時에는 하천류가 강하여 하천 본래의 傾斜流性이 탁월한 等流로 볼 수 있다.
- ② 평수시에는 傾斜流性, 潮汐에 의한 潮流性, 여기에 하해(河海) 양수(兩水)의 밀도차에 기인하는 密度流性이 더해져 흐름의 성질이 복잡해진다.

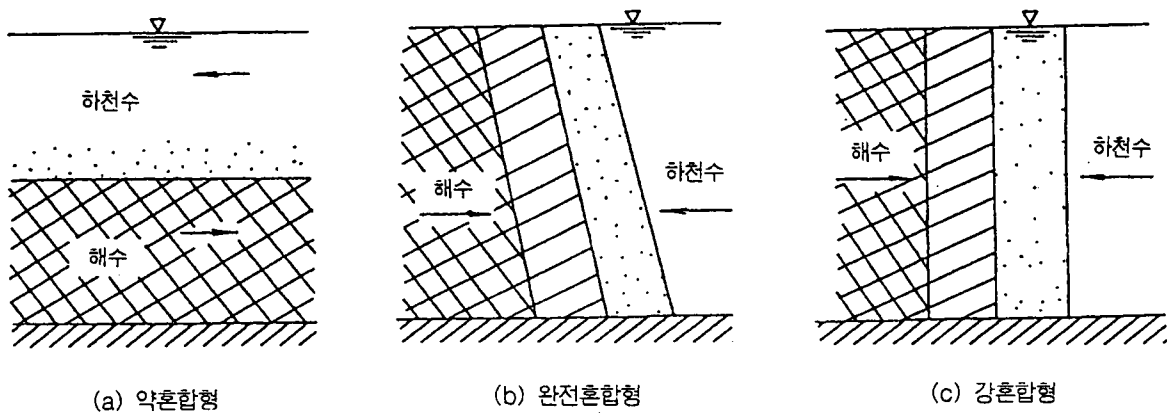
③ 湧水期에는 潮流性이 지배적이다. 그러나 潮差가 작은 하구역(예, 동해안)에서는 갈수기에도 조류성은 그다지 강하게 나타나지 않고 오히려 밀도류성이 강해진다.

④ 일반적으로 潮差가 큰 하구역(예, 남·서해안)에서는 항상 潮流性이 탁월하게 나타난다.

(3) 河口 密度流

河水와 海水가 접하는 하구역에서는 兩水의 밀도 때문에 海水는 河水의 下層으로 침입하고, 역학적 평형을 이루기 위한 유동이 나타난다. 이 흐름을 하구 밀도류라 부르며, 유속, 수온, 염분의 현지관측 또는 해양과 하천을 포함하는 3차원 수치모형실험을 통하여 그 공간적 분포 형태를 파악할 수 있다.

밀도류의 형식은 하구역에서의 河水와 海水의 혼합 상태에 따라 다음의 3형으로 대별된다(도해(9-1) 참조).



도해(9-1) 하구 밀도류의 형식

① 약혼합형(弱混合型)

河水와 海水의 혼합이 거의 보이지 않고, 兩水의 경계면(밀도 불연속면)이 명백히 존재하는 형으로 해수는 썩기상대로 침입한다. 일반적으로 하천 유량에 비하여 潮差가 작은 하구에서 볼 수 있다. 이 형식은 특히 成層 密度流 또는 2층류라 부른다.

② 완전혼합형(完全混合型)

潮差가 하천 유량에 비해 ①의 경우보다 약간 커지면 나타난다. 이 형식에서는 하수와 해수의 혼합이 비교적 잘 이루어진다. 流下 방향, 수심 방향으로도 밀도 경사가 나타난다.

③ 강혼합형(强混合型)

혼합의 원인이 河海 兩水의 경계면에 따르는 속도 剪斷이 아니라 潮汐 운동으로부터 일어나는 강한 亂流에 기인하는 것으로서 수심 방향으로의 밀도 차가 없어지고, 염분 분포는 위치만의 함수로 된다. 이 형식은 하천 유량에 비해 潮差가 큰 하구역에서 발생한다.

(4) 河口 進入波

河口部에 진입해 온 파랑은 흐름의 존재에 따른 파랑 변형이 나타난다. 수심에 따른 屈折에다 흐름의 상대적 방향에 따라 屈折이 나타나 파고가 낮아진다. 한편 흐름에 정반대인 경우 흐름의 작용에 의한 에너지의 授受 때문에 파고는 커진다. 이렇게 파고가 증대된 진입파는 河道內를 거슬러 올라가는 과정에서 내부 및 외부의 마찰 저항, 亂流 등의 영향 때문에 파고가 감소되어간다. 이러한 상반작용에는 흐름과 파랑의 성질이 관계하며 파고 변화의 기구는 복잡하다.

9-2 하구의 매물

하구역에서는 하천으로부터의 소류사(掃流砂) 및 부유사(浮遊砂)의 형태로 유송된 토사나 연안 표사에 의한 매물 현상을 적절히 설정하여야 한다.

[해설]

하천 유송토사는 하천의 수리공식에 의해 계산하며, 하구역의 토사의 퇴적·세굴량은 하천-조류모델에서 얻은 유속장을 입력하여 운영하는 퇴적 수치모형실험으로 추산한다.

(1) 실테이션 - 泥粘土 퇴적현상

① 실테이션(Siltation)

內灣의 하구역에서 점토나 실트 등의 微粒子(이하 泥土)로 된 저질이 흐름이나 파랑에 의해 띄워 올려져 이동·퇴적하는 현상을 실테이션이라 부른다.

실테이션을 現象面에서 보면 흐름에 의한 海底 泥土의 띄워 올림과 流送, 파랑과 해저 이토층의 상호간섭, 침강, 퇴적, 압밀 등으로 나눌 수 있다. 하구역에서는 파랑이 흐름과 동시에 존재하며 염수와 담수의 혼합역에서는 凝集(Flocculation)이 촉진되는 등의 특징이 있다.

실테이션과 漂砂와의 큰 차이점은 실테이션의 본질이 되는 이토는 응집성이 있어 하천과 해역의 접합부인 하구역(Estuary)에서 해수와의 혼합에 의한 응집에 수반되어 침강 특성이 크게 변화하는 것이다. 해저에 침강된 이토는 탈수를 거쳐 저질을 형성하고, 저질은 다시 압밀에 의해 강도가 큰 저질로 오랜 시간을 거쳐 변화해 가는 성질을 갖고 있다. 따라서 파랑이나 흐름에 의한 띄워 올림 특성은 엄밀하게는 이토의 특성(침강후의 경시 변화-압밀의 정도, 입도 조성, 함수비, 유기물의 함유량 등)에 따라 변화한다. 이것이 일반적으로 모래 개개의 입자로 취급하는 표사와 실테이션의 큰 차이점이다.

실테이션이 현저한 곳에서는 항로 수심이 계속 변화하기 때문에 항시 수심측정에 의한 감시가 필요하며, 선박 안전을 위한 항로 준설이 필요하다. 실테이션이 문제가 되는 항구의 진입항로 해저는 밀도가 1.05~1.3g/cm³의 浮泥 流動層(Fluid Mud)으로 덮여졌다고 말하고 있다. 현재 실테이션에 의한 항로 매물 문제가 많은 유럽에서는 선박의 「안전한 항해 수심」을 저질의 밀도가 1.2g/cm³ 이하의 수심으로 정의하고 있다. 실용상 음향측심기의 두 주파수로 부니층을 검출하는 방법이 행해지고 있다. 예를 들면 부니층 표면에서 반사하는 210kHz와 부니층을 관통하고 모래층 또는 밀도가 큰 이토층으로부터 반사하는 33kHz의 두 종류의 주파수를 사용하는 방법이 있다. 그러나 이러한 기기로는 항해 가능수심을 결정하는데 충분하다고 말할 수 없다.

② 부니 유동층의 형성

부니 유동층은 하구역이나 대륙붕의 연안 가까이에서 많이 볼 수 있으며 매우 높은 농도의 이토를 포함하는 유동하기 쉬운 층이다. 이토의 농도는 10,000~300,000mg/l 정도이다. 이 부니 유동층의 밀도는 1.05~31.3g/cm³로 보고 있다.

③ 실테이션 수치실험

실테이션을 예측하기 위해서는 흐름과 파랑장을 계산하고 응집, 침강, 부유(띄워 올림), 부동층의 형성으로부터 유동과 같은 기구를 갖는 모델을 개발할 필요가 있으며 현재 시도되고 있다.

(2) 토사의 매물

① 토사의 이동량 추정

하구역에서 토사의 이동은 토사의 입경, 유속 및 염분에 따라 부유사 및 소류사의 형태로 이동한다. 소

류사량은 유속의 5승에 비례하고, 부유사의 침전은 담수와 염수가 맞닿는 곳에서 응집(Floc)현상이 일어나 증가하며, 부유사량은 부유물의 농도와 유속에 좌우된다. 소류사 및 부유사 이동량은 조류 수치실험의 유속장을 이용하여 퇴적 수치실험으로 추정하고 있다.

② 하구역의 매물 현상

하구역의 매물 현상은 주로 대홍수시 또는 대조시의 강한 유속에 의해 유송된 토사에 의해 일어나며, 퇴적된 토사의 일부는 홍수시 또는 낙조시에 하구 밖으로 유출되어 부근 해안의 연안 표사와 함께 사주를 형성하는 경우가 있다.

③ 하구역의 연중 토사 순환

하구역은 일반적으로 창조 유속이 강해 많은 부유사를 상류측으로 운반하고, 계류시 및 낙조시(유속 이 약함)에 침강·퇴적되는 현상이 일어나는 곳이 있다. 특히 겨울철에 이렇게 퇴적된 세립 토사는 여름철 홍수시 외해로 유출되는 연중 토사 순환을 나타내는 곳도 있다.

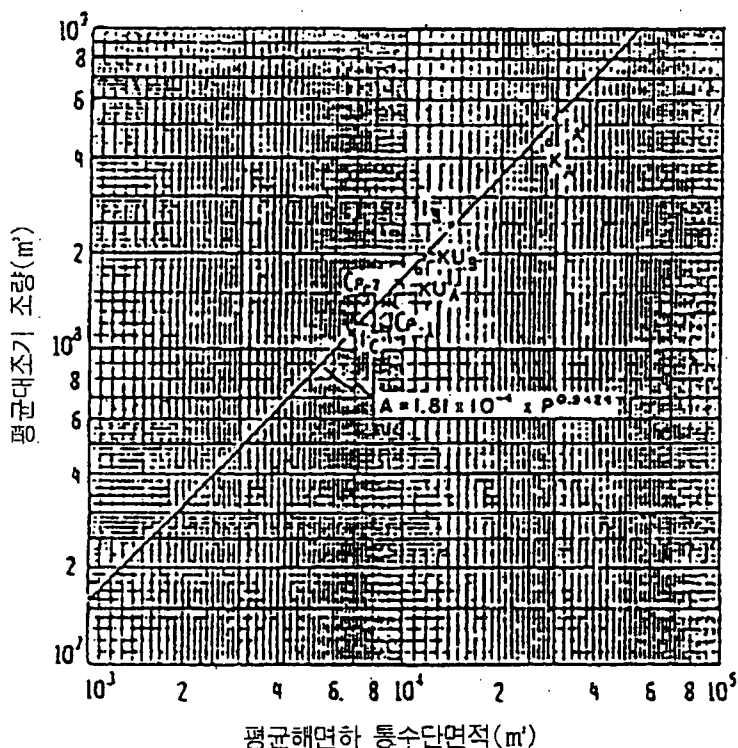
④ 潮流의 射流作用

하구역의 일반 협수로에서는 潮流의 掃流 작용에 의해 통수단면적이 潮量과 일정한 관계를 갖고 평형상태를 유지하고 있는 것으로 보고되고 있다.

즉, 感潮 하구역의 최소 단면적(평균해면하) $A(m^2)$ 는 평균대조기 $\frac{1}{2}$ 潮汐주기간의 潮水의 出·입조량 $P(m^3)$ 와 다음 식과 같이 평형을 유지하고 있다.

$$A = 1.81 \times 10^{-4} P^{0.9424} \tag{해9-1}$$

그리고, 통수단면상의 단면평균 최대유속은 평균대조기에 평형치인 1.05~1.15m/sec를, 그리고 1/2 潮汐주기간의 단면평균유속은 약 0.7m/s를 유지하고 있음을 제시하고 있다. 도해(9-2)는 서해안의 인천외항, 가로리만, 군산항 등 하구 수로에서의 통수단면적과 평균대조기의 조량과의 평형관계를 나타낸 것이다.



도해(9-2) 한국 서해안 하구 수로에서 통수단면적과 조량의 평형관계

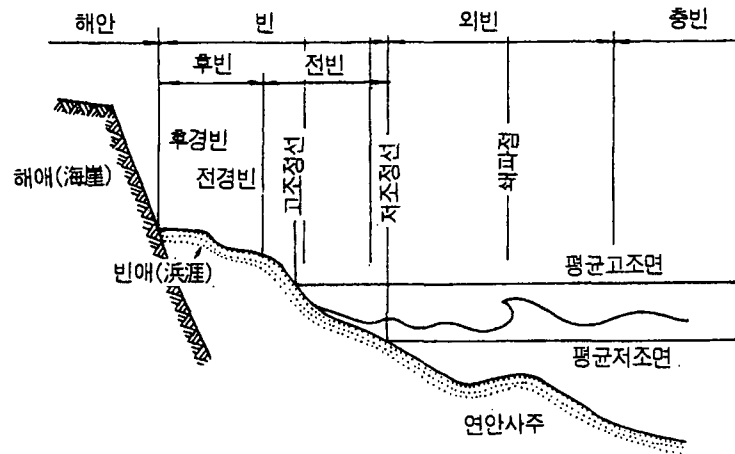
제 10 장 표사(漂砂)

10-1 일 반

표사의 영향을 받을 경우에는 저질 입경, 이동한계 수심, 연안 표사량, 연안 표사의 탁월 방향 등의 표사의 특성치를 적절히 설정하는 것으로 한다.

[해설]

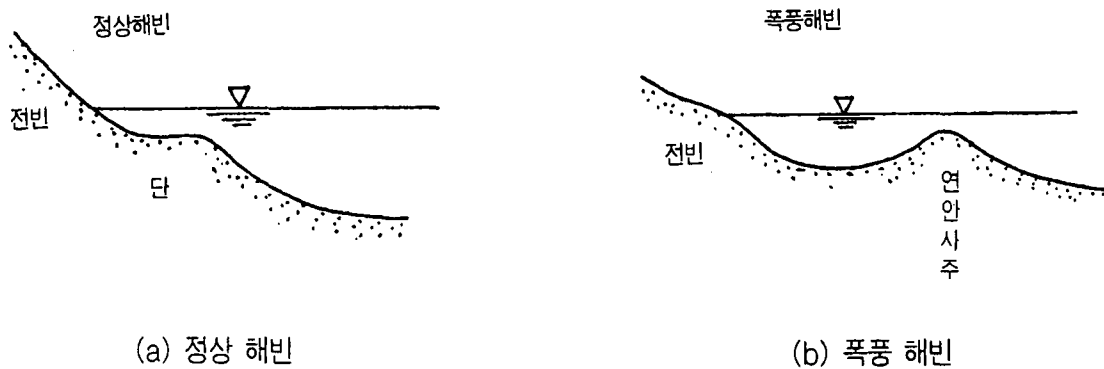
- (1) 해안을 구성하는 저질이 파랑이나 흐름 등의 작용에 의해 이동하는 현상 또는 이동하는 모래 자체를 漂砂라 한다.
- (2) 바람에 의한 모래의 이동 및 모래 자체를 비사(飛砂)라 하지만 광의로는 해변(海濱)에서의 비사를 표사에 포함시켜 생각하는 경우도 있다.
- (3) 해변을 구성하는 저질은 부근의 하천과 인접 해안으로부터 공급되며, 공급 과정 또는 해변에 퇴적된 후에 파랑이나 흐름의 작용을 받는다. 이 때문에 저질은 파랑이나 흐름 등의 외력 특성을 반영한 특성을 나타내게 된다. 이를 외력에 의한 저질의 체 분류 작용이라 한다.
- (4) 자연 해변은 큰 파랑의 내습에 따라 세굴되고 파랑이 잔잔해지면 퇴적되는 과정을 반복하면서 장기적으로는 비교적 평형된 지형으로 균형을 유지한다. 그러나 하천 改修에 의한 공급 토사의 감소나 임해 구조물의 건설에 따른 토사 공급 상황의 변화 및 파랑이나 흐름 외력의 변화가 생기면 균형상태가 깨어져 해변은 새로운 평형상태를 향해 해변 변형이 일어난다. 방파제, 방사제, 이안제, 돌제 및 도류제 등의 구조물의 건설에 있어서 이러한 건설이 일으키는 해변의 균형 변화에 유의하여 사전에 예상되는 지형 변화에 대해 충분히 검토하고, 건설 중 및 건설 완료 후에도 해변의 지형변형 상황에 주의하여 해안 침식에 의한 재해가 예견될 때에는 적절한 해안 방어대책을 세울 필요가 있다.
- (5) 파랑이 외해로부터 해안으로 접근해 올 때 수심이 충분히 깊은 곳에서는 해저 가까이의 파랑에 의한 물입자의 운동은 저질을 이동시킬 힘이 없다. 사또(佐藤)는 표층 이동과 완전 이동의 두 상태를 정의하였는데 前者는 해저에 있는 표층의 모래가 파향으로 집단적으로 소류되는 경우이고, 후자는 수심 변화가 명확하게 나타날 정도로 뚜렷한 이동을 나타내는 경우이다.
- (6) 연안 표사량이란 해안에 비듯이 입사해 오는 파랑에 의해 생겨나는 해안에 평행한 표사의 양을 말한다. 연안 표사는 來襲波의 파향에 따라 해안을 따르는 兩方向으로 이동한다. 양방향 중 년간을 통해 이동량이 많은 방향을 탁월 방향이라 한다.
- (7) 해안선(汀線)에 평행한 표사를 연안 표사라 한다. 연안 표사는 정선의 전진·후퇴에 기여하는 수가 있어 장기간에 걸쳐 침식·퇴적을 수반하는 경우가 많다. 따라서 항만·해안 구조물을 축조함에 있어서 사전에 해당 해안의 연안 표사의 탁월 방향과 연안 표사량을 파악해 됨으로써 구조물을 축조하는 경우 주변 해안의 해변 변형의 정도를 예측할 필요가 있다.
- (8) 해안 지형
 - ① 海濱 단면 각 부의 명칭
도해(10-1)은 전형적인 사빈해안 단면의 각 부의 명칭을 나타낸다.



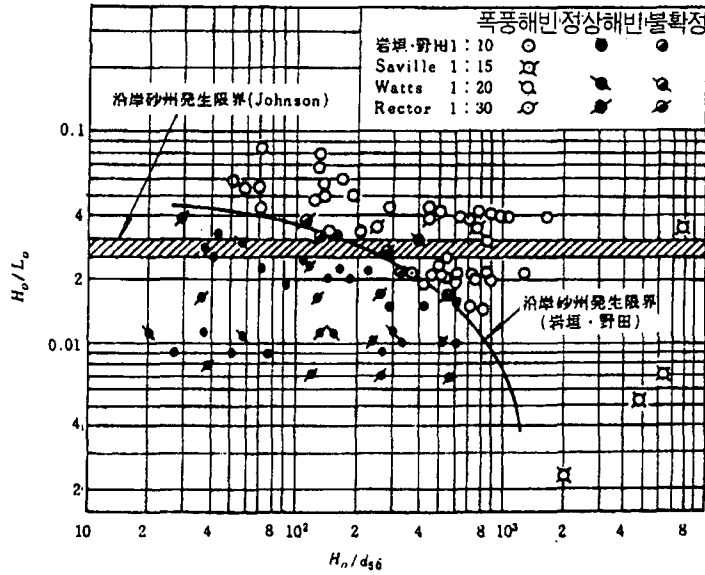
도해(10-1) 해안의 일반적 단면과 명칭

② 정상해빈과 폭풍해빈의 평형 단면

해빈 단면은 파랑 및 저질에 따라 폭풍 해빈과 정상 해빈으로 구분된다. 폭풍해빈은 연안 사주가 존재하고 전빈 경사가 완만한 특징이 있으며, 정상해빈에는 연안 사주가 존재하지 않고, 단(Step)이 형성되며 전빈 경사가 급하다(도해(10-2)), 도해(10-3)은 연안 사주의 발생 한계를 나타낸다.



도해(10-2) 정상 해빈과 폭풍 해빈



도해(10-3) 연안 사주의 발생 한계

(9) 저질의 특성

저질 특성은 중경입경(\$d_{50}\$), 평균입경(\$d_m\$), 분계수(분계수, \$S_o\$) 및 편왜도(편왜도, \$S_k\$)로 나타낸다.

중양입경(\$d_{50}\$) : 입경 누적곡선 중 50%에 해당하는 입경

$$\text{평균입경}(d_m) : d_m = \frac{\sum_{P=0}^{100} d \Delta p}{\sum_{P=0}^{100} \Delta p}$$

$$\text{분계수}(S_o) : S_o = d_{75} / d_{25}$$

$$\text{편왜도}(S_k) : S_k = d_{75} \times d_{25} / d_{50}^2$$

(10) 표사의 이동 형태

- ① 표사는 이동 형태에 따라 부유 표사와 소류 표사로 구분된다.
- ② 표사는 外濱에서 파의 진행 방향으로 소류 형식으로, 외해 방향으로 부유 형식으로 일어나며, 쇄파대에서는 쇄파에 의한 흐름에 따라 해안 또는 외해로 향하거나 해안선을 따라 부유 표사가 뚜렷하게 나타나고, 前濱에서는 소류 표사가 탁월하며 해빈류를 따라서 해안선과 평행하게 이동한다.

(11) 이동한계 수심

- ① 주어진 파고에 대하여 海底砂가 움직이기 시작하는 이동한계 수심을 추정하는 여러 공식이 제안되어 있는데 모두 식(해10-1)의 형태를 가지며 공식에 따라 계수 n과 a의 값이 다르다.

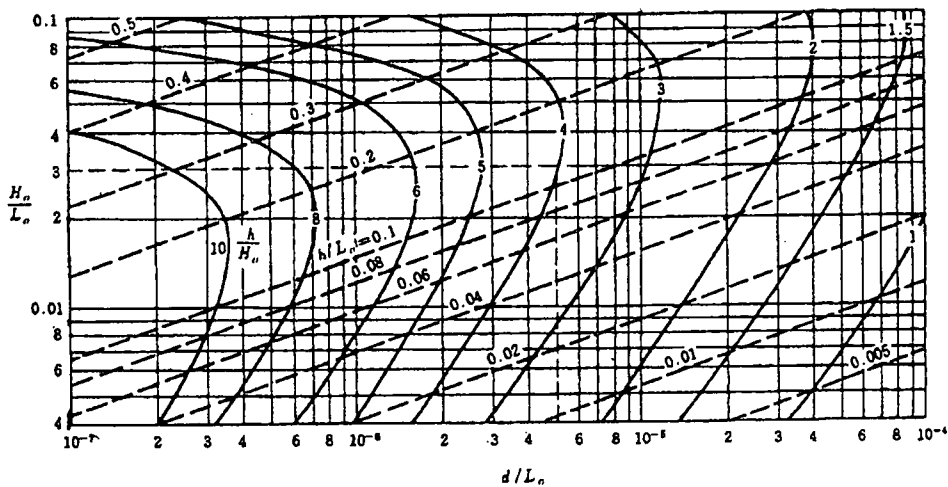
$$\frac{H_o}{L_o} = \alpha \left(\frac{d_s}{L_o} \right)^n \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right) \frac{H_o}{H} \tag{해10-1}$$

- 여기서, \$H_o\$: 환산 심해파고(m)
- \$L_o\$: 심해파장(m)
- \$\alpha\$: 계수
- \$d_s\$: 저질의 평균 또는 중양입경(m)
- \$h_i\$: 이동한계 수심(m)
- \$L\$: 수심 \$h_i\$ 에서의 파장(m)
- \$H\$: 수심 \$h_i\$ 에서의 파고(m)

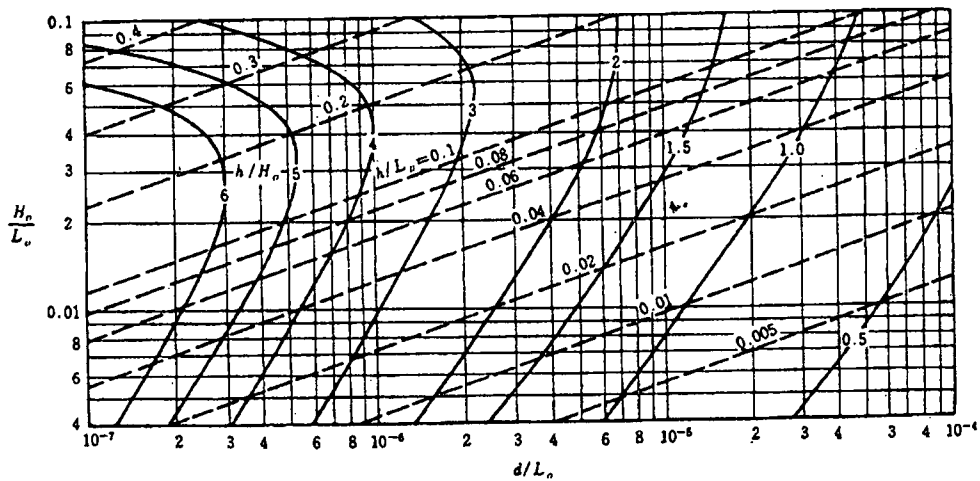
② 이동 한계수심 공식에서 계수 n 과 α 의 값은 연구자에 따라 다른데 사또(佐藤)·다나카(田中)에 의하면 표해(10-1)과 같다. 도해(10-4)는 표층 및 완전 이동한계 수심의 계산도표이다.

표해(10-1) 이동한계 수심 공식의 계수 n 및 α 값

n	1/3	
α	1.35	2.40
이동 형식	표층 이동	완전 이동



도해(10-4)(a) 표층 이동한계 수심의 계산도표



도해(10-4)(b) 완전 이동한계 수심의 계산도표

(12) 표사의 탁월 방향

연안 표사는 파나 흐름이 끊임없이 변화하므로 그 방향도 시간적으로 변화하지만 1년 또는 그 이상의 오랜 기간에 걸쳐 그 해안 특유의 탁월 방향이 존재할 수 있으므로 이를 전 계절에 걸쳐 조사하여 결정하여야 한다.

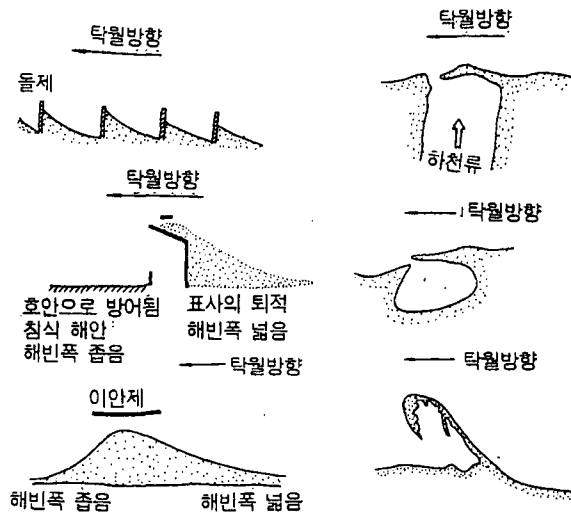
① 표사 탁월 방향의 조사

가. 저질의 입경 분포는 연안 표사의 방향으로 작아진다. 또 광물조성이 연안선에 따라서 변화한다.

나. 파 에너지의 연안선 방향 성분을 집계하여 그 탁월 방향이 연안 표사의 방향과 일치한다.

다. 방파제 등 구조물 주변에서는 표사의 위측 汀線은 전진하고 前濱 경사가 급해지는데, 아래 측은 정선이 후퇴하고 前濱 경사가 완만해진다. 그리고 저질 입경은 위측이 크고, 아래측은 작아지는 경향이 있다.

라. 岬이나 하구 부근에 도류제가 없으면 하구는 표사 방향으로 기우는 경향이 있고, 갑 부근에서는 위측 砂濱의 폭이 넓고, 아래측이 좁아지는 경향이 있다.



도해(10-5) 표사의 이동방향

② 연안 표사량

연안 표사량은 파랑, 저질, 구조물 주변의 土砂량 변화, 과거의 준설량, 주변 해안의 표사량 등에 관한 자료를 충분히 검토하여 추정할 필요가 있다. 파랑에 의한 연안 표사량 개략치의 추정 공식은 일반적으로 식(해10-2)로 나타내며, 공식에 따라 계수 α 와 n 의 값은 다르다.

$$Q_X = \alpha E_X \tag{해10-2}$$

$$E_X = \sum k_r^2 \left(\frac{n_A w_o H_A^2 L_A}{8 T} \right) \sin \alpha_b \cos \alpha_b$$

여기서, Q_X : 연안 표사량

E_X : 파 수송에너지의 연안 방향의 성분 (kN·m/m/s)

k_r : 파랑 관측점(A)과 쇄파점 사이의 굴절계수

n_A : 파랑 관측점(A)에서의 郡速度와 波速의 비

w_o : 해수의 단위체적 중량(t/m³) = $\rho_o g$

H_A : 파랑 관측점(A)에서의 파고(m)

L_A : 파랑 관측점(A)에서의 파장(m)

T : 파의 주기(sec)

α_b : 쇄파점(b)에서의 파의 입사각(°)

연안 표사량 공식에서 계수 a , n 의 값과 Q_X , E_X 의 단위는 표해(10-2)와 같다.

표해(10-2) 연안 표사량 공식의 계수 a , n 의 값과 Q_X , E_X 의 단위

공식	a	n	Q_X 의 단위	E_X 의 단위
Savage	0.022	1.0	m ³ /일	t · m/m/일
사또 등	0.03	1.0	m ³ /일	t · m/m/일
미육군 공병대	0.04	1.0	m ³	t · m/m

10-2 구조물 주변의 세굴

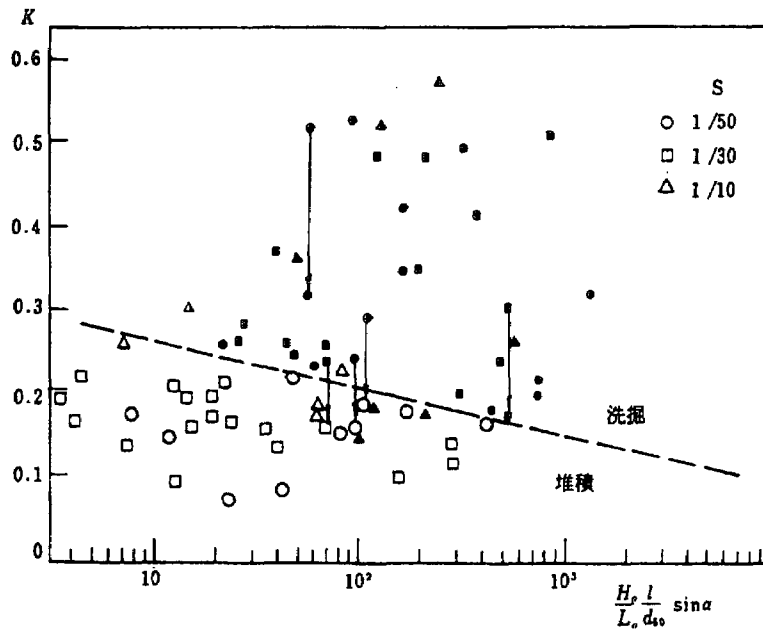
방파제, 방사제, 돌제 및 도류제 등의 구조물 주변의 세굴에 의해 구조물이 영향을 받을 염려가 있는 경우에는 필요에 따라 세굴에 대해 고려한다.

[해설]

자연 해빈에 작용하는 파랑의 특성은 장기적으로는 각 해안마다 거의 일정한 것으로 생각할 수 있어, 이에 대해 해빈 현상도 거의 안정한 것으로 되어 있다. 세굴은 구조물이 설치되어 외력과 지형의 균형이 국소적 또는 광역에서 깨어지기 때문에 발생한다. 해빈에 대한 구조물의 설치 위치에 따라 파랑 작용이 다르기 때문에 세굴 기구와 규모도 달라지므로 세굴 방지대책 선정에 있어서 충분한 주의를 요한다.

(1) 호안 전면의 세굴

호안 전면 세굴은 파의 반사율과 밀접한 관계가 있음이 알려지고 있다. 예를 들면 도해(10-6)은 호안의 반사율 K 와 파랑 경사 H_o/L_o , 저질의 중앙입경 $d50$, 호안 경사 α ($\alpha=90^\circ$ 인 경우 직립제), 평형 단면시의 파의 기어오름 위치로부터 호안 설치 위치까지의 거리 l 로 표시되는 파라미터 $(H_o/L_o)(l/d50)\sin\alpha$ 에 의해 전면의 세굴·퇴적을 판정하기 위해 제안된 것이다. 이 그림에서 보듯이 다른 조건이 같다면 제체가 경사된 경우가 전면 세굴에 대해 유리한 것을 알 수 있다.



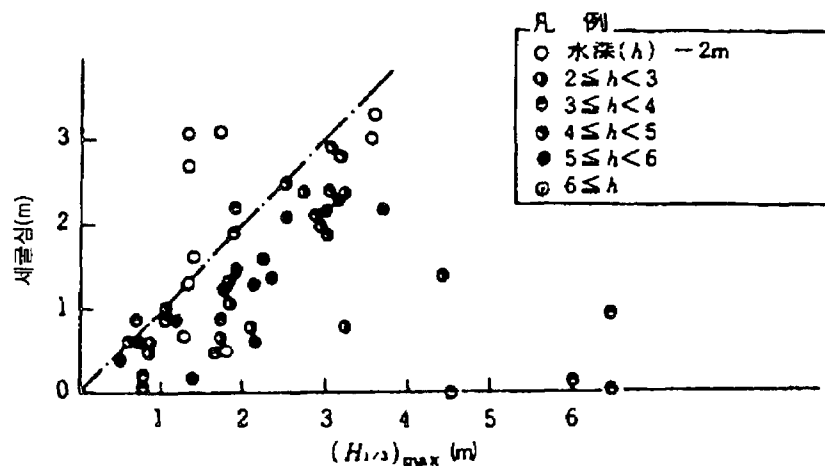
도해(10-6) 호안 제각부의 세굴·퇴적의 판정 조건

(2) 방파제 주변의 局所 세굴

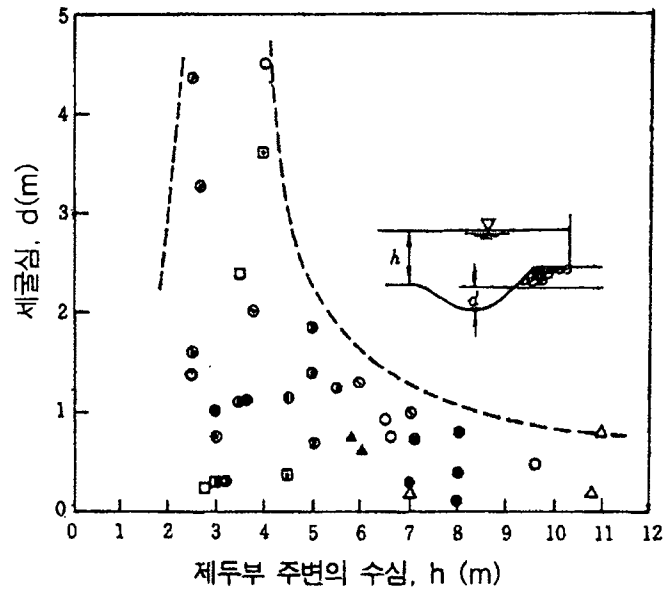
① 주로 쇄파 영역에서 생기는 세굴

가. 방파제 頭部の 국소 세굴

도해(10-7)은 다나카(田中)의 방파제 頭部 주변의 洗掘深의 최대치와 洗掘深 측정시로부터 15일전까지의 유의파고의 최대치($H_{1/3}$)_{max}와의 관계를 나타내는 그림이다. 도해(10-8)은 방파제 頭部 주변의 수심과 洗掘深과의 관계를 나타낸다. 세굴심이 최대가 되는 것은 수심 3~5m 부근(쇄파대)에 두부가 존재할 때이다.



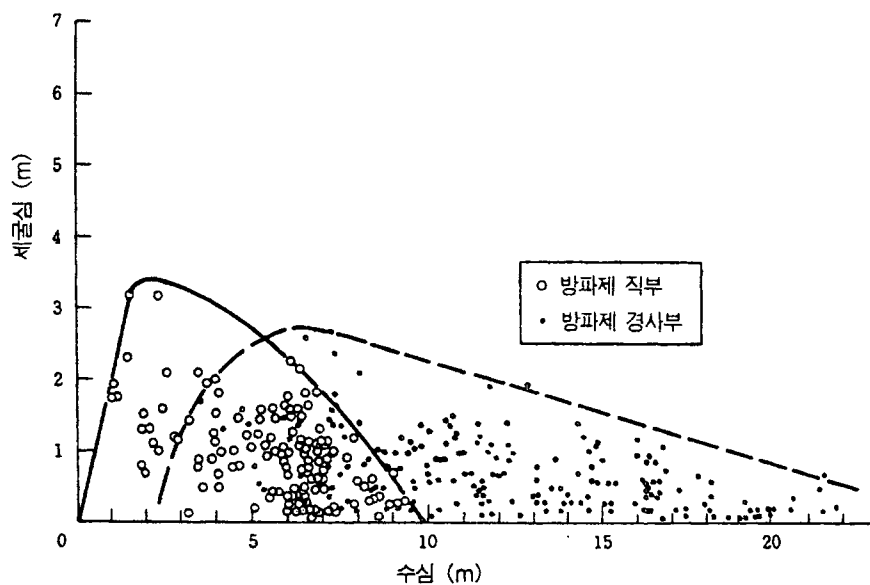
도해(10-7) 방파제 두부의 세굴심과 15일전까지의 최대 유의파고와의 관계



도해(10-8) 방파제 두부에서의 세굴심과 수심과의 관계

나. 방파제 前面의 세굴

도해(10-9)는 방파제 前面의 洗堀深과 수심과의 관계를 나타낸다. 그림에서 검은 원(●)은 방파제 傾斜部 주변의 세굴 상황을 나타내는데, 수심 7m 지점의 방파제 굴곡부에서 세굴이 최대이고 외해로 향해 세굴심이 점차 감소하고 있음을 알 수 있다. 한편, 빈 원(○)은 방파제 直部 前面의 洗堀深으로서 수심 2m 정도에서 최대치를 나타내고 이 보다 얕아지거나 깊어지면 洗堀深이 감소하는데, 洗堀深이 최대인 곳은 연안 사주가 존재하는 곳에 해당된다.

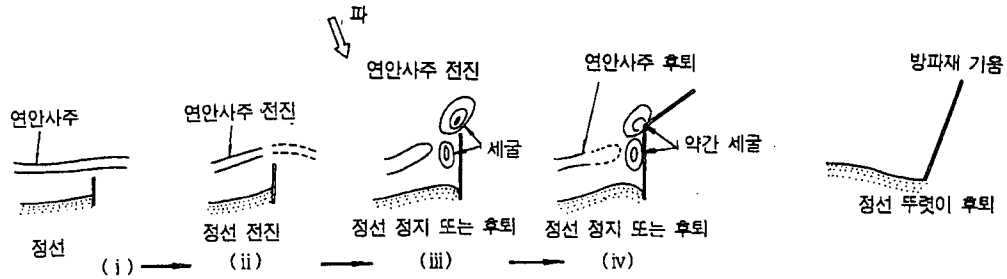


도해(10-9) 방파제 전면 세굴심과 수심과의 관계

다. 방파제 외측의 국소 세굴

도해(10-10)은 방파제 연장 공사에 따라 생기는 현저한 국소 세굴의 예이다. 즉,

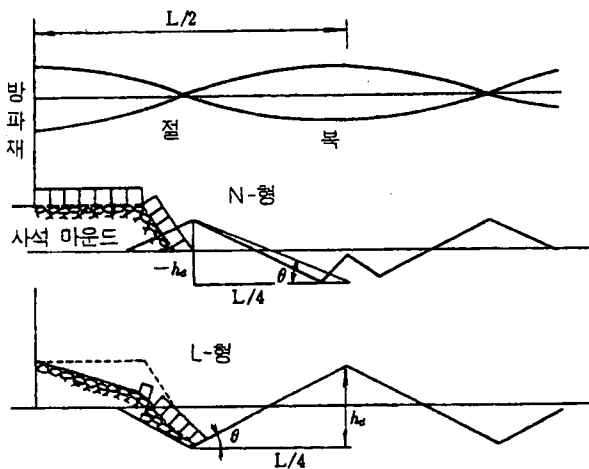
- ㉑ 방파제 頭部 (특히, 頭部가 쇠파대에 있는 경우 현저함)
- ㉒ 방파제 직부 주변 (특히, 방파제가 연안 사주를 횡단하는 지점 부근에서 현저함)
- ㉓ 잠제의 주변 (특히, 항 내측에서 현저함)
- ㉔ 방파제의 굴곡부이다.



도해(10-10) 방파제 외측에서의 국소 세굴

② 중복파 영역에서의 전면 세굴

직립벽 전면의 세굴은 그 설치 수심이 증가하여 중복파 영역으로 이동함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 해저에서 입사파의 최대유속 U_b 와 해저질의 침강속도 w 와의 비 U_b/w 가 기본지표인데, $U_b/w > 10$ 인 경우는 중복파의 절에서 세굴, 腹에서 퇴적(L형 세굴)이 일어나고, $U_b/w < 10$ 인 경우는 반대로 중복파의 절에서 퇴적, 복에서 세굴(N형 세굴)이 일어나는 것을 보여준다(도해(10-11)).



도해(10-11) 중복파에 의한 세굴의 제원

10-3 해빈변형 예측

해빈의 변형을 예측하는 경우에는 적절한 방법에 의한 예측결과 및 과거의 해빈변형 상황 등을 고려하여 종합적으로 검토한다.

[해설]

해빈의 변형을 예측하는 방법으로는 경험공학적 예측, 수리모형실험(특히 이동상 모형실험)에 의한 예측, 수치모형실험에 의한 예측이 있다. 해빈의 변형 상황은 해당 지역의 특성에 크게 지배되므로 한 가지 예측방법에 의존하는 것은 적절하지 못하며, 두 개 이상의 방법을 종합하고 그밖에 현지의 가능한 한 많은 정보를 종합적으로 검토하여 해빈의 변형을 예측하도록 노력한다.

[참고]

(1) 경험공학적 예측

경험공학적 예측 방법은 과거에 일어난 해빈 변형의 사례를 수집하고, 이를 정리·해석함과 동시에 대상 해안의 특성 및 그 곳에 축조되는 구조물의 배치 형상이나 구조적 특징을 과거 사례와 대조하여 그 유사성으로부터 그 구조물을 축조함으로써 일어날 수 있는 해빈 변형을 유추하는 방법이다.

도참(10-1)은 많은 해안에서 구조물 축조에 따른 지형 변화의 전형적인 몇 가지 유형을 보여준다.

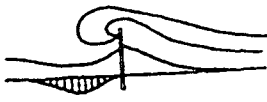
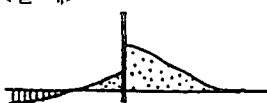
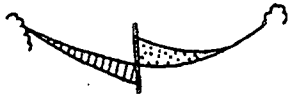




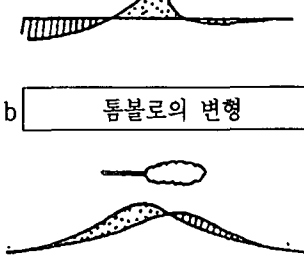





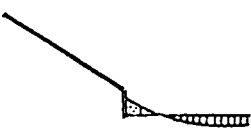


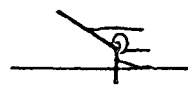
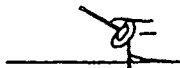

(2) 수리모형실험 (특히 이동상 모형실험)

수리모형실험 특히, 이동상 모형실험에 의한 해빈변형 예측에서는 相以法則의 문제가 아직 해결되어 있지 않다. 그러나 구체적인 지형 변화가 수조 내에서 재현되어 예측하여야 할 형상을 시각적으로 이해할 수 있는 장점이 있다. 실제의 해빈변형의 재현성을 검토하는 예비실험이 충분히 주의 깊게 행하여진다면 공학적으로 충분히 유효한 예측이 가능하며 특히, 다음과 같은 문제에 대처할 수 있다.

- ① 해빈에 해안 구조물이 설치되었을 때 지형 변화의 정성적 영향 범위
- ② 돌제, 이안제 등의 해안 침식방지 효과에 관한 대체안의 상대 비교
- ③ 대규모 해양 구조물 배후의 정선 변화에 대한 정성적 평가

그러나, 다음과 같은 경우의 해빈변형 예측은 곤란한 것으로 되어 있다.

- 가. 외해에 면한 대규모 인공 해빈의 안전 단면형상의 예측
- 나. 외해에 면한 해빈의 대규모 해양 구조물에 의한 변형 문제
- 다. 항로·항내 매몰량의 예측과 그 대책의 효과
- 라. 마리나 등 소규모 항만의 정량적 매몰·유지 대책
- 마. 투과식 이안제, 잠제 등의 효과에 관한 실험

<p>1 연안 표사의 상측 퇴적·하측 세굴</p> <p>a 돌체의 길이에 따라</p> <p><짧을 때></p>  <p><길 때></p>  <p>b 해안선의 형상에 따라</p> <p><凹형 해안></p>  <p><凸형 해안></p> 	<p>5 정온역으로의 토사 퇴적</p>  <p>6 틈볼로의 형성 및 변형에 따른 변화</p> <p>a 틈볼로의 형성</p>  <p><틈볼로가 충분히 발달할 때></p>  <p>b 틈볼로의 변형</p>  <p>7 한쪽 틈볼로의 형성</p> <p>a 방사제가 없을 때</p>  <p>b 방사제가 있을 때</p>  <p>8 항 입구 방향이나 형상 변화에 따른 정선의 변화</p>  <p>항내 사빈과 해저 변화</p> 	<p>9 연안파에 의한 국소 침식과 퇴적의 방지</p> <p>a 정선으로부터 비스듬히 나온 방파제</p>  <p>b 경사부가 긴 방파제</p>  <p>10 갑의 뒤에 설치한 방파제와 갑 사이의 퇴적</p>  <p>11 방파제 주변의 국소 세굴</p> <p><제두부에서></p>  <p><절곡부에서></p>  <p><좁은 개구부에서></p>  <p><경사 전면에서></p> <p><직부 측면에서></p> 
--	---	---

도참(10-1) 구조물에 의한 지형 변화의 유형

(3) 수치모형실험에 의한 예측

수치모형실험의 경우 쇄파에 의한 해빈류와 같이 아직 충분히 해명되지 않은 현상이나 이에 수반되어 일어나는 해안 침식, 항내 매몰에 대하여는 지배적 현상에 주목하여 여러 가정을 도입하고 모델화할 필요가 있다. 따라서 수치실험과 같이 장래 예측을 실시하기 전에 대상 해안에서 과거에 나타난 지형 변화를 재현하기 위한 계산을 실시하여 모델의 타당성을 검증하지 않으면 안된다.

현재 수치모형실험은 크게 둘로 구분된다.汀線 변화를 예측하는 것(정선 변화 예측모델, 해안선 변화 예측모델 또는 정선이라는 하나의 선의 변화를 예측하는 1-Line Theory)과 3차원 수심변화 즉, 해빈 지형변화를 예측하는 것(수심 모델, 3차원 모델, 해안 지형변화 예측모델)이 있다.

정선 변화 예측모델은 외해 표사를 무시하고 연안 표사량만을 고려하여 정선의 장기적 변화를 예측하는 것이다. 이 모델에서는 에너지 플럭스(Flux)의 연안방향 성분에 의해 생기는 연안 표사량의 收支에 따라 정선이 이동하여 최종적으로 파가 정선에 대해 직각으로 입사하도록 정선 방향이 변화하여 끝난다. 이 모델은 비교적 자주 사용되고 있으며, 예측결과도 많이 실용화되고 있다. 그러나 예측정도를 높이려면 충분히 장기적인 정선 변화에 관한 자료의 축적이 전제되고 이 자료에 의한 재현 계산이 필요하다.

汀線 변화 모델에서는 쇄파대의 제 현상을 Black Box로 취급하고 있는데 반해, 수심 모델(3차원 모델)에서는 쇄파대의 제 현상 특히, 다음의 현상을 적정하게 정식화할 필요가 있다.

- ① 파랑의 천수변형을 고려한 굴절, 회절, 쇄파, 쇄파후의 파랑 변형
- ② 쇄파에 수반되는 파랑 에너지의 감쇄, 해저면의 조도계수
- ③ 해빈류의 평면 및 수직 분포
- ④ 소류사, 부유사 등의 기구

그러나 아직 미해명 부분이 많고 여러 가정 하에 계산을 수행하고 있는 현실이다. 따라서 결과를 얻을 때까지의 여러 가정을 이해하지 않으면 잘못된 결과를 이용할 염려가 있으므로 이에 유의하여야 한다.

[참고문헌]

- 1) 국립해양조사원 1954~1999, 조석표.
- 2) 국립해양조사원, 1962~1998, 수로기술연보
- 3) 국립해양조사원, 1999, 국립해양조사원 50년사(1949~1999)
- 4) 이석우, 김근식, 1984, 해양측량학, 집문당
- 5) 이석우, 1992, 한국근해해상지, 집문당
- 6) 이석우, 1996, 한국항만수리지, 집문당
- 7) 이석우, 1996, 물리해양학통론, 집문당
- 8) 이석우, 1996, 해양·항만조사법-해상편-, 집문당
- 9) 해운항만청, 1993, 항만시설물 설계기준서
- 10) 日本土木學會 海岸 工學委員會, 1994, 海岸波動-波・構造物・地盤の 相互作用の 解釋法
- 11) 日本港灣協會, 1999 港灣の 施設の 技術上の 基準・同解説

제 11 장 지 반

11-1 지반조건의 결정방법

11-1-1 결정방침

설계 및 시공에 필요한 지반자료는 원칙적으로 지반조사와 필요한 토질시험을 실시하여 결정한다.

[해설]

설계에 쓰이는 지반조사 성과는 지지층 깊이, 연약층 두께, 지반의 층구성 상태, 다짐 상태와 전단특성, 압밀 특성, 투수성, 지하수위(잔류수위) 등이다.

지반은 압밀현상에 의해 시간경과나 上載壓의 변화 등에 의해 그 특성이 크게 변한다. 따라서 지반조사로부터 구한 地盤情報를 사용하는 경우에는 上載壓이나 압밀도 변화에 의해 지반조건이 변화하고 있는지 아닌지를 반드시 확인해야 한다.

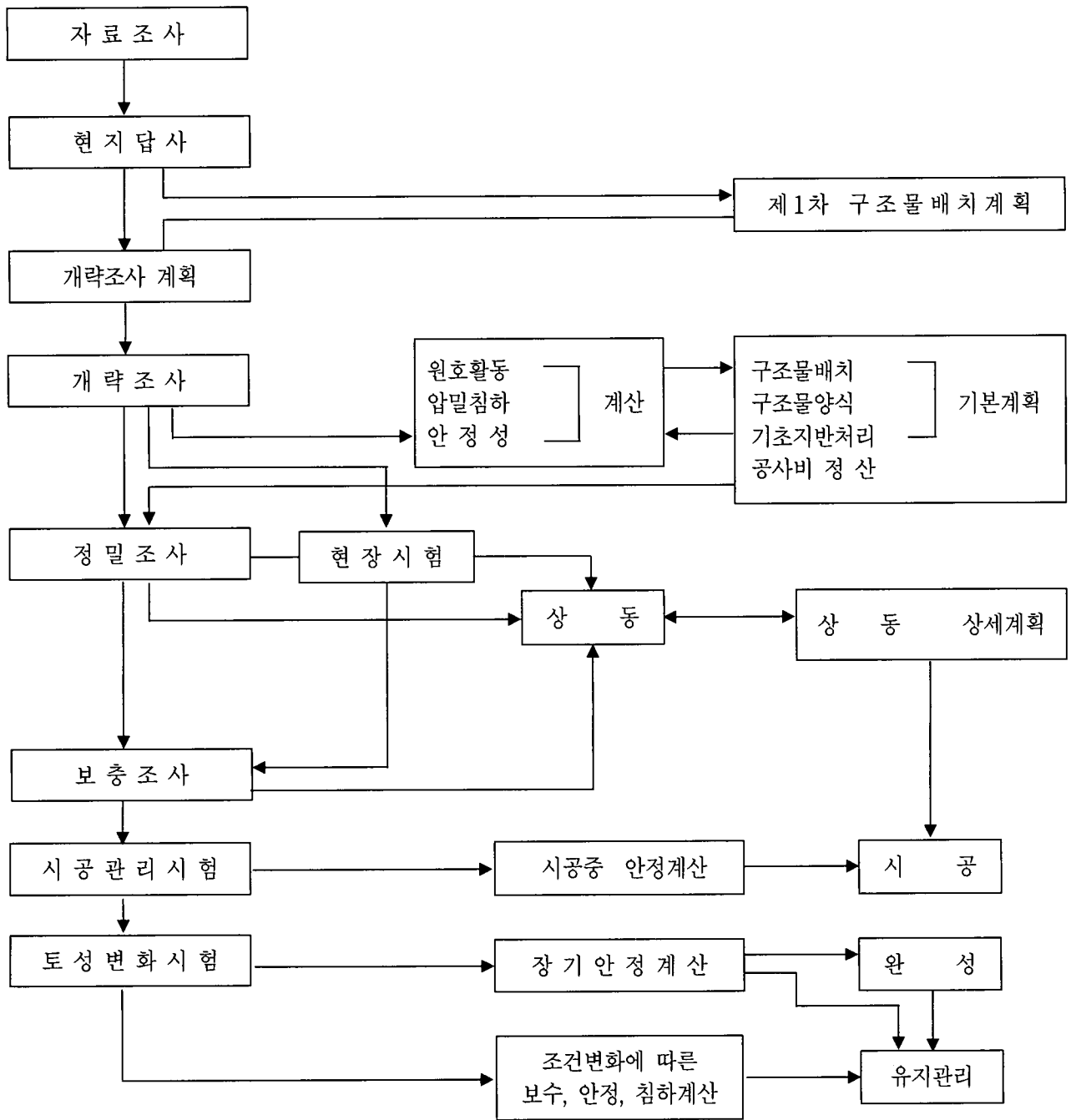
[참고]

(1) 지반조사방법 및 내용

지반조사는 설계자료 수집과 관련하여, 도참(11-1)의 순서로 실시한다. 도참(11-1)에 따라 진행되는 조사단계별 조사방법 및 조사 내용은 표참(11-1)과 같다.

표참(11-1) 조사단계별 조사방법

분 류	조 사 방 법	조 사 내 용
예비조사	자료조사	기존문헌(과거 공사자료, 구조물 등의 침하, 파괴에 대한 기록 등), 지형도, 지질관련 자료, 항공사진, 위성영상자료 등의 자료 수집.
	현지답사	자료조사 결과를 현장에서 확인. 보오링, 사운드링 자료, 과업부지 인근의 용출수, 지하수위, 배수상태, 수로 및 하천의 상태, 현 구조물의 유지상태 등의 조사. 현지 주민으로부터 역사적인 재해와 환경의 변화, 과거 공사에 대한 증언 청취.
개략조사	보링 샘플링 저밀도수심측량 저밀도해상탄성파 탐사	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성($\omega, \gamma_t, G_s, LL, PL$), 다짐특성(OMC, γ_{dmax}, CBR 등), 투수성 (k , 지하수위), 수심
정밀조사	보링 샘플링 사운드링 물리탐사 각종시험 고밀도 수심측량	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성($\omega, \gamma_t, G_s, LL, PL$), 다짐특성(OMC, γ_{dmax}, CBR 등), 투수성 (k , 지하수위), 수심
보충조사	상 동	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성($\omega, \gamma_t, G_s, LL, PL$), 다짐특성(OMC, γ_{dmax}, CBR 등), 투수성 (k , 지하수위)



도참(11-1) 지반조사와 설계 사이의 관련 흐름도

(2) 조사지점의 위치, 간격 및 심도

보링, 사운딩 등의 조사위치 간격 및 심도는 구조물의 중요성과 크기, 지반 내 응력분포 및 지반의 지층상태 등을 고려하여 결정한다. 한편 공사비와도 관계가 있으므로 조사지점의 수 및 심도를 일률적으로 정하는 것은 힘들지만 다음 표를 참고하여 결정한다.

① 보링간격

가. 地層狀態가 水平, 鉛直 方向으로 비교적 均一한 경우

(단위 : m)

		법 선 방 향		법 선 의 직 각 방 향			
		배 치 간 격		배 치 간 격 (법 선 방 향)		법 선 에 서 거 리 (최 대)	
		보 링	사 운 덩	보 링	사 운 덩	보 링	사 운 덩
개 락 조 사	넓은 지역	300 ~ 500	100 ~ 300	50	25	50 ~ 100	
	좁은 지역	50 ~ 100	20 ~ 50				
정 밀 조 사		50 ~ 100	20 ~ 50	20 ~ 30	10 ~ 15		

나. 地層狀態가 복잡한 경우

(단위 : m)

		법 선 방 향		법 선 의 직 각 방 향		
		배 치 간 격		배 치 간 격 (법 선 방 향)		법 선 에 서 의 거 리 (최 대)
종 목		보 링	사 운 덩	보 링	사 운 덩	보 링 및 사 운 덩
개 락 조 사	50 이하	15 ~ 20	20 ~ 30	10 ~ 15	50 ~ 100	
정 밀 조 사	10 ~ 30	5 ~ 10	10 ~ 20	5 ~ 10		

주 : 사운딩에는 보링공이 필요한 것과 필요치 않은 것이 있다. 위 표해 중의 사운딩은 보링공을 필요로 하지 않는 것만을 표시한 것이다. 보링을 필요로 하는 사운딩은 위 표해 중 「보링간격」의 기준을 적용한다.

② 조사심도

원칙적으로 충분한 지지력을 가지는 지지층을 확인할 수 있는 깊이까지로 한다. 충분한 지지층은 구조물의 형태, 규모에 따라 틀리므로 일률적으로 정할 수 없으나, 비교적 규모가 작은 구조물 또는 기초구조가 말뚝지지가 아닌 경우는 N치 30이상으로 하고, 대형구조물로 말뚝에 의하여 지지층에 도달하는 경우에는 기반암층까지를 목표로 하고, 그 층을 2m이상 확인한 후 종료한다. 단 지질학적 특성이 특이한 변성암(Shale, Tuff) 지역에 대해서는 전문기술자의 자문을 받아 조사심도를 결정한다.

③ 깊이 방향의 샘플링 간격

물리적 특성, 강도 변화의 특성을 알기 위한 중요 조사지점에서는 1.5m간격으로 샘플링(Sampling)을 실시하는 것을 원칙으로 하고, 특히 중요한 경우에는 1m간격마다 행한다. 보충조사 지점의 경우에도 매 2m간격으로 조사한다. 압밀 특성에 관해서는 지반을 여러 종류의 층으로 분할하고, 각 층의 대표적 시료에 대해 시험을 실시한다. 보통, 균질한 지반에서는 1.5m간격마다 채취한 자연시료중 2개에 1개 정도로 실시한다.

복잡한 지반이나 압밀침하가 크게 문제되는 경우는 중요도에 따라 그 간격을 줄여서 실시한다. 또 평면상으로는 각 조사공마다 행하는 것이 바람직하다. 조사의 중요도에 따라 적절히 수량을 줄여서 실시해도 좋다.

표준관입시험을 실시할 경우에는 자연시료채취와 병행할 수 없으므로 별도의 보링공을 이용하도록 하여야 한다.

④ 사운딩 간격

보링공을 필요로 하는 경우와 조각이 복잡한 경우는 보링에 준한다. 조각이 간편한 경우, 측정 1개소당

의 비용과 작업시간이 적으므로 수평방향의 간격을 보링경우의 1/3 이하 정도까지 단축하여 측정을 많이 실시할 수 있다.

(3) 해상 조사

수심이 20m이하일 때에는 육상에서와 같은 형식의 시추장비와 시료채취기를 소형 잭업(Jack up) 작업대, 소형 바지 또는 드럼통 바지 위에 올려서 사용할 수 있다. 부유식 시추선(Floating barge)은 적절한 앵커링이 필요하며, 파도가 심하지 않는 바다에서만 사용된다. 파도 및 조류의 영향을 많이 받는 곳에서 정밀한 조사를 실시할 때에는 레그(Leg)를 지지층에 거치 시킨 후 작업대를 수면위로 부상시키는 SEP(Self Elevating Platform) 바지를 사용하여 자연시료 및 현장시험시 정확성을 높이는 것이 좋다. 수심이 더 깊거나 해상상태가 더 나쁜 경우에 양질의 불교란 시료 채취를 위해서는 더 큰 시추선이 필요하게 된다. 열린 튜브형과 피스톤형을 포함한 다양한 형식의 해양 시료채취기가 선박에서 사용될 수 있다. 열린 튜브형의 경우 자유낙하에 의한 관입에 의존하므로 조사심도에 제한을 받는다. 해상에서의 시추작업과 시료채취 작업은 신뢰도가 떨어질 수 있으므로, 지반의 설계정수 산정시에는 이를 감안하여야 한다.

11-1-2 조사방법의 선정

구조물의 종류, 규모, 중요도, 부근 지반의 지층 구성을 고려하고 설계목적에 가장 적합한 조사 방법을 선택하여야 한다.

[해설]

지반조사는 조사범위, 구조물의 중요도 및 경제성 등을 고려하고, 조사목적에 가장 적합한 조사방법을 선택하여야 한다.

표해(11-1) 조사목적별 조사방법

조사 목적	조사 방법	조사 내용
지층상태확인	보링 사운딩 물리탐사	지층구성 기반암 깊이 연약층 두께
지 지 력 사 면 안 정 토 압	불교란 시료 사운딩 현장시험	일축압축강도(q_u) 전단강도(τ_f) 내부마찰각(ϕ) 점착력(c) 상대밀도(D_r)
압 밀 특 성	불교란 시료 현장시험	압밀계수(c_v) 압축지수(c_c) 팽창지수(c_r) 체적압축계수(m_v) 선행압밀하중(P_c)
투 수 성	불교란 시료 현장시험	투수계수(k)
다짐의 특성	교란 시료로도 가능 현장시험	최대건조단위중량(γ_{dmax}) 최적함수비(W_{opt}) CBR
분 류 특 성	불교란 시료 (단위중량 이외에는 교란시료도 가능)	단위중량(γ_t) 함수비(w) 토립자 비중(G_s) 입도분포 콘시스턴시 LL, PL

[참 고]

- (1) 조사목적별 조사방법과 거기서 얻어지는 토질정보의 내용이 표해(11-1)에 나타나 있다.
- (2) 일반적인 지반조사 방법은 다음의 ①~⑥과 같지만 조사범위와 내용, 중요도, 공사비 등을 고려하여 설계 목적에 가장 적합한 조사 방법을 선택한다.
 - ① 기존자료의 수집과 해석
인근 지역에서의 지반조사 보고서, 지하수위 변동기록, 지형도, 인근 구조물의 침하, 파괴의 기록 등을 수집하여 검토한다.
 - ② 현장답사를 실시하여 지질, 지형 등을 관찰한다.
해상의 경우에는 해저지질이 인근 육상지질과 밀접한 관계가 있으므로 조사지점 부근의 육상 현지답사가 중요하다.
 - ③ 광범위한 지역의 지층 상태, 암반의 위치, 지하수위 등을 물리적 탐사(탄성과 탐사, 전기탐사 등)에 의하여 조사할 때는 반드시 보링에 의하여 토질층과 심도를 확인하여야 한다.
 - ④ 음파 탐사
해상에서 신속히 지반의 형상을 파악하기 위한 방법으로는 음파탐사 방법이 있다. 이 기술은 석유 등의 광물자원을 탐사하기 위하여 개발된 것인데 대심도를 대상으로 하였다.
현재에는 음원 및 수신기의 개량, 처리 시스템과 GPS에 의한 위치의 정도가 향상되어 음파탐사의 정도가 이전에 비해 향상되었다. 그러나 지반에 가스나 전석이 있는 경우에는 음파의 난반사가 발생되어 음파가 소정의 깊이에 도달되지 못하는 경우도 있다. 또한 음파탐사에 의해 얻은 값은 압축파의 반사시간이 있어 거리를 얻을 수 없는데 주의하여야 하며, 반드시 보링이나 사운딩을 병행하여 지반조사를 시행하여야 한다.
 - ⑤ 보링(試料採取 포함)은 개략조사, 정밀조사, 공정관리 및 품질관리를 위하여 실시하며 점성토에 대해서는 불교란 시료를 채취하여 필요한 실내시험(토성, 역학시험)을 실시한다. 시추방법, 시료 채취방법 등이 부적당하거나 채취기술이 부족하면 시료의 교란정도가 심해지므로 시험결과의 정확성이 감소된다. 사질토에 대해서는 불교란 시료의 채취가 곤란하므로 표준관입시험 이나 기타 원위치 시험을 실시하여야 한다. 사질토에 대한 불교란 시료의 채취방법은 고안되어 있으나 채취한 시료를 시험하기 위한 취급방법이 대단히 어렵다.
점성토의 시료를 채취할 때에는 얇은관 샘플러(Thin Wall Sampler)를 사용하는 것을 원칙으로 한다.
 - ⑥ 샘플링
흙의 성질을 조사하는 경우에 교란이 적은 시료를 필요로 하는 시험과 그러하지 않은 시험이 있다. 함수비 등의 물리적인 성질은 시료의 교란 영향을 받지 않으므로 표준관입시험에서 얻은 시료를 이용하고, 전단강도나 압밀특성 등의 역학적 특성은 고정 피스톤식 샘플러를 사용하여 교란이 적은 시료를 사용하여 구하는 것이 원칙이다.
 - ⑦ 사운딩
지반 성질을 조사하는 방법에는 샘플링을 하고 그 시료를 사용하여 실내시험을 실시하는 방법과 측정기를 직접 지반에 삽입, 회전, 재하 등을 이용하여 지반의 정수를 구하는 사운딩 등이 있다. 사운딩에도 표준관입시험에 의해 시험을 행한 심도까지 보링에 의해 구멍을 뚫고 실시하는 것과 전기식 정적 콘관입시험과 같이 직접 콘을 지반에 관입하는 보링공이 필요 없는 시험이 있다.
실내시험과 사운딩에 의한 시험과의 특징 비교는 다음과 같다.

가. 교란

세심한 주의가 필요하며, 샘플링에 의해 채취된 시료는 구속응력의 해방으로 인한 교란을 피할 수 없다. 그러나 사운딩은 원위치시험이므로 이러한 교란의 영향을 받지 않는다.

나. 경계조건

실내시험에는 공시체의 경계조건이 명확하다. 특히 흙은 배수조건에 따라 그 특성의 변화가 있다. 실내시험은 배수조건이 조절이 용이하다. 다만 대다수의 사운딩은 응력, 변위, 배수조건이 불명확하여, 이론적인 접근보다 경험적인 방법으로 사운딩의 결과를 해석하는 것이 유리하다.

다. 시간과 경비

일반적으로 사운딩은 실내시험에 비해 비교적 경비가 많이 들지만, 현장에서 직접 결과를 얻을 수 있는 장점이 있다.

양자의 시험방법은 많은 특징이 있으므로 지반의 종류, 지층상태, 필요한 지반정수 및 정도에 따라 양자의 방법을 적절히 선택하는 것이 필요하다.

11-2 흙의 물리적 특성

11-2-1 단위중량

단위중량은 현장에서 채취한 불교란 시료 또는 원위치의 흙에 대해서 직접 구하여야 한다.

[해설]

통칭 단위중량이라 함은 공기 중에서의 단위체적당 중량을 말하며, 여기에는 건조단위중량, 전체단위중량, 포화단위중량, 수중단위중량이 있다.

[참고]

(1) 전체단위중량

자연 상태에 있는 흙의 단위체적당 무게를 말하며 다음과 같이 표시한다.

$$\gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{\rho_s + S_r \cdot e \cdot \rho_w}{1+e} g = \frac{1+w \cdot e}{1+e} G_s \cdot \gamma_w \quad (\text{참11-1})$$

여기서,

- γ_t : 전체단위중량 (kN/m³)
- γ_w : 해수의 단위중량 (kN/m³)
- G_s : 흙의 비중
- ρ_s : 흙입자의 밀도 (t/m³)
- e : 간극비
- S_r : 포화도 (%)
- w : 함수비 (%)
- ρ_w : 해수의 밀도 (t/m³)
- g : 중력가속도 (m/s²)

대표적인 흙의 단위중량 및 함수비

	충적점토	홍적점토	사질토
전체단위중량 γ_t (kN/m ³)	12~16	16~20	16~20
건조단위중량 γ_d (kN/m ³)	5~14	11~14	12~18
함수비 (%)	150~30	60~20	30~10

(2) 건조단위중량

수분이 증발하고 건조한 흙입자 만으로 구성되었을 때의 단위중량으로 식(참11-1)에서 $w=0$, $S_r=0$ 의 경우이며 다음의 식(참11-2)와 같다.

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = \frac{\rho_s g}{1+e} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \quad (\text{참11-2})$$

여기서, γ_d : 건조단위중량 (kN/m³)

ρ_d : 건조밀도 (t/m³)

이 때, 전체단위중량과 건조단위중량 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + \frac{w}{100}}$$

(3) 포화단위중량

흙이 수중에 있거나 또는 모관현상에 의해 완전히 포화되었을 때의 단위중량으로 식(참11-1)에서 $S_r=100\%$ 의 경우이며, 다음의 식(참11-3)과 같다.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w \quad (\text{참11-3})$$

여기서, γ_{sat} : 포화단위중량 (kN/m³)

(4) 水中單位重量

수위 아래의 흙이 완전히 飽和되면 浮力을 고려해서 다음과 같이 나타낸다.

$$\gamma' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} g \quad (\text{참11-4})$$

여기서, γ' : 水中單位重量 (kN/m³)

單位重量들은 흙 자체의 무게로 인한 깊은 土層에서의 壓力, 다짐정도, 間隙比의 계산 등에 사용되는 기본 자료가 된다.

(5) 원위치에서의 단위중량 측정

원위치에서 직접 단위중량을 구하는 방법에는 지표면 부근에서 측정하는 방법과 심층부까지 측정하는 방법이 있다. 전자는 KS F 2311[현장에서 모래치환법에 의한 흙의 단위중량 시험방법]에 규정되어 있고, 후자는 라디오 아이소토프(RI)를 이용한 측정 방법이다.

① 모래치환법

모래치환법은 주로 토공관리용으로 육상부 지표면 부근의 측정에 적합하고 그의 측정방법은 KS F 2311에 규정되어 있다.

② 라디오 아이소토프(RI)

최근 RI의 이용이 용이하여, 엄한 법적 규정이 있음에도 모래 및 사질토에서 불교란 시료의 채취가 곤란한 경우 원위치시험에 있어서 γ 선 밀도계에 의한 측정 예가 많이 있다. RI를 응용한 γ 선 밀도계에는 표면형과 삽입형의 2종류 형식이 있다. 표면형은 지표면부근의 측정에 적절하고 앞에서 설명한 모래치환법과 동일한 토공관리용에 이용한다. 표면형은 후방산란방식과 투과방식이 있으며 최근에는 후자의 사용빈도가 높다. 삽입형은 연직방향의 밀도분포, 깊이방향의 조사에 적합하며 주로 항만 공사에서 많이 이용되고 있다.

RI는 비파괴 시험에 의해 원위치에서 직접 밀도를 구하는 이점이 있다.

(6) 相對密度

사질토의 경우 단위중량이나 간극비만으로 치밀한 상태여부를 판정하기는 어렵고 다음의 식(참11-5)와 같이 상대밀도로 나타내는 것이 편리하다.

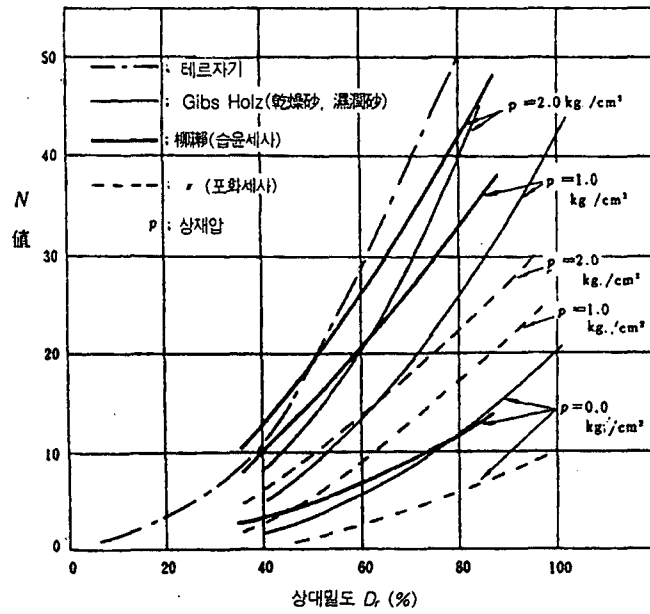
$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \cdot \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \quad (\text{참11-5})$$

여기서,

D_r	: 상대밀도 (%)
e_{\max}	: 가장 조밀한 상태의 간극비
e_{\min}	: 가장 느슨한 상태의 간극비
e	: 자연 상태에 있는 흙의 간극비
$\gamma_{d\min}$: 가장 느슨한 상태의 건조단위중량 (kN/m ³)
$\gamma_{d\max}$: 가장 조밀한 상태의 건조단위중량 (kN/m ³)
γ_d	: 자연 상태에 있는 흙의 건조단위중량 (kN/m ³)

사질토의 역학적 특성은 상대밀도(D_r)와 관련시켜서 나타내는 경우가 많다. 상대밀도를 구하기 위해 e_{\max} 이나 e_{\min} 을 결정하는 방법은 국내에서는 아직 표준화되어 있지 않다. 그러므로 이것들을 결정하는 방법에 따라 상대밀도의 값은 차이가 있을 수 있다. 그러나 일반적으로 $e_{\max}(\gamma_{d\min})$ 은 1cm 높이에서 흙 입자를 떨어뜨리거나 물속에서 침전시켜 구하고, $e_{\min}(\gamma_{d\max})$ 은 흙을 용기에 넣어 압력과 진동을 동시에 가하거나 또는 흙 입자가 흙 표면에 충격을 가할 수 있는 충분한 높이에서 낙하시켜 측정한다.

사질토에서는 불교란 시료의 채취가 곤란하므로, 상대밀도는 사운딩(Sounding) 시험에 의한 간접적인 방법으로 추정하여 많이 사용하고 있다. 도참(11-2)는 표준관입시험 N치로부터 상대밀도를 추정하는 관계를 나타낸 그림이다.



도참(11-2) 통일분류법의 소성도

11-2-2 입도분포 및 흙의 분류

입도분포의 시험은 KSF 2302와 KSF 2309에 따른다. 흙의 분류는 입도분포, 컨시스턴시 등에 근거하여 공학적 분류방법으로 분류하여야 한다.

[해설]

입도라 함은 흙에 포함된 여러 종류의 흙 입자의 입경별 함유비율을 나타내는 것이며, 보통 실트 이하의 미립부분은 비중계를 사용하는 침강법으로 하고, 또 모래 이상의 조립부분은 체가름으로 측정한다.

흙의 강도나 변형 등의 역학적 특성은 조립토의 경우에 입도, 세립토의 경우에 컨시스턴시와 밀접한 관계를 갖고 있다.

[참고]

- (1) 均等係數, 曲率係數, 有效徑
均等係數는 식(참11-6)과 같다.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{참11-6}$$

여기서,

- C_u : 均等係數
- D_{60} : 통과중량백분률 60%에 해당하는 입경 (mm)
- D_{10} : 통과중량백분률 10%에 해당하는 입경 (mm) 또는 유효경

Hazen은 여과사에 대한 실험연구에서 균등계수와 유효경으로 투수성을 추정할 수 있는 방법을 고안하였다. D_{10} 을 일명 Hazen의 유효경이라고도 한다.

곡률계수는 식(참11-7)과 같다.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (\text{참11-7})$$

여기서,

C_c : 곡률계수

D_{30} : 통과중량백분률 30%에 해당하는 입경 (mm)

C_u 와 C_c 는 입도분포의 넓이와 형상을 나타낸 것이다. 통일분류법에서는 균등계수가 4 또는 6보다 크고 곡률계수가 1~3의 범위에 있을 때 입도분포가 좋다고 판정한다.

(2) 흙의 분류

흙의 성질은 입경의 크기뿐만 아니라 입자의 형상에도 영향이 있지만 편의적으로 전술한 방법에 의하여 구한 입경에 의해서 표참(11-2)과 같이 자갈, 모래, 실트, 점토로 구분한다.

이 입도의 구분은 각국의 기관에 따라 약간의 차이가 있으며 참고로 표참(11-2)에 수록하였다. 각기 입경이 다른 입자들의 집합체인 흙에 대해서 사용목적에 따라 여러 가지 분류방법이 있다.

표참(11-2) 입경에 따른 구분

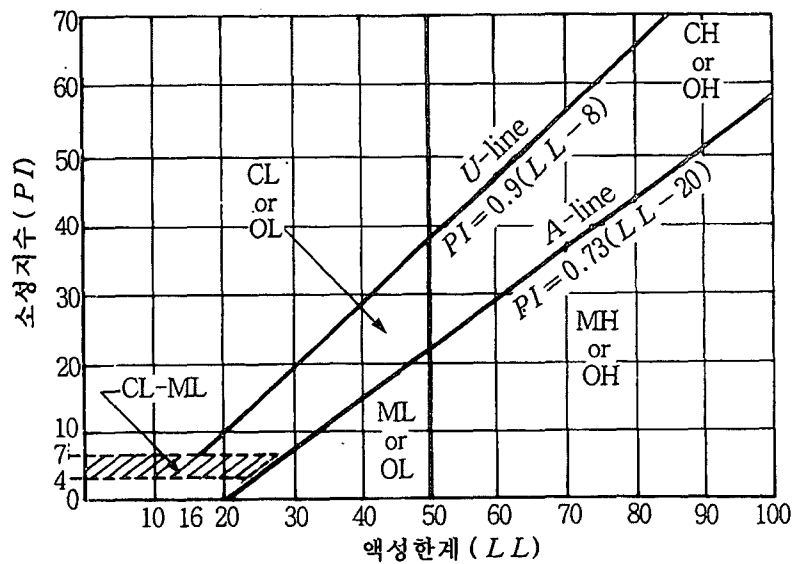
분 류	입 경 범 위 (mm)			
	MIT(1931)	AASHTO(1972)	ASTM(1967)	KSF 2301(1985)
자갈	2.0 이상	2.0 ~ 76.2	4.76 ~ 76.2	4.76 이상
모래	2.0 ~ 0.06	0.074 ~ 2.0	0.074 ~ 4.76	0.074 ~ 4.76
실트	0.06 ~ 0.002	0.002 ~ 0.074	0.074 이하*	0.005 ~ 0.074
점토	0.002 이하	0.002 이하	-	0.005 이하
콜로이드	-	0.001 이하	-	0.001 이하

주 : ASTM에서는 0.074mm 보다 작은 입자는 세립토로 분류함.

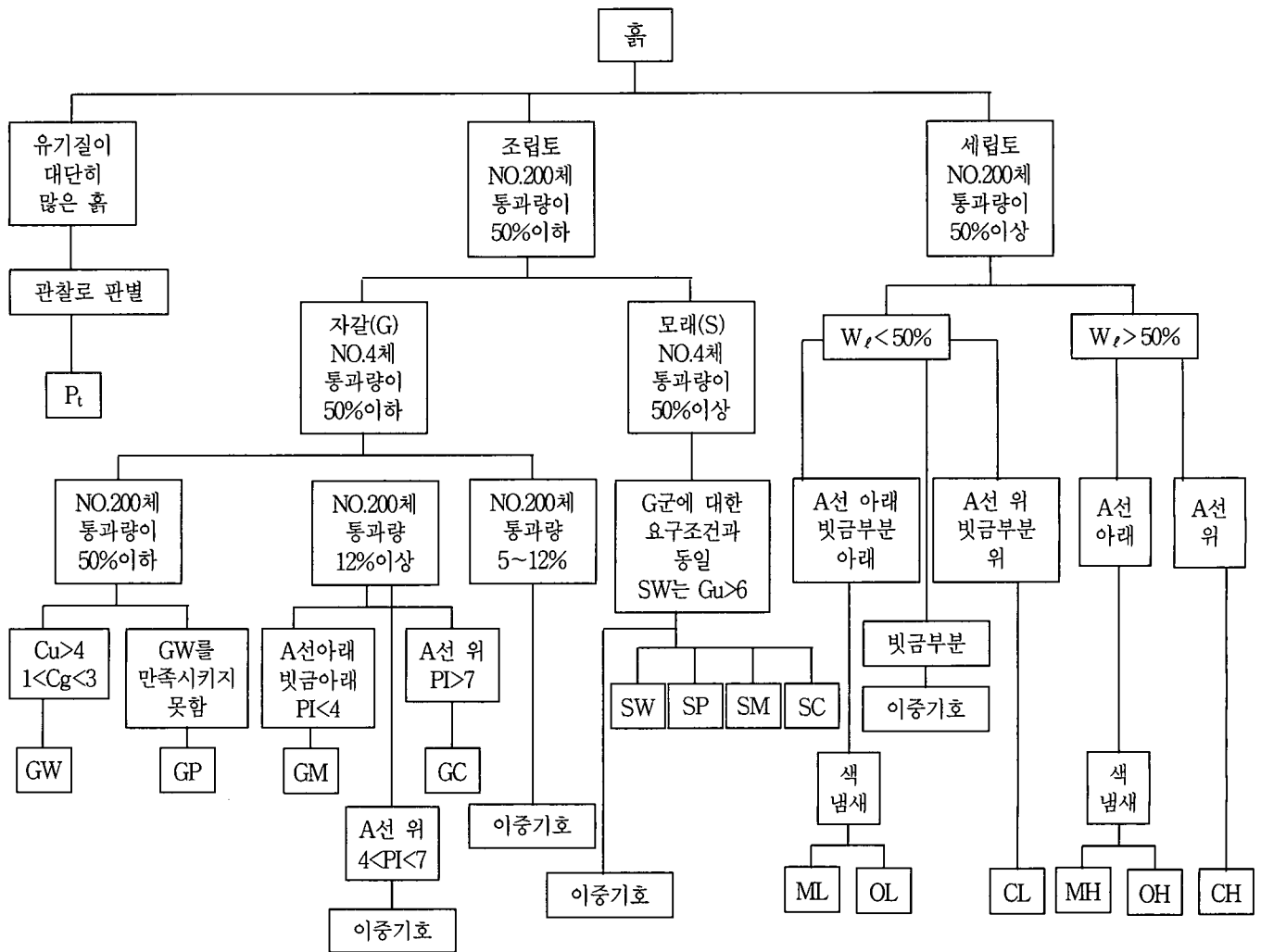
도참(11-3)은 통일분류법에서 세립토의 분류근거로 사용되는 소성도표를 나타내고, 도참(11-4)은 도로, 활주로의 재료로 사용되는 흙의 분류법으로서 국내에서 많은 사용되고 있는 통일분류법에 의한 흙의 분류방법을 보여 준다. 통일분류법은 흙을 영문자 두개로 표시하며, 앞의 문자는 흙 입자의 주된 크기를 나타내고, 뒤의 영문자는 입도분포상태나 소성성을 나타낸다. 분류기호로 사용되는 영문기호와 각 기호의 의미는 표참(11-3)에 나타나 있다.

표참(11-3) 흙의 분류기호

앞 기호(primary letter)	뒷 기호(secondary letter)
G : 자갈(gravel)	W : 입도분포 양호(well-graded)
S : 모래(sand)	P : 입도분포 불량(poorly-graded)
M : 실트(silt)	M : 소성성이 없는 세립토(non-plastic fines)
C : 점토(clay)	C : 소성성이 있는 세립토(plastic fines)
O : 유기질토(organic soil)	L : 소성성이 낮음(low plasticity), (LL<50)
P _t : 이탄(peat)	H : 소성성이 높음(high plasticity), (LL>50)



도참(11-3) 소성도표



도참(11-4) 통일분류법에 의한 흙의 분류

(3) 입도와 토성

점토 및 실트의 함유량 또는 모래의 함유량이 어느 정도 이상이 되면 그 흙은 점토 또는 모래로서의 특성이 강하고 그 특성이 현저하게 나타나게 된다. 흙의 성질은 구성한 입자의 성질에 의하여 결정되며 조립부분 또는 미립부분의 함유량을 알게 되면 이에 따라 설계방향도 결정된다.

(4) 모래의 분사 현상

점착력이 없는 사질토에서 상향 침투수압이 수중에서의 흙 무게와 같아지면 흙의 유효응력은 0이 되어서 물의 흐름 방향으로 물과 같이 유동하는 현상을 분사현상이라 한다. 이때의 동수경사가 限界動水傾斜이며 식(참11-8)과 같이 나타내며 터파기, 교량의 피어, 기초 등에서 자주 일어나는 문제이다.

$$\frac{\Delta H}{L} = i_{cr} = \frac{Gs - 1}{1 + e} \tag{참11-8}$$

여기서,

- ΔH : 흙속으로 물이 흐르는 동안 발생한 水頭損失
- L : 흙속으로 물이 흐른 거리
- i_{cr} : 限界動水傾斜

G_s : 흙입자의 비중

e : 간극비

(5) 모래의 액상화 현상

물로 포화된 모래가 충격이나 진동에 의하여 간극수압이 순간적으로 상승하여 유효응력이 감소하여 전단 강도를 잃는 것을 액상화라 한다. 이와 같은 현상은 간극비가 어느 정도 이상인 모래에서 일어나며, 액상화가 발생하는 한계간극비는 입도, 투수계수, 유효하중, 진동조건 등과 관계가 있다. 일반적으로 투수성이 작은 세사일 때 액상화현상이 많이 일어난다.

(6) 점성토의 물리적 특성과 역학적 특성의 관계

입경이 작은 토립자는 비표면적이 커지게 되므로 입자 표면의 성질이 흙 전체의 성질에 큰 영향을 주게 되며, 피상적으로 소성의 크기로 나타나게 된다. 그리고 점성토의 공학적 성질인 컨시스턴시는 KSF 2303 (흙의 液性限界試驗), KSF 2304(흙의 塑性限界試驗) 등에 의하여 구한다.

Skempton은 정규압밀을 받고 있는 飽和粘土地盤에 有效應力 증가로 인한 粘着力의 증가를 식(참11-9)와 같이 나타낼 수 있다고 했다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \quad (\text{참11-9})$$

여기서,

Δc : 有效應力의 증가로 인한 粘着力의 증가분

Δp : 有效應力의 증가분

I_p : 塑性指數

한편 Hansbo에 의하면 有效應力 증가로 인한 粘着力의 증가를 다음과 같이 나타냈다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.45 \cdot LL \quad (\text{참11-10})$$

여기서,

LL : 액성한계

예민비가 중 이하인 正規壓密粘土의 壓縮指數는 Terzaghi와 Peck이 제안한 다음과 같은 경험식으로 구할 수 있다.

$$\text{비교란 시료 } C_c = 0.009 \cdot (LL - 10) \quad (\text{참11-11})$$

$$\text{재성형 시료 } C_c = 0.007 \cdot (LL - 10) \quad (\text{참11-12})$$

여기서,

C_c : 압축지수

11-2-3 투수계수

완전히 물로 포화된 흙 속을 흐르는 물이 정상적인 층류일 때 투수계수는 Darcy의 법칙에 기초하여 구할 수 있다.

[해설]

Darcy의 법칙에 의한 투수계수의 산정은 식(해11-1)을 이용하여 계산한다.

$$k = \frac{Q}{i \cdot A \cdot t} \quad (\text{해11-1})$$

여기서,

- Q : 흡속으로 흐르는 유량(cm^3)
 k : 투수계수 (cm/sec)
 i : 동수경사($i = \frac{h}{L}$)
 h : 수두손실(cm)
 L : 흡속으로 물이 흐른 거리(cm)
 A : 흡의 단면적(cm^2)
 t : 시간(sec)

투수계수를 측정하기 위해서 현장에서 채취한 시료를 사용하여 시험실에서 실시하는 실내투수계수 시험법과 현장에서 직접 실시하는 현장투수계수 측정법이 있다.

[참고]

(1) 식(해11-1)의 투수계수의 개략적인 값은 표참(11-4)와 같다.

Hazen은 여과사에 대한 시험에서 D_{10} 이 0.1~0.3mm, 균등계수가 5이하인 경우 투수계수를 다음 식(참 11-13)과 같이 나타냈다.

$$k = C \cdot D_{10}^2 \quad (\text{참11-13})$$

여기서,

- k : 투수계수 (cm/sec)
 C : 41~146 범위의 상수(평균 100)
 D_{10} : 입도분포곡선에서 통과중량백분률 10%에 해당하는 입경(유효경, cm)

식(참11-13)은 여과사인 경우에 국한한 것이고, 정확한 값을 구하기 위하여서는 실험을 해야 한다.

표참(11-4) 투수계수의 개략적인 값

흡의 종류	투수계수 $k(\text{cm/sec})$
깨끗한 자갈	1.0~100
굵은 모래	0.01~1.0
가는 모래	0.001~0.01
실트	0.00001~0.001
점토	0.000001 이하

표참(11-5) Darcy의 법칙이 적용되는 범위

재료	자갈			모래			실트	
	굵은	중간	가는	굵은	중간	가는	굵은	가는
D ₁₀ (mm)	76.2	25.4	9.52	2.0	0.59	0.25	0.074	0.03
침투류의 상태	실제적으로 항상 난류 상태			느슨한 모래 $h/L < 0.2 \sim 0.3$ 조밀한 모래 $h/L < 0.3 \sim 0.5$			보통의 h/L에서는 항상 층류 상태	

D10은 통과중량백분율이 10% 해당하는 입경.

(2) 실내에서의 투수시험

현장에서 채취된 흐트러지지 않은 시료에 대해서 투수시험을 실시하는 것을 원칙으로 한다.

세립의 퇴적토인 경우, 토립자의 배열상태에 의존하여 방향에 따라 시료의 투수성이 다르기 때문에 측정 시 시료의 방향성을 명확히 하여야 한다. 시험기기는 투수계수의 대소에 따라 적합한 것을 택하여 사용해야 한다. 원상태로의 시료 채취가 곤란할 때는 교란시료로 단위중량을 변경시켜 시험하여 필요한 단위중량에 대한 값을 추정할 수 있다.

(3) 현장투수시험

실험실 시험은 자연상태의 경우와 다르므로 필요에 따라 현장시험을 실시한다. 1개소 내지 수 개소에 관 측정을 설치하고 1개소에서 주수 또는 양수하여 지하수위의 변동을 측정한다.

11-3 흙의 역학적 성질

11-3-1 탄성계수

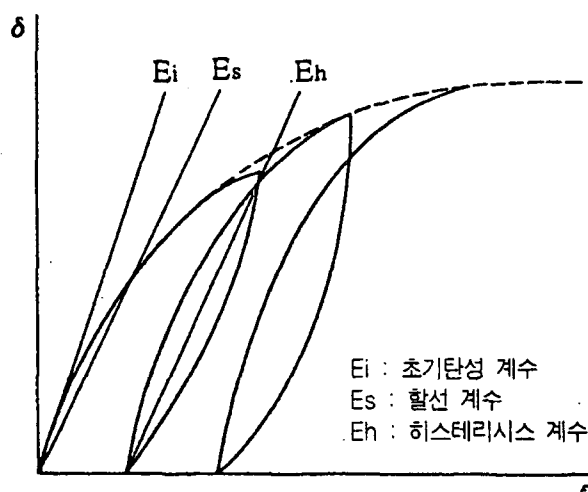
흙을 탄성체로 해석을 실시할 경우에는 흙의 비선형성을 고려해서 탄성계수를 적절히 설정하여야 한다.

[해설]

흙을 탄성체로 해석할 경우, 일반적으로 변형계수와 포아슨비(Poisson's ratio)가 사용된다. 흙의 변형계수는 강도-변형특성에 의존하므로 지반을 탄성해석 하는 경우에는 대상지반의 변형수준을 감안하여 그에 대응되는 탄성계수를 설정할 필요가 있다.

[참고]

(1) 변형계수를 실내 시험으로 구하는 경우, 보통 일축압축시험 또는 삼축압축시험으로부터 얻은 응력-변형을 곡선에서 도참(11-5)에서 보는 바와 같이 3종류의 값을 구할 수 있다.



도참(11-5) 변형계수의 종류

초기탄성계수(E_i)는 載荷速度가 크고, 限界變形量이 작은 포장, 또는 動的問題 解析 등에 사용되고, 히스테리시스 계수(E_h)는 反復荷重이 載荷되는 흙 구조물의 경우에 사용된다. 또한 割線係數(E_s)는 일반 흙 구조물의 彈性解析에 사용되는 경우가 있으나, E_s 를 결정하는 限界變形量을 정하는 방법이 통일되어 있지 않기 때문에 E_s 를 사용할 때는 주의해야 한다.

변형계수는 다음과 같은 원위치 시험에서 구할 수 있다.

- 즉, ① 平板載荷試驗
 ② CBR 試驗
 ③ Boring 孔內 載荷試驗

통상 사용되는 변형계수 중에 초기탄성계수 E_i 및 割線係數 E_s (E_{50})의 概略值가 식(참11-14), (참11-15)와 같이 구해지므로 참고로 나타내었다.

$$E_i = 210 \cdot C_u \quad (\text{참11-14})$$

$$E_s (E_{50}) = 180 \cdot C_u \quad (\text{참11-15})$$

여기서,

E_i : 初期탄성係數(kN/m²)

$E_s (E_{50})$: 割線係數(kN/m²)

C_u : 非壓密 非排水試驗에 의해서 구한 非排水 剪斷強度(kN/m²)

윗 식에서 초기탄성계수의 관계는 소성성이 높은 海成粘土와 같이 結合數의 구조가 발달한 경우에 성립하는 것으로, 이 때 E_i 는 變形率이 0.2~0.5% 이내의 接線勾配에서 구한 것이다.

(2) 포아슨비

포아슨비를 구하는 방법은 여러가지가 提案되어 있으나, 현재 確立된 시험법은 없는 상태이다. 하나의 기준을 나타내면 飽和土의 非排水條件에서는 $\nu = 1/2$, 기타는 $\nu = 1/3 \sim 1/2$ 의 범위에서 적당히 선택하여 결정한다.

11-3-2 압밀특성

압밀이라 함은 포화된 점토가 하중을 받아 간극수의 간극수가 빠져 나가므로서 간극비의 감소로 압축되는 현상을 말한다. 압밀로 인한 간극비의 감소로 지반침하가 일어나며, 침하량은 압축지수(C_c)에 비례하며, 진행속도는 압밀계수(C_v)에 비례한다.

[해설]

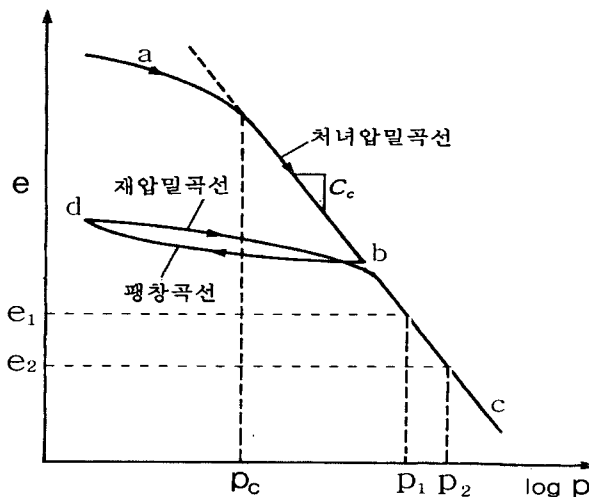
흙이 일차원적으로 재하되었을 때 흙입자에 의한 골격이 압축하여 침하하는 성질을 압축이라고 한다. 흙의 간극이 물로 포화되어 있을 때 흙입자의 골격이 압축됨으로서 간극수가 빠져 나가게 된다. 흙입자가 투수성이 큰 사질토에서는 배수가 신속히 진행되어 재하 직후 압축이 시작되고 곧 완료되지만, 점성토 지반에서는 투수성이 현저하게 작기 때문에 많은 시간이 필요하게 되며 압축침하는 서서히 진행된다. 이와 같이 점성토 지반의 압축침하가 오랜 시간에 걸쳐서 진행되는 현상을 압밀이라고 한다. 흙의 압밀특성은 단순히 재하에 수반하는 침하계산에 사용될 뿐만 아니라 지반개량공사에서 흙의 전단강도 증가를 추정하는 데에도 사용될 수 있다.

[참고]

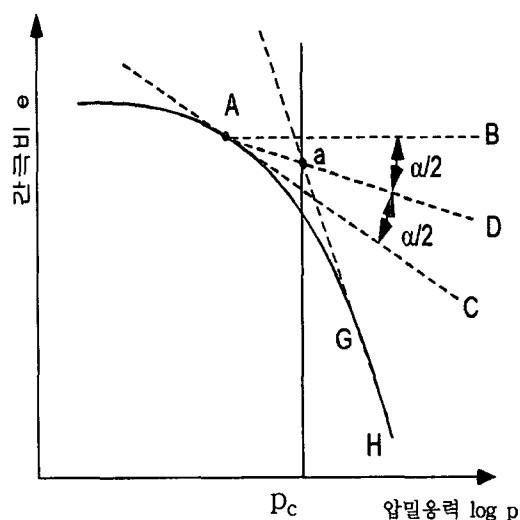
(1) 일반

흙의 압밀특성을 나타내는 정수인 압축지수(C_c), 체적압축계수(m_v), 압밀계수(C_v)를 구하기 위한 압밀시험은 KS F 2316(흙의 압밀시험방법)에 규정된 방법에 따라 실시한다.

압밀시험 결과를 半對數紙에 그리면 도참(11-6)과 같이 $e - \log p$ 곡선이 얻어진다. $e - \log p$ 곡선의 abc 부분은 載荷 過程을 나타내며 거의 직선이 된다. 이 abc 부분으로 표시되는 압밀상태를 正規壓密狀態라고 한다. 한편 b점의 상태에서 荷重을 除去하여 減少한 壓力 하에서 平衡狀態에 도달했을 때의 간극비와 壓力의 관계는 bd 부분과 같이 되며, 또 다시 壓力을 增加하면 dbc 부분과 같이 된다. bd 부분으로 표시되는 상태를 過壓密狀態라 하고, b점에 상당하는 壓力을 先行壓密荷重이라 한다. Casagrande(1936)는 실험실에서의 $e - \log p$ 관계곡선으로부터 선행압밀하중을 결정하는 작도법을 도참(11-7)과 같이 제안하였다.



도참(11-6) 압밀시험에 의한 간극비-압력 곡선



도참(11-7) 선행압밀하중의 결정 방법

도참(11-6)에서 abc 부분의 間隙比(e)와 壓力(p)의 관계는 식(참11-16)으로 표시된다.

$$e_2 = e_1 - C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad (\text{참11-16})$$

단, C_c 는 abc 부분의 기울기를 나타내는 무차원수이며 압축지수라고 한다. 식(참11-16)을 사용하여 압력이 p_1 에서 p_2 로 증가할 때의 간극비 감소량(Δe)은 식(참11-17)과 같이 표시할 수 있다.

$$\Delta e = e_1 - e_2 = C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad (\text{참11-17})$$

(2) 압밀침하량

압밀침하량은 압밀하중에 의한 간극비의 감소량을 이용하여 식(참11-18)과 같이 계산한다.

$$S = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (\text{참11-18})$$

여기서,

- S : 압밀침하량(m)
- e_o : 유효연직압력 p_o 에서의 초기 간극비
- H : 압밀층 두께(m)

또한, 체적압축계수를 사용하여 압밀침하량을 구하려면, 압력이 p_o 에서 $p_o + \Delta p$ 로 증가했을 때, $p_o + \frac{1}{2} \Delta p$ 에서의 m_v 값을 구하여 식(참11-19)로 계산한다.

$$S = H \cdot m_v \cdot \Delta p \quad (\text{참11-19})$$

여기서,

- p_o : 원지반 상태의 유효연직압력(m^2/kN)
- m_v : 압밀하중($p_o + \frac{1}{2} \Delta p$)에서의 체적압축계수(m^2/kN)
- Δp : 압력 증가량(kN/m^2)
- H : 압밀층 두께(m)

m_v 값은 壓密壓力이 증가함에 따라 감소하며, 正規壓密狀態에서는 p 와 m_v 의 관계는 兩對數紙에서 직선이 된다.

한편, 압밀시험에 의한 간극비와 하중과의 관계에서 침하량 S 를 구하는 것은, 압력 p_0 일 때, 간극비가 e_0 인 흙에 Δp 의 압력을 가했을 때, 두께 H 인 점토층의 압밀침하량 S 는 식(참11-20)과 같다.

$$S = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (\text{참11-20})$$

위 이론은 Terzaghi의 1차원 압밀이론에 의한 것으로, 포화된 점토에 대한 것이지만, 불포화 점토일지라도 도참(11-6)의 e - $\log p$ 곡선을 시험에 의해 구하여 식(참11-20)에서 침하량을 추정할 수 있다.

(3) 침하 속도

포화된 점토지반의 비배수 조건하에서 압력(p)를 가하면, p 와 같은 크기만큼 간극수압이 증가한다. 배수를 허용한다면 압밀이 시작되며 간극수압은 시간과 더불어 감소하고 동시에 흙 입자 사이의 응력(유효응력)은 증가하지만, 간극수압(u)은 감소하여 흙 입자 사이의 증가한 유효응력(σ')과 간극수압의 합은 식(참11-21)과 같이 항상 재하압력(p)와 같게 된다.

$$p = \sigma' + u \quad (\text{참11-21})$$

두께 H 인 粘土層의 上下面에 透水性이 큰 모래층이 있는 경우를 생각하면, 壓密壓力(p)를 가하였을 때 σ' 또는 u 의 시간 경과에 따른 깊이별 變化 양상은 도참(11-8) (a), (b)와 같다.

즉, 압밀이 시작되는 시점에서 $u = p$, $\sigma' = 0$ 이므로 도참(11-8) (a)의 DC선과 같은 상태가 되고 壓密이 완료되는 시점에서 $u = 0$, $\sigma' = p$ 가 되므로 AB선과 같은 상태가 된다.

압밀이 시작되어 t_1 시간 경과후의 상태는 곡선 AEB와 같다. 이와 같이 배수층에서 먼 곳에서는 압밀 진행이 상대적으로 늦어짐을 알 수 있다.

임의의 깊이에서 유효응력과 압밀압력의 비 σ'/p 를 그 깊이에서의 압밀도(U_z)라고 한다. 임의의 시간이 경과했을 때 전체 깊이에 대한 壓密度의 평균치를 平均壓密度(U)라고 한다.

도참(11-8)에서 임의의 시간(t)이 경과된 후의 平均壓密度는 면적 AEBCD에 대한 전체면적 ABCD의 비율에 해당하는 값이다. $t = 0$ 일 때 면적 AEBCD에 해당하는 것은 0이므로 $U = 0$ 이고, $t = \infty$ 일 때 $U = 1$ 이 된다.

공학적인 관점에서 압밀의 진행정도는 平均壓密度(U)의 값을 많이 사용하고 있다. 압밀시간을 나타내는 값으로 無次元의 時間係數(T_v)를 사용한다. 시간계수와 설계시간 사이의 관계는 식(참11-22)로 나타낼 수 있다.

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (\text{참11-22})$$

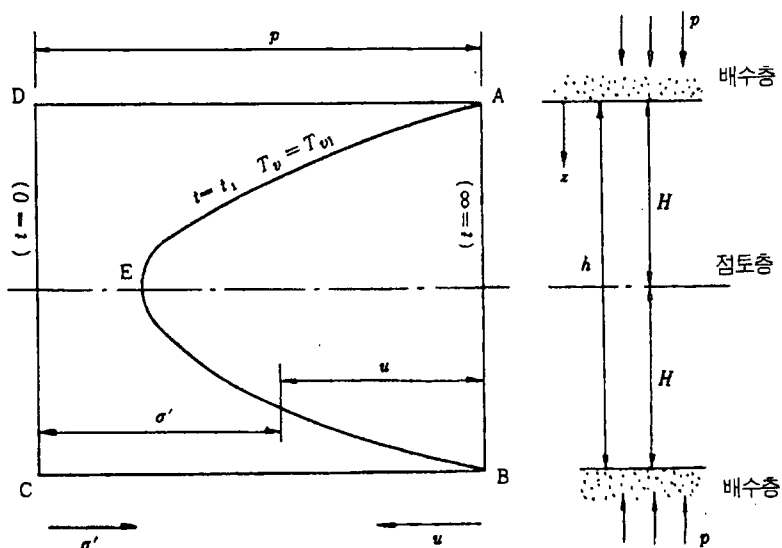
여기서,

T_v : 시간계수

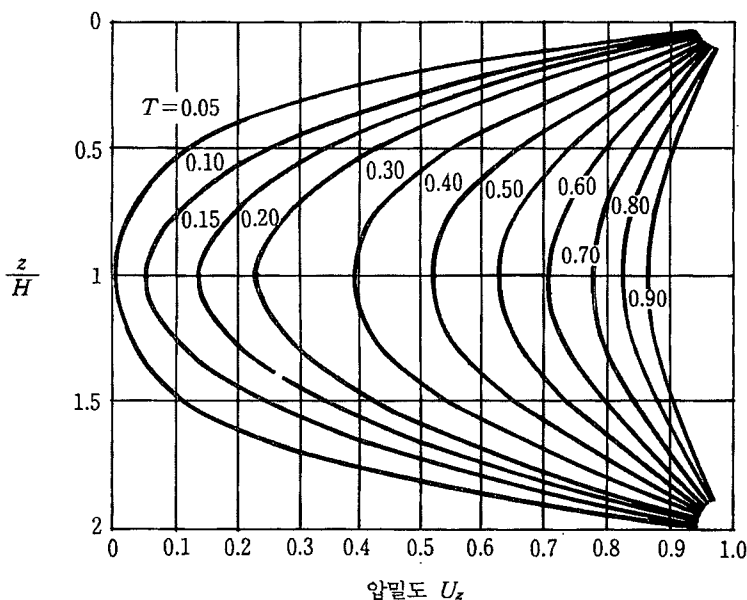
C_v : 압밀계수(cm^2/min , 혹은 cm^2/sec)

t : 압밀시간 (C_v 와 같은 시간단위)

H : 압밀층의 최대배수거리(C_v 와 같은 길이의 단위)



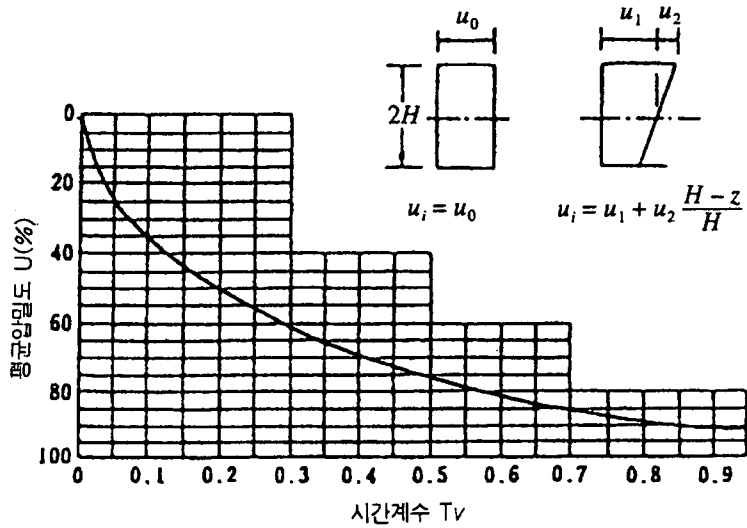
(a) 간극수압의 깊이별 분포도



(b) 압밀등시선

도참(11-8) 압밀도-시간계수-깊이 사이의 관계도

도참(11-8)에서와 같이 상하 양면 모두 배수층일 때에는 $H = \frac{1}{2}h$ 이고, 배수층이 한쪽에만 있을 때는 $H = h$ 이다. 初期 過剩間隙水壓이 토층 내에서 일정하게 분포되어 있지 않을 때, 실례로 연약지반에서 緩速工法으로 盛土하는 경우, 間隙水壓-時間係數-깊이의 관계는 도참(11-8)과 같이 간단하게 나타낼 수 없다. 初期 過剩間隙水壓의 분포를 도참(11-8)과 같이 가정하면 시간계수와 平均壓密度 사이의 관계는 도참(11-9)의 곡선과 같게 된다.



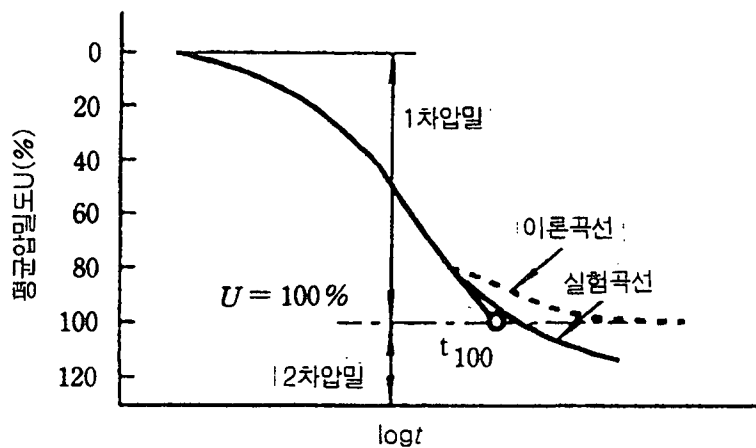
도참(11-9) 평균압밀도와 시간계수 관계도(일차원의 경우)

(4) 1차압밀과 2차압밀

압밀시험에서 측정된 압축량과 시간과의 관계를 반대수지에 그리면 도참(11-10)과 같이 되며 압밀이 완료된 후, 즉 간극수압이 0이 된 후에도 약간의 압축이 일어난다.

간극수압이 0이 될 때까지의 압축을 1차압밀이라 하고, 과잉간극수압이 완전히 소산된 후 흙 구조의 소성적 재배열로 인하여 발생하는 압축을 2차압밀이라고 한다. 도참(11-10)은 Terzaghi의 압밀이론에 의한 시간-평균압밀도 관계와 실험에 의한 결과를 비교한 것이다.

2차압밀은 土粒子 조직(soil skeleton)의 크리프(Creep) 현상 중의 하나로 생각되며, 압축진행상태는 도참(11-10)에서와 같이 반대수지 상에서 직선적이다. 즉 2차압밀 속도는 시간에 반비례해서 감소한다. 보통의 흙에서 2차압밀량은 전체 압밀침하량에 비해서 작으며 1차압밀이 완료될 때까지의 시간도 상당히 길기 때문에 특수한 흙을 제외하고는 2차압밀에 의한 침하는 무시하는 경우가 많으나, 유기질 흙과 높은 압축성의 무기질 흙에서는 2차 압밀침하가 중요하다.



도참(11-10) 1차원 압밀과 2차원 압밀

(5) 초연약 점토의 압밀침하

준설에 의한 매립에서 초연약한 지반의 압밀침하가 문제되는 경우가 있다. 이러한 문제에 적용되는 압밀 이론에는 三筮의 압밀이론이 있으며, 통상의 점토 압밀침하에는 무시되는 자중과 층 두께 변화의 영향을 고려한다. 이 경우의 침하량과 침하속도는 차분법 등의 해석적인 방법을 통해 구할 수 있다. 처음의 층 두께에 비해 침하에 의한 감소량이 큰 경우에는 통상의 압밀침하 계산법에서는 오차가 크게 발생한다. 예로서 층 두께의 감소량이 10~50%의 경우 통상의 계산법과 층 두께 변화의 영향을 고려한 계산의 오차는 3~30%이다. 자중의 영향은 준설 매립 후 방치된 경우에 최대이며, 재하하중의 증대에 따른 영향은 상대적으로 감소한다. 연약층의 평균 중량의 두 배 정도 이상의 재하하중에 대하여는 자중의 영향은 무시한다. 초연약 점토의 압밀정수를 추정하는데 있어서 일정변형을 압밀시험이 제안되고 있다.

11-3-3 전단특성

흙의 전단강도는 원칙적으로 사질토와 점성토로 나누어서 취급한다. 사질토의 전단강도는 배수조건에서 구하고, 점성토의 전단강도는 비배수조건에서 구하는 것을 표준으로 한다.

[해설]

일반적으로 사질토의 透水係數는 粘性土의 103~105배이다. 사질토 지반에서는 시공 중에 간극수가 완전히 배수된다고 할 수 있다. 그러나 점성토 지반에서는 투수성이 낮아 시공중 배수가 거의 일어나지 않는다. 따라서 사질토 지반의 전단강도는 배수조건에서의 剪斷抵抗角 ϕ_d 와 粘着力 C_d 에 의해서 평가하지만, 일반적으로 점착력은 적으므로 $C_d = 0$ 으로 보고 ϕ_d 만 强度定數로 하여 전단강도를 평가하는 경우가 많다. 포화된 점성토 지반에서는 배수가 발생하지 않으므로 剪斷强度는 시공전후에 거의 변화하지 않는다. 따라서 시공 전의 비배수 剪斷强度를 强度定數로 사용한다.

이들 두 종류의 중간정도의 透水性을 가지는 지반에서는 투수계수나 시공조건으로부터 사질토 또는 점성토로만 보지 않고 적절한 시험방법으로 剪斷强度를 결정하여야 한다.

[참고]

사질토

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi' \quad (\text{참11-23})$$

점성토

$$\tau_f = c_u \quad (\text{참11-24})$$

여기서,

- τ_f : 剪斷强度 (kN/m²)
- σ : 剪斷面上的 垂直應力 (kN/m²)
- u : 間隙水壓 (kN/m²)
- ϕ' : 有效應力으로 표시한 剪斷抵抗角 (°)
- c_u : 비배수 粘着力 (kN/m²)

흙의 剪斷強度(τ_f)는 일반적으로 식(참11-25)로 표시된다.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{참11-25})$$

여기서,

c : 粘着力 (kN/m²)

σ' : 剪斷面上的 有效垂直應力 (kN/m²)

흙에 外力이 가해지면 토립자 골격 내에 응력 (유효응력)과 간극수압의 변화가 생긴다. 흙에 가해진 외력을 σ , 有效應力을 σ' , 間隙水壓을 u 라고 하면 식(참11-26) 또는 식(참11-27)과 같은 관계가 있다.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{참11-26})$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{참11-27})$$

보통 흙의 전단강도는 有效應力의 크기에 따라 증가하므로 식(참11-25)의 Coulomb의 破壞規準은 식(참11-28)과 같이 된다.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{참11-28})$$

여기서,

c' : 有效應力으로 표시한 粘着力 (kN/m²)

ϕ' : 有效應力으로 표시한 剪斷抵抗角(°)

일반적으로 모래, 無機質 실트 및 正規壓密粘土에서는 $c' \approx 0$, 過壓密粘土에서는 $c' > 0$ 이 된다.

모래의 전단저항각 ϕ' 는 粘土의 ϕ' 보다 크다. 強度定數는 剪斷試驗할 때의 여러 가지 조건에 따라 달라 지지만, 가장 큰 영향을 미치는 것은 흙의 排水條件이다. 排水條件에 따른 시험은 다음과 같이 3종류로 분류된다.

(1) 배수조건에 따른 剪斷試驗

① 非壓密非排水 시험(UU Test 혹은 Quick Test)

흙 시료에서 물이 빠져 나가지 못하도록 하고, 供試體에 拘束壓力(confining pressure)을 가한 다음 非排水 상태로 試料를 전단시키는 시험이다.

② 壓密非排水 試驗(CU Test)

시료에 구속압력을 가하고 間隙水壓이 영이 될 때까지 壓密시킨 다음, 비배수 상태로 전단시키는 시험이며, 전단 때에는 간극수압의 변화를 측정할 수 있다. 실험결과 해석시 전응력 향으로 전단강도정수를 결정하면 CU시험이라 하고, 유효응력의 향으로 강도정수를 결정하면 \overline{CU} 시험이라 한다.

③ 壓密排水 試驗(CD Test)

供試體內的 물 혹은 空氣가 자유로이 流出할 수 있는 상태에서 흙 시료를 압밀시킨 다음, 전단 때에는 간극수압이 전혀 발생하지 않도록 천천히 하중을 증가시켜서 시료를 파괴시키는 시험이다.

삼축압축 시험 결과는 일반적으로 Mohr의 應力圖를 이용하여 強度定數를 정하는데, 어떤 배수조건으로 시험방법을 선택하느냐 하는 것은 전단강도를 요구하는 목적에 달려 있다. 원칙적으로 전단 때의 배수 조건은 실제로 흙이 응력을 받는 조건과 일치시켜야 한다. 비압밀비배수시험의 결과는 응력이 변화하더라도 즉각적인 함수비의 변화가 없고, 따라서 체적의 변화가 없는 경우에 이용된다. 점토지반에 堤防을 쌓거나 기초를 설치할 때 시공기간 중에는 압밀이 거의 발생하지 않으므로 함수비의 변화를 무시할 수

있다. 이러한 경우에 초기 안정해석이나 지지력 계산시에는 UU시험 결과를 이용하여야 한다.

압밀비배수시험으로 얻은 강도정수는 지반이 완전히 하중을 받기 전에 압밀로 인하여 함수비의 변화가 상당히 크다고 예상되는 경우에 사용된다. 이 시험에서는 일반적으로 간극수압을 측정하여 c' , ϕ' 의 값을 구한다. CU시험에 의한 강도정수는 水位急降下 때의 흙댐의 안정문제 등에 적용할 수 있다.

압밀비배수시험은 전단에 소요되는 시간이 너무 길고, 그 결과는 CU시험의 결과와 거의 같으므로 간극수압의 측정이 어려울 때 또는 중요한 공사에 대한 시험 이외에는 거의 사용되지 않는다.

強度定數와 剪斷試驗條件의 관계는 도참(11-11)에 표시되어 있다.

시험조건	전응력	유효응력	비고
비압밀비배수 시험			유효응력으로 표시되는 파괴원은 하나로 구해진다.
압 밀 비배수 시험			<ul style="list-style-type: none"> 전응력의 c_u, ϕ_u는 동일 압밀 응력하에서 비압밀비배수 시험 결과와 동일 정규압밀점토의 c_u는 압밀 응력과 비례관계, 압밀비배수시험에 의한 c_u 값을 과대평가되는 경향 유효응력 평면의 크기가 다른 mohr원을 각각 다른 압밀응력 하에서 얻어짐
배 수 시험			측정응력은 유효응력

주 : 흙은 모두 포화상태, 불포화 상태의 경우는 대체로 배수시험 결과 도출

도참(11-11) 시험조건에 따른 겉보기 전단강도정수

(2) 모래의 剪斷強度

모래의 剪斷強度는 식(참11-29)와 같이 계산한다.

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi_d \tag{참11-29}$$

여기서

- τ_f : 剪斷強度(kN/m²)
- σ : 剪斷面上的 垂直應力(kN/m²)
- u : 間隙水壓(kN/m²)
- ϕ' : 有效應力에 대한 剪斷抵抗角 (°)
- ϕ_d : 排水 조건에서의 剪斷抵抗角 (°)

느슨한 상태의 모래에서는 $\phi' = \phi_d$ 이지만 조밀한 상태의 모래에서는 일반적으로 $\phi_d > \phi'$ 가 된다. ϕ_d 를 산정하는 일반적인 시험은 압밀비배수 시험이다. $\phi_d > \phi'$ 가 되는 이유는 剪斷時 다일러턴시(Dilatancy) 현상으로 겉보기 전단저항이 크게 나타나기 때문이다.

모래의 剪斷試驗에서 ϕ_d 를 측정할 때는 시험전의 초기간극비를 파악하여야 한다. 초기간극비가 작을수록 ϕ_d 는 크고, 모래의 剪斷抵抗角 ϕ_d 는 三軸壓縮試驗 보다 直接剪斷試驗에 의한 결과가 크게 나타나는 경향이 있다.

한편 표준관입시험에서 얻어진 N치와 ϕ_d 사이에는 相關關係가 있으므로, 剪斷試驗이 불가능한 경우에는 標準貫入試驗 결과에서 추정할 수도 있다. 모래의 剪斷抵抗角은 間隙比의 크기에 따라 변화하므로 剪斷試驗結果를 실제 문제에 적용시키기 위해서는 원지반 모래의 간극비를 알 필요가 있다. 그러나 현재 흐트러지지 않은 원지반 상태에서 모래의 간극비를 측정하는 방법이 확립되어 있지 않기 때문에 전단시험결과의 적용은 곤란한 실정이다. 또 모래의 剪斷抵抗角은 다일러턴시의 정도에 따라 달라질 뿐만 아니라, 실제 구조물이 파괴할 때 전단 破壞面에서 발생하는 다일러턴시 현상을 추정하는 것은 현재로서는 불가능하다.

이러한 이유 때문에 모래의 剪斷試驗結果를 직접 실제 문제에 적용하는 것은 현 단계로서는 곤란한 실정이다. 상대밀도가 작은 느슨한 모래지반의 경우 일반적으로 설계에 적용되는 剪斷抵抗角은 剪斷試驗에서 구한 값보다 5~10° 정도 적은 것이 보통이다.

그러나 설계가 여러 가지 가정을 조합하고 기왕의 경험을 감안하여 이루어진다는 것을 감안하면, 앞에서 제시한 모래의 전단특성이 완전히 해명되었다 하더라도 그의 적용에 있어서는 다른 많은 요소와의 관련을 고려하여 가장 적합한 값으로 결정해야 한다.

(3) 점토의 전단강도

입도분석에서 점토와 실트의 함유량이 40% 이상일 때 보통 점토라고 한다. 그러나 흙의 역학적 성질이 점토의 성질을 보유하고 있을 때, 점토분의 함유량에 관계없이 편의상 점토라고 호칭한다.

粘土의 剪斷強度는 식(참11-30)과 같다.

$$\tau_f = c_u = q_u/2 \tag{참11-30}$$

非壓密非排水 시험에 의하여 구한 겉보기 粘着力(c_u)은 점토에 대하여 많이 사용하며, 非排水強度라 한다. q_u 는 一軸壓縮強度(t/m²)이다. 一軸壓縮強度는 시험이 간단하기 때문에 많이 사용되고 있으나, 시료가 교란되면 q_u 의 값이 민감하게 감소하므로 공시체 제작과정에서부터 주의해야 한다.

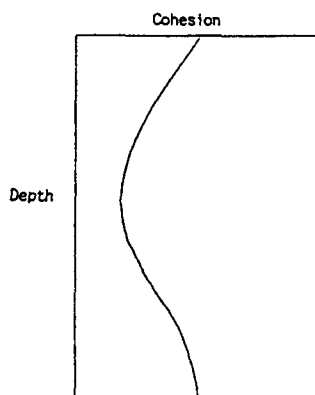
自然狀態에 있는 교란되지 않는 흙의 일축압축강도와 교란된 흙의 일축압축강도 사이의 비를 銳敏比(Sensitivity)라 한다. 粘土의 교란과 再成形(remolding)의 영향은 강도 뿐만 아니라, 變形特性에도 나타난다. 충분히 교란시킨 후 재성형한 공시체나 연약한 점토의 경우 일축압축시험에서 파괴가 일어나지 않고 축변형과 함께 강도도 서서히 증가하는 경우가 많다. 이경우의 일축압축강도라 함은 축방향의 압축변형율이 15%에 도달할 때까지의 최대압축응력을 말한다.

점토의 비배수강도(c_u)는 壓密度에 따라 커진다. 그리고 壓密荷重의 크기가 클수록 壓密完了 후 비배수강도의 값도 커진다. 따라서 점토지반에 있어서는 심도가 깊을수록 토피하중 즉, 압밀하중이 커지기 때문에 비배수강도는 깊이에 따라 커지는 것이 보통이다. 경험에 의하면 c_u 값은 지표부근에서 수분 증발 효과로 큰 값을 보이다가 지하로 내려가면서 이 효과의 감소로 얼마간 감소한 다음 일정 깊이에서부터 직선적으로 증가하며 도참(11-12)와 같다. 실제설계에 사용할 때는 식(참11-31)과 같다.

$$c_u = c_o + k \cdot z \tag{참11-31}$$

여기서,

- c_u : 지표면에서 깊이 z 에서의 비배수강도(t/m^2)
- c_o : 지표에서의 c_u 의 값(t/m^2)
- k : 깊이에 대한 c_u 의 증가율
- z : 지표부터의 깊이(m)



도참(11-12) 심도와 점착력과의 관계

지하수 아래 흙의 단위중량을 γ' (kN/m^3)라 하면 식(참11-31)의 k 는 $\gamma' \cdot (c_u/\bar{p})$ 가 된다.

Skempton은 正規壓密粘土의 비배수강도와 유효응력(\bar{p})의 비가 소성지수($I_p = LL - PL$)의 일차함수로 식(참11-32)와 같이 나타낼 수 있다고 하였다.

$$c_u/\bar{p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \quad (\text{참11-32})$$

여기서,

- c_u : 非排水强度(t/m^2 혹은 kN/m^2)
- \bar{p} : 壓密(有效)應力(t/m^2 혹은 kN/m^2)
- I_p : 소성지수

한편 Mohr의 응력원의 기하학적 성질에 의하여 지반 내에서 鉛直有效荷重 \bar{p} 를 받는 正規壓密粘土의 c_u 는 식(참11-33)으로 표시할 수 있다.

$$c_u = \frac{\bar{p}}{2} \frac{[K_H + (1 - K_H)A] \sin \phi'}{1 + (2A - 1) \sin \phi'} \quad (\text{참11-33})$$

여기서,

- ϕ' : 有效應力에 관한 剪斷抵抗角($^\circ$)
- K_H : 水平應力에 대한 鉛直應力の 비(靜止土壓係數)
- A : Skempton의 間隙水壓係數

壓密로 인한 非排水强度의 증가율(c_u/\bar{p})은 軟弱地盤 개량공사에 있어서 중요한 요소가 된다. 그 이유는 c_u/\bar{p} 의 값이 큰 흙일수록 강도의 증가가 커져서 지반개량공사에 유리하기 때문이다. 지중의 어떤 위치에 있는 점토를 생각할 때, 그 위치에서 연직하중의 증가분을 Δp (kN/m^2)로 하고, 그 흙의 c_u/\bar{p} 의 값을

β 라 하면, 壓密終了時의 非排水強度의 增加分(Δc)는 $\Delta p \cdot \beta$ 가 된다. 壓密中 일 때, 임의의 깊이와 시점에서의 壓密度를 U_z 라고 했을 때 c_u 의 증가분은 $\Delta p \cdot \beta \cdot U_z$ 가 된다.

예를 들어 $\phi' = 30^\circ$, $A = 0.8$, $K_H = 1 - \sin\phi'$ 이면, 식(참11-33)에서 $c_u/\bar{p} = 0.35$ 이 된다. 이 값은 壓密이 100% 진행되었을 때이고, 실제 공사에서는 壓密度 80%로 설계하는 것이 보통이므로 $c_u/\bar{p} = 0.35 \times 0.8 = 0.28$ 이 된다.

점토지반 위에 매립하여 공장부지를 조성하는 경우, 특히 점토층의 두께에 비해 載荷面積이 클 때, 지중의 鉛直應力 增加分은 깊이에 관계없이 載荷荷重과 같은 일정한 값으로 볼 수 있으므로, 식(참11-33)의 c_u/\bar{p} 값을 사용하여 설계할 수 있다. 일반적으로 載荷面積이 무한히 클 수는 없으므로 지중의 응력은 깊이가 증가함에 따라 감소하는 것이 보통이다. 이와 같은 지중응력의 분포를 고려하여 c_u/\bar{p} 의 설계치는 平均壓密度 80%로 가정할 때, 0.25 정도로 보는 경우가 많다. Sand Drain 공법에서 壓密度는 깊이에 관계없이 시간의 함수로 생각할 수 있으나, 自然壓密인 경우 시간과 그 위치(토층의 임의의 깊이)의 함수임을 주의해야 한다.

실험실에서 c_u/\bar{p} 의 값을 구하기 위하여 壓密非排水 시험을 하는데, 보통 셀(cell) 내의 水壓을 이용하여 壓密시키기 때문에 $K = 1.0$ 이고, 壓密壓力과 최대 주응력차의 절반 값을 그대로 사용하면 c_u/\bar{p} 가 과다하게 클 수가 있다. 따라서 三軸壓縮試驗時 $p_H = K_o \cdot p_v$ 로 압밀시킨 후, 비배수전단강도 試驗을 실시하여 c_u/\bar{p} 의 값을 구한다(보통 정규 압밀 상태에서 $K_o = 0.5$ 이다).

- (4) 粒度分析 결과에서 모래의 含有量이 50~80%인 흙은 모래와 粘土의 中間的 성질을 갖는 것으로 간주할 때가 있다. 이러한 모래와 粘土의 中間 정도인 흙의 剪斷強度는 일반적으로 $c = 0$ 로 보고 식(참11-34)와 같이 나타낸다.

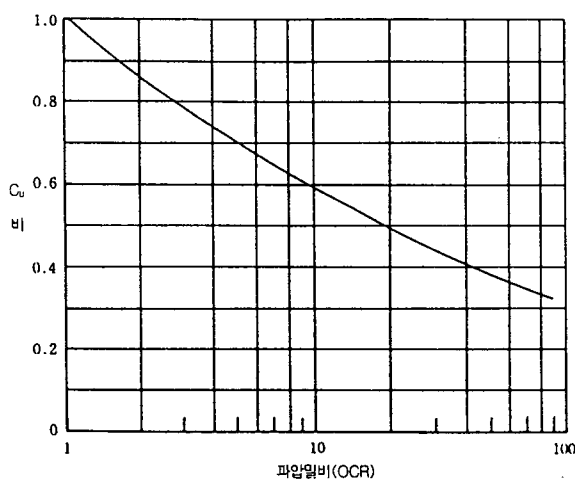
$$\tau_f = (\sigma - u) \tan\phi' \quad (\text{참11-34})$$

모래의 경우에는 透水性이 크기 때문에 외부하중으로 발생하는 間隙水壓의 增加分은 단시간 내에 消滅하므로 식(참11-34)의 $(\sigma - u)$ 는 水中重量을 생각한 土被壓으로 생각할 수 있다.

한편, 粘土인 경우 透水性이 매우 작기 때문에 외부하중으로 인한 間隙水壓의 增加分은 시공기간 중에 소산되지 않고 일정한 값으로 있다고 간주한다. 따라서 시공기간 중에는 壓密로 인한 剪斷強度의 증가는 없다고 보아도 좋으므로, 재하전 점토의 非排水剪斷強度를 설계에 사용할 수 있다.

앞에서 설명한 모래 또는 점토의 경우는, 흙의 有效應力의 시간적 변화에 대한 극단적인 예이다. 소위 모래와 점토의 中間 성질을 가진 흙은 시공기간 중에 有效應力의 변화가 상당히 발생하므로 전단강도도 이에 따라 증가한다. 이와 같은 경우에도 載荷直後에는 間隙水壓의 소산이 없다고 가정하여 c_u 또는 $q_u/2$ 를 전단강도로 생각하는 것이 安全側이 된다.

압밀후에 하중의 일부 또는 전부를 제거하면, 시간의 경과와 함께 점성토는 흡수, 팽창하고 c_u 값은 감소한다. 先行荷重載荷工法 적용시 하중을 제거하는 경우에는 이러한 점을 고려할 필요가 있다. 점성토의 팽창에 의한 c_u 의 減少比率는 過壓密比(OCR)에 의존하며, 過壓密比는 荷重除去 이전의 압력과 하중제거 이후의 壓力의 비이다. 도참(11-13)은 過壓密比와 c_u 비 사이의 관계를 나타낸 것이다.



도참(11-13) 점성토의 팽창에 의한 c_u 의 감소비와 과압밀비와의 관계

11-4 사운딩(sounding)

11-4-1 표준관입시험

표준관입시험은 KS F 2318의 규정에 따라 실시하며, N 값을 결정할 때에는 다음의 사항을 고려하여야 한다.

- ① 시험 방법의 자세한 기술(리프팅 방법, 시추공 직경, 해머의 종류, 케이싱과 로드와 지름, 타격에너지 등)
- ② 지하수 상태
- ③ 상재하중의 영향
- ④ 자갈이나 조립질 자갈이 나타나는 지역의 지반 상태

[해설]

표준관입시험(SPT, Standard Penetration Test)은 63.5kg의 해머를 76cm 높이에서 자유 낙하시켜 원통분리형 시료채취기(split spoon sampler)를 30cm 관입시키는데 필요한 해머의 타격횟수(N 값)를 측정하는 시험으로서, 그 결과를 이용하여 지반을 분류하거나 연경도를 평가하고, 지반강도, 상대밀도, 내부마찰각 등의 지반정수를 추정하며, 교란된 시료의 채취가 가능한 원위치 시험방법이다. 이 방법은 국제적인 표준화 작업과 시험의 간편성, 시료채취 가능, 대량의 축적된 데이터, N 값의 광범위한 경험적 활용 등으로 인하여 현재 전 세계적으로 가장 널리 이용되는 지반조사방법이며, 우리나라에서도 구조물 기초, 연약지반, 굴착, 사면 등 지반공학분야 설계에 필요한 대부분의 지반정수를 N 값에 의존하고 있는 실정이다.

그러나 이 시험방법은 시험자체의 근본적 한계와 시험 수행자의 자의적 판단에 의존하는 문제, 경험적 상관관계의 과도한 확대적용, 장비의 비표준화 등으로 그 신뢰성과 재현성에 대하여 끊임없이 문제가 제기되고 있고, 시험결과의 오·남용으로 설계와 시공품질에 적지 않게 나쁜 영향을 준 사례들이 계속 보고 되고 있다. 최근 국내에서도 이명환 등(1992), 박용원 등(1993, 1994), 이호춘 등(1996, 1997), 이우진 등(1998), 조성민 등(2001, 2002)에 의하여 표준관입시험에 적대적인 영향을 미치는 해머의 에너지 효율에 대한 연구가 수행되었

고, 시험시 발생하는 응력파를 분석하여 지반의 동적 거동특성과 관련된 정수들을 도출하려는 시도가 이루어지고 있다.

국내에서는 모든 종류의 흙, 심지어 암석(암반) 일부에까지 관행적으로 표준관입시험을 적용하고 있으나, 이 시험은 원칙적으로 사질토에 한정하여 적용하여야 한다. 그러므로 점성토, 자갈질 흙, 암석층(암반)에서의 N 값을 설계에 적용하는 것은 신뢰성이 매우 낮기 때문에 추정치로만 사용하여야 하며, 설계에 직접 반영하는 것은 주의하여야 한다.

N 값은 시험장비의 종류와 주변 환경과 밀접한 연관을 가지고 있다. KS에서는 시험장비의 각 부분에 대하여 구체적으로 규정하고 있지 않으므로, 실제 현장에서는 여러 가지 종류의 시험장치가 사용되며, 해머의 형태, 해머의 인양 및 낙하방식, 타격방법, 동력원 등이 상이하여 시험결과의 일관성이 보장되지 않는다. 따라서 표준관입시험의 정상화를 위해서는 N 값의 합리적인 보정 노력과 시험장비를 포함한 시험환경의 개선이 동반되어야 한다.

우리나라에서는 Sounding 시험 중에서 標準貫入試驗이 가장 많이 사용된다. 표준관입시험은 KS F 2318(스프릿 배럴 샘플러에 의한 現場貫入試驗 및 試料採取方法)에 따라 실시하며 그 결과로 N 치가 測定된다.

표준관입시험은 岩盤, 玉石 또는 굵은 자갈 등을 많이 포함하는 흙 이외의 비교적 광범위한 土質에 대하여 적용되지만, 軟弱한 粘土나 粒徑이 10mm 이상의 자갈에 대하여는 精度가 나쁘다.

보통 沖積粘性土의 경우는 불교란 시료의 채취와 Vane 剪斷試驗 등의 原位置試驗에 의한 적절한 시험방법이 있으므로, 표준관입시험의 N 치로 지반의 특성을 評價하지 않는 것이 좋다.

[참 고]

(1) N 값에 영향을 주는 요소

N 값에 영향을 주는 요소는 해머의 에너지 효율을 비롯한 여러 가지가 있으며, 에너지 효율도 해머 종류, 해머의 인양 및 낙하방식, 로프 및 강선 등 부속도구의 상태 등 시험장비에 의한 요인과 시험자의 숙련도, 시험에 임하는 자세, 시험환경 등 인위적인 요인으로 구분할 수 있다.

인위적인 요인을 제외한 정상적인 조건에서 표준관입시험을 수행할 경우 N 값에 가장 큰 영향을 미치는 요인은 해머의 타격 에너지比라고 할 수 있으며, 이외에도 시추공 바닥면 상태, 샘플러의 위치, 시추공내 지하수위, 슈의 상태, 룯드의 무게, 라이너 및 볼 밸브 유무, 관입지반의 배수조건, 상재압력 등의 영향을 받는다. 국제토질공학회가 정한 기준으로는 자유낙하 에너지의 60%가 선단에 전달될 때의 N 치를 국제 표준치로 하고 있다.

표준관입시험에서 에너지 효율에 관한 연구는 Schmertmann(1978), Kovacs와 Salomone(1982), Seed 등 (1985), Riggs(1986), Skempton(1986), Bowles(1988), Clayton(1990), Robertson와 Woeller(1991) 등 많은 연구자들에 의하여 수행되었으며, 국내외의 관련연구 및 그 결과를 표참(11-6)~표참(11-8)에 정리하였다. 최근 국내에서도 기존의 연구 성과들에도 불구하고, 현장에서 장비별 측정값의 편차가 매우 크기 때문에 장비 종류별로 일률적인 에너지 효율을 적용하는 것은 합리적이지 못하며, 수동식 장비의 경우 조사 때마다 에너지 효율을 측정하여 확인하는 것이 필요하고, 궁극적으로는 장비의 자동화 및 시험환경의 개선이 선행되어야 할 것으로 지적되고 있다.

표참(11-6) 미국에서 룯드의 평균에너지 비(2종류 해머, 앤빌, 로프 2회 감음)

도넛해머		안전해머		비 고	참 고 문 헌
ER_r (%)	시험횟수	ER_r (%)	시험횟수		
53	4	72	9	실내시험	Kovacs와 Salomone(1982)
48	8	52	9	현장시험	Kovacs와 Salomone(1982)
-	-	55	24	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
-	-	52	5	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
48	23	-	-	$N=15\sim45$	Robertson 등(1983)
43	8	62	8	-	Robertson 등(1983)
45	-	55	-	현장시험	-

표참(11-7) 해머 종류에 따른 룯드 에너지 비의 변화(외국 자료)

나 라	해머 종류	낙하 방식	룯드의 평균 에너지 비 ER_r (%)	참 고 문 헌
아르헨티나	도넛	로프-폴리(R-P)	45	Seed 등(1985)
브라질	편형	손으로 낙하	72	Decourt(1989)
중국	자동	트립	60	Seed 등(1985)
	도넛	손으로 낙하	55	Skempton(1986)
	도넛	R-P	50	Seed 등(1985)
콜롬비아	도넛	R-P	50	Decourt(1989)
일본	도넛	툼비	78~85	Seed 등(1985) Riggs(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음) + 특수 장치	65, 67	Seed 등(1985) Skempton(1986)
영국	자동	트립	73	CRI. Clayton(1990)
미국	안전	R-P(자아틀 2회 감음)	55~60	Seed 등(1985) Skempton(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음)	45	Seed 등(1985)
베네수엘라	도넛	R-P	43	Decourt(1989)

표참(11-8) 해머의 에너지 효율에 대한 국내 연구 결과 개요

연구자	해머	효율(%)	비고
박용원 등 (1993)	도넛	52	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$
박용원 등 (1994)	도넛	50	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$
	자동	59	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$ (자동트립해머)
이호춘 등 (1996)	도넛	46.2	동적효율(η_d) 실내실험·수치해석, $\eta_d = 0.72$
	자동	54	동적효율(η_d) 실내실험·수치해석, $\eta_d = 0.72$
이우진 등(1998)	도넛	39.2	롯데에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	안전	65.8	롯데에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	자동	54.7	롯데에너지 전달율(ER_r) 직접측정
조성민 등(2001, 2002) 한국도로공사 (2000, 2001, 2002)	국내 사용 중인 8 종류의 장비에 대하여 해머형태, 낙하방식, 시험조건 등에 따라 롯데 에너지 전달율(ER_r)과 속도에너지 전달율(ER_v)을 직접 측정하여 분석하고 동적효율을 산정함.		

(2) N 값의 보정

N 값에 영향을 미치는 요소들은 매우 다양하여 이것들을 충분히 반영하는 것은 쉽지 않지만, 설계의 내실화와 최적화를 위해서는 각 영향요소에 대한 N 값의 보정이 필수적이다. 일반적으로 N 값의 보정항목으로는 가장 큰 영향을 미치는 해머 종류별 에너지 효율을 포함하여, 유효상재하중, 롯데 길이, 샘플러 종류, 시추공 직경 등 5가지가 대표적이며, 보정식은 다음과 같다.

$$N_{60}' = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \tag{참11-35}$$

여기서,

- N_{60}' : 보정한 N 값
- N : 각 장비별 표준관입시험 결과
- C_N : 유효응력에 대한 보정
- η_1 : 해머의 에너지 효율 보정계수
- η_2 : 롯데 길이 보정계수
- η_3 : 샘플러 종류에 대한 보정계수
- η_4 : 공경에 대한 보정계수

장비의 에너지 효율이 정해지면 그 때의 보정계수는 에너지 효율과 N 값이 선형 관계를 유지한다는 연구 결과를 바탕으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\eta_1 = \frac{\text{사용한 해머의 에너지 비}}{60} \tag{참11-36}$$

유효상재하중에 대한 보정은 시험 위치의 유효상재압력을 1kg/cm^2 에 대한 값으로 다음의 식(참11-37)과 같이 보정한다(Liao와 Withman, 1986). 이 부분의 보정은 N 값을 이용하여 액상화 평가를 하는 경우 외에는 생략하는 것이 적절할 수도 있다.

$$C_N = \left(\frac{1}{\sigma_o'} \right)^{1/2} \quad (\text{참11-37})$$

여기서,

σ_o' : 시험위치에서의 유효상재압력(kg/cm²)

한편, Skempton(1986)이 제안한 유효상재압력에 대한 보정계수는 다음과 같다.

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{중간 정도 상대밀도의 세립질 모래}) \quad (\text{참11-38})$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{조밀한 조립질 모래}) \quad (\text{참11-39})$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{과압밀된 세립질 모래}) \quad (\text{참11-40})$$

기타 보정 계수들은 다음의 표참(11-9)~표참(11-11)과 같다.

표참(11-9) 룯드 길이에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

엔빌 아래의 룯드 길이(m)	보정계수(η_2)
3~4	0.75
4~6	0.85
6~10	0.95
>10	1.00

표참(11-10) 샘플러 종류별 보정계수(Skempton, 1986)

샘플러 종류	효율(η_3)
라이너가 없는 경우	1.2
라이너가 있는 경우	1.0

표참(11-11) 시추공의 직경에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

굴착홀 직경(mm)	효율(η_4)
65~115	1.00
150	1.05
200	1.15

(3) N 값과 지반의 물성치 관계

표준관입시험 결과에 의한 N 값과 지반 물성치 사이의 관계는 많은 연구자들에 의해 제시되었다. 표참 (11-12)에는 지금까지 제시된 N 값과 사질토의 내부마찰각, 상대밀도, 점성토의 비배수전단강도 사이의 관계를 정리하였다. 이외에도 N 값을 이용하여 지반의 지지력, 말뚝의 연직지지력, 지반반력계수, 액상화 가능성 등 여러 가지 공학적 특성을 추정할 수 있다.

표참(11-12) N 값과 지반 물성치 사이의 상관관계

물성치	N 값과의 상관관계	제안자	
사질토의 내부마찰각	입자가 둥글고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 입자가 둥글고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 25$	Dunham(1954)	
	$\phi = 27.1 + 0.3 N_{60}' - 0.00054 N_{60}'^2$ (N_{60}' : 보정한 N 값)	Peck 등(1974)	
	$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$ (p_a : 대기압)	Schmertmann(1975)	
	$\phi = \sqrt{20 N_{60}'} + 20$	Hatanaka와 Uchida(1996)	
사질토의 상대밀도	$D_r(\%) = 11.7 + 0.76(222 N_{60}' + 1600 - 53 \sigma_o' - 50 C_u^2)^{0.5}$ (σ_o' : 유효상재하중, C_u : 균등계수)	Marcuson과 Bieganousky(1977)	
	$D_r(\%) = 12.2 + 0.75(222 N_{60}' + 2311 - 711 OCR - 779 \frac{\sigma_o'}{p_a} - 50 C_u^2)^{0.5}$ (OCR : 과압밀비, p_a : 대기압)	Kulhawy와 Mayne(1990)	
	$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}' (0.23 + \frac{0.06}{D_{50}})^{1.7}}{9} \left(\frac{1}{\sigma_o'/p_a} \right) \right]^{0.5}$ (D_{50} : 통과중량백분율 50%에 해당하는 입자의 직경)	Cubrinovski와 Ishihara(1999)	
	N_{60}'	$D_r(\%)$	
	0~5 5~10 10~30 30~50	0~5 5~30 30~60 60~95	
점성토의 비배수전단강도	$S_u = K N_{60}'$ (K 는 상수로 3.5~6.5kPa, 평균 4.4kPa)	Stroud(1974)	
	$S_u = 29 N_{60}'^{0.72}$ (kPa)	Hara 등(1971)	

11-4-2 표준관입시험 이외의 사운딩

표준관입시험 이외의 사운딩(sounding)을 하는 경우에 있어서는 지반의 특성, 필요로 하는 지반정수의 종류 또는 정도에 따라 적절히 그 방법을 선정하여야 한다.

[참고]

(1) 사운딩의 종류

사운딩은 룯드 하단에 부착된 저항체를 지반 속에 관입, 회전, 인발할 때의 저항에 의하여 지반토층의 성상을 조사하는 것으로서, 그 결과를 이용한 경험공식에 의하여 상대밀도, 전단강도, 그 외의 여러 가지 지반정수를 추정하는데 사용된다. 사운딩의 종류에는 표참(11-13)에 나타나는 것과 같이 여러 가지가 있다. 대상으로 하는 지반의 특징이나 설계 또는 시공시 필요한 지반정수와 정도를 충분히 고려하여 실내시험과 사운딩을 잘 조합하여 지반조사의 계획을 세울 필요가 있다.

표참(11-13) 사운딩의 종류와 특징

시험법	적용 지반조건		측정결과	결과 이용
	최적	부적당		
표준관입시험	모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	N 값	층서와 성층 파악, 교란시료 채취, 상대밀도, 전단강도, 변형특성, 지지력 등의 추정
동적 콘관입시험	모래층, 자갈층	점토층	N_d 값	층서파악, 상대밀도, 전단강도
정적 콘관입시험	모래층, 실트층, 점토층	자갈층	q_c, f_s	콘관입저항력, 상대밀도, 전단강도, 지지력의 연속측정, 변형특성, 층서, 성층파악
스웨덴식 관입시험	약간 굳거나 단단한 점토층, 모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	관입하중, 반회전수	지반굳기, 지지력
베인시험	약간 굳은 점토층	모래층	비배수점착력, 예민비	지지력, 안정해석

(2) 현장 베인전단시험

현장 베인전단시험(FVT, Field Vane Shear Test)은 룯드와 연결된 십자모양의 날개인 베인을 지중에 관입시켜 0.1 deg/s 이하의 속도로 회전시켜 베인 주변의 원통형 토체가 전단되는 데 필요한 회전력(토크, torque)을 측정하는 원위치시험으로 포화된 점성토의 비배수전단강도와 예민비를 파악할 수 있다. 시험 중 기록된 최대회전력을 이용하여 식(참11-7)으로부터 점성토의 비배수전단력(c_u)을 산정할 수 있으며, 이 결과는 신뢰성이 매우 높은 것으로 알려져 있다.

$$c_u = \frac{M_{max}}{\frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{\pi D^3}{6}} \quad (\text{참11-41})$$

여기서,

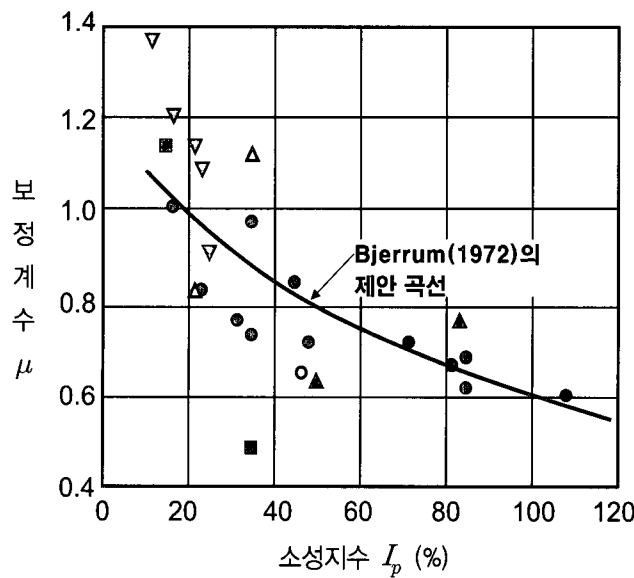
- M_{max} : 최대회전모멘트
- D : 베인의 폭(원통형 토체의 직경)
- H : 베인의 높이

압축성이 큰 점성토층에서는 위 식으로 구한 비배수전단강도가 실제 강도보다 클 수 있으며, 이 경우에는 흙의 소성지수(I_p)를 이용하는 Bjerrum(1972)의 방법을 이용하여 결과를 보정하여 사용한다. 이 방법은 흙의 소성지수를 이용하여 도참(11-14)에서 보정계수를 구하여 식(참11-42)로부터 비배수전단강도를 보정한다.

$$c_u' = \mu \cdot c_{uo} \quad (\text{참11-42})$$

여기서,

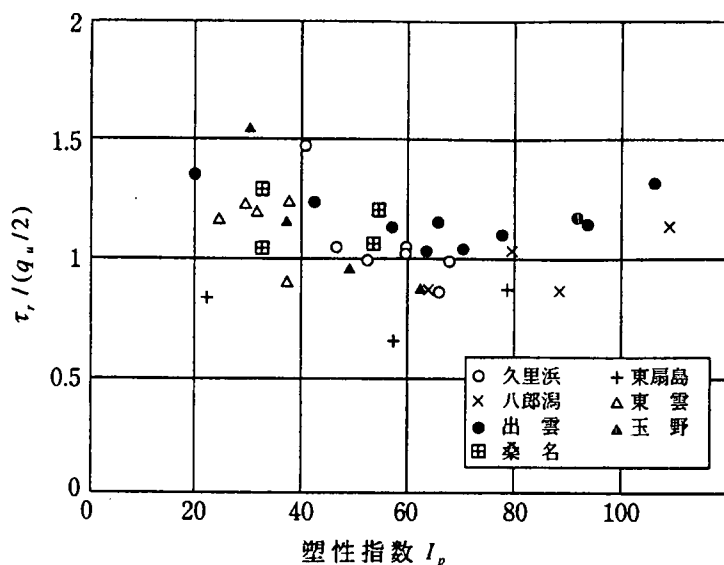
- c_u' : 보정한 비배수전단강도
- c_{uo} : 보정하기 전의 비배수전단강도
- μ : 보정계수 (= $f(I_p)$)



도참(11-14) 베인시험 결과의 보정

베인전단시험은 공시체가 자립할 수 없는 연약한 점성토의 강도를 구하는데 적합하다. 우리나라에서는 비배수 전단강도를 구하는 방법으로 일축압축시험이 일반적으로 쓰이고 있으나, 외국에서는 베인전단시험이 널리 사용되고 있다. 도참(11-15)는 일본의 해성점성토에 대해서 $\frac{q_u}{2}$ 와 베인전단시험에서 구한 c_u 와의 비

교를 나타낸다. 소성지수에 따라 두 값은 약간의 차이가 있지만, 소성지수가 낮은 흙을 제외하면 두 값은 거의 같다고 볼 수 있다. 소성지수가 작으면 $\frac{q_u}{2}$ 값이 작게 되는데, 그 이유는 모래를 많이 포함하기 때문에 중간 정도 흙의 성질이 강하게 되고, 일축압축시험으로는 적절히 강도를 평가하기 어렵기 때문이다.



도참(11-15) 일본의 해성점토에 대한 Vane 전단강도와 $q_u/2$ 의 비교

(3) 정적 콘관입시험

정적 콘관입시험(CPT, Cone Penetration Test)은 원추모양의 콘을 2cm/s의 일정한 속도로 지중에 압입하면서 깊이별로 관입저항력과 간극수압을 연속적으로 측정하는 원위치시험(in-situ test)으로서, 뎃치콘시험으로도 불린다. 간극수압 측정장치가 부착된 피에조콘을 사용할 경우는 관입 도중 간극수압 소산시험을 실시할 수도 있다. 시험 도중의 주요 측정값은 원추관입저항력(tip resistance, q_c), 주면마찰력(sleeve friction, f_s), 간극수압(pore water pressure, u) 등이며, 이 값들을 이용하여 마찰비(friction ratio, R_f)와 간극수압계수(B_q)를 계산해서 지반의 공학적 특성값들을 산정한다. 이 시험의 가장 큰 특징은 지반심도에 따라 연속적으로 지반의 저항력을 측정하여 지반의 구성을 정확히 알 수 있는 지반조사방법으로 주로 연약 점성토나 실트층 또는 세립자의 사질토 지반에 사용된다.

시험장비의 주요 구성품은 콘, 관입 장치, 데이터 기록 및 저장 장치, 룩드 등이다. 콘은 원추형 선단, 마찰 슬리브, 몸통 및 덮개(housing) 등으로 구성되며, 표준형 콘은 원추의 선단각이 60°, 투영단면적이 10cm², 또는 15cm²이다. 과거에는 관입저항력을 기계적으로 측정하던 마찰 맨틀 콘(흔히 뎃치콘으로 부름)을 사용하였으나, 근래에는 콘 내부에 로드셀 등 각종 계측장치를 내장한 전자식 콘(전기식 콘이라고도 함)이 일반적이며, 간극수압 측정장치(piezo element)를 갖춘 피에조 콘도 많이 사용한다. 최근에는 수소이온 농도 및 산화환원전위를 측정할 수 있는 환경 콘(environmental cone), 수진기(geophone)를 내장하여 탄성파를 감지하는 탄성파 콘(seismic cone), 소형 카메라를 내장한 영상 콘(visual cone) 등도 사용한다.

원추관입저항력은 콘 관입 도중 시험기의 끝 부분인 원추에 작용하는 지반의 반력으로서, 흙의 분류, 지반정수 결정 및 지지력 산정 등에 직접 이용한다. 피에조 콘의 경우는 일반적으로 다공질 필터가 콘 바로 뒤에 위치하게 되는데, 이 때 도참(11-16)과 같이 관입 중 원추 배면에 간극수압(u_b)이 작용하게 되며

로, 측정된 원추관입저항력이 실제(일반 콘)보다 작을 수 있다. 이를 부등단면적효과(unequal area effect)라고 한다(도참(11-16) 참조). 따라서 피에조 콘을 이용할 경우 원추 배면에서 측정된 간극수압을 이용하여, 아래 식과 같이 보정하여 부등단면적 효과를 배제한 “수정 원추관입저항력(corrected tip resistance, q_t)”을 결과해석에 활용한다.

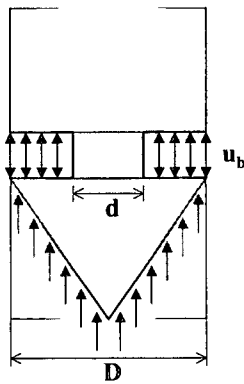
$$q_t = q_c = u(1 - a) \tag{참11-43}$$

여기서,

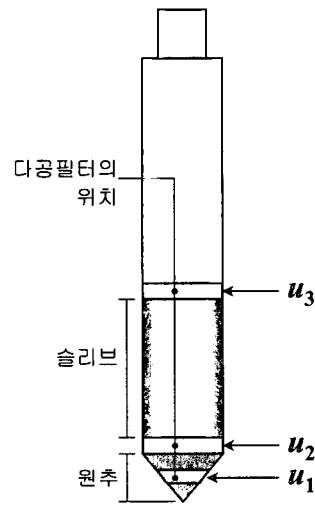
a : 부등단면적 비 ($= d^2/D^2$)

u : 원추 배면에서 측정된 간극수압 ($= u_c$)

주면마찰력은 콘의 원추형 선단에 연결된 원통형 슬리브 표면에서 측정된 관입 저항력으로서, 슬리브에 작용하는 마찰 전단력을 슬리브 표면적(150cm²)으로 나눈 값이다. 원추관입저항력과 조합하여 흙의 분류 및 제반 지반정수 산정에 이용하거나, 말뚝의 주면마찰력 산정에 활용한다.



도참(11-16) 부등단면적 효과



도참(11-17) 간극수압 측정 위치

주면마찰력의 측정 방식에 따라 콘을 “차감식 콘(subtraction cone)”과 “독립 인장식 콘(independent tension cone)”으로 구분한다. 전자는 전체 관입저항력과 원추관입저항력을 각각 측정하여 두 값의 차로써 주면마찰력을 표시하는데, 콘의 구조를 단순화할 수 있어 대부분의 상용제품이 이 방식을 택하고 있다. 후자는 독립된 로드 셀을 이용하여 원추관입저항력과 별개로 주면마찰력을 직접 측정하며, 전자에 비하여 마찰력 측정 결과의 정밀도가 매우 높으나, 경우에 따라 극한하중 상태에서 쉽게 손상되는 단점이 있다.

피에조 콘을 사용하면 콘 관입 도중 간극수압을 측정할 수 있으며, 측정된 간극수압은 흙의 분류 및 여러 가지 지반정수 산정에 유용하게 이용된다. 또한 간극수압 소산시험의 결과로부터 지반의 압밀정수를 산정하거나 투수특성을 평가하는데 활용할 수도 있다. 간극수압은 다공필터의 위치에 따라 그 값에 다소 차이가 있는데, 도참(11-17)과 같이 u_1, u_2, u_3 등 세 가지로 구분하는 것이 보통이다. 이 중에서 원추 배면에서 간극수압(u_2)을 측정하는 경우가 가장 일반적이다. 도참(11-18)은 관입시험 결과의 한 예를 보여준다.

시험으로 측정된 값들을 이용하여 흙을 분류하고 각종 지반정수를 산정하기 위하여 마찰비(R_f)와 간극수압계수(B_q)를 다음과 같이 구한다.

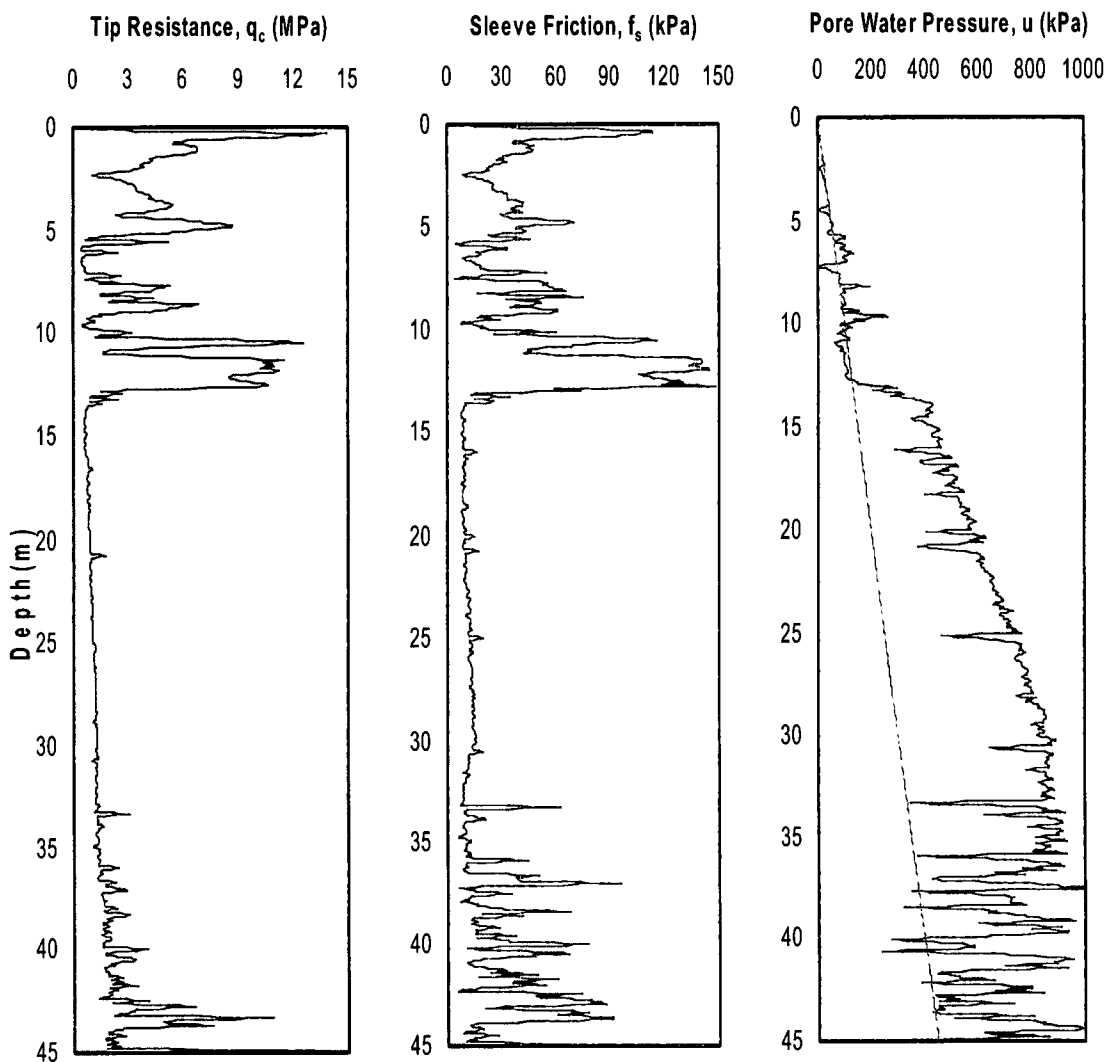
$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (\text{참11-44})$$

$$B_q = \frac{u_b - u_o}{q_c - \sigma_{vo}} \quad (\text{참11-45})$$

여기서,

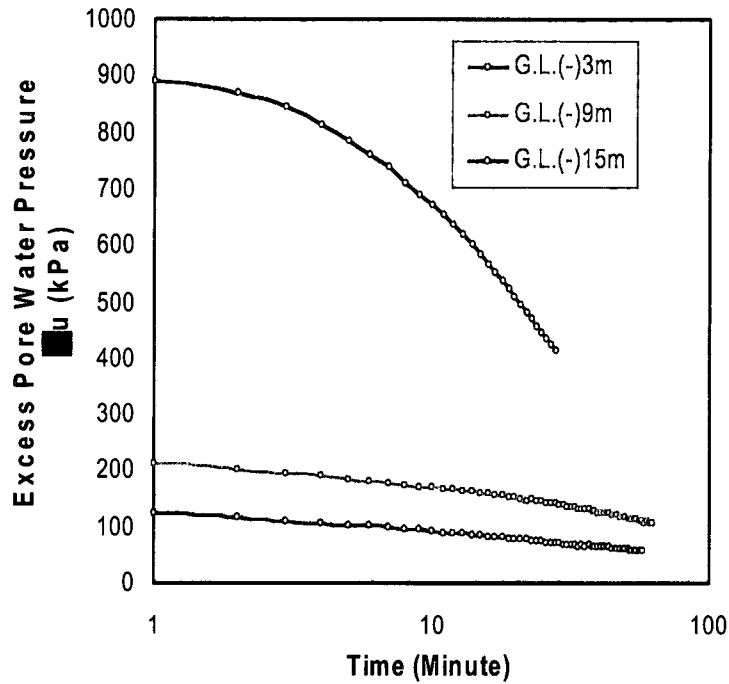
u_o : 정수압

σ_{vo} : 전연직응력



도참(11-18) 전형적인 피에조콘 관입시험 결과

간극수압 소산시험(dissipation test)은 피에조 콘을 사용하며, 시험 깊이에서 콘 관입을 일시 멈추고 관입에 의해 발생한 과잉간극수압의 시간 경과에 따른 변화를 기록하여 흙의 압밀 특성을 평가하는 과정으로서(즉, 압밀계수를 결정하는 시험), 초기 간극수압을 기준으로 압밀도가 50% 이상에 이를 때까지 실시하는 것이 일반적이다. 도참(11-19)는 간극수압 소산시험 결과의 예이다.



도참(11-19) 과잉간극수압 소산 곡선

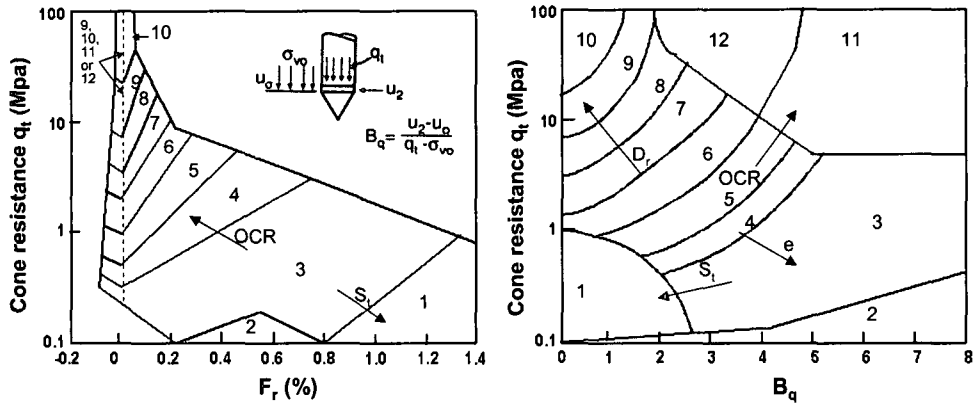
간극수압 소산시험으로부터 압밀도(U)를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o} \tag{참11-46}$$

여기서,

- u_i : 소산시험 시작전의 간극수압(초기값)
- u_t : 시간 t 경과후의 간극수압
- u_o : 현장의 정수압

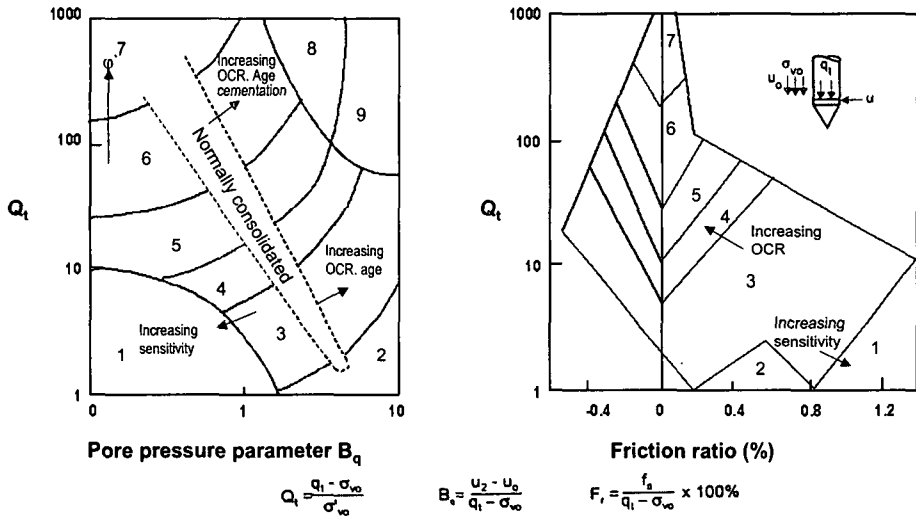
정적 콘관입시험(CPT)으로부터 점성토의 비배수강도와 횡방향 압밀계수, 과압밀비, 예민비, 변형계수, 사질토의 내부마찰각과 상대밀도 등을 산정할 수 있다. 지반공학적 설계값으로서 기초의 지지력과 액상화 가능성, 연약지반의 개량 확인 및 침하량 추정 등을 평가할 수 있다. 또한 흙의 분류도 가능하며, Schmertmann(1978), Douglas와 Olsen(1981), Robertson과 Campanella(1983, 1986), Olsen과 Farr(1986), Robertson(1990), Jefferies와 Davies(1991) 등이 제안한 방법이 많이 사용된다. 도참(11-20)과 도참(11-21)은 각각 Robertson과 Campanella(1986) 방법과 Robertson(1990) 방법을 보여준다.



Zone : Soil Behaviour Type

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 5. Clayey silt to silty clay | 9. Sand |
| 2. Organic material | 6. Sandy silt to clayey silt | 10. Gravelly sand to sand |
| 3. Clay | 7. Silty sand to sandy silt | 11. Very stiff fine grained* |
| 4. Silty clay to clay | 8. Sand to silty sand | 12. Sand to clayey sand* |
- * overconsolidated, or cemented

도참(11-20) Robertson & Campanella(1986)의 분류 도표



Zone : Soil Behaviour Type

- | | | |
|-----------------------------|---|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained; | 4. Silt mixtures; clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand; |
| 2. Organic soils-peats | 5. Sand mixtures; silty sand to sand silty | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clays-clay to silty clay | 8. Sands; clean sands to silty sands | 9. Very stiff fine grained |

도참(11-21) Robertson(1990)의 분류 도표

점성토의 비배수전단강도(S_u)는 측정된 원추관입저항력, 또는 과잉간극수압으로부터 다음 식을 이용하여 산정한다.

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{Kt}} \quad (\text{Schmertmann(1978), Lunne 등(1985)}) \quad (\text{참11-47})$$

$$S_u = \frac{q_T - u}{N_{KE}} \quad (\text{Senneset 등(1982), Campanella 등(1982)}) \quad (\text{참11-48})$$

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\text{Lunne 등(1985)}) \quad (\text{참11-49})$$

여기서,

- σ_{vo} : 전체 연직응력
- $u, \Delta u$: 콘 선단 바로 뒤에서 측정된 간극수압, 과잉간극수압
- N_{Kt} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수
- N_{KE} : 유효응력을 토대로 제시된 콘 계수
- $N_{\Delta u}$: 측정 과잉간극수압을 토대로 제시된 콘 계수

콘 계수(cone factor)는 연구자, 기준이 되는 강도의 산정방법, 지역에 따라 다음 표참(11-14)와 같이 다양한 값이 제안되어 있다. 이는 대상 흙의 특성에 따라 콘 계수 값들이 크게 영향을 받는다는 것을 의미하며, 따라서 신뢰성 있는 결과 도출을 위해서는 대상 지역 마다 베인시험 또는 실내 강도시험을 추가로 실시하고, 그 결과와 비교하여 콘 계수 값들을 확인, 또는 결정하는 것이 바람직하다.

표참(11-14) 지역과 강도의 산정방법에 따른 콘 계수

지역	기준 s_u 측정방법	피에조콘 계수
영국 북부	CIUC	$N_{KT} = 12 \sim 20$
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{KT} = 12 \sim 19$
이탈리아	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 16$
	CK_0UC	$N_{KT} = 8 \sim 10$
캐나다 밴쿠버	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 10$
	SBPT	
일본	UCT	$N_{KT} = 8 \sim 16$
	FVT	$N_{KT} = 9 \sim 14$
대만	CIUC	$N_{qu} = 5.0 \sim 6.8$
	CAUC	$N_{qu} = 6.0 \sim 7.2$
캐나다 일부지역	FVT	$N_{DU} = 6.2 \sim 7.0$

(주) FVT : 현장베인시험 ; CIUC, CK_0UC , CAUC : 등방압밀, K_0 압밀, 이방압밀
비배수 삼축압축시험 ; UCT : 일축압축시험

간극수압 소산시험의 결과로부터 점성토의 횡방향 압밀계수(c_h)를 결정할 수 있다.

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T_{50}}{t_{50}} \quad (\text{Torstensson}(1975, 1977)) \quad (\text{참11-50})$$

여기서,

- R : 원추 반지름
- t_{50} : 압밀도 50% 도달 시간
- T_{50} : t_{50} 에 대한 시간계수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T}{t} \quad (\text{Baligh \& Levadoux}(1980)) \quad (\text{참11-51})$$

여기서,

- t : 임의의 압밀도 도달 시간

T : t 에 대한 시간계수
 N_{Rl} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수

$$c_{h(NC)} = \frac{C_{ur}}{C_c} \times c_{h(CPTU)} \quad (\text{참11-52})$$

여기서,

$c_{h(NC)}$: 정규압밀 영역에서의 압밀계수
 $c_{h(CPTU)}$: 간극수압 소산시험을 통해 구한 압밀계수
 C_c : 처녀압축지수
 C_{ur} : 재압축지수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T^*}{t} \sqrt{I_R} \quad (\text{Teh \& Houlsby(1991)}) \quad (\text{참11-53})$$

여기서,

T^* : 수정시간계수
 I_R : 강성지수(= G/S_a)

표참(11-15) 압밀도에 따른 시간계수(T , 또는 T^*)

압 밀 도 (%)	A								B	C
	구형				실린더형					
	$I_R=30$	$I_R=70$	$I_R=100$	$I_R=130$	$I_R=30$	$I_R=70$	$I_R=100$	$I_R=130$		
40	0.18	0.26	0.34	0.40	0.74	1.14	1.48	1.78	3.0	0.142
50	0.29	0.44	0.58	0.69	1.47	2.19	2.90	3.55	5.6	0.245
60	0.46	0.73	0.98	1.17	2.49	3.83	5.36	6.63	10	0.439

(주) A : Torstensson(1975). B : Baligh와 Levadoux(1986). C : Teh와 Houlsby(1991)

사질토의 내부마찰각(ϕ)은 Robertson과 Campanella(1983)이 제안한 다음 식으로 구한다.

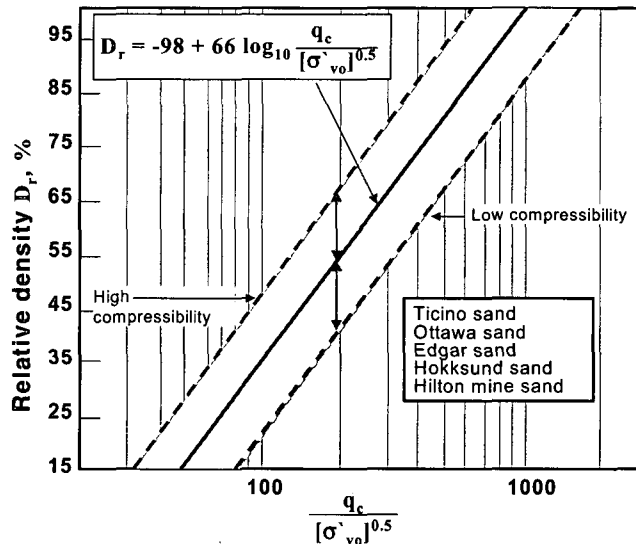
$$\phi = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (\text{참11-54})$$

표참(11-16) CPT로 구한 사질토의 내부마찰각

q_c/σ'_{v0}	조밀한 상태	내부마찰각(ϕ')
< 20	매우 느슨	< 30
20 ~ 40	느슨	30 ~ 35
40 ~ 120	중간	35 ~ 40
120 ~ 200	조밀	40 ~ 45
> 200	매우 조밀	> 45

Jamiolkovski 등(1985)은 CPT결과로부터 사질토의 상대밀도(D_r)를 구하는 식을 제안하였으며, 도참(11-22)는 q_c 와 상대밀도 사이의 관계를 나타낸 그림이다.

$$D_r(\%) = 66 \log \left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right] - 98 \quad (\text{참11-55})$$



도참(11-22) q_c 와 상대밀도의 관계

11-5 흙의 동적 성질

11-5-1 동적 변형계수

지진 응답 해석을 실시할 경우, 흙의 동적 변형계수를 적절히 선정하여야 한다.

[해설]

내진 설계법은 크게 정적 설계법과 동적 설계법이 있다. 진도법으로 대표되는 정적 설계법은 지진력을 정적인 관성력으로 간주하여 지반이나 구조물에 작용시켜 힘의 평형조건으로부터 안정성을 검토하는 방법이다. 한편 동적 설계법은 기초지반이 얇은 지반 또는 구조물의 기초 지반에 대한 가속도, 속도, 변위 등의 응답배율이나 증폭치를 계산하여 지반이나 구조물의 안정을 검토하는 방법이다.

지진응답 해석을 실시할 때는 지반을 구성하는 흙의 동적 변형계수를 적절하게 선정하여야 한다. 또 해석에서 얻어진 변위(전단변형)로부터 지반의 응력을 구하기 위해서는 전단응력과 전단변형의 관계가 필요하다. 일반적으로 흙의 동적 전단응력-전단변형 관계는 도참(11-23)(a)에서 보는 바와 같이 골격곡선과 이력곡선으로 나누어 다루고, 작용하는 전단변형 진폭이 크게 되면 골격곡선은 현저하게 비선형성을 나타낸다.

[참고]

- (1) 흙의 剪斷應力-剪斷變形 曲線을 나타내는 모델로는 等價形 모델, Bilinear 모델, 雙曲線 모델(Hardin-Drnevich 모델), Ranberg-Osgood Model 등 많이 있다. 이들 모델 가운데 실제 地震應答 解析에서는 계산시간이나 解析의 안정성 측면을 고려하여 等價線形 모델을 적용한 等價線形 계산법이 많이 사용된다.
- (2) 等價線形 모델에서 變形特性 表示法

地震時의 지반 舉動을 合理的으로 추정하기 위해서는 광범위한 剪斷變形 振幅에 대한 흙의 動的 應力-변형 관계의 非線形性을 적절히 평가하여 모델화하지 않으면 안된다. 흙의 動的 應力-변형 관계를 等價線形 모델로 置換한 경우의 剛性率과 減衰比(또는 각각 剪斷 彈性係數와 剪斷剛性率 및 減衰係數라 부르기도 한다.)의 두 가지 정수로 표현된다. 剛性率 G 와 減衰比 h 는 도참(11-23)(b)에 보여준 바와 같이 작용하는 剪斷變形 振幅에 對應하여 식(참11-56)과 식(참11-57)으로 정의된다.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{참11-56}$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \tag{참11-57}$$

여기서 ,

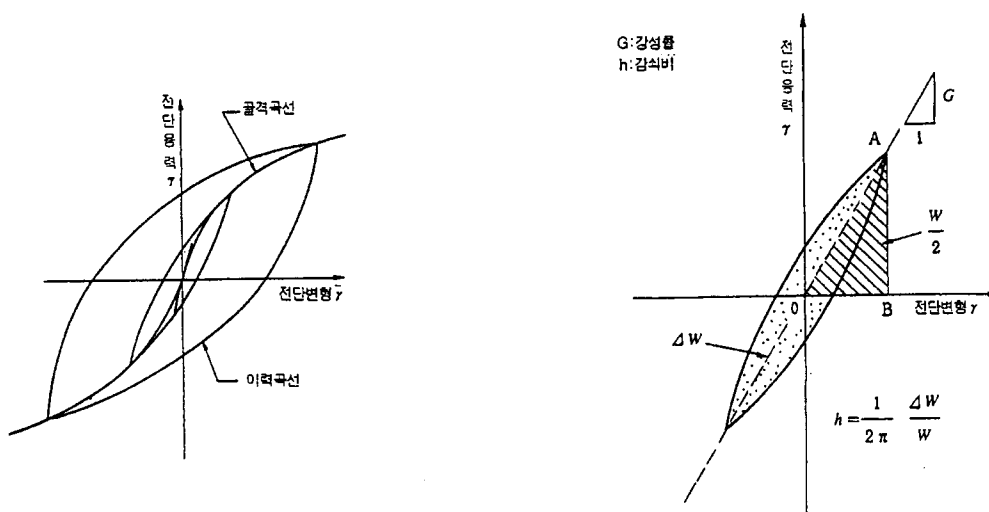
τ : 剪斷應力 振幅 γ : 剪斷變形 振幅
 W : 變形에너지 ΔW : 減衰에너지

임의의 剪斷變形 振幅 γ 에 대해 구한 剛性率 G 와 減衰比 h 는 γ 의 크기에 따라 틀리며 도참(11-23)(c)에 보여준 바와 같이 G/G_0 - γ 曲線, h - γ 曲線으로서 표시된다.

여기서 G_0 는 $\gamma \approx 10^{-6}$ 의 剛性率이다.

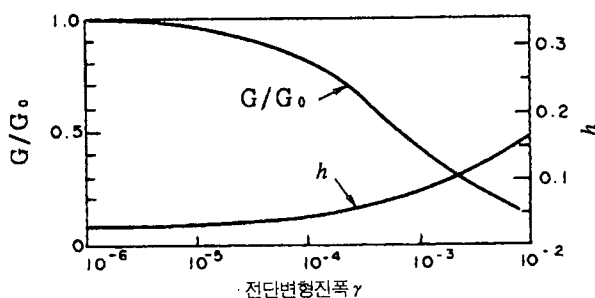
(3) 剛性率 및 減衰比 測定

剛性率 및 減衰比는 共振試驗, 振動三軸試驗 등의 실내 시험이나, PS 檢層法, 檢層孔과 檢層孔間의 速度 측정법 등 탄성파를 이용한 원위치 시험에 의하여 구하는 것을 원칙으로 한다.



도참(11-23)(a) 응력 - 변형률곡선

도참(11-23)(b) 등가선형비



도참(11-23)(c) 강성률, 감쇠비와 변형률 진폭

실내시험은 원위치에서 채취한 자연시료가 필요하며, 전단변형률이 10^{-6} 에서부터 파괴될 때까지의 넓은 범위의 전단변형진폭에 대응한 강성률과 감쇠비를 측정하는데 사용되고, 구조물 건설에 수반되는 동적변형 정수의 변화를 측정하는 것이 가능하며, 그 적용범위가 넓다.

振動三軸試驗에서는 포아슨비 ν 로 가정하여, 식(참11-58)에 의하여 剛性率(G)이 구하여 진다.

$$G = \frac{\sigma_a}{2\epsilon_a(1+\nu)} \quad (\text{참11-58})$$

여기서,

- σ_a : 軸應力 振幅
- ϵ_a : 軸 變形率 振幅

ν 는 통상 0.45가 사용된다.

減衰比는 도참(11-23)(b)의 軸應力-軸變形率 곡선에서 $W, \Delta W$ 를 읽어, 식(참11-57)에 의해 산정된다.

原位置 시험은 10^{-6} 정도의 剪斷變形率 振幅에 대응하는 剛性率만을 측정하는 경우에 한정된다. 剪斷變形 振幅이 큰 영역에서의 剛性率 및 減衰比를 측정하기까지는 아직 실용화되어 있지 않으나, 10^{-6} 의 경우는 原地盤의 값을 직접 측정할 수 있다는 잇점이 있다.

지반의 彈性係數는 보링공을 이용한 彈性波 探查에 의해 측정된 彈性波速度로부터 식(참11-59), 식(참11-60), 식(참11-61)을 써서 산정한다.

$$G = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad (\text{참11-59})$$

$$E = 2(1 + \nu) G \quad (\text{참11-60})$$

$$\nu = \frac{2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 1}{2\left\{\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 1\right\}} \quad (\text{참11-61})$$

여기서,

- V_p = 종파(縱波)속도 (m/s)
- V_s = 횡파(橫波)속도 (m/s)
- G = 강성율(剛性率) (kN/m^2)
- E = 영율 (kN/m^2)
- ν = 포아슨비
- ρ = 밀도 (t/m^3)
- γ_t = 습윤단위체적중량 (kN/m^3)
- g = 重力加速度 (m/s^2)

軟弱한 海底地盤에서의 彈性波 探查에서는 彈性波(종파, 횡파)의 振原, 受振方法이나 波形을 읽는 精密度, 檢層용 보링공 孔壁의 保護法 등 測定上 주의할 사항이 있으나, 이제까지 실시된 실내시험과 원위치 시험 결과를 剛性率 G_o 에 대해 비교하면 도참(11-24)와 같이 된다.

원위치 시험에 의한 剛性率 G_o (in-situ)과 실내 시험에 의한 剛性率 G_o (lab)과의 비율은 대개 0.5 ~ 2.0

범위에 있다.

(4) 剛性率과 減衰比의 간이추정

실내시험 또는 원위치 시험을 실시할 수 없는 경우에는 이하의 방법에 의해 지반의 剛性率 및 減衰比를 추정하여도 좋다.

- ① 기왕의 지반조사 결과로 부터, 점성토는 소성지수 I_p 에 의해 지반의 층구성을 판별한다. 이 경우 $I_p \geq 30$, $30 > I_p > N.P$ (비소성), $I_p = N.P$ 의 3종류의 지층으로 분류한다.
- ② 분류한 각층의 압밀상태를 고려하고 유효상재하중 σ' 를 구하고 지층의 응력비 k' (수평방향의 유효응력 σ_h' 과 σ_v' 의 비)를 가정하고 평균유효 주응력 σ_m' 을 $(1+2K')\sigma_v'/3$ 에 의해 계산한다. 압밀종료 수평지반에서는 일반적으로 $K' = K_o' = 0.5$ 가 되는 경우가 많다.
또 $I_p < 30$ 의 지층에서는 지층의 간극비 e 를 추정할 필요가 있다.
- ③ 分類한 각층의 I_p , σ_m' , e 등에서, 微小 剪斷變形振幅($\gamma=10^{-6}$)에서 剛性率 G_o 를 구한다. 다만 $I_p = N.P$ 의 경우에는 식(참11-63)의 $I_p = 0$ 으로 한다.

$$G_o = a \sigma_m', \quad a = 285 - 2I_p \quad (I_p \geq 30 \text{ 경우}) \quad \text{(참11-62)}$$

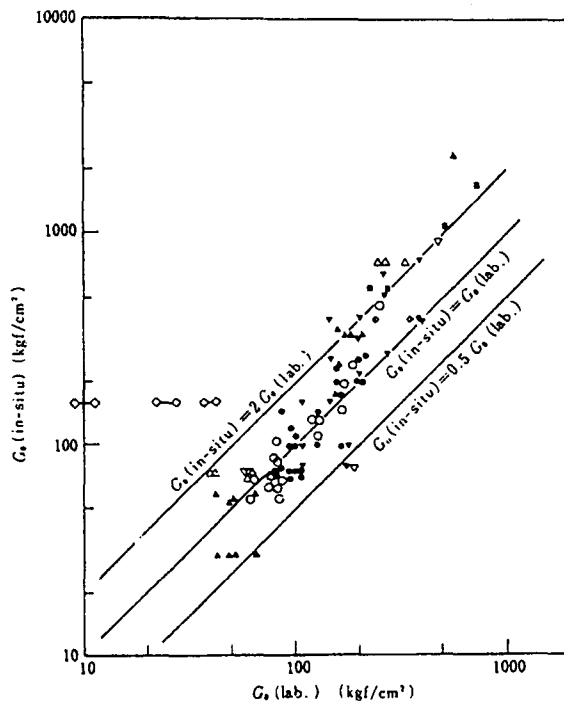
$$G_o = A \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.5}, \quad A = 1.6I_p + 185 \quad (I_p < 30 \text{ 경우}) \quad \text{(참11-63)}$$

G_o , σ_m' 의 단위는 kg/cm^2 임.

砂質土의 경우에는 식(참11-64), 식(참11-65)를 사용한다.

$$G_o = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.5} \quad (\text{粒子가 등근 모래}) \quad \text{(참11-64)}$$

$$G_o = 330 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.5} \quad (\text{粒子가 모가 난 모래}) \quad \text{(참11-65)}$$



도참(11-24) 실내 및 원위치에서의 강성률의 비교

④ 剪斷變形率이 중간 및 큰 경우, 振幅 ($10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$)에 대한 剛性率 G 는 도참(11-23)(c)에 보여 준 바와 같이 $G/G_0-\gamma$ 관계에 의해 표시된다. 平均有效 主應力 σ'_m 이 1.0 kg/cm^2 인 경우 $G/G_0-\gamma$ 관계(標準曲線이라 부른다)를 도참(11-25)에 도시하였다.

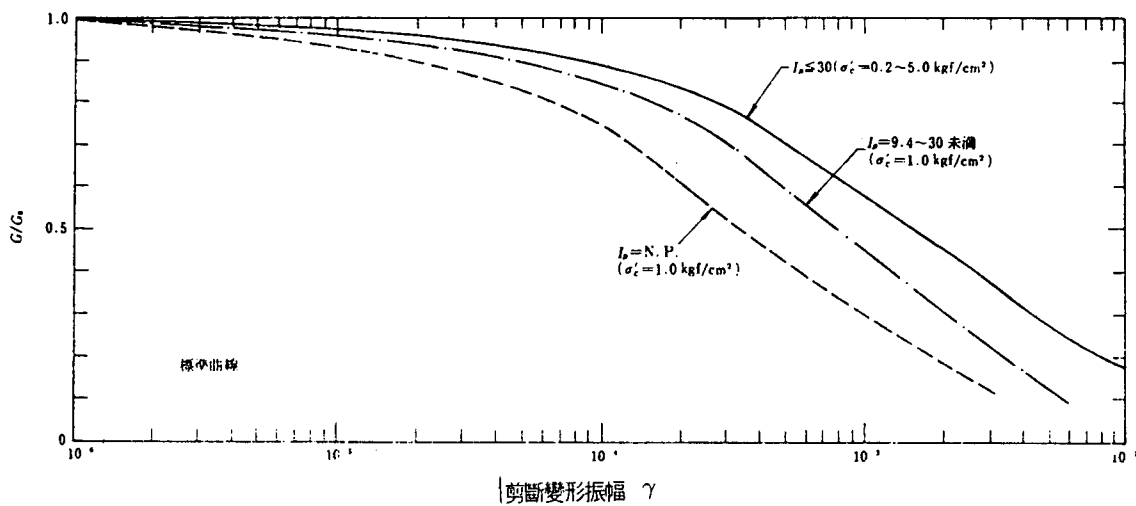
$I_p \geq 30$ 의 경우에는 $G/G_0-\gamma$ 관계에 미치는 σ'_m 의 영향이 없다고 해도 좋다.

한편 $I_p < 30$ 인 경우에는 σ'_m 의 영향을 고려하고 식(참11-66)에 의해 구한다.

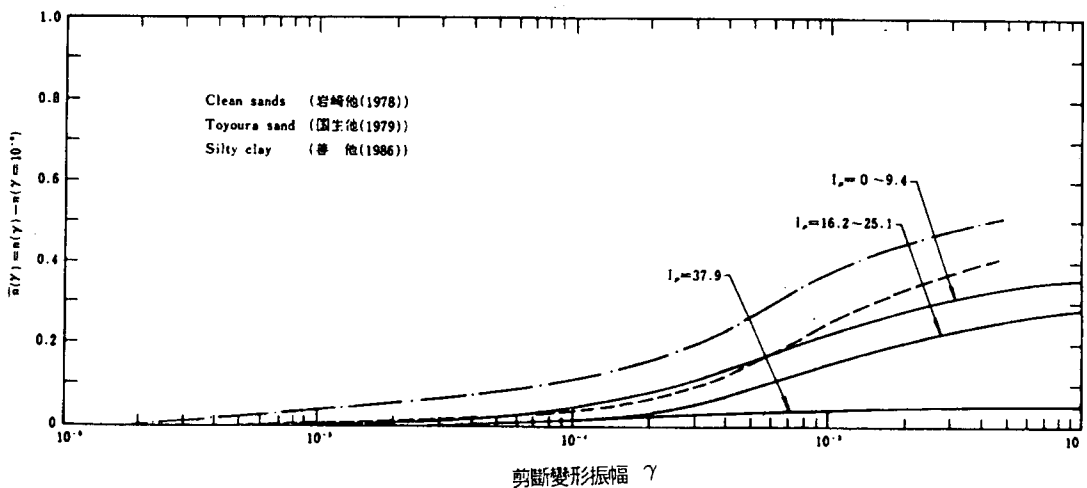
$$G/G_0 = A(I_p, \gamma) \sigma'_m n(I_p, \gamma) \quad (\text{참11-66})$$

여기서 $A(I_p, \gamma)$, $n(I_p, \gamma)$ 는 實驗定數로 도참(11-26)과 표참(11-17)에 提示되어 있다. 모래의 경우는 $I_p = N.P. \sim 9.4$ 미만의 값을 적용하여야 한다.

$G/G_0-\gamma$ 관계에 대해서는 실용상, 간극비, 2차 압밀시간, 이방압밀(異方壓密) 응력 상태의 영향은 없는 것으로 고려해도 좋다.



도참(11-25) $G/G_0 \sim \gamma$ 곡선



도참(11-26) G/G0의 보정곡선

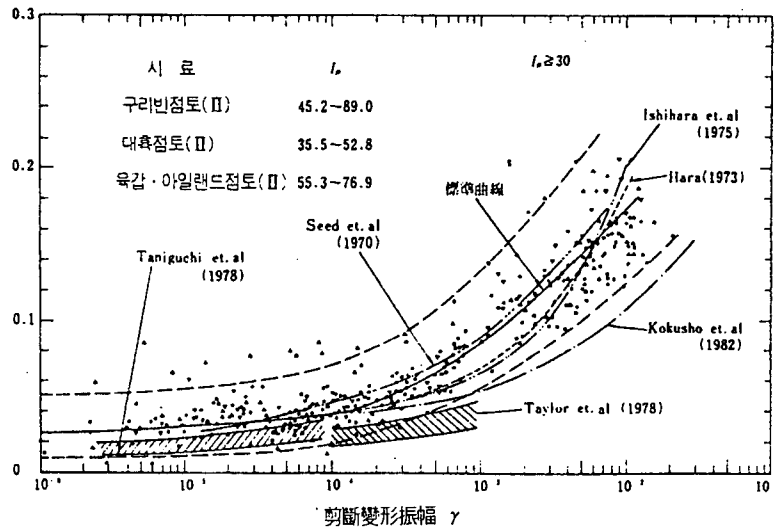
표참(11-17) 대표적 변형률 수준에서 $A(I_p, \gamma)$, $n(I_p, \gamma)$ 의 값

전단변형 진 폭	소성지수 I_p					
	N.P. ~ 9.4 미만		9.4 ~ 30 미만		30 이상	
γ	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$
10^{-6}	1	0	1	0	1	0
10^{-5}	0.93	0.01	0.96	0	0.97	0
5×10^{-5}	0.83	0.06	0.91	0.01	0.93	0
10^{-4}	0.75	0.05	0.84	0.02	0.89	0
2.5×10^{-4}	0.56	0.10	0.74	0.05	0.82	0
5×10^{-4}	0.43	0.16	0.59	0.09	0.70	0
10^{-3}	0.30	0.22	0.45	0.16	0.58	0
2.5×10^{-3}	0.15	0.30	0.26	0.22	0.42	0
5×10^{-3}	-	-	0.12	0.26	0.28	0
10^{-2}	-	-	-	-	0.18	0

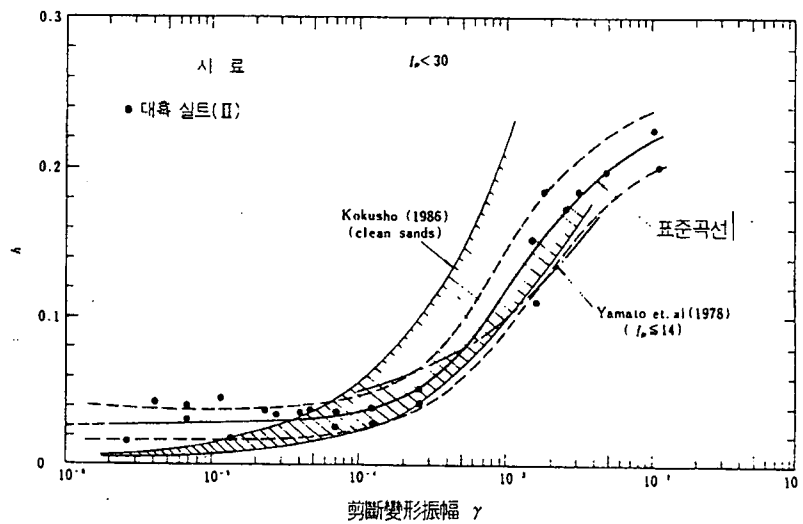
- ⑤ 감쇠비에 관해서는 평균유효 주응력, 간극비, 이차압밀 시간의 영향이 명확하지 않으므로 $I_p \geq 30$ 과 $30 < I_p$ 의 흙에 대해서 각기, 도참(11-27)(a), (b)의 실선을 표준곡선으로 한다. 표준곡선에서 읽은 대표적인 변형률 수준에 대한 h 값을 표참(11-18)에 나타내었다.

표참(11-18) 대표적 변형률 수준에 있어서 h 의 값

전단변형 진 폭	소성지수 $I_p < 30$			소성지수 $I_p \geq 30$		
	감 쇄 비 h			감 쇄 비 h		
γ	평균	최대	최소	평균	최대	최소
10^{-6}	0.026	0.040	0.016	0.025	0.050	0.010
10^{-5}	0.030	0.040	0.018	0.030	0.054	0.010
5×10^{-5}	0.033	0.042	0.020	0.034	0.062	0.014
10^{-4}	0.037	0.048	0.026	0.038	0.070	0.018
2.5×10^{-4}	0.055	0.068	0.040	0.050	0.088	0.030
5×10^{-4}	0.080	0.098	0.060	0.066	0.108	0.042
10^{-3}	0.120	0.145	0.092	0.086	0.133	0.056
2.5×10^{-3}	0.174	0.200	0.148	0.118	0.174	0.080
5×10^{-3}	0.200	0.222	0.178	0.144	0.208	0.100
10^{-2}	0.220	0.240	0.200	0.175	-	0.125



도참(11-27)(a) $h \sim \gamma$ 곡선 ($I_p \geq 30$)



도참(11-27)(b) $h \sim \gamma$ 곡선 ($I_p < 30$)

11-5-2 동적 강도 특성

동적 외력에 대한 흙의 강도는 실내시험에 의해 결정하는 것을 표준으로 한다. 이 경우 외력특성과 지반상태를 적절히 설정해야 한다.

[해설]

항만에서 대표적인 동적 외력은 지진력과 파력이 있다. 지진력은 주기가 짧고 되풀이 되는 회수가 적지만 파력은 주기가 길고 되풀이되는 회수가 많은 것이 특징이다. 현재로서는 이들 동적 외력은 진도법으로 대표되는 정적하중으로 치환하고 있는 것이 보통이나 동적하중으로 취급할 필요가 있는 경우가 있다. 이러한 경우로는 지진시에 지반의 액상화의 예측이라든가 파력을 받는 구조물의 기초지반에 있는 점성토의 강도저하 확인을 반복 三軸試驗으로 산정하는 動的 強度特性에 의해 실시하는 경우가 있다. 반복 三軸試驗은 非排水條件으로 실시하는 것을 원칙으로 한다.

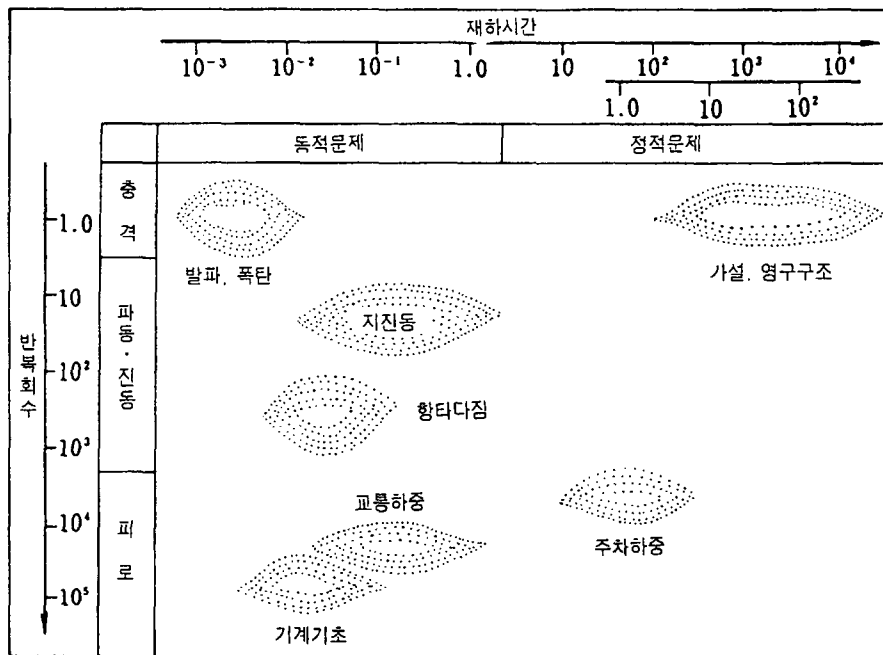
[참고]

(1) 일반

① 動的 外力의 種類와 特性

靜的 外力에 대한 動的 外力의 明確한 差異點은 가. 外力의 作用時間이 짧은 것, 나. 外力이 反復하는 것의 2가지로 들 수 있다. 地震力과 같이 두 가지 特徵을 갖고 있는 것도 있으나, 發破에 의해 발생하는 衝擊力은 作用時間이 짧게 1회만 작용하는 한가지만의 特徵을 갖는 것도 있다. 또 波力과 같이 비교적 느린 載荷速度로 反復하여 작용하는 反復 外力도 廣義의 動的 外力으로 취급하는 경우도 있다. 도참(11-28)은 재하시간과 반복 회수에 의해 동적 문제를 분류한 것이다.

통상 파력의 경우는 주기 10초 전후의 波라고 생각하면 도참(11-28)의 動的問題의 境界 附近에 걸치는 문제로 취급된다.



도참(11-28) 재하시간과 반복회수에 의한 동적문제의 분류

② 지진력과 파력

항만에서 취급하는 대표적인 동적외력은 지진력과 파력이 있다. 현재 이들의 동적 외력은 정적인 하중으로 대체하는 것이 보통이나 동적인 하중으로서 취급하는 것이 필요한 경우가 있다.

이와 같은 케이스로서는 지진시 포화된 모래의 액상화 예측을 振動三軸試驗 결과에 근거하여 실시하는 경우와 파력을 받는 구조물 기초지반의 반복 전단강도를 파악하는 경우 등을 들 수 있다.

(2) 시험방법

동적 강도를 조사하기 위해서는 실내시험과 원위치 시험이 있으나, 강도를 조사하기 위한 원위치 시험은 설비가 대규모로 되어 비용이 많이 드는 것과 시험조건이 한정되기 때문에 실내시험을 적용하는 것이 많다. 실내시험에서는 자연(불교란)시료를 사용하는 것을 원칙으로 하나, 매립재료 등의 강도를 조사하는 목적으로는 흐트러진 시료로 성형한 공시체를 써도 좋다. 동적실내시험에서는 振動三軸(反復三軸이라 불림)시험, 振動單純 剪斷試驗, 비틀림 剪斷試驗 등이 있어 각기 特徵을 갖고 있으나, 振動三軸試驗 裝置의

普及度가 가장 높다. 비교적 개인차가 적은 시험 결과가 얻어지므로 反復剪斷 強度를 조사하는 목적으로는 振動三軸試驗 裝置가 널리 쓰여진다. 흙의 反復 剪斷強度는 흙의 物理的 特性이나 應力狀態가 같아도 動的的外力이 갖는 두 가지 특징(작용시간 및 반복회수)에 의해 현저히 다르다. 또 外力의 作用速度에 대한 상대적인 排水條件에 의해서 反復剪斷 強度는 달라진다.

따라서 動的的外力에 대한 흙의 剪斷 強度가 필요한 경우는 動的的外力의 特性 및 地반의 狀態를 적절히 고려하여야 한다. 室內試驗을 실시하는데 있어서는 動的的外力을 적절한 荷重으로 바꾸어 놓은 재하조건이 사용된다. 이 경우 고려되는 외력의 특성으로서는 波形(진폭, 주기), 反復回數, 載荷速度 및 波形의 不規則性 등이 있다. 이들의 특성을 될 수 있는 대로 충실히 再現시킬 수 있는 재하조건으로 하는 것이 바람직하다.

흙의 剪斷強度 特性은 배수 조건에 따라 다르다. 支持力과 같은 動的的外力을 받는 地반은 載荷速度에 비해 地盤의 排水速度가 상대적으로 적어서 非排水狀態로 되기 때문에 非排水 條件으로 시험을 실시한다. 波力의 경우, 排水 또는 非排水 구별은 土의 特性이나 地層構成에 의존하므로 強度 및 變形을 평가한 다음, 安全 側이 될 수 있는 排水條件을 설정하여야 한다. 粘土의 경우는 非排水 條件下에서의 시험을 수행하는 것으로 한다.

(3) 시험결과의 적용

실내시험으로 구할 수 있는 동적 강도는 동적외력을 그대로 재하하는 것이 아니고, 어느 정도 단순화한 재하 조건에서 얻어지는 것이므로 그 적용에 있어서는 동적외력의 특성 및 지반의 상태와 시험조건과의 관련을 충분히 고려 할 필요가 있다.

11-6 토압과 수압

11-6-1 토압 일반

구조물에 작용하는 토압은 사질토, 점성토 등의 토질과 구조물의 종류 또는 거동에 따른 주동, 수동 등의 상태에 따라 산정한다.

[해설]

흙은 입도, 간극비, 함수비 등의 물리적 조건, 그 흙이 과거에 겪은 이력이나 경계조건에 의해 거동이 달라지고 토압에도 영향이 있다. 여기서 취급하는 토압은 일반적인 흙을 대상으로 하고 지반개량에 의해서 개량된 흙이나 보강된 흙을 대상으로 할 경우는 별도로 검토한다. 지진시의 토압은 구조물, 흙, 물의 동적 상호작용에 의해 발생하는 것이므로 여기서는 취급하지 않는다.

11-6-2 평상시 토압

[1] 사질토의 토압

(1) 주동토압 (도11-1 참조)

壁面に 작용하는 土壓은 식(11-1)로, 또 崩壞面이 水平과 이루는 각은 식(11-2)로 산출한다.

$$P_{ai} = K_{ai} \cdot \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cdot \cos \Psi \quad (11-1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}} \quad (11-2)$$

(2) 수동토압

壁면에 작용하는 土壓은 식(11-3), 崩壞面이 水平과 이루는 角은 식(11-4)에 의하여 산출한다.

$$P_{pi} = K_{pi} \cdot \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cdot \cos \Psi \quad (11-3)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \quad (11-4)$$

여기서,

$P_{ai}, (P_{\pi})$: i층하면의 壁면에 작용하는 主動 및 受動 土壓 (kN/m^2)

Ψ_i : i층의 흙의 내부마찰각 ($^{\circ}$)

γ_i : i층의 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h_i : i층의 두께 (m)

$K_{ai}, (K_{\pi})$: i층의 주동 및 수동 토압계수

Ψ : 壁면이 연직과 이루는 각도 ($^{\circ}$)

β : 지표면이 수평과 이루는 각 ($^{\circ}$)

δ : 흙과 壁면과의 마찰각 ($^{\circ}$)

ζ_i : i층의 붕괴면이 수평과 이루는 각도 ($^{\circ}$)

W : 지표면에 단위면적당 재하하중 (kN/m^2)

(3) 정지토압

벽체가 구속되어 변위가 작은 경우에는 정지토압으로 간주해서 계산한다.

$$P = K_o \sum \gamma h \quad (11-5)$$

여기서,

P : 정지토압 (t/m^2)

K_o : 정지토압계수

γ : 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h : 지표로부터 깊이 (m)

(4) 흙의 내부마찰각

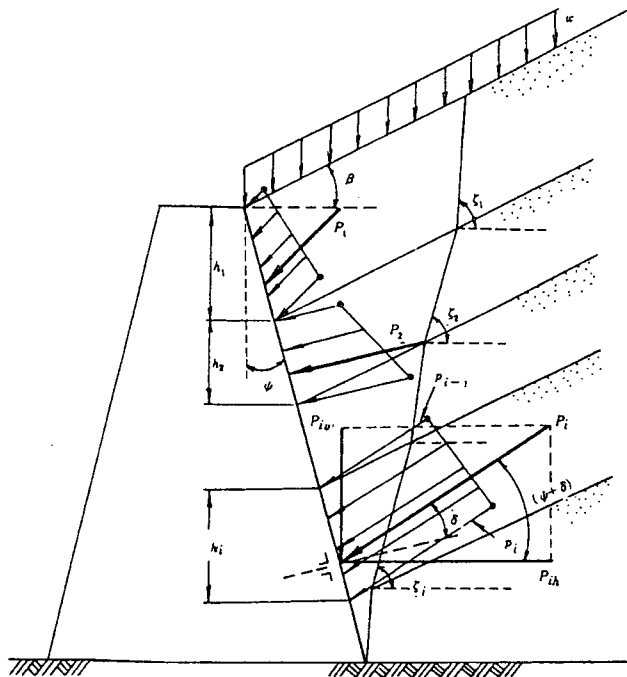
흙의 내부마찰각은 시험결과치를 사용하는 것이 원칙이다. 사질토의 내부마찰각은 30°~40°의 범위이다.

(5) 흙과 벽면과의 마찰각

통상 ±15~20°의 값을 사용한다. 뒷채움재의 내부마찰각의 $\frac{1}{2}$ 정도가 적당하다.

(6) 흙의 단위체적중량

흙의 단위체적 중량을 실험에 의하여 구한다.



도(11-1) 토 압

[해설]

- (1) 土壓의 크기는 構造物의 종류, 土質에 따라 좌우된다. 構造物이 剛性體로서, 回轉하거나 前面으로 滑動하는 경우, 土壓의 分布는 일반적으로 3角形 分布를 한다고 생각하면 된다. 土壓公式에는 Coulomb, Rankine, Terzaghi의 토압공식 등 여러 식이 있지만 Coulomb의 토압공식은 室內와 野外에서의 실험의 결과, 비교적 測定値에 가까운 값을 보이기 때문에 원칙적으로 Coulomb의 土壓公式을 사용하기로 한다. 그러나 강널말뚝 등 變形하기 쉬운 構造物에 작용하는 土壓은 복잡한 曲線分布를 보이므로 이 경우에는 Coulomb의 土壓을 사용해서는 안된다. 그리고 역 T형 옹벽 또는 부벽식 옹벽과 같이 토압이 뒷굽으로부터 위로 鉛直하게 세운 가상면에 작용할 때에는 Rankine 토압을 사용한다. 그 이유는 옹벽구조물이 回轉하거나 滑動하는 경우에도 이 가상면을 따라서 剪斷이 일어나지 않기 때문이다.
- (2) 일반적으로 흙이 水平方向으로 引張變形이 생겨서 地반내의 각 점에서 滑動이 일어날 수 있는 곳에서의 最大壓力이 主動土壓이며, 또 水平方向으로 壓縮이 일어나는 경우의 最小土壓이 受動土壓이 된다. 滑動을 일으키는데 충분한 引張 또는 壓縮이 없는 경우에는 土壓係數는 불확실하며 흙의 變形狀態에 따라 $K_A < K_0 < K_P$ 와 같은 값을 나타낼 것이다.

- (3) 식(11-3)에서 식(11-4)까지 토압은 평면붕괴면으로 가정하고 붕괴면에서 Coulomb의 법칙이 성립된다고 하여 구한 토압이다. 이 방법은 이론적으로 엄밀한 것은 아니나, 계산이 간단하고 실제 적용에 편리한 장점이 있다.
- (4) 벽체의 변위가 작고 흙에 충분한 전단저항이 작용하지 않는 경우에는 靜止土壓係數를 사용하는 것이 합리적이다. 항만구조물에서는 이와 같은 경우는 드문 예이다.
靜止土壓係數 K_0 의 값은 모래에 있어서는 $K_0 = 1 - \sin\psi$ 식을 많이 사용한다.
- (5) 벽면마찰각의 부호는 주동토압인 경우에는 정(+), 수동토압인 경우에는 부(-)를 취하기로 한다. Coulomb의 수동토압은 $(-\psi)$, $\beta(-\delta)$ 의 값이 크면 과대하게 되므로, 수동토압 계산의 제공식의 적용에는 다음과 같은 제한을 둔다. 즉 $(-\delta)$ 의 값은 배면토압의 전단저항각의 1/3로 하고 β 와 $(-\psi)$ 의 값은 최대 20° 로 한다.
- (6) 점성토의 경우에는 주동토압과 수동토압 계산시에 점착력의 영향을 고려한다. 일반적으로 점성토는 함수비에 의해 현저하게 그 성질이 변화한다. 따라서 구조물이 설치된 후, 배면의 점성토의 성질을 정확히 추정하기 어렵다. 즉, 설계시에 원위치시험 혹은 채취시료에 의한 실내시험의 결과에서 점착력을 구해도 그 당시의 값을 아는 것에 불과하다. 이러한 이유 때문에 흙의 점착력을 정확히 추정할 수 없는 경우에는 점착력의 영향을 무시하고 전단저항각을 작게 잡아 토압계수를 구하는 것이 좋다.
- (7) 토압의 합력은 각층마다 구한다. i 층에서는 식(해11-2)에 의하여 산정하고, 토압합력의 수평, 연직 성분은 각각 식(해11-3)에서 구한다.

$$P_i = \frac{p_{i-1} + p_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos\psi} \tag{해11-2}$$

$$P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta) \tag{해11-3}$$

$$P_{iv} = P_i \sin(\psi + \delta)$$

[2] 점성토의 토압

(1) 주동토압

주동토압은 식(11-6)에 의하여 산출하며, 구조물에 대해 가장 위험한 토압분포를 가정하여 설계한다. 단, 식(11-6)을 사용했을 때 생기는 부의 토압은 고려하지 아니한다.

$$P_A = \Sigma \gamma h + w - 2c \tag{11-6}$$

여기서,

- w : 상재하중 (kN/m^2)
- P_A : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 주동 토압 (kN/m^2)
- c : 점착력 (kN/m^2)

(2) 수동토압

수동토압은 식(11-7)을 사용하여 산출한다.

$$P_P = \Sigma \gamma h + w + 2c \tag{11-7}$$

여기서

- P_P : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 수동 토압 (kN/m^2)

(3) 정지토압

$$P = K_0 \cdot \gamma \cdot h \tag{11-8}$$

여기서

K_o : 정지토압계수

(4) 벽면마찰

점성토의 경우에는 흙과 벽면과의 점착력을 무시한다.

(5) 흙의 단위체적중량

점성토의 단위체적중량은 토질시험에 의해서 결정한다.

[해설]

- (1) 주동토압의 분포는 식(11-6)에 의해서 산출하며, 중력식 구조물에서는 토압의 합력이 큰 경우를 취하면 되지만, 널말뚝식 구조물에서는 널말뚝의 근입깊이, 널말뚝의 응력, 타이로드의 응력이 위험측이 되는 토압 분포가 각각 다르기 때문에 주의하여야 한다.
- (2) 점성토의 정지토압계수는 보통 0.6~1.0 정도라고 하지만, 과압밀 점토에서는 2~4에 달하는 경우도 있다. K_o 와 K_c 와는 구별해야 한다고 한다.
- (3) 지표면 경사, 벽면 경사 및 벽면과 흙과의 부착력 등을 고려할 때 Coulomb의 토압식을 이용하여 계산할 수 있으나, 도표가 만들어져 있으므로 이것을 이용하면 편리하다. 그러나 점착력은 압밀진행에 따라 변화하며, 토압은 크립(Creep)등 흙의 변형의 영향을 받으므로 충분히 검토하여야 한다.
- (4) 흙의 점착력은 적절한 방법에 의해 산정되어야 하며, 예로서 일축압축시험 결과를 사용하는 경우에는 식 (해11-4)를 이용한다.

$$c = \frac{q_u}{2} \tag{해11-4}$$

여기서 q_u : 일축압축강도(kN/m²)

- (5) 점성토의 경우에는 흙과 벽사이에 작용하는 점착력은 무시

11-6-3 지진시 토압

[1] 사질토의 토압

(1) 주동토압

벽면에 작용하는 지진시의 토압은 식(11-9)으로, 또 붕괴면이 수평면과 이루는 각은 식(11-10)으로 산출한다.

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \tag{11-9}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi + \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\Psi - \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \tag{11-10}$$

(2) 수동토압

벽면에 작용하는 지진시의 토압은 식(11-11)로, 또 붕괴면이 수평면과 이루는 각은 식(11-12)로 산출한다.

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \quad (11-11)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi + \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi - \theta) \left[1 - \frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i - \delta) (\sin(\phi_i + \beta - \theta))}{\sqrt{\cos(\delta + \Psi - \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (11-12)$$

여기서, P_{ai} , P_{π} , K_{ai} , K_{π} , ζ_i , w , γ_i , h_i , Ψ , β , δ 는 각각 본편 11-6-2 (1) 사질토의 토압의 기호 P_{π} , K_{ai} , K_{π} , ζ_i , w , γ_i , h_i , Ψ , β , δ 와 동일하다.

θ : 다음의 (1) 또는 (2)로 표시되는 地震合成角(°)

$$(1) \theta = \tan^{-1} k$$

$$(2) \theta = \tan^{-1} k'$$

여기서,

k : 진도

k' : 겉보기 진도

단, 겉보기 진도는 본편 11-6-3 (3)에 의해서 산출한다.

[해설]

(1) 지진시의 토압은 모노베(物部)·오까베(岡部)가 제안한 이론에 근거한다.

(2) 벽면마찰각

일반적으로 $\pm 15^\circ$ 이하로 한다. 뒤채움재의 내부마찰각(ϕ)의 1/2정도를 기준으로 한다.

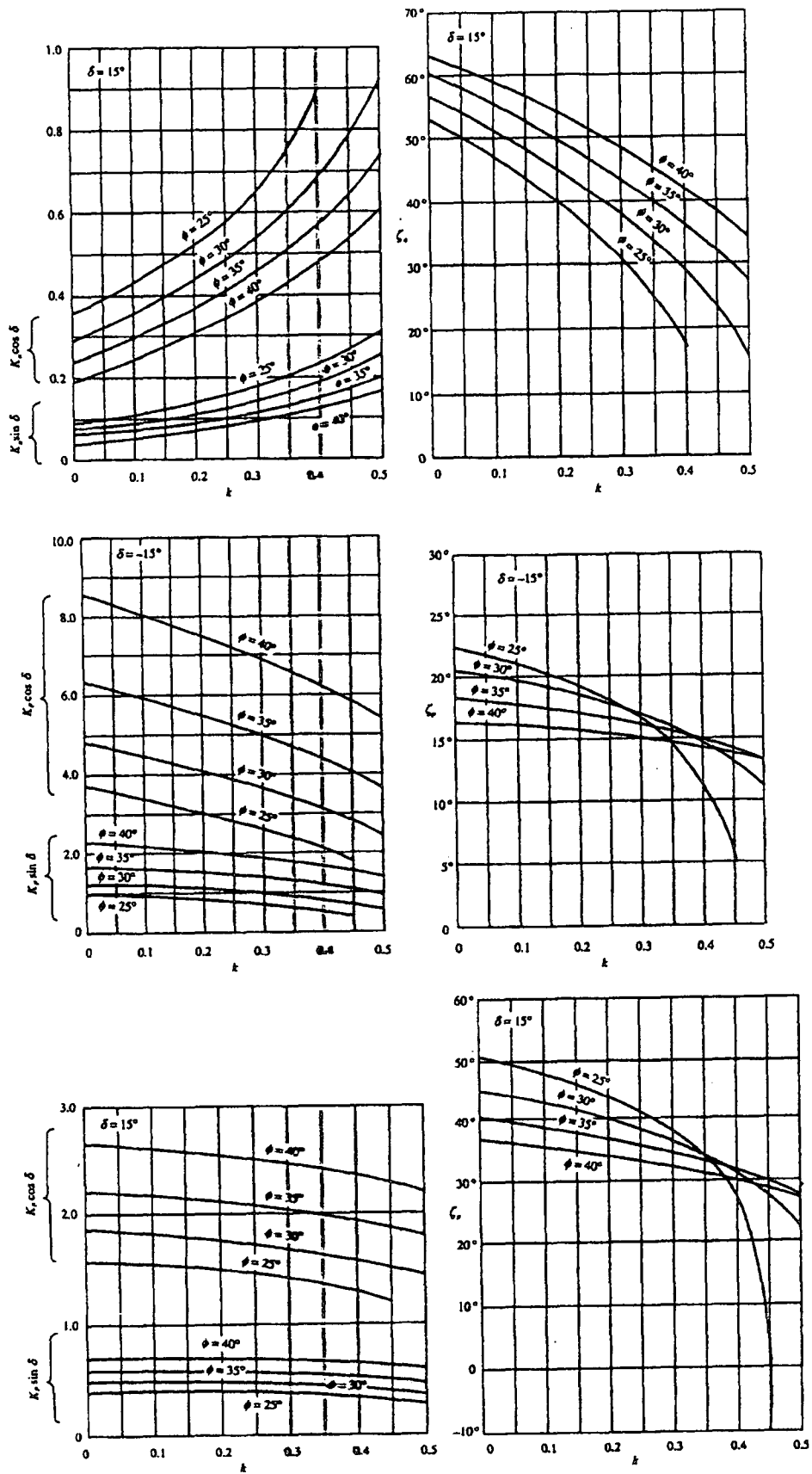
(3) 잔류수위 이하의 토압

잔류수위 이상에서는 대기중의 진도를 사용하여 토압분포를 구하고 잔류수위 이하에서는 각 경계면에서 본편 11-6-3 (3)을 사용하여 토압분포를 구한다.

(4) 토압계수 등

토압계수와 붕괴각의 산정은 도해(11-1)을 참조한다.

(5) 위의 토압식은 흙과 간극수가 일체가 되어 운동한다고 가정하고 있으며, 액상화가 일어난 지반에는 적용할 수 없다. 이러한 경우에는 별도로 동적 유효응력해석 또는 모형실험 등으로 지반과 구조물의 지진시 안정성에 대해 평가할 필요가 있다.



도해(11-1) 토압계수와 붕괴각

[2] 점성토의 토압

구조물의 벽면에 작용하는 지진시의 토압 및 붕괴면이 수평면과 이루는 각도는 다음에 제시된 바와 같이 산정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 주동토압

지진시 구조적 안정이 확보될 수 있도록 진도를 감안한 적절한 토압식에 의해 산정한다.

(2) 수동토압

지진시 구조적 안정이 확보될 수 있도록 적절한 토압식에 의해 산정한다.

[해설]

(1) 주동토압은 식(해11-5), 붕괴면이 수평과 이루는 각도는 식(해11-6)에 의해 산출할 수 있다.

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} - \frac{c}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a} \quad (\text{해11-5})$$

$$\zeta_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{(\sum \gamma_i h_i + 2w)}{2c} \tan \theta} \quad (\text{해11-6})$$

여기서,

P_a : 주동토압 (kN/m')

γ_i : 흙의 단위체적중량 (kN/m')

h_i : 층의 두께 (m)

w : 수평단위면적당 재하하중(kN/m')

c : 흙의 점착력 (kN/m')

θ : 지진합성각 $\theta = \tan^{-1} k$ (°) 또는 $\theta = \tan^{-1} k'$ (°)로 표시한다.

k : 진도

k' : 겉보기 진도

ζ_a : 붕괴면이 수평과 이루는 각도(°)

(2) 점성토의 지진시 수동토압을 구하는 방법에 대해서는 불명확한 점이 많은데 기존의 본편 11-6-2 (2) 점성토의 토압식 식(11-6)에 나타난 평상시의 토압산정식을 이용하고 있다. 현 단계에서도 식(11-6)을 편법으로 이용하는 것이 가능하다.

(3) 해저면 아래에서의 점성토의 지진시 토압을 산출하는 경우 해저면에서는 겉보기 진도를 이용하여 토압을 구하지만 해저면 아래 10m 이하에서는 진도를 0으로 하여 토압을 구하여도 좋다. 단, 해저면 아래 10m에서의 토압이 해저면에서의 값보다 작은 경우에는 해저면에서의 값을 이용한다.

[3] 겉보기 진도

수면 아래 흙의 地震時 土壓은 다음 식에 의해 구해지는 겉보기 진도를 이용하여 본편 11-6-3 (1) 砂質土의 土壓 및 본편 11-6-3 (2) 粘性土의 土壓의 규정에 따라 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_i + w) + \gamma h}{2[\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w] + (\gamma - 10) h} k \quad (11-13)$$

여기서,

k' : 겉보기 진도

γ_t : 잔류수위 위 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h_i : 잔류수위 위 i 층의 토층의 두께 (m)

γ : 물에 의해 포화된 흙의 공기중 단위체적중량 (kN/m^3)

h_j : 잔류수위 아래에서 토압을 산정하는 층보다 위인 j 층의 토층 두께 (m)

w : 지표면의 단위면적당 재하하량 (kN/m^2)

h : 잔류수위 아래에서 토압을 산정하는 토층의 두께 (m)

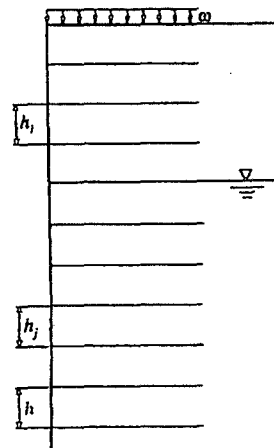
k : 震度

[해설]

(1) 현시점에서 地震時 土壓의 산정에 관하여 輕量盛土材 등 新材料의 適用性を 갖는 가장 합리적이고 생각되는 식(11-13)을 이용한다. 自由水面에 면한 壁體의 안정을 검토할 때에는 식(11-13)을 이용하여 산출한 土壓에 壁體 전면에 작용하는 動水壓을 바다쪽으로 작용시킨다.

(2) 지진시 수면 아래의 흙은 토립자와 물이 일체로 되어 운동한다고 가정하면 흙에 작용하는 지진력은 흙의 포화중량에 진도를 곱한 것으로 된다. 또한 수면하의 흙은 부력을 받으므로 흙에 작용하는 수직력은 흙의 수중중량이다. 따라서 수면 아래의 흙에 작용하는 지진시 합력은 공기중과 다르게 된다. 지진시 토압을 산출하는 경우 수면 아래의 흙에 대해서는 지진합성각으로 도출한 겉보기 진도를 이용하면, 공기중의 흙에 대해 도출된 지진시 토압식에 의해 토압을 구하는 것이 가능하다.

수면 아래의 흙에 대한 수직력에는 토압을 구하고자 하는 토층보다 위인 흙의 토층중량 및 재하하중이 들어가므로 겉보기 진도는 이들의 영향을 받는다.



도해(11-2) 겉보기 진도의 기호

11-6-4 수 압

[1] 잔류 수압

안벽 뒷채움 내의 수위와 전면수위간의 수위차가 생길 때 설계를 할 경우, 다음 식과 같이 잔류수압을 고려하여 안정계산을 해야 한다.

$$0 \leq y < h_w \text{ 일 때 : } P_w = \gamma_w \cdot y \tag{11-14}$$

$$h_w \leq y \text{ 일 때 : } P_w = \gamma_w \cdot h_w \tag{11-15}$$

여기서,

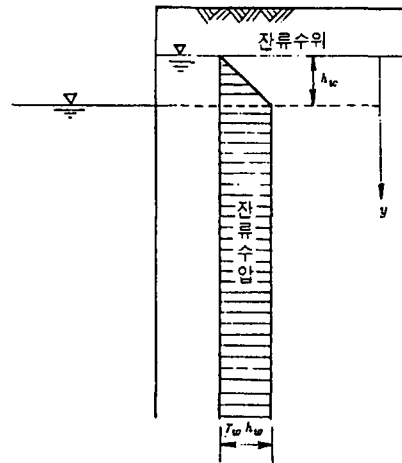
P_w : 잔류수압 (kN/m²)

h_w : 잔류수위차, 뒷채움 내의 수위가 전면의 수위보다 높을 때 최고의 수위차 (m)

y : 뒷채움 내의 수면에서 잔류수압을 구하는 점까지의 높이 (m)

γ_w : 물의 단위체적중량 (kN/m³)

* h_w 의 크기는 벽체의 배수상태, 조위차 등을 고려해서 정하나, 통상, 전면 조위차의 1/3~2/3을 표준으로 한다.



도(11-2) 잔류수압

[해설]

- (1) 안벽이 수밀한 구조인 경우나 뒷채움토의 투수성이 적은 경우에는, 전면의 수위의 변화에 대해서 뒷채움토 중의 수위 변화가 늦어 수위차가 일어난다. 이 때문에 안벽의 전면에 작용하는 수압과 배면에 작용하는 수압에 차이가 발생되고, 안벽의 전면과 배면과는 상이한 수압이 작용하는 대신, 양자의 차에 상당하는 수압이 안벽 등에 작용하고 있다고 생각할 수가 있다.
안벽 등의 설계에 있어서는 매립토 내의 수위가 전면의 수위보다도 높고, 게다가 수위차가 최대가 되는 경우를 고려하는 것이 좋으며, 이때에 안벽 등에 작용하는 수압이 본문의 잔류수압이다.
- (2) 잔류수위차의 크기는 안벽 등을 구성하는 벽체 또는 그 주변의 투수성, 조위차 등에 의해서 다르다. 부근의 유사한 구조물의 잔류수위차를 조사하거나 벽체 또는 그 주변지반의 투수성의 검토하여, 잔류수위차를 정할 경우에는 본문에 표시하는 표준치 이외의 값을 쓸 수가 있다.
- (3) 벽체 또는 그 주변의 투수성이 구조물 완성 후, 시간이 경과함에 따라 감소되는 경우에는, 전면조위차가 클 때에는 그것을 고려해서 잔류수위차를 정하여야 한다.

[2] 지진시의 동수압

- (1) 수중에 있는 구조물 및 시설의 내부공간의 일부 또는 전체를 물이 점하는 경우에는 지진시의 동수압을 다음 식(11-16)에 의해 구하는 것을 표준으로 한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (11-16)$$

여기서,

P_{dw} : 동수압 (kN/m²)

k : 진도

γ_w : 물의 단위체적중량 (kN/m³)

H : 수심 (m)

y : 수면으로부터 동수압을 산정하는 점까지의 깊이 (m)

(2) 동수압의 합력 및 작용점의 위치는 다음 식(11-17)에 의해 산정하는 것으로 한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2 \quad (11-17)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

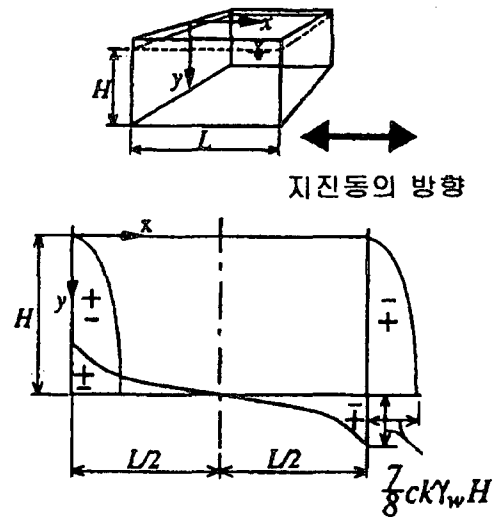
여기서,

P_{dw} : 동수압의 합력 (kN)

h_{dw} : 수면부터 동수압 합력의 작용점까지의 거리 (m)

[해설]

- (1) 동수압의 산정은 구조물의 강성, 전체로서의 안정조건 등 구조물의 특성을 고려하여야 한다.
- (2) 액체가 구조물 내부의 공간을 점하고 있는 경우에도 이 액체에 의한 동적 압력을 고려한다.
- (3) 현재 이용되고 있는 동수압 산정방법은 정상진동에 대한 동수압을 기준으로 한 것이다. 다른 외력 등의 위상관계를 고려하여 특히 필요한 경우에는 불규칙 진동에 대한 동수압을 산정하여 설계에 이용한다.
- (4) 구조물의 양측에 동수압이 작용하는 경우에는 동수압 합력의 합계는 2배로 된다.
- (5) 정방형의 공간을 점하는 물이 이 공간의 한변과 평행한 방향으로 진동하는 지진동을 받는 때에 그 진동방향에 수직인 벽면에 작용하는 동수압은 식(해11-7)에 의해 계산한다.(도해(11-3) 참조)



도해(11-3) 장방형 중공부의 물에 의한 동수압

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} c k \gamma_w \sqrt{H y} \quad (\text{해}11-7)$$

여기서,

P_{dw} : 동수압 (kN/m')

k : 설계진도

γ_w : 해수의 단위체적중량 (kN/m³)

y : 수면부터 동수압을 구하는 점까지의 깊이 (m)

H : 수심 (m)

L : 물이 점하는 공간의 진동방향의 길이 (m)

c : 보정계수

$$\frac{L}{H} < 1.5 \text{ 일 때 } c = \frac{L}{1.5H}$$

$$\frac{L}{H} < 1.5 \text{ 일 때 } c = 1.0$$

이 때 底面에 작용하는 動水壓은 식(해11-8)에 의해 계산한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} ck\gamma_w H \frac{\cosh\left(\frac{\pi}{2} \frac{x}{H}\right) - \cosh\left(\frac{\pi}{2} \frac{L-x}{H}\right)}{1 - \cosh\left(\frac{\pi}{2} \frac{L}{H}\right)} \quad (\text{해11-8})$$

여기서,

x : 진동방향에 수직한 벽면으로부터 동수압을 구하는 점까지의 거리 (m)

(6) 식(11-13)(본편11-6-3 (3) 걸보기 진도)을 이용한 구조물의 경우에는 壁體 壁面에 작용하는 動水壓을 海側으로 작용시킨다.

(7) 동수압을 고려하지 않아도 되는 사례

- ① 구조물의 특성이 직접적으로 동수압을 고려하지 않고 설계해도 되는 경우
- ② 직접 동수압을 고려하지 않는 설계법을 이용하는 경우(충분한 실적을 필요로 한다)
구체적으로는 아래의 경우이다.

가. 케이슨 속채움의 간극수에 의한 동수압

나. 계선안벽 등의 뒤채움 및 매립토의 간극수에 의한 동수압

다. 케이슨의 측벽 및 저판의 배근설계시 동수압

[참고문헌]

- 1) 운수성항만국 : 항만조사지침, 일본항만협회, 1987
- 2) 이선재(1997), 피예조 콘을 이용한 국내지반의 공학적 특성연구, 서울대학교 대학원 박사학위 논문. 157p
- 3) 장인성(2001), "CPT_u와 SBPT로부터 구한 점성토의 강도 및 압밀특성", 서울대학교 대학원, 박사학위논문. 128p
- 4) 조성민, 정종홍, 김동수, 이우진(2001), "표준관입시험시 룯드에 전달되는 해머의 낙하에너지 평가 1", 한국지반공학회 2001년 봄 학술발표회 논문집, pp.469~476
- 5) 조성민, 정종홍, 김동수, 이우진(2002), "표준관입시험시 룯드에 전달되는 해머의 낙하에너지 평가 2", 한국지반공학회 2002년 봄 학술발표회 논문집, pp.71~78
- 6) 지반공학회 : 지반조사 결과의 해석 및 이용, 1994
- 7) 포항종합제철주식회사(1986), 광양제철소1기 연약지반 개량공사 침하안정관리종합보고서, 21p
- 8) 한국도로공사(2000, 2001, 2002), 표준관입시험 활용법 개선 연구, 도로연구소 연구보고서
- 9) 한국지반공학회(2003), 지반조사 결과의 해석 및 응용, 구미서관
- 10) ASTM(2001), "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer", Approved Draft
- 11) Bjerrum, L.(1974), "Problem of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", Norwegian Geotechnical Institute, Publication NO.110, Oslo
- 12) G.G.Meyerhof : Discussion on soil properties and their measurement, Discussion2, Proc. of the IVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, 1957
- 13) G.G.Meyerhof : Compaction of sands and bearing capacity of piles, ASCE, Vol.85 No. SM6, 1959
- 14) H.M.Westergaard : Water Pressures on Dams during Earthquakes, Journal of ASCE. Transactions, No.1835, 1933
- 15) K.Terzaghi, and P.B.Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, New York John Wiley and Sons Inc, 1984
- 16) Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. M.(1997), Cone penetration testing in geotechnical practice, Blackie Academy
- 17) Mukabi, J.N., Tatsuoka, F., Kohata, Y. and Tsuchida, T. : Small Strain Stiffness of Pleistocene Clays in Triaxial Compression, Proceedings of International Symposium on Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials, 1994
- 18) P.K.Robertson, R.G.Campanella and A.Wightman : SPT.CPT correlations, ASCE, Vol.109, GT11, 1983
- 19) 岡部三郎 : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 일본토목학회지 제10권 제6호, 1924
- 20) 梅原靖文 : 흙의 압밀특성과 시험법의 관계에 관한 연구, 항만기연자료 No.469, 1983
- 21) 三笠正人 : 연약점토의 압밀, 鹿島出版會, 1990
- 22) 田中洋行, 田中政典 : 전단시험에 따른 점성토지반의 강도결정법, 항만기술연구소보고 제33권 제4호, 1994
- 23) 中瀬明男, 小林正樹, 藤野 克 : 압밀 및 팽창에 의한 포화점토의 전단강도 변화, 항만기술연구소보고 Vol.8 No.4, 1969
- 24) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男 : 점토의 비배수 전단강도와 변형계수, 항만기술연구소보고 Vol.11 No.2, 1972
- 25) 倉田 進, 藤下利男 : 사질점토와 같은 혼합토의 공학적 성질에 관한 연구, 운수기술연구소보고 Vol.11 No.9, 1961
- 26) 土田 孝, 小林正樹, 井福周介, 福田 功 : Engineering Properties of Coral Soils in Japanes South Western Island, 석회질흙에 관한 국제회의, 1988

제 12 장 지진 및 지진력

12-1 일반

항만시설물은 적절한 내진성능을 갖도록 하여야 하며, 설계시에는 지진의 영향을 고려한다.

[해설]

- (1) 항만시설은 본 장에서 제시하는 방법에 따라서 내진설계를 수행하여야 한다.
- (2) 단, 도로, 철도시설 및 이와 관련된 교량 등의 부속시설과 건축물 등은 별도의 해당기준에 준하여 내진설계를 수행한다.
- (3) 대상시설의 내진성을 검토하는 경우 다음 사항이 고려되어야 한다.
 - ① 대상지역의 지진활동도, 대상으로 하는 지진, 지진동 등
 - ② 건설지점의 지반조건
 - ③ 시설물의 내진등급 및 내진성능 목표
 - ④ 시설물 이용상 지진시 한계조건
- (4) 내진성에 대한 검토항목은 다음과 같다.
 - ① 지반 구조물 시스템의 전체 안정성
 - ② 구조물의 기초지반 활동, 전도 등에 대한 안정성
 - ③ 액상화현상이 기초지반의 안정성 및 상부구조물에 미치는 영향
 - ④ 구조물의 부재응력
 - ⑤ 기능상으로 본 구조물 각 부분, 인접하는 구조물이나 지반과의 상대변위
- (5) 일본의 兵庫縣 남부지진에서 神戸港은 안벽 거의 전부가 같은 구조형식이었기 때문에 이들 안벽 전부가 똑같이 큰 피해를 입었다. 構造形式이 다르면 地震応答特性도 다르기 때문에 災害를 입더라도 그 災害變形的 상황에 차가 있을 것이라 예상된다. 神戸港의 災害事例를 관련 보고서 등으로부터 참조하여 항만시설의 구조형식을 선정할 때에는 지진응답특성이 다른 구조형식을 조합하는 등의 구조형식의 다양화에 노력한다.

[참고]

본 장에 기술한 사항은 「항만 및 漁港施設의 내진설계 標準書」 - (1999. 3. 해양수산부)가 기본이 되었으며, 본 장에 기술되지 않은 사항에 대해서는 「港灣 및 漁港施設의 耐震設計 標準書」 - (1999. 3. 해양수산부)를 참고하여 내진성능을 검토하는 것이 바람직하다.

12-2 항만시설의 내진등급 및 내진성능 목표

12-2-1 내진등급

- (1) 항만시설의 내진등급은 I 등급 및 II 등급으로 구분한다.
- (2) 내진 I 등급은 다음과 같은 경우의 항만시설물에 적용한다.
 - ① 시설물이 피해를 입으면 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 시설물
 - ② 시설물이 피해를 입으면 심각한 환경오염을 줄 염려가 있는 시설물
 - ③ 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물)
 - ④ 국방상 필요성에 의하여 분류된 시설물
 - ⑤ 지진피해 발생시 구조물의 복구가 곤란한 시설
- (3) 내진 I 등급으로 분류되지 않은 항만시설물은 내진 II 등급으로 간주하여 내진설계를 수행하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

- (1) 港灣施設의 耐震等級은 시설물의 용도, 구조, 규모 등에 따라서 일률적으로 적용될 성격이 아니며, 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라서도 변화될 수 있으므로 기능측면에서 등급을 구분하였다.
- (2) 방파제는 특별한 사유가 없는 한 내진 II 등급을 기준으로 한다.
 - ① 사석재 등 地震被害時 비교적 복구가 용이한 구조형식으로서 피해시에도 항만이용에 현저한 차이를 주지 않는 경우는 耐震設計를 수행하지 않아도 좋다.
 - ② 단, 이 경우에도 지반의 液狀化現象은 검토되어야 한다.
- (3) 매립용 호안은 배면 매립지의 이용성, 인접 시설물과의 연관성 등에 따라 내진등급을 결정하여야 한다.
- (4) 내진등급이 서로 다른 시설물이 인접할 경우는 가능한 시설물을 분리하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 내진 I 등급 시설로는 다음과 같은 시설물을 예시할 수 있다.
 - ① 유해물이나 위험물 부두시설로서 본문(2)의 ① 및 ②에 해당되는 시설
 - ② 컨테이너 안벽 등 부두시설 중 본문 (3)에 해당되는 시설
 - ③ 군사목적용 시설로서 이용자의 판단에 따라 I 등급으로 분류된 시설
 - ④ 침매터널, 해저 파이프라인 시설 중 본문 (2)의 ② 및 ⑤에 해당되는 시설
 - ⑤ 갑문시설
- (2) 항만시설물중 다음과 같은 시설물은 지진피해시 사회·경제적 손실을 최소화 할 수 있거나 시설물의 기능상 재해복구시까지 그 기능이 중단되더라도 큰 무리가 없다고 판단되는 경우, 내진설계를 생략할 수 있다.
 - ① 외곽시설 중 침식대책시설, 매물대책시설
 - ② 부잔교, 항로표지시설 등 부유식 구조물(단, 연락교, 도교, 조절탑 등은 제외)
 - ③ 소형선 부두시설

12-2-2 내진성능 목표

- (1) 항만시설의 설계성능 수준은 기능수행 수준과 붕괴방지 수준으로 분류한다.
- (2) 항만시설은 표(12-1)에 규정한 평균재현주기를 갖는 설계지반운동에 대하여 기능수행 수준과 붕괴방지 수준에서 요구하는 성능목표를 만족할 수 있도록 하여야 한다.

표(12-1) 지반운동 수준

성능 목표	내진 I 등급	내진 II 등급
기능수행 수준	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지 수준	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

[해설]

- (1) 기능수행 수준은 구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진 경과 후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지할 수 있는 성능수준이며, 붕괴방지 수준은 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 항만구조물로서의 기능을 발휘할 수 있는 수준이다.

[참고]

- (1) 항만시설은 지진시의 거동과 연계하여 흙구조물, 벽체구조물, 말뚝구조물, 건축구조물 등으로 분류할 수 있다. 흙구조물은 제방과 호안의 기초 또는 전 구조체를 흙과 사석으로 시공한 구조체이다. 벽체구조물은 중력식 계선안, 널말뚝식 계선안, 셀식 계선안 및 갑문시설의 벽체 등을 포함한다. 말뚝구조물은 잔교식 계선안, 돌핀, 도교, 연락교 등의 말뚝을 들 수 있다.
- (2) 기능수행 수준의 거동한계(舉動限界) 규정은 다음과 같다.
- ① 흙구조물이나 벽체구조물은 구조물의 부분적인 항복과 영구변형을 허용할 수 있으나, 주변구조물 및 부속시설들이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 할 정도의 영구변형만이 허용되도록 하여야 한다.
 - ② 말뚝구조물은 지진시 그 주변지반의 소성거동은 허용할 수 있으나 말뚝구조물 자체와 그 위에 놓여있는 모든 구조물 및 부속시설이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 하여야 한다.
 - ③ 항만부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안되며 액상화로 인하여 항만의 기능수행에 지장이 초래되어서는 안된다.
- (3) 붕괴방지 수준의 거동한계 규정은 다음과 같다.
- ① 흙구조물이나 벽체구조물의 구조적 손상은 경미한 수준으로 제한되어야 하며, 영구변형으로 인하여 주변구조물 및 부속시설들이 탄성한계를 초과하는 소성거동은 허용되나 취성파괴가 발생하여서는 안된다.
 - ② 말뚝구조물은 지진하중 작용시 탄성한계를 초과하는 소성거동을 허용하나, 이로 인하여 말뚝구조물 자체나 상부구조물에 취성파괴가 유발되어서는 안된다.
 - ③ 항만부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안되며 액상화로 인하여 항만시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안된다.

12-3 설계지진하중

12-3-1 설계지반운동 결정시 고려사항

내진설계시 설계지반운동은 지진의 강도, 주파수 특성, 지속시간과 국지적인 토질조건이나 지질조건 등이 지반운동에 미치는 영향 등이 적절히 고려되어야 한다.

[해설]

- (1) 설계지반운동은 다음과 같은 사항을 고려하여 결정한다.
 - ① 설계지반운동은 해당시설물의 내진설계에 필요한 지점에서의 자유장 운동으로 정의한다.
 - ② 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
 - ③ 기본적인 地震災害度는 보통암 지반을 기준으로 평가한다.
 - ④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간 등 시설물의 내진설계에 필요한 그 특성이 잘 표현되어야 한다.
- (2) 설계지반운동은 수평2축방향과 수직방향 성분으로 정의된다.
- (3) 설계지반운동의 수평2축방향 성분은 세기와 특성이 동일하다고 본다.
- (4) 설계지반운동의 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분의 3분의 2로 가정할 수 있고, 주파수 내용과 지속 시간은 수평방향 성분과 동일하게 본다. 단, 특별히 별도로 정하는 경우는 예외로 한다.

12-3-2 지역별 진도

- (1) 지역별 震度로서는 본문 해설에 수록한 도해(12-1)~도해(12-4)의 각 재현 주기별 地震災害度上의 값을 적용하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 지역별 진도로서 다음 값을 적용할 수 있다.
 - ① 지역별 진도는 지진구역 계수에 재현주기별 위험도 계수를 곱한 값으로 한다.

$$(\text{지역별 진도, } g\text{값}) = (\text{지진구역 계수}) \times (\text{위험도 계수})$$
 - ② 지진구역은 다음과 같이 구분한다.

표(12-2) 지진구역의 구분

지진구역	행정구역	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

- ※ 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
 전라남도 북부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시,
 여천시, 여수시, 순천시
 전라남도 남부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시
- ③ 지진구역별 지진계수는 다음과 같다.

표(12-3) 지진구역 계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역 계수, $Z(g값)$	0.11	0.07

- ④ 재현주기별 위험도 계수는 다음 값을 적용한다.

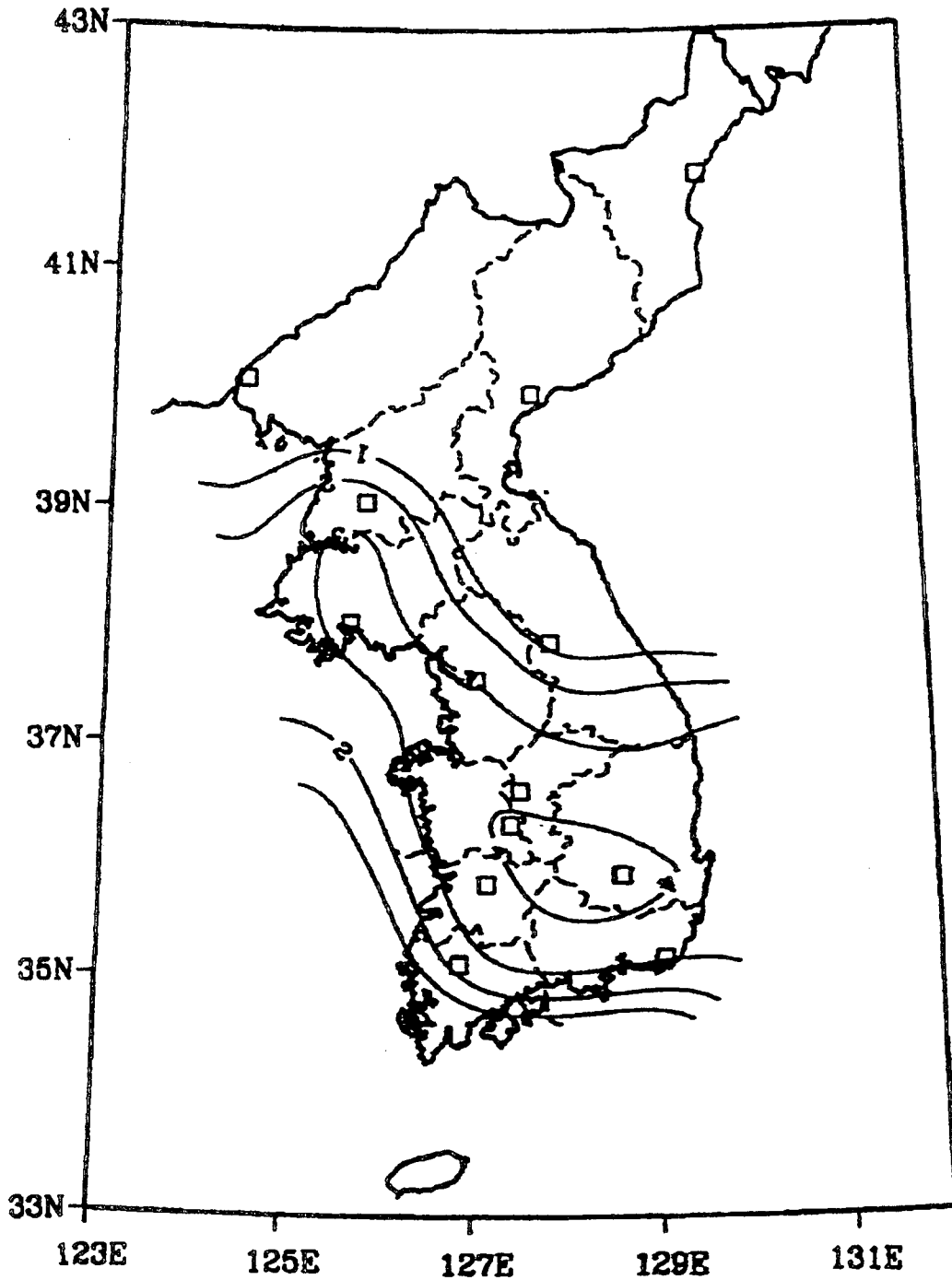
표(12-4) 위험도 계수

재현주기(년)	50 년	100 년	200 년	500 년	1000 년	2400 년
위험도 계수	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0

[해설]

- (1) 지역별 진도를 결정하기 위한 재현주기별 지진재해도와 지진구역 계수는 보통암지반(S_B)을 기준으로 제시된 것이다. 항만시설이 대부분 해안에 연하여 있게 되므로 지진구역 구분이 항만 및 해안분야에 적합하지 않을 경우를 대비하여 도해(12-1)~도해(12-4)의 재현주기별 지진재해도상의 지역별 진도를 사용하는 것을 원칙으로 하였다.
- (2) 지진구역 계수가 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로, 표(12-4)에서 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도 계수를 정하여 이용함으로써 다른 재현주기에서의 지역별 진도를 결정할 수 있도록 하였다.
- (3) 우리나라의 각 재현주기별 지진재해도는 도해(12-1)~도해(12-4)와 같다.

Peak Acceleration (%g) with 10% Probability of Exceedance in 5 Years



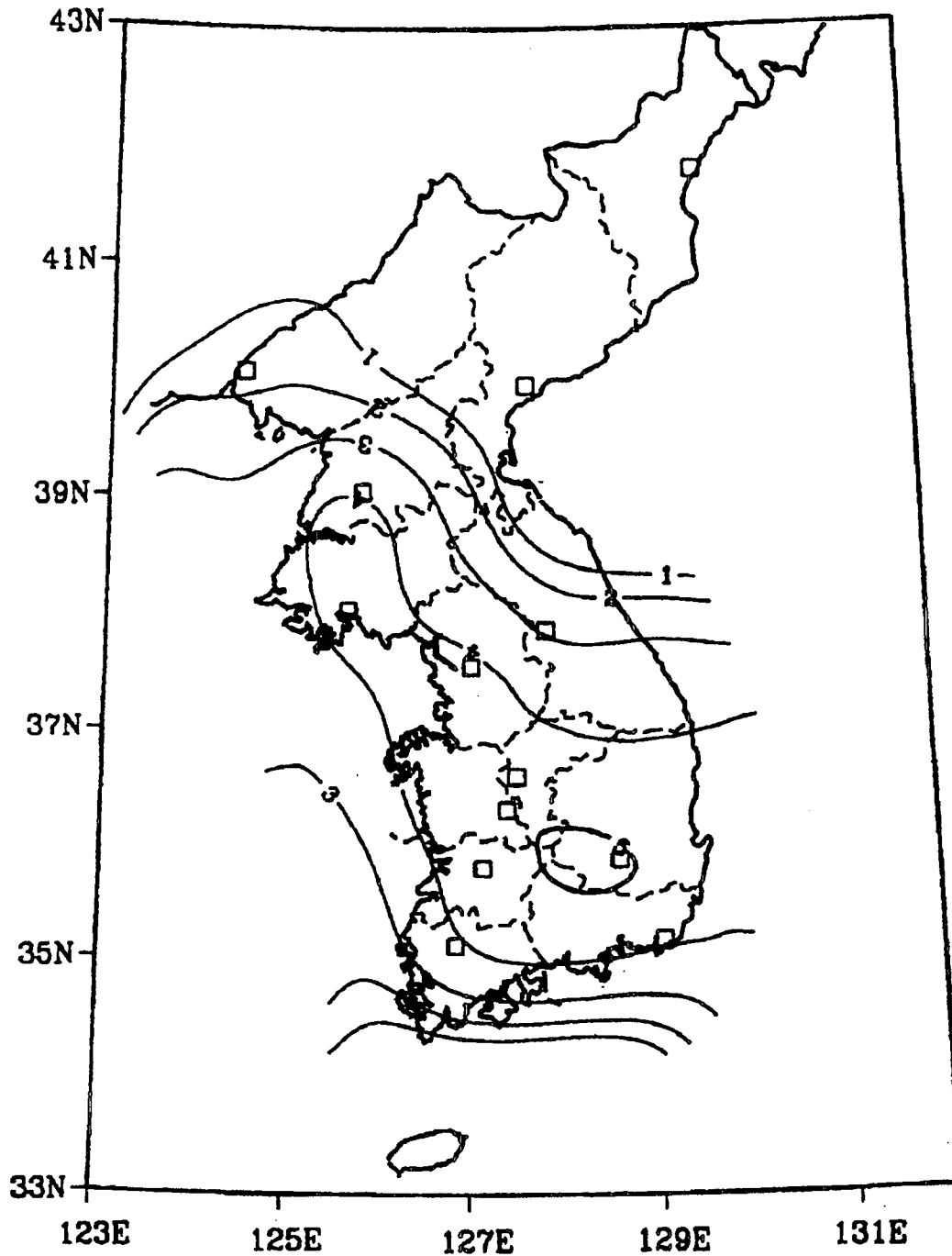
(5년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

점선 : 도경계 도법 : UTM

□ : 도시(청진, 신의주, 함흥, 평양, 해주, 춘천, 서울, 청주, 대전, 대구, 전주, 광주, 부산)

도해(12-1) 평균재현주기 50년 지진지반운동

Peak Acceleration (%g) with 10% Probability of Exceedance in 10 Years



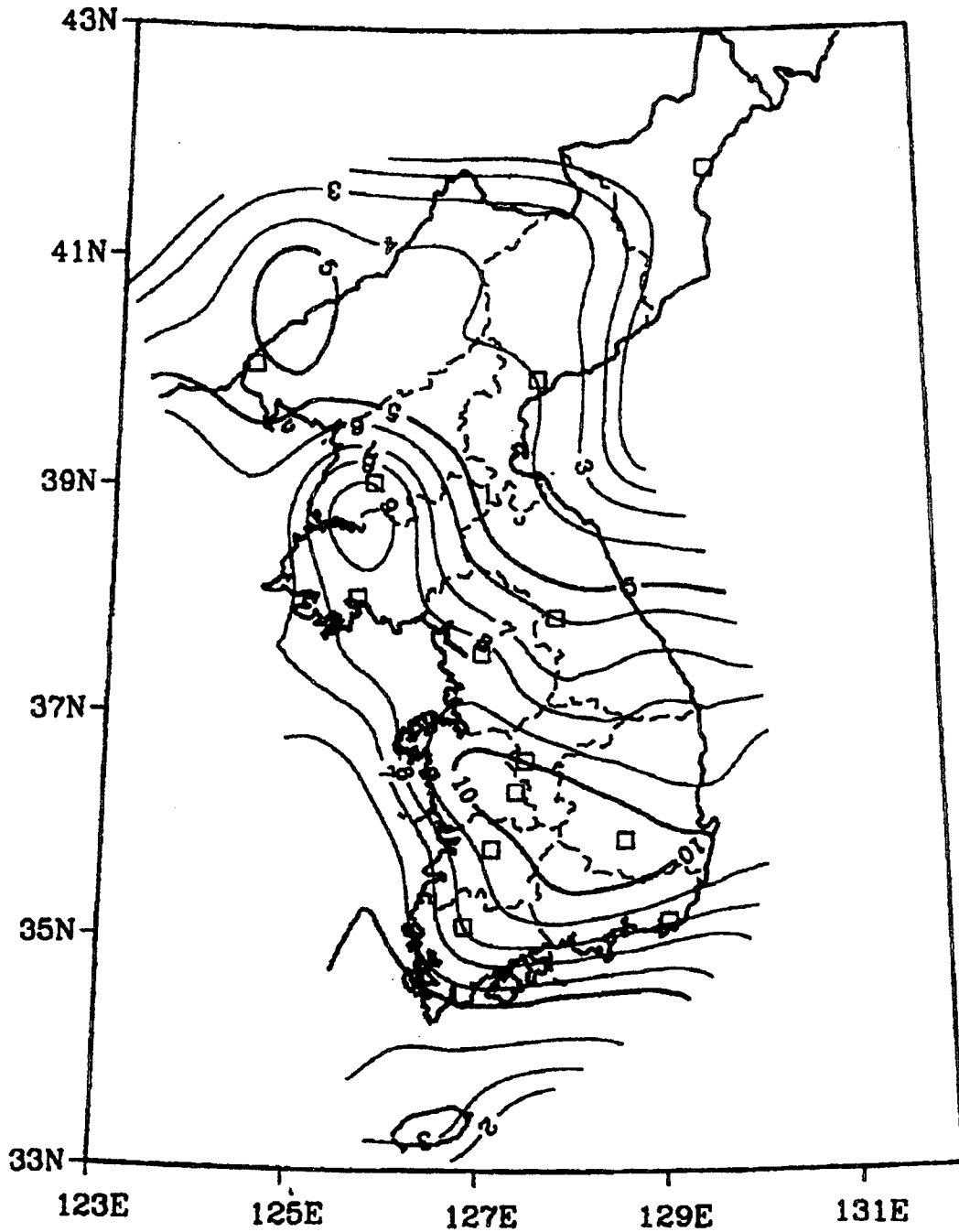
(10년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

점선 : 도경계 도법 : UTM

□ : 도시(청진, 신의주, 함흥, 평양, 해주, 춘천, 서울, 청주, 대전, 대구, 전주, 광주, 부산)

도해(12-2) 평균재현주기 100년 지진지반운동

Peak Acceleration (%g) with 10% Probability of Exceedance in 50 Years



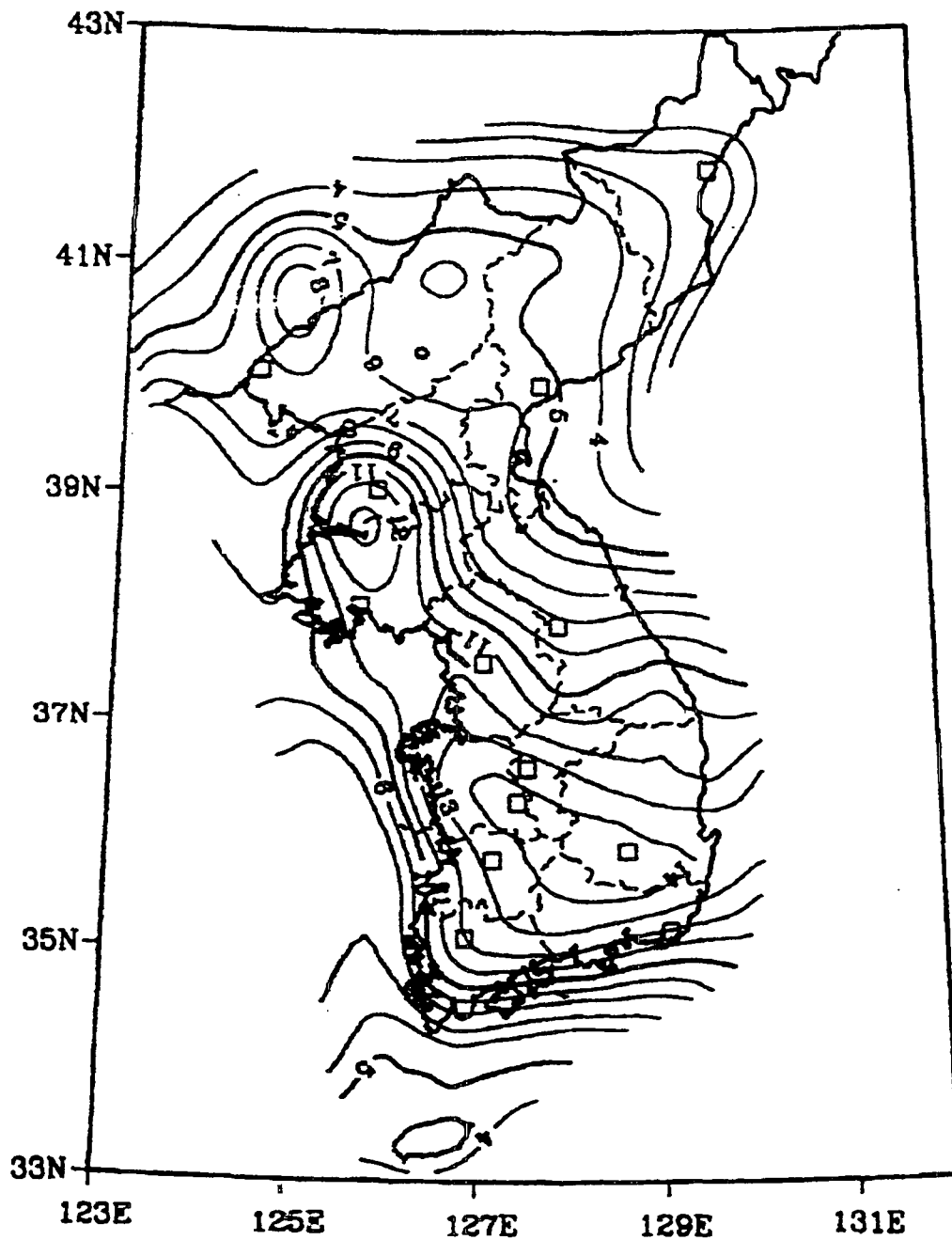
(50년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

점선 : 도경계 도법 : UTM

□ : 도시(청진, 신의주, 함흥, 평양, 해주, 춘천, 서울, 청주, 대전, 대구, 전주, 광주, 부산)

도해(12-3) 평균재현주기 500년 지진지반운동

Peak Acceleration (%g) with 10% Probability of Exceedance in 100 Years



(100년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

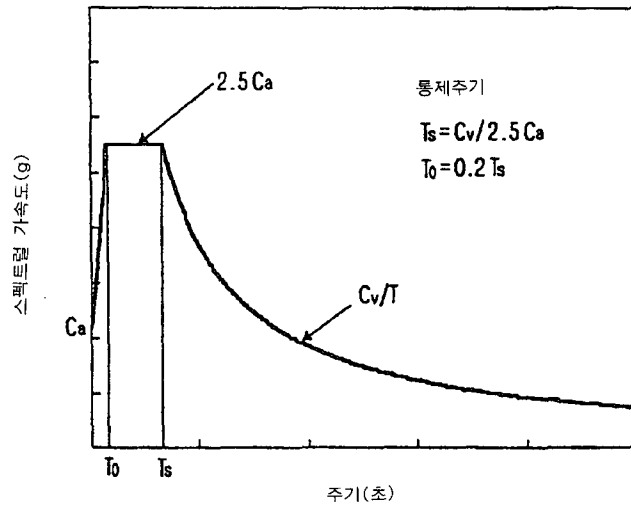
점선 : 도경계 도법 : UTM

□ : 도시(청진, 신의주, 함흥, 평양, 해주, 춘천, 서울, 청주, 대전, 대구, 전주, 광주, 부산)

도해(12-4) 평균재현주기 1000년 지진지반운동

12-3-3 가속도 설계응답스펙트럼

(1) 5% 減衰比에 대한 標準設計應答스펙트럼은 다음과 같다.



도(12-1) 標準 設計應答스펙트럼

(2) 가속도 표준설계응답스펙트럼 상의 지진계수 C_a 와 C_v 는 지반의 종류에 따라 다음 값으로 한다. 표(12-5)와 표(12-6)의 값은 재현주기 500년에 해당하는 값이고, 재현주기가 다를 경우 표(12-4)의 위험도 계수 값을 표(12-5)와 표(12-6)에 곱하여 재 산정한다.

표(12-5) 地震係數 C_a (재현주기 500년에 해당)

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(12-6) 地震係數 C_v (재현주기 500년에 해당)

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

(3) 지반의 분류

지진에 의한 지반운동은 지반의 특성에 따라 달라지므로 지반의 특성을 반영할 수 있도록 지반을 다음과 같이 분류한다.

표(12-7) 지반의 분류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m에 대한 평균지반특성		
		전단파 속도 (m/s)	표준관입시험 \bar{N} (\bar{N}_{CH}) (blow/foot)	비배수전단강도 \bar{S}_u KPa{kgf/cm ² }
S _A	경암지반	1500초과	-	-
S _B	보통암지반	760에서 1500		
S _C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100 {>1.0}
S _D	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100 {0.5~1.0}
S _E	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50 {<0.5}
S _F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

[해설]

(1) 부지특성조사가 요구되는 지반종류 S_F는 다음 경우에 속하는 지반에 해당한다.

- ① 액상화가 일어날 수 있는 흙, Quick Clay와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- ② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반 [지층의 두께, H > 3.0m]
- ③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반 [H > 7.620m 이고 PI > 75]
- ④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토 [H > 36.6m]

(2) 지반분류에 필요한 평균지반특성은 다음과 같이 평가한다.

- ① \bar{V}_s , 평균전단파 속도

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (\text{해12-1})$$

여기서, d_i : 土層 i의 두께, m

V_{si} : 土層 i의 전단파 速度, m/sec

- ② 平均現場標準貫入抵抗(\bar{N})과 粘着力이 없는 토층에 대한 平均標準貫入抵抗(\bar{N}_{CH})

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{해12-2})$$

$$\overline{N_{CH}} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{해12-3})$$

여기서, d_i : 토층 i의 두께, m
 d_s : 上部 30.480m에 있는 非粘着性 토층의 총두께, m
 N_i : 공인된 표준에 따른 토층의 標準貫入抵抗

③ 平均非排水 전단강도($\overline{S_u}$)

$$\overline{S_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad (\text{해12-4})$$

여기서, d_c : 상부 30.480m에 있는 粘着性 토층의 총두께(100 - d_s), m
 S_{ui} : 250kPa를 초과하지 않는 공인된 표준에 따른 비배수 전단강도

(3) 필요시 구조특성과 설계법을 고려하여 작성된 설계응답스펙트럼으로 도(12-1)에 주어진 표준설계응답스펙트럼을 대신할 수 있다. 이때 설계용 응답스펙트럼은 도(12-1)에 주어진 표준설계응답스펙트럼보다 안전측이어야 한다. 단, 표준설계응답스펙트럼보다도 더 우수하고 합리적임을 입증한다면 비안전측인 경우도 설계응답스펙트럼으로 사용할 수 있다.

12-3-4 가속도 시간이력

- (1) 항만구조물의 동적해석을 위한 지진의 가속도 시간이력은 기본적으로 과거의 관측결과를 이용하여 결정하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 관측된 지진기록이 없는 경우에는 인공적으로 지진기록을 생성하여 사용하거나 국내 또는 외국의 지진기록을 해당부지의 특성에 맞게 수정하여 사용할 수 있다.
- (3) 국내 또는 외국의 지진기록을 이용할 경우 지진의 규모를 고려하여 다양한 지진기록을 이용하고, 이때 지진파의 주파수 특성을 적절히 고려한다.

[해설]

- (1) 「耐震設計基準 연구(II)」 - (1998. 건설교통부)에서 正義하고 있는 가속도 시간이력의 기본요건은 다음과 같다.
 - ① 지반가속도 또는 속도나 변위의 시간이력으로 지반운동이 표현될 수 있다.
 - ② 공간적인 모형이 필요할 때 지반운동은 동시에 작용하는 3개의 가속도 성분으로 구성되어야 한다.
 - ③ 대상 부지에서 계측된 시간이력이 사용되는 것이 원칙이나, 필요시에는 대상 부지에서 기대되는 시간이력과 유사하다고 판단되는 다른 지역에서 계측된 가속도 시간이력 또는 인공가속도 시간이력을 사용할 수 있다.
- (2) 인공가속도 시간이력의 요건은 다음과 같다.
 - ① 인공가속도 시간이력은 응답스펙트럼과 잘 부합되도록 생성되어야 한다.
 - ② 지반운동의 장주기 성분이 구조물의 거동에 중요하게 영향을 미친다고 판단될 경우에는 지진원의 발진기구 특성과 국지적인 영향을 고려하여 시간이력을 생성하여야 한다.

- ③ 人工加速度的 持續時間은 지진의 규모와 發震機構 특성, 電波徑路 및 敷地の 局地的인 조건이 미치는 영향을 고려하여 합리적으로 결정되어야 한다.

[참고]

- (1) 생성된 人工地震의 地震動은 목표로 하는 標準設計應答스펙트럼과 비교하여 잘 맞아야 하며, 그 誤差가 10%이내에 들도록 하는 것이 좋다.
- (2) 加速度 時間履歷을 사용하여 耐震動의 解析을 수행하는 경우 長周期, 短周期 성분의 實地震記錄을 수정한 地震紀錄을 포함하여 최소 3가지 이상의 기록을 사용하는 것이 바람직하다.
- (3) 국내 지반의 지진시 지반증폭 정도를 평가하기 위해서는 국내 지반 또는 암반에서 계측된 지진기록을 사용하는 것이 이상적이나, 국내 계기지진의 경우 진도와 규모가 소규모이고 국내 내진설계 기준에 부합되지 않아 내진설계에 이용하기엔 부적절한 면이 있다. 대안으로 해외 지진기록을 이용할 경우 PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) 센터의 데이터베이스를 이용할 것을 추천한다. (<http://peer.berkeley.edu>). PEER 센터에서는 지진기록을 지반계측과 암반계측을 구분할 것과, 근거리 단층지대(near fault)에서 발생한 지진과 원거리 지역(long duration)에서 발생한 지진기록을 구분하여 사용하도록 권고하고 있다. 국내의 경우 지진하중의 통제 위치를 암반노두를 기준으로 하고 있으므로, 암반계측 지진기록의 이용을 추천한다. 이때 지진의 규모를 내진설계 성능목표에 적절히 고려해야 한다.

12-4 입지조건 및 지반조사

12-4-1 입지조건

항만 및 어항의 입지는 지진시 사면파괴, 액상화 및 과도한 지반침하 등의 가능성이 현저한 곳은 가급적 피하고, 부득이한 경우는 지반개량 대책공법을 강구하여야 한다.

12-4-2 지반조사

- (1) 내진설계시 필요한 지반물성을 파악하기 위한 지반조사를 실시하여야 한다.
 - ① 액상화 간편예측 및 지층층상구조와 입도분포 파악 등을 위한 표준관입시험 및 교란시료 채취·분석
 - ② 저 변형율에서의 전단탄성계수 등 결정을 위한 탄성과 탐사
 - ③ 액상화 강도 결정을 위한 실내시험
 - ④ 중간~대 변형율에서 전단탄성계수 등 변형특성을 결정하기 위한 실내시험
 - ⑤ 유효상재하중의 계산을 위한 실내시험
 - ⑥ 기타 특별히 필요하다고 판단되는 조사
- (2) 내진Ⅰ등급 시설물은 상기 지반조사를 모두 실시함을 원칙으로 하나, 대상지역의 지반특성이나 시설물 특성상 불필요하다고 판단되는 항목은 제외할 수 있다.
- (3) 내진Ⅱ등급 시설물은 본문(1)의 ① 및 ②항을 실시함을 원칙으로 하나, 부득이하거나 불필요한 경우는 ②항을 제외할 수 있다. 단, 액상화에 대한 상세평가가 필요한 경우는 ③항을 포함한다.

- (4) 耐震設計時 필요한 地盤調査의 시기, 위치, 범위 및 수량 등은 對象地域의 地盤特性, 施設物의 規模 및 形式, 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용 등을 종합적으로 판단하여 결정하여야 한다.
- (5) 對象地域 地盤特性은 현장 및 실내시험 결과, 현장시험 결과 및 關聯文獻 및 경험에 의한 방법 등을 적용하여 평가한다.

[참고]

- (1) 지반조사의 내용은 내진설계시 필요한 일반적인 지반조사 내용을 반영한 것으로, 특별한 조사가 필요할 경우를 대비하여 예외조항(본문(1)의 ⑥)을 두었다.

표참(12-1) 地盤調査 項目 및 間隔

조사방법	조사 항목	지반 종류	조사간격	조사목표
사운드	표준관입시험	Sand/sandy soil	1~2m	입도분포와 SPT N값을 이용한 액상화 예측
	교란시료채취	Sand/sandy soil	1~2m	층상구조 및 입도분포 획득
현장조사	탄성과 탐사	Sand-clay	1~2m	지진응답해석 저변형률에서의 전단탄성계수
비교관 시료	액상화시험	Sand/sandy soil	1.5~2m	반복삼축시험에서 액상화 강도
	동적변형시험	Sand-clay	각 층	지진응답해석 중간-대변형률에서 변형특성
	밀도시험	Sand-clay	각 층	유효상재하중의 계산

- (2) 관입시험으로는 표준관입시험과 콘관입시험을 사용할 수 있다. 표준관입시험을 통하여 관입저항값(N값), 입도분포 및 지반분류 등 물리적 시험을 위한 교란 시료 채취 등을 수행한다. 내진설계를 위하여 N값의 경험적인 상관관계를 사용한다.

이때 사용되는 N값이 상재하중과 에너지 비에 대한 보정이 필요한지 주의할 필요가 있다. 콘관입시험은 연속적인 지반주상도를 얻는 장점이 있으며, 시험장비에 진동감지기를 설치하여 다운홀시험이 가능한 Seismic Cone을 활용할 수 있다.

- (3) 지진시 지반거동평가를 위하여 각 층의 전단탄성계수, 감쇠비, 단위중량의 결정이 중요하다. 지반은 변형률 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보인다. 선형한계 변형률 이하의 저변형률 영역($\gamma < 10^{-4}\%$)에서 지반의 선형거동을 측정하기 위하여 현장 탄성파기법이 사용되나, 비선형 거동 및 감쇠비 측정이 불가능하므로 변형률 변화에 따른 탄성계수의 비선형성과 감쇠비 측정을 위해서는 실내시험이 필요하다.

(4) 저변형률 영역의 지반의 전단파속도 주상도를 측정하기 위하여 시추공 내에서 수행되는 탄성파시험(크로스홀, 다운홀시험, SPS 검층 등)과 표면파시험을 사용한다. I 등급 구조물의 경우에는 시추공 내에서 수행되는 탄성파시험을 반드시 수행하여야 한다. 2개 이상의 탄성파시험을 이용하여 지반조사가 수행되었을 경우 대표 전단파속도 주상도를 결정한다. 탄성파시험이 수행된 지반조사 이후에 구조물이나 성토체의 시공에 의해 지반의 유효상재하중의 변화가 예상되는 경우는 유효상재하중의 변화를 고려하여 전단파속도의 크기를 수정하여 사용한다. 소규모의 프로젝트에서 전단파속도를 측정하는 현장 탄성파시험이 불가능할 경우에는 경험식들을 적용할 수 있다.

그러나 이들 상관식은 원 데이터의 상당한 분산을 감수하고 제안된 식이기 때문에 적용시 주의를 요한다.

Hardin은 최대 전단탄성계수 예측식을 식(참12-1)과 같이 모델화 하였다.

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot OCR^K \cdot P_a^{n-1} \cdot \overline{\sigma_n^n} \quad (\text{참12-1})$$

여기서, G_{\max} : 최대 전단탄성계수

$$F(e) = \frac{1}{0.3 + 0.7e^2}$$

OCR : 과압밀비,

$$\overline{\sigma_n} : \text{유효 평균주응력} = \frac{\overline{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}}{3} = \frac{1 + 2K_0}{3} \overline{\sigma_v}$$

A : 무차원 계수 ≈ 625

n : 구속압 영향계수 ≈ 0.5

P_a : 대기압(σ_o' 와 동일한 단위)

K : 소성지수 계수로 표참(12-2)와 같다.

표참(12-2) 소성지수계수

P1	K
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
> 100	0.50

Seed 등은 표준관입시험 N 치로부터 사질토 지반의 최대 전단탄성계수의 추정을 식(참12-2)와 같이 제안하였다.

$$G_{\max} = 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} \cdot (\overline{\sigma_n})^{0.4} \quad (\text{참12-2})$$

여기서 G_{\max} : 최대 전단탄성계수(psf)

N_{60} : 에너지비 60%로 보정된 N 값

$\overline{\sigma_n}$: 유효 평균주응력(psf)이다.

일본 港灣技術研究所는 점성토 지반에서 1축 압축강도와의 상관식을 식(참12-3), 사질토 지반에서 N 값과의 상관식을 식(참12-4)로 제안하였다.

$$G_{max} = 170q_u \quad (\text{참12-3})$$

$$G_{max} = 144N^{0.68} \quad (\text{참12-4})$$

여기서 G_{max} 의 단위는 kgf/cm²

- (5) 變形率 크기에 따른 전단탄성계수와 減衰比의 변화를 얻기 위하여 공진주시험, 震動三軸試驗, 비틀전단시험을 사용한다. 이들 시험은 현장에서 채취된 비교란 시료를 이용하여 수행하는 것이 원칙이나 비교란 시료 채취가 어려운 경우에는 현장밀도를 고려하여 재 성형된 시료를 사용할 수도 있다. 시험시 변형률 크기가 크지 않은 경우($\gamma < 10^{-1}\%$), 시료에 가해지는 교란 정도가 미미하므로, 1개의 시료를 이용하여 여러 개의 拘束押 단계의 시험을 실시하는 단계적 시험(Staged-Testing)이 가능하다.
- (6) 耐震 I 等級 港灣構造物의 設計時에는 지반의 非線形 舉動을 측정하여야 한다. 이를 위하여 각 층에서 비교란 시료를 채취하고, 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비를 측정한다. 이때 변형률 범위는 $10^{-4}\% \sim 1\%$ 영역을 추천한다. 이때 시료가 채취된 깊이에서의 구속압 효과를 고려하기 위하여, 최소 3가지 拘束押 단계(현장 지반 평균주응력의 1/2, 현장 지반의 평균주응력, 현장 지반 평균주응력의 2배)에서 시험을 실시하고 시공후에 拘束押 정도를 고려하여 선택하여 사용한다. 소규모 프로젝트에서 지반의 비선형 거동의 측정이 불가능할 경우에는, 경험적 관계식을 적용할 수 있다.
- (7) 液狀化 평가를 위한 실내시험으로 震動三軸試驗, 순수전단시험, 비틀전단시험, 진동대시험 등을 사용한다. 反復載荷 횟수에 따른 液狀化 抵抗 전단응력의 變化曲線을 구하기 위하여 최소한 세 점 이상의 응력비 (τ/σ'_v)를 변화시켜 시험을 실시한다. 비교란 시료를 사용하는 것이 바람직하나, 비교란 시료 채취가 불가능할 경우 현장의 밀도로 재성형한 시료를 사용할 수 있다. 이때 현장상황을 재현할 수 있는 시료 성형법을 채택하여야 한다.
- (8) 靜的荷重에 대한 傳統的인 港灣構造物의 설계시에는 支持層의 위치를 확인하는 것이 중요하였으나, 耐震設計에서는 地震時 설계지반운동을 결정하기 위한 기준면의 위치를 확인하는 것이 중요하다. 「耐震設計基準 研究(II)」 - (1998. 건설교통부)에 의하면 설계지반운동은 보통암 지반의 지표면 자유장운동으로 정의된다. 보통암 지반은 전단파속도 기준으로 760~1500m/s 범위의 지반이며, 표준관입시험의 N 값으로 부터의 결정은 어렵다고 기술되어 있다. 따라서, 항만구조물의 설계를 위하여는 풍화암 지역을 통과하여 보통암 지반까지 시추 및 지반조사가 수행되어야 한다. 그러나, 모든 시추를 보통암 지반까지 수행할 필요는 없으며 상세지반조사 초기에 설계지반운동 결정을 위한 대표적 시추 위치를 선정하고, 선정된 시추공에서는 보통암 깊이까지 표준관입시험, 탄성파시험, 실내시험을 위한 시료 채취 등을 수행하여야 한다.
- (9) 내진설계시 필요한 지반조사의 시기, 위치, 범위 및 수량 등은 일률적으로 정의하기 어려우므로 여러 가지 여건을 종합하여 판단할 수 있도록 하였다.
- (10) 부지응답특성 평가에 필요한 지반 정수로는 해석부지의 층상구조, 지하수위와 각층의 두께, 포화단위중량, 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 값이 필요하다. 부지특성평가를 위해 필요한 지반 물성치를 획득하는 방법은 다음과 같이 크게 3가지 방법이 있다.
 - ① 현장 및 실내시험 결과를 이용하는 방법

본 방법은 가장 신뢰성 있는 방법으로 1등급 구조물이나 중요구조물 설계시 적용한다.

가. 현장시험을 통하여 대상지반의 깊이별 전단파속도(V_s) 주상도를 결정한다. 이때, 크로스홀시험, 다운홀시험, SPS 검층 및 표면파기법 등이 사용될 수 있다.

나. 대상지반을 층으로 나누고 각층의 질량밀도를 추정하여 현장시험에서 결정된 전단파속도로부터 저변

형률 최대전단탄성계수(G_{max})를 결정한다.

- 다. 각층의 중앙에서 불교란 시료를 채취한다. 이때 시료에 교란이 발생되지 않도록 시료채취 및 운반시 주의하여야 한다. 불교란 시료의 채취가 매우 어려운 경우에는 교란 시료로 채취한다.
- 라. 실내 변형특성 평가시험을 수행하여 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비를 얻는다. 이때, 공진주시험, 반복삼축시험, 비틀전단시험을 사용할 수 있으며 변형률 범위는 10^{-4} ~1%를 추천한다.
- 마. 실내시험 결과로부터 현장 구속압 상태를 고려하여 각 층에 대표적인 변형률 크기에 따른 정규화전단탄성계수(G/G_{max})관계를 도출한다.
- 바. 현장에서 구한 최대전단탄성계수(G_{max})와 실내시험에서 구한 비선형관계($G/G_{max} \sim \log \gamma$)를 결합하여 각 층에서의 현장 비선형 전단탄성계수를 식(참 12-5)와 같이 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{max})_{\gamma,lab} \times (G_{max})_{field} \quad (\text{참12-5})$$

사. 현장시험으로부터 감쇠비 측정이 불가능하므로, 실내시험에서 얻은 변형률 크기에 따른 감쇠비($D \sim \log \gamma$) 관계를 사용한다.

② 현장시험 결과를 이용하는 방법

2등급 구조물의 경우, 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 현장시험만이 가능할 경우, 부지특성을 평가하기 위한 단계별 방법을 정리하면 다음과 같다.

- 가. “① 현장 및 실내시험을 이용하는 방법”의 가, 나, 단계를 수행한다. 이때 SASW 기법도 적용가능 하다.
- 나. 각 층의 정규화 전단탄성계수 감소곡선($G/G_{max} \sim \log \gamma$)을 구하기 위하여 대상지반의 층상구조와 종류를 분류하여 문헌조사를 통한 상관관계로 적용할 수 있다.
- 다. 현장에서 구한 최대전단탄성계수와 문헌에서 구한 지반의 비선형 관계를 결합하여 각 층에서의 비선형 전단탄성계수를 식(참 12-6)을 적용하여 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{max})_{\gamma,literature} \times (G_{max})_{field} \quad (\text{참 12-6})$$

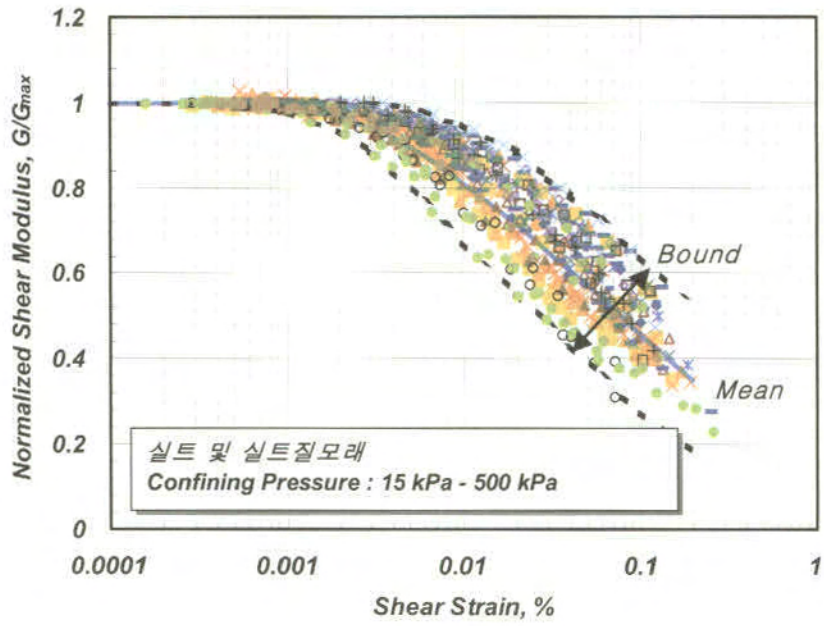
라. 변형률 크기에 따른 감쇠비($D \sim \log \gamma$) 관계를 결정하기 위하여 문헌조사를 이용한 상관관계를 사용한다.

③ 경험에 의한 방법

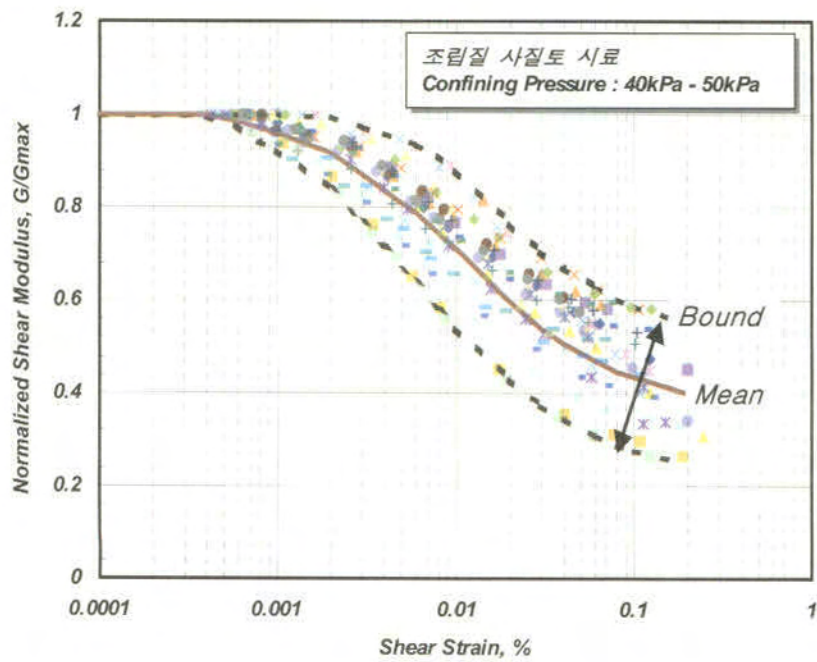
소규모 2등급 구조물의 경우 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 현장 탄성파시험 및 실내 변형특성시험을 수행할 수 없는 경우에는 경험적 방법에 의해 지반의 비선형 거동을 평가한다. 이 방법은 상당히 큰 오차를 유발할 수 있는 등 신뢰도에 문제가 있으며, 모든 경험적 상관식이 외국지반에 대한 시험결과로부터 유도되어 있으므로 국내지반에 대한 연구를 수행하여 이에 대한 검증을 통해 방법의 신뢰도를 증가시켜야 한다.

- 가. 지반조사 자료를 바탕으로 지반의 층상구조를 확인하고 각 층에서 지반자료(N 값, 단위중량, 지하수위, 간극비, 액·소성한계, 입도분포, 비중 등)를 얻는다.
- 나. 지반자료와의 경험적 상관관계를 이용하여 각 층의 최대전단탄성계수를 결정한다.
- 다. “② 현장시험 결과를 이용하는 방법”의 나, 다, 라의 단계를 수행한다.

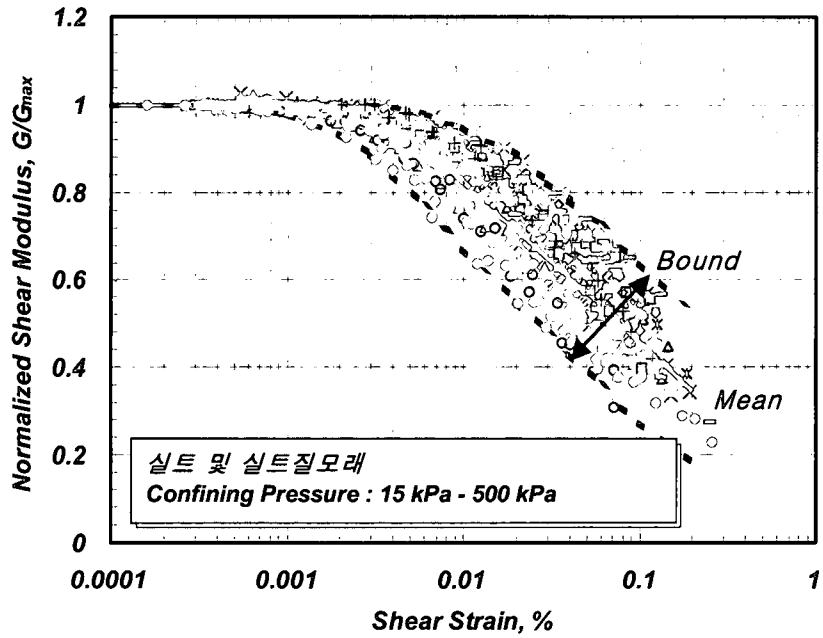
- (11) 부지응답특성 평가시 실내시험을 실시하지 않을 경우 문헌의 자료를 이용할 수 있다. 본 기준에서는 국내 지반의 실트 및 실트질 모래, 조립질 모래, 풍화토에 대한 동적변형특성을 예시한다. 아래의 자료를 이용할 경우 현장 지반의 종류와 구속압을 고려하여 적절한 자료를 이용해야 한다.



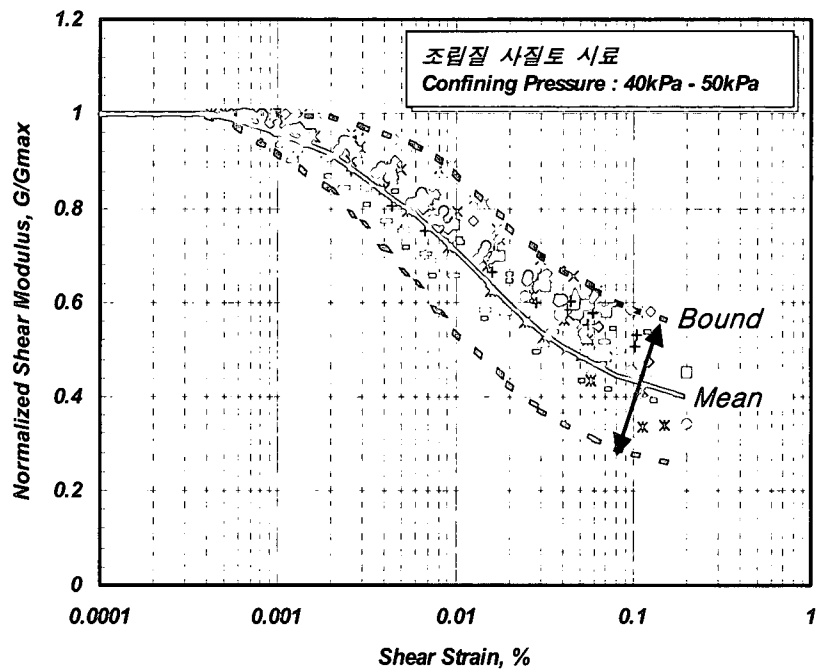
도참(12-1) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선



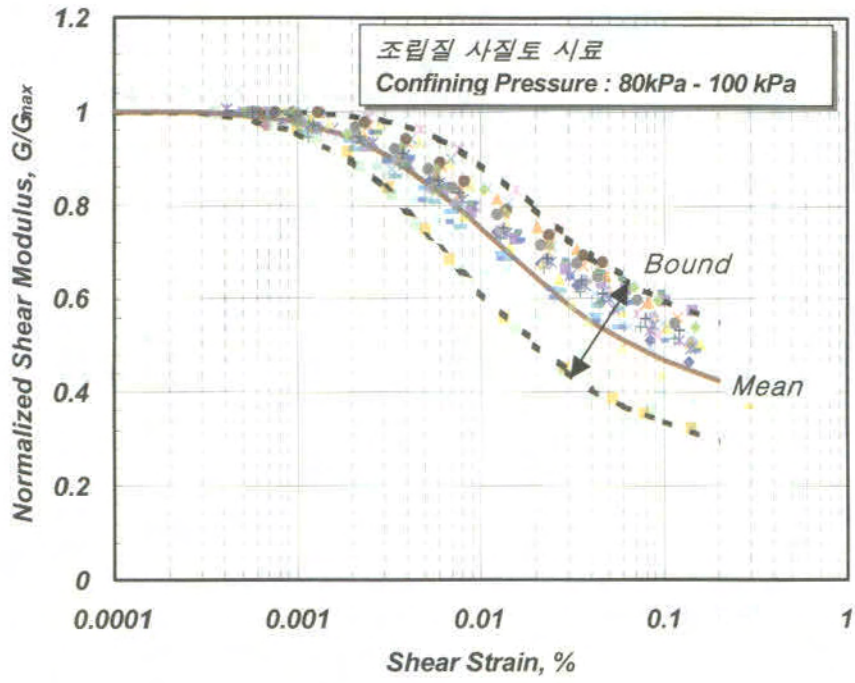
(a) 구속압 40-50kPa



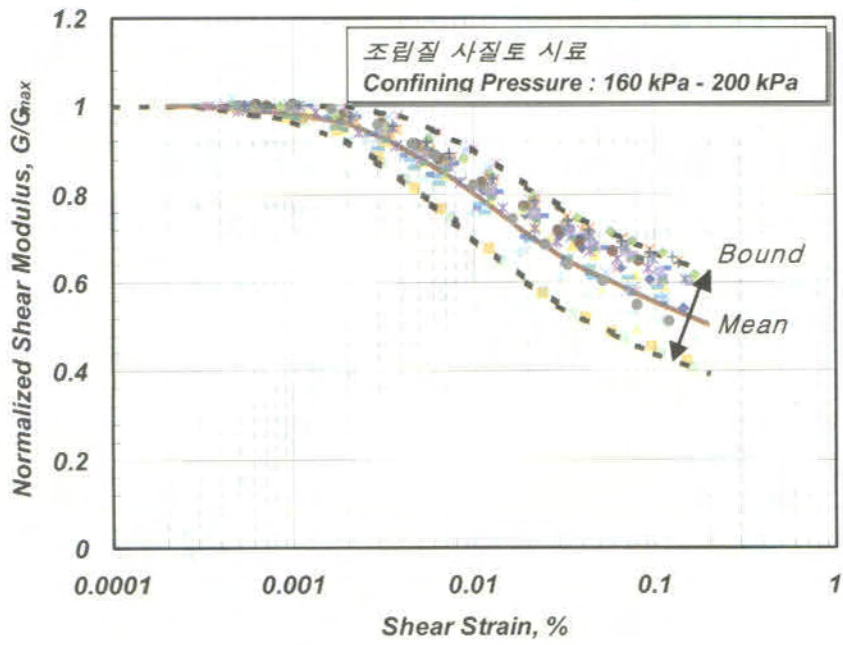
도참(12-1) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선



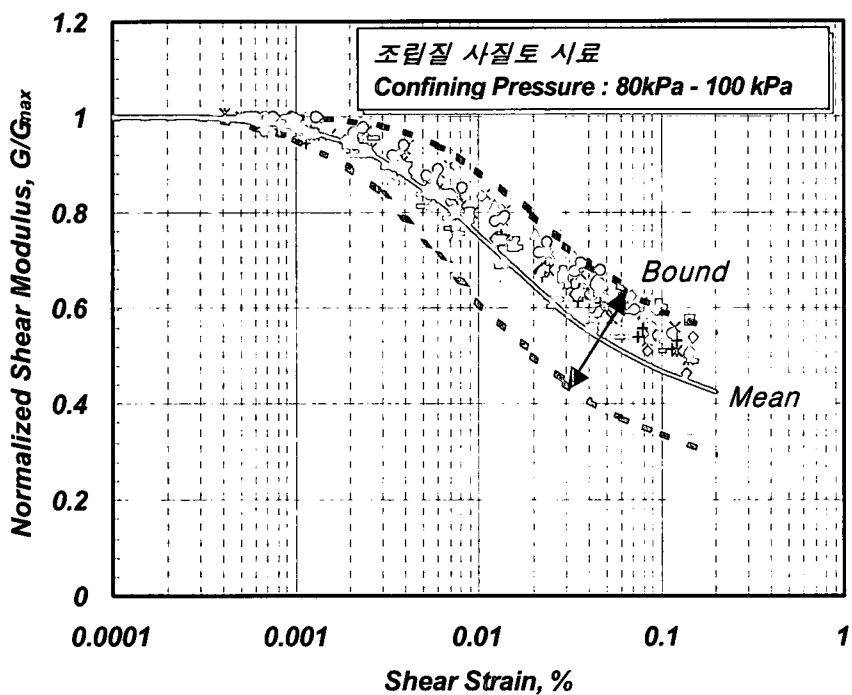
(a) 구속압 40-50kPa



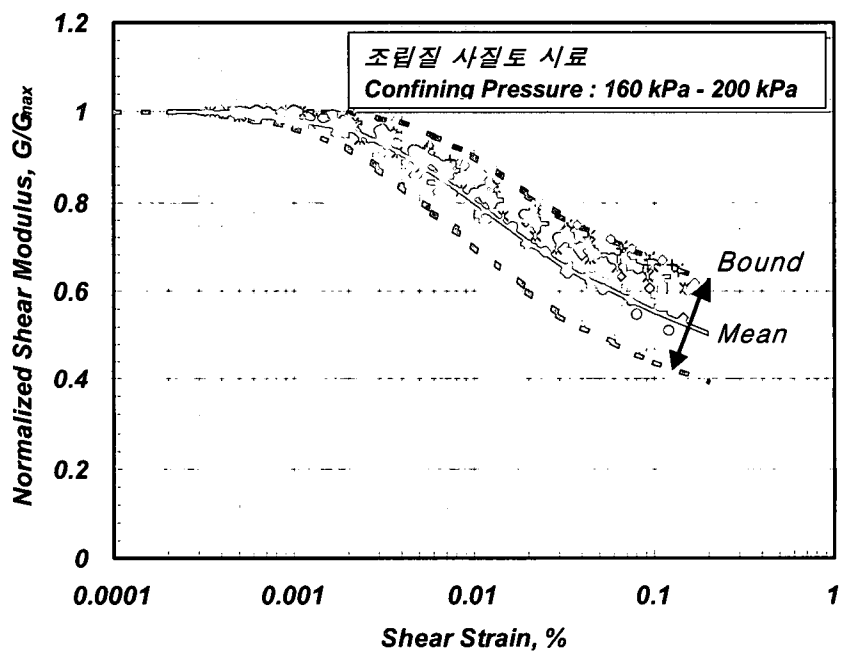
(b) 구속압 80-100kPa



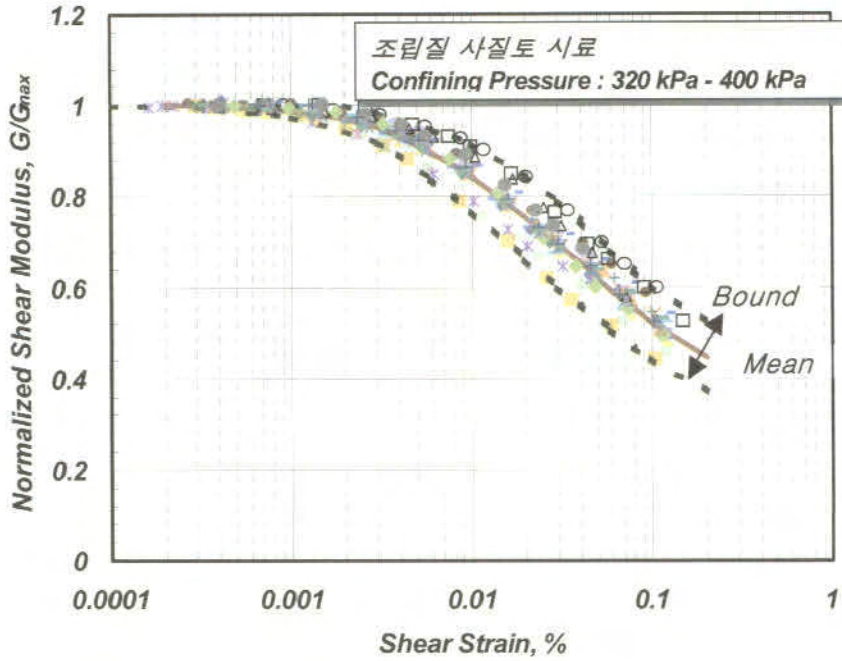
(c) 구속압 160-200kPa



(b) 구속압 80-100kPa

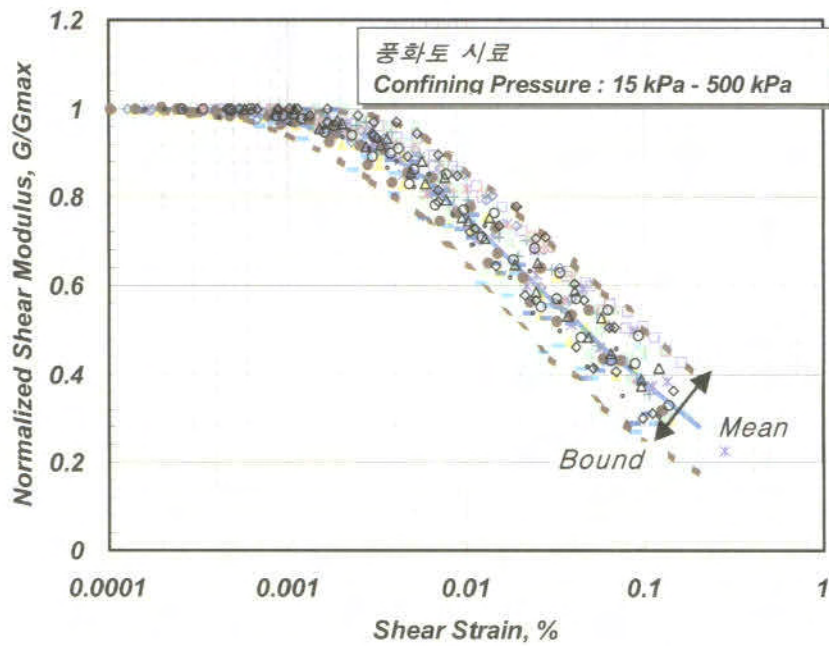


(c) 구속압 160-200kPa

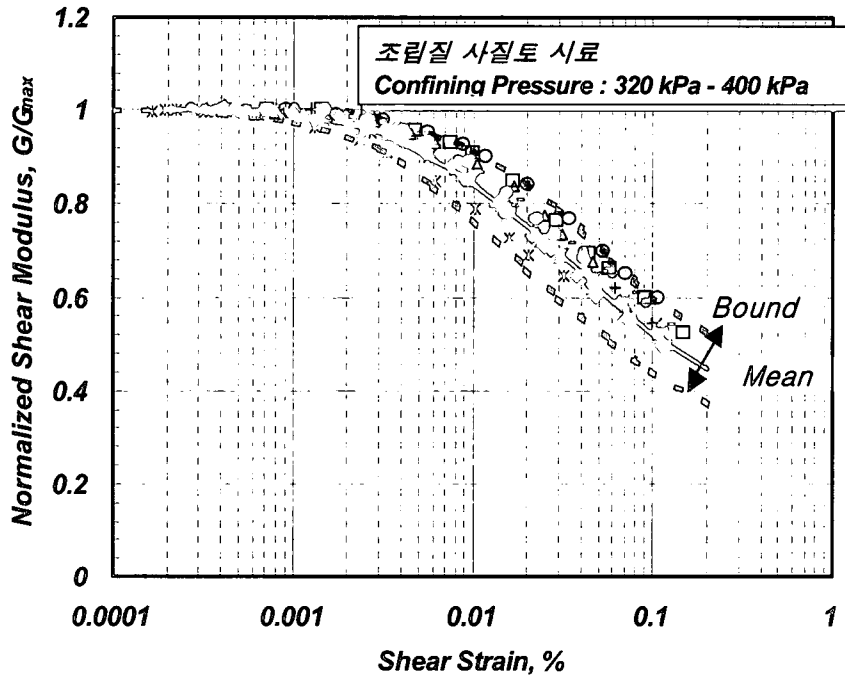


(d) 구속압 320-400kPa

도참(12-2) 국내 조립질 사질토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선

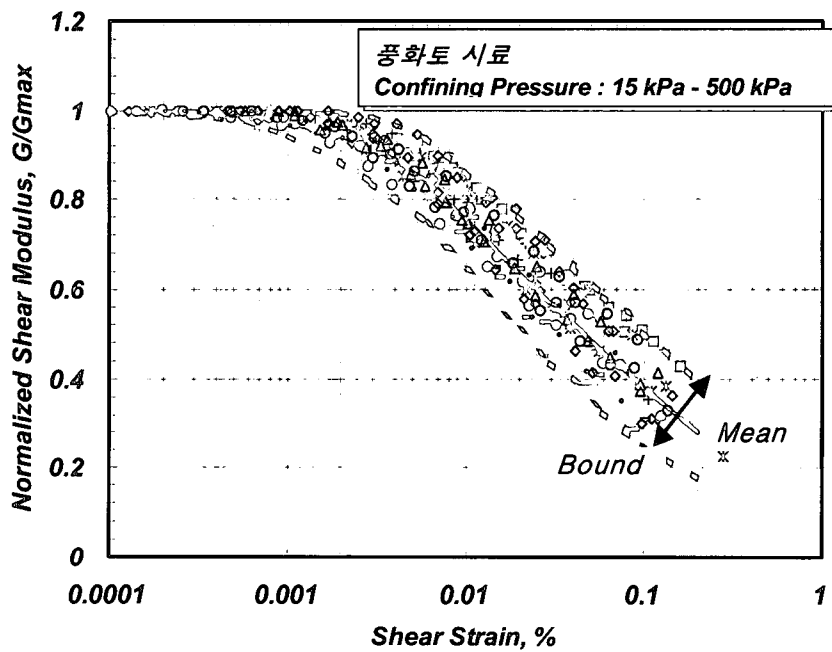


도참(12-3) 국내 풍화토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선

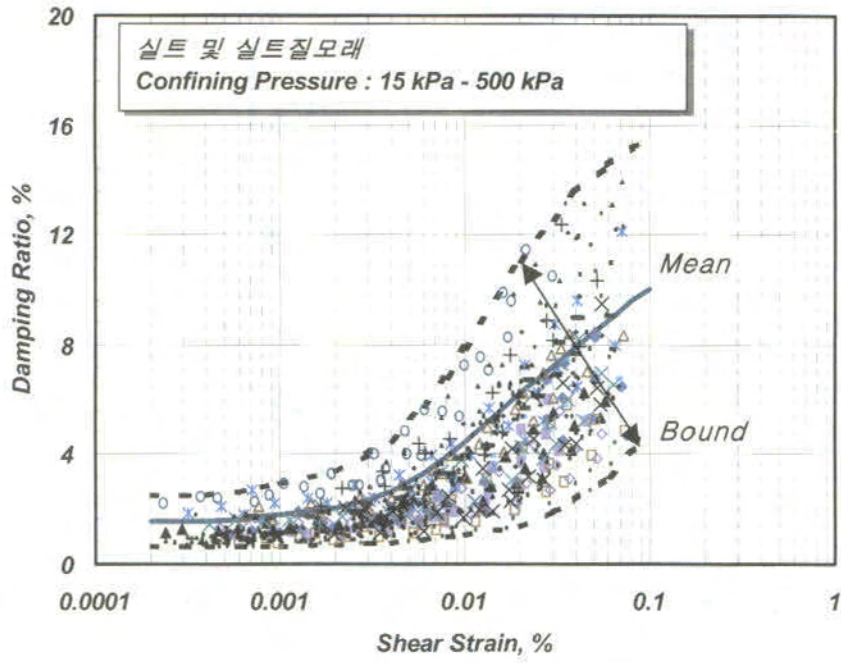


(d) 구속압 320-400kPa

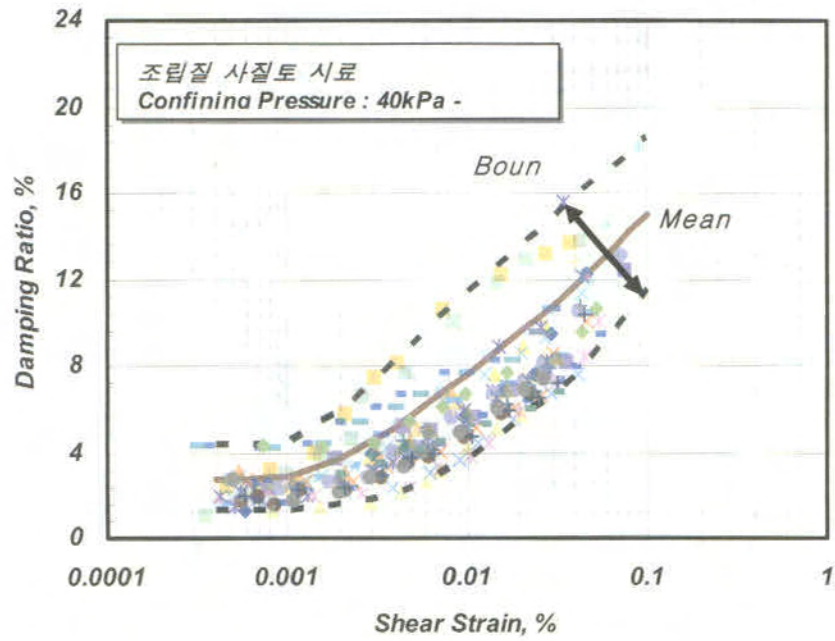
도참(12-2) 국내 조립질 사질토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선



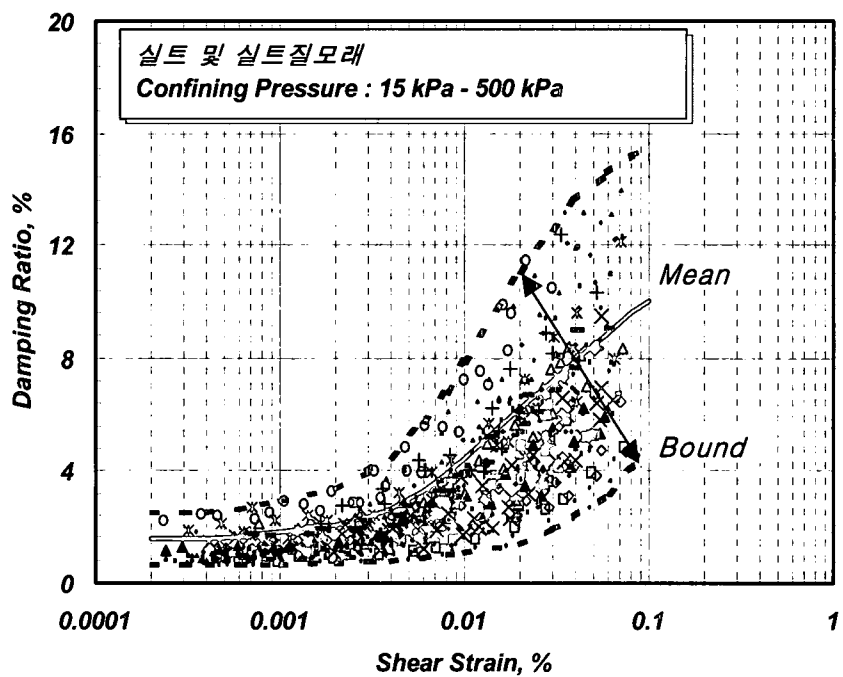
도참(12-3) 국내 풍화토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선



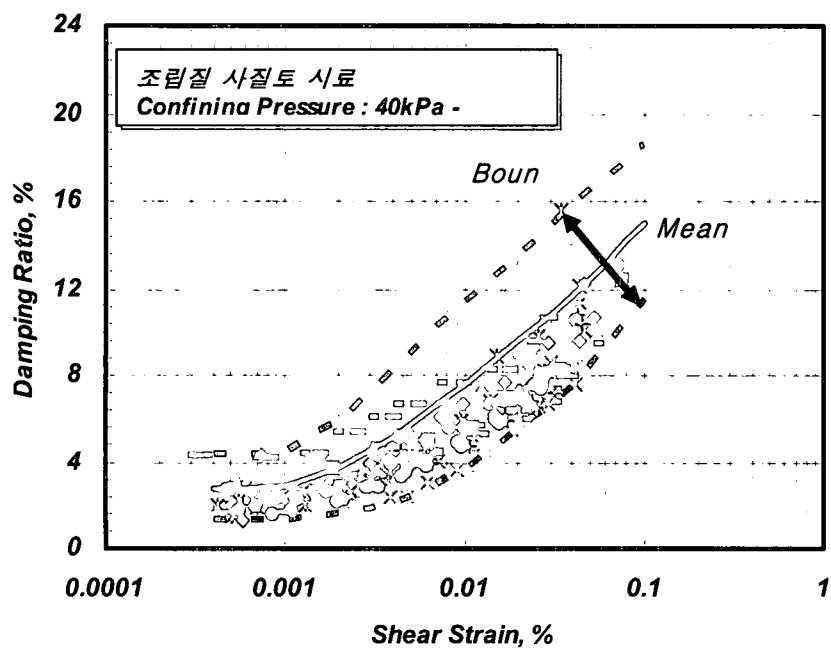
도참(12-4) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 감쇠비 곡선



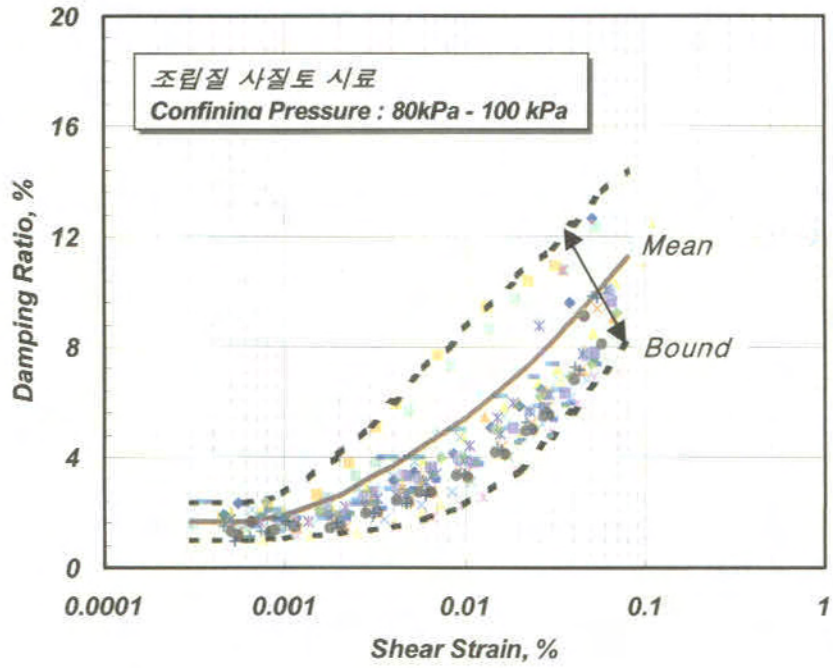
(a) 구속압 40-50kPa



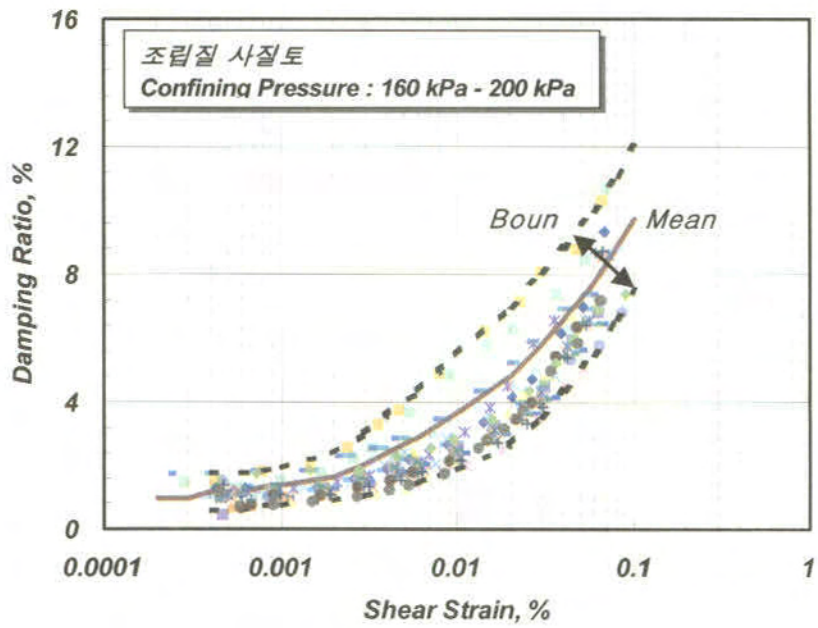
도참(12-4) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 감쇠비 곡선



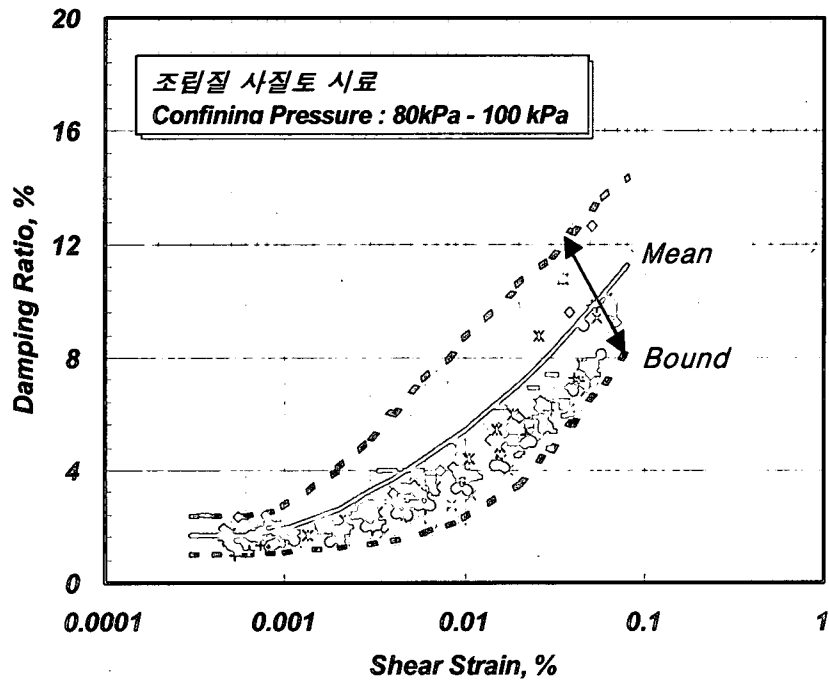
(a) 구속압 40-50kPa



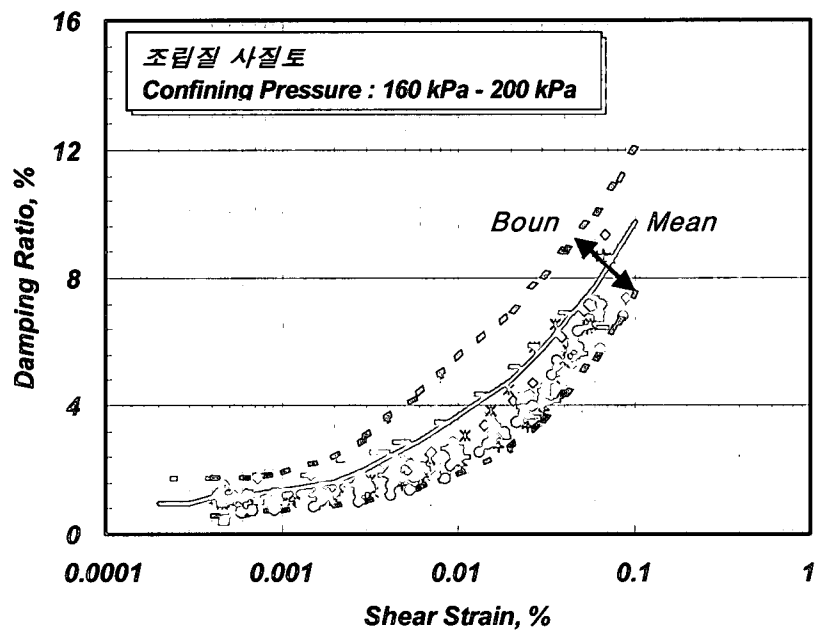
(b) 구속압 80-100kPa



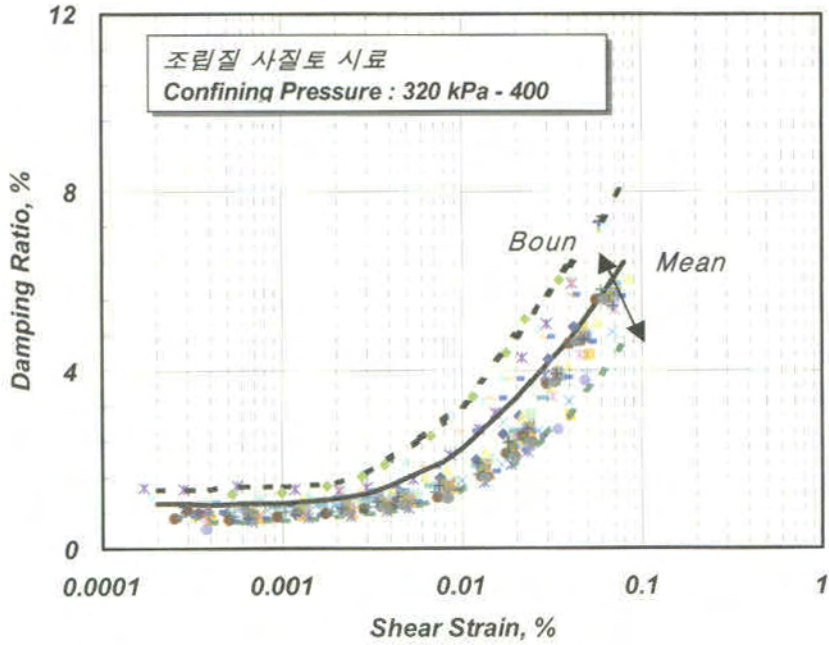
(c) 구속압 160-200kPa



(b) 구속압 80-100kPa

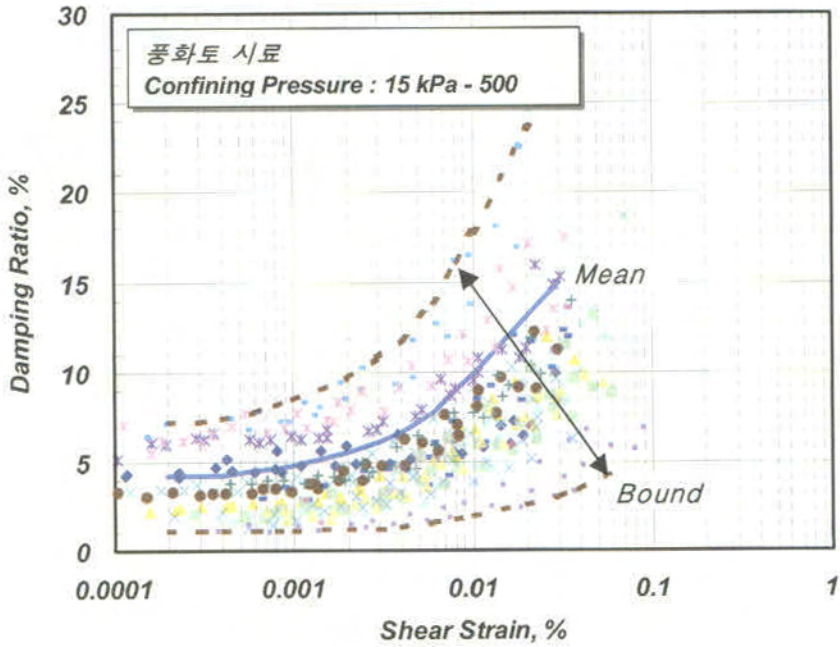


(c) 구속압 160-200kPa

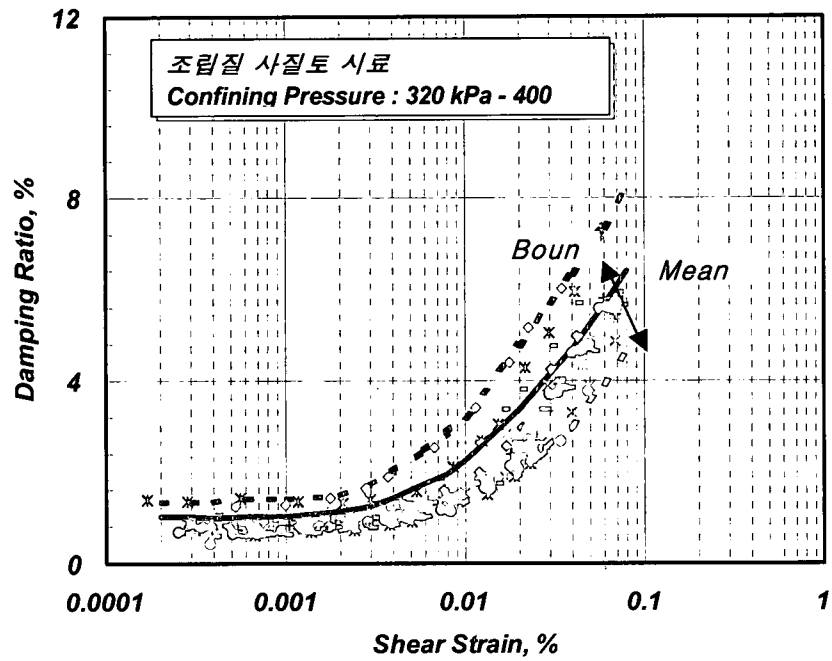


(d) 구속압 320-400kPa

도참(12-5) 국내 조립질 사질토의 대표적인 감쇠비 곡선

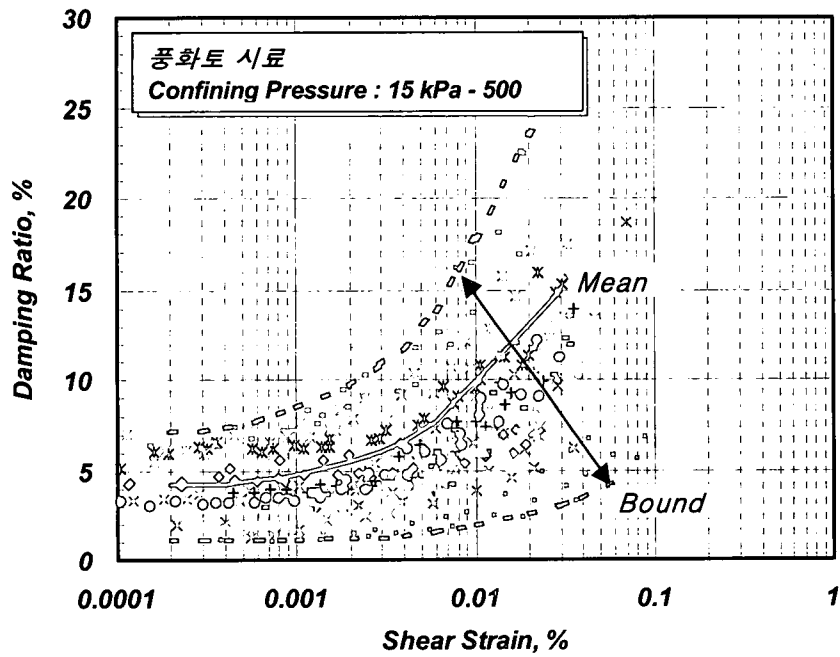


도참(12-6) 국내 풍화토의 대표적인 감쇠비 곡선



(d) 구속압 320-400kPa

도참(12-5) 국내 조립질 사질토의 대표적인 감쇠비 곡선



도참(12-6) 국내 풍화토의 대표적인 감쇠비 곡선

12-5 해석 및 설계에 대한 일반규정

12-5-1 시설물별 해석방법

(1) 耐震Ⅰ等級 施設物

① 기능수행 수준 및 붕괴방지 수준에서 動的解析方法에 의하여 시설물의 안전이나 부재력을 검토함을 원칙으로 하나, 다음의 경우는 예외로 한다.

가. 배면이 토사로 埋立되었거나 내부속채움이 포함된 시설물로서 지진시 土壓 및 동수압이 시설물의 안전이나 부재력에 지배적인 경우는 等價靜的 解析法을 적용할 수 있다.

나. 지진시 하중조건이나 재료의 특성 등에 따라 기능수행 수준에서의 시설물 안전이나 부재력이 붕괴방지 수준에서의 경우보다 덜 위험하다고 판단되는 경우는 기능수행 수준에서의 검토를 생략할 수 있다.

② 지반에 매설되는 관구조물 등의 변형은 地震時 주변지반의 변위에 지배되므로 이를 고려하여 검토하여야 한다.

(2) 耐震Ⅱ等級 施設物

① 기능수행 수준 및 붕괴방지 수준에서 等價靜的 解析法에 의하여 시설물의 안전이나 부재력을 검토함을 원칙으로 한다.

② 地震時 荷重條件이나 재료의 특성 등에 따라 기능수행 수준에서의 시설물 안전이나 부재력이 붕괴방지 수준에서의 경우보다 덜 위험하다고 판단되는 경우는 기능수행 수준에서의 검토를 생략할 수 있다.

③ 「固有震動周期가 비교적 짧고 減衰性이 큰 시설물이 아닌」 즉, 地震動의 卓越周期와 비교하여 시설물의 固有震動周期가 긴 경우나 높이 방향으로 진동이 증폭하기 쉬운 경우는 耐震Ⅱ等級 施設의 경우에도 시설물의 動的舉動을 판단하여 설계진도를 결정하여야 한다.

(3) 耐震Ⅰ等級 施設物의 경우에도 타당성 조사나 기본계획 단계에서는 등가정적 해석법을 적용하고, 기본설계 단계에서는 중요 시설부분에 대해서만 (1)항의 규정을 적용할 수 있다.

[참고]

(1) 許容變位

① 항만시설물의 허용변위는 시설물의 운영측면이나 안전측면이 모두 고려되어 결정되어야 하며, 허용변위량의 대소에 따라 건설비용 등에 큰 영향을 미칠 것이므로 신중하게 검토되어야 한다.

② 외국의 관련문헌에 따르면 일반적으로 다음과 같은 기준을 예시할 수 있다.

가. 「Seismic Guidelines for Ports」 - (1998. TCLEE No. 12, ASCE)

잔교하부 호안구조물의 경우

붕괴방지 수준에서의 허용범위 ; 30cm (수평방향)

기능수행 수준에서의 허용범위 ; 10cm (수평방향)

나. 「港灣の施設の技術上の基準・同解説」 - (平成元年 6月, 社團法人 日本港灣協會)

표참(12-3) 공용의 관점에서 본 안벽 변형량 추정치

구 분	피해변형량 ; 최대 측방 변위량 또는 최대 애프론 침하량			
구조형식	중력식 계선안		널말뚝식 계선안	
안벽수심	(-) 7.5m 이상	(-) 7.5m 미만	(-) 7.5m 이상	(-) 7.5m 미만
공용가능	0 ~ 30cm	0 ~ 20cm	0 ~ 30cm	0 ~ 20cm
공용제한	30 ~ 100cm	20 ~ 50cm	30 ~ 50cm	20 ~ 30cm

표참(12-4) 기능상의 관점에서 본 안벽 변형량 상한 추정치

구조물 본체	애프론 전체의 침하량	; 20 ~ 30cm
	경 사	; 3 ~ 5°
	법선의 변위(出入)	; 20 ~ 30cm
애프론	침하 ;	<div style="display: inline-block; vertical-align: middle;"> <div style="border-left: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; margin-bottom: 5px;"></div> <div style="border-left: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; width: 100px; height: 20px;"></div> </div> 애프론상의 단차 : 3 ~ 10cm 애프론과 배후지의 단차 : 30 ~ 70cm
	경사 ;	순구배 3 ~ 5%, 逆勾配 0%

(2) 내진 I 등급 시설물의 시설물 안전이나 부재력 검토시 例外조항은 다음과 같은 경우에 해당한다.

- ① 중력식 안벽, 널말뚝식 안벽 등이나 직립식 혹은 混成式 防波堤와 같은 경우는 等價靜的 解析法을 허용하며, 잔교식 안벽 등은 動的解析方法을 따른다.
 - ② 붕괴방지 수준 및 기능수행 수준에서의 상재하중 (특히 운영하중)은 발생빈도가 상이하므로 달리 적용할 수 있다.
 - ③ 棧橋式 岸壁과 같이 地震發生時 臺上의 강제운동으로 보기 어려운 경우는 耐震Ⅱ等級 施設物의 경우에도 施設物의 動的舉動을 판단하여 設計震度を 결정하는 것이 바람직하다.
 - ④ 재료의 특성에 따른 해석방법을 감안할 때, 콘크리트 구조물은 붕괴방지 수준의 경우만 검토하여도 시설물의 안전이나 부재력에 문제가 없는 경우가 발생 가능할 것으로 예상되므로 기능수행 수준에서의 검토를 생략 가능하도록 예외 조항을 두었다. 강제시설물(특히, 말뚝식구조)의 경우 허용응력설계법을 원칙으로 하고, 기능수행 수준의 경우는 許容應力割増을 감안하여 검토하고, 붕괴방지 수준의 경우는 連成係數를 적용하여 부재력을 검토한다.
- (3) 耐震Ⅱ等級 施設物의 경우는 기본적으로 等價靜的 解析法을 원칙으로 하였으므로 시설물의 변위검토는 하지 않는 것으로 하였다.

12-5-2 등가정적 해석법

- (1) 설계지진력은 다음의 ① 및 ②항중 시설물에 불리하게 되는 지진력을 시설물의 중심에 작용시키는 것으로 한다.
- ① 지진력 = 자중 × 지진계수
- ② 지진력 = (자중 + 재하하중) × 지진계수
- 여기서, 지진계수 = 지역별 진도 × 지반종별 증폭계수로부터 구하며, 설계대상지반의 지반종별 증폭계수는 보통암(S_B)을 기준으로 할 때의 상대증폭비이다.
- (2) 지반종별 증폭계수는 지반조건에 따른 지진응답해석을 수행하여 결정함을 원칙으로 한다. 단, 소규모시설이나 기타 부득이한 경우는 12-3-3 (2)의 지반별 지진계수 C_a 를 이용하여 보통암(S_B)에 대한 상대적인 증폭치를 결정할 수 있다.

[해설]

- (1) 안벽과 같은 항만구조물에 대한 내진설계에 있어서는 일반적인 토목구조물에서와 같이 등가정적 해석법이 적용된다. 즉, 地震動의 卓越震動周期에 비하면 이들 구조물의 固有震動周期는 짧다고 보여 짐으로 地震動에 이들 構造物은 臺上의 강체와 같이 거동한다고 본다. 等價靜的 解析法은 地震力이 常時荷重과 같이 구조물의 중심에 작용한다고 보는 設計法이다.
- (2) 等價靜的 解析法에 의하면 지진시 발생하는 최대 지진력이 마치 정적인 힘으로 정상적으로 작용하는 것으로 설계되므로, 이와같은 설계법과 실제에 일어나는 현상과의 차이를 감안하여 지진시에는 이상시 하중에 대한 재료의 안전율, 허용응력도 등을 상시와 달리 하고 있다.

[참고]

- (1) 地域別 震度は 보통암 지반을 기준으로 하고 있는 바, 대상지역의 지반종류별 특성을 감안하기 위한 地盤係數는 일반적으로 1차원 等價線形 地盤應答解析(사용가능모델 사례 ; SHAKE)을 수행하면 결정가능하다. 이 경우에도 입력지진은 長周期 및 短周期波形을 포함하여 검토하는 것이 바람직하다.
- (2) 12-3-3 (2)의 본문에 수록된 地震係數 C_a 를 이용하여 地盤係數를 결정하는 경우는 「港灣の施設の技術上の基準・同解説」 - (平成元年 6月, 社團法人 日本港灣協會)에서 제시하는 지반종류별 계수값을 상회하는 것으로 보여진다. 地盤係數의 정량적 판단은 현재로서는 어려우므로 가능한 地震應答解析을 수행하는 것을 원칙으로 하였다.
- (3) 變位를 고려한 解析方法
- 과거 地震荷重 조건에만 의존하여 설계하던 방법 대신, 壁體構造物의 許容變位를 고려하여 설계하는 방법이 점점 일반화되고 있다. 等價靜的 解析法 해석에서 사용되는 Mononobe-Okabe 방법과 Eurocode 방법들은 壁體構造物에 가해지는 地震荷重을 산정하는데 유용하게 이용될 수 있으나 변위에 대한 정보는 알 수 없다. 지진발생 후 壁體構造物이 제기능을 발휘할 수 있는 지는, 地震時 發生된 구조물의 永久變位の 크기에 좌우되는 경우가 많다. 따라서 耐震設計時 許容變位를 고려한 설계기법과 설계지진에 의한 壁體構造物의 永久變形을 예측하기 위한 해석을 수행할 필요가 있다.

① 永久變位 산정법

가. Richards-Elms 방법

Richards-Elms는 許容變位에 따른 壁體構造物의 耐震設計方法을 제안하였다. 이 방법은 地震時의 斜面安定解析 방법으로 Newmark가 제안한 슬라이딩 블록(Sliding Block) 방법과 유사한 방법으로 벽

체의 영구변위를 평가하는 방법이다. Richards-Elms는 永久變位 및 降伏加速度(설계가속도)를 구하는 방법을 다음과 같이 제안하였다.

$$N = A \left(\frac{0.087 V^2}{dAg} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{참12-5})$$

$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag(N/A)^4} \quad (\text{참12-6})$$

여기서 d : 영구변위(m)
 N : 항복가속도(m/sec²)
 A : 최대지반가속도(m/sec²)
 g : 중력가속도(m/sec²)
 V : 최대지반속도(m/sec)

일반적으로 許容變位는 構造物의 중요도(등급) 및 종류에 따라 설계시방서에 주어진다. 許容變位가 결정되면 식(참12-5)을 이용하여 벽체에 가해지는 地震係數를 수정하여 등가정적 해석법 해석을 수행한다. 또한 활동을 유발하는 降伏加速度를 限界平衡法에 의하여 계산하고, 設計地震力에 대한 永久變位를 식(참12-6)를 이용하여 계산할 수 있다.

나. Whitman-Liao 방법

Richards-Elms 방법은 중력식 壁體構造物의 변위를 산정하는데 유용하나, 개발과정에서 動的土壓 문제에서 고려되어야 할 뒷채움재의 震動應答, 運動學的 요소들, 回轉舉動, 垂直加速度 등의 사항들을 무시하고 있다. 이러한 문제점을 개선하기 위하여 Whitman-Liao는 Richards-Elms 방법의 모델링 오류를 統計學的인 방법을 이용해 95%의 信賴水準으로 永久變位를 넘지않는 降伏加速度를 구하는 법을 다음과 같이 제안하였다.

$$N = A \left\{ 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left(\frac{dAg}{V^2} \right) \right\} \quad (\text{참12-7})$$

$$d = \frac{495 V^2}{Ag} \exp \left(-9.4 \frac{N}{A} \right) \quad (\text{참12-8})$$

Richards-Elms 방법과 Whitman-Liao 방법을 비교해보면, Whitman-Liao 방법은 地震時 壁體構造物에 발생한 變位의 사례연구의 best-fit 곡선을 나타내고 Richards-Elms 방법은 상한값을 나타낸다. 따라서, 耐震設計時 Whitman-Liao 방법을 이용할 것을 추천하며, 보조수단으로 Richards-Elms 방법에서 계산된 永久變位는 重力式 壁體構造物이 경험할 수 있는 永久變位의 上限界 값으로 참고할 수 있다.

② 設計方法

許容變位를 고려하여 내진설계를 하는 방법은 다음과 같이 요약할 수 있다.

가. 許容變位 d 를 결정한다. d 는 구조물의 종류 및 重要度(등급)에 따라 결정한다.

나. 降伏加速度(設計加速度) N 을 許容變位로부터 계산한다.

다. 地震時 작용되는 荷重組合을 계산한다. 위에서 구한 降伏加速度 N 을 水平地震係數 (k_h)로 사용한다.

라. 위 다.항에서 계산된 荷重組合을 지탱할 수 있는 重力式 壁體構造物을 등가정적해석법과 동일하게 설계한다. 이 방법에서는 滑動이 유발되는 것으로 가정하기 때문에 滑動以外的 검토사항에 대한 검토를 수행한다.

설계된 壁體의 永久變位를 예측하기 위하여는 重力式 壁體에 滑動을 유발하는 降伏加速度를 限界平

衡方法에 의하여 결정하고 Richards-Elms 방법과 Whitman-Liao 방법을 적용한다. 이때 Whitman-Liao의 방법은 평균값을 Richards-Elms 방법은 상한값을 제공한다.

12-5-3 동적해석법

- (1) 항만시설물의 내진성능을 검토함에 있어서 동적해석방법을 적용하는 경우는 해석의 목적에 부합되는 적절한 방법을 선택하여야 한다.
- (2) 동적해석법을 적용할 경우 구조물의 모델링, 재료정수의 설정, 입력지진동 선정 등은 실제의 현상을 적절히 재현할 수 있도록 되어야 한다.

[해설]

(1) 動的解析方法은 일반적으로 應答스펙트럼법, 時間履歷解析法 등이 적용되나 재료의 특성, 모델형식 등에 따라 매우 다양하므로 실제 현상을 적절히 재현할 수 있는 방법을 선택하여야 한다.

[참고]

(1) 항만시설물의 동적해석법을 분류하면 다음과 같다.

표참(12-5) 해석모델의 분류

해석법 (포화지반의 취급)	유효응력해석법, 전응력해석법
계산대상지역 (차원)	1차원, 2차원, 3차원
재료특성	선형, 등가선형, 비선형
계산영역	시간영역해석법, 주파수영역해석법

① 數値計算에 의한 解析

가. 有效應力解析法과 全應力解析法

液狀化의 豫測·判定이라는 목적의 관점에서 보면, 動的解析은 有效應力法에 근거한 것과 全應力法에 근거한 것으로 나눌 수 있다. 지반이 液狀化하면 過剩間隙水壓이 발생하여, 有效應力이 감소한다. 그 결과, 흙의 응력상태가 변화하기 때문에 흙의 復元力特性이나 減衰特性이 변화하고 지반의 응답특성도 변화한다.

有效應力解析法은 이와 같은 상태를 표현할 수 있어 지반에 발생하는 과잉간극수압을 계산에 의해 직접 구할 수 있다. 한편, 全應力解析法에서는 계산과정에서 과잉간극수압이 계산되지 않기 때문에, 유효응력의 변화에 의한 地震應答 변화가 고려될 수가 없다. 따라서 어느 정도 이상의 過剩間隙水壓比로 대략 0.5이상 발생 하는 경우에는, 전응력법에 의한 계산결과는 실제의 地震應答과 꽤 다를 가능성이 크다. 따라서, 설계실무에는 간편한 全應力解析法이 이용되어지는 경우가 많다. 일반적으로 有效應力解析에 의한 應答値(剪斷應力이나 加速度)는 全應力解析에 의한 응답치보다 全般的으로 작다고 알려져 있다. 이 경우에는 全應力解析은 설계상 안전 측의 결과를 주고 있다.

나. 計算對象領域에 의한 分類

계산의 대상으로 하는 영역에 의한 해석에는 1차원에서 3차원까지의 해석법이 있다. 일반적으로, 平

面的으로 넓은 곳에 水平으로 堆積한 地層構造를 가지는 自然地盤을 對象으로 하는 경우에는 1차원 해석법이 이용되어지고 있다. 또, 岸壁등과 같이 안쪽 길이 방향으로 똑같다고 간주하는 構造物-地盤系를 대상으로 하는 경우에는 2차원 해석법이 이용되고 있는 것이 일반적이다. 橋台基礎-地盤系와 같은 경우, 3차원적 取扱을 하는 것이 생각되어 질 수 있으나, 모델화나 계산시간의 制約때문에 3차원 해석은 局限된 重要구조물이나 연구목적에 이용되어지고 있다.

다. 일반적인 計算모델의 種類

㉑ 重複反射모델

이 계산모델은 도참(12-7)에 나타난 것처럼 地盤을 수평한 土層의 겹침으로 간주하고, 地盤에서부터 수직으로 入射한 剪斷波가 上方으로 진행하여 각 층의 境界에서 透過와 反射를 반복하게 하는 것이다. 이 방법에는 흙의 응력-뒤틀림 관계를 線形으로 취급하나, 최근에는 疑似的으로 非線形性을 고려할 수 있는 等價線形化手法에 의해 重複반사모델이 널리 이용되고 있다.

㉒ 節點모델

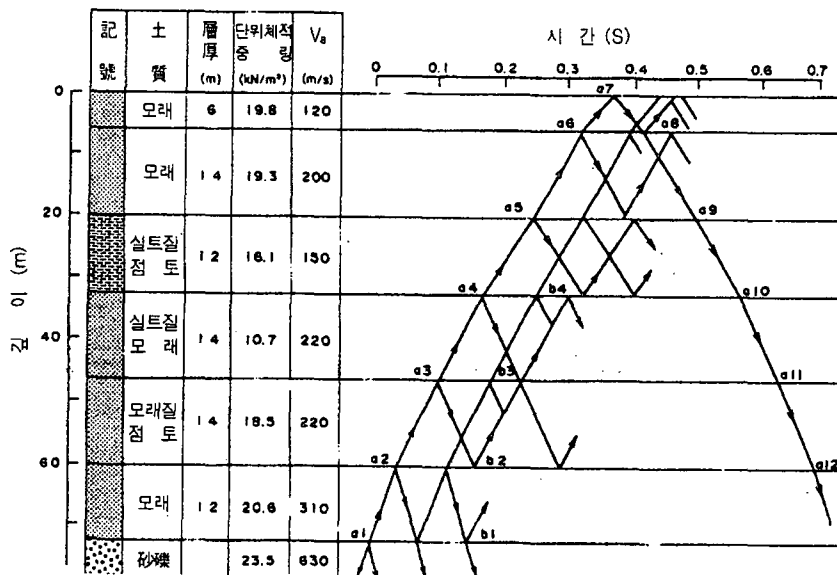
이 모델은 도참(12-8)에 나타난 것처럼 地盤을 1개 또는 여러 개의 節點과 스프링 및 減衰機構의 조합으로 置換한 것이다. 이 방법은 計算프로그램이 비교적 간단하여 스프링에 非線形인 變位-復元力關係를 도입시키는 것이 가능하다.

㉓ 有限要素모델

이 모델은 도참(12-9)에 나타난 것처럼, 地盤을 有限個數의 要素로 분할한 것으로 地盤에 局限하지 않고 넓게 각 분야에서 이용되고 있다. 이 방법의 특징은 地盤의 層厚나 物性의 2차원적인 變化를 容易하게 표현할 수 있다.

㉔ 連結體모델

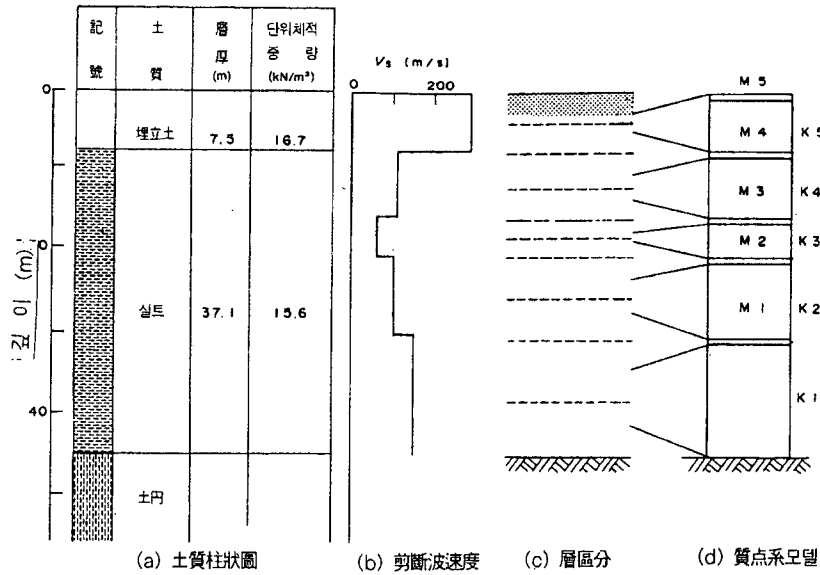
構造物 (또는 地盤)을 똑같은 특성 또는 똑같이 變化하는 物性을 가진 單지지보로 간주한 것이다. 모델화하는 경우 일반적으로는 前단보 모델이 채용된다. 계산에 필요한 定數는 구조물의 형상치수 각 부분의 단위체적중량, 剪斷剛性率과 그 길이 방향의 비율, 減衰定數이다.



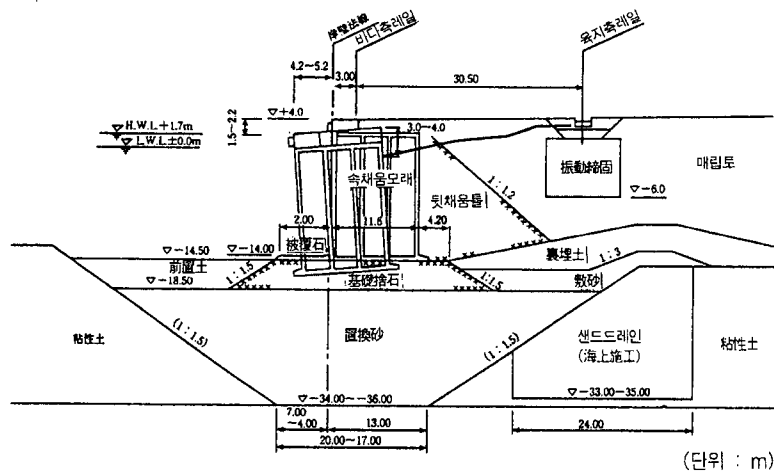
(a) 土質柱狀圖

(b) 反射와 透過의 時間經過

도참(12-7) 重複反射 모델에 의한 地震波의 傳播



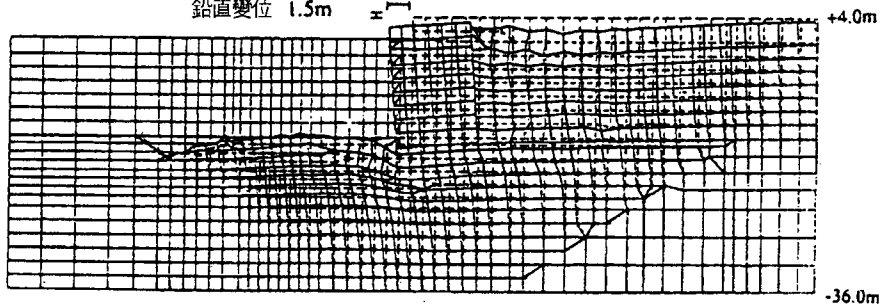
도참(12-8) 節點모델



傾斜角
4.1°

▽ 水平變位
3.5m

鉛直變位 1.5m



도참(12-9) 有限要素모델

라. 材料特性的 評價

동적해석을 실시하는 경우에는 지반을 구성하는 흙의 材料非線形特性을 어떻게 모델화하는가도 중요하다. 지진시의 전단변형률이 비교적 적은 경우, 흙의 응력-변형률 관계는 비선형적이거나 액상화해석에서 필요하게 되는 중간정도의 변형률 또는 큰 변형률에서의 응력-변형률 관계는 비선형특성이 顯著하게 나타나기 때문에 이런 흙의 비선형특성의 효과를 어떠한 형태로든 고려할 필요가 있다. 오늘날에는 지반의 재료비선형성을 고려하지 않는 線形解析法 이외에 지반이 받는 변형률 Level에 적응시킨 재료정수를 이용하여 선형해석을 하는 等價線形解析法, 또는 큰 변형률시의 흙의 응력-변형률 관계를 어느 정도 충실히 고려한 지반의 非線形應答解析法의 다양한 방법이 이용되고 있다.

마. 計算領域에 의한 分類

계산영역의 관점에서 보면, 應答計算法은 時間領域解析法과 周波數領域解析法으로 분류할 수 있다. 유효응력해석법 또는 재료특성을 비선형으로 취급한 계산은 시간영역에서 행해지는 것이 일반적이다. 즉, 유효응력해석법에서도 과잉간극수압의 발생이 그 정도 크지 않는 경우(과잉간극수압비로 대략 0.5 이하)에는 등가선형적인 취급에 의해 주파수영역에서 해석하는 것도 가능하다고 생각되어 진다.

② 振動台 등에 의한 振動實驗

力學的인 相似를 고려하여, 구조물에 진동을 주는 것으로 지반을 포함한 구조물의 전체적 거동을 파악하는 데에 유효한 수단이다. 여기에서는 相似性을 충분히 만족하는 모형의 제작 등에 고도의 실험기술이 필요하다.

진동대에 의한 진동실험에는 다음과 같은 방법이 있다.

가. 振動台 등에 의한 模型振動實驗

대상으로 하는 구조물 및 지반의 形狀, 역학적성질도 고려하여 相似法則을 만족하도록 모형을 제작하여 진동대에 의해 예상하는 地震動을 준다.

나. 遠心力載荷裝置에 의한 模型振動實驗

遠心力載荷裝置에 의한 遠心力을 이용하여 실물과 같은 응력상태를 모형중에 재현시키고 相似法則을 만족하는 상태에서 진동실험장치에 의해 예상하는 地震動을 준다.

다. 現物振動實驗

건설예정지점 또는 그것과 유사한 지반조건 상태에서 對象構造物과 同種인 것, 또는 그다지 축소하지 않은 모형을 제작하여 人工地震 또는 自然地震에 의해 응답을 만족한다.

(2) 동적해석모델을 선정함에 있어서 중요한 점은 해석의 목적에 부합되고, 실제의 현상을 적절히 재현할 수 있는가 하는 점이다. 이는 일률적으로 정의하기 어려우므로 각각의 경우에 따라 평가되어야 한다.

(3) 동적해석법을 적용할 경우 항만시설물의 물(水)에 의한 영향을 고려하는 것이 바람직하다.

12-5-4 하중조합

- (1) 地震荷重은 다음 荷重과 동시에 작용하지 않는 것으로 한다.
 - ① 船舶接岸力 ② 폭풍시 풍압
 - ③ 波力 ④ 衝突荷重 및 衝擊荷重
 - ⑤ 기타 發生頻度가 적어서 地震荷重과 동시에 작용할 확률이 적은 하중
- (2) 地震時 上載荷重은 정상운영시의 上載荷重을 운영실태 등을 고려하여 조정하여 사용한다.
- (3) 地震荷重은 上載荷重이 있는 경우와 없는 경우에 대하여 組合되어야 한다.
- (4) 岸壁 등의 상부의 軌道荷重은 지진시 구조물에 미치는 영향을 감안하여 검토되어야 한다.

[해설]

(1) 設計地震力은 기본적으로 재귀년수가 50 ~ 1,000년 정도이므로 港灣施設物에 작용하는 하중 중 발생빈도가 적은 荷重은 동시에 작용하지 않는 것으로 하였다.

[참고]

- (1) 地震時(기능수행 수준 및 붕괴방지 수준) 上載荷重의 크기는 대상시설물의 운영형태, 시설물의 중요도 등에 따라 결정될 요소이다. 기능수행수준(OLE)에서의 평상시하중의 50%, 붕괴방지수준(CLE)에서의 평상시하중의 25%를 적용하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 岸壁 등의 상부에 놓이는 크레인과 같은 軌道荷重은 岸壁構造物의 剛性에 비하여 크레인 脚柱의 剛性이 적으므로 地震發生時 미치는 영향이 적은 경우가 있다. 이는 크레인의 構造特性上 長周期 거동으로 岸壁構造物과 공진하지 않기 때문이다.

12-5-5 허용응력의 할증

허용응력 설계법을 적용하여 지진시 시설물을 설계하는 경우의 허용응력 할증은 제3편 2-3-7 허용응력의 할증 및 제3편 3-3 허용응력설계법에 의한 설계에 의하여 허용응력을 할증한다.

12-5-6 연성계수

- (1) 붕괴방지 수준에서의 설계지진력은 탄성해석에서 구한 지진력을 連成係數로 나눈 값으로 한다. 다만, 軸方向力과 전단력은 連成係數로 나누지 않는다.
- (2) 말뚝이 單柱인 경우나 단주와 같이 거동하는 경우는 적절히 수정된 連成係數를 사용한다.
- (3) 말뚝과 상부구조물 연결부분(결합부)의 설계에 있어서 連成係數는 1.0을 기준한다.

[참고]

(1) 「道路橋 標準示方書」 - (1996. 건설교통부 제정)의 경우 應答修正係數(R)은 다음과 같다.

표참(12-6) 應答修正係數, R

하부구조	R	연결부분	R
벽식교각	2	상부구조와 교태	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(Bent)		상부구조의 한 지간내의 신축 이음	0.8
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3		
2. 한 개 이상의 경사 말뚝을 사용한 경우	2		
단주	3	기둥, 교각 또는 말뚝가구와 캡빔 (Cap Beam) 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구		기둥 또는 교각과 기초	1.0
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5		
2. 한 개 이상의 경사 말뚝을 사용한 경우	3		
다주가구	5		

- (2) 「Seismic Guidelines for Ports」 - (1998. TCLEE No. 12, ASCE)에 의하면 崩壞防止 수준에서의 部材力 검토시 적용되는 連成係數는 다음과 같다.

표참(12-7) 崩壞防止 수준에서의 連成係數

항만구조물	말뚝의 종류	허용변위 연성계수				
		콘크리트 말뚝			강말뚝	
		지반에서의 말뚝모멘트	말뚝 두부	경사말뚝 두부	수직말뚝	수직말뚝과 경사말뚝
돌출잔교 (Finger Pier) 및 디태치드 피어 (Detached Pier)	PS콘크리트	1.5	3.0	1.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0
횡잔교 (Marginal Wharf)	PS콘크리트	2.0	5.0	2.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0

(3) 連成係數

기능수행 수준의 지진은 대상구조물에 발생하는 변형을 탄성한도 내에서 거동하도록 규정하지만, 붕괴방지 수준의 지진은 구조물에서 발생하는 소성변형을 허용한다. 구조물이 비탄성 거동을 하게 되면 탄성거동을 하는 경우보다 부재력이 작아진다. 말뚝구조물의 경우 이를 고려하기 위하여 부재 설계시 탄성해석으로 구한 탄성부재력을 연성계수를 사용하여 수정하게 된다. 즉 지진에 의한 탄성부재력을 연성계수로 나눈 값이 지진에 대한 설계부재력이 되며 다른 하중(사하중, 활하중등)에 의한 부재력과 조합하여 부재의 안전성을 검토하면 된다.

연성계수는 두 가지 측면에서 고려할 수 있는데 하나는 말뚝의 최대곡률과 항복응력상태의 곡률의 비이고, 또 다른 하나는 말뚝의 최대 변위와 항복응력상태의 변위의 비이다. 이를 각각 곡률연성계수와 변위연성계수로 정의할 수 있으며 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

① 曲率連成係數

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \quad (\text{참12-9})$$

여기서, ϕ_{\max} 는 最大塑性變形에 대한 曲率이고 ϕ_y 는 降伏狀態의 곡률이다.

② 變位連成係數

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (\text{참12-10})$$

여기서, Δ_{\max} 는 塑性變形과 彈性變形의 합을 의미하고 Δ_y 는 탄성변형을 의미한다. 해석적인 방법으로 連成係數를 구할 때 Δ_y 는 콘크리트 말뚝의 경우 철근이 최초로 항복하는 시점에서의 변위이고, 강말뚝인 경우는 부재가 최초로 항복을 하는 시점에서의 변위이다. 曲率連成係數와 變位連成係數 중에 후자가 구조적인 접근에 더 용이하기 때문에 연성계수로는 변위연성계수를 사용하는 것이 일반적이다. 이 방법으로 각 구조물에 적합한 연성계수를 결정할 수 있으나 이 방법은 복잡한 절차를 필요로 하므로 표참

(12-7) 등에 제시한 연성계수를 사용하여 설계에 적용할 수 있다.

지반 내에서 말뚝의 塑性變形이 크게 일어나게 되면 보수가 어려워진다. 따라서 연성계수를 작게하여 설계하여야 하고 말뚝두부에서의 塑性變形은 보수가 용이하므로 큰 값의 연성계수를 사용할 수 있다. 돌출잔교 및 디테치드 피어의 연성계수가 횡잔교의 연성계수보다 작은 값을 가지는데 이는 突出棧橋 및 디테치드 피어의 말뚝 길이가 橫棧橋의 말뚝길이보다 길기 때문이다. 연성계수는 말뚝의 길이에 반 비례하기 때문에 말뚝의 길이가 길어지게 되면 연성계수의 값을 작게 제한하게 된다. 또한 傾斜말뚝의 유무에 따라서 값이 달라짐을 알 수 있다. 이는 傾斜말뚝은 연성을 감소시키는 경향이 있기 때문이다. 따라서 경사말뚝을 설계할 때에는 말뚝두부의 연성이 충분히 확보되었는지 확인하여야 한다.

- (4) 수직강말뚝으로만 이루어진 잔교구조물의 경우 붕괴방지수준의 검토는 생략하고 기능수행수준의 검토만 수행하여도 좋다. 붕괴방지수준의 지진력은 기능수행수준의 지진력의 약 2.5배(기능수행수준과 붕괴방지수준의 위험도계수 비율)정도 크지만 수직강말뚝으로만 이루어진 잔교구조물의 경우 붕괴방지수준 검토시 지진력에 의한 부재력을 연성계수 $R=5$ 로 나눈 것이 설계부재력이 되어 지진력(수평력) 증가에 의한 수직력(축력)이 증가한다 할지라도 지진력에 의한 발생모멘트 기여도가 기능수행수준에 비해 약 50%정도 밖에 되지 않으므로 기능수행수준에서의 검토를 만족할 경우 붕괴방지수준의 검토는 생략할 수 있다.

[참고문헌]

- 1) 건설교통부, "내진설계기준연구(Ⅱ)", 1997
- 2) American Society of Civil Engineers, "SEISMIC GUIDELINES FOR PORTS", Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph No.12, 1998
- 3) 社團法人 日本港灣協會, "港灣の 施設の 技術上の 基準・同解説", 平成 11年 4月
- 4) 건설교통부, "도로교 표준시방서", 1996
- 5) 해양수산부, "항만 및 어항시설의 내진설계표준서," 1999
- 6) Seed, H.B., Idriss, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE(SM9), 1971
- 7) Braja M. Das, "Fundamental of Soil Dynamics", 1982
- 8) 사단법인 한국지반공학회, "진동 및 내진설계", 1997
- 9) 김동수, 추연옥(2001), "공진주 시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적변형특성", 한국지반공학회 논문집, 제17권, 제5호

제 13 장 지반의 액상화

13-1 일반

느슨한 포화사질토 등은 지진에 의하여 액상화하여 구조물에 피해를 주는 경우가 있다. 필요한 경우 구조물의 설계시에 액상화의 영향을 고려하여야 한다.

[참고]

본 장에 기술한 사항은 「港灣 및 漁港施設の 耐震設計 標準書」 - (1999. 3. 해양수산부)가 기본이 되었으며, 본 장에 기술되지 않은 사항에 대해서는 「港灣 및 漁港施設の 耐震設計 標準書」 - (1999. 3. 해양수산부)를 참고하여 耐震性能을 검토하는 것이 바람직하다.

13-2 액상화의 예측 판정

- (1) 液狀化의 豫測 및 판정은 崩壞防止 수준에서 행한다.
- (2) 設計地震 규모는 지진구역 I, II 모두에 대하여 리히터 규모 6.5를 적용한다.
- (3) 耐震II등급의 시설물에 대해서는 Seed와 Idriss(1971)의 간편법에 근거한 液狀化 簡便法을 적용하여 예측·판정할수 있다. 단, 耐震II等級의 간편법에 의한 판정결과 안전율이 1.5 미만이면 내진 I 등급 시설물은 액상화의 상세 예측법을 적용하여 판정하여야 하며, 이 경우 허용안전율은 1.0을 기준한다.
- (4) 다음의 경우에는 液狀化 평가를 생략할 수 있다.
 - ① 地震區域 II에서의 耐震II等級 港灣構造物
 - ② 地下水位 위의 지반
 - ③ 주상도상의 標準貫入抵抗値(N)가 20 이상인 지반
 - ④ 對象地盤深度가 20m 이하인 地盤
(단, 20m 이상인 지반이라도 液狀化가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 분명히 上部 20m 土層과 연관이 있는 층이라고 판단되는 경우는 液狀化 예측·판정을 시행한다.)
 - ⑤ 塑性指數(PI)가 10 이상이고 粘土性分이 20% 이상인 지반
 - ⑥ 細粒土 함유량이 35% 이상인 경우
 - ⑦ 상대밀도가 80% 이상인 지반
 - ⑧ 地層分類가 S_A~S_D인 지반

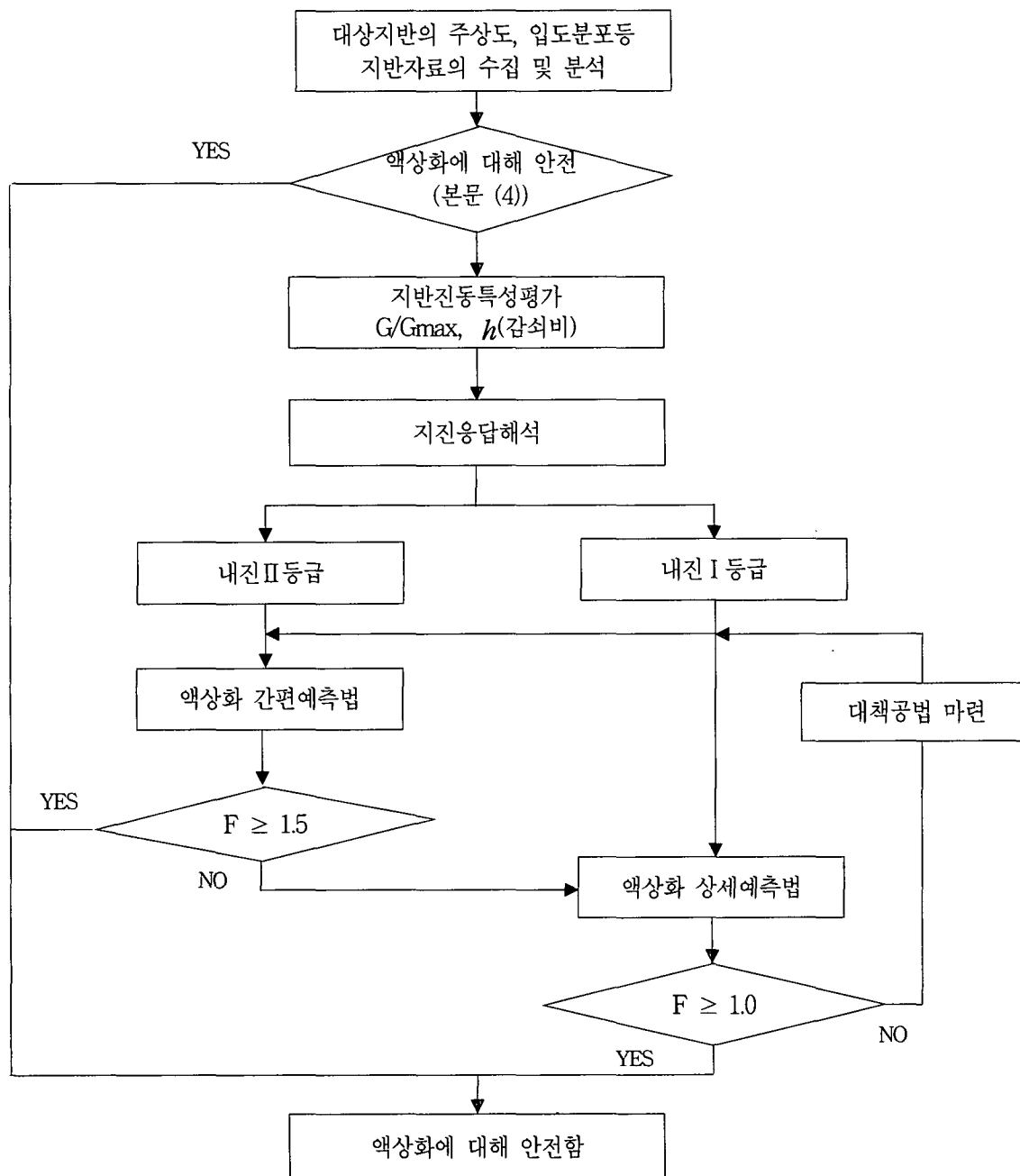
[해설]

- (1) 液狀化 검토에 필요한 기본적인 자료는 다음과 같다.
 - ① 지질 및 지형에 대한 자료
 - ② 粒度分布, 密度, 地下水位
 - ③ 變形率 수준에 따른 각 지층의 전단탄성계수와 減衰比

- ④ 현장시험(예, 標準貫入 試驗值)이나 실내시험(진동전단시험)자료
 - ⑤ 설계 地震規模(最大 地盤加速度와 지속시간)
- (2) 對象地盤의 주상도와 粒度分布資料로부터 液狀化 평가가 필요한 지역으로 판단되면 대상지반에 대해 地震應答解析을 수행한다. 地震應答解析은 변형률 수준별 전단탄성계수(G/G_{max}) 및 減衰比(h)를 이용하는 것을 원칙으로 하며 長周期 및 短周期를 포함한 실지진 및 인공지진 加速度 時間履歷에 대하여 수행하여야 한다.
- (3) 地震應答解析을 통해서 대상지층의 최대 地盤加速度를 산정하며 地震應答解析時, 加速度 時間履歷曲線이 載荷되는 基盤岩은 표(12-7)의 보통암 분류에 준한다. 또한, 기반암의 加速度 수준은 표(12-3) 및 표(12-4)를 이용하거나 地震災害度를 이용하여 산정한다.
- (4) 기초지반위의 구조물이 耐震 I 等級인 경우에는 반드시 실내 변형특성 평가시험 결과를 이용하여 地震應答解析을 수행하고, 液狀化 전단저항응력비는 震動三軸 시험결과를 이용한다.
- (5) 기초지반위에 盛土構造物이 놓인 경우, 盛土部에 대한 液狀化 평가는 반드시 실시한다.

[참고]

(1) 액상화 예측·판정은 다음 과정에 따라 실시한다.

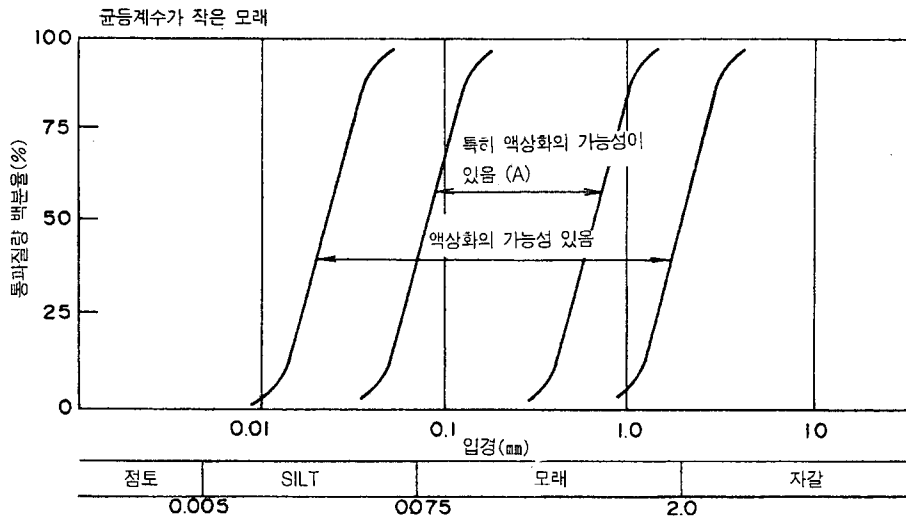


도참(13-1) 液狀化 평가 흐름도

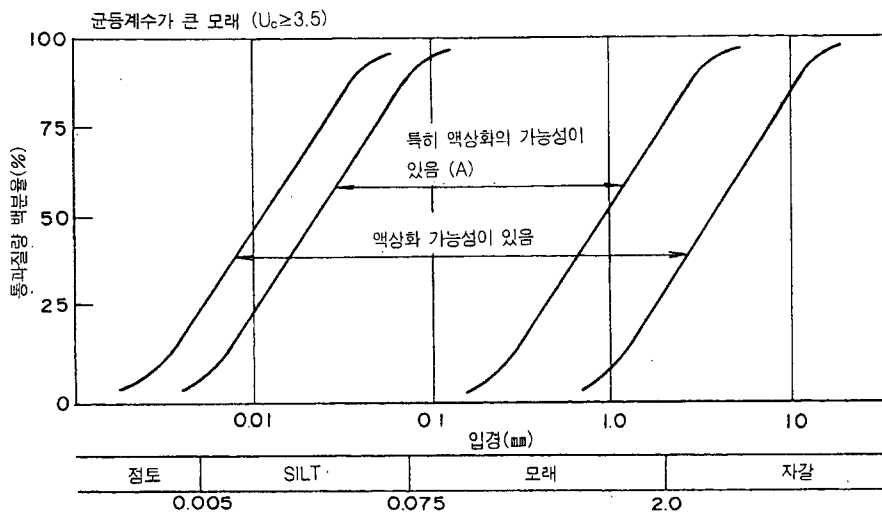
(2) 입도에 의한 예측·판정

(「港灣の施設の技術上の基準・同解説」 - (平成元年 6月, 社團法人 日本港灣協會)에 기술된 내용)

도참(13-2)를 이용하여 粒度에 의한 흙의 분류를 한다. 도참(13-2)는 균등계수의 대소에 따라 (a), (b)로 구분한다. 균등계수의 대소는 $\mu_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ 가 기준이 된다.



도참(13-2)(a) 액상화의 가능성이 있는 범위(Uc≥3.5)



도참(13-2)(b) 액상화의 가능성이 있는 범위(Uc<3.5)

여기서, U_c : 균등계수, D_{60} : 60%직경, D_{10} : 10%직경(유효경)이다.

입도분포곡선이 「액상화의 가능성이 있음」의 범위 밖이면 액상화하지 않는 것으로 판정한다.

(3) SPT-N 값을 이용한 액상화 간편예측법

액상화 지역의 지반거동을 해석적이나 물리적으로 모형화하기 어려우므로 Seed와 Idriss(1971)의 간편법에 기초한 방법을 통해 액상화에 대한 안전율을 산정한다.

- ① 液狀化에 대한 안전율은 지진시 발생하는 지반내 한점의 진동전단응력비(τ_d/σ_v')와 液狀化 전단저항응력비(τ_l/σ_v')를 비교하여 산정한다.
- ② 地震力을 표현한 진동전단응력비(τ_d/σ_v')는 다음과 같이 산정한다.

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \tag{참13-1}$$

여기서, a_{max} : 液狀化 평가 대상지반의 최대 地盤加速度(지진응답해석 수행)

g : 重力加速度

σ_v : 液狀化를 평가하고자 하는 깊이의 총 上載壓

σ_v' : 液狀化를 평가하고자 하는 깊이에서의 有效 上載壓

③ 液狀化 전단저항응력비(τ_t/σ_v') 산정시에는 표준관입시험(SPT) 결과인 N 값을 이용하는데 그 방법을 살펴보면 다음과 같다.

가. SPT 에너지비 60%에 대한 보정을 한다.

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} \times N_m \quad (\text{참 13-2})$$

여기서, N_{60} : 에너지비 60%로 보정한 값

E_r : SPT 장비의 에너지 효율

N_m : 현장에서 측정된 타격회수

나. 有效上載壓을 이용하여 補正係數를 산정한다.

$$C_N = \left(\frac{10}{\sigma_v'}\right)^{0.5} \quad (\text{참 13-3})$$

여기서, σ_v' : 液狀化를 평가하고자 하는 깊이에서의 有效 上載壓

다. 식(참13-2)와 식(참13-3)의 補正係數를 이용하여 標準貫入抵抗値를 보정한 환산 N 값은 식(참13-4)와 같이 산정한다.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (\text{참 13-4})$$

여기서, $(N_1)_{60}$ 은 에너지 효율 60% 및 상재하중을 보정한 N 값이다.

라. 산정된 換算 N 값으로부터 지진규모 6.5 기준의 도참(13-3)을 이용하여 液狀化 전단저항응력비를 산정한다. 도참(13-3)에서 液狀化 전단저항응력비 산정시 細粒質 含有量을 고려할 수 있다.

마. 지진의 규모 $M=7.5$ 에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)를 곱하여 $M=6.5$ 로 환산한다. 이때 환산은 식(참13-5)를 이용한다.

$$MSF = (M_w/7.5)^n \quad (\text{참 13-5})$$

여기서, 규모 6.5에 대한 보정을 할 경우 $M_w = 6.5$ 이며 n 값은 곡선을 결정하는 매개변수로 표참(13-1)을 이용하여 구한다. 본 설계기준에서는 Idriss가 1996년에 제안한 값을 추천한다.

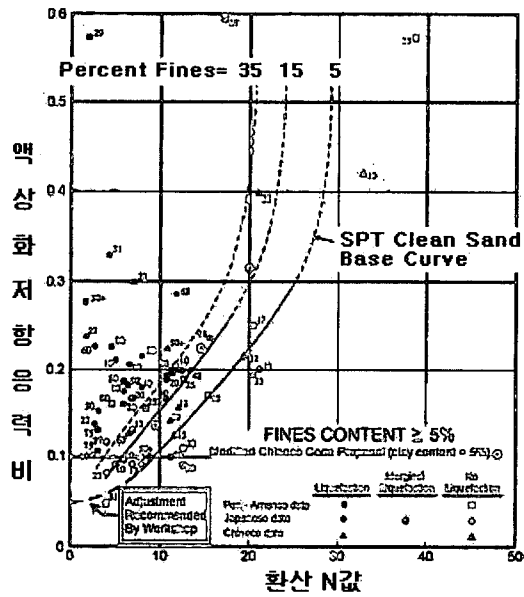
바. 地盤의 液狀化 전단저항응력비와 地震時 발생하는 진동전단응력비의 비교를 통해 식(참 13-6)과 같이 안전율을 산정하므로써 液狀化를 평가한다.

$$F = \frac{\tau_t/\sigma_v'}{\tau_d/\sigma_v'} \quad (\text{참 13-6})$$

여기서, τ_d/σ_v' 는 진동전단응력비, τ_t/σ_v' 는 液狀化 전단저항응력비이고 F 는 안전율로 다음의 기준이 사용된다.

$F \geq 1.5$: 液狀化에 대하여 안전

$F < 1.5$: 液狀化 상세예측 필요



도참(13-3) 현장의 액상화거동과 관입저항의 상관관계(지진 규모 = 7.5)

표참(13-1) 지진의 규모에 대한 보정을 위한 곡선 매개 변수 n

Mw	규모에 대한 보정계수				
	Seed and Idriss (1982)	Idriss (1996)	Ambraseys (1988)	Youd and Nobel P<32%	Arango (1996)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.42	3.00
6.0	1.32	1.76	2.20	2.35	2.00
6.5	1.19	1.44	1.69	1.66	1.60
7.0	1.08	1.19	1.30	1.20	1.25
7.5	1.00	1.00	1.00	-	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	-	0.75
8.5	0.89	0.72	0.44	-	

(4) CPT- q_c 값을 이용한 液狀化 간편예측법

액상화 평가 이전에 시료채취가 이루어져, 평가하고자 하는 흙에 대한 입도분포 및 세립분 함량에 대한 자료를 이미 가지고 있는 경우에 Stark and Olson(1996)의 방법을 이용하여 다음과 같은 순서로 액상화 저항전단응력비(CRR)를 산정한다.

- ① 유효상재압에 대한 보정을 위해 유효상재압 보정계수를 식(참 13-7)을 이용하여 산정한다.

$$C_q = \frac{1.8}{0.8 + \sigma'_0 / \sigma'_{ref}} \quad (\text{참 13-7})$$

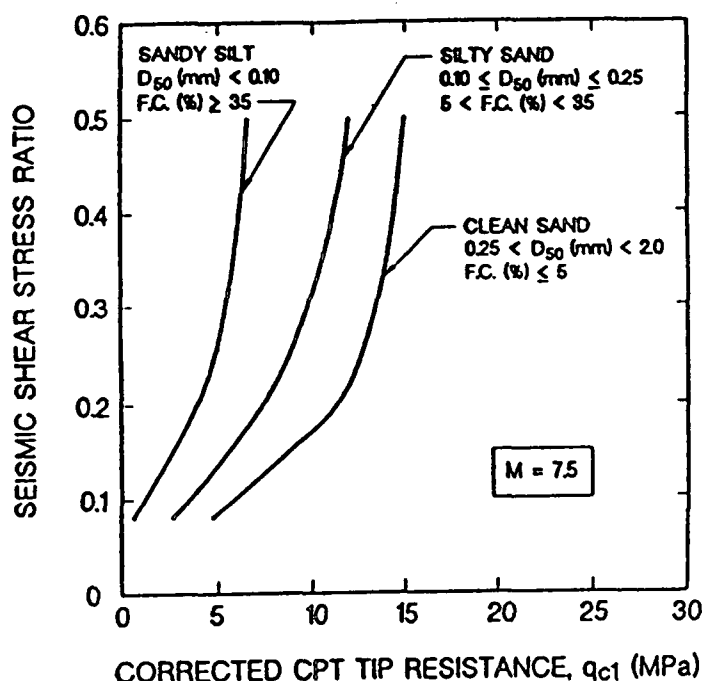
여기서, σ'_0 : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압

σ'_{ref} : 대기압(100kPa)

- ② 보정계수를 사용하여 콘의 선단지지력 q_c 값을 보정한 q_{c1} 값을 다음과 같이 산정한다.

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c \quad (\text{참 13-8})$$

- ③ 주어져 있는 세립분 함유량 및 입도 분포 특성과 위에서 산정된 q_{c1} 값을 Stark and Olson의 도표에 적용하여 $M=7.5$ 에 대한 액상화 전단저항능력비를 산정한다. Stark and Olson의 도표는 도참(13-4)와 같다.
- ④ 지진의 규모 $M=7.5$ 에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)를 곱하여 $M=6.5$ 로 환산한다. 이때 환산은 식(참 13-5)와 표참(13-1)을 이용한다.
- ⑤ 지반의 액상화 저항전단능력비가 산출되면 식(참 13-1)을 이용하여 지진시 발생하는 전단능력비를 산정하고, 안전율을 식(참 13-6)로부터 구하고 액상화를 평가한다.



도참(13-4) CPT 시험결과를 이용한 액상화 평가(Stark and Olson 방법)

- (5) 전단파속도를 이용한 액상화 간편예측법

지반의 전단파 속도를 이용하여 액상화에 대한 간단한 판별 방법은 Andrus와 Sotkoe의 방법을 따른다.

- ① 유효상재압에 대해 보정된 VS값인 VS1을 다음과 같이 계산한다.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.25} \quad (\text{참 13-9})$$

여기서, σ'_0 : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 유효상재압

P_a : 대기압(100 kPa)

- ② 주어진 세립분 함량을 바탕으로 VS1C값을 산정한다.

세립분 함유량 < 5% 인 경우, $V_{S1C} = 220$ m/s

세립분 함유량 > 20% 인 경우, $V_{S1C} = 210$ m/s

세립분 함유량 > 35% 인 경우, VSIC = 200 m/s

- ③ 다음의 식에 VS1 과 VSIC값을 대입하여 M = 7.5에 대한 액상화 전단저항응력비를 산정한다.

$$CRR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_0} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V_{S1C} - V_{s1}} - \frac{1}{V_{S1C}} \right] \quad (\text{참 13-10})$$

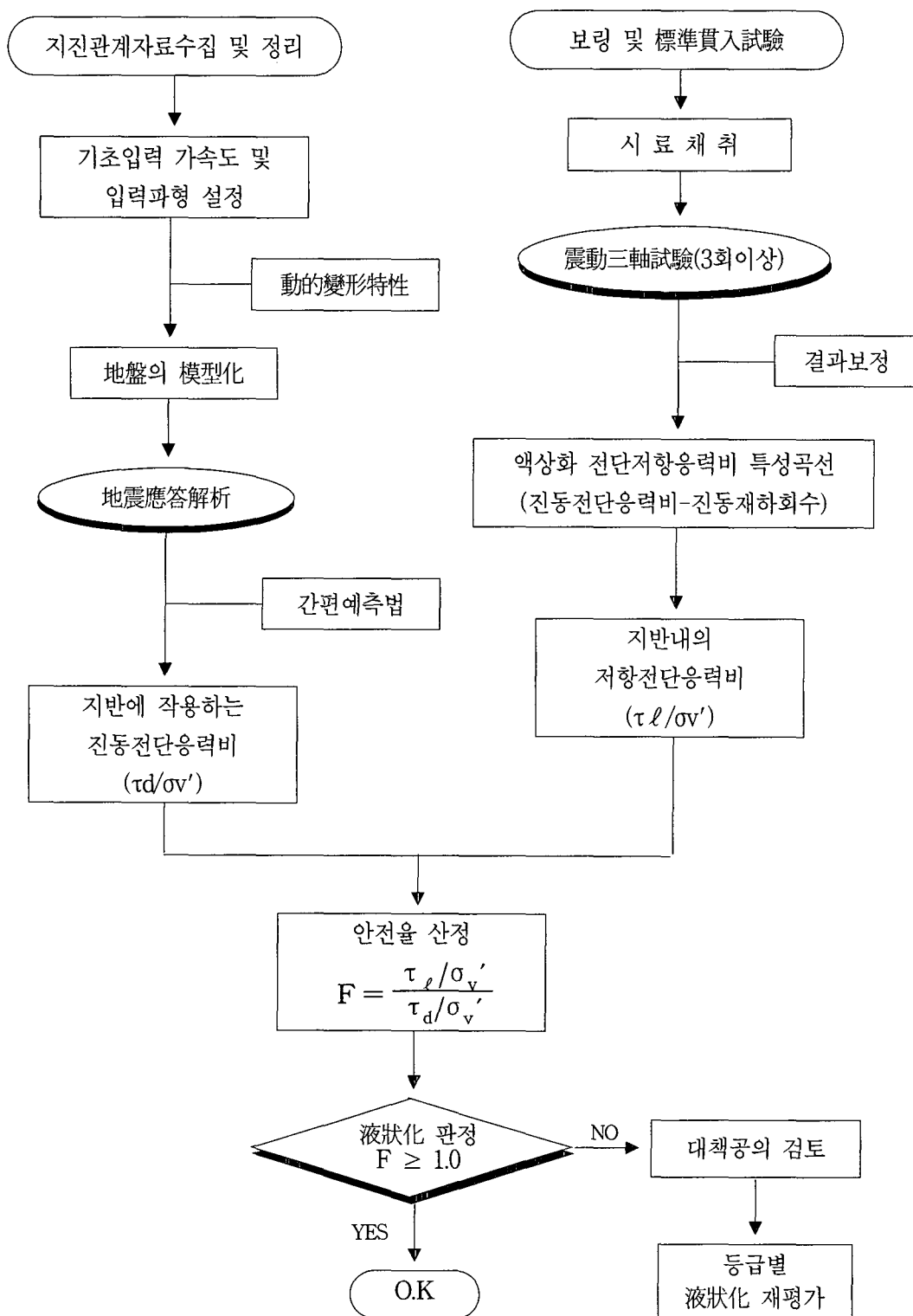
여기서, a와 b는 curve fitting parameter이며 a=0.03, b=0.9를 사용한다.

- ④ 지진의 규모 M=7.5에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)를 곱하여 M=6.5로 환산한다. 이때 환산은 식(참 13-5)와 표참(13-1)을 이용한다.
 ⑤ 지반의 액상화 저항전단응력비가 산출되면 식(참 13-1)을 이용하여 지진시 발생하는 전단응력비를 산정하고, 안전율을 식(참 13-6)로부터 구하고 액상화를 평가한다.

(6) 液狀化 상세예측법

對象地盤의 液狀化에 대한 안전율이 F<1.5인 경우 또는 耐震 I 等級 構造物인 경우, 도참(13-5)와 같이 地震應答解析과 실내 震動三軸試驗을 이용하여 液狀化 평가를 수행한다.

- ① 진동전단응력비는 13-2 液狀化의 예측·판정, [참고](3)에 준하여 산정하며 液狀化 전단저항응력비는 振動載荷回數에 따른 액상화 전단저항응력비(전응력치) 특성곡선을 이용하여 산정한다.
 ② 液狀化 전단저항응력비(전응력치) 특성곡선은 3수준 이상의 진동전단응력비(τ_d/σ'_v)를 변화시켜 수행된 실내 振動三軸試驗結果(진동전단응력비-液狀化 발생 震動載荷回數)를 토대로 도시하며 이 때, 특성곡선에 이용되는 실내 震動三軸試驗 결과는 현장지반조건 및 地震特性 등을 고려한 補正作業이 수행되어야 한다.
 ③ 液狀化 전단저항응력비는 특성곡선에서 지진규모 6.5에 해당하는 震動載荷回數 10회시의 값으로 정한다.
 ④ 상세예측법 평가시 基準安全率은 1.0이다. 이 때, 安全率이 1.0 이상인 경우, 液狀化에 대해 안전한 것으로 판정하며 1.0 미만인 경우, 對策工法遂行 및 수행후 지반에 대한 液狀化 재평가를 수행한다.



도참(13-5) 詳細豫測法에 따른 液狀化 평가방법의 순서도

13-3 액상화 대책

액상화 예측·판정결과 액상화 대책이 필요한 경우에는 구조물의 기능유지를 위한 적절한 대책공법을 수행한다.

[해설]

(1) 액상화 대책공법을 설계할 경우는 다음 사항을 결정할 필요가 있다.

- ① 대책공법
- ② 대책공법의 시공범위(평면 및 단면)
- ③ 대책공법의 구체적 설계

(2) 액상화 대책공법으로는 다음과 같은 방법이 있다.

- ① 과잉간극수압의 발생을 방지하는 방법
가. 다짐 나. 고결 다. 치환
- ② 과잉간극수압을 소산하는 방법
가. 배수공법(Drain재 설치) 나. 치환
- ③ ① 및 ②방법을 병행 시행하는 방법

[참고]

(1) 構造物의 기능을 유지하기 위하여 필요한 液狀化 대책용 지반개량 범위의 결정에 있어서 다음과 같은 사항을 고려할 필요가 있다.

- ① 重力式 岸壁
가. 支持力에 대한 安定 나. 背後의 土壓에 의한 安定
다. 에프론의 沈下
- ② 널말뚝식 岸壁
가. 널말뚝 본체의 安定 나. 버팀공의 安定
다. 에프론의 沈下
- ③ 직항식 橫棧橋
가. 棧橋本體의 安定 나. 土留部의 安定
다. 에프론의 沈下

(2) 원호활동에 대한 검토

(1)에 나타낸 안정 등의 검토 외에 원호활동에 대한 안정 검토시, 원호활동에 대한 안정을 확보하기 위해 필요한 범위에 대해서도 개량해야만 하는가에 대한 검토를 해야만 하는 경우의 원호활동해석은 제4편 2-4 편심경사하중에 대한 支持力에 준한다.

제 14 장 상재하중

14-1 일 반

항만시설물의 설계에 있어서는 필요에 따라 상재하중을 고려한다.

[해설]

항만시설물의 설계에서 고려하는 상재하중을 대상으로하는 구조물에 어떤 종류의 상재하중이 어떤 상태에서 실리어지는 지를 충분히 고려하여 결정되어야 한다. 특히 상재하중은 안벽의 원호활동에 대한 안정계산이나 잔교의 빔이나 슬래브의 설계 등에 큰 영향을 미치므로 상재하중의 종류나 크기를 결정할 때에는 주의를 요한다.

[참고]

항만시설물의 설계에서는 상재하중을 자중과 재하하중으로 나누어 취급한다.

- (1) 자중 : 구조자체의 하중
- (2) 재하하중 : 재하하중은 적재하중과 활하중으로 나눈다.
 - ① 적재하중
에프론, 헛간, 창고 등에 적재하는 잡화물, 산화물의 하중, 적설을 고려하는 지역에서는 에프론 위에 쌓이는 눈도 적재하중이 된다.
 - ② 활하중
자동차, 하역기계 등의 동적인 하중으로 항만시설물의 설계에서는 다음의 하중을 고려한다.
 - 가. 열차하중
 - 나. 자동차하중
 - 다. 하역기계하중
 - 라. 군중하중
- (3) 어항에서 일반적으로 적용하는 상재하중은 표참(14-1)과 같다.

표참(14-1) 상재하중

구 분	하중(kN/m ² , {t/m ² })	구 분	하중(kN/m ² , {t/m ² })
양육 안벽	10 {1.0}	물양장	10 {1.0}
출어준비 안벽	10 {1.0}	호안, 제방	10 {1.0}
휴게 안벽	10 {1.0}		

14-2 자중 및 재하하중

- (1) 항만시설에서의 자중계산에 사용하는 단위체적중량은 표(14-1)에 제시한 값을 표준으로 한다. 다만, 사전 조사 등에 의한 단위체적중량을 특별히 정한 경우에는 이에 따르지 않는다.
- (2) 항만시설에서의 재하하중은 취급 화물의 종류 및 수량이 정하여 취급하는 상황 등의 항만시설의 이용 형태를 감안하여 적절히 정하는 것으로 한다. 이 경우에 있어서 재하하중의 종류는 적재하중, 적설하중, 열차하중, 자동차하중, 하역기계하중, 군중하중 그 외의 항만시설의 구조에 영향을 주는 하중을 표준으로 한다.

표(14-1) 재료의 단위체적중량

재 료	단위체적중량(kN/m ³ , {t/m ³ })
강 재 및 주 강	77.0 {7.85}
주 철	71.0 {7.25}
알 미 늄	27.5 {2.8}
철 근 콘 크 리 트	24.0 {2.45}
무 근 콘 크 리 트	22.6 {2.3}
목 재	7.8 {0.8}
아 스 팔 트 콘 크 리 트	22.6 {2.3}
석 재 (화 강 암)	26.0 {2.65}
석 재 (사 암)	25.0 {2.55}
모래, 자갈, 깬돌(건조상태)	16.0 {1.6}
모래, 자갈, 깬돌(습윤상태)	18.0 {1.8}
모래, 자갈, 깬돌(포화상태)	20.0 {2.0}

[해설]

표(14-1)은 표준값을 나타낸 것이다. 특히 석재, 모래, 자갈, 깬돌 등은 석질에 따라 변화하고 일반적으로 강재나 알루미늄 등의 금속 이외 재료의 단위체적중량은 개개의 경우가 다르기 때문에 재료의 단위체적중량은 신중하게 결정하여야 한다.

14-3 적재하중

14-3-1 평상시의 적재하중

상시의 적재하중은 취급 화물의 종류, 화물 형태, 수량, 취급방법, 적재기간 등을 충분히 고려하여 결정한다.

[참고]

- (1) 구조물 전체의 안전계산에는 에프론, 헛간, 창고 등의 한 구획에 대한 평균값을 사용한다. 또 부재계산에는 직접 적재하중으로 하는 경우가 많다. 에프론의 경우 한 구획의 평균한 적재하중의 크기는 그 점안시설의 규모와 취급화물의 종류에 따라 대체로 결정되므로 과거의 설계 예 등을 참조하는 것이 좋겠다. 일반잡화부두의 경우 에이프론 위의 적재하중으로 10~30kN/m²정도의 값을 이용하는 경우가 많다. 컨테이너나 강재 등 중량이 큰 화물을 취급하는 에이프론에서는 이용상태를 조사하여 적재하중의 크기를 결정하는 것이 좋겠다.
- (2) 에프론에 있어서 적재하중은 점안시설의 안정계산에 크게 영향이 미치므로 헛간, 창고 등에 대한 적재하중

중과는 구별하여 생각할 필요가 있다. 에프론에서의 적재하중으로는 특히 취급화물의 종류, 화물 형태, 수량, 취급방법, 적재기간 등을 충분히 고려한다.

(3) 기왕의 실태조사에 의하면 산화물의 단위체적중량은 표참(14-2)과 같다.

표참(14-2) 산화물의 단위체적중량

(단위 : kN/m³, (t/m³))

품 종	단위체적중량
코 크 스	4.9 {0.5}
석 탄(덩어리)	8.8~9.8 {0.9~1.0}
석 탄(가 루)	9.8~11.0 {1.0~1.1}
철 광 석	20.0~29.0 {2.0~3.0}
시 멘 트	15.0 {1.5}
모래, 자갈, 깻들	19.0 {1.9}

14-3-2 지진시의 적재하중

지진시의 적재하중은 설계조건에서 고려한 지진이 장래 발생할 시점에서의 적재하중이 존재하느냐 없느냐의 상태를 충분히 예측하여 결정한다.

[해설]

적재하중이 존재하느냐 없느냐의 상태는 헛간, 창고, 야적장, 에프론 등의 시설에 따라 다르고 설계조건에서 고려한 지진시에 있어서 적재하중의 크기는 말하자면 확실적인 개념에 지배된다고 보고 규정한 것이다.

[참고]

지진시 적재하중의 존재하느냐 없느냐의 상태는 헛간, 창고, 야적장, 에프론 등 적재하중이 존재하는 시설에 따라 우선 나눌 필요가 있다. 헛간, 창고, 야적장 등은 이용상태에 따라 적재하중으로 하는 것이 좋다. 한편 에프론과 같이 하역시설로서 화물이 가치만 하는 시설인 경우는 선박이 접안하여 하역을 하는 경우와 하지 않는 경우에는 적재하중의 크기나 상태가 크게 변동한다. 이 때문에 일반적으로 안벽의 설계에서는 에프론 위에서의 지진시 적재하중은 상시의 적재하중의 1/2을 취하는 경우가 많다.

14-3-3 부등분포의 적재하중

구조물전체의 안정계산을 할 때 에프론, 헛간 및 창고 등의 한 구획에 있어서의 부등분포하중을 등분포하중으로 환산하여 계산할 수가 있다. 다만, 큰 집중하중이 작용하는 경우에는 집중하중으로 검토한다.

[해설]

일반적으로 화물 등이 한 구획 전체에 균일하게 재하할 수는 없지만 통상 부등분포하중을 등분포하중으로 환

산하여 계산하여도 좋다. 따라서 예를 들어 강재를 놓는 경우 아래에 목재같은 것을 깔면 강재의 중량은 線荷重으로 작용된다고 생각할 수 있고 이 경우 집중하중(선하중 또는 점하중)으로 검토한 것이 된다.

[참고]

- (1) 어느 한 구획인 경우 평균적으로는 환산한 등분포하중의 값 이내인 경우라도 그것이 集中荷重으로서 作用할때는 주의가 필요하다. 예를 들면 널말뚝岸壁 등의 경우는 岸壁 背後에 큰 集中荷重이 작용하면 위험할 때가 있다. 또 棧橋式 岸壁등에 있어서도 빔의 뻗어나온 부분(Cantilever부분)이나 빔, 바닥판의 중앙부에 집중하중이 작용하면 파괴로 이어지는 경우도 있으므로 이런 가능성을 생각하고 설계할 필요가 있다.
- (2) 등분포하중으로 산정한 화물별 하중은 표참(14-3)을 참조한다.

표참(14-3) 화물별 등분포하중

(단위 : kN/m², (t/m²))

화 물 별	하 중
승용차와 경차량	5 (0.5)
모든 종류의 자동차	10 {1}
일 반 화 물	20 {2}
목 재 가 공 품	25~55 {2.5~5.5}
철 재 가 공 품	40~100 {4~10}
석 탄, 모 래	100~200 {10~20}
광 석	100~300 {10~30}
포 대 시 멘 트	15~20 {1.5~2}
비 료	15 {1.5}
포 대 곡 물 류	15~30 {1.5~3}

14-3-4 적설하중

적설을 고려하여야 할 지역에서는 그 지역의 실상에 따라 적설하중을 검토하는 것이 바람직하다.

[해설]

적설을 고려하여야 할 지역에서는 강설량에 따라 에이프론 위에 쌓인 눈이 그대로 또는 자동차 등에 의해 전압되면 단단해져서 적재하중이 되므로 실상에 따라 적절한 적설하중을 정하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 제설작업을 하여야 하는 접안시설에서는 설하중으로는 하루밤의 강설량을 고려하면 충분한 경우가 많다. 이 경우 과거의 적설기록, 강설시 기상상황의 일반적 경향, 눈의 질, 제설상황 등을 충분히 고려하여 책임 기술자가 적설하중을 결정한다.
- (2) 일반적으로 적설하중은 1kN/m²(100kg/m²)을 사용하는 경우가 많다. 이는 예를 들면 건조한 새로 내리는 눈 가루같은 눈으로 대략적으로 70~100cm의 적설량에 상당한다.
- (3) 철도구조물 등에서는 눈의 일반적인 상태와 단위체적중량과의 관계는 대체적으로 표참(14-4)에 나타난 바와 같다.

표참(14-4) 눈의 일반적인 상태와 단위중량

눈의 일반적인 상태	단위중량
건조한 가루같은 눈이 자중으로 눌러진 경우	1.2
건조한 가루같은 눈이 풍압을 받은 경우	1.7
약간의 수분을 함유하고 자중으로 눌러진 경우	4.4
많은 수분을 함유하고 자중으로 눌러진 경우	8.3

(단위 : kN/m³)

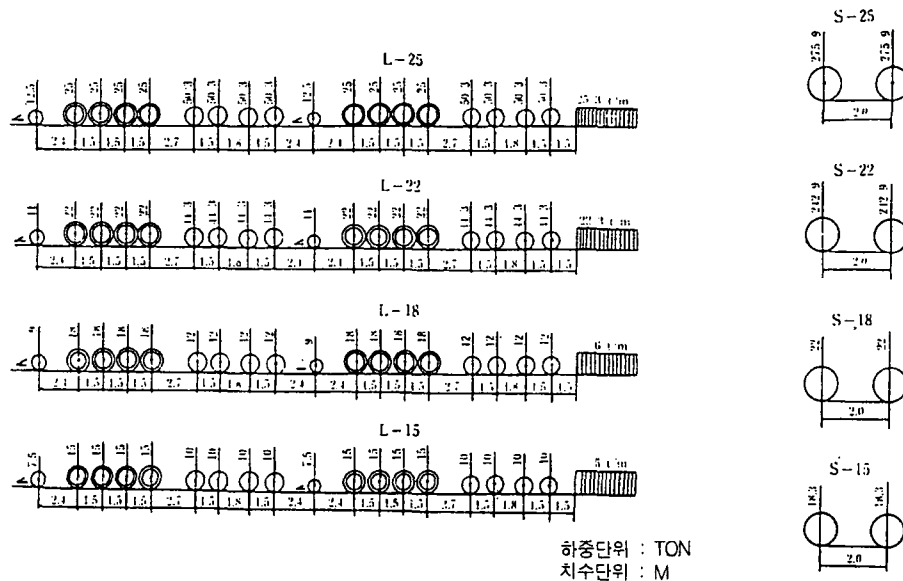
14-4 활하중

14-4-1 열차하중

열차하중은 당해 선로에 사용하는 열차 또는 차량의 실중량, 적재중량, 축배치 등을 고려하고 구조물 또는 부재에 최대의 영향이 생기도록 재하하는 것을 표준으로 한다. 다만, 하중을 도중에 2개소 이상으로 분산시켜 적재하는 것은 원칙으로 하지 않는다.

[참고]

- (1) 종래는 부두에 들어오는 열차하중으로 국유철도건설규칙(2002)에 따라 표준활하중으로 전차전용선의 경우 L-18을 표준으로 하였지만 이제 철도표준활하중은 도참(14-1)과 같다.



도참(14-1) 철도표준활하중

(주) 본 하중은 차량의 정지중에 있어서 레일에 대한 압력을 표시함. ◎표는 動輪을 표시.
 운전시 동륜의 균형원심력은 정지중에 있어서 압력의 15/100로 함
 차량의 스프링밀의 중량은 총중량의 25/100로 함
 L-18과 S-18을 고려하여 표준활하중을 LS-18로 칭함
 그외는 이에 따른다.

14-4-2 자동차 하중

자동차 하중은 도로교설계기준에 준한다.

[해설]

자동차 하중은 도로교설계기준(2000)에 규정되어 있는 자동차하중(DB하중, DL하중)에 상당한다. 대형자동차의 교통상황에 따라 DB-24하중, DB-18하중 및 DB-13.5하중으로 구분되며, DB-24로 설계하는 교량을 1등급, DB-18로 설계하는 교량을 2등급, DB-13.5로 설계하는 교량을 3등급으로 구분한다.

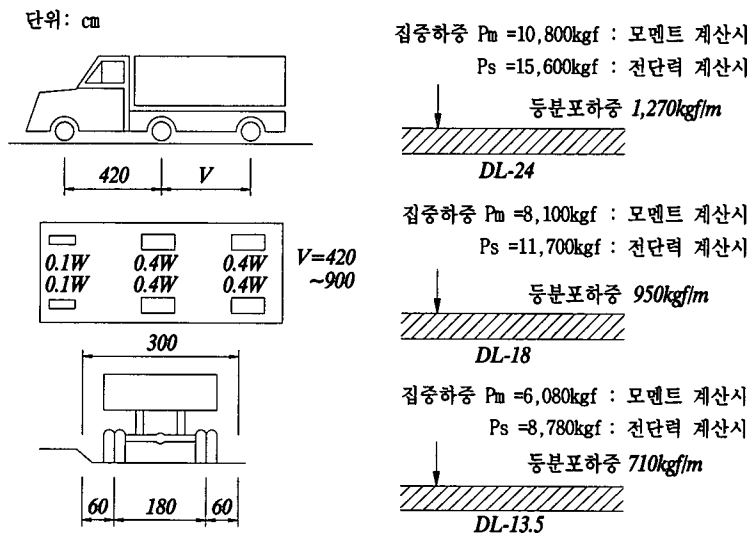
[참고]

(1) 도로교에서 규정되어 있는 자동차 하중에 대해서는 다음과 같다.

① DB하중은 표참(14-5)와 같다.

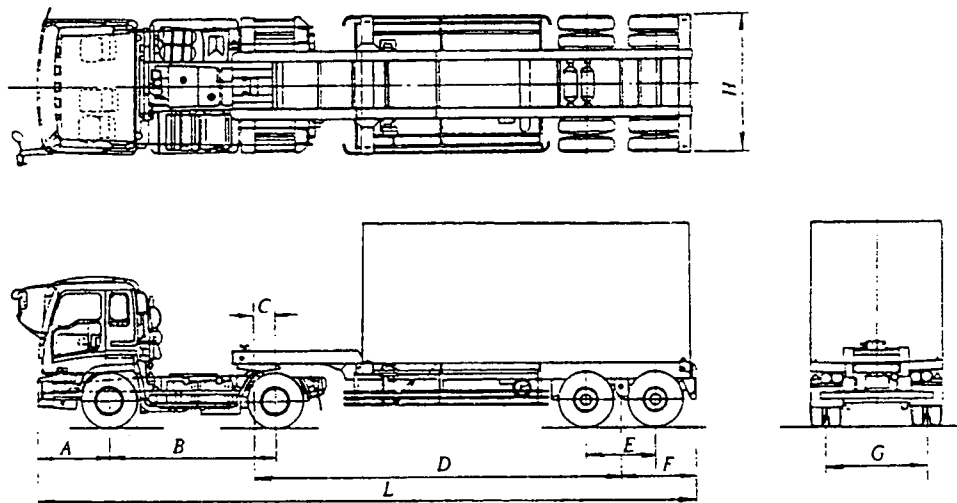
표참(14-5) DB하중

교량등급	하중 W(tonf)	총중량 1.8W(tonf)	전륜하중 0.1W(kgf)	후륜하중 0.4W(kgf)
1등급	DB-24	43.2	2,400	9,600
2등급	DB-18	32.4	1,800	7,200
3등급	DB-13.5	24.3	1,350	5,400



도참(14-2) DB 및 DL하중

(2) 트랙터와 트레일러의 조합에서의 예를 도참(14-3) 및 표참(14-6)으로 나타낸다.



도참(14-3) 트랙터와 트레일러 연결도

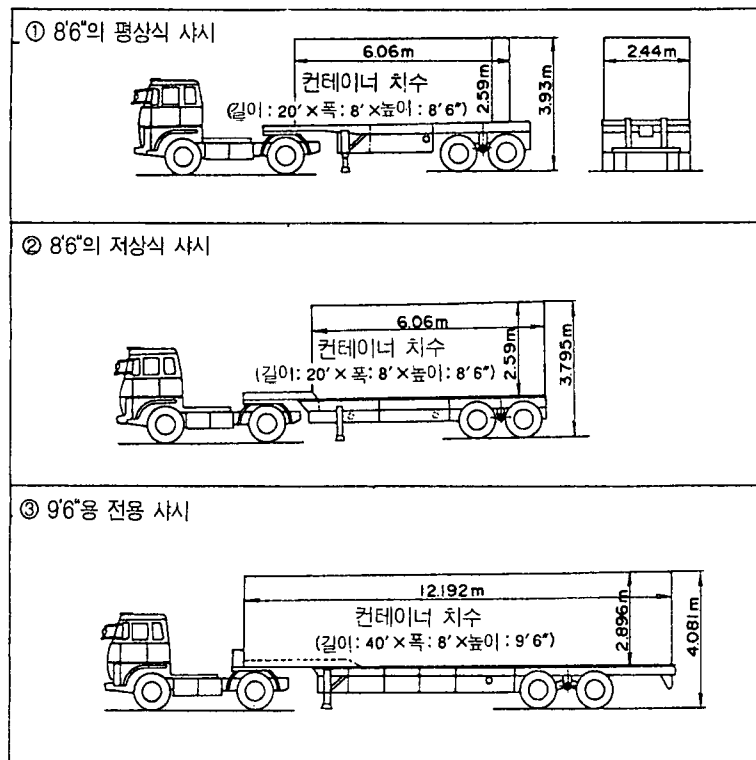
표참(14-6) 트랙터와 트레일러

항목	조합장비	제 원									최대적재중량 kg	공차축중량		차량총중량 kg
		트랙터	트랙터호일베이스	오프셋	트레일러호일베이스	탄뎀축거리	리어오버행거	트래트	전체폭	연결전체길이		전축	후축	
용도	트레일러	(A) mm	(B) mm	(C) mm	(D) mm	(E) mm	(F) mm	(G) mm	(H) mm	(L) mm	kg	kN	kN	kg
20ft-용	KC-EXR82D 1	1,400	3,160	460	6,800	1,240	1,405	1,840	2,490	12,305	20,500	12.7	21.0	30,400
	CT220D											6.87	25.5	
20ft-용	KC-EXD82D 1	1,400	3,180	460	9,175	1,550	1,555	1,850	2,490	14,850	24,000	13.0	21.1	34,510
	TC205											9.21	29.0	
40ft-용	KC-EXR82D 1	1,400	3,160	460	8,910	1,500	3,075	1,840	2,450	16,085	24,000	12.9	21.1	34,030
	CTB24001											6.67	26.7	
40ft-용	KC-EXR82D 1	1,400	3,160	460	8,960	1,550	3,025	1,820	2,460	16,085	24,000	12.9	21.1	34,210
	FKD240A											5.89	28.7	
20,40ft-용	KC-EXD82D 1	1,400	3,180	460	8,870	1,550	3,095	1,850	2,490	16,085	23,500	13.2	21.1	34,230
	TC28H 8 B2S											8.21	31.7	

(3) 해상수송에서 사용되는 컨테이너의 외형치수와 최대총질량에 관한 규격은 국제표준화기구(ISO)에서는 표참(14-7)와 같다. 차높이는 도로의 구조물이나 교통신호의 공간높이로 제한된다. 도로구조물의 공간높이는 현재 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙에서 4.5m로 규정되고 차량의 전체높이는 3.8m이하로 규정되어 있다. 다만, 배면이 높은 컨테이너(높이 9ft, 9ft 6inch)의 수송에서는 지정도로에 한하여 4.1m로 통행하고 있다.(참조 도참(14-4))

표참(14-7) 컨테이너 표준규격

명칭	길이 (L)				폭 (W)				높이 (H)				최대총중량	
	mm	공차 mm	ft in	공차 in	mm	공차 mm	ft	공차 in	mm	공차S mm	ft in	공차S in	kg	lb
1AAA	12,192	0 -10	40	0 -3/8	2,438	0 -5	8	0 -3/16	2,896	0 -5	9 6"	0 -3/16	30,480	67,200
1AA									2,591	0 -5	8 6"	0 -3/16		
1A									2,438	0 -5	8	0 -3/16		
1AX									<2,438		<8			
1BBB	9,125	0 -10	29 11 1/4	0 -3/16	2,438	0 -5	8	0 -3/16	2,896	0 -5	9 6"	0 -3/16	25,400	56,000
1BB									2,591	0 -5	8 6"	0 -3/16		
1B									2,438	0 -5	8	0 -3/16		
1BX									<2,438		<8			
1CC	6,058	0 -6	19 10 1/2	0 -1/4	2,438	0 -5	8	0 -3/16	2,591	0 -5	8 6"	0 -3/16	24,000	52,900
1C									2,438	0 -5	8	0 -3/16		
1CX									<2,438		<8			
1D	2,991	0 -5	9 9 3/2	0 -3/16	2,438	0 -5	8	0 -3/16	2,438	0 -5	8	0 -3/16	10,160	22,400
1DX									<2,438		<8			



도참(14-4) 컨테이너 적재시의 차량 높이

14-4-3 하역기계 하중

하역기계하중에는 이동식하역기계하중, 궤도주행식 하역기계하중과 고정식 하역기계 하중이 있고 하중을 결정하는 방법은 다음과 같다.

- (1) 이동식 하역기계 하중은 사용이 예상되는 이동식 하역기계의 전체중량, 최대운하중, 아웃트리거 최대하중 또는 크롤러의 최대 접지압으로 한다.
- (2) 궤도주행식 하역기계하중은 전체 중량 또는 차륜 간격과 바퀴수를 고려한 최대운하중으로 한다.
- (3) 고정식 하역기계하중은 최대 하중으로 한다.

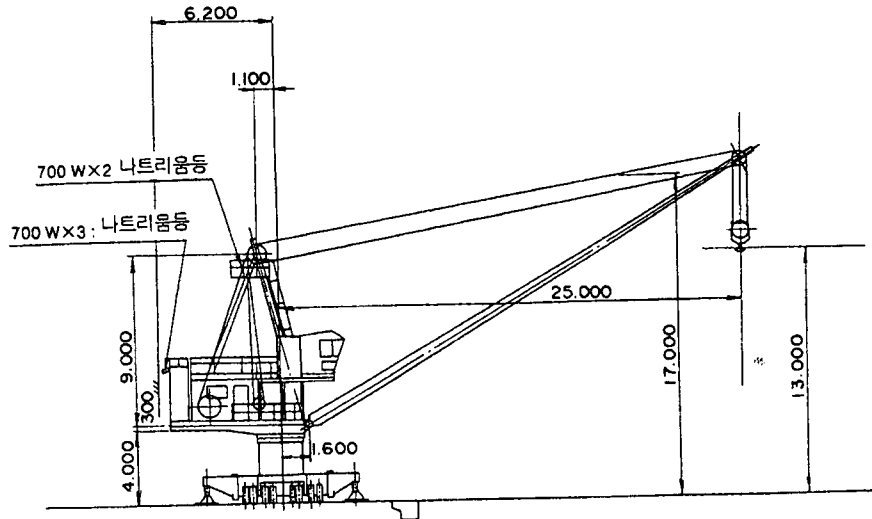
[해설]

- (1) 이동식 하역기계에는 자주크레인(호일크레인, 트럭크레인, 크롤러크레인의 총칭임), 컨테이너하역기계(스트레틀캐리어, 트랜스퍼크레인, 프론트 포크리프트, 사이드롤러 등의 총칭임), 포크리프트, 록로더 등이 있다. 아웃트리거를 사용하는 타이어크레인, 트럭크레인 등은 대체로 큰 집중하중이 작용하기 때문에 설계에서는 가장 위험한 재하상태를 가상할 필요가 있다.
- (2) 궤도 주행식 하역기계에는 컨테이너 크레인, 뉴메틱 언로더, 더블링식 인입크레인, 더블링식 언로더 등이 있다.
문형 크레인, 광석전용 언로더 등 대형 하역기계의 하중은 지진시의 하중, 풍하중이나 하역시의 충격하중 등을 적절하게 고려하고 안전한 설계가 되도록 배려한다.

- (3) 고정식 하역기계에는 고정식 집크레인, 고정식 뉴머틱언로더 등이 있다.
- (4) 하역기계는 대형화하고 있어 대상이 되는 시설에 어느 정도의 하역기계가 사용되는가를 충분히 조사하여 설계조건을 결정할 필요가 있다.

[참고]

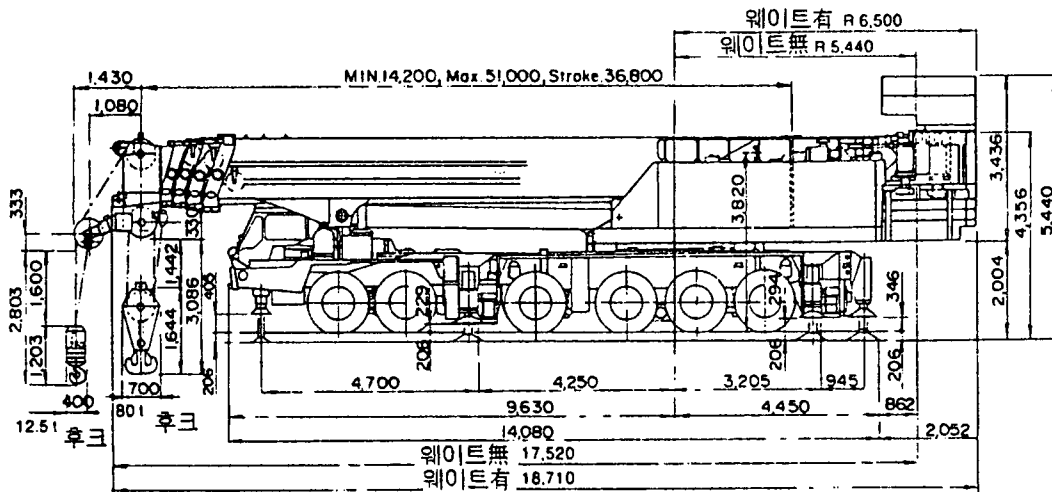
- (1) 이동식하역기계의 한 예로 도참(14-5)~도참(14-9)와 표참(14-6)~표참(14-10)과 같다.



도참(14-5) 타이어 크레인

표참(14-6) 타이어 크레인

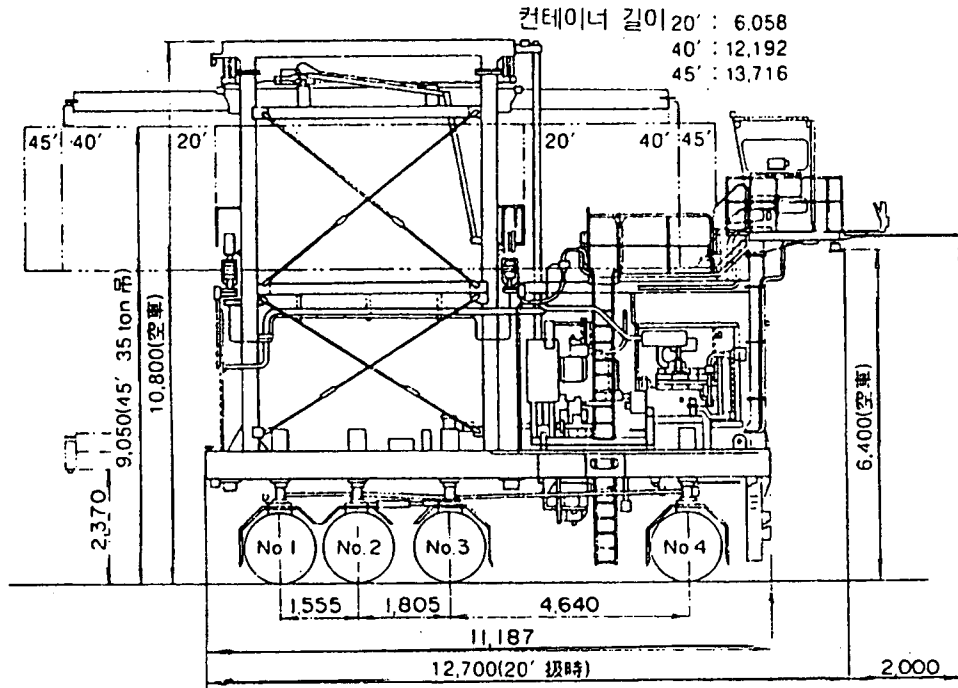
기계명	최대 들어올리는 질량(t)	전체장비 질량(t)	본체 주요치수(m)			최대축중량(kN)		최대접지압(kN/m ²)	
			전체길이	전체폭	전체높이	아웃트리거	타이어	아웃트리거	타이어
LW250-5	26.0	26.98	9.94	2.62	3.52		132		
LW100-1	10.0	12.88	6.115	2.00	2.80				
JWC-450타워형	30.0	126.50	31.000	9.20	12.50	701	905		56.9
JWC-300타워형	30.0	90.00	29.000	9.20	12.50	402	642		40.2
JWC-250타워형	25.0	83.50	25.500	8.00	11.50	461	589		35.4
JWC-150타워형	20.0	56.60	22.800	7.70	10.00	294	374		46.7
JWC-100타워형	15.0	47.10	19.100	6.30	8.73	226	309		38.6



도참(14-6) 트럭크레인

표참(14-7) 트럭크레인

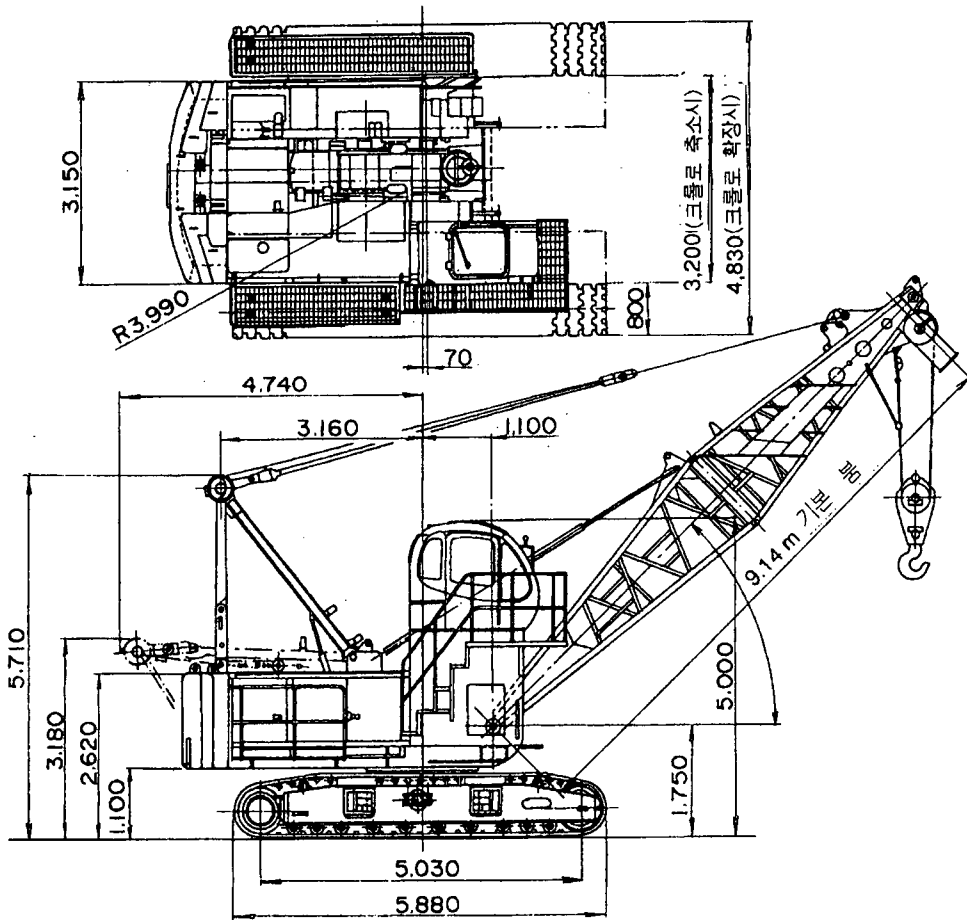
기계명	최대 들어올리는 질량(t)	전체장비 질량(t)	본체 주요치수(m)			최대축중량(kN)		최대접지압(kN/m ²)	
			전체길이	전체폭	전체높이	아웃트리거	타이어	아웃트리거	타이어
TG-3600M	360	180.7	17.52	3.40	5.14		450	17.530	78.460
TG-1600M	160	130.0	16.72	3.40	4.10		543	13.060	90.580
TG-1200M	120	94.7	15.72	3.40	4.10		392	10.030	65.460
TG-1000M	100	74.0	15.52	3.40	4.10		310	7.940	51.640
TG-500M	50	38.5	12.80	3.50	2.80		109	4.560	14.780
TG-450M	45	39.2	13.20	3.40	2.80		119	4.330	28.320
TG-75ML	7	7.9	7.60	2.10	3.10		52	820	17.440
ST350M	35	37.3	14.40	2.82	3.775	177			
ST350MT	35	40.5	14.40	2.82	3.775	181			
ST500M	50	51.4	10.81	3.24	2.665	255			
ST2000H	200	150.0	12.15	3.40	2.73				
SQ500HD	25	140.0	13.35	3.40					



도참(14-7) 스트레틀 캐리어

표참(14-8) 스트레틀 캐리어

기 계 명	취급컨테이너 (ft)	정격 질량 (t)	전체장 비질량 (t)	본체 주요치수(m)				최대차륜하중/1륜(kN)			
				전체 길이	전체폭	전체 높이	축거리	작업시 (수직)	작업시 (수평)	폭풍시 (수직)	폭풍 (수평)
VSC4434EX	20.40.45	35.0	59.0	40ft용 15.5	4.608	13.7	1~4 바퀴간격 8.0	35t 적재시 124			
VSC4423AEX	20.40.45	35.0	55.0	40ft용 15.5	4.508	10.8	1~4 바퀴간격 8.0	35t 적재시 120			

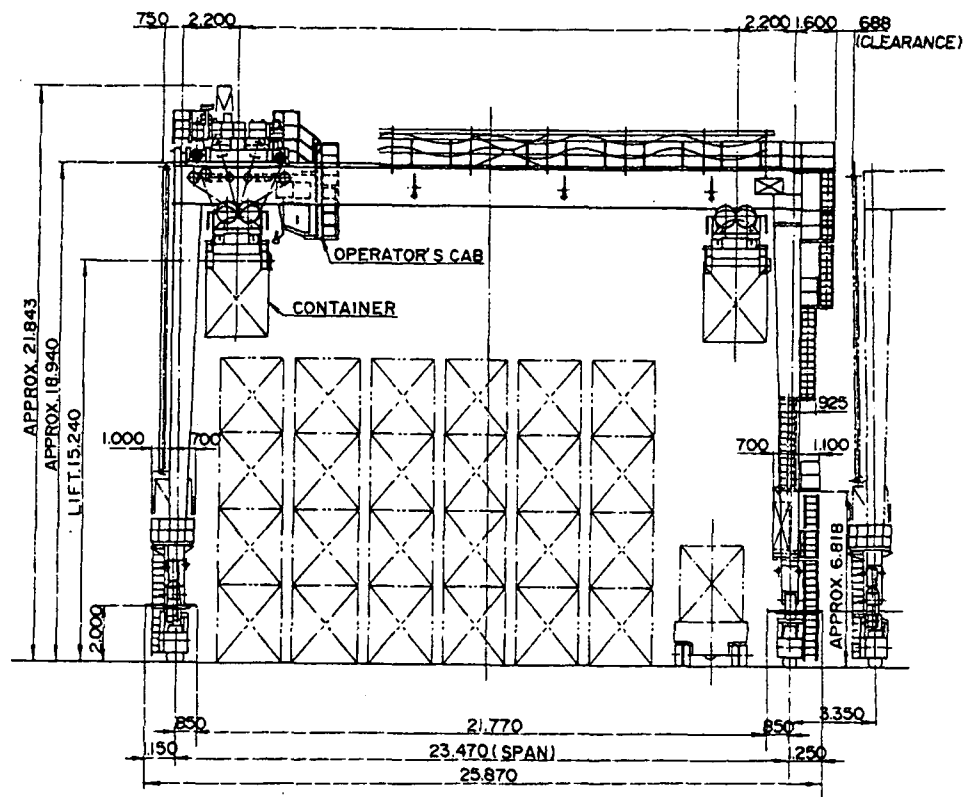


도참(14-8) 크롤러 크레인

표참(14-9) 크롤러 크레인

기계명	최대들어올리는 질량(t)	전체장비질량(t)	본체 주요치수(m)				크롤러최대 접지압(kN/m')
			전체높이	크롤러전체폭	크롤러전체길이	크롤러슈폭	
KH500-3	100	106.0	3.685	6.19	7.800	0.94	1032.8
KH300-3	80	74.6	3.535	4.83	6.345	0.85	1030.8
KH180-3	50	46.9	3.100	4.30	5.520	0.76	830.0

기계명	크레인능력(t)	전체장비질량(t)	본체 주요치수(m)				크롤러최대 접지압(kPa)
			전체높이	크롤러전체폭	크롤러전체길이	크롤러슈폭	
SL-13000	800	710.0	6.57	12.80	14.68	2.00	130.0
7450	450	355.0	10.12	9.50	11.51	1.50	104.8
7300	300	295.0	10.31	8.22	9.76	1.22	122.5
7150	150	150.0	7.81	6.67	8.15	1.07	91.0
BM1200	100	115.0	7.34	6.32	7.78	1.07	73.5
BM800	80	84.0	6.51	4.90	6.22	0.90	78.4
7065-2	65	64.6	5.71	4.83	5.88	0.80	74.0
7045	45	45.0	5.12	4.30	5.40	0.76	60.0
SC2000HD	200	172.0	8.69	6.94	8.99	1.12	91.0
SC1500HD	150	153.5	8.17	6.74	8.99	1.12	83.0
SC1000HD	100	109.2	7.70	6.07	7.77	0.97	78.0
SC800HD	80	79.0	6.78	4.81	6.42	0.81	83.0
SC500M	50	46.3	4.85	4.35	5.60	0.76	59.0
SC400	40	41.5	5.00	4.21	5.30	0.76	57.0
SC350	35	40.3	4.99	4.06	5.11	0.76	57.0

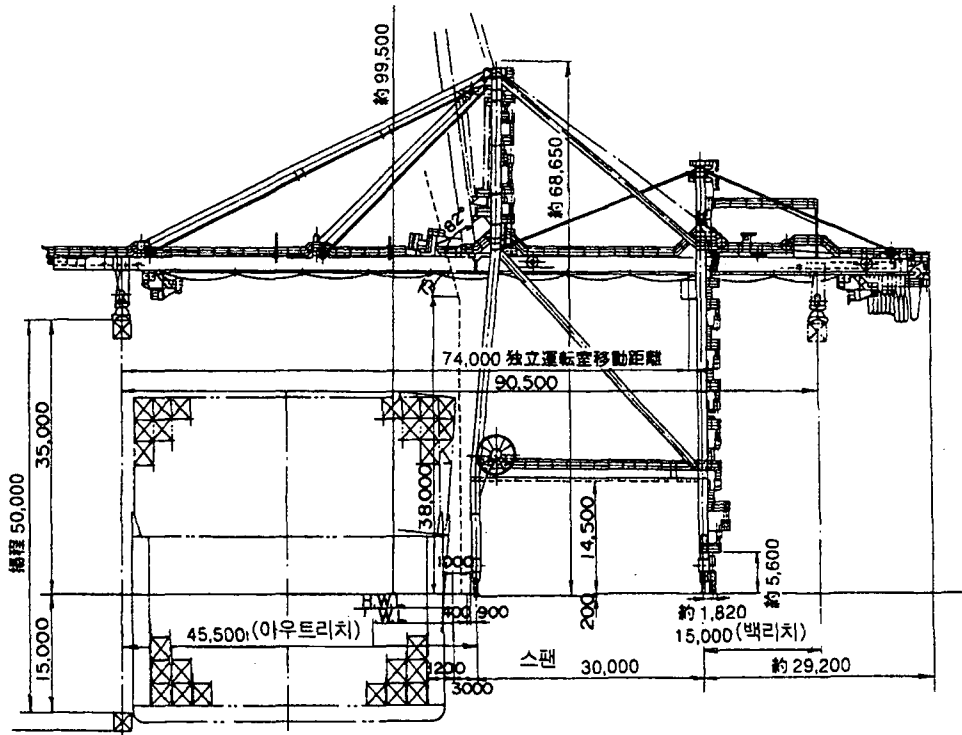


도참(14-9) 트랜스퍼 크레인

표참(14-10) 트랜스퍼 크레인

기계명	취급컨테이너 (ft)	정격 질량 (t)	전체장 비질량 (t)	본체 주요치수(m)				최대차륜하중/1륜(kN)			
				전체 길이	전체폭	전체 높이	축거리	작업시 (수직)	작업시 (수평)	폭풍시 (수직)	폭풍 (수평)
A	20. 40. 45	40.6	130.0	25.87	11.5	21.843	6.4	290			
B	20. 40	40.6	150.0	12.50	25.5	20.600	2.5		320		410
C	20. 40. 45	54.1	151.1	29.40	14.5	20.400	1.0	160	15	180	39
D	20. 40	40.6	120.0	26.00	11.0	22.000	2.5	290			
E	20. 40	40.6	123.0	11.10	25.6	22.000	2.5	270			
F	20. 40. 45	40.6	136.0	11.50	24.9	22.500	2.5	290			

(2) 케도주행식하역기계의 한 예를 도참(14-10)과 표참(14-11)으로 나타낸다.



도참(14-10) 컨테이너 크레인

표참(14-11) 컨테이너 크레인

기 계 명	취급 (ft)	정격 하중 (t)	전장비 질량 (t)	본체주요치수(m)				최대차량하중/1륜(kN)			
				전장	전폭	전고	전거	작업시	작업시 (수평)	폭풍시	폭풍 (수평)
青海C 4버스 컨테이너 크레인(-14m)	20,40,45	40.6	900.0	아우트 47.8 백 11.0 스팬 30.0	27.15	47.0	바퀴간격 18.0	해측458 육측324		해측661 육측628	
大黒C港 4버스 컨테이 너크레인(-14m)	20,40,45	40.6	882.0	아우트 45.5 백 15.0 스팬 30.0	26.50	50.0	바퀴간격 16.5	해측422 육측373		해측584 육측683	
四日市港 컨테이너크 레인 (-14m)	20,40,45	30.5	652.0	아우트 36.2 백 12.0 스팬 30.0	27.60	45.0	바퀴간격 18.0	해측341 육측275		해측433 육측546	
에바-파나막스 컨테이 너크레인	20,40	33.5	836.0	86.0	30.55	97.6	18.0	290	2.94	455	40.2
파나막스 컨테이너크 레인	20,40	30.5	595.0	64.2	58.45	75.6	18.0	324	4.91	480	60.8
名港西4區向 컨테이너 크레인(-14m)	20,40,45	56.3	848.3	115.0	28.00	99.0	19.6	334	6.87	534	59.5
苫小牧入船 부두컨테 이너크레인(-12m)	20,40	48.1	690.0	84.0	28.00	80.0	20.6	321	5.59	487	53.7
金城 부두컨테이너크 레인(-10.5m)	20,40	48.0	677.4	86.0	29.10	75.0	21.3	361	7.55	438	103.0
에바파나막스포테나	20,40,50	40.6	900.0	100.0	30.00	70.0		441		687	
파나막스포테나	20,40	30.5	700.0	80.0	30.00	60.0		402	275	589	

※ 이 표는 일본항만의 치수임.

14-5 균중하중

균중하중은 $5\text{kN/m}^2(0.5\text{t/m}^2)$ 를 표준으로 한다. 다만, 특수 시설에서는 그 시설의 이용 상황을 고려하여 그 값을 감할 수 있다.

제 15 장 마찰계수

15-1 일 반

구조물의 활동에 대한 마찰저항력의 계산에 사용되는 재료의 마찰계수는 정지마찰계수로 하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 재료의 마찰계수는 대상으로 하는 구조물의 특성, 재료의 특성 등을 감안하여 적절하게 설정하는 것으로 한다.

[참 고]

- (1) 안정계산에 사용하는 정지마찰계수는 일반적으로 표참(15-1)의 값을 사용하여도 좋다. 마찰은 적당한 하중을 근본으로 한 근사적인 성립이 되어 경험값으로서 모두 동일조건을 근본으로 되풀이 하여 실측한 마찰계수의 값은 어느 정도의 폭으로 벗어난다. 표참(15-1)에서 나타난 값을 이전부터 경험적으로 사용한 것이지만 여기에서 명기하지 않은 것은 실험을 하여 정하는 것이 좋겠다. 표참(15-1)의 값은 구조물 전체에서의 활동(Sliding)에 대한 안정계산에서 사용하는 경우의 값이고 말뚝의 지지력 계산 값은 杭周面과 흙과의 마찰계수, 경사제의 안정계산에서의 마찰계수, 경사로에 의한 케이슨의 진수계산에서의 마찰계수, 토압계산에서의 벽면마찰각 등과 같이 구조물의 부분적인 설계계산에서의 마찰계수로는 적용하지 않는다. 즉, 표참(15-1)에서 나타난 값은 구조물에 상시의 외력이 작용할 때의 정지마찰계수이지만 지진시와 같이 진동상태에서는 적절한 자료가 없기 때문에 본 표의 값을 사용하고 있다.

표참(15-1) 정지마찰계수

콘크리트와 콘크리트	0.5
콘크리트와 암반	0.5
수중콘크리트와 암반	0.7~0.8
콘크리트와 사석	0.6
사석과 사석	0.8
목재와 목재	0.2(습)~0.5(건)
마찰증대용 매트와 사석	0.7~0.8

- 주 : ① 수중콘크리트와 암반의 경우 표준조건으로는 0.80이다.
 단, 기반암에 균열이 많은 경우 기반암을 덮고있는 모래의 이동이 심할 경우 등을 그 조건에 따라 0.7정도까지 내린다.
 ② 셀블록의 안정계산을 할 경우 제8편 3.3.6 셀블록안정계산에서 참조한다.

(2) 마찰증대용 매트 마찰계수

마찰증대용 매트로는 아스팔트재료, 고무재료 등을 사용하는 경우 마찰계수는 0.7로 하는 사례가 많지만 시공조건에 따라 0.7이상을 기대할 수 있는 결과도 있다. 일반적으로 마찰증대용매트의 사용에서는 재료의 내구성, 구조물의 중요도, 해상조건 및 경제성 등을 충분히 고려하고 재료를 선정할 것과 마찰계수에 관한 실험결과를 충분히 검토하는 것이 중요하다.

(3) 현장치기 콘크리트의 마찰계수

표참(15-1)의 정지마찰계수에 값 중 콘크리트 관련에 대하여는 프리캐스트 콘크리트나 현장치기 콘크리트 나에 따라 그 값이 변화한다고 생각할 수 있지만 실제로는 현장치기 콘크리트의 경우도 상기표를 사용하고 있는 예가 많다. 즉, 도로토공, 옹벽, 암거, 가설물 시공에서는 현장치기 콘크리트에 의한 옹벽 저면과 기초지반의 마찰계수는 표참(15-2)의 값으로 사용하고 있다.

표참(15-2) 기초지반의 종류와 설계정수(현장치기 콘크리트에 의한 것)

기초지반의 종류		허용지지력도 (N/cm ² {kg/cm ² })	옹벽저면의 활동 안정계산에 사용 하는 마찰계수	비 고	
				qu(N/cm ² {kg/cm ² })	N값
암 반	균열이 적은 균일한 경암	100 {10}	0.7	1000이상{100이상}	-
	균열이 많은 경암	60 {6}		1000이상{100이상}	-
	연암·단단한 흙	30 {3}		100이상 {10이상}	-
자 갈 층	치밀한 것	60 {6}	0.6	-	-
	치밀하지 못한 것	30 {3}		-	-
모 래 지 반	치밀한 것	30 {3}	0.6	-	30~50
	중간정도의 것	20 {2}		-	15~30
점 성 토 지 반	아주 단단한 것	20 {2}	0.5	20~40 {2~4}	15~30
	단단한 것	10 {1}		10~20 {1~2}	8~15
	중간정도의 것	5 {0.5}		5~10{0.5~1}	4~8

(4) 암반과 프리캐스트 콘크리트의 활동저항

해저의 암반에 프리캐스트콘크리트를 쳐서 방파제나 접안시설을 시공하는 공법이 활용되어 왔다. 이와 같이 매시브한 구조물의 활동에 대한 저항력은 암반과 프리캐스트콘크리트의 부착력 양자 간의 마찰저항, 암반의 요철에 의한 암반 및 프리캐스트콘크리트의 전단저항 등 복잡한 내용으로 구성된다. 한편, 이와 같은 구조물의 활동에 대한 저항력은 시공지점의 기반암의 재질, 그것을 덮고 있는 저질, 주입모르타르의 품질, 시공의 정도, 시공시의 해상조건 등에 따라 좌우된다. 기존구조물의 실적 등을 감안하고 여러 관점에서 고찰한 결과 편의적으로는 마찰에 의한 활동의 저항이라고 보고 암반과 프리캐스트콘크리트사이의 마찰계수는 표참(15-1)과 같은 값을 사용하여도 되며 프리캐스트콘크리트이외의 수중콘크리트에서도 같이 생각하여도 된다.

(5) 그 외의 마찰계수

돌과 금속 : 0.3~0.4

나무와 돌 : 0.4

나무와 금속 : 0.6(건), 0.2(습)

고무와 고무 : 0.5

모래와 철 : 0.4~0.7

모래와 콘크리트 : 0.5~0.6

여 백

제 3 편

재 료



여 백

제 3 편 재 료

제 1 장 총 설

1-1 재료의 선정

구조물 및 그 기초공에 사용하는 재료는 작용하는 물리적인 외력과 열화, 외력, 내용년수, 형상, 시공성, 경제성 및 환경에 미치는 영향 등을 고려해서 적절한 재료를 선정한다.

1-2 부재의 안전

구조물 각 부재의 외력에 대한 안전검토는 구조물의 특성 등에 따라 허용응력 설계법 또는 한계상태설계법에 의한다. 단, 철근콘크리트 구조물 부재의 안전검토는 한계상태 설계법에 의하는 것을 표준으로 하되, 국내에 한계상태 설계법을 근간으로 하는 「콘크리트 구조 설계기준」이 제정될 때까지는 현행 「콘크리트 구조설계 기준(한국콘크리트학회, 2004)」에 따르고, 본 설계기준의 한계상태 설계법을 참고할 수 있다.

[해설]

- (1) 본문의 단서 규정은 우리나라의 현행 「콘크리트 구조 설계 기준(한국콘크리트학회, 2004)」이 極限 強度 設計法을 근간으로 제정된 것이어서 「한계상태 설계법」과 차이가 있기 때문에, 국내에 한계상태 설계법을 근간으로하는 「콘크리트 구조설계 기준」이 제정될 때까지는 현재 기준으로 하고 있는 「콘크리트 구조설계 기준」을 따르고, 한계상태 설계법에 준거하여 기술된 본 설계기준을 참고할 수 있도록 한 것이다.
- (2) 강구조의 설계시에는 본 기준과 함께 「도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005)」의 “강교편”을 기준할 수 있다.

제 2 장 강 재

2-1 사용 강재

강재는 한국산업규격(KS)에 적합하거나 이와 동등이상의 품질을 갖는 것으로 한다.

[해설]

외국제품으로 KS에 상당하는 품질을 갖고 있는 것과 아직 KS로서 규격화되지는 않았으나, 이와 비슷한 품질을 갖고 있는 것에 대해서는 이들을 사용할 수 있다.

[참고]

- (1) KS에 적합한 강재중 항만시설에 비교적 많이 사용되고 있는 것은 표참(2-1) 및 표참(2-2)에 정리하였다. 각각의 KS에는 더 많은 종류의 강종에 대한 규정이 있으므로 참고할 수 있다.

표참(2-1) 강재의 품질규격

강재의 종류	규 격		기 호	종 류
구조용강재	KSD3503	일반구조용 압연강재	SS400	봉강, 형강, 강판, 평강, 강대
	KSD3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM490Y SWS520, SWS570	형강, 강판, 강대, 평강
	KSD3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	SMA400, SMA490, SMA570	형강, 강판
강 관	KSD3566	일반구조용 탄소강관	STK400, STK490	
강 말 락	KSF4602	강관말 락	STK400, STK490	
	KSF4603	H형강 말 락	SHK400, SHK490	
널 말 락	KSF4604	열간 압연 강널말 락	SY30, SY40	U형, Z형, 직선형, H형
	KSF4605	강관 시트 파열	SKY400, SKY490	
주단조품	KSD3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A	계선주, 체인 등
	KSD4101	탄소강 주강품	SC450	
	KSD3752	기계구조용 탄소강재	SM30C, SM35C, SM45C	
	KSD4301	회 주철품	GC150, GC250	
용 접 봉	KSD7004	연강용 피복아크용접봉		SS400, SM400, SMA00용
	KSD7006	고장력강용 피복아크용접봉		SM490, SM490Y, SM520, SMA490용
	KSD7025	연강 및 고장력강용 마그 용접 솔리드와이어		YGW
	KSD7106	내후성강용 탄소가스 아크용접 솔리드와이어		YGA
접합용강재	KSD3557	리벳용 원형강	SV330, SV400	
선 재	KSD3509	피아노선재	PWR	피아노선, PC강선, PC강 열선, 와이어로프
	KSD3559	경강선재	HSWR	경강선, PC경강선, 와이어로프, 아연도강연선
	KSD7002	PC강선 및 PC강연선	SWPC, SWPD	
봉 강	KSD3504	철근콘크리트용 봉강	SR24, SR30, SD30A, SD30B, SD35, SD45, SBCR24	
	KSD3527	철근콘크리트용 재생봉강	SBCR30, SBCR24D, SBCR30D	
	KSD3505	PC강봉	SBPR 785/930, 785/1030, 930/1080, 930/1180	

주) 1) 강재의 기호는 SM400의 경우 KS에는 SM400A, SM400B, SM400C의 3종류가 있으나 이 표에서는 숫자의 뒷 기호를 생략하고 표시하였다.

2) 기계구조용 탄소강재는 KSD3752에 규정된 재질 SM30C, SM35C, SM45C를 열처리하여 고르고, KSD3752의 참고표에 나타나 있는 기계적 성질을 만족하는 재료로 하였다.

표참(2-2) 강재의 형상규격

강 재 의 종 류		규 격	사 용 강 재
구조용강재	열간압연 봉강 및 코일봉강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3051	SS400
	열간압연 형강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3502	SS400, SM400, SM490 SM490Y, SM520, SM570 SMA400, SMA490, SMA570
	열간압연 강관 강대의 모양·치수·무게 및 그 허용차	KSD3500	SS400, SM400, SM490 SM490Y, SM520, SM570 SMA400, SMA490
	열간압연 평강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3052	SS400, SS490, SWS400, SM490, SM520
강말뚝	강관말뚝	KSF4602	SPS400, SPS490
	H형강 말뚝	KSF4603	SHK400, SHK400M SHK490M
널말뚝	열간압연 강널말뚝	KSF4604	SY30, SY40
	강관 시트 파일	KSF4605	SKY400, SKY490
접합용강재	열간 성형 리벳	KSB1102	SV330, SY400
	6각볼트	KSB1002	
	6각너트	KSB1012	
철근콘크리트	철근콘크리트용 봉강	KSD3504	SR24, SR30, SD30A, SD30B, SD35, SD40
	철근콘크리트용 재생봉강	KSD3527	SBCR24, SBCR30, SBCR24D, SBCR30D
프리스트레스트콘크리트	PC강선 및 PC강연선	KSD7002	SWPD, SWPC
	PC강봉	KSD3505	SBPR
계류제	와이어로프	KSD3514	HSWR, PWR
	플래시버트 용접앵커체인	KSV3313	
철망	용접철망	KSD7017	

- (2) 일반적으로 고장력강이란 인장강도 490N/mm²이상의 구조용 강재를 말한다. 고장력강은 고강도로 되어 있는 만큼 항복비가 크게(인장강도에 대한 항복점강도의 비율이 크게 됨) 된다는 중요한 성질을 가지므로 뒤에 설명하는 허용응력을 정할 때의 안전율에 영향을 미치게 된다. 즉, 허용응력설계법에서의 안전율은 항복 점을 기준으로 하고 있으므로 고장력강에 대한 안전율을 SS400의 안전율과 같다고 할 경우 극한강도에 대한 안전성의 여유가 고장력화된 강재만큼 저하하는 것이 된다.
- (3) 내후성 강재는 해상부분의 해염(海鹽)입자에 대한 내식성이 우수하고, 종류로는 무도장용 W종과 도장용 P종이 있다.
- (4) 일반 구조용 압연강재, 용접구조용 압연강재 및 용접구조용 내후성 열연압연강재를 사용할 경우에는 「도로교설계기준」에 나타난 바와 같이 도참(2-1)에서 판두께를 선정하는 것이 좋다. 판두께가 8mm미만인 강재를 사용하는 경우에는 「도로교설계기준」에 준한다. 일반적으로 판두께가 두꺼워지면 용접부분의 취성화

- (6) PC강선 및 PC강연선의 강도규격은 KS D 7002에 규정되어 있는 것이고, 강재의 화학성분에 관한 규정은 KS D 3509에 규정되어 있다.
- (7) 格点구조와 같이 용접부가 많은 구조물에는 강재의 화학성분과 용접성에 주의하여야 한다. 일반적으로 용접을 하는 강재로는 용접구조용 압연강재(KS D 3515) 및 용접구조용 내후성 열간압연강재(KS D 3529)가 쓰여지며, 일반구조용 압연강재(KS D 3503)의 SS400은 용접을 하지 않는 부재에 한정하는 것이 바람직하다.

2-2 설계계산에 쓰이는 강재의 선정

강 및 주강의 정수는 강도특성 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

일반적인 강 및 강재 정수의 참고치는 표참(2-3)에 나타난 바와 같다. 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트에 쓰이는 강재의 정수에 대해서는 「콘크리트 구조 설계기준」의 값을 준용한다.

표참(2-3) 강재의 정수

탄 성 계 수	E	$2.0 \times 10^5 N/mm^2$, ($2.0 \times 10^6 kg/cm^2$)
전단탄성계수	G	$7.7 \times 10^4 N/mm^2$, ($7.9 \times 10^5 kg/cm^2$)
포 아 슨 비	ν	0.30
선 팽 창 계 수	α	$12 \times 10^{-6} \ell / ^\circ C$

2-3 강재의 허용응력

2-3-1 일 반

강재의 허용응력은 강재의 종류에 따라서 「본편 2-3-2 구조용강재, 2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝」 및 「본편 2-3-4 강널말뚝」에 나타난 수치로 하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

강재의 허용응력은 「본편 2-3-2 구조용강재」 ~ 「본편 2-3-7 허용응력의 할증」에 있는 값을 쓰는 것을 원칙으로 하고 있으나, 구조물을 특수한 지점에 건설하는 경우와 「본편 2-3-2 구조용강재」 ~ 「본편 2-3-7 허용응력의 할증」에 명기하지 않은 강재를 사용할 때에는 다음 사항에 유의해서 허용응력을 정할 필요가 있다.

- (1) 계산이론과 실제구조가 보이는 거동의 상위
- (2) 구조물 시공시와 완성후의 외력조건의 상위
- (3) 피로, 腐蝕에 의한 재료의 경년(經年)변화

- (4) 설계외력과 실제외력의 상위
- (5) 파괴시의 양상(樣相)
- (6) 구조물의 중요도
- (7) 유지, 수선, 보수의 난이성
- (8) 예측할 수 없는 외력에 대한 안전도

2-3-2 구조용 강재

구조용 강재의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 표(2-1)의 값을 표준으로 한다.

표(2-1) 구조용 강재의 허용응력

단위 : N/mm², {kg/cm²}

응력의 종류	강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490 SM520 SMA490	SM570 SMA570
	축방향인장응력(순단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}
축방향압축응력(총단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}	255 {2,550}
휨인장응력(순단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}	255 {2,550}
휨압축응력(총단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}	255 {2,550}
전단응력(총단면적에 대하여)		80 {800}	105 {1,050}	120 {1,200}	145 {1,450}
지압응력	(강판과 강판)	210 {2,100}	280 {2,800}	315 {3,150}	380 {3,800}
	헬츠공식으로 산출한 경우	600 {6,000}	700 {7,000}	-	-

[참 고]

- (1) 표(2-1)의 값은 판두께가 40mm이하인 구조용 강재의 허용응력이다. 판두께가 40mm를 초과하는 구조용강재의 허용응력은 「도로교 설계기준(2000)」의 규정에 준한다.
- (2) 각종 강재의 압축 및 인장응력의 허용치는 위에 기술한 표참(2-4)과 같이 KS에 규정된 항복점강도의 대략 60%정도로 한 것이다.
- (3) 구조용 강재는 좌굴이 생기는 위험성이 적은 개소에 사용하는 경우가 대부분이기 때문에 허용응력은 좌굴을 고려하지 않는 값으로 표(2-1)과 같이 정한 것이다. 좌굴을 고려하는 경우의 축방향 압축응력과 휨압축응력의 허용응력에 대해서는 국부좌굴을 고려하지 않는 허용응력과 국부좌굴에 대한 허용응력의 검토 모두 「도로교 설계기준」를 준용할 수 있다.
- (4) 허용지압응력은 강재와 강재의 접촉기구가 평면과 평면(평면에 가까운 원통면과 국부적 평면 포함) 또는 球面 (또는 원통면)과 평면이 미소한 부분에서 접촉하는 것으로 나누어 볼 수 있다. 앞의 것에 대하여는 허용인장응력의 50%를 할증한 허용지압응력으로 하였고, 뒤의 것에 대하여는 일반적으로 「헬츠이론에 의한 지압」이라 부르는 것으로 그 산정방법에 대해서는 「도로교 설계기준」을 참조하면 된다.

2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝

강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력은 표(2-2~3)와 같다.

표(2-2) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응력의 종류	강 종	STK400, SHK400, SHK400M, SKY400	STK490, SHK490M, SKY490
축방향인장응력(순단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}
축방향압축응력(총단면적에 대하여)		$\frac{l}{r} \leq 18,$ 140 {1,400} $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $140 - 0.82\left(\frac{l}{r} - 18\right)$ $\frac{l}{r} > 92,$ $\frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16,$ 185 {1,850} $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $185 - 1.2\left(\frac{l}{r} - 16\right)$ $\frac{l}{r} > 79,$ $\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2}$
휨인장응력(순단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}
휨압축응력(총단면적에 대하여)		140 {1,400}	185 {1,850}

표(2-3) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력

응력의 종류	강 종	STK400, SHK400, SHK400M, SKY400	STK490, SHK490M
축방향과 휨모멘트를 받는 동시에 부재		① 축방향력이 인장인 경우 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ 또는 $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ ② 축방향력이 압축인 경우 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
진단응력(총단면적에 대하여)		80(800)	105(1,050)

표(2-2)에 있어서 각 기호가 뜻하는 바는 다음과 같다.

- l : 부재의 유효좌굴장(cm)
- r : 부재총단면의 단면 2차반경(cm)
- σ_t, σ_c : 단면에 작용하는 축방향 인장력에 의한 인장응력 및 축방향 압축력에 의한 압축응력(N/mm²)
- σ_{bt}, σ_{bc} : 단면에 작용하는 휨모멘트에 의한 최대인장응력 및 최대 압축응력(N/mm²)
- σ_{ta}, σ_{ca} : 허용인장응력 및 弱軸에 대한 허용축방향 압축응력(N/mm²)
- σ_{ba} : 허용휨 압축응력(N/mm²)

[참 고]

- (1) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력은 「도로교 설계기준」을 참고로 정한 것이다. 축방향 압축응력, 축방향력 및 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 축방향력이 압축인 경우에 대한 허용응력은 전체좌굴에 대한 값이다. 국부좌굴에 대한 검증이 필요한 경우에는 「도로교 설계기준」을 참고하여 허용응력을 정해도 좋다.
- (2) 잔교식 구조물 등에 있어서 부재의 유효좌굴장은 가상지표면상의 부재길이를 말한다. 가상지표면에 대해서는 「제8편 8-1-4(2) 가상지표면」을 참조하면 된다.
- (3) 축방향력과 전단력을 함께 고려할 필요가 있을 때에는 「도로교 설계기준」참고로 해서 정해도 좋다.

2-3-4 강널말뚝

강널말뚝의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 표(2-4)의 값을 쓰는 것을 표준으로 한다.

표(2-4) 강널말뚝의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응력의 종류 \ 강 종	SY30	SY40
휨인장응력(순단면적에 대하여)	180 {1,800}	235 {2,350}
휨압축응력(총단면적에 대하여)	180 {1,800}	235 {2,350}
전단응력(총단면적에 대하여)	100 {1,000}	125 {1,250}

[참 고]

강널말뚝의 허용응력은 다른 강재의 항복점 강도와 허용응력을 참고로 정한 것이다.(표참(2-4) 참조)

표참(2-4) 강널말뚝과 구조용 강재의 허용응력 등의 비교

鋼 種	보정항복점 강도 (N/mm ² {kg/cm ² })	인장강도 하한치 (N/mm ² {kg/cm ² })	허용휨응력 (N/mm ² {kg/cm ² })	허용전단응력 (N/mm ² {kg/cm ² })	항복비 ①÷② (%)	휨응력비 ③÷① (%)	전단응력비 ④÷① (%)
SS400, SM400, SMA400 (16mm<t≤40mm)	235 {2,350}	400 {4,000}	140 {1,400}	80 {800}	59	60	34
SM490 (16mm<t≤40mm)	315 {3,150}	490 {4,900}	185 {1,850}	105 {1,050}	64	59	33
SM490Y, SMA50 (16mm<t≤40mm)	355 {3,550}	490 {4,900}	210 {2,100}	120 {1,200}	72	59	34
SM520 (16mm<t≤40mm)	355 {3,550}	520 {5,200}	210 {2,100}	120 {1,200}	68	59	34
SM570, SMA58 (16mm<t≤40mm)	450 {4,500}	570 {5,700}	255 {2,550}	145 {1,450}	79	57	32
SY30	295 {2,950}	490 {4,900}	180 {1,800}	100 {1,000}	60	61	34
SY40	390 {3,900}	540 {5,400}	235 {2,350}	125 {1,250}	72	60	32

2-3-5 주단조품(鑄鍛造品)

주단조품의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 적절히 설정한다.

[참 고]

(1) 주단조품이 허용응력 참고치는 표참(2-5)에 보이는 바와 같다.

표참(2-5) 주단조품의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응력의 종류	철강재의 종류		주강	기계구조용 강재		주 철	
	SF490A	SF540A		SM30C	SM35C	GC150	GC250
축방향인장응력(순단면적에 대하여)	140 {1,400}	170 {1,700}	140 {1,400}	170 {1,700}	190 {1,900}	40	60
축방향압축응력(총단면적에 대하여)	140 {1,400}	170 {1,700}	140 {1,400}	170 {1,700}	190 {1,900}	80	120
휨인장응력(순단면적에 대하여)	140 {1,400}	170 {1,700}	140 {1,400}	170 {1,700}	190 {1,900}	40	60
휨인장응력(총단면적에 대하여)	140 {1,400}	170 {1,700}	140 {1,400}	170 {1,700}	190 {1,900}	80	120
전단축방향인장응력(총단면적에 대하여)	80 {800}	100 {1,000}	80 {800}	100 {1,000}	110 {1,100}	30	50
지압응력(헬스공식으로 계산할 경우)	600 {6,000}	700 {7,000}	600 {6,000}	670 {6,700}	720 {7,200}	450	650

(2) 표참(2-5)의 주단조품의 허용응력은 좌굴을 고려하지 않는 경우의 값이다.

(3) SF490A 및 SC450의 인장강도는 각각 490N/mm² 및 450N/mm²이고, SS400의 인장강도는 400N/mm²보다 크다. 그러나 주단조품은 재료의 불균질성도 있고, 또 검사도 곤란한 점이 있으므로 SF490A 및 SC450의 축방향응력, 휨응력 및 전단응력을 SS400에 준하는 것으로 하였다.

(4) 헬스공식으로 계산하는 경우의 허용지압응력 산출방법은 「도로교 설계기준」에 준한다.

2-3-6 용접부 및 접합용 강재의 허용응력

용접부 및 접합용강재의 허용응력은 재질 및 용접의 종류에 따라 적절히 설정한다.

[참 고]

(1) 용접부의 허용응력 참고치는 표참(2-6)과 같다. 강도가 다른 강재를 접합할 때에는 강도가 작은쪽 강재의 값을 취한다.

표참(2-6) 접합부의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응접의 종류		강 종		SM400, SMA400	SM490	SM490Y, SM520, SMA490	SM570 SMA570
		응력의 종류					
공장용접	전단면용입 흡용접	압축응력		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}	255 {2,550}
		인장응력		140 {1,400}	185 {1,850}	210 {2,100}	255 {2,550}
		전단응력		80 {800}	105 {1,050}	120 {1,200}	145 {1,450}
	필렛용접, 부분용입 흡용접	전단응력		80 {800}	105 {1,050}	120 {1,200}	145 {1,450}
현장용접		① 원칙적으로 공장용접과 같은 값으로 한다. ② 강관말뚝, 강관널말뚝은 공장용접의 90%로 한다.					

- (2) 현장용접의 경우 근년 들어 용접기술이 향상되고 현장에서의 시공관리 및 품질관리가 충실히 되고 있는 점을 고려하여 원칙적으로 「도로교 설계기준」에서 규정하고 있는 공장용접과 같은 관리를 한다는 전제로 현장용접의 허용응력을 공장용접과 같은 값으로 하였다. 다만, 강관말뚝과 강관널말뚝의 경우 용접하기에 양호한 환경조건을 확보하기가 곤란한 개소에서는 현장용접의 허용응력을 공장용접의 90%로 하였다.
- (3) 앵커볼트 및 핀의 허용응력 참고치는 표참(2-7)과 같다.

표참(2-7) 앵커볼트 및 핀의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

종 류	강 종		SS400	SM35C
	응력의 종류			
앵커볼트	전단응력		60 {600}	80 {800}
핀	휨응력		190 {1,900}	260 {2,600}
	전단응력		100 {1,000}	140 {1,400}
	지압응력		210 {2,100}	280 {2,800}

- (4) 앵커볼트 및 핀의 허용인장응력은 구조형식을 고려해서 적절히 정한다.
- (5) 여기서 규정한 앵커볼트의 허용응력은 콘크리트 중에 埋込된 상태로 사용한다는 것을 전제로 한 것이다. 앵커볼트는 일반적으로 시공이 불확실하기 쉽고, 앵커볼트가 매입되어 있는 콘크리트와 강도적인 면에서 평형을 이루어야 할 필요가 있는 점 등으로 보아 안전성을 고려하여 허용응력을 낮게 제한하였다.
- (6) 핀은 판과 형강과 같이 볼트구멍을 두지도 않고, 절개부를 만드는 일도 없으므로 응력집중을 우려할 필요가 없다. 이와 같은 점을 고려해서 허용전단응력을 표참(2-4) 및 표참(2-5)의 허용전단응력보다 크게 정하였다.
- (7) 마무리 볼트의 허용응력 참고치는 표참(2-8)에 보이는 바와 같다.

표참(2-8) 마무리 볼트의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응력의 종류	KSB0233에 의한 강도구분		
	4.6	8.8	10.9
인장응력	140 {1,400}	360 {3,600}	470 {4,700}
전단응력	90 {900}	200 {2,000}	270 {2,700}
지압응력	210 {2,100}	540 {5,400}	700 {7,000}

- (8) 마무리볼트의 값은 KS B 1002에 규정된 6각볼트의 허용응력을 정한 것이고, 6각볼트의 기계적 성질은 KS B 0233 「강제볼트·작은나사의 기계적 성질」에 강도별 제품의 기계적 성질이 규정되어 있고, 이중 강도구분 4.6, 8.8, 10.9에 대한 값을 표참(2-8)에 마무리 볼트의 허용응력으로 정한 것이다.
- (9) 고장력 볼트의 허용력과 허용응력은 「도로교설계기준」에 준한다.

2-3-7 허용응력의 할증

허용응력설계법에 의하여 부재의 안전검토를 행하는 경우 여러 종류의 외력 및 하중 등의 조합을 고려할 때에는 표(2-5)에 따라서 허용응력을 할증시킬 수 있다.

표(2-5) 강재의 허용응력 할증계수

하중 및 외력의 조합	할 증 계 수
온도변화를 고려하였을 때	1.15
지진의 영향을 고려하였을 때	1.50

[참 고]

- (1) 구조물의 안전을 유지하기 위해서는 想定하는 외력의 가정, 설계계산법의 오차, 사용재료의 선정, 제작, 시공, 보수 등에 포함되는 불확정 요소 등을 고려해서 설계할 필요가 있다. 이들의 모든 조건을 확률적으로 평가해서 설계법에 도입하는 것은 곤란하나 표(2-5)의 할증계수는 하중 및 외력이 생길 가능성 및 작용시 구조물의 응답특성 등을 고려하여 정한 것이다.
- (2) 특별한 외력을 상정할 때에는 표(2-5) 이외의 할증계수를 써도 좋다. 특별한 경우란 예를 들면 충돌하중 등이다. 이때에는 일반적으로는 방충시설을 설치하는 예가 많으나 방충시설 없이 직접 충돌하중을 고려할 때에는 할증계수를 1.70로 하는 수도 있다.

2-4 방 식

2-4-1 일 반

해양 강구조물은 가혹한 부식 환경 하에 놓여 있으므로 반드시 방식을 검토해야 한다.
 특히 평균 간조면의 바로 아래 부분은 극심한 국부부식이 발생하게 되므로 적절한 조치를 강구해야 한다.

[해설]

- (1) 강재는 주위 환경과 반응함으로써 부식하게 된다. 강재의 부식환경은 다양하기 때문에, 항만 강구조물이 설치되는 해양이나 담수 토양 등 pH가 거의 중성으로 간주되는 환경에서는 물과 산소가 중요한 역할을 한다. 강재를 중성 수용액에 담그면 표면에서는 양극반응(Anodic Reaction)과 음극반응(Cathodic Reaction)에 의한 무수한 부식전지가 형성된다. 부식전지의 양극(Anode)과 음극(Cathode)에서는 식(해2-1), 식(해2-2)와 같은 반응이 동시에 그리고 같은 속도로 진행된다.

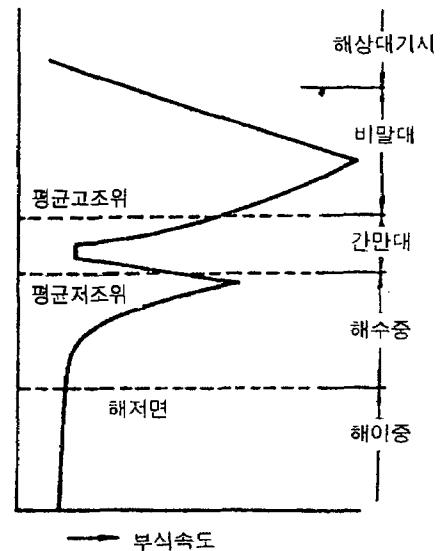


식(해2-1)은 강재가 산화(용해)되는 과정으로서 부식의 양극반응이며 식(해2-2)는 산소의 환원반응으로서 부식의 음극반응이라 한다. 따라서 전체적인 강재의 부식반응은 식(해2-3)으로 표시할 수 있다.



식(해2-3)의 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 는 강재표면에 생성되며 다시 산화반응과 탈수반응을 거쳐 수산화산화철(FeOOH , Fe_2O_3 , Fe_3O_4) 즉 다양한 형태의 녹이 발생하게 된다.

- (2) 해수 중에 설치된 강재의 수심방향 부식분포는 일반적으로 도해(2-1)과 같다. 즉 해수가 비산하는 비말대는 특히 부식이 심하고, 그 중에서도 평균고조위(H.W.O.M.T) 바로 윗부분에서 부식속도가 최대가 된다. 한편, 도해(2-1)의 수중부에서는 간만대 바로 아랫부분에서 부식속도가 가장 빠르다. 이 부분의 부식속도는 긴 강재의 환경조건, 단면형상 등에 따라 크게 다르다. 일반적으로 청정해수 중의 강널말뚝 구조물이나 강관말뚝 구조물에서는 평균저조위(L.W.O.M.T) 바로 아랫부분의 부식속도가 해중부의 부식속도와 큰 차가 없는 경우가 많으나, 구조물의 환경에 따라서는 평균저조위(L.W.O.M.T) 바로 아랫부분의 부식속도가 해수부의 값보다 커지며, 심한 경우에 비말대를 상회하는 경우도 있으므로 주의가 필요하다. 이런 심한 국부부식을 집중부식이라 한다.



도해(2-1) 강재의 부식속도분포

[참고]

방식에 대하여는 전반적으로 일본의 「항만구조물방식·보수매뉴얼(연안개발기술연구센터)」을 참고할 수 있다.

2-4-2 강재의 부식속도

강재의 부식속도는 부식환경 조건에 따라 상이하므로 해당시설이 설치된 환경조건을 고려하여 적절히 결정한다.

[해설]

항만시설에 적용하는 강재의 부식속도는 당해해역의 기상조건, 해수의 염분농도 및 오염정도, 하천수의 유입 유무 등 해당해역의 환경조건에 따라 크게 영향을 받기 때문에 그 부근의 과거사례나 유사한 조건에서의 조사결과를 참고하여 결정하는 것이 바람직하다.

[참고]

(1) 강재의 부식속도는 일반적으로는 시설 강구조물의 조사결과 등을 기초로 하여 정리한 표참(2-9)을 표준으로 한다. 그러나 표참(2-9)는 평균이며 강재의 사용조건에 따라 이 수치를 상회하는 경우도 있으므로 강재의 부식속도를 결정할 때는 되도록 유사한 조건하에 있는 부식조사 결과를 참조하는 것이 바람직하다. 또한, 표참(2-9)의 값을 사용하는 경우가 수치는 한쪽면의 부식속도이므로 강재 양면이 모두 부식환경에 노출되어 있는 경우 양면의 수치를 합해서 사용한다.

표참(2-9) 강재의 부식속도의 표준치

부식환경		부식속도(mm/년)
해 측	H.W.L. 이상	0.3
	H.W.L~L.W.L(-)1.0m까지	0.1~0.3
	L.W.L(-)1m~해저부까지	0.1~0.2
	해저 니층중	0.03
육 측	육상 대기중	0.1
	土中(잔류수위이상)	0.03
	土中(잔류수위이하)	0.02

(2) 표참(2-9)의 H.W.L 이상의 수치는 H.W.L 직상부의 부식속도이다. 또 H.W.L에서 해중부까지의 부식속도는 수역 및 수심에 따라 변한다는 것이 부식실태조사에 의해 명확히 밝혀진 바, 해당 수역의 부식실적을 토대로 결정하는 것이 바람직하다.

표참(2-9)는 참고수치로서 변화폭을 고려하여 표시하였다. 수심방향에 대하여는 환경조건이 다른 간만부와 해중부를 구분해서 생각하는 것이 바람직하며 이 경우 경계는, L.W.L(-)1.0m정도가 적절하다.

집중부식의 부식속도는 표참(2-9)의 값을 크게 상회하므로 이 표 값에 적용되지 않는다.

(3) 강관말뚝의 내측과 같이 밀폐된 공간에는 산소의 공급이 차단되므로 부식을 고려하지 않아도 지장이 없다.

(4) 모래에 의한 침식(Sand Erosion)은 강재면에 발생한 녹 층이 모래에 의해 제거되어 나강재면이 노출됨으로써 부식속도가 증가하는 현상이다. 방사체에 강널말뚝을 사용한 경우, 모래침식에 의해 모래면 직상부의 평균부식속도가 1.25~2.39mm/년 정도까지 이른 예도 있다. 그리고 모래표면의 상하변동이 적을 때에는 모래면 직상부에 마모개소가 집중되기 때문에, 이 값보다 크게 될 수 있다.

2-4-3 방식법

강재의 방식대책은 강재시설물이 설치되어 있는 곳의 자연상황에 따라서 전기방식법 또는 도복장 등 적절한 방식공법을 적용한다. 이 경우 평균저조위(L.W.O.M.T)이하의 부분은 전기방식법, 평균저조위하 1m이상의 상부는 도복장으로 방식대책을 강구하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

- (1) 항만 강구조물에 적용하는 방식공법에는 전기방식법과 도복장법이 있다.
- (2) 간만대 및 해중부는 부식환경에 따라 집중부식 등 심한 부식이 생길 위험이 있으므로 부식(부식을 고려한 여유두께)에 의한 방식은 적용하지 않는 것을 원칙으로 한다. 다만 가설구조물의 경우는 부식에 의한 방식을 적용해도 좋다.
- (3) 강널말뚝 등의 배면토중부는 해측과 비교해서 부식속도가 적기 때문에, 방식법을 달리 할 수 있다. 특히, 배면매립토가 폐기물의 영향 등으로 부식성이 강하다고 판단되는 경우는 사전 조사를 실시하고 적절한 대책을 강구한다.
- (4) 간만대 윗부분에는 도복장법, 해중부 및 해저토중부에는 전기방식법을 적용하는 것이 바람직하며 가장 실적이 많고, 신뢰성도 확인 되었다. 해중부에 도복장법을 쓰는 경우는 특히 내구성을 고려하여 도복장재를 선정해야하며 시공시는 물론 목재 등 해상 부유물의 충돌에 의한 손상은 물론 파압에 의한 손상도 고려하여야 한다. 해상대기중은 도복장공법을 적용하고, 해중부 및 해저토중부에서는 전기방식을 도복장재의 열화나 손상을 고려하여 설계하면 도복장부의 열화된 곳이나 손상부를 전기방식으로 보완할 수 있다.
- (5) 방식대상 구조물이 신설 구조물인가, 이미 설치된 기존 구조물인가에 따라 적용할 수 있는 방식법이 달라진다. 즉 신설 구조물에는 적용할 수 있어도 기설 구조물에는 적용할 수 없는 공법이 있는데, 이것은 기설치된 구조물을 방식할 때는 시공조건에 제약을 받는 경우가 있기 때문이다. 또한, 간만대인가 해중부인가 하는 방식대상 부분에 따라서도 적용공법이 달라진다. 이들 외에도 부식 환경조건, 시공조건, 내용년수 등에 대해서 각 방식공법의 특성을 고려하여 신뢰성이 높은 공법을 선정한다.
- (6) 방식성능을 장기간 유지하기 위해서는, 사용 중에 적절히 유지관리를 하여야 한다. 즉, 지속적으로 적절한 빈도, 적절한 시점에 방식부에 대한 조사, 점검을 실시하고 그 건전성을 평가함과 동시에, 필요시에는 추가방식공사 또는 강재의 보수를 실시한다.

2-4-4 전기방식법

[1] 적용범위

전기방식법의 적용범위는 평균저조위(L.W.O.M.T) 이하를 원칙으로 한다.

[해설]

- (1) 평균저조위 이상에 대해서는, 도복장에 의한 방식을 실시하는 것이 필요하다. 이 경우, 평균저조위에서 L.W.L까지는 L.W.L이하와 비교해서 해수에 잠기는 시간이 짧기 때문에 방식율이 다소 떨어지며, 또 평균저조위의 직하부는 부식되기 쉬운 부분이기 때문에, 평균저조위 이하 어느 정도의 범위까지 도복장을 연장하고, 전기방식과 병용하는 것이 바람직하다.
- (2) 항만공사에 있어서는, 강관말뚝이나 강널말뚝을 항타한 후, 상부공이 시공되기까지 무방식 기간이 존재하거나, 전기방식의 양극 교체시에 무방식 기간이 존재한다. 이 무방식 기간에, 강재에 심한 집중부식이 발생할 수 있기 때문에, 충분한 배려를 하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 전기방식의 효과(방식율)는 표참(2-10)에 표시한 바와 같이 피방식체인 강재가 해수 중에 잠겨있는 시간이

길수록 크고, 짧을수록 감소한다.

또, 간판대에 유입되는 방식전류는 해중부와 비교할 때 상당히 커서, 양극의 소모량이 커지기 때문에 전기 방식법의 적용범위는 평균만조위 이하를 원칙으로 한다. 다만, 수면부에 테이프방식을 적용하는 경우 이 방식부 이하 부분을 방식 범위로 한다.

해수침지율 및 방식률은 식(참2-1) 및 식(참2-2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{해수침지율} = \frac{\text{시편의 전 침지시간}}{\text{전 시험기간}} \times 100(\%) \quad (\text{참2-1})$$

$$\text{방식율} = \frac{\text{미방식 시편의 질량 감소량} - \text{방식 시편의 질량 감소량}}{\text{미방식 시편의 질량 감소량}} \times 100(\%) \quad (\text{참2-2})$$

- (2) 평균저조위이하의 방식율은, 90%를 표준으로 한다.
- (3) 전기방식은, 통전방식에 의해서 희생양극방식과 외부전원방식으로 구분한다.

희생양극방식은 알루미늄(Al), 마그네슘(Mg), 아연(Zn) 등의 양극을 강구조물에 접합시켜, 양 금속간의 전위차에 의해 발생하는 전류를 방식전류로 이용하는 방식법이다. 주로 유지관리가 용이하기 때문에 우리나라에

서는 항만강구조물의 전기방식의 경우 대부분이 희생양극방식을 채용하고 있다. 희생양극재료의 성능은 표참(2-11)에 표시한바와 같다. 알루미늄 합금양극은 단위 질량당의 발생전기량이 가장 크고, 경제성이 우수하며, 해수 중 환경에 적합하다. 이 때문에 항만 강구조물방식용으로 알루미늄합금 양극이 가장 널리 사용된다. 다만 해저토중에 양극이 설치되는 경우에는 아연양극이 바람직하다. 그리고 어느 경우에도 양극 설치시 공기 중에 노출되지 않도록 해야 한다.

표참(2-10) 전기방식의 방식율

해수침지율(%)	방식율(%)
40미만	40미만
40이상 80미만	40이상 60미만
80이상 100미만	60이상 90미만
100	90이상

표참(2-11) 희생양극재료의 성능비교

특 성		Al-Zn-In		순Zn, Zn합금	순Mg, Mg-Mn	Mg-6Al-3Zn
비 중		2.6~2.8		7.14	1.74	1.77
개로양극전압(V) (SCE)		-1.058		-1.03	-1.56	-1.48
철에 대한 유효전압(V)		0.25		0.20	0.75	0.65
발생전기량론치(A · h/g)		2.87		0.82	2.20	2.21
해수중 1mA/cm ²	전류효률(%)	80	90	90	50	55
	발생전기량(A · h/g)	2.30	2.60	0.78	1.10	1.22
	소모량(kg/A)/년	3.8	3.4	11.2	8.0	7.2
지 중 0.03mA/cm ²	전류효률(%)	65 *		65	40	50
	발생전기량(A · h/g)	1.86 *		0.53	0.88	1.11

주) * 표시수치는 성분별 구성비에 따라 달라질 수 있음.

외부전원방식은 외부 직류전원을 양극을 통해 음극인 강구조물에 연결시켜 방식전류를 공급하는 방식법으로 전류를 보내는 양극은 해수 중에서 티타늄 합금(일명 MMO: Mixed Metal Oxide)이 사용되는 경우가 많다.

외부전원방식은 출력전압을 자유로 조절할 수 있으므로 유속이 빠르거나 하천수의 혼입 등으로 환경변화가 심한 곳이나, 정밀한 전위제어가 필요한 곳에 적합하다.

- (4) 희생양극방식에서 양극을 강재에 접속시키기 위한 방법으로는 수중용접이 일반적이다. 강널말뚝식 계류시설에서는 지진시에 배후의 지반이 침하해서 강널말뚝에 과대한 토압이 작용하는 경우, 수중용접부에서 고응력에 의한 취성파괴 사례가 보고된 적이 있다.

[2] 방식전위

항만강구조물의 방식전위는 해수염화은전극 기준으로 -780mV로 한다.

[해설]

강구조물에 전기방식공법을 적용하여 방식전류를 공급할 때, 강구조물의 전위는 점차 낮아지고(낮은 전위가 되고), 어느 일정전위에 도달하게 되면 부식이 억제되게 된다. 이 전위를 방식전위라 한다.

[참고]

- (1) 전위 측정에는, 환경이 변화하여도 안정된 값을 유지하는 전극을 기준으로 사용한다. 기준이 되는 전극을 기준전극이라 하며, 해수 중에서는 해수염화은전극 이외에, 포화카로멜전극, 염화수은전극, 포화황산동전극이 사용되는 경우도 있다.

방식전위 값은 측정에 사용하는 기준전극의 종류에 따라 달라지며, 다음과 같은 값을 갖는다.

- 해수염화은전극기준 - 780mV이하(현장에서 대략-800mV이하)
- 포화카로멜전극기준 - 770mV이하
- 포화황산동전극기준 - 850mV이하

표참(2-12) 전기방식개시시의 방식 전류밀도

(mA/m²)

	청정해역	오염해역
해수중	100	130~150
석적부	50	65~75
해저토중	20	30
육상중	10	10

- (2) 도장과 전기방식(특히 외부전원방식)을 병용하는 경우에는, 과잉전류에 의해 도막이 열화하지 않도록 주의할 필요가 있다. 이 경우 전위는 -800~1,100mV (포화카로멜전극기준)가 바람직하다.

[3] 방식전류밀도

방식전류밀도는, 해역환경에 따라 크게 변하므로, 방식장소의 환경조건을 고려하여 적절한 값을 설정한다.

[해설]

- (1) 전기방식을 적용할 때, 강재의 전위를 방식전위보다 낮은 값까지 분극시키기 위해 필요한 강재 단위표면적당 전류를 방식전류밀도라 한다. 방식전류밀도 값은 전기방식 개시 시의 초기 값에서 시간이 경과함에 따라 감소하여 안정한 값이 된다. 이 값은 초기값의 40~50% 정도이다.
- (2) 방식전류밀도는, 수온, 유속, 파랑, 수질 등에 의해 변화한다. 하천수나 다양한 배출수가 유입되는 곳, 또는 황화물농도가 높은 곳에서는 일반적으로 방식전류밀도가 증가한다. 또 유속이 큰 곳에서도 방식전류밀도는 증가한다. 항만 및 어항공사 전문시방서에 의하면 특수해역에서 유속이 1m/s, 2m/s, 3m/s에 대

하여 초기방식전류밀도값은 각각 160, 230, 270mA/m²로, 그리고 정상상태의 방식전류밀도는 80, 115, 135mA/m²로 제시하고 있다. 따라서 최종 방식전류밀도값은 해당지역의 기존구조물의 실적 및 환경을 고려해서 결정하는 것이 바람직하다.

[참 고]

- (1) 보통 해역에서 전기방식 개시 시점의 방식전류밀도는, 나강재면에 대하여 표참(2-12)의 값을 표준으로 한다.
 (2) 방식기간이 경과하면, 발생전류가 감소되기 때문에, 양극의 수명을 구할 때 사용하는 평균발생전류는 방식기간에 따라 다음과 같이 적용하는 경우가 많다.

5년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.55

10년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.52

15년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.50

15년 이상 방식의 경우 : 15년 값을 적용한다.

- (3) 전기방식의 적용범위가 도복장재로 피복된 곳이 있는 경우에는, 도복장재의 손상율을 예상하여 방식전류 밀도의 값을 정한다. 해수 중에는 다음과 같이 정하여도 좋다.

도장 20 + 100S mA/m²

콘크리트 10 + 100S mA/m²

유기 Lining 100S mA/m²

여기에, S는 손상률(=피복손상면적/전피복면적)이다. 단, 상기 식에서 구한 방식전류밀도가 상기 본문 중에 나타나는 값을 초과하는 경우는 표참(2-12)의 값을 적용한다.

2-4-5 도복장공법

[1] 적용범위

삭망평균간조위(L.W.L) - 1m 보다 상부의 방식은 도복장공법에 의한다.

[해 설]

항만 강구조물에서, 해수의 침지 시간이 짧은 부분은 전기방식을 적용할 수 없기 때문에 도복장공법을 적용한다. 「본편 2-4-4 전기방식공법」에 설명한 것과 같이 전기방식공법의 적용범위는 평균저조위 이하로 했으나, 이 부분은 집중부식이 발생하기 쉬우며, 또 파랑의 영향, 계절적인 해수면 변동 등으로 해수 침지시간이 짧아지는 경우가 있으므로(삭망평균간조위-1m)보다 상부는 도복장공법을 병용한다.

[참 고]

수심이 얇은 해역의 강널말뚝식 호안에는 구조물의 깊이방향 전체에 도복장을 하는 경우도 있다. 해중부를 도복장공법과 전기방식공법을 병용하면 희생양극의 수명연장을 기대할 수가 있다.

[2] 적용공법

항만강구조물에 적용하는 도복장공법은 다음의 4종류가 있다.

- (1) 도장
- (2) 유기라이닝(有機 Lining)
- (3) 페트롤레이텀 라이닝(Petrolatum Lining)
- (4) 무기라이닝(無機 Lining)

[해설]

- (1) 도복장공법은 기본적으로는 피방식체를 부식 환경으로부터 차단시키는 방식방법이다.
 도복장공법의 적용범위는 그 종류에 따라 달라지며, 간만대, 비말대, 해상 대기 중을 주 대상으로 하는 경우와 해중부에도 적용하는 경우가 있다. 또 해중부에는 전기방식과 병용하는 경우와 도복장공법만 적용하는 경우가 있고, 신설구조물에만 적용하는 공법과 기설구조물에도 적용가능한 공법이 있다. 도복장공법은 다양하나 항만강구조물에 적용하는 공법은 본 설계기준에 나타난 것으로 한다.
- (2) 도복장의 방식성능은 시공, 특히 표면처리에 가장 큰 영향을 받는다. 표면처리의 목적은 강재표면의 녹, 기름(유지)과 같이 도복장재의 부착성, 방식성을 저해하는 물질을 제거함과 동시에, 도막의 초기 부착강도 확보에 필요한 표면조도를 제공하는데 있다. 도복장의 방식효과와 내용연수를 유지하기 위해서, 도복장의 종류에 따라 필요로 하는 표면처리 기준은 달라진다.
 표면처리 후의 강재면은 화학적으로 산화반응이 지속되며 공기 중에서는 산화의 진행이 빠르기 때문에, 표면처리 후 신속히 도복장재를 시공을 하지 않으면 안 된다. 또, 공사 시에는 도복장면에 손상을 주지 않도록 주의를 하여야 한다.

[참고]

- (1) 도장은 대형구조물이나 복잡한 형상에도 시공할 수가 있다. 도막두께가 얇고 경량이기 때문에 외관이 깔끔하다. 현장조건에 따라 도료의 종류나 도막두께를 선택할 수 있다. 내용연수는 비교적 짧으나 가격이 저렴한 특성이 있다.
 해중부(단, 신설구조물은 공장도장 또는 항타 전 현장시공)부터 해상대기부까지 적용 가능한 주된 도장계에는 다음과 같은 것이 있다.
 - ① 후막형 징크리치페인트 + 에폭시 수지도료
 - ② 후막형 징크리치페인트 + 타르에폭시 수지도료
 - ③ 글라스플레이크(Glass Flake) 혼합도료
 가혹한 부식환경에 노출되어 있고, 재도장이나 보수가 용이하지 않은 항만 강구조물의 도장계로는 전술한 도장계 중에서 선정하는 것이 바람직하나, 도장범위, 환경조건 등에 따라서는 다른 도장계를 선정할 수 있다. 도장은 영구적인 것이 아니고 일정한 주기마다 재도장함을 전제로 하는 방식법이다. 재도장은 적절한 시기를 정하고 도막의 열화상태에 따라 전면도장 또는 부분보수를 하나 신설 구조물과는 제반조건이 다르므로 도장재를 선택할 시에는 충분한 검토가 필요하다. 또, 부식이나 도막의 열화가 심해질 때까지 방치하지 말고, 비교적 열화 초기에 재도장을 하는 것이 효과적이며, 경제적이고 구조물의 수명연장에도 기여할 수 있다. 재도장이나 부분보수의 경우에는 구 도막과 동일한 것을 사용하는 경우가 많으나, 고도의 표면처리가 곤란한 경우나 환경조건에 따라서는 동일 도료가 부적당한 경우도 있다. 특히 초벌도료의 선정은 중요하며, 신설공사와 다른 종류의 재도장용 프라이머를 쓰는 경우가 있다. 구도막의

열화상태, 표면처리의 정도, 도장재의 여러 겹 도장의 적합성 등을 고려해서 도장재를 선정한다. 비말대, 해상대기부를 재도장할 때는 기존도막에 부착되어 있는 염분을 제거할 필요가 있다. 해중부나 간만대는 수중 경화형 라이닝이나 드라이공법으로 시공한다.

- (2) 유기라이닝의 경우 도막두께는 2-10mm이며, 일반 도장의 도막두께보다도 두껍고 방식성, 내충격성, 내마모성이 우수하다. 해중부는 전기방식을 병용할 수도 있다.

주된 유기라이닝에는 다음과 같은 종류가 있다.

- ① 폴리에틸렌 라이닝
 - ② 우레탄 엘라스토마 라이닝
 - ③ 초후막형 라이닝
 - ④ 수중시공형 라이닝
 - ⑤ 방식테이프 라이닝
 - ⑥ FRP 라이닝
 - ⑦ 고무 라이닝
- (3) 페트롤레이텀 피복공법

- ① 적용범위

삭망평균간조위(L.WL) - 1m 보다 상부의 방식은 페트롤레이텀 피복공법에 의한다.

[해 설]

항만의 강구조물은 건설 반복수면에서 부식속도가 수중부의 10~20배 정도까지 높을 수 있으나 수중과 같이 전기방식법에 의한 부식방지가 불가능하므로 비말대, 간만조대를 포함하여 삭망평균간조위(L.WL-1m)까지 페트롤레이텀 피복공법을 적용하는 것이 효과적이다. 이 공법에서 사용되는 방식피복은 방식성능이 우수한 페트롤레이텀계 방식재료와 강도 및 내구성이 우수한 보호카바를 복합적으로 사용하여 방식성능을 장기간 유지할 수 있으며 신설 및 기설 항만구조물에 보편적으로 사용되고 있다.

- ② 방식재료

가. 페트롤레이텀 테이프
나. 페트롤레이텀 페이스트(Paste)

[해 설]

가. 동 공법에서 가장 핵심이 되는 자재로서 통상 항만에서 사용할 때에는 페이스트와 테이프를 일체화한 해양용 페트롤레이텀 테이프를 사용한다. 페트롤레이텀 테이프는 일종의 왁스와 같은 재질이기 때문에 온도가 많이 하강하는 늦가을부터 초봄까지는 쉽게 굳어져 테이프가 풀리지 않는 현상이 일어나므로 분리용 플라스틱 필름을 삽입하며 이는 보호층(backing)이므로 제거해서는 안 된다.

나. 기설 항만 보수 시, 강재의 부식으로 공식현상이 2mm이상 발견될 시는 부분적 또는 전면적으로 페트롤레이텀 페이스트를 도포한다.

③ 방식재료의 품질

가. 페트롤레이텀 테이프

해양용 페트롤레이텀 테이프의 품질은 KS A 1556(페트롤레이텀계 방식테이프) 2종 규정 및 AWWA C217-95에 적합한 재질이어야 한다.

나. 페트롤레이텀 페이스트

KS M 2213 (방청 페트롤레이텀) NP-4 (경질막) 및 AWWA C217-95 프라이머 기준에 적합한 재질이어야 한다.

가. 페트롤레이텀 테이프의 품질

시험항목	기준치수	시험방법
점착력(kgf)	0.50 이상	KS A 1556
인장강도 (kgf)	5.0 이상	KS A 1556
절연저항 (M Ω·m')	1.0 × 10 ⁵ 이상	KS A 1556
내열성	60±2℃, 24h에서 저하가 없을 것	KS A 1556
인화점 (℃)	150 이상	KS M 2010
융점 (℃)	60 이상	KS M 2177
증발량 (%)	1.0 이하	KS A 2109
페트롤레이텀 함유량 (wt. %)	50 이상	AWWA C217 Sec. 4.2.2.4
저온 작업성(-5 ~ 0℃)	끊어짐, 균열의 발생이 없고 점조성이 소실되지 않을 것	KS A 1556
pH의 변화	±1.0	KS A 1556
두께 (mm)	1.1 ± 0.3	KS A 1556
나비 (mm)의 허용차	± 5%	KS A 1556
길이 (m)의 허용차	+ 10%	KS A 1556

나. 페트롤레이텀 페이스트의 품질

시험항목	기준치수	시험방법	
주도	50 ~300	KS M 2178	
융점(℃)	70 이상	KS M 2177	
인화점(℃)	175 이상	KS M 2010	
분리안정성	상의 변화, 분리가 없을 것	KS M 2089	
증발량(%)	1.0 이하	KS M 2109	
침전가(ml)	0.05 이하	KS M 2109	
유화점(℃)	60 이상	KS M 2109	
부식 (mg/cm ² . 침지)	0.2 이내	KS M 2093	
방청 성능	염수분무	A급 (240) 시간	KS M 2109
	가속풍화	A급 (288) 시간	KS M 2092

④ 보호카바

보호카바의 재질은 유리섬유 강화 플라스틱, 폴리에틸렌, 폴리프로필렌 등을 사용할 수 있으며 강구조물의 형태와 규격에 따라 다양하게 설계할 수 있다

[해설]

보호카바는 피방식체인 강구조물의 형상에 맞추어 미리 가공 성형한 것을 장착하여 방식 피복층의 손상을 방지하기 위한 보호재이다. 다만, 파도에 직접 노출되는 구조물인 경우에는 유선형으로 설계 제작되어야 하며, 폭우 홍수 등의 수재로 육상으로부터 과도한 부유물이 항만에 유입되는 경우와 어망, 로프, 낚시줄 등의 해상 부유물이 보호카바 체결부를 손상시킬 수 있어 체결부는 외부로 노출되지 않게 설계 제작되어야 한다.

⑤ 시공

페트롤레이텀 피복공법의 시공은 시공 현장의 사전 조사 후 시공 방법 및 순서, 시공계획 공정 및 안전관리 등을 합리적으로 검토하여 감독자와 협의하여야 한다.

가. 사전조사

나. 공정계획

다. 시공

㉠ 안전 발판

㉡ 표면처리

㉢ 페트롤레이텀 피복

㉣ 보호시트 감기

㉤ 보호카바 설치

㉥ 하단부 스틸밴드 처리

㉦ 검사 및 시험

라. 안전

[해설]

가. 사전조사

해양구조물은 현장 상황에 따라 용접 덧대기, 강관말뚝의 접합부 및 강관 연결부 등 그 상태로는 페트롤레이텀 피복공법을 수행하기가 불가능한 곳이 있다. 따라서 사전조사를 통해 적절한 시공방법을 감독자에 게 승인 받는다.

나. 공정계획

기상여건, 해상구조물의 위치 등에 따라 공정계획이 상이하므로 사전에 공정계획을 세워 타 공사와 병행하는데 무리가 없도록 사전에 감독자의 승인을 받아야 한다.

다. 시공

㉠ 안전발판

조석간만의 차가 큰 지역에서는 간조 시 상부작업에 필요한 안전발판을 설치하여야 한다.

㉡ 표면처리

표면처리의 목적은 피방식체 표면상의 녹, 조폐류 등 피복재의 부착성, 방식성에 영향을 미칠 수 있

는 물질을 제거함과 더불어 초기 부착강도의 확보에 유효한 표면 거칠기를 주는데 있으며 방법은 고압수처리(High Pressure Water Jetting), 치핑햄머 그라인더 등의 동력공구에 의한 방법과 수작업 등이 있다.

강재의 표면처리 정도는 SIS 055900(스웨덴 규격)과 SSPC(USA)규격에 따르며 그 정도는 SSPC SP2, SIS St2이다.

㉔ 페트롤레이텀 피복

테이프를 50-55% 중첩하게 장력을 주어 감아주어야 하며, 표면을 압착시켜 테이프 속에 잔존한 수분 및 공기를 제거한다.

㉕ 보호시트 감기

페트롤레이텀 테이프 피복이 끝나는 즉시 보호시트를 25-30% 중첩하게 장력을 주어 감아 보호카바를 설치하기 전까지 테이프를 보호한다.

㉖ 보호카바 설치

카바의 접합부는 틈새가 벌어지지 않도록 조임 공구를 사용하여 방식 피복면이 강재와 밀착되도록 최대한 조여 준다.

㉗ 하단부 스틸밴드 처리

스틸밴드는 보호카바 최 하단부 외면에 볼트와 너트로 고정시켜주며 피방식체와는 용접으로 연결시켜야 한다.

㉘ 검사 및 시험

- 감독자는 설계도면에 표시된 치수, 형상대로 제작, 시공되었는가를 확인하며, 작업구간의 허용오차는 $\pm 50\text{mm}$ 이내로 한다.
- 표면처리 검사는 표면처리 후 즉시 테이프를 감지 않으면 불과 30분-1시간 이내에 조폐류 부착 및 녹이 발생하므로 감독자는 검사를 목적으로 시간을 지체 하여서는 안 된다.
- 각종 시험의 방법은 시험항목에 명시된 규정을 따라야 하며 국내에서 시험이 곤란한 경우 제조업체의 밀 시트(mill sheet)로 대신할 수 있으며 이때 감독자의 확인을 받는다.

라. 안전

육상 작업원은 반드시 안전모를 착용하고, 잠수요원을 제외한 현장보조 요원들은 반드시 구명복을 착용하고 작업에 임해야 한다. 육상 작업원은 항상 구명대를 구비해 두고 잠수요원의 안전을 관찰해야 한다.

(4) 무기라이닝

무기라이닝에는, 모르타르라이닝, 금속라이닝, 전착라이닝 등이 있다.

- ① 모르타르라이닝은, 시멘트 모르타르이나 콘크리트에 의한 피복을 총칭한 것으로, 거푸집을 떼내는 방법과 거푸집을 보호카바로서 그대로 남겨두는 방법이 있다. 후자는, 기밀수밀성이 높고, 내식성이 우수한 재료로 만든 거푸집을 사용하며, 모르타르 타설 후에도 거푸집을 남겨 놓음으로서 충격에 의한 균열이나 중성화로부터 모르타르를 보호하는 방법이다.
- ② 금속라이닝은, 일반적으로 내식성이 우수한 금속을 강재의 표면에 부착하는 방식법이다. 타 방식법에 비해 기계적강도가 크고, 내충격성, 내마모성이 우수한 반면, 라이닝재와 강재와의 경계부에서 이종금속접촉부식에 의한 강재의 부식이 촉진되는 경우가 있기 때문에 대책이 필요하다. 또 아연, 알루미늄 또는 이들 합금을 사용하는 금속용사도 금속라이닝에 포함되나, 이의 시공시에는 표면처리와 용사조건에 대한 충분한 관리가 필요하다. 시공이 적절하면 양호한 방식성을 나타낸다.

- ③ 전착라이닝은, 해중에 설치한 전극으로부터 강재에 직류전류를 통하게 하여 해수중의 Ca이온이나 Mg이온을 강재면에 CaCO_3 이나 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 으로서 석출시켜, 강재 표면을 피복하는 방법이다. 방식대상범위는 주로 해수부이다. 이 공법은 기설구조물에도 적용가능하며, 피복층이 파손된 경우에는 재통전에 의해서 복구할 수 있다.

[3] 공법의 선정

도복장공법의 선정 및 공사시방결정시에는 각 공법의 특성을 고려하고, 다음사항에 대해서 조사 및 검토를 한다.

- (1) 환경조건
- (2) 방식범위
- (3) 내용연수
- (4) 유지관리
- (5) 시공조건
- (6) 기 타

기설 강구조물의 경우에는 상기사항 외에 다음사항도 조사한다.

- (7) 부식량(부식정도), 구 도복장의 열화상태
- (8) 당초의 설계조건

[해설]

- (1) 도복장공법의 선정 및 시방결정 시에는 다음의 각 항목에 대해서 조사, 검토하는 것이 필요하다.

① 환경조건

구조물이 설치되는 환경은 도복장의 내용연수에 직접영향을 미치기 때문에 충분히 조사해야 한다. 부식 환경 조건으로서의 해수의 수질, 담수나 오염수의 유입, 온배수의 혼입 등이 있다. 또, 파랑이나 부유물의 충돌 등 외력에 의한 손상가능성에 대해서도 검토한다.

② 방식범위

구조물의 형상이나 전기방식 등 다른 방식법과의 병용여부에 따라 도복장에 의한 방식범위가 결정된다. 공법마다 각기 적용범위가 다르므로, 구조물의 방식범위에 적합한 공법을 선정한다.

③ 내용연수

구조물의 내용연수 및 재도장 등 재시공을 전제할 것인가의 여부는 공법 선정 및 공사시방의 결정과 밀접한 관계가 있다. 도복장공법의 내용연수는 현재까지 충분히 조사되었다고 말하기 어렵기 때문에 과거의 현장실적을 통해 검증된 공법과 방식재료를 사용하는 것이 바람직하다. 특히 내용연수를 파악하기 위해서는 방식기술편람(건설교통부)을 참고할 수 있다.

④ 유지관리

도복장의 방식기능을 예상기간만큼 유지하기 위해서는 적절한 유지관리가 필요하며, 그 적용의 난이도를 고려할 필요가 있다.

⑤ 시공조건

도복장공법에는 공장시공이나 현장시공 등 시공장소가 제한되는 경우가 있다. 해상시공의 경우는 조위나 파랑의 영향을 받는다. 현장시공의 경우에는 표면처리작업의 난이도와 샌드블라스팅이 환경에 미치는 영향에 대해서 검토가 필요하다.

⑥ 공 기

시공이 가능한 시기 및 기간을 선정하지 않으면 안 된다. 특히 기설구조물의 경우는, 이동상황이나 해상 요건을 고려하여 적절한 공기를 선정할 필요가 있다.

⑦ 기 타

도복장공법의 신뢰성 평가에는 실제시공 실적자료가 가장 중요하기 때문에 유사조건에서의 시공실적을 조사한다. 실적이 없는 공법에 대해서는 뒷받침이 되는 실험데이터나 이론을 충분히 조사하고 평가하며, 기타 필요한 사항을 면밀히 조사, 검토한다.

⑧ 부식량(부식정도), 기존도복장의 열화상태

기설 강구조물에 새로이 도복장을 하는 경우에는 기설강구조물의 부식상태나 도복장의 열화상태를 조사한다.

⑨ 초기의 설계조건

기설강구조물의 경우, 부재의 형상, 치수를 설계서에서 조사함과 동시에 실물이 설계서와 다르지 않은가를 확인한다. 또, 구 도복장의 사양을 조사하며 구조물의 잔존내용연수도 확인하여 두는 것이 필요하다.

(2) (1)항에 나타난 각 사항은 서로 연관이 있으므로 종합적으로 검토하여 공법을 선정한다.

[참고문헌]

- 1) 일본도로협회 : 도로교시방서, 동해설Ⅱ 강교편 1996年 12月. p. 107, p. 114~180
- 2) 일본토목학회 : 콘크리트 표준시방서 설계편, 1996年 6月. p. 33-40
- 3) 일본도로협회 : 도로교시방서, 동해설Ⅳ 하부구조편, 1996年 12月
- 4) 일본연안개발기술연구센터 : 항만강구조물방식, 보수매뉴얼 (개정판), 1997年 4月
- 5) H.A.Humble : The cathodic protection of steel piling in sea water, Corrosion, Vol. 5 No. 9, 1949, p. 292
- 6) 阿部正美, 福手 勤, 清水一夫 : 파랑해역에서의 모래침식에 대한 전기방식효과, 제42회 일본부식방식토론회 강연집 C-203, 1995, pp. 371-374
- 7) C.W Ross : Deterioration of steel pile groins at Palm Beach, Florida, Corrosion, Vol. 5, 1997
- 8) 阿部正美, 福手 勤, 清水一夫, 長谷川博行, 松田史朗 : 수중용접된 강철판구조물의 메카니즘과 파단모드의 개선에 관한 재료학적연구, 항만기술연구소보고 Vol. 35 No. 4, 1997
- 9) 건설교통부 : 방식기술편람(Ⅰ~Ⅳ권) 1995

제 3 장 콘크리트

3-1 일 반

- (1) 방파제 및 계류시설 등의 콘크리트 구조물의 설계는 限界狀態 設計法에 의하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 콘크리트구조물을 위한 재료선정은 본 설계기준에 기술된 내용이외의 경우에는 「콘크리트구조설계 기준」 및 「콘크리트 표준시방서」에 따르는 것을 표준으로 한다.

[해설]

限界狀態設計法은 종래의 許容應力設計法에 비하여 합리적인 설계법이기 때문에 본 설계기준에서도 방파제 및 계류시설에 대해서는 한계상태설계법에 의하는 것을 원칙으로 하였다. 프리스트레스트 콘크리트에 대해서는 건설교통부 제정 「콘크리트 구조설계기준」에 따른다.

[참고]

- (1) 한계상태설계법에서는 구조물에 하중이 작용하는 상태에서 구조물의 기능 또는 안전성에 무엇인가 불편함이 생기는 상태를 한계상태라 부르고 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태의 세가지 한계상태를 고려한다. 또 설계에 쓰이는 파라메타의 불확정요인은 특성치와 안전계수로 고려한다. 특성치란 각 파라메타가 변동될 확률을 고려하고 그것이 위험한 쪽으로 빗나갈 가능성이 일정확률이하가 되는 값이고, 안전율이란 각 파라메타가 변동될 확률을 고려해서 설정된 계수이다. 특성치에 안전계수를 곱하고 나눈 것을 설계치라 부른다. 설계계산에서는 단면력의 설계치가 단면내력의 설계치 이하가 되도록 한다. 허용응력설계법에서의 안전계수는 재료의 강도와 허용응력의 비값이 단 하나였으나, 한계상태 설계법에서는 파라메타 각각의 불확실성을 각각의 안전계수로 고려한다.
- (2) 콘크리트구조물의 설계에 관한 기준으로는 「콘크리트구조 설계기준」 및 「콘크리트 표준시방서」 이외에 다음과 같은 시방서류를 참고할 수 있다.
- ① 도로교 표준시방서
 - ② 도로포장 설계·시공지침
 - ③ 철도설계기준 및 철도공사 전문시방서(토목편)
 - ④ 일본·콘크리트 표준시방서
- (3) 콘크리트구조물의 단면력(휨모멘트, 비틀림모멘트, 전단력, 축방향력)의 산정은 탄성해석에 의한다.

3-2 한계상태설계법에 의한 설계기준

- (1) 한계상태설계법에 의한 부재의 안전검토는 극한한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태에 대해서 행하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 한계상태설계법에 의해서 부재의 안전검토를 행하는 경우에는 재료계수, 하중계수, 구조해석계수, 부재계수 및 구조물계수의 다섯 가지 안전계수를 한계상태의 종류에 따라 구조물의 특성, 재료 및 하중의 특성 등을 감안한 적절한 값을 쓴다. 이 경우 하중계수는 하중의 종류, 하중의 작용빈도 등에 따라 영구하중, 변동하중 및 우발하중의 세 가지 하중으로 구분하여 적절한 값을 설정한다.

[해설]

한계상태는 최대하중에 의해서 파괴되는 극한한계상태, 내용기간 중에 자주 작용하는 하중에 의해서 과도한 균열이 발생하는 등 비교적 경미한 불편함이 생기는 사용한계상태, 내용기간 중에 작용되는 반복하중에 의해서 종국한계상태와 같은 모양으로 파괴되는 피로한계상태로 분류된다. 이 중 피로한계상태에 대해서는 방파제의 경우 반복되는 파압의 작용에 의한 피로한계상태를 생각할 수 있다. 그러나 중력식 계류시설은 이동하중의 반복작용에 의한 피로파괴는 무시할 수 있으므로 생략해도 좋다. 다만 이동하중의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 피로한계상태에 대한 검토를 행할 필요가 있다.

[참고]

(1) 설계에 쓰이는 안전계수는 표참(3-1)의 값을 쓸 수 있다.

표참(3-1) 안전계수

안전계수		한계상태의 종류		
		극한한계	사용한계	피로한계
재료계수 (γ_m)	콘크리트	1.3	1.0	1.3
	철근 및 PC강재	1.0	1.0	1.05
	기타 강재	1.05	1.0	1.05
하중계수 (γ_f)	영구하중	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	변동하중			
	파 력	1.3	1.0	1.0
	시공시 변동하중	1.0	-	-
	기타 하중	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	우발하중	1.0	-	-
구조해석계수(γ_a)		1.0	1.0	1.0
부 재 계 수(γ_b)		1.0~1.3	1.0	1.0
구조물 계수(γ_i)		1.0~1.2	1.0	1.0

주-1) 표중 ()내의 값은 하중이 작은 때가 위험한 경우에 적용한다.

주-2) 극한한계상태 검토시의 부재계수는 아래의 값을 쓸 수 있다. 다만 ()안의 값은 중력식 안벽저판에 대한 지진시의 안전성을 검토하는 경우에 적용한다.

- 휨 및 축방향 내력(耐力)을 산정하는 경우 1.15(1.0)
- 축방향 압축내력의 상한치를 산정하는 경우 1.3
- 콘크리트의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.3(1.15)
- 전단보강철근의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.15(1.0)

주-3) 극한한계상태에 관한 구조물계수는 다음 값을 쓸 수 있다.

- 잔교 상부공 우발하중작용시 1.0, 기타의 경우 1.2
- 방파제 파력작용시 1.1, 기타의 경우 1.0
- 안 벽 지진하중작용시 1.0, 기타의 경우 1.1

- ① 안전계수중 재료계수, 부재계수(케이슨식 안벽의 지진시는 제외), 구조물해석계수는 「콘크리트 표준시방서」를 따를 것이고, 기타 안전계수는 사례분석, 허용응력설계법과의 안전성 비교검토, 다른 구조물과의 비교등에 기초하여 정한 것이다.
- ② 하중계수에 대해서는 하중의 종류 및 작용빈도 등에 의해서 구분하고 각각에 대한 값을 정한 것이다. 하중은 영구하중, 변동하중, 우발하중의 세 종류로 구분하였다. 영구하중은 변동하는 경우가 극히 드물거나, 평균치에 비해서 무시할 수 있는 정도로 적고, 지속적으로 작용하는 하중으로 구조물 또는 부재의 자중, 정수압, 내부수압, 잔류수압, 내부토압 등이 있다. 변동하중은 변동이 빈번하거나 연속적으로 일어나고 평균값에 비해서 변동을 무시할 수 없는 하중으로 활하중(하역기계하중 등), 파력, 양압력 등이 있다. 우발하중은 내용기간 중 작용하는 빈도는 극히 작으나 작용하면 그 영향이 아주 큰 하중으로 지진하중, 선박접안력, 선박견인력, 양압력(잔교 상부공에 작용하는 경우), 풍력, 충돌하중 등이 있다. 다만, 선박의 접안력 및 견인력은 필요에 따라 변동하중으로 간주하여 사용한계상태에 대한 안전성을 검토 확인한다.
- 방파제의 파력에 대한 하중계수는 제체형식, 설치수심, 해저경사도, 파고의 극대치의 분포형상 등에 따라 변화하나, 현시점에서는 케이슨식 방파제등 통상적인 방파제에서는 극한한계상태시 1.3을 표준으로 해도 좋다. 그러나 특수한 형상의 구조물중 곡면슬리트제 등의 경우에는 하중계수가 크게 되는 것으로 생각되므로 모형실험을 하는 등의 방법으로 적절히 정할 필요가 있다.
- 영구하중의 하중계수중 중력식 안벽 저판에 대해서 지진시의 안전성을 검토하는 경우에는 1.0, 그 밖에 경우에는 1.1(0.9)로 한다.
- ③ 여기에 나타난 안전계수는 어디까지나 표준적인 값을 보인 것이므로 별도의 방법에 의하여 안전계수를 적절히 정할 수 있으면 그 값을 써도 좋다.
- (2) 설계에 작용하는 특성치는 본 설계기준의 해당개소에 기술되어 있는 방법에 따라 구하는 것도 좋다. 콘크리트의 압축강도는 호칭강도로 해도 좋고, 鋼材의 인장항복강도 및 인장강도는 KS규격의 하한치를 써도 좋다. 하중중에서 사용한계상태의 검토에 쓰이는 값은 다음과 같다.
- ① 방파제에 파압이 작용하는 경우에 대하여 검토할 때 작용하는 파고는 설계내용기간(예를 들면 50년)중에 그 이상의 파가 내습하는 횟수가 10회단위(Order)의 파를 대상으로 한다. 이것은 지역별로 차이가 있겠으나 대략 1개월~6개월 확률파(최고파)정도의 파에 상당하는 것이다.
- ② 그 밖의 경우는 식(참3-1)로 하중의 특성치를 구한다.

$$S_k = K_p S_p + K_r S_r \quad (\text{참3-1})$$

여기서,

S_k : 사용한계상태의 검토에 쓰이는 하중특성치

S_p : 영구하중의 특성치

S_r : 변동하중의 특성치

K_p, K_r : 영구하중과 변동하중의 균열폭과 鋼材의 腐蝕에 미치는 변형도의 차를 고려하기 위한 정수로 $K_p = 1.0$, $K_r = 0.5$ 를 써도 좋다. 시공시에 대하여는 $K_p = K_r = 0.5$ 로 해도 좋다. 또 방파제의 피로한계상태 검토에 쓰이는 하중특성치의 추정치는 일본 항만기술연구소의 「한계상태설계법의 철근콘크리트 항만구조물의 적용에 관한 연구(長尾 毅, 1994 항연 보고서 Vol33 No.4)」에 나타난 방법으로 할 수도 있다.

- (3) 사용한계상태의 검토는 과도한 균열발생에 대하여 안전성을 검토하는 것을 표준으로 한다. 휨균열폭의 산정은 인장철근의 항복강도가 300MPa 이상인 경우에 대하여 「콘크리트구조 설계기준」에 있는 식(참3-2)을 쓸 수 있다. 휨균열폭은 철근의 응력만이 아니고 철근의 직경 및 간격이 영향을 미치므로 배근 검토시 주의할 필요가 있다. 식(참3-2)는 일반적으로 안전측이고, 특수한 형상을 갖는 부재나 특수한 재료를 사용한 때는 균열폭 추정에 다른 공식을 참조하거나 실험을 통하여 검토하여도 좋다. 휨모멘트 및 축력에 의한 콘크리트의 인장응력이 콘크리트의 설계기준인장강도의 60%보다 작을 경우에는 휨균열을 검토하지 않아도 된다.

$$w = 1.08\beta_c f_s^3 \sqrt{d_c A} \times 10^{-5} \quad (\text{참3-2})$$

여기서,

- w : 휨균열폭(mm)
- β_c : 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리를 단면의 중립축에서 철근 도심까지의 거리로 나눈 값으로 보에 대하여 1.2, 슬래브에 대하여 1.35로 할 수 있다.
- f_s : 철근의 응력으로 휨모멘트를 철근의 단면적과 내부모멘트 팔길이를 곱한 값으로 나누어 구하여야한다. 이러한 계산 대신에 철근의 설계기준 항복강도 f_y 의 60%를 취할 수 있다.
- d_c : 인장연단에서 이 연단에 가장 가까이 있는 인장철근 중심까지의 거리, mm
- A : 주인장 철근 주위의 인장부 콘크리트 단면적을 철근 개수로 나눈 유효 인장 단면적(mm²)

허용균열폭 $w_a(mm)$ 은 부식성 환경에 대하여 $0.004t_c$, 고부식성 환경에 대하여 $0.0035t_c$ (t_c ; 최외단 철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복 두께, mm)에 의해서 계산하고, 식(참3-2)에 의한 휨 균열폭 w 은 허용휨균열폭 w_a 이하여야 한다.

하중작용이외의 요인(예를 들면 초기결함 등으로 구조물에 생기는 균열)으로 하중이 제거된 뒤에도 폐합되지 않는 균열은 이 방법으로 검토하는 대상이 아니고 별도로 검토할 필요가 있다.

- (4) 잔교 상부공으로서 하역기계에 의한 작용하중이 비교적 크고, 하역에 지장이 생길 정도의 처짐이 발생할 것으로 예상되는 경우에는 필요에 따라 사용한계상태로서 처짐의 발생에 대한 안전성을 확보하여야 한다. 이때 처짐의 제한값은 「도로교 표준시방서」등을 참고하여 정하여도 좋다.
- (5) 피로한계상태의 검토는 반복하여 작용하는 하중을 적절한 등급으로 나누고 각각의 피로파괴에 대한 영향도를 계산한 다음 전체하중의 등급별 영향도를 합해서 피로파괴에 대한 안전성을 판정한다. 피로안전성에는 하중의 크기만이 아니고 반복하는 작용횟수가 크게 영향을 미치므로 적절히 정할 필요가 있다. 피로수명이 200만회이상에 상당하는 등급의 하중에 의한 영향은 무시하여도 좋다. 잔교상부공의 피로한계상태 검토에 관해서는 일본 항만기술연구소의 「잔교상부공의 하역기계 하중을 고려한 피로한계상태설계(長尾 毅 등, 1998 항연보고서 Vol.37 No.2)」를 참조하여도 좋다.

3-3 허용응력설계법에 의한 설계

허용응력설계법에 의하여 부재의 안전검토를 행할 때는 콘크리트 및 철근의 허용응력을 사용재료에 따라 적절한 값을 써야 한다. 이 경우 여러 종류의 외력 및 하중 등의 조합을 고려할 때는 표(3-1)에 의하여 허용응력을 할증시킬 수 있다.

표(3-1) 무근콘크리트 및 철근콘크리트의 허용응력 할증계수

종 류	외력 및 하중의 조합	할증계수
무근콘크리트	지진의 영향을 고려하는 경우	1.50
철근콘크리트	온도변화 및 건조수축의 영향을 고려하는 경우	1.15
	지진의 영향을 고려하는 경우	1.50

[참 고]

- (1) 허용응력 설계법에 의하는 경우 무근콘크리트 및 철근콘크리트의 허용응력을 「콘크리트 구조설계기준」을 참고로 한 표참(3-2) 및 표참(3-3)와 같이 정하였다. 표 중에 나타나지 않는 설계기준강도를 쓰는 경우 또는 경량골재 콘크리트의 경우에는 그 허용응력을 「콘크리트 구조설계기준」을 참고로 정하는 것이 좋다. 형강의 허용부착응력에 대해서는 「콘크리트 구조설계기준」에서 삭제되었으나 이제까지의 실적을 참고로 해서 편의상 잠정적으로 표와 같이 정하였다.

표참(3-2) 무근콘크리트의 허용응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

응력의 종류	허용응력	허용응력의 상한치
허용압축응력	$f_{ck}/4$ 이하	5.4 {55.1}
허용휨인장응력	f_{tk} 이하	0.29 {3.0}
허용지압응력	$0.3f_{ck}$ 이하	5.9 {60.2}

주) f_{ck} : 설계기준강도

f_{tk} : 설계기준 인장강도(KSF2423 콘크리트의 인장강도 시험방법에 의해서 구한다)

표참(3-3) 철근콘크리트의 허용응력

(N/mm², {kg/cm²})

應力の種類		設計基準強度				
		18 {180}	24 {240}	30 {300}	40 {400} ^(주-1)	
許容휨 壓縮應力(δ_{ca})		7 {70}	9 {90}	11 {110}	14 {140}	
許容전단 응력	硬 引張鐵筋의 計算을 하지 않는 경우(τ_{ai})	보의 경우	0.4 {4}	0.45 {4.5}	0.5 {5}	0.55 {5.5}
		슬래브의 경우 ^(주-2)	0.8 {8}	0.9 {9}	1.0 {10}	1.1 {11}
	硬 引張鐵筋의 計算을 하는 경우(τ_{a2})	전단력만의 경우 ^(주-3)	1.8 {18}	2.0 {20}	2.2 {22}	2.4 {24}
허용부착 응력	形 鋼		0.6 {6}	0.7 {7}	0.8 {8}	0.9 {9}
	普通圓形鋼		0.7 {7}	0.8 {8}	0.9 {9}	1.0 {10}
	異形棒鋼		1.4 {14}	1.6 {16}	1.8 {18}	2.0 {20}
許容支壓應力(δ_{ca})		0.3 f_{ck}				

- 주-1) 허용휨 압축응력 이외는 "40이상"의 의미이다.
- 주-2) 압발(押拔, 인발의 반대개념) 전단에 대한 값이다.
- 주-3) 비틀림의 영향을 고려하는 경우는 이 값을 할증하여도 좋다.

(2) 철근의 허용응력은 「콘크리트 구조설계기준」의 규정을 참고해서 정한 표참(3-4)의 값을 초과하면 안 된다.

표참(3-4) 철근의 허용인장응력

(단위 : N/mm², {kg/cm²})

철근의 종류	SR300	SD300A, B	SD350	SD400
① 일반적인 경우의 허용응력	157(147) {1,600(1,500)} ^(주-1)	176 {1,800}	196 {2,000}	206 {2,100}
② 피로강도로 정하는 허용응력	157(147) {1,600(1,500)}	157 {1,600}	176 {1,800}	176 {1,800}
③ 항복강도로 정하는 허용응력	176 {1,800}	176 {1,800}	196 {2,000}	216 {2,200}

- 주-1) ()내는 경량골재 콘크리트에 대한 값이다.
- 주-2) ③은 지진시의 영향을 고려하는 경우 철근 겹이음질이나 정착길이를 계산하는 경우에 적용한다.

- (3) 철근콘크리트의 수중에서의 휨 및 전단강도는 공기 중의 그것에 비하여 저하하는 경우도 있으므로 이 경우에는 허용응력을 낮게 설정하는 것이 필요하다.
- (4) 온도변화, 건조수축 및 지진의 영향을 고려하는 경우의 허용응력 할증은 「콘크리트 구조설계기준」을 참고하여 정한 것이다. 콘크리트 부재나 구조물의 운반 등 시공작업에 수반하여 발생하는 일시적하중은 하중 상태나 콘크리트의 재령 등을 고려해서 허용응력을 높게 하여도 좋도록 하였다. 그러나 일시적하중의 크기 등은 설계 및 시공조건에 따라 현저하게 다르므로 허용응력을 높이는 데는 한계를 두지 않고 책임기술자의 판단에 맡기는 것으로 하였다.

3-4 콘크리트 재료

콘크리트의 재료는 한국산업규격에 적합한 것 또는 이와 동등 이상의 적절한 품질을 갖는 것을 원칙으로 한다.

[참고]

(1) 시멘트

시멘트는 「KS L 5201 포틀랜드 시멘트」, 「KS L 5210 고로슬래그 시멘트」, 「KS L 5401 포틀랜드포졸란 시멘트」, 「KS L 5211 플라이애시 시멘트」에 규정되어 있는 것을 쓰는 것을 원칙으로 한다. 그 밖의 시멘트는 시험, 과거의 실적 등에 의해서 성능을 확인한 후 사용한다.

(2) 물

콘크리트 배합에 사용되는 물은 청결한 것으로서 일반적으로 산, 기름, 알칼리, 염분, 유기물 그리고 콘크리트 및 철근에 유해한 물질을 포함하지 않아야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 또는 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트의 배합에 사용하는 물과 골재의 표면수는 유해량의 염소이온을 함유해서는 안 된다. 식수로서 부적당한 물은 다음에 열거한 사항을 만족하지 못하면 콘크리트에 사용할 수 없다.

- ① 동일 수원의 물을 사용하여 이에 적절한 배합설계를 하여야 한다.
- ② 식수로 적합하지 않은 물로 만들어진 모르타르 시험체의 7일과 28일 강도는 식수로서 만들어진 같은 형태의 공시체 강도의 최소한도 90% 이상의 강도를 가져야 한다. 사용한 물의 차이에 따른 강도비교 시험은 물 이외에는 같은 조건의 모르타르를 사용하여 실시하고, 그 시험을 KS L 5105(수경성 시멘트 모르타르의 압축강도 시험방법)에 따라 준비, 시험하여야 한다.

(3) 混和材

콘크리트를 제조할 때 사용하는 혼화재료는 다음 규정에 따라야 한다.

- ① 혼화재료 사용할 플라이애쉬는 KS L 5405(플라이 애시)에 적합한 것이어야 한다.
- ② 혼화재료 사용할 콘크리트용 팽창제는 KS F 2562(콘크리트용 팽창제)에 적합한 것이어야 한다.
- ③ 혼화재료 사용할 고로 슬래그 미분말은 KS F 2563(콘크리트용 고로 슬래그 미분말)에 적합한 것이어야 한다.
- ④ ①, ② 및 ③ 이외의 혼화재료로서는 실리카폼, 규산질 미분말 및 고강도용 혼화제 등이 있다. 이들 혼화제에 대해서는 아직 품질의 규격이 없고 또 사용방법도 다양하므로 이를 사용함에 있어서는 미리 충분히 조사, 시험을 하여 품질을 확인하고 사용방법도 검토하여 제조한 콘크리트의 내구성에 영향이 없도록 하여야 한다.

(4) 混和劑

화학혼화제의 품질과 사용은 다음 규정에 따라야 한다.

- ① 화학혼화제는 한국산업규격 KS F 2560(콘크리트용 화학혼화제)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다.
- ② 화학혼화제를 사용할 경우에 충분한 품질조사와 시험을 거친 후 책임기술자의 승인을 얻어야 한다.
- ③ 화학혼화제는 콘크리트 배합을 결정할 때에 사용했던 제품과 동일한 성분 및 성능을 공사 중 일관되게 유지하여야 한다.
- ④ 염화칼슘 또는 염소이온을 포함하는 화학혼화제는 프리스트레스트 콘크리트, 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 또는 아연 도금한 고정형 금속형틀을 사용한 콘크리트의 경우에 사용하지 않아야 한다.

(5) 골재

골재는 한국산업규격(KS)에 정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 골재는 적당한 정도나 입도를 가지며, 깨끗하고 내구성이 있는 것으로, 점토 덩어리, 유기물, 세장석면 등의 해로운 물질을 포함하지 않아야 하며, KS F 2526(콘크리트용 골재), KS F 2527(콘크리트용 부순 골재), KS F 2534(구조용 경량골재), KS F 2543(콘크리트용 동 슬래그 골재), KS F 2544(콘크리트용 고로 슬래그 골재)에 규정된 품질로 하여야 한다.

위 규격품이 아니더라도 KS F 2502(골재의 체가름 시험방법), KS F 2503(굵은 골재의 비중 및 흡수율 시험방법), KS F 2504(잔골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2529(구조용 경량 잔골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2533(구조용 경량 굵은골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2468(경량콘크리트 골재의 불순물 시험방법)의 골재와 관련된 한국산업규격(KS)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 그리고 이외에는 시험에서 적당한 입도로서 소요 품질의 콘크리트를 만들 수 있다고 입증되는 경우에만 책임기술자의 승인 하에 사용할 수 있다.

(6) 염화물 이온량

철근의 부식방지를 위해서 굳지 않은 콘크리트의 총 염화물이온량은 원칙적으로 0.30 kg/m³ 이하로 하여야 한다. 다만 책임기술자의 승인을 받는 경우 0.60 kg/m³까지 허용될 수 있다. 그러나, 이미 굳은 콘크리트의 총 염화물이온량에 대한 검토가 염소이온 농도에 의해 이루어질 경우, 재령 28일 이후의 콘크리트에서 최대 수용성 염화물이온농도 시험은 KS F 2713(콘크리트 및 콘크리트의 재료의 염화물 분석 시험 방법) 또는 KS F 2715(모르타르 및 콘크리트의 수용성 염화물 시험 방법)에 따라 시행하고, 「콘크리트 구조 설계기준」의 표 4.5.4의 값으로 검토할 수 있다.

(7) 알카리 골재 반응대책

알카리 골재반응을 억제하기 위해서는 다음의 네 가지 대책 중 어느 것이든 하나를 이행해야 한다.

- ① 「KS F 2545 골재의 알카리 잠재반응시험방법(화학적 방법)」이나 「KS F 2546 시멘트와 골재의 배합에 따른 알카리 잠재반응시험방법(모르타르봉 방법)」에 의한 시험결과 무해함이 확인된 골재를 사용
- ② 「KS L 5201 포틀랜드 시멘트 부속서(저알카리형 포틀랜드 시멘트)」의 규정에 적합한 시멘트를 사용
- ③ 「KS L 5210 고로슬래그 시멘트」에 적합한 고로슬래그 시멘트(슬래그 치환율 50%이상의 것이 바람직하다)나, 「KS L 5211 플라이애시 시멘트」에 적합한 플라이애시 시멘트 B종 또는 C종, 또는 혼화재를 혼합한 시멘트로서 알카리 골재반응 억제효과가 확인된 것을 사용
- ④ 알카리량이 표시된 포틀랜드시멘트 등을 사용하고, 콘크리트 1m³에 포함된 총 알카리량을 Na₂O로 환산하여 3.0kg이하가 되게 한다.

(8) 각종 시멘트 중에서 내해수성이 양호한 시멘트는 중용열 포틀랜드 시멘트, 고로슬래그 시멘트 및 플라이애시 시멘트라고 말하고 있다. 이들 시멘트는 해수에 대한 내구성이 우수하고, 장기강도의 증진이 크고, 수화열이 적은 등의 이점이 있으나, 다른 한편으로는 초기강도가 낮다고 하는 결점도 있으므로 이들 시멘트를 사용할 때는 초기양생에 충분한 주의를 기울일 필요가 있다. 특히, 고로슬래그 시멘트는 콘크리트 중의 철근에 대한 방식성능이 우수하다는 관점에서 볼 때 내해수성 콘크리트가 필요한 구조물에는 이들 세 가지 시멘트를 사용하는 것이 바람직하다. 이 경우 콘크리트의 충분한 양생은 극히 중요하다.

(9) 철근콘크리트는 해수를 혼합수도 사용해서는 안 된다. 무근콘크리트에는 淸淨한 淡水를 구하기 곤란한 경우에 한하여 해수를 혼합수로 사용할 수 있다. 해수를 사용하면 시멘트의 응결시간이 단축되고, 콘크리트의 반죽질기가 조기에 상실되는 경향이 있으므로 주의를 요한다. 이 경우 필요에 따라서는 응결지연제를 쓰는 것도 좋다.

혼화제로 AE제, 감수제, AE감수제, 고성능 AE감수제는 「KS F 2560 콘크리트용 화학혼화제」에 적합한 것을 쓰는 것을 원칙으로 한다. 그 밖의 혼화제는 시험, 과거의 실적 등에 의해서 성능을 확인한 후 사용한다.

3-5 콘크리트의 품질 및 성능

콘크리트는 품질이 균일하고, 작업에 적합한 워커빌리티를 가지며, 소요강도, 내구성, 수밀성, 균일저항성 및 강재를 보호하는 성능을 갖지 않으면 안 된다.

[해설]

- (1) 콘크리트는 구조물의 종류, 환경조건, 부재단면 등에 따라 소요의 품질 및 성능을 갖지 않으면 안 된다. 콘크리트는 일반적으로 레디 믹스트 콘크리트를 사용하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 콘크리트는 기상작용, 해수의 화학적 및 물리적 작용, 파랑이나 표류고형물에 의한 충격이나 마모 등의 기계적 작용, 내부강재의 부식, 알카리 골재반응, 동결융해작용 등의 유해한 작용에 대한 저항성을 갖지 않으면 안 된다.
- (3) 콘크리트의 성능저하기구

해수의 작용을 받는 콘크리트의 주된 열화작용에는 다음과 같은 것들이 있다.

 - ① 동결융해작용

콘크리트가 동결융해작용을 반복적으로 받으면 콘크리트중의 수분結晶에 생기는 팽창압이 반복작용하게 되어 콘크리트에 국부적 또는 전반적인 파괴가 발생한다.
 - ② 해수중의 鹽類의 작용에 의한 열화

해수중의 硫酸이온은 시멘트 수화물중의 수산화칼슘 및 알루미늄(Al_2O_3)와 반응하여 애트링가이드($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot nH_2O$)를 형성한다. 이 반응에 수반되는 용적팽창으로 인한 압력에 의해 콘크리트에 균열이 발생한다.
 - ③ 수산화칼슘의 溶脫

시멘트수화물중의 수산화칼슘은 해수에 용해되어 그 용출에 의해서 콘크리트는 다공질의 조직으로 변하고 취약해진다.
 - ④ 철근의 腐蝕에 의한 성능저하

콘크리트치기가 불완전한 경우 콘크리트 자체의 열화, 과도한 균열 등에 의해서 염화물 이온이 철근표면에 도달하고, 파의 처오름 등에 의한 산소 및 물이 충분히 공급되는 경우에 철근은 녹이 슬고, 그 팽창압에 의해서 콘크리트의 피복부에 균열이 생기면서 피복부 콘크리트가 탈락하는 현상이 발생한다.
 - ⑤ 해로운 골재반응에 의한 성능저하

반응성골재를 사용하는 경우 또는 알칼리성분을 많이 함유한 시멘트를 사용하는 경우에는 골재와 시멘트가 해로운 화학반응을 일으키고 콘크리트에 이상한 균열과 팽창을 일으켜 부분적 또는 전반적인 붕괴에 이르게 된다.
 - ⑥ 파랑이나 표류고형물의 작용에 의한 열화

앞에 기술한 제반작용에 기인하여 열화된 콘크리트는 파랑이나 표류하는 고형물의 충격으로 표면열화가 다시 가속된다. 건전한 콘크리트도 표사 등의 작용을 지속적으로 받으면 마모가 진행되기도 한다.

[참고]

- (1) 물·시멘트비는 콘크리트의 소요강도 및 내구성을 고려해서 정하여야 한다. 좋은 골재는 철근의 배근이나 부재의 단면에 지장이 없는 한 최대횡수가 가급적 굵은 것을 사용하는 것이 좋다.
- (2) 콘크리트의 반죽질기는 작업에 적합한 범위로 가급적이면 슬럼프차가 적지 않으면 안 된다. 콘크리트는 AE 콘크리트를 쓰는 것을 원칙으로 하고, 공기량은 4.5%를 표준으로 한다. 한냉지나 동해의 위험이 있는 지역에서는 공기량을 할증시킬 수도 있다.
- (3) 표참(3-5)은 콘크리트의 일반적인 배합조건 및 콘크리트강도의 특성치를 나타낸 것이고, 책임기술자는 이 표를 참고로 (1)항의 내용을 감안하여 적절한 배합 및 강도를 설정하지 않으면 안 된다. 특히 동결융해가 심한 지역에서는 물·시멘트비를 더 적게 하는 것이 바람직하다.

표참(3-5) 구조부재별 콘크리트 배합조건 및 강도특성치 참고표

종 류	구조부재의 종류에	배 합 조 건			굵은 골재의 최대치수(mm)	콘크리트 강도의 최소 특성치 (N/mm ² , kgf/cm ²)
		최대 물·시멘트비(%)		슬럼프 (cm)		
		동결 융해가 자주 반복되는 지역	영하의 기온이 되는 것이 드문지역			
무 근 콘크리트	방파제상부공, 케이슨의 덮개콘크리트	60	60	8, 12	40	18 {180}
	본체블록, 이형블록(소파, 피복)	60	60	8, 12	40	18 {180}
	포대콘크리트, 근고블록	60	60	8, 12	40	18 {180}
	계류시설상부공, 홍벽계선 직주기초(중력식)	55	60	8, 12	40	18 {180}
철 근 콘크리트	계선주기초(말뚝식) 홍벽, 계선시설상부공 ^(주-3)	55	60	8, 12, 15	20, 25, 40	24 {240}
	잔교상부공	45	45	8, 12, 15	20, 25, 40	35 {350}
	L형, 소파블록, 케이슨, 우물통, 중공블록	45	45	8, 12, 15	20, 25, 40	35 {350}
	버팀벽, 버팀말뚝 상부공	55	55	8, 12, 15	20, 25, 40	24 {240}
에이프론포장		-	-	2.5, 6.5	20, 40 ^(주-4)	휨 : 4.5

주-1) 콘크리트 치기가 끝난후 초기재령에서 파랑의 충격, 침수의 위험이 있는 경우나 한냉지에서 시공하는 경우 등에는 특성치를 24N/mm²로 해도 좋다.

주-2) 대형의 이형블록은 특성치를 할증시켜도 좋다. 예를 들면 35톤~50톤형에는 21N/mm², 이를 초과하는 규격의 것에 대하여는 적절하게 검토하여 정한다.

주-3) 잔교상부공은 제외한다.

주-4) 자갈의 경우는 25mm, 부순자갈의 경우는 20mm로 한다.

주-5) 내구성 설계기준 적용시는 콘크리트 설계기준을 참고하여 정한다(표 4.5.2 P.78)

- (4) 속채움 콘크리트의 설계기준강도는 개정 전의 기준에 135kgf/cm²(슬럼프 15cm)로 되어 있었던 바, 속채움 콘크리트는 주로 케이슨의 질량을 확보하기 위하여 사용되고 있기 때문에 기준강도를 규정하는 것이 불합리하다. 따라서 이번 개정기준에서는 속채움콘크리트를 책임기술자의 판단으로 적절히 선택할 수 있게 표에서 삭제하였다.
- (5) 콘크리트 강도의 특성치는 일반적으로 재령 28일에서의 강도로 표시한다. 표참(3-5)에 보이는 최대 물·시멘트 비 및 강도의 특성치는 항만에서 기존 콘크리트구조물의 조사결과와 해수의 작용을 받는 콘크리트의 내구성에 관한 각종 연구성과 등을 기초로 항만공사에 사용되는 표준적인 배합을 참고하여 정한 것이다. 표참(3-5)에는 각종구조물에 적합하다고 생각되는 굵은 골재의 최대치수와 슬럼프를 나타내었다. 표참(3-5)의 최대 물·시멘트비를 준수하면 압축강도가 강도의 특성치와 비교해서 지나치게 높게되는 경우가 있다. 과거(1965~1975년)의 조사결과로 보면 물·시멘트비 50%에 있어서도 압축강도가 30N/mm²정도이고, 압축강도가 특성치와 비교해서 지나치게 높다고 말하는 일은 적었다. 그러나 근년에 들어와서 압축강도만이 콘크리트의 품질규격으로 되어 있기도 하고, 일부 시멘트는 분말도의 증가 또는 C3S(에라이트)의 증가에 의해서 28일 압축강도가 크게 되도록 하는 경우도 있다. 이 경우 28일 압축강도는 확실히 증가하나 장기 압축강도나 내구성은 같은 물·시멘트비의 28일 압축강도가 작은 경우에 비하여 우수하다고 할 수는 없다. 따라서 28일 압축강도가 높다는 이유만으로 물·시멘트비를 크게 하는 것은 바람직하지 않다.
- (6) 최근에는 적절한 혼화재료를 조합하는 것에 따라 높은 유동성과 우수한 재료분리 저항성을 가짐으로서 自己充填性을 발휘하는 고유동성 콘크리트가 개발되고 있다. 고유동성 콘크리트를 사용함으로써 過密하게 배근된 부재나 강관셀로 밀폐된 공간 등 통상적인 방법으로는 콘크리트치기가 불가능한 부분에 콘크리트를 칠 수 있게 되었다. 콘크리트공사의 생산성을 높이고 합리화, 신뢰성 확보와 그에 따른 내구성의 향상이라는 효과도 거둘 수 있기 때문에 구조형식, 시공조건 등에 따라서는 고유동성 콘크리트의 이용을 고려하는 것이 좋다.
- (7) 내구성을 향상시키기 위해서 설계에서 고려하여야 할 사항은 구조물의 설치개소나 중요도, 내용연수, 부재의 종류 등에 따라 서로 다르다.
- (8) 무근콘크리트 및 철근콘크리트에서 콘크리트의 사용재료나 품질, 설계세목에 관하여 내구성면에서 검토하여야 할 항목은 다음과 같고 이 내용은 사전에 충분히 검토하여 두지 않으면 안 된다.

<무근콘크리트>

- ① 콘크리트 재료는 내구성이 우수한 것, 해로운 골재반응을 일으키지 않는 것을 사용할 것과(본편 3.4 콘크리트 재료 참조)
- ② 소요의 내구성을 갖는 배합으로 할 것과
- ③ 시공이음은 되도록 피할 것과(9)참조)
- ④ 부재단면을 키우고, 소요내용연수와 관련하여 콘크리트 표면이 손상되거나 마모되는 경우에 대비하거나, 적당한 재료로 표면을 보호할 것((1) 참조)

<철근콘크리트>

- ⑤ 철근콘크리트는 앞의 4개항목외에 철근의 腐蝕에 유해한 영향을 주는 재료의 사용을 피할 것과(본편 3.4 콘크리트 재료 참조)
- ⑥ 철근의 피복두께를 두껍게 할 것과((11)참조)
- ⑦ 구조설계상 휨균열발생을 적게 억제할 것과 (본편 3-2 한계상태설계법에 의한 설계의 기본 참조) 이들 대책이외에도 보조수단으로서 유기재료, 무기재료를 사용한 콘크리트 표면의 피복, 에폭시 수지 도장철근, 콘크리트중의 鋼材에 대한 전기방식법 등을 써도 좋다.

(9) 시공이음

항만구조물의 경우 피해가 콘크리트의 시공이음부로부터 발생하는 일이 많다. 이 때문에 될 수 있으면 시공이음은 두지 않는 것이 바람직하지만 콘크리트의 수축이나 시공성의 배려에서 부득이하게 시공이음을 둘 필요가 있을 때에는 시공이음부에 적절한 처리를 해두어야 한다. 강도상의 이유로 에폭시 등의 수지를 쓰는 것도 생각할 수 있으나 이들 시공이음은 강도면에서는 충분한 성능을 갖고 있으면서도 내구성면에서 문제가 생길 수 있기 때문에 주의할 필요가 있다.

(10) 철근피복

철근콘크리트 부재에서 철근의 피복은 표참(3-6)에 나타낸 값 이상을 표준으로 한다. 콘크리트 공장제품(전주, 말뚝 등)에서 콘크리트 품질이 균일하고, 다짐, 양생 등의 시공관리도 현장치기콘크리트에 비해서 확실히 되고 있을 때는 충분한 검토를 거쳐 표참(3-6)의 값보다 낮추어도 좋다. 양생방법으로 증기양생을 시행하는 경우에는 콘크리트의 내해수성에 문제가 생길 가능성이 있으므로 철근피복두께를 저감하지 않는 것이 바람직하다.

표참(3-6) 철근피복두께의 표준치

① 해수에 직접 접하는 부분, 해수에 씻기는 부분 및 심한해풍을 받는 부분	8cm
② 그 밖의 부분	5cm

(11) 표면보호

모래입자를 함유하는 流水, 모래·자갈이 포함된 파랑의 작용 등 심한 마모, 충격 등이 작용하는 구조물에는 적절한 재료로 표면을 보호하거나 부재단면 또는 철근피복두께를 증대시킬 필요가 있다. 표면보호재로는 목재, 양질의 석재, 鋼材, 고분자 재료를 쓴 표면도장(Coating), 폴리머 슌浸 콘크리트 등이 있다.

(12) 구조형식

구조물의 구조형식여하는 염해발생 여부 등과 관계가 있다. 부재별로는 보, 슬래브가 기둥, 벽보다도 염해를 받기 쉬운 경향이 있다. 염해의 원인이 되는 염화물 이온, 산소, 물은 콘크리트 표면으로부터 침입하므로 표면적은 되도록 적은 쪽이 좋다. 예를 들면 T형보, I형보 보다 箱型보 또는 슬래브를 채용하는 것이 바람직하다. 콘크리트가 열화되는 경우에 쉽게 보수, 보강 또는 교체할 수 있는 구조형식을 채용하는 것도 생각해 볼 수 있다.

3-6 수중 콘크리트

수중콘크리트는 「콘크리트 표준시방서」 및 「항만공사 표준시방서」에 따라서 설계, 시공하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

종래의 일반적인 수중콘크리트에 대하여 현재에는 셀룰로즈 또는 아크릴계 수용성 고분자를 주성분으로 하는 수중불분리성 혼화제를 사용하는 수중불분리성 콘크리트의 사용이 일반화되어 있다.

[참고]

- (1) 주요한 구조부재는 프리팩트 콘크리트, 트래미를 사용하는 방법 또는 콘크리트 펌프를 사용하는 방법에 의해서 시공하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 시공이음은 원칙적으로 두지 않는다.

- (3) 수중에서 시공하는 철근콘크리트의 철근피복은 10cm이상으로 한다. 이 값은 현장치기 말뚝이나 지하연속 벽에 사용하는 수중콘크리트의 기준 등을 참고하여 정한 것이다.
- (4) 수중불분리성 콘크리트는 항만공사 뿐 아니라 해양부를 가로지르는 교량의 교각 등 대형수중구조물에 사용되고 있다. 수중불분리성 콘크리트는 「콘크리트 표준시방서」의 「13-2 수중불분리성 콘크리트」에 정해진 바에 따른다.

제 4 장 역청재료

4-1 일 반

항만시설에 사용되는 역청재료는 사용목적에 따라 탄력성, 점착성, 방수성, 내수성, 내구성, 내후성(耐候性) 등 소요의 품질 및 성능을 만족하는 재료여야 한다.

[해설]

- (1) 현재 항만시설에 사용되고 있는 역청재료의 대부분은 아스팔트이다.
천연아스팔트와 석유아스팔트가 있으나 현재 사용되고 있는 아스팔트는 거의 석유아스팔트이므로 본 설계기준에서는 아스팔트라 하면, 특히 다른 설명이 없는 한 석유아스팔트를 의미한다. 아스팔트이외의 역청재료로는 타르(Tar), 피치(Pitch) 또는 乳劑 등을 들 수 있다.
- (2) 역청재료는 그 자체만으로 사용되는 경우는 거의 없고, 아스팔트를 예로 들면 통상적으로 골재와 혼합하여 포장용 아스팔트 콘크리트, 아스팔트 매트, 샌드매스틱, 아스팔트 안정처리 등에 사용된다. 용도에 따라 아스팔트의 종류, 배합 등이 다르므로 소정의 목적을 만족시킬 수 있는 재료를 선정하는 것이 중요하다.

[참고]

- (1) 한국산업규격에 의한 역청재료의 규격으로는 「KS M 2201 스트레이트 아스팔트」, 「KS M 2202 컷백아스팔트」, 「KS M 2203 유화아스팔트」, 「KS M 2204 블론아스팔트」 등을 들 수 있다.
- (2) 아스팔트 혼합물의 설계는 사용목적, 시공방법 등을 고려한 적절한 재료시험법에 따라 행한다. 일반적인 재료시험기준은 혼합물이 소정의 목적을 달성하기에 충분한 안정성과 내구성을 갖도록 정해져있다.
- (3) 항만시설에 일반적으로 사용하는 아스팔트의 규격은 표참(4-1)과 같다.

표참(4-1) 스트레이트 아스팔트의 규격

항 목	종 류			
	단 위	40~60	60~80	80~100
침입도 (25℃, 100g, 5초)	0.1mm	40이상 60이하	60이상 80이하	80이상 100이하
연화점	℃	47.0~55.0	44.0~52.0	42.0~50.0
신 도 (15℃)	cm	10이상	100이상	
톨루엔가용분	질량%	99.0이상		
인화점	℃	260이상		
박막	질량변화율	%		
가열	침입도변화율	%		
증발후의 침입도비	%	110이상		
밀도(15℃)	g/cm ³	1,000이상		

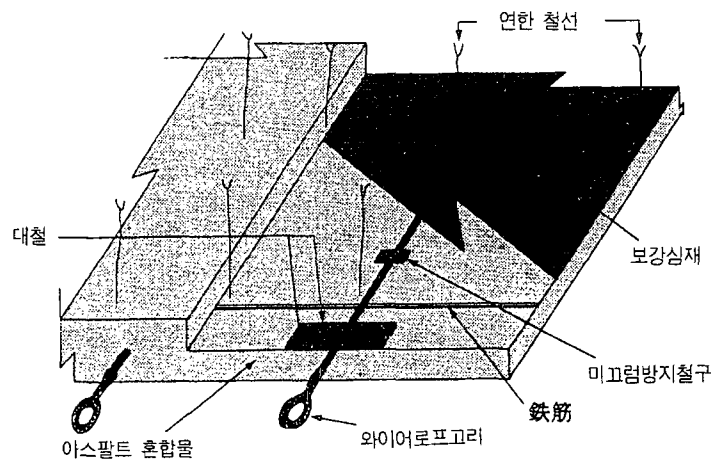
4-2 아스팔트 매트

4-2-1 일 반

아스팔트 매트를 사용할 때는 사용목적, 시공개소, 현지의 해상조건에 따라 소요의 강도 및 내구성, 시공성 등을 고려해서 적절한 구조를 설정한다.

[해설]

- (1) 아스팔트 매트는 아스팔트, 채움재(석회석가루), 모래 및 쇠석을 혼합한 혼합물에 보강재 및 들어올리는데 쓸 와이어 로프고리를 매입한 매트모양으로 성형한 것이다.(도해(4-1)참조)



도해(4-1) 摩擦增大매트의 구조예

- (2) 아스팔트 매트에는 중력식 구조물 제체의 수평활동에 대한 저항력을 높이기 위한 마찰증대 매트, 구조물 기초의 세굴을 방지하기 위한 세굴방지 매트, 호안 등의 기초모래 및 배후토사의 흡출을 방지하기 위한 흡출방지매트 등이 있고, 이들을 사용할 때에는 사용목적, 사용개소 및 현지의 해상조건 등에 따라 품질 및 장기적 내구성, 시공성 등에 충분히 배려하여야 한다. 특히 한냉지역이나 아열대지역, 조간대 등 특수한 해상조건인 경우에는 장기적 내구성에 있어 열악한 환경조건인 점도 고려하여야 하므로 적용여부를 포함하여 신중히 검토할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 아스팔트 매트와 강도 및 시공성은 혼합물의 배합, 보강재, 매트의 두께, 치수에 따라 다르다. 혼합물의 배합은 본편 4-2-3 배합에 의해서 결정하는 것을 표준으로 하고, 보강재는 본편 4-2-3의 [참고] (4)에 보인 押拔시험에 의하여 결정하는 것이 바람직하다.
- (2) 아스팔트 매트의 두께는 그 용도나 요구되는 강도, 힘에 의한 처짐 특성 등을 고려해서 결정되나, 마찰증대 매트의 경우에는 잔존두께, 하중에 의한 변형량, 사석 등에 파고들어가는 양 등을 고려해서 정한다.
- (3) 마찰증대매트의 마찰계수는 제2편 제15장 마찰계수를 참조할 것

4-2-2 재 료

아스팔트 매트 재료는 소요의 강도 및 내구성을 얻을 수 있도록 적절히 선정한다.

[해설]

아스팔트 매트의 재료로는 다음과 같은 것들이 사용되고 있다.

- (1) 아스팔트
 석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트(표참(4-1) 참조) 또는 「KS M 2204 블론아스팔트 표참(4-2) 참조」 나 양자를 혼합한 것.
- (2) 모래
 먼지, 흙, 유기물 등의 유해물을 함유하지 않는 청정한 것으로 최대 입경이 2.5mm인 것
- (3) 채움재
 「KS F 3501 역청포장용 채움재」의 규격에 적합한 것
- (4) 쇄석
 「KS F 2525 도로용 부순골재」 및 「KS F 2357 아스팔트 혼합물용 골재」의 규격에 적합한 것으로 입경이 2.5~20mm인 것

[참고]

- (1) 아스팔트는 석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트 또는 블론아스팔트를 사용하는 것으로 하고 있으나, 양자의 塑性流動 등의 性狀이 크게 다르고, 한쪽만으로는 매트로서의 강도 또는 취급의 편의성 등에 문제가 있기 때문에 일반적으로 소요性狀을 얻을 수 있게 둘을 혼합하여 사용한다. 이 경우 아스팔트의 침입도는 스트레이트 아스팔트가 40~60, 블론아스팔트가 10~40의 범위에 있는 것을 쓰는 것이 좋다.

표참(4-2) 블론아스팔트의 규격

항 목	種 類 單 位	10~20	20~30	30~40
		침입도(25℃, 100g, 5초)	0.1mm	10이상 20이하
연 화 점	℃	90.0이상	80.0이상	65.0이상
신 도(25℃)	cm	1이하	2이상	3이상
톨루엔 가용분	질량%	98.5이상		
인 화 점	℃	210이상		
증발질량변화율	질량%	0.5이하		
침입도지수		2.5이상		1.0이상

- (2) 쇄석은 아스팔트 매트의 굵은 골재이고, 아스팔트매트의 강도에 중요한 영향을 주므로 양질의 것이 아니

면 안 된다. 쇠석의 최대입경은 시공면에서 매트두께의 1/6이하로 하는 것이 바람직하나 마찰증대 매트등 큰 압력이 작용하는 경우에는 이보다 큰 것을 사용하는 것이 좋다.

- (3) 아스팔트 매트는 앞의 재료외에 보강재 및 매트를 들어올리는데 쓸 와이어로프가 필요하다. 보강재료는 통상 글래스 클로스, 글래스 섬유테이프망 등이 사용되고 있다.

4-2-3 배 합

아스팔트 혼합물의 배합은 소요의 강도, 휨특성 등이 얻어지도록 배합시험을 하여 결정하는 것을 표준으로 한다.

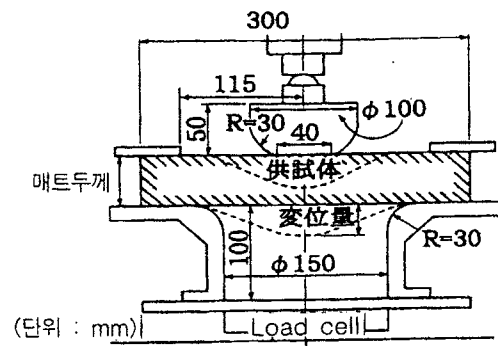
[참 고]

- (1) 아스팔트 혼합물은 배합에 따라 강도, 휨특성 등이 크게 다르기 때문에 배합시험을 하여 결정하는 것을 표준으로 한다. 마찰증대매트 및 세굴방지매트는 비교적 역사가 깊고, 사용실적도 많으며 현재에도 특별한 문제가 없기 때문에 특수한 사용조건이 아닌 경우는 표참(4-3)의 값을 표준으로 사용하여도 좋다.
- (2) 아스팔트 혼합물은 온도에 민감하므로 여름철 시공시에는 유동(Flow)하기 어려운 것을, 겨울철 시공시에는 일정한 유연성을 유지할 수 있는 것을 사용할 필요가 있다.
- (3) 마찰증대 매트 및 세굴방지매트의 혼합물 배합은 혼합물의 배합은 혼합물의 비중시험, 휨시험, 압축시험을 하여 결정하는 것이 좋다. 세굴방지매트의 경우는 피복석 등에 의해서 부분적으로 비교적 큰 하중이 재하되는 경우가 있으므로 보강재를 포함하는 매트전체의 강도를 확인하기 위하여 매트의 압발(押拔)시험을 하여 정하는 것이 좋다.
- (4) 혼합물의 시험은 일본 「石油學會誌 제7권 제8호 (1964)」에 실린 「아스팔트 이용 최근의 개발 (板倉忠三 등)」에서 제시하고 있는 방법을 준하는 것이 좋다. 다만, 휨시험 및 압축시험은 일반적으로 온도 20℃, 재하속도 20mm/분의 조건으로 시행한다. 매트의 압발시험은 혼합물에 補強材를 넣은 사방 30cm인 공시체를 일반적으로는 도참(4-1)에 보이는 재하장치를 사용하고 온도 20℃, 재하속도 50mm/분의 조건으로 시행한다.
- (5) 시험결과의 판정배합시험결과의 판정기준치는 각각의 제반조건에 따라 설정하는 것이 바람직하다. 이 판정기준의 예 하나를 보이면 표참(4-4)과 같다.

표참(4-3) 아스팔트 혼합물의 배합표준

재 료	중 량 비(%)	
	마찰증대용	세굴방지용
아스팔트	10~14	10~14
더 스톱	14~25	14~25
잔 골 재	20~50	30~50
굵은 골재	30~50	25~40

주) “더스트”는 0.074mm이하의 모래 및 채움재, “잔골재”는 0.074mm~2.5mm 굵기의 쇠석, 모래 및 채움재. “굵은 골재”는 2.5mm이상 굵기의 쇠석



도참(4-1) 압발시험장치(예)

표참(4-4) 시험결과와 판정기준치(예)

試驗項目	摩擦増大매트	洗掘防止매트	
		普通매트	強化매트
混合物의 試驗			
比 重 試 驗	2.2이상	2.2이상	
휨 試 驗			
强 度	2.0N/mm ² {20.4kgf/cm ² }이상	1.0N/mm ² {10.2kgf/cm ² }이상	
휨 量	3mm이상	3mm이상	
壓 縮 試 驗			
强 度	2.0N/mm ² {20.4kgf/cm ² }이상	1.0N/mm ² {10.2kgf/cm ² }이상	
押 拔 試 驗			
最 大 荷 重	-	8kN이상	15kN이상
変 位 量	-	10mm이상	30mm이상

4-3 포장용 재료

포장용 재료는 특수한 하중조건에 놓여있는 구역을 제외하고는 원칙적으로 「아스팔트 포장 설계·시공요령」에 의한다.

[해설]

여기에서 말하는 「특수한 하중조건에 놓여있는 구역」이라 함은 예를 들면 에이프론을 들 수 있다. 항만구역의 포장 특히 에이프론 포장상의 교통은 도로의 그것과는 약간 다르고 대부분이 대형차이며 그것도 접지압이 큰 중기류가 많이 혼입되어 있다. 이들의 하중은 고속으로 주행하는 것이 드물고 대부분 정지상태 또는 완속주행상태에 있다. 이들 장비들을 위한 포장구역 일부는 하역화물 등의 적치장인 경우도 있으므로 이러한 구역에 적용하는 포장재료로는 역청재료가 정적하중에 약하다는 점을 충분히 고려할 필요가 있다. 이러한 내용은 「제8편 제16장 부두틀」을 참조할 수 있다.

[참고]

포장용 아스팔트는 석유 아스팔트, 컷백 아스팔트, 유화 아스팔트, 불론 아스팔트, 개질 아스팔트, 특수 아스팔트 등의 여러 가지 다양한 재료가 각각의 특성을 가지고 있으므로 포장의 종류, 시공방법, 교통량, 기상조건 등을 충분히 고려하여 적합한 것을 사용해야 한다.

4-4 샌드매스틱

4-4-1 일 반

[참 고]

- (1) 샌드매스틱(Sandmastic)은 아스팔트에 광물성의 채움재(Filler) 또는 첨가재 및 모래를 가열 혼합한 것으로 공극이 거의 없고, 주입후 전압을 필요로 하지 않는 아스팔트 혼합물이다.
- (2) 샌드매스틱은 일정한 고온으로 사석층에 유하시켜도 수중에서 분리되지 않고 사석의 간극에 주입된다. 주입된 샌드매스틱은 사석을 끌어안아 전체로서 하나의 덩어리가 되어 사석의 산란 및 유출에 저항하므로 보통의 사석구조에서 소정 크기의 석재를 얻기가 곤란하거나 비경제적인 경우에 사용된다.
- (3) 샌드매스틱의 설계는 아스팔트 재료의 특성에 기인하는 소성유동에 충분히 주의하여야 하고 안전성에 문제가 생기지 않도록 할 필요가 있다.

4-4-2 재 료

샌드매스틱의 재료는 소정의 강도와 내구성을 얻을 수 있도록 적절히 선정한다.

[해 설]

일반적으로 샌드매스틱(Sandmastic)의 재료로는 다음 것들이 사용된다.

- (1) 아스팔트
수중에 시공하는 샌드매스틱에 사용되는 아스팔트는 석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트의 40~60, 60~80, 80~100중 어느 것인가 사용한다.
- (2) 모래
먼지, 흙, 유기물 등의 유해물을 포함하지 않는 청정한 모래로서 최대 입경은 25mm로 한다.
- (3) 채움재
「KS F 3501 역청포장용 채움재」의 규정에 적합한 것을 쓴다.

[참 고]

- (1) 수중시공용 샌드매스틱에 사용하는 아스팔트는 수중에 유하시켰을 때 사석층의 간극에 공극이 없게 충전시켜야 되므로 충분한 유동성을 갖게 하기 위하여 앞에서와 같이 정한 것이다.
- (2) 모래가 혼합물에 미치는 영향은 모래의 입도가 클수록 혼합물의 유동성이 크고, 적은 아스팔트량으로도 필요한 유동성을 얻을 수 있으나, 혼합물이 분리되기 쉬운 약점이 있다. 입도가 적을수록 유동성은 작으나 치밀한 샌드매스틱이 된다. 따라서 여기서는 최대입경을 규정하였으나 혼합물이 재료분리를 일으키지 않게 하기 위해서는 모래입자의 사이에 연속성이 있고, 입도곡선이 완만하게 변화하는 것이 바람직하다.
- (3) 채움재는 아스팔트 혼합물에 혼입되어 아스팔트와 혼합해서 골재간의 공극을 채움과 동시에 결합재로 작용할 수 있게 하고, 혼합물의 유동성을 감소시켜 점도 및 안정성을 증대시키는 성질이 있다. 아스팔트는 일반적으로 微알카리성의 채움재와 잘 부착하므로 미알카리성을 나타내는 석회석가루로 채움재를 사용하기로 하였다.

4-4-3 배 합

배합은 시공조건, 자연조건 등을 고려해서 소요의 유동성 및 강도를 얻을 수 있도록 배합시험을 시행하여 결정한다.

[해설]

샌드매스틱의 성질은 재료의 배합과 재료의 성사에 의해서도 변화하다. 샌드매스틱을 시공하는 장소나 자연 조건 등에 의해서 필요로 하는 반죽질기 및 강도가 다르게 되므로 이와 같이 규정한 것이다.

[참고]

(1) 배합일반

수중에 시공하는 샌드매스틱의 배합은 표참(4-5)의 값을 쓰는 경우가 많다. 표중에서 더스트란 모래 및 채움재중 0.074mm체를 통과하는 것을 말하고, 잔골재란 모래나 채움재중 0.074mm체에 잔류하는 것을 말한다.

(2) 배합시험

수배합을 결정하는데는 일반적으로 다음의 시험을 실시한다.

① 유동성시험 ② 비중시험 ③ 휨시험 ④ 압축시험
이중에서 ③, ④는 온도 10℃, 재하속도 20mm/분 조건으로 시험을 시행한다.

(3) 시험결과 판정

배합시험결과는 각각 다음조건을 만족하도록 결정한다.

① 유동성시험

가. 수중에 시공하는 샌드매스틱의 流下時間은 20~60초의 범위로 한다.

나. 流下台를 유하하는 샌드매스틱의 표면에 생긴 균열은 샌드매스틱이 切斷된 樣相을 나타내는 것은 아니다.

다. 모래는 샌드매스틱에서 분리되어 흘러내리지 않는다.

② 비중시험 : 1.95이상

③ 휨시험 : 강도는 1.0N/mm²이상, 휨처짐량은 5.0mm이상

④ 압축시험 : 1.0N/mm²이상

(4) 샌드매스틱 소요량 산정법

사석층에 시공하는 샌드매스틱의 소요량은 식(참4-1)로 산출한다.

$$V = \alpha A(h\nu + d) \tag{참4-1}$$

여기서,

- V : 샌드매스틱의 소요량(m³)
- A : 샌드매스틱을 시공하는 사석층의 면적(m²)
- h : 샌드매스틱을 시공하는 사석층 두께(m)
- ν : 샌드매스틱을 시공하는 사석층의 공극률
- d : 사석층상의 샌드매스틱 피복두께(m)
- α : 하층사석층에 주입되는 것을 고려한 할증율

(5) 설계상 제한 사항

샌드매스틱을 설계함에 있어 제한사항으로는 다음 것들이 있다.

- ① 강한 충격과압 또는 고형부유물이 직접 작용하는 장소에서는 사용하지 않는다.
- ② 급격한 침하가 예상되는 개소에는 사용하지 않는다.
- ③ 샌드매스틱을 시공하는 사석면의 경사도는 1:1.3보다 완만하여야 한다.
- ④ 비탈어깨, 비탈머리 및 시공끝부분에는 적절하게 보강한다.
- ⑤ 항만구조물의 내용연수와 샌드매스틱의 내구성과의 조화를 충분히 고려한다.

제 5 장 석 재

5-1 일 반

石材는 그 사용목적에 따라 所要의 品質 및 性能을 갖는 동시에 경제성을 고려해서 選定한다.

[참 고]

- (1) 일반적으로 석재는 방파제·계류시설 등 항만 구조물에 다량으로 쓰여지는 재료이다. 석재의 선정은 구조물의 안정성 및 공사비에 크게 영향을 주므로 충분히 검토하고 선정하여야 하며. 석재의 결점 및 등급, 석재의 분류는 「KS F 2530 석재」에 따른다,
- (2) 석재의 품질은 산지 및 암석의 종류에 따라 1등급, 2등급 및 3등급으로 구분되며, 품질의 기준은 표참(5-1)과 같다.

표참(5-1) 석재의 품질

등 급	기 준
1 등 품	<ul style="list-style-type: none"> ◦ (3)항에 표시한 결점이 거의 없는 것 ◦ 크기는 비슷한 것
2 등 품	(3)항에 표시한 결점이 심하지 않은 것
3 등 품	(3)항에 표시한 결점이 실용상 지장이 없는 것

- (3) 石材의 缺點은 다음과 같다
 - ① 치수의 부정확, 구부러짐, 균열, 얼룩, 썩음, 빠진 조각, 오목
 - ② 연석에서는 위에 기록한 것 외에 반점 및 구멍
 - ③ 치장용에는 특히 색조 또는 조직의 불균일 및 물듦
- (4) 석재의 분류는 암석의 종류, 모양 및 물리적 성질로 분류하며, 암석의 종류에 따른 분류는 화강암류, 안산암류, 사암류, 점판암류, 응회암류, 대리석류 및 사문암류로 분류되며, 모양에 따른 분류는 각석, 판석, 견치석, 사교석으로 분류되고, 물리적 성질은 표참(5-2)와 같으며. 같은 분류의 석재에도 생산지 및 채취위치에 따라 물리적 성질이 크게 다를 수가 있으므로 주의하지 않으면 안 된다.

표참(5-2) 주요석재의 물리적성질

암석의 종류	종류	비 중 (겉보기)	흡수율	압축강도 (N/mm ²)
화 성 암	화강암	2.60~2.78	0.07~0.64	85~190
	안산암	2.57~2.76	0.27~1.12	78~269
	현무암	2.68	1.85	85
	반려암	2.91	0.21	177
	감람암	3.18	0.16	187
	휘록암	2.78~2.85	0.008~0.03	123~182
퇴 적 암	응회암	2.64	0.16	377
	점판암	2.65~2.74	0.08~1.37	59~185
	사 암	2.29~2.72	0.04~3.65	49~196
	석회암	2.36~2.71	0.18~2.59	17~76
	차트	2.64	0.14	119
변 성 암	Hornfels	2.68	0.22	191 (1,949)

5-2 기초사석

기초사석으로 쓰이는 석재는 편평·세장한 것이 아니고 견경, 치밀, 내구적이며 풍화나 동결융해로 파괴될 염려가 없는 것이라야 한다.

[해설]

사용석재를 결정할 때는 시험을 통하여 충분히 재질을 파악한 다음에 구득의 난이, 운반능력, 가격 등을 고려하여 정하여야 한다.

[참고]

- (1) 기초사석의 허용지지력은 「제4편 제2장 알은기초의 지지력」을 참조한다.
- (2) 대형삼축압축시험을 행하지 않고 강도정수를 결정하는 경우의 기준으로서 일축압축강도가 30N/mm²이상이면 전단강도가 0.02N/mm², 내부마찰각이 35°는 기대할 수 있다는 결과를 제시하고 있다.

5-3 뒷채움재

뒷채움재료는 내부마찰각 및 단위체적중량 등의 재료특성을 고려해서 선정한다.

[해설]

일반적으로 뒷채움 재료로는 割石, 막자갈, 玉石, 철강슬래그 등이 사용된다. 土丹, 砂岩 및 철강슬래그는 재질이 균일하지 않으므로 이들의 사용을 검토할 때는 신중히 조사하지 않으면 안 된다.

[참고]

(1) 일반적으로 쓰이고 있는 뒷채움재의 설계값으로는 표참(5-3)의 값을 사용하는 예가 많다.

표참(5-3) 뒷채움재의 설계치

뒷채움재 종류	내부마찰각(°)	단위체적중량		사면경사도
		잔류수위상 (kN/m ³ , (t/m ³))	잔류수위하 (kN/m ³ , (t/m ³))	
할 석				
일반적인 것	40	18 (1.8)	10 (1.0)	1:1.2
부서지기 쉬운재질의 것	35	16 (1.6)	9 (0.9)	1:1.2
막 자 갈	30	18 (1.8)	10 (1.0)	1:2~1:3
옥 석	35	18 (1.8)	10 (1.0)	1:2~1:3

(2) 여기서 말하는 할석(割石)이란 항만공사에 쓰이는 것으로 「KS F 2530 석재」에 가까운 것이다.

(3) 막자갈이란 선별하지 않은 자갈로서 모래와 자갈이 반 정도씩 섞여있는 것을 말한다.

(4) 사면경사도는 표에 있는 뒷채움 재료를 해수 중에서 시공하는 경우 시공 시에 낙하하여 자연적으로 형성되는 경사도의 표준적인 값을 나타낸 것이다. 일반적으로 뒷채움 시공 시 파랑의 영향이 적은 곳에서는 작은 값을 취하고, 파랑의 영향이 있는 곳에서는 큰 값을 취한다.

(5) 철강슬래그는 본편 8-2 슬래그를 참조한다.

5-4 노반재료

노반재료는 소요의 지지력을 얻을 수 있는 것으로 다음 작업이 용이하고, 내구성을 고려해서 선정하여야 한다.

[해설]

노반재료로서는 보통 입상재료, 시멘트 안정처리재, 역청 안정처리재 등에 사용한다. 입상재료로서는 쇄석, 철강슬래그, 막자갈, 산자갈, 막괘돌, 쇄석더스트, 모래 등이 있고, 이들을 단독으로 사용할 때와 두 가지 이상의 입상재료를 혼합해서 사용하는 경우가 있다.

[참고]

노반은 상부에서 전달되는 상재하중을 분산해서 노상에 전달하는 역할을 하는 것으로 보통 하층노반과 상층노반으로 분류한다. 하층노반에는 비교적 지지력이 적고, 저렴한 재료, 상층노반에는 지지력이 큰 양질의 재료를 사용한다.

노반으로서의 소요지지력 및 사용재료에 대한 규정은 콘크리트포장과 아스팔트포장에 따라 어느 정도 다르다. 이에 대해서는 「제8편 제16장 부두 뜰」, 「아스팔트 포장설계·시공요령」, 「도로포장설계·시공지침」을 참조하여 적용한다.

제 6 장 목 재

6-1 목재의 품질

6-1-1 보통구조용 목재

보통구조용 목재로 사용하는 목재는 해당하는 한국산업규격(KS)에 적합한 것 또는 이와 동등이상의 품질을 갖는 것을 선정하여야 한다.

[해설]

보통구조용 목재라 함은 나무말뚝을 제외한 구조용 목재를 말한다. 중요한 항만구조물의 주요부재로 목재를 사용하는 것은 내구성이 적으므로 좋지는 않으나, 부득이해서 사용하는 경우에는 본장을 적용한다.

[참고]

- (1) 품질의 선정에는 그 용도가 인장재, 압축재, 접합재의 어느 것인가에 따라 용이구멍, 섬유경사, 갈라짐, 휘어짐 등에 주목하고, 주요구조부재에 대해서는 되도록 썩을 위험이 없고 내구성이 큰 樹種의 목재를 쓴다.
- (2) 근년 보드워크의 재료로 수입재가 많이 사용되고 있으나 사용재료를 선정할 때는 가공·마무리 특성, 미관적 요소, 내마모성, 내화성을 고려한 다음 되도록 유지관리 할 필요가 없고 내구성이 우수한 수종의 목재를 쓴다.

6-1-2 나무말뚝재

나무말뚝재로는 내구성, 강도 등을 고려하여 소나무재(赤松, 黑松)로서 가공하지 않은 것이 가장 적당하다.

[해설]

- (1) 나무말뚝재의 선정 시는 다음사항을 고려하여야 한다.
 - ① 갈라짐 등의 결점이 없는 것으로 껍질을 제거한 원구에서 말구까지의 직경이 대략 비슷한 것으로 할 것
 - ② 말뚝재의 꾸부러짐의 한도는 말뚝머리와 말뚝 끝을 연결하는 중심선이 말뚝 밖으로 나오지 않는 것으로 하거나 또는 길이의 0.5% 이내로 할 것
- (2) 나무 말뚝재는 내구성, 강도 등의 면에서 소나무의 가공하지 않은 것이 가장 적당하다고 하고 있다.

6-2 목재의 허용응력도

6-2-1 일 반

목재의 강도는 그 구조물에 요구되는 變形上의 제한도 고려하여 각종 요인에 의한 강도의 증감을 총체적으로 고려해서 결정하여야 한다.

[해설]

목재의 강도는 재료의 종류, 함수율, 기타의 요인에 의해서 매우 다른 것이 일반적인 현상이기 때문에 안전을

도 이런점을 예상하여 겹보기 안전율로 되어 있다.

6-2-2 보통 구조용 목재의 허용응력도

보통구조용 목재의 허용응력도는 습윤정도 등에 의한 강도의 감소나 이상시 하중에 대한 할증을 고려해서 적절히 정한다.

[참고]

- (1) 구조용 목재의 허용응력 조정계수는 「KS F 2162 구조용 목재의 허용 응력 조정계수」에 따라야 한다.
- (2) 목재의 섬유방향 허용응력도 및 섬유직교방향의 허용응력도는 목재의 재질관련 설계규준에 따른다.

6-3 집성재의 품질

구조용으로 사용하는 集成材는 構造大斷面集成材의 재질관련 한국산업규격(KS F 3021)이나 설계규준 등의 규격에 적합한 것 또는 이와 동등이상의 품질을 갖는 것으로 한다.

6-3-1 집성재의 허용응력도

집성재의 허용응력도는 사용목적에 따라 적절히 정한다.

[참고]

집성재의 허용응력은 한국산업규격(KS F 2162)에 따라야 한다.

6-4 목재의 접합

목구조의 접합방식은 구조물 또는 구조부재의 소요성능을 고려해서 산정한다.

6-5 목재의 보수

목재를 충해 또는 부식이 많은 곳에 사용하는 경우에는 이들에 의한 피해를 방지하도록 노력한다.

[해설]

목재의 결점은 충해, 부식 및 재질의 취약에 있고, 특히 항만구조물에서는 비교적 짧은기간에 큰 피해를 주는 해충에 대해서 충분한 방어대책이 필요하다.

제 7 장 기타 재료

7-1 기타 금속재료

강재이외의 금속재료를 사용하는 경우에는 사용부위, 목적, 환경조건, 내구성, 경제성 등을 감안하고 최적 재료를 선정한다.

[참 고]

항만시설에 사용하는 강재이외의 금속으로는 스테인리스 강, 알루미늄, 티탄 등이 있다.

(1) 스테인리스 강

스테인리스 강은 KSD 3702, 3703, 3705, 3706에 정해진 품질을 원칙으로 사용 한다. 스테인리스강은 방식 목적으로 쓰는 경우가 많으나, 해양환경 하에서 스테인리스강의 내식성은 그 종류에 따라 크게 다르기 때문에 재료 선정 시에는 시험결과나 과거의 실적을 참고해서 정하는 것이 바람직하다.

(2) 알루미늄

알루미늄 및 알루미늄 합금은 비중이 2.72로 가볍고, 용도에 따라 필요한 강도를 얻을 수 있는 것, 내식성, 耐候性이 뛰어난 것, 가공성이 좋은 것 등의 이점이 있다. 사용예로는 가드레일, 높은 난간(高欄), 유전양극방식의 전기방식용 양극 등이 있다.

(3) 티탄

티탄은 강도/질량 비가 크다. 즉 강도(두께0.2mm이상 1.5mm이하일 때 인장강도 : 270~630 N/mm², 항복강도 : 165~380 N/mm²)에 비하여 가벼운(비중 : 4.5)재료이다. 또 티탄은 산소와의 결합력이 아주 강하고, 표면에 수10Å의 산화피막(O₂)이 형성되어 쉽게 不動態化하기 때문에 해수 중에서도 孔蝕 및 隙間腐蝕에 현저히 강하고, 거의 부식되지 않는다. 이 성질을 이용해서 강구조물의 방식재료로 사용되는 경우가 있다.

철근콘크리트의 외부전원방식 전기방식용 양극재료로 티탄製の 메쉬(Mesh)나 그리드(Grid) 등이 쓰이는 경우도 있다. 이것은 장기간 아노드(Anode) 전류를 흘려도 재질이 열화하지 않고, 안정성이 높은 것에 착안한 사용법이다.

7-2 플라스틱과 고무

플라스틱 및 고무를 쓰는 경우에는 사용하는 부위, 사용목적, 환경조건, 내구성, 경제성 등을 감안하며 적절한 재료를 선정한다.

[참 고]

(1) 항만공사에 있어서 플라스틱 및 고무제품의 용도에는 다음과 같은 것이 있다.

① 지오신쎬틱(Geo-Synthetic)

지오신쎬틱이라는 용어는 종래부터 있었던 「지오텍스타일(Geotextile)」(투수성이 있는 시트(Sheet)모양의 고분자 재료제품)과 불투수성의 膜狀구조제품인 「지오멤브레인(Geomembrane)」을 포함하여 총칭하는 것으로 광의의 지오텍스타일, 지오멤브레인, 지오컴포지트(Geocomposite)가 있다. 지오신쎬틱에는 透水性재료와 遮水性재료가 있고, 각각의 특징은 다음과 같다.

가. 透水性材料

織布(Geo-Woven)의 재질은 일반적으로 폴리에스테일이고, 제조법은 縱絲와 橫絲를 직각으로 교차시켜 織造한 제품이다. 不織布(Geo-Nonwoven)의 재질은 직포와 같이 직조하는 구조가 아니고, 역학적·화학적 또는 溶劑를 사용하여 섬유를 접착시키거나, 맞물려 접착시키는 방법 또는 두가지 방법을 함께 적용하여 제조하는 Textile구조(布構造)이다.

- ㉓ 장섬유 : 스판본드(Spun Bond)로 대표되며 사용섬유가 아주 길고, 두께가 일반적으로 10mm이하로서 비교적 얇으면 두께의 조정이 쉽지 않다.
- ㉔ 단섬유 : (反毛 ; 再生毛) 펠트(Felt)로 대표되며 사용섬유가 약 3~5cm정도로 짧다. 두께는 일반적으로 10mm이상이고 두께의 조정이 용이하다.

나. 遮水性材料

遮水板으로 대표되며 직포 등에 軟質의 鹽化비닐을 塗布한 불투수성 멤브레인 구조이다. 항만공사에서 지오신체틱의 용도로는 다음과 같은 것들이 있다.

- ㉑ 성토보강대책
준설점토를 사용한 매립지반상에 양질토를 뿌릴 때 양질토의 陷沒防止 및 공사용 장비의 주행에 필요한 양질토층을 확보하기 위해서 매립지반 표면에 시트(Sheet)나 네트(Net) 등을 직접 포설한다. 최근에는 연약한 매립지에 성토공사를 시행하는 경우 네트공법을 채용하는 예가 많다.
- ㉒ 吸出 및 세굴방지대책
필터재로 흡출방지를 목적으로 하는 경우에는 防砂布를 안벽의 뒷채움 사석이나 기초사석의 배후 및 기초사석 저면 전체 또는 海側일부에 부설하는 경우가 많다. 또 파랑 등에 의한 세굴방지대책으로서도 사용되고 있다.

② 이음재료

콘크리트구조물의 시공이음부에는 지수판이나 이음판, 주입이음재가 쓰인다. 지수판은 염화비닐 수지제가 대부분이고 경질염화비닐 시트 및 필름이 제조되고 있다. 이음판은 염화비닐 폴리에틸렌 등의 플라스틱 폼(Foam)製の 것이 있고, 주입이음재로는 폴리설파이드계, 실리콘계, 부틸고무계, 클로로프렌 고무계의 彈性씰링재가 사용되고 있다.

③ 방충재

고무방충재는 KS M 6709(고무방현재)의 품질을 사용하는 것을 원칙으로 하며, 또한 클로로프렌계의 합성고무 또는 천연고무가 사용되고 있다. 시험방법은 KS M 6518 가황고무 물리시험 방법에 의한다.

④ 지반주입재 : 「본편 7-4 주입재료」 참조

⑤ 도장재료 : 「본편 7-3 도장재료」 참조

⑥ 씰(Seal)재

배사관 이음, 沈埋函 씰고무가스켓트 등이 있다.

⑦ 접착제

여러 가지의 합성수지를 쓴 접착제가 있고, 강교부재, 프리캐스트 콘크리트판의 접합, 콘크리트 균열보수에 쓰이고 있다.

⑧ 피복(Lining)재

강재 및 철근의 방식 또는 보호재로 쓰여지고 있다.

⑨ 드레인(Drain)재

드레인재로서 특수한 硬質비닐로 만든 고무와 부직포로 만든 필터를 조합한 복합구조인 것과 폴리염화

비닐을 특수가공한 多孔質의 단일구조로 된 것이 있다.

⑩ 이음, 받침재

교량에서는 고무신축이음재 및 단층 또는 重層의 패드(Pad)방식에 의한 고무받침재(Shoe)가 사용되고 있다.

⑪ 부대설비 등

부표, 함선 등 부체에는 FRP製의 것이 있고, 사다리, 난간, 차막이 등의 부대설비에는 고무 FRP製가 있다.

⑫ 發泡스티로폼(Styrofoam)

경량이라는 특성을 살려서 부표, 함선(Pontoon)의 부체(Float) 및 토목구조물에 쓰이고 있다. 토목재료로 쓰고 있는 것은 EPS블록, 發泡비드(Bead) 등이 있다. 일반적으로 EPS블록은 토압의 경감, 연약지반상의 성토에 대한 침하대책, 段差防砂, 가설도로의 기초 등에 쓰이고 있다. 발포비드는 현지 발생토에 시멘트 등의 고화재와 함께 혼합한 경량재로서 침하나 토압의 경감을 목적으로 뒷채움재 등에 쓰여지고 있다.

(2) 항만시설에 일반적으로 쓰여지는 방사포, 방사판 및 고무계 매트와 규격은 다음과 같다.

① 방사포(防砂布)

뒷채움층 내로 토사가 침입하는 것을 방지하기 위한 방사포는 뒷채움층의 시공방법, 잔류수위의 크기, 뒷채움사면의 고르기 정도 등의 시공조건을 고려해서 결정할 필요가 있다.

사석마운드 저면에 부설해서 지반토사의 흡출을 방지하기 위하여 쓰이는 방사포는 파고, 조류, 사석의 크기 등의 시공조건을 고려해서 결정할 필요가 있다. 표참(7-1)(a)~(b)에 시공조건이 양호한 경우 부직포와 직포의 최저규격을 나타내었다.

표참(7-1)(a) 不織布 防砂시트의 최저규격

종 별	두께	인장강도	신율	질량	비고
부직포	4.2mm이상	880N/5cm이상	60%이상	500g/m ² 이상	시험방법 KSK 0860

주 : 두께 4.2mm이상 규정은 하중 2kN/m²를 재하할때의 두께이고, 재하하지 않는 경우의 두께는 5mm이상으로 한다.

표참(7-1)(b) 織布 방사시트의 최저규격

종 별	두께	인장강도	신율	비고
직포	0.47mm이상	4,080N/5cm이상	15%이상	시험방법 KSK ISO 10319

② 방사판(防砂板)

세굴방지대책 목적으로 사용하는 방사판 및 케이슨 등의 종방향 이음부에 설치하는 방사판(폭 1m정도)은 표준적으로 두께 5mm의 것을 쓰고, 표참(7-2)에 나타난 규격이상의 것을 쓰는 것이 바람직하다. 한냉지 등에서는 고무재가 사용되는 예도 있으며 표참(7-3)에 나타난 규격이상인 것을 쓰는 것이 바람직하다.

표참(7-2) 방사판의 최저규격(軟質鹽化비닐製)

시험항목	시험내용		규격치
	방법	인장방향	
인장강도	KS K ISO 10319 (광폭 스트립법)	횡	14.7N/mm ² , {1.5kgf/cm ² }이상
인열강도	KS K 0769 (르라페 조이드법)	종	25N/mm, {2.5kgf/cm}이상
신(伸)율	KS K ISO 10319 (광폭 스트립법)	횡	180%이상
내해수 인장강도잔율	JIS K 6773	횡	90%이상
내해수 신(伸) 잔율	JIS K 6773	횡	90%이상
비 중	KS K ISO 9864	-	1.35±0.05
박리강도	KS K 0533 (폭25×250mm)	종	30N/mm ² , {3kgf/cm ² }이상

표참(7-3) 고무製 방사판의 최저규격

시험항목	시험내용		규격치
	방법	인장방향	
인장강도	KS K ISO 10319	-	4,400N/3cm이상

③ 고무계 매트

마찰증대용으로 쓰여지는 고무계 매트는 재생고무를 사용한 것과 새로운 고무를 사용한 것이 있다. 품질은 표참(7-4)을 기준으로 하는 예가 많다.

표참(7-4) 재생고무 및 새로운 고무의 품질

시험항목		강도 등		시행조건·방법	
		재생고무	새로운 고무		
물	노	인장강도	4.9 N/mm ² 이상	9.8 N/mm ² 이상	KS M 6782
	화	引裂强度	18 N/mm 이상	25 N/mm 이상	KS M 6783
	전	경 도	55~77(눈금)	70±5(눈금)	KS M 6784
		신 율	160% 이상	250% 이상	KS M 6782
리		인장강도	3.9 N/mm ² 이상	9.3 N/mm ² 이상	KS M 6782
		引裂强度	-	-	
	노	硬 度	老化前 값의 ±8이내	老化前 값의 ±8이내	KS M 6784
시	화	伸 率	140% 이상	200% 이상	KS M 6782
	후				「노화시험은 KS M 6788에 의함」 노화온도 70±1° 노화시간 96 ⁰ ₋₂
험		압축영구변형	-	45% 이하	KS M 6670 노화온도 70±1° 노화시간 24 ⁰ ₋₂ 시간

7-3 도장재료

도장재료의 선정에는 다음사항을 고려한다.

- (1) 도장의 목적
- (2) 도장면의 재질 및 특징
- (3) 도료의 성능 및 성분
- (4) 경제성
- (5) 유지관리

[해설]

- (1) 도장재료는 방청, 방식, 표면보호, 살충, 내열, 미관, 표지용 등의 여러 가지 용도에 맞는 품질이 만들어지고 있다. 또 도장면의 재질에 따라서도 콘크리트용, 금속재료용, 목재용 등으로 분류되기도 한다. 이들 중에서 도장의 목적 및 도장면의 소재에 가장 적합한 도장재료를 선정할 필요가 있다.
- (2) 도장재료는 일반적으로 성상 또는 성능이 다른 2~3종류의 도료를 중첩하여 바르고, 전체로서 필요한 성능을 발휘시킨다. 여기에는 숃프라이머(Shop Primer), 초벌(下塗) 도료, 재벌도료 및 정벌도료가 있고 각각의 역할이나 목적 등에 따라 적절히 조합하여 선정 사용할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 항만구조물의 방청·방식목적으로 도장하는 경우는 「본편 2-4-5 도복장 공법」 이외에 한국강구조학회에서 발행한 강구조 설계기준과 강구조물의 시공 및 유지관리를 참고할 수 있다.
- (2) 임항교통시설인 교량의 도장재료 선정에서는 「도로교 표준시방서」, 「강도로교 도장편람」, 「도로교 염해 대책지침」을 참고할 수 있다.
- (3) (1),(2)이외의 도장에 대해서도 앞에 열거한 문헌을 참고하는 것이 좋다.
- (4) 도로의 색조에는 많은 종류가 있고 도장의 목적, 경관, 경제성 등을 고려해서 색을 결정하는 것이 일반적이다. 경관을 고려하는 경우의 색조로 많이 쓰이는 여섯 계통(폴리우레탄 수지계도료)의 색에 대한 특성은 표참(7-5)에 나타낸 바와 같다.

표참(7-5) 색계열별 특성

특보색성성 \ 색계열	灰色系	靑色系	黄色系	橙色系	赤色系	綠色系
保 色 性	◎~○	○	○	○	○	○
變褪色이 눈에 띠지 않음	◎	○	○	○	△	○
경 제 성	1	2	3	4	5	2
隱 蔽 力	◎	○	△	△	○~△	○
耐 藥 品 性	◎	◎	○	○	○	◎

주: 경제성 항에 보이는 숫자는 저렴성 순위
 ◎ 복수, ○ 대략 만족, △ 주의를 요함

- (5) 路面 표지용 塗料(Traffic Paint)는 아래와 같이 구분한다.
 - ① 常溫건조형 도료
알키드(Alkyd) 수지, 비닐수지, 아크릴 수지 등을 쓴 것으로 내구성이 약하기 때문에 간단한 보수용으로 쓰인다.
 - ② 加熱건조용 도료
특수한 합성수지를 쓴 것으로 가열해서 스프레이로 칠한다. 速乾형으로 작업성이 뛰어나고 내마모성이 우수하다. 특히 한냉지에서 많이 쓰인다.
 - ③ 溶着형 도료
가열용융한 것을 도장하고 냉각시킨다. 속건형으로 도막이 두껍고 내구성이 우수하다. 특히 시가지에서 주로 쓰인다.
 - ④ 接着형시트
비닐수지 등을 비히클(Vehicle)로 제작한 시트를 접착한다.

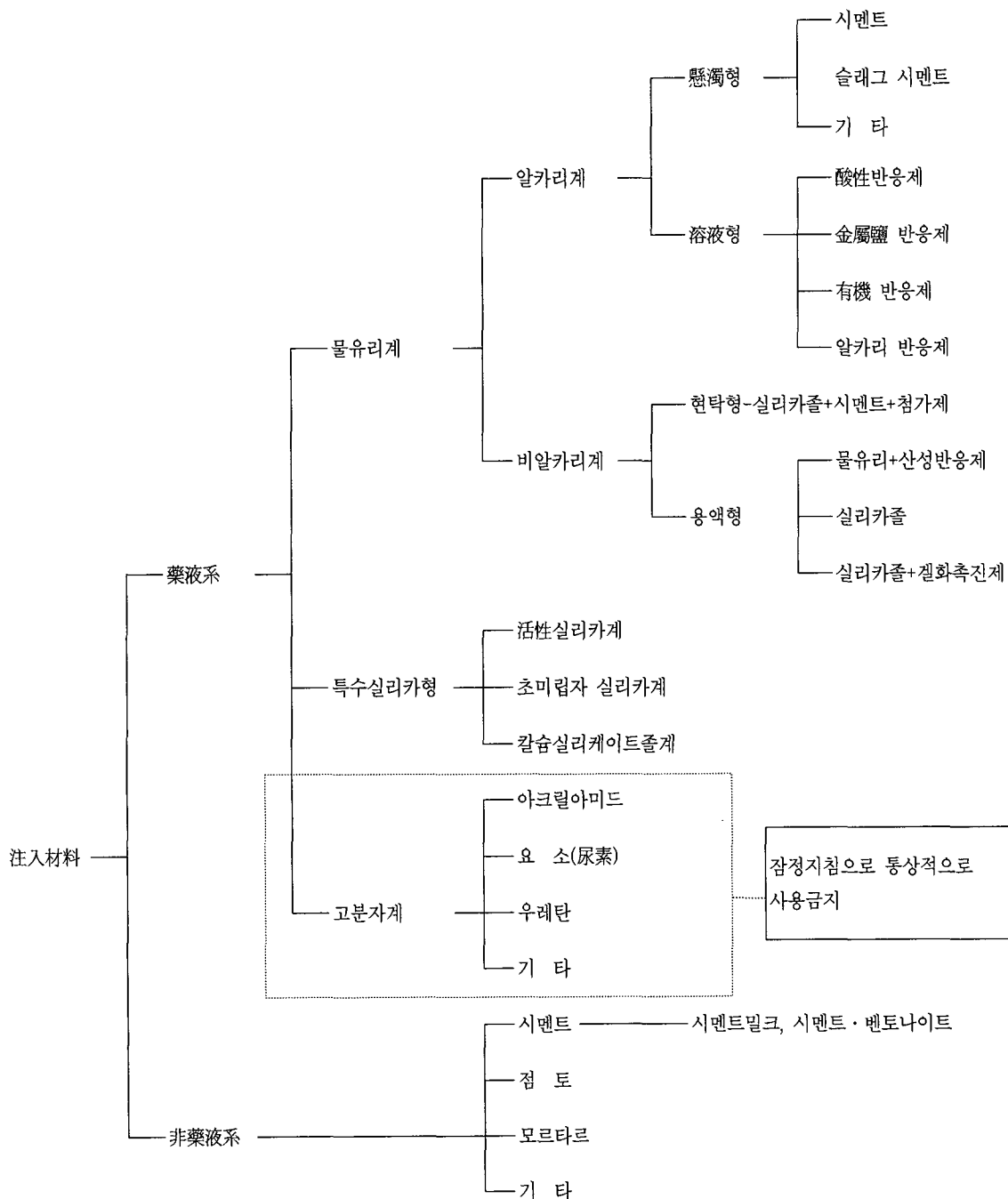
7-4 주입재료

7-4-1 일 반

주입공법은 시공조건상의 특성에 따라 적절히 선정하고 주변 환경에 대해서도 유념하여 실시한다.

[해설]

주입공법이란 암반, 지반, 구조물주변, 구조물내부, 균열골재 등의 공극에 재료를 충전하여 지하수의 이동을 저지하거나, 지반의 강화를 도모하는 것으로 주입대상물의 특성에 따라 각종 주입재료가 쓰여 지고 있다. 주입재료는 사용원료를 기준하여 분류하면 다음과 같다.



[참고]

주입제중에는 다소의 독성이 있는 것이 있기 때문에 주입공법을 시행할 때는 「약액주입공법에 의한 건설공사의 시공에 관한 잠정지침(일본 건설성, 1974)」 등을 참고한 후 지하수의 수질오염이나 이에 수반하는 인간의 건강에 피해를 입히는지에 충분히 주의해서 시공할 것. 이 잠정지침의 요점은 다음과 같다.

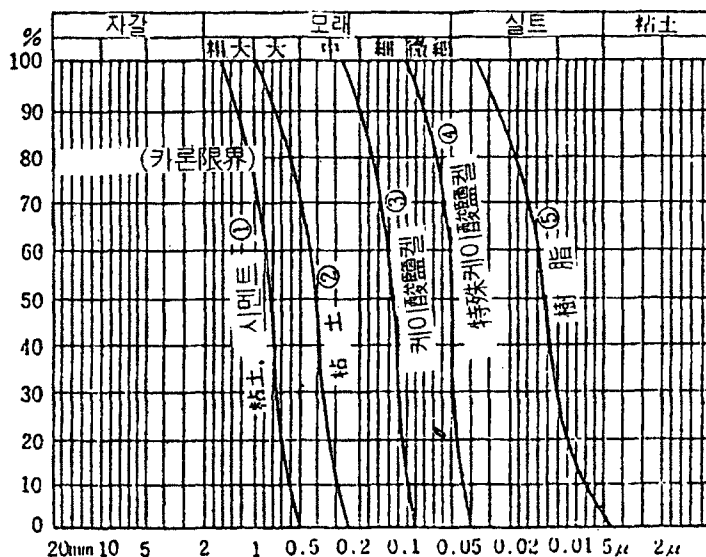
- (1) 사전에 토질조사, 지하매설물조사, 지하수위조사를 시행할 것
- (2) 사용하는 약액은 공사시공 중 긴급사태가 발생하면 응급조치를 취하고 재료로는 물유리계의 약액(케이산 나트륨이 主劑)으로서 독극물 또는 弗素化合物이 포함되어 있지 않는 것에 한함(비약액계는 지침의 대상이 아님)
- (3) 현장주입시험을 시행할 것
- (4) 주입작업 및 약액의 보관에는 충분히 주의하고 노동재해의 발생을 방지하며 이상상태가 발생하는 경우는 적절한 조치를 강구할 것
- (5) 배출수 및 배수시설에 생기는 이토의 처리는 기준 또는 법령이 정하는 규정에 적합할 것. 殘土 및 殘材의 처분은 수질오염 또는 인간의 건강에 피해가 발생하지 않도록 조치할 것
- (6) 지하수 또는 공공용 수역 등의 수질이 기준에 적합한 상태를 유지하고 있는지의 감시를 철저히 할 것

7-4-2 주입재료의 성질

주입재료는 대상으로 하는 지반조건과 소요성능을 고려해서 선정한다.

[해설]

주입재료에 요구되는 기본적 성질은 浸透性, 充填固結性, 固結物의 강도와 不透水性 등으로 특히 침투성에 의해서 주입대상지반에 적합한지 여부가 좌우된다. 지반의 토질입도별 각종 주입재료의 침투한계는 도해(7-1)과 같다.



도해(7-1) 지반의 토질입도별 주입재료의 침투한계

[참고]

- (1) 주요 약액주입재료의 재료 및 특성은 제품에 따라 약간씩 다르기는 하나 각종 제품의 소개 자료에 의하면 표참(7-6)에 나타난 바와 같다.

표참(7-6) 주입재료의 성질

分類	主要構成物質	比重	粘土 CPS	pH	壓縮強度 $\sigma_7(N/cm^2)$	겔화시간	겔화시간의 調整方式	注入 方式	最適 土質
물 유 리 계	케이산나트륨(主劑)	1.1 } 1.3	2 } 10	6 } 12	30~150	數秒 } 수시간	促進劑 添加量	一液 또는 二液	자갈, 모래
	硬化劑(懸濁液型, 有機系 無機系溶液型)								
	促進劑								
시 멘 트 계	시멘트	2.4 } 3.2	1 } 2	>12		數分 } 시멘트 硬化時間	反應劑 添加量	一液 또는 二液	자갈, 모래
	벤토나이트								
	슬래그								
	시멘트								
아 크 릴 아 미 드 계	아크릴아미드(主劑)	1.0	1.2	6 } 8		數秒 } 數時間	促進劑 및 抑制劑 添加量	一液 또는 二液	粒徑 0.01mm
	開始劑								
	促進劑								
	抑制劑								
	기타 補助劑								

- (2) 시멘트 모르타르를 주입하는 경우의 시멘트는 미분말일수록 침투성이 향상된다.

7-5 매립재료로 쓰이는 폐기물

[참고]

폐기물을 매립재로 처분하는 경우는 폐기물의 처리에 관한 법령(폐기물관리법) 및 해양오염방지에 관한 법령(해양오염방지법)이 정하는 바에 따라야 한다.

폐기물의 처리에 관한 적용 예를 정리하면 표참(7-7)과 같다.

표참(7-7) 폐기물의 처리에 관한 法律의 適用관계

처분장소		육상	해면매립지		해양투기
처분수단		선박 또는 해양시설이외	선박 또는 해양시설이외	선박 또는 해양시설	선박 또는 해양시설
발생장소	육상	폐기물관리법	폐기물관리법	해양오염방지법	해양오염방지법
	해상	폐기물관리법	폐기물관리법	해양오염방지법	해양오염방지법

주 : 해양시설이란 해역에 설치된 공작물을 말한다.

7-6 복합소재(複合素材)

복합소재의 주요 구성재인 강화섬유와 플라스틱 수지는 고강도, 고내구성, 내부식성의 특성이 있는 재료로서 한국산업규격(KS)에 적합하거나 이와 동등 이상의 품질을 갖는 것을 선정하여야 한다.

[해설]

복합소재는 수지, 섬유강화재, 충전재, 첨가제로 구성한다. 복합소재를 구성하는 각각의 재료는 성형공정 및 제작된 구조물의 성능에 중요한 역할을 하게 된다.

[참고]

- (1) 수지 재료는 구성하는 재료를 일체로 성형되도록 하는 접착제의 역할을 하게 되며, 복합소재 구조물에 주로 사용하는 플라스틱 수지는 열경화성 수지로서 이소타입 폴리에스터 수지 또는 동등의 기계적 특성을 가진 제품을 사용하며, 경화된 수지의 기계적 특성은 표참(7-8)의 요구조건을 만족해야 한다.

표참(7-8) 경화된 수지의 요구조건

특 성	조 건	시 험 방 법
인 장 강 도	55 MPa	KS M 3006
탄 성 계 수	3000 MPa	KS M 3006
신 장 율	2.4%	KS M 3006
온도팽창계수	5.0×10^{-5}	KS M 3015

- (2) 섬유강화재는 재료의 기계적 강도를 발휘하게 하는 역할을 하며, 복합소재 구조물에 주로 사용되는 강화 섬유는 E-글래스 유리섬유 로빙 및 다축직조섬유 형태이며, 이 경우 유리섬유의 특성은 표참(7-9)의 요구 조건을 만족해야 한다.

표참(7-9) 유리섬유(E-glass)의 물성치 요구조건

특 성	조 건	시 험 방 법
인 장 강 도	3.5×10^3 MPa	KS L 2513
탄 성 계 수	7.4×10^5 MPa	KS L 2513
신 장 율	3.0%	KS L 2513
온도팽창계수	5.0×10^{-6}	KS L 2513

- (3) 각종 충전제와 첨가제는 구조물의 성형성 및 일부 성능을 향상시키는 역할을 한다.
 (4) 복합소재 구조물의 재료 설계시 주요 고려사항은 다음과 같다.
 ① 섬유강화재의 종류

- ② 구조물의 경제성
- ③ 섬유의 함유량
- ④ 제조공정
- ⑤ 섬유의 방향성(0° , 90° , $\pm 45^\circ$ 또는 이들 방향성의 조합)
- ⑥ 구조물의 부피(최적의 제조방법의 결정)
- ⑦ 수지의 종류
- ⑧ 구조물의 사용환경

제 8 장 재생자원재료

8-1 일반

재생자원 재료를 이용하는 경우에는 재료의 특성 및 구조물의 특성에 따라 적절히 이용한다.

[해설]

- (1) 유한한 자원의 효과적인 이용을 도모하고, 폐기물의 발생을 억제하기 위하여 국가, 지방자치단체는 물론 건설공사를 시행하는 모든 업체는 제각각 적절한 대책을 수립하여 추진하고 있다
항만공사에서 사용되는 재생자원 재료(리사이클 재료)로는 슬래그, 석탄회, 콘크리트 덩어리, 준설토, 아스팔트 콘크리트 덩어리 등이 있고, 거의 모두 土石재료로 매립재, 노반재, 지반개량재, 콘크리트용 골재 등으로 이용되고 있다.
- (2) 슬래그, 석탄회, 콘크리트 덩어리, 아스팔트 콘크리트 덩어리 등을 재생자원재료로 이용할 때에는 폐기물의 처리에 관한 법령 및 해양 오염방지에 관한 법령을 검토할 필요가 있다.
재생자원 재료가 폐기물이나 아니냐하는 것은 그 재료의 物性이 객관적, 본질적으로 정하여진 것은 아니고, 일반적으로 그 재료가 유용하고 다른 사람에게 有償賣却할 수 있는 경우에는 그 재료는 폐기물이 아닌 것으로 본다.
- (3) 재생자원 재료의 성상은 비교적 품질이 균일하지 않기 때문에 사용하기 전에 먼저 그 물리적·역학적 성질이나 공급량 등을 충분히 조사하고 사용목적에 부합되는가를 검토할 필요가 있다.

[참고]

재생자원재료를 효과적으로 이용하는 것은 지속가능한 사회의 발전을 위하여 극히 중요하다. 항만공사는 토질재료를 대량으로 사용하기 때문에 자연재료의 사용량을 줄임으로서 환경을 보전하고 재생자원 재료의 특성을 살려 이용함으로써 적극적인 부가가치의 창출 등 큰 의미를 가질 수 있다. 따라서 이제까지 문제가 있는 폐기물을 매립처분 한다는 식의 부정적인 생각이 아니고 그 재생자원 재료의 특징을 장점으로 활용한다는 긍정적인 발상으로 이들 재료를 적극적으로 이용할 필요가 있다.

특히 폐기물이라는 것은 그 물질자체의 속성으로 객관적, 본래적으로 정해진 것이 아니고 그 재료가 유용하다고 판단되어 값을 지불하고 구입하여 사용하게 되면 그 재료는 이미 폐기물이 아닌 유용한 재료가 된다는 점과 환경오염은 결코 있어서는 안 되는 것으로 환경상의 문제가 생기지 않도록 사전에 철저하게 점검하여야 할 것이다. 여기에 소개하는 재생자원 재료는 보통 중금속의 용출 등의 문제가 없고 용출수의 pH가 높은 등의 문제가 있는 정도의 것들이다.

이들에 관하여 수집된 자료는 많지 않으나 「석탄회 및 철강 슬래그의 활용기술(高橋邦夫, 항기연자료 No. 886, 1996)」을 참고할 수 있다.

8-2 슬래그

[참 고]

여기서는 철강(鐵鋼)슬래그, 동수쇄(銅水碎)슬래그, 웨로닉켈수쇄(水碎)슬래그에 대해서 소개한다.

철강슬래그는 제철공장에서 대량으로 발생하는 산업폐기물로서 고로슬래그와 제강슬래그로 대별된다. 고로슬래그는 銑鐵을 만드는 과정에서 나오는 슬래그이고(銑鐵 1톤당 약 300Kg生成), 서서히 냉각 처리한 高爐徐冷슬래그와 加壓水를 분사하여 급격히 냉각시킨 高爐冷却슬래그(高爐水鎖슬래그)로 나누어진다. 제강슬래그는 선철을 鋼으로 만드는 제강공정에서 나오는 슬래그이고, 製鋼爐의 종류에 의해서 轉爐슬래그와 電氣爐슬래그로 나누어진다.(전로슬래그의 경우 粗鐵 1톤당 약 130Kg생성하며, 전기로산화슬래그와 전기로환원슬래그가 있다).

해양용 케이스ن 채움용으로는 KS F 2579(케이스ن 채움재용 철강슬래그)에 의해 고로슬래그 단독이나 고로슬래그와 제강슬래그를 혼합제조 사용하고 있다. 또한 도로의 기층 및 보조기층, 공항활주로, 철도의 노반 등에도 이와 같은 복합슬래그를 사용하고 있다. 高爐徐冷슬래그는 종래 鑛滓등으로 알려졌었으며 도로용재 등으로 사용되어온 粒狀재료로서 대략 전량이 유효하게 이용되고 있다. 수쇄슬래그는 경량의 모래모양 재료로서 고로슬래그 시멘트의 원료로 이용되고 있는 외에 그 경량성을 살려 항만구조물의 뒷채움재료 등으로 이용되고 있고 이것도 100% 가깝게 이용되고 있다. 수쇄슬래그의 이용은 일본기준 제5편 7-6 수쇄슬래그 치환공법을 참고할 수 있다.

제강슬래그는 철분을 함유하고 있기 때문에 무겁고, 팽창 붕괴하는 성질을 가지고 있기 때문에 유효한 이용이 늦어지고 있고, 도로용재 등에 쓰이고 있을 뿐이다. 그러나 단단한 입상재료이기 때문에 내부마찰각이 크고, 투수성이 높은 것 그리고 무겁다는 점에서도 이들 특질을 살려서 효과적으로 이용할 수가 있다. 표참(8-1)에 슬래그와 흙의 화학성분비교 및 표참(8-2)에 제강슬래그와 高爐徐冷슬래그의 물리적·역학적 특성을 나타내었다.

표참(8-1) 화학성분비교

(單位 : %)

成分 \ 種類	高 爐 슬래그	轉 爐 슬래그	電氣爐슬래그		山 土	安山岩	普通포틀랜드 시 멘 트
			酸化슬래그	還元슬래그			
SiO ₂	33.8	13.8	19.0	27.0	59.6	59.6	22.0
CaO	42.0	44.3	38.0	51.0	0.4	5.8	64.2
AL ₂ O ₃	14.4	1.5	7.0	9.0	22.0	17.3	5.5
T-Fe	0.3*	17.5	15.2	1.5	—	3.1*	3.0**
MgO	6.7	6.4	6.0	7.0	0.8	2.8	1.5
S	0.84	0.07	0.38	0.50	0.01	—	2.0***
MnO	0.3	5.3	6.0	1.0	0.1	0.2	—
TiO ₂	1.0	1.5	0.7	0.7	—	0.8	—

注) * : F₂O, ** : Fe₂O₂, *** : SO₃

자료) 복합슬래그 기층 및 보조기층 설계시공 지침 (2004 한국도로학회)

고로슬래그 기층 및 보조기층 설계·시공 지침 (1986 대한토목학회)

표참(8-2) 철강슬래그의 物理力學特性

	製鋼슬래그	高爐슬래그	
		MS-25	CS-40
絶乾密度(g/cm ³)	3.19 ~ 3.40	—	—
吸水率(%)	1.77 ~ 3.02	—	—
單位体積重量(kN/m ³)	19.7 ~ 22.9	17.2 ~ 17.8	16.7 ~ 17.2
最適含水比(%)	5.69 ~ 8.24	8.8 ~ 9.4	8.4 ~ 9.0
最大乾燥密度(g/cm ³)	2.34 ~ 2.71	2.18 ~ 2.21	2.13 ~ 2.17
修正CBR(%)	78 ~ 135	170 ~ 204	152 ~ 186
透水係數(cm/s)	10 ⁻² ~ 10 ⁻³	10 ⁻² ~ 10 ⁻³	—
内部摩擦角(°)	40 ~ 50	—	—

동수쇄(銅水碎)슬래그는 銅製鍊 工程에서 발생하는 것으로 물로 급속 냉각하여 얻어지는 모래모양의 재료로 粒子密度가 모래보다 크다. 입자의 파쇄는 쉽고, 내부마찰각과 투수성은 해사와 같은 정도이다. 동의 용융 제련시 부산물로서 국내 생산량은 연간 약 70만톤 정도이며, KS F 2543(콘크리트용 동슬래그 골재)에 의해 동슬래그 골재(콘크리트의 내구성 및 강도 발현이 양호)는 시멘트원료, 샌드블리스트용, 콘크리트 또는 시멘트 2차 제품(벽돌/블록류 등)이 사용되고 있고 일본 및 독일 등 선진국에서는 오래전부터 사용하고 있다.

훼로닉켈수쇄슬래그는 스테인리스강등의 원료인 훼로닉켈의 제로시에 얻어지는 재료로 입자밀도가 모래보다 크다. 훼로닉켈수쇄슬래그는 케이슨 속채움재로 사용한 실적이 있다.

이상의 슬래그는 어느 것이든 기본적으로 管理形의 산업폐기물로서 천연골재의 부족과 석산개발에 따른 환경 파괴 문제 등으로 대체 골재의 중요성이 부각되고 있어 기술적으로 좋은 재료이기 때문에 적극적으로 이용하는 것을 검토하여야 하는 반면 환경문제를 일으키는 일이 있어서는 안 되기 때문에 중금속류의 용출이나 pH, 해수오탁 등에 대하여 각종 환경관리 기준을 참고로 충분한 주의를 기울여야 한다.

8-3 석탄회

[참고]

석탄회는 석탄의 종류나 보일러의 연소방식에 따라 성상을 달리하고, 회수된 장소에 의거 플라이 애시와 크링커 애시로 구별된다.

석탄회에는 물의 첨가로 경화하는 포졸란 활성이 있고, 실리카, 알루미늄 등 포졸란 물질의 함유량이 많은 회는 포졸란 활성이 활발하다. 또 석탄회는 가볍다는 물리적 특성이 있고, 플라이 애시는 실트, 크링커 애시는 모래모양의 입도 분포를 보인다. 우리나라에서는 최근 석탄발전소의 증설이 계속되고 석탄회의 발생량은 급속히 증대되고 있어 자원화, 부산물 이용 등의 관점으로부터 플라이 애시의 유효한 이용 촉진의 필요성이 증가하고 있다. 이에 대하여 분말도가 높고 미연 탄소분이 적은 플라이 애시가 콘크리트 혼화재로 보다 우수한 성능을 갖는다는 평가를 얻어 고도의 분급기에 의한 고분말도 제품이 상품화 되고 있다.

일본에서는 항만 공사에 쓰일 경우 유리한 성질로는 포졸란 활성에 의한 硬化와 중량이 가볍다는 점을 들 수

있다. 이들 특성을 살려서 연약지반의 표층개량(트래피커 빌리티 확보), 노반(노상)재료 및 호안 뒷채움 재료(토압저감)로 이용할 수 있는 현지 實證 실험도 행해진바 있다. (「석탄회 및 철강슬래그의 활용기술(高橋邦夫, 항기연 자료 No. 886, 1997)」 참조)

기타 심층 혼합처리공법의 재료로 이용하거나, 석탄회 고화물의 SCP용 모래 대체 재료로 이용하는 등의 기술이 개발되어가고 있다.

석탄회에 대하여서도 관리형의 산업폐기물인 점은 「본편 8-2 슬래그」와 같고, 슬래그와 같이 환경문제에 충분한 주의를 기울여 효과적인 이용에 노력하여야 한다.

플라이 애시의 품질은 KS L 5405(플라이 애시)에 의거 표참(8-3)의 요구사항 이상이어야 한다.

표참(8-3) 플라이 애시의 품질 요구사항

항 목	종 류	플라이 애시 1종	플라이 애시 2종
이산화 규소 %		45.0 이상	45.0 이상
수 분 %		1.0 이하	1.0 이하
강열감량 ^① %		3.0 이하	5.0 이하
밀 도 g/cm ³		1.95 이상	1.95 이상
분말도 ^②	45 μ m체 잔분(망체방법 ^③) %	10 이하	40 이하
	비표면적(브레인 방법)cm ² /g	5,000 이상	2,500 이상
플로값비 %		105 이상	95 이상
활성도 저수 %	재령 28일	90 이상	80 이상
	재령 91일	100 이상	90 이상

주 : ① 강열감량을 대신하여 미연 탄소 함유율을 대신할 경우 KS E 3712 또는 KS L 3318에 규정하는 방법으로 하여 그 결과에 대하여 강열감량의 규정 값을 사용하여도 좋다.

② 분말도는 망체방법 또는 브레인 방법(공기 투하 장치에 의한 분말도)에 따른다.

③ 분말도를 망체방법에 따르는 경우는 브레인 방법에 따른 비표면적의 실험 결과를 참고 값으로 병기한다.

8-4 폐콘크리트로 생산된 재생골재

[참고]

- (1) 폐콘크리트는 콘크리트 구조물 해체 등의 경우에 발생하고, 철근등의 철재는 일반적으로 분리해내고 있다. 콘크리트용(재생골재로 만든 콘크리트 적용분야 표참(8-5))으로 사용되는 폐콘크리트(기존콘크리트 구조물의 철거로부터 얻어지는 콘크리트 또는 파괴된 콘크리트)로부터 생산된 재생 굵은 골재와 재생 잔골재에 대한 것은 KS F 2573(콘크리트 재생골재)에 의하며, 그 주요내용은 다음과 같다.

표참(8-4) 재생콘크리트의 물리적 성질

항목	종별	재 생 굵 은 골 재			재 생 잔 골 재	
		1 종	2 종	3 종	1 종	2 종
흡 수 율(%)		3이하	5이하	7이하	5이하	10이하
밀 도		2.2이상			2.2이상	
마모감량(%)		40이하			-	
입자모양 판정 실적율(%)		55이상			53이상	

표참(8-5) 재생골재의 유해물 함유량 허용 값

구 분		항 목	재 생 굵 은 골 재	재 생 잔 골 재
0.08mm체 통과량 시험에서 손실된 량(%)	콘크리트의 표면이 마모작용을 받는 경우		1.5 이하	5 이하
	그 밖의 경우		1.5 이하	7 이하

표참(8-6) 재생골재로 만든 콘크리트의 적용분야

재생콘크리트 종류	설계기준강도 (MPa)	사용재생골재의 종류		이 용 용 도
		굵은 골재	잔골재	
1급	21이하 18초과	1 종	천연골재	교량 하부공, 옹벽, 터널라이닝
2급	18이하 15초과	2 종	천연골재 또는 1종	콘크리트블록, 도로구조물 기초, 측구 집수받이 기초, 중력식옹벽, 중력식교대
3급	15이하	3 종	2종(천연잔골재 또는 1종재생잔 골재도 적용)	막콘크리트, 강도가 요구되지 않는 채움 콘크리트, 건축물의 비구조체 콘크리트

- (2) 폐콘크리트는 주로 노반재료로 이용되어 왔으나, 최근 천연골재의 부족과 골재생산에 따른 환경파괴 등으로 인한 재생골재 사용의 필요성이 대두되고 있다.
- (3) 콘크리트 덩어리의 재이용 방안 중 특히 재생골재에 대해서는 흡수율 및 안정성에 따라 굵은 골재로 3종류, 잔골재는 2종류로 분류하고, 이들의 조합에 따라 철근콘크리트용, 무근콘크리트용, 버림콘크리트용으로 용도를 구분하고 있다. 재생골재를 사용한 콘크리트는 보통 골재를 쓴 콘크리트에 비해서 강도 발현이 약간 적으나, 최근의 연구결과를 보면 해체에 수반되는 미분말을 많이 함유하여 흡수율이 큰 재생골재를 콘크리트용 골재로 사용한 경우에도 시공성이나 내구성면에서 그다지 뒤떨어지지 않다는 사실도 보고되고 있다. 또한 재생골재를 쓴 콘크리트에 대한 해양환경 하에서의 제반 성질도 차츰 해명되어가고 있는 것으로 볼 때 앞으로는 주로 무근콘크리트나 버림 콘크리트용 골재로 폐콘크리트를 적극적으로 이용하는 노력이 필요하다.
- (4) 폐콘크리트를 토석재료로 이용하는 경우, 내부마찰각등 재료의 정수는 발생하는 폐콘크리트 마다 다르기 때문에 현재로서는 표준적인 수치를 제시하는 것은 곤란하다.

8-5 준설토사

[참 고]

준설토사는 매립재로 수토(受土)하여 왔으나 준설품사 시기에 조성중인 매립지가 없는 경우에는 항만지역내의 폐기물처분장이나 준설토 투기장에 매립 처분되고 있다. 한편 항만이나 해상공항의 정비사업에서 안벽이나 호안의 뒷채움, 매립지조성, 연약지반의 개량 등의 목적으로 많은 양의 토사(지반재료)가 매립되었다. 사질토계의 준설토 매립이나 뒷채움재는 靜的으로 안정이 되나 지진 시에 액상화 되기 쉬운 지반이 조성되므로 이 경우는 액상화 대책이 필요하게 된다. 점성토계의 준설토는 그 상태대로는 함수비가 높은 초연약지반이 되기 때문에 매립 후 지반개량이 필요하게 된다.

이제까지의 사례로 보면 표층을 고화한 후에 연직드레인을 타설하여 압밀을 촉진시키는 지반개량공법이 잘 쓰여지고 있다. 또 근년에 와서는 준설토를 고화처리한 후 매립이나 뒷채움에 쓰는 공법개발도 진행되고 있고, 고화처리 전용선으로 혼합하여 매립하는 공법, 토운선 내에서 고화재와 혼합해서 운반하여 매립하는 공법, 처분장(또는 투기장)에서 고화재와 혼합하는 공법 등이 나타나고 있다.

준설토 배토관내에서 혼합하는 공법은 준설토를 매립재로서 보다 경제적으로 시공하는 관점에서 새롭게 개발된 공법으로서 압송중인 관내에 고화재를 첨가하고 압송 중에 발생하는 준설토의 플러그류(Plug流)의 혼합(Mixing) 효과를 이용한 독자적인 혼합장치를 설치함으로써 준설토의 운반과 고화를 동시에 시행하는 공법이다. 고화재와의 혼합방식은 라인믹서(Line Mixer)를 통과시키는 방법이나, 가루상태의 고화재를 첨가하여 혼합하는 방법, 고화재를 미리 첨가한 후 여러 개의 曲管을 통과시켜서 혼합효과를 높이는 공법, 고화재 슬러리의 분사용 파이프를 배토관중에 여러 개 설치하여 관내를 통과하는 점도에 고화재를 직접 첨가하는 방법 등이 고안되고 있다.

輕量混合處理土工法은 액성한계이상으로 함수비를 조정해서 슬러리화한 준설토에 시멘트계 고화재와 氣泡 또는 發泡비드등의 경량화재를 첨가 혼합한 처리토를 쓰는 공법으로 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

- (1) 준설토를 효과적으로 이용하고, 해수중이나 친수공간에서도 안정된 지반을 조성할 수 있다.
- (2) 단위체적중량이(0 ~ 12kN/m³)정도여서 기초지반의 압밀침하량저감이나 토압의 경감에 유효하다.
- (3) 일축압축강도가 200 ~ 600kN/m²이고, 硬質粘土와 같은 역학적 특성을 나타낸다.

경량 혼합처리토 공법의 공사비는 시공규모에 따라 크게 변하고, 현재로서는 일본의 고베항과 도쿄국제공항에서 시공한 실적이 있다.

이들 외에도 준설토 탈수플랜트로 탈수처리한 후 매립재로 활용하는 방법도 있다.

8-6 기 타

8-6-1 아스팔트 콘크리트 재생골재

[참 고]

아스팔트 콘크리트 재생골재에 대해서는 KS F 2572(아스팔트 콘크리트 재생골재)에 의하며, 품질에 대한 주요 내용은 다음과 같다.

- (1) 결모양 : 아스팔트 재생골재의 최대 입경은 40mm이하이고 저장 중 다른 골재와 섞이거나 나무 조각, 금속편 등 이물질이 섞이지 않아야 한다.

표참(8-7) 아스팔트 재생골재의 품질

구재 아스팔트 함량 %	구재 아스팔트 침입도 25°C 1/10mm	씻기 시험에서 손상되는 양%
3.8이상	20이상	5이하

표참(8-8) 재생 아스팔트 골재의 품질

항목	종류	60 - 70 (AP - 5)	85 - 100 (AP - 3)
		침입도(25°C)1/10mm	60 이상 70 이하
인 화 점 °C		260 이상	260 이상
신 도 (15°C) cm		100 이상	100 이상
삼염화 에탄 가용분		99.0 이상	99.0 이상
박막가열 질량변화율 %		0.6 이하	0.6 이하
박막가열 침입도 잔류율 %		55 이상	50 이상
증발 후 침입도 비 %		110 이하	110 이하
밀 도 (15°C) g/cm ³		1000 이상	1000 이상

표참(8-9) 재생 아스팔트의 점도에 따른 품질기준

항 목		명 칭	
		A C - 10	A C - 20
점 도	60°C, P	1000±200	2000±400
	135°C, cSt	250 이상	300 이상
침입도 25°C (100g 5초)		80 이상	60 이상
인 화 점 °C (COC)		219 이상	232 이상
삼염화 에탄 가용분(%)		99 이상	99 이상
박막가열 시험 후 잔 류율에 대한 시험	점 도 (60°C)	5000 이하	5000 이하
	신 도 (60°C) cm ^①	75 이상	50 이상

(주) ① 신도가 100미만 이어도 15.5°C에서 신도가 5cm/min 비율로 100이상 이면 관계없다.

표참(8-10) 재생 첨가제의 품

동 점 도(60°C) cSt	80 ∞ 100
인 화 점	230 이상
박막 가열 후 점도비(60°C)	2 이하
박막 가열 질량 변화율(%)	±3 이하

8-6-2 굴폐각

[참 고]

한국해양연구원에서 2000년 12월부터 2003년 12월까지 해양수산부 R&D 사업으로 “굴폐각 혼입 특수콘크리트 개발”을 연구하였다. 그 결과

- (1) 혼합콘크리트의 최적단위수량은 175kg/m³
- (2) 최대 단위체적중량 : 0.95~1.25t/m³, 최소 단위체적중량 : 0.71~0.81t/m³(모래보다 단위체적 중량이 적은 경량재로 우수),
- (3) 투수계수는 모래보다 훨씬 커서 탁월한 배수능력보유 : $7.5 \times 10^{-3} \sim 8.9 \times 10^{-3}$ cm/s(미립분을 포함하는 경우), $8.8 \times 10^{-2} \sim 1.1 \times 10^{-1}$ cm/s (미립분을 포함하지 않는 경우),
- (4) 『샌드컴팩션 파일(SCP) 공법』에서 주된 재료로서 모래만을 사용하였으나 자연건조 상태의 모래와 굴폐각을 2:1 혼합 시 시험결과 내부마찰각 : 35~55°(모래와 동일하거나 약간 커서 연약지반의 배수재로 적용가능)
- (5) 굴폐각 고화제를 이용한 천공 개량공법 : 준설토 함수비가 50%인 경우와 굴폐각 고화제 혼입률 12%에서 압축강도 값이 최대, 시멘트 고화제의 경우는 9%가 최적 혼입률로 나타났으며, 결론적으로 배합변수에 따른 특성 변화, 장기재령 거동 특성변화, 내구성 변화에 대한 정량적 검토를 하였으며, 아울러 실내 실험분석에서도 일축압축강도, 투수계수, 중금속 용출 등의 시험결과 양호하게 분석되어 건설공사용 모래의 대체재로서 3가지 활용 방법으로 첫째 굴폐각 콘크리트 혼화제 및 잔골재로서 활용방법 둘째 굴폐각을 친환경 고화제로서 지반개량공법의 활용 방안 셋째 파쇄한 굴폐각을 모래와 적절히 혼합하여 SCP 지반개량 공법 및 뒷채움재 활용법이 있다. 우리나라에서는 부산신항 배후도로(2공구) 현장에서 모래와 굴폐각의 배합비율을 달리하여 모래다짐말뚝을 타설하고 시험결과를 검토하였다. (굴폐각 혼입 특수콘크리트 개발, 한국해양연구원 2000.12 ~ 2003.12 윤 길림)

여 백

제 4 편

기 초



여 백

제 4 편 기 초

제 1 장 총 설

- (1) 항만시설을 설계할 때는 구조물의 중요도와 기초지반의 토질조건을 충분히 고려하고 구조형식을 신중히 선정해야 한다.
- (2) 기초지반이 연약한 점성토 지반의 경우는 기초의 안정과 침하를 검토하고 느슨한 모래지반의 경우는 지진시 액상화 등의 영향을 검토한다.
- (3) 기초구조의 안정에 지장이 있을 경우 필요에 따라 말뚝기초, 지반의 개량 등 대책공법을 채택해야 한다.

[해설]

- (1) 기초 지반이 불량할 때, 지반의 파괴가 우려되거나 구조물의 기능을 충분히 발휘할 수 없을 정도의 과도한 침하가 발생할 수 있다. 이러한 경우 구조물 중량에 의해 발생하는 지중응력을 감소시키던지 기초지반 자체를 개량 강화하여 안정성을 높게 해야 한다.
- (2) 기초 지반의 지지력을 확보하는 방법
 - ① 구조물 자체의 중량 감소
 - ② 구조물 기초 저면적의 확대
 - ③ 말뚝기초 등의 이용
 - ④ 압성토(押盛土) 공법
- (3) 지반개량공법(본편 제7장 참조)
- (4) 기초의 안정에 대해서는 본편 제2장 얕은 기초의 지지력, 본편 제3장 깊은 기초의 지지력, 제6장 사면의 안정을 참조하고, 기초침하에 대해서는 본편 제5장 기초의 침하, 지진시의 액상화에 대하여는 제2편 제13장 지반의 액상화, 말뚝기초에 대해서는 본편 제4장 말뚝기초의 지지력을 참조한다.
- (5) 구조물의 중요도와 지지력의 안전율(해당 구조물편 참조)

제 2 장 얇은 기초

지표면에서부터 기초의 저면까지 깊이를 $D(m)$, 기초의 최소 폭을 $B(m)$ 라고 했을 때 $D/B < 1.0$ 인 경우, 즉 기초의 근입 깊이가 기초의 최소 폭보다 작은 경우에 얇은 기초로 설계한다.

[해설]

얇은 기초는 기초의 근입깊이 D 와 기초의 최소폭 B 의 D/B 의 비가 1.0이하인 경우를 말하나 그 비가 3.0 - 4.0 이하인 경우에도 얇은 기초의 범주에 포함될 수 있다. 일반적으로 기초의 지지력은 기초 저면의 지지력과 측면저항을 합한 것이다. 기초 저면의 지지력이라 함은 기초 저면에 가해진 압력에 의하여 지반 내에 소성유동(塑性流動)이 일어나려고 할 때의 극한지지력이며, 기초의 측면저항은 기초의 측면과 흙 사이의 작용하는 마찰저항 또는 점착력 저항을 말한다. $D/B < 1.0$ 인 얇은 기초의 경우, 측면저항이 기초 저면의 지지력에 비해 작기 때문에 측면저항을 고려하지 않아도 된다.

2-1 사질토 지반

사질토지반에서 기초의 허용지지력은 식(2-1)과 같다.

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \quad (2-1)$$

여기서,

- q_a : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) (kN/m^2)
- B : 기초의 최소폭 (原形基礎인 경우에는 직경) (m)
- D : 기초의 근입깊이 (m)
- γ_1 : 기초저면 아래 지반의 흙의 단위중량(수면이하인 부분은 수중단위중량) (kN/m^3)
- γ_2 : 기초저면 위 지반의 흙의 단위중량 (수면이하인 부분은 수중단위중량) (kN/m^3)
- F : 안전율
- N_r, N_q : 지지력계수 (도참 (2-1) 참조)¹⁾
- β : 기초의 形狀係數 (표참 (2-1) 참조)

[해설]

기초지반에 전달되는 하중을 증가 시키면, 처음에는 하중에 비례하여 침하가 발생하지만 하중이 어느 한계에 도달하면, 침하는 급격히 진행하여 지반의 전단파괴가 발생한다. 이와 같이 지반의 전단파괴가 발생하는데 필요한 최소하중 강도를 지반의 極限支持力이라 한다. 기초의 허용지지력은 지지력공식으로 구한 極限支持力을 安全率로 나누어 산출한다.

[참고]

(1) 사질토 지반의 極限支持力(q_{ult})는 테르자기(Terzaghi)에 의하여 식(참2-1)식과 같이 주어진다.

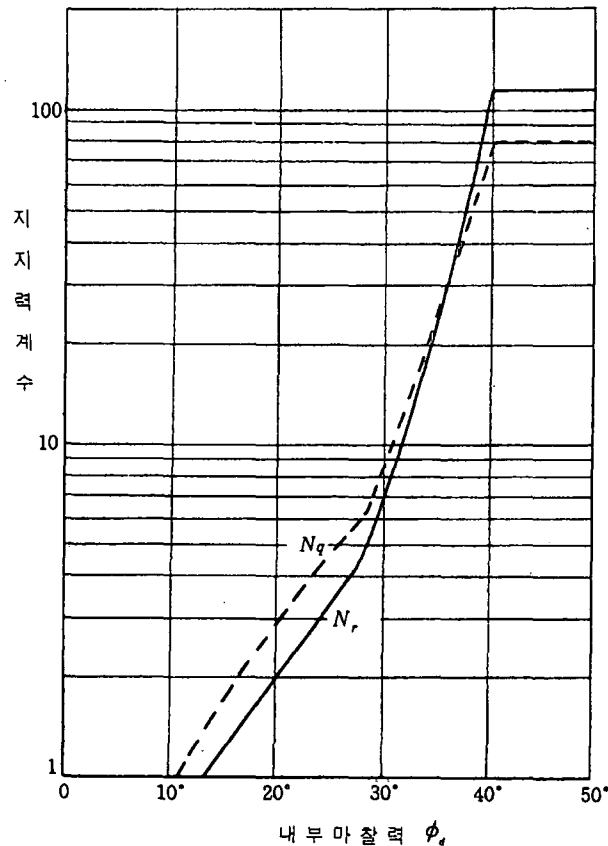
$$q_{ult} = \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q \quad (\text{참2-1})$$

표참(2-1) 形狀係數

기초면의 형상	연속형	정방형	원형	장방형
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

(주) B : 직사각형의 단변 길이 (m)

L : 직사각형의 장변 길이 (m)



도참(2-1) 지지력 계수

식(참2-1)에서 사용한 記號는 식(2-1)과 동일하다.

極限支持力 q_{ult} 는 기초의 자중 및 재하하중을 포함한 전 하중에서 浮力을 뺀 하중강도에 대응하는 것이어야 한다. 이 하중강도는 기초저면에 有效應力으로서 작용하는 하중강도로 이것을 全荷重強度라고 한다.

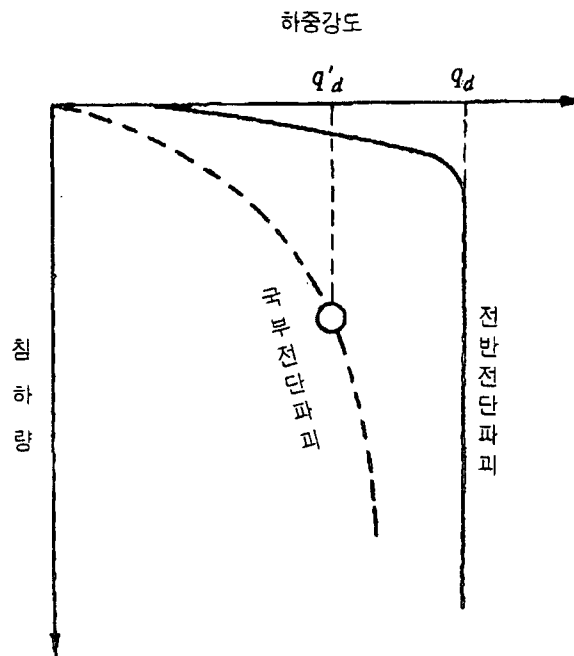
식(2-1)의 許容支持力 q_a 는 기초저면에 가해지는 有效被覆土 하중강도 ($\gamma_2 D$)항을 안전율 F 와는 무관하게 별항으로 취급하였으며, 이것은 기초저면에 가해지던 전하중강도가 굴착전의 기초저면에 가해졌던 유효피복토의 하중강도보다 크지 않는 한 지반 내에 전단 파괴는 일어나지 않는다는 생각에 기인한다.

이 때 전하중강도에서 유효피복토 하중을 뺀 것을 순하중강도(Net Pressure)라고 한다.

이와 같은 경우의 극한지지력식은 식(참2-1)를 변형해서

$q_{ult} - \gamma_2 D = \beta\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D(N_q - 1)$ 과 같이 된다.

- (2) 사질토 지반에서 기초의 허용지지력 산정식은 식(2-1)을 사용하며, 이때 안전율은 2.5이상 적용하는 것을 표준으로 한다.
- (3) 사질토지반에 재하 했을 때 지반이 조밀한 상태이나 느슨한 상태이나에 따라 도참(2-2)과 같이 나타난다고 하였다. 조밀할 때는 미소한 침하가 일어나다가 급격히 파괴에 도달하며, 이와 같은 파괴를 전반전단 파괴라 하고 느슨한 상태일 때는 침하가 지속적으로 일어나다가 파괴에 도달하며 이와 같은 파괴를 국부전단파괴라고 한다.(도참(2-2) 참조)



도참(2-2) 재하시험에서 하중강도와 침하량과의 관계

2-2 점성토 지반

점성토 지반에서 허용지지력은 비배수 전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가하는 경우 식(2-2)에 의하여 산출된다.

$$q_a = N_{co} \left(1 + n \frac{B}{L}\right) \frac{c_o}{F_s} + \gamma_2 D \quad (2-2)$$

여기서,

q_a : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) (kN/m²)

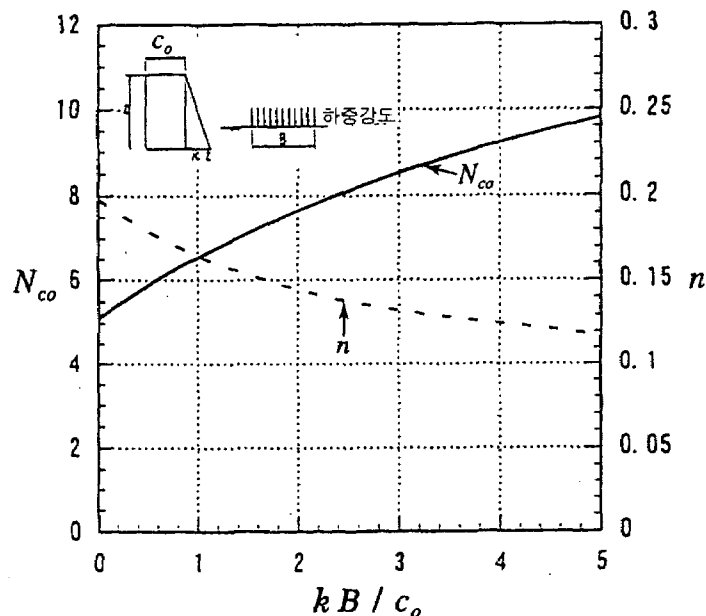
N_{co} : 지지력 계수 (도참 2-3 참조)

- n : 기초의 형상계수
 B : 기초의 최소폭 (m)
 L : 기초의 길이(m)
 c_o : 기초 저면에서의 흙의 점착력 (kN/m²)
 γ_2 : 기초 저면보다 상부 지반의 단위중량 (수면 아래 부분에서 수중단위중량) (kN/m³)
 F_s : 안 전 율
 D : 지표에서 기초 저면까지 깊이 (m)

[해설]

항만지역의 점성토 지반은 깊이에 따라 전단강도가 증가하는 경우가 많으므로 점성토지반에 있어서 기초의 지지력은 지반내의 전단강도의 변화를 고려한 지지력 공식에 의해 산정한다.

[참고]



도참(2-3) 깊이에 따라 강도가 증가하는 점성토 지반의
지지력 계수 N_{co} 와 형상계수 n

일반적으로 항만지역의 점성토 지반은 非排水전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가되는 경우가 많으며, 이러한 깊이방향의 강도증가를 고려한 점성토지반의 허용지지력은 식(2-2)로 산정한다. 식(2-2)의 지지력계수 N_{co} 는 도참(2-3)에서 구한다. 도참(2-3)에 표시된 띠모양하중에 대한 지지력 계수 N_{co} 는 Davis²⁾가 Kötter식을 수치적으로 해석해서 구한 값이다.

형상계수 n 은 균일지반에서는 0.2이고 심도방향으로 강도가 증가하는 지반에 대해서는 도참(2-3)의 점선으로부터 구할 수 있다. 이 점선은 원호활동의 결과로부터 나타난 값이다.³⁾ 圓形基礎의 경우는 正方形基礎와 동일하게 산출한다.

지지력의 해석은 구조물의 기초에서 지반의 안정 및 침하, 변형특성을 검토하는 등의 방법이 있다. 종래에는 구조물하중의 지중 응력분산을 구하여 그 해당심도의 지반중의 지지력을 검토하는 방법을 사용하였으나, 사

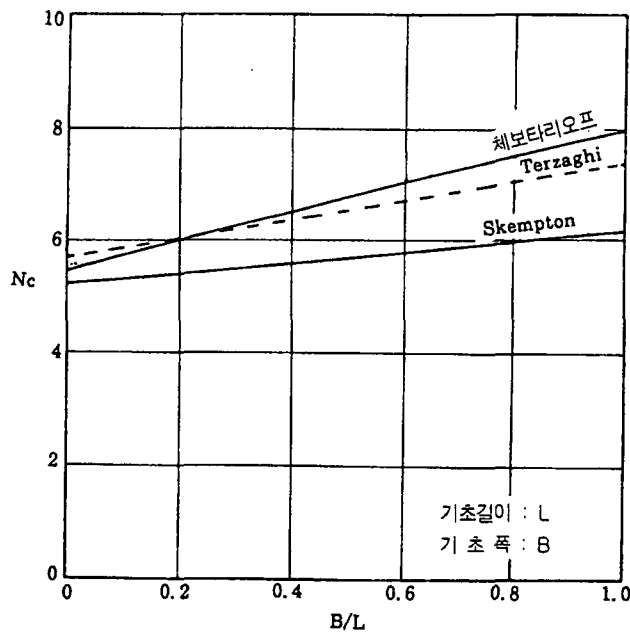
면안정 해석에 의해 전체의 안전율이 확보된 경우에는 이러한 검토는 안정의 관점에서는 필요성이 적으며, 구조물 하중에 의해 지반내에 비교적 큰 침하가 발생될 가능성을 검토하는 관점에서는 간편한 방법으로서 의미가 있다. 연속기초의 허용지지력 계산은, 도참(2-3)의 지지력계수를 적용하여, 다음 식(참2-2)을 사용하여 실용적으로 구할 수 있다.

$$q_a = \frac{1}{F}(1.018kB + 5.14c_o) + \gamma_2 D \quad (kB/c_o \leq 4) \quad (\text{참2-2})$$

여기서,

k : 지반의 점착력 증가계수 (kN/m³)

도참(2-3)에서 구하는 지지력계수는 점착력이 깊이에 대해 직선적으로 증가하는 경우에 대해서 원호활동면을 가정하여 구한 것이다. 점착력이 심도에 관계없이 일정하다고 가정했을 때, 지지력계수는 해석방법에 따라 차이가 있을 것이며, 그 결과들을 비교한 것이 도참(2-4)와 같다.



도참(2-4) 점착력이 일정할 때 지지력계수

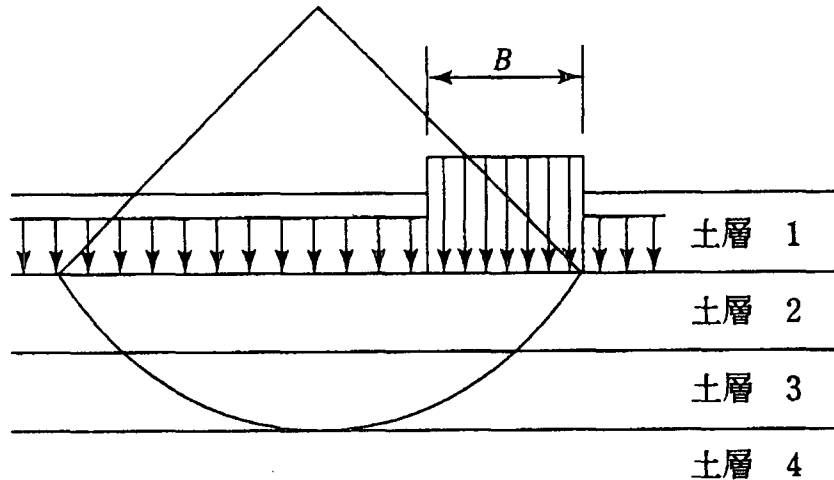
지지력에 관한 안전율은 1.5 이상을 표준으로 하고, 크레인 기초등과 같이 지반의 침하와 변형이 상부구조물의 기능을 현저히 손상시킬 가능성이 있을 경우에는 2.5 이상을 사용한다.

2-3 다층(多層) 지반의 지지력

기초지반이 다층구조인 경우의 지지력에 대한 안정 검토는 원호활동해석에 의하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 안전율은 지반의 특성 등에 따른 적절한 수치를 적용한다.

[참 고]

多層地盤의 지지력은 圓弧滑動解析을 통하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 해석에서는 도참(2-5)와 같이 기초의 저면보다 위의 土被壓을 上載荷重으로 하고 기초의 端部를 통과하는 圓弧에 대해 修正 펠레니우스(Fellenius)법에 의한 圓弧滑動解析으로 안전율을 산정한다. 안전율은 1.5이상을 표준으로 하며, 크레인기초와 같이 침하가 구조물의 기능에 크게 영향을 주는 경우는 2.5이상으로 하는 것이 바람직하다.



도참(2-5) 圓弧滑動解析에 의한 多層地盤의 지지력 산정

한편, 점성토의 층두께 H 가 기초의 최소폭 B 보다 훨씬 작은 $H < 0.5B$ 인 경우에는 재하면과 점토저면의 사이에서 점성토가 밀려나오는 파괴가 발생하기 쉽다. 이러한 밀려나옴 파괴에 대한 지지력은 다음 식(참2-3)으로 주어진다.⁴⁾

$$q_a = (4.0 + 0.5B/H) \frac{c_u}{F} + \gamma_2 D \quad (\text{참2-3})$$

여기서,

- q_a : 허용지지력(수중 부분의 부력을 고려한 값) (kN/m^2)
- B : 기초최소폭 (m)
- H : 점성토의 층두께 (m)
- c_u : 층두께 H 일 때 평균 비배수전단강도 (kN/m^2)
- γ_2 : 기초저면 위 지반의 단위체적중량(수면 아래부분은 수중 단위체적중량) (kN/m^3)
- F : 안전율
- D : 기초의 근입깊이(m)

2-4 편심·경사하중에 대한 지지력

중력식 구조물의 기초지반에 작용하는 편심·경사하중에 대한 지지력 검토는, 비숍(Bishop)법에 의한 식(2-4) 원호활동 해석법에 의하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 단, 같은 설계조건에 대해서 확실한 지지력 계산의 실적이 확인되어 있는 산정법에 대해서는 그에 따를 수 있다. 안전율은 구조물의 특성에 따른 적절한 수치로 하며, 지반의 강도 정수, 외력 및 하중의 작용형태 등에 대하여 시설의 구조특성 등을 감안하여 적절히 설정하여야 한다.

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin\alpha + \left(\frac{1}{R}\right)\Sigma H a} \Sigma \frac{(cb + W' \tan\phi) \sec\alpha}{1 + (\tan\alpha \tan\phi) / F_s} \quad (2-4)$$

여기서,

- F_s : 비숍법에 의한 圓弧滑動에 따른 안전율
- W : 단위길이당 절편의 전체 중량 (kN/m)
- α : 절편 지면이 수평면과 이루는 각도 (°)
- R : 원호 활동원의 반지름 (m)
- H : 원호 활동원 내의 土塊에 작용하는 수평외력 (kN/m)
- a : 수평외력 의 작용점에서 원호 활동의 중심까지의 거리 (m)
- c : 점성토 지반에서는 非排水 전단강도, 사질토 지반에서는 排水 조건하에서 겉보기 점착력 (kN/m²)
- b : 절편의 폭 (m)
- W' : 단위 길이당 절편의 有效重量(흙의 중량과 재하 하중의 합, 수면 아래 부분은 수중 단위 중량) (kN/m)
- ϕ : 점성토 지반에서는 무시하고 사질토 지반에는 排水 조건하의 내부 마찰각 (°)

[해설]

지지력의 검토방법

중력식 안벽 및 중력식 방파제에는 자중, 토압, 지진력 및 파력 등의 외력이 작용하고, 이들의 합력은 보통 偏心 또한 傾斜로 작용되어 진다. 이 때문에 기초 지지력의 검토에 있어서는, 偏心傾斜 荷重에 대한 支持力을 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우 보통 중력식 구조물은 기초지반 위에 사석 마운드가 있는 이층구조로 되어 있으며, 검토방법은 이 특성을 충분히 반영하는 것이 필요하다.

종래에는 각종 지지력 산정법을 조합해서 검토하는 방법이 채용되어 왔다. 그러나 실내모형실험, 현장실험과 기존의 방파제 및 繫船岸의 安定性을 종합적으로 해석한 결과에 의하면, 비숍법에 의한 圓弧滑動 계산이 실제 현상을 잘 재현할 수 있는 것으로 확인되었기에 여기서는 비숍법을 표준으로 하였다.⁵⁾

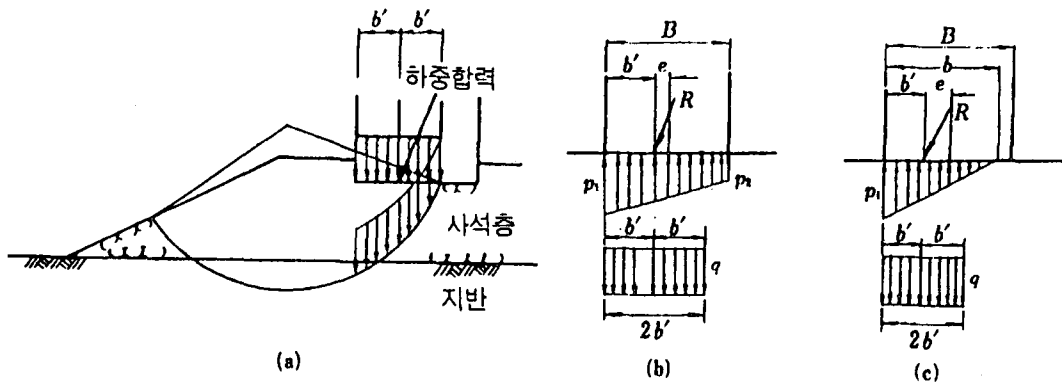
[참고]

(1) 비숍법에 의한 圓弧滑動 계산

비숍법은 절편분할법에 의한 圓弧滑動 계산법의 하나이고, 보통 圓弧滑動 계산에서 무시되고 있는 分割片 사이의 절편력을 고려하고 있는 것이다. 이 방법은 보통 圓弧滑動 계산법에 比較하면 精度가 높다. 단 수평인 모래지반에 연직하중이 작용하는 경우에는, 비숍법에 의한 안전율은 과대하게 된다. 이런 점을 고려하여 偏心·傾斜荷重이 작용하는 경우에는 비숍법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 여기서 偏心·傾斜荷重이란 하중傾斜率이 0.1 이상의 것을 말한다. 활동의 시점은 도참(2-6)(a)와 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽 기초의 끝단과 대칭의 점으로 가정한다.

지반반력이 사다리꼴분포인 경우 ; $q = \frac{(p_1 + p_2)}{4 b'} B$

지반반력이 삼각형분포인 경우 ; $q = \frac{p_1 b}{4 b'}$



도참(2-6) 비습법에 의한 지지력 해석

이 경우 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 도참(2-6)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 앞과 활동면의 시점 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 단, 지진시의 계산에 있어서 마운드 및 지반에는 지진력은 작용하지 않는 것으로 한다. 안전율은, 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 흙의 중량에 의한 활동모멘트의 비로 나타낸다.(본편 6.2.1 원호활동면에 의한 안정해석 [참고](2)를 참조)

(2) 안전율

보통의 흙구조물에서 설계에 이용되는 안전율은 1.0보다 큰 값을 사용한다. 그러나 기존의 방파제와 안벽의 무사고 및 사고 예를 수집해서 해석한 결과에 의하면, 파압시의 방파제 및 지진시의 안벽, 어느 것도 비습법에 의한 안전율이 1.0보다 크게 되면, 마운드 및 지반의 안정은 충분히 확보되는 것으로 확인되었다. 偏心傾斜荷重에 대한 비습법 원호 활동계산에 의한 지지력 평가 방법은 정적인 시험에 의해 그 타당성이 확인되었지만, 동적인 하중이 가해지는 波壓時나 地震時의 경우에 대해서는 여유 있는 안전율의 산정이 필요하다고 할 수 있다. 이와 같은 이유로 波壓時 및 地震時에 대해서는 안전율의 표준치는 1.0이상으로 한다. 그러나 현장실험의 결과에 의하면 偏心傾斜荷重이 장기간 가해지는 경우, 시간이 경과함에 따라 기초의 변형이 현저히 증가하는 현상을 보여 장기간 하중이 재하될 시 지반 변위가 크게 발생하는 것이 예상된다. 이와 같은 변위의 증가를 피하기 위해서 장기간 하중이 작용하는 안벽은 평상시에 안전율 1.2 이상을 표준으로 하고 있다(표참(2-2) 참조).

방파제는 지진시 사고 예가 적고 또한 피해의 정도도 적다. 그 이유는 항의 내측과 외측에서 방파제에 작용하는 지진력이 동일하게 발생하는 경우가 많으며, 더구나 하중이 단기간에만 작용하기 때문에 큰 변위가 발생하지 않는 것으로 밝혀졌다. 따라서 보통 방파제에서는 지진시의 지지력 검토를 하지 않아도 좋다. 다만, 지진시에 안정이 큰 문제가 되는 방파제에 대해서는 동적 해석에 의한 상세한 검토가 바람직하다.

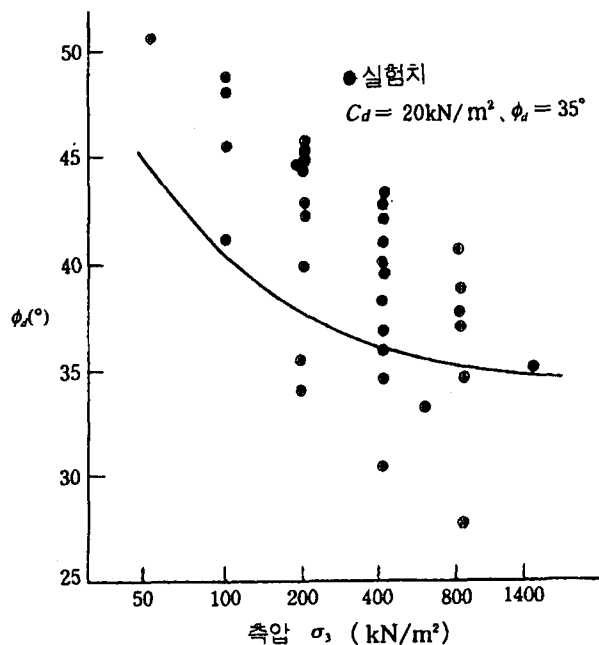
표참(2-2) 偏心傾斜荷重의 지지력에 대한 안전율(비습법)

	안벽 등	방과제
평 상 시	1.2 이상	1.0 이상 1.2 이상(장기하중에 의한 변형발생시)
지 진 시	1.0 이상	-
파 압 시	-	1.0 이상

(3) 마운드재 및 기초지반의 강도정수

편심·경사하중을 받는 지지력의 모형실험 및 현장실험의 결과에 의하면, 삼축압축시험에서 구한 강도정수를 사용하여, 비습법에 따른 원호활동해석을 하면 정도 높은 결과를 얻을 수 있다.

또한, 쇄석의 대형 삼축시험에서, 입경이 큰 입상체의 강도정수는 균등계수가 같은 유사입도의 재료로부터 구한 강도정수와 대체적으로 같은 것이 확인되고 있다. 따라서 사석의 강도정수를 정확히 추정하기 위해서는 유사입도의 시료를 이용한 삼축시험을 실시하는 것이 바람직하지만, 강도시험을 하지 않을 경우에는 일반적으로 쓰여지고 있는 사석의 표준적인 강도정수로서 $c_d=20\text{kN/m}^2$, $\phi_d=35^\circ$ 의 값이 사용된다. 실제의 사석에 있어서는 석재의 품질이나 현장 사석밀도에 따라서 강도에 차이가 발생하는 것이 예상된다.



도참(2-7) 겉보기 점착력을 고려한 경우의 ϕ_d 와 σ_3 의 관계

그러나 사석의 강도정수의 값은 현장에서 보통 쓰여지고 있는 사석의 표준 값이므로, 특히 품질에 문제가 있는 석재에 대하여 강도정수를 선정할 때에는 주의가 필요하다. 그리고 여기서 표준치는 쇄석의 대형삼축시험 결과에서 약간 안전측으로 구한 값이고, 기존 방과제 및 안벽의 해석결과로 보아도 타당한 값이다. 이 경우의 강도정수로서 점착력 $c_d=20\text{kN/m}^2$ 가 고려된 것은, 쇄석의 역학시험결과에 의하면 석재의 강도는 도참(2-7)에서 삼축시험의 拘束壓(축압)에 따라 변화하여 拘束壓이 크게 되면 입자파쇄가 발생하고 강도가

감소하는 경향이 명확하게 나타나기 때문이다. 이 그림은 각종 쇄석에 관한 실험결과를 종합한 것이지만, 그림 중에 실선으로 표시되어 있는 값은 겉보기의 점착력 $c_d=20\text{kN/m}^2$, $\phi_d=35^\circ$ 로 한 값이다. 이 그림에서 나타난 것과 같이 겉보기의 점착력을 고려함에 따라 ϕ_d 의 拘束壓 의존성을 반영할 수가 있다.

또한 기초지반의 강도정수 설정에 있어서도 삼축압축시험(점성토의 경우에는 일축압축시험)의 결과를 적용하는 것이 바람직하다.

그러나 모래지반에 있어서는 흐트러지지 않은 시료에 대한 삼축압축시험의 실시가 불가능한 경우가 있으므로 표준관입시험에 의한 N치에서 강도정수 ϕ_d 를 추정할 때가 많다. N치와 ϕ_d 의 사이에는 여러 가지 제안이 있으나 보통 쓰는 제안식에서 ϕ_d 를 추정하면 삼축시험의 결과와 비교해서 ϕ_d 를 과소평가하는 경향이 있다.

그 원인은 N치가 有效上載壓의 영향을 받아 도해(2-8)에 나타나는 것과 같이 모래지반에서도 심도에 따라서 N치가 변화하고, 심도가 낮으면 N치가 적게 되기 때문이다. 따라서 심도가 얇은 경우에는 종래의 제안식을 쓰면 ϕ_d 를 과소평가하는 경향이 있다.

편심·경사하중을 받는 기초의 경우에는 활동면의 깊이가 얇은 경우가 많고, 기초지반 표면부근의 강도에 문제가 되므로 종래의 N치와 ϕ_d 의 값의 관계에 대해서 유효상재압에 따른 보정을 할 필요가 있다. 심도에 따른 유효상재압의 변화를 고려한 N치의 보정방법으로는 Thornburn과 Hanson(1974)이 제안한 식(참 2-4)이 있으며 이로부터 ϕ_d 를 추정할 수 있다.

기초지반이 사질토인 지반인 경우 편심하중의 지지력이 평상시가 아닌 지진시 등의 동적외력에 대하여 설계상 문제가 되는 것을 고려하여 기초지반의 ϕ 에 대하여서는 다음 값이 표준치로서 이용되고 있다.

N치가 10미만인 사질토지반 $\phi_d=40^\circ$

N치가 10이상인 사질토지반 $\phi_d=45^\circ$

지반이 점성토의 경우에는 제2편 11-3-3 전단특성에서 기술한 것과 같이 강도를 설정한다.

$$N_{cor} = 0.77N \log\left(\frac{20}{0.0103\sigma'}\right) \quad (\text{참2-4})$$

여기서,

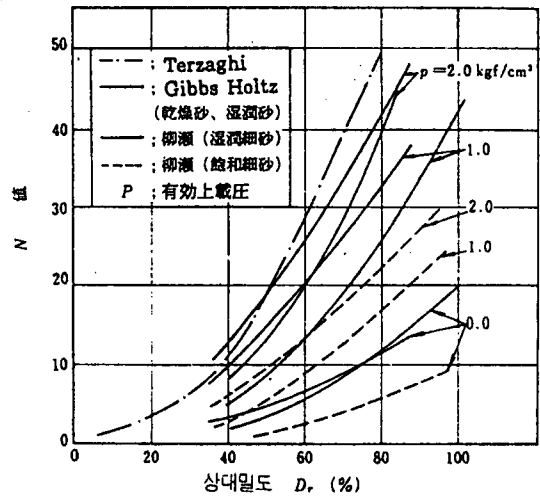
N_{cor} : 보정치

N : 측정치

σ' : 유효상재압(kN/m²)

(4) 종래의 지지력 산정식의 적용

종래는 각종의 지지력 산정법을 조합해서 지지력을 검토하는 것이 일반적이었다. 이제까지 많이 사용되어진 것은 하중분산법과 원호활동계산에 의한 방법의 조합이었다.



도해(2-8) 유효상재압을 고려한 N치와 상대밀도의 각종 관계

상기 조합의 경우도 사석 및 기초지반의 강도정수를 조정함에 따라 구조물의 거동을 재현하는 방법이므로 이제까지 실적이 없는 것을 구조물에 적용하는 것은 부적당하다. 따라서 이제까지 충분히 지지력에 관한 실적이 있는 설계조건에 대해서만 종래의 방법을 적용할 수가 있다.

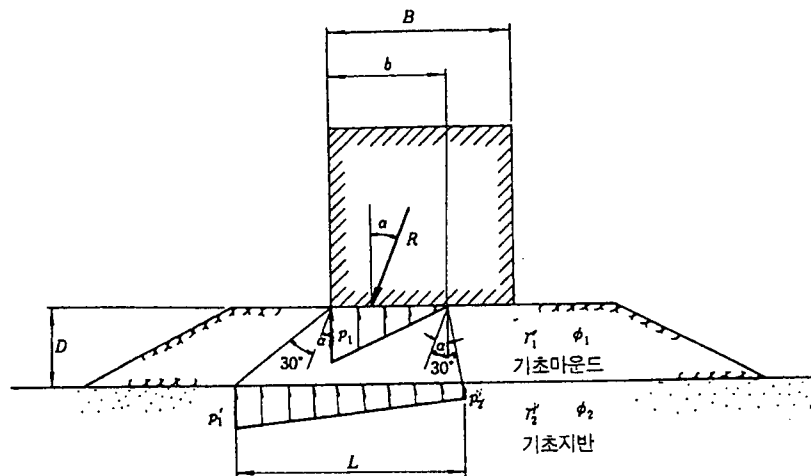
① 하중분산법

이 방법에서 비탈 어깨 폭의 영향을 고려하지 않는 검토방법이지만, 종래부터 두 개 층으로 된 지반지 지력의 검토방법으로서 가장 빈번히 사용되어 왔으며, 적절한 비탈 어깨 폭을 갖는 마운드의 예로서 제 체 폭이 약 20m 정도의 범위에서 많이 적용하였던 방법이다. 다만, 제체 폭이 10m 보다도 작은 경우에는 위험 측의 결과를 갖는다.

이 검토방법은 2단계로 성립된다. 제1단계는 사석 마운드 윗면에서의 검토로 먼저 제5편 1-4-6 완성후의 외력에 서술된 방법에 의해 사석 마운드 윗면에서의 기초저면 반력분포를 구한다. 이 분포의 최대응력도 p_1 (최대접지압이라 한다. kN/m^2)과 허용지반지지력 $q_{ta}(kN/m^2)$ 을 비교하고, $p_1 \leq q_{ta}$ 이면 좋다. 보통 허용 지반지지력 q_{ta} 로서 400~500(kN/m^2)의 일정한 값이 쓰여 지는 예가 많다.

제2단계로서 기초지반의 지지력 검토를 한다. 먼저, 기초지반 윗면에서의 하중분포를 얻기 위해서는 제1 단계에서 구한 기초저면의 반력을 분포시킨다. 이 방법은 도참(2-8)과 같이 분산각도는 30°를 취한다. 이 경우 기초지반 윗면의 하중분포는 사다리꼴이 되며, 그 최대응력도 $p_1(kN/m^2)$ 는 식(참2-5)에 의해 구하여진다.

$$p_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D \tag{참2-5}$$



도참(2-8) 荷重分布

여기서,

- R : 하중의 합력(kN/m)
- α : R 의 경사각($^\circ$)
- e : R 의 편심량(m)
- γ_1' : 사석의 수중단위중량(kN/m^3)
- D : 사석 마운드의 두께(m)

- B : 사석 마운드 윗면의 제체폭(m)
- b : 사석 마운드 윗면에서의 저면반력분포폭(m)
 - 삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$
 - 사다리꼴 분포 : $b = B$
- L : 기초지반 윗면 하중분포폭(m)

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

기초지반이 사질토인 경우에는 이 p_1' 와 본편 2-1 사질토 지반에서 식(2-1)의 q_a 를 비교해서 $p_1' \leq q_a$ 가 되면 좋다. 식(2-1)로 q_a 를 계산할 때 제체 폭 B 로서 L 을 쓰고, 어깨 폭이 충분히 큰 경우에는 기초의 근입깊이로 마운드 두께 D 를 사용하며 그 외의 경우는 근입의 효과는 무시한다.

또한, 기초지반의 내부마찰각 ϕ_2 는 보통 토압계산에서 쓰이는 값과 같은 값을 쓴다.

기초지반이 점성토인 경우에는, 식(2-1) 대신에 본편 2-2 점성토 지반에서의 식(2-2)를 써서 같은 방법으로 검토한다.

이상의 제1단계와 제2단계는 양자를 동시에 만족시켜야 된다. 그리고 제체 폭이 큰 방파제의 경우, 케이슨 저면의 단부 허용지저력 q_{ta} 로서 600 kN/m²가 쓰여진 예도 있다.

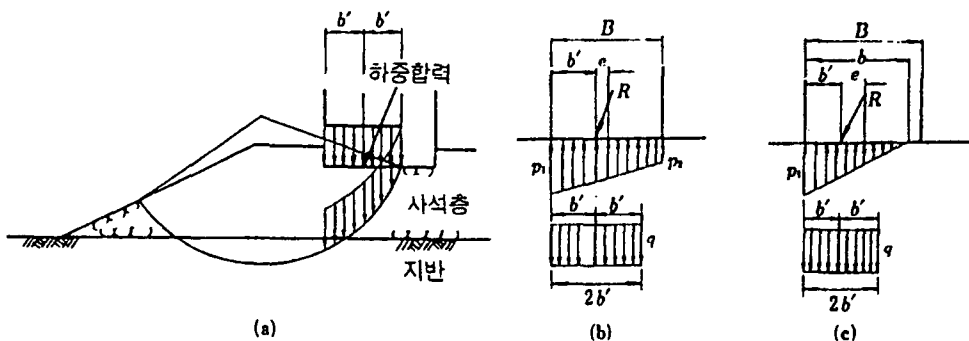
② 원호활동계산에 의한 방법

이 방법은 도참(2-9)(a)의 원호활동면을 가정하고 절편분할법에 의해서 원호활동 계산을 한 것이다. 활동면의 시점은 비숍법과 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽의 기초 끝과 대칭되는 점으로 가정한다. 이 경우, 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 도해(2-9)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 전면과 활동면 시점의 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 그 하중은 지반 내에 연직으로 활동면까지 전달된다고 생각한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 또한, 이 원호활동면의 시점을 상기와 같이 가정한 경우에는 다른 어느 곳을 시점으로 하는 원호활동면보다도 최소의 안전율을 나타내는 것이 확인되고 있다. 지반의 내부마찰각은 일반적으로 보통 토압계산에 쓰이는 내부마찰각보다 5°큰 값을 쓴다.

안전율은 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 토괴중량에 의한 활동모멘트의 비로 표시된다.

안전율은 평상시, 이상시 모두 1.0이상이면 된다.

지반반력이 사다리꼴분포인 경우 : $q = \frac{(p_1 + p_2)}{4} \frac{B}{b'}$
 지반반력이 삼각형분포인 경우 : $q = \frac{p_1 \cdot b}{4 b'}$



도해(2-9) 원호활동 계산에 의한 방법에 있어서 활동면상의 하중분포

(5) 침하량에 대해서

안벽과 방파제에서는 침하량에 대해 생각하는 방법이 다르다. 안벽에서는 그 위에 침하가 일어나서는 안 되는 크레인 등의 구조물이 설치되는 일도 있으며, 지진시의 외력에 의한 침하량은 되도록 작게 할 필요가 있다. 방파제에서는 약간의 침하는 기능상 문제가 되지 않는다. 그러나 현실에서는 반복되는 하중에 의해 잔류변위가 뒤따르는 것으로 생각되며, 이때의 잔류변위가 누적됨에 따라 큰 부등침하로 이어지는 위험이 있다. 이 때문에 제체의 손상도 생각된다. 이상과 같이 대형의 안벽 및 방파제 등의 구조물에서는 필요에 따라서 침하에 대한 검토를 할 필요가 있다.

기초지반이 모래층만으로 된 경우에는 즉시침하가 문제되지만, 이런 종류의 침하는 대부분이 시공 중에 일어나고, 기초지반이 점성토인 경우에는 완성 후에도 압밀에 의해 서서히 침하가 진행된다. 어느 경우라도 구조물이 대형이 되면 이들 침하가 크게 되고, 구조물로서의 기능이 손상된다. 특히 침하와 함께 구조물의 경사가 과대하게 될 경우에는 결국 그 기능을 상실하게 된다. 즉시침하에 의한 구조물의 경사량은 지반의 스프링 계수를 가정하거나 지반을 탄성체로 가정하여 검토하는 방법이 있고, 압밀침하에 의한 구조물의 경사량은 압밀이론에 근거한 계산방법으로 검토하여야 한다. 또한, 상세한 해석을 할 경우에는 유한요소법에 의한 수치해석을 하는 것이 좋다.

[참고문헌]

- 1) 일본건축학회 : 건축기초구조설계기준·동해설, 1975, p.112
- 2) Davis, E.H. and Booker : The Effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, Geotechnique, Vol.23 No.4, 1973
- 3) 中瀬明男 : Bearing capacity of rectangular footings on clay of strength increasing linearly with depth, soil and Foundations, Vol.21 No.4, pp101~108, 1981
- 4) 山口柏樹 : 土質力學(全改訂) 제 9장 支持力, 技報堂出版, 1985, pp.273~274
- 5) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二邦 : 捨石마운드 技術力의 새로운 計算法, 港灣技術研究所報告 Vol.26 No.2, 1987

제 3 장 깊은 기초

기초의 근입 깊이 $D(m)$ 가 기초의 최소 폭 $B(m)$ 보다 클 때는 깊은 기초로서 설계한다.
 깊은 기초의 저면 지지력은 지반특성, 구조물의 특성에 따라 적절한 방법으로 산정하는 것으로 한다.

[해설]

깊은 기초는 기초의 근입깊이 D 와 기초의 최소폭 B 의 비인 D/B 가 1.0 이상인 경우를 말하나 그 비가 3.0-4.0 이하인 경우에도 얕은 기초의 범주에 포함되고 D/B 가 3.0-4.0 이상인 경우 깊은 기초로 정의하는 경우도 있다. 본 장에서 깊은 기초라 함은 말뚝기초를 제외한 피어기초(Pier Foundation), 케이슨기초(Caisson Foundation), 연속 지중벽 등을 말하는 것이다.

깊은 기초는 무거운 상부구조물에 의한 하중을 상부의 약한 지층을 통과하여 아래의 견고한 층에 전달함으로써 상부구조물을 안전하게 지지하는 것이다. 이 때 연직력은 기초측면의 마찰저항과 기초저면의 연직지지력에 의하여 지지되며, 수평력에 대한 안정은 지반의 수동저항에 의하여 지지되는 것으로 한다.

[참고]

케이슨 기초는 도로교 시방서 하부구조편을 참조한다.

3-1 연직지지력

깊은 기초의 연직 허용 지지력은 구조형식, 시공방법, 지반조건 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[해설]

깊은 기초의 허용연직지지력은 식(해3-1)에 의해 산출한다.

$$q_a = q_{a1} + \Delta q_a \quad (\text{해3-1})$$

여기서

- q_a : 깊은 기초의 허용연직지지력 (kN/m^2)
- q_{a1} : 기초저면의 허용지지력 (kN/m^2)
- Δq_a : 기초측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분 (kN/m^2)

[참고]

(1) 사질토지반에 있어서 기초 측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분은 식(참3-1)에 의해 산정된다.

$$\Delta q_a = \frac{1}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{D^2}{B}\right) K_A \gamma_2 \mu \quad (\text{참3-1})$$

여기서

- F : 안전율 (q_{a1} 에 사용하는 것과 같다.)
- K_A : 주동토압계수 ($\delta = 0^\circ$)

γ_2 : 기초 저면위의 흙의 단위중량 (수면 아래에서는 수중단위중량, kN/m³)

D : 기초의 근입깊이(m)

μ : 기초측면과 모래와의 마찰계수 $\mu = \tan(2/3 \phi)$

B : 기초의 폭(m)

L : 기초의 길이(m)

(2) 사질토지반의 깊은 기초에 있어서 지표면으로부터 Z 깊이의 측면마찰강도 f 는 식(참3-2)식에서 주어진다.

$$f = \gamma Z K_A \cdot \mu \quad \text{(참3-2)}$$

근입깊이 D 에 대한 평균의 측면마찰강도 \bar{f} 는 일반적으로 식(참3-3)과 같다.

$$\bar{f} = \frac{1}{D} \int_0^D \gamma \cdot Z \cdot K_A \cdot \mu dz = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot D \cdot \mu \quad \text{(참3-3)}$$

식(해3-1)의 Δq_a 는 기초측면과 사질토의 전체접촉면적과 평균측면마찰강도(\bar{f})로 구해진 전체면적의 마찰저항을 기초의 저면적으로 나눈 것이다. 기초측면과 사질토사이의 마찰각은 흙의 내부마찰각 ϕ 보다 작고, 콘크리트와 사질토일 때 $\frac{2}{3}\phi$ 로 가정할 수가 있다.

(3) 점성토 지반에 있어 깊은 기초일 때 지하수면 위 부분의 흙은 여름철에 건조 수축할 가능성이 있으므로 유효한 접촉면이 되지 않는다. 따라서 식(참3-4)의 평균점착력 \bar{C}_a 는 이 유효한 접촉부분에 있어서의 평균점착력이 된다. 점성토 지반에 있어서 기초측면의 점착저항에 의한 허용지지력의 증가분은 식(참3-4)에 의해 산정한다.

$$\Delta q_a = \frac{2}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D_c}{B} \bar{C}_a \quad \text{(참3-4)}$$

여기서,

\bar{C}_a : 평균점착력 (근입부분에 있어서의 평균치) (kN/m²)

D_c : 기초의 근입깊이 (지하수위 하부만 고려한다) (m)

(4) 안전율

식(참3-1), 식(참3-4)으로 설계하는 경우의 안전율은 중요한 구조물은 2.5이상, 기타 구조물은 1.5이상을 표준으로 한다.

표참(3-1) 평균 점착력

측면 지반의 종류	q_u (kN/m ² {tf/m ² })	\bar{C}_a (kN/m ² {tf/m ² })
연약한 점성토	25~50 {2.5~5}	-
중간 점성토	50~100 {5~10}	6~12 {0.6~1.2}
단단한 점성토	100~200 {10~20}	12~25 {1.2~2.5}
아주 견경한 점성토	200~400 {20~40}	25~30 {2.5~3}
고결된 점성토	400 이상 {40이상}	30 이상 {3이상}

(주) 연약한 점성토는 측면저항을 고려치 않음

(5) 깊은 기초 저면의 허용지지력은 식(2-1)과 식(2-2)로 구할 수 있다. 이 식 중의 지지력계수 N_{∞} 를 Skempton은

점착력이 일정한 점성토 지반일 때 표참(3-1)와 같이 제안하고, 또한 다음과 같은 실용식을 제시하였다.²⁾

① 지표면 재하일 때 ($D = 0$)

$$N_{co} = 5.14 : \text{연속기초}$$

$$N_{co} = 6.2 : \text{정사각형 및 원형기초}$$

여기서,

N_{co} : 지표면재하의 경우 지지력계수

② $D/B < 2.5$

$$N_{CD} = (1 + 0.2 D/B) N_{CO}$$

③ $D/B > 2.5$

$$N_{CD} = 1.5 N_{CO}$$

④ 직사각형 기초

$$N_C(\text{직사각형}) = (1 + 0.2 B/L) N_C(\text{연속})$$

(6) Meyerhof의 제안

Meyerhof는 근입되어 있는 연속기초의 허용지지력을 식(참3-5)으로 표현하였다.

$$a_a(\text{연속}) = \frac{1}{F} c_o N_{cq} + \gamma_2 D \tag{참3-5}$$

여기서 c_o : 점성토 지반의 전단강도

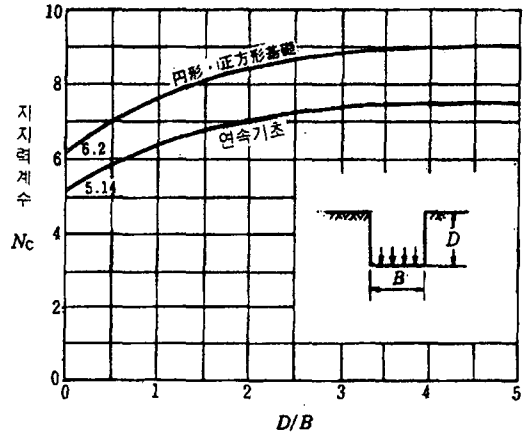
N_{cq} 의 값을 도참(3-2)와 같이 제시하였으며, 측면의 점착저항을 포함한 값도 표시하고 있다.³⁾

Meyerhof는 연속기초 이외의 기초에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

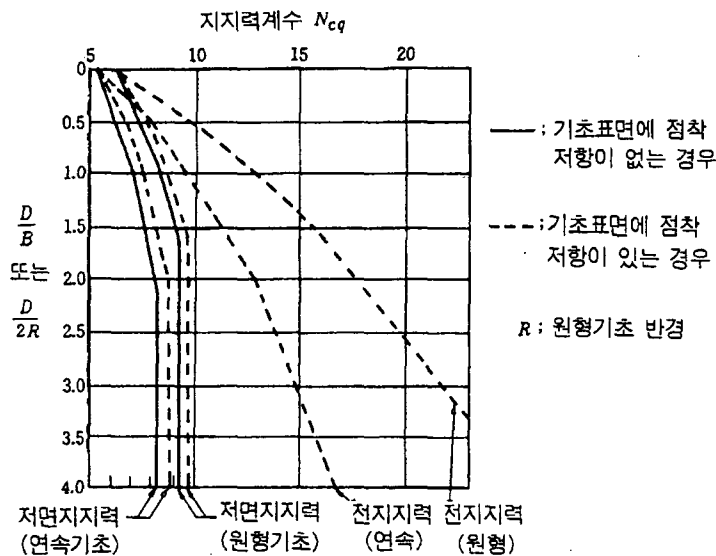
$$N_{cq}(\text{직사각형}) = (1 + 0.15 B/L) N_{cq}(\text{연속})$$

$$N_{cq}(\text{원형}) = 5.7$$

단, 정사각형 기초는 원형기초와 같다고 간주한다.



도참(3-1) Skempton의 지지력계수



도참(3-2) Meyerhof의 지지력계수

(7) 기초가 압밀이 생기는 지반을 뚫고 지지층에 이를 때는 기초에 작용하는 부의 주면마찰에 대해 검토해야 한다. 이 때의 검토방법은 말뚝기초일 때와 같다.

3-2 수평지지력

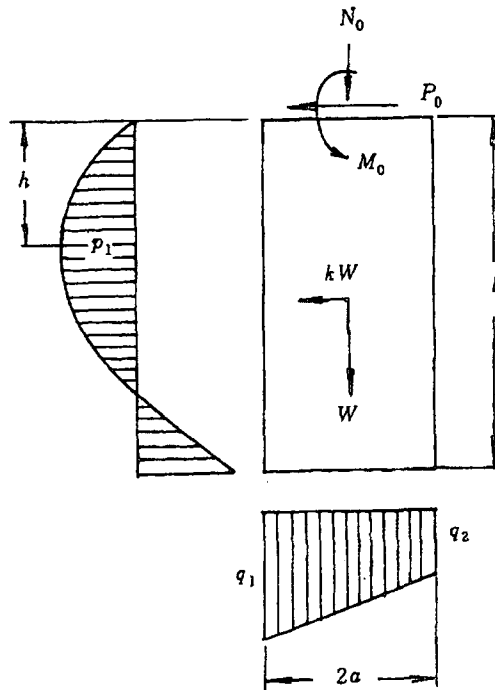
깊은 기초의 수평지지력은 지반조건, 구조특성, 시공방법 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[해설]

깊은 기초의 수평지지력은 측면의 수평방향 지반반력과 기초 저면의 연직방향 지반반력에 의해 결정된다.

[참고]

(1) 깊은 기초의 수평지지력은 저판의 연직합력이 핵 내에 있을 때, 도참(3-3)과 같이 수평 및 연직방향의 지반반력분포를 가정한 다음 최대 수평지반반력 p_1 및 최대 연직지반반력 q_1 이 각각의 위치에서 수동토압과 극한지지력에 대하여 충분한 안전율을 확보한다.



도참(3-3) 연직합력이 핵내에 있을 때

(2) 지반반력분포

깊은 기초에 수평력이 작용할 때의 지반반력분포는 기초가 강성체로서 회전운동을 할 때, 변위 y 와 수평 지반반력 p 사이에 식(참3-6)의 관계가 있으며 도참(3-3)에 표시된 것과 같이 전면 및 배면의 지반에 대해서는 지표면을 0으로 한 2차 포물선으로 가정한다.

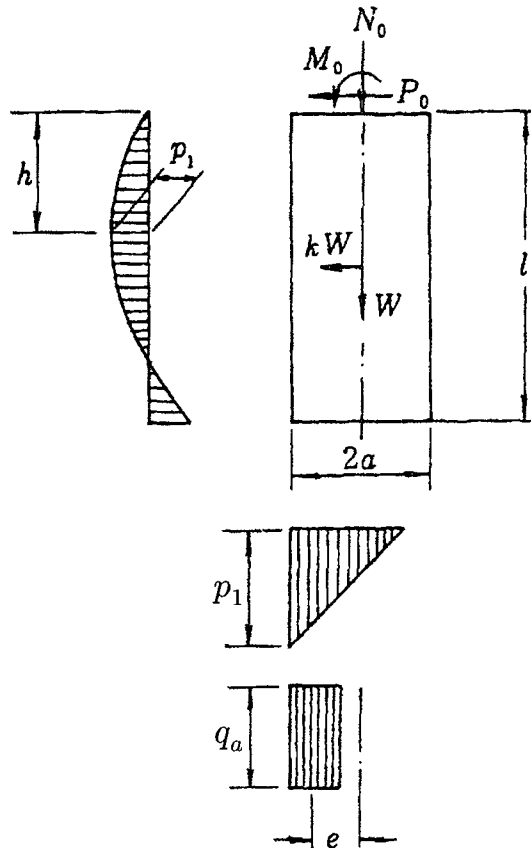
$$p = K X y$$

(참3-6)

여기서,

 p : 수평지반반력 (kN/m^2) K : 지반반력계수의 깊이 방향 증가률 (kN/m^4) X : 깊이 (m) y : 깊이 x 에 있어서의 수평변위 (m)

한편, 연직방향의 지반반력분포는 직선적으로 분포하는 것으로 가정하였으므로 저판에 작용하는 합력이 핵 내에 있을 때에는 도참(3-3)의 표시와 같이 사다리꼴 분포가 된다. 그러나 저판에 작용하는 합력이 핵 외에 있을 때는 저판과 지반 사이에 인장저항이 없음을 고려하여 도참(3-4)과 같이 직사각형분포로 가정한다. 직사각형분포는 삼각형분포와 동일한 모멘트가 발휘되는 개념을 사용하여 구하게 된다. 상기 방법으로 설계할 때의 안전율은 중요한 구조물에서 1.5 이상, 기타의 구조물에서는 1.1 이상으로 한다.



도참(3-4) 연직합력이 핵 외에 있을 때

(3) 저면에서 연직합력이 핵 내에 있을 때
이 때의 조건은 식(참3-7)이다.

$$\frac{N_0 + \omega_1 l}{A} \geq \frac{3\alpha K' (k\omega_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \quad (\text{참3-7})$$

이 때의 최대수평지반반력 p_1 (kN/m²) 및 최대연직지반반력 q_1 (kN/m²)은 각기 식(참3-8), 식(참3-9)식이 된다.

$$p_1 = \frac{3[k\omega_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3 (k\omega_1 l + P_0)]^2}{4b l^3 (l^3 + 24\alpha K' a^3) (k\omega_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (\text{참3-8})$$

$$q_1 = \frac{N_0 + \omega_1 l}{A} + \frac{3ak' (k\omega_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \quad (\text{참3-9})$$

깊은 기초의 수평지지력을 구할 때는 식(참3-8) 및 식(참3-9)으로 계산된 p_1 및 q_1 이 각기 식(참3-10), 식(참3-11)을 만족하여야 한다.

$$p_1 \leq \frac{1}{F} p_p \quad (\text{참3-10})$$

$$q_1 \leq q_a \quad (\text{참3-11})$$

여기서,

- l : 근입 깊이 (m)
- $2b$: 최대 폭 (수평력에 직각방향) (m)
- $2a$: 최대 길이 (m)
- A : 저면적 (m²)
- P_0 : 지표면 위의 구조물에 작용하는 수평력 (kN)
- M_0 : P_0 에 의한 지표면에 있어서의 모멘트 (kN-m)
- N_0 : 지표면 위치에 작용하는 연직력 (kN)
- k : 수평진도
- K_1 : 연직방향 지반반력계수의 증가를 (kN/m⁴)
- K_2 : 수평방향 지반반력계수의 증가를 (식(참3-6) 참조) (kN/m⁴)
- K' : K_2 / K_1
- ω_l : 단위깊이당 기초의 자중 (kN/m)
- α : 저면형상에 의하여 정해지는 정수
(직사각형일 때 $\alpha = 1$)
(원형일 때 $\alpha = 0.588$)
- p_p : 깊이 h 에 있어서의 수동토압 (kN/m²)
단, h (m)는 식(해3-10)에서 주어진다.

$$h = \frac{k\omega_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3 (k\omega_1 l + P_0)}{2l(k\omega_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (\text{참3-12})$$

여기서,

- q_a : 기초 저면 위치의 연직지지력 (kN/m²) (식(3-1) 참조)
- F : 수평지지력의 안전율

(4) 저면에서 연직합력이 핵 외에 있을 때

도참(3-4)과 같이 연직방향 지반반력분포를 강도 q_a 가 되는 직사각형분포로 가정할 때 전면지반에 있어서의 최대지반반력 p_1 (kN/m²)은 식(참3-13)과 같다.

$$p_1 = \frac{3(kw l + 4M_0 - 4N_0 e - 4W e + 3P_0 l)^2}{4b l^2 (k W l + 6M_0 - 6N_0 e - 6W e + 4P_0 l)} \quad (\text{참3-13})$$

식(참3-13)에서 계산된 p_1 의 값이 식(참3-10)을 만족시키도록 한다. 이 때의 h 는 식(참3-14)으로 계산한다.

$$h = \frac{l(k W l + 4M_0 - 4N_0 e - 4W e + 3P_0 l)}{2(k W l + 6M_0 - 6N_0 e - 6W e + 4P_0 l)} \quad (\text{참3-14})$$

h : 최대지반반력이 생기는 깊이 (m) (도참 3-4 참조)

W : 기초의 자중 (kN)

e : 편심량 (m)

e 는 도참(3-4)에 표시된 거리이며, 길이 $2a$ (m), 폭 $2b$ (m)의 직사각형 저판일 때는 식(참3-15)으로 구한다.

$$e = a - \frac{W + N_0}{4b \cdot q_a} \quad (\text{참3-15})$$

원형기초일 때는 식(참3-16)과 같이 원형을 직사각형으로 바꿔서 계산하면 된다.

$$2a = \frac{\pi}{3} D \quad (\text{참3-16})$$

$$2b = \frac{3}{4} D$$

여기서, D : 원의 직경 (m)

위와 같이 바꿔서 계산된 수평지지력은 약 1할 정도 안전측이 된다고 한다. 여기서 제시된 계산방법은 충분히 확립되었다고 할 수 없으므로 이의 적용에는 타 문헌 등을 참조하여 적절히 판단할 필요가 있다.

[참고문헌]

- 1) 건설교통부 : 도로교 시방서·동해설Ⅳ 하부구조편, 1996, pp529~758
- 2) Skempton, A.W. : The Bearing Capacity of Clays, Proc. Building Research Congress, Div.1, 1951, pp.180~189
- 3) Meyerhof, G.G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique 2, 1951, pp.301~332

제 4 장 말뚝기초

4-1 축방향 허용지지력

말뚝기초의 축방향 허용지지력은 단일 말뚝으로서의 축방향 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준으로 하며 다음 항목을 검토하여 결정한다.

- (1) 말뚝재료의 압축응력도
- (2) 이음(splice)으로 인한 감소
- (3) 세장비로 인한 감소
- (4) 부(負)의 주변 마찰력
- (5) 군말뚝(Group Pile)에 대한 고찰
- (6) 말뚝의 沈下

[해설]

- (1) 말뚝의 축방향 허용지지력을 결정할 때, 고찰해야 할 사항들을 기술한 것이다. 우선 단말뚝으로 축방향 극한지지력을 구하여 안전율로 나눈 값을 본문의 (1)~(6) 각 항을 고려, 감소시킨 값을 말뚝기초 설계에 사용하며, 이때 설계에 사용한 값을 말뚝의 축방향 허용지지력이라고 한다. 유리섬유 강화 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 새로운 형태의 합성 말뚝인 경우 압축내력이나 각종 구조적 특성은 제작사의 자료를 참고하며, 필요시 성능시험을 실시하여 특성을 구한다.
- (2) 말뚝의 지지력은 시공의 영향을 많이 받기 때문에 말뚝 시공 전에 시험말뚝을 시공하고 나서 여러 가지 검토를 거쳐 설계를 검토할 필요가 있다. 시험말뚝 결과에 따라 말뚝의 길이나 시공방법을 변경할 필요가 있다.
- (3) 군말뚝(무리말뚝)이라 함은 말뚝의 지지력 및 변형이 말뚝 상호간에 영향을 받고 있는 말뚝 무리들을 말한다.

4-1-1 단말뚝 축방향 허용지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력을 재하시험이나 정역학적 지지력공식에 의하여 산정하는 경우, 축방향 허용지지력은 축방향 극한지지력을 적절한 안전율로 나눈 값이다.

[해설]

- (1) 축방향 극한지지력으로부터 축방향 허용지지력을 구할 때 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝조건, 재하조건 등에 포함되어 있는 편차를 고려하기 위한 것이며 지반과괴에 대비하여 말뚝의 안전성을 확보할 수 있는 값을 정할 필요가 있다. 축방향 극한지지력을 재하시험, 정적지지력 산정식으로 구한 경우 축방향 허용지지력은 안전율로 나눈 값이다.
- (2) 안전율은 각종 불확실 요소를 보완하기 위한 것이므로 안전율의 결정은 설계자가 확보한 정보의 양과 질, 그리고 그의 판단 능력에 따라 차이가 있게 마련이다.

[참 고]

극한지지력에서 축방향 허용지지력을 계산할 때, 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝의 재질, 재하조건등 불확실성과 오차를 고려한 것으로서 지반과피에 대해 말뚝의 안전성을 보장할 수 있는 값이라야 한다. 지진이 없을 때 안전율의 하한치를 2.5로 취하였는데, 항복하중에 대해서는 1.5 ~ 2.0의 안전율이 될 것으로 추산된다. 지진시의 안전율을 지진이 없을 때보다 작게 취한 이유는 설계진도와 같은 지진이 일어날 확률이 작을 것이라는 생각과 지진이 일어나는 지속시간이 짧다는 점, 충격하중에 대해 흙의 강도를 크게 취할 수 있다는 점이 반영된 것이다. 그러나 마찰말뚝인 경우에는 흙이 악화될 수 있는 경우도 생각할 수 있으므로, 이 때의 안전율은 지지말뚝 보다 큰 2.0을 택하기로 한다.

표참(4-1) 안전율 하한치

상 시		2.5 이상
지 진 시	지지말뚝	1.5 이상
	마찰말뚝	2.0 이상

안전율은 지반과 말뚝, 그리고 양자간의 상호관계 등 불확실한 요소가 많아서 이것을 보충하기 위한 값이며 설계자의 기술적 판단에 의하여 결정하는 것이 원칙일지 모르나 모든 기술자에게 이와 같은 것을 요구하는 것은 무리이며 위험하다. 그래서 안전율의 하한치를 정하는 것이다.

그러므로 특별히 중요하고 정밀한 구조물일 때는 큰 안전율을 취해야 할 것이며, 반대로 이 하한치를 고수하면 비경제적이 될 경우와 충분하고 정확한 자료로 판단할 수 있을 때는 하한치 이하의 값을 취할 수 있을 것이다.

4-1-2 단말뚝의 극한 지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력은 재하시험에 의하여 구하는 것이 바람직하다. 재하시험이 곤란한 경우에만 정역학적 지지력공식에 의하여 추정할 수 있다.

[해 설]

단말뚝의 축방향 극한지지력은 현장에서 재하시험을 실시하여 구하는 것이 합리적인 방법이다. 그러나 비용과 공사기간 그리고 소규모공사에서 재하시험을 하기 곤란할 때는 정역학적 지지력공식에 의하여 추정하는 것을 권장한다. 또한 정역학적 지지력공식으로 추정할 자료를 얻을 수 없고 공사가 소규모일 때는 동역학적 지지력공식이나 기존자료에 의하여 추정할 수도 있다.

4-1-3 재하시험에 의한 극한지지력의 추정

말뚝 재하시험에서 얻은 하중 - 침하곡선에서 극한하중이 확인될 때, 이 값을 축방향 극한지지력으로 취한다. 곡선 상에서 극한하중을 확인할 수 없을 때는 항복하중을 확인하여 그 값으로부터 극한하중을 추정할 수 있다.

[해설]

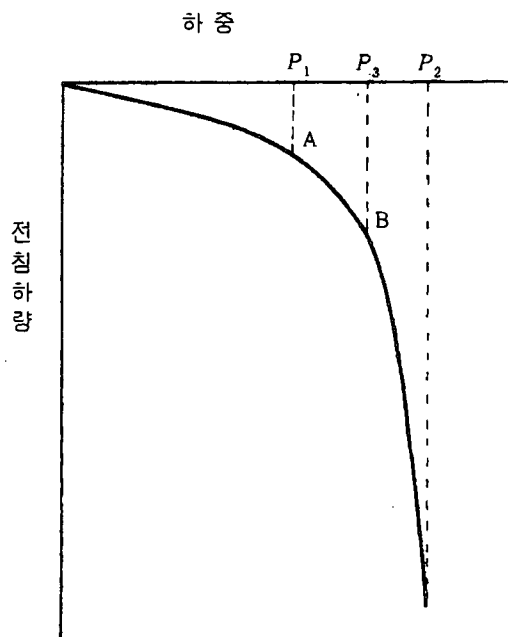
말뚝의 재하시험은 실물시험이므로 다른 어떤 방법보다도 실제의 값에 가까운 극한지지력을 얻을 수 있는 방법이다. 그러나 재하시험에 의한 극한지지력이라 할지라도 말뚝 한 개의 시험에 의한 극한지지력이고, 단시간 내에 재하한 결과라는 점을 생각하면 실제와는 약간의 차이가 있다는데 주의해야 한다. 특히 재하시험에서 말뚝의 침하량을 추정하는 것은 곤란하다.

말뚝이 연약층을 관통해 있을 때는 연약층의 압밀로 말뚝주면마찰방향이 역방향으로 작용할 위험이 있다. 이와 같이 부마찰력이 예측되는 경우에는 말뚝선단지지력을 재평가할 수 있는 시험을 실시할 필요가 있다.

[참고]

(1) 재하시험 결과를 하중 - 전침하량 곡선으로 나타낸 것을 예로 모식적으로 그린 것이 도참(4-1)이다. 재하 초기단계에서는 직선에 가까운 선이 곡선으로 방향이 바뀌어지는 점A의 하중 P_1 을 항복하중으로 한다. 그리고 하중 - 전침하량 곡선이 연직으로 될 때의 하중 P_2 를 극한하중으로 한다. 모래층에서 말뚝재하 시험을 했을 때 도식적인 도참(4-1)과 같이 이상적으로 되지는 않는다. 도참(4-1)의 B점과 같이 곡선이 급하게 하향하는 점, 혹은 작은 하중증가에 대해서 큰 침하가 일어난다고 생각되는 점의 하중 P_3 을 극한하중으로 해도 무관하다.

제한된 조건에서 재하시험을 하게 되는 경우에는 극한하중에 도달할 수 있는 하중까지 가할 수 없을 때가 많다. 이와 같은 경우 하중 - 침하 곡선에서 항복하중을 구하여 이 값의 1.2 배를 극한하중으로 추정할 수 있다. 다만 항복하중 재하시의 침하량이 허용 침하량 보다 월등히 작은 경우는 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 추정해도 된다.



도참(4-1) 항복하중과 극한하중

(2) 항복하중의 판정법

하중-침하량 곡선에서 관찰에 의하여 항복하중을 발견해 내는 것은 어렵다. 따라서 다음의 여러 가지 방법으로 구할 수 있는 값을 참고로 하여 종합적으로 판정할 필요가 있다.

① S-log t 법

각 재하단계에 대해 橫軸인 대수눈금에 경과시간을, 縱軸인 산수눈금에 말뚝머리의 침하량을 표시한 그래프에서 각 荷重段階別 연결선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(a) 참조)

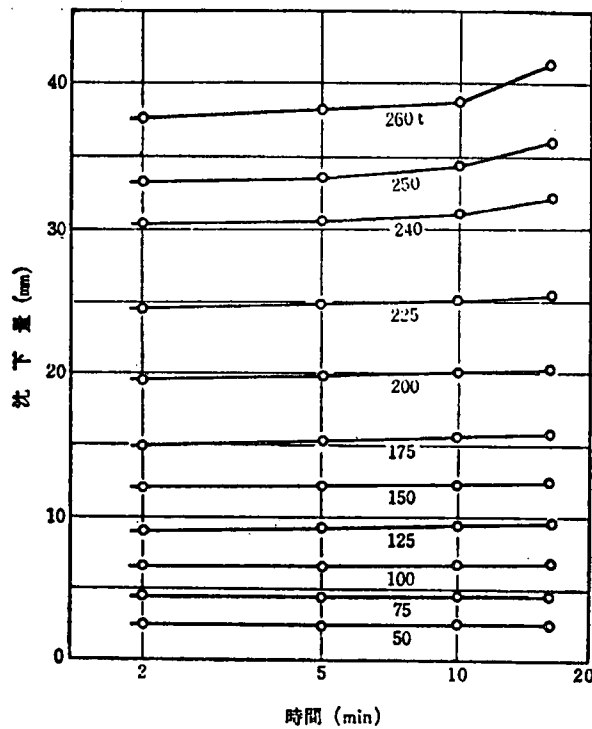
② $\frac{ds}{d(\log t)}$ -P 법

도참(4-2)(a)의 각 하중단계에서 縱軸에 일정시간(10분 이상)후의 대수침하속도($\frac{ds}{d(\log t)}$) 즉 S-log t 곡선의 경사를, 橫軸에 하중을 표시하여 연결한다. 이와 같이 하여 연결된 선 중 급격히 구부러지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(b) 참조)

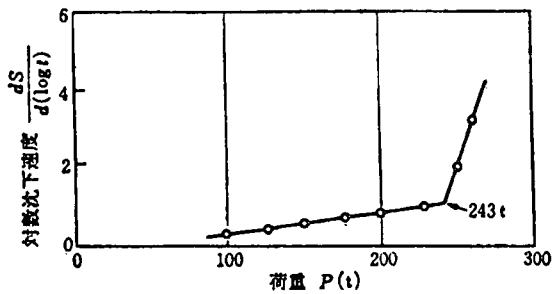
③ log P-log S 법

하중 P와 말뚝머리 침하량 S를 양대수 그래프에 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 선이 꺾어지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(도참(4-2)(c) 참조)

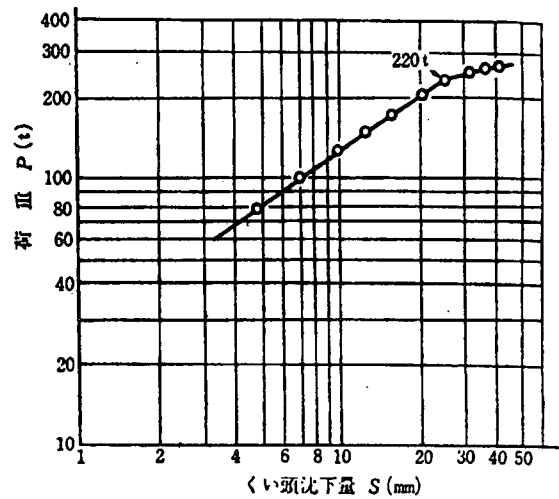
④ 다사이클 방식의 재하시험에서는 하중-잔류변형량 곡선이 얻어진다. log P-log S법에서 말뚝머리의 침하량 대신 잔류변형량을 사용하는 것이 항복하중의 판정에 용이할 때가 많다. 특히 말뚝자체의 탄성 변형량이 큰 말뚝의 경우에 이 방법이 적합하다.



도참(4-2)(a) S - log t 법



도참(4-2)(b) $\frac{dS}{d(\log t)}$ -P 법



도참(4-2)(c) log P-log S 법

4-1-4 정역학공식에 의한 극한지지력의 추정

정역학공식에 의한 축방향 극한지지력 추정시에는 지반조건, 말뚝 제원, 시공방법, 각 산출방식의 적용 범위에 주의해야 한다.

[해설]

- (1) 정역학 공식은 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 나누어 각각의 극한값을 구하여 합산한 값을 말뚝의 축방향 극한지지력으로 한다.
- (2) 일반적으로 사용되는 정역학 공식은 다음 두 가지로 분류된다.
 - ① 토질역학이론을 기초로 하는 지지력 공식(예 : Terzaghi 공식)¹⁾
 - ② 표준관입시험(또는 정적관입시험)에 의한 지지력 공식(예 : Meyerhof 공식)²⁾
 - ①항에 해당하는 식은 흙의 내부마찰각 ϕ , 비배수 전단강도 c_u , 말뚝과 흙의 부착력 c_a 등을 알고 있을 때 적용가능하고 ②항에 속하는 식은 표준관입시험 결과(또는 정적관입시험 결과)를 이용한다. 따라서 이러한 공식을 이용하려면 토질시험 또는 원위치시험에 의한 지반의 역학적 특성을 충분히 조사해 두지 않으면 안 된다.
- (3) 각종 정역학 공식은 적용범위나 정밀도에 한계가 있으므로 적용시 각별히 주의하지 않으면 안 된다.
- (4) 정역학 공식으로 구할 수 있는 극한지지력은 재하시험에 의한 경우와 달리 말뚝의 자중을 포함하고 있으므로 이를 감해주어야 한다. 일반적으로 말뚝의 자중을 무시하지만 말뚝자중이 큰 경우에는 계산식에서 그 하중만큼을 빼주어야 한다(수중에서는 수중중량을 적용). 강관말뚝의 선단부분이 오픈된 경우는 선단부의 폐쇄율을 고려해서 산정해야 한다.

[참고]

- (1) 축방향 극한지지력이란 말뚝의 선단지지력과 주변의 마찰력 또는 부착력으로 구분해서 각각 극한치를 계산하여, 두개의 극한치를 합한 극한지지력을 의미한다.

정력학적으로 말뚝의 극한지지력을 산출하는 방법으로는 토압론에 의한 고전적 방법(예 : Dörr의 식), 토질력학이론에 의한 방법(예 : Terzaghi의 식), 그리고 전술한 표준관입시험 결과를 이용하는 방법(예 : meyerhof의 식) 등이 있으며, 정력학적 지지력을 산출하려면 흙의 내부마찰각, 비배수 전단강도, 흙과 말뚝과의 부착력, N치 등을 실험실이나 현장에서 실시 측정해야 한다. 이 방법들은 각각 장단점이 있으며 우열을 가리기 어렵다.

표준관입시험 결과를 이용한 정력학적 지지력 산정방법은 지금까지 많은 경험과 자료 등에 의하여 비교적 용이하고 널리 사용되어지는 방법으로 알려져 있으며, 이 방법은 여러 학자들에 의하여 연구검토 되어 왔다.

(2) 사질토지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식(참4-1)에서 구한다.

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s \quad (\text{참4-1})$$

여기서,

- R_u : 말뚝의 극한지지력(kN)
- A_p : 말뚝의 선단면적 (m^2)
- A_s : 말뚝둘레의 전표면적(m^2)
- N : 말뚝선단지반의 N치
- \bar{N} : 말뚝 근입 전 길이에 대한 평균 N치

N 의 값은 식(참 4-2)에서 구한다.

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\text{참4-2})$$

여기서,

- N_1 : 말뚝先端 位置에서의 N치
- \bar{N}_2 : 말뚝先端에서 위로 4D인 범위 내에서 平均N치
- D : 말뚝의 直徑 (m)

그리고 식(참 4-1)에서 大口徑 말뚝인 경우 말뚝의 폐쇄율을 별도로 검토한다.

支持 地盤의 N치가 깊이에 따라 減少하는 경우와 根入층의 두께가 充分하지 않고 그 밑에 약한 층이 존재하는 등의 不良한 支持條件에서는 규정된 방법에 의해 계산하면 先端支持力이 과대하게 평가되는 수가 있으므로 주의를 요한다.

(3) 점성토 지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식(참4-3)에서 구한다.

$$R_u = 9C_p \cdot A_p + C_a \cdot A_s \quad (\text{참4-3})$$

여기서,

- C_p : 말뚝선단 위치에서의 점착력(kN/m^2)
- C_a : 말뚝 근입 전길이에 대한 평균 부착력(kN/m^2)

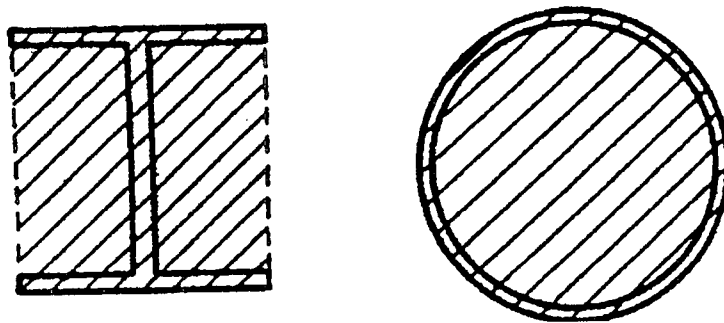
단, 부착력은 식(참4-4)에서 구한다.

$$\begin{aligned} C < 100 \text{ kN/m}^2 & \quad C_a = C \\ C \geq 100 \text{ kN/m}^2 & \quad C_a = 100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{참4-4})$$

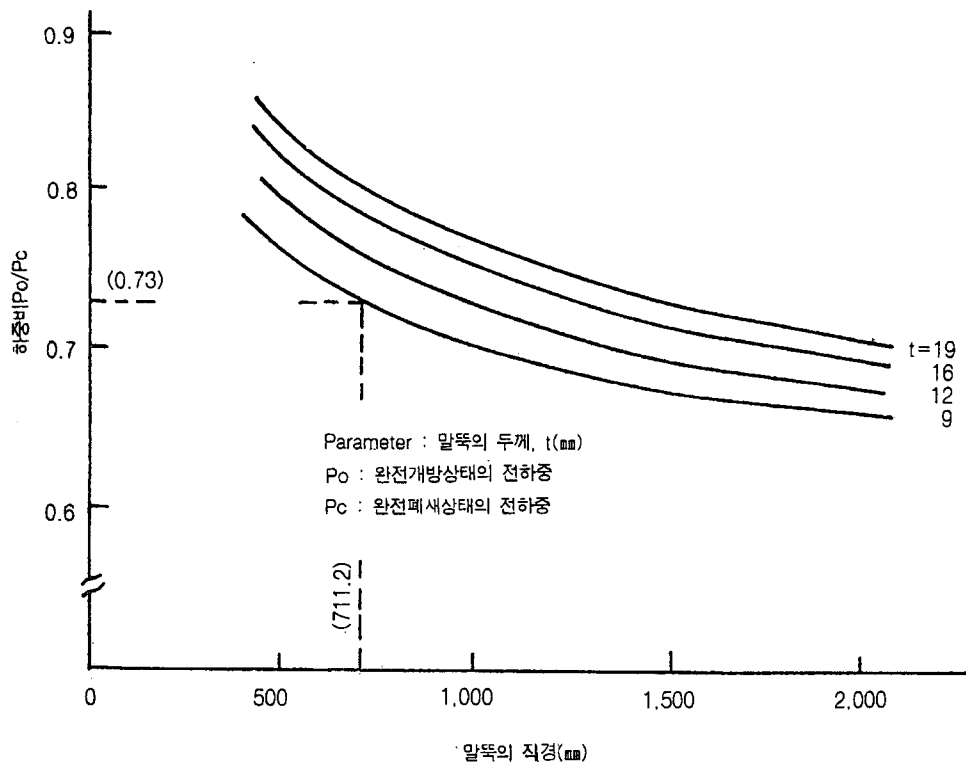
여기서,

- C : 점착력 (kN/m^2)

- (4) 점성토 지반일 때 극한지지력은 선단지지력과 주변마찰을 합친 값이 되겠으나, 주변마찰이 대부분 차지할 것으로 믿어지므로 주변마찰에 의해 구한 지지력 값을 극한지지력으로 생각한다.
여기서 문제가 되는 것이 점착력과 부착력과의 관계이다. 일반적으로 부착력은 점착력보다 작은 것이 일반적이며³⁾ 말뚝재료와도 관계가 있으므로 많은 실험과 분석에 의하여 결정해야 할 것이다.
- (5) 점성토 지반 상의 선단지지력의 지지력계수는 점성토지반의 기초의 지지력과 같은 방법으로 구한다. 보통 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4 이상이므로, Skempton(1951)이 제안한 지지력계수 $N_c=9$ 를 적용하여 R_p 는 $9 C_p \cdot A_p$ 로 나타낼 수 있다.
- (6) 강말뚝의 선단지지면적 및 주변장의 결정은 선단에 슈(shoe)가 없는 경우에도 강말뚝의 선단지지면적으로서는 도참(4-3)(a)에 표시된 폐쇄 면적을 취하고, 주변장으로는 폐쇄면적의 외주만을 취한다. 대구경 말뚝의 경우는 완전 폐쇄가 되지 않으므로 말뚝의 폐쇄율은 도참(4-3)(b)를 참고한다.



도참(4-3)(a) 鋼管말뚝의 先端 支持面積



도참(4-3)(b) 말뚝 폐쇄율(고도오 방법)

(7) 연암의 지지력

지지층이 연암 및 경질 점토인 경우 식(참 4-1)을 사용하여 지지력을 산정한다. 교란되지 않은 시료의 일축압축 강도 q_u (kN/m²)가 측정되었을 경우에는 식(참 4-5)를 사용하여 계산을 할 수도 있다.

$$R_u = 5q_u \cdot A_p \quad (\text{참4-5})$$

다만, q_u 값은 원지반의 변형율을 고려하여 그 값의 1/2~1/3을 저감한 값을 적용한다. 그러나 어떠한 경우에도 q_u 값은 2×104kN/m² 이하의 값을 사용한다.

4-1-5 항타공식에 의한 축방향 허용지지력 추정

항타공법으로 말뚝을 시공하는 경우에는 반드시 파동이론 분석을 실시하여 항타장비 선정, 항타시공 관입성 및 지반의 축방향 극한지지력 등을 검토하되 시험말뚝 시공시 동적거동측정을 실시하여 이를 확인하여야 한다.

[해설]

- (1) 항타공식은 해머의 효율에 따라 지지력이 크게 영향을 받기 때문에 동재하시험으로 해머의 효율을 실측하는 경우를 제외하고는 사용하지 않아야 한다.
- (2) 동재하시험을 실시하여 해머의 효율을 실측하는 경우에도 시간이 경과함에 따라 해머 효율이 변화할 수 있으므로 일정기간마다 동재하시험을 통한 해머 효율의 변화여부를 확인하여야 한다.
- (3) 항타공식 계산 결과는 항타시의 말뚝의 압축지지력이므로, 시간경과 효과를 추가로 고려하여야 한다.
- (4) 동재하시험을 실시하여 그 결과인 실측 해머 효율을 적용하고 시간경과효과를 추가로 고려하는 경우에도 항타공식 계산결과는 시공관리 목적으로만 사용할 수 있다.

[참고]

- (1) 杭打의 施工管理時 파동 방정식에 의한 支持力 산정

① WEAP 개요

WEAP (Wave Equation Analysis Program)는 미국 운수성(Federal Highway Administration)의 개발 계획에 의해서 개발되었으며, 이 WEAP을 사용하여 말뚝기초를 설계하는 과정은 일반적으로 2단계로 나누어진다.

제 1 단계에서는 현장 조사를 통한 보링 자료를 토대로 하여 개략적인 Pile의 지지층, 직경, 극한지지력 등 Static Analysis를 수행한 후, 제 2 단계에서 위의 계산결과를 기본 자료로 하여 Pile Load test 및 Dynamic Analysis, 즉 WEAP Program을 이용하여 다음과 같은 문제를 고찰하는데 이용될 수 있다. 말뚝의 지지력-침하량에 대한 극한지지력을 도식하고 재하시험 곡선을 그려 정확한 곡선이 얻어지도록 한다.

가. 장비의 적합성

- ㉠ 해머의 선정
- ㉡ 선택된 해머가 제공하는 관통 비율
- ㉢ 선택된 해머로 말뚝을 지지층까지 관통시킬 수 있는가의 여부

나. 항타 능력

항타시 말뚝이나 그 부속물에 가해지는 능력 Check

다. 지지층까지 도달하기 위한 타격 회수

② 기초 말뚝(1단계)

가. 제 1 단계 : 각 말뚝에 작용하는 하중 결정

$$V = \frac{W}{n} - \frac{W \cdot e_x}{n \cdot x_2} \quad (\text{참 4-7})$$

여기서,

- V : 각 말뚝에 작용하는 수직하중
- W : 말뚝기초에 작용하는 전하중
- e_x : 편심거리
- x : 균말뚝의 중립축으로부터 각 말뚝까지 거리
- n : 말뚝의 개수

나. 제 2 단계 : 보링 결과로부터 설계 조건 수집

- ㉞ 토질조건 결정 : 점성토
: 사질토
- ㉟ 지하수 유무 조사 : 지하수 위치 결정
- ㊱ 토질조사 수집 : 점성토 $\left\{ \begin{array}{l} d : \text{정착계수} \\ c : \text{점착력} \end{array} \right.$
: 사질토 $\left\{ \begin{array}{l} \phi : \text{내부마찰각} \\ N_q : \text{지지력 계수} \\ \gamma : \text{흙의 단위 중량 (kN/m}^3\text{)} \\ K_s : \text{토압계수, 말뚝과 흙 사이의 마찰력} \end{array} \right.$

다. 제 3 단계 : 토질 조건에 따른 말뚝의 극한지지력 계산

㉞ 점성토의 경우

$$Q_b = N_c \cdot c_b \cdot A_p$$

$$Q_s = d \cdot c_u \cdot A_s$$

$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

- N_c : 지지력 계수 ($N_c = 9$, Ref Meyerhof $L/D \geq 50$)
- c_p : 선단 위치의 점착력(kN/m²)
- A_p : 말뚝의 단면적(m²)
- d : 정착계수
- c_u : 근입부의 점착력(kN/m²)
- A_s : 말뚝의 표면적(m²)
- Q_b : 선단지지력(kN)
- Q_s : 주변마찰력(kN)
- Q_p : 극한지지력(kN)

㉠ 砂質土의 경우

$$Q_b = N_q \cdot P_d \cdot A_p$$

$$Q_s = 1/2 \cdot K_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s$$

$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

P_d : 말뚝의 지지층까지의 유효토압(kN)

δ : 말뚝과 주변 흙과의 마찰각

라. 제 4 단계 : 파동방정식에 의한 말뚝의 동적거동 해석

㉡ 해머의 산정

$$H_w = (1/4 \sim 1.0) \cdot P_w$$

여기서,

H_w : 해머의 무게

P_w : 말뚝의 무게

㉢ 해머의 종류와 效率 결정

㉣ 말뚝의 길이와 DT 결정

㉤ 土質 자료 수집

㉥ Cap Block 과 Cushion의 재질 결정

③ Pile Foundation (제 2 단계)

가. Dynamic Formula의 결정

과거 100여년 동안 식(참4-8)과 같은 방정식이 말뚝의 지지력을 추정하기 위하여 사용되어 왔으나 아직은 안전율이 6이나 되는 등 다음과 같은 결점들이 발생되어 왔다.

㉦ Dynamic Formula는 Pile의 杭打體系 (Driving System)를 나타내기에는 너무 빈약하다.

㉧ Rated Energy가 해머 계수 중 중요한 계수이기는 하나, 단 하나의 계수로 동적거동을 나타내기에는 불충분하다.

㉨ Dynamic Formula가 Pile이 강체라는 가정 하에서 유도되었기 때문에 Pile의 柔軟性에 관한 모든 영향이 무시되었다.

㉩ 흙의 저항이 일정한 것으로 가정하였다.

$$R = \frac{W \cdot h}{s + C} \quad (\text{참4-7})$$

여기서,

R : 설계하중 (kN)

W : Ram의 무게 (kN)

h : Ram의 낙하고 (mm)

s : 영구변형 (mm/blow)

C : 에너지 손실항 (mm/blow)

나. 파동 방정식

자연계에서 진동에 관련된 제반 문제는 파동 방정식(Wave Equation)이나 운동 방정식으로 표현되는 데 이 파동 방정식은 식(참4-8)와 같은 편미분 방정식으로 표시된다.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \quad (\text{참4-8})$$

여기서,

C : 파동 전파 속도

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

그러나 파동이론을 말뚝에 적용시키는 경우 토질 조건에 의하여 말뚝 본체에 미치는 외부 지지력을 고려하여야 한다. 이 조건은 도참(4-4)(b)와 같고, 식(참4-8)는 다음과 같이 표시된다.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \pm R \quad (\text{참4-9})$$

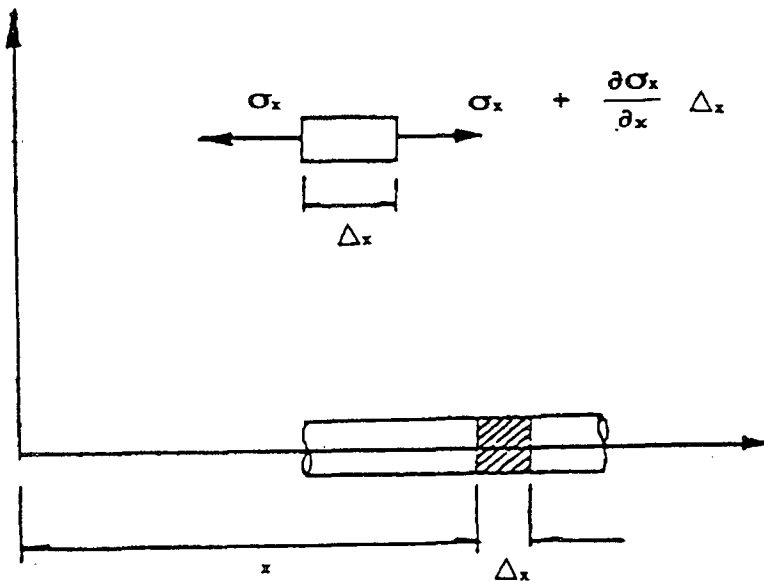
여기서,

R : 흙의 저항치

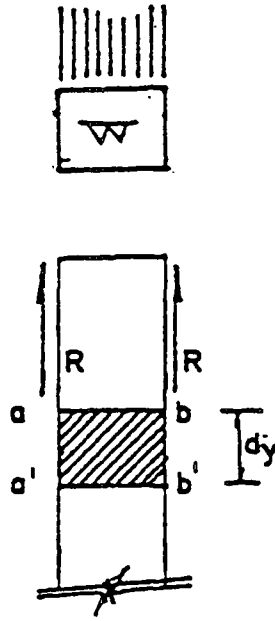
U : 말뚝의 축방향변위

ρ : 말뚝의 밀도

E : 말뚝의 탄성계수



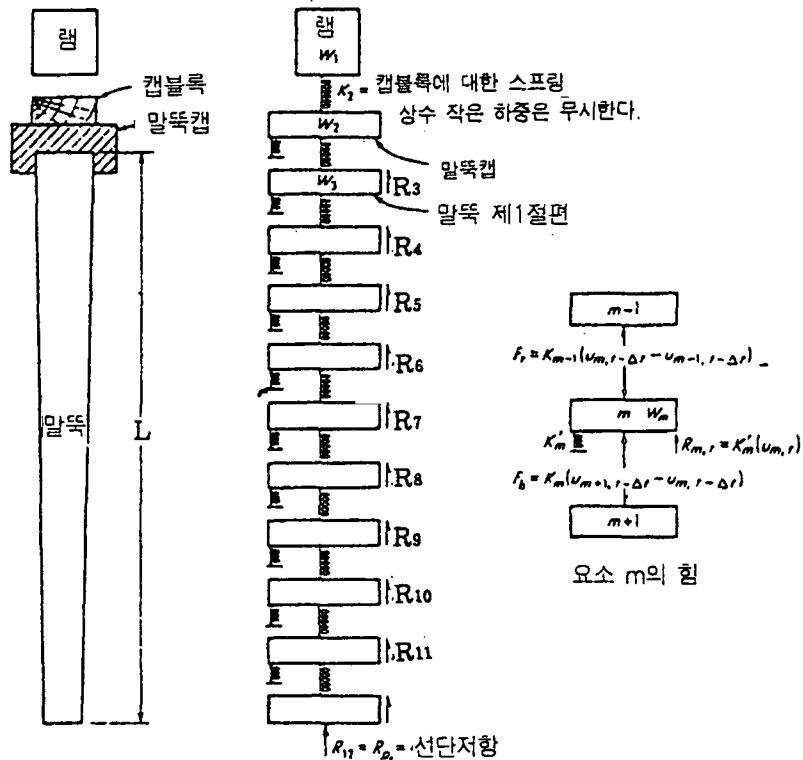
도참(4-4)(a) Longitudinal Vibration of A Rod



도참(4-4)(b) Latitude Vibration of Pile

다. Smith 이론

도참(4-5)는 Smith가 파동 방정식을 말뚝 항타에 이용하기 위해 사용되었던 이상화된 말뚝 System을 보여주고 있다.



도참(4-5) 파동방정식의 수치해석 기본모델

㉑ Quake and Viscous Damping

㉑ 말뚝 선단에서의 저항

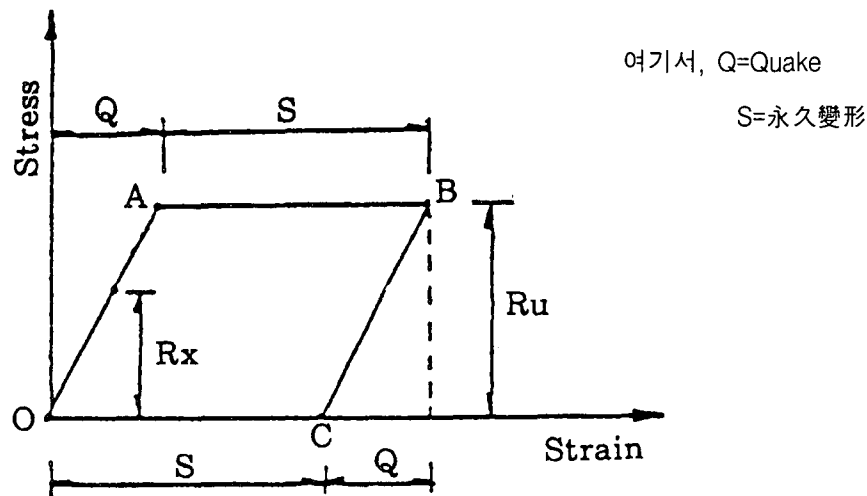
지반에 일정하중 혹은 극한하중 R_u 가 가해질 때 지반은 일정량만큼 탄성압축 (Quake라 부르고 Q로 표시)된 후에 소성파괴를 일으킨다. 위의 개념은 도해(4-6)을 통해 알 수 있다. 그러나 위에서 언급한 탄성변형 및 소성파괴의 개념 등은 항타속도에 따른 영향을 고려할 때 이론의 한계점에 도달한다. 어떤 말뚝들은 다른 말뚝보다 더 급격하게 지반을 뚫고 들어가며, 또 실제로 지반에서도 말뚝이 느린 속도로 관통될 때보다 빠른 속도로 관통될 때 더 많은 저항이 발생되기 때문이다. 따라서 말뚝 항타의 진동문제를 다룰 때는 Viscous Damping 개념을 새로 도입해야하고 말뚝 선단에서의 저항을 계산 할 때는 다음 개념들을 충분히 검토해야만 한다.

- 지반의 탄성변형 (Quake, Q)
- 지반의 극한저항 (R_u)
- Viscous damping (J)

여기서,

Q = Quake

S = 영구변형



도참(4-6) 말뚝선단에서의 응력-변형률 관계

㉒ 말뚝 측면에서의 저항

말뚝 측면에서의 저항은 Damping 값 J 대신에 J' 를 대입하여 말뚝 선단에서 저항을 구했던 방법과 유사하게 계산되어 진다.

따라서, 도참(4-5)와 같은 말뚝 체계에서는 R3부터 R11까지는 J' 값을 R12에는 J값을 대입하여 말뚝 선단과 말뚝 측면에서의 저항을 계산한다.

말뚝이 관통될 때는 말뚝 선단 아래 부분의 흙은 급격한 변형을 일으키나, 말뚝의 측면에 있는 흙은 급격한 변형을 일으키지 않는다.

따라서, 일반적으로 J' 는 J값의 1/3 정도를 택하여 계산한다.

㉔ Smith의 파동 방정식

$$D_m = d_m + V_m \cdot (\Delta t) \quad (\text{참4-10})$$

$$C_m = D_m - D_{m-1} \quad (\text{참4-11})$$

$$F_m = C_m \cdot K_m \quad (\text{참4-12})$$

$$Z_m = F_{m-1} - F_m - R_m \quad (\text{참4-13})$$

$$V_m = V'_m + Z_m \frac{\Delta t \cdot g}{W_m} \quad (\text{참4-14})$$

여기서,

- D_m : 현재의 요소 변위
- d_m : 선행 시간 간격 Δt 의 요소 변위
- V_m : Δt 에서 m요소의 속도
- Δt : 시간간격
- C_m : 인접한 말뚝 요소들의 상대 변위
- D_{m+1} : m+1요소의 변위
- F_m : 요소 힘
- K_m : 말뚝요소 spring상수 = AE/L
- Z_m : 가속도를 유발하는 요소의 불균형된 힘
- g : 중력 가속도
- R_m : 감쇠 효과를 갖는 측면 또는 선단 저항
- V'_m : $\Delta t-1$ 에서의 m요소의 속도
- W_m : 말뚝요소 m의 중량

식(참4-10) ~ 식(참4-14)을 이용하여 특정 요소에 대해 변위, Spring Force, Net force, 새로운 파동 전달 속도 등을 계산하고, 이 새로운 파동전달 속도로부터 다음 시간 간격 (time interval) 동안의 변위, 양측 Spring force, Net force 등을 구한다.

이러한 일련의 반복과정을 Wave의 전달이 완전히 소멸될 때까지 각 요소와 각 Spring에 대해 계속된다.

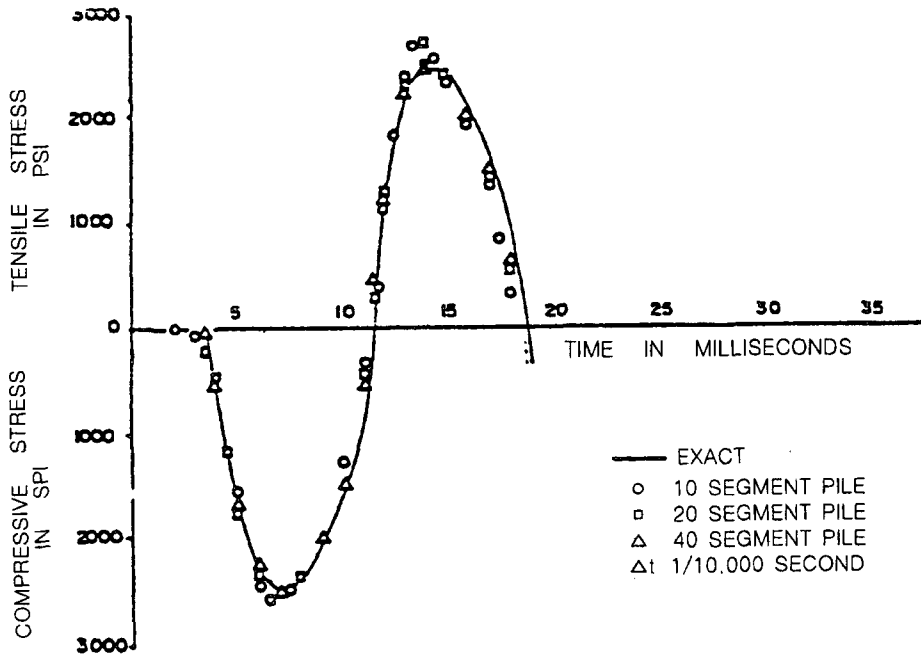
㉕ 파동이론의 적용과 확장

도참(4-7)과 도참(4-8)은 말뚝 선단이 고정 혹은 자유인 상태에서 다양한 길이의 말뚝요소에 대한 응력 - DT time의 관계를 보여주고 있다.

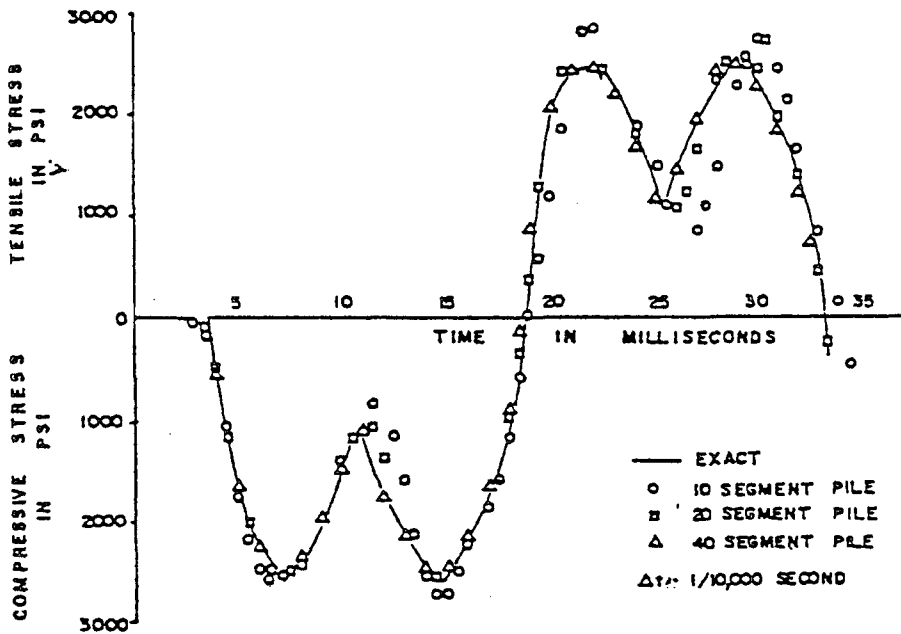
10개, 20개, 40개의 요소로 구성된 각 말뚝에 대하여 Smith의 불연속요소법 (discrete element Method)을 이용해 정확히 구하였으며 W.P. Heising은 불연속 법에 의해 푸는 것은 다음과 같은 time increment를 만족시킬 때 편미분 방정식으로 정확히 푸는 사실을 증명하였다.

$$\frac{t}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}} \quad (\text{참4-15})$$

Time increment가 식(참4-15)로 구한 값보다 크면 불연속 요소 (discrete element)해는 발산될 뿐만 아니라 정확히 구할 수 없다. 따라서, 식(참4-15)에 의한 값을 한계치 (critical value)라고 한다. 그러나, 이를 실제 문제에 적용함에 있어서는 스프링의 비탄성, 재질의 불균일성 때문에 Δt 의 값은 식(참4-15)로부터 구한 값의 1/2 정도를 사용한다.



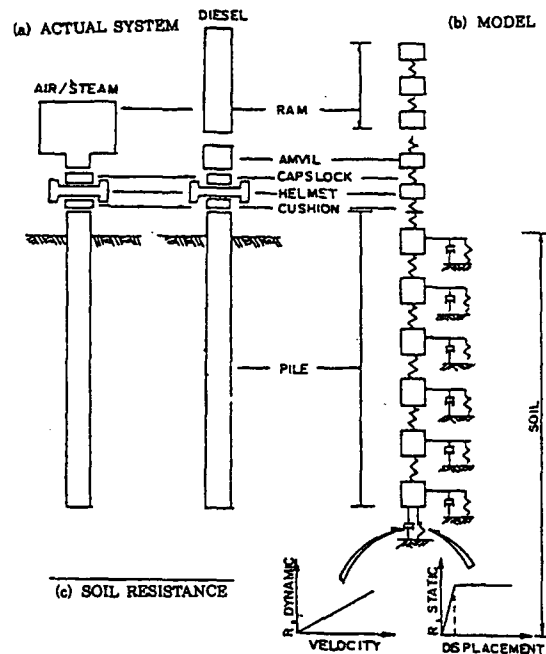
도참(4-7) Stress at Mid-Length of Pile with End Free



도참(4-8) Stress at Mid-Length of Pile with End Fixed

㉔ WEAP에서 말뚝과 흙의 모델링

WEAP - PROGRAM 에서 말뚝과 흙은 도참(4-9)에서와 같이 Mass와 스프링의 連續으로 나타낸다.



- a) The System to be Analyzed
 b) The Wave Equation Model
 c) The Components of the Soil Resistance Model

도참(4-9) 말뚝과 흙의 모델링

④ WEAP의 흐름도 (OED HAMMER의 경우)

- 가. Read input information
- 나. Assemble hammer data
- 다. Determine pile segment parameters
- 라. Determine soil model parameters
- 마. Find stroke (either input or assumed)
- 바. Determine ram velocity at exhaust ports
- 사. Find initial value just before impact using a simplified dynamic analysis
- 아. Perform a wave analysis until pile rebounds and ram has risen sufficiently
- 자. Find velocity (and therefore stroke) at exhaust ports
- 차. For a stroke which is less than 10% different from the assumed on repeat process 아. using the new stroke and modified initial value ; for great difference go to 사. If the stroke was within 5% of the assumed value, print and plot the required output and continue with 아.
- 타. If a new ultimate resistance value is to be analyzed determine new stroke based on previous one and continue at 바.

⑤ 파동방정식에 의한 항타 해석시 사용되는 입력자료 추정에 필요한 자료

: GRLWEAP Program에서 사용하는 변수

가. 항타장비

㉑ 말뚝 Segment 수

짧을수록 계산시간이 증가하며, 쿠션을 사용하지 않는 경우 1m보다 작은 값을 사용한다. 일반적으로 1m를 사용한다.

㉒ Helmet 중량

- 디젤햄머 : 헬멧중량+햄머쿠션중량+Striker plate+램과 말뚝사이에 존재하는 구성물의 총중량
- 진동햄머 : Clamp의 중량

㉓ 햄머쿠션

- 햄머쿠션의 탄성계수 : 합판일 경우 $2.2 \times 10^3 \text{kg/cm}^2$
- 햄머쿠션의 두께
- 햄머쿠션의 반발계수 : 합판일 경우 0.5

㉔ 말뚝 쿠션 : 햄머쿠션과 동일한 방법으로 말뚝 쿠션의 면적, 탄성계수, 반발계수 입력

나. 지반조건

㉑ 지반에 묻힌 말뚝 길이

㉒ 토질 주상도

㉓ 지반의 탄성변형량(Quake) 및 Damping값

말뚝의 주변과 선단의 Quake값은 경험적인 값이 사용되지만 탄성적인 토질정수들을 알고 있는 경우에는 이론적인 계산도 가능하며, 말뚝 선단부의 Quake는 시험항타시 항타기록을 이용하여 결정할 수도 있다.

일반적으로 말뚝 선단부의 Quake는 주변부보다 크며 단단한 지반일수록 큰 값을 갖는다.

모래 및 점토지반에서 동일한 타격횟수로 항타시 Damping이 클수록 지지력은 작아지며 경험적으로 말뚝 선단부의 Damping값이 말뚝 주변 흙의 평균 Damping값보다 3배정도 큰 값을 보인다고 알려져 있다. 대표적인 Quake와 Damping값은 표참(4-2)와 같다.

표참(4-2) 대표적인 Quake와 Damping값

지반 조건	Quake(mm)		Damping(s/m)
	주변부	선단부	
모래섞인 점성토	5.1	말뚝선단지름/120	0.66
사질토층	3.8		0.49
모래자갈층	2.5		0.49

다. 말뚝 : 총길이, 단면적, 단위중량 및 탄성계수

(2) 동적공식에 의한 축방향 극한지지력의 추정

- ① 정적인 하중을 받고 있는 말뚝의 극한 지지력을 동적인 관입저항에서 구하는 것은 근본적으로 무리가 있다. 이 방법을 사용할 때 그 적용성을 사전에 충분히 인식해야 한다. 그러나 동적공식에 의해 지지력을 구하는 방법이 대단히 간편하기 때문에 많이 사용하고 있으나 정밀도에 많은 문제점이 있다.

동적공식의 기본식 하일리(Hiley)의 공식은 다음과 같다.

$$R_{du} \cdot S = E_f \left[F - F \frac{W_p(1-e^2)}{W_h + W_p} \right] - \frac{1}{2} (R_{du} \cdot C_1 + R_{du} \cdot C_2 + R_{du} \cdot C_3) \quad (\text{참4-16})$$

다시 정리하면

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \cdot \frac{W_h + e^2 \cdot W_p}{W_h + W_p} \quad (\text{참4-17})$$

여기서

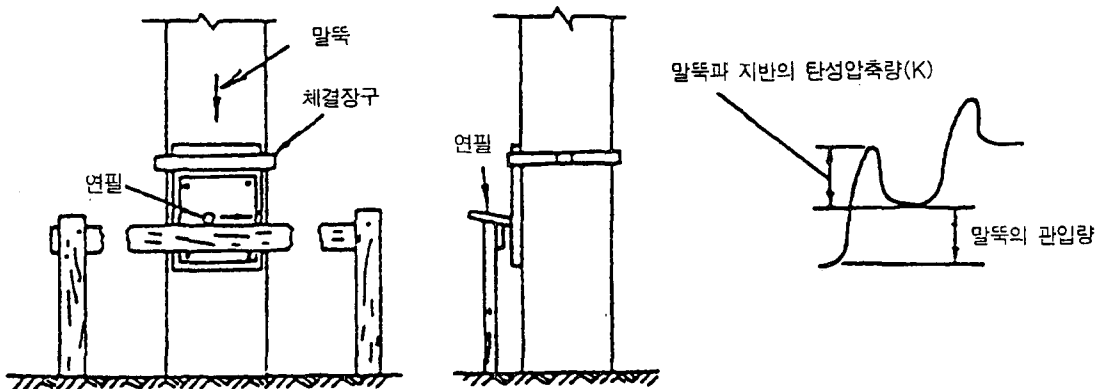
- R_{du} : 극한 관입저항 즉 동적극한지지력(kN)
- W_h : 햄머(램)의 중량 (kN)
- W_p : 말뚝(말뚝머리 장치물 포함)의 중량(kN)
- F : 타격에너지 (kJ)
- E_f : 햄머의 효율 (0.6~1.0의 범위)
- e : 반발계수 : 완전탄성의 경우 $e=1$
: 완전비탄성의 경우 $e=0$
- S : 말뚝의 최종관입량 (m)
- C_1 : 말뚝의 탄성변형량 (m)
- C_2 : 지반의 탄성변형량 (m)
- C_3 : 캡(cap)의 탄성변형량 (m)

여러 가지 말뚝타입공식은 식(참4-16) 중 C_1, C_2, C_3, E_f, e 등에 적당한 값을 대입하여 얻을 수 있다. 강말뚝의 경우 식(참4-18)이 비교적 잘 맞는다. 햄머와 말뚝의 충격을 탄성적으로 보고 $e=1$ 로 하면 다음 식(참4-18)와 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \quad (\text{참4-18})$$

여기서, $C_1 + C_2 + C_3$ 은 말뚝, 지반, 캡의 탄성변형량의 합이 된다.

이중 $C_1 + C_2$ 는 말뚝타입시험의 경우 말뚝머리에서 측정된 리바운드량 K (도참(4-10) 참조)와 같다.



도참(4-10) 리바운드량 산정

강말뚝인 경우 말뚝의 탄성변형량 C_1 이 지배적이고, 이에 비하여 캡의 탄성변형량 C_3 은 일반적으로 적어서 무시할 수 있다. 그리하여 $C_1 + C_2 + C_3 \approx C_1 + C_2 = K$ 로 한다면 식(참4-18)은 다음과 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{K}{2}} \quad (\text{참4-19})$$

여기서,

R_{du} : 동적극한지지력 (kN)

E_f : 햄머의 효율(식(참 4-19)에서는 0.5로 한다.)

S : 말뚝의 관입량 (cm)

드롭 햄머의 경우는 최후의 5~10회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)

다른 햄머의 경우는 최후의 10~20회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)

F : 타격에너지 (kJ)

드롭햄머, 단동스팀햄머 $F = W_h \cdot H$

복동스팀햄머 $F = (a \cdot p + W_h) \cdot H$

a : 실린더의 단면적 (m^2)

p : 증기압, 공기압 (kN/m^2)

K : 리바운드량(m)

H : 햄머의 낙하고(m)

W_h : 햄머의 무게(kN)

R_{du} 를 안전율 3으로 나누면 허용지지력 R_{da} 를 얻는다.

$$R_{da} = \frac{1}{3} R_{du} \quad (\text{참4-21})$$

엔지니어링 뉴스공식은 식(참4-19)을 간소화해서 다음과 같이 나타낸다.

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 2.5} \quad (\text{드롭햄머})$$

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 0.25} \quad (\text{단동스팀햄머}) \quad (\text{참 4-22})$$

$$R_{du} = \frac{(W_h + P_a) \cdot H}{S + 0.25} \quad (\text{복동스팀햄머})$$

식(참 4-21)을 사용할 때 안전율은 6을 사용한다.

② 동역학 공식(Hiley 공식)에 사용되는 상수 추정자료중 ef 는 표참(4-3)과 C_3 은 표참(4-4)와 같다.

표참(4-3) 햄머 효율(e_f)

햄머의 종류	햄머의 효율(e_f)
단동식 ECH	0.67
복동식 ECH	0.50
$C_e=1.25$ 인 디젤햄머	0.72
$C_e=1.35$ 인 디젤 햄머	0.80
드롭햄머	0.95

* ECH : External Combustion Hammer

 C_e : Expansion Coefficient표참(4-4) C_3

말뚝머리 부착물 형태	쿠션에 작용되는 항타응력이 3,500(kN/m ²) 이하 혹은 쿠션이 없는 경우(cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 7,000kN/m ² {kgf/cm ² } 이하인 경우 (cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 10,500kN/m ² {kgf/cm ² } 이하인 경우 (cm)	헤드(Head)나 캡(Cap)에 작용되는 항타응력이 14,000kN/m ² {kgf/cm ² } 이하인 경우 (cm)
강철로 덮인 나무팩킹	0.10	0.20	0.30	0.40
두 개의 10mm 강판사이에 5mm 두께의 전기 섬유판	0.05	0.10	0.15	0.20
강관말뚝의 머리부(Head)	0	0	0	0

그 외에 C_1 , C_2 의 추정자료는 다음과 같다.

$$C_1 = (R_v L) / (A E)$$

여기서 E = 강관말뚝의 탄성계수, $E_p = 2.1 \times 10^8$ kN/m²

C_2 값 : 일반적인 값은 0.25cm이며, 지반의 종류에 따라 암반층에서 0부터 회복성이 큰 지반에서 0.50cm의 값을 갖는다. 만일 항타기록이 있는 경우 ($C_1 + C_2$)값은 항타기록지에서 리바운드량을 이용하여 결정한다.

4-1-6 말뚝재의 압축응력도 검토

말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝재의 허용압축응력도에 말뚝의 유효단면적을 곱한 값보다 초과해서는 안 된다. 유리섬유 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 합성 말뚝인 경우 말뚝의 허용지지력이 말뚝재의 허용압축내력을 초과해서는 안 된다.

[해설]

말뚝의 유효단면적은 나무말뚝과 콘크리트 말뚝에서는 최소단면적을 취하고 강말뚝에서는 강재의 부식되는 것을 뺀 단면적으로 한다. 복합소재 합성 말뚝인 경우 압축내력은 제작사의 성능시험자료에 의거하여 설계한다. 말뚝에 이음이 있는 경우는 각 부분과 이음에 대하여 허용압축응력도에 유효단면적을 곱한 값을 구하며 축방향 허용지지력을 그 최소치 이하로 한다.

[참고]

말뚝 재료별 허용응력의 참고치는 다음과 같다.

표참(4-5) 재료의 허용응력(kN/m²)

<목재>

(단위:×100kN/m², {kgf/cm²})

구분	목재의 종류	나무결 방향			나무결직각방향*	
		휨	압축	전단	압축	전단
침엽수	적송, 흑송, 낙엽송, 노송나무, 솔송나무, 미송	135 {135}	120 {120}	10.5 {10.5}	20 {20}	15.5 {15.5}
	삼목, 전나무, 가문비나무, 분비나무	105 {105}	90 {90}	7.5 {7.5}	20 {20}	11 {11}
활엽수	떡갈나무	195 {195}	135 {135}	21 {21}	45 {45}	31.5 {31.5}
	밤나무, 줄참나무, 느티나무, 너도밤나무	150 {150}	105 {105}	15 {15}	35 {35}	22.5 {22.5}

주 : 참고값

<강재>

(단위:×100kN/m², {kgf/cm²})

강재 종류	인 장	압 축	휨	전 단	축 압	접 축
보통강재*	1,400 {1,400}	1,400 {1,400}	1,400 {1,400}	800 {800}	2,600 {2,600}	4,000 {4,000}
SM 41, SS 41	1,600 {1,600}	1,600 {1,600}	1,600 {1,600}	900 {900}	3,000 {3,000}	4,600 {4,600}
SS 50	2,000 {2,000}	2,000 {2,000}	2,000 {2,000}	1,200 {1,200}	3,800 {3,800}	5,800 {5,800}
SM 50	2,200 {2,200}	2,200 {2,200}	2,200 {2,200}	1,300 {1,300}	4,100 {4,100}	6,300 {6,300}

주 : 주강 및 연강 포함

4-1-7 이음에 의한 감소

말뚝의 이음을 설치할 때는 적절한 관리 하에 시공하고 완성된 이음의 신뢰성이 검사에 의하여 확실한 조건에서는 이음에 의한 감소를 시키지 않아도 좋다. 이 조건이 충족되지 않을 때는 말뚝의 종류 및 이음의 종류와 수에 따라 축방향 허용지지력의 감소를 행한다.

[참고]

이음 말뚝을 사용할 때는 이음이 말뚝에 대해 약점으로 작용하는 것이므로 이음의 존재가 말뚝기초 전체의 지지력에 미치는 영향을 고려하여 축방향 허용지지력의 감소를 행하는 것이 원칙이다. 그러나 최근에 말뚝의 이음은 현저하게 개선되고 특히 항만에서 많이 쓰고 있는 강관말뚝은 반자동 용접법에 의한 현장 원주용접이 일반화되고 있다. 거기에 적절한 관리를 바탕으로 그와 같은 신뢰성이 높은 이음이 시공될 때는 검사에 의해 확인된 조건하에서는 저감하지 않아도 된다.

이음에 의한 감소율에는 지금까지 1개소에 대하여 20%의 값을 사용하면 되었다. 그러나 최근에는 강말뚝 이외의 말뚝이음에 있어서도 신뢰성이 높은 것을 사용하게 되어 있으므로 이음의 확실성에 대하여 충분한 보증이 있을 때에는 감소율을 완화하는 것이 허용된다.

4-1-8 세장비에 의한 감소

말뚝길이와 말뚝 직경과의 비가 너무 클 때는 재하시험에 의한 안전성이 확실하지 않는 한 시공상의 정밀도를 고려해서 축방향 허용지지력의 값을 감소시켜야 한다

[참고]

말뚝은 가늘고 긴 압축재이나 지중에서는 주변 지반이 저항하기 때문에 좌굴현상을 고려할 필요가 없다. 그러나 지상에서는 타입시 시공의 정도를 고려하여 다음과 같은 감소를 규정한다.

(1) 강말뚝 이외의 경우

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \leq 60) \\ \frac{l}{d} - 60 & (\frac{l}{d} > 60) \end{cases} \quad (\text{참4-22})$$

(2) 강말뚝의 경우

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \leq 120) \\ \frac{l}{2d} - 60 & (\frac{l}{d} > 120) \end{cases} \quad (\text{참4-23})$$

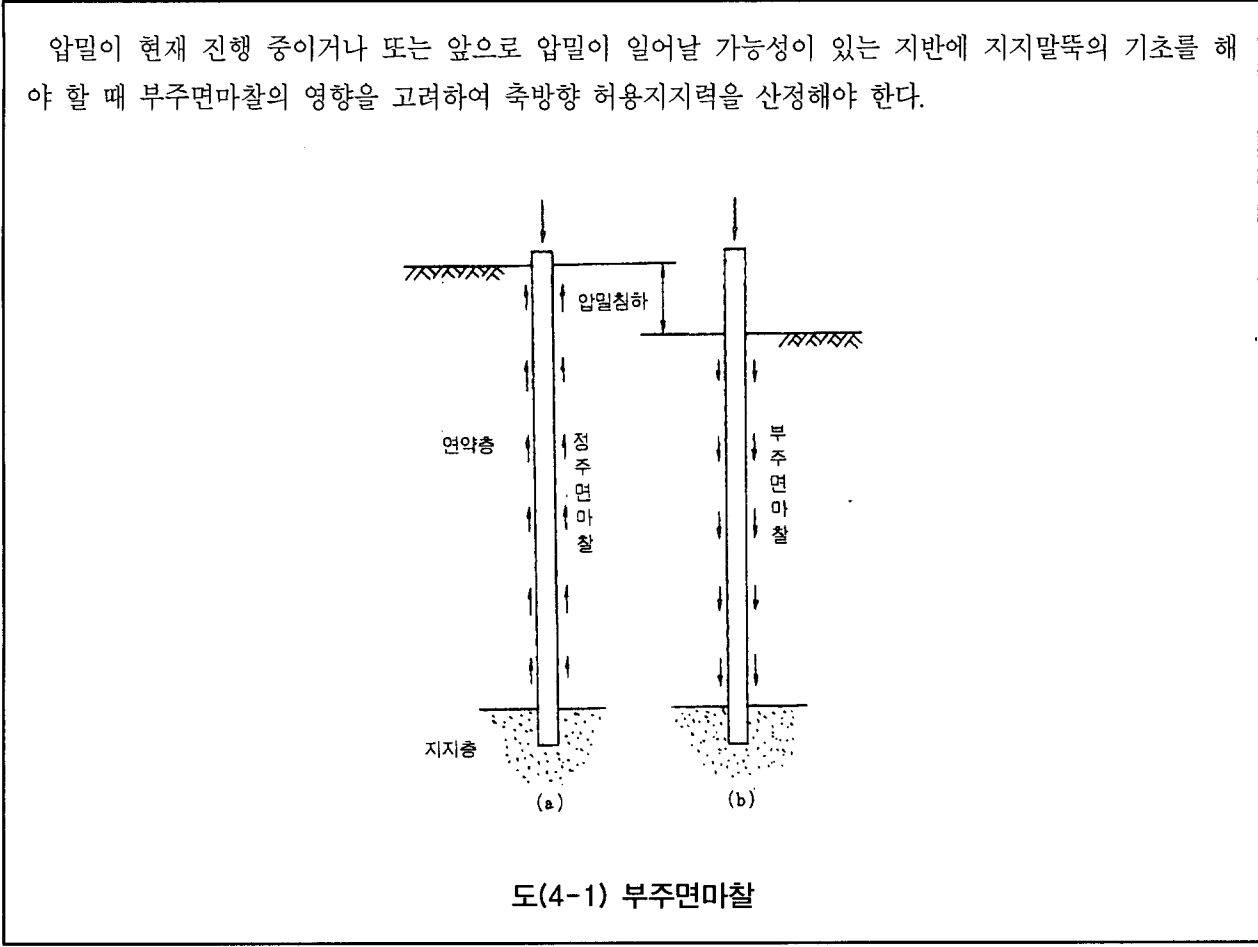
여기서 α : 저감율(%)

l : 말뚝 길이(m)

d : 말뚝 직경(m)

이상은 보통의 시공 정도는 경우 말뚝의 경사를 약 1도로 보고 고려한 값이다.

4-1-9 부주면마찰의 검토



[해설]

도(4-1)(a)와 같이 말뚝이 연약층을 지나 지지층에 위치하고 있을 때 말뚝에 외력이 가해지면 말뚝주면에는 정의 주면마찰이 작용하게 된다. 만약 이 연약층이 새로운 성토 혹은 지하수위의 변동 등과 같은 원인으로 압밀이 일어나게 될 경우 말뚝은 지지층에 지지되어 있으므로 말뚝주면에는 도(4-1)(a)에서와는 반대로 부의 주면마찰이 일어나게 되어 말뚝에 작용하는 외력으로서의 부담을 주게 된다(도(4-1)(b) 참조).

[참고]

(1) 負의 마찰의 값에 대해서는 현재 정확하게 파악할 수 없으며 그의 최대치는 다음과 같다고 추정한다.

$$R_{nfmax} = U \cdot L_2 \cdot f_s \tag{참4-24}$$

여기서,

- R_{nfmax} : 負周面摩擦의 최대치 (단일말뚝인 경우) (kN)
- U : 말뚝의 주장 (m)
- L_2 : 말뚝이 압밀층 속에 있는 길이 (m)
- f_s : 압밀층의 평균주면마찰강도 (kN/m²)

점성토인 경우 f_s 는 일축압축강도의 절반을 취한다.

연약한 압밀층에 모래층이 존재할 때 혹은 압밀층 위에 모래층이 상재해 있을 때 L_2 속에 모래층의 두께를 포함시키고 모래층의 周面摩擦을 考慮해야 한다. 식(참4-24)를 모래층이 있을 때의 식으로 고치면 다음과 같이 된다.

$$R_{nfmax} = \left(2\bar{N}_{s2} \cdot L_{s2} + \frac{\bar{q}_u \cdot L_c}{2} \right) U \quad (\text{참4-25})$$

여기서

\bar{N}_{s2} : 두께 L_{s2} 인 모래층의 平均 N치

L_{s2} : L_2 중 모래층의 두께 (m)

L_c : L_2 중 粘性土의 두께 (m)

$L_{s2} + L_c = L_2$

\bar{q}_u : 두께 L_c 인 점성토의 일축압축강도의 평균치 (kN/m^2)

군말뚝일 때 전체를 하나의 깊은 기초로 생각하여 負周面摩擦을 구하고 이 값을 말뚝의 개수로 나눈 값을 1본당의 負의 摩擦로 생각한다.

$$R_{nfmax} = \frac{\bar{S} \cdot U \cdot H + A_g \cdot \gamma \cdot L_2}{n} \quad (\text{참4-26})$$

여기서

R_{nfmax} : 負周面摩擦의 最大值 (군말뚝인 경우) (t)

U : 군말뚝의 주장 (m)

H : 지표에서 압밀층하부까지의 깊이 (m)

\bar{S} : H 구간 흙의 平均전단강도 (kN/m^2)

A_g : 군말뚝의 저면적 (m^2)

γ : L_2 구간의 흙의 平均단위체적중량 (kN/m^3)

L_2 : 압밀층의 두께 (m)

n : 군말뚝의 개수

식(참 4-24)~식(참 4-26)들은 負周面摩擦이 예상되는 最大值를 나타내는 값인데 실제로는 1/2~1/3 程度가 작용하는 것이 아닌가 추측된다.

- (2) 負周面摩擦의 영향을 축방향 지지력과 어떻게 관련시킬 것인가에 대해 현재로서는 정설이 없다. 그러나 현 단계로서는 다음 방법을 권장한다.

통상적인 축방향허용지지력을 R_a 라고 했을 때 다음 세 식을 만족해야 한다.

$$R_a \leq 1/3 R_p \quad (\text{참4-27})$$

$$(R_a + R_{nfmax}) \leq 1/1.2 R_p \quad (\text{참4-28})$$

$$R_a + R_{nfmax} \leq \sigma_f \cdot A_c \quad (\text{참4-29})$$

여기서

R_a : 축방향허용지지력 (통상) (kN)

R_p : 말뚝선단의 지지력 (극한치) (kN)

R_{nfmax} : 負周面摩擦의 最大值 (kN)

단일말뚝일 때와 群말뚝일 때는 각각의 값 중 작은 값을 택한다.

σ_f : 말뚝材料的 항복압축응력 또는 장기허용압축응력의 1.5배 (kN/m²)

A_c : 말뚝의 유효단면적(m²)

식(참 4-27)은 軟弱層을 지나 支持層에 말뚝이 지지되어 있을 때 軟弱層에서 정의 周面摩擦은 기대하지 아니하며 先端에서의 支持만을 고려했을 때 安全率 3.0을 確保해야 할 것을 규정한 것이다.

식(참 4-28)과 식(참 4-29)는 부의 摩擦을 充分히 考慮했을 때 말뚝先端에 전달되는 힘이 그 地盤의 降伏荷重과 말뚝재 단면의 降伏壓縮應力을 초과해서는 안된다고 규정한 것이다

先端支持力으로서 식(참 4-1)중의 $300NA_p$ 를 취하면 된다. 만약 말뚝이 支持層 속에 관입되어 있을 때 그 부분의 周面摩擦은 先端 支持力에 포함시킬 수 있다.(도참(4-11) 참조)

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p + 2\bar{N}_{s1} \cdot L_{s1} \cdot U \quad (\text{참4-30})$$

여기서

R_p : 말뚝先端의 支持力 (極限值) (kN)

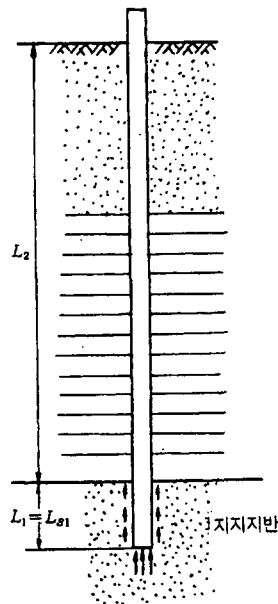
N : 말뚝 先端地盤의 N 치

A_p : 말뚝先端面積 (m²)

$L_{s1} = L_1$: 말뚝이 支持層에 貫入된 깊이 (m)

\bar{N}_{s1} : L_{s1} 구간의 平均 N 치

U : 말뚝둘레의 길이 (m)



도참(4-11) 先端支持力

(3) 摩擦말뚝을 사용하면 地盤의 沈下에 따라 기초말뚝도 침하하기 때문에 上部構造物의 剛性이 적으면 全體 沈下와 더불어 不等沈下 때문에 사고의 念慮가 있으니 充分히 안전한 構造物로 設計하여야 하며, 경사말뚝의 경우 負周面摩擦 작용과 함께 말뚝의 큰 힘이 발생하므로 특히 주의해야 한다.

(4) 最近에는 負周面摩擦을 除去하기 위하여 종래와 같이 단말뚝의 斷面을 增大하거나 摩擦杭을 써서 負周面

摩擦에 대처하는 것뿐만 아니라 工事期間, 工事費 및 용이한 시공성 등을 충분히 검토한 다음 새로운 對策工法을 활용하고 있다. 새로운 對策工法으로는 말뚝의 周面に 아스팔트를 얇게 도포하는 SL(Slip Layer) 工法이 있다.

이외에도 二重管에 의한 방법, 群말뚝효과를 考慮하여 外側に 사향을 박는 방법, Bentonite Slurry를 쓰는 방법 등이 있으나, 이들의 방법은 과거의 實績을 充分히 검토한 다음 시행하는 것이 좋다.

4-1-10 말뚝의 항타 중심간격

杭打시의 말뚝 中心 間隔은 原則적으로 말뚝 直徑의 2.5배 이상으로 한다.

[참고]

杭打의 中心間隔을 정하는 데는 다음 사항을 考慮하여야 한다.

- (1) 杭打機가 近接할 수 있는 한도
- (2) 杭打施工時 말뚝의 中心位置의 誤差나 傾斜 등에 의하여 隣接말뚝과의 衝突 可能性
- (3) 杭打時에 배제되는 흙이 위쪽으로 솟아오르거나 隣接말뚝을 누르거나 할 때
- (4) 粘性土의 경우 打込에 의한 흙의 攪亂으로 隣接말뚝의 支持力에 미치는 영향
- (5) 砂質土의 경우 打込에 의한 흙의 다짐이 隣接 말뚝의 打込能率에 미치는 영향
- (6) 群말뚝으로서 支持力이나 負周面摩擦

일반적으로 말뚝間隔이 크면 單獨의 말뚝으로서 기능을 發揮할 수 있는 이점이 있지만 간격이 너무 크면 構造物 全體로 보아 오히려 非經濟的이다.

普通 杭打의 間隔은 말뚝直徑의 2.5~3.5배로 하며 最小 中心 間隔은 2.5배로 한다.

이것은 施工上의 관점에서 경험적으로 정한 것이며 말뚝간격이 支持力에 미치는 영향 즉 群말뚝의 支持力에 있어서는 별도로 考慮할 필요가 있다.

또한 이들은 기초말뚝을 對象으로 한 것이며 강널말뚝벽 또는 상형널말뚝벽 등의 부재로서 말뚝을 쓰는 경우는 該當되지 않는다.

4-1-11 군말뚝의 지지력

摩擦말뚝을 群말뚝으로 적용 할 때, 바깥 말뚝 表面을 連結한 면으로 이루어진 하나의 깊은 基礎로서의 支持力을 검토해야 한다.

[해설]

(1) 群말뚝의 支持力檢討

모든 基礎는 1개 이상의 말뚝으로 지지되어 있으므로 群말뚝으로 취급하는 경우가 대부분이다. 지지말뚝에서 말뚝의 간격을 充分히 취한다면 말뚝 先端에서 應力의 겹침, 沈下 등 문제될 것이 없다. 모래층에서의 摩擦 말뚝은 말뚝 打込으로 인한 다짐효과 때문에 單말뚝일 때 보다 群말뚝일 때 支持力이 더 커지는 경향이 있다.⁵⁾

여기서 群말뚝의 검토는 粘性土 地盤에서 摩擦말뚝으로 支持해야 할 경우를 말한다. 도참(4-12)에서 斜線

部分内の 흙과 말뚝이 一體가 되어 外力에 대해 抵抗할 것이라는 것이 群말뚝의 작용이다.

[참고]

(1) 群말뚝의 極限支持力은 다음 식(참4-31)과 같이 나타낼 수 있다.⁶⁷⁾

$$R_{gu} = q_d \cdot A_g + \bar{S} \cdot U \cdot L \quad (\text{참4-31})$$

여기서,

R_{gu} : 흙과 말뚝들을 하나의 Block으로 생각한 群말뚝의 支持力 (t)

q_d : Block 底面을 基礎저면으로 생각했을 때 極限支持力 (kN/m²)

A_g : 群말뚝(Block)의 底面積 (m²)

U : 群말뚝(Block)의 周边長 (m)

L : 말뚝의 根入길이 (m)

\bar{S} : 흙의 平均전단강도 (kN/m²)

말뚝 1개당 許容支持力은 식(참4-32)과 같다

$$R_a = \left\{ \frac{1}{F} (R_{gu} - \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \cdot \frac{1}{n} \quad (\text{참4-32})$$

여기서,

R_a : Block破壞로 생각했을 때 1개당 許容支持力 (kN)

γ'_2 : 말뚝과 흙을 포함한 Block 전체의 平均單位體積重量 (kN/m³)

n : 말뚝의 개수

F : 安全率

粘性土인 경우 粘着力을 C라고 하고 $\gamma'_s \equiv \gamma_2$ (γ_2 는 말뚝先端에 위의 흙의 平均單位體積重量)라고 하면 식 (참4-31), 식(참4-32)은 다음과 같이 된다.

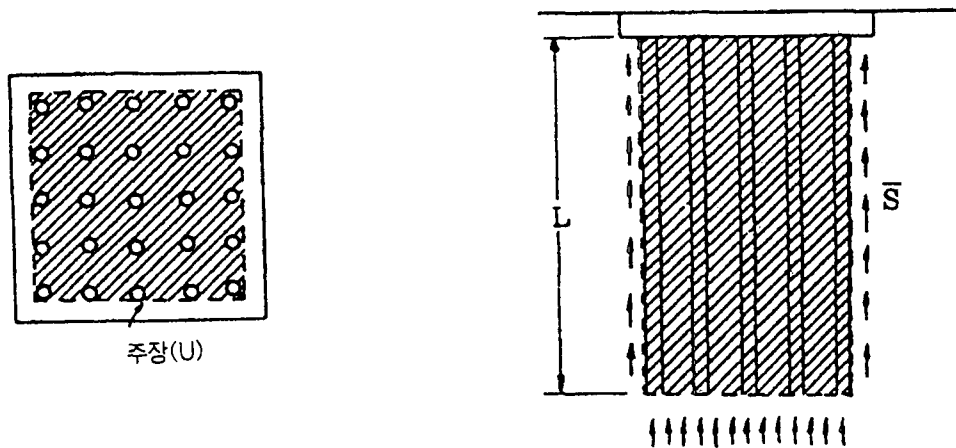
$$R_a = \frac{1}{n} \left\{ \frac{5.7C \cdot A_g (1 + 0.3 \frac{B}{B_1}) + C \cdot U \cdot L}{F} - \gamma_2 \cdot A_g \cdot L \right\} \quad (\text{참4-33})$$

여기서,

B : 群말뚝 (Block)의 단변 (m)

B_1 : 群말뚝 (Block)의 장변 (m)

군말뚝 설계시 각 말뚝의 허용지지력은 단말뚝으로서의 계산된 값과 식(참4-32) 및 식(참4-33)에서 구한 값 중 최소치를 취한다.

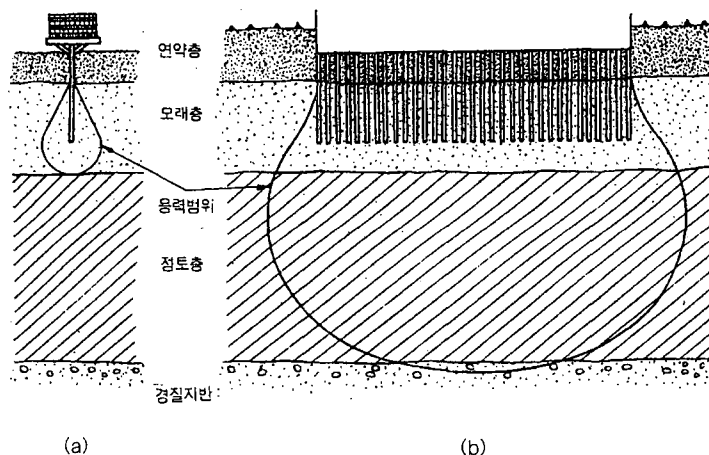


도참(4-12) 군말뚝 기초

(2) 재하시험과 군말뚝의 지지력

말뚝의 재하시험은 1본의 말뚝에 대하여 행하여지는 것이 보통이다. 따라서 단일말뚝의 결과에서 군말뚝의 지지력을 구하려면 군말뚝의 작용에 대한 충분한 고려가 필요하다.

(1)항의 경우는 말뚝의 주변 또는 관입되는 지반에 있어서 지반조건이 급변이 없는 경우를 대상으로 한 것이나, 지반조건이 급변하고 있는 경우도 있을 수 있다. 예를 들면 도참(4-13)과 같이 말뚝 자체는 양호한 모래층에 근입되어 있으나, 그 밑이 연약한 점성토이 있는 경우 군말뚝 작용이 현저하게 반응하는 것에 주의하여야 한다. 도참(4-13)(a)에서 단일말뚝의 재하시험은 하중에 의한 지반에 응력이 작용하는 범위가 적어 사질토층에 그치고 있다. 그런데 군말뚝의 경우 도참(4-13)(b)과 같이 말뚝 1본당의 하중강도가 같더라도 응력이 작용하는 범위는 훨씬 깊게 미쳐서 점성토층이 큰 응력을 받게 된다. 즉 단일말뚝의 경우는 말뚝의 先端層 밑의 연약한 층이 말뚝의 거동에 거의 영향을 주지 않으나, 군말뚝의 경우에는 지지력이나 침하의 특성이 주로 연약층의 성질에 의해 지배된다. 이런 경우 단일말뚝의 載荷試驗結果로 (1)항에서 기술한 것과 같은 고찰만으로는 군말뚝의 특성을 추정하는 것은 불가능하다. 따라서 군말뚝을 사용할 때는 구조물의 규모에 따라 말뚝의 선단부터 충분한 깊이까지의 토질조사를 하고 만약 하부지반에 연약층이 있을 때는 그 층의 성질에 따라서 군말뚝 작용을 검토하여야 한다.



도참(4-13) 단일말뚝의 재하시험과 군말뚝의 지지력

4-1-12 말뚝의 침하량에 대한 검토

말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 있어서는 말뚝두부의 추정 침하량이 상부구조로부터 결정되는 말뚝두부의 허용침하량을 초과하지 않아야 한다.

[해설]

(1) 침하량 검토의 필요성

일반적으로 기초에 요구되는 가장 중요한 것은 지반 또는 기초자체의 파괴가 생기지 않고 상부구조의 하중을 안전하게 지지하며, 또한 상부구조에 유해한 침하나 변위가 일어나지 않아야 하는 이 두 가지이다. 이중 후자에 대한 침하나 변위는 개개의 구조물에 의해 조건이 다르기 때문에 전자에 비하여 수치적인 결정이 용이하지 못하며, 특히 말뚝기초의 경우가 그러하다. 그러나 침하량 검토를 하지 않으면 기초의 파괴는 없어도 상부구조에 파손이 생기거나 이용상 지장이 생긴다.

특히 상부구조의 침하를 억제 할 목적으로 말뚝기초를 사용하는 경우가 많으므로 말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 침하량의 충분한 검토가 필요하다.

(2) 말뚝머리의 탄성침하량

일반적인 구조물에서는 말뚝머리의 전체침하량이 문제가 되는 것이 상레이지만 잔교나 크레인 기초 등의 활하중이 지배적인 구조물에서는 탄성침하량 만으로도 문제가 되는 경우가 있으므로 충분히 검토해야 한다.

[참고]

(1) 말뚝머리의 탄성침하량은 식(참4-34)으로 나타낸다.

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \tag{참4-34}$$

여기서,

- S_t : 말뚝머리의 탄성침하량(cm)
- S_s : 말뚝 자체의 길이방향 변형량(cm)
- S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 변형량(cm)
- S_{ps} : 주변마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량(cm)

외말뚝의 말뚝머리 침하량을 구성하고 있는 3가지 성분 S_s , S_p , S_{ps} 는 식(참4-35), 식(참4-36), 식(참4-37)과 같은 경험식으로 구할 수 있다. 말뚝 자체의 길이방향 탄성변형은 다음식과 같다.

$$S_s = (Q_{pa} + a_s Q_{ps})L / A_p E_p \tag{참4-35}$$

여기서,

- Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중
- Q_{ps} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중
- L : 말뚝길이
- A_p : 말뚝의 단면적(재료의 순 단면적)
- E_p : 말뚝의 탄성계수
- α_s : 말뚝의 주변마찰력 분포에 따른 계수

Vesic(1977)은 균등분포 또는 포물선 분포의 주면마찰력의 경우에는 $a_s = 0.5$, 삼각형 분포(지표면에서는 0, 말뚝선단부에서 최대)의 경우에는 $a_s = 0.67$ 을 적용하도록 권장하고 있다. 실제 주면마찰력 분포는 계측장치가 설치된 말뚝재하시험 결과로부터 얻는 것이 가장 좋지만, 동재하시험결과로부터 유추할 수 있으며 지반조사 결과를 검토하여 유추할 수도 있다. 이는 Sharma and Tashi(1988)의 연구결과에서도 나타남 바와 같이 a_s 값은 전체침하량에 큰 영향을 미치지 않으며 따라서 지반조사결과 N값을 이용하여 개략적인 주면마찰력 분포를 추정한 후 $a_s = 0.5$ 또는 $a_s = 0.67$ 을 적용한다. 말뚝선단부의 하중에 의한 침하량은 식(참4-36)과 같다.

$$S_p = C_p Q_{ps} / B q_p \quad (\text{참4-36})$$

여기서,

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

B : 말뚝의 폭 또는 직경

q_p : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

표참(4-6) C_p

흙의 종류	타입말뚝	굴착말뚝
모래(조밀-느슨)	0.02-0.04	0.06-0.18
점토(굳은-연약)	0.02-0.03	0.03-0.06
실트(조밀-느슨)	0.03-0.05	0.09-0.12

주면마찰력에 의한 말뚝선단부의 침하량은 다음식과 같다.

$$S_{ps} = C_s Q_{pa} / L_b q_p \quad (\text{참4-37})$$

여기서,

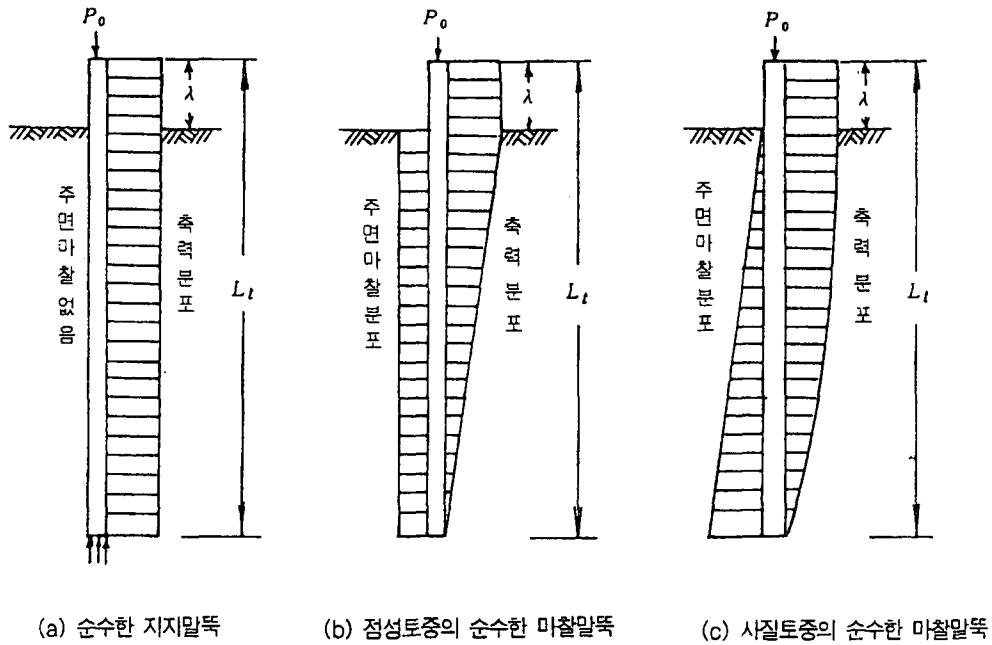
$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{L_b/B}) C_p$$

L_b : 말뚝의 근입깊이

위와 같은 계산은 말뚝의 선단지지층이 충분히 깊어 선단부 아래쪽으로 말뚝직경의 10배 이상이 되며 충분히 견고한 경우를 가정한 방법이므로, 선단부 아래쪽의 지반조건이 이와 다를 때는 적용할 수 없다.

- (2) 점성토층의 마찰 말뚝이나 지지층 밑에 연약한 점성토가 있는 경우 말뚝에 전달되는 상부구조물의 하중에 의해서 점성토가 압밀을 일으킨다. 따라서 점성토의 압밀침하가 말뚝기초의 침하가 되기 때문에 점성토의 압밀침하 계산을 하고 말뚝기초의 침하량을 계산한다. 이 경우 하중 작용면이 말뚝의 두부에 있다고 가정하는 것과 말뚝 선단부에 있다고 가정하는 극단적인 차이가 있어, 실제로는 그 중간에 있다고 추측되므로 실제로는 그 중간에 있다고 가정하며 정확한 판단은 말뚝이 응력 전달 시스템에 의해 결정된다. 현재 적용하고 있는 방법은 말뚝의 끝에서 1/3지점 저면이 있는 하나의 깊은 기초로 가정하여 그 면에 하중이 등분포하는 것으로 하고 그 밑층의 압밀침하를 계산하고 있다. 경우에 따라서는 상기 양 극단에 있어서도 검토해볼 필요가 있다. 모래층 중의 마찰 말뚝에 있어서도 말뚝선단부 밑에 연약층이 있는 경우의 압밀 계산에도 상기방법에 따라 계산한다.

이와 같은 말뚝에는 말뚝선단이 밑의 연약층 천단부터 2~3m이상 떨어지지 않으면 연약층 중에 관입과파가 일어날 염려가 있으므로 주의해야 한다.



도참(4-14) 말뚝의 축력분포

4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정

축직각방향에 작용하는 말뚝의 횡방향 허용지지력은 다음 방법에 의하여 추정한다.

- (1) 재하시험에 의한 방법
- (2) 해석적 방법에 의한 방법
- (3) 자료에 의한 경험적 방법

[해설]

- (1) 실제로 지반에 타입한 말뚝에 축직각방향의 외력을 가하여 하중-변위 특성을 파악하고 더 큰 하중을 가하여 파괴하중을 확인할 수 있다. 그러나 주의해야할 사항은 시험조건에 따라 그 결과가 판이하게 다르다는 사실이다. 동일지반이라 해도 말뚝의 종류, 말뚝상단의 고정조건, 재하위치의 높이 등에 따라 결과가 차이 나기 때문이다. 시험조건을 실제 구조물에서 말뚝의 하중, 기타조건을 정확히 일치하게 하는 것이 이상적이나 용이한 일이 아니다. 그러므로 재하시험 결과를 그대로 설계에 사용하는 것은 불합리하며 수정 해석하여 활용해야 한다.

4-2-1 재하시험에 의한 추정

축직각방향의 힘을 받는 말뚝의 거동을 재하시험에서 추정하고자 할 경우에는 실제의 구조물에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과 재하시험에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과의 다른 점을 충분히 고려해야 한다.

4-2-2 해석적 방법에 의한 추정

축직각방향에 외력이 작용하는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정하는 방법으로 말뚝을 탄성보로 간주해서 해석하는 방법과 극한평형법이 있다.

[참고]

(1) 탄성지반반력법

적용되는 탄성방정식들은 다음과 같이 제시할 수 있다.

말뚝을 탄성보로 가정하여 해석하는 기본식은 식(참4-38)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB \quad (\text{참4-38})$$

여기서,

EI : 말뚝의 휨강성 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

x : 지표에서부터 깊이 (m)

y : 깊이 x 에서의 말뚝의 변위 (m)

P : 깊이 x 에서의 말뚝의 단위 길이당 지반반력 (kN/m)

p : 깊이 x 에서의 말뚝의 단위면적당 지반반력 (kN/m^2), $p = \frac{P}{B}$

B : 말뚝의 폭 (m)

식(참4-38)에서 지반반력(P)을 어떠한 값으로 나타내느냐에 따라 여러 사람의 해석방법이 있다. 지반을 탄성체로 생각해서 P 또는 p 를 말뚝의 변위(y)의 1차 함수로 나타내는 방법이 있다.

$$P = E_s \cdot y \quad (\text{참4-39})$$

$$\text{또는 } p = \frac{E_s}{B} \cdot y = k_h \cdot y \quad (\text{참4-40})$$

여기서,

E_s : 지반의 탄성계수 (kN/m^2)

k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/m^3)

지반의 탄성계수 E_s 의 특성에 대해 많은 의견이 있으나, 단순화하여 $E_s = k_h \cdot B$ 는 일정하다고 가정하여 해석하는 방법이다.⁸⁾

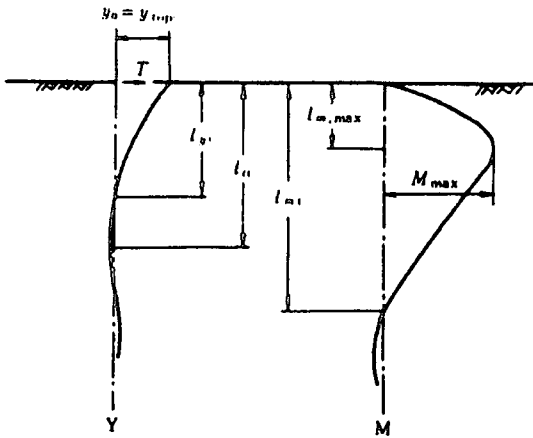
① 창(Chang)의 방법

가. 지반의 彈性係數 E_s 를 사용한 彈性方程式은 식(참4-41)과 같이 된다.

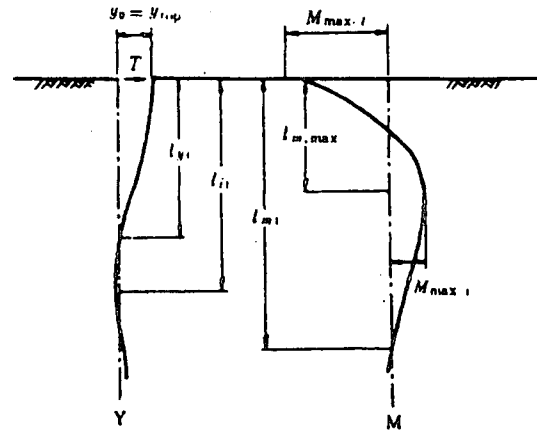
$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \quad (0 \geq x \geq -h) \text{ 지상부}$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + E_s \cdot y_2 = 0 \quad (x \geq 0) \text{ 지하부} \quad (\text{참4-41})$$

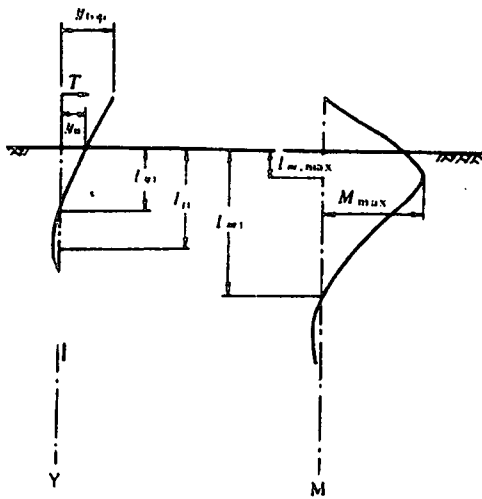
E_s 를 일정하다고 假定하고 이들의 一般解를 구하여, 경계조건을 넣어서 다음 4개의 기본적 形式에 대해 解析할 수 있다.



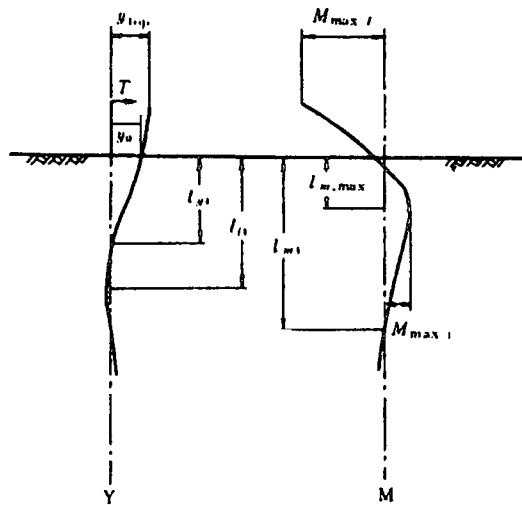
도참(4-15) 두부자유 (h=0)



도참(4-16) 두부고정 (h=0)



도참(4-17) 두부자유 (h>0)



도참(4-18) 두부고정 (h>0)

여기서,

- y_1 : 地上部の 말뚝 變位 (m)
- y_2 : 地中부의 말뚝 變位 (m)
- h : 돌출길이 (m)
- i_1 : 地上부의 처짐각 (라디안)
- i_2 : 地中부의 처짐각 (라디안)
- k_h : 橫方向 地盤反力係數 (kN/m')
- k_{h1} : 30cm의 正四角形 판에 대한 橫方向 地盤反力係數 (kN/m')
- l_{11} : 頭部가 自由인 말뚝의 처짐각 제1영점 깊이나 頭部固定 말뚝의 처짐각 제2영점의 깊이 (m)
- l_{m1} : 頭部自由 말뚝의 휨모멘트 제1영점 깊이 혹은 頭部固定 말뚝의 휨모멘트 제2영점의 깊이 (m)
- l_{y1} : 變位の 제1영점 (제1부동점)의 깊이 (m)
- $l_{m \max}$: 最大 휨모멘트가 일어나는 깊이 (말뚝頭部를 除外) (m)
- M_1 : 地上부의 휨모멘트 (kN·m)
- M_2 : 地中부의 휨모멘트 (kN·m)
- M_{\max} : 頭部自由 말뚝의 최대 휨모멘트 (kN·m)

- $M_{\max-t}$: 頭部固定 말뚝의 말뚝頭部 휨모멘트 (kN · m)
- $M_{\max-l}$: 頭部固定 말뚝의 地中部 最大 휨모멘트 (kN · m)
- N : 標準貫入試驗值
- S_1 : 地上部の 전단력 (kN)
- S_2 : 地中部의 전단력 (kN)
- n_h : 橫方向 地盤反力정수 (kN/m³)
- T : 말뚝頭部에 작용하는 水平力 (kN)
- y_o : 말뚝의 地表面 變位 (m)
- y_{top} : 말뚝頭部 變位 (m)
- E_s : 地반의 彈性係數 (kN/m²)
- B : 말뚝의 폭 (또는 직경) (m)
- EI : 말뚝의 휨剛性 (kN · m²)
- $(\beta = \sqrt{\frac{k_h B}{4EI}} \text{ m}^{-1})$

다음 각각의 경우일 때 計算上 重要한 관계들이 식(참4-42)~식(참4-57)과 같다.

- 突出길이가 0일 때 (h = 0)
 - 頭部自由말뚝
 - 頭部固定말뚝
- 突出길이가 0이 아닐 때 (h > 0)
 - 頭部自由말뚝
 - 頭部固定말뚝
- ㉞ 頭部自由말뚝 h = 0 (도참(4-15) 참고)

○ 一般式

$$\left. \begin{aligned}
 y_2 &= \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x & (참4-42) \\
 i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\
 M &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \\
 S &= T e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)
 \end{aligned} \right\}$$

○ 特別值

$$y_T = y_o = \frac{T}{2EI\beta^3} \quad (참4-43)$$

$$M_{\max} = \frac{-T}{\beta} e^{-\pi/4} \sin \frac{\pi}{4} = -0.322 \frac{T}{\beta} \quad (참4-44)$$

$$\left. \begin{aligned}
 l_{y1} &= \frac{\pi}{2\beta} \\
 l_{i1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\
 l_{mi} &= \frac{\pi}{\beta} \\
 l_{m \max} &= \frac{\pi}{4\beta}
 \end{aligned} \right\} \quad (참4-45)$$

㉔ 頭部固定말뚝 $h = 0$ (도참(4-16) 참조)

○ 一般式

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ M &= \frac{-T}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ S &= -T e^{-\beta x} \cos \beta x \end{aligned} \right\} \quad (참4-46)$$

○ 特別値

$$y_T = y_o = \frac{T}{4EI\beta^3} \quad (참4-47)$$

$$M_{\max-t} = \frac{T}{2\beta} \quad (참4-48)$$

$$M_{\max-t} = \frac{-T}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.104 \frac{T}{\beta}$$

$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\ l_{i1} &= \frac{\pi}{\beta} \\ l_{m1} &= \frac{5\pi}{4\beta} \\ l_{m \max} &= \frac{\pi}{2\beta} \end{aligned} \right\} \quad (참4-49)$$

㉕ 頭部自由말뚝 $h > 0$ (도참(4-17) 참조)

○ 一般式

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{T}{6EI\beta^3} [\beta^3 x^3 + 3\beta^3 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h)] \\ y_2 &= \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x - \beta h \sin \beta x] \\ i_1 &= \frac{T}{2EI\beta^2} [\beta^2 x^2 + 2\beta^2 h x - (1+2\beta h)] \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} [(1+2\beta h)\cos \beta x + \sin \beta x] \end{aligned} \quad (참4-50)$$

$$M_1 = -T(x+h)$$

$$M_2 = \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h \cos \beta x + (1+\beta h)\sin \beta x]$$

$$S_1 = -T$$

$$S_2 = -T e^{-\beta x} [\cos \beta x - (1+2\beta h)\sin \beta x]$$

○ 特別値

$$y_T = \frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{3EI} \Psi_\Delta(\beta h) \quad (참4-51)$$

$$y_o = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{2EI} \Psi_f(\beta h)$$

$$M_{\max} = -h \left[\frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right) \right] T = -Th \Psi_m(\beta h) \quad (참4-52)$$

$$\left. \begin{aligned} l_{y1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h} \\ l_{i1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1+2\beta h)] \\ l_{m1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1+\beta h} \\ l_{m, \max} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \end{aligned} \right\} \quad (\text{참4-53})$$

㉔ 頭部固定말뚝 $h > 0$ (도참(4-18) 참조)

○ 一般式

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{T}{12EI\beta^3} [2\beta^3 x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h)] \\ y_2 &= \frac{T}{4EI\beta^2} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x + (1-\beta h)\sin \beta x] \\ i_1 &= \frac{T}{2EI\beta^2} [\beta^2 x^2 - (1-\beta h)\beta x - \beta h] \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\beta h \cos \beta x + \sin \beta x) \end{aligned} \quad (\text{참4-54})$$

$$M_1 = \frac{T}{2\beta} [(1-\beta h) - 2\beta x]$$

$$M_2 = \frac{T}{2\beta} e^{-\beta x} [(1-\beta h)\cos \beta x - (1+\beta h)\sin \beta x]$$

$$S_1 = -T$$

$$S_2 = -T e^{-\beta x} (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x)$$

○ 特別値

$$y_{\tau} = \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{12EI} \overline{\Psi}_{\Delta}(\beta h) \quad (\text{참4-55})$$

$$y_o = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} T = \frac{Th^3}{4EI} \overline{\Psi}_f(\beta h)$$

$$M_{\max-t} = \frac{1+\beta h}{2\beta} T = Th \overline{\Psi}_o(\beta h) \quad (\text{참4-56})$$

$$M_{\max-1} = -h \left[\frac{\sqrt{(1+(\beta h)^2)}}{2\beta h} \exp(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}) \right] T = -Th \overline{\Psi}_m(\beta h)$$

$$l_{y1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}$$

$$l_{i1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h)$$

$$l_{m1} = \frac{1}{\beta} (\tan^{-1} \frac{1-\beta h}{1+\beta h} + \pi)$$

$$l_{m, \max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

(참4-57)

식(참4-51), 식(참4-52), 식(참4-55), 식(참4-56)중의 係數 $\Psi_{\Delta}(\beta h)$, $\Psi_f(\beta h)$, $\Psi_m(\beta h)$, $\overline{\Psi}_{\Delta}(\beta h)$, $\overline{\Psi}_f(\beta h)$, $\overline{\Psi}_o(\beta h)$ 그리고 $\overline{\Psi}_m(\beta h)$ 들은 無次元量 βh 에 관한 無次元 함수들이다. 창(Chang)의 方法에서 말뚝의 根入깊이 L 은 無限이라고 가정하였다. 근입깊이가 유한할 때도 $\beta L \geq \pi$ 일 때는 無限히 긴 경우와 거의 일치한다고 한다.

나. 창(Chang)의 방법에서 E_s 를 추정하는 방법

㉞ 테르자기(Terzaghi)의 제안

테르자기(Terzaghi)는 점성토와 사질토로 구분하여 횡방향 지반반력계수의 값을 다음과 같이 제안하였다.

㉟ 점성토인 경우

$$k_h = \frac{20}{B} \overline{k_{h1}} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (\text{참4-58})$$

여기서,

k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/m^3)

B : 말뚝의 폭 (m)

$\overline{k_{h1}}$: 표참(4-7)의 값을 사용한다.

표참(4-7) 지반반력계수

점토의 컨시스턴시	굳 다	대단히 굳다	고결 되어있다
점토의 일축압축강도 $q_u(\text{kN/m}^2)$	100 ~ 200	200 ~ 400	400 이상
$\overline{k_{h1}}$ 의 범위(kN/m^3)	16,000 ~ 32,000	3.2 ~ 6.4	64,000 이상
$\overline{k_{h1}}$ 의 권장값(kN/m^3)	24,000	48,000	96,000

$$E_s = k_h B = 20 \overline{k_{h1}} \quad (\text{참4-59})$$

㊱ 사질토인 경우

$$K_h = n_h \frac{x}{B} \quad (\text{참4-60})$$

여기서,

x : 깊이 (m)

B : 말뚝의 폭 (m)

n_h : 표참(4-8)의 값을 사용한다.

표참(4-8) n_h 의 값

모래의 상대밀도	느슨하다	중간	밀실하다
마른모래 또는 젖은모래일 때 $n_h(\text{kN/m}^3)$	2,200	6,700	17,600
수중모래일 때 $n_h(\text{kN/m}^3)$	1,300	4,400	10,800

$$E_s = k_h B = n_h x$$

(참4-61)

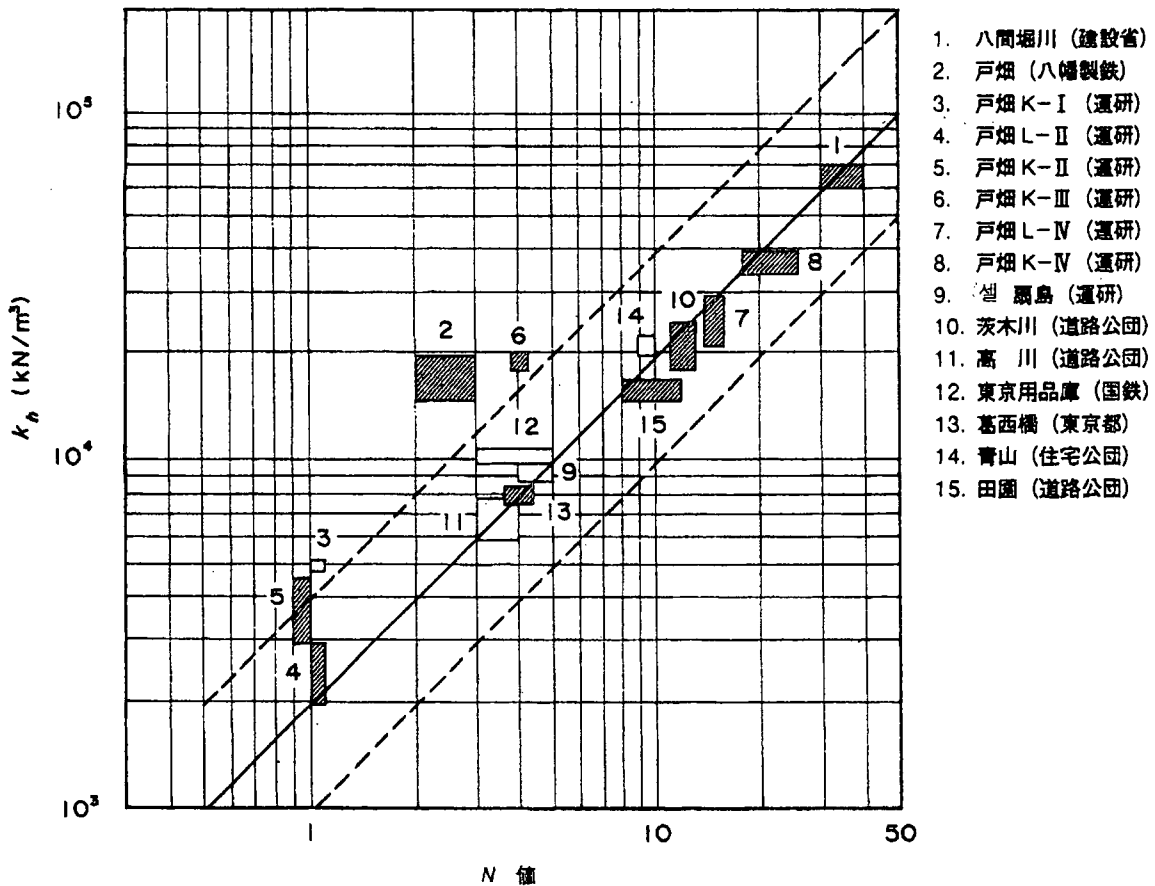
사질토인 경우 E_s 는 심도의 함수이기 때문에 창(Chang)의 방법을 사용할 때 깊이에 대하여 고려해야 한다. 창(Chang)은 제일부동점의 깊이 l_{y1} 의 1/3 심도의 E_s 로 취하라고 했다. 그러나 식(참4-45)등에 나타난 바와 같이 l_{y1} 자체가 E_s 의 함수이므로 E_s 를 구하기 위해서는 시산법으로 구해야 한다.

그러나 요코야마(横山)가 작성한 계산도표(도참4-19)를 쓰면 간단히 구할 수 있다. 식(참4-58)과 식(참4-60)에서 kh 의 값이 폭 B 에 반비례한다고 하였으나, 이 점이 문제가 있어 말뚝 폭에는 관계가 없다는 견해도 있다.

㉞ 요코야마(横山)의 제안

요코야마는 일본에서 행한 강말뚝의 횡방향 재하시험 결과치로부터 kh 를 역산하여 지표에서 β^{-1} 깊이까지의 평균 N 치와 대비하여 도참(4-19)를 얻었다.

이 경우 사질토나 점성토에서도 $E_s = kh \cdot B$ 가 성립되며, kh 자체는 B 의 영향을 받지 않는 것으로 생각된다. 그리고 실측치에서 역산한 kh 치는 하중이 증대되면 감소한다. 도참(4-20)은 휨응력 1,000~1,500kN/m²인 강재말뚝에서 각 하중에 대응하는 kh 를 도시한 것이다. 도참(4-19)는 현지에서 재하시험을 하지 않고 토질조건만으로 개략적인 E_s 치를 추정할 때 이용한다.



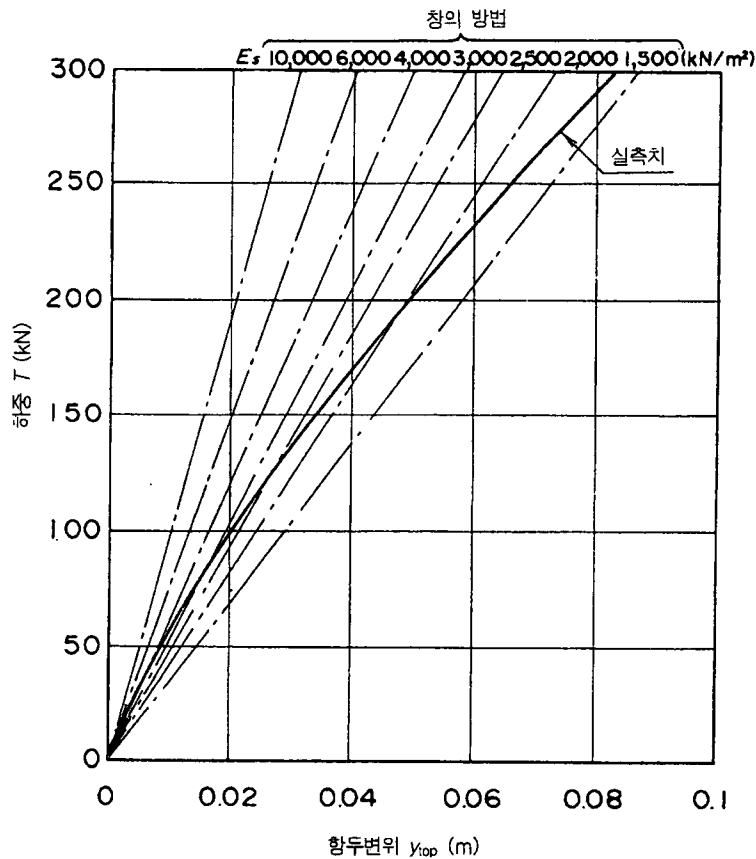
도참(4-19) 말뚝의 橫抵抗試驗에서 逆算한 kh值(요코야마)

㉞ 載荷試驗 結果에서 구하는 방법

載荷試驗에서 얻은 荷重-말뚝머리 變位曲線과 E_s 를 가정하여 解析的으로 구한 하중-말뚝머리 變位曲線을 비교하면 일반적으로 도참(4-20)과 같이 된다.

실측치는 곡선모양으로 되는데 계산치는 직선이므로 E_s 값은 일정하지 않고 말뚝머리변위가 증대되면 감소하게 된다. 그러나 하중 또는 말뚝머리 변위를 규정하면 하나의 E_s 값을 정할 수 있다. 이 E_s 값을 쓰면 그 하중의 최대 휨모멘트 등 설계에 필요한 수치를 창(Chang)의 방법에 의해 구할 수 있다. 엄밀히 말하면 이 방법은 시험조건과 실제의 구조물 조건이 일치된 경우가 아니면 사용하지 못한다. 이것은 창(Chang)의 방법에서 지반이 非彈性的 性格을 고려하지 않았기 때문이며, E_s 는 하중만 아니고 말뚝의 剛性, 재하높이, 말뚝머리 고정조건 등에 의해서도 바꾸어 주어야 한다.

그러나 E_s 치를 일일이 바꾸기는 실재상 불가능하므로 재하시험에서 1개의 E_s 값을 정하고 이것을 모든 계산에 쓰는 것은 부득이다. 이 경우 테르자기(Terzaghi)의 제안치를 그대로 써서 말뚝의 거동을 추정하는 경우에 비하면 상당히 실제에 가까운 추정치라할 수 있다.



도참(4-20) 말뚝머리 변위의 실측치와 계산치

② 일본향만 연구소 해석방식

가. 본 식의 성격

본 식은 일본향만기술연구소에서 개발된 말뚝의 횡방향 지지력을 해석하는 방법이다.

지반을 S형 지반과 C형 지반으로 나누어 각각의 지반반력과 말뚝의 변위는 식(참4-62), 식(참4-63)으로 가정한다.

$$\text{S형 지반 : } p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{참4-62})$$

$$\text{C형 지반 : } p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{참4-63})$$

여기서,

k_s : S형 지반에서의 수평저항정수 ($\text{kN/m}^{3.5}$)

k_c : C형 지반에서의 수평저항정수 ($\text{kN/m}^{2.5}$)

- S형 지반, C형지반의 판별 및 k_s, k_c 값의 추정은 표준관입시험 결과에 의해 실시하며, 그 구체적인 방법은 ③항을 참조한다.

이 식은 지반반력의 실정에 맞게 하기 위하여 p 와 y 의 관계에 있어서 비선형관계를 도입하였기 때문에 복잡한 조건에 대한 응용이 용이하지 않은 것이 큰 결점이나 설계에 필요한 계산은 어느 정도 실용적이라 할 수 있다.

나. 기 호

이 해석방법에 사용되는 기호는 다음과 같다.

h : 돌출길이 (m)

i : 말뚝의 처짐각 (라디안) $i = dy/dx$

i_o : 지표면에 있어서의 처짐각 (라디안)

i_{top} : 말뚝머리부에 있어서의 처짐각 (라디안)

k : 지반의 수평저항정수 $k_s(\text{kN/m}^{3.5})$ 또는 $k_c(\text{kN/m}^{2.5})$

l_{i1} : 두부자유말뚝의 처짐각의 제1영점 깊이,
혹은 두부고정말뚝의 처짐각의 제2영점의 깊이 (m)

l_{m1} : 두부자유말뚝의 휨모멘트의 제1영점의 깊이,
혹은 두부고정말뚝의 휨모멘트의 제2영점의 깊이 (m)

l_{s1} : 전단력의 제1영점의 깊이 (m)

l_{y1} : 변위의 제1영점(제1부동점)의 깊이 (m)

M : 휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

$M_{\max-t}$: 두부고정말뚝의 두부 휨모멘트 (kN-m)

$M_{\max-1}$: 두부고정말뚝의 지중부 최대 휨모멘트 (kN-m)

N : 표준관입시험치

\bar{N} : S형 지반에 있어서 N 치의 1.0m당 증가를

R : 원형말뚝과 기준말뚝에 대응하는 양의 비
예를 들면 $R_h = (\text{원형말뚝의 } h) / (\text{기준말뚝의 } h)$

S : 전단력 (kN)

T : 말뚝머리에 걸리는 수평외력 (kN)

y_o : 지표면변위 (m)

y_{top} : 말뚝머리변위 (m)

다. 지반수평저항정수

많은 실물시험결과의 해석에 의해 지반조건은 다음 두 가지 형으로 대별된다.

㉞ S형 지반

표준관입시험치 N 값이 깊이에 따라 직선적으로 증가한다.

$p - y$ 관계는 다음 식으로 표현된다.

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \text{ (식(참4-62) 참조)} \quad \text{(참4-64)}$$

實例 : 일정한 密度의 모래지반, 정규壓密 粘性土地盤

㉠ C형 지반

標準貫入試驗值 N 값이 깊이에 따라 변하지 않고 일정하다.

$p - y$ 관계는 다음 식으로 표현된다.

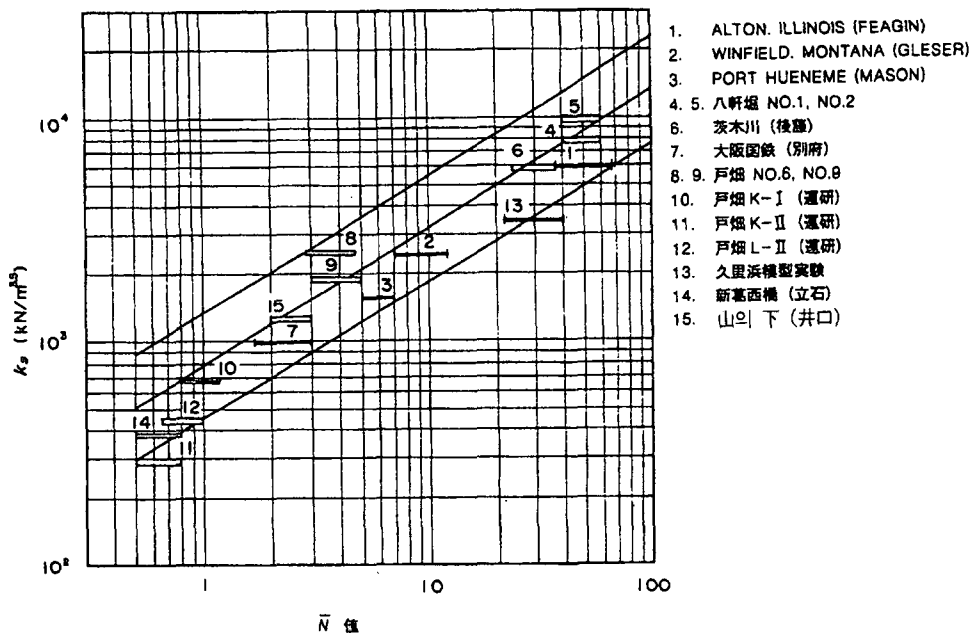
$$p = k_c \cdot y^{0.5} \text{ (식(참4-63) 참조)} \quad \text{(참4-65)}$$

實例 : 表面이 다져진 모래지반, 큰 선행壓密을 받은 粘性土地盤 등

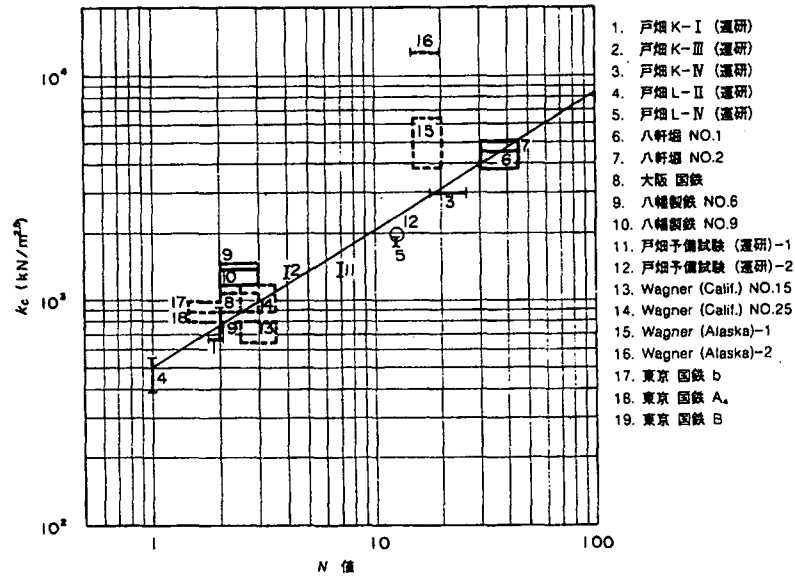
S형이나 C형이나를 정할 때는 말뚝의 水平抵抗에 지배적인 범위만을 생각하면 된다. 일반적으로 地表面부터 $0.5l_{ml} \sim l_{ml}$ 까지를 생각하면 충분하다. S형과 C형의 중간인 경우도 많은데 어느 쪽이나 가까운 것을 취급하면 좋다.

그 다음에 N 치에 의해 k_s 나 k_c 의 값을 추정하며 S형 지반에서 1.0m 깊이마다 N 치의 증가율 \bar{N} 치와 수평저항정수 k_s 사이에는 도참(4-21)의 관계가 있다. 만약 N 치의 깊이에 따른 분포가 지표면에서 0으로 되지 않은 경우도 지표면에서 0점을 통과하는 N 치의 평균구배로부터 N 치를 결정하면 된다. 또 C형 지반에서는 N 치와 k_c 의 사이에 도참(4-22)과 같은 관계가 있다. 따라서 N 치의 분포를 알면 k_s 또는 k_c 를 알 수 있다.

그리고 도참(4-22)의 작성에 사용된 점성토의 자료는 N 치로부터 직접 추정된 것이다. 따라서 N 치에서 일축압축강도 qu 를 구하기 위하여 일반적으로 쓰고 있는 환산식을 사용하는 것이 보통인데 qu 로부터 N 치를 추정하는 것은 정확도를 충분히 신뢰하기 어려우며, 일축압축강도 qu 에서 N 치를 추정하는 경우에는 위험측으로 추정하게 되므로 주의를 요한다.



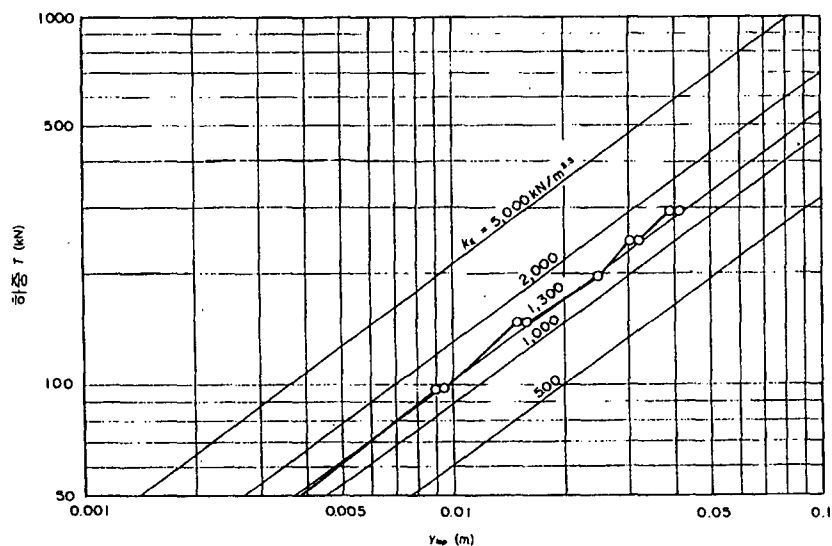
도참(4-21) N 치와 k_s 와의 관계

도참(4-22) N치와 k_s 와의 관계

라. 재하시험에 의한 수평저항정수의 추정

N 치에 의한 수평저항정수의 추정은 개략적인 것이므로 정확한 추정을 하기 위해서는 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다. k_s 나 k_c 는 지반조건만으로 결정하는 정수며, 창(Chang)의 방법에 있어 E_s 와 같이 다른 조건에 영향을 받지 않는다. 따라서 재하시험에 의해서 k_s 또는 k_c 를 구하면 그 값을 그대로 다른 조건에도 적용할 수 있다. 이점이 일본항만연구소 방법의 큰 이점이다.

도참(4-23)와 같이 대수준금상에 실측한 T-ytop곡선을 그린 다음에 k_s 또는 k_c 를 가정하고 T-ytop의 추정곡선을 구하여 실측곡선에 포갠다. 대수준금상의 T-ytop 곡선의 경사는 S형과 C형이 틀리는데 S형이 항상 C형보다 급구배의 곡선이 된다. 따라서, 실측곡선이 어느 쪽에 속하는가 하는 판정이 용이하고 k_s 또는 k_c 의 수치도 실측곡선과 추정곡선을 비교해서 간단히 구할 수 있다.

도참(4-23) 載荷試驗으로 부터의 k_s 산정

마. 환산계수와 기준곡선

본 방법에서는 어떤 말뚝(원형말뚝=P말뚝)의 거동을 추정하는데, 일정한 기준말뚝(S말뚝)에서 구한 기준곡선을 환산계수를 이용하여 환산하는 방법을 쓴다.

환산계수는 상사법칙과 $p - y$ 관계를 조합하여 구하고 다음의 형식으로 나타낸다. 대수형으로 나타낸 것은 편의를 위해서이다.

S형 지반

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참 4-66})$$

C형 地盤

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_M &= 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\ \log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{참 4-67})$$

식(참4-66), (참4-67)에서 R로 표시된 값은 P말뚝과 S말뚝에 있어서 對應하는 量의 이다. 예를 들면, R_s 는 P말뚝의 전단력 S_p 와 S말뚝의 전단력 S_s 와의 比, 즉 $R_s = S_p / S_s$ 이다.

또한 실제 계산에 있어서는 다음에 의한다.

$$R_s = R_T$$

$$R_x = R_h$$

$$R_i = R_x = R_h$$

基準曲線으로서 현재 完成된 것은 36 종류가 있다.

頭部自由 말뚝으로는 S형, C형 양 地盤에 대해 각각 9가지가 있다.

T-y _{top}	曲線
T-y _o	曲線
T-M _{max}	曲線
T-i _{top}	曲線
T-i _o	曲線
T-l _{ml}	曲線
T-l _{yl}	曲線
T-l _{il}	曲線
T-l _{sl}	曲線

頭部固定 말뚝으로는 S형, C형 양지반에 대해 9가지가 있다.

T-y _{top}	曲線
T-y _o	曲線
T-M _{max-t}	曲線
T-M _{max-1}	曲線
T-i _o	曲線

$T - l_{m1}$ 曲線
 $T - l_{y1}$ 曲線
 $T - l_{d1}$ 曲線
 $T - l_{s1}$ 曲線

이들의 기준곡선 중에 $T - l_{y1}$ 곡선, $T - l_{d1}$ 곡선, $T - l_{s1}$ 곡선을 제외하고 나머지는 표참(4-10)(a)(b) 및 표참(4-11)(a),(b)에 있다. 그리고 기준말뚝의 제원은 표참(4-9)과 같다.

표참(4-9) 기준말뚝의 제원

들 출 길 이	$h = 1 \text{ m}$
휨 강 성	$EI = 10^4 \text{ kgN} \cdot \text{m}^2$
수 평 저 항 정 수	$Bk_s = 0.5 \text{ m} \times 2000 \text{ kN/m}^{35} = 1000 \text{ kN/m}^{25}$ $Bk_c = 0.5 \text{ m} \times 2000 \text{ kN/m}^{25} = 1000 \text{ kN/m}^{15}$

표참(4-10)(a) 기준곡선(S형 지반, 두부자유 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log y_{top}	지중부최대 휨모멘트 log M_{max}	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓ_{mi}	지표면변위 log y_o	말뚝머리 처짐각 log i_{top}	지 표 면 처 짐 각 log i_o
13.0	14.1219	14.5236	2.1062	14.1139	12.3820	12.3819
12.5	13.4108	13.9540	2.0348	13.4014	11.7416	11.7415
12.0	12.7003	13.3847	1.9634	12.6892	11.1016	11.1014
11.5	11.9905	12.8158	1.8919	11.9774	10.4621	10.4619
11.0	11.2814	12.2474	1.8205	11.2660	9.8232	9.8229
10.5	10.5733	11.6795	1.7491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6777	9.8448	8.5475	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.4560	9.9797	1.5349	8.4263	7.2755	7.2743
8.5	7.7533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	7.0115	6.0085	6.0064
7.5	6.3540	8.2884	1.3208	6.3057	5.3774	5.3745
7.0	5.6581	7.7272	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	7.1676	1.1782	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2758	6.6098	1.1069	4.1973	3.4963	3.4894
5.5	3.5902	6.0540	1.0357	3.4981	2.8744	2.8652
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.5560	2.2434
4.5	2.2327	4.9494	0.8935	2.1063	1.6403	1.6242
4.0	1.5619	4.4009	0.8225	1.4142	1.0286	1.0078
3.5	0.8972	3.8553	0.7516	0.7248	0.4212	0.3944
3.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	-0.1817	-0.2161
2.5	-0.4119	2.7735	0.6104	-0.6447	-0.7799	-0.8234
2.0	-1.0552	2.2374	0.5401	-1.3245	-1.3730	-1.4275
1.5	-1.6904	1.7047	0.4700	-2.0010	-1.9607	-2.0285
1.0	-2.3173	1.1752	0.4002	-2.6740	-2.5430	-2.6263
0.5	-2.9355	0.6490	0.3307	-3.3434	-3.1197	-3.2211
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720
-2.0	-5.8980	-1.9392	-0.0110	-6.6401	-5.9200	-6.1535
-2.5	-6.4664	-2.4499	-0.0782	-7.2902	-6.4646	-6.7329
-3.0	-7.0277	-2.9589	-0.1499	-7.9376	-7.0046	-7.3103
-3.5	-7.5824	-3.4663	-0.2113	-8.5827	-7.5404	-7.8860
-4.0	-8.1310	-3.9725	-0.2772	-9.2254	-8.0723	-8.4601
-4.5	-8.6742	-4.4776	-0.3428	-9.8662	-8.6006	-9.0329
-5.0	-9.2123	-4.9818	-0.4081	-10.5051	-9.1257	-9.6043
-5.5	-9.7459	-5.4853	-0.4731	-11.1423	-9.6478	-10.1747
-6.0	-10.2755	-5.9881	-0.5378	-11.7781	-10.1673	-10.7441
-6.5	-10.8014	-6.4903	-0.6023	-12.4125	-10.6844	-11.3125
-7.0	-11.3241	-6.9922	-0.6665	-13.0458	-11.1995	-11.8803
-7.5	-11.8440	-7.4937	-0.7305	-13.6780	-11.7126	-12.4473
-8.0	-12.3614	-7.9949	-0.7944	-14.3094	-12.2241	-13.0138
-8.5	-12.8766	-8.4959	-0.8580	-14.9399	-12.7342	-13.5795
-9.0	-13.3898	-8.9967	-0.9216	-15.5697	-13.2429	-14.1452
-9.5	-13.9013	-9.4973	-0.9850	-16.1989	-13.7506	-14.7103
-10.0	-14.4113	-9.9978	-1.0483	-16.8275	-14.2572	-15.2751
-10.5	-14.9200	-10.4983	-1.1114	-17.4557	-14.7630	-15.8396
-11.0	-15.4276	-10.9986	-1.1745	-18.0834	-15.2680	-16.4038
-11.5	-15.9344	-11.4989	-1.2376	-18.7109	-15.7726	-16.9678

표참(4-10)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log y_{top}	말뚝머리 휨모멘트 log M_{max}	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓ_{mi}	지표면변위 log y_o	지중부최대 휨모멘트 log i_{top}	지 표 면 처 짐 각 log i_o
13.0	13.5685	14.5204	2.1178	13.5683	14.0436	10.5138
12.5	12.8569	13.9502	2.0463	12.8566	13.4738	9.9425
12.0	12.1457	13.3802	1.9747	12.1453	12.9043	9.3711
11.5	11.4350	12.8105	1.9032	11.4345	12.3351	8.7997
11.0	10.7251	12.2410	1.8316	10.7244	11.7663	8.2284
10.5	10.0158	11.6719	1.7600	10.0148	11.1980	7.6571
10.0	9.3075	11.1032	1.6884	9.3061	10.6303	7.0857
9.5	8.6002	10.5350	1.6168	8.5984	10.0632	6.5145
9.0	7.8941	9.9673	1.5451	7.8916	9.4969	5.9432
8.5	7.1895	9.4002	1.4733	7.1861	8.9314	5.3720
8.0	6.4865	8.8338	1.4016	6.4819	8.3670	4.8008
7.5	5.7855	8.2683	1.3297	5.7793	7.8038	4.2296
7.0	5.0869	7.7037	1.2579	5.0784	7.2420	3.6585
6.5	4.3908	7.1403	1.1859	4.3794	6.6818	3.0875
6.0	3.6979	6.5780	1.1139	3.6826	6.1235	2.5165
5.5	3.0085	6.0172	1.0418	2.9881	5.5673	1.9456
5.0	2.3232	5.4579	0.9697	2.2962	5.0136	1.3748
4.5	1.6426	4.9005	0.8975	1.6071	4.4627	0.8041
4.0	0.9673	4.3449	0.8252	0.9209	3.9148	0.2336
3.5	0.2979	3.7914	0.7529	0.2377	3.3704	-0.3368
3.0	-0.3649	3.2403	0.6806	-0.4421	2.8297	-0.9069
2.5	-1.0204	2.6916	0.6084	-1.1186	2.2931	-1.4769
2.0	-1.6679	2.1456	0.5361	-1.7917	1.7607	-2.0466
1.5	-2.3071	1.6023	0.4640	-2.4614	1.2326	-2.6161
1.0	-2.9374	1.0617	0.3921	-3.1277	0.7088	-3.1852
0.5	-3.5584	0.5241	0.3204	-3.7906	0.1894	-3.7541
0.0	-4.1701	-0.0106	0.2491	-4.4502	-0.3290	-4.3225
-0.5	-4.7724	-0.5425	0.1781	-5.1066	-0.8376	-4.8906
-1.0	-5.3654	-1.0716	0.1076	-5.7601	-1.3459	-5.4584
-1.5	-5.9495	-1.5980	0.0375	-6.4107	-1.8514	-6.0257
-2.0	-6.5251	-2.1218	-0.0320	-7.0587	-2.3544	-6.5926
-2.5	-7.0927	-2.6431	-0.1010	-7.7042	-2.8554	-7.1592
-3.0	-7.6529	-3.1623	-0.1694	-8.3474	-3.3550	-7.7253
-3.5	-8.2062	-3.6793	-0.2373	-8.9886	-3.8534	-8.2912
-4.0	-8.7534	-4.1944	-0.3047	-9.6279	-4.3510	-8.8566
-4.5	-9.2949	-4.7078	-0.3716	-10.2655	-4.8481	-9.4218
-5.0	-9.8314	-5.2196	-0.4380	-10.9016	-5.3449	-9.9867
-5.5	-10.3634	-5.7300	-0.5040	-11.5364	-5.8415	-10.5513
-6.0	-10.8914	-6.2391	-0.5696	-12.1699	-6.3381	-11.1156
-6.5	-11.4159	-6.7471	-0.6348	-12.8024	-6.8347	-11.6798
-7.0	-11.9373	-7.2541	-0.6997	-13.4340	-7.3315	-12.2437
-7.5	-12.4559	-7.7602	-0.7643	-14.0647	-7.8285	-12.8075
-8.0	-12.9721	-8.2656	-0.8286	-14.6947	-8.3257	-13.3711
-8.5	-13.4862	-8.7702	-0.8928	-15.3240	-8.8230	-13.9345
-9.0	-13.9985	-9.2743	-0.9567	-15.9528	-9.3206	-14.4979
-9.5	-14.5092	-9.7778	-1.0204	-16.5811	-9.8185	-15.0611
-10.0	-15.0185	-10.2809	-1.0840	-17.2089	-10.3165	-15.6243
-10.5	-15.5266	-10.7835	-1.1474	-17.8364	-10.8147	-16.1873
-11.0	-16.0336	-11.2859	-1.2107	-18.4636	-11.3131	-16.7503
-11.5	-16.5396	-11.7879	-1.2739	-19.0905	-11.8117	-17.3132

표참(4-11)(a) 기준곡선(C형 지반, 두부자유 말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 $\log T$	말뚝머리변위 $\log y_{top}$	말뚝머리 휨모멘트 $\log M_{max}$	휨모멘트 제1 0점의 깊이 $\log \ell_{mi}$	지표면변위 $\log y_o$	지중부최대 휨모멘트 $\log i_{top}$	지 표 면 처 짐 각 $\log i_o$
13.0	15.7181	14.9153	2.7519	15.7161	13.3980	13.3980
12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
12.0	14.1211	13.7174	2.5518	14.1178	12.0005	12.0005
11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
11.0	12.5257	12.5209	2.3517	12.5204	10.6046	10.6045
10.5	11.7289	11.9233	2.2516	11.7223	9.9074	9.9073
10.0	10.9330	11.3263	2.1515	10.9246	9.2109	9.2107
9.5	10.1380	10.7301	2.0514	10.1276	8.5153	8.5151
9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
8.5	8.5525	9.5407	1.8510	8.5358	7.1277	7.1272
8.0	7.7625	8.9480	1.7508	7.7416	6.4362	6.4355
7.5	6.9751	8.3572	1.6505	6.9487	5.7469	5.7457
7.0	6.1909	7.7685	1.5501	6.1575	5.0602	5.0583
6.5	5.4105	7.1825	1.4497	5.3685	4.3766	4.3737
6.0	4.6349	6.5997	1.3493	4.5819	3.6968	3.6924
5.5	3.8652	6.0207	1.2488	3.7984	3.0215	3.0149
5.0	3.1026	5.4462	1.1483	3.0185	2.3516	2.3418
4.5	2.3485	4.8768	1.0479	2.2427	1.6880	1.6737
4.0	1.6046	4.3132	0.9476	1.4719	1.0317	1.0110
3.5	0.8724	3.7560	0.8475	0.7065	0.3836	0.3542
3.0	0.1536	3.2055	0.7477	-0.0529	-0.2554	-0.2964
2.5	-0.5503	2.6621	0.6484	-0.8056	-0.8845	-0.9406
2.0	-1.2376	2.1256	0.5498	-1.5512	-1.5030	-1.5783
1.5	-1.9083	1.5955	0.4520	-2.2898	-2.1108	-2.2100
1.0	-2.5612	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.7076	-2.8355
0.5	-3.1968	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.2937	-3.4555
0.0	-3.8155	0.0384	0.1650	-4.4622	-3.8694	-4.0703
-0.5	-4.4188	-0.4724	0.0717	-5.1730	-4.4356	-4.6806
-1.0	-5.0076	-0.9803	-0.0204	-5.8778	-4.9927	-5.2867
-1.5	-5.5834	-1.4861	-0.1114	-6.5772	-5.5419	-5.8893
-2.0	-6.1479	-1.9903	-0.2013	-7.2718	-6.0838	-6.4888
-2.5	-6.7021	-2.4932	-0.2903	-7.9621	-6.6192	-7.0856
-3.0	-7.2482	-2.9953	-0.3784	-8.6849	-7.1494	-7.6803
-3.5	-7.7867	-3.4967	-0.4658	-9.3324	-7.6748	-8.2730
-4.0	-8.3189	-3.9977	-0.5526	-10.0133	-8.1960	-8.8641
-4.5	-8.8459	-4.4984	-0.6388	-10.6918	-8.7138	-9.4540
-5.0	-9.3683	-4.9989	-0.7245	-11.3684	-9.2287	-10.0427
-5.5	-9.8869	-5.4993	-0.8099	-12.0433	-9.7410	-10.6305
-6.0	-10.4025	-5.9995	-0.8949	-12.7168	-10.2513	-11.2175
-6.5	-10.9153	-6.4997	-0.9796	-13.3892	-10.7599	-11.8039
-7.0	-11.4260	-6.9998	-1.0641	-14.0606	-11.2670	-12.3898
-7.5	-11.9348	-7.4998	-1.1484	-14.7312	-11.7729	-12.9752
-8.0	-12.4422	-7.9999	-1.2325	-15.4011	-12.2777	-13.5603
-8.5	-12.9482	-8.4990	-1.3165	-16.0705	-12.7818	-14.1450
-9.0	-13.4533	-8.9999	-1.4004	-16.7394	-13.2851	-14.7295
-9.5	-13.9574	-9.5000	-1.4842	-17.4079	-13.7879	-15.3138
-10.0	-14.4608	-10.0000	-1.5679	-18.0761	-14.2902	-15.8980
-10.5	-14.9637	-10.5000	-1.6515	-18.7440	-14.7921	-16.4820
-11.0	-15.4660	-11.0000	-1.7351	-19.4117	-15.2936	-17.0659
-11.5	-15.9682	-11.5000	-1.8187	-20.0793	-15.7951	-17.6497

표참(4-11)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정말뚝)

(單位 : kN · m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log y_{top}	말뚝머리 휨모멘트 log M_{max}	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓ_{mi}	지표면변위 log y_o	지중부최대 휨모멘트 log i_{top}	지 표 면 처 집 각 log i_o
13.0	15.2757	15.0193	2.7926	15.2757	14.4285	11.0171
12.5	14.4766	14.4199	2.6925	14.4765	13.8292	10.4172
12.0	13.6775	13.8205	2.5924	13.6774	13.2298	9.8172
11.5	12.8787	13.2215	2.4923	12.8786	12.6308	9.2173
11.0	12.0803	12.6226	2.3921	12.0802	12.0319	8.6174
10.5	11.2825	12.0240	2.2919	11.2821	11.4334	8.0175
10.0	10.4847	11.4259	2.1917	10.4845	10.8353	7.4176
9.5	9.6878	10.8281	2.0913	9.6875	10.2376	6.8178
9.0	8.8918	10.2310	1.9909	8.8913	9.6471	6.2180
8.5	8.0968	9.6345	1.8904	8.0961	9.4330	5.6183
8.0	7.3031	9.0389	1.7898	7.3020	8.4491	5.0186
7.5	6.5111	8.4445	1.6890	6.5093	7.8551	4.4190
7.0	5.7213	7.8513	1.5880	5.7185	7.2627	3.8196
6.5	4.9340	7.2597	1.4867	4.9297	6.6723	3.2202
6.0	4.1502	6.6701	1.3852	4.1435	96.0844	2.6210
5.5	3.3708	6.0828	1.2833	3.3605	5.4998	2.0220
5.0	2.5969	5.4983	1.1810	2.5811	4.9194	1.4233
4.5	1.8299	4.9171	1.0783	1.8061	4.3440	0.8248
4.0	1.0717	4.3395	0.9750	1.0361	3.7751	0.2266
3.5	0.3240	3.7662	0.8713	0.2716	3.2139	-0.3711
3.0	-0.4109	3.1975	0.7671	-0.4867	2.6617	-0.9684
2.5	-1.1304	2.6339	0.6626	-1.2381	2.1200	-1.5650
2.0	-1.8327	2.0756	0.5580	-1.9825	1.5893	-2.1610
1.5	-2.5157	1.5230	0.4538	-2.7193	1.0699	-2.7562
1.0	-3.1789	0.9760	0.3504	-3.4487	0.5606	-3.3506
0.5	-3.8217	0.4344	0.2481	-4.1707	0.0598	-3.9439
0.0	-4.4450	-0.1019	0.1475	-4.8858	-0.4345	-4.5362
-0.5	-5.0501	-0.6332	0.0487	-5.5943	-0.9246	-5.1275
-1.0	-5.6390	-1.1602	-0.0483	-6.2968	-1.4124	-5.7177
-1.5	-6.2135	-1.6831	-1.1433	-6.9941	-1.8994	-6.3069
-2.0	-6.7758	-2.2025	-0.2367	-7.6866	-2.3866	-6.8952
-2.5	-7.3277	-2.7189	-0.3285	-8.3752	-2.8746	-7.4827
-3.0	-7.8908	-3.2327	-0.4189	-9.0620	-3.3637	-8.0696
-3.5	-8.4066	-3.7442	-0.5081	-9.7423	3.8541	-8.6558
-4.0	-8.9363	-4.2539	-0.5963	-10.4218	-4.3457	-9.2416
-4.5	-9.4609	-4.7619	-0.6838	-11.0992	-4.8385	-9.8269
-5.0	-9.9813	-5.2686	-0.7705	-11.7748	-5.3323	-10.4119
-5.5	-10.4983	-5.7742	-0.8566	-12.4489	-5.8271	-10.9966
-6.0	-11.0123	-6.2788	0.9422	-13.1217	-6.3227	-11.5810
-6.5	-11.5239	-6.7826	-1.0275	-13.7935	-6.8191	-12.1653
-7.0	-12.0335	-7.2858	-1.1124	-14.4644	-7.3160	-12.7494
-7.5	-12.5414	-7.7885	-1.1970	-15.1346	-7.8134	-13.3334
-8.0	-13.0480	-8.2903	-1.2814	-15.8042	-8.3113	-13.9172
-8.5	-13.5534	-8.7924	-1.3656	-16.4732	-8.8095	-14.5010
-9.0	-14.0579	-9.2939	-1.4497	-17.1419	-9.3081	-15.0847
-9.5	-14.5616	-9.7952	-1.5336	-17.8102	-9.8690	-15.6683
-10.0	-15.0647	-10.2962	-1.6175	-18.4782	-10.3058	-16.2519
-10.5	-15.5672	-10.7970	-1.7012	-19.1460	-10.8050	-16.8354
-11.0	-16.0693	-11.2977	-1.7849	-19.8136	-11.3043	-17.4189
-11.5	-16.5711	-11.7983	-1.8685	-20.4811	-11.8037	-18.0024

바. 地表面 載荷말뚝의 경우

h=0 의 경우는 식(참4-68)~식(참4-71)으로 計算하면 좋다

㉠ S형 지반 頭部自由 말뚝

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0.38958 - 4/7 \log EI - 6/7 \log Bk_s + 10/7 \log T \\ \log M_{\max} &= -0.05825 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log i_0 &= 0.22539 - 5/7 \log EI - 4/7 \log Bk_s + 9/7 \log T \\ \log l_{m1} &= 0.53473 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 1/7 \log T \end{aligned} \quad (\text{참4-68})$$

㉡ S형 지반 頭部固定 말뚝

$$\begin{aligned} \log y_0 &= -0.16047 - 4/7 \log EI - 6/7 \log Bk_s + 10/7 \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.05787 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.53703 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 8/7 \log T \\ \log l_{m1} &= 0.54689 + 1/7 \log EI - 2/7 \log Bk_s + 1/7 \log T \end{aligned} \quad (\text{참4-69})$$

㉢ C형 지반 頭部自由 말뚝

$$\begin{aligned} \log y_0 &= 0.11328 - 2/5 \log EI - 6/5 \log Bk_c + 8/5 \log T \\ \log M_{\max} &= -0.28846 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log i_0 &= -0.00634 - 3/5 \log EI - 4/5 \log Bk_c + 7/5 \log T \\ \log l_{m1} &= 0.55205 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 1/5 \log T \end{aligned} \quad (\text{참4-70})$$

㉣ C형 지반 頭部固定 말뚝

$$\begin{aligned} \log y_0 &= -0.32731 - 2/5 \log EI - 6/5 \log Bk_c + 8/5 \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.18301 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.77377 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 6/5 \log T \\ \log l_{m1} &= 0.59296 + 1/5 \log EI - 2/5 \log Bk_c + 1/5 \log T \end{aligned} \quad (\text{참4-71})$$

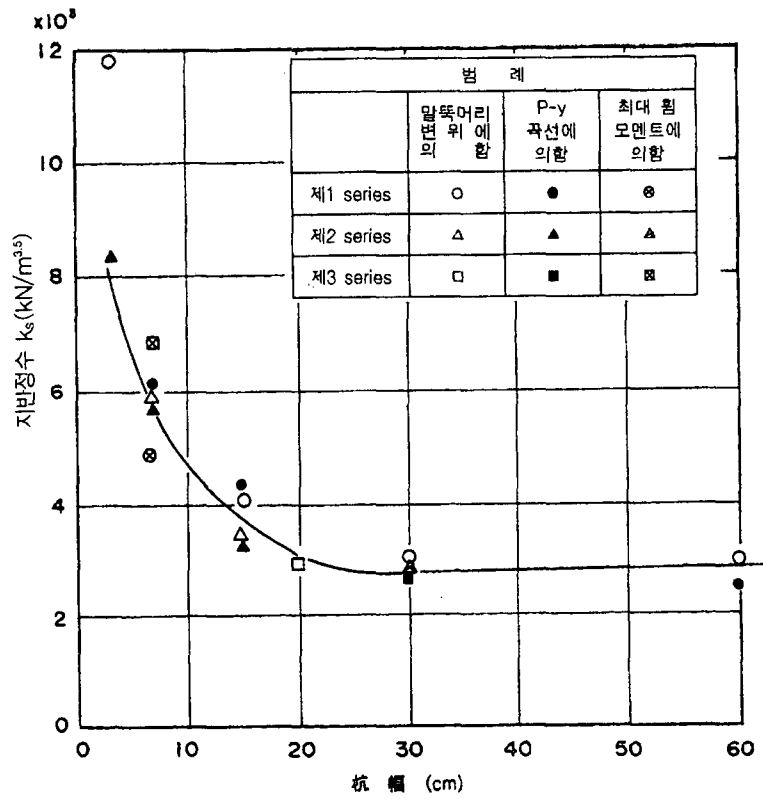
사. 有效長

어떤 말뚝을 긴 말뚝으로 취급하기 위해서는 근입장이 유효장보다 긴 것이 필요하다.

일본의 條原씨와 久保씨는 짧은 말뚝에 대하여 모형시험을 실시한 결과, 근입장이 $1.5 l_{m1}$ 을 초과하면 말뚝하부는 完全히 지반 중에 고정된 것으로 볼 수 있어, $1.5 l_{m1}$ 을 유효장으로 제안했다⁹⁾. 실제로는 근입장이 l_{m1} 을 초과하면 그 말뚝의 거동은 긴 말뚝의 경우와 거의 같다. 그러나 흙의 피로나 Creep의 영향을 고려하여 긴 말뚝의 최소근입장은 $1.5 l_{m1}$ 을 취하는 것이 좋다

아. 말뚝폭의 영향

말뚝폭의 영향은 두 가지로 생각할 수 있다. 첫째는 단위면적당의 지반반력 p 와 y 의 관계에 대하여 말뚝폭 B는 영향을 받지 않는다는 것이다. 둘째는 테르자기(Terzaghi)의 제창으로 어떤 y 에 대한 p 의 값은 B에 逆比例한다는 것이다. 條原과 久保¹⁰⁾ 및 澤口¹¹⁾ 사질토 지반에 ks값(港灣研究所方式)과 B와의 관계에 있어서, 모형시험을 실시한 결과 도참(4-24)을 얻었다. 이것은 상기 두 가지 가정을 조합한 것과 같은 형태이나 말뚝폭 B가 크게 되면 첫째의 가정이 성립되는 것으로 나타났다. 이 결과에 따라서 항만연구소방식은 말뚝폭의 영향을 고려하지 않는다.



도참(4-24) ks와 말뚝폭의 관계

(2) 극한평형법

극한평형법은 지반의 극한상태에 대한 힘의 균형조건에 의해 말뚝의 수평지지력을 결정하는 방법이다. 대표적인 해법으로는 Broms의 이론¹²⁾¹³⁾을 들 수 있다. Broms는 횡하중을 받는 연직말뚝을 긴 말뚝과 짧은 말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태를 가정하고 말뚝의 응력변형 및 필요한 근입 길이를 구하는 설계방법을 제안하였다. 짧은 말뚝과 긴 말뚝의 구별은 표참(4-12)과 같다.

표참(4-12) 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별

구 분	점성토	사질토
짧 은 말 뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L \leq 2.0$
중 간 말 뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말 뚝	$\beta L \geq 2.25$	$\eta L \geq 4.0$

위 표에서 L : 말뚝의 길이

$$\beta = \left(\frac{k_h B}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

$$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad (\text{참4-72})$$

k_h : 지반반력계수

n_h : 지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 B를 곱한 값(지반반력상수)

Broms의 해법은 말뚝 본체와 주변지반의 파괴 가능성을 모두 고려하고 말뚝 본체의 휨저항에 의해 설계가 결정되는 긴 말뚝의 경우에도 지표면 부근의 지반이 파괴된다는 조건을 고려하고 있다. 또 이 해법은 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이며, 지반을 점성토와 사질토 지반으로 각각 나누어 각기 다른 형태로 횡방향 저항력을 산정하였다. 표참(4-13)과 표참(4-14)의 Broms의 해석방법에는 말뚝머리가 구속되어있는 긴말뚝의 경우에 극한상태로서 말뚝본체에 2개의 항복힌지가 발생한 상태가 가정되었다. 탄성지반해석법 표참(4-15)에 의하면 말뚝머리모멘트 M_0 는 말뚝본체에 발생하는 최대모멘트 M_{max} 보다 크므로 Broms해석방법으로는 M_0 가 항복치에 도달한 후 M_{max} 가 항복치에 도달할 때까지 말뚝머리부분의 휨변형을 허용하는 말뚝머리부분의 변형능력이 필요하게 되는데 이러한 변형능력이 없을 때에는 Broms의 방법을 사용해서는 안 되며 탄성지반반력법을 사용해야 한다.

(3) 탄성지반반력법과 극한평형법의 적용 구분

탄성지반반력법과 Broms의 극한평형법의 적용대상은 다음과 같다.

① Broms의 극한평형법 적용대상

가. 짧은 말뚝

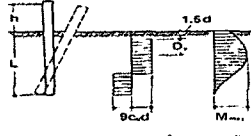
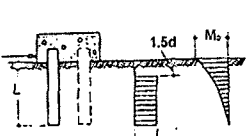
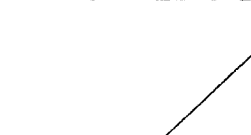
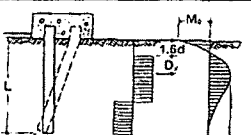
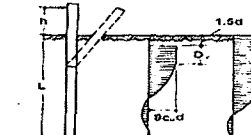
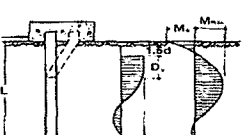
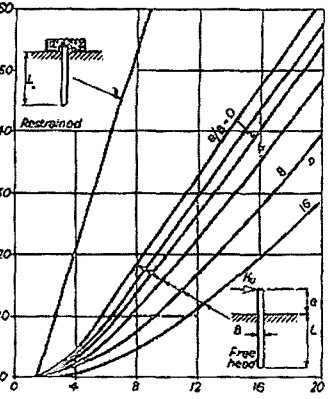
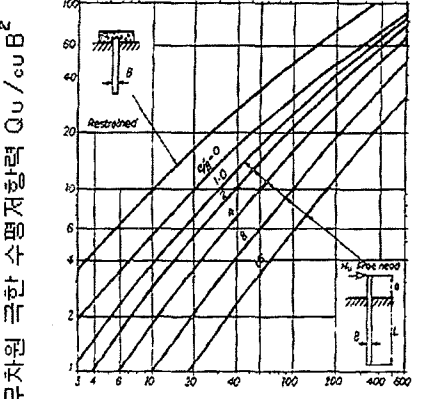
나. 중간 말뚝

다. 말뚝머리가 자유로운 말뚝

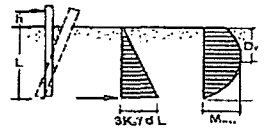
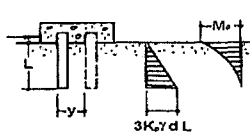
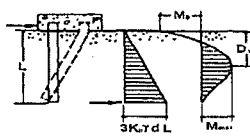
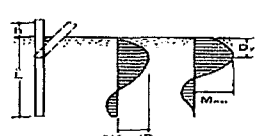
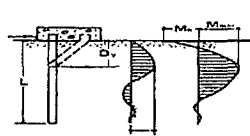
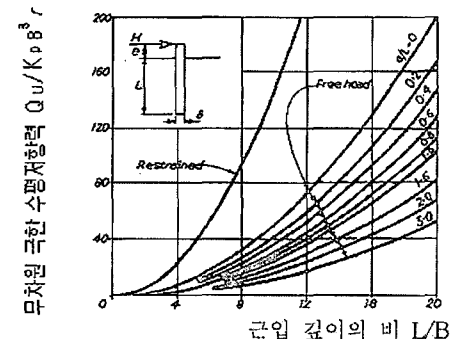
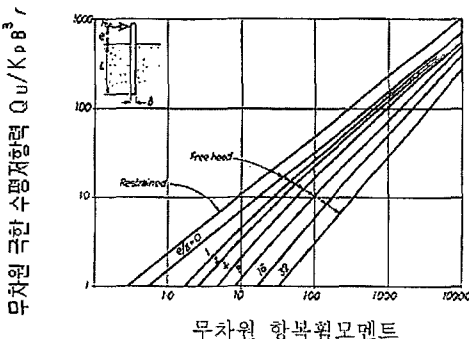
라. 말뚝머리가 구속된 긴 말뚝 중에서 지중부 최대휨모멘트가 항복 값에 도달할 때까지 말뚝머리 휨모멘트가 항복 값을 유지하며 변형될 수 있는 경우

② 탄성지반반력법의 적용대상 : 위의 ①항에 해당되지 않는 경우

표참(4-13) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(점성토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
<p>짧은말뚝 $L < 2.25\beta$</p>	 $Q_u = 9c_u d^2 \left[4\left(\frac{h}{d}\right)^2 + 2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{h}{d}\right)\left(\frac{L}{d}\right) + 6\left(\frac{h}{d}\right) + 4.5 \right] - \left(2\left(\frac{h}{d}\right) + \left(\frac{L}{d}\right) + 1.5 \right)$ $M_{max} = Q_u \left(h + 1.5d + \frac{Q_u}{18c_u d} \right)$	 $Q_u = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$ $M_{max} = Q_u (0.5L + 0.75d)$	$\beta = \left(\frac{k_H d}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{cm}^{-1})$ <p>k_H : 수평반력계수 (kgf/cm^3) d : 말뚝의 폭 (cm) EI : 말뚝의 휨강성 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}^3$) D_y : 지중부 항복현저의 위치(cm) L : 말뚝의 근입깊이 (cm) h : 하중 작용점 높이 (cm) c_u : 흙의 비배수 전단강도(kgf/cm^2) Q_u : 극한 수평저항력 (kgf) M_{max} : 지중부 최대 휨모멘트 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$) M_y : 항복휨모멘트 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$) M_0 : 말뚝휨모멘트 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)</p>
<p>중간길이 말뚝</p>		 $\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (27 + 18 \frac{L}{d}) \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) - 8 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)^2 = 36 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	
<p>긴말뚝 $L > 2.25\beta$</p>	 $\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + (18 \frac{h}{d} + 27) \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 18 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	 $\left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right)^2 + 27 \left(\frac{Q_u}{c_u d^2} \right) = 36 \left(\frac{M_y}{c_u d^3} \right)$ $M_{max} = M_y$	
<p>무차원 극한 수평저항력 $Q_u / c_u B^2$</p>		<p>무차원 항복휨모멘트 $M_u / c_u B^3$</p> 	<p>점성토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도</p> <p>점성토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도</p>

표참(4-14) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(사질토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
<p>짧은말뚝 $L < 2.0/\eta$</p>	 $Q_u = \frac{K_p \gamma d L^2}{2(1 + \frac{h}{L})}$ $M_{max} = Q_u \left[h + \frac{2L}{3\sqrt{3(1 + (h/L))}} \right]$	 $Q_u = \frac{3}{2} K_p \gamma d L^2$ $M_{max} = K_p \gamma d L^3$	$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$ $n_h = \frac{K_H d}{z}$ <p>(kgf/cm³) K_H : 수평지반반력 계수(kgf/cm³) d : 말뚝의 폭(cm) EI : 말뚝의 휨강성 (kgf · cm³) z : 깊이(cm) D_y : 지중부 항복원지의 위치(cm) L : 말뚝의 근입장 (cm) h : 하중작용점 높이 (cm) γ : 흙의 단위중량 (kgf/cm³) (지하수면아래는 수중단위중량) $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ Q_u : 극한수평저항력 (kgf) M_{max} : 지중부 최대 휨모멘트 (kgf · cm) M₀ : 말뚝머리 휨모멘트 (kgf · cm) M_y : 항복휨모멘트 (kgf · cm)</p>
<p>중간길이 말뚝 $4.0/\eta \geq L \geq 2.0/\eta$</p>			$\left(\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} \right) \left(\frac{L}{d} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^3 = \frac{M_y}{K_p d^3 \gamma}$ $M_{max} = M_y$
<p>긴말뚝 $L > 4.0/\eta$</p>	 $\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} \left(\frac{h}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma}} \right) = \frac{M_y}{K_p d^3 \gamma}$ $M_{max} = M_y$	 $\frac{Q_u}{K_p d^3 \gamma} = 2.38 \left(\frac{M_y}{K_p d^3 \gamma} \right)^{\frac{2}{3}}$ $M_{max} = M_y$	
<p>무차원 극한 수평저항력 $Q_u / K_p B^3 \gamma$</p>  <p>근입 깊이의 비 L/B</p>		<p>무차원 극한 수평저항력 $Q_u / K_p B^3 \gamma$</p>  <p>무차원 항복휨모멘트</p>	
<p>$M_u / B^4 \gamma K_p$</p> <p>사질토층의 짧은말뚝 수평저항</p>		<p>사질토층의 긴말뚝 수평저항</p>	

표참(4-15) 수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 이론해석

수평지반 반력계수	말뚝머리자유	말뚝머리의 회전구속	
일 정	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$\frac{Q}{2\beta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 M_{max}	$0.3224 \frac{Q}{\beta}$	$0.104 \frac{Q}{\beta}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{Q}{2EI\beta^3} = \frac{2Q\beta}{k_H d}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3} = \frac{Q\beta}{k_H d}$
	M_{max} 의 발생깊이 L_m	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$
깊 이 에 비 례	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$0.92 \frac{Q}{\eta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 M_{max}	$0.78 \frac{Q}{\eta}$	$0.26 \frac{Q}{\eta}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{2.4Q}{EI\eta^3} = \frac{2.4Q\eta^2}{n_b}$	$\frac{0.93Q}{EI\eta^3} = \frac{0.93Q\eta^2}{n_b}$
	M_{max} 의 발생깊이 L_m	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$

4-2-3 기존자료에 의한 추정

소규모의 구조물이나 횡방향지력이 중요하지 않은 구조물의 경우에 한하여 재하시험이나 해석적 방법에 의하지 않고 기존자료에서 축직각방향력을 받는 단일 말뚝의 거동을 추정할 수가 있다.

4-2-4 경사말뚝의 수평지지력

경사말뚝과 수직말뚝으로 이루어진 구조물 기초에 작용하는 수평력은 모두 경사말뚝에 의해서 지지되는 것으로 하여도 좋다. 이 경우 경사말뚝에 작용하는 수평력은 각 경사말뚝의 축방향 지지력에 의해서만 저항하는 것으로 설계할 수가 있다.

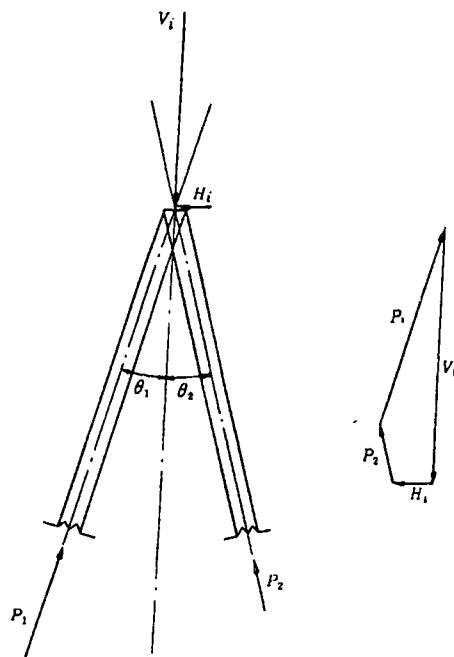
[해설]

(1) 수평력의 분담

일반적으로 경사말뚝과 수직말뚝을 혼용한 동일기초에 수평력이 작용할 때, 동일수평변위량에 대하여 수직말뚝의 수평력 부담이 경사말뚝에 비하여 현저히 적으므로 안전한 설계를 위하여 수평력은 모두 경사말뚝으로 부담하는 것으로 했다.

(2) 경사말뚝의 수평력

경사말뚝의 수평지지력 산정법은 각 말뚝의 축방향지지력만으로 저항하는 경우와 말뚝의 휨 저항도 고려해서 축방향지지력에 포함시켜 생각하는 경우로서 크게 2가지 방법이 있다. 여기서는 전자의 방법을 규정하였는데 경우에 따라서는 후자로 계산하는 편이 적절할 수도 있다.



도참(4-25) 傾斜말뚝의 軸方向력

축방향지지력만 저항하는 경우는 도참(4-25)과 같이 한 조의 경사말뚝 머리부분에 작용하는 연직외력과 수평외력을 각 말뚝의 축방향에 나누어 각각의 축방향 허용지지력(또는 허용인발력) 이하로 되도록 한다. 축방향력은 식(참4-73) 또는 도참법 도참(4-25)에 의해서 구할 수 있다.

$$P_1 = \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \tag{참4-73}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

여기서

- P_1, P_2 : 각 말뚝에 작용하는 압축력(부(負)일 경우는 인발력) (kN)
- θ_1, θ_2 : 각 말뚝의 경사각 (°)
- V_i : 경사말뚝의 연직반력 (kN)
- H_i : 경사말뚝의 수평반력 (kN)

4-2-5 균말뚝의 작용에 관한 고려사항

균말뚝 기초로된 경우 기초에 작용하는 횡방향 허용 지지력의 검토는 균말뚝의 거동을 고려하여 균말뚝 해석에 따르는 것이 원칙이다.

[해설]

균말뚝에 의해 축 직각 방향력을 저항할 때는 경사말뚝으로서 지지하는 경우와 말뚝의 횡방향지지력만으로 지지하는 경우가 있다. 경사말뚝의 경우는 축방향 지지력만으로 설계하는 것이므로 균말뚝 작용의 고려는 본편 4-1에 따르면 좋다. 수직 말뚝만으로 균말뚝을 구성하는 경우는 각 말뚝의 횡방향지지력에 의지하는데 이 경우 먼저 설명한 단말뚝의 거동이 그대로 맞는지 문제가 된다. 균말뚝의 작용에 있어서는 현재까지 잘 알려지지 않았기 때문에 각 현장에서 재하시험을 하고 단말뚝의 시험결과와 비교하는 것이 가장 확실하나 실제상 용이하지 않다.

[참고]

현 단계로는 다음과 같이 참고하여 설계자가 판단하는 것이 좋다. 말뚝타입 중심 간격이 표참(4-16)의 값보다 초과할 때에는 축직각방향 지지력에 관해서 균말뚝 작용을 고려하지 않아도 좋다. 이 표 중 횡방향은 외력의 직각방향, 종방향은 외력의 방향을 말한다. 또한 사질토는 모형실험결과나 항타에 의해 모래가 다져진 것 등을 고려해서 정한 것이며 점성토에 있어서는 거의 자료가 없으므로 안전성을 고려해서 정하였다.

표참(4-16) 말뚝의 중심간격

사 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 1.5배
	종 방 향	말뚝직경의 2.5배
점 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 3.0배
	종 방 향	말뚝직경의 4.0배

4-3 말뚝의 허용인발력

4-3-1 일 반

기초말뚝의 허용인발력은 단일말뚝으로서 최대인발력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준(기준허용인발력)으로 하며 다음 항목들을 고려해서 결정한다.

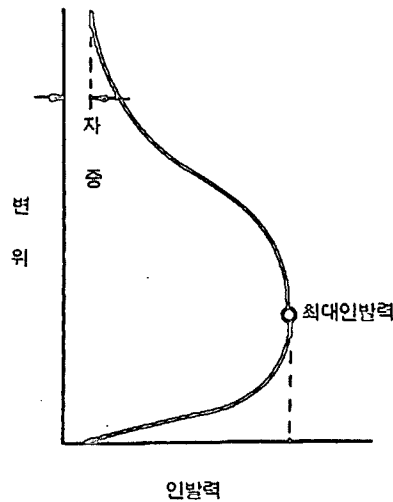
- (1) 말뚝의 인장응력도
- (2) 이음의 영향
- (3) 군말뚝의 작용
- (4) 말뚝의 상향 변위량

[해설]

말뚝에 인발력이 작용하는 것은 다음과 같은 경우이다.

- (1) 구조물 저면에 양압력이 작용할 때
- (2) 수직말뚝으로 지지하고 있는 구조물에 전도모멘트가 작용할 때(후단부의 말뚝에는 인발력이 걸린다)
- (3) 사향으로 수평력을 지지할 때(일부 말뚝에는 인발력이 걸린다)

어느 경우도 상부구조물 또는 말뚝 자신의 무게가 클 때 말뚝에 작용하는 인발력은 상대적으로 작아진다. 말뚝으로 인발력에 저항할 경우 말뚝두부와 상부구조가 완전히 일체가 되어야 인발에 대한 저항을 발휘할 수 있다.



도해(4-1) 最大引拔力

말뚝의 許容引拔力은 單말뚝으로서의 最大引拔力을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준 許容引拔力이라고 하며, 말뚝資材의 應力, 이음, 群말뚝 작용 그리고 變位量 등을 고려해서 判定한다. 여기서 最大引拔力이라는 도해(4-1)에서 표시한 것과 같이 引拔荷重의 最大值를 나타낸 것이다. 일반적으로 引拔試驗의 경우는 변위가 어느 한도를 초과하면 하중은 도리어 감소하고 최후에는 말뚝의 자중만이 된다. 즉 최대하중과 극한하중과의 크기가 틀린다. 따라서 혼란을 피하기 위해 最大引拔力이라는 말을 쓰고 있다.

4-3-2 허용인발력의 기준

許容引拔力の 기준은 원칙적으로 단말뚝의 最大引拔力を 안전율로 나눈 값이다.

[해설]

(1) 안전율의 下限値

말뚝에 引拔力이 걸리는 경우는 압축력이 걸리는 경우와 달라서 흙에 걸리는 힘과 변위의 방향은 상반이다. 이것은 말뚝 주변의 흙에 대한 유효응력을 감소시켜 흙을 느슨하게 하는 경향을 갖는다.

또한 변위가 진행함에 따라 말뚝의 접지면적은 감소한다. 따라서 인발의 경우 말뚝의 변위증대 또는 재하시간의 지속은 흙의 저항력에 대해 대단히 불리한 영향을 끼치는 것이 된다. 더욱이 점성토에서는 Creep 현상이 압축의 경우보다도 현저하게 나타날 것으로 예상된다. 이런 이유로 안전율의 하한치는 축방향지력의 경우보다 큰 값을 사용한다.

또 引拔의 경우 안전율은 최대하중에 대한 것으로서 압축의 경우와 같이 극한하중에 대한 것이 아니므로 큰 안전율을 써야한다.

[참고]

- (1) 해설에서 설명한 것과 같이 인발의 경우 周面摩擦이 작용하는 壓縮의 경우보다 불리한 점이 있어 말뚝의 引拔破壞가 일어나는 경우는 상부구조에 치명적인 손상을 끼칠 가능성이 있다. 그러므로 말뚝에 장기 인발력이 걸리는 설계는 피하여야 한다. 그러나 항만구조물의 경우는 말뚝에 長期 引拔抵抗을 전혀 기대 않는 것도 부적당하다.

그러므로 안전율을 크게 하였으나 말뚝에 引拔力이 걸리는 경우에는 말뚝의 배치를 변경시켜 그 값을 아주 작게 하는 것이 좋다. 특히 점성토에 長期引拔力을 기대할 수밖에 없을 때는 충분하고 신중한 설계를 하여야 한다.

표참(4-17) 안전율 하한치

상 시	3.0이상
지진시	2.5이상

지진시의 안전율은 2.5로 하는데 이는 재하시간이 짧은 것을 고려하여 상시보다도 저감한 것이다. 그러나 지진시에 모래층의 허용인발력을 구할 필요가 있을 경우는 액상화를 고려하여 신중히 결정해야 한다.

(2) 말뚝의 자중과 안전율

말뚝의 自重은 속채움흙의 重量과 더불어 확실한 引拔抵抗으로 기대되는 것이므로 여기에는 안전율을 고려할 필요는 없다.

따라서 最大引拔力에서 基準 許容引拔力을 구할 때는 다음과 같이 하는 것이 합리적이다.

다만 말뚝의 자중이 비교적 적을 때는 자중의 반영을 생략하는 것이 보통이며 말뚝의 직경이 크면 속채워진 흙이 반드시 말뚝과 함께 끌려 올라오지 않으며 말뚝에서 빠져나가는 것도 예상된다.

① 引拔試驗에 의하여 最大引拔力を 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F} \quad (\text{참 4-74})$$

② 靜力學的 支持力 산정공식에 의하여 最大引拔力を 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F} \quad (\text{참 4-75})$$

여기서,

R_{at} : 말뚝의 許容引拔力 (kN)

W_p : 말뚝의 自重 (浮力を 뺀 것) (kN)

R_{ut1} : 말뚝의 最大引拔力 (引拔試驗에 의함) (kN)

R_{ut2} : 말뚝의 最大引拔力 (靜力學支持力산정에 의함) (kN)

F : 安全率

다져진 양질의 모래 지반이고 細心한 土質試驗 또는 引拔試驗 결과로 판정할 경우는 土質基礎의 전문가의 판단을 받은 다음 안전율을 緩和하여도 좋다. 그러나 常時 2.5, 地震時 2.0이하로 해서는 안 된다.

4-3-3 단말뚝의 최대인발력

單말뚝의 最大引拔力은 引拔試驗에 의하여 구하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 부득이 한 경우는 載荷試驗 결과 또는 靜力學的 지지력공식 등에 의하여 추정할 수도 있다.

[解 說]

(1) 最大引拔力의 推定

말뚝의 引拔力에 대해서는 壓縮말뚝에 比하면 經驗이나 資料가 빈약하다. 다만 粘性土層이 비교적 軟弱한 경우 貫入時의 周面摩擦과 引拔時의 周面摩擦이 극히 類似하므로 壓縮載荷試驗結果나 靜力學的 支持力公식에 의하여 最大引拔力을 推定해도 좋다. 軟弱한 粘性土층에서 마찰말뚝 先端抵抗은 무시할 정도로 작으므로 載荷試驗에 의하여 구한 極限 支持力과 最大引拔力과는 큰 차가 없으므로 極限支持力 보다 약간 적은 값을 最大引拔力으로 생각할 수 있다.

靜力學的 지지력 공식에 의한 最大引拔力의 推定은 본편 4-1-4의 靜力學的 公식에 의한 극한지지력의 추정에서 설명한 極限支持力의 推定에 준한다. 당연히 先端支持力의 항은 무시해야 한다.

① 모래地盤의 경우

$$R_{ut} = 2\bar{N} A_s \quad (\text{참4-76})$$

② 粘土地盤의 경우

$$R_{ut} = \bar{c}_a \cdot A_s \quad (\text{참4-77})$$

여기서

R_{ut} : 말뚝의 最大引拔力 (kN)

\bar{N} : 말뚝 根入 전장에 대한 평균 N치

A_s : 말뚝둘레의 전표면적 (m^2)

\bar{c}_a : 말뚝 根入 전장에 대한 平均附着力 (kN/m^2)(본편 4-1-4 참조)

(2) Terzaghi 의 산정식

靜力學的 支持力 산정식을 이용하여 말뚝의 最大引拔力을 推定하는 경우 식(참4-42)을 써서 검토 할 때도 있다. 이 때 식(참4-76), 식(참4-77)으로 계산한 값과 비교하여 적절한 값을 채용한다.

$$R_{ut} = R_f = \phi \cdot L \cdot \bar{f}_s \quad (\text{참 4-78})$$

$$\bar{f}_s = \frac{\Sigma(c_{ai} + K_s \cdot q_i \cdot \mu) \cdot \ell_i}{L} \quad (\text{참 4-79})$$

여기서

R_{ut} : 말뚝의 最大引拔力(kN)

R_f : 말뚝의 周面摩擦力(kN)

ϕ : 말뚝의 둘레 (m)

L : 말뚝의 根入 깊이(m)

\bar{f}_s : 平均 周面摩擦强度(kN/m^2)

c_{ai} : 제i층에서의 흙과 말뚝의 附着力(kN/m^2)

c_i : 제i층에 있어서 흙의 粘着力(kN/m^2)

K_s : 말뚝에 작용하는 水平土壓係數

q_i : 제i층에서의 平均有效土被의 壓力(kN/m^2)

μ : 말뚝과 흙의 摩擦係數

ℓ_i : 제i층의 층두께

c_a 와 μ 의 값에 대해서는 본편 4-1-4의 靜力學的 공식에 의한 軸方向 極限支持力 추정을 참조한다. 水平土壓係數(K_s)의 값은 말뚝이 壓縮을 받을 때보다 약간 적은 값을 취해야 하는데 靜止土壓係數에 대해 조사한 0.3~0.7의 값을 사용하는 예가 많다.

그러나 현장 打設 콘크리트 말뚝에 있어서는 砂質土 중에서 引拔試驗을 행한 결과 土壓係數가 1.75이상인 경우도 있다.¹⁴⁾ 모래의 密度에 의하여 土壓係數의 變動은 현재로서는 확실히 糾明되어 있지 않다. 砂質土層의 말뚝의 경우 정확한 引拔抵抗의 판정은 곤란하며 軟弱한 粘性土의 경우 짧은 시간의 인발 시험결과에서 바로 長期荷重에 대한 引拔抵抗을 推定하는 것은 위험하니 주의해야 한다.

4-3-4 말뚝의 허용인발력을 구하는데 고려할 사항

- (1) 말뚝의 許容引拔力은 말뚝材料의 許容 引張應力度에 말뚝의 有效斷面續을 곱한 값을 초과해서는 안 된다.
- (2) 이음 말뚝의 경우 이음에서 아랫부분의 저항은 무시하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 강말뚝 등 양호한 이음이 되었을 경우는 그 신뢰성을 확인한 다음에 이음의 허용인장력의 범위 내에서 하부 말뚝의 인발 저항을 고려 할 수가 있다.
- (3) 群말뚝의 경우 군말뚝의 最外側 말뚝의 表面을 잇는 면으로 둘러싸인 하나의 블록으로서 引拔抵抗을 검토한다.
- (4) 말뚝의 許容引拔力 결정 시 上部構造에서 결정하는 말뚝머리의 許容引拔量을 고려한다.

[해설]

(1) 말뚝材料의 引張應力度

말뚝의 許容引拔力은 말뚝재의 引張應力度에 의해 제한된다. 그 검토방법은 본편 4-1-6의 말뚝재의 壓縮應力度 검토에 준하면 된다.

(2) 이음의 영향

이음말뚝의 경우 이음이 어느 정도 引拔力을 전달할 수 있는가는 의문이다. 그러므로 가장 안전측을 취하고 하부 말뚝의 저항을 무시하는 것을 원칙으로 했다.

(3) 군말뚝의 작용

군말뚝의 경우 군말뚝 블록이 인발되는 위험성을 고려하지 않으면 안된다. 군말뚝의 최대인발력은 식(참 4-80)으로 표시된다.

$$R_{gut} = \bar{S} \cdot U \cdot L + \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L \quad (\text{참4-80})$$

여기서

- R_{gut} : 하나의 블록으로서 群말뚝의 最大引拔力 (kN)
- \bar{S} : 말뚝에 접촉하는 흙의 평균전단강도(kN/m²)
- U : 군말뚝(블록)의 둘레 (m)
- L : 말뚝의 근입 길이 (m)
- γ'_2 : 말뚝과 흙을 포함한 블록 전체의 평균단위체적중량 (kN/m³)
- A_g : 군말뚝(블록)의 저면적 (m²)

블록의 중량에 있어서는 전체 중량으로 작용 할 가능성이 적은 것을 생각하고 안전율을 감하는 것으로 하면 말뚝의 1 본당 허용인발력은 식(참4-81)과 같이 된다.

$$R_{at} = \frac{1}{n} \cdot \left\{ \frac{1}{F} (\bar{S} \cdot U \cdot L) + \frac{1.5}{F} (\gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \quad (\text{참4-81})$$

여기서,

- R_{at} : 블록의 引拔에 대한 말뚝 1본당 許容引拔力(t)
- n : 群말뚝의 말뚝본수(본)
- F : 安全率(본편 4-3-2의 許容引拔力 기준참조)

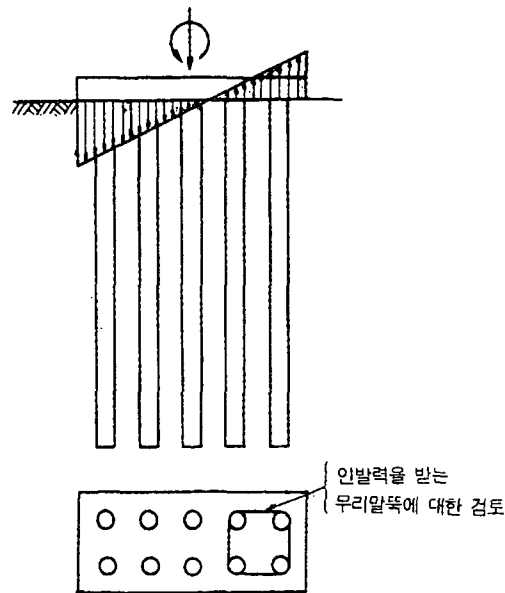
群말뚝으로서 쓰일 경우 각 말뚝의 許容引拔力은 단일 말뚝의 許容引拔力과 식(참 4-45)에서 구한 許容引拔力 중에서 작은 쪽을 취한다. 群말뚝으로 지지된 구조물이 偏心 모멘트를 받을 때 反力이 각 말뚝에 어떻게 分布하는지 잘 알 수 없으므로 편법으로 도참(4-15)과 같이 反力을 직선적 分布로 생각하여 引拔 合力에 대하여 검토하고 다시 제일 큰 引拔力을 받는 말뚝에 대하여 單말뚝으로 검토한다.

(4) 말뚝의 引拔量

말뚝의 許容引拔力은 그 힘에 의한 말뚝머리의 引拔量이 말뚝머리의 허용인발량을 초과하지 않는 범위에 있어야 한다. 許容인발량은 상부구조 등에 대하여 유해한 영향이 없도록 정해져야 하며 이를 일률적인 수치로 나타낼 수는 없다.

引拔荷重에 의해서 말뚝의 引拔量이 어느 정도 발생하는지에 대한 자료가 아주 부족하여 개개의 경우 引拔試驗에 의해 판단하여야 한다. 그러나 점토의 경우 장기하중에 대해 Creep등의 영향이 있으므로 引拔 시험결과에서 직접 말뚝 기초의 인발량을 推定하기는 곤란하다.

그러나 소정의 안전율을 고려하여 구한 許容引拔力정도의 하중에 대해서는 Creep등의 영향도 그다지 크지 않다고 생각된다.



도참(4-26) 균말뚝기초의 인발저항

4-4 설계

4-4-1 하중분담

연직하중은 말뚝만으로 지지하는 것으로 하고 상부기초 바닥면에 접하는 지반의 지지력은 기대해서는 안된다. 수평하중도 말뚝만으로 지지하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 상부기초 근입부의 전면 토압만으로 저항할 경우에는 이것을 지지로 할 수 있다.

[참고]

(1) 말뚝기초의 설계순서

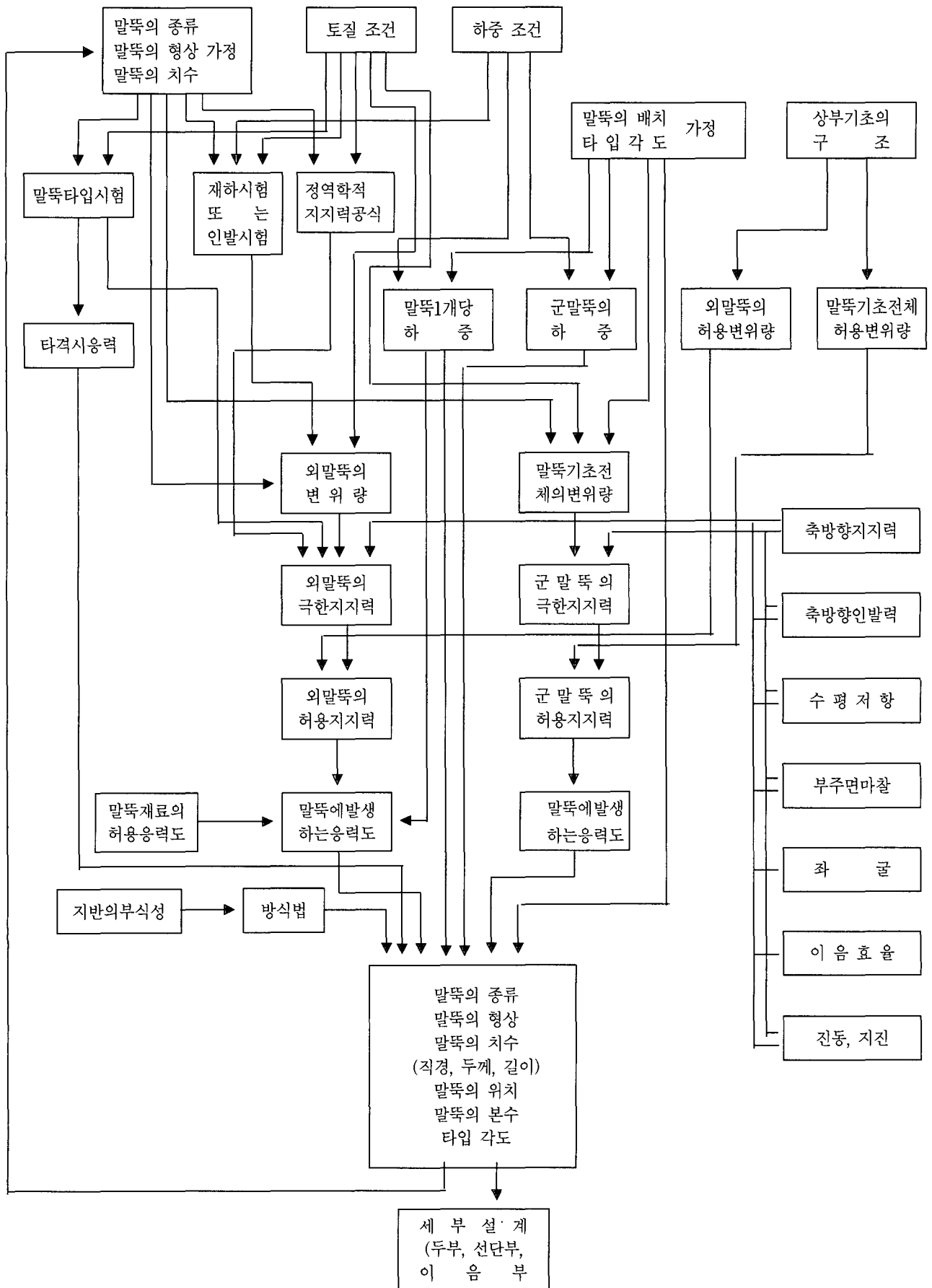
말뚝기초의 설계는 일반적으로 도참(4-27)의 흐름도 순서로 하는 것이 좋다.

(2) 연직하중

시공이 완료된 후에 말뚝으로 지지되는 상부기초의 바닥판은 지반이 바닥면에 접하고 있어도 시일이 지남에 따라 공극이 생기는 경우가 있어 안전상 바닥판 아래 지반의 지지력을 무시하는 것으로 한다. 마찰 말뚝에 있어서도 말뚝 타입 후, 지반이 흐트러진 것에서 회복되는 과정에서 압축현상에 의해 지반이 상대적으로 다소 침하하므로 지반의 지지력은 무시한다.

(3) 수평하중

수평하중은 말뚝만으로 지지하는 것이 원칙이다. 가령 상부기초 근입부의 전면 수동토압 저항이 기대되면 이를 저항력에 추가하여도 좋다. 그러나 이때 수동토압 저항의 산출은 일반적으로 곤란하며, 말뚝의 허용횡방향 지지력 계산시의 말뚝머리 변위량에 대응한 지반의 수동토압이 극한치에 도달하는지 아닌지를 간단히 정할 수 없다. 경우에 따라서는 Coulomb의 식으로 구한 수동토압에 도달할 때까지 상부기초가 변위를 일으키면 말뚝이 휨과괴를 일으킬 위험성이 있다. 그러므로 이 근입부의 전면 수동토압 저항을 고려할 때는 이런 것을 충분히 검토한 다음이 아니면 추가해서는 안 된다.



도참(4-27) 말뚝기초의 설계순서 흐름도

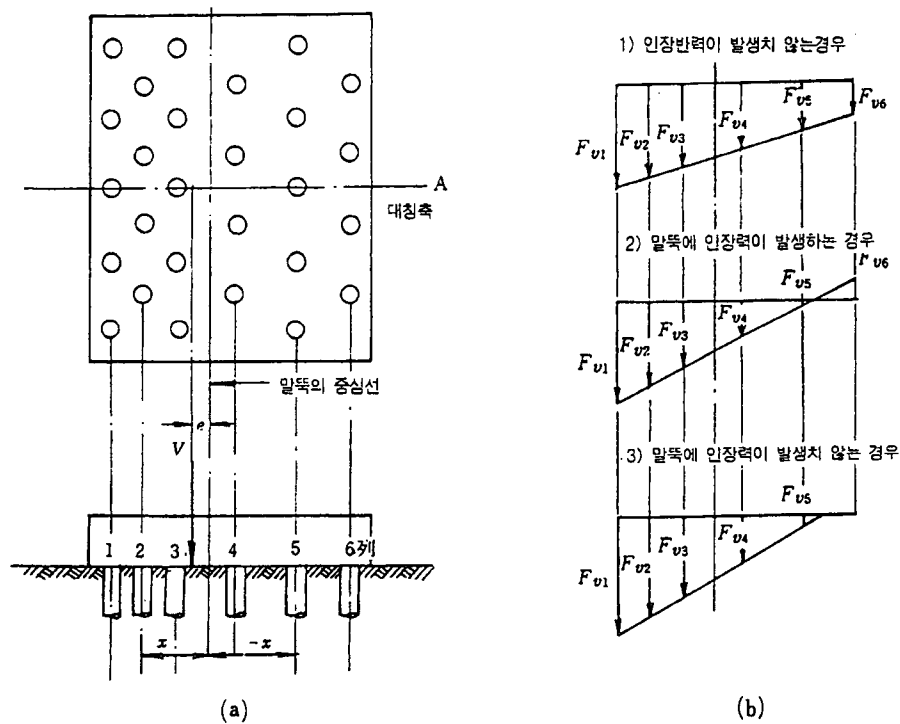
4-4-2 말뚝기초의 하중배분

동일 기초에서는 연직하중이나 수평하중이 모든 말뚝에 균일하게 작용하도록 말뚝을 배치해야 한다.

[해설]

하중의 등분배

동일기초에서 하중을 동일하게 분배시키기 위하여, 말뚝의 종류, 형상, 치수 등으로 조절해서는 안 되며, 말뚝간의 간격으로 조절하는 것이 바람직하다. 만약 각 말뚝간의 분담하중에 큰 차가 있으면 부등침하의 원인이 되고 국부적 응력집중현상 등으로 상부구조에 악영향을 주게 된다. 그리고 마찰말뚝, 지지말뚝의 혼용, 말뚝 근입깊이의 심한 차이 등은 설계시 피해야 할 사항이다.



도참(4-28) 鉛直荷重의 배분

[참고]

(1) 鉛直荷重의 分配

말뚝의 材質, 形狀이 同一하고 配置가 對稱이며, 각 말뚝이 강결되어 있고 外力의 合力이 對稱軸 상에 있을 때, 鉛直力의 分配는 다음 식(참4-82)에 의하여 구한다.

$$F_{vi} = \frac{V}{\Sigma n_i} + \frac{V \cdot e \cdot x_i}{\Sigma (n_i x_i^2)} \quad (\text{참4-82})$$

여기서,

- F_{vi} : i 열 말뚝의 鉛直反力 (kN)
 V : 外力의 鉛直方向 合力 (kN)

- e : 말뚝全體의 重心에서 V의 偏心量 (m) (도참 4-15 참조)
- n_i : i 열중의 말뚝의 개수
- x_i : 전 말뚝의 重心에서 i 열의 말뚝까지 距離 (m)

(2) 水平荷重의 分配

말뚝의 全體길이에 걸쳐서 주변의 흙으로 拘束되어 있는 鉛直말뚝 기초일 때, 水平方向으로 分配되는 힘은 다음 식(참4-83)과 같다.

$$F_{Hi} = H \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \quad (\text{참4-83})$$

여기서,

- F_{Hi} : i 번 말뚝의 水平反力 (kN)
- H : 水平力 (kN)
- K_{Hi} : i 번 말뚝의 水平方向 스프링 定數 (kN/m)

각 말뚝의 形狀, 길이, 材質 그리고 地반조건이 동일하다면 F_{Hi} 는 동일하므로 말뚝의 水平反力은 다음 식과 같다.

$$F_{Hi} = \frac{H}{n} \quad (\text{참4-84})$$

여기서, n 은 말뚝의 개수이다

K_H 의 값을 실험에 의하여 구할 수 없을 때 다음 식에서 구한다.

- 말뚝머리가 hinge일 경우 : $K_H = \frac{E_s}{2\beta}$ (참4-85)

- 말뚝머리가 fixed일 경우 : $K_H = \frac{E_s}{\beta}$ (참4-86)

여기서,

- E_s : 地반의 탄성계수 (kN/m²) : $E_s = k_h B$
- k_h : 횡방향 地반반력계수 (kN/m³)
- B : 말뚝 폭 (m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad (\text{m}^{-1})$$

- E : 말뚝의 탄성계수 (kN/m²)
- I : 말뚝의 단면2차모멘트 (m⁴)

말뚝머리부분이 기초 바닥판과 완전히 일체로 되어 있지 않을 때, 기초에 작용하는 수평력은 연직반력이 작용하고 있는 말뚝만으로 부담한다. 그러나 이 값이 각 말뚝의 연직반력에 말뚝머리와 기초 바닥판과의 마찰계수를 곱한 값을 초과 할 때는 이 超過水平力을 다른 말뚝으로 均等하게 分配해서 말뚝에 超過水平力이 발생하지 않을 때까지 계산을 反復한다.

기초 바닥판과 말뚝이 일체로 강결되어 있을 때 식(참4-82)에서 구한 값은 바로 그 값이 압축력과 인발력으로 인정할 수 있으나, 완전한 일체로 간주할 수 없을 때 F_{vi} 가 (-)인 말뚝은 없는 것으로 가정하고 새로이 중심을 구하여 계산을 다시 한다. 말뚝에 인장력 작용을 허용 할 때는 기초 바닥판과 말뚝이 인발력에 견딜 수 있도록 충분히 강결시켜야 한다.

4-4-3 시공시의 하중에 대한 검토

말뚝의 설계는 완성후의 하중 외에도 취급, 운반, 설치, 타입시의 하중에 대해서도 검토하는 것이 바람직하다.

4-4-4 말뚝과 상부기초와의 결합부 설계

말뚝과 상부기초와의 결합부는 이 부분에 생기는 각종 응력에 대하여 안전하게 설계하여야 한다.

[해설]

설계에 있어서 말뚝머리와 상부기초와의 결합부를 강결이나 힌지로 할 때 각각의 장단점이 있어 간단하게 정하기는 어려우나 설계시 다음사항을 잘 파악하여 판단하는 것이 좋다.

- (1) 鉛直荷重에 대해서는 차이가 없으나 坐屈을 생각할 경우에는 剛結일 때가 坐屈長이 짧아지므로 유리하다.
- (2) 같은 수평하중을 받는 경우 말뚝머리의 수평변위는 剛結의 경우가 힌지보다 상당히 적다
- (3) 말뚝머리가 剛結되어 있는 말뚝에 수평력이 가해지면 말뚝머리에 고정단 모멘트가 생긴다.
- (4) 말뚝머리가 剛結되어 있는 경우는, 상부기초의 회전에 의해서도 말뚝머리 모멘트가 변화한다.
- (5) 역학적 해석은 힌지로 하는 것이 간편하나 말뚝머리와 상부기초와의 결합을 완전 힌지구조로 하는 것은 보통의 시공으로는 어렵다.

[참고]

- (1) 말뚝머리를 剛結로 하는 경우 설계상 주의 사항

① 휨모멘트, 전단력, 軸力의 모든 것에 대하여 抵抗이 되도록 設計하지 않으면 안 된다.

② 말뚝을 그대로 상부기초에 매입할 경우 압축력에 대해서는 말뚝상단의 지압만으로 저항시키는 것을 원칙으로 한다. 그러나 잔교와 같이 상부기초가 얇을 때는 말뚝주면과 콘크리트의 부착력으로 저항시킨다. 또 말뚝머리에 철근 등의 결합재를 연결하여 정착을 좋게 하는 것도 있다. 인발저항의 경우는 이러한 결합재를 써서 인발에 충분히 저항시켜야 한다.

철근 콘크리트 말뚝의 경우는 말뚝머리를 깨어내어 말뚝 속의 철근을 상부기초에 정착할 수도 있다.

③ 말뚝머리가 상부기초 내에 매입되는 길이는 어느 정도 큰 편이 좋으나, 상부기초의 하부에 들어 있는 철근과의 간섭에 주의하여야 한다. 경우에 따라서는 상부기초 하부의 철근이 말뚝에 의하여 절단되므로 완전하게 보강하지 않으면 안 된다.

일반적으로 말뚝의 직경 또는 말뚝의 幅 以上을 상부기초 내에 埋込하면 충분한 것으로 알려져 있으나, 콘크리트에 埋込된 말뚝머리 側面의 支壓應力 分布가 아직 확인 되어 있지 않으므로 계산상으로 정확한 길이를 구할 수 없으나 支壓應力 分布를 直線으로 가정하면 계산식이 성립되어 참고로 할 수 있다.

말뚝머리의 上部基礎 埋込길이 L 은 식(참4-87)에서 구한다.

$$L = \sqrt{\frac{6M_o}{B\sigma_{ca}}} \gamma_b \gamma_i \quad (\text{참4-87})$$

여기서,

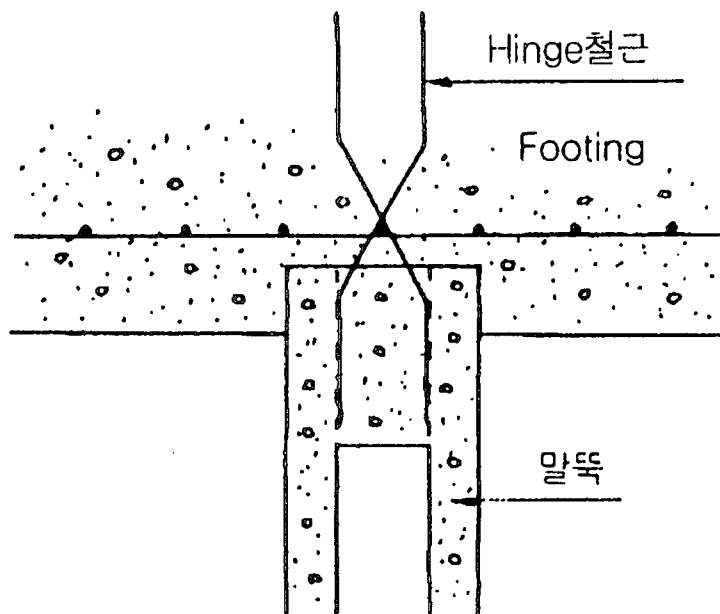
- L : 埋込길이 (m)
- M_o : 말뚝머리 拘束모멘트 (kN·m)
- B : 말뚝 폭 또는 말뚝의 直徑 (m)
- σ_{ca} : 上部基礎 콘크리트의 支壓強度 (kN/m²)
(제3편 3.8 콘크리트의 許容應力度참조)
- γ_b : 部材係數(일반적으로 1.15)
- γ_i : 構造物係數(偶發荷重 작용시의 경우 1.0)

식(참4-87)에서 구한 값이 B이하가 될 경우에도 埋込길이를 B이상으로 한다. 단, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝의 경우는 특히 PS 鋼材引張力の 附着傳達 길이 이상을 埋込할 필요가 있다.

- ④ 剛結한 경우의 말뚝머리는 斷面이 急變하여 應力集中이 豫상되므로 말뚝의 破壞에 대해서 충분히 補强 되어야 한다. 철근 콘크리트 말뚝, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝 등에는 축방향 철근의 증가는 물론이고, 띠철근 또는 나선철근으로 충분히 보강하여야 한다. 한편 상부기초 콘크리트도 말뚝에 의해 국부지압을 받아 인장력이 발생할 수 있으므로 말뚝주변을 보강하여 두는 것이 좋다.

(2) 말뚝머리를 힌지로 하는 경우 설계상 주의 사항

- ① 말뚝머리부는 자유롭게 회전되도록 한다. 이 때문에 말뚝머리부의 埋込길이는 10~15cm 정도로 하며, 埋込길이가 지나치게 크면 剛結에 가깝게 되고 지나치게 적으면 橫方向의 移動이 固定되지 않아서 힌지의 役割을 못한다. 도참(4-29)과 같이 힌지철근을 넣는 경우도 있다.
- ② 말뚝머리는 기둥의 끝이라 파손될 罅려가 있으므로 충분히 보강하지 않으면 안 된다.
- ③ 결합부가 완전한 힌지가 아닌 경우는 말뚝머리 고정단 모멘트가 발생하므로 이에 대한 고려가 필요하다.



도참(4-29) 힌지 결합

4-4-5 이음

- (1) 이음은 완성 후에 작용하는 하중에 대해 안전하여야 하고 시공시에도 충분히 안전할 필요가 있다.
 (2) 이음위치는 단면에 여유가 있고 부식 등의 영향이 적은 곳에 설치하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 이음의 강도

이음위치에 따라서 구조물 완성 후에는 이음에 작용하는 힘이 말뚝의 전체강도보다 훨씬 작게 될 경우도 있으나, 시공시의 항타능력, 장래의 하중증가 및 단면에 생기는 예측하지 못한 응력에 대해서 이음의 안전을 기하여야 한다.

(2) 이음의 위치

이음부의 시공은 반드시 현장작업을 하게되므로 공장제작과 달라서 시공관리가 불충분하게 되기 쉽다. 따라서 이음의 설계에서는 말뚝 본체와는 달리 신중하게 해야한다. 이음의 위치를 결정함에 있어서는 휨, 전단, 압축 및 인장 등 전부를 고려하고 이음구조가 휨에 약한 것이면 휨모멘트가 작은 점에, 전단에 약한 것이면 전단력이 작은 점에 설치하도록 이음구조의 특징을 잘 파악하여 이음위치를 결정하여야 한다.

이음부의 내구성은 본체에 비하여 작은 것으로 생각된다. 예컨대, 강말뚝에서도 여러 가지 방식처리가 용접 등의 가공으로 인하여 기능의 저하를 초래한다고 생각된다. 그러므로 이음의 위치는 부식의 영향이 적은 곳으로 하고 특히 수위의 변동에 의한 건습을 되풀이하는 곳은 피하여야 한다. 또 이음위치에 따라 말뚝 한 개의 길이가 정해지므로 한 개의 길이로서 수송, 시공설비, 작업공간 등을 고려한다. 조건이 허용하는 한 이음수를 감소시키고 긴 말뚝을 사용하는 것이 일반적으로 유리하다. 현재의 운반조건으로는 일반적으로 운반될 수 있는 최대길이는 도로 수송의 경우 13m, 철도수송의 경우 20m 정도이다.

(3) 강말뚝의 이음

강말뚝은 아크용접 이음으로 하는 것이 가장 확실하고 공사비도 다른 방법에 비교하여 일반적으로 저렴하므로 원칙적으로 아크용접 이음을 한다. 그러나 최근에는 가스용접 등 다른 신 공법도 개발되고 있으므로, 시험 등에 의해서 충분히 검토한 후에 책임기술자가 충분히 안전하다고 인정되는 경우에는 다른 방법을 사용하여도 좋다. 添接板을 볼트 또는 리벳으로 접합하는 방법도 있으나, 시공 정밀도에 의문이 있어 별로 사용하지 않고 있다.

(4) 강관말뚝의 용접이음

강관말뚝의 용접이음은 전 둘레를 맞대어 용접하는 것을 원칙으로 한다.

강관말뚝의 용접이음으로서는 현재 소켓을 사용하여 전 둘레를 맞대어서 용접하는 방법이 일반적으로 사용되고 있으며 외주에 칼라를 붙인 살붙임 용접은 별로 사용되지 않고 있다.

(5) H형 鋼말뚝의 이음

H형 鋼말뚝의 이음은 원칙적으로 다음 2가지 방법에 의한다.

- ① 말뚝本體를 서로 맞대어 銲接한다. 이 경우에는 도참(4-30)와 같이 아래 말뚝은 이음부를 말뚝 軸에 直角인 平面으로 하고, 위 말뚝의 이음부는 2.4mm이하, 開先角度 50°이상의 Root Face를 한 방향 또는 두 방향으로 붙여서 V형 또는 K형 맞대임 용접으로 한다.
- ② 添接板을 사용한 살붙임 銲接을 한다. 이 경우에는 현장이음을 구성하는 위·아래 말뚝의 단면은 말뚝 축에 직각인 평면으로 하고 이음강도는 말뚝단면의 접촉에 의한 응력전달은 반영하지 않고 添接板과 살붙임 용접만의 강도에 의한다.(도참(4-31) 참조)

(6) 上下杭 말뚝두께가 다른 경우

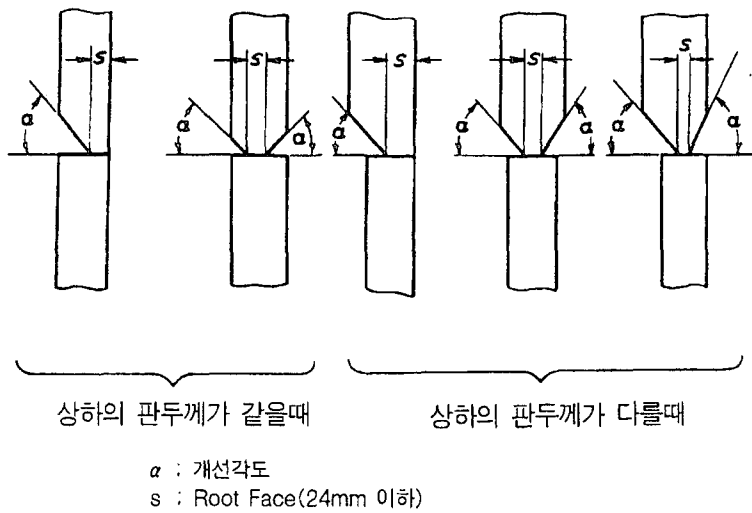
이음부에서 용접해야 될 위·아래 말뚝의 판 두께가 다를 때에 그 차이가 4mm 이하이면 판에 길이 방향의 경사를 붙이지 않아도 좋다.

(7) 나무말뚝의 이음

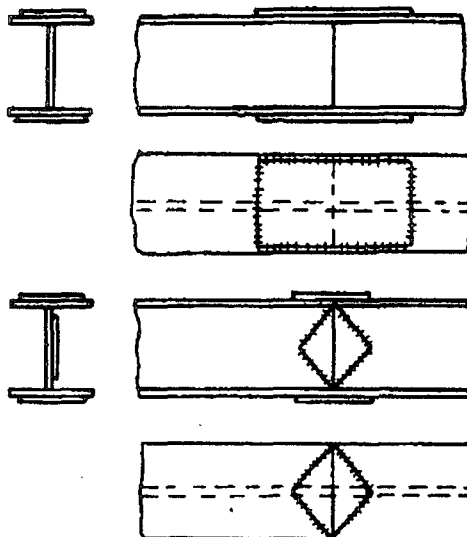
나무말뚝의 이음은 수평력 혹은 인발력이 작용하는 경우에는 쓰지 않는 것이 좋다.

(8) 철근콘크리트 말뚝 또는 PS 콘크리트 말뚝의 이음

수평력 혹은 인발력이 작용하는 구조에 철근콘크리트 말뚝 또는 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝을 사용할 때는 신뢰성이 높은 것이 확인되는 이음구조를 선정하여야 한다.



도참(4-30) H형 鋼말뚝의 맞대입 용접예



도참(4-31) 침접판(添接板)을 쓰는 H형 鋼말뚝의 살붙임 銲接例

4-4-6 말뚝의 선단

말뚝 선단의 구조는 지반상태 혹은 시공방법을 고려하여 결정하여야 한다.

[해설]

말뚝 先端의 역할은 말뚝에 전달되는 축력을 지지층에 확실히 전달하는 것으로, 기 제작말뚝에 있어서 타입 중 말뚝을 보호하며, 관입성을 좋게하는 데 있다.

[참고]

(1) 강말뚝의 선단

① 선단 개방형과 선단 폐쇄형

가. 밀면 지지력은 선단 폐쇄형이 확실한 지내력이 기대된다.

나. 지층 관통 능력은 선단 개방형이 우수

다. 선단 폐쇄형은 연약지반에 타입시 말뚝의 부상 현상이 있으며, 선단 개방형이 시공능률은 우수

라. 타입 정도(변위, 회전)는 선단 개방형이 우수

마. 지반에 전달되는 진동 및 흙의 배제는 선단 개방형이 적어, 근접 구조물에의 영향이 적다.

바. 선단 폐쇄 강관말뚝은 내부에 빈공간이 있으므로 타입 중 및 후에 커다란 토압을 받을 시 반경방향으로 좌굴될 우려가 있다.

② 선단 폐쇄방법

선단 폐쇄에는 일반적으로 강재를 사용. 특히 타입후 폐쇄를 시킬 때는 내부의 토사를 배제시킨 후 콘크리트 폐쇄를 시킨다. 타입전 선단을 폐쇄한 경우에는 강재의 수평관을 부착하거나, 슈-를 부착하는 방법이 있다. 슈-는 가공도도 높아야하고, 지반에 따라서는 말뚝에 휨이 발생하는 경우도 있어, 일반적으로 수평관 부착방법이 좋다. 수평관 부착방법에는 리브를 사용하는 방법과 사용하지 않는 방법이 있다.

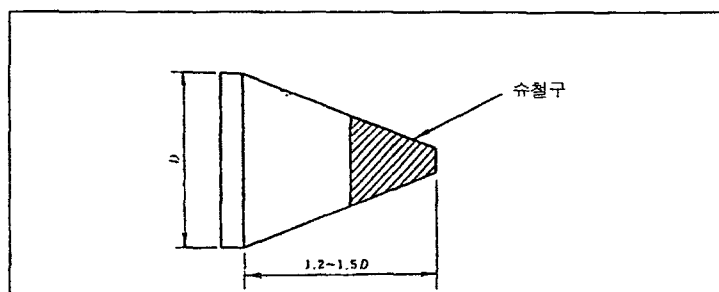
(2) 기 제작 철근콘크리트말뚝 및 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 선단

① 표준형

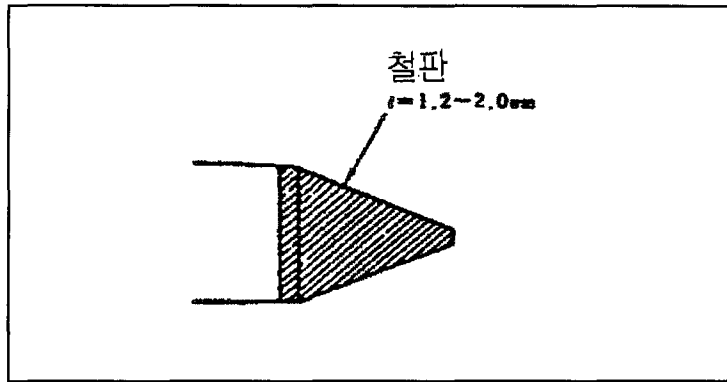
보통의 지반에 사용, 선단부의 길이는 말뚝직경의 1.2~1.5배, 비교적 단단한 지반의 경우는 1.5배가 좋다.(도참(4-32) 참조)

② 전체를 철판으로 피복하는 형

자갈 섞인 흙, 모래, 이암 등의 경질 지반에 사용, 철판의 두께는 1.2~2.0mm가 좋다.(도참(4-33) 참조)



도참(4-32) 표준형



도참(4-33) 전체를 철판으로 피복하는 형

4-4-7 강관말뚝의 판두께 및 재질의 변경

강관말뚝의 판두께 및 재질의 변경을 할 경우는 말뚝단면력의 분포 및 시공성을 충분히 고려한다.

[해설]

말뚝의 단면력은 깊은 방향으로 변화하고 지중부의 깊은 곳에서 적게 되는 것이 일반적이다. 이 때문에 경제성의 관점에서 강관말뚝의 판두께 또는 재질을 변경하는 것이 있다.

[참고]

- (1) 강관말뚝의 판두께 또는 재질을 변경하는 경우 변경하는 위치는 말뚝에 미치는 단면력이 크게 되지 않는 곳으로 하여야 한다. 단 큰 부(-)의 주면마찰력이 작용하는 경우는 이들의 변경이 되지 않는 것이 있으므로 주의할 필요가 있다.
- (2) 강관말뚝의 판두께 또는 재질 변경부의 접합은 원칙적으로 공장원주용접으로 하고 용접부의 형상은 KS F 4602에 의한다.

[참고문헌]

- 1) 건설부 : 구조물기초설계기준 1986, pp.187~230
- 2) Meyerhof G.G : Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil, journal of SMFD, ASCE, Vol.82 No.SM 1, 1956, pp.1~10
- 3) Tomlinson, M.J. : Foundation Design and Costruction, Fifth Edition, Skin friction on pile shaft, Longman Scientific & Technical, 1986, pp. 415~419
- 4) U.S Department of Transportation Feeral Highway Adminstration : Wave Equation Analysis for Piles, Arlington, 1980, pp.14~47
- 5) Kezdi, A, : Bearing capacity of piles and pile groups, proc, 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol.2, 1957, pp. 50~51
- 6) Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H : Foundation engineerg, John Wiley, 1953, P.260
- 7) Terzaghi, K, Peck, R.B., Mesri, G. : Soil mechanics in engineering practice, third Edition, John Wiley, 1995, pp.435~436
- 8) Chang, Y.L. : Lateral Pile Loading test, Trans., ASCE., Vol.102, 1937, pp 273~276
- 9) 久保 浩一 : 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告 Vol. 2, No.3, 1964, pp.14-15.
- 10) 篠原 登美雄, 久保 浩一 : 杭の横抵抗に関する實驗的研究 (その 1) , 運輸技術研究報告 第11卷, 第6号, 1961, p.61.
- 11) 澤口 正俊 : 杭の横抵抗における地盤常數に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.2, 1968, pp.82-83.
- 12) Broms, B.B : Lateral resistance of piles in cohesionless soils, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM3, 1964, pp.123~156
- 13) Broms, B.B : Lateral resistance of piles in cohesive soils, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM2, 1964, pp.27~63
- 14) Ireland, H.O. : Pulling tests on piles in sand, Proc.4th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.2, 1957, pp.45

제 5 장 기초의 침하

5-1 지중응력

기초의 재하하중으로 인하여 발생하는 지중응력은 흙을 탄성체로 가정하여 추정한다. 다만 등분포하중 일 때는 응력을 직선적 응력분산으로 가정한 간편법을 사용할 수 있다.

[해설]

지반의 전단파괴에 대한 충분한 안전율을 가지는 구조물이 지표면에 있는 경우에 생기는 지중응력은 기초의 극한 지지력에 비해 비교적 작기 때문에, 지반을 탄성체로 가정하여 합리적인 근사값을 얻을 수 있다.

지중응력계산에 사용하는 해석법에는 Boussinesq 의 해석법이 있다. 이 해석은 등방성이고 균질한 반무한 탄성체 표면에 연직집중하중이 작용했을 때를 기준으로 유도된 것이며, 이 식을 적분함으로써 선형하중이나 면하중에 대한 지중응력을 구할 수 있다.

탄성해법 외 다른 방법으로 띠 모양의 하중 또는 직사각형하중에 대한 지중응력을 추정하는 방법으로는 응력의 직선적 분산을 가정한 Kögler의 방법이 있다.¹⁾

[참고]

다음에 기술한 지중응력의 해석은 상재하중에 의한 지중응력 증가분의 값이고, 흙의 자중은 고려되어 있지 않음을 주의하여야 한다.

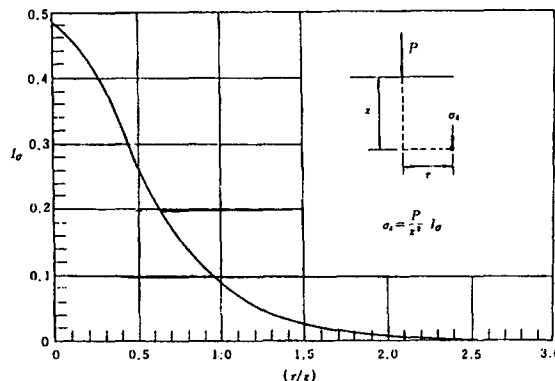
(1) 집중하중에 의한 지중응력

지반을 자중이 없는 반무한 탄성체라 하고, 그 표면에 재하된 집중하중 P로 인한 지중응력은 Boussinesq 에 의하면 식(참5-1)과 같다.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_\sigma \tag{참5-1}$$

여기서,

- σ_z : 연직지중응력 (kN/m²)
- P : 집중하중 (kN)
- z : 지표면으로부터 깊이 (m)
- I_σ : 지중응력의 영향치 (도참(5-1) 참조)



도참(5-1) 연직집중하중에 의한 연직지중응력의 영향치

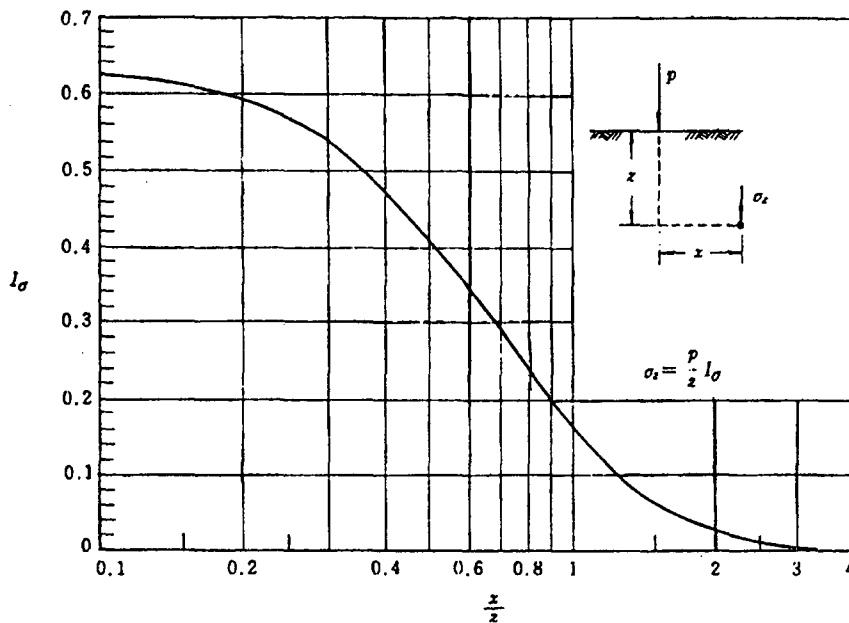
(2) 線荷重에 의한 地中應力

단위길이당 하중이 p 인 무한히 긴 선형하중이 연직으로 작용할 때, 지표면에서 깊이 z 인 점에서의 연직지중응력 σ_z 는 식(참5-2)에서 구할 수 있다

$$\sigma_z = \frac{p}{z} I_\sigma \quad (\text{참5-2})$$

여기서,

- σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)
- z : 지표면으로부터 깊이 (m)
- p : 단위길이당 선하중 (kN/m)
- I_σ : 영향치 (도참(5-2) 참조)



도참(5-2) 연직선하중에 의한 연직지중응력의 영향치

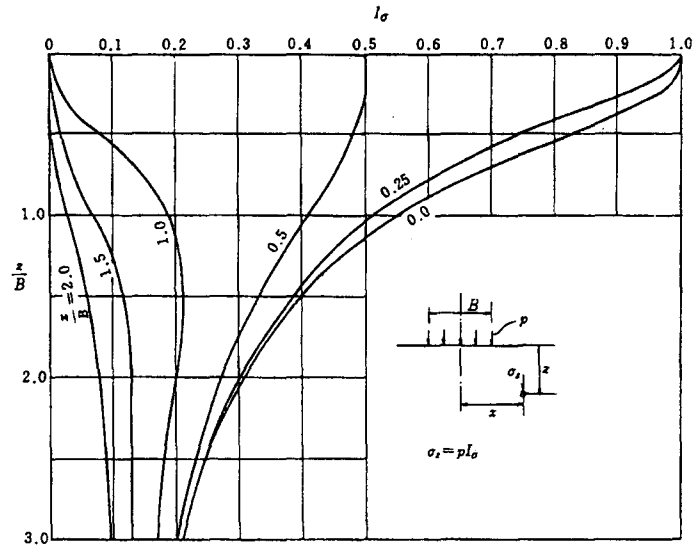
(3) 띠 모양의 하중에 의한 지중응력

① 등분포 띠모양하중(재하폭 B (m))에 의한 지중응력은 식(참5-3)으로 구한다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-3})$$

여기서,

- σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)
- p : 하중강도 (kN/m^2)
- I_σ : 영향치 (도참(5-3) 참조)



도참(5-3) 등분포 띠모양하중에 의한 연직지중응력의 영향치

등분포 띠모양하중인 경우, 전술한 탄성해석에 의존하지 않고 응력이 직선적으로 분산한다고 가정하는 Kögler 의 방법을 사용할 수 있다. 이 방법에는 도참(5-4)(a)와 도참(5-4)(b)와 같이 보스톤 코드(Boston Code)법과 수정 쾨그러(Kögler)법이 있다.

보스톤 법에서는 지표면의 연직하중이 각도 α ($\alpha \geq 30^\circ$)로 균일하게 분산된다고 생각한다. 도참(5-4)(a)와 같이 등분포 띠모양하중(폭 B (m))으로 인한 임의깊이에서 연직지중응력은 식(참5-4)에서 구할 수 있다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2\left(\frac{z}{B}\right) \tan \alpha} \quad (\text{참5-4})$$

여기서,

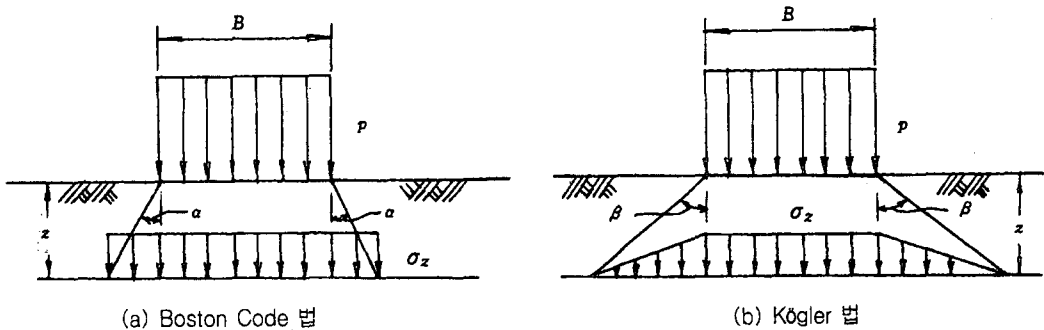
σ_z : 연직지중응력 (kN/m²)

z : 지표면으로부터 깊이 (m)

p : 하중강도 (kN/m²)

α : 하중 분산각도 (보통 $\alpha = 30^\circ$)

B : 등분포하중의 재하폭 (m)



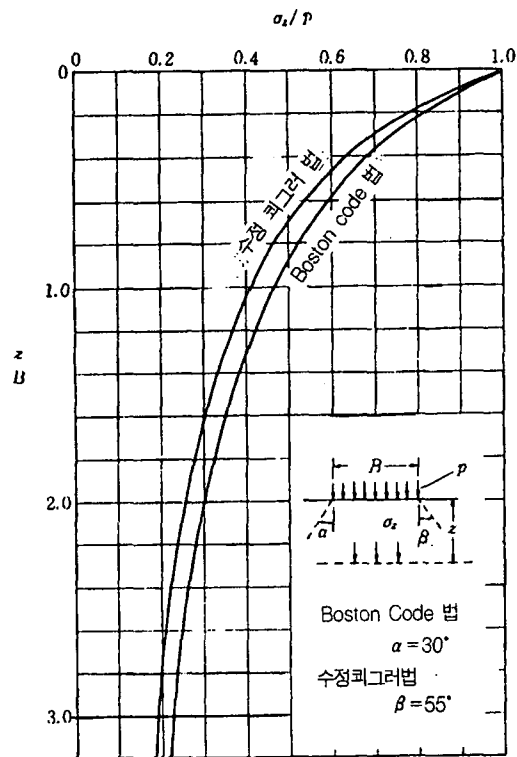
도참(5-4) 직선적 응력분포

수정 쾨그러(Kögler)법은 도참(5-4)(b)와 같이 지중응력의 크기가 균일하지 않다고 생각한 것이다. 지중응력 분산각 β (보통 $\beta = 55^\circ$)로 분산하며 사다리꼴모양으로 분포된다고 가정하여 식(참5-5)와 같이 나타냈다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + \left(\frac{z}{B}\right) \tan\beta} \quad (\text{참5-5})$$

이 식에서 기호는 식(참5-4)과 동일하다.

도참(5-5)는 식(참5-4)과 식(참5-5)을 곡선으로 나타낸 것이다.



도참(5-5) 等分布 띠모양荷重에 의한 鉛直地中應力
(直線의 應力分散으로 假定할 때)

② 堤體荷重

제체하중에 의한 연직지중응력은 도참(5-6)과 식(참5-6)에 의하여 구한다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad (\text{참5-6})$$

여기서,

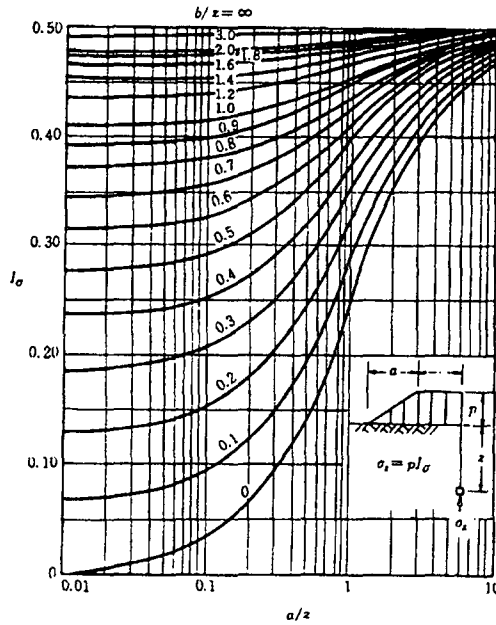
σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)

p : 하중강도 (kN/m^2)

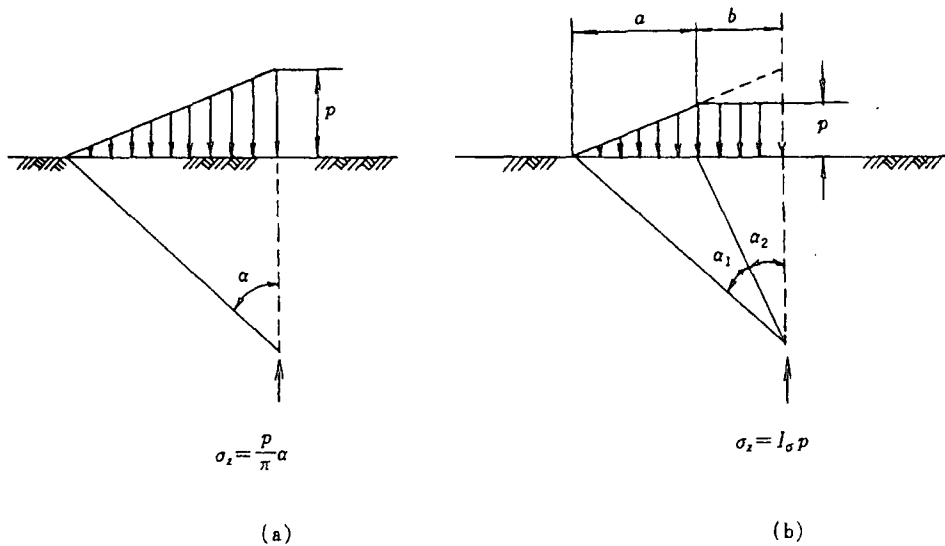
I_σ : 영향치 (도참(5-6) 참조)

제체하중일 때 연직지중응력은 도참(5-7)(a)와 같이 삼각형하중을 서로 겹치게 함으로써 도참(5-7)(b)와 같

이 얻어진다.



도참(5-6) 제체하중에 의한 연직지중응력의 영향치



도참(5-7) 삼각형하중이 겹쳤을 때 제체하중

도참(5-6)은 이와 같은 방법에 의하여 Osterberg가 구한 영향치이다.

도참(5-6)에서 구한 영향치를 이용하여 식(참5-6)으로 산출한 지중응력 σ_z 는 무한히 계속되는 제체의 법선 직각방향의 한 연직단면 내에 있는 것이다. 따라서 옹벽에서 생각하고 있는 면의 한쪽에 제체가 있을 경우 도참(5-6)에 의한 영향치의 1/2을 취하면 된다. 이것은 띠모양 하중의 경우에도 적용 가능하다.

(4) 면하중에 의한 지중응력

- ① 등분포 원형하중

반경 R의 원형면상에 등분포하중이 가해진 경우의 연직지중응력은 식(참5-7)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (\text{참5-7})$$

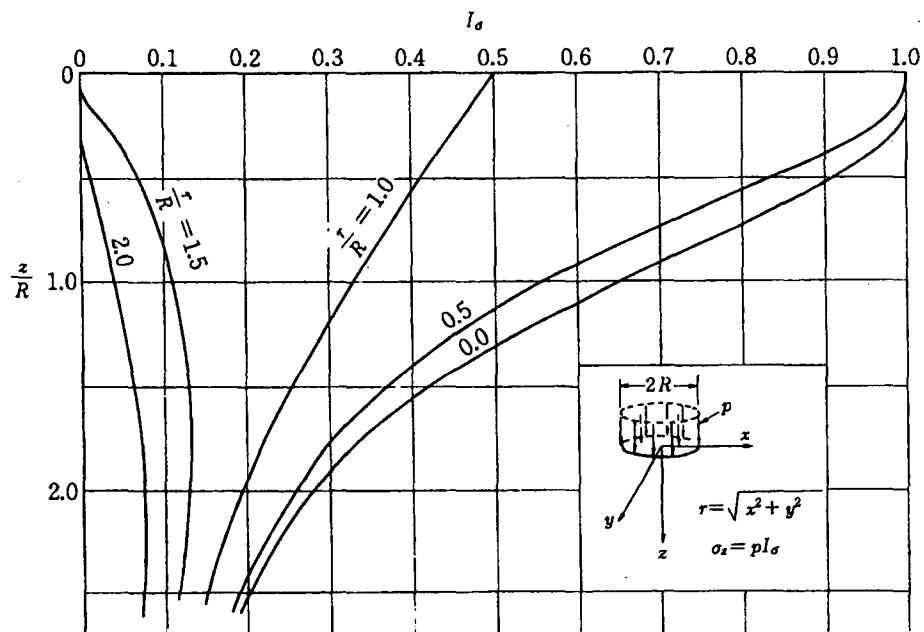
여기서,

σ_z : 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력 (kN/m²)

p : 하중강도(kN/m²)

R : 재하면의 반경(m)

I_σ : 영향치 (도참(5-8) 참조)



도참(5-8) 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

② 등분포 직사각형하중

가. 직사각형분할법

직사각형 재하면(B(m)×L(m))에 등분포하중이 가해지는 경우 직사각형 모서리에서 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 도참(5-9)를 써서 식(참5-8)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (\text{참5-8})$$

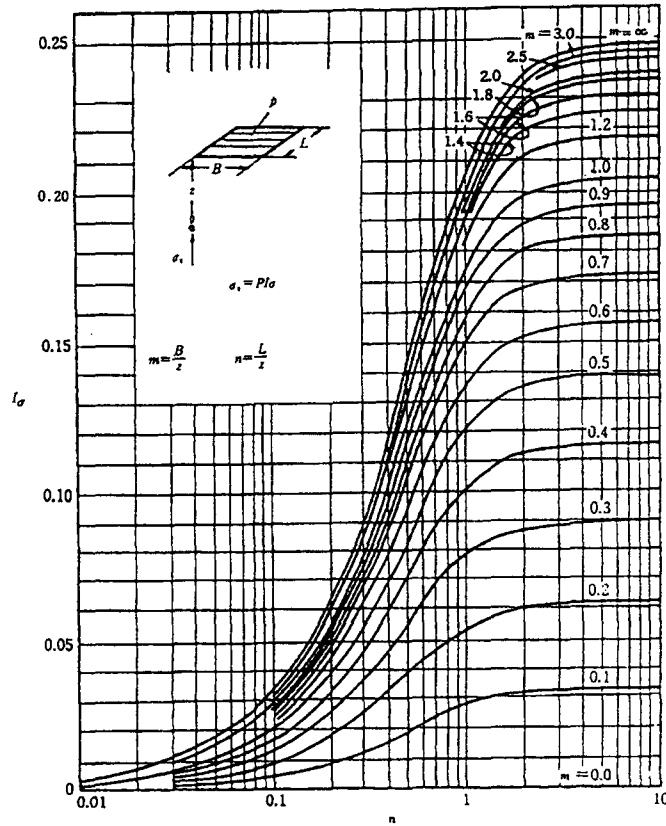
여기서,

σ_z : 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력(kN/m²)

p : 하중강도(kN/m²)

I_σ : 영향치 (도참(5-9) 참조)

직사각형의 모서리 이외 지점에서의 지중응력은 그 점을 모서리로 하는 몇 개의 직사각형으로 분할하고 각 직사각형의 영향치를 중첩함으로써 구할 수 있다.



도참(5-9) 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

나. 應力の 直線的 分散을 假定하는 方法

(4)항에서 기술한 應力の 直線的 分散의 가정을 사용하여 直四角形荷重에 대한 地中應力을 계산할 수 있다. 즉 直四角形 載荷面(B(m)×L(m))에 等分布荷重이 가해지는 경우 任意의 깊이에서 한 점의 鉛直 地中應力은 식(참5-9)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + 2z(B+L)\tan\alpha + 4z^2\tan^2\alpha} \quad (\text{보스톤 코드법})$$

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3}z^2\tan^2\beta} \quad (\text{수정 쾨그러법}) \quad (\text{참5-9})$$

다. 영향원법

임의의 형상의 재하면에 등분포하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 도참(5-10)에 표시한 영향도를 써서 식(참5-10)으로 구할 수 있다.

$$\sigma_z = n \times 0.005p \quad (\text{참5-10})$$

여기서,

$$\sigma_z = \text{연직지중응력 (t/m}^2\text{)}$$

n = 영향원의 개수 (개)

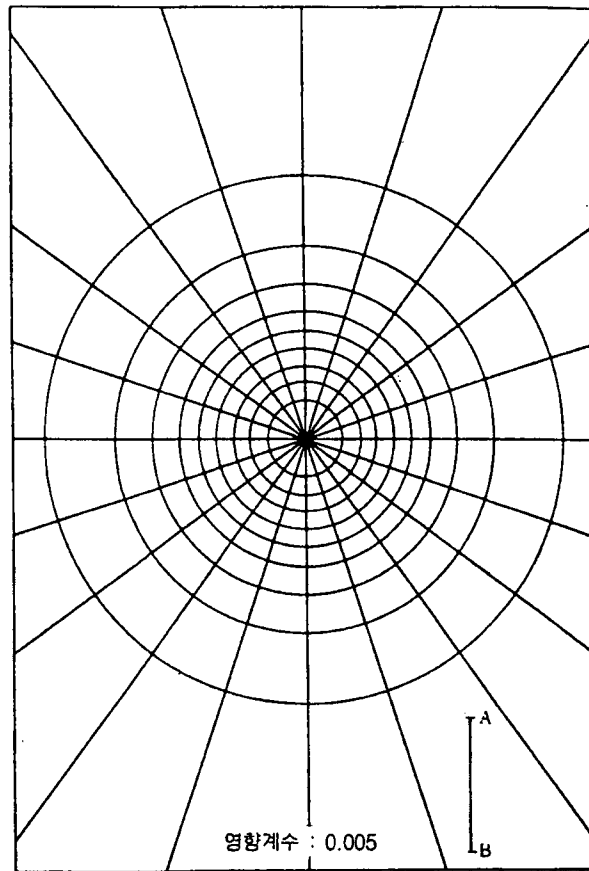
p = 하중강도 (t/m^2)

도참(5-10)은 동심원군과 방사선군에 의해 전 평면을 200개의 소부분으로 분할한 것이며, 지표면상에서 각 분할구간에 등분포하중 P 가 작용할 때 어느 분할구간을 취해도 동심원의 중심 바로 아래에서 기준장 \overline{AB} 와 같은 깊이에 있는 점의 지중응력 σ_z 가 $0.005p$ 로 되도록 작성되어 있다.

도참(5-10)을 Newmark의 영향원이라 하며, 이경우의 계수 $1/200=0.005$ 를 영향계수라 한다. 영향원을 이용한 지중응력의 산정은 다음순서와 같다.

- ㉠ 지표면상에서 임의의 평면형태에 등분포하중 P 가 작용하고 있을 때, 지표면상의 임의의 점(재하면의 내외를 불문하고) 바로 아래 z 되는 깊이에서의 지중응력 σ_z 를 구하는 것으로 한다.
- ㉡ 깊이가 기본선장 \overline{AB} 와 같게 되도록 축척비율을 구해서 트레이싱 페이퍼에 그 축척비율로 주어진 평면형을 그린다.
- ㉢ 트레이싱 페이퍼를 도참(5-10) 위에 포개어 놓고 지중응력을 구하고자 하는 점의 평면 위치를 영향원의 중심에 일치시킨다.
- ㉣ 트레이싱 페이퍼상의 평면 내에 포함되어 있는 영향원의 개수 n 을 센다.
- ㉤ $\sigma_z = n \times 0.005p$ 에 의해 지중응력을 구할 수 있다.

이 영향원법은 응력을 구하려는 점의 깊이가 달라질 때마다 축척비율을 변경해서 지표면의 평면형을 다시 그리지 않으면 안 되는 불편은 있으나 재하면에서 상당히 떨어진 점의 지중응력을 구하는 경우나 재하면이 직사각형으로 분할하기 어려운 형상의 경우에는 ㉠항의 직사각형분할법보다 편리하다.



도참(5-10) Newmark의 영향원

5-2 즉시침하

즉시침하는 재하와 동시에 일어나는 침하이며, 주로 전단변형에 의하여 일어나는 것이다. 즉시침하의 추정은 탄성이론을 적용한다.

[해설]

침하에 시간을 필요로 하는 점성토의 압밀침하와 구별하여 재하와 동시에 발생하는 침하를 즉시침하라고 한다. 사질토 지반에서는 압밀침하가 없기 때문에 즉시침하를 전 침하로 생각할 수 있다.

[참고]

포화점성토 지반에서의 즉시침하는 탄성침하 외에 흙의 측방소성유동으로 인한 침하도 있을 수 있으나, 이와 같은 점성토지반의 측방유동은 지지력에 관계되는 안전율의 크기에 따라 다르며, 압밀침하처럼 오랜 기간에 걸쳐 발생하기 때문에 정량적으로 해석할 방법이 없다. 그러므로 이와 같은 현상은 시공상의 문제로 취급하는 방법 외에는 없다.

(1) 연직집중하중에 의한 침하

연직집중하중 p (kN)가 작용했을 때, 지표면의 침하량 p_z 는 식(참5-10)에서 계산한다.

$$p_z = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi r E} \quad (\text{참5-10})$$

여기서,

- p_z : 침하량 (m)
- p : 집중하중 (kN)
- E : 흙(지반)의 탄성계수 (kN/m²)
- μ : 포아송비
- r : 하중작용점에서 수평거리 (m)

(2) 연직 선하중에 의한 침하

선하중이 작용할 때, 지표면의 침하 p_z 는 식(참5-11)에서 구한다.

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \ln \left(\frac{d}{r} \right) \quad (r \leq d) \quad (\text{참5-11})$$

여기서,

d : 지표면상에서 침하량이 0 가 되는 점과 선하중 재하 위치와의 수평거리(m)로서 이를 적당히 가정한다.

p : 연직 선하중 (kN/m)

기타 기호는 식(참5-10)과 동일하다.

(3) 등분포 띠모양 하중에 의한 침하

지표면의 침하량 p_z 는 식(참5-12)로 계산한다.(도참(5-3) 참조)

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \left(B + \ln \frac{|x - B/2|^{x-B/2}}{|x + B/2|^{x+B/2}} \right) \quad (\text{참5-12})$$

여기서,

- p_z : 침하량(m)
- μ : 포아송비
- E : 흙의 탄성계수 (kN/m²)
- B : 재하폭(m)
- p : 하중강도 (kN/m²)
- x : 띠모양하중의 중심으로부터 거리 (m)

(4) 등분포 원형하중에 의한 침하

원 중심의 지표면 침하량 p_z 는 식(참5-13)으로 계산한다.(도참(5-8) 참조)

$$p_z = \frac{2p(1-\mu^2)}{E} R \quad (\text{참5-13})$$

여기서,

- p_z : 침하량(m)
- R : 원형하중의 반경(m), 기타 기호는 식(참5-13)과 같다.

(5) 등분포 직사각형 하중에 의한 침하

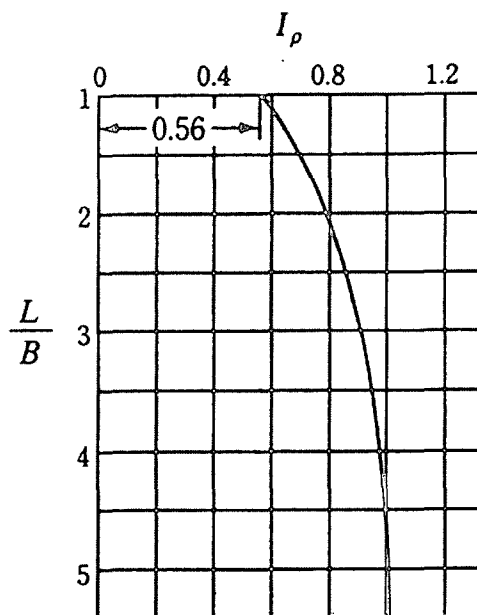
직사각형의 모서리 N' 에 있어서 지표면의 침하량 p_z 는 식(참5-14)로 계산한다(도참(5-8) 참조)

$$p_z = pB \frac{(1-\mu^2)}{E} I_p \quad (\text{참5-14})$$

여기서,

- I_p : 침하량에 대한 영향치
- I_p 는 직사각형의 치수비(L/B) 계수로 도참(5-10)의 표시와 같다.

지중응력의 경우와 마찬가지로 직사각형분할법에 의한 침하량의 증첩법으로 산출할 수가 있다.



도참(5-10) 등분포 직사각형하중에 의한 모서리의 침하에 대한 영향치

5-3 압밀침하

5-3-1 최종 압밀침하

물로 포화된 점성토 지반에 외력이 가해지면, 과잉간극수압이 발생하게 된다. 이때 점성토 지반은 장 시간에 걸쳐 물이 간극에서 유출하며 침하가 발생하게 되는데 이것을 압밀이라고 한다. 압밀이 완료되었을 때의 침하를 최종압밀침하라고 하며 각종 압밀계산에 필요한 토질정수는 압밀시험을 통하여 구할 수 있다.

[참고]

(1) 압밀침하 계산법

① m_v 로부터 구하는 경우

압밀침하량은 식(참5-15)로 계산한다.(도참(5-11) 참조)

계산에 필요한 체적압축계수 m_v 는 압밀시험 결과에서 구하는 값이다.

$$S_o = \Sigma m_v \cdot \Delta h \cdot \Delta \sigma_z \quad (\text{참5-15})$$

여기서,

S_o : 최종압밀침하량(m)

m_v : 체적압축계수(m^3/kN)

Δh : 압밀이 일어나는 점토층 분할편의 두께(m)

$\Delta \sigma_z$: 분할편 중앙에서 외력으로 인한 압력증가분(kN/m^2)

② e-log p 곡선을 이용하는 경우

$$S = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (\text{참5-16})$$

여기서,

Δe : 압력 증분 Δp 에 대한 간극비의 변화량

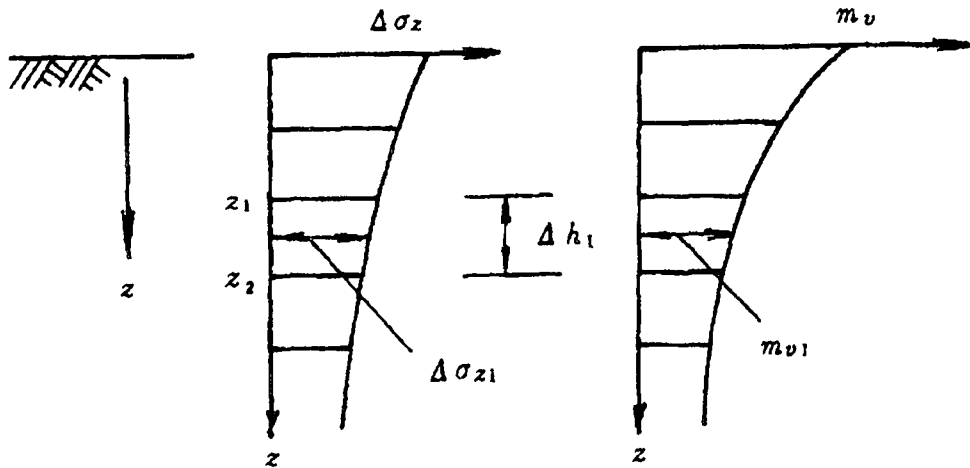
e_0 : 초기 간극비

③ C_c 로부터 구하는 경우

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (\text{참5-17})$$

여기서,

C_c : 壓縮指數



도참(5-11) 압밀침하량의 계산

체적압축계수 m_v 를 압밀시험 결과에서 구하기 위해서는 임의위치에서의 유효토피압력(Effective Overburden Pressure)에 $\Delta\sigma_z/2$ 를 더한 압력에 상응하는 m_v 를 취한다.

압밀압력(증가분) $\Delta\sigma_z$ 는 기초바닥면이 지표에서 임의깊이까지 근입되어 있을 때 재하전의 유효토피 압력을 초과한 응력 즉, 순 증가응력을 취해야 한다.

가. 압밀층의 분할

압밀층의 두께가 두꺼울 때 외력에 의한 지중응력 분포가 도참(5-11)와 같이 곡선이고 체적압축계수 m_v 도 깊이에 따라 변하기 때문에, 몇개의 층으로 분할해서 각층의 최종 압밀침하량을 계산한 다음, 이들을 합하여 총 압밀침하량을 구하여야 정확한 값을 얻을 수 있다. 압밀시험 결과를 정리할 때 $\bar{P}_n = P_n + P_{n-1} + \Delta P_n$ 의 압력하에서 압밀과정을 계산한 m_v 값의 계수를 $P_n = 1/2 (P_n + P_{n-1}) = P_{n-1} + 1/2(\Delta P_n)$ 의 계수로 Plot하면 즉 $\log P_n$ 과 $\log m_v$ 는 같은 흙 시료에서 직선관계가 성립된다. 이와 같은 방법에 의하여 체적압축계수 m_v 를 구한다.

나. 壓密壓力 $\Delta\sigma_z$

각 分割土層에서의 壓密壓力 $\Delta\sigma_z$ 의 값을 본편 8.1 地中應力에서 기술한 방법에 의하여 산출하는데, 각 分割土層의 中央에서 값을 취한다. 壓密土層의 두께가 얇고 이에 비해 載荷面積이 無限히 넓을 때, 壓力增加는 載荷荷重의 크기와 같고 깊이에 관계없이 일정한 값이 된다.

다. 過壓密狀態에서 지반의 體積壓縮係數

堆積에 의하여 形成된 지반이 土被壓 자체의 壓力으로 壓密이 종료된 후, 外的要因에 의해 表土의 일부가 제거되어 膨脹이 완료되었을 때를 過壓密狀態라고 한다.

이와 관련해서 현재의 土被壓力으로 壓密이 진행 또는 종료된 상태의 粘土地盤을 正規壓密粘土라고 한다. 正規壓密狀態에서 $\log m_v$ 와 $\log P$ 는 直線關係가 성립되는데 先行壓力보다 작은 壓力 하에서 體積壓縮係數 m_v 는 압력에 관계없이 일정하다고 한다. 그러므로 過壓密粘土地盤에서 과거에 받았던 압력까지는 일정한 體積壓縮係數를 사용하고 正規壓密粘土 지반에서만 壓密壓力의 변화에 따라 적절한 體積壓縮係數를 취한다.

④ 壓密沈下와 時間과의 관계

時間經過에 따른 壓密沈下量은 다음과 같은 관계가 있다.

$$St = S_0 \cdot U_v \quad (\text{참5-18})$$

여기서,

St : 時間 t 가 經過했을 때의 壓密沈下量 (m)

S_0 : 最終壓密沈下量(m) (식(참5-15) 참조)

U_v : 時間 t 가 經過했을 때 平均壓密度

載荷 후 時間 t 가 經過했을 때 全 沈下量은 식(참5-19)와 같다.

$$S = p_z + S_0 \cdot U_v \quad (\text{참5-19})$$

여기서,

S : 全沈下量 (m)

p_z : 卽時沈下量 (m)

壓密現象의 持續時間은 粘土의 透水係數, 排水거리 등에 관계되며, 10~20년 계속되는 예가 많다. 壓密의 速度를 나타내는 係數는 壓密試驗 結果에서 얻어지는 壓密係數 C_v 이다.

이 壓密係數와 時間係數로 壓密沈下-시간관계를 구할 수가 있다.

가. 平均壓密度와 時間係數

鉛直方向의 排水를 통해 일차원 압밀이 진행될 때, 土層 全體의 平均壓密度 U_v 는 도참(5-12)와 같이 時間係數 T_v 의 함수이다. 테르자기(Terzaghi)의 一次壓密理論에 따르면 時間계수 T_v 와 時間 t 와의 관계는 다음 식(참5-20)과 같다.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (\text{참5-20})$$

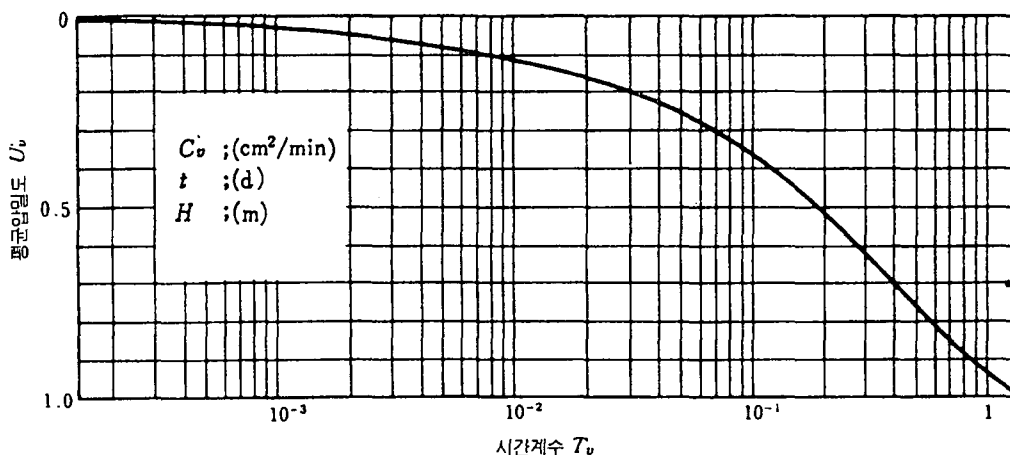
여기서,

C_v : 壓密係數 (cm^2/sec)

t : 압밀 經過시간 (sec)

H : 최대 排水거리 (cm)

도참(5-12)는 平均壓密度와 時間係數와의 關係曲線이다. 이 그림은 초기 過剩間隙水壓이 土層 全 깊이에서 일정할 때의 關係曲線이다.



도참(5-12) 平均壓密度와 時間係數와의 관계

나. 壓密係數 C_v

壓密係數 C_v 는 테르자기(Terzaghi) 압밀이론의 壓密過程에서 일정하다고 가정했다. 그러나 壓密試驗 결과에 의하면 壓密壓力에 따라 變化한다. 일반적으로 正規壓密狀態에서는 큰 變化가 없다고 가정한다.

다. 過壓密粘土의 壓密係數 C_v

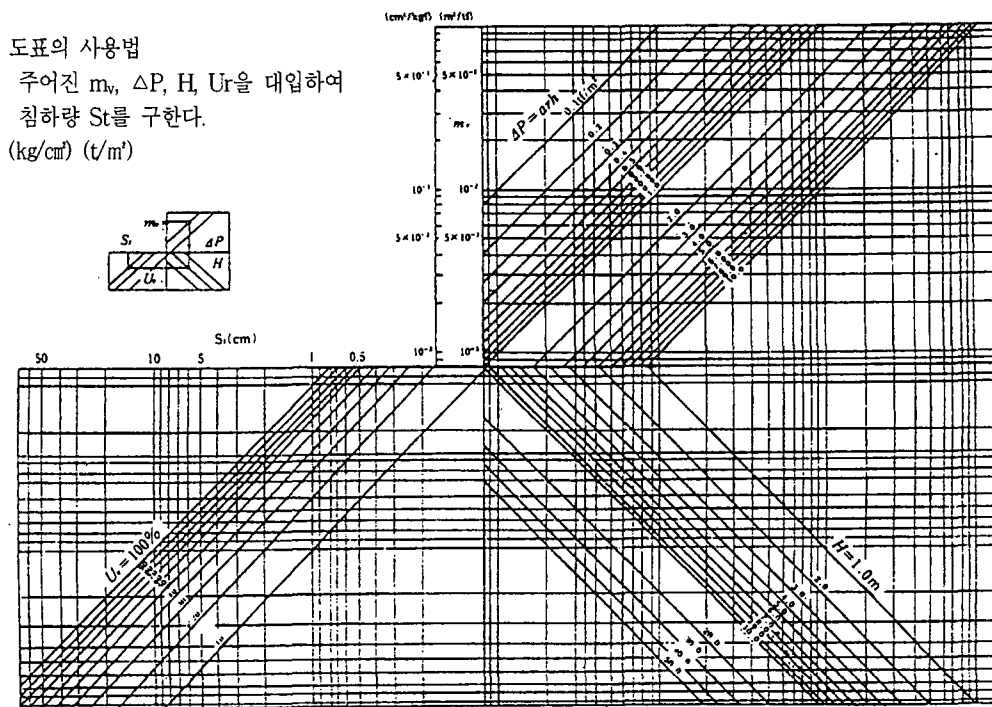
過壓密粘土의 압밀계수²⁾ 값은 正規壓密粘土의 압밀계수 값보다 큰 것이 보통이다. 過壓密粘土의 압밀계수는 현 土被의 압력에 해당하는 압밀계수를 취한다.

라. 不均質 地반의 壓密沈下速度

가. 항에 표시한 계산법은 단일층에 대한 것이다. 그러나 C_v 가 다른 층과 混合되어 있을 때 壓密沈下速度의 推定에는 換算層두께법³⁾, 도식해법, 차분법과 유한요소법에 의한 數值解法⁴⁾⁵⁾⁶⁾ 등에 의하지 않으면 안 된다.

마. 沈下計算度法

載荷후 시간 t 가 경과했을 때, 一次元 壓密沈下量은 식(참5-20)에 의하여 구하는데 간략히 계산도표에 의해 구하여도 된다. 도참(5-13)에 따르면 다양한 설계조건으로 인한 설계 침하량과의 차를 고려해서 오차의 범위를 예상하여 보정하는 데 편리하다.



도참(5-14) 壓密沈下量 계산 도표

5-4 지반침하

지반침하 지역에는 침하상황, 침하의 메카니즘을 충분히 조사하여 장래의 침하를 추정하고 대책을 강구하여야 한다.

[참고문헌]

- 1) 赤井浩一 : 흙의 支持力과 沈下, 山海堂, 1964
- 2) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男 : 過壓密粘土의 壓密特性, 港灣技術研究所報告 Vol.12 No.1, 1973, pp.123~139
- 3) L.A.Palmer and P.P.Brown : Settlement analysis for areas of continuing subsidence, Proc. 4th. Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1, 1957, pp.395~398
- 4) R.L.Schiffman and R.E.Gibson : Consolidation of nonhomogeneous clay layers, Journal of S.M.F.E., A.S.C.E, Vol.90 No.SM5, 1964, pp.1~30
- 5) 小林正樹 : 非線型 一次元 壓密沈下の 解釋法 및 適用性, 港灣技術研究所報告 Vol.21 No.1, 1982
- 6) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝 : 壓密粘性土의 水平方向 壓密係數의 決定法, 港灣技術研究所報告 Vol.29, No.2, 1990

제 6 장 사면의 안정

6-1 일반

- (1) 자중 또는 재하하중에 의한 사면활동과괴에 관한 안정성은 원호 또는 직선의 활동면을 가정하여 2차원 문제로 해석하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 사면의 안정해석은 사면의 안정성이 가장 낮아지는 경우에 대하여 실시하는 것으로 한다.

[해설]

(1) 일반

사면의 안정해석이란 사면을 구성하는 흙덩어리가 흙의 자중 또는 재하하중 등에 의해서 안정성을 감소하는 경우에 극한 평형의 상태에 대한 안전율을 구하는 것이다.

사면의 안정해석에 쓰이는 계산방법은 흙덩어리의 안정성을 조사하는 것이므로 사면의 안정 외에 기초의 지지력계산에도 사용할 수 있다.

(2) 활동면의 형상

① 활동면의 형상의 종류

사면안정해석에 있어서 활동면의 형상에 대해서는, 이론적으로는 직선, 대수선 및 원호의 조합된 형상이 생기는 것이 인정되고 있으나, 실용적으로는 원호활동면 또는 직선 활동면을 쓴다. 또 특히 약한 층이 있고 그곳을 통과하는 활동이 예상되는 경우에는, 그 활동면 또는 적당한 형의 활동면을 가정하는 것도 있다.

일반으로 활동면의 형을 가정하는 경우에는 복합활동면에 따라서 흙덩어리가 원활히 미끄러질 수 있는 것이 필요하고, 흙덩어리의 운동이 부자연스럽게 생각되는 곡선이나 급한 절곡선등을 가정해서는 안 된다.

② 사질토지반의 사면활동

건조된 모래 또는 포화된 모래의 사면의 활동과괴는 보통 사면이 허물어져서 기울기가 감소하는 형을 취하고 원호활동면 보다도 직선활동면을 생각하는 편이 좋다. 원호활동면을 생각하는 경우에도 직선에 가까운 것이 된다. 모래의 사면이 평형상태로 있는 경우 사면의 기울기를 안식각이라고 한다.

이 안식각은 그 사면의 모래 간극비에 대응한 내부마찰각과 같다. 불포화모래의 경우에는 모래중의 물의 표면장력에 의해서 겉보기 점착력을 갖는 것으로 이때 안식각은 건조된 모래나 포화된 모래의 경우 보다 크다.

③ 점성토 지반의 활동

점성토의 경우에는 실제의 활동면의 형은 원호에 가깝다. 모래의 사면에서는 활동면이 사면의 표층에 가깝고 얇은 것이 많은데 반하여, 점성토의 경우에는 저부활동 또는 깊은 활동이 많이 생긴다. 사면안정 해석은 보통 2차원문제로서 취급한다. 연장이 긴 사면에 실제로 발생하는 활동면은 3차원의 곡면이 되나 2차원 문제로 하는 편이 안전측이다.

단 유한길이 재하에 의하여 안정성이 감소한다고 생각되는 것과 같은 경우에는 원통형 활동면으로서 측면의 저항을 고려하기도 한다.

(3) 사면안정해석에 있어서 외력

활동이 생기는 원인 중에 중요한 것은 흙의 자중, 재하하중, 수압 등이다. 이외에는 지진력, 파력 등의 반복하중을 생각할 수 있다.

활동에 저항하는 요소에는 흙의 전단저항, 압성토하중 등이다. 전단강도의 시간적 변화에 관하여 흙의 안

정성 문제는 2개의 경우로 분류된다.

즉 정규압밀의 상태에 있는 지반에 재하를 하는 경우와 굴착등 하중의 제거를 하는 경우이고, 전자를 단기 안정문제, 후자를 장기안정문제라고 한다.

제 각기의 경우에 있어서 적절한 강도정수를 쓸 필요가 있다.

[참 고]

斜面安定問題에 있어서 안전율이란 흙의 전단강도와 어느 假定한 滑動面에서 생기는 전단응력과의 比를 말한다. 이 안전율의 값은 가정한 滑動面에 따라 틀리나, 주어진 조건하에서 몇 개의 滑動面을 가정하고 구한 안전율 중에 최소의 것을 그 사면의 滑動破壞에 대한 안전율이라 한다.

斜面安定解析에 있어서 설계상 확보하여야 할 안전율은 常時 1.3이상을 標準으로 하나, 동일지반에 있어서 실제 등에서 設計定數의 信賴性이 높다고 생각되는 경우나 시공 중에 지반의 變位 또는 應力을 觀測하는 計測 施工을 실시하는 경우에는 1.1 이상 1.3 미만의 안전율로 설계하여도 좋다.¹⁾

6-2 안정계산법

6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석

사면의 안정점토는 지반의 특성에 따라 다음 식의 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석 또는 본편 2-4편심경사하중에 대한 지지력에 준한 적절한 방법에 의하여 행하는 것을 표준으로 한다.

이 경우에 있어서 안전율은 제반의 특성, 구조물의 특성등에 의한 적절한 수치로 하여야 한다.

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{R\Sigma(cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\Sigma W \chi + \Sigma H a} \\
 &= \frac{\Sigma (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\Sigma W \sin \alpha + \frac{1}{R} \Sigma H a} \quad (6-1)
 \end{aligned}$$

이 식에 있어서 F_s , R , C , ℓ , W' , α , ϕ , W , χ , H , a 또는 b 는 제각기 다음 수치를 말한다.

F_s : 수정 Fellenius법에 의한 원호활동에 대한 안전율

R : 원호활동의 활동원의 반경(m)

C : 점성토지반의 경우에 있어서는 비배수전단강도, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 겉보기 접착력(kN/m')

ℓ : 각 분할편의 저변의 길이(m)

W' : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 상재하중의 합이며 수면 아래인 경우 수중단위체적 중량) (kN/m)

α : 분할편저면이 수평면과 이루는 각도(°)

ϕ : 점성토지반의 경우에 있어서는 0, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 내부마찰각(°)

W : 단위길이당의 분할편의 전중량(kN/m)

χ : 분할편의 중심과 원호활동의 활동원 중심점과의 수평거리(m)

H : 원호활동의 활동원내의 흙덩어리에 작용하는 수평외력(kN/m)

a : 외력H의 작용점과 원호활동의 활동원점과의 팔(arm)의 길이(m)

b : 분할편의 폭(m)

[해설]

사면안정해석에 있어서 활동을 생기게 하는 원인이 되는 것은 흙의 자중, 상재하중, 수압, 파압 또는 지진력 등이고, 활동에 저항하는 요소는 흙의 전단저항 또는 압성토 하중 등이다. 사면의 파괴에 대한 안전율은 흙의 전단력으로 가정한 활동면에 생기는 전단력의 비로써 정의되나, 원호활동면을 가정한 경우도 원의 중심에 관해서 활동에 저항하도록 활동하는 Moment에 대한 활동을 생기게 하는 Moment의 비로써 계산된다.

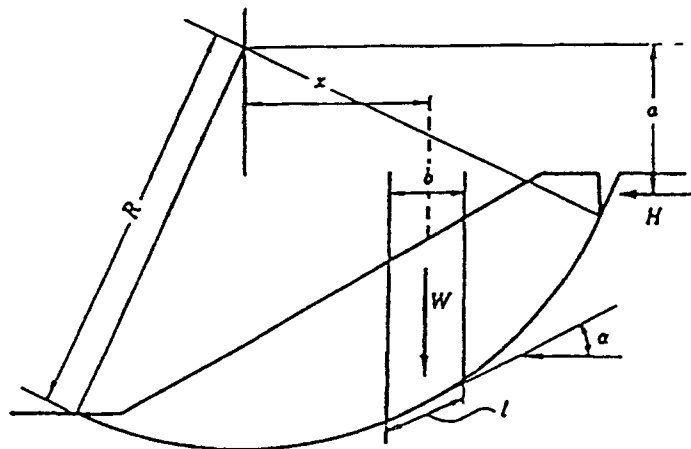
원호활동면에 쓰이는 분할법은 활동원내의 흙덩어리를 몇 개의 연직면에 의해서 분할편으로 나눠, 각 분할편의 저면에 있어서 전단응력과 흙의 저항응력을 계산하고, 전체의 분할편에 대해서 이들의 응력을 가하여 안전율을 쓰는 것이다. 분할법으로는 분할편 사이의 힘의 균형을 해석하기 위해서 정정화조건을 가정할 필요가 있고, 사용되는 가정에 의하여 각종의 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 Fellenius법과 간역Bishop법이 쓰여지고 있다.

[참고]

(1) Fellenius법에 의한 안정해석법^{2) 3) 4)}

분할법으로는 각 분할편사이의 연직면에 작용하는 힘의 합력의 방향이 분할편 저면과 평행이라고 가정하는 방법으로, 간편법 또는 Tschebotarioff법이라고도 한다.

원호와 분할편을 도참(6-1)과 같이 나타내면, 수정 Fellenius법에 의한 안전율은 식(6-1)로 구한다.



도참(6-1) 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석

사면의 안전계산을 하는 데는 먼저 활동원의 중심점을 정하고 이점을 중심으로 하는 활동원 중에 최소의 안전율을 나타내는 것을 구하고, 안전율의 등치선에서 구한 최소치를 갖고 사면활동파괴에 대한 안전율로 한다.

(2) Bishop법에 의한 안정해석법^{3) 5)}

Bishop은⁵⁾ 분할편의 연직면내에 활동하는 연직방향 전단력과 수평력을 고려한 안전율의 산정식을 제안하고 있다. 실제의 계산으로는 연직방향 전단력이 균형을 이루고 있다고 가정한 계산법이 자주 사용되고, 간이 Bishop법이라고도 한다.

간이 Bishop법의 안전율 F_s 는 식(참6-1)로 계산된다.

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha + \frac{1}{R} \Sigma H \cdot a} \Sigma \frac{(cb + W' \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad (\text{참6-1})$$

여기에서

F_s : 원호활동에 대한 안전율

R : 원호활동원의 반경 (m)

W' : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 재하하중의 합이며 수면아래인 경우 수중단위체 적중량) (kN/m)

W : 단위길이당의 분할편의 전중량 (kN/m)

b : 분할편의 폭 (m)

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각 (°)

c : 점성토지반의 경우는 비배수전단력, 사질토지반의 경우는 배수조건에 있어서 겉보기 점착력 (kN/m²)

ϕ : 점성토지반의 경우, $\psi=0$, 사질토지반의 경우 배수조건에 있어서 전단저항각 (°)

H : 원호활동원내의 흩덩어리에 작용하는 수평외력(수압, 지진력, 파압 등) (kN/m)

a : 외력H의 원호활동원 중심에 관한 팔(arm)의 길이(m)

(3) 안정해석법의 적용성^{6) 7)}

수정 Fellenius법과 간이 Bishop법에 의한 안전율은 $\phi=0$ 인 점성토지반의 경우에는 일치하나, 원호가 사질 토 지반을 통과하는 경우는 틀려진다.

일반으로는 수정 Fellenius법에 의한 원호활동해석이 내외에서 널리 이용되고 있으나 이것은 항만지역에 있어서 활동파괴 사례의 해석결과에서 사면파괴의 실정을 잘 설명하는 것이 보고되고 있고,³⁾ 사질토지반에 있어서는 안전측의 안전율을 준다.

그러나 기초지반이 전부 사질토층이거나 상부가 두꺼운 모래층으로 하부가 점성토로 구성된 지반을 통과하는 원호활동에 대해서는 수정 Fellenius법은 안전율을 과소로 평가하고 있는 것이 확인되고 있다.⁶⁾

안정계산법의 기본적인 고려방법에서 보면 이와 같은 조건으로는 간이 Bishop법이 정도가 높으므로, 특히 마운드의 지지력 산출시 문제가 되는 편심경사하중이 가해지는 경우는 간이 Bishop법을 표준으로 하고 있다.

더욱 간이 Bishop법은 수평에 가까운 사질토지반에 있어서 하중이 연직으로 재하되는 경우에는 과대한 안전율을 준다는 문제가 있다.

이와 같은 경우에는 분할편 간의 연직력과 수평력의 비를 분할편 경사각의 1/3.5이라고 가정하는 안정계산법을 쓰는 것이 좋다.⁸⁾ 이 경우의 안전율은 다음 식에서 계산한다.

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha + \frac{1}{R} \Sigma H \cdot a} \Sigma \left\{ \frac{(ncb + W' \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{n + \{(\tan \alpha - \tan(\beta \alpha)) \cdot \tan \phi / F\}} \right\} \quad (\text{참6-2})$$

단 $n=1+\tan \alpha \cdot \tan(\beta \alpha)$, β 는 분할편 측면에 활동하는 연직력과 수평력의 비를 규정하는 parameter로 $\beta=1/3.5$ 로 한다.

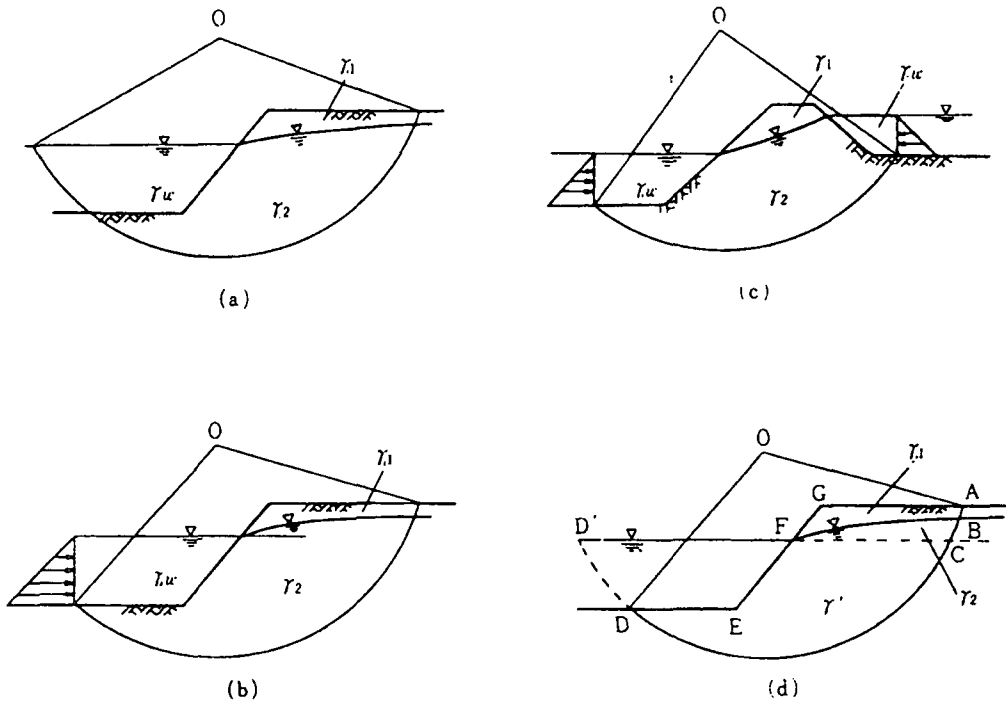
다른 기호는 식(참6-1)과 같다.

또한 $\phi \neq 0$ 인 기초지반의 경우 기초의 Toe부근에서 활동원의 절편경사가 급한 경우에는 m_d 값이 0에 수렴하거나 음(-)의 값이 되는 계산오류(Numerical Error)가 발생할 수도 있으므로, 힘의 평형 방법에 의한 평형 조건을 모두 만족시키는 방법이나 FEM 등의 다른 방법과 병용하는 것이 필요하다.

(4) 사면 안정에 영향을 주는 요소

① 흙의 중량 및 침투압

안정 계산에 쓰이는 흙의 중량은, 사면에 있어서의 수압조건과 밀접한 관계를 갖고 있다. 지반을 통해서 정상적인 침투류가 있는 경우, 지반에는 중력 이외에 침투압이 작용하여, 이양자가 합성되어서 지층에 작용하는 물체력이 되기 때문이다. 정상적인 침투가 흐르고 있을 때 요소가 받는 물체력은 중력과 침투압이며, 이 양자를 합성하는 방법은 요소의 수중 중량과 침투수압을 합성하거나 혹은, 요소의 흙과 물의 전 중량과 요소의 전 경계면에 작용하는 수압을 합성하는 두 가지 방법이 있다.



도참(6-2) 정상적인 침투수가 있는 경우의 활동 모멘트의 계산

도참(6-2)(d)의 경우는 CDD'FC의 물의 중량은 좌우에 균형이 잡혀 있으므로 土塊 CDFC에 있어서는 흙의 수중 重量을 취하는 것도 있다. 그러나 이 경우에는 토피 BCFB 부분은 飽和된 흙의 전 중량을 고려한다.

도참(6-2)를 참조해서 安定計算으로 생각되는 흙의 單位重量은 식(참6-3)와 같다.

流水表面 상부의 不飽和土의 單位중량

$$\gamma_1 = G_s + \frac{S_r \cdot e}{100} \cdot \gamma_w \quad (\text{참6-3})$$

流水表面 하부의 飽和土의 單位중량

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{1 + \frac{W}{100}}{1 + e} \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

류수표면 하부의 포화토에 있어서 부력을 고려할 경우

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w$$

여기서

γ' : 불포화토의 단위중량(kN/m³)

γ_2 : 포화토의 단위중량(kN/m³)

G_s : 토립자 비중

S_r : 포화도(%)

e : 간극비

w : 함수비(%)

γ_w : 물의 단위중량(kN/m³)

흙의 중량은 활동을 일으키는 원인 중 최대의 것이므로, 그 단위중량의 값은 중요하고 정밀한 측정을 요한다. 일반 불포화토의 경우에는 $\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$ 가 되는 것에 주의하여야 한다.

② 파력

방파제의 경우와 같이 파력이 제방의 안정성을 감소하는 방향으로 작용하는 경우, 파력을 고려하여 안정계산을 실시하여야 한다. 이 경우 안전율은 제 7 편 2-7-3 제체 전체의 안정계산을 참조한다.

③ 지진력

지진시에는 지진가속도에 의한 관성이 사면지층에 가해져 안정성을 감소시키게 된다. 도참(6-3)에 보여 준 모래 사면의 요소에 있어서는 수평진도 k 인 지진을 생각하면 모래의 내부 마찰각을 ϕ , 안전율을 F 라 하면, 사면 경사도 β 는 식(참6-4)과 같이 된다.

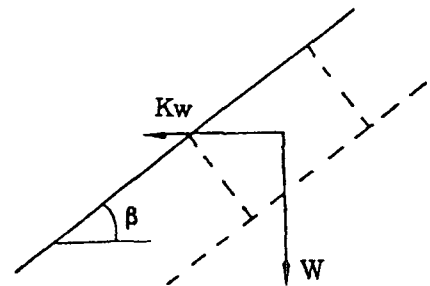
$$\tan\beta = \frac{\frac{\tan\phi}{F} - k}{1 + \frac{k \tan\phi}{F}} \quad (\text{참6-4})$$

또는

$$F = \frac{\tan\phi \cdot (1 - k \cdot \tan\beta)}{k + \tan\beta} \quad (\text{참6-5})$$

$F = 1$ 이면

$$\tan\beta = \frac{\tan\phi - k}{1 + k \cdot \tan\phi} \quad (\text{참6-6})$$



도참(6-3) 地震力

따라서 이 경우에는 $F = 1$ 로 안정되는 斜面傾斜도 β 는 상시보다 적게 되어 $\tan^{-1}k = \theta$ 로 두면 다음과 같이 된다.

$$\tan\beta = \tan(\phi - \theta)$$

이상과 같이 모래사면의 경우에는 斜面의 傾斜度가 減少하는 것이 된다. 그러나 지진시 모래사면의 경사도 감소에 의한 영향은 실제로는 滑動破壞 보다는 오히려 모래입자가 흩어져 흘러내린다는 표현에 가까운 것이다. 한편 포화된 모래의 지진시 液狀化 현상을 생각하면 안정계산은 전혀 성립하지 않는 것이 된다. 따라서 모래사면에 있어서 설계 진도를 적용할 때에는 우선 液狀化 현상이 발생하지 않는다는 가

정과 같은 조건이 존재해야 한다.

액상화 현상이 발생하지 않는다고 생각되는 지반에 있는 모래 또는 모래질 자갈 제방구조물에서는 설계 진도를 써서 지진력을 계산한 안정계산을 실시한다. 모래 또는 모래질 자갈의 사면 안정해석에서는 다음에 기술할 직선 활동면 해석을 실시할 필요가 있다.

흙이 사질토에서 점성토에 가깝게 됨에 따라서 액상화 현상이 일어나기 어렵게 되어, 지진시의 사면 활동면도 직선에서 곡선으로 변화하는 것으로 생각할 수 있다.

점성토 지반에서는 깊은 활동면이 발생하는 것이 많기 때문에 지진시의 안정해석에서는 지진력이 지배적인 요소가 되는 것이 보통이다. 그러나 이와 같은 경우에는 진도법을 그대로 사면 안정계산에 적용하는 것은 문제가 있다. 즉, 일반적인 점성토 지반에서는 지진가속도가 심도에 따라 감소하며 기계적으로 진도법을 적용한 경우에 위험하게 되는 사면에서도 지진시의 활동파괴의 예가 없는 것이 경험적으로 알려져 있다.

따라서 지진시에 사면안정 문제에서 설계진도를 그대로 적용하는 것은 지나치게 안전측이라고 생각된다. 단지, 실제의 진도에서 약 200gal의 지진가속도가 발생한 경우, 사질토의 사면 또는 점성토 지반 위에 있는 호안에 활동파괴가 발생한 예도 있다. 모래 및 사질점토로 만들어진 실물 크기의 제체에 대한 진동실험에 의하면 200~300gal의 가속도를 받은 경우에도 활동파괴는 발생하지 않으나, 천단이나 사면상부에서 진동이 증폭되고 沈下와 顯著的한 균열이 발생하고 있는 점은 耐震上 무시할 수 없는 현상으로 생각된다.

이와 같이 사면의 지진시 안정문제에 있어서는 불명확한 점이 많고 해석방법은 아직 확립되지 않고 있다. 그러나 지진시에는 안전율이 低下되는 것이 확실하므로 큰 設計진도를 적용하는 경우에는 상시의 安全率을 되도록 크게 하여 두는 것이 필요하다.

6-2-2 원호활동면이외의 활동면을 가정하는 안정해석

전항의 규정에 관계하지 않고 지반의 조건에 의하여 원호활동면 이외의 면을 가정하는 것이 적절한 경우는 직선활동면이나 복합활동면을 고려한 안정해석을 실시한다.

[참고]

직선면을 가정하는 경우, 직선활동면의 사면활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식에 의하여 산정한다.(도참(6-4) 참조)

$$F = \frac{\Sigma(cl + W' \cos \alpha - H \sin \alpha) \tan \phi}{\sin \alpha \Sigma W' + \cos \alpha \Sigma H} \quad (\text{참6-7})$$

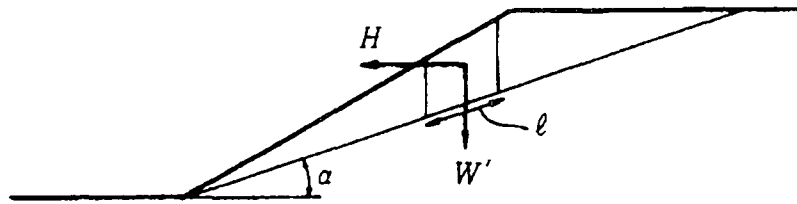
여기서

- F : 활동에 대한 안전율
- c : 흙의 점착력(kN/m²)
- ϕ : 흙의 내부마찰각(°)
- l : 분할편의 저변장(m)
- W' : 단위길이당의 분할편의 유효중량(수중부분에 대하여는 수중단위체적중량)(kN/m)
- α : 분할편 저변의 기울기(도참(6-4)에 나타나는 경우는 정으로 한다)(°)
- H : 사면에 가해지는 단위길이당의 수평외력(수압, 지진력, 과압 등)(kN/m)

활동파괴에 관한 안전율은 상시는 1.2이상, 지진시는 1.0이상을 표준으로 한다.

- (1) 모래질 자갈의 사면 안정해석에는 직선 활동면을 가정하는 것이 많다. 특히, 지진시의 모래질 자갈의 사면에서는 직선 활동면 방법이 활동파괴의 실정에 적합하다고 생각하고 있다.
- (2) 토압을 고려한 안정 문제

체체 구조물의 안정문제나 근입되어 있는 구조물의 전체 안정을 검토할 경우에는 토압 등에 의한 경사지반의 수평방향의 안정성을 검토한다. 토압의 문제는 수동 또는 주동 파괴면으로써 직선활동을 고려하게 되는데 경사지반 전체의 안정성을 생각하는 경우에는 일종의 복합 활동문제으로써 처리할 필요가 있다.



도참(6-4) 평면활동면에 의한 사면의 안정해석

[참고문헌]

- 1) 土田 孝 : 湯怡新 : 港灣構造物の 圓弧활동 解析에 대한 最適安全率, 港灣技術研究所報告 第 35 港 第 1 號, 1996年 3월
- 2) Scott, R.F. : Principles of Soil mechanics, Addison Wesley, 1972, p.431
- 3) 山口栢樹 : 土質力學 (全改訂) 第 7 章 土構造物の 安定解析, 技報堂
- 4) 中瀬明男 : The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol. 7 No.2, 1967, pp. 33~50
- 5) Bishop, A.W. : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol. 5 No. 1, 1955, pp.7~17
- 6) 野村健司, 早藤能伸, 長友文昭 : 斜面安定解析에 대한 Bishop과 Tschebotarioff 法の 比較, 港灣技術研究所報告 Vol. 7 No. 4, 1968, pp.133~175
- 7) 小林正樹 : 地盤의 安定解析에 대한 問題點, 昭和51年度港灣技術研究所講演集, 1976年 12月
- 8) 土田 孝 : 小林正樹, 福原哲夫 : 分割法圓弧활동 解析에 의한 支持力의 計算法, 第 33 回 地盤工學研究發表會論文集, 1998

제 7 장 지반개량공법

7-1 일반

연약지반 대책공법으로서 지반개량을 시행할 경우에는 기초지반의 성질, 구조물의 종류와 크기, 시공 기간과 난이도, 경제성, 환경영향 등을 고려하여 적절한 개량공법을 선정한다.

[해설]

(1) 시공할 구조물이 주어진 외력 조건과 원지반 조건에서 안정성 확보가 안 되는 경우나, 건설 중 또는 건설 후 발생하는 변형이 구조물의 기능을 손상시키는 경우의 지반을 연약지반이라 하며, 이에 상응한 어떠한 대책을 강구할 필요가 있다. 새로운 구조물의 안정과 변형에 대한 문제 이외에도 가설단계에서의 안정, 건설 중 또는 건설 후의 지하수처리, 그리고 인접 기존구조물에 대한 유해한 영향의 저감 등을 위해서 대책을 필요로 하는 경우도 있다. 연약지반대책으로서 적합한 방법으로는 지반개량공법을 포함하여 다음 4가지로 크게 구별될 수 있다.

- ① 지반조건에 적합한 구조물의 형식으로 변경한다.
 - 가. 하중 또는 모멘트의 저감(예, 경량재료, 압성토 등의 이용)
 - 나. 구조물 바닥면적의 확대에 의한 지중응력의 감소
 - 다. 말뚝기초 등의 이용에 의한 연약층의 관통
 - 라. 그 밖에 광역지반 침하지대에서는 구조물을 주변지반과 같이 침하시키는 방법(구조물과 주변지반의 일체 거동)
- ② 연약한 지반의 토질을 제거하고 양질의 토질로 치환한다.
- ③ 연약한 지반의 토질을 개선하고 구조물에 적합한 지반조건을 일시적 또는 영구적으로 만든다.
- ④ 흙의 부족한 특성을 보완할 수 있는 재료(보강재료)를 연약지반 중에 투입하여 구조물에 적합한 지반조건을 만든다.

(2) 지반개량공법의 기본 원리는 ① 치환, ② 압밀배수, ③ 압축, ④ 화학적/전기 화학적 고결, ⑤ 열처리, ⑥ 보강 등으로 크게 구별된다(한국지반공학회, 2003; 일본토질공학회, 1882). 지반개량공법의 종류는 많이 있지만(표참(7-1) 참조) 모든 경우에 적합한 공법은 없다. 연약지반개량공법을 선정하는 경우에는 지반의 물리적 및 역학적 특성을 정확하게 파악하고, 구조물의 종류, 기능, 중요성과 크기 등의 설계조건에서 지반개량의 목적을 고려하여 여러 가지 공법에 대한 시공의 난이도, 공사기간, 공사비, 환경 영향 등을 감안하여 신중하게 선택하여야 한다.

[참고]

연약지반 처리의 기본원리에 의한 처리공법을 요약하면 다음 표참(7-1)과 같다.

표참(7-1) 기본원리에 의한 地盤改良工法の 분류

기본원리	공 법 명	비 고
치 환	치환공법	폭파치환, 강제치환포함
배 수	선행재하공법 연직배수공법 생석회말뚝공법 전기적삼투공법 진공압밀공법 웰포인트공법 디프웰공법 쉐석드레인공법	· 주로 점성토의 배수에 의한 압밀효과 기대 · 주로 사질토의 배수에 의한 수위저하에 역점을 두었지만 압밀하중 증대에도 이용된다. · 액상화 대책
	다짐말뚝공법 모래다짐말뚝공법 바이브로플로테이션공법 무거운 추 낙하 다짐공법 폭파다짐공법 전기충격공법	· 사질토의 압밀증대, 전압포함
화학적 고 결	혼합처리공법(얕은층, 깊은층) 분사교반공법 약액주입공법 전기화학적 고결공법 (생석회 말뚝 공법)	· 노반재료의 개량 포함 · 말뚝자체의 고화를 기대한 경우
열처리	소결공법 동결공법	· 일시적인 고화가 주류
보 강	슈트공법, 네트공법 보강토공법 모래다짐말뚝공법 깊은층혼합처리공법	· 부직포, Rope Net 도 포함 · 점성토를 대상으로 한 경우 · 분사 교반 공법도 포함

7-2 치환공법

치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

치환공법에는 시공방법에 의해 굴착치환과 강제치환으로 분류되고, 강제치환에는 성토자중에 의한 강제치환, 폭파치환, 모래다짐말뚝에 의한 강제치환공법이 있다(일본토질공학회, 1988). 치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정하는 것을 원칙으로 한다.

[참고]

(1) 설계순서

치환공법의 설계는 단면 제원(치환깊이, 치환폭, 굴착구배)의 가정, 안정계산, 침하에 대한 검토의 순서로 하고 액상화의 검토가 필요한 경우도 있다.

(2) 단면 가정

치환공법의 설계는 주로 소요의 안전율을 만족시킬 때까지 치환단면을 시험적으로 변화시켜 가면서 실시 하며 단면의 가정은 다음을 참고한다.

① 치환깊이

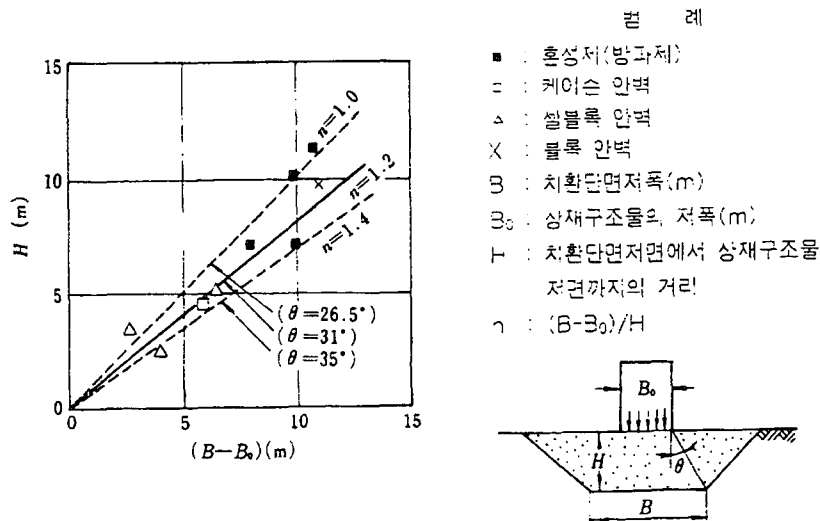
가. 연약층이 비교적 얇을 경우 전부 치환한다.

나. 연약층이 두꺼울 경우 재하하중에 의한 지중연직응력이 지반 지지력보다 작은 깊이를 치환깊이의 목표로 한다(본편 제2장 얇은기초의 지지력 참조).

다. 치환깊이의 결정은 시공 능력면에서 검토할 필요가 있다.

② 치환폭

시공예로부터 치환폭과 깊이와의 관계를 보면 도참(7-1)과 같다.



도참(7-1) 치환폭과 치환깊이와의 관계(일본항만협회, 1999)

③ 굴착구배

굴착구배는 원지반의 강도와 굴착 깊이로부터 정한다.

일반적으로 굴착구배는 1 : 2로 하는 경우가 많다(일본지반공학회, 1999).

(3) 안정계산

원호활동계산 및 안전율은 본편 제6장 사면의 안정을 참조한다.

치환단면은 유한폭의 사다리꼴형으로 된 것이 일반적이다. 치환단면 내에 널말뚝이나 보조공을 설계하는 경우의 토압산정은 통상의 토압계산 이외에 복합활동의 검토가 바람직하다. 또 전면치환으로 바닥이 경사 되어 있는 경우에도 바닥면에서의 활동을 포함한 복합활동의 검토가 바람직하다.

(4) 침하에 대한 검토

치환단면의 하부에 점토가 남아있는 경우(부분치환이나 지반굴착 사면의 하부)에는 압밀침하가 예상되므로 이에 따른 상부 구조물에 대한 영향을 검토할 필요가 있다.

(5) 치환모래의 선정과 내부마찰각

치환모래의 내부마찰각은 일반적으로 30°전후로 되어 있지만 그 값은 모래의 입자 형태, 입도분포, 투입방법, 투입순서, 방치기간, 재하하중 등의 영향을 받으며 대단히 느슨한 상태인 경우도 있으므로 주의해야 한다.

(6) 액상화에 대한 검토

액상화 예측의 기본은 입도분포와 N값에 의한다. 액상화에서 단면이나 치환모래의 성질이 규제될 경우에는 치환재료의 선정단계에서 이를 반영하는 것이 바람직하다. 또, 충분한 N값을 얻지 못할 경우에 치환모래의 다짐을 실시할 필요가 있다.

(7) 시공 관리상의 주의

점성토 지반을 굴착한 상태로 방치하면, 물에 떠 있던 점토가 굴착 바닥면으로 침강하여 쌓이고 또는 치환모래에 포함되어 있던 실트가 국부적으로 모여 연약층으로 남는 경우가 있다. 치환이 완료된 경우에는 사운딩을 실시하여 국부적 연약층이 없는지 확인하는 것이 바람직하다.

7-3 연직배수(Vertical drain) 공법

7-3-1 설계의 기본방침

연직배수(Vertical Drain) 공법의 설계에서는 목표 강도 증가량, 공기, 구조물의 장래 허용 침하량, 연직배수공 시공범위 등을 고려한다.

[해설]

연직배수공법의 설계는 다른 지반개량공법의 설계와 마찬가지로 구조물 자체의 설계와 일체의 관계가 있어, 실제 설계계산시 연직배수공의 설계만을 분리해서 행하는 경우는 없다. 연직배수공법의 설계는 다음사항을 가정하여 실시한다.

- (1) 목표 강도 증가량
- (2) 구조물의 장래 허용 침하량
- (3) 연직배수공의 시공범위

이들 요소들은 구조물 안정, 구조물에 작용하는 토압, 지반의 지지력, 구조물에 허용되는 침하량 등을 충분히 고려하여 결정해야 한다.

[참고]

(1) 토질조건

연직배수공의 설계에 관련된 토질조건에는 원지반의 경우 비배수강도, 강도증가률, 단위체적중량, 압밀계수, 체적압축계수, 선행하중, 압밀층의 두께 등이 있고, 성토의 경우는 전단강도, 단위체적중량 등이 있지만, 각각의 의미와 구하는 방법은 제2편 11-2 흙의 물리적 특성 및 제2편 11-3 흙의 역학적 성질을 참조한다.

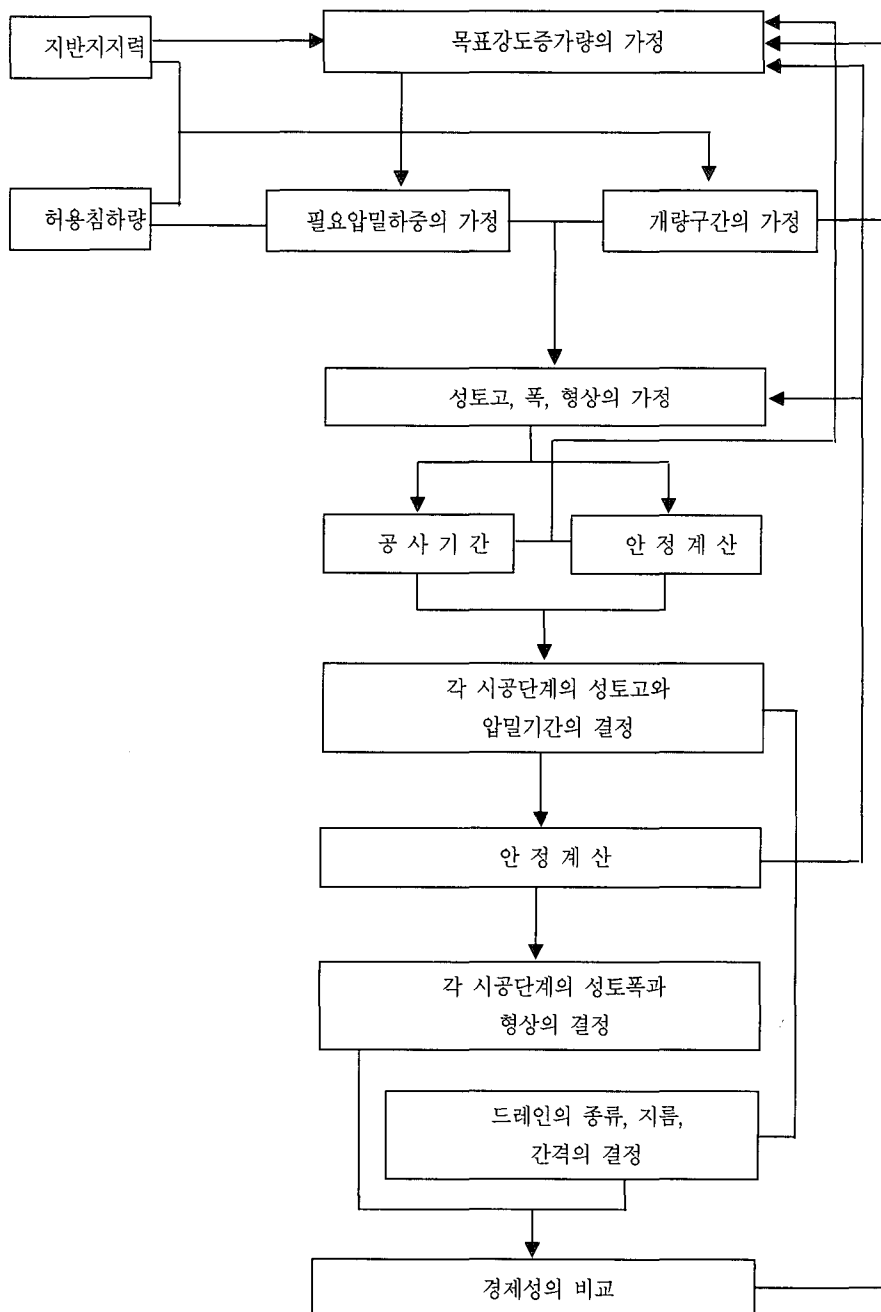
(2) 설계순서

연직배수공법은 先行載荷(Pre-Load)工法の 압밀시간을 단축시키는 것을 목적으로 한 것이므로, 연직배수공 타설 직후의 지반강도는 개량전과 같다. 따라서 소정의 개량효과를 얻기 위해서 필요한 선행재하(일반적으로 성토)를 한번에 재하하는 것은 일반적으로 불가능하며 단계성토를 하여야 한다. 각 단계에서 시공 가능한 성토의 높이는 앞 단계에서의 압밀하중과 연직배수공의 배치 및 방치기간에 의해서 좌우된다.

이러한 이유 때문에, 소정의 효과를 얻기 위해서 필요한 성토의 높이, 폭, 형상을 먼저 개략계산하고(계산법은 본편 7-3-2 성토고와 성토폭의 결정(1), (2) 참조), 다음으로 각 단계의 압밀도를 가정하여, 각 단계 성토의 안정성을 확인하고(본편7-3-2 성토고와 성토폭의 결정(3) 참조), 전체 성토가 공기 내에 끝나도록 연직배수공에 대한 설계(본편7-3-3 연직배수공의 설계 참조)를 하여야 한다. 일반적인 설계의 흐름은 도참(7-2)과 같다.

(3) 시공관리

연직배수에서는 드레인 재료의 선택, 시공심도, 배치간격, 연속성 등의 관리가 중요하다. 성토 시공 중에는 간극수압의 변화, 강도증가, 침하 및 성토의 단면형상과 단위체적중량을 필요에 따라 조사하고 예정된 강도증가와 침하가 발생했는지를 검토함과 동시에 성토의 안정에도 주의해야 한다.



도참(7-2) 연직배수공법의 설계 흐름도(일본항만협회, 1999)

7-3-2 성토고와 성토폭의 결정

[1] 지반개량에 필요한 성토고와 성토폭

성토고와 성토폭의 결정은 시공도중 및 완성시 성토의 안정에 필요한 한계성토고, 강도증가량, 장래 허용침하량, 주변의 영향 등을 고려한다.

[해설]

성토고와 성토폭의 결정은 시공도중 및 완성시 성토의 안정에 필요한 강도증가량, 장래 허용 침하량, 주변의 영향 등을 고려한다. 성토의 상부폭은 지반개량에 필요한 폭 이상으로 하는 것이 바람직하다(도참(7-3) 참조).

[참고]

(1) 성토고와 성토폭의 산정

성토고와 성토폭은 식(참7-1), (참7-2)를 기본으로 산정할 수가 있다.

$$\Delta c = (\Delta c / \Delta p)(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot U \quad (\text{참7-1})$$

$$S = m_v(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot H \cdot U \quad (\text{참7-2})$$

여기서

Δc : 비배수강도 증가량(kN/m²)

S : 침하량(m)

$\Delta c / \Delta p$: 강도증가률

α : 응력분포계수(분포응력과 성토하중강도와의 비)

γ : 성토의 유효단위체적중량(kN/m³)

h : 성토고(m)

p_c : 선행압밀하중(kN/m²)

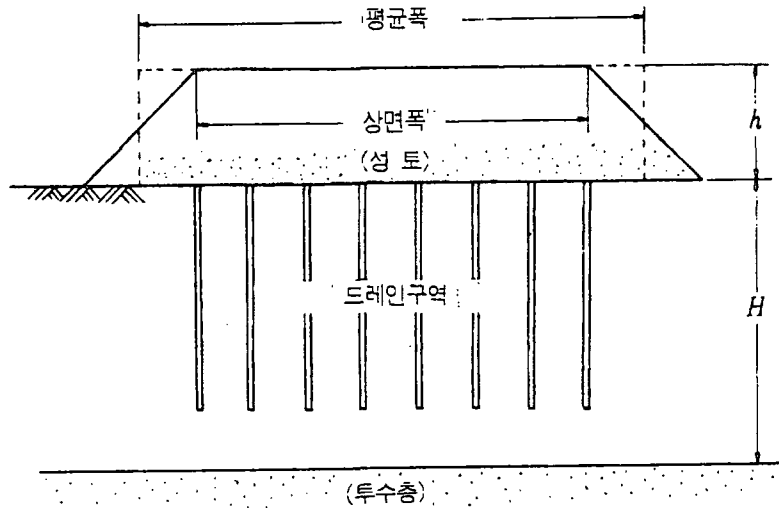
m_v : 체적압축계수(m²/kN)

H : 압밀층 두께(m)

U : 성토 완료시의 압밀도(%)

응력분포계수는 Boussinesq의 탄성해에 의해 추정한다(본편 제5장 5-1 지중응력 참조).

개량폭이 크고 성토의 상부폭이 개량폭 이상인 경우에는 보스톤 코드(Boston Code)법을 적용하여도 좋다. 이 경우 성토폭은 그 평균폭(도참(7-3) 참조)을 사용하고, 또 깊이방향의 분포응력은 일정하게 하여 중심 깊이에서의 값을 사용하는 것이 보통이다. 보스톤 코드법에 의한 응력분포계수는 본편 제5장 5-1 지중응력 도참(5-5)에 나타나 있다.



도참(7-3) 연직배수공법의 성토폭(일본항만협회, 1999)

(2) 지층이 균일하지 않은 경우

성토의 단위체적중량이 일정하지 않거나 하중단계마다 성토폭이나 압밀도가 현저하게 틀리는 경우 또는 압밀층이 균일하지 않은 경우에는 각 하중단계 또는 각 층마다 식(참7-1), 식(참7-2)를 적용한다.

[2] 성토의 안정에 필요한 성토고와 성토폭

지반개량에 필요한 성토고와 성토폭을 결정한 다음 성토의 원호활동에 대한 안정검토를 실시하여 구조물 완성시의 안전성을 확인한다.

[참고]

(1) 일반

지반개량에 필요한 성토고와 성토폭을 결정했어도 성토자체의 안정이 확보되지 않는 경우가 있으며, 이 경우에는 단계성토를 할 필요가 있다.

(2) 원호활동

원호활동은 본편 제6장 사면안정을 참조한다. 이 경우는 식(참7-1)로 계산한 강도증가량을 고려한다.

(3) 강도증가량의 계산값

연직배수공의 재하는 보통 몇 단계로 나누어 시행한다. 따라서 식(참7-1)에서 사용되는 압밀도 U 는 재하 단계마다 다르지만 전반적으로 90% 정도의 압밀도로 가정하여 강도증가 계산에 사용하는 경우가 많다.

[3] 각 시공단계의 성토고와 성토폭

성토의 안정에 필요한 성토고와 성토폭으로 결정한 최종단면은 여러 단계로 나누어서 시공하도록 설계한다. 각 시공단계의 단면형상은 그 단계까지의 강도증가량을 고려하여 그 단계의 성토 안정을 검토해 가면서 순서에 따라 결정한다.

[참 고]

(1) 압밀도

시공단계의 압밀도를 크게 하면, 드레인 파일(Drain Pile)의 간격을 좁게 하든지 또는 공기를 길게 할 필요가 발생하여 비경제적이다. 한편, 압밀도를 작게 하면, 이에 따른 강도증가도 작아져서 다음 단계의 허용 성토고가 작아지므로 하중 단계수가 증가한다.

시공단계의 압밀도로서는 보통 50~90%가 채용되는데 80% 정도가 일반적이다.

(2) 단면의 재검토

드레인 파일의 간격을 결정한 다음 정확한 압밀도를 계산하여 시공단계마다 단면형상을 재검토할 필요가 있다. 어느 단계의 압밀도가 80%에 도달하는 시간에는 그 이전 단계의 압밀하중으로 계산하면 당연히 80%를 초과한 압밀이 진행하고 있다. 또 수위가 높은 경우(성토의 일부가 부력의 영향을 받을 수 있는 경우)에는 압밀하중이 점차 감소하게 된다. 정밀도가 높은 설계를 하기 위해서는 최종적인 검토로서 이와 같은 효과도 고려할 필요가 있다.

(3) 선행재하를 제거하는 경우의 유의사항

압밀하중으로 사용된 성토가 영구 구조물의 일부로서 사용되는 경우에는 제거하중에 대한 검토는 필요 없다. 그러나 지반개량 후에 선행재하로서 사용된 성토의 일부 또는 전부를 제거할 경우에는 시간이 경과함에 따라 점토는 흡수 팽창하고 강도는 저하하기 때문에 설계시 유의할 필요가 있다(제2편 11-3-3 전단특성 참조)

7-3-3 연직배수공의 설계

연직배수공의 설계에서는 드레인 파일의 간격과 직경 및 점성토층 상하부의 배수조건, 그리고 드레인 파일 재료의 특성 및 배수매트의 특성과 두께를 고려하여 압밀 계산을 한다.

[1] 드레인 파일(Drain Pile) 및 배수매트 재료 선정

드레인 파일(Drain Pile) 및 배수매트는 所要의 충분한 배수 기능을 가진 재료를 선택하여 투수저항이 생기지 않도록 하여야 한다.

[참 고]

(1) 압밀속도와 말뚝직경

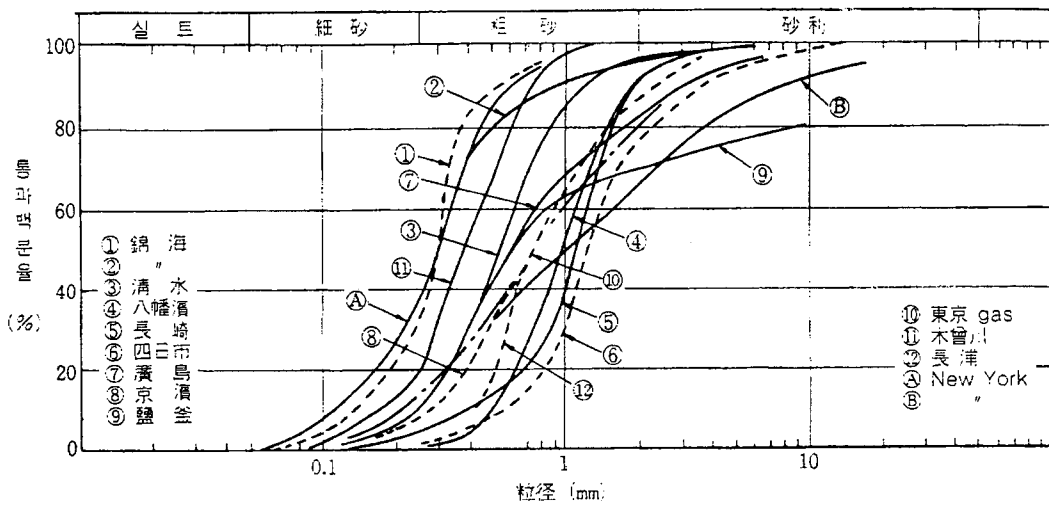
압밀속도는 말뚝 직경과 대략 비례하고 말뚝 간격의 제곱에 반비례한다. 모래말뚝(Sand Pile)의 직경이 너무 작으면 점토로 채워져서 막히기도 하고, 재하 또는 압밀과정에 순응하여 변형하지 않고 모래말뚝의 중간이 전단 파괴될 우려가 있다. 지금까지의 시공예로 보통 30~50cm 정도이고 40cm 정도가 가장 많다. 최근에는 팩 드레인(Pack Drain)이나 플라스틱 드레인(Plastic Drain)이 개발되어 직경이 작은 연직배수의 시공도 가능하게 되었다. 팩 드레인은 일반적으로 직경 12cm의 합성섬유 자루에 모래를 채워서 타설하는 것이고, 경량의 타설 기계를 사용하여 한번에 4개씩 타설하는 예가 많고, 육상의 초연약지반에서 적용한 사례가 많다. 최근에는 해상에서 직경 40cm가 넘는 모래말뚝을 시공하는 경우도 있다.

(2) 모래말뚝(Sand Pile)의 재료

모래말뚝용 모래는 투수성이 좋고 점토가 스며들어 막힘현상(clogging)이 발생하지 않는 좋은 입도의 것이어야 한다. 지금까지의 시공 예를 도참(10-4)에 나타냈다.

Terzaghi에 의하면 모래의 D_{15} (통과중량 백분율 15%의 입경)는 압밀 토질의 D_{15} 의 4배 이상이고, 압밀 토질의 D_{85} (통과중량 백분율 85%의 입경)의 4배 이하이어야 한다. 그러나 이 기준은 웰포인트(Well Point) 등을 대상으로 한 것이며 연직배수공의 경우에는 그대로 적용될지 의문이다.

한편, 網干, 吉國의 드레인 파일의 수두손실을 고려한 압밀이론에서는 Terzaghi의 기준보다 굵은 모래가 필요하고, 일본 항만기술연구소에서는 도참(7-4)의 시공예가 대체적으로 타당하다고 보고하고 있다.



도참(7-4) 모래말뚝용 모래의 시공 예

(3) 플라스틱 드레인 재료 등의 새로운 연직배수 재료

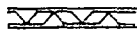



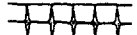


연직배수층으로 모래를 사용하는 대신에 카드 보드(Card Board)라 불리는 구멍 뚫린 보드지가 개발되어 페이퍼 드레인(Paper Drain)이라 명칭되었다. 그러나 투수성이나 재료의 내구성에서 불안한 점이 많았다. 이 때문에 최근에는 ① 부직포 단일체, ② 합성수지를 코어로 하여 부직포에 의한 자루 모양의 필터(filter)를 가진 복합구조의 것, ③ 폴리염화비닐을 특수 가공한 다공질 단일구조의 것 등 많이 개발되었으며 일반적으로 띠모양 드레인 또는 플라스틱 드레인이라 불리어진다. 더우기 현재 카드 보드는 거의 사용되지 않고 있다(표참(7-2) 참조).

이와 같은 띠모양 드레인(일반적으로 폭 약 10cm, 두께 약 5mm)의 설계에 있어서 띠모양 드레인을 직경 5cm의 모래말뚝과 같다고 하여 샌드 드레인의 설계에 준하는 것으로 되어있다. 상술한 바와 같이 여러 종류의 띠모양 드레인을 일률적으로 직경 5cm의 모래말뚝으로 평가한 현재의 생각은 완전하지 않으므로 시공시의 동태 관측으로 효과 확인을 하는 것이 바람직하다. 띠모양 드레인의 압밀축진 효과는 똑같은 배치의 자루로 채워진 드레인과 같다는 보고가 있는 반면에, 띠모양 드레인의 압밀은 설계값에 비하여 작다는 보고도 있다. 더우기 드레인의 배수능력이 작은 경우에는 연직배수공 선단부(압밀층 하부)에서 압밀시간이 지체되므로 유의할 필요가 있다.

대규모 연약지반 개량 공사에서 연직드레인에 의한 지반개량시 포화된 연약지반은 침하하는 만큼 간극수가 배출되므로, 압밀기간 중 배출되는 간극수는 원활하게 배수되어야 한다. 만약 간극수의 배수가 원활하

게 이루어지지 않는 경우 지반개량지역에 물이 고이게 되고, 이러한 현상은 압밀을 야기하는 동수경사 및 작용하중을 감소시켜 압밀을 지연시킬 수 있다. 이를 방지하기 위해서는 수평배수층, 수평유공관, 집수정을 이용한 수평배수계획을 하여야 한다. 수평유공관과 집수정의 배치는 압밀초기의 원활한 수평배수를 도모하기 위해 지역별 대표단면에 대한 연직드레인의 압밀해석 결과 중 연약점토층의 평균압밀도 약 20%에 대한 침하계산결과를 적용하여 검토한다. 일반적으로 수평유공관과 집수정의 배치 간격은 대략 60~80m 정도이다.

표참 (7-2) 각종 플라스틱 드레인재의 形狀과 치수(嘉門雅史, 1985)

명칭	단면형상	구조형식	재 질
PVC 드레인		다공질 단일구조형	특수염화비닐수지
케미칼보드 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 경질염화지닐수지
캡슐 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 폴리올래핀수지
OV 드레인		복합구조일체형 (중앙부에 Spiral선)	필터재 : 부직포
Jaw 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르, 셀룰로이드) 코아재 : 폴리올래핀수지
Member 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리프로필렌, 폴리에스테르) 코아재 : 폴리에틸렌수지
콜본드		복합구조분리형 (중앙 망상 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르)

(4) 배수매트

배수매트는 대부분 모래를 사용하고 있지만, 최근 모래의 부족으로 인하여 쇠석골재 등 다양한 재료가 사용되고 있다. 일반적으로 모래를 배수재로 사용하는 경우 샌드매트의 두께는 보통 바다 속에서 1.0m, 육상의 경우 0.5m정도이다.

배수매트가 두꺼우면 말뚝의 타입이 어렵고, 얇으면 점토가 들어가서 투수성이 나쁘게 되는 경우가 있다. 또, 샌드매트의 두께와 관련하여 배수매트의 배수능력이 적으면 수두손실에 의해 압밀시간 지체가 발생한다. 이 경우의 압밀지연은 배수매트의 중앙부가 더 심하다. 이 때문에 샌드매트의 재료도 투수성이 양호한 재료를 사용해야 한다. 샌드매트의 투수성이 적은 경우나 개량범위가 넓고 시간지체가 염려되는 경우에는 근사식에 의해 해석할 필요가 있다.

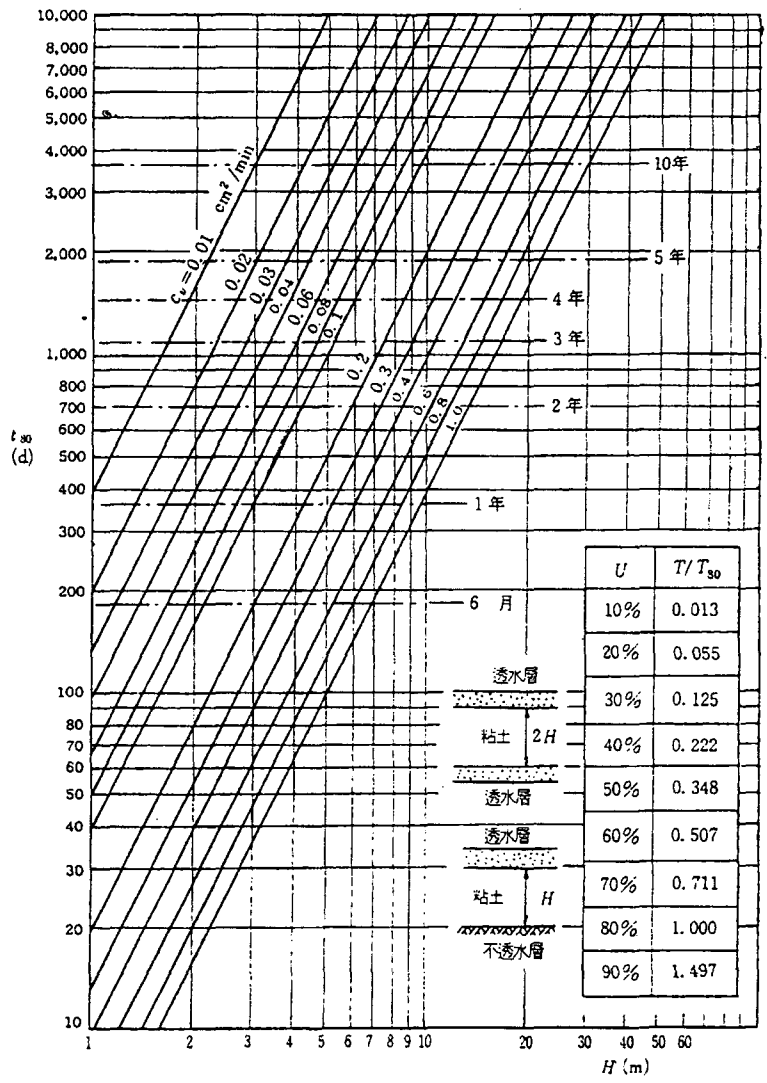
[2] 드레인 파일(Drain Pile)의 간격

드레인 파일(Drain Pile)의 간격은 교란효과(smear effect)를 고려하여 요구되는 압밀도를 필요한 공사 기간 내에 얻을 수 있도록 결정한다.

[참고]

(1) 일반

연직배수공법은 선행재하공법(프리로딩공법)에서 일차원 압밀의 진행속도가 공기에 비하여 너무 느릴 경우에 사용된다. 선행재하공법에 의한 점성토의 80%압밀에 필요한 일수 t_{80} , 점성토 두께 $H(m)$ 와 압밀계수 $C_v(cm^2/min)$ 와의 관계는 도참(7-5)에 나타난 자료를 참고로 그 특성을 파악할 수 있다.



도참(7-5) 점성토의 80% 압밀에 소요되는 일수

(2) 말뚝 간격의 결정

드레인 파일의 간격은 도참(7-6) 또는 식(참7-7)에 의해 결정하는 것이 바람직하다.

$$D = \beta \cdot n \cdot D_w \quad (\text{참7-3})$$

여기서

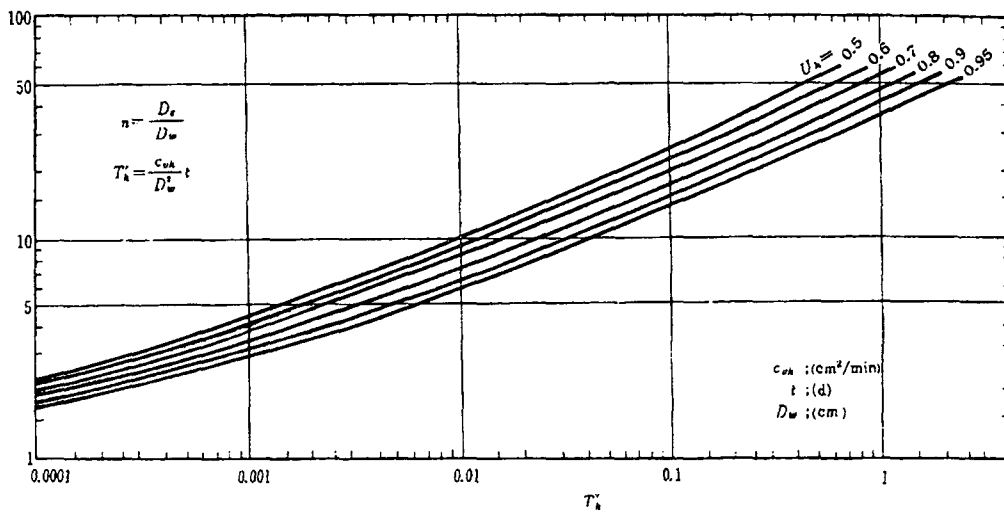
D : 드레인파일의 간격(cm)

β : 계수(정사각형배치는 $\beta=0.886$, 정삼각형배치는 $\beta=0.952$)

n : D_e/D_w , (n 은 도참(7-6)에서 구한다.)

D_w : 드레인파일의 직경(cm)

D_e : 드레인파일의 유효경(cm)



도참(7-6) n 값 산정 도표(일본항만협회, 1999)

(3) 연직방향의 물흐름

연직배수공법은 수평방향의 물의 흐름에 의한 압밀을 기대하는 것이지만 압밀층 두께가 드레인파일의 간격에 비하여 작을 때에는 연직방향의 물흐름도 고려해야 한다. 연직방향의 물흐름에 의한 압밀을 고려했을 때 말뚝 간격은 재조정할 수 있다.

(4) 수평방향의 압밀계수

수평방향의 압밀계수에 대한 적절한 시험법은 확립되어 있지 않다. 일반적으로 수평방향의 압밀계수는 연직방향의 5~10배 정도 크게 보기도 하지만, 말뚝 타설에 따른 교란의 영향, 드레인파일의 수두손실에 의한 겉보기 압밀계수의 저하 등을 고려하면 반드시 수평압밀시험의 결과를 그대로 채용하는 것이 좋다고는 말할 수 없다. 지금까지의 시공예나 연구결과 및 안전율을 고려하면 수평방향의 압밀계수를 연직방향의 압밀계수와 같게 하여도 실제로는 차이가 없는 듯하다(소림정수 외, 1990).

(5) 압밀도 산정

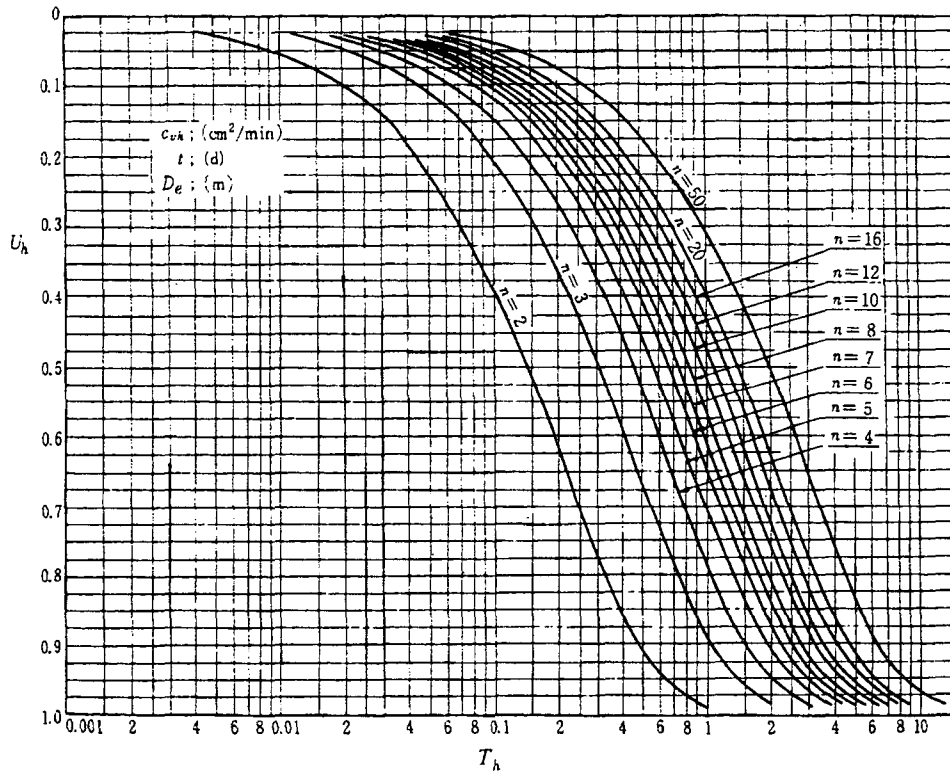
드레인파일 간격 결정 후 정확한 압밀도를 구하는 데에는 식(참7-4), 식(참7-5)과 도참(7-7)을 사용하는 것이 좋다.

$$T_h = c_{vh} \cdot t / D_e^2 \quad (\text{참7-4})$$

$$n = D_e / D_w \quad (\text{참7-5})$$

여기서,

- T_h : 수평압밀의 시간계수
- c_{vh} : 수평방향의 압밀계수(cm^2/min)
- t : 압밀개시후의 경과시간(min)
- D_e : 드레인파일의 유효경(m)
- D_w : 드레인파일의 직경(m)



도참(7-7) 수평압밀계수의 산정 도표(일본항만협회, 1999)

(6) 유효직경(D_e)

유효직경은 드레인파일의 영향범위를 등가면적의 원으로 치환할 때의 원의 직경을 말하며, 드레인 간격 D 와의 관계는 다음과 같다.

정방형배치인 경우 : $D_e = 1.128 D$

정삼각형배치인 경우 : $D_e = 1.050 D$

(7) 자유변형률과 일정 변형률

연직배수공법을 검토하는 경우 다음과 같은 두 가지 해석 방법이 있다.

- ① 자유변형률의 경우 : 지표면에 작용하는 하중은 등분포로 가정하고 침하는 균등하지 않은 경우의 해석 방법
- ② 일정 변형률의 경우 : 지표면에 발생하는 침하는 균등하나 응력분포는 균등하지 않다고 가정하는 경우의 해석 방법

도참(7-6), 도참(7-7)은 일정변형률의 경우인데, $n < 10$ 이고 또 $U_h < 60\%$ 일 때에는 그 평균압밀도가 자유변형률의 경우와는 차이가 있게 된다.

(8) 점증하중에 의한 압밀

실제공사에서는 재하에 상당한시간이 걸리는 것이 보통이고 압밀하중은 시간에 따라 점차 증가한다. 시간 $t=0$ 에서 재하를 시작하고 $t=t_0$ 까지 하중이 일정 비율로 증가하고 그 후는 일정 압밀하중 p_0 를 취할 경우 연직배수 방향의 수평흐름만에 의한 압밀은 일정변형률의 경우 식(참7-6)과 같다.

$$\left[\begin{array}{l} U_t = 1 - \frac{F(n)}{T_h} \cdot U_h(n, T_h) \quad t \leq t_0 \\ U_t' = 1 - \frac{F(n)}{T_{ho}} \cdot U_h(n, T_{ho}) [1 - U_h(n, T_h - T_{ho})] \quad t \geq t_0 \\ S_t = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t \cdot t/t_0 \quad t \leq t_0 \\ S_t' = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t' \quad t \geq t_0 \end{array} \right] \quad (\text{참7-6})$$

여기서,

U_t : 하중이 점증하는 기간의 평균압밀도(%)

U_t' : 하중이 일정한 기간의 평균압밀도(%)

S_t : 하중이 점증하는 기간의 압밀침하량(cm)

S_t' : 하중이 일정한 기간의 압밀침하량(cm)

$$F(n) = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right] / 1.152 (\text{도참(7-8) 참조})$$

$$T_{ho} = c_{vh} t_0 / D_e^2$$

c_{vh} : 수평방향의 압밀계수(cm^2/min)

t_0 : 재하시간(압밀개시후 일정한 하중까지)(min.)

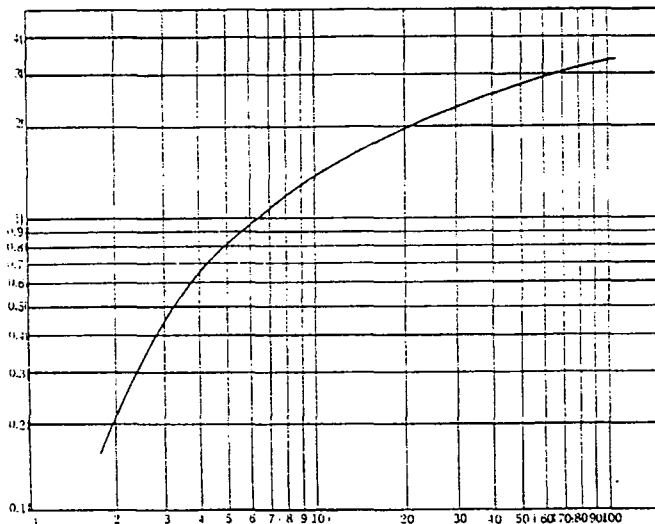
D_e : 유효경(cm)

$2H$: 압밀층 두께(cm)

m_v : 체적압축계수(cm^2/kN)

p_0 : 압밀하중(kN/cm^2)

U_h : 일정한 하중시의 압밀도(도참(7-7) 참조)



도참(7-8) F(n) - n 의 관계

7-4 심층혼합처리공법

7-4-1 설계의 기본방침

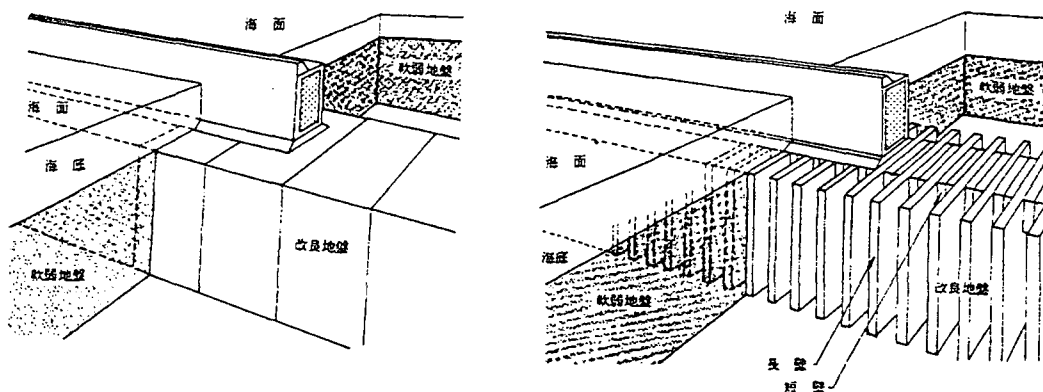
[1] 적용범위

이 설계 방법은 중력식의 방파제, 안벽 또는 호안을 상부 구조물로 하는 지반개량에 적용한다. 지반개량의 형식으로는 블럭식 혹은 벽식을 대상으로 한다.

[참고]

- (1) 심층혼합처리공법(Deep Mixing Method, DMM)은 석회, 시멘트계를 주로 하는 분말 형태 혹은 물에 희석한 상태의 화학적 안정제를 지중에 공급하고 연약층의 점성도와 강제적으로 혼합함으로써 포졸란 반응 등의 화학적 고결작용을 이용하여 지반 중에 임의 형상의 견고한 안정처리토를 형성하는 연약지반 개량 공법이다.
- (2) 심층혼합처리공법에 의한 지반개량의 적용대상은 계선안과 방파제에만 한정되는 것은 아니다. 그러나 현재까지의 항만 공사에 대규모로 적용한 사례는 외국의 경우 콘크리트 케이슨을 상부구조로 하는 안벽 및 호안과 방파제(간막이 방파제포함) 뿐이고 다른 구조양식에 대한 검토 예는 거의 없다. 이 때문에 본 절의 적용범위를 본문과 같이 한정하였다.
- (3) 심층혼합처리공법을 항만구조물에 적용하는 경우 처리기계에 의해 지중에 형성되는 말뚝모양의 처리토를 상호 오버랩(Overlap)시켜 강성이 큰 지중구조물로 형성시킨다. 이 지중구조물의 형상은 적용하는 지반의 특성 또는 상부구조물에 의해서 결정되는데, 도참(7-9)에 나타난 블럭식과 벽식이 대표적인 개량형식이다.
- (4) 벽식 개량은 도참(7-9)의 (b)에 나타난 바와 같이 긴 벽과 짧은 벽으로 구성되어 있다. 설계의 기본적인 생각은 긴 벽을 통해서 상부구조물에 의해 발생한 외력을 지지지반에 전달시키고, 짧은 벽은 개량지반의 일체성을 높이는 것을 목적으로 하고 있다.

벽식 改良은 블럭식 개량과 비교해서 검토된 예가 적으며 설계법 그 자체에도 불명확한 점이 많으므로 본 절에서는 지지층까지 지반개량을 행하는 “착저식(着底式)”의 설계법만을 기술한다.



(a) DMM Block식

(b) DMM 벽식

도참(7-9) 심층 혼합처리 공법의 대표적인 형식

[2] 기본 개념

심층혼합 처리공법에 의한 개량지반의 설계시에는 외부 안정, 내부 안정 및 개량체의 변위 검토를 기본으로 한다.

[해설]

(1) 용어

여기서 사용되는 주된 용어의 의미는 다음과 같다.

안정처리토 : 심층혼합 처리공법에 의해서 만들어지는 개량토

개 량 체 : 처리토에 의해 지중에 형성되는 일종의 구조물
(벽식 개량에선 긴 벽 사이의 미개량토도 포함)

외부안정 : 개량체와 상부구조물이 일체화되어 강성체로서 거동하고 파괴에 이르는 과정의 안정 검토

내부안정 : 외적으로 안정한 개량지반의 내부 파괴의 검토

착 저 형 : 연약지반을 지지층까지 개량하여 외력의 대부분을 지지층에 전달시키는 개량 형식으로 개량체가 지지층까지 도달하는 형식

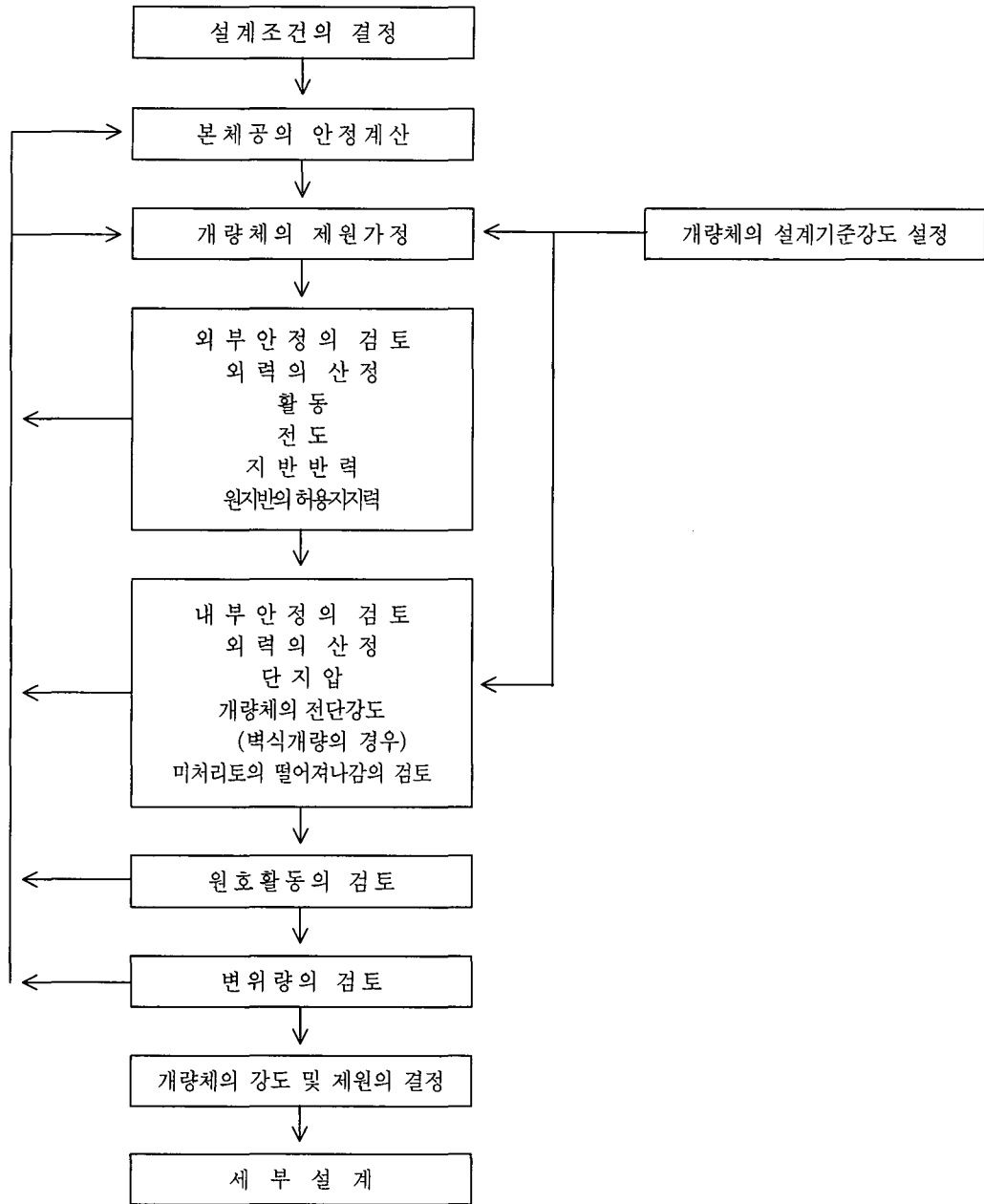
부 상 형 : 개량체의 하부에 연약층을 남기는 개량 형식으로 개량체가 마치 연약층 중간에 떠있는 형식

- (2) 심층혼합처리공법에 의한 처리토는 원지반의 흙에 비해서 강도 및 변형계수가 현저히 크고 파괴시의 변형량은 현저하게 작아진다(사사창명 외, 1980). 따라서 처리토에 의해 만들어지는 개량체는 일종의 구조물로 볼 수 있다. 그 때문에 통상 지반의 안정처리방법과는 달리 구조물 전체로서의 안정(외부안정) 검토와 구조물 자체의 내력(내부안정) 검토 및 개량체의 강성체로서의 침하, 수평변위, 회전 등에 대해 검토한다.

[참고]

심층혼합처리공법의 설계는 도참(7-10)과 같은 순서로 한다. 다만 아래사항을 고려하여 수행한다.

- (1) 심층혼합처리공법은 개량체의 제원을 한 번에 결정하는 방법이 없으므로 설계검토는 안정조건을 만족하고 가장 경제적인 단면이 결정될 때까지 반복해서 계산한다.
- (2) 벽식은 긴 벽, 짧은 벽의 제원을 결정할 필요가 있다. 벽식 개량의 벽은 처리기계에 의해서 형성되는 안정처리토의 기둥을 중첩시켜 만들기 때문에 벽의 단면은 임의로 결정되는 것이 아니고 사용될 시공기에 의해 정해지는 것을 고려한다.
- (3) 벽식 개량에는 긴 벽 사이의 미개량토가 남아 있어, 내부안정 검토시에는 개량체의 내부응력의 검토 외에 벽사이의 미개량토가 밀려나가는 파괴에 대한 검토가 필요하다.
- (4) 본체공의 설계조건은 설계진도를 제외하면 개량체의 제원과 무관하게 결정한다.
안전측면에서 본체의 설계진도에서는 개량 않은 지반상의 구조물로 생각해도 좋다. 그러나 때문에 본체공이 불필요하게 크게 되어 또 다시 본체공의 개량체의 제원의 제약조건으로 되어 비경제적인 단면이 되는 경우도 있다. 따라서 필요에 따라 지진응답해석 등을 실시하고 본체의 설계진도를 수정할 수가 있다.



도참(7-10) 심층혼합처리공법의 설계흐름도(일본항만협회, 1999)

7-4-2 안정처리토

[1] 안정처리토의 배합설계법

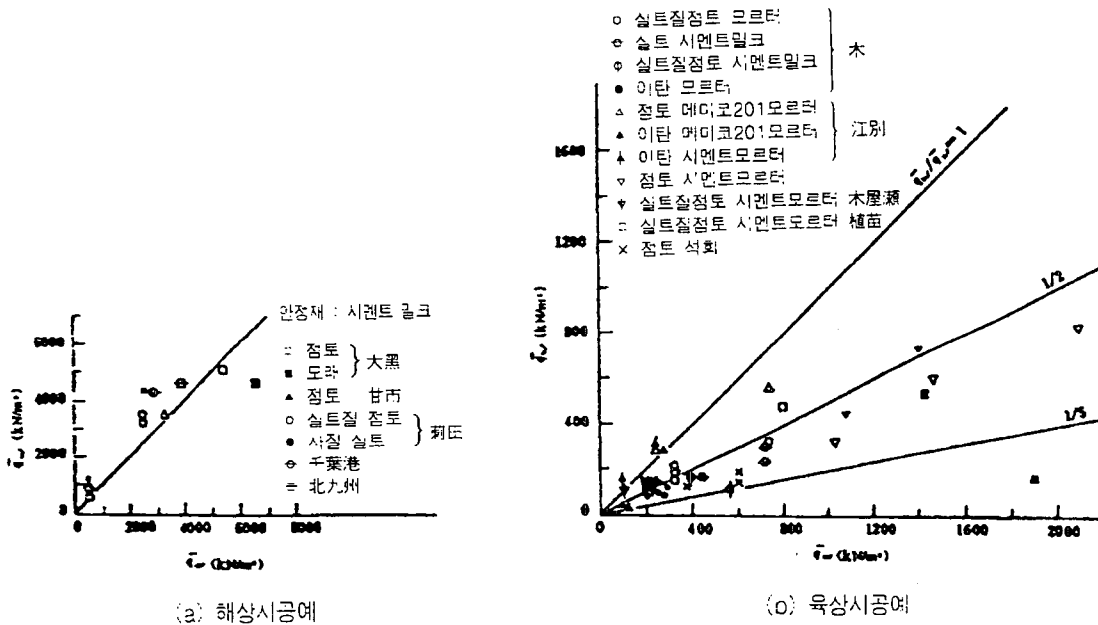
안정처리토의 배합설계는 현지시험 또는 실내배합시험을 실시하고 결정한다.

[해설]

안정처리토의 강도는 흙의 물리적 성질, 화학적 성질, 안정재의 특성, 혼합조건과 양생조건 등의 영향을 받는다. 또 처리기계의 종류가 여러 가지이고 기종에 의해서 안정재의 물/시멘트비가 제약을 받는다. 이 때문에 안정처리토의 배합설계는 현장시공과 동일조건 아래서 시행하며, 현장시험 또는 실내 배합 시험을 실시하고 결정한다.

[참고]

- (1) 비교設計의 단계에서는 기존의 시공사례에 의해 強度를 설정할 수 있다.
- (2) 실내 배합시험에서는 설계 검토의 대상이 되고 있는 점성토가 표준적인 시험조건아래에서 발휘할 수 있는 강도의 지표를 주는 것으로서, 현장에서 발휘되는 강도를 직접 주는 것은 아니다. 실내 배합시험 결과에서 현장 강도를 예측하는 경우에는 실내 배합강도와 현장 강도의 상관관계에 관한 기존 데이터를 충분히 검토하여 선정할 필요가 있다(寺師昌明 外, 1983). 일반 포틀랜드 시멘트, 석회 등 초기강도가 큰 안정재를 이용한 경우, 기존의 데이터를 도참(7-11)에 나타내었다.
- (3) 시공 조건이 엄격한 경우 또는 과거에 사용한 실적이 있는 시공기계를 이용하는 경우는 현장시험을 실시하는 것이 바람직하다. 특히 중첩되는 부분의 강도를 고려하는 경우에는 현장시험에 있어서도 복수의 안정처리토의 말뚝본체를 서로 중첩시켜 시공한다.



도참(7-11) 실내 배합강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$ 과 현장 배합강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$ 의 관계

[2] 개량체의 허용응력도

개량체의 내부응력의 검토를 위해서 적절한 허용응력을 설정한다.

[참고]

- (1) 설계기준강도 σ_{ca} 는 일축압축강도를 기준으로 하고 식(참 7-7)에서 구한다.

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F}(\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{uf}}) \tag{참7-7}$$

여기서

σ_{ca} : 허용압축응력(kN/m²)

F : 안전율

- α : 단면유효계수
- β : 중첩 부분의 신뢰도 계수
- γ : 현장 강도계수
- $\overline{q_{uf}}$: 현장 처리토의 일축압축강도의 평균치(kN/m²)

(2) 개량체의 내부응력은 허용전단응력 τ_a 와 허용인장응력 σ_{ta} 로 나타낸다.

$$\tau_a = \sigma_{ca} / 2 \quad (\text{참7-8})$$

$$\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca} \leq 200\text{kN/m}^2 \quad (\text{참7-9})$$

(3) 개량체의 설계계산에서 개량체는 균일한 강도를 가진 강체로 가정하고 있으나 실제의 시공에서는 안정처리토의 말뚝 본체를 중첩시켜서 개량체를 형성하기 때문에 사용하는 시공기계 및 중첩의 시공방법에 의해서 상당히 불균일한 안정처리토가 지중에 형성된다. 식(참7-7)에 나타난 안전율 및 계수는 안정처리토를 균일한 강도의 지반으로 고려할 수 있는 저감계수로서 이 계수를 설정하는 경우에 고려하는 방법은 아래와 같다.

① 재료의 안전율 F

허용압축응력 σ_{ca} 는 일축압축강도를 기본으로 하기 때문에 크리이프(creep), 반복재하의 영향을 고려함과 동시에 구조물의 중요성, 하중의 종류, 설계계산방법 및 재료의 신뢰성을 고려하여 적절한 값을 선정하여야 한다. 시공 예에서는 안전율을 상시에는 3.0, 지진시에는 2.0을 사용하는 경우가 많다.

② 단면유효계수 α

복수의 교반날개를 갖는 시공기계로 개량을 하는 경우의 개량체에서는 도참(7-12)와 같이 개량체의 단면은 복수의 원주를 구성하게 된다. 또한 블록식 개량 및 벽식개량에서는 도참(7-13)과 같이 말뚝 본체의 안정처리토를 중첩시켜서 개량체를 형성하므로 중첩 부분은 다른 곳보다 접합부분이 좁게 된다. 단면유효계수 α 는 미처리 부분을 보정하기 위한 계수이다.

이 계수를 구하는 방법은 대상으로 하는 외력의 방향 또는 종류(압축, 인장, 전단)에 따라 다르다. 예를 들어 연직방향에 연하여 작용하는 전단력 또는 접합부분에 대해 직각으로 작용하는 응력을 고려하는 경우는 가장 좁아지는 접합부분에 응력이 집중한다고 생각하는 것이 안전측이 된다. 한편 연직방향에 작용하는 수직응력을 고려하는 경우는 원주의 전면적이 유효하게 움직인다고 생각하여도 좋다. 여기서 전자의 방법을 유효폭에 의한 단면유효계수 α_1 , 후자의 방법을 유효단면적에 의한 단면유효계수 α_2 로 한다.

가. 유효폭에 의한 단면유효계수 α_1

유효폭에 의한 α_1 은 식(참7-10)과 식(참7-11)에 의해 구한 값 중 작은 값으로 한다.

㉞ 시공기계에 의해 결정하는 경우

도참(7-12)에서 시공기계의 축간폭을 D_x 및 D_y 로 하고 원주가 겹쳐진 길이를 l_x 및 l_y 로 하면 시공기계에 의해 결정되는 α_1 은 식(참7-10)에 의해 구하며 이들 중 작은 값으로 한다.

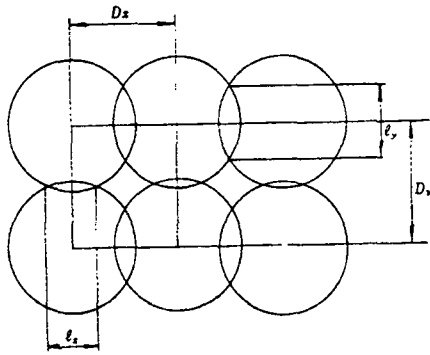
$$\alpha_1 = \min\left(\frac{l_x}{D_x}, \frac{l_y}{D_y}\right) \quad (\text{참7-10})$$

㉟ 중첩에 의해 결정하는 경우

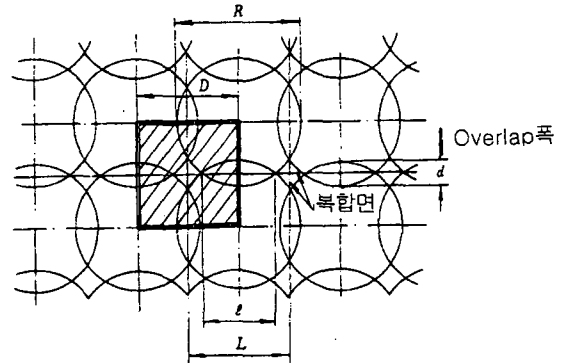
도참(7-13)에서 D 는 축간폭, R 은 교반날개의 직경, d 는 중첩폭으로 하면 중첩에 의해 결정하는 α_1 은 식(참7-11)에 의해 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{D} \sqrt{2 \cdot R \cdot D - d^2} \quad (\text{참7-11})$$

최소 중첩폭 d 는 시공정밀도와 시공능력을 고려하여 25cm로 하고 있는 예가 많다.



도참(7-12) 처리기 고유의 유효폭



도참(7-13) 접합면(일본항만협회, 1999)

나. 유효면적에 의한 단면유효계수 α_2

유효면적에 의한 단면유효계수 α_2 는 식(참7-12)에 의해 구한다.

$$\alpha_2 = \frac{A_2}{A_1} \quad (\text{참7-12})$$

여기서,

A_1 : 도참(7-13)의 굵은 선으로 둘러진 면적

A_2 : 도참(7-13)의 사선으로 나타내는 면적

③ 중첩부 신뢰도계수 β

중첩부는 이미 경화하기 시작하고 있는 안정처리토의 말뚝 본체에 새로운 말뚝 본체를 결합하기 위하여 그 부분의 시공정도 및 강도의 저하를 고려할 필요가 있다. 중첩부 신뢰도계수는 중첩면의 강도와 개량체의 강도의 비이며, 기존의 말뚝 본체와 결합시키기까지의 시간간격, 처리장비의 교반능력, 안정재의 토출법 등에 따라 다르지만, $\beta = 0.8 \sim 0.9$ 정도로 설정해도 좋다.

④ 현장강도계수 γ

현장에서 타설된 안정처리토의 강도를 샘플링에 의한 일축압축강도로 조사해 보면 상당한 편차가 확인된다. 현장강도계수는 이 편차를 고려하는 계수이다.

(4) 실내 배합시험과 현장처리토의 강도

현장안정처리토의 일축압축강도의 평균 $\overline{q_{uf}}$ 는 실내 배합에 의한 공시체의 일축압축강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$ 로부터 식(참7-13)으로 산정된다.

$$\overline{q_{uf}} = \lambda \overline{q_{ul}} \quad (\text{참7-13})$$

보통포틀랜드시멘트 또는 고로시멘트를 안정재로 한 해상공사에서는 $\lambda = 1$ 로 보아도 좋다(도참(7-11) 참조). 그러나 실내배합시험에서 구한 강도와 현장에서 구한 강도의 관계는 일반적으로 안정재의 종류, 대상토의 종류, 시공조건, 양생환경, 비교하는 재령 등 많은 인자에 의해 좌우된다.

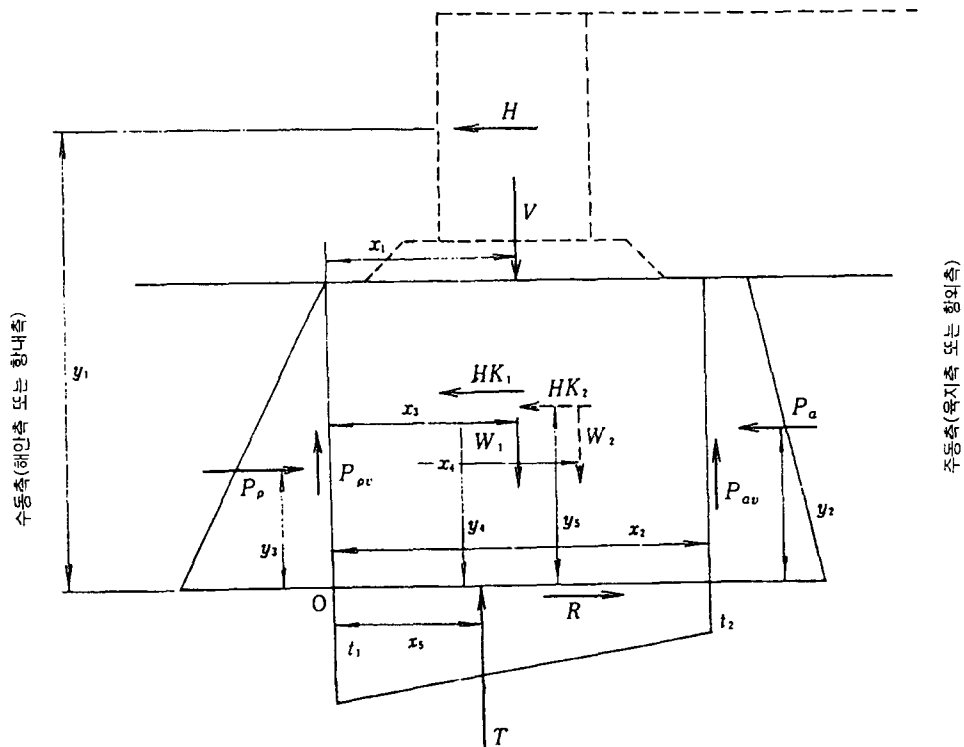
(5) 각각의 계수 값을 어느 값으로 설정을 하는가에 대해서는 이들 계수의 값은 독립된 값이 아니라 상호 밀접한 관계가 있으므로 쉽게 결정하는 것은 어렵다. 과거의 사례를 조사해 보면 허용압축응력도와 실내강도의 비가 1/6에서 1/10 정도라고 하는 예가 많다.

7-4-3 개량체에 작용하는 외력

개량체에 작용하는 외력은 외부안정, 내부안정 및 개량체의 변위에 대한 각 검토내용에 따라 적절한 방법에 의해 산정한다.

[참고]

개량체에 작용하는 외력의 개념도를 도참(7-14)에 나타냈다.



도참(7-14) 改良體에 작용 하는 外力(日本港灣協會, 1999)

도참(7-14)에 나타낸 기호는 아래와 같다.

- V : 본체공의 자중, 상재하중 등에 의해 개량체에 작용하는 연직력(kN/m)
- H : 본체공에 작용하는 토압 혹은 지진시의 관성에 의해서 발생하는 수평력(kN/m)
- P_a : 개량체의 주동측(호안에서 육지측, 방파제에서는 항외측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
- P_{av} : 개량체의 주동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
- P_p : 개량체의 수동측(바다쪽 혹은 항내측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
- P_{pv} : 개량체의 수동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
- W_1 : 개량체의 유효중량(kN/m)
- HK_1 : 개량체에 작용하는 지진시 관성력(kN/m)
- R : 개량체 저면에 작용하는 전단저항력(kN/m)
- T : 개량체 저면에 작용하는 지반반력(kN/m)

t_1, t_2 : 단부의 지반반력강도(kN/m)

다음의 외력은 벽식의 경우만 고려한다.

W_2 : 긴 벽간의 미개량토의 유효중량(kN/m)

HK_2 : 긴 벽간의 미개량토의 지진시 관성력(kN/m)

또 x, y 는 각각의 외력의 작용점과 도참(7-14)에 나타낸 개량체의 좌측하단(O로 표시)과의 거리를 나타낸다.

- (1) 외부안정의 활동, 전도의 검토에서는 저항하는 힘이 어느 정도 여유가 있는가를 조사하는 것이므로, 해당 외력의 값을 취할 수 있는 최대로 하고 혹은 최소의 극한상태에서의 값으로 검토해야만 한다(예를 들면 주동측에 있으면 주동토압, 수동측에 있으면 수동토압). 한편, 지지력 검토에 필요한 개량체 저면의 지반반력, 그리고 내부응력의 산출에서 개량체에 작용하는 외력은 균형이 잡혀있는 상태로 검토하여야 한다. 또 지진시의 경우 외력의 성질은 상당히 다르므로 이러한 이유에서 검토하는 항목에 따라 적절히 외력을 설정할 필요가 있다.
- (2) 벽식의 개량에는 개량체에 미개량 부분을 포함하고 있으므로 검토항목에 따라 외력을 미개량토와 개량토로 분리하여 설정할 필요가 있다.

7-4-4 개량체의 외부안정

- (1) 개량체는 활동에 대해서 충분히 안전하여야 한다.
- (2) 개량체는 전도에 대하여 충분히 안전해야 한다.
- (3) 개량체는 개량체 저면의 현지반 지지력에 대해서 충분히 안전해야 한다.

[참고]

- (1) 활동의 안전율은 식(참 7-14)으로 구한다.

$$F = (P_p + R) / (H + HK_1 + HK_2 + P_a) \quad (\text{참7-14})$$

- (2) 활동에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진시에는 1.0 이상이다.
- (3) 전도의 안전율은 식(참 7-15)로 구한다.

$$F = \frac{P_a \cdot y_2 + H \cdot y_1 + HK_1 \cdot y_4 + HK_2 \cdot y_5}{P_p \cdot y_3 + V \cdot x_1 + W_1 \cdot x_3 + W_2 \cdot x_4} \quad (\text{참7-15})$$

- (4) 전도에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진시에는 1.1 이상이다.
- (5) 개량체 저면에 작용하는 R 과 T 로부터 본편 2-4 편심경사 하중에 대한 지지력에 규정된 방법으로 현지반의 지지력을 검토한다.
- (6) 벽식 개량의 경우 지지력 검토는 단부의 t_1, t_2 가 식(참7-16)으로 구한 허용지지력 t_a 보다 적게 되는 것을 확인 하는 것이다. 하층의 기초지반이 사질토인 경우 지반의 허용지지력을 구하는 방법은 다음과 같다(寺師昌明 外, 1987).

$$t_a = q_{aq} + q_{ar1} \quad (1/\eta \geq 3 \text{ 인 경우}) \quad (\text{참7-16})$$

$$t_a = q_{aq} + q_{ar} \quad (1 \leq 1/\eta < 3 \text{ 인 경우})$$

여기서,

$$q_{aq} = P_o \cdot N_q / F + P_o$$

$$q_{ar1} = \gamma' L_1 \cdot N_r / 2F$$

$$q_{ar2} = \gamma' B \cdot N_r / 2F$$

$$q_{ar} = q_{ar1} + 0.5 (q_{ar2} - q_{ar1})(3 - 1/\eta)$$

N_q, N_r : 지지력 계수(본편 2-1 사질토 지반에서의 기초 지지력 참조)

P_o : 기초지반 모래층의 유효 토피압(kN/m²)

γ' : 기초지반 모래층의 유효 단위체적중량(kN/m³)

F : 안전율(평상시에는 2.5 이상, 지진시에는 1.5 이상)

$$\eta = \frac{L_1}{L_1 + L_s}$$

L_1 : 장벽의 법선방향 길이(m)

L_s : 단벽의 법선방향 길이(m)

B : 개량폭(m)

하층지반이 사질토 이외의 경우 허용지지력은 상기(1)의 방법에 의한다.

7-4-5 내부 안정의 검토

외력에 의해 개량체에 생기는 응력은 안정처리토의 허용전단응력 및 허용인장응력을 초과해서는 안된다.

[참고]

- (1) 안정처리토의 허용응력은 본편 7-4-2(2) [참고](2) 허용응력 규정에 따른다.
- (2) 본편 7-4-3 개량체에 작용하는 외력의 조건에서 개량체를 탄성체로하고 내부응력을 구한다.

7-4-6 흙의 압출 검토

벽식개량의 경우는 긴 벽 사이에 있는 미개량토의 압출에 대해서 검토한다.

[참고]

- (1) 긴 벽 사이의 미개량토의 압출에 대한 안전율은 식(참7-17)에 의해 구한다. 그러나 F_1 이 최소가 될 때 까지 D_1 을 변화시켜서 반복 계산한다.

$$F_1 = [2(L_s + D_1) c_u B + P_p'] / (P_a' + k_h \gamma_2 B D_1 L_s + h_w \gamma_w D_1 L_s) \quad (\text{참7-17})$$

여기서,

D_1 : 짧은 벽 하단에서 검토단면까지의 깊이(m)

c_u : 미개량토의 평균전단강도(짧은 벽 하단과 검토단면의 중간 깊이)

γ_2 : 미개량토의 단위체적중량(공기중 중량)(kN/m³)

k_h : 설계진도

h_w : 잔류수위

γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/m³)

P_a' , P_b' : 긴 벽 사이의 미개량토에 작용하는 주동 혹은 수동토압 합력(kN)
(짧은 벽 하면에서 D_1 까지의 깊이)

- (2) 압출 파괴에 대한 상기의 검토방법은 상당히 안전측의 값을 주는 것으로 실험적으로 확인되고 있다. 그러므로 필요로 하는 안전율은 보통 1.2 이상, 지진시는 1.0 이상으로 한다.

7-4-7 원호활동의 검토

개량체는 원호활동에 대해 충분히 안전하여야 한다.

[참 고]

- (1) 원호활동의 검토는 본편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석에 따라서 검토한다.
- (2) 개량체의 강도는 크기 때문에 일반적으로 개량체를 통과하는 원호활동의 검토는 생략하여도 좋다.

7-4-8 변위량의 검토

개량 지반체가 부상형 또는 착저형인 경우에도 지지층의 하부에 점성토가 존재하고 있을 때에는 측방 이동 또는 압밀에 의한 변위(수평, 연직)를 검토한다.

[참 고]

- (1) 개량체가 부상형인 경우 측방이동 혹은 압밀에 의한 변위가 예상되는데, 이들의 변위를 검토하고 이용상 지장을 초래하지 않는 대책을 사전에 검토한다.
- (2) 개량체의 활동에 대한 안전율 또는 원호활동의 안전율에 여유가 있으면 측방이동 등에 의한 즉시변위량은 일반적으로 적으므로 측방이동에 대한 검토 필요성은 이들의 안전율에 의해서 판단할 수가 있다. 또 개량체 바로 밑의 미개량토의 층 두께가 일정하고 수평방향의 이동이 이용상 지장이 없는 범위라고 판단되는 경우에는 압밀침하량만을 검토하여도 좋다.
- (3) 개량체가 착저형으로 되어도 지지층 아래에 점성토층이 존재할 경우에는 재하에 의한 압밀침하 등의 변형이 염려되므로 신중한 검토가 필요하다.

7-4-9 강도열화 및 지반환경오염에 대한 대책

지반개량재를 사용함으로써 염분, 유기물 등에 의한 강도열화현상이 발생되지 않도록 하여야 하며, 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생될 수 있으므로, 환경영향성평가시험 결과를 통해 지반개량재료를 선정하여야 한다.

[참고]

- (1) 해수에는 염소이온, 황산염이온, 마그네슘이온, 나트륨이온 등 많은 종류의 염류와 장기간 퇴적된 유기물질(보통 부식상태인 흙산으로 존재)이 다량으로 함유되어 있으며, 이 염류와 유기물질은 시멘트의 고화작용에 악영향을 미치며, 시멘트 그라우팅을 열화, 침식시킨다. 따라서 보통시멘트만을 사용해 이러한 대상을 고화시킬 경우 이상의 특성으로 인해 충분한 고화효과가 나타나지 않고 강도 발현 성능이 매우 낮다. 그러므로 해성점토지반의 지반개량시에는 일반적으로 보통포틀랜드시멘트 대신 내해수성, 화학저항성이 우수한 시멘트를 사용하거나 보통포틀랜드시멘트에 제2첨가제를 사용하고 있다(천병식, 1998).
- (2) 지반개량재로서 시멘트를 사용함으로써 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생할 수 있으므로, 반드시 Cr^{6+} 용출시험, 어독성시험 등의 환경형항성 평가시험을 실시하여 그라우팅재료를 선별하여 사용하여야 하며, 그라우팅 시공시 미반응, 유수에 의한 희석, 유실되는 일이 없도록 품질관리에 유의하여야 한다(천병식, 2001).

7-5 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법

7-5-1 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile) 공법 (사질토 지반을 대상으로 하는 경우)

사질토를 다지기 위한 모래다짐말뚝 공법의 설계는 대상지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 시행한다. 충분히 신뢰할만한 기존 실적이 없는 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 시험시공에 의해 설계를 하며, 시험시공계획은 간극비에 의한 다짐도 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 결정한다.

[참고]

(1) 개량의 목적

느슨한 지반의 개량 목적은 ① 액상화 방지를 위한 강도의 개선, ② 잔류침하량의 감소, ③ 사면의 안정과 지지력의 개선 등 세가지로 크게 구별된다. 액상화의 예측, 판정은 간단하게는 모래의 N값으로 행하고 그 결과로 판정이 곤란한 경우에는 진동삼축시험결과를 이용한 해석이 가능하다. 그리고 액상화 대책으로서 다짐을 시행할 경우에는 제2편 13-2 액상화의 예측, 판정에 의해서 모래지반의 N값이 분명하게 액상화 되지 않는다고 판단될 값이 되도록 필요한 범위로 다짐한다. 모래지반의 침하량 저감에 대해서는 탄성론에 근거하여 침하량을 계산한다(본편 5-2 즉시침하 참조). 계산에 필요한 지반정수에는 탄성계수와 포아슨비가 있다. 포아슨비는 통상 1/3정도의 값이 사용되고, 탄성계수는 표준관입시험 결과의 N값, 평판재하시험 결과 또는 더치콘의 q_c 값을 사용하여 추정한다. 실용적으로는 이와 같은 원위치 시험 결과를 직접 쓰는 계산식도 제안되고 있다. 지지력이나 사면안정이 문제가 되는 경우에는 계산을 위해 내부마찰각이 필요하다(본편 제2장, 제6장 참조). 어느 경우에도 설계계산에 필요한 대표적인 지반의 특성은 입도와 N값 또는 q_c 값이 되고 시공관리에서는 N값이 많이 사용된다.

(2) 다짐 효과에 대해 영향을 미치는 요인

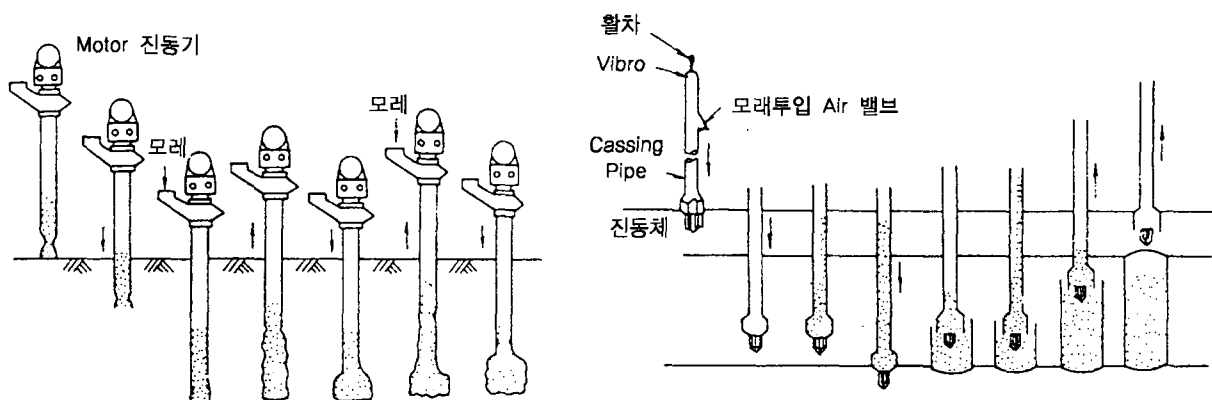
느슨한 사질토의 심층에 이르는 다짐은 표층에서 진동이나 충격을 주어도 충분히 달성되지 않는 것이 많다. 통상적인 수법은 느슨한 모래지반 중에 모래나 돌기둥, 혹은 특수한 진동봉을 압입함과 동시에 주변지반에 진동을 가하는 것이다. 본 장에서는 전자를 모래다짐말뚝공법으로 일괄해서 본 절에 서술하고 후자

를 로드콤팩션(Rod Compaction)공법과 바이브로플로테이션(Vibro Flootation)공법으로 구분하고 각각 본편 7-6, 본편 7-7에 서술한다. 어느 工法이라도 다짐정도는 여러 가지 요인에 의해 지배된다.

이 때문에 이론적인 계산만으로 다짐의 효과를 예측하기는 쉽지 않고 예측에 있어서는 다짐 실적에 따른 자료가 필요하다. 또 시험시공의 실시로 시공조건인 정밀도를 보다 향상시키는 것도 고려할 필요가 있다. 다짐효과에 영향을 주는 요인은 아래와 같다(Mitchell, 1981).

- ① 대상토의 특성(입도분포 및 입경 $74\mu\text{m}$ 이하의 세립분 함유량)
 - ② 포화도와 지하수위
 - ③ 개량전 대상토의 상대밀도
 - ④ 개량전 대상토층의 초기지중응력(土被壓 등)
 - ⑤ 개량전 대상토층의 골격 구조와 고결의 정도
 - ⑥ 진동을 가한 지점에서의 거리
 - ⑦ 보충모래의 성질
 - ⑧ 개량공법의 특성(시공기계의 종류, 기계의 진동능력, 시공 방법, 기술자의 숙련도, 기타)
- (3) 시공 방법의 종류와 특징

모래다짐말뚝공법의 시공순서를 도참(7-15)에 제시했다. 먼저 케이싱을 施工機械 上部의 가진기로 진동시키면서 소정의 깊이까지 압입한다. 케이싱 파이프 내에 모래를 공급하고 케이싱을 상승시키면서 일정길이의 모래말뚝을 地中에 압입한다. 다음에 이 모래말뚝을 다짐하기 위해서 케이싱을 진동시키거나 케이싱 하단의 바이브로플로트(Vibro Float)를 진동시키면서 두번째 관입시켜 모래말뚝 直徑을 地中에서 확대시킨다. 이 작업을 地表面 혹은 소정의 깊이까지 반복하면 하나의 모래다짐말뚝이 형성된다. 즉, 진동에 의한 周邊地盤의 壓縮과 다짐 모래말뚝의 압입으로 느슨한 모래地盤을 改良하는 것이다. 이 범주에 속하는 工法으로는 바이브로컴퍼저(Vibro Composer)工法, SSP工法, NTK 콤팩션工法, OFB工法 등이 있다. 다음 절에서 서술하는 로드콤팩션(Rod Compaction)工法이나 바이브로플로테이션(Vibro Flootation)工法에 비해서 일반적으로 큰 다짐 효과를 발휘하는데 주변에 미치는 영향도 크다. 각종 다짐工法의 실시에 의해서 기존의 周邊構造物에 미치는 영향에 있어서는 기존의 실시예를 참고한다.



(a) 바이브로컴퍼저(Vibro Composer)공법 시공 순서

(b) SSP 시공 순서

도참(7-15) 시공 방법도

(4) 施工實績에 의한 設計

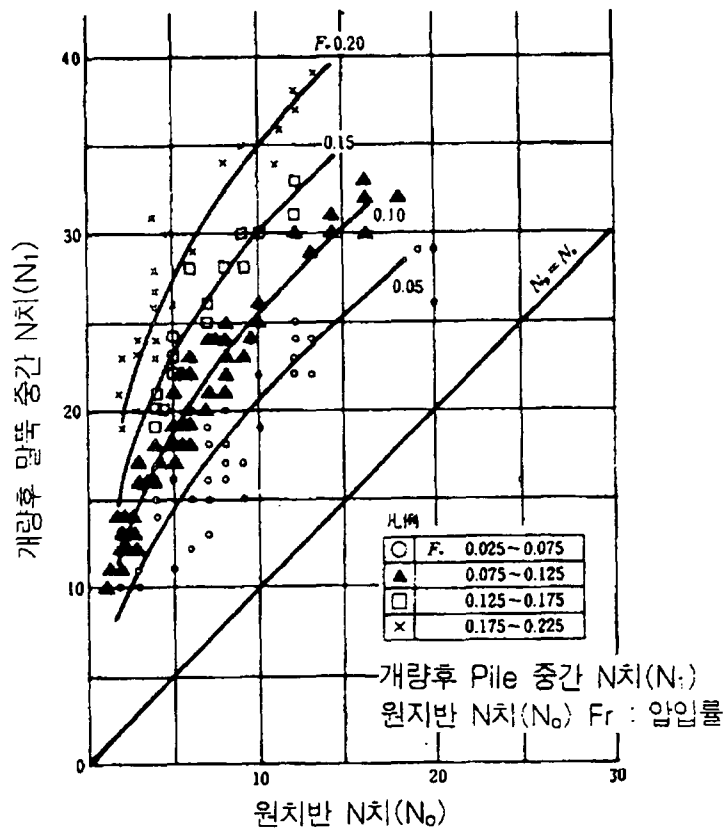
對象地盤의 特性, 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)工法の 打設密度, 개량전후의 地盤 N값의 관계 등에 대하여 充分히 신뢰할만한 施工實績이 있는 경우에는 이것을 기초로 해서 改良工의 設計를 할 수가 있다.

① 바이브로컴퍼저(Vibro Composer)工法에 있어서는 본 항에 나타난 바와 같이 많은 施工實績이 整理, 公表되어 있으므로 이 방법을 사용하여 느슨한 모래의 다짐設計를 수행할 수 있다. 다른 다짐방식에서도 동일한 자료가 정리되어 있는 경우에는 設計에 사용할 수 있다.

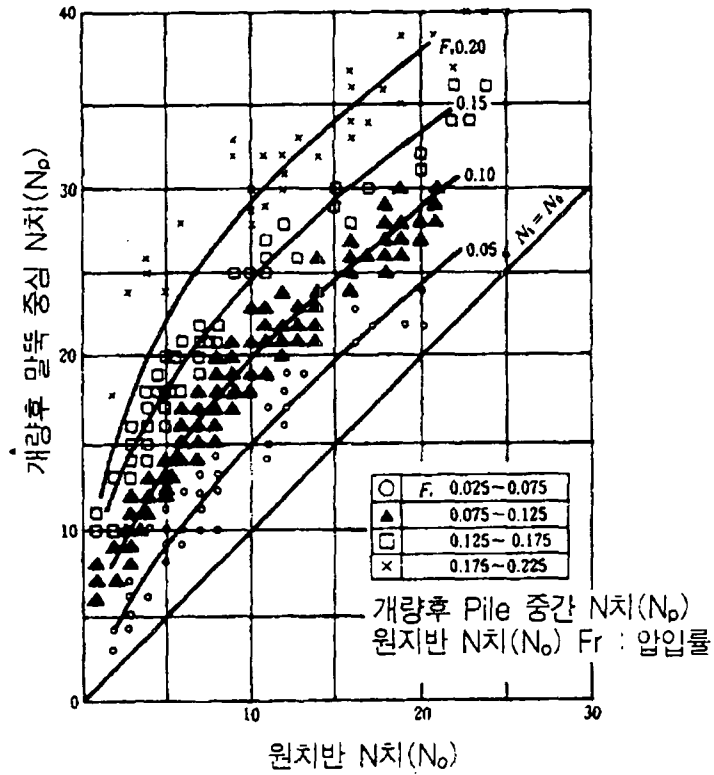
② 細粒分 含有量의 영향

세립분 함유량이 20%이하인 지반에서 모래다짐말뚝공법의 施工實績을 근거로 모래의 원지반 N값(N_0)과 改良後의 모래말뚝 중간위치에서의 N값(N_1) 사이의 관계를 모래의 押入率 F_v 를 媒介體로 하여 도참(7-16)에 제시하였다. 細粒分 含有量이 20%를 초과하는 모래地盤에 대하여 改良後의 모래말뚝중심(말뚝심)에서의 N값(N_p)은 도참(7-17)에 나타났다.

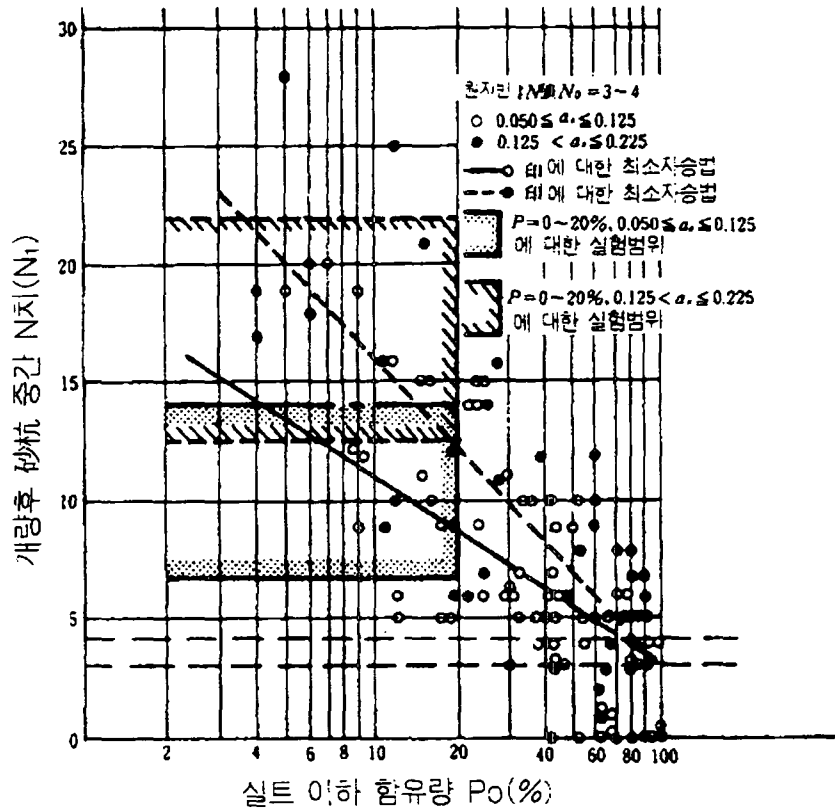
모래지반의 N값이 3~ 4인 느슨한 모래지반에서의 施工實績을 근거로 실트 함유량과 改良後 모래말뚝 중간에서의 N값에 대한 관계도를 도참(7-18)에 제시했다. 실트 함유량이 많아지면 改良에 의한 N값의 增加가 적고 또 결과의 偏差가 크다. 따라서 細粒分의 含有量이 많은 흙에서는 본편 7-5-1 (참고)(5)의 試驗施工에 의해 設計를 하는 것이 바람직하다.



도참(7-16) 원지반 N치와 개량후 모래말뚝 중간위치에서의 N치 관계(세립분 ≤ 20%)



· 도참(7-17) 원지반 N 치와 개량후 모래말뚝 중심에서의 N 치관계(세립분 $\geq 20\%$)



도참(7-18) 실트 함유량이 개량후 모래말뚝 중간위치의 N 치에 미치는 영향

(5) 試驗施工에 의한 設計

充分히 信賴할만한 既存實績이 없는 경우 또는 실트를 많이 包含한 흙의 경우에는 試驗施工에 의해 設計를 하는 것이 바람직하다. 시험시공의 계획은 間隙比에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 綜合적으로 判斷하여 결정하여야 한다.

① 試驗施工 計劃

充分히 信賴할 수 있는 既存實績이 없는 시공 방법으로 改良할 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 본편 7-5-1 [참고](4)의 施工實績에 의한 設計에 나타난 방법으로 設計하는 것이 어렵고 또 그 信賴性이 낮으므로 試驗施工에 의한 설계를 하는 것이 바람직하다.

② 목표 間隙比에 의한 다짐도 검토

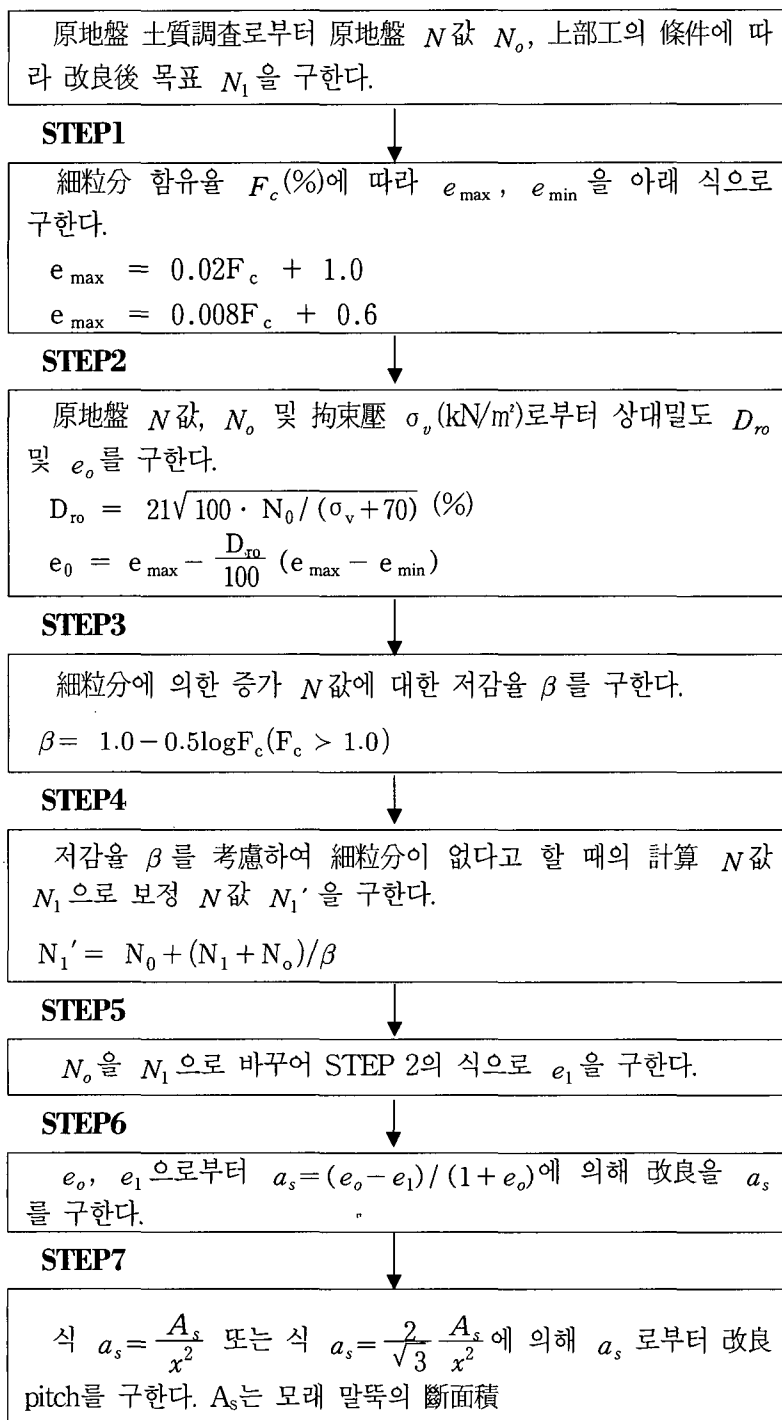
N 값과 間隙比 사이의 관계를 이용하여 원지반 間隙比와 필요 間隙比가 推定되면 원지반의 간극을 보충하기 위해 필요한 모래량(보급사량)을 計算으로 구할 수 있다.

③ 모래의 N 값과 間隙比의 관계

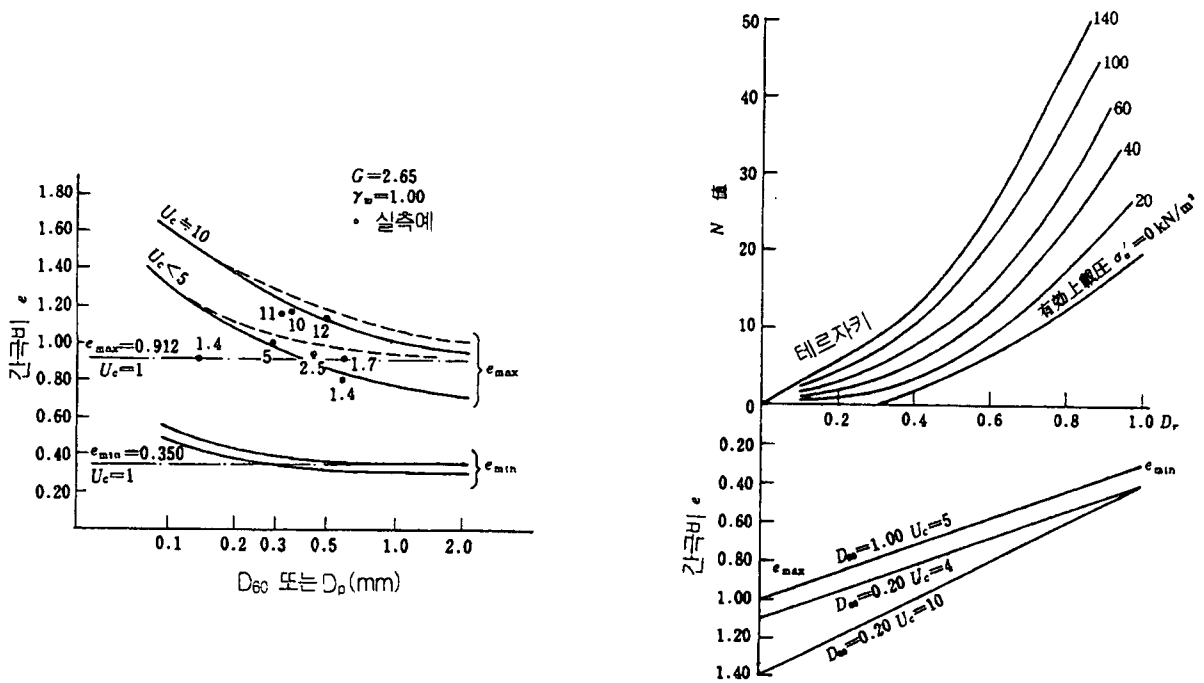
모래다짐말뚝공법의 설계는 설계값으로 주어진 N 값과 間隙比 e 사이의 관계를 필요로 한다. 설계에는 통상 有效土被壓, 相對密度(D_r), 통과중량 60%에 해당하는 粒徑(D_{60}) 및 모래의 均等係數 $U_c(=D_{60}/D_{10})$ 를 媒介로 한 관계가 사용된다(도참(7-20) 참조). 그 밖에 土質特性的 相關關係는 제2편 제11장 地盤을 참조한다.

④ 間隙比의 推定

대책공법의 설계 시점에서는 事前 地盤調査의 결과로 최소한 원지반의 N 값(N_o), 粒度分布, 粒子形狀은 알고 있으므로, 일반적으로 도참(7-20)을 이용하여 原地盤의 間隙比 e_o 를 추정한다. 같은 방법으로 소요 N 값을 이용하여 말뚝 사이에 요구되는 所要間隙比 e 를 구할 수가 있다.



도참(7-19) 모래다짐말뚝공법의 設計 순서



도참(7-20) N- D_p - e 사이의 관계

⑤ 補充할 모래의 부피

가. 補充할 모래의 부피는 식(참 10-18)에 의해 구할 수 있다.

$$v = (e_0 - e) / (1 + e_0) \tag{참7-18}$$

여기서,

- v : 原地盤 單位 體積當 필요 補充할 모래량(압입율) (m^3/m^3)
- e_0 : 原地盤의 間隙比
- e : 改良地盤(말뚝사이)의 필요 間隙比(平均값)

식(참 7-18)의 의미는 다짐 전후로 지반의 體積이 不變하면 地盤 1 m^3 中에 體積 v 의 補給 材料를 押入하는 것으로 間隙의 體積이 減少하고 말뚝간의 平均 間隙比는 e 가 된다는 뜻이다. 즉 모래말뚝의 打設에 의한 排除效果만이 計算되고 打設時의 振動에 의한 다짐효과를 考慮되어 있지 않다. 한편, 실제로는 공법에 따라 程度는 다르나 다짐의 過程에서 地盤의 隆起 또는 沈下가 발생하기 때문에 體積不變의 假定은 일반적으로 성립하지 않는다.

나. 개량 후의 N 값은 개량 전의 原地盤의 N 값 및 보충 모래량에 크게 영향을 받지만, 原地盤 흙의 입도분포, 土波壓 등에도 영향을 받는다. 특히 75 μm 미만의 細粒分 含有量(F_c)이 큰 경우에는 改良효과가 작게 되므로 도참(7-19)를 근거로 細粒分에 의한 저감율 β 를 考慮한다.

⑥ 施工間隔의 目標

모래말뚝의 施工間隔은 식(참7-19)에 의해서 얻을 수 있으나, 기존의 施工實績을 참고로 결정하는 것이 바람직하다.

$$d = a \cdot \sqrt{S/v} \tag{참7-19}$$

여기서,

- d : 모래말뚝의 施工間隔

a : 正四角形 배치의 경우 $a = 1$, 正三角形 배치의 경우 $a = 1.075$

S : 모래말뚝 1개의 單位길이당 押入가능 모래량 (m³/m)

v : 모래의 押入率(m³/m³)

모래의 押入率 v 를 만족하는 모래말뚝의 直徑과 施工間隔의 組合은 계산상으로 無수하게 많다. 그러나 1개의 모래말뚝으로 押入되는 모래량에는 限界가 있고, 또 말뚝간의 모래다짐에 관해서는 영향 범위에 限界가 있다. 이 限界값은 施工방법이나 施工機械의 능력에 의해서 變化된다. 이 때문에 施工實績에 따라 적절한 S, d 의 범위를 설정할 必要가 있다.

바이브로컴포저(Vibro Composer)工法の 施工에는 모래말뚝의 마무리 지름을 70cm ($S = 0.385$ (m³/m))로 하는 것이 많다. 또 地中에 障礙物이 없는 경우 모래말뚝의 間隔은 1.5~ 3.0m 정도가 適切하다고 하며, 실제로는 1.8~2.2m의 것이 많다. 널말뚝 岸壁의 背面에서 타이로드(Tie Rod) 등의 장애물이 있는 경우는 타이로드의 설치 間隔을 勘案하여 適당한 배치를 考慮할 必要가 있다.

⑦ 細粒分이 많은 흙의 다짐도 검토

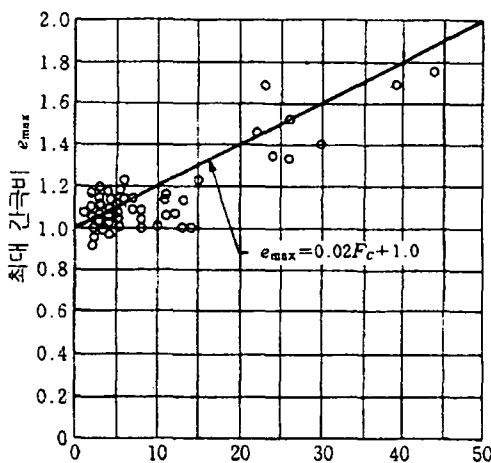
細粒分의 含有量이 많은 흙을 대상으로 다짐할 경우의 말뚝배치 등의 推定法에서는 도참(7-18)를 基礎 資料로하는 새로운 제안이 제기되고 있다. 이 방법은 基本的으로 도참(7-20)의 설계방법을 踏襲한 것이다. 細粒分이 많은 모래의 경우 $e - D_r$ 관계를 도참(7-21)에 提示한 실적 자료로써 推定하고 도참 (7-20)으로 對替한다.

또 $N - D_r - \sigma_v'$ 의 관계로 아래에 표시한 Meyerhof의 제안식을 쓴다.

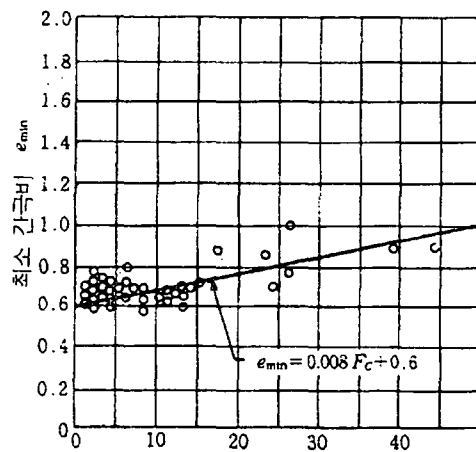
$$D_r (\%) = 21\sqrt{N / (\sigma_v' + 70)} \quad \text{(참7-20)}$$

여기서 σ_v' 는 有效上載壓(kN/m²)이다.

이상의 관계를 도참(7-20)의 경우와 마찬가지로 적용하면 改良目標의 N 값에 대한 必要한 押入率을 결정할 수 있다. 그러나 사용된 $N - D_r - \sigma_v'$ 관계가 細粒分의 影響을 考慮한 것은 아니기 때문에 이 방법 에 의해 推定한 N 값과 현장실적 값 즉 도참(7-18)을 比較하여 경험적인 低減係數를 결정하고 있다. 그러나 細粒分의 含有量이 많을 경우에는 改良後에 예측한 效果를 얻지 못하는 경우가 많으므로 이와 같은 방법으로 예측한 改良工의 目標을 기본으로 試驗施工을 하는 것이 바람직하다. 試驗施工을 할 경우에는 도참(7-18)을 사용하여 시험시공계획을 세우는 것이 바람직하다.



(a) $F_c \sim e_{max}$ 관계



(b) $F_c \sim e_{min}$ 관계

도참(7-21) 세립분 함유율 F_c 와 e_{max}, e_{min} 의 관계

7-5-2 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)공법 (점성토 지반)

- (1) 이 설계방법은 重力式 防波堤, 岸壁 또는 護岸을 上部構造物로 하는 地盤改良에 적용한다.
- (2) 모래다짐말뚝 공법에 의한 改良地盤은 軟弱한 粘性土에 강제적으로 모래말뚝을 형성하므로 그 設計는 地盤의 複合性 및 시공의 영향을 充分히 考慮해야 한다.

[해설]

- (1) 본 절에서 서술하는 設計法의 적용범위는 構造物 下部地盤 개량의 경우로 한다. 널말뚝 前面(受動側)의 개량에 있어서는 적용 사례가 적고, 그 改良機構가 명확하지 않으므로 본 절의 適用範圍에는 해당되지 않는다.
- (2) 粘性土 地盤을 對象으로 하는 모래다짐말뚝 공법은 粘性土 地盤 中에 일정한 간격으로 소정의 深度까지 케이싱을 打設하고 케이싱 내에서 地中으로 모래를 排出하면서 동시에 모래다짐말뚝을 造成하는 것이다. 改良地盤의 特性은 ① 모래말뚝의 強度, ② 모래말뚝의 置換率, ③ 構造物에 대한 개량범위의 置換關係, ④ 外割條件(크기, 방향, 荷重經路, 載荷速度 등), ⑤ 말뚝 사이의 地盤強度, ⑥ 말뚝 사이의 地盤이 모래말뚝에 끼치는 拘束壓力, ⑦ 모래말뚝 打設에 의한 개량범위 內外의 攪亂의 영향, ⑧ 모래말뚝 打設에 의한 地表面의 솟아오름 現象과 그 흙의 特性 그리고 이용 유무 등을 考慮해야 한다. 본 工法은 이미 많은 施工實績이 있으나 設計 方法에는 解明되지 않은 점이 많다. 따라서 設計는 지금까지의 實施例를 참고하여 充分히 신중하게 행하여야 한다.
- (3) 시공에 미치는 영향
본 工法은 시공중 粘性土에 대량의 모래말뚝을 押入하므로 原地盤의 흙이 強制的으로 橫方向 또는 上方向으로 배제되어 시공범위는 물론 주변의 地盤을 교란시켜 強度 저하를 초래한다. 또 原地盤 흙의 이동과 케이싱 내의 여분의 모래가 지표에 넘침으로써 地表面이 솟아오른다. 이와 같은 原地盤 흙의 이동이 기존의 隣接構造物에 미치는 영향도 검토할 필요가 있다.
- (4) 설계 방법과 土質定數의 선정
複合 地盤의 實用的인 安定計算에는 ① 複合地盤의 特性을 反映하는 平均 剪斷強度의 評價式을 基礎로 圓弧滑動 計算방법을 준용하는 방법, ② 複合地盤을 모래지반으로서 舉動하는 部分과 粘土地盤으로 舉動하는 部分으로 便宜上 分割하고 각각의 圓弧滑動에 대한 安全率이 일치하도록 外力을 再配分하는 방법이 있다.
후자는 計算이 複雜하고, 시공 예는 거의 전자의 方法으로 設計되어 있다. 이 때문에 여기서는 전자의 設計方法을 中心으로 나타낸다.

[참고]

- (1) 모래말뚝의 材料는 透水性이 좋고, 細粒分(74 μ m이하)의 含有量이 적고, 粒度分布가 좋고, 다짐이 쉬우며, 充分한 強度가 기대되고, 케이싱으로부터 排出이 용이한 재료가 적합하다. 개량범위에서 모래말뚝이 차지하는 비율(즉, 置換率)이 적고, 모래말뚝으로 粘性土의 壓密促進을 위한 排水層으로서의 기능을 크게 기대할 경우에는 재료의 透水性과 모래 間隙에 이토가 끼이는 현상에 대한 배려가 더욱 重要하지만 強制置換에 가까운 경우에는 透水性에 관한 要求事項이 相對的으로 적게 된다. 따라서 재료의 선정에 있어서는 改良의 목적과 置換率을 充分히 考慮하여야 한다.

(2) 複合地盤의 剪斷強度

複合地盤의 剪斷強度 산출 공식은 몇 가지가 있지만, 置換率에 상관없이 실적이 많은 산출식은 아래에 제시한 식(참10-21)이다.

$$\tau = (1 - a_s)[c_0 + kz + \mu_c \Delta\sigma_z (\Delta c / \Delta p) U] + (\gamma_s z + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan\phi_s \cos^2\theta \quad (\text{참7-21})$$

여기서

- τ : 滑動線 위치에서 發揮되는 平均 剪斷強度
- a_s : 모래말뚝의 置換率
((1개의 모래말뚝의 斷面積) / (1개의 모래말뚝이 지배하는 有效 斷面積))
- $c_0 + kz$: 原地盤 점토의 非排水 剪斷強度
- z : 鉛直座標
- c_0 : $z=0$ 에서 粘土의 非排水 剪斷強度
- k : 깊이 方向의 強度增加率
- μ_s : 모래말뚝의 應力集中係數, $\mu_s = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_z = n / [1 + (n-1) a_s]$
- μ_c : 粘土部分의 應力減少係數 $\mu_c = \Delta\sigma_c / \Delta\sigma_z = 1 / [1 + (n-1) a_s]$
- $\Delta\sigma_z$: 對象滑動線 위치에서 外力에 의한 鉛直應力 增加分の 平均값
- $\Delta\sigma_s$: 對象滑動線 위치에서 모래말뚝 부분의 外力에 의한 鉛直應力 增加分
- $\Delta\sigma_c$: 對象滑動線 위치에서 말뚝사이의 粘土部分의 外力에 의한 鉛直應力 增加分
- n : 應力分擔比, $n = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c$
- $\Delta c / \Delta p$: 原地盤 粘性土의 強度增加率
- γ_s : 모래말뚝의 單位體積重量(地下水面 아래에서는 有效重量)
- γ_c : 粘性土의 單位體積重量(地下水面 아래에서는 有效重量)
- ϕ_s : 모래말뚝의 內部摩擦角
- U : 平均壓密度
- θ : 滑動線이 水平面과 이루는 角度

(3) 設計定數

既存의 설계 사례에서 식(참7-21)에 사용되고 있는 設計定數에는 범위가 있다. 原地盤의 強度, 적용안전율, 안정계산방법(본편 7-5-2 [참고](4) 圓弧滑動計算法 참조), 施工速度 등을 考慮하여 설정해야 하며, 기존의 設計 施工事例를 참고로 선정하는 것이 바람직하다. 기존의 設計 施工事例에서 적용한 대표값은 아래와 같다.

$$\begin{array}{lll} a_s \leq 0.4 & n = 3, & \phi_s = 30^\circ \\ 0.4 \leq a_s \leq 0.7 & n = 2, & \phi_s = 30^\circ \\ 0.7 \leq a_s & n = 1, & \phi_s = 30^\circ \sim 35^\circ \end{array}$$

더욱이 $0.7 \leq a_s$ 에서는, 식(참7-21)의 제1항을 무시하거나, 식(참7-21)에 의하지 않고 改良 범위를 $\phi_s = 30^\circ$ 의 일정한 砂質土로 평가하는 것이 많으나, 竣工後 안정에 이상이 없었다는 것이 立證된 것이어야 한다.

(4) 圓弧滑動 計算法

일반적으로 港灣施設의 安定計算은 절편 分割法에 의한 圓弧滑動 계산이 사용된다. 이 방법에 의한 圓弧滑動 計算은 地盤 또는 上部 構造物을 몇 개의 절편으로 分割하여 分割片刊의 不靜定力을 무시하고 滑動

面上的 垂直應力을 계산한다(이것을 절편 분할법이라 한다).

현실적으로 地中에서 外力은 어느 정도 分散한다. 이 應力 分散의 효과를 滑動計算에 반영시키기 위하여 地中應力을 計算하는 Boussinesq의 해를 써서 滑動面上的의 任意 位置의 鉛直應力增加分 $\Delta\sigma_z$ 를 구하여 적용하는 방법이 있다(이것을 應力分散法이라 한다). 모래다짐말뚝 工法에 의한 複合地盤의 安定計算에는 절편분할법 또는 應力分散法이 사용되고 있다. 식(참7-21)은 일반적으로 應力分散法과 組合해서 사용되고 있다. 식(참7-21)의 適用事例로는 시공 중의 安定性 검토도 包含해서 安全率은 1.2~ 1.4가 採擇되고 있다.

(5) 安定 해석의 유의사항

剪斷強度의 산출식 중 定數選定에 따라, 또는 산출식의 오차에 따라 計算 安全率에 큰 차이가 발생하는 수가 있으므로, 산출식이나 設計 諸定數의 산정에서는 각각의 조합에 대한 기존의 시공실적을 考慮할 필요가 있다. 각종 剪斷強度 산출식, 設計 定數의 선정, 安定 計算法의 組合이 計算 安全率에 미치는 感度, 기존의 海上 施工例의 逆解析에 의한 安全率의 評價 등에 관해서는 관계 문헌을 참고할 수 있다.

(6) 複合地盤의 壓密計算

複合地盤의 壓密計算은 샌드드레인(Sand Drain)의 경우와 같은 方式으로 하는데 그 차이는 아래와 같다. 샌드드레인의 計算에서는 安定計算을 목적으로 모래말뚝의 존재를 무시하며 말뚝직경과 말뚝간격(SCP에서는 置換率로 표시)은 시공 기간 결정에만 적용된다. 모래다짐말뚝 工法에서는 전술한 것과 같이 置換率이 安定에 크게 기여하는 점과 壓密이 一般的으로는 早期에 完了되기 때문에 安定 검토에서 결정된 置換率에 대해서 壓密 檢討를 하는 것이 일반적이다. 또 모래다짐말뚝 工法의 경우에는 모래말뚝에 應力集中이 있으므로 샌드드레인의 경우와 비교해서 沈下量이 감소되고 壓密速度도 變化한다.

(7) 壓密의 計算

複合地盤의 最終壓密量을 S_p , 미개량 경우의 最終沈下量을 S_{of} 라 하면 각각 다음과 같다.

$$S_f = \epsilon_z \cdot H \tag{참7-22}$$

$$S_{of} = m_v \cdot \Delta p \cdot H \tag{참7-23}$$

윗 식에서 ϵ_z 는 應力集中이 있을 경우의 粘土中の 鉛直變形率, H 는 壓密層 두께, m_v 는 原地盤의 體積 壓縮係數, Δp 는 平均 壓密荷重이다. 여기서 複合地盤의 沈下量과 미개량 地盤의 沈下量의 比를 沈下減少係數 β 로 한다.

$$\beta = S_f / S_{of} \tag{참7-24}$$

複合地盤의 壓密 計算의 순서는 아래와 같다.

- ① 安定 計算에서 결정된 안전율로부터 말뚝直徑, 말뚝間隔, 배치(正四角形 배치, 삼각형 배치 등)를 구하고 壓密度 U 와 경과 時間의 관계를 본편 7-3 연직 배수 工法의 경우와 같은 방법(壓密係數는 수정해서 쓴다)으로 計算한다.
- ② 미개량 地盤의 最終壓密 計算 沈下量을 沈下減少係數 β 를 곱하여 減少시켜, 複合地盤의 最終 沈下量을 計算한다.
- ③ 時間-沈下關係를 구한다. 壓密에 의한 말뚝間 粘土의 強度增加 Δc 의 計算은 식(참7-21)의 제1항과 같이 구한다.

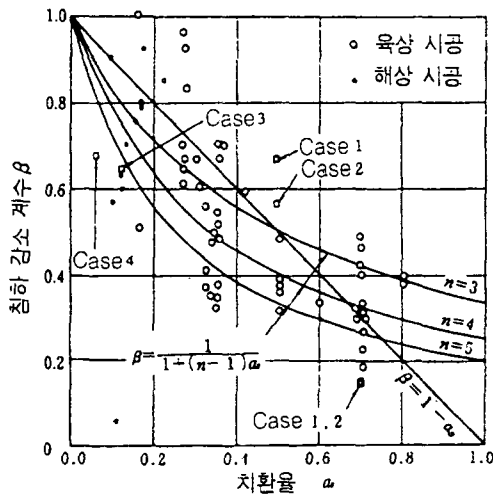
$$\Delta c = \mu_c \Delta \sigma_z (\Delta c / \Delta p) U \tag{참7-25}$$

計算에서는 다음 항의 기존의 실적을 참고로 하여 壓密試驗으로 구해지는 壓密係數 c_v 의 수정과 沈下

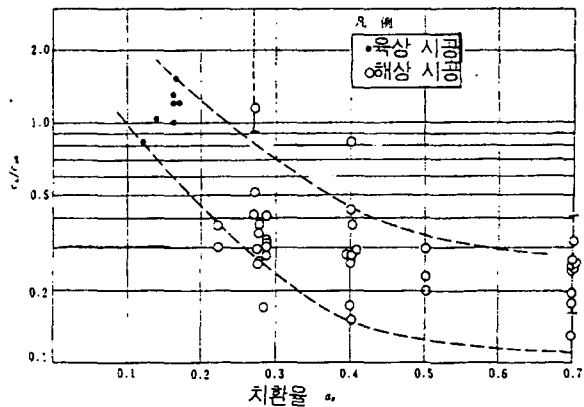
減少係數 β , 應力 減少係數 μ_c 를 선정한다.

(8) 沈下量의 계산값과 실측값의 대비

複合地盤의 最終沈下量은 식(참7-24)과 같이 미개량 地盤의 豫測沈下量에 沈下 減少係數를 곱하여 구한다. 沈下 減少係數 β 는 일반적으로 應力減少係數 μ_c 와 같은 형태로 표시된다. 이 沈下減少係數의 計算값과 실측값의 비교 예를 도참(7-22)에 표시했다(一本英三郎 外, 1983). 실측의 β 는 實測沈下量의 시간경과에 따라 雙曲線과 유사하여 改良地盤의 최종침하량을 推定하고 原地盤의 最終침하량의 計算값과 대비해서 구할 수 있다. 높은 置換率의 경우에 경험적으로 쓰여지는 沈下減少係數 ($\beta = 1 - a_s$)도 병행해서 표시하고 있다. 같은 그림에서 改良에 의한 沈下減少의 효과가 큰 것, 그리고 그 효과가 置換率에 의해서 영향을 받는 것 또한 실측값의 변동은 크나 應力分擔比 n 은 4정도로 되는 것을 알 수가 있다.



도참(7-22) 沈下減少係數와 置換率의 관계
(一本英三郎 外, 1983)



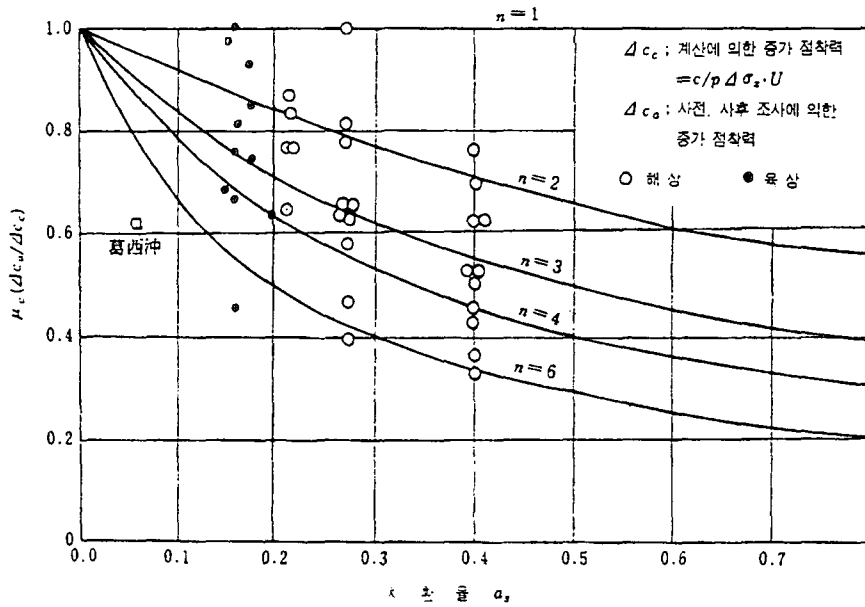
도참(7-23) SCP改良 地盤의 壓密 지연
(日本土質工學會, 1988)

(9) 壓密 經過 時間의 계산값과 실측값의 비교

모래다짐말뚝 工法에 의한 改良地盤의 壓密速度는 Barron의 解에 따른 예측값보다 늦어질 수가 있다. 과거의 施工實績을 기본으로 해서 沈下速度의 늦어짐을 壓密係數로 대체시켜 정리한 결과가 도참(7-23)이다(日本土質工學會, 1988). 여기서 c_v 는 실측한 沈下-時間關係로 부터 逆算되는 壓密係數이고, c_{v0} 는 土質 試驗으로 구한 壓密係數이다. 置換率이 크게 될수록 壓密의 시간 지체가 현저하게 되는 경향이 있다.

(10) 強度 增加量의 계산값과 실측값의 비교

말뚝사이 粘土의 計算上의 強度增加量 Δc_c 는 식(참7-25)로 계산된다. 말뚝사이 점토의 強度增加의 실측 결과에서 μ_c 를 구하고 예측과 비교한 결과가 도참(7-24)이다. SCP 改良地盤의 실측값 Δc_a 를 미개량 地盤으로 할 때의 強度增加量의 예측값 $\Delta c_c (= \sigma_z (\Delta c / \Delta p) U)$ 과 비교해서 실측 $\mu_c (= \Delta c_a / \Delta c_c)$ 가 구해진다. 실측값은 應力分擔比 $n = 3 \sim 4$ 를 中心으로 變化하고 있다.



도참(7-24) 改良地盤의 말뚝사이 점토의 強度 증가(一本英三郎, 1983)

7-6 로드 콤팩션(Rod-Compaction) 공법

- (1) 로드 콤팩션(Rod-Compaction) 工法の 設計는 對象地盤의 特性 또는 시공방법의 특징을 充分히 考慮 하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 結果를 반영하여야 한다.
- (2) 본 工法の 設計는 본편 7-5-1 모래다짐말뚝 工法(砂質土 地盤을 대상으로 하는 경우)에 준한다.

[참고]

본 工法の 原理는 지반 중에 棒狀 혹은 말뚝상의 振動體를 打込하고 振動에 의해 모래粒자를 流動化 시킴과 동시에 그 側面(地表面)에서 모래를 補給해 가면서 地盤을 다짐하는 것이다.

시공방법으로는 鋼管을 쓰는 바이브로드(Vibro-Rod)工法, 소일바이브로(Soil-Vibro) 스테블라이징工法, H形鋼을 쓰는 KF-콤팩션 工法, 가지모양의 突起를 갖는 십자-바이브로(Vibro) 工法 등이 있다. 본 工法은 기존 構造物 주변의 液狀化 防止 對策을 樹立할 경우에 채용되고 있는 예가 많지만 쉬트 파일(Sheet Pile)식 岸壁 등 構造物의 종류에 따라서는 振動이 기존 構造物에 미치는 영향도 考慮할 필요가 있다.

본 工法에 의한 改良效果는 원지반의 地層構成, 粒度分布, 층 두께 등에 의해 크게 좌우되기 때문에 사전에 試驗施工을 實施하고 施工 間隔, 시공 싸이클과 다짐효과 및 補充 모래량의 관계를 파악할 필요가 있다.

본 工法은 土被壓이 작은 地表 附近, 실트가 다량으로 포함된 모래층, 間隙水의 소산이나 모래의 공급을 방해하는 粘性土層이 존재하는 경우에는 그 효과가 상대적으로 작은 것에 주의할 필요가 있다.

일반적으로 실트 이하 粒徑의 함유율이 15~20% 정도까지의 모래지반에는 改良效果가 있다고 한다.

7-7 바이브로(Vibro) 플로테이션 공법

7-7-1 설계일반

바이브로 플로테이션 工法은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어올림으로써 느슨한 모래지반을 침침다짐하는 공법이다.

[해설]

- (1) 바이브로 플로테이션 工法은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어올림으로써 느슨한 모래지반을 침침다짐하는 공법이다. 그 결과 바이브로 파일(vibro pile)이 조성되어 모래지반의 밀도증대, 간극비의 감소, 지반강도의 증가가 이루어진다(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991).
- (2) 바이브로 플로테이션 공법은 바이브로 플롯라는 진동체를 선단에서 분출되는 물과 진동체의 진동을 이용하여 지반중 계획된 심도까지 삽입하고 계속해서 분출수로 모래지반을 포화시키면서 지반에 진동을 주어 바이브로 플롯트 주변의 지반을 다진다. 지반의 하부가 다져짐에 따라 상부의 모래는 점차 아래쪽으로 떨어져서 바이브로 플롯트의 상부 주변에 공동이 발생한다. 이 공동에 모래와 자갈 등을 보급·충진하면서 약 0.5~1.0마다 천천히 끌어 올린다. 이와 같은 작업을 반복하여 하부에서 지표면까지 지반을 다지는 것이다. 이 공법의 원리를 정성적인 개량효과의 측면에서 기술하면 다음과 같다(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991).

① 물다짐 효과

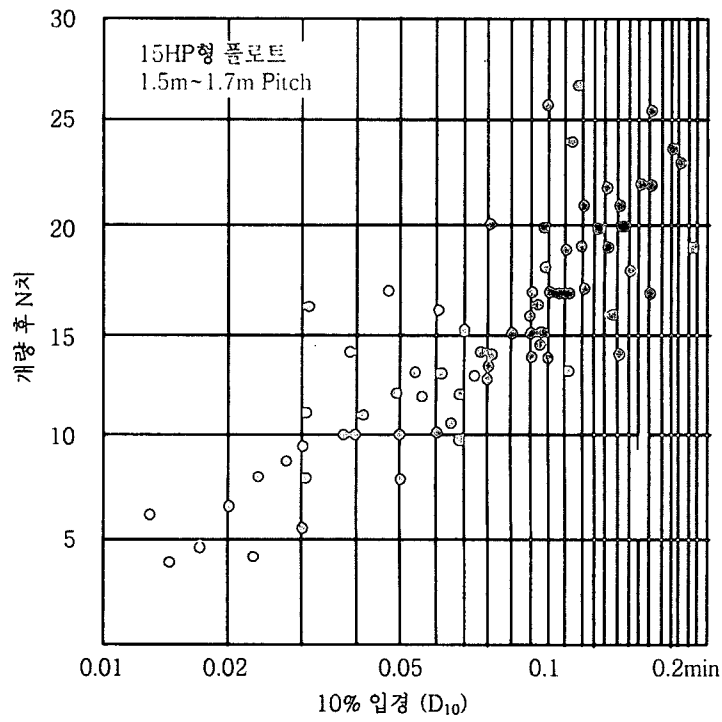
모래에 함유되어 있는 수분이 모래입자 사이의 모세관현상에 의해 구속되어, 모래지반은 덩어리로서 점착력을 가지고 있는 듯한 거동을 나타낸다. 이를 걸보기점착력이라고 하며 걸보기점착력의 존재가 모래지반을 느슨한 상태로 유지시키고 있는 요소이다. 인위적으로 흙속의 간극을 물로 포화시켜 모세관현상을 없애면, 걸보기점착력이 없어져서 모래입자의 이동이 용이하게 되고, 진동으로 모래가 쉽게 다져지게 된다.

② 진동다짐의 효과

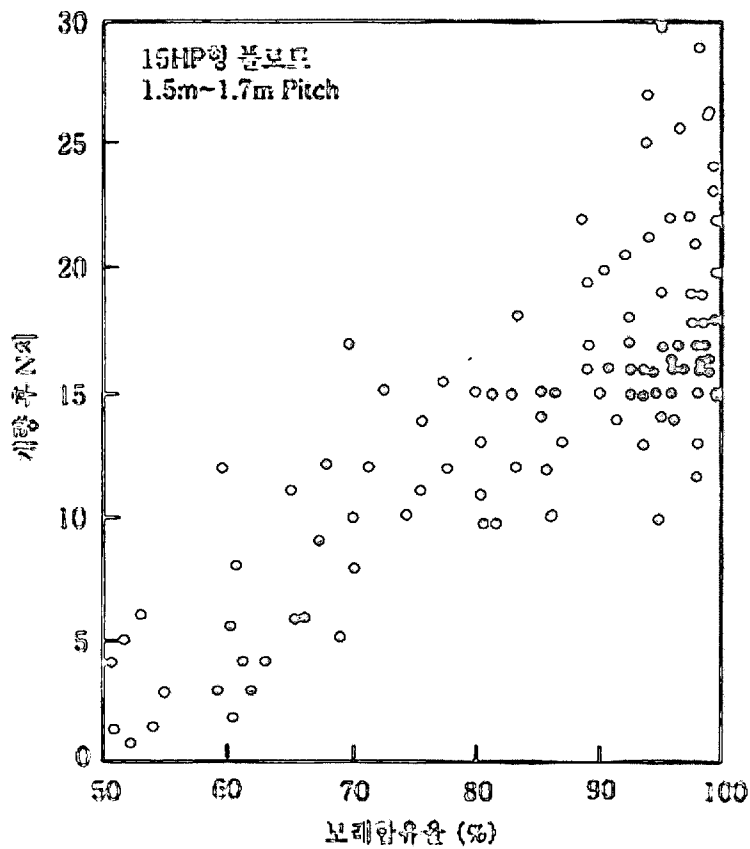
느슨한 모래지반은 모래입자 사이의 간극이 크기 때문에 이와 같은 지반에 진동을 작용시키면 모래입자는 중력에 의해 아래쪽의 간극으로 이동하려고 한다. 이 현상을 적극적으로 이용한 것이 본 공법이고, 수평방향의 진동에 의해 모래지반에 불안정한 상황을 일으켜 모래입자와 같은 흙을 다지고 발생한 간극에 재료를 보충하여 지반개량의 효과를 기대하고 있다.

③ 적용지반과 개량효과

적용지반과 개량효과에 대한 시공실적 결과가 도참(7-25)와 도참(7-26)에 나타나 있다. 도참(7-25)는 대상지반의 유효입경과 시공후 N 치의 관계, 도참(7-26)은 동일한 대상지반에서의 모래함유율과 시공 후 N 치의 관계를 나타내고 있다. 이 그림들로부터 바이브로 플로테이션 공법은 굵은 모래지반에 효과가 있고, 가는 모래지반에는 효과가 적다는 결과를 얻을 수 있으며, 모래함유율 70% 이상, 유효경 $D_{10} \approx 0.03$ mm 이상의 모래지반에 특히 효과적이라는 것을 알 수 있다.



도참(7-25) 대상지반의 유효입경(D_{10})과 시공후 N 치와의 관계(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991)



도참(7-26) 대상지반의 모래함유율과 시공후 N 치와의 관계(日本材料學會 土質安定材料委員會, 1991)

(3) 공법의 특징

바이브로 플로테이션 공법의 장·단점은 다음과 같다.

① 장점

- 지반을 균일하게 다지는 것이 가능하고 지내력을 증가시키며, 또 지진시의 지반 액상화 방지에 대해서도 효과적이다.
- 다짐후의 지반은 압축성이 감소하고 부등침하가 방지된다.
- 상부구조물이 진동하는 기초(예, 기계기초)에 특히 효과가 있다.
- 개량심도는 지표면에서 15m까지 가능하고 지하수위 고저에 영향을 받지 않고 시공할 수 있다.
- 진동·소음이 적다.
- 공기가 짧고 공사비가 싸다.

② 단점

- 실트입자 크기 이하의 세립토가 40% 이상 함유되어 있는 지반에는 적용할 수 없다. 가장 효과를 기대할 수 있는 지반은 세립분 15% 이하의 모래지반이다.
- 개량효과를 N 치로 표현하면 개량한계는 $N=20$ 정도이고, $N=25$ 이상의 지반에 대해서는 진동기의 관입이 곤란하여 개량효과를 기대할 수 없다.
- 개량심도의 한계가 있다.
- 극단의 지하수위가 낮고 건조상태인 지반에서는 시공시의 포화상태 유지가 곤란하여 진동봉의 관입·인발에 문제가 발생할 수 있다.
- 물을 사용하기 위해, 지반에서 배수처리의 문제가 발생할 수 있다.

7-7-2 바이브로 플로테이션 공법 설계

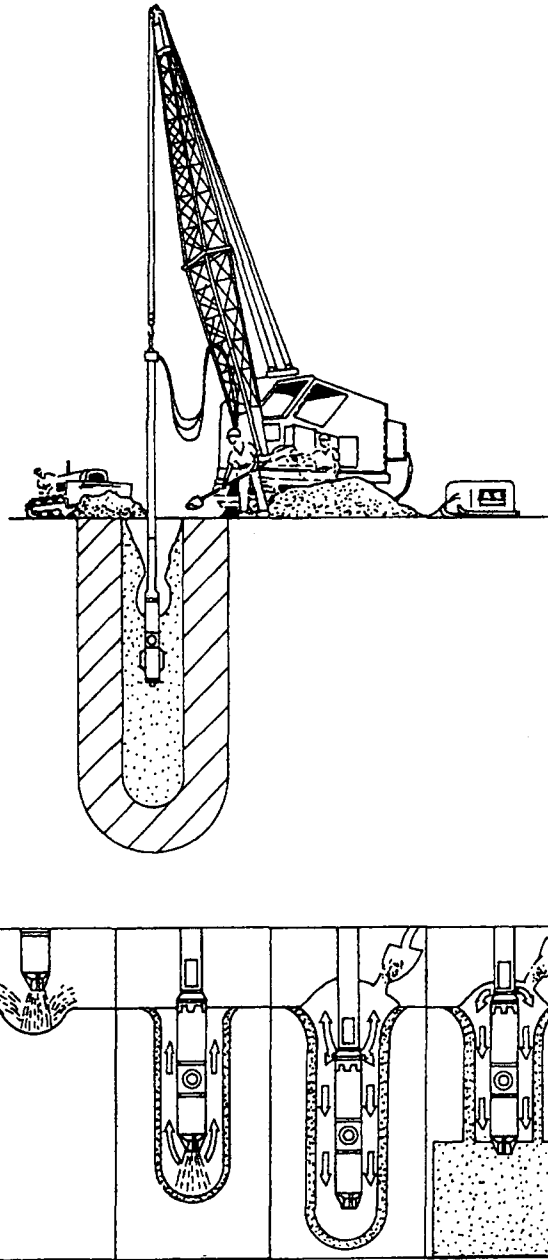
- (1) 바이브로 플로테이션 工法の 設計는 대상 地盤의 特性 및 시공방법의 특징을 充分히 考慮하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 결과에 따라 행한다.
- (2) 대상 地盤의 특징, 바이브로 플로테이션 工法の 打設 밀도, 바이브로 플롯의 능력, 改良前後 地盤의 N 값의 상관관계 등에 관해 充分히 信賴할 수 있는 기존의 실적이 있는 경우에는 이것을 기본으로 해서 改良工을 設計할 수 있다.
- (3) 充分히 信賴할 수 있는 자료가 없는 경우나 실트가 많은 흙이거나 砂質土層과 粘性土層이 서로 반복되는 地盤에서는 試驗施工 結果에 따라 設計하는 것이 바람직하다. 試驗施工 계획은 間隙比에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 계획한다.

[참고]

(1) 施工方法의 특징

바이브로 플로테이션 工法은 水平方向으로 振動하는 振動體(Vibro Rod)를 진동체의 下端에 물을 噴出시키면서 소정의 深度까지 地中에 挿入하여 振動體 주변에 있는 空隙에 지표에서 모래나 자갈 등을 補給하면서 끌어 올리는 것에 의해 느슨한 모래지반의 深層 다짐을 도모하는 것이다.

시공방법을 概念的으로 도참(7-27)에 표시한다.



도참(7-27) 시공 개념도

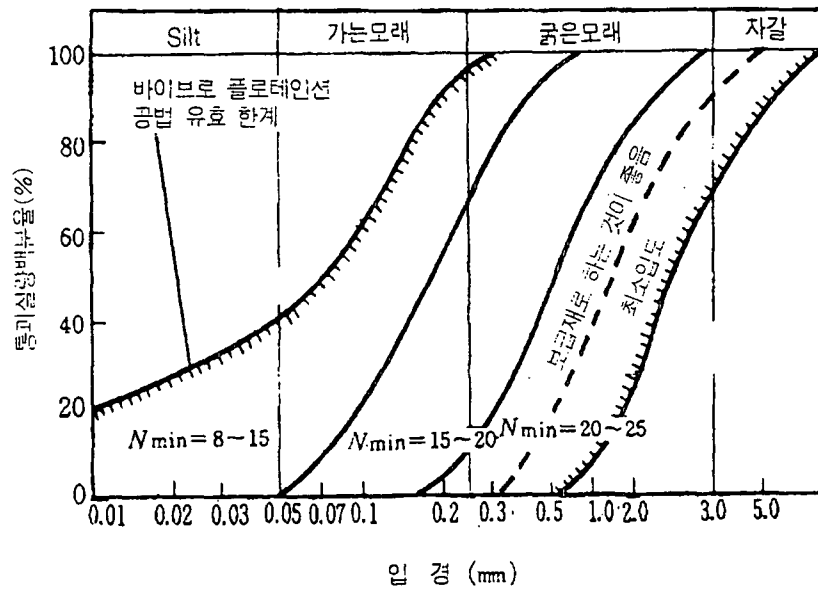
(2) 다짐효과에 영향을 미치는 요인

바이브로 플로테이션 공법에 의한 느슨한 모래의 다짐효과는 많은 요인에 의하여 영향을 받는다(본편 7-5-1 (참고)(2) 다짐효과에 대한 影響要因 참고). 이 때문에 試驗施工을 거치지 않고 精密度가 높은 設計를 하는 것은 어렵다.

(3) 여기서 說明하는 施工實績의 범위는 7.5HP 또는 10HP의 바이브로 플롯트를 쓴 경우이다.

(4) 이제까지의 實施工例에서 예상할 수 있는 바이브로 플로테이션 공법의 적용限界는 도참(7-28)과 같다.

도참(7-28)은 말뚝間隔 1.2~1.5m의 正三角形 배치로 施工한 후 실측값을 기본으로 해서 定하여진 것으로 概略的인 適用限界를 알 수 있다.

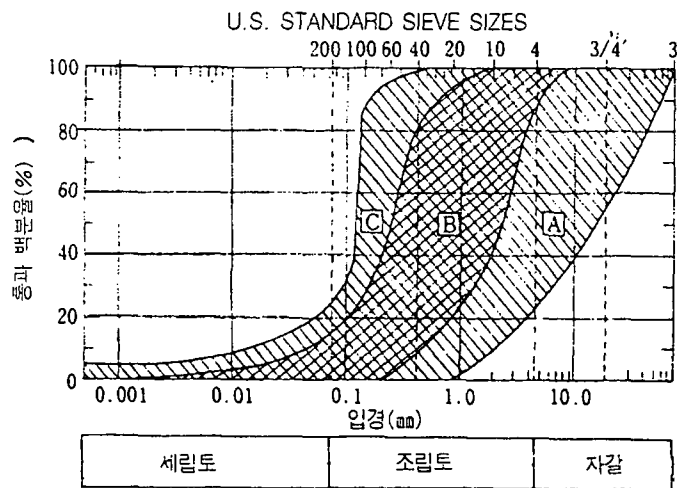


도참(7-28) 원 地盤의 입도와 다짐후 최소 N치의 관계

① 原地盤의 입도분포

바이브로 플로테이션 工法은 실트질 地盤에는 적합하지 않다. 도참(7-28)에 따르면 改良效果는 실트 40%의 흙까지만 적용된다. 그러나 強力한 바이브로 플로트를 쓴 外國의 事例에서는 실트의 含有量이 25%를 넘으면 效果가 없는 것으로 보고되고 있다(Brown, 1977). 이와 같은 評價 差異는 목표 N 값이 다르기 때문에 평가가 틀리는 것은 당연하다.

도참(7-29)에 따르면, 領域 B 내에 粒度 曲線의 범위에 들어가는 느슨한 모래가 가장 效果的이고, 領域 C 내에 들어가는 모래는 바이브로 플로테이션으로 다짐하는 것이 극히 어려우나 입도 曲線의 일부가 領域 C에 들어가면 다짐은 가능하다. 領域 A의 자갈, 固結된 모래, 비교적 조밀한 모래 地盤에는 바이브로 플로트의 貫入이 어렵다. 원지반의 입도분포를 알면 보충모래의 입도한계와 개량 후 N치를 추정할 수 있다.



도참(7-29) 바이브로 플로테이션 工法에 적합한 모래의 입도 分布

② 補充 모래의 입도한계

補充할 모래는 자갈, 굵은 모래, 슬래그, 現地 모래 등이 많이 쓰인다. 일반적으로 粒徑이 클수록 다짐效果도 크다고 하나 最大 粒徑이 5cm를 넘으면 오히려 다짐 效果가 나쁘게 된다. 한편, 粒徑이 작으면 이토 섞인 물 위로 떠올라 오거나 落下速度가 작게 되어 다짐이 圓滑히 이루어지지 않는다. 補充모래로서 적당한 最小 粒度 범위를 도참(7-28)에 點線으로 표시했다.

보충 모래의 양은 식(참7-26)으로 구할 수 있다.

$$\nu = \frac{(1+e_1)(e_0-e')}{(1+e_1)(1+e)} \tag{참7-26}$$

여기서,

- ν : 원지반 단위체적당 필요보급재의 양(m^3/m^3)
- e_0 : 원지반의 간극비
- e_1 : 보급재의 간극비
- e' : 개량지반의 필요 간극비

③ 改良後 N값의 목표

도참(7-28)에 표시된 N값은 바이브로 파일(Vibro Pile)에서 가장 떨어진 三角形 中心 位置에서의 施工 후의 값을 整理한 것으로 ①, ② 항에 提示한 施工條件일 때의 概略的인 다짐 限界를 알 수 있다.

일반적으로 바이브로 플로테이션 工法에서 다짐이 되는 限界를 相對密度로 表示하면 70~90% 라고 한다.

표참(7-3) 바이브로플로트의 제원

플로트 형식 항 목	7.5 HP 형		15 HP 형		20 HP 형		20 HP 형		30 HP 형	
	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz
전동기 (kW)	5.5 kW (4p)		11 kW (4p)		15 kW (4p)		15 kW (4p)		22 kW (4p)	
진동수 (rpm)	1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740	
편심 모멘트(kg-cm)	49.8 / 37.1		110.2		144.5		120		200	
기진력(t)	1.1 / 1.3		2.5 / 3.7		3.4 / 4.8		2.7 / 4.0		4.5 / 6.7	
기진력점진축(mm)	3 ~ 4		4 ~ 5		5 ~ 7		4 ~ 5		6 ~ 7	
진동 가속도(g)	6.8 / 13.5		9.0 / 16.9		12.8 / 18.2		9.0 / 16.9		13.5 / 23.6	
전중량 (kg)	1,200		1,700		2,185		3,525		3,200	
전기장 (m)	8.5		8.9		9.67		13.9		14.2	
유효장 (m)	7		7		8 (10)		12.5		13.5	
Cassing 외경 (mm)	216ø		319ø		267ø		267ø		298.5ø	
Filet 외경 (mm)	346ø		469ø		397ø		407ø		470ø	
Moter 설치위치	본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본체하부에 내장	
구 조	1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식	
비 고	제작중지로 사용불가						Vibro-hammer 설치가능		Vibro-hammer 설치가능	

(5) 試驗 施工을 위한 豫備 設計에는 모래다짐말뚝 工法에 준한다.

다만, 바이브로 플로트의 補充 모래량, 적절한 施工 間隔의 결정은 바이브로 플로테이션 工法의 施工 事例를 참고로 할 필요가 있다.

7-8 약액주입공법

7-8-1 설계일반

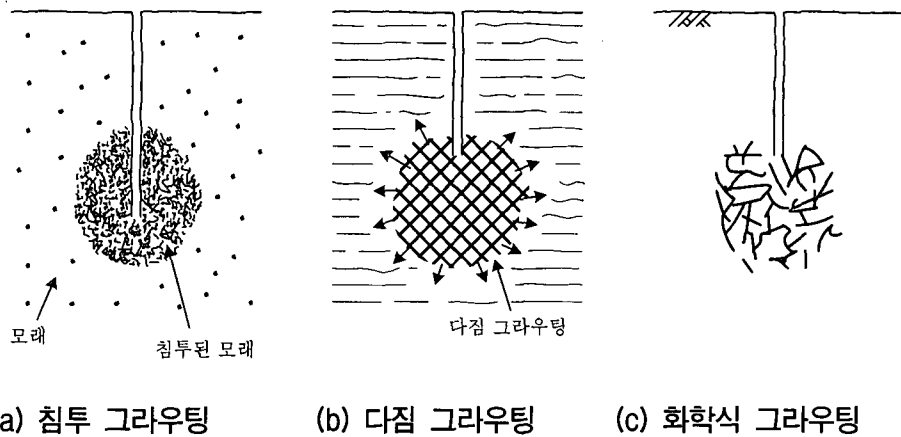
그라우팅(grouting)이라고도 불리우는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입제)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다.

[해설]

- (1) 그라우팅(grouting)이라고도 불리우는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입제)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다. 그라우팅공법은 1802년 프랑스의 공학자 Charles Beriguy가 세굴이 일어난 수문 아래에 점토 그라우트 채와 수성석탄을 주입하여 문제를 해결한 후 그라우팅공법은 지반개량과 지반안정화에 널리 사용되어왔다. 그러나 이 방법은 비용이 많이 들기 때문에 비교적 작은 지역에 한정되어 사용되며, 다른 공법으로는 해결하기 어려운 문제 해결에 주로 많이 적용되어 왔다. 이 공법의 사용목적은 다음과 같다.

- ① 용수, 누수의 방지
 - 가. 댐, 터널, 제방, 지하철, 흙막이공 등의 차수
- ② 지반의 고결
 - 가. 기초 지반의 지지력 강화
 - 나. 기존 기초의 보강(underpinning)
 - 다. 굴착저면과 벽면의 보강 및 안정
 - 라. 터널공, 실드(shield)공 등의 전면지반의 안정

약액주입공법은 위에서 살펴 본 목적이외에 최근에는 지반진동을 경감하기 위한 대책으로도 사용되고 있다. 주입공법은 준비 및 설비가 간단하고 소규모이어서 협소한 장소에서도 시공할 수 있고, 진동이나 소음에 대한 영향이 작을 뿐만 아니라 공기가 짧은 장점을 가지고 있으나 공사비용이 비교적 비싸다. 이 공법은 주로 응급대책 또는 보조공법으로 사용되어 왔으나, 점차 본격적·항구적 지반개량공법으로 사용되고 있다. 현재, 국내 건설현장에서 사용되고 있는 주입공법에는 물유리계 약액(LW, SGR 등), 우레탄, 고압분사주입 등이 단독으로 또는 2~3 가지가 병행되어 쓰이고 있다. 제한된 공간, 복잡한 지하매설물 등 여러 가지 악조건하에서 주입공법을 성공적으로 사용하기 위해서는 공사규모, 지반조건, 현장 시공여건, 공사비용, 공사기간 등을 고려하여 최적의 공법을 채택하는 것이 중요하다. 주입공법은 도참(7-30)과 같이 침투, 다짐(변위), 화학식 그라우팅 등으로 나눌 수 있다.



도참(7-30) 주입공법의 종류

(2) 약액주입공법은 구라파에서 시작, 미국, 일본 등에서 발전된 공법으로 미국의 American Cyanamide Co.가 1953년에 특허를 얻은 아크릴아미드계의 AM-9에 의해 전 세계적으로 퍼져 사용되기 시작하였다. 일본에서는 1964년 동경올림픽 이후 건설공사의 급격한 성장과 함께 그 사용량이 급격하게 증가하였다. 1974년 미국과 일본에서 고분자계 약액으로 인한 공해문제 발생 후 현재는 현탁액형 약액 및 물유리계 약액이 주로 사용되고 있다. 약액종류를 정리하면 표참(7-4)와 같으며, 각 약액의 특성은 표참(7-5)와 같다. 현탁액형의 가장 대표적인 시멘트는 강도나 경제적인 면에서 뛰어나나 주입이 잘되지 않으며, 경화하기까지 많은 시간이 요구되므로 긴급 처리되어야 하는 용수, 누수 등의 지하수 처리나 우수 중에서의 주입에는 사용하기가 어렵다. 점토계, 아스팔트계 약액은 강도 목적에는 사용하기가 어렵고 차수목적에만 사용한다. 용액형 약액은 점성이 낮고 침투력이 좋아 시멘트로는 기대할 수 없는 협소한 균열 깊숙이 주입, 충전될 수 있으며, 시멘트와 병용으로 부족한 강도를 보완할 수 있다. 고분자계 약액은 특수한 목적이외에는 공해문제로 거의 사용하지 않는다.

표참(7-4) 약액의 종류

현탁액형	시멘트계	
	점토계	
	아스팔트계	
용액형	물유리계	알카리계
		비알카리계
		특수실리카계
		기·액반응계
	고분자계	아크릴아미드계
		우레탄계
		크롬리그닌계
		요소계

표참(7-5) 약액의 특징

	현탁액형			용액형				
				물유리계	고분자계			
	시멘트계	점토계	아스팔트계		크롬 리그닌계	아크릴 아미드계	요소계	우레탄계
주입목적	강도	차수	차수	차수	강도	강도+차수	강도	강도+차수
침투성	불량			양호	우수	가장 우수	양호	불량
고결시간	완결			순결~완결	순결~완결	순결~완결	-	순결
내구성	1 ~ 15년			0.5 ~ 1년				
비용	저가			중간	저가	저가	중간	-
유독성	비유독성			비유독성	유독 지하수 오염	독성이 적음	-	유독가스 유출
특징	용수, 누수 처리 못함	강도 기대 못함		공해우려 적음	-	강산성 지반에서 응고되지 않음	강산성 에서만 응고됨	물이 없으면 응고되지 않음

7-8-2 공법의 설계

약액주입 工法의 設計는 대상 地盤의 特性 및 시공방법의 특징을 充分히 考慮하고 기존의 施工實績 또는 試驗施工의 結果에 따라 행한다.

[해설]

약액주입공법 설계시에는 주입압, 주입량, 주입시간, 주입공의 간격 등을 결정해야 하는데, 이들은 약액의 종류와 토질에 관계한다.

(1) 주입공 간격 및 주입시간

① Raffle식

$$t = \frac{nr^2}{kh} \left\{ \frac{\mu_r}{3} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - \frac{\mu_r - 1}{2} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) \right\} \quad (\text{참10-27})$$

② Maag식

$$t = \frac{\mu_r n}{3khr} (R^3 - r^3) \quad (\text{참10-28})$$

여기서,

- μ_r : 그라우트의 점성비
- t : 주입소요시간 (sec)
- h : 수두(주입압) (cm)
- n : 간극률
- R : 주입유효반경 (cm)

- k : 투수계수
- r : 주입공 간격 (cm)

(2) 주입량

지반 $1m^3$ 당 주입량 = 간극률(n)×주입충진율(α)×손실계수($1+\beta$)

(3) 주입압

주입압력의 하한치는 마찰저항으로 인한 손실값이며, 보통 7~15bar이다(1bar = 100kN/m²). 주입압의 상한은 지반의 연직토압이다. 일반적으로 약액의 점성은 일정하지 않으며 고결시간(gel time)까지 서서히 증가하여 주입이 곤란하게 되므로 주입중에 점차 주입압을 올려주어야 한다.

[참고]

(1) 약액주입방식

약액의 주입방식은 고결시간(gel time)을 기준으로 나뉜다. 고결시간이 20분 이상 걸리는 경우에는 1액 1공정(1 shot system)이 사용되며, 2~10분일 때는 2액 1공정(1.5 shot system), 그리고 고결시간이 2분보다도 작아 순간 고결되는 경우에는 2액 2공정(2 shot system)이 사용된다. 1액 1공정은 두 개 이상의 약액을 사용하는 경우라도 한 개의 통에서 섞어서 한 개의 주입관을 사용하여 주입하는 방법이며, 2액 2공정은 두 주입관을 사용하여 주입하는 순간 혼합하는 방법이며, 마지막으로 2액 1공정은 주입하기 전에 두 개의 약액을 혼합하여 하나의 주입관으로 주입하는 방법이다.

지하수 유속이 크지 않을 때는 1 shot system을 사용하며, 유속이 클 때나 용수 및 누수가 많을 때는 2 shot system을 사용한다. 중간인 1.5 shot system은 간편하고 보편적인 방법으로 최근 들어 많이 사용된다. 표참(7-6)은 이들 주입방식을 이용한 주입 시공방식을 나타내며, 도참(7-31)은 약액주입공법의 시공방법을 보여준다.

롯데 공법은 로타리 보링에 의하여 주입심도까지 천공한 후 보링롯데를 사용하여 주입하는 공법이다. 0.5~1.0m 간격의 주입포인트(스텝)마다 소정 양을 주입하고 차례로 롯데를 뽑아 올려 시공한다. 주제(A액), 반응제(B액)는 롯데의 두부에 장치한 특수 조인트에서 함유하여 롯데를 통과하는 사이에 자연적으로 혼합된다.

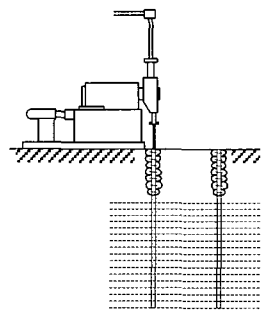
스트레이너 공법은 스트레이너관을 지중에 설치하여 주입하는 방법을 총칭하는 것으로, 약액이 다수공으로부터 분산하여 분출되므로 롯데 공법에 비해 균일한 침투가 가능하다. 그러나, 주입관을 회수할 수 없어 비경제적이며, 토층이 전고하거나 깊은 심도에서는 스트레이너관의 타설이 어려운 단점이 있다.

더블팩커 공법은 불균일한 지반을 포함하여 대부분의 토질에 적용, 가능하며, 각 주입포인트를 임의의 시기에 수압시험이나 시험주입으로 검토할 수 있어서 시공관리 및 주입효과 판정이 용이하다. 그러나 시공이 복잡하고, 작업속도도 상당히 낮은 단점이 있다.

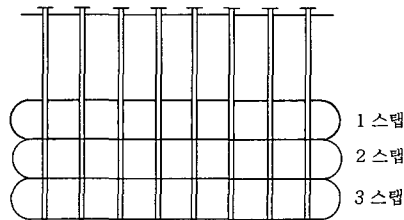
이중관 롯데 공법은 고결시간이 수초 정도로 매우 짧아 2 shot system이 필요한 경우에 사용하는 것으로 이중관 롯데를 사용하여 A액과 B액을 별도로 압송하여 이중관 롯데 선단에 있는 특수 장치속에서 혼합시켜 지반내로 분사시키는 방법이다.

표참(7-6) 주입공법 시공방식

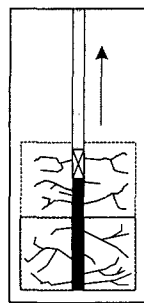
공법 구분		공법명	고결시간 (gel time)	주입방식
단관 주입방식	롯데 공법 스트레이너 공법		길다 (15~60분)	1 shot system
이중관 주입방식	더블팩커 공법	슬리브 공법 솔레탄슈 공법 더블스트레이너 공법 LW 공법	보통 (3~10분)	1.5 shot system
	이중관 롯데 공법	DDS 공법 LAG 공법 MT 공법 SGR 공법	순결 (3~10초) 완결 (60~90초)	2 shot system
	특수 이중관 공법	토련식 공법	30~60초	1, 1.5, 2 shot system



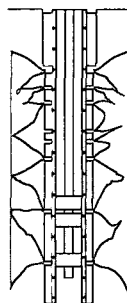
(a) 롯데 주입



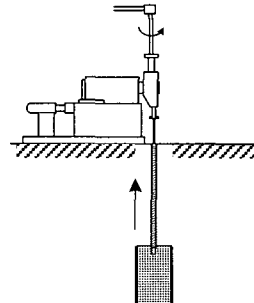
(b) 스트레이너 주입



(c) 이중관 롯데 주입



(d) 더블팩커 주입



(e) 고압분사 주입

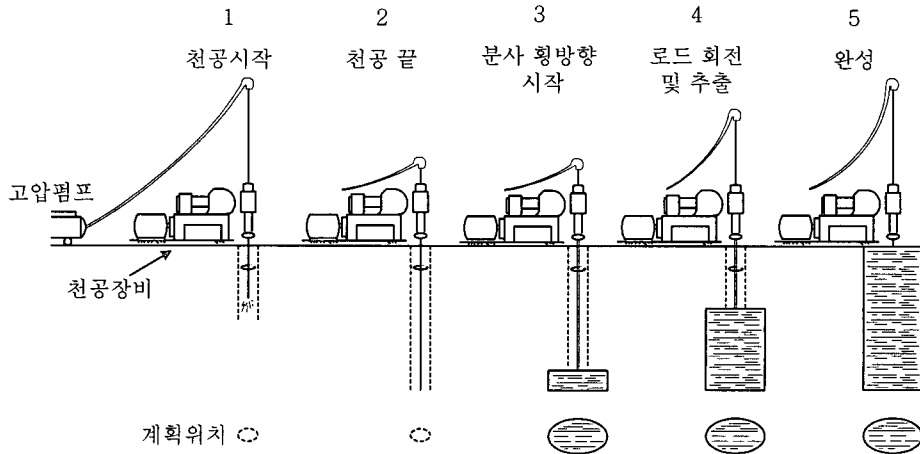
도참(7-31) 약액주입공법 시공방법

(2) 분사식 그라우팅

분사식 그라우팅 공법은 주입공법의 한 종류라고 할 수 있다. 이 공법은 물과 주입재를 높은 압력(약 15~75MPa)으로 분사시켜, 원지반에서 즉석으로 혼합 고결시키거나, 단단한 불투수 기둥(3m 이내) 또는 판넬을 형성하는 공법이다.

이 공법은 공기 제트를 병행하여 사용할 수 있어 지름을 4배까지 확대할 수 있으며, 처리하고자 하는 지역에 대한 철저한 조절이 가능하고, 일축압축강도 및 탄성계수를 크게 개량할 수 있는 특징이 있다. 분사

식 그라우팅 공법의 시공방법은 보통의 로타리 보링과 마찬가지로 소정의 깊이까지 구멍을 뚫고 고화제를 함유한 고압분사로 바꾸어 룯드를 회전시키면서 뽑아 올림으로써 원주상의 개량토를 조성한다. 시공순서를 나타내면 도참(7-32)와 같다.



도참(7-32) 분사식 그라우팅(Jet Grouting)공법

7-9 진공압밀공법

7-9-1 설계일반

진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용하므로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

[참 고]

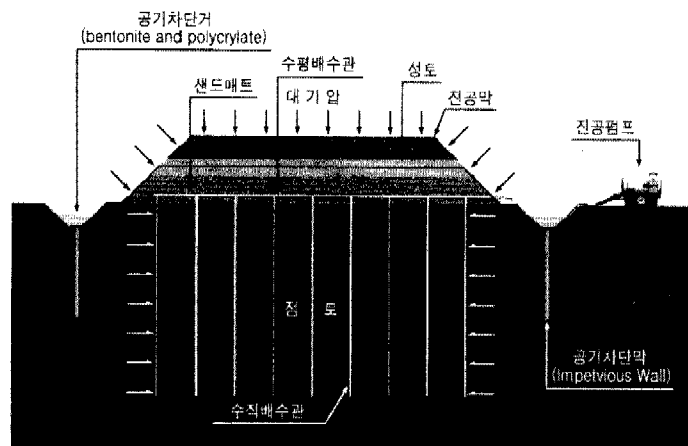
- (1) 진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

진공압밀공법은 1950년대 초 Kjellman을 중심으로 스웨덴 왕립 토질연구소가 개발한 후 여러 나라에서 많은 연구를 하였으며, 프랑스의 Menard 회사에 의해 실용화되었다. Menard 진공압밀공법의 특징은 PVC 연성주름관에 부직포를 감싼 드레인을 지중에 연직으로 설치하고, 이들을 다시 수평배수층에 그물망식의 배관망을 구성한 후 진공펌프를 가동하여 지중을 진공상태로 유지하여 만들어지는 대기압의 하중을 지표 및 지중에 작용시키는 것이다. 즉, 재래식 공법에서 토사를 성토하여 재하하는 공정이 대기압 하중으로 대체되었으며, 기존의 재하공법에서 사용하던 배수목적의 샌드드레인이나 페이퍼드레인은 부직포를 씌운 PVC 원형연성주름관으로 대체되었다. 또한, 타 공법에서 수평배수를 위해 사용되던 모래층(sand mat) 속에 진공펌프로부터 연결된 수평드레인이 매설된다.

진공압밀공법의 개략도는 도참(7-33)과 같다. 도참(7-33)에서 보는 바와 같이 진공압밀공법은 연약지반상에

드레인을 설치한 후 필요 성토량을 재하하고 지중을 진공상태로 만들기 위하여 성토흙 표면을 진공막(geo-membrane)으로 덮는다. 이 때 펌프가동시 지중의 경계부에서 외부와의 공기차단을 목적으로 공기차단거(trench)를 설치해야 한다. 필요한 진공가동 준비가 모두 완료되면 펌프를 가동시켜 지중의 간극수 및 공기를 배출시킨다.

진공이전의 지중내 임의 평면에서 간극수압과 유효응력의 합은 외부에서 작용한 대기압과 성토 재하하중의 합과 같게 될 것이다. 따라서, 진공압밀 진행과정에서 전응력은 일정하게 되고 간극수가 배출되면서 유효응력은 증가되고 강도를 얻으면서 압밀이 진행된다. 이 공법의 기본 원리를 정리하면 압밀 시킬 연약지반 위에 불투수 진공막을 덮어서 이 진공막 아래의 지반을 진공상태로 만드는 것이다.

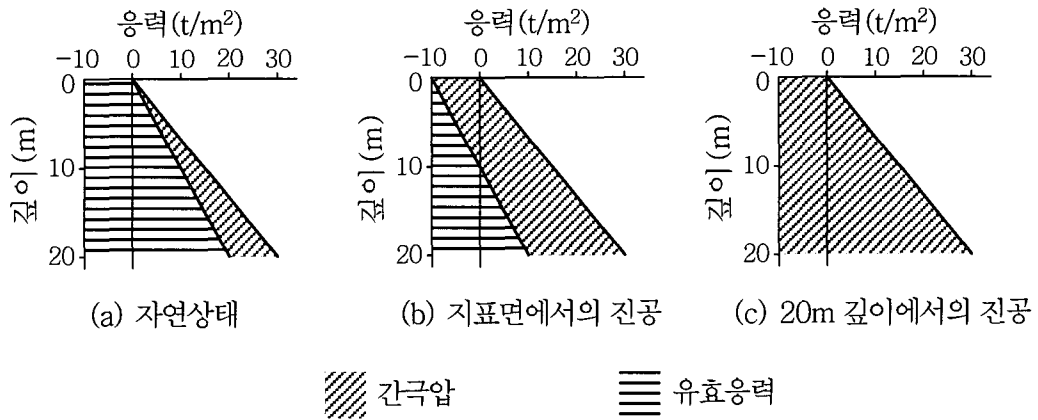


도참(7-33) 진공압밀공법(Vacuum Consolidation)

(2) 공법 원리

개량해야 할 점토층 위에 필터(샌드매트)층을 형성하고 보통은 연직드레인을 시공한 후 필터층 위에 멤브레인(membrane)을 설치하여 외부와 차단된 상태를 유지하면서 필터층 내에 진공펌프를 구동시키면 우선 필터층 내부의 간극수압이 내려가고, 다음으로 연직드레인, 계속해서 점토층의 간극수압이 내려가 간극수가 드레인을 통하여 배출된다. 임의 평면에서의 간극수압과 유효응력의 합은 대기압과 토피압력(overburden pressure)의 합과 같고, 압밀과정 중 항상 일정하므로 유효응력은 간극수압의 감소에 따라 증가하며 압밀이 진행된다. 이 때 지반은 등방압축 상태가 되므로 지하수위저하 공법과 마찬가지로 전단응력의 증가가 없어 지반의 활동 파괴를 일으키지 않는 이점이 있다.

대기압 공법의 압밀에 따른 간극수압과 유효응력의 변화를 좀 더 구체적으로 알아보면 도참(7-34)와 같다. 즉 도참(7-34)(a)는 진공 전의 점토층 내 간극수압과 유효응력을 나타내며, 도참(7-34)(b)는 진공상태를 상당한 기간 동안 진행시켜 압밀이 완료되었을 때를 나타낸다. 개량깊이에 비해 개량구역의 폭이 충분히 크고, 진공상태가 상당 기간 유지되었다고 가정하면, 압밀이 완료되었을 때의 유효응력은 전체 영역에 걸쳐 약 10 t/m^2 높아지게 된다. 만약 드레인이 모든 방향에서 밀폐된 모래, 자갈층에 도달하거나 통과하게 되어 이 층에 설치된 펌프로 펌핑할 수 있다면 즉, 진공압이 지중까지 충분히 전달될 경우에는 도참(7-34)(c)에서 알 수 있는 바와 같이 지표면에서의 펌프에 의해 달성될 수 있는 정도보다 훨씬 큰 압밀이 발생한다.

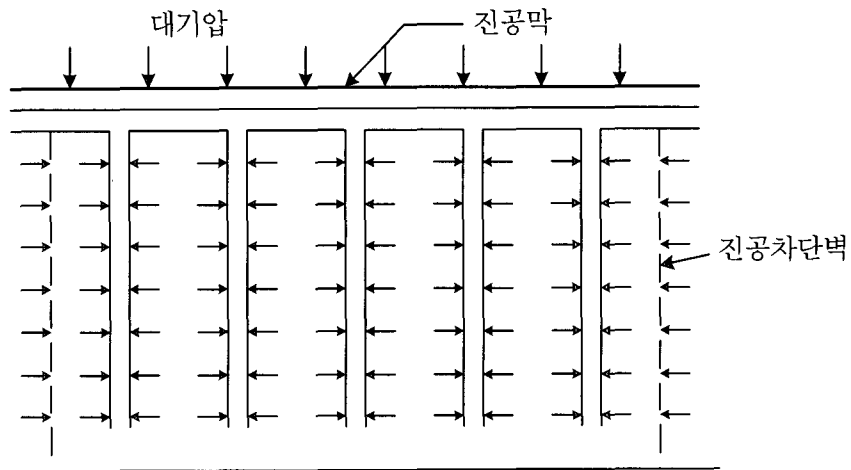


도참(7-34) 완전 압밀 후 지반내의 유효응력과 간극수압

(3) 역학적 거동

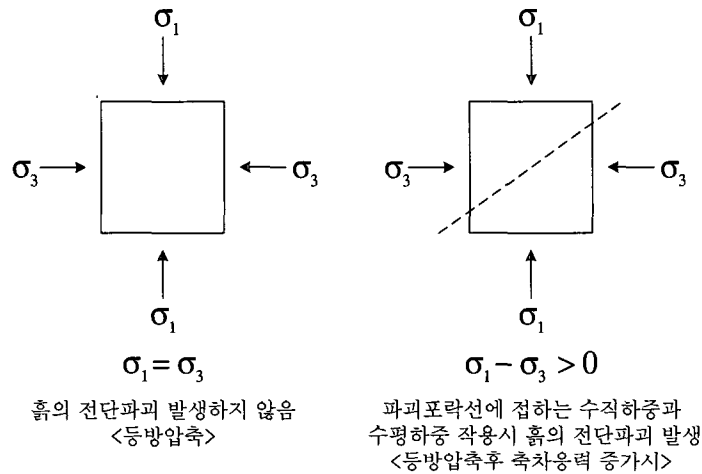
지중에 설치된 연직드레인과 진공펌프와 연결된 수평드레인은 모래층에 의하여 연결되며, 이를 진공차단막으로 덮어 기밀을 유지한 후 진공상태를 부하하면 연약층 속에서는 도참(7-35)와 같이 등방압축응력이 발생하게 된다.

삼축압축상태에서 최대 주응력을 증가시켜 축차응력이 작용하면 전단파괴가 발생된다. 진공압밀시 상기와 같이 지중에 등방압축상태를 발생시키면 등방압밀을 하는 동안에 지중의 어느 요소에서도 전단파괴가 일어나지 않으며, 원호활동 전단파괴는 발생하지 않는다. 즉, 기존의 재하중공법에서 연약지반상에 재하중을 작용시킬 때 발생하는 지반 전단파괴는 발생하지 않는다.



도참(7-35) 진공압밀시 지중응력작용

도참(7-36)은 삼축압축시의 등방압밀과 등방압밀 후 축차응력을 증가시켜 전단파괴를 일으키는 삼축압축 시험의 예를 도시한 것이다. 등방압밀의 경우는 진공압밀의 응력거동상태로 대응시킬 수 있으며, 축차응력이 증가하는 경우는 재하에 의해 지중연직응력이 증가하는 재래식 성토하중공법의 응력거동에 대응시킬 수 있다. 축차응력이 가해지면 전단파괴가 발생하게 된다.

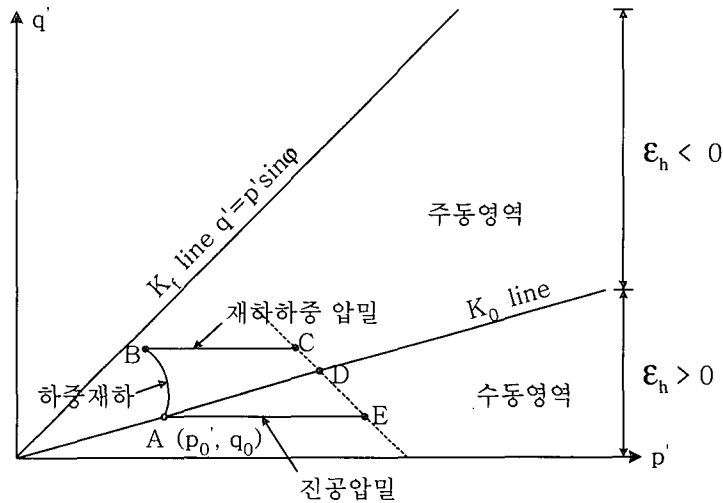


도참(7-36) 등방압밀(압축) 및 등방압밀 후 축차응력 증가시

이들의 상태를 $p' - q'$ Diagram으로 도시하면 재래식 성토재하 압밀시의 응력경로와 진공압밀의 응력경로를 확실히 구별할 수 있다(도참(7-37) 참조). 재래식 성토 재하시에는 지표의 성토하중 증가에 따라 지중 간극수압이 증가하고 지중의 유효 최대주응력과 최소주응력의 차가 증가되면서 그 응력경로는 AB선을 따라간다. 이 후 압밀이 진행되면서 압밀진행 효과만큼 유효 최대주응력과 최소주응력이 동일하게 증가하면, 응력경로는 BC선을 따르게 된다. 이 때 그림에서 보는 바와 같이 응력경로 ABC는 수평방향으로 팽창변형을 일으키는 거동으로서(axial compression) 현재 지반 정지상태에서 연직방향으로 하중이 재하되면, 간극수압이 발생하게 되어 수평정지 응력상태에 있던 σ_H 는 감소하게 된다. 따라서, 유효응력 경로는 그림에서 AB경로를 따르게 되면서 점차로 재하중량이 증가할수록 파괴에 이르게 된다.

한편, 하중재하중분이 없는 상태에서 압밀이 시작되면 소산된 간극수압의 정도에 따라, σ_v 와 σ_h 는 증가하게 되므로, 이때 응력경로는 그림에서 BC경로를 따르게 된다. 따라서, 재하중 공법에 의한 응력경로는 성토하중 재하시 AB경로를 따르다가 압밀시에는 BC경로를 따르게 됨을 알 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 재하중 공법에 의한 응력경로 ABC는 항상 파괴의 가능성을 가지고 있음을 알 수 있다. 그러나 진공압밀의 경우에는 진공하중에 의한 압밀축진과 동시에 대기압 크기의 응력이 최대주응력, 최소주응력 면에 같은 크기로 증가되기 때문에 재하중 공법과 같이 AB 응력경로를 따르지 않는다.

지중에 매설된 드레인과 진공펌프, 멤브레인에 의하여 지반이 진공상태로 되기 때문에 외부에는 대기압이 작용하게 되고, 성토하중 대신 이 대기압 진공하중을 이용하여 압밀을 촉진시키게 된다. 이 때 지중에 발생된 간극수압은 매설된 드레인을 통하여 즉시 소멸하게 된다. 따라서 이 때 소멸되는 수압에 따라 지중의 σ_v 와 σ_h 는 증가하게 되는데 대기압 진공하중은 등방압축이므로 그 증가되는 유효응력의 크기는 같다. 따라서 AE 응력경로를 따르게 되므로 파괴 포락선으로부터 안전측으로 거동하며, 이러한 역학적 특성에 따라 여성토 재하시 원호활동 파괴를 방지할 수 있는 장점이 있다.



도참(7-37) 재하압밀과 진공압밀의 응력경로

(4) 진공압밀공법의 특징

진공압력은 원지반 내에서 등방으로 작용하기 때문에 하중재하에 의한 축차응력이 발생하지 않으며, 따라서 지반 붕괴의 위험성이 없다. 또한, 원지반 축방이 등방압력에 의한 구속력의 지지에 의해 기존의 선행 재하공법에 의한 단계별 성토에 드는 비용과 시간의 소모를 없애면서도 급속 성토 및 고성토가 가능하다. 진공압밀공법은 고속도로, 제방, 항만, 공항 활주로, 하수처리장, 산업시설 등의 다양한 현장에 적용 가능하며, 21세기 들어 사용실적이 늘고 있다.

진공압밀공법의 특징은 다음과 같다. 다음 특징 중 ①~⑧은 진공압밀공법의 장점이며, ⑨~⑩은 단점이다.

- ① 등방압축상태가 되어 지반 활동과괴가 발생하지 않으므로 전 하중을 순간적으로 가할 수 있다.
- ② 지표 및 지중까지 동일한 크기의 대기압을 작용시킬 수 있어 균일한 유효응력의 증가를 얻을 수 있다.
- ③ 성토와 병행하면 상당히 큰 하중을 얻을 수 있다.
- ④ 지표면이 연약하여 성토가 곤란한 매립지 등 초연약지반의 개량에 유리하다.
- ⑤ 수심이 깊은 해저에서는 대기압과 병용하여 수압을 재하하중으로 이용할 수 있다.
- ⑥ 성토하중 재하공법에서의 단계성토, 철거 등의 절차가 필요 없어 공기가 많이 단축된다.
- ⑦ 진공으로 강제 압밀시키므로 정적하중에 의한 자연 배수보다 빠른 속도로 배수되므로, 압밀기간이 일반 타 공법에 비해 2배 이상 단축될 수 있다.
- ⑧ 말뚝기초를 사용하는 경우 말뚝에 작용하는 부마찰력을 거의 제거할 수 있다.
- ⑨ 좁은 면적에 적당하다.
- ⑩ 진공시스템의 문제 발생에 민감하다.
- ⑪ 압밀기간 중에는 지속적으로 펌프를 가동시켜야 하므로 관리의 자동화가 필요하다.

7-9-2 진공압밀공법의 설계

진공압밀공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 행한다.

[참 고]

(1) 설계를 위한 사전 조사

설계에 앞서서 지하수위저하공법의 경우와 마찬가지로 원지반의 지하수위, 투수계수 등을 조사해야 하며, 용존가스 분석 등 투기성에 관한 조사를 추가해야 한다. 진공막 끝부분의 매설심도보다 아래에 투기성이 좋은 샌드심(sand seam) 등이 있는 경우 공기나 물 등이 이동할 수 있으므로 주의해야 한다. 즉, 지하수위 심도를 조사하여 멤브레인 근입 깊이를 결정하거나, 대수층으로부터 물과 공기를 빼내는 경우의 배기, 배수 능력을 결정하기 위하여 지하수와 투기성 조사가 필요하다. 또한, 이외에 용존가스가 부압에 의해 기화함으로써 진공도가 목표대로 상승하지 않는 일도 발생할 수 있으므로 용존가스 분석도 하는 편이 좋다.

(2) 설계

대기압 공법에 의해 가할 수 있는 최대 하중은 이론적으로 10 t/m^2 이지만 멤브레인에서 외부와의 차단성을 완전히 기대할 수 없는 점과 지하수 기화에 의해 부압이 감소하므로 실제로는 최대 $8\sim 9 \text{ t/m}^2$ 정도밖에는 달성할 수 없다는 점을 유의해야 한다. 진공압밀공법의 설계 방법은 다른 선행하중공법과 유사하며, 주요 사항을 정리하면 다음과 같다.

① 연직드레인의 설계

진공압밀에 있어서의 드레인 설계는 다른 드레인 공법 설계와 마찬가지로 Barron의 이론에 따라 설계하며, 연직 및 수평방향 압밀을 함께 고려하는 것이 보통이다. 진공압밀공법의 드레인 효과는 재래식 배수 공법보다 큰 것으로 알려져 있다. 한편, 연직방향 드레인 설치시 수평배수 모래층(샌드매트) 위까지 나올 수 있도록 설치한다. 이것은 지중을 진공상태로 유지하기 위한 것으로서 모래층 밑에서부터 설치하면 배수기능에 문제가 있기 때문이다.

② 압밀침하량

압밀침하량 산정은 Terzaghi의 1차 압밀이론식에 의하여 계산한다. 그러나 실제 침하량은 등방압밀에 따른 수평압축효과로 인해 총 침하량이 25~50%까지 감소하는 것으로 알려져 있다. 따라서 이를 감안하여 설계하는 것이 경제적이다.

③ 소요압밀기간

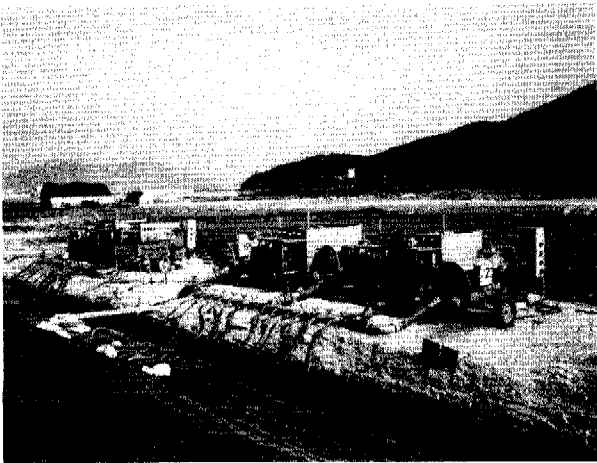
일반적으로 침하시간(압밀시간)은 기존의 타 공법에 비해 1~5배 빠르며, 그 지반 개량효과 역시 확실한 것으로 보고되고 있다.

(3) 설계시 유의사항

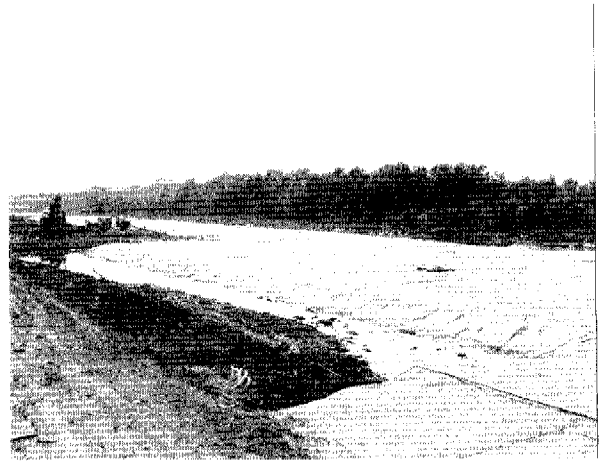
샌드매트 중의 부압을 균일하게 하기 위해 배기용 유공파이프를 샌드매트 중에 그물망식으로 매설하여, 그 끝부분을 진공펌프에 접속하는 것이 좋다.

진공펌프의 용량은 1마력당 개량면적 $20\sim 25\text{m}^2$ 정도가 되도록 선택하는 것이 좋다. 상당히 큰 배기량의 진공펌프를 사용해야 높은 진공 상태를 얻을 수 있다. 이것은 용존기체와 물 자체의 증발, 주변으로부터의 침입 등의 이유로 60cmHg 이상의 진공 상태를 얻기 어렵기 때문이다.

연직드레인을 병용하는 경우, 드레인 선단은 점성토 도중에 머물러야 하며, 하부의 사질토층에 도달하는 경우에는 진공이 썰 수 있어 주의를 요한다.



도참(7-38)펌프를 이용한 진공압밀



도참(7-39) 진공압밀공법 전경

(4) 진공압밀공법의 시공

이 공법의 시공순서는 다음과 같다.

① 연직배수재 타설

연약지반의 압밀촉진을 목적으로 연직배수재를 설계 간격으로 개량목표 심도까지 타입하며 리더(leader), 케이싱(casing), 슈(shoe) 등을 사용하여 유압이나 윈치(winch)에 의한 압입 또는 진동해머에 의해 타설한다.

② 수평배수재 타설

지반 표면 침하에 적응하면서 배수 및 공기배출을 목적으로 연직배수재와 연통하여 진공펌프에 연결 지층의 진공상태를 만든다.

③ 진공보호막(geotextile membrane)

개량 예정지역의 지표에 기밀성 진공보호막을 설치하고, 가장자리는 벤토나이트 트랜치를 설치하여 공기차단막을 형성한다.

④ 공기차단벽(peripheral wall)

필요에 따라 진공압밀시에 개량지역 외부로부터 공기차단 및 차수목적으로 널말뚝(sheet pile), 격막(membrane), 슬러리벽체(slurry wall) 등을 설치한다.

⑤ 진공펌프(multi-ventri air pump)

진공펌프를 사용하여 지층을 진공상태로 만든다.

시공시 멤브레인 내부가 계속해서 높은 부압 상태로 유지되도록 멤브레인 끝부분을 점토 등으로 세밀하게 밀봉하는 등 공기나 물 등의 출입에 대해 충분히 배려할 필요가 있다. 또한, 문제 발생시 펌프의 정지에 의해 배출된 물이 멤브레인 내부로 역류하는 것을 막기 위한 고려가 필요하다.

[참고문헌]

- 1) 건설부 : 연약지반개량공사(기술지도서 17), 정우사, 서울, 1980, pp.85~86
- 2) 국립해양조사원 1954~1999, 조석표
- 3) 국립해양조사원, 1962~1998, 수로기술연보
- 4) 국립해양조사원, 1999, 국립해양조사원 50년사(1949~1999)
- 5) 김명모, 김병일, 이승원, 조성민 : 지반개량공법 설계, 새론, 2004
- 6) 김민수(1987), 물유리계 주입재에 의한 차수 및 지반강도 증대효과에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
- 7) 우기형 : 최신의 연약지반처리공법, 기술경영사, 1992, pp.9~14
- 8) 이석우, 김근식, 1984, 해양측량학, 집문당
- 9) 이석우, 1992, 한국근해해상지, 집문당
- 10) 이석우, 1996, 한국항만수리지, 집문당
- 11) 이석우, 1996, 물리해양학특론, 집문당
- 12) 이석우, 1996, 해양·항만조사법-해상편-, 집문당
- 13) 이송, 정연인, 이규환, 전제성(1996), "진공 압밀공법이 적용된 해성 점토지반의 거동분석", 대한토목학회 1996년도학술 발표회 논문집(III), pp. 563~566.
- 14) 이용재(1984), 약액주입에 의한 지반강도 증대에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
- 15) 정인준, 김상규 : 토질역학, 동명사 1994, pp.105~111
- 16) 천병식 : 최신지반주입, 원기술, 1998, pp.217~263, pp.297~300
- 17) 천병식 : 기초지반개량공법, 건설연구사, 1987, pp.86~112, pp.219~222,
- 18) 천병식, 1995, 건설기술자를 위한 지반주입공법, 원기술
- 19) 한국지반공학회 : 구조물 기초설계기준 해석, 구미서관, 2003, pp.561~680
- 20) 한국지반공학회 : 지반공학시리즈 6 연약지반 제 5 장, 한국지반공학회, 1995
- 21) 한국지반공학회 : 지반공학시리즈 1 지반조사 결과의 해석 및 이용, 한국지반공학회, 1994
- 22) 해운항만청, 1993, 항만시설물 설계기준서
- 23) Aboshi, H. and Yoshikuni, H. : A study on the consolidation process affected by well resistance in the vertical drain method, Soils and Foundations, Vol.7 No.4, 1967, pp.38~58
- 24) ASCE(1980), "Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting", J. Geotech. Engng. Div. ASCE, (106), GT7, pp.803~815.
- 25) Barron, R.A. : Consolidation of fine grained soils by drain wells, ASCE, Vol. 113
- 26) Bowen, R.(1975), Grouting in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, p.187.
- 27) Brand, E. W. & Brenner, R. P.(1981). "SOFT CLAY ENGINEERING."ELSEVIER, pp.129~133.
- 28) Brown, R.E. : Vibrofloatation compaction of cohesionless soils, Proc. A.S.C.E, GT12, 1977, pp.1437~1451
- 29) Graf, E. D.(1969). "Compaction Grouting Technique and Operations", J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE,(95), SM5, pp.1151~1158.
- 30) Das, B.M : Principles of foundation Engineering, Brooks/Cole engineering division, 1984, pp.552~526
- 31) Greenwood, D. A. & Thomson, G. H.(1983). Ground Stabilization : Deep Compaction and Grouting, ICE Works Construction Guides, pp.5~43.
- 32) Holtz, Robert D.(1975), "Preloading by Vacuum : Current Prospects", Soil and rock Mechanics, Culverts

- and Compaction, Transproton Research Record No.548.
- 33) Karol, R. H.(1990), Chemical Grouting, 2nd ed, Marcel Dekker, Inc.
 - 34) Kjellman. W.(1952), "Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure." Conference on soil stabilization MIT, pp.258~263.
 - 35) Lambe, T. W. & Whitman, R. V.(1979), Soil Mechanics, SI Version, John Wiley and Sons.
 - 36) Meyerhof, G.G. : Discussion of Session 1, Proc. 4th ICSMFE, Vol.4, London, 1957, p.110
 - 37) Miki, G.(1973), "Chemical Stabilization of Sandy Soils by Grouting in Japan. Proc. 8th ICSMFE", (43), p.395.
 - 38) Mitchell, J. K.(1981), "Soil Improvement, State of the Art Report", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 4, pp.509~565.
 - 39) Mitchell, J. K. : State of the art on soil improvement, Proc. 10th ICSMFE, Vol4, 1981, pp.510~520
 - 40) Okabe Sabro : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 日本土木學會誌 Vol.10 No.6, 1924, pp.1277~1323
 - 41) Okumura, T. & Terashi, M.(1975), "Deep-Lime-Mixing Method of Stabilization for Marine Clays". Proc. 5th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., (1), pp.69~75, Bangalore, India.
 - 42) Perez, J. Y., Davidson, R. R. & Lacroix, Y.(1981), Locks and Dam No.26 Chemical Grouting Test Program, Geotechnique, in press.
 - 43) Sangji Menard Texsol Co. Ltd.(1992), "Vacuum Consolidation Method," pp.1~22.
 - 44) Shiffmann, R.L. : Field application of soil consolidation under time-dependent loading and varying permeability, Highway Research Board, Bull. 248, 1960, pp.1~25
 - 45) Tan, D. Y. & Clough, G. W.(1980), "Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting", J. Geotech. Engng. Div., ASCE, (106), GT9, pp.1037~1057.
 - 46) Tang and Gao(1993), "Experimental Study and Application of Vacuum Preloading for Consolidating Soft Soil." Proc. of 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol.2.
 - 47) Thorburn, S. : Tentative correction for the standard penetration test in noncohesive soils, Civil Engineering and Public Works Review, Vol.58 No. 683, 1963, p.752
 - 48) Youn-in Chung(1993), "Vacuum Consolidation of Highly Compressible Soil with Vertical Wick Drain," South Dakota School of Mines and Technology, pp.1~209.
 - 49) 塩見光男, 河本憲二 : SCP 打設에 따른 응기량 豫測, 第21回土質工學研究發表會, 1986, pp.1861~1862
 - 50) 寺師昌明, 布施谷寛, 能登愨幸 : 깊은 地盤改良의 實際와 問題點 考察, 10장, 土와 基礎, Vol.31 No.6, 1983, pp.57~
 - 51) 市川宣明 : 地盤改良-Pack Drain 工法, 基礎工 5月号, 1978, pp.91~101
 - 52) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝 : 粘性土의 水平方向 壓密係數 決定法, 港灣技術研究所報告 Vol.29 No.2, 1990, pp.63~83
 - 53) 日本港灣協會, 1999 港灣의 施設의 技術上의 基準·同解説
 - 54) 日本土木學會 海岸 工學委員會, 1994, 海岸波動-波·構造物·地盤의 相互作用의 解釋法
 - 55) 日本土質工學會, 1978, 地盤 改良의 調査, 設計 から 施工まで。
 - 56) 日本土質工學會, 1988 軟弱地盤對策工法-調査, 設計, から施工まで-
 - 57) 中瀬明男 : Sand drain의 設計図表, 土와 基礎, Vol.12 No.6, 1964, pp.35~38

제 5 편

프리캐스트 콘크리트
(Precast Concrete) 부재



여 백

제 5 편 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete) 부재

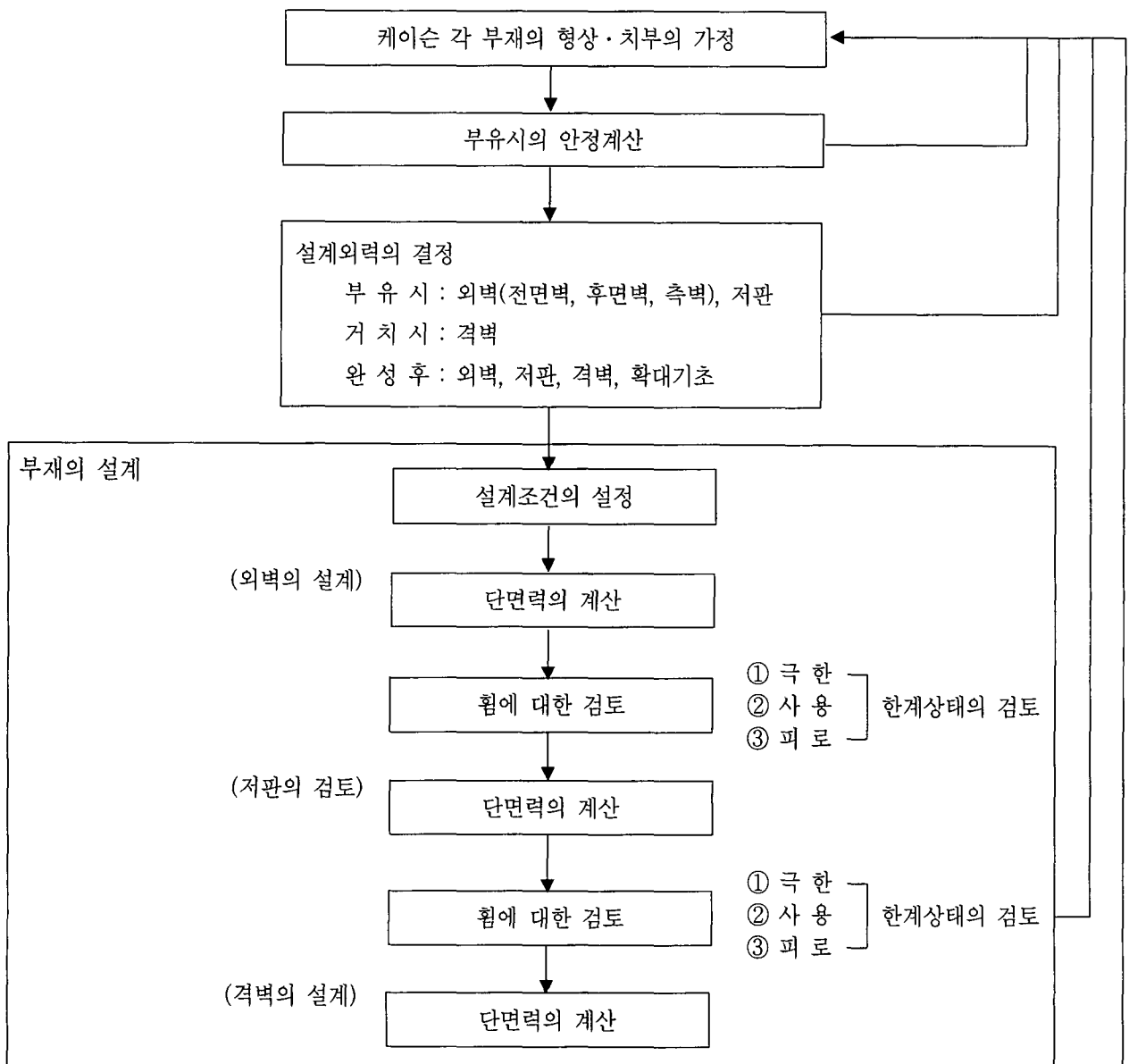
제 1 장 케이슨(Caisson)

1-1 일반

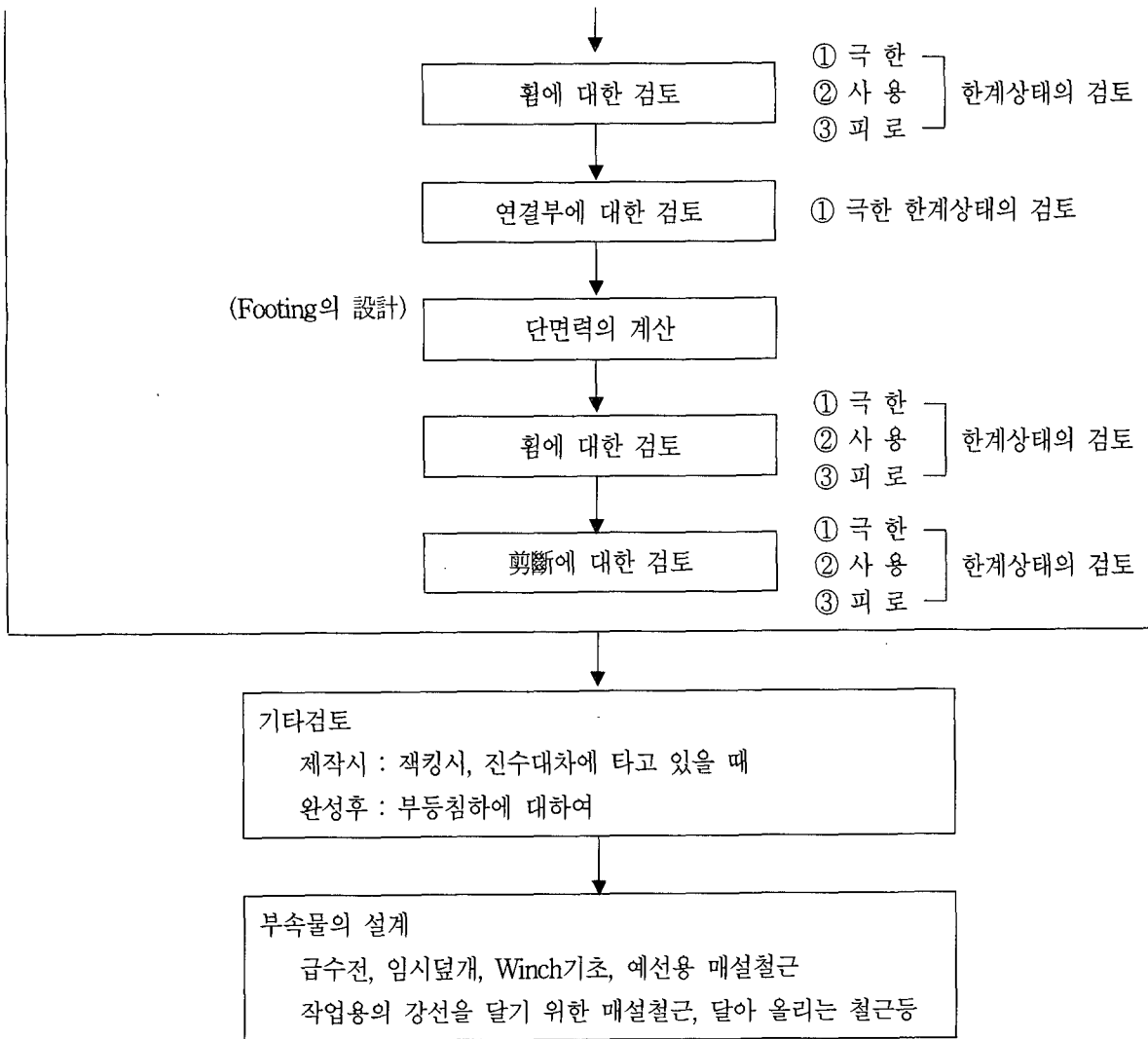
- (1) 본장의 규정은 통상의 철근 콘크리트제 케이슨의 설계에 적용한다.
- (2) 설계는 한계상태 설계법에 따르는 것을 표준으로 한다.

[참고]

- (1) 케이슨의 설계는 일반적으로 다음 순서에 따라 하는 것이 좋다.



제 5 편



도참(1-1) 케이슨의 설계순서

- (2) 안벽 케이슨의 경우 피로한계상태의 검토에 대하여는 원칙적으로 생략해도 좋다.
- (3) 한계상태의 해석방법에 대하여는 제3편 3-2 한계상태 설계법에 의한 설계기준을 참조할 것

1-2 제원의 결정

케이슨 각 부재의 형상, 치수는 다음 사항을 고려하여 設計한다.

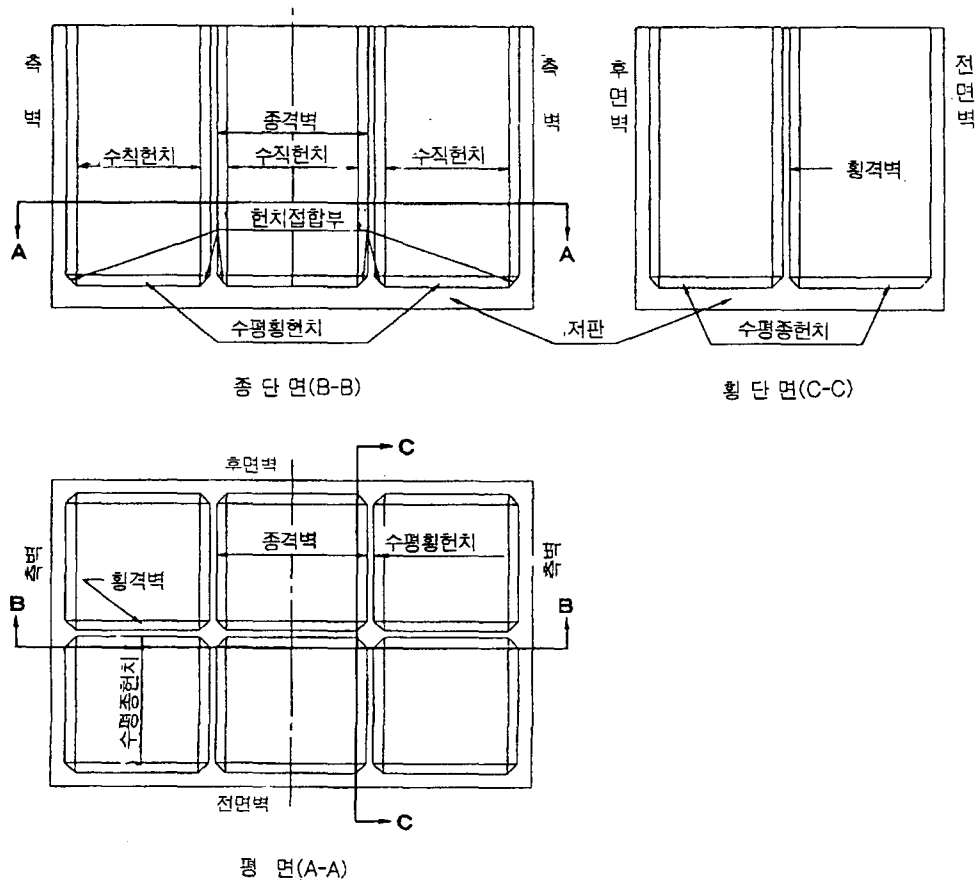
- (1) 케이슨을 제작하는 시설의 능력
- (2) 케이슨의 흡수와 거치장소의 수심(mound 마루의 수심)
- (3) 자력으로 부유하는 케이슨의 경우에는 부유시의 안정
- (4) 예항 및 거치시의 작업조건 : 조류, 파랑, 바람 등
- (5) 케이슨 거치후의 작업조건 : 속채움 및 상부공의 시공
- (6) 부등침하의 검토
- (7) 케이슨이 받는 힘, 비틀림의 검토

[해설]

- (1) 설계시는 제3편 2-2 설계계산에 사용하는 강재의 정수, 제3편 2-3 강재의 허용응력, 제3편 3-2 한계상태 설계법에 의한 설계의 기본, 제3편 3-3 허용응력설계법에 의한 설계, 제3편 3-4 콘크리트재료, 제3편 3-5 콘크리트의 품질 및 성능, 본편 1-4 설계외력 및 본편 1-5 부재의 설계에 규정된 사항을 고려한다.
- (2) 케이슨의 길이가 길어지면 잭업(Jack Up)이나 부등침하의 경우에 케이슨이 받는 휨, 비틀림 등의 영향이 커지므로 이들에 대하여 검토할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 케이슨 각부의 명칭을 도참(1-2)에 보여준다. 외벽의 두께는 30~60cm(격벽 간격 5m이내), 저판 40~80cm, 격벽은 20~30cm정도로 하는 경우가 많다.



도참(1-2) 케이슨 각부의 명칭

- (2) 케이슨의 길이는 길수록 경제적이거나 너무 장대한 케이슨이 되면 조류, 파랑등이 큰 곳에서는 예항 및 거치가 곤란하고 또 속채움을 단시일에 완료할 수 없어 재해를 입기 쉬우므로 주의를 요한다.
- (3) 거치시의 여유수심은 통상 케이슨의 흡수와 Mound 마무리와의 차를 0.5m이상으로 하고 있다. 이것은 케이슨의 기울어짐, 요동, 작은파랑, 흡수 계산상의 오차 등을 반영한 것이다. 이때의 조위는 조수대기에 의한 야간작업 등을 가급적 피하여 시공시간의 제한을 없애기 위하여 M.S.L 정도로 하는 것이 보통이다.

1-3 부유시의 안정

자력으로 부유하는 케이슨에 대하여는 전복 또는 기울어지지 않도록 부유시의 안정을 계산한다.

[참고]

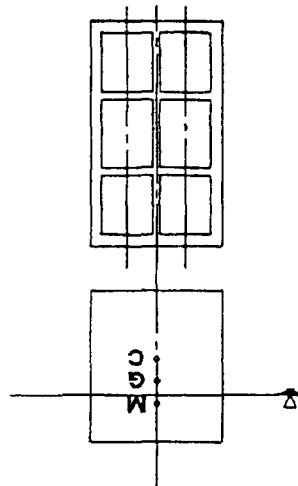
(1) 케이슨의 안정을 위하여는 식(참1-1)을 만족시키도록 한다. (도참(1-3) 참조)

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad (\text{참1-1})$$

여기서,

- V : 배수용적(m³)
- I : 흘수면의 장축에 대한 단면 2차 모멘트 (m⁴)
- C : 부심
- G : 중심
- M : 경심

더구나, 안전을 위하여 \overline{GM} 은 吃水の 5% 이상으로 하는 것이 바람직하다.



도참(1-3) 케이슨의 안정

- (2) 식(참1-1)은 케이슨 단면이 대략 좌우 대칭이고 케이슨에 비교적 작은 기울임 밖에 일어나지 않는다고 생각되는 경우에 적용되는 것이다.
- (3) Counter Ballast로 사용하여 예방하는 경우에는 식(참1-2)를 따른다.

① Counter Ballast로 물을 사용할 때 (참1-2)

$$\frac{I'}{V'}(I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0$$

② Counter Ballast에 모래, 돌, Conc. 등을 사용할 때

$$\left. \frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \right\}$$

여기서,

i : 각 격실내의 수면에서 케이슨의 회전축에 평행한 중심선에 관한 단면 2차 모멘트 (m^4)

V, I', C', G' : Counter Ballast시에 각각의 값, 또는 위치

(4) 한쪽에 확대기초가 있고 Ballast를 넣어서 평형을 유지하는 경우의 계산식은 식(참1-3)에 따른다. (도참(1-4) 참조)

$$W_1 \ell_1 + W \ell_w = F \ell_f \quad (\text{참1-3})$$

여기서,

W_1 : Ballast중량 (kN)

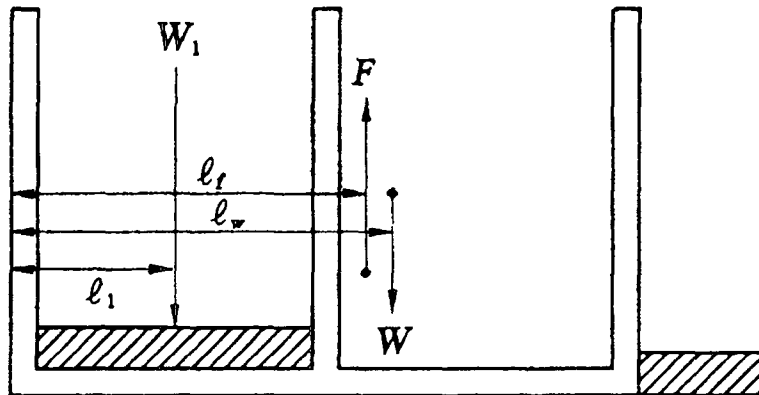
W : 케이슨중량 (확대기초 중량포함) (kN)

F : 케이슨(확대기초포함)에 작용하는 부력 (kN)

ℓ_1 : 케이슨 외벽 외측으로부터 W_1 의 작용점까지의 거리 (m)

ℓ_w : 케이슨 외벽 외측으로부터 W 의 작용점까지의 거리 (m)

ℓ_f : 케이슨 외벽 외측으로부터 F 의 작용점까지의 거리 (m)



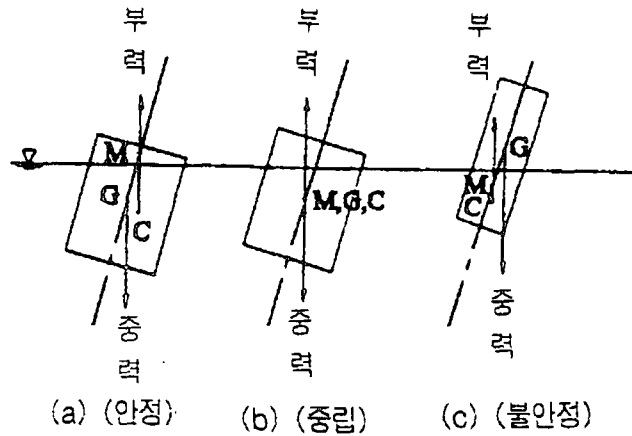
도참(1-4) Counter Ballast를 넣은 경우의 안정

(5) 일반적으로 (1)에 기술한 바와 같은 조건을 만족시키는 부체의 평형에는 다음의 3가지 상태가 있다. 식(참 1-1)은 ①의 안정의 경우에 상당하는 식이다.

① $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0$ 안정 (도참(1-5)(a) 참조)

② $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} = 0$ 중립 (도참(1-5)(b) 참조)

③ $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} < 0$ 불안정 (도참(1-5)(c) 참조)



도참(1-5) 부체의 평형

1-4 설계외력

1-4-1 하중의 조합 및 하중계수

하중의 조합 및 하중계수는 방파제에 있어서는 상시, 파력작용시, 시공시에 대하여, 그리고 안벽에서는 상시, 지진시, 시공시에 대하여 적절히 검토한다.

[참고]

- (1) 설계에 있어서 고려할 하중의 조합 및 각 하중의 특성치에 곱하는 극한한계 상태의 하중계수 및 사용 한계상태의 균열 영향도정수(제3편 3-2 한계상태 설계법에 의한 설계기준 참조)를 표참(1-1)에 보여준다. 확대기초에 대하여는 저판과 같이 취급해도 좋다.

표참(1-1) 하중의 조합과 하중계수

① 방파제

상태	자중	정수압	내부토압	평상시의 저판반력	상시의 내부수압	양압력	저판반력 변동분	내부수압 변동분	파력	격실간 정수압차	비고
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							(저판)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)						(측벽)
파력작용시	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)			1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.8] (1.0)			(저판)
			0.9 (1.0)						1.3 (1.0)		(측벽)
시공시	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(저판) 부유시
		1.1 (0.5)			1.1 (1.0)			1.2 (1.0)			(측벽) 부유시
										1.1 (0.5)	(격벽) 거치시

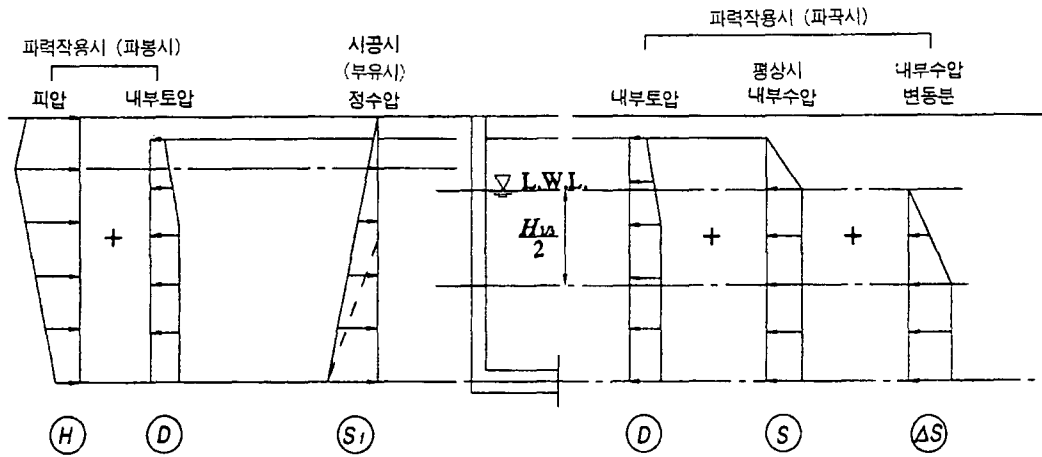
② 안 벽

상태	자중	정수압	내부수압	내부토압	영구하중시 저판반력	상재하중	지진시의 저판반력	시공하중시		비고
								거치시	정수시	
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)				저판(상재하중은 저판반력 포함)
			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)						측 벽
지진시	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)	1.0 (-)			저판(상재하중은 지진시의 값)
시공시	0.9 (0.5)								1.1 (0.5)	저 판 (부유시)
									1.1 (0.5)	측 벽 (부유시)
								1.1 (0.5)		격 벽 (거치시)

주) 지진력을 고려할 경우에는 제 2편 지진 및 지진력에 따라서 하중의 특성치를 구한다.

- (2) 표 중에서 상단의 값은 극한한계상태 검토시의 하중계수를 나타내고 있으며 []내의 수치는 그 하중을 적게 보는 편이 설계하중이 커지는 경우에 사용할 하중계수이다. 하단의 ()내에는 사용한계 상태의 균열폭 영향도정수를 나타낸다.
- (3) 시공시 하중에 대하여는 하중의 작용시간이 다른 상태에 비하여 비교적 단기간이고 빈도도 시공 중에만 작용한다. 따라서 사용한계상태에 대하여는 균열 폭 영향도 정수(kp, kr)는 0.5로 하면 된다.
- (4) 방파제용의 케이슨의 외벽의 설계하중을 도참(1-6)~도참(1-8), 하중계수 및 균열 폭 영향도정수를 표참(1-2)~(1-4)에 나타낸다.

① 전면벽(범선평행방향 항외측)



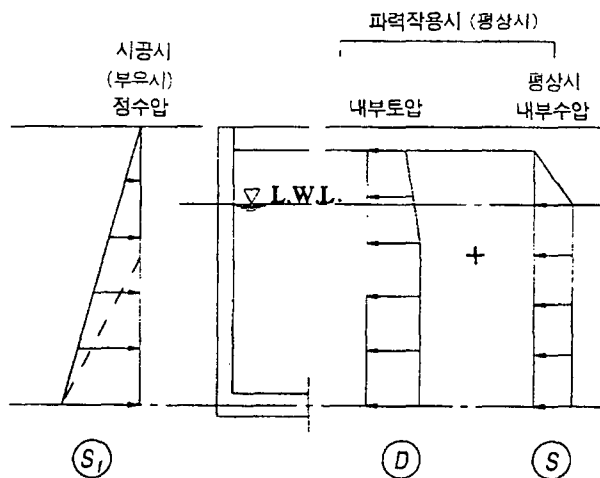
도참(1-6) 전면벽의 설계하중(방파제)

표참(1-2) 전면벽의 하중계수 및 균열폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	파봉 작용시	$1.3H-0.9D$	$1.0H-1.0D$
	부 유 시	$1.1S_f$	$0.5S_f$
내부로부터의 하중	파곡 작용시	$1.1D+1.1S+1.2\Delta S$	$1.0D+1.0S+1.0\Delta S$

주) 외부로부터의 하중은 큰 쪽을 설계하중으로 한다.

② 후면벽(범선평행방향 항내측)

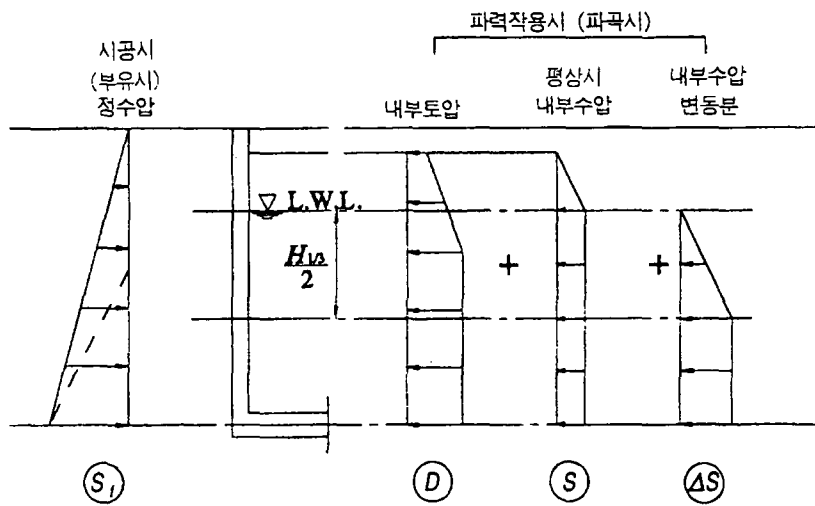


도참(1-7) 후면벽의 설계하중(방파제)

표참(1-3) 후면벽의 하중계수 및 균열폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부 유 시	$1.1S_f$	$0.5S_f$
내부로부터의 하중	상시(정온시)	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$

③ 측벽(범선직각방향)



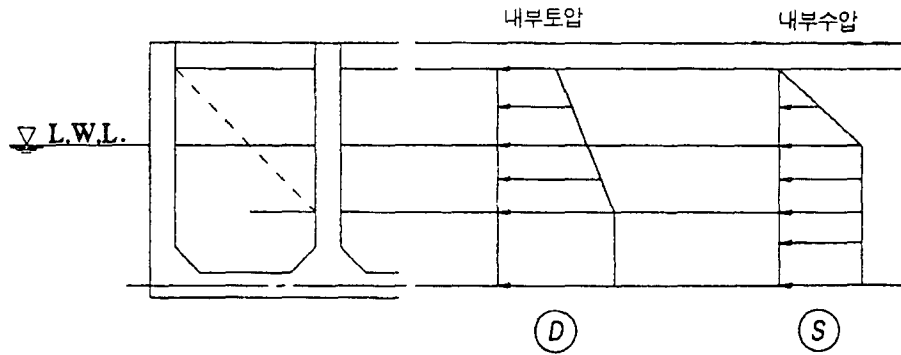
도참(1-8) 측벽의 설계하중(방파제)

표참(1-4) 측벽의 하중계수 및 Crack폭 영향도정수(방파제)

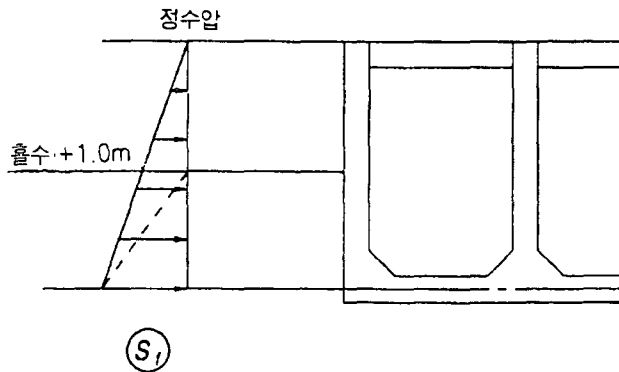
하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부 유 시	$1.1S_f$	$0.5S_f$
내부로부터의 하중	파곡 작용시	$1.1D+1.1S+1.2ΔS$	$1.0D+1.0S+1.0ΔS$

(5) 안벽용 케이슨의 외벽의 설계하중을 도참(1-9), 하중계수를 표참(1-5)에 나타낸다.

① 평상시(내부로부터의 하중)



② 부유시(외부로부터의 하중)



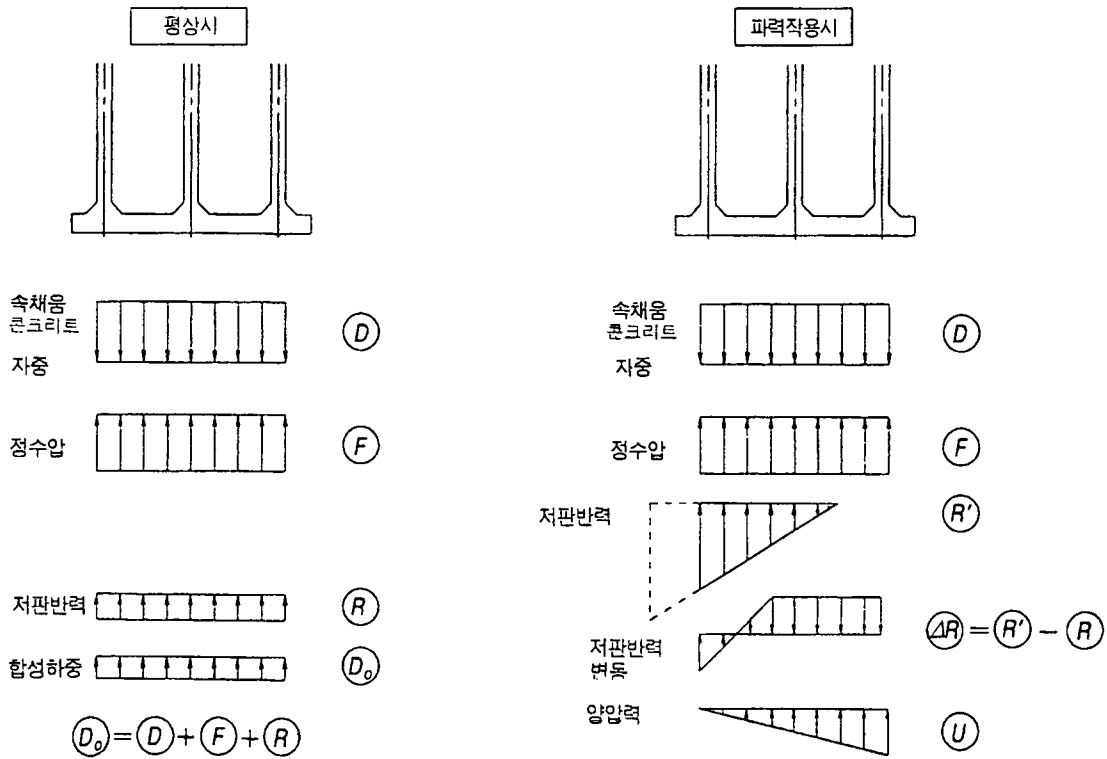
도참(1-9) 외벽의 설계하중(안벽)

표참(1-5) 외벽의 하중계수 및 균열폭 영향도정수(안벽)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
내부로부터의 하중	상 시	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$
외부로부터의 하중	부 유 시	$1.1S_f$	$0.5S_f$

주) 사용한계 상태의 하중조합계수는 균열폭 영향도정수(k_p, k_r)를 나타낸다.

(6) 방파제용 케이슨의 저판설계하중은 시공시(부유시)에 대하여는 하중의 특성치에 표참(1-1)에 나타낸 하중 계수 또는 균열폭 영향도정수를 곱하여 구해도 된다. 완성후의 상시에 대하여는 도참(1-10)에 나타낸 상시 합성하중(D_0)을 영구하중으로 하여 파력 작용시에 대하여는 도참(1-10)에 나타낸 상시합성하중(D_0), 저판 반력변동(ΔR) 및 양압력(U)를 표참(1-6)에 나타낸 하중분류에 따라 표참(1-7)에 나타낸 산식에 따라 산출 해도 좋다. 단, 산식중의 각 계수는 극한한계상태는 하중계수를 사용한계상태는 균열폭 영향도정수(k_p, k_r)을 나타낸다.



도참(1-10) 저판의 설계하중(방파제)

표참(1-6) 파력작용의 하중분류(방파제)

하 중 분 류	하 중
영 구 하 중	정온시 합성하중
변 동 하 중	저판반력변동ΔR, 양압력U

주 : 여기서 정상시란 정온시를 의미한다.

표참(1-7) 하중계수 또는 균열폭 영향도정수와 하중의 조합(방파제)

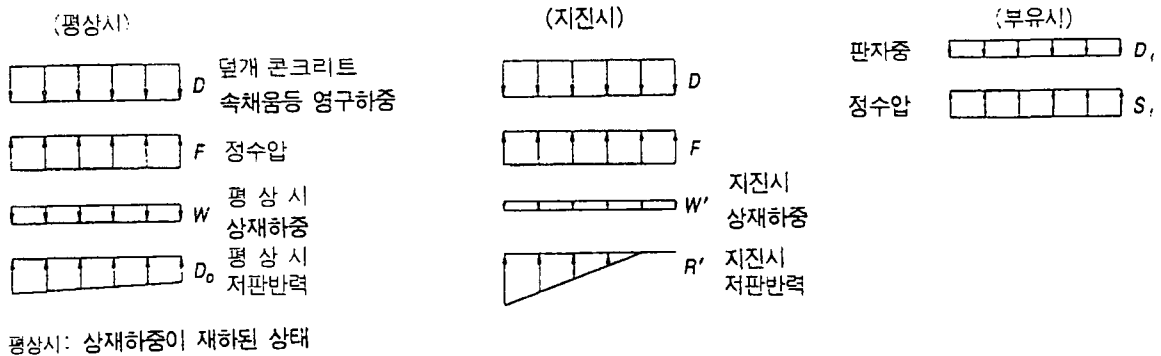
한계상태	상태	ΔR 및 W 의 방향		하중계수 및 하중조합
극한한계	파 붕	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R \downarrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$ 주)
		파 곡	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$
	$W \downarrow$			$0.9D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
	$\Delta R \downarrow$		$W \uparrow$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 0.7U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$ 주)
	사용한계	전부	전 CASE	

단, $W = D_0 + \Delta R + U$ 이며 각 하중은 부호를 포함한 값이다. W 와 같은 방향으로 작용하는 경우는 (+)값이고 W 의 역방향의 경우는 (-)값이다.

주) 저판반력변동(ΔR)이 하향으로 작용하는 경우에는 $1.2\Delta R$ 에는 상한이 있고 $1.1R$ 보다는 커지지 않는다. 따라서 $1.2|\Delta R| > 1.1|R|$ 의 경우에는 하중의 조합은 $1.2\Delta R$ 대신에 $1.1R$ 을 사용한다.

$$0.9D_0 + 1.1|R| + 1.3U$$

(7) 안벽용 케이슨의 저판의 설계하중은 시공시(부유시)에 대하여는 하중의 특성치에 표참(1-1)에 나타난 하중계수를 곱하여 구해도 된다. 상시 및 지진시에 대하여는 도참(1-11)에 나타난 바대로 영구하중시의 합력(합성하중)을 영구하중, 상재하중을 변동하중으로 하며, 지진시의 저판반력 변동분을 변동하중으로 취급하여 표참(1-8)에 나타난 산정식에 따라 구해도 된다.



도참(1-11) 저판의 설계하중(안벽)

표참(1-8) 하중의 조합(안벽)

	극한한계상태	사용한계상태
상 시	$0.9D + 1.1D_o + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_o + 1.0F + 0.5W$
지진시	$1.0D + 1.0F + 1.0R' + 1.0W'$	검토 불필요
부유시	$0.9D_f + 1.1S_f$	$0.5D_f + 0.5S_f$

주) 표 중에서 사용한계상태의 하중조합계수는 균열폭 영향도정수(k_b, k)를 나타낸다.

(8) 격벽의 설계하중은 「휨」에 대하여는 시공시(거치시)의 격실간의 정수압차로 한다.

설계치는,

종국한계상태 $1.1S$ (1.1은 하중계수 : γ_f)

사용한계상태 $0.5S$ (0.5는 균열폭 영향도정수 : k_p)

로 한다. 단, S는 하중의 특성치다.

부재연결부에 관하여는 저판의 설계하중 및 측벽의 설계하중으로 표시한 하중 중에서 최대가 되는 하중 상태의 것을 설계하중으로 한다.

1-4-2 제작시의 외력

Dry Dock, Floating Dock등에서 제작할 경우에는 특별히 제작시의 외력에 대하여 검토할 필요는 없다. 그러나 사로, 작업대상에서 이동하기 위하여 작업하거나 진수대차에 케이슨을 태우는 경우에는 하중은 집중하중으로 작용시킨다.

[참고]

케이슨전체를 보로 생각하여 제작시의 검토를 한다. 검토방법에 대하여는 본편 1.5.4 기타를 참조할 것.

1-4-3 진수 및 부유시의 외력

Dry dock, Floating dock, 통상의 사로(활로 및 대차)의 경우에는 진수 및 부유시의 외력으로서 계산상의 흘수에 여유를 본 정수압을 사용한다. 더구나, 일시적으로 이 이상의 정수압이 걸릴 염려가 있는 경우에는 별도로 검토한다.

[참고]

(1) 케이슨을 사로등에서 Slide시켜 진수하는 경우에는 정수압외에 동수압이 작용한다. Winch 또는 제동 Post에 의하여 진수대차에 실은 케이슨을 진수시키는 경우에는 통상 그 속도는 3~5m/min이며 이 정도이면 큰 동수압은 작용하지 않는다. 그러나 케이슨의 앞측은 사로의 구배에 따라서 1~1.5m정도 흘수보다 깊은 정수압을 단시간이지만 받는다.

활로에 의한 진수의 경우는 동수압이 걸리지만 그 값에 대하여는 실측한 예가 없고 일시적 하중이므로

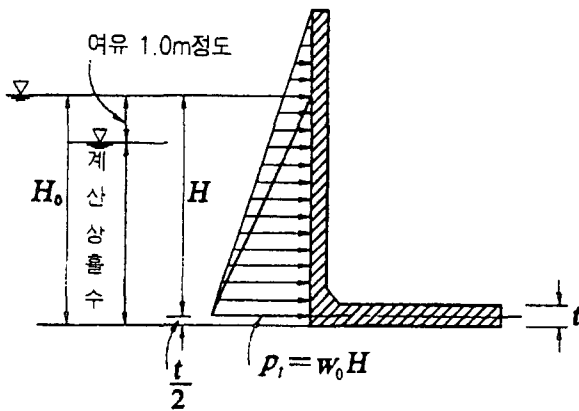
흘수에 1.0m정도의 여유를 보는 것으로 대처한다.

Drydock, Floating Dock등에서 진수하는 경우에는 함대로부터 저판이 분리될 때 여분의 정수압이 걸린다. 이 량은 통상 10~30cm이다.

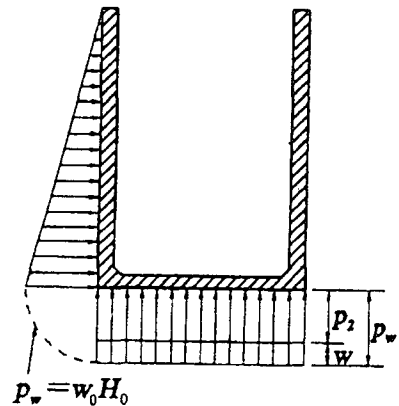
또, 케이슨의 콘크리트 타설 중에 거푸집의 팽창으로 인한 흘수의 증대, 철근 콘크리트의 단위체적중량의 계산과 실제 간의 차이에 의한 흘수의 증감도 20~30cm정도이다. 이상을 종합하여 흘수의 여유를 1.0m로 하였다.

(2) 외 벽

외벽에 작용하는 수압은 저판중심선에서 상기 정수압을 높이로 하고 마루까지의 거리를 저면으로 하는 삼각형 하중으로 볼 수 있다.(도참(1-12) 참조)



도참(1-12) 外壁에 作用하는 水壓



도참(1-13) 底版에 作用하는 外力

외벽계산시 3변 고정 1변 자유의 계산수표를 사용하며 이때 부분하중의 계산은 편의상 삼각형하중으로 하였다.

(3) 저 판

저판에 작용하는 외력은 저판하단에 상기 정수압에서 저판의 자중을 뺀 값을 사용한다.(도참(1-13) 참조)

$$P_2 = P_w - w = w_0 H_0 - w \quad (\text{참1-4})$$

여기서,

P_2 : 저판에 작용하는 외력(kN/m²)

P_w : 계산상의 흘수에 1.0m정도의 여유를 볼 때에 저판에 작용하는 정수압(kN/m²)

w : 저판자중(Counter Ballast용 속채움 토사등이 있는 경우 그 중량 포함)(kN/m²)

w_0 : 해수의 단위체적중량(kN/m³)

H_0 : 계산상의 흘수에 1.0m정도의 여유를 본 길이(m)

(4) 隔 壁

통상, 隔壁의 두께가 20cm이상이면 기둥으로서의 지압에 충분히 견딜 수 있으므로 검토를 생략한다.

(5) 滑路에 의한 진수의 경우 사로의 최종구배가 큰 경우에는 케이슨 전체가 수중에 침몰하므로 임시 뚜껑을 설치할 필요가 있는 경우도 있다.

(6) 起重機로 케이슨을 들어 올려 진수시키는 경우에는 Lifting Device의 유무에 따라 케이슨 外壁에 걸리는 外力의 상황이 달라지므로 각 경우에 따라 荷重에 대하여 검토할 필요가 있다.

1-4-4 예항시(曳航時)의 외력

[참 고]

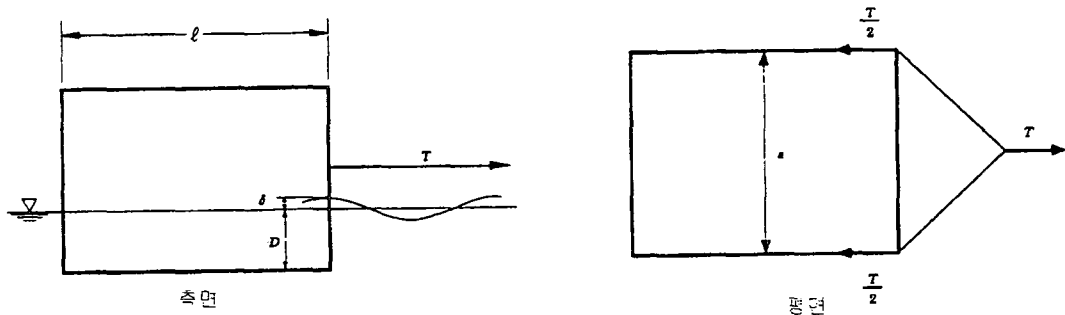
- (1) 정수압, 동수압, 파압에 대하여는 검토를 생략할 수 있다.
- (2) 예항시의 인장력
 - ① 케이슨 예항시의 인장력은 식(참1-5)에 의하여 계산할 수 있다.

(도참(1-14) 참조)

$$T = \frac{1}{2} \rho_0 C_D V^2 A \tag{참1-5}$$

여기서,

- T : 견인력(牽引力)(kN)
- C_D : 抵抗係數
- V : 예항속도(曳航速度)(m/s)
- A : 케이슨의 전진방향의 침수면적(侵水面積)(m^2)
 $A = a \times (D + \delta)$
- D : 흘수(吃水)(m)
- δ : 전면수위(m)
- l : 케이슨 길이(m)
- a : 케이슨 폭(m)
- ρ_0 : 해수의 밀도(kN/m^3)

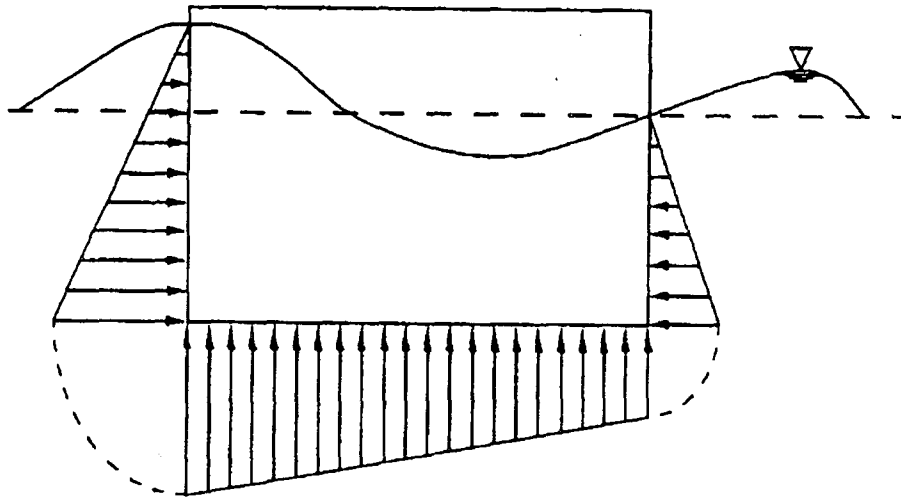


도참(1-14) 예항시의 인장력

- ② 케이슨은 선박과 같은 상부구조가 없고 또, 바람이 극단적으로 강한 경우에는 예항을 하지 않으므로 바람의 저항은 무시하고 유체저항만을 고려한다.
- ③ 항력계수는 흐름에 직각인 면적의 형상에 따라 변동하나 구형판에 대한 것을 채용한다.
- ④ 예항속도는 2~3 (Knot)의 경우가 많다.

(3) 예항시의 수압

일반적으로 압력저항 및 조파저항을 받으나 상당한 파가 있을 때는 예항하지 않으므로 본편 1-4-3 진수 및 부유시의 외력에서 흘수에 1.0m의 여유를 본 것으로 충분하다고 생각되므로 특별히 검토하지 않기로 한다.(도참(1-15) 참조)

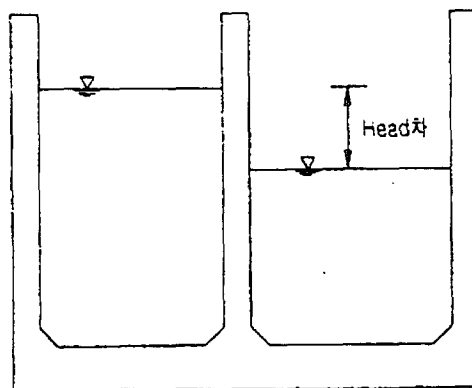


도참(1-15) 예항시의 수압

1-4-5 거치시의 외력

[참고]

- (1) 외벽 및 저판에 대하여는 거치시의 외력보다는 부유시 및 거치후의 외력 쪽이 더 큰 하중이 되므로 거치시의 외벽 및 저판의 검토를 생략한다.
- (2) 격벽에 대하여는 시공조건을 고려하여 각실간 수두차를 하중으로 한다.(도참(1-16) 참조)



도참(1-16) 各室間의 水頭差

- (3) 케이슨 沈設에는 사이폰(Syphon) 또는 펌프로 물을 넣는 방법, 밸브로 물을 넣는 방법이 있으나 밸브로 물을 넣는 경우에는 수두차 1.0m를 보면 충분하다. 사이폰 또는 펌프로 주수하는 경우에도 자주 호스를 이동시키는 등 시공관리를 해서 수두차를 1.0m 이내로 하는 것이 바람직하다.
- (4) 1.0m이상의 수두차가 생기면 隔壁의 두께가 20cm정도에서는 단철근으로는 견디기 어려운 경우가 많다.
- (5) 케이슨 거치는 우선 물을 주수하면서 沈設하며 케이슨의 모든 격실의 마루까지 물이 가득 찬 후 속채움재를 투입한다. 이 때 속채움재의 투입시는 토압차가 생기지 않도록 시공에 배려할 필요가 있다. 더구나 속채움재는 부력을 받고 있으므로 거치시의 속채움재에 의하여 隔壁에 작용하는 하중으로는 속채움재에 의한 수두차가 주수시의 수두차의 약 1.6배 이내이면 고려할 필요는 없다.

1-4-6 완성후의 외력

[1] 외 벽

외벽에 작용하는 외력에는 속채움 토압과 내부수압을 고려한다. 방파제용 케이슨의 전면벽에는 파력을 추가로 고려한다.

[참 고]

(1) 속채움 土壓

- ① 합계하중 분포는 불규칙한 형상이 되는 경우가 많으므로 설계시는 이 분포를 적당한 등분포하중 및 3각형 분포하중으로 환산하여 계산한다.
- ② 모래의 정지토압계수는 0.6으로 한다.
단, 속채움이 블록, 콘크리트 채움인 때는 고려하지 않는다. 속채움이 쇠석인 경우 지금까지의 연구결과 토압계수가 반드시 저하된다고만 볼 수 없으므로 쇠석의 경우에도 0.6으로 한다.
- ③ 토압은 벽 안쪽쪽 b만큼의 깊이까지는 증가하나 그 아래에서는 증가하지 않는다고 본다.(도참(1-17) 참조)
속채움 토압의 증가를 벽의 안쪽 쪽과 같은 깊이까지로 한 것은 이전에 토압을 고려하지 않고 설계해 온 사례로부터 속채움 토압을 그대로 적용하는 것은 좋은 방법이 아니라는 생각에서 편의적으로 정한 것이다.

단, 도참(1-17)에서의 기호는 다음과 같다.

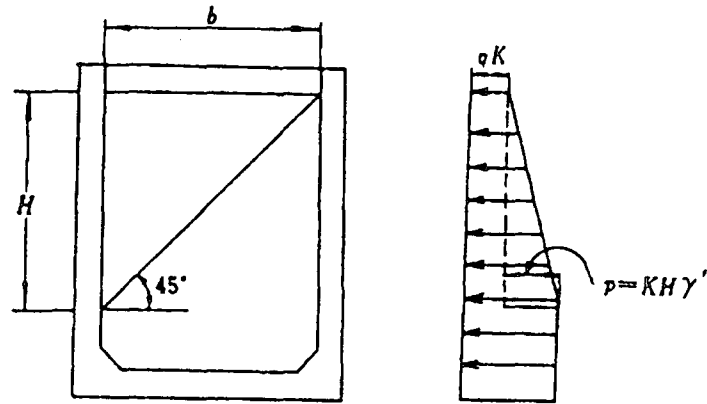
q : 위에서 속채움에 전달되는 상재하중(kN/m²)

γ' : 속채움재의 수중 단위체적중량(kN/m³)

일반적으로 γ' 의 설계치는 10kN/m³로 해도 좋다.

K : 속채움 토압계수 $K=0.6$

b : 벽의 내면폭(m)



도참(1-17) 속채움 토압의 계산 방법

④ 케이슨위에 현장타설 콘크리트 등이 있어 케이슨내부에 재하하중의 영향이 미치지 않는다고 보이는 경우에는 재하하중은 고려하지 않는다.

(2) 내부수압

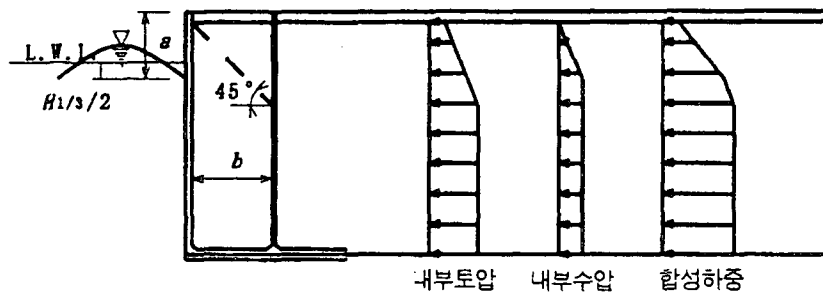
내부수압은 케이슨내의 수위와 L.W.L시의 수두차를 취한다. 단, 방파제에서 법선평행방향 항외측 및 법선 직각방향의 측벽의 벽면에 파곡이 있는 경우에는 외부수위를 $L.W.L-(H/2)$ 로 한다. 법선평행방향 항외측의 측벽의 벽면에 파봉이 있는 경우에는 내부수압은 고려하지 않는다. 법선평행방향 항내측의 측벽에 대하여는 외부수압을 L.W.L로 한다.

(3) 방파제 케이슨의 법선평행방향 항외측의 측벽에 대하여는 벽면에 파봉이 있는 경우에는 파력을 고려한다.

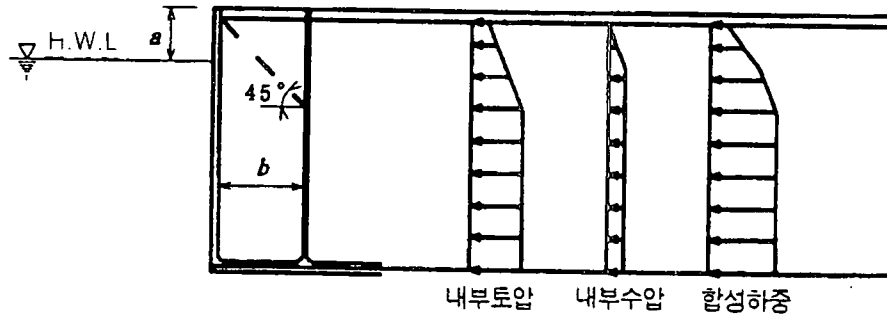
(4) 일반

구조형식별 내부토압과 내부수압의 취하는 방법은 도참(1-18)에 나타낸 바와 같다. 또한, 파압 외에 소파블록 피복제에 있어서는 소파블록의 외벽에 대한 충돌, 지역에 따라서는 유빙, 유목 등의 충격력 및 결빙의 영향을 받으나 이들에 대하여는 속채움한 케이슨에 대한 영향이 분명치 않으므로 배근시 두부를 보강하는 것으로 대처한다.

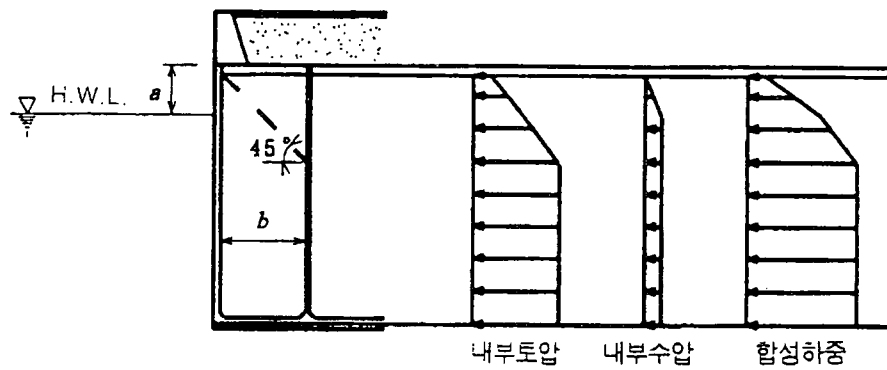
① 방파제(법선평행방향 및 법선직각방향)



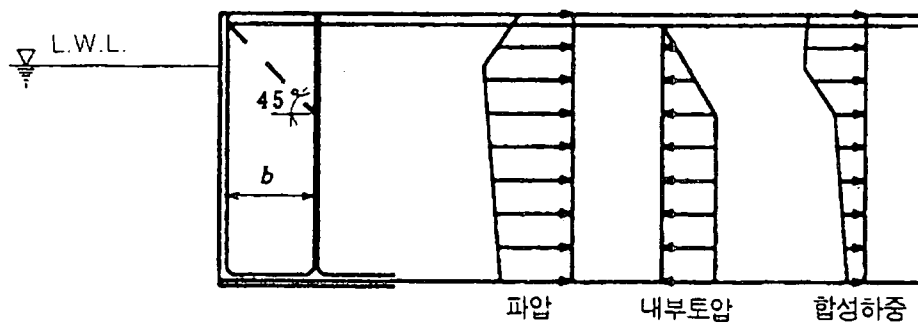
② 방과제(법선평행방향 향내측)



③ 안벽(법선평행 및 직각방향)



④ 파력에 의한 외력



도참(1-18) 内部土壓과 内部水壓의 취하는 방법

[2] 저 판

- (1) 외벽, 격벽으로 둘러싸인 고정부에는 저면반력, 정수압, 양압력, 속채움재 중량, 덮개 콘크리트 중량, 저판중량 및 재하하중을 고려한다.
- (2) 확대기초
 확대기초에 작용하는 하중에는 저면반력, 확대기초중량(부력을 고려) 및 확대기초상의 재하하중을 고려한다.

[참고]

(1) 저 판

① 합계 하중 분포는 불규칙한 형상이 되는 경우가 많으므로 설계시는 이 분포를 적당한 등분포 하중 및 3 각형 분포하중으로 환산하여 계산할 수가 있다.

② 저면반력

제체 또는 벽체에 작용하는 저면반력은 식(참1-6), 식(참1-7)에 의하여 산정한다.(도참(1-19) 참조)

가. $e \leq \frac{1}{6} b$ 의 경우

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \left(\frac{1+6e}{b} \right) \frac{V}{b} \\ P_2 &= \left(\frac{1-6e}{b} \right) \frac{V}{b} \end{aligned} \right\} \text{(참1-6)}$$

나. $e > \frac{1}{6} b$ 의 경우

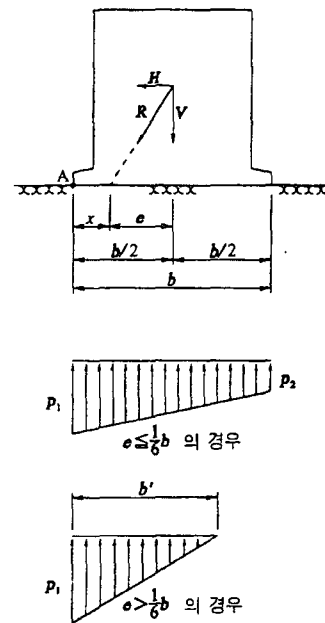
$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e \right)} \\ b' &= 3 \left(\frac{b}{2} - e \right) \end{aligned} \right\} \text{(참1-7)}$$

e는 식(1.4.5)에 의해 구한다.

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - x \\ x &= \frac{M_w - M_h}{V} \end{aligned} \right\} \text{(참1-8)}$$

여기서,

- P_1 : Toe에서의 반력의 특성치(kN/m²)
- P_2 : Heel에서의 반력의 특성치(kN/m²)
- V : 케이슨 법선방향 단위길이당의 연직합력 (kN/m)
- H : 케이슨 법선방향 단위길이당의 수평합력 (kN/m)
- e : 전합력의 편심량(m)
- b : 저부의 폭(m)
- b' : $e > \frac{1}{6} b$ 경우의 저면반력의 작용폭(m)
- M_w : 연직합력에 의한 A점 주위의 모멘트 (kN·m/m)
- M_h : 수평합력에 의한 A점 주위의 모멘트 (kN·m/m)



도참(1-19) 저판 반력

③ 정수압

설계구조에 의하여 케이슨저판에 작용하는 정수압으로 한다.

④ 양압력

제체 또는 벽체에 파력이 작용하는 경우에는 양압력을 고려한다. 양압력의 계산에는 제2편 제5장 파력을 참조할 것

⑤ 속채움재 중량

속채움재의 단위체적중량은 사용하는 재료를 시험에 의하여 구한 값을 사용하는 것이 일반적이다.

⑥ 덮개 콘크리트 중량

덮개 콘크리트 중량은 부력이 작용하지 않는 대기중량으로 한다. 이 단위체적중량은 무근 콘크리트의 경우 22.6kN/m^3 으로 계산하여도 된다.

⑦ 저판중량

저판중량은 부력이 작용하지 않는 대기중량으로 한다. 이 단위체적중량은 24.0kN/m^3 로 계산해도 된다.

⑧ 재하하중

저판에 작용하는 재하하중으로는 케이슨상의 토피중량, 적재하중 등을 고려한다. 단, 케이슨위에 현장타설 콘크리트가 있어 케이슨내부에 재하하중의 영향이 미치지 않는다고 생각되는 경우에는 재하하중은 고려하지 않는다.

(2) 확대기초

① 확대기초에 작용하는 설계하중은 도참(1-20)에 나타난 바와 같은 하중분포를 참고할 것

② 저면반력

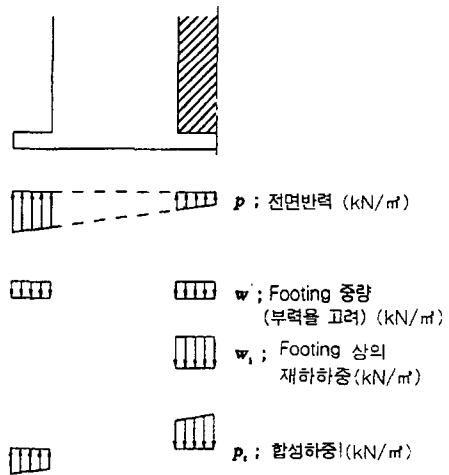
확대기초부에 작용하는 저면반력은 식(참1-6) 또는 식(참1-7)로 산출한 확대기초부의 값을 사용한다.

③ 확대기초 중량

확대기초의 중량에는 부력을 고려한 수중 중량을 사용한다. 또한 확대기초의 대기중 단위체적 중량은 24.0kN/m^3 를 적용하면 된다.

④ 재하하중

확대기초상에 작용하는 재하하중으로는 설계수위 이하의 부력을 고려한 방파제등의 소파블록중량, 안벽 육지측의 토피중량, 적재하중 등을 고려한다.



도참(1-20) 확대기초에 작용하는 설계하중

[3] 격벽(隔壁) 및 기타

(1) 격 벽

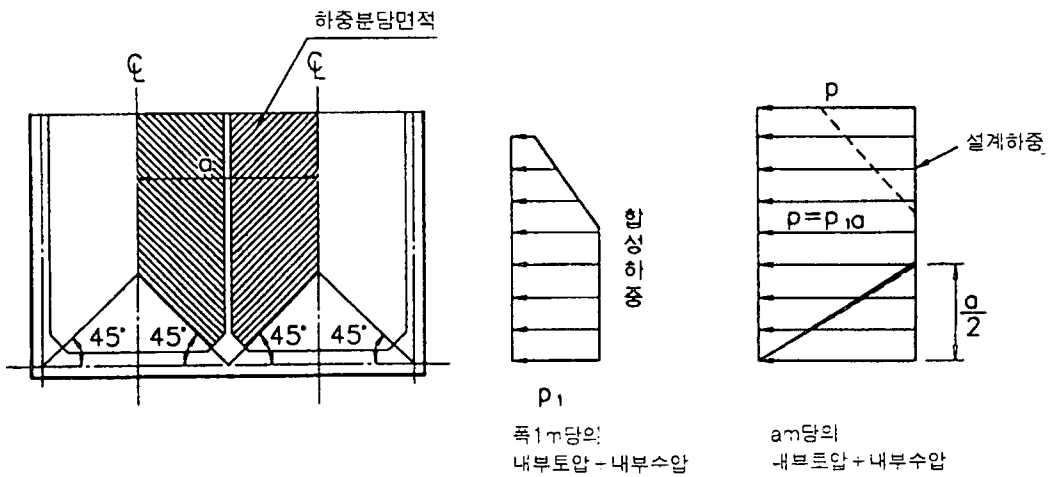
① 외벽이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토에서 외벽에 작용하는 속채움 토압 및 내부수압을 고려하고 이들이 격벽과 외벽의 접합부에 작용하는 것으로 한다.

② 저판이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할때 하중으로는 저판에 작용하는 속채움 중량, 재하중, 저판중량, 덮개 콘크리트 중량, 저면반력, 양압력 및 정수압을 고려하며 이들의 격벽과 저판의 접합부에 작용하는 것으로 한다.

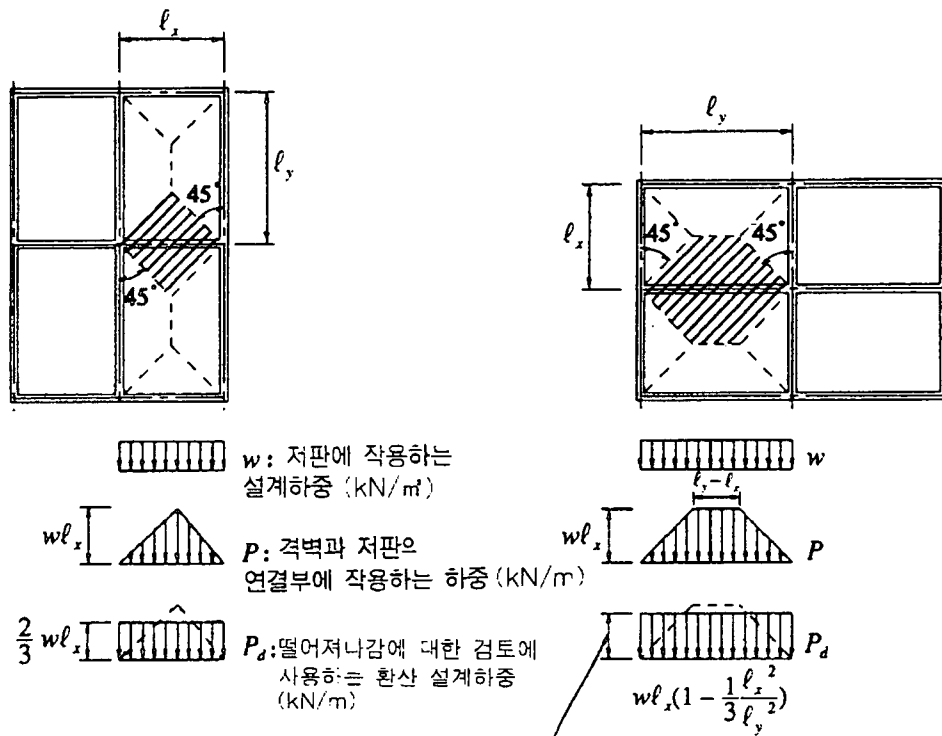
(2) 지반 지지력의 불균형에 의한 하중이 작용할 우려가 있는 경우에는 이에 대한 검토를 행한다.

[참고]

- (1) 외벽이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중으로는 도참(1-21)에 나타난 바와 같은 하중분포를 참고할 것.
- (2) 저판의 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중은 도참(1-22)에 나타난 바와 같은 하중분포를 참고할 것.
- (3) 격 벽
하중분담 구분은 통상의 보를 갖는 상판의 하중분담 구분에 따른다.



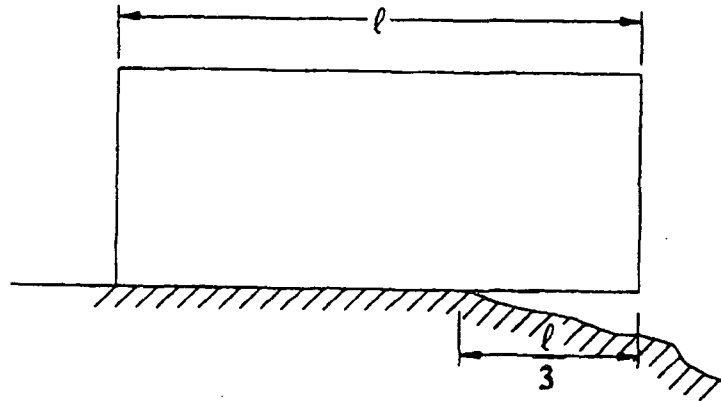
도참(1-21) 외벽의 격벽으로부터의 떨어져 나가는 것에 대한 검토시의 설계하중



도참(1-22) 저판의 격벽으로부터의 떨어져 나가는 것에 대한 검토시의 설계하중

(4) 지반지지력의 불균형에 의한 하중이 작용할 경우의 검토

이 경우에는 케이슨의 길이 또는 폭의 1/3을 캔틸레버로 보고 케이슨 자체의 보의 일체성에 대하여 검토한다.(도참(1-23) 참조)



도참(1-23) 지반지지력의 불균등에 의한 하중이 작용하는 경우의 검토

지반지지력의 불균등에 의한 하중상태는 여러 가지 경우를 생각할 수 있다.

지반지지력이 불균등한 경우에 있어서의 케이슨의 응력해석이 시도되고 있으나 아직 설계법이 확립되어 있지 않으므로 여기서는 관용적 설계법을 참고로 보여준다.

1-5 부재의 설계

[참고]

부재의 설계법은 3변 고정 1변 자유판 및 4변 고정판으로서 본편 1-5-5 판의 휨 모멘트 계산표에 의하여 계산하는 방법이 일반적이거나 하중조건 등에 따라서는 F.E.M으로 해석하는 방법이 있다.

1-5-1 외벽

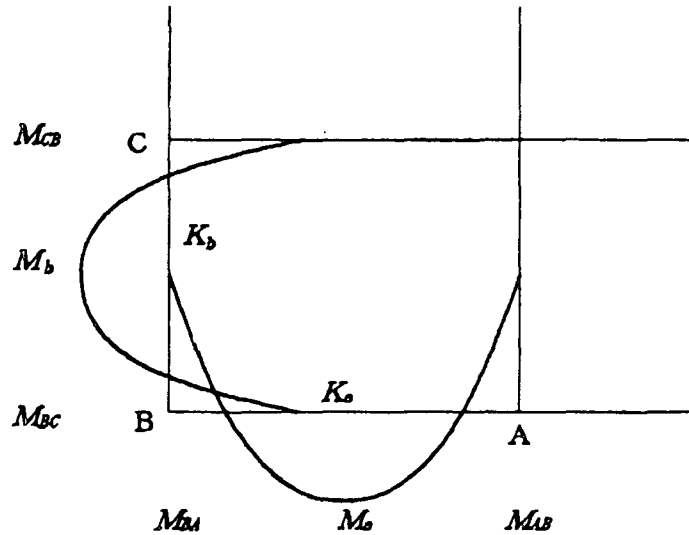
[참고]

- (1) 외벽의 설계는 3변 고정 1변 자유판으로 계산한다.
- (2) 길이의 비가 1 : 5 이상의 외벽에 대해서는 1 : 5의 판의 값을 사용할 수 있다.
- (3) 외벽과 저판간의 불균형 모멘트는 분배하지 않고 그대로의 값을 사용할 수 있다.
- (4) 계산에 사용하는 지간은 격벽간의 중심 간격으로 한다.
- (5) 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 한다.
 - 외측 7cm
 - 내측 5cm
- (6) 외벽간에 고정부로 본 개소에 생기는 불균형 모멘트가 현저하게 큰 경우에는 외벽단부는 판의 강비의 비

올로 휨 모멘트를 분배하고 다시 지간 모멘트에 대하여도 분배한 모멘트의 0.5배를 더하여 보정하여야 한다. 또한, 내부의 지점 및 제 1경간 이외에 대하여는 불균형 모멘트분배의 영향이 적으므로 특별히 분배할 필요가 없다.(도참(1-24) 참조)

(7) 외벽간에 생긴 불균형 모멘트의 분배에

외벽의 휨 모멘트를 도참(1-24)과 같은 경우 분배후의 모멘트는 식(참1-9)과 같이 된다.



도참(1-24) 불균형 모멘트의 분배

$$\left. \begin{aligned}
 M'_{BA} &= M_{BA} - (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\
 M'_{BC} &= M_{BC} - (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\
 M'_a &= M_a - \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\
 M'_b &= M_b + \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\
 M'_{AB} &= M_{AB} \\
 M'_{CB} &= M_{CB}
 \end{aligned} \right\} \text{(참1-9)}$$

여기서,

$M'_{AB}, M'_{BA}, M'_{BC}, M'_{CB}, M'_a, M'_b$: 불균형 모멘트 분배후의 휨 모멘트

$M_{AB}, M_{BA}, M_{BC}, M_{CB}, M_a, M_b$: 불균형 모멘트 분배전의 휨 모멘트

K_a, K_b : 외벽의 剛度

단, 모멘트는 (+)(-)의 부호를 갖고 있다.

1-5-2 격 벽

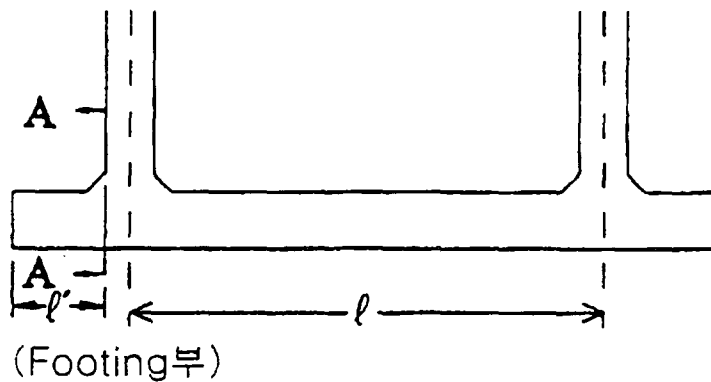
[참고]

- (1) 거치시에는 3변 고정 1변 자유판으로 계산한다.
- (2) 거치후에는 외벽 및 저판의 부재들출에 대하여 인장하중에 관한 극한한계상태에 대한 안전성을 확인한다.
- (3) 계산시의 지간은 격벽의 중심간격으로 한다.
- (4) 주철근의 덮개는 원칙적으로 5cm이상으로 한다.

1-5-3 저 판

[참고]

- (1) 외벽, 격벽으로 둘러싸인 부분은 4변 고정판으로 계산한다.
- (2) 주철근 덮개는 원칙적으로 다음 값이상으로 한다.
 외측 7cm
 내측 5cm
- (3) 확대기초부는 캔틸레버로 계산한다.
- (4) 4변 고정부의 계산에 쓰이는 지간은 중심간격으로 한다.(도참(1-25) 참조)



도참(1-25) 底版의 設計의 사용하는 Span

- (5) 확대기초부의 휨에 관한 계산시 캔틸레버는 외벽전면을 기준으로 한다.(도참(1-25) A-A 단면 참조) 전단에 대하여는 벽 전면으로부터 벽 전면에서 부재고의 1/2만큼 떨어진 지점에서의 단면으로 한다. 벽 전면에서 부재고의 산정은 헌치 부분의 1 : 3보다 평평한 부분을 유효하다고 본다.
- (6) 확대기초의 설계에서 속채움 토압 및 지반반력을 받는 경우의 A-A 단면(도참(1-25) 참조)의 응력의 해석은 어려우나 외벽, 격벽 및 저판으로 둘러싸인 케이스 본체는 라멘 구조로 되어 있으므로 케이스 본체를 강체로 보아서 확대기초에 걸리는 모멘트의 영향은 본체부에는 미치지 않는 것으로 한다. 따라서 확대기초는 캔틸레버로서의 지지조건이 확실하므로 확대기초부의 계산하는 단면은 외부전면으로 하였다. 단, 저판반력이 크고 확대기초의 높이가 높은 경우에는 본체부의 보강의 검토가 필요하다.

1-5-4 기 타

[참 고]

(1) 케이슨을 이동시키기 위하여 잭 등으로 들어 올리는 경우 또는, 거치 후의 부동침하등에 대하여는 케이슨 전체를 보로 보고 검토한다. 이 경우 다음의 방법 중 하나를 써서 검토할 수 있다.

- ① 철근을 고려한 유효환산 단면적을 기본으로 하며 철근 콘크리트의 응력을 검토하는 방법
 - ② 콘크리트도 인장하중을 받는 것으로 하여 검토하는 방법
- 또한, 저판에 대하여는 편칭전단에 대하여 검토할 것.

(2) (1), ①의 방법

유효환산 단면의 중립축의 위치 및 중립축에 대한 유효환산단면의 단면 2차 모멘트를 도식적으로 구하여 균등질 재료의 보, 휨 응력계산에 사용하는 식(참1-10)에 의하여 검토한다.

$$\sigma = \frac{M}{I}y \quad (\text{참1-10})$$

여기서,

σ : 휨 응력(N/mm²)

M : 휨 모멘트(N·mm)

I : 중립축에 대한 유효환산 단면의 단면 2차 모멘트(mm⁴)

y : 중립축으로부터의 거리(mm)

1-5-5 판의 휨모멘트(휨 모멘트) 계산표

[참 고]

판의 휨 모멘트 계산수표에 대하여는 권말 2를 참조할 것

1-6 크레인(Crane)을 사용하여 진수하는 경우의 리프팅(Lifting)부의 설계

Lifting Bar에 작용하는 하중은 케이슨의 중량, 저면에 작용하는 부착력등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

Lifting Bar의 인장항복강도 및 전단항복강도와 콘크리트의 부착강도의 특성치에 대하여는 콘크리트 표준시방서 설계편을 참조할 것.

1-6-1 보통 강봉(Round Bar)을 사용하는 경우

[참 고]

(1) 크레인을 사용하여 진수하는 경우의 Lifting부의 설계에 사용하는 안전계수는 특기하는 것을 제외하고 1.0으로 한다.

(2) Lifting Bar에 작용하는 하중

- ① Lifting Frame을 사용하여 진수하는 경우의 Lifting부의 설계에 사용하는 하중은 식(참1-11)에 의하여 구한다.

$$P = \frac{(W + W' + F)}{N} k \quad (\text{참1-11})$$

여기서,

P : Lifting Bar 1본당에 작용하는 하중(kN/본)

W : 케이슨의 중량(kN)

W' : 케이슨 1함당의 부가중량(kN)

F : 케이슨 1함당 저면부착력(kN)

k : 불균등계수

N : 케이슨 1함당 Lifting Bar의 본수

단, W, W', F은 식(참1-12)~식(참1-14)에 의하여 구한다.

$$W = 24V \quad (\text{참1-12})$$

$$W' = 0.05W \quad (\text{참1-13})$$

$$F = 3.0A \quad (\text{참1-14})$$

여기서,

V : 케이슨 콘크리트의 설계체적(m³)

A : 케이슨의 저면적(m²)

- ② Lifting Frame을 사용하는 경우의 Lifting Bar에 작용하는 하중의 계산은 현재 일반적으로 사용되고 있는 방법을 채용하였다. 실물 케이슨 Lifting시의 하중측정 결과에 의하면 불균등 계수, 케이슨의 부가중량, 저면 부착력등 개개의 값에는 문제가 있어도 전체로서는 거의 타당한 값이 실측되고 있으므로 식(참1-11)에 의하여 하중을 산정한다.

- ③ 불균등계수 k는 1.8을 표준으로 한다. 실물 케이슨의 Lifting시의 하중측정 결과에 의하면 3,300kN형(8점 lifting), 9,800kN형(16점 lifting)의 케이슨에서 최대 불균등계수가 각기 1.24, 1.56으로서 전체의 평균은 1.36이었다.

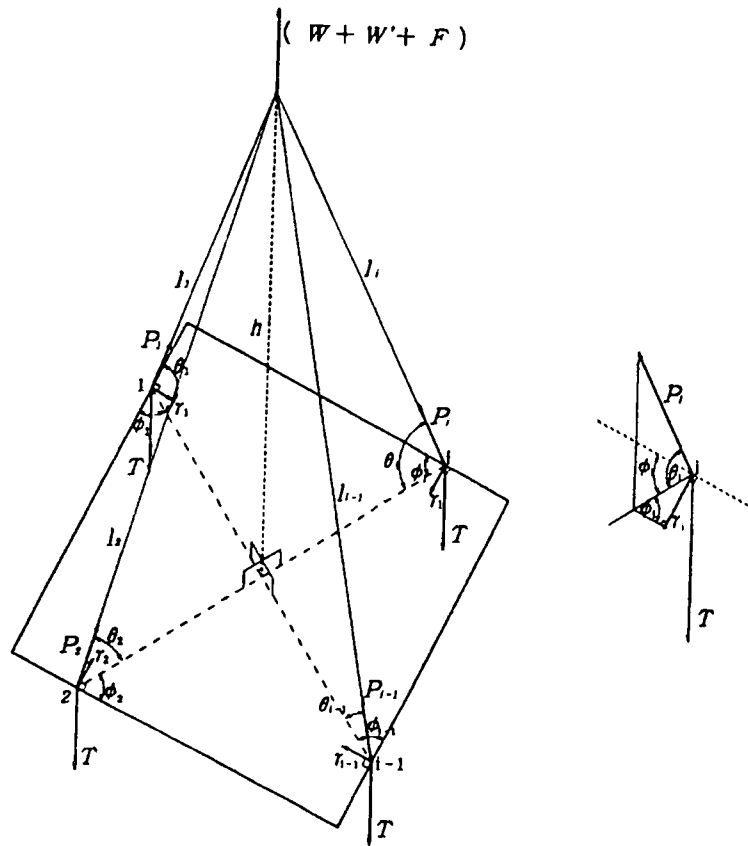
또한, 채용치 1.8은 이것을 초과할 확률이 0.3%정도인 경우의 값이다. Lifting 개소수가 적은 경우에는 큰 값을 나타내므로 Lifting시험 등에 따라 판단하고 감소시킬 수가 있다. 또한, 이 문제에 관하여는 본 편 2-5 Lifting부의 설계를 참조할 것.

- ④ Direct Lifting의 Lifting Bar에 작용하는 하중은 식(참1-15)~식(참1-17)에 따라 구한다.(도참(1-26) 참조) Lifting Bar의 응력 계산에 사용하는 하중

$$P_i = \frac{(W + W' + F)}{N \sin \theta_i} k \quad (\text{참1-15})$$

Lifting Bar의 매입장 계산에 사용하는 하중

$$T = \frac{(W + W' + F)}{N} k \quad (\text{참1-16})$$



도참(1-26) Direct Lifting의 경우 Lifting Bar에 작용하는 하중

외벽두부의 전단파괴의 검토에 사용하는 하중

$$r_i = P_i \cos \theta_i \sin \phi_i$$

(참1-17)

여기서,

- P_i : i번째의 Lifting Bar에 작용하는 하중(kN/본)
- W : 케이슨의 설계중량
- W' : 케이슨 1합당의 부가중량(kN)
- F : 케이슨 1합당의 저면부착력(kN)
- k : 불균등계수, $k=1.8$ 을 표준으로 한다.
- N : 케이슨 1합당의 Lifting Bar의 본수(본)
- ϕ_i : i번째의 로프와 케이슨 상면이 이루는 각도($^\circ$)
- T : Lifting Bar 1본당에 작용하는 연직하중(kN/본)
- r_i : Lifting Bar에 작용하는 외벽 직각방향력(kN)
- θ_i : i번째의 로프의 케이슨 상면에 투영한 선과 외벽이 이루는 각도($^\circ$)

(3) Lifting Bar의 직경 및 매입길이

① Lifting Frame을 사용하는 경우의 Lifting Bar의 직경 및 매입길이는 식(참1-18), 식(참1-19)에 의하여 구한다.

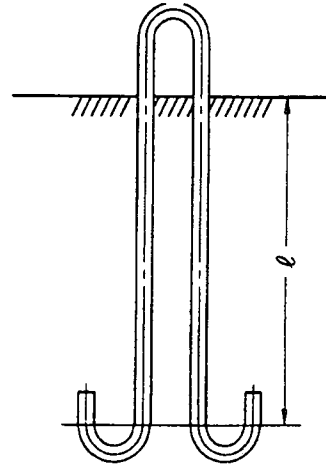
가. Lifting Bar의 직경

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{yd}/\gamma_b}} \quad \text{(참1-18)}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{vyd}/\gamma_b}} \quad \left. \vphantom{D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{yd}/\gamma_b}}} \right\}$$

여기서,

- f_{yd} : Lifting Bar의 인장항복강도(N/mm²)
- f_{vyd} : Lifting Bar의 전단항복강도(N/mm²)
- γ_b : 부재계수(=1.2)
- P : Lifting Bar 1본당 작용하는 하중(N)
- D : Lifting Bar의 직경(mm)



나. Lifting Bar의 매입길이

Lifting Bar의 매입길이는 식(참1-19)에 의해구한다.
(도참(1-27) 참조)

$$l \geq \frac{P}{2\pi D f_{bod} m \alpha} \quad \text{(참1-19)} \quad \text{도참(1-27) Lifting Bar의 매입길이}$$

여기서,

- l : Lifting Bar의 매입길이(mm)
- f_{bod} : 케이스를 Lifting할 때의 콘크리트의 부착강도(N/mm²)
- m : Hook 효과(=1.5)
- α : 보통 Round Bar에 의한 부착 강도를 고려한 계수(=1.1)

- ② 케이스의 Lifting Bar의 실물대파괴실험에 의하면 케이스벽에는 파괴하중에 달할 때까지 여러 가지의 균열의 발생이 확인되었다. 그러나 설계하중의 범위에서는 충분히 안전하다는 것이 판명되었으므로 케이스벽의 파괴에 대한 검토는 생략한다.
- ③ Lifting Bar에 작용하는 하중은 Lifting Bar의 직선부와 콘크리트와의 부착력 및 Hook 정착효과에 의하여 하중이 전달된다. 또, 실험결과로부터 Hook시점의 하중의 3배가 Lifting Bar에 작용하는 하중이 되며 이는 거의 설계하중과 일치한다. 또한 설계하중은 최종적 파괴 하중의 40~60% 정도의 하중이었다. 또, 실험결과에 의하면 파괴하중은 Lifting Bar와 콘크리트와의 부착에 의하는 것이 아니라 Hook부근 콘크리트의 인장강도에 의하여 지배되고 있었다. 이와 같은 극한 파괴의 메카니즘과 파괴하중의 결과로부터 Hook효과로서 하중의 1/3을 분담한다고 해도 충분히 안전이 확보된다고 판단하였다.
- ④ 케이스의 Lifting시의 부착강도에 관한 실험결과에 의하면 압축강도가 24.0N/mm² 최대 부착강도는 11일 강도가 1.2~1.4N/mm²이었다.
- ⑤ Lifting Bar의 강도는 실험결과에 의하면 인장력외에 휨 모멘트와 전단력의 영향이 크고 상당히 적은 하중에서 항복점에 달하고 있으나 Lifting Bar는 일시적으로 사용하는 것이며 또, 설계하중의 범위에서는

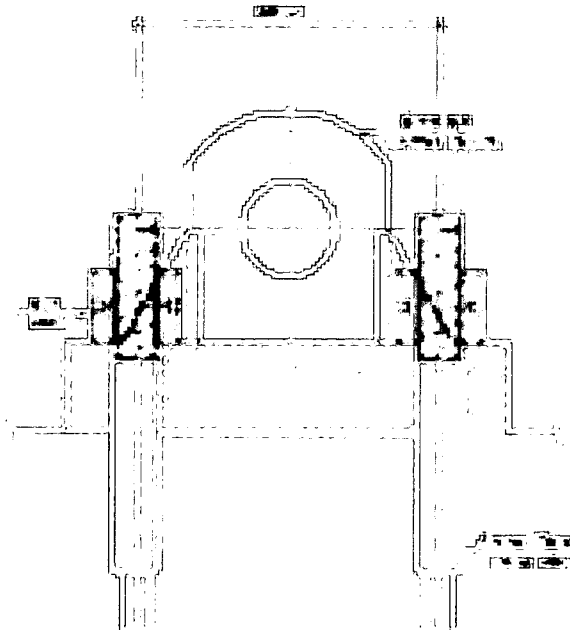
Lifting Bar 파괴의 원인이 되지 않는다는 것이 판명되었으므로 f_{yd} , f_{vyd} 의 계산에 의하여 Lifting Bar의 직경을 구하기로 하였다.

(4) 타이케이블(Tie Cable)로 달아 올림부를 설계하는 경우

대형 케이슨의 경우 달아 올림 철근으로는 철근 굵기가 한정되어 있어 큰 하중을 달아올리기 위하여는 개수가 많이 소요되므로 고강도의 PC강재를 이용한 타이케이블로 달아올림부를 설계할 수 있다.

① 들고리의 구성

들고리는 도참(1-28)과 같이 2본의 케이블을 1개조로 하여 도참(1-27)의 달아올림철근과 같은 기능을 할 수 있다. 이때 케이블간의 간격은 적절히 떨어져 케이블에 수직되게 연결하여 사용한다.(그림의 경우 $\phi 12.7 \times 7EA$, 2본이 42cm 간격으로 배치되어 있음.)



도참(1-28) 들고리장치(Lifting Device) 설명도

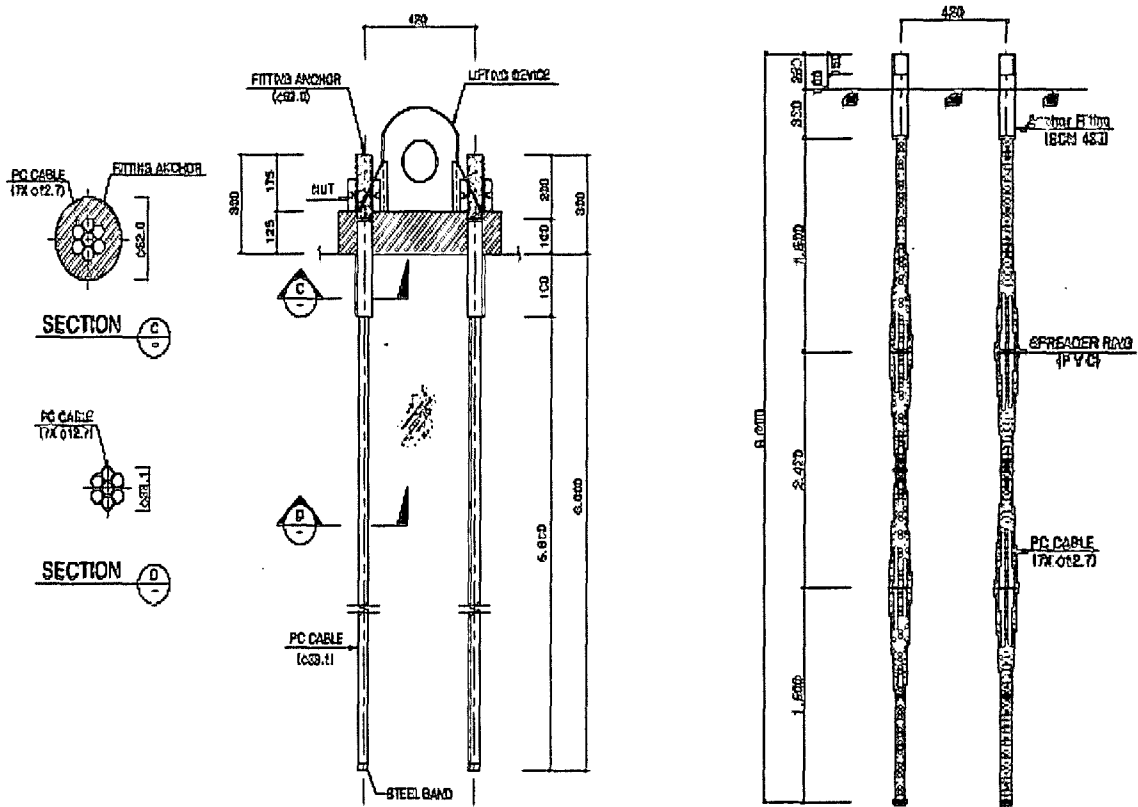
② 타이케이블에 작용하는 荷重

荷重의 산출은 달아올림철근에 작용하는 荷重산출과 동일하며 타이케이블 2본이 달아올림철근의 한 개의 고리에 작용하는 荷重을 분담하게 된다.

③ 타이케이블의 규격 및 埋入長

타이케이블은 인장강도가 높은 PC 스트랜드를 이용하는데 예로서 스트랜드 $\phi 12.7 \times 7$ (직경 12.7mm 스트랜드 7본을 한 묶음으로 한 케이블)을 이용할 수 있으며 이때 한 케이블의 許容引張力(Pa)은 이 케이블의 引張強度(Pu)의 60%를 취할 수 있어 $Pa=0.6Pu$ 로 표시된다.

$\phi 12.7 \times 7$ 의 引張強度를 126ton이라 하면 케이블당 $Pa=0.6 \times 126=75.6\text{ton}$ 이다. 들고리는 2본의 케이블로 구성되므로 한 개의 들고리당 $P=151.2\text{ton}$ 이 된다.



(a) 직케이블 사용시

(b) 스프레더링(Spreader Ring) 사용시

도참(1-29) 타이케이블의 매입부 설명도(F130L, φ 12.7×7EA)

$$\text{타이케이블의 매입장}(l, \text{cm}) \text{은 } l \geq \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot D \cdot \tau_{oa}}$$

여기서,

P : 들고리 1본당 작용 荷重(kg)

D : 케이블의 공칭 직경(cm)

τ_{oa} : 허용 부착 應力度(kg/cm²)

타이케이블은 도참(1-29)와 같이 직케이블을 사용하기도 하나 스프레더링(Spreader Ring)을 사용시에는 정착효과가 증대한다.

이상의 검토에서 규격 및 매입장계산에 허용인장응력 및 허용부착응력은 단기하중이므로 각각 50%의 할증을 고려할 수 있다.

- (5) 실물 케이스의 Lifting시의 하중측정 결과에 의하면 팽창과 케이스 내부의 유수로 인하여 케이스 중량은 설계치보다 약간 크고, 저면부착력은 약간 작기 때문에 전체로는 실측한 하중과 설계치는 거의 일치하고 있었다.

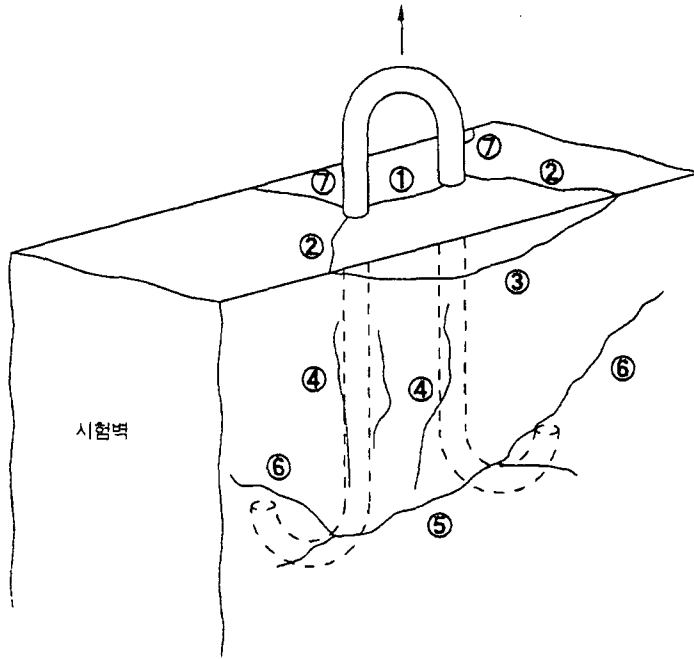
① 케이스의 팽창량

케이스의 단위체적중량을 24.0kN/m³로 보고 다시 케이스내의 유수를 고려한 경우 케이스의 팽창량은 3,300kN형에서 평균 4.5%, 9,800kN형에서 평균 5.8%, 표준편차 2.2%이며 전체로는 평균 5.5%, 표준편차 2.1%였다.

② 저면부착력

케이슨저면에 모래를 깔고 다시 노반지를 부설한 상태에서 저면부착력은 0~1.2kN/m²이며 평균 450N/m², 표준편차 470N/m²이었다.

(6) 실험에 의한 케이슨벽의 파괴상황은 도참(1-30)에 나타낸 바와 같고 도중의 번호는 Crack발생의 순서를 나타낸다. 균열발생하중 및 최대하중의 실험결과를 표참(1-9)에 나타낸다.



도참(1-30) Crack 개념도

표참(1-9) 균열발생하중 및 최대하중

Lifting Bar의 종류		재하방법	콘크리트 양생일수 (일)	①균열 발생하중 (kN)	④균열 발생하중 (kN)	⑤균열 발생하중 (kN)	최대하중 (kN)	최종파괴 상태
Hook	직선부(m)							
있음	2.0	수직	10	590	880	1,700	경사진 균열⑥	
있음	2.0	수직	12	780	1,500	1,800		
있음	1.5	수직	12	690	1,800	1,600		
있음	1.0	수직	12	590	980	980		
있음	2.0	수평	10	59	-	-	Lifting Bar의 항복 및 콘크리트의 상부결손	
있음	2.0	수평	10	49	-	-		
있음	2.0	수평	10	39	-	-		

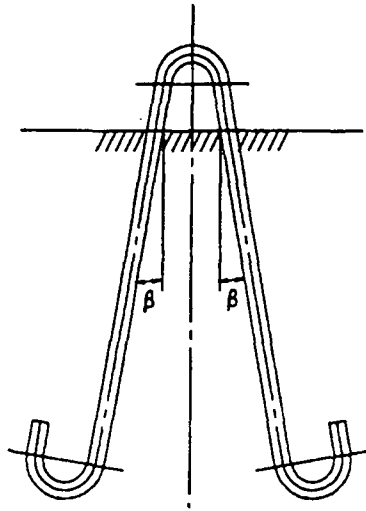
주) 1) 시험벽의 두께는 40cm, 배근은 횡방향 15cm, 종방향 30cm

2) 콘크리트의 압축강도 특성치는 24N/mm²

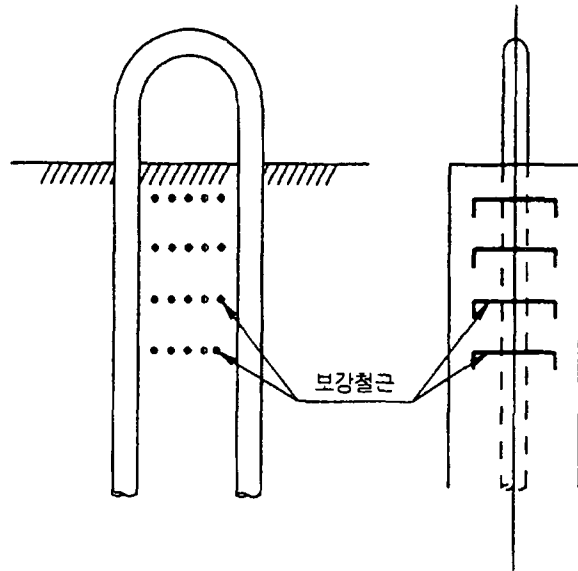
3) Lifting Bar의 재질은 SS400, 직경은 75mm

4) 표중의 ①, ④, ⑤, ⑥은 도참(1-28) 참조

(7) Lifting Frame을 사용한 경우 도참(1-30)의 ① 균열을 방지하기 위하여는 도참(1-31)에 나타난 바와 같이 구조상 발생하는 수평력을 감하는 Lifting Bar형상으로 하는 방법, 및 도참(1-32)에 나타난 바와 같이 Lifting Bar사이를 보강근으로 보강하여 Crack의 성장을 억제하는 방법을 취하면 ① 균열의 발생하중은 880~980kN으로 되어 효과가 있다.



도참(1-31) Lifting Bar의 형상



도참(1-32) Lifting Bar간의 보강방법

(8) Direct Lifting의 경우의 Lifting Bar의 직경, 埋込길이 등의 결정은 다음 ①~④의 검토에 의하여 구할 수 있다.

① Lifting Bar의 직경

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{yd} / \gamma_b}} \quad (\text{참1-20})$$

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{vyd} / \gamma_b}} \quad \left. \vphantom{D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi f_{yd} / \gamma_b}}} \right\}$$

여기서, P는 Direct Lifting Wire방향의 Lifting Bar 1본당에 작용하는 하중(N)을 취하고 기타는 Lifting Frame을 사용하는 경우에 준한다.

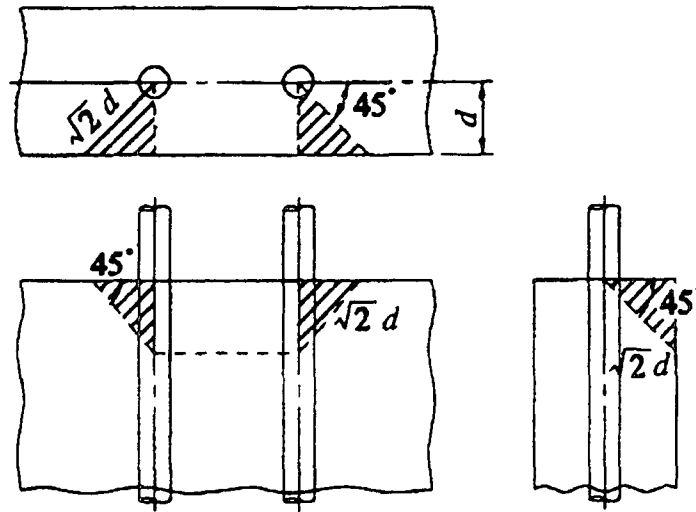
② 매입길이

$$l \geq \frac{T}{2\pi D f_{bod} m\alpha} \quad (\text{참1-21})$$

여기서, T는 Lifting Bar 1본당의 연직방향 하중(N)을 취하고 기타는 Lifting Frame을 사용하는 경우에 준한다.

③ Direct Lifting의 경우 외벽 두부의 전단파괴의 검토

외벽 두부의 파괴는 도참(1-33)에 나타난 모양이 된다고 하고 외벽 두부의 전단파괴에 대한 안전성을 검토한다. 검토에 있어서는 설계전단내력 Vcd가 Lifting Bar 1본당에 작용하는 벽직각방향의 설계수평 하중을 상회하는 것을 확인하였다.



도참(1-33) 외벽의 파괴상황

설계전단내력 V_{cd} 는, 식(참1-22)에 의하여 계산하면 된다.

$$V_{cd} = f_{vcd} A_{\tau} / \gamma_b \quad (\text{참1-22})$$

여기서,

$$f_{vcd} : f_{vcd} = 0.20 \beta_d \beta_p \beta_r \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d : \beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad \text{단, } \beta_d > 1.5 \text{인 경우에는 } 1.5$$

$$\beta_p : \beta_p = \sqrt[3]{100p} \quad \text{단, } \beta_p > 1.5 \text{인 경우에는 } 1.5$$

$$\beta_r : \beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 \frac{u}{d})$$

d : Lifting Bar 중심으로부터 전단력이 작용하는 방향의 벽면까지의 거리(mm)

$$p : p = A_s / (bd)$$

A_s : 철근량 (mm^2)

b : 폭 (mm)

u : 재하면의 주장, $u = \phi + d$ 로 하면된다.

ϕ : Lifting Bar의 직경(mm)

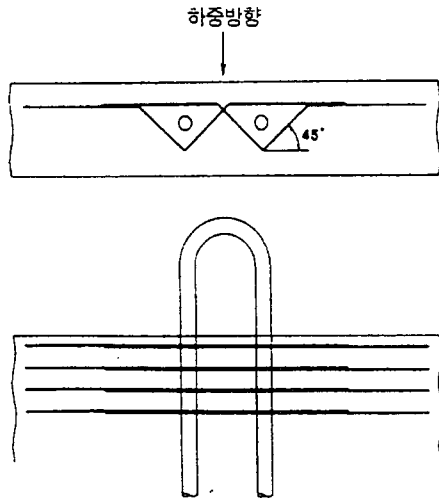
f'_{cd} : 콘크리트의 설계압축강도(N/mm^2)

γ_b : 부재계수, 일반적으로 1.3으로 보된다.

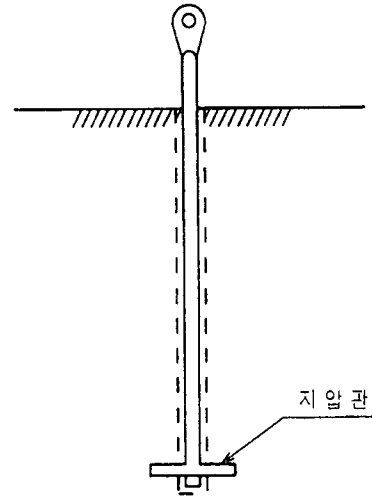
$$A_{\tau} : \text{전단저항면적} (\text{mm}^2), \quad A_{\tau} = \sqrt{3}/4 \times (\sqrt{2}d)^2 \times 2$$

④ 보강철근의 검토

식(참1-22)에 의한 설계전단내력이 설계수평하중에 못 미치는 경우에는 외벽두부의 철근량을 증가시키거나 또는 도참(1-34)과 같은 보강방법에 의하여 필요한 전단내력을 확보한다.



도참(1-34) 외벽두부의 보강방법



도참(1-35) 개량 Lifting Bar의 형상(Nut형)

Lifting Bar가 水平力을 받는 경우 실험결과에 의하면 케이슨벽의 상면으로부터 Lifting Bar의 직경의 3~4배 밑으로 내려간 범위까지 Lifting Bar에 휨 Strain이 생기므로 보강철근도 이 범위에 2~3단 배근한다.

(8) 현재 사용되고 있는 도참(1-27)와 같은 Lifting Bar는 케이슨 Lifting시(약 15분)에만 필요한 것임에도 불구하고 철거가 불가능하여 비경제적이라 생각되므로 Lifting후 철거가 가능한 구조의 것이 고안되어 있다.

Nut형(도참(1-35) 참조) 및 비녀형 고정방법 등 부착력에 의하지 않는 Lifting Bar(개량 Lifting Bar)의 인장실험에 의하면 시험벽의 두께 40cm, 콘크리트 압축강도 24N/mm², Lifting Bar 재질 SV70, 직경 80mm 및 70mm, 콘크리트 양생일 수 10~11일, Lifting Bar 매입길이 2m의 조건하에서 균열발생 하중은 780~1,200kN, 최대 하중은 2,200~2,800kN이며 시험 후 철거가능하고 충분히 사용가능하다는 결과를 얻고 있다.

1-6-2 이형 강봉을 사용하는 경우

[참고]

근년 케이슨 등의 Lifting Bar에 고장력 이형강봉(異形鋼棒)을 사용하는 경우가 있다. 이런 경우에는 다음과 같은 방법에 의하여 Lifting Bar의 계산을 행한다. 설계에 사용하는 안전계수는 특기한 경우를 제외하고 1.0으로 봐도 좋다.

(1) Lifting Bar에 작용하는 荷重

Lifting Frame을 사용하는 경우에 Lifting Bar에 작용하는 荷重은 식(참1-11)에 의하여 구한다.

(2) Lifting Bar의 직경 및 埋込길이

① Lifting Bar의 직경, 埋込길이 및 Lifting Bar길이

Lifting Bar의 직경 및 埋込길이는 식(참1-23), 식(참1-24)에 의하여 구하고 Lifting Bar 길이는 식(1.6.15)에 의하여 구한다.

가. Lifting Bar의 직경

$$D \geq \sqrt{\frac{4P}{\pi f_{yd} / \gamma_b}} \quad (\text{참1-23})$$

여기서,

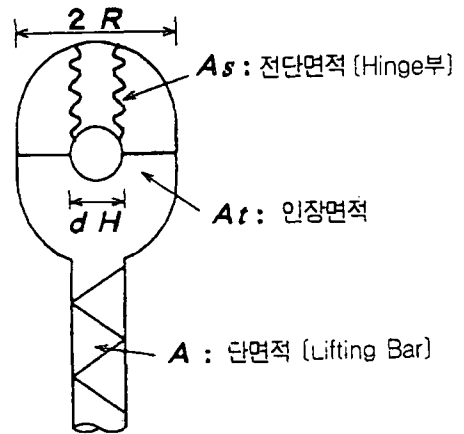
- D : Lifting Bar의 직경
- f_{yd} : Lifting Bar의 인장항복강도(N/mm²)
- γ_b : 부재係數(=1.1)
- P : Lifting Bar 1본당에 作用하는 荷重치(N)

② Lifting Bar의 매입길이

Lifting Bar의 매입길이는 식(참1-24)에 따라 구한다.(도참(1-36) 참조)

$$L_0 = \ell_1 + \ell_2 \quad (\text{참1-24})$$

$$\ell_1 \geq \frac{P}{\pi D f_{bod} \alpha}$$



도참(1-36) Lifting Bar의 형상

여기서,

- ℓ_1 : Lifting Bar의 부착길이(mm)
- ℓ_2 : Unbond부의 길이 $\geq 6D$ (mm)
콘크리트 표층부의 박리방지 및 균열방지를 위하여 Vinyl Tube등으로 피복한 부분
- f_{bod} : 케이슨 Lifting시에 콘크리트의 부착강도(N/mm²)
- α : 이형봉강에 의한 부착강도를 고려한 係數(=0.9)

③ Lifting Bar의 길이

$$L = L_0 + \ell_3 \quad (\text{참1-25})$$

여기서,

- L : Lifting Bar의 길이
- ℓ_3 : 돌출된 부분 길이(2D~20cm)

돌출부 길이 ℓ_3 는 Ring부에 Lifting Device의 연결작업은 쉽게 하기 위하여 20cm정도로 하는 것이 바람직하다.

(3) Lifting Bar 및 Hinge부의 인장·전단강도의 검토

① Lifting Bar의 인장강도의 검토

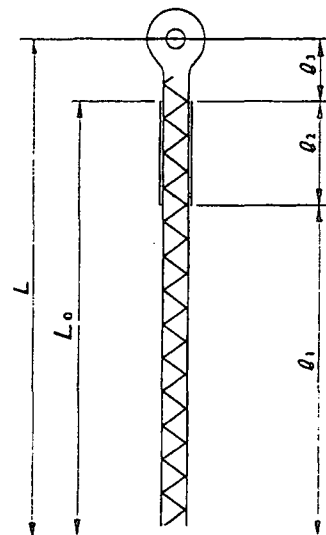
Lifting Bar에 작용하는 荷重과 인장항복 강도의 검토는 식(참1-26)으로 행한다.

(도참(1-37) 참조)

$$f_{yd} / \gamma_b \geq \frac{P}{A} \quad (\text{참1-26})$$

여기서,

- f_{yd} : 인장항복강도(N/mm²)
- P : Lifting Bar 1본당 작용荷重(N)
- A : 단면적(mm²)
- γ_b : 部材係數(=1.1)



도참(1-37) Lifting Bar의 매입길이

② Hinge부의 검토

Lifting Bar의 Hinge부에서의 인장항복강도 및 전단강도의 검토를 식(참1-27), 식(참1-28)에 따라 행한다.
(도참(1-38) 참조)

가. 인장강도에 대한 검토

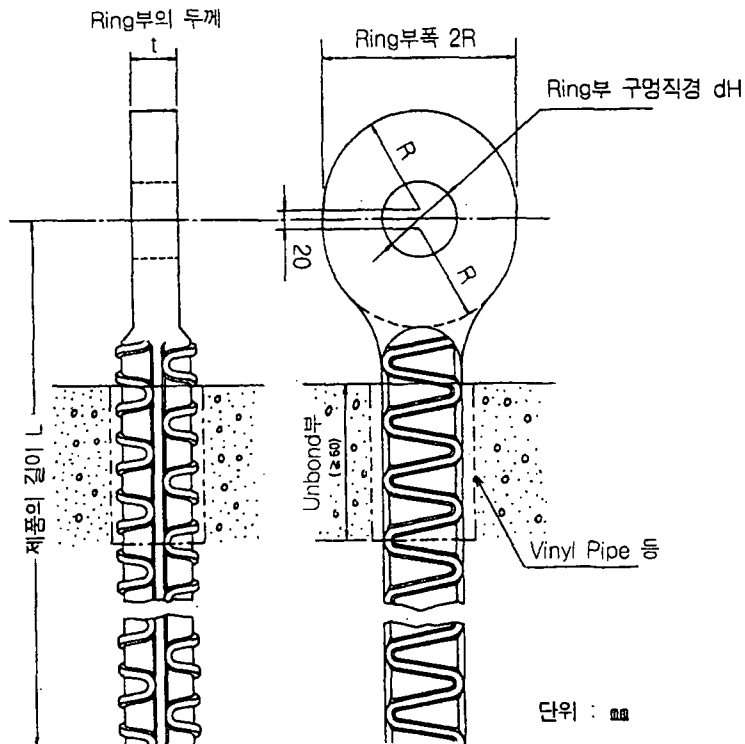
$$\frac{P}{(2R - dH) \times t} \leq f_{yd} / \gamma_b \quad (\text{참1-27})$$

나. 전단강도에 대한 검토

$$\frac{P}{\left\{ 10 + \sqrt{R^2 - \left(\frac{dH}{2}\right)^2} \right\} \times t \times 2} \leq f_{vyd} / \gamma_b \quad (\text{참1-28})$$

여기서,

- P : Lifting Bar 1본당에 작용하는 荷重(N)
- R : Ring부 半徑(mm)
- dH : Ring부 구멍직경(mm)
- t : Ring부 두께(mm)
- f_{yd} : 인장항복강도(N/mm²)
- f_{vyd} : 전단항복강도(N/mm²)
- γ_b : 部材係數(=1.1)



도참(1-38) Lifting Bar 상세도

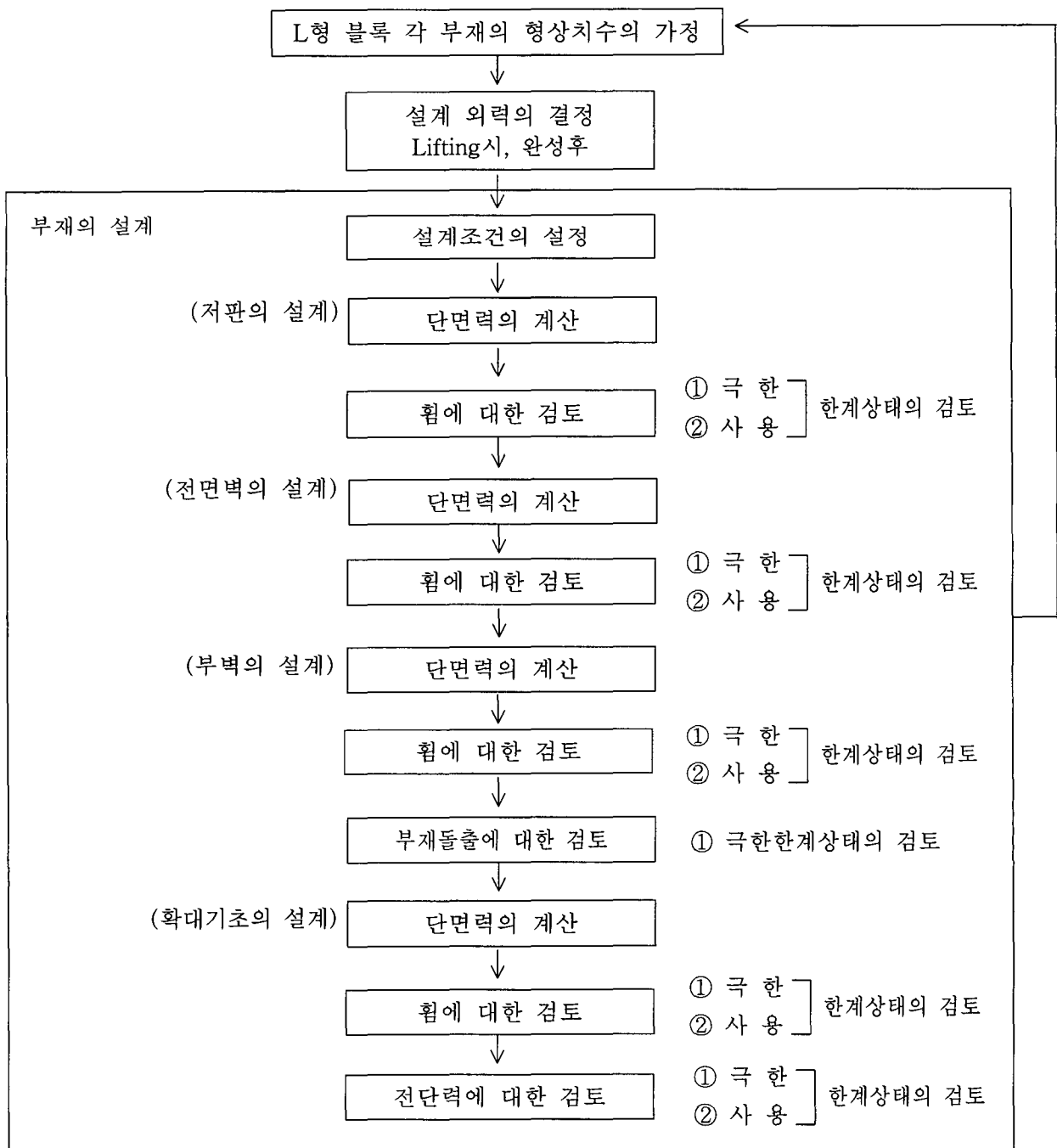
제 2 장 L형 블록

2-1 일반

- (1) 본장의 규정은 통상의 L형 블록의 설계에 적용한다.
 (2) 설계는 한계상태 설계법에 따르는 것을 표준으로 한다.

[참고]

(1) L형 블록설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



도참(2-1) L형 블록의 설계순서

(2) 각 한계상태의 해석방법에 대하여는 제3편 3-2 한계상태 설계법에 의한 설계기준을 참조하여 적용한다.

2-2 제원의 결정

L형 블록의 각 부재의 형상치수는 다음 사항을 고려하여 결정한다.

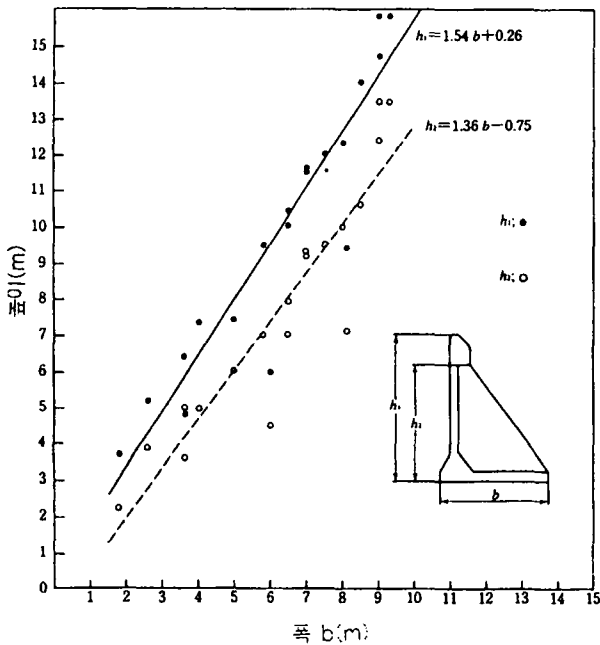
- (1) L형 블록을 제작하는 시설의 능력
- (2) 기중기의 Lifting Capacity
- (3) 벽체로서 전면의 수심
- (4) 조위차
- (5) 상부공 시공높이

[해설]

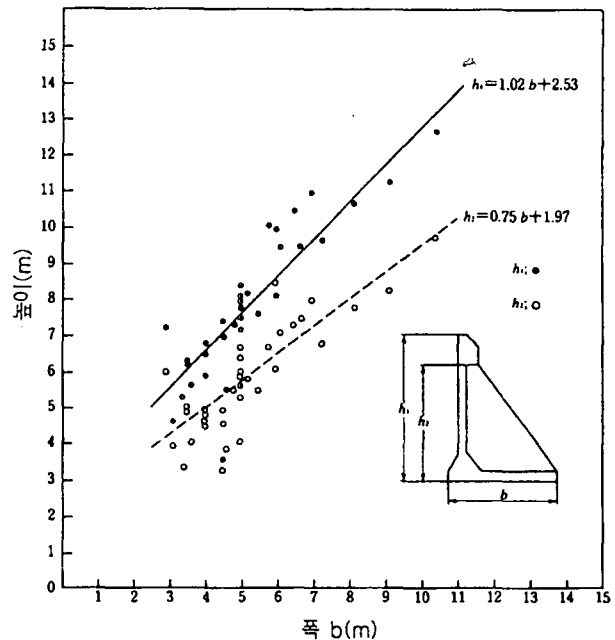
L형 블록의 벽체고는 L형 블록이 벽체가 된 경우의 전면수심과 조차를 고려하여 상부공의 시공이 용이하도록 결정한다.

[참고]

도참(2-2)는 시공 예로부터 L형 블록폭에 대한 블록높이와 벽높이의 관계를 나타낸 것으로, 설계진도 0.05와 0.10의 경우이다. 설계진도가 증대되면 높이에 비하여 폭이 크게 된다.



(a) 設計震度 $k_h=0.05$



(b) 設計震度 $k_h=0.10$

도참(2-2) L형 블록의 폭과 높이와의 관계

2-3 부재에 작용하는 하중

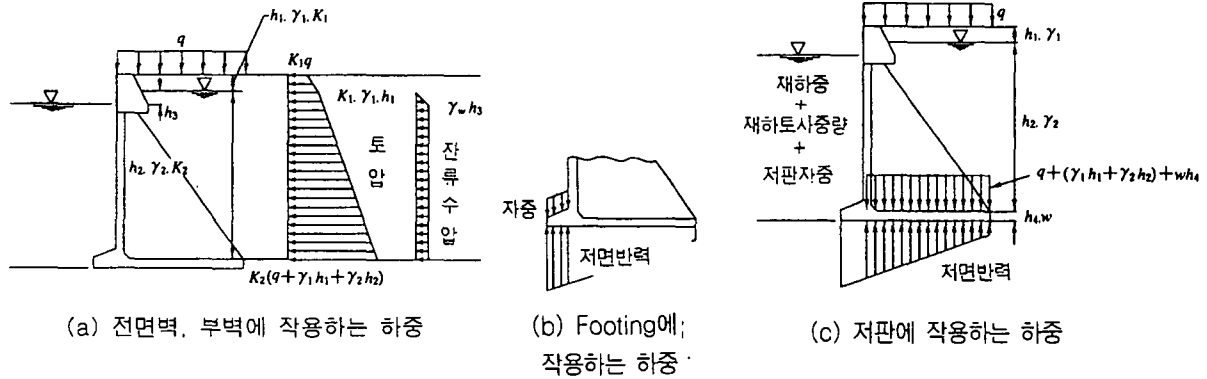
2-3-1 일 반

L형 블록에 작용하중으로는 다음의 것을 고려한다.

- (1) 전면벽체
 - ① 재하하중 및 뒷채움사석 또는 토사에 의한 토압
 - ② 잔류수압
- (2) 확대기초
 - ① 저면반력
 - ② 확대기초의 자중
- (3) 저 판
 - ① 재하하중
 - ② 재하(뒷채움) 토사중량
 - ③ 저판자중
 - ④ 저면반력
- (4) 부 벽
 - ① 전면벽체의 지지부로서의 반력
 - ② 저판의 지지부로서의 반력
 - ③ 부벽 배면에 작용하는 토압, 잔류수압
또, 시공시 작용하는 하중으로서 다음 하중을 고려한다.
 - ④ Lifting 하중
 - ⑤ 거치시의 하중

[참 고]

- (1) 荷重의 組合과 荷重係數는 본편 1-4-1 荷重의 조합 및 荷重係數에 準한다.
- (2) L형 블록의 각 부재에 작용하는 荷重은 도참(2-3)과 같다.
- (3) L형 블록의 각 부재에 작용하는 토압의 계산은 제2편 11-6 토압과 수압을 참조한다.
- (4) 저면 반력의 계산은 본편 1-4-6 완성후의 외력을 참조한다.
- (5) L형 블록제작의 콘크리트 타설법에는 종타공법(縱打工法)과 횡타공법(橫打工法)이 있으나 횡타공법의 경우에는 거치공사까지 블록을 일으켜 세우는 작업이 따르므로 설계에서는 이때의 하중에 대하여 검토할 필요가 있다.



여기서,

- q : 상재하중(kN/m²)
- γ_1 : 잔류수위면상의 흙의 단위체적중량(kN/m³)
- γ_2 : 잔류수위면하의 흙의 단위체적중량(kN/m³)
- γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/m³)
- h_1 : 잔류수위면상의 흙의 토층두께(m)
- h_2 : 잔류수위면하의 흙의 토층두께(m)
- h_3 : 조차(m)
- h_4 : 저판두께(m)
- K_1 : 잔류수위면상의 흙의 토압계수
- K_2 : 잔류수위면하의 흙의 토압계수
- w : 저판자중(kN/m²)

도참(2-3) L형 블록에 작용하는 하중

2-3-2 부재에 작용하는 토압

부재에 작용하는 토압으로는 벽체의 안정계산에 사용한 토압을 사용한다.

[해설]

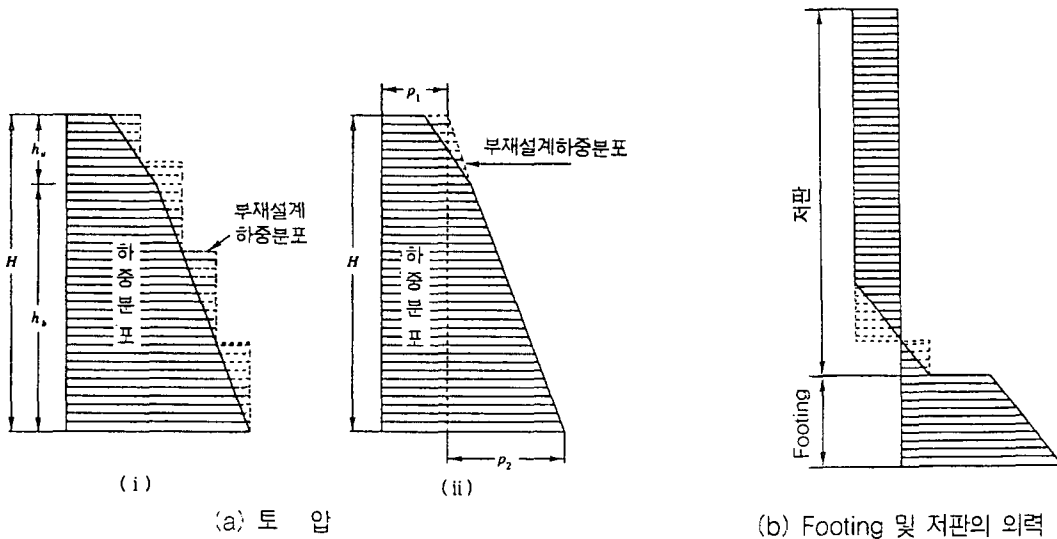
L형 블록은 벽체에 미소변위를 일으켜도 저판이 있기 때문에 전면벽과 뒷채움재간에 상대적 변위가 생기기 어렵고 따라서 벽면마찰각은 0°로 볼 수 있으며 오히려 정지토압에 가까운 토압이 작용한다는 생각도 있다. 또, 뒷채움을 한 경우에는 뒷채움재와 배후매립토사의 내부마찰각이 다른 경우도 있으나 L형 벽체에 작용하는 외력의 현장측정 결과와 종래의 설계에서의 실적을 고려하여 부재에 작용하는 토압으로는 벽체의 안정 계산에 사용한 토압을 사용하도록 하였다.

2-3-3 하중의 분할방법

L형 블록에 작용하는 하중은 계산의 편의상 이를 적당히 분할할 수가 있다. 하중을 분할하는 경우에는 부재설계상의 안전성을 고려한다.

[참고]

L형 블록에 작용하는 하중은 일반적으로 등분포로 되지는 않는다. 이대로는 부재설계상 불편하므로 이를 적당히 분할하여 등분포 하중으로 해도 좋다. 이 경우에도 부재강도상으로 약점이 생기지 않도록 해야 한다. 하중분할의 일예를 도참(2-4)에 보여준다.



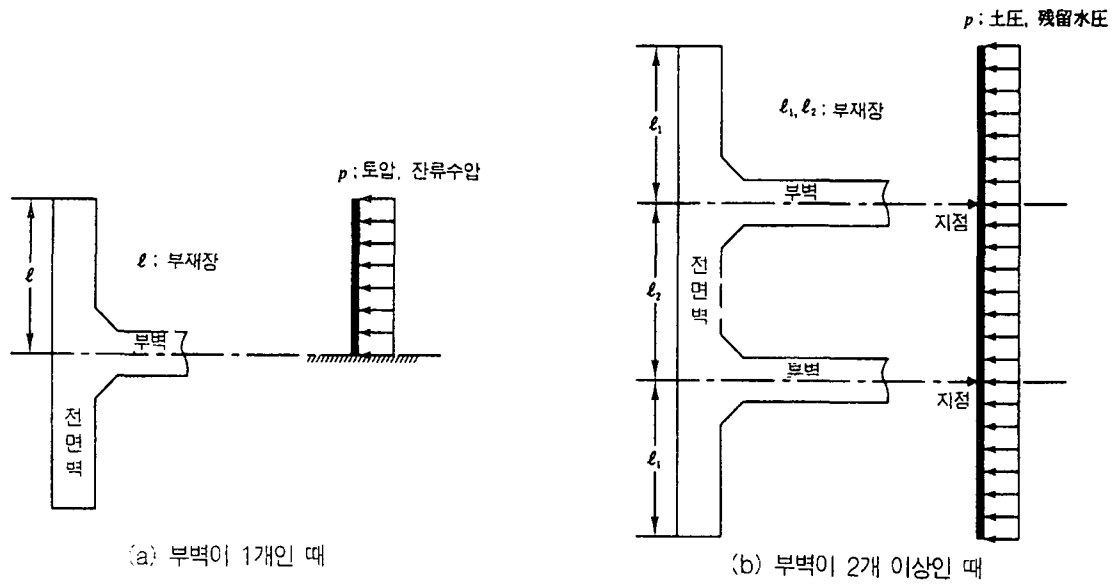
도참(2-4) 하중분할의 방법

2-4 부재의 설계

2-4-1 일반

[참고]

- (1) 전면벽은 원칙적으로 부벽에 의하여 지지된 판으로 설계한다. 부벽이 하나인 경우에는 부벽부에서 지지된 캔틸레버판, 2개인 경우에는 연속판으로 설계하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 전면벽의 부재길이는 부벽 중심으로부터의 거리로 한다.
- (3) 전면벽 배후로부터의 하중은 원칙적으로 부재 전 길이에 작용하는 것으로 한다.
- (4) 전면벽의 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 한다.
바다측 7cm, 육지측 5cm
- (5) 전면벽의 부재길이 및 하중은 도참(2-5)와 같이 하면 된다.



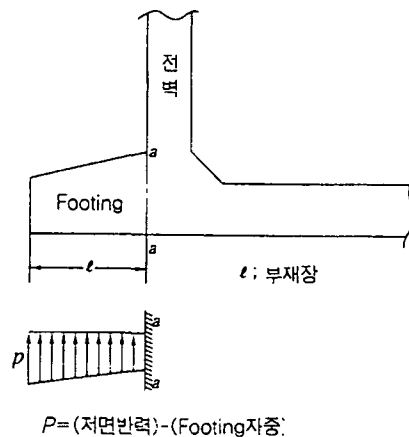
도참(2-5) 전면벽의 부재장 및 하중

(6) 전면벽은 부벽에 의하여 지지되는 외에 구조상 저판에 의하여도 지지되어 있다. 이 때문에 전면벽은 2번 또는 3번에 지지된 판으로 봐도 좋지만 일반적으로 높은 L형 블록에서는 저판에 지지된 부분의 영향이 적고 저판 연결부의 배근이 복잡해지는 것을 배려하여 원칙적으로 캔틸레버판 또는 연속판으로 설계한다. 따라서 2번 또는 3번 지지판으로 본 쪽이 설계상 유리한 경우에는 본문에 따르지 않아도 된다.

2-4-2 후팅(확대기초)

[참고]

- (1) 확대기초는 전면벽의 위치에 의하여 지지된 캔틸레버와 판으로 설계한다.
- (2) 확대기초의 부재길이는 본편 1-5-3 저판에 준한다.
- (3) 확대기초의 주근의 덮개는 원칙적으로 7cm이상으로 한다.
- (4) 확대기초의 부재길이 및 하중은 도참(2-6)와 같이 하면 된다.



도참(2-6) 확대기초의 부재길이 및 하중

2-4-3 저 판

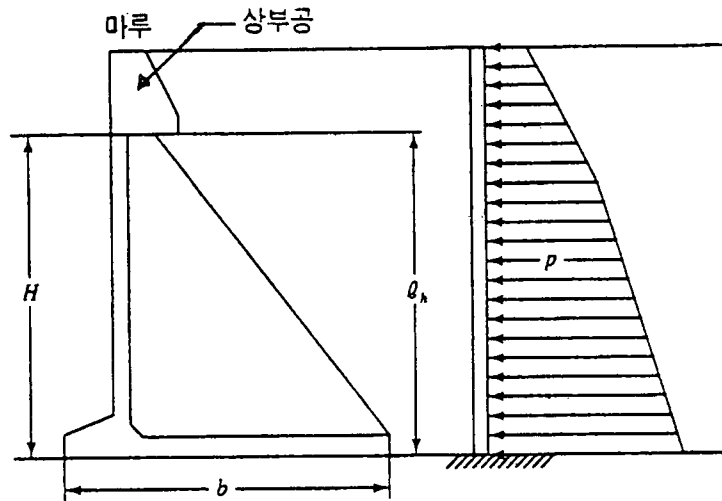
[참고]

- (1) 저판은 원칙적으로 부벽부에 의하여 지지된 판으로 설계한다. 부벽이 한 개인 경우는 부벽부에 지지된 캔틸레버판, 2개 이상의 경우는 연속판으로 설계하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 저판의 부재장은 부벽 중심으로부터의 거리로 한다.
- (3) 저판 상면으로부터의 하중은 원칙적으로 부재 전길이에 작용한다고 본다.
- (4) 저판의 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 부벽에 의하여 지지되는 외에 전면벽부에 의하여도 지지되어 있는 구조로 생각할 수가 있다. 이 때문에 저판은 2변 또는 3변 지지판으로 설계할 수 있으나 본편 2-4-1 일반 [참고] (6)에 기술한 이유와 같이 원칙적으로 캔틸레버판 또는 연속판으로 설계한다. 따라서 2변 또는 3변 지지판으로 생각하는 편이 설계상 유리한 경우에는 (1)에 따르지 않아도 된다.
- (6) 저판에 작용하는 하중 중에 저면반력은 전 부재 길이에 대하여 작용하나 뒷채움에 의하여 전달되는 저판 상면으로부터의 하중은 저판의 순경간(Net Span)에 대하여 작용한다. 그러나 이렇게 계산하는 것은 번잡하고 또 부재설계상 큰 영향이 없으므로 원칙적으로 이것도 전 부재 길이에 대하여 작용시킨다.

2-4-4 부 벽

[참고]

- (1) 부벽은 저판 및 전면벽으로부터의 반력에 대하여 설계한다.
- (2) 부벽은 전면벽과 일체가 된 T형 보로 설계한다.
- (3) 부벽은 전면벽으로부터의 반력에 대하여 저판부에서 지지된 캔틸레버 보로 설계한다.
- (4) 부벽의 설계는 저판에 평행인 단면에 대하여 한다.
- (5) 부벽, 전면벽 및 저판은 튼튼히 연결하는 것으로 하고 이를 위하여 철근은 전단력에 대하여 Stirrup과는 별도로 소요량을 계산한다.
- (6) 부벽의 주철근의 덮개는 5cm이상으로 한다.
- (7) 전면벽과 저판의 설계를 본장에 따라서 하는 경우에는 부벽 배후로부터의 하중은 고려할 필요가 없다.
- (8) 부벽의 부재장은 도참(2-7)에 나타낸 바와 같이 저판을 포함하는 전체높이를 취한다. 단, 작용하는 하중은 상부구조를 포함한 것까지 고려한다.
- (9) 부벽을 T-보로 보고 단면을 산정함에 있어서는 중립축의 위치가 전면벽과 부벽 중 어느 쪽에 있는지 주의하여 시행하여야 한다.



여기서,

- p : 토압강도와 잔류수압의 합
- l_h : 부벽의 부재장
- b : 블록 폭
- H : 블록 높이

도참(2-7) 부벽의 부재 길이 및 하중

2-5 리프팅(Lifting)부의 설계

Lifting부의 설계는 본편 1-6 Crane을 사용하여 진수하는 경우의 Lifting부의 설계에 준한다.

[참고]

- (1) 불균등계수는 1.2를 표준으로 하되 최대 1.5로 한다.
- (2) 본편 1-6 Crane을 사용하여 진수하는 경우의 Lifting부의 설계에 나타난 불균등계수 1.8은 다점 Lifting의 경우이다.
Lifting Point가 적은 경우에는 이보다 적은 값을 취할 수가 있다. Lifting Point가 적은 경우의 실측치는 없으나 5점 Lifting이상에서는 1.8, 4점 Lifting이상에서는 1.33, 3점 Lifting과 2점 Lifting에서는 1.2정도 보면 된다. 전항(1)은 L형 블록의 경우 3점 Lifting이 많으므로 1.2를 표준으로 하고 3본중 1본에 전혀 힘이 걸리지 않는 경우의 1.5를 상한으로 생각한 것이다.
- (3) Lifting부에 작용하는 荷重은 블록중량, 저면부착력, 선체동요 등으로 인한 충격력을 고려하면 된다.
이들 중 저면부착력과 충격력은 동시에 작용하지 않는다고 봐도 된다. 대형 케이슨과 같은 경우에는 기중기선도 대형이고 정온한 때에 Lifting 하는 일이 많으므로 충격력을 고려하지 않지만 다소 파가 있을 때 Lifting하는 경우나 소형 L형 블록이나 기타 소형 블록등을 소형 기중기선으로 Lifting하는 경우에는 선체동요도 크므로 충격력을 고려할 필요가 있다. 기중기선에 의한 경우의 충격력은 블록 중량의 20%정도를 보면 된다.

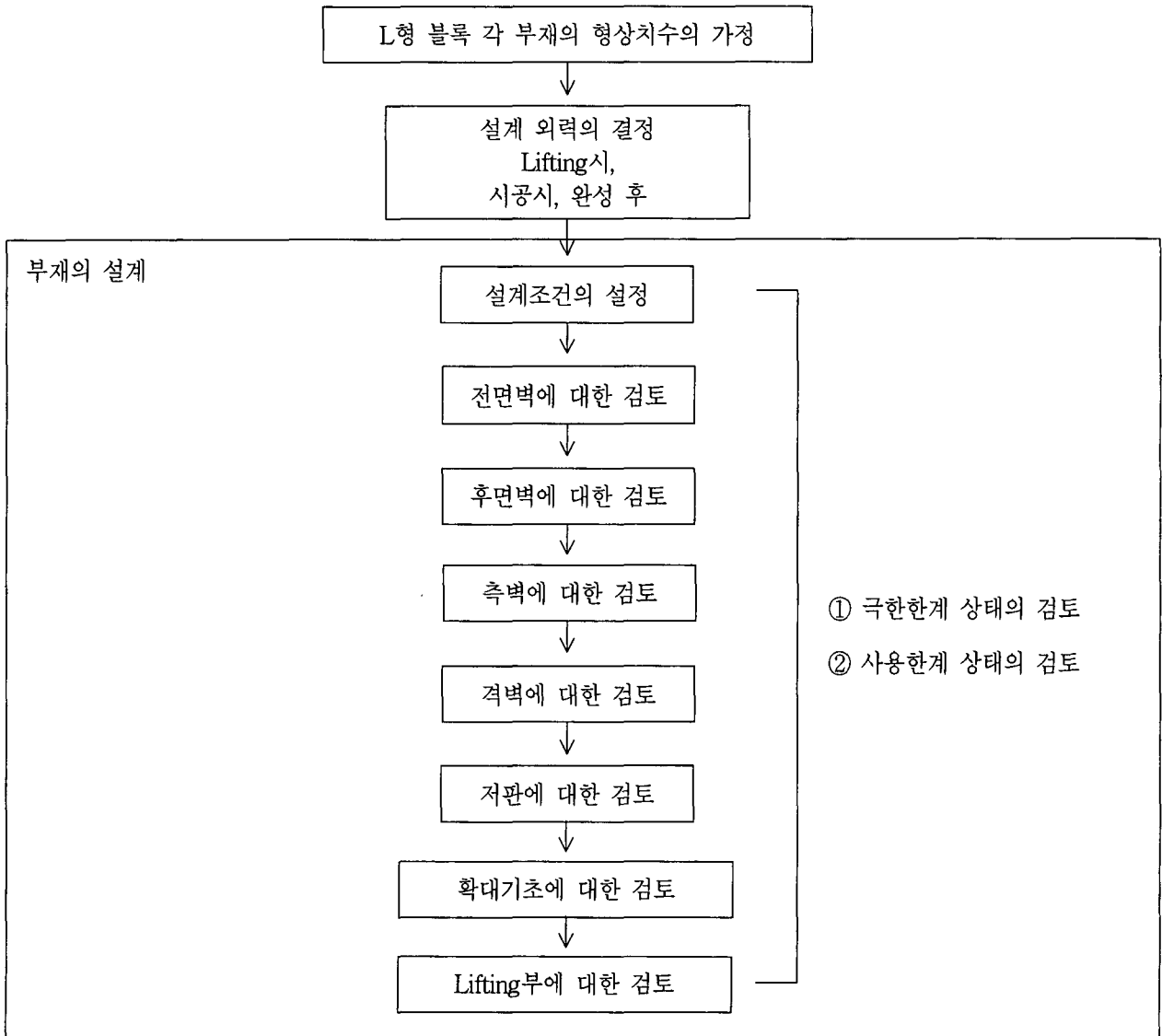
제 3 장 셀블록(Cellular Block)

3-1 일반

- (1) 본장의 규정은 통상의 셀 블록의 설계에 적용한다.
- (2) 설계는 한계상태 설계법에 의하는 것을 표준으로 한다.

[참고]

- (1) 한계상태 설계법에 의한 셀 블록의 표준적 설계수순은 일반적으로 다음의 순서로 하는 것이 좋다.
 - (2) 셀 블록에는 여러 가지 형태가 있으므로 개개의 부재설계에 있어서는 형태에 따라서 본편 제1장 케이스, 제2장 L형 블록을 참조하여 결정한다.
- 또한, 셀 블록을 방파제, 방파호안 등 파력이 작용하는 부재로서 사용하는 경우에는 별도로 피로 한계상태에 대하여 검토한다.



도참(3-1) 셀 블록의 설계순서

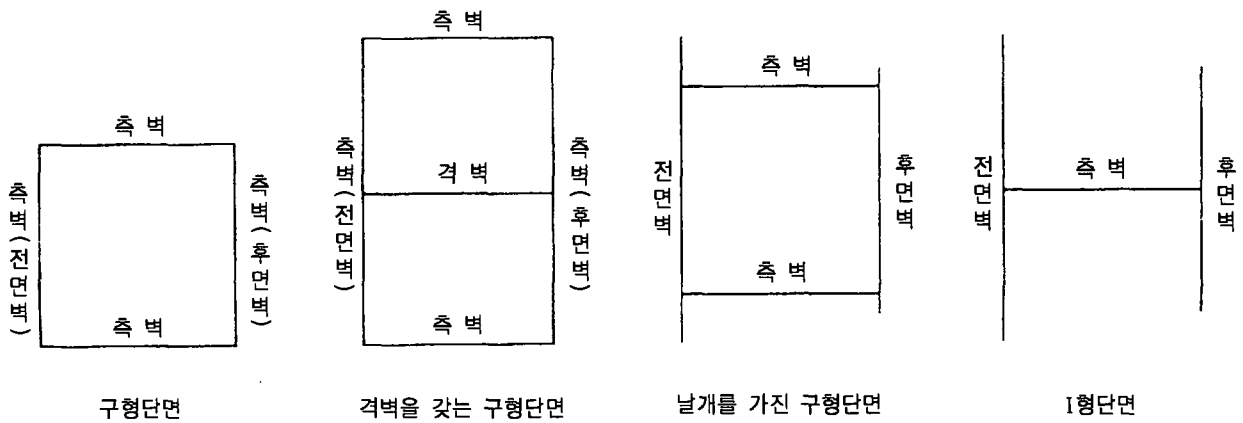
3-2 제원의 결정

3-2-1 셀블록(Celluar Block)의 단면형상

셀 블록의 형상은 일반적으로 측벽 등으로 구성된 저판이 없는 블록을 말하며 단체 또는 복수의 블록을 쌓아 올려서 벽체를 이루는 기능을 가진다. 또한, 특수한 형태로서 저판이 있는 것도 있다. 실제 설계에 있어서는 블록의 형상의 특징을 충분히 파악하여 적절한 설계법을 채용할 필요가 있다.

[참고]

Cellular 블록의 단면형상은 여러 가지가 있으나 비교적 사용예가 많은 블록의 단면형상은 도참(3-2)와 같다.



도참(3-2) 셀 블록의 단면형상에(모식도)

3-2-2 제원의 결정

셀 블록의 각 부재의 형상치수는 다음사항을 고려하여 설계한다.

- (1) 셀 블록을 제작하는 시설의 능력
- (2) 기중기의 Lifting Capacity
- (3) 벽체의 전면수심
- (4) 조위차
- (5) 상부공 시공높이
- (6) 다단 쌓기의 경우 블록 상호의 일체화

3-3 부재에 작용하는 하중

3-3-1 일반

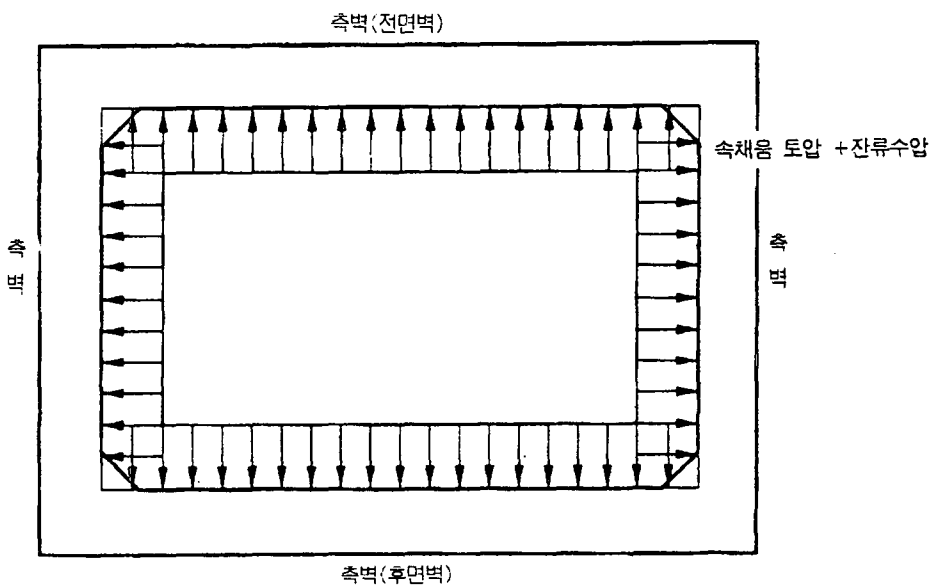
셀 블록에 작용하는 하중은 다음 것을 고려한다.

- (1) 속채움 토압
- (2) 잔류수압
- (3) 블록자중
- (4) 상부구조의 중량
- (5) 재하하중
- (6) 저면반력
- (7) 시공시하중
- (8) 파력

단, 속채움토압, 시공시 하중에 대하여는 상시 및 시공시에 대한 안전성을 확인하는 것을 표준으로 한다.

[참고]

- (1) 후면벽에는 뒷채움토압, 잔류수압 등이 외측으로부터 작용하나 속채움 토압과 상쇄되므로 일반적인 경우 이런 하중에 대하여는 검토하지 않아도 된다.
- (2) 셀 블록에 작용하는 속채움 토압, 잔류수압은 도참(3-3)과 같이 고려한다. 벽체로서 뒷채움이 있는 경우에는 뒷채움 공사 종료 후 주동토압, 잔류수압 등에 의하여 측벽과 후벽의 속채움에 의한 응력은 상당히 경감되지만 시공 도중에 속채움이 선행되는 경우가 많으므로 부재의 설계는 이 상태에서 행하면 된다.



도참(3-3) 셀 블록에 작용하는 하중

- (3) 파력은 일반적으로 고려하지 않지만 특히 강한 충격과압이 작용하는 경우에는 이를 고려한다.
- (4) 시공시의 하중에 대하여는 L형 블록과 공통되는 부분이 많으므로 본편 제2장 L형 블록을 참조할 것.
- (5) 설계에서 고려하는 일반적인 하중의 조합 및 각 하중의 특성치에 곱할 하중계수는 본편 1-4-1 하중의 조합 및 하중계수에 준한다.

3-3-2 속채움 토압과 잔류수압

(1) 전면벽, 후면벽 및 측벽
 전면벽, 후면벽 및 측벽에 작용하는 외력은 속채움 토압과 잔류수압을 고려한다.
 단, Cellular 블록 내부에 대하여 재하영향을 주지 않을 정도의 현장타설 콘크리트가 셀 블록상에 있는 경우에는 현장타설 콘크리트위에 있는 하중은 재하하중으로 보지 않는다.

(2) 격벽
 격벽은 속채움 토압 및 잔류수압에 의하여 측벽이 안전하도록 검토한다.

[참고]

- (1) 전면벽, 후면벽 및 측벽

① 속채움 토압

가. 토압계수는 0.6으로 한다. 단, 속채움이 블록 또는 콘크리트인 경우에는 속채움 토압을 고려하지 않는다.
 나. 토압은 벽의 마루로부터 벽의 안쪽 b_1 의 높이만큼은 증가하나 그 이하에서는 증가하지 않는다고 본다.
 다. 다단쌓기 셀 블록의 토압은 도참(3-4)에 나타난 바와 같다. 단, 상단 블록보다 하단 블록의 벽내폭이 작은 경우(격벽으로 나누어진 경우)에는 상단 블록에서 구한 토압을 증가시키지 않고 연장하면 된다.
 또한 도참(3-4)에서의 기호는 다음과 같다.

q : 재하하중(kN/m²)

γ_1 : 속채움의 잔류수위상의 단위체적중량(kN/m³)

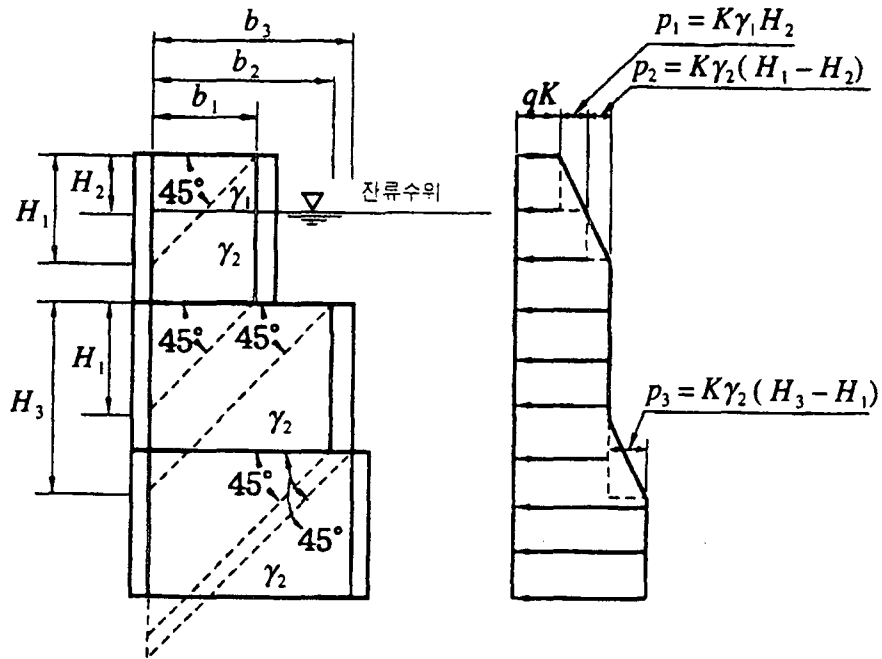
γ_2 : 속채움의 잔류수위하의 단위체적중량(kN/m³)

일반적으로 $\gamma_1=18.0\text{kN/m}^3$, $\gamma_2=10.0\text{kN/m}^3$ 로 하면 된다.

K : 속채움 토압계수, $K=0.6$

b_1 : 벽의 안쪽(m), $b_1=H_1$

- ② 셀 블록의 속채움 토압은 틀 안에 구속되어 케이슨의 속채움과 비슷한 메카니즘이라고 생각되므로 케이슨의 경우에 준한다.



도참(3-4) 속채움 토압을 구하는 방법

③ 잔류수압

가. 안벽의 경우

잔류수압은 잔류수위와 L.W.L시의 수위의 수두차로 한다.

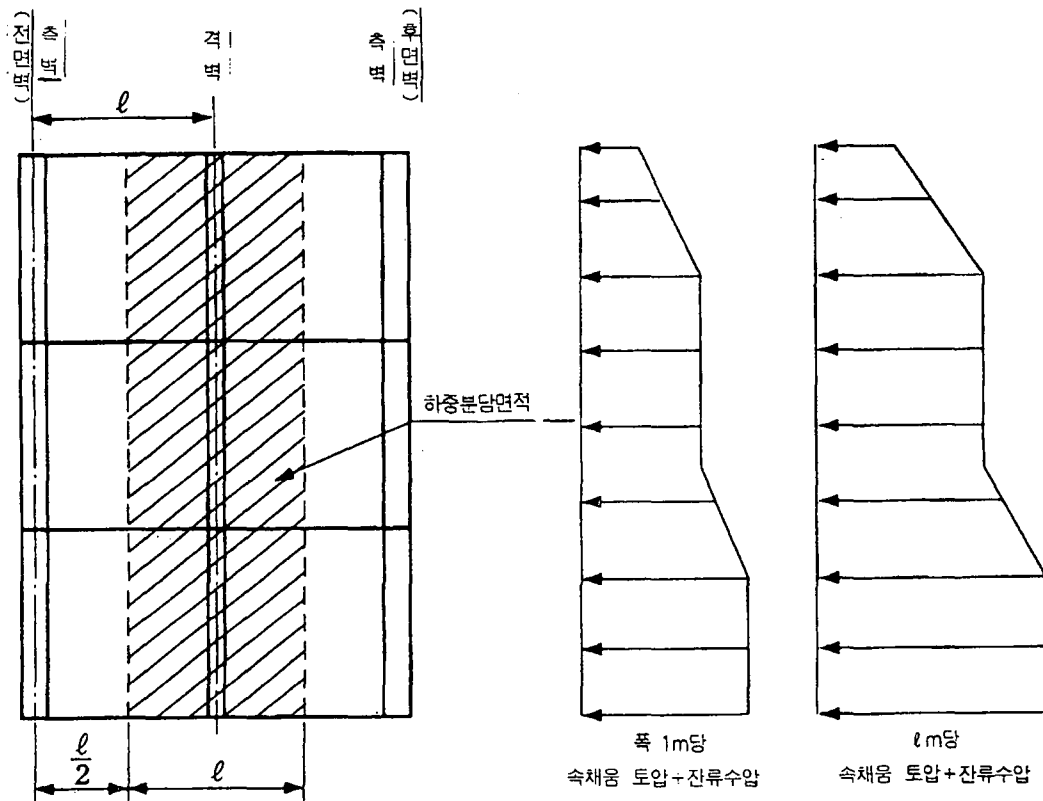
나. 방파제의 경우

잔류수압(Cellular 블록 내부의 수압)은 블록내 수위와 L.W.L과의 수두차를 취한다. 단, 방파제전면에 파곡이 있을 때 내부수압이 커지므로 상황에 따라 그것을 고려한다.

④ 방파제, 방파호안 등에 사용한 경우 블록전면에 파곡이 온 경우에는 잔류수위차가 증가하므로 그에 대하여 검토할 필요가 있다. 이 경우의 수압의 계산에 대하여는 제2편 5-2 직립벽에 작용하는 파력을 참조한다.

(2) 격벽

격벽과 측벽의 부재돌출에 대한 하중은 도참(3-5)에 나타낸 사선부에 작용하는 토압을 고려한다.



도참(3-5) 격벽과 축벽의 부재돌출에 대한 하중을 구하는 방법

3-3-3 하중의 분할방법

셀 블록의 부재에 작용하는 하중의 계산의 편의상 분할하는 경우에는 본편 2-3-3 하중의 분할 방법에 준하여 행한다.

3-4 부재의 설계

3-4-1 구형 셀블록(Cellular Block)

구형 셀 블록 각 부재는 구조형식을 고려하여 적절히 설계한다.

[참고]

(1) 축 벽

- ① 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 한다.
 - 외 측 7cm
 - 내 측 5cm

- ② 구형 셀 블록의 계산은 하중을 단계별로 나누어 벽면의 단위폭에 대하여 상자형라멘으로 해석할 수 있다. 상자형라멘의 해법에는 처짐각법, 모멘트 분배법 등이 있다.
- ③ 계산에 사용하는 지간은 중심 간격으로 한다.
- ④ 도참(3-6)과 같은 상자형 라멘의 경우 축선위치에서의 모멘트 특성치는 식(참3-1)에 의하여 구할 수가 있다.

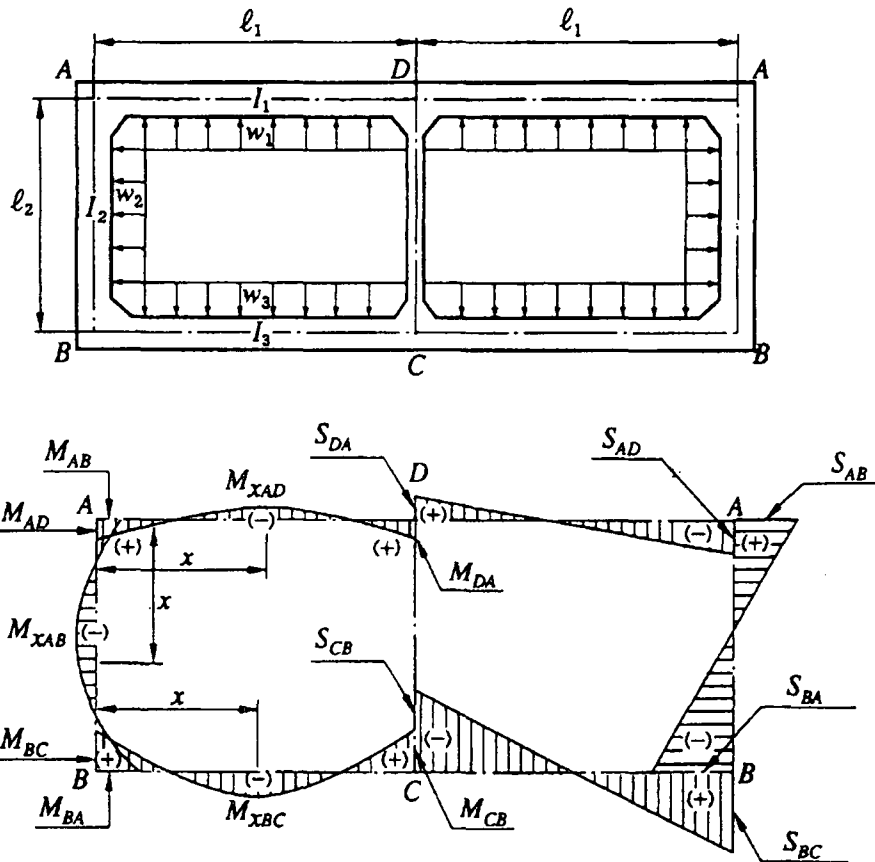
$$\left. \begin{aligned}
 M_{CB} &= 2E K_3 (\theta_B) + \frac{w_3 \ell_1^2}{12} \\
 M_{BC} &= 2E K_3 (2\theta_B) - \frac{w_3 \ell_1^2}{12} \\
 M_{BA} &= 2E K_2 (2\theta_B + \theta_A) + \frac{w_2 \ell_2^2}{12} \\
 M_{AB} &= 2E K_2 (\theta_B + 2\theta_A) - \frac{w_2 \ell_2^2}{12} \\
 M_{AD} &= 2E K_1 (2\theta_A) + \frac{w_1 \ell_1^2}{12} \\
 M_{DA} &= 2E K_1 (\theta_A) - \frac{w_1 \ell_1^2}{12} \\
 K_1 &= \frac{I_1}{\ell_1} \\
 K_2 &= \frac{I_2}{\ell_2} \\
 K_3 &= \frac{I_3}{\ell_1}
 \end{aligned} \right\} \text{(참3-1)}$$

단, θ_A, θ_B 는 식(참3-2)에 의하여 구한다.

$$\left. \begin{aligned}
 M_{BC} + M_{BA} &= 0 \\
 M_{AB} + M_{AD} &= 0
 \end{aligned} \right\} \text{(참3-2)}$$

부재단부의 전단력은 식(참3-3)에 의하여 구한다.

$$\left. \begin{aligned}
 S_{AD} &= -\frac{w_1 \ell_1}{2} - \frac{M_{AD} + M_{DA}}{\ell_1} \\
 S_{AB} &= \frac{w_2 \ell_2}{2} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{\ell_2} \\
 S_{BA} &= -\frac{w_2 \ell_2}{2} - \frac{M_{BA} + M_{AB}}{\ell_2} \\
 S_{BC} &= \frac{w_3 \ell_1}{2} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{\ell_1} \\
 S_{CB} &= -\frac{w_3 \ell_1}{2} - \frac{M_{CB} + M_{BC}}{\ell_1} \\
 S_{DA} &= \frac{w_1 \ell_1}{2} - \frac{M_{DA} + M_{AD}}{\ell_1}
 \end{aligned} \right\} \text{(참3-3)}$$



도참(3-6) Box Rahmen의 하중 적용방법 및 응력도

각 부재의 임의점에서의 휨 모멘트는 식(참3-4)에 의하여 구한다.

BC部材의 휨 모멘트 (B점으로부터 x 의 거리의 점의 휨모멘트 M_{xBC})

$$M_{xBC} = M_{BC} + S_{BC}x + \frac{w_3}{2}x^2$$

AB部材의 휨 모멘트 (A점으로부터 x 의 거리의 점의 휨 모멘트 M_{xAB})

$$M_{xAB} = M_{AB} + S_{AB}x + \frac{w_2}{2}x^2$$

AD部材의 휨 모멘트 (A점으로부터 x 의 거리의 점의 휨 모멘트 M_{xAD})

$$M_{xAD} = M_{AD} + S_{AD}x + \frac{w_1}{2}x^2$$

(참3-4)

또한, 도참(3-6) 및 식(참3-1)~식(참3-4)에서 기호는 다음과 같다.

M_i : 부재단부 모멘트(kN·m)

S_i : 부재단부 전단력(kN)

M_{xi} : 지점간의 x 점에서의 휨 모멘트(kN·m)

E : 탄성계수(kN·m²)

- K_i : 강비(m^3)
- I_i : 단면 2차 모멘트(m^4)
- ℓ_i : 지점간거리(m)
- w_i : 하중강도(kN/m)
- θ_i : 부재단부의 Deflection Angle(Rad)

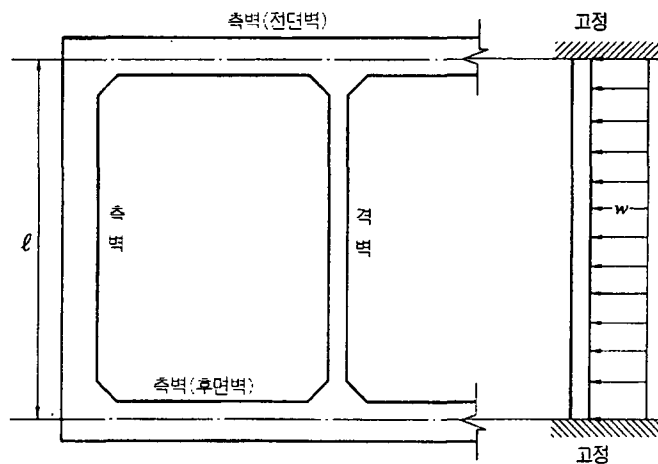
(2) 격 벽

- ① 격벽에 작용하는 부재력은 측벽에 준하면 된다.
- ② 시공도중의 속채움 높이차에 의하여 토압이 생기는 경우에는 그것에 대하여 격벽의 강도를 검토한다. 이 때 부재장 및 하중 적용방법은 도참(3-7)와 같다. 휨 모멘트는 양단고정 보로 보고 해석할 수 있다. (식(참3-5) 참조)

$$\left. \begin{aligned} M_C &= -\frac{w\ell^2}{12} \\ M_B &= \frac{w\ell^2}{24} \end{aligned} \right\} \quad \text{(참3-5)}$$

여기서,

- M_C : 단부의 모멘트 특성치(kN·m)
- M_B : 중앙의 모멘트 특성치(kN·m)
- w : 하중강도(kN/m)
- ℓ : 지점간 거리(m)



도참(3-7) 격벽의 부재장 및 하중 적용방법

- ③ 계산에 사용하는 지간은 벽체간의 중심 간격으로 한다.
 - ④ 주철근의 덮개는 원칙적으로 5cm 이상으로 한다.
- (3) 확대기초
- ① 확대기초는 측벽에 의하여 지지된 캔틸레버판으로 설계한다.
 - ② 확대기초 부재장은 Toe선단으로 부터 측벽전면까지로 한다.
 - ③ 확대기초의 주철근의 덮개는 원칙적으로 7cm 이상으로 한다.

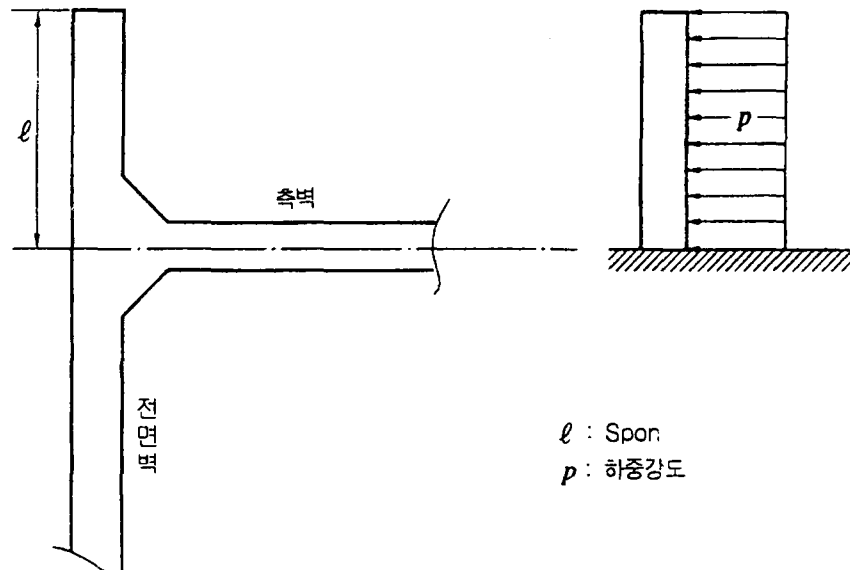
3-4-2 기타 셀블록(Cellular 블록)

기타 셀 블록의 각 부재는 구조형식을 고려하여 적절히 설계한다.

[참고]

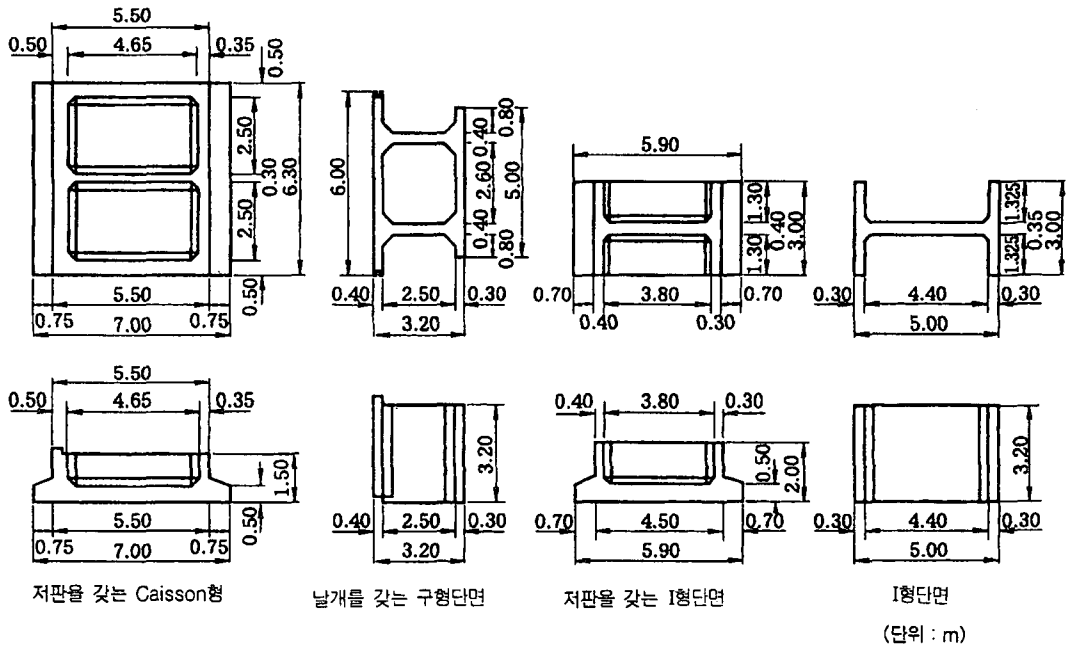
(1) 전면벽

- ① 전면벽은 원칙적으로 측벽에 의하여 지지된 판으로 설계해도 좋다.
전면벽이 틀의 좌우로 돌출되어 있는 경우 지점의 불균형 모멘트는 측벽으로 전달된다고 본다.
- ② 전면벽의 부재길이는 측벽의 중심 간격으로 한다.
- ③ 전면벽 배후로부터의 하중의 작용방법은 도참(3-8)과 같이 한다. 하중은 연직방향에도 등분포 하중으로 계산해도 좋다.



도참(3-8) 날개를 갖는 단면에서 전면벽의 부재길이 및 하중 적용방법

- ④ 전면벽의 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 한다.
 - 해 측 7cm
 - 육 측 5cm
- ⑤ 기타 셀 블록의 실시예로서 도참(3-9)에 나타낸 것과 같은 형상이 있다.



도참(3-9) Cellular 블록의 실시예

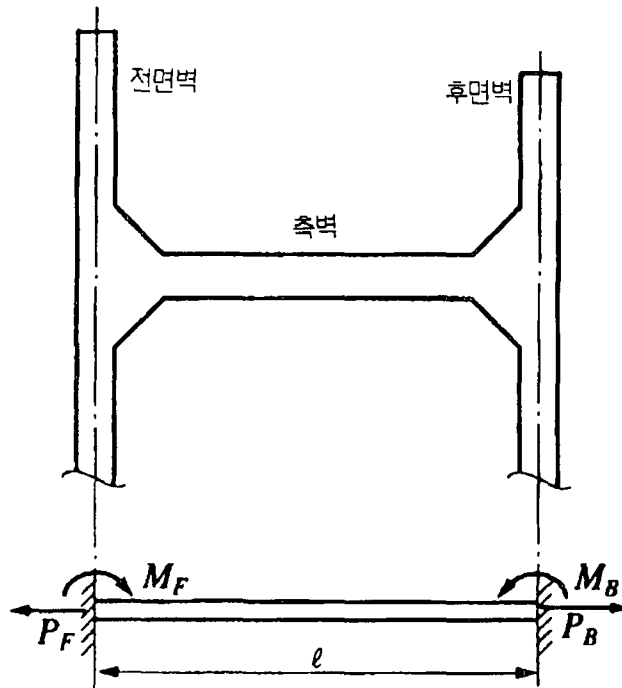
(2) 후면벽

- ① 셀 블록을 안벽이나 호안으로서 사용하는 경우에 후면벽이 전면벽과 다른 점은 전면벽의 전면이 노출상태로 있는데 반하여 후면벽 벽면에 배후토사에 의한 토압이 작용한다는 것이다. 그러나 시공도중에 속채움이 선행하는 경우가 보통이므로 전면벽과 동일한 조건이 되기 때문에 후면벽의 설계는 원칙적으로 전면벽에 준하여도 된다.
- ② 외력은 속채움에 의한 토압으로 하고 배후의 주동토압은 원칙적으로 고려하지 않는다.
- ③ 후면벽의 주철근의 덮개는 원칙적으로 5cm이상으로 한다. 또한, 셀 블록을 방파제로 사용하는 경우에는 부재가 해수에 직접 접하기 때문에 외측의 주철근의 덮개는 7cm이상으로 하는 것이 바람직하다.

(3) 측벽

- ① 측벽은 원칙적으로 전면벽 및 후면벽의 반력 및 전달 모멘트에 대하여 설계한다. 측벽의 부재길이 및 하중 적용방법은 도참(3-10)와 같다.
도참(3-10)의 기호는 다음과 같다.

- P_F : 전벽으로부터의 반력 특성치(kN)
- M_F : 전벽에서 전달되는 모멘트 특성치(kN · m)
- P_B : 후벽으로부터의 반력 특성치(kN)
- M_B : 후벽에서 전달되는 모멘트 특성치(kN · m)
- ℓ : 지점간 거리(m)



도참(3-10) 날개를 가진 단면에서 측벽부재의 길이 및 하중 적용방법

- ② 측벽의 부재길이는 전면벽과 후면벽의 중심간거리로 한다.
- ③ 측벽의 주철근의 덮개는 원칙적으로 5cm이상으로 한다.
- ④ 시공도중의 속채움 높이의 차에 의하여 토압이 발생하는 경우에는 그에 대하여 측벽의 강도를 검토한다.

(4) 저 판

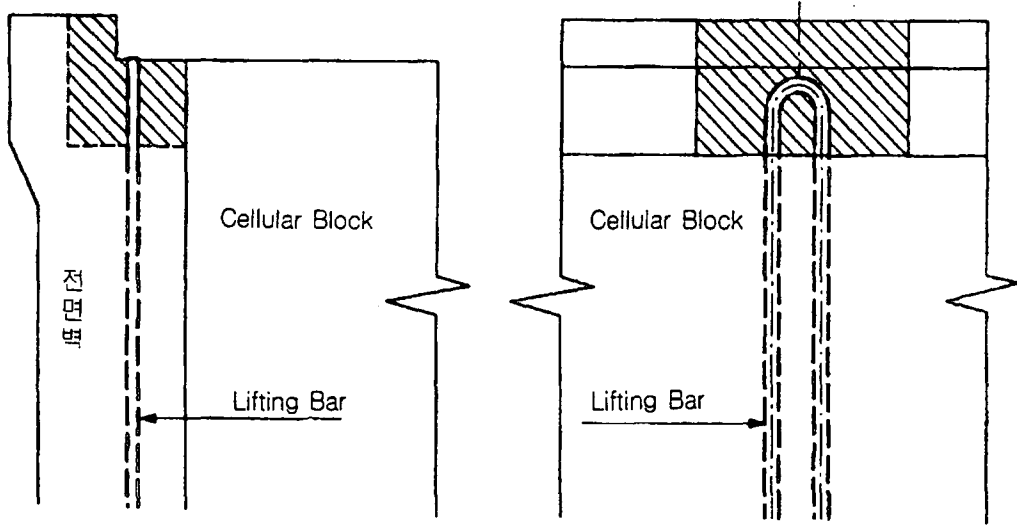
셀 블록의 최하면에 저판이 있는 경우에는 저판 상면에 상재하는 하중, 저판의 자중 및 하면에 작용하는 저면반력에 대하여 설계하면 된다.

3-5 리프팅(Lifting)부의 설계

Lifting부의 설계는 본편 1-6 Crane을 사용하여 진수시키는 경우의 Lifting부의 설계에 준한다.

[참고]

- (1) Lifting부는 케이슨과 공통되므로 그것을 준용하나 경우에 따라서는 L형 블록(본편 2-5 Lifting부의 설계)를 준용한다. Cellular 블록의 경우에는 특별히 Lifting부의 배치에 주의하여 부재의 중앙부분을 가급적 피하도록 해야 한다.
- (2) 다단계로 Cellular 블록을 쌓아올리는 경우 Lifting Bar가 쌓는데 장애가 되지 않도록 미리 Lifting Bar의 매설면을 낮춰 놓은 등의 처치를 하는 것이 바람직하다. 도참(3-11)에 그 예를 보여준다.



도참(3-11) 매설면을 낮춘 Lifting Bar의 예

제 4 장 직립소파 케이슨(Caisson)

4-1 일반

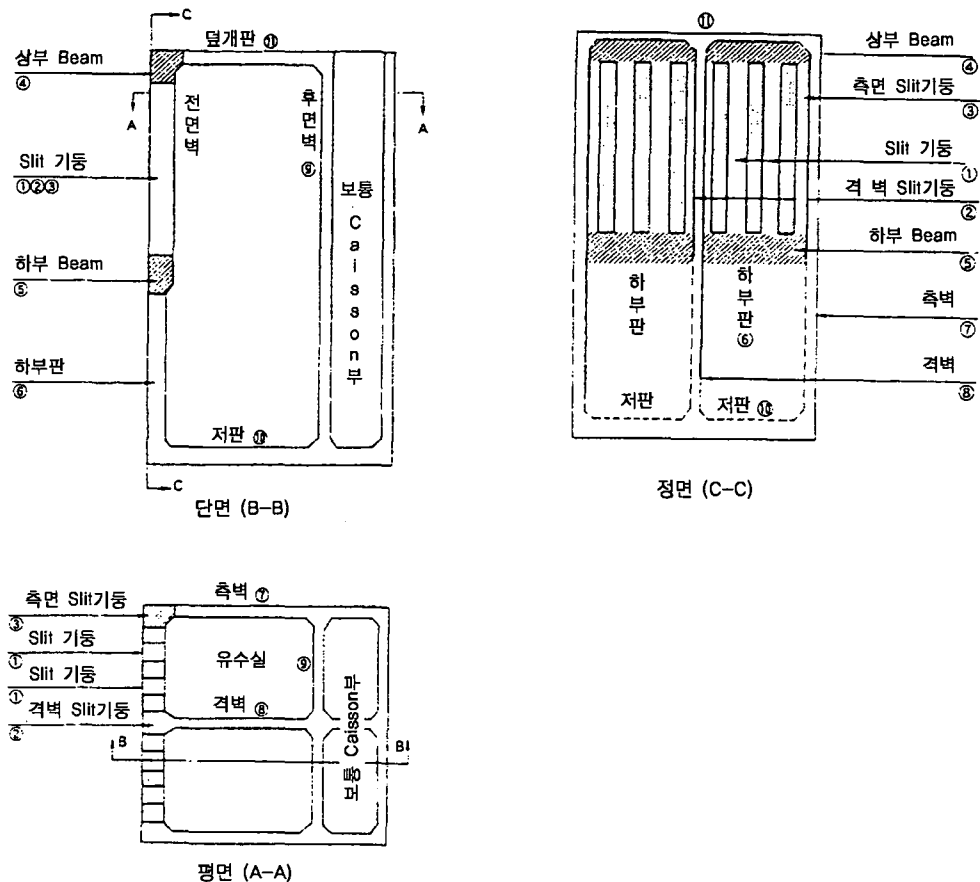
본 장의 규정은 안벽, 방파제 및 호안 등에 사용되는 직립소파 케이슨의 설계에 적용한다. 설계는 한계상태 설계법에 의한 것을 표준으로 한다.

[해설]

전면이 Slit상 벽이고 내부에 우수실을 갖고 있어 이에 의하여 소파기능을 갖는 직립소파 케이슨이 안벽 및 방파제에 사용되고 있다. 직립소파 케이슨의 형상은 현재 여러 가지 구조가 고안되고 있으나 불투과형, 투과형으로 대별되며 Slit의 형상으로는 중 Slit형이 가장 많이 사용되고 있다. 이 이외에도 횡 Slit형, 다공벽형 등의 실시예가 있다. 부재의 설계시에는 각종 구조물의 특성을 충분히 조사하여 조건에 부합되는 수리모형실험 등을 한 뒤에 적절한 설계를 하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 직립소파 케이슨의 설계수준은 본편 1-1 일반(참고) (1)에 준한다.
- (2) 비교적 실시예가 많은 중 Slit 케이슨의 부재 명칭을 도참(4-1)에 보여준다.



도참(4-1) 중 Slit 케이슨 각부의 명칭

- (3) 종 Slit폭(개구부)는 40~50cm정도가 많다. Slit폭은 반사율을 극소화하는 개구율을 획득하도록 정하나 조개, 조류등이 부착하여 개구율이 감소하는 일이 있으므로 부근의 기설구조물 등을 사전에 충분히 조사하여 이들 부착물의 두께를 감안하여 적절한 Slit폭을 결정하는 것이 바람직하다.
- (4) 일반적으로 Slit 케이슨의 단면은 비대칭이 되고 중심이 편심되는 것이 많기 때문에 Crane에 의한 Lifting시 및 부유시에 미리 Ballast를 넣어서 평형을 유지하도록 검토해 두는 것이 바람직하다. 또 자력으로 케이슨을 부유시키기 위하여 Slit부에 지수판을 설치하는 경우에는 지수효과가 충분히 얻어지도록 적절한 지수공의 검토를 해둘 필요가 있다.

4-2 부재에 작용하는 외력

부재에 작용하는 외력은 상시, 이상시에 대하여 필요에 따라 다음 것을 고려한다.

- (1) 토 압
- (2) 속채움토압
- (3) 잔류수압
- (4) 파 력
- (5) 양압력
- (6) 표류물(漂流物)의 충돌력
- (7) 케이슨 및 속채움의 중량
- (8) 상부구조의 중량
- (9) 재하하중
- (10) 방충공반력
- (11) 저면반력
- (12) 시공시의 하중

이중 속채움 토압, 파력, 양압력, 방충공반력 및 시공시의 외력에 대하여는 지진의 영향은 고려하지 않아도 된다.

[해설]

직립소파 케이슨 부재에 작용하는 파력은 유수실 덮개판의 유무, 구조에 따라 현저하게 달라진다. 따라서 설계의 설계에 있어서는 과거의 실시 예를 참고하여 검토하는 외에 필요에 따라서 각각의 조건에 대응하는 적절한 모형실험을 행하여 검토하는 것이 바람직하다.

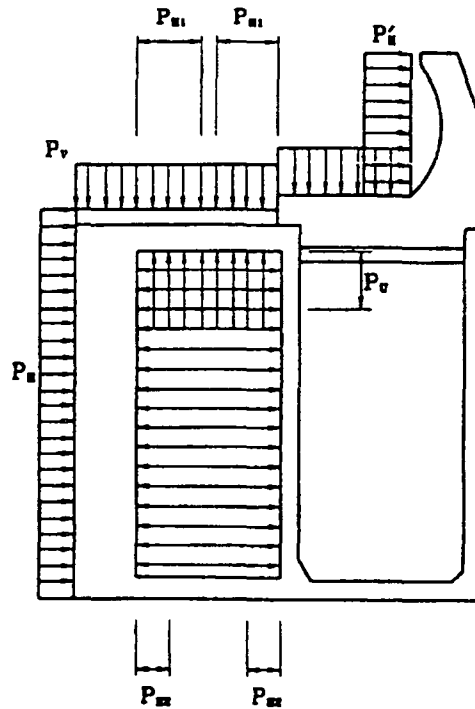
[참고]

- (1) 하중의 조합과 하중계수는 본편 1-4-1 하중의 조합 및 하중계수에 준한다.
- (2) 부재에 작용하는 외력은 제2편 5-2-8 직립소파 케이슨에 작용하는 파력을 참조한다.
- (3) 직립소파 케이슨 부재에 작용하는 파력을 모형실험에 의하여 구한 예를 도참(4-2)에 보여준다.

$$\left. \begin{aligned}
 P_H &= 1.0w_0 H_{\max} \\
 P'_H &= 1.5w_0 H_{\max} \\
 P_V &= 1.5w_0 H_{\max} \\
 P_U &= 2.0w_0 H_{\max} \\
 P_{H_1} &= 2.0w_0 H_{\max} \\
 P_{H_2} &= 1.0w_0 H_{\max}
 \end{aligned} \right\}$$

(참4-1)

- P_H : 전면벽에 작용하는 파압강도(kN/m²)
- P'_H : 상부 Parapet에 작용하는 파압강도(kN/m²)
- P_V : 덮개판의 하향으로 작용하는 파압강도(kN/m²)
- P_U : 덮개판의 상향으로 작용하는 파압강도(kN/m²)
- P_{H1} : 유수실 상부에 작용하는 파압강도(kN/m²)
- P_{H2} : 유수실 하부에 작용하는 파압강도(kN/m²)
- H_{\max} : 최대파고(m)
- w_0 : 해수의 단위체적중량(kN/m³)

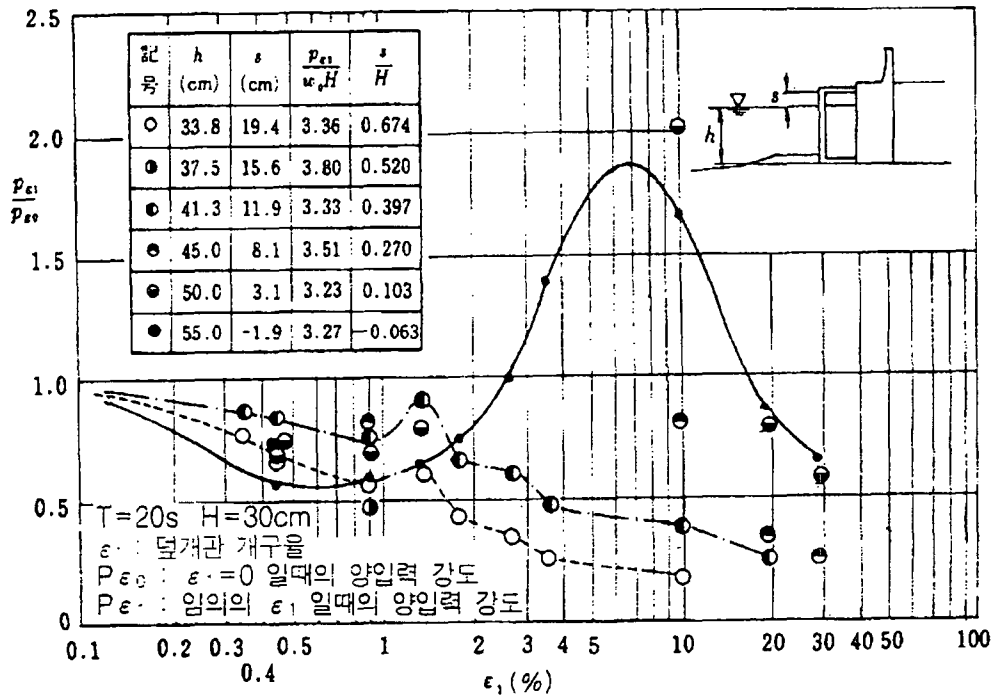


도참(4-2) 부재설계파력 분포의 예

- (4) 유수실 정부가 상상판에 의하여 완전히 폐합된 경우에는 파에 의하여 상부에 공기층이 압축되는 경우가 많고 그 순간에 충격압이 작용한다.

한편, 공기압축에 의한 충격압은 덮개판에 적절한 개구율의 공기구멍을 설치함으로써 저감시킬 수가 있다. 그러나 이 개구율의 크기에 따라서는 상상판에 파면이 직접 충돌하게 되어 무공상상판의 경우보다 큰 충격 양압력이 작용하는 일도 있으므로 주의를 요한다. 또한, 이에 대한 상세한 내용은 참고문헌 2), 3)을 참조한다.

- (5) 도참(4-3)는 모형실험에서 덮개판의 개구율 ϵ_1 을 변화시켰을 때의 양압력 강도의 실험치 P_{ϵ_1} 의 변화의 예를 나타낸 것이다. 일반적으로 0.5~1.0% 정도의 공기구멍을 설치하면 덮개판에 작용하는 공기압은 무공상상판의 경우의 공기압의 50%~70%로 저감된다.



도참(4-3) 덮개판 개구율에 의한 압력강도의 변화 실험예

- (6) 전벽 Slit기둥은 70×70cm 정도의 세장한 기둥이고 Slit기둥의 중앙부에 漂流物등이 충돌하여 집중하중이 작용하면 지점부에는 큰 단면력이 발생하므로 주의를 요한다. 표류물의 충돌력은 실시예에서 78.4kN정도를 고려하여 이상시 하중으로 취급한 예가 많다.

또한, 표류물의 충격하중 78.4kN은 Slit기둥을 탄성지지면으로 보아 다음과 같이 가정하여 해석하였다.

- ① 표류물의 형상 : 길이 10m, 직경 0.5m, 비중 0.75
- ② 충돌시 속도 : 0.5m/s(약 1kt)
- ③ Slit 기둥의 형상 : 길이 4m, 단면형 0.5×0.7m

- (7) 직립소파 케이슨 안벽의 경우에는 고무 Fender등의 방충공을 케이슨 중앙부의 격벽 Slit기둥의 전면에 설치하는 일이 많고 이 경우에는 선박접안력을 격벽 부재에 작용시켜서 격벽의 부재응력을 검토해 두는 것이 바람직하다.

- (8) 직립소파 케이슨의 유수실 각 부재의 설계에 고려할 외력을 표참(4-1)에 보여준다. 이들 외력은 다음에 기술하는 방법으로 각 부재에 작용시킨다.

표참(4-1) 직립소파 케이스 유수실 부재에 고려할 외력

부 재		부재번호	계 산 하 중	비 고
전 면 벽	Slit 기둥	①	유수시 수압 파압(법선직각방향, 평행방향) 표류물에 의한 충격력 전면벽 상부로부터 전달하는 축력	
	격 벽 Slit 기둥	②	파압(격벽으로부터 전달되는 파력포함)	
	측 벽 Slit 기둥	③	유수시수압(측벽으로부터 전달되는 파력포함) 파압(상동)	
	상부 보	④	상측 및 하측으로부터의 연직하중 부유시수압(Slit 기둥으로부터 전달되는 반력) 파압(보 자체에 작용하는 파력, Slit 기둥반력)	측벽 Slit기둥의 파압시 반력이 작용한 경우의 인발을 검토한다.
	하부 보	⑤	부유시수압(Slit기둥 및 하부판의 반력, 보 자체에 작용하는 하중) 파 압(상동)	상동
	하부 판	⑥	부유시수압 파 압	
측 벽	⑦	부유시수압 파 압		
격 벽	⑧	설계파압의 법선방향으로 각각 작용 방현재 반력	내부파압이 Slit 기둥에 작용하는 경우의 인발을 검토한다.	
후 면 벽	⑨	파압 토압, 잔류수압	상동	
저 판	⑩	각하중 case의 저면반력과 저판자중, 수압차, 부유시수압		
덮 개 판	⑪	파 압(상방향, 하방향) 상재하중 자 중		

주) 부재번호는 도-참 4.1.1에 따른다.

① Slit 기둥

가. Slit 기둥의 단면력을 검토하는 하중은 (i) 부유시수압, (ii) 파압, (iii) 표류물등에 의한 충격력을 고려한다. 부재에 작용하는 설계하중은 도참(4-4)(a)~(c)에 나타낸 하중분포를 참고한다.

㉠ 부유시 수압(도참(4-4)(a) 및 식(참4-2) 참조)

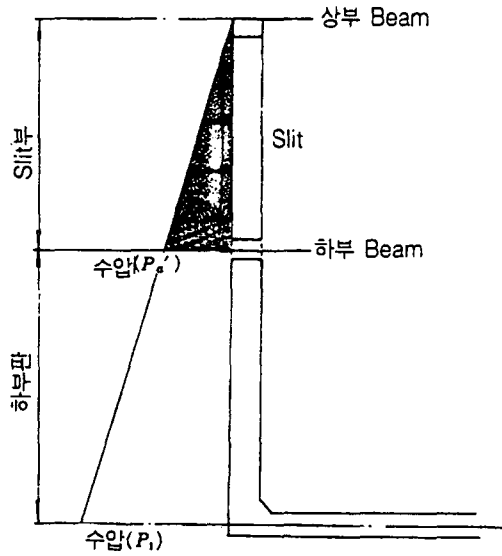
$$P_a = P_a' \ell \quad (\text{참4-2})$$

여기서,

P_a : Slit기둥 1본당 작용하는 하중(kN/m)

P_a' : 부유시에 작용하는 수압(kN/m²)

ℓ : Slit기둥의 중심선 간격(m)



도참(4-4)(a) Slit 기둥에 작용하는 부유시 수압하중

㉞ 파압(도참(4-4)(b), 식(참4-3) 및 식(참4-4) 참조)

㉟ 법선직각방향으로 파압이 작용하는 경우

$$P_{H1} = P_{H1}' B_1 \quad (\text{참4-3})$$

여기서,

P_{H1} : Slit기둥(법선직각방향) 1본당에 작용하는 하중(kN/m)

P_{H1}' : 법선직각방향에 작용하는 파압강도(kN/m²)

B_1 : 법선평행방향의 Slit기둥폭(m)

㊱ 법선평행방향으로 파압이 작용하는 경우

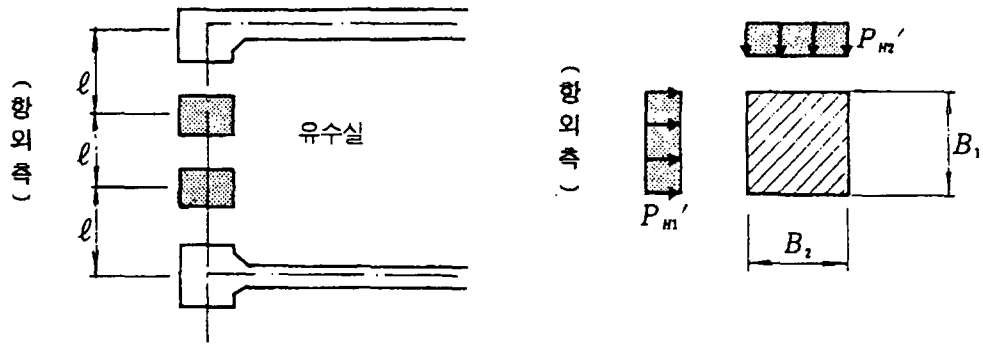
$$P_{H2} = P_{H2}' B_2 \quad (\text{참4-4})$$

여기서,

P_{H2} : Slit기둥 1본당에 작용하는 하중(kN/m)

P_{H2}' : 작용파압(kN/m²)

B_2 : Slit기둥폭(m)



도참(4-4)(b) Slit 기둥에 작용하는 파압하중

나. 표류물에 의한 충격하중(도참(4-4)(c) 참조)

표류물등에 의한 충격하중의 크기에 대하여는 불명확한 점이 많으나 다음과 같은 검토를 한 예도 있다.

$$P = 78.4(\text{kN/분}) \quad (\text{이상시 하중}) \quad (\text{참4-5})$$

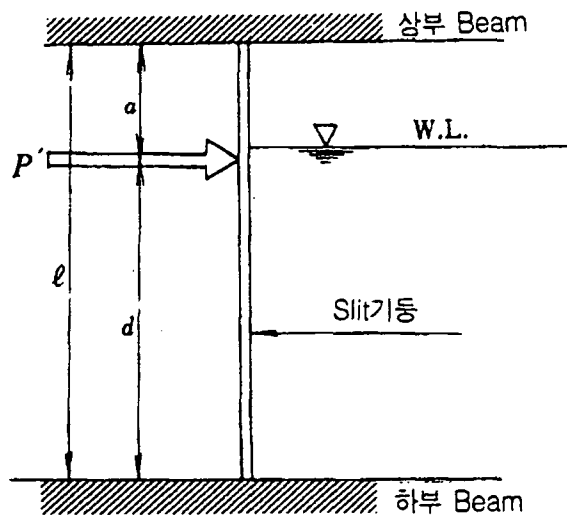
여기서,

P : 표류물이 전면 Slit기둥에 미치는 충격력에 의한 기둥 1본당 작용하는 하중

상시하중으로 환산하면 식(참4-6)과 같이 된다.

$$P' = \frac{P}{F} = \frac{78.4}{1.5} = 52.3 \quad (\text{kN/분}) \quad (\text{참4-6})$$

또한, 하중의 작용위치는 L.W.L시 및 H.W.L시 두 경우에 대하여 검토하는 것이 바람직하다.



도참(4-4)(c) 표류물등에 의한 충격하중

다. Slit기둥의 축방향력은 식(참4-7), 식(참4-8)를 참고하여 구한다.

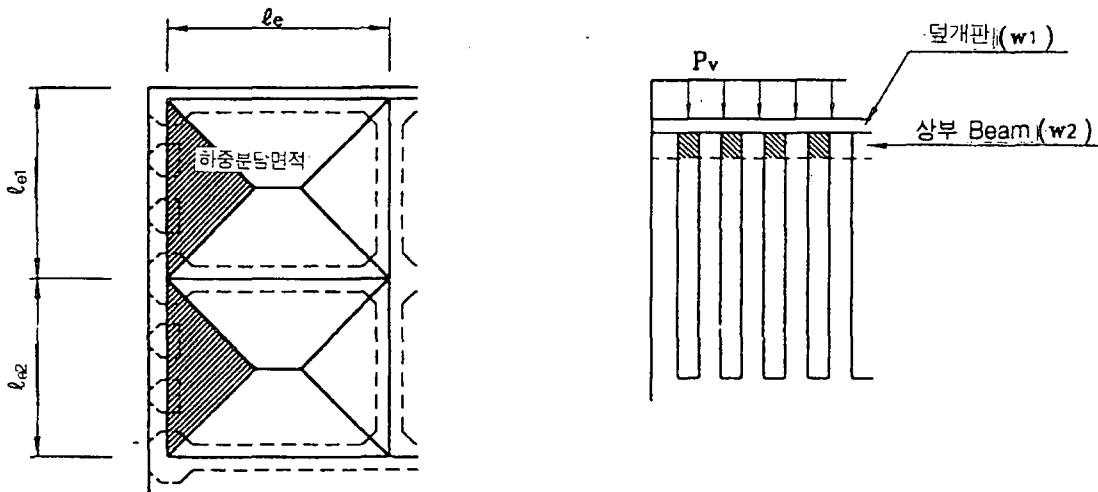
$$P_C = P_V + w_1 + w_2 \quad (\text{참4-7})$$

$$P_t = P_U - w_1 - w_2 \quad (\text{참4-8})$$

여기서,

- P_C : Slit기둥에 작용하는 축방향 압축력(kN)
- P_t : Slit기둥에 작용하는 축방향 인장력(kN)
- P_V : 덮개에 작용하는 하향과력중 상부보가 부담하는 하중(kN)
- P_U : 덮개에 작용하는 양압력중 상부보가 부담하는 하중(kN)
- w_1 : 덮개 자중(kN)
- w_2 : 상부보 자중(kN)

또, 상부 보에 작용하는 연직하중은 도참(4-5)를 참고할 것.



도참(4-5) Slit기둥에 작용하는 축방향 하중

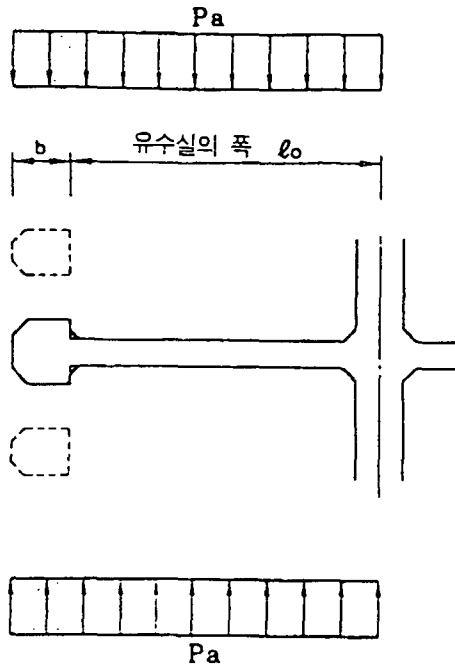
② 격벽 Slit기둥

격벽 Slit기둥의 단면력을 검토하는 하중은 유수실(遊水室)내부에 작용하는 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 도참(4-6)의 하중분포를 참고하여 식(참4-9)에 의하여 구한다.

$$P_p = P_a (b + \ell_0/2) \quad (\text{참4-9})$$

여기서,

- P_p : 격벽 Slit기둥에 작용하는 하중(kN/m)
- P_a : 파압(kN/m²)
- b : Slit 기둥의 폭(m)
- ℓ_0 : 유수실의 폭(m)



도참(4-6) 격벽 Slit기둥에 작용하는 하중

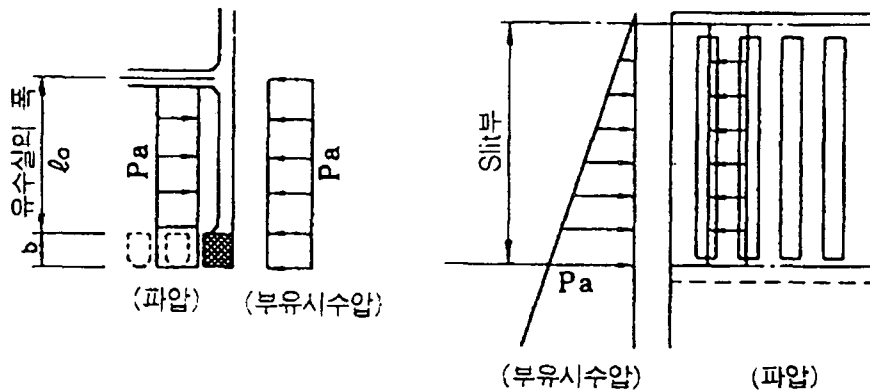
③ 측벽 Slit기둥

측벽 Slit기둥의 단면력을 검토하는 하중은 부유시의 수압 및 유수실내부에 작용하는 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 도참(4-7)의 하중분포를 참고하여 식(참4-10)에 의하여 구한다.

$$P_s = P_a (b + \ell_0 / 2) \quad (\text{참4-10})$$

여기서,

- P_s : 측벽 Slit기둥에 작용하는 하중(kN/m)
- P_a : 수압 또는 파압(kN/m²)
- b : Slit 기둥의 폭(m)
- ℓ_0 : 유수실의 폭(m)



도참(4-7) 측벽 Slit기둥에 작용하는 파압

④ 상부 보

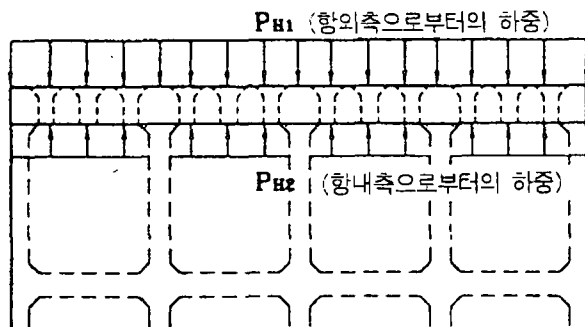
가. 수평하중

상부 보의 단면력을 검토하는 수평하중으로는 Slit기둥으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 직접 작용하는 하중으로 하고 그 하중 외력으로는 부유시의 수압 및 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 도참(4-8)의 하중분포를 참고한다.

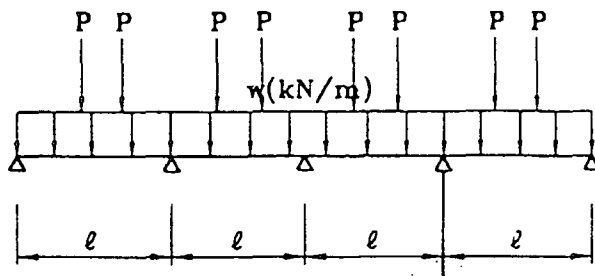
또한, 상부 보에 대하여는 측벽 및 격실에 지지된 연속 보로 하고 단면력이 최대가 되는 하중case를 고려한다.

나. 연직하중

상부 보에 작용하는 연직하중은 덮개판에 작용하는 파압, 덮개판 및 상부 보의 자중을 고려한다. 단면력의 검토에 있어서는 Slit기둥의 중심간격을 지간으로 하는 고정 보로 생각하고 Slit기둥의 축방향력과 동일한 방법으로 연직방향의 하중을 구한다.



P : 지점반력



$w = P_H \times O$

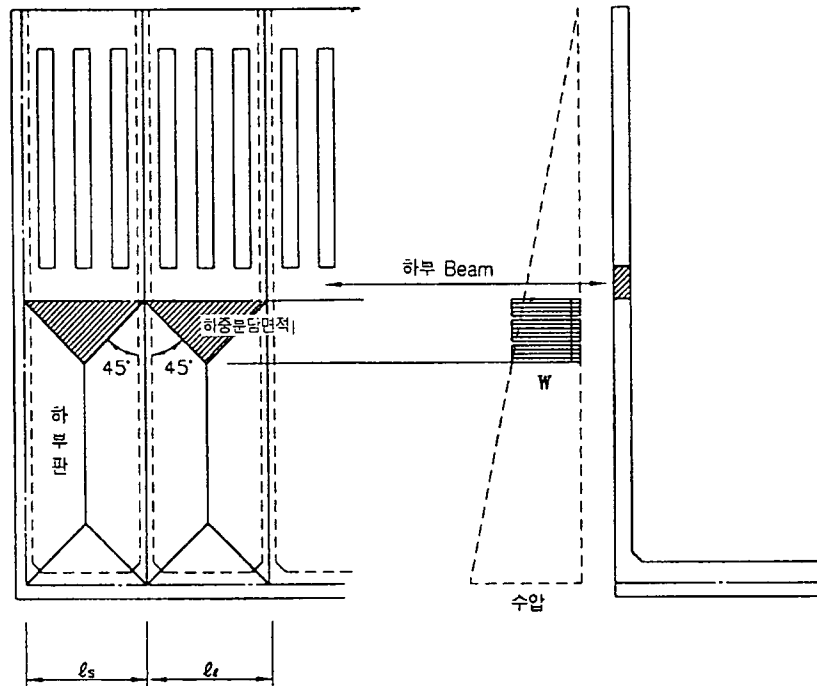
P_H : 수압, 파력
b : Beam폭

도참(4-8) 상부 보에 작용하는 하중

⑤ 하부 보

하부 보의 단면력을 검토하는 하중으로는 Slit기둥 및 하부판으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 직접 작용하는 하중에 의한 것으로 보고 그 하중 외력으로는 부유시의 수압 및 파력을 고려한다. 하부 판으로부터 전달되는 설계하중에 대하여는 도참(4-9)의 하중분포를 참고할 것.

또한, Slit기둥으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 작용하는 하중에 대하여는 상부 보와 같은 방법으로 설계하중을 구한다.



도참(4-9) 하부판으로 하부 보에 작용하는 荷重

(7) 기타부재에 작용하는 외력과 설계하중에 대하여는 본편 제1장 케이스 및 유사한 구조에 대하여 규정한 부분을 참조한다.

4-3 부재의 설계

[참고]

- (1) 계산에 사용하는 Span은 지지부재의 중심간격으로 한다.
- (2) 주철근의 덮개는 원칙적으로 다음 값 이상으로 한다.
 - ① 해수가 접촉하는 부분 7cm
 - ② 상기 이외의 부분 5cm
- (3) 遊水室 각 부재의 단면력의 계산법을 표참(4-2)에 보여준다.

표참(4-2) Slit 케이슨 遊水室 부재의 해법

부 재		부재번호	해 법	비 고
전 면	Slit 기둥	①	양단고정 보	측방항력에 대해서도 검토
	격벽 Slit기둥	②	양단고정 보	
	측벽 Slit기둥	③	양단고정 보	
벽	상부 보	④	연속 보 양단고정 보	
	하부 보	⑤	연속 보 양단고정 보	
	하 부 판	⑥	4변 고정판	
측 벽		⑦	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
격 벽		⑧	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
후 벽		⑨	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
저 판		⑩	4변 고정판	
유수실덮개판		⑪	4변 자유판 4변 고정판 3변 고정 1변 자유판	상상판구조와 지지조건체 따른다.

주) 부재번호는 도참(4-1)에 따른다.

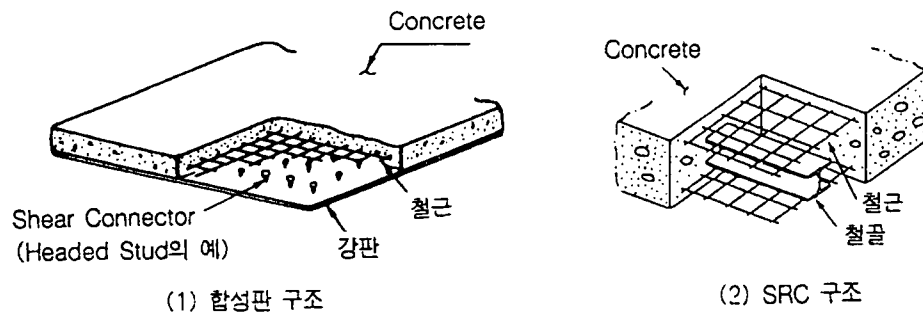
제 5 장 하이브리드 케이슨(Hybrid Caisson)

5-1 일반

본 장의 규정은 강판과 콘크리트의 합성구조인 하이브리드 케이슨의 설계에 적용한다. 설계는 한계상태 설계법으로 하는 것을 표준으로 한다.

[해설]

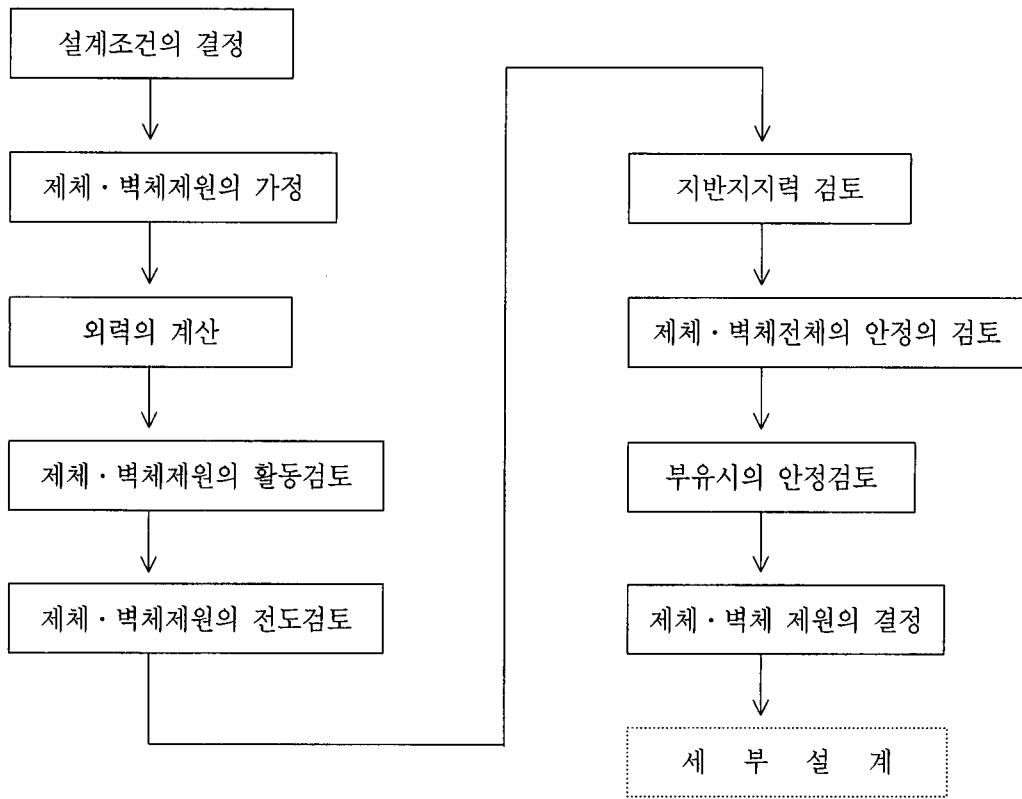
본 장에서는 강, 콘크리트 복합구조의 일종인 강판과 콘크리트의 합성구조 형식의 케이슨을 하이브리드 케이슨이라 정의한다. 또한, 「복합구조」란 부재단면의 이종재료의 조합으로 구성되어 이들이 일체가 되어 기능하는 구조를 말한다. 하이브리드 케이슨은 재래의 철근 콘크리트 케이슨등과 같이 방파제, 안벽, 호안등에서 사용되는 것이다. 이를 항만구조물에 사용되는 하이브리드 케이슨은 도해(5-1)에 나타낸 바와 같이 강판을 한쪽에 배치한 합성판 구조와 H형강을 내부에 매설한 SRC 구조의 2종류가 사용되는 것이 일반적이며 본장의 하이브리드 케이슨이란 이 양자의 구조형식을 사용한 케이슨의 총칭으로 사용된다. 이 이외에 이종재료로 이루어지는 부재를 조합한 구조형식인 「혼합구조」에 대하여도 「복합구조」의 하나이므로 광의의 「하이브리드 구조」로서 취급하는 일이 있으므로 유의할 필요가 있다.



도해(5-1) 하이브리드 구조부재

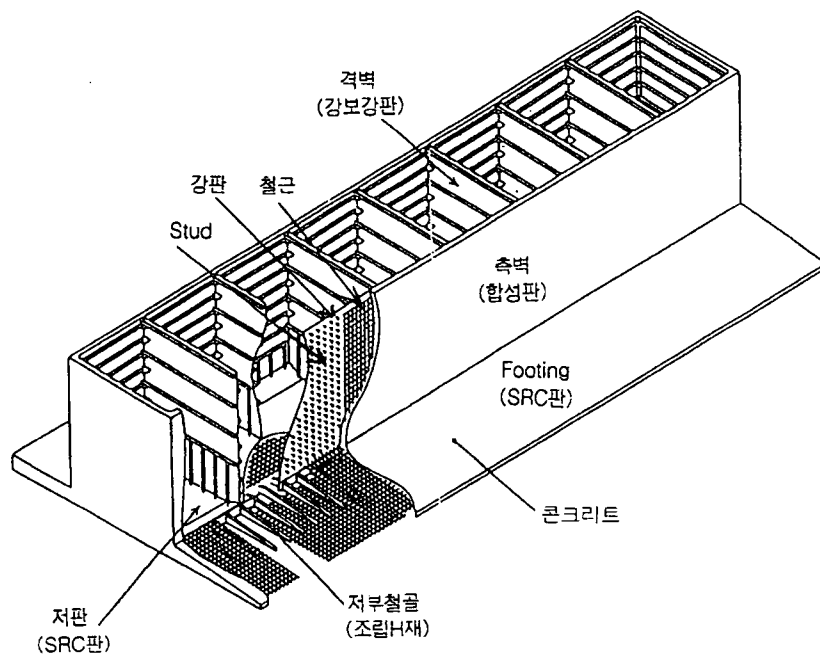
[참고]

- (1) 하이브리드 케이슨의 설계에 있어서는 하이브리드 케이슨 설계매뉴얼등 각종자료를 참고할 수 있다.
- (2) 하이브리드 케이슨의 설계는 일반적으로 도참(5-1)의 순서로 하는 것이 바람직하다.



도참(5-1) 하이브리드 케이슨의 설계순서

(3) 하이브리드 케이슨의 구조 예를 도참(5-2)에 보여준다.



도참(5-2) 하이브리드 케이슨의 구조 예

(4) 하이브리드 케이슨에 대하여는 다음과 같은 구조·기능상의 특징이 있으므로 충분히 유의하여 검토함이 바람직하다.

① 사용재료

가. 강판, 형강, 전단연결재, 철근 및 콘크리트를 사용하는 일이 많다.

나. 철근 대신에 강판이 2차원적으로 배치되므로 역학적 성능이 향상되고 부재가 얇아도 소정의 내하력이나 變形性能(Ductility)을 가질 수 있어 구조의 자유도를 증가시킬 수 있다.

② 단면형상

일반적으로 재래의 철근 콘크리트와 비교하여 확대기초를 크게 벌릴 수 있으므로 확대기초를 넓혀서 케이슨 저면에 생기는 지반반력(地盤反力)을 적게 할 수가 있다.

③ 케이슨自重

합성부재와 강재의 격벽으로 구성되어 있으므로 합체는 경량이고 흘수를 적게 할 수가 있다.

④ 기타

가. 강판의 존재에 의하여 콘크리트의 균열 발생 후에도 충분한 수밀성이 보증된다.

나. 공장에서 자동용접의 방법에 의하여 배근작업이 완료됨과 동시에 강판을 콘크리트 타설시의 거푸집으로 활용할 수 있고, 지보, 거푸집공사 및 콘크리트 타설 Joint의 처리작업이 축소된다.

다. 구조물의 경량화가 달성되어 시공성을 향상시킨다.

5-2 제원의 결정

제원을 결정할 때에는 본편 1-2 제원의 결정에 준한다.

5-3 설계외력

설계외력은 본편 1-4 설계외력에 준한다.

[참고]

하이브리드 케이슨의 隔壁이 鋼隔壁인 경우 隔壁의 設計 荷重에는 浮遊時 및 据置시에 케이슨 내외 수압차에 의한 하중, 파압등의 수평하중 및 저판, 확대기초의 저면반력에 의한 하중을 고려하는 것이 바람직하다.

5-4 부재의 설계

5-4-1 단면력

부재의 설계에 사용하는 단면력은 본편 1-5 부재의 설계에 준한다.

[참고]

- (1) 단면력의 검토는 확대기초, 저판, 외벽, 격벽, 우각부등에 대하여 하는 것이 일반적이다.
- (2) 확대기초를 크게 돌출시키는 경우 확대기초기부의 휨 모멘트가 큰 경우에는 이 Bending 모멘트의 저판 및 외벽에 대한 영향을 고려하는 것이 일반적이다.
- (3) 케이슨의 격벽은 탄성체이므로 하중을 받으면 약간 면내변형이 일어난다. 이 면내변형에 의하여 발생하는 단면력의 영향은 외벽에 고정판으로서의 휨 모멘트뿐 아니라 격벽의 변형에 의하여 외벽-외벽우각부에 부가 휨 모멘트가 발생한다는 사실이다. 그러나, 통상의 하이브리드 케이슨의 합체 치수·제원이라면 이 영향은 설계상 고려하지 않아도 된다. 합체의 치수나 하중의 크기에 따라서는 이 영향을 무시할 수 없는 경우도 있으며 이런 경우에는 하이브리드 케이슨 설계매뉴얼에 제시한 방법으로 검토하는 것이 좋다.
- (4) 압축응력을 받는 강판에 대하여는 좌굴에 대한 검토가 중요하므로 사용하는 전단연결재의 강도(剛度)등에 따른 좌굴장의 취하는 방법이나 경계조건의 설정에 유의하는 것이 바람직하다.
- (5) 케이슨의 대형화를 피하는 경우에는 비틀림의 검토를 하는 것이 바람직하다.

5-4-2 합성판의 설계

합성판의 다음사항을 고려하여 설계한다.

- (1) 휨 모멘트
- (2) 전단력
- (3) 강·콘크리트의 일체성

[참고]

- (1) 휨 모멘트
합성판의 휨 모멘트는 강판, 인장 또는 압축철근으로 이루어진 복철근 단면으로 계산할 수가 있다.
- (2) 전단력
합성판의 전단력은 철근 콘크리트판과 같이 계산할 수가 있다.
- (3) 강·콘크리트의 일체화
전단연결재는 하이브리드구조에서 재료의 일체성에 특별히 중요한 구조 요소이다. 합성판에서는 전단연결재로서 Headed Stud나 형강이 일반적으로 사용되나 강판과 콘크리트의 경계면에 발생하는 수평 전단력의 전달 및 강판의 콘크리트면으로부터 면외방향으로 박리방지(특히 압축응력 작용시)에 대하여 충분히 기능하도록 필요한 전단연결재량과 그 배치를 적절히設計할 필요가 있다.

5-4-3 SRC 부재의 설계

SRC 부재는 철골의 구조형식의 종류에 따른 역학적 특성을 충분히 고려하여 휨 모멘트 및 전단에 대하여 설계한다.

[참고]

- (1) SRC 부재는 일반적으로 철골의 구조형식에 따라 다음과 같이 분류한다.

- ① 복부가 충복형(充腹形)인 경우
 - ② 복부가 Truss 형식인 경우
- (2) 휨 모멘트에 대하여는 철골을 철근으로 환산하여 철근 콘크리트 부재로 보고 단면계산을 할 수가 있다. 단, 복부가 충복형이고 철골단부가 정착이 불충분한 경우에는 독립된 철골부분과 철근 콘크리트 부분의 합으로 계산할 필요가 있다.
- (3) 전단력에 대하여 복부가 Truss 형식인 경우에는 철골을 철근으로 환산하여 철근 콘크리트 부재로 보고 단면계산을 할 수가 있다. 또, 복부가 충복형인 경우에는 철골자신으로 전단력에 저항하므로 이것을 적절히 고려한 설계가 가능하다.

5-4-4 격벽의 설계

격벽은 격벽에 작용하는 외력에 대하여 충분히 안전하고 또 외벽·저판을 지지하는 부재로서 기능을 발휘하도록 설계한다.

[해설]

격벽은 외벽·저판의 지지면으로써 기능이 있으므로 격벽의 단면은 이들의 지지면에 작용하는 하중으로부터 계산되는 단면력에 대하여 충분히 안전하게 설계한다.

[참고]

격벽의設計 수순은 일반적으로 부유시 및 거치시로 설계하고 그 결과를 완성시에 대하여 조사하는 것이 바람직하다.

- (1) 부유시에는 부재의 좌굴에 대하여 설계하는 것이 바람직하다.
- (2) 거치시에는 부재의 좌굴 및 면의 휨에 대하여 설계하는 것이 바람직하다.
- (3) 완성시에는 부재의 면내응력에 대하여 격벽을 조사하는 것이 바람직하다.

5-4-5 우각부접합부의 설계

우각부·접합부는 단면력을 원활하고 확실하게 전달할 수 있고 시공이 용이한 구조로 한다.

[참고]

우각부나 접합부에서 충분한 강도를 확보하기 위하여 인장측의 강재를 압축측의 강재에 확실히 정착시키고 또, 접합부내에 생기는 콘크리트의 인장응력에 대한 전단보강재(Haunch)를 부여하는 것이 바람직하다.

5-4-6 피로파괴에 대한 안정성

하이브리드 케이슨은 피로파괴에 대하여 충분히 안전하게 하여야 한다.

[참고]

하이브리드 케이슨에서는 강판간의 접합이나 전단연결재, 전단보강재 등의 설치에 용접접합을 많이 쓰므로 부재가 반복하중을 많이 받는 구조의 경우 그 용접부에서의 부재의 피로강도를 조사할 필요가 있다.

호안·안벽에서는 이와 같은 반복하중의 영향은 적으나 방파제의 설계에는 반복하중으로서 파랑에 대한 부재 응력의 변동 폭이 큰 경우 하이브리드 케이슨의 피로강도에 대한 안전성의 검토를 할 필요가 있다.

5-5 방식

하이브리드 케이슨의 방식은 설계·시공조건 및 구조를 고려하여 적절히 설정한다.

[참고]

- (1) 하이브리드 부재의 열화는 그 강재의 부식이 주원인이며 부식에 따른 콘크리트의 균열로 연결되는 일이 있으므로 하이브리드부재의 내구성 향상을 위하여는 강판에 대하여 적절한 방식 대책을 강구할 필요가 있다. 콘크리트자체의 열화특성은 종래의 철근 콘크리트의 경우와 같이 생각해도 좋다.
- (2) 하이브리드 케이슨에 방식을 시행할 경우에는 기존의 항만 강구조물에서의 실적조사 및 부식에 관한 Data의 응용을 통하여 공법을 검토할 필요가 있다.
- (3) 하이브리드 케이슨에 사용되고 있는 강재는 일반적으로 케이슨의 외부환경에서는 콘크리트 또는 Asphalt Mat로 피복되고 케이슨의 내부 환경에서도 덮개 콘크리트 등으로 외기로부터 차단되어 있고 또, 정지상태의 속채움 모래와 해수에 접하고 있다. 이와 같이 하이브리드 케이슨의 설계를 함에 있어서는 부재의 강판이 직접 해양환경에 접하는 것을 피하는 구조(강판을 직접 파랑이 작용하지 않는 내측에 설정하여 콘크리트에 의한 방식을 피하는 구조 등)로 하는 것이 일반적이나 강판이 해수에 직접 접하는 등 경우에 따라서는 간조부(干潮部) 및 비말부(飛沫部)는 방식 도장, 해중부는 전기방식과 같은 기본적 방법으로 방식 대책을 강구해도 된다.

제 6 편

수역시설 및 준설·매립



여 백

제 6 편 수역시설 및 준설·매립

제 1 장 수역시설(水域施設)

1-1 총 설

항만 및 어항시설의 기본시설중 하나인 수역시설은 항로, 박지, 선회장, 선류장 등으로 계류시설 및 외곽시설과의 관계, 시설건설 후 부근의 수역, 시설 지형, 흐름, 기타 환경 등에 미치는 영향과 당해 항만 및 어항의 장래 발전방향을 충분히 고려하여 계획하여야 한다. 또한, 위험물전용적재선박(危險物專用積載船舶)에 대한 수역시설은 적재 위험물에 대한 특수성을 배려할 필요가 있다.

[해 설]

- (1) 항로, 항입구 등 선박의 조선(操船)수역을 계획할 때에는 운항자, 도선사(導船士, Pilot) 등 선박관계자의 의견을 충분히 청취하여 시설계획에 반영할 필요가 있다.
- (2) 위험물전용적재선박의 박지나 선류장(船留場)은 일반선박, 특히 여객선의 박지나 선류장, 생활환경을 보전할 필요가 있는 주택, 학교, 병원 등의 시설로부터 충분한 거리를 두어야 하며, 위험물의 유출 등의 사태에 용이하게 대처할 수 있는 위치를 선정할 필요가 있다.
- (3) 여객선, 차도선, 어선 등의 박지나 선류장은 선박의 안전한 항행(航行)이나 하역시의 안정성, 효율성 등의 확보를 위하여 다른 선박의 박지나 선류장과 분리하여 따로 설정하는 것이 바람직하다.
- (4) 목재전용 취급시설은 원칙적으로 전용지구를 지정하고, 일반시설과 분리하는 것이 바람직하다.
- (5) 항내정온도를 확보하기 위한 시설로는 방파제 등의 외곽시설 외에 소파공(消波工), 연파방지공(沿波防止工 : Stem wave) 등이 있다.
- (6) 수역시설의 토사 등에 의하여 매몰되는 것을 방지하는 조치로는 다음과 같은 것이 있다.
 - ① 방파제, 도류제 등의 외곽시설, 또는 이에 준하는 시설의 설치
 - ② 포키트(Silt basin) 준설 등 유하하는 토사를 당해 수역시설 주변에서 방지할 수 있는 조치
 - ③ 항로의 호안, 그 외 항로사면의 붕괴 등을 방지할 수 있는 조치
 - ④ 여굴

1-2 항 로

1-2-1 일 반

항로 설정(設定)은 선박의 안전항행(安全航行)과 조선(操船)이 용이하도록 지형, 기상, 해상조건과 관련시설간의 조화가 이루어지도록 한다.

[해설]

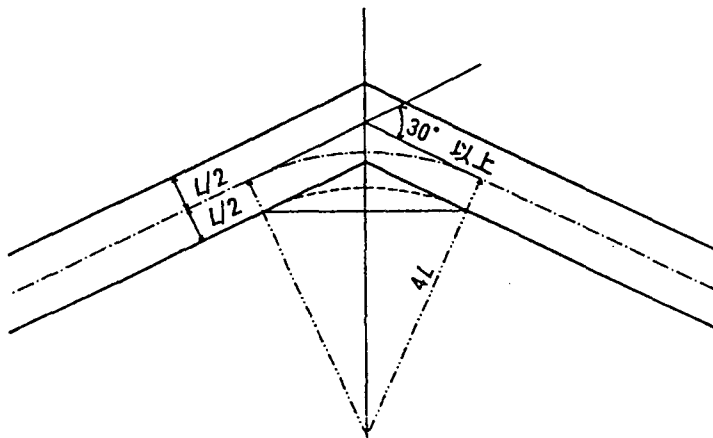
- (1) 항로는 선박이 안전하게 항행할 수 있는 적정 수심과 폭이 유지되어야 하며, 항행기능상 다음의 조건을 충족할 때 양호한 항로라 할 수 있다.
 - ① 법선이 직선에 가깝다.
 - ② 항로의 측벽(側壁)과 해저면의 형상, 항주파(航走波) 영향 등이 고려되고, 폭이 넓으며 수심이 충분하다.
 - ③ 바람, 조류 및 기상·해상조건이 양호하다.
 - ④ 항로표지, 신호설비 등이 잘 정비되어 있다.
- (2) 항로 설정시에는 기존의 유사한 실례를 참고하고, 입·출항 선박의 선박조종시뮬레이션 등을 통한 항적(航跡) 등의 검토와 해사관계자(海事關係者)의 의견을 참조할 필요가 있다. 이러한 검토 과정에서는 당해 항만에서의 항로표지 정비상황, 항행관제(航行管制)상황, 대형·소형선별, 왕·복별 등 항로분리 운영상황, 인접한 박지로부터 떨어진 거리, 항 입구부로의 진입각도, 끝배의 사용 유·무 등을 고려할 필요가 있다.
- (3) 선박의 항행목적으로만 이용되는 수역은 항로로 지정이 되어있지 않더라도, 이 수역 내에서는 선박이 정박(碇泊)하거나, 선회(船廻)하지 못하도록 하여야 한다.

1-2-2 항로 법선(法線)

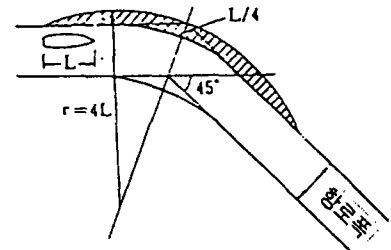
항로의 굴곡부(屈曲部)는 중심선의 교각(交角)이 되도록 적어야 한다.

[해설]

- (1) 굴곡부의 교각은 선박의 선회경(旋廻徑), 속도, 흘수/수심비, 항로표지 등을 고려하여 결정할 필요가 있다.
- (2) 바람이나 조류의 방향이 항로와 직각에 가까운 방향일 때에는 선박조종에 큰 영향이 미치므로, 바람, 조류가 강한 곳에서는 이들의 영향을 충분히 고려할 필요가 있다.
- (3) 굴곡부 항로 중심선의 교각은 30°를 넘지 않는 것이 바람직하며, 30°를 넘을 경우는 항로 굴곡부 중심선의 곡률 반경은 대상선박 길이의 4배 이상이 되게 하고, 항로폭은 대상선박의 항적(航跡)을 고려한 소요 폭 이상이 되어야 한다. 다만, 스포츠 또는 레크리에이션용 요트, 모터보트 등 선회성능이 좋은 선박이 대상인 경우나 표지·신호 등에 의하여 안전하고 원활한 조선이 가능한 경우는 이에 따르지 않는다.
- (4) 굴곡부의 중심선 교각이 30°이상이고, 항로폭이 L인 왕복항로에서는 도해(1-1)(a), 어선이 대상인 항로의 경우는 도해(1-1)(b)와 같이 굴곡부를 확폭할 필요가 있다.
- (5) 항로의 방향은 항로계획시 천퇴 등의 지형조건을 감안하고 가능하면 조류의 방향과 평행으로 고려하는 것이 바람직하다.



(a) 선박대상



(b) 어선대상

도해(1-1) 항로의 굴곡부 확폭

(6) 항로를 횡단하여 교량을 가설하는 경우, 높이 및 폭 방향에 충분한 여유를 두어야 한다.

① 높이 방향의 여유(Clearance)에 고려할 사항

가. 선박의 마스트 높이, 선박의 트림(Trim)

나. 조석, 파고

다. 조선자(操船者)의 심리적 영향

② 폭 방향의 여유에 고려할 사항

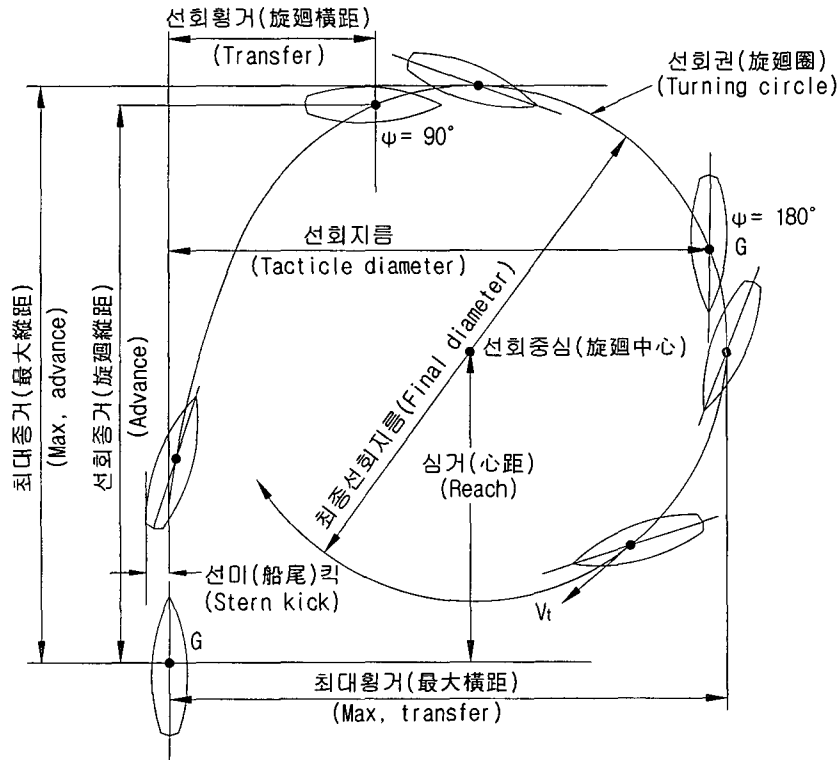
가. 탁월풍(卓越風), 조류, 교각형상에 의한 조류 변화

나. 선박의 속도, 조종성능, 정지성능

다. 조선자의 심리적 영향

[참 고]

- (1) 선박이 선회하기 위하여 전타시(轉舵時) 배의 중심 위치가 90° 돌았을 때 선체중심(船體重心)이 원침로(原針路)에서 벗어나 종방향으로 이동한 거리를 어드반스(Advance) 또는 선회종거(船廻縱距), 횡방향으로 이동한 거리를 트랜스퍼(Transfer) 또는 선회횡거(船廻橫距)라고 한다. 선회가 계속되어 배가 원침로부터 종방향으로 가장 멀리 이동한 거리를 최대종거(最大縱距, Max advance)라고 하는데, 이는 거의 선회지름(TD)과 같다. 또 배가 180° 돌아섰을 때의 횡방향 이동거리를 선회지름(Tactical diameter : TD), 약간 더 돌아서 원침로부터 정횡(正橫)방향으로 가장 멀리 이동한 거리를 최대횡거(最大橫距, Max transfer), 그리고 정상 선회운동(定常 船廻運動) 상태로 들어간 배가 그리는 원의 지름을 최종 선회지름(Final diameter)라고 한다. 이 최종 선회지름의 중심 O는 전타시 배의 중심 G로부터 전방으로 어긋난 방향에 있게 되고, 두 중심간 원침로 방향의 중심 종거리를 리치(Reach) 또는 심거(心距)라 한다. 도참(1-1) 참조한다.
- (2) 선회하는 배가 그리는 선회권(船廻圈, Turning circle)의 크기는 선종, 타각(舵角), 선박의 속도 등에 따라 다르다.



도참(1-1) 선회권(Turning circle)의 명칭

1-2-3 항로 폭

항로 폭은 대상선박의 제원, 항로의 통행상황 및 항로길이, 기상, 해상과 그 외의 자연 상황 등을 충분히 고려하여 정한다. 다만, 끝배의 이용, 대피수역의 설치 또는 항로길이가 아주 짧은 경우 등에는 선박의 안전항행에 지장을 미치지 않은 정도 범위 내에서 항로 폭을 줄일 수 있다.

[해설]

- (1) 일반항로에서의 항로 폭은 다음 값을 표준으로 한다. 여기서, L은 대상선박의 전장(全長)을 말한다.
 - ① 선박이 운항 중 교행(交行) 가능성이 있는 항로에서는 1L 이상의 적절한 폭으로 한다.
 - 가. 항로의 길이가 비교적 긴 경우 : 1.5L
 - 나. 대상선박들이 항로 항행 중 빈번하게 교행 할 경우 : 1.5L
 - 다. 대상선박들이 항로 항행 중 빈번히 교행하고, 항로의 길이가 비교적 긴 경우 : 2L
 - ② 선박이 운항 중 교행 가능성이 없는 항로에서는 0.5L 이상의 적절한 폭으로 한다. 그러나 항로 폭이 1L 이 되지 않을 경우, 항행지원 시설의 정비 등에 대한 안전상의 충분한 대비를 하는 것이 바람직하다.
- (2) 통행량이 아주 많은 항로, 항로를 횡단하는 선박이 예상되는 항로, 초 대형선을 대상선박으로 하는 항로, 기상·해상조건이 열악한 영향을 많이 받는 항로 등, 특수한 항로에서는 일반항로의 표준값에 실태에 따라 운항자, 도선사(導船士 : Pilot) 등 선박관계자의 의견을 청취하여 여유를 가산하는 폭으로 한다.
- (3) 항로의 연장이 아주 짧은 경우란 항로의 전체길이가 아주 짧은 경우와, 항로 전체 중 고려할 대상이 되는 부분의 연장이 아주 짧은 경우를 말한다.

(4) 어선 또는 500G/T미만인 선박을 대상으로 하는 항로의 폭은 이용실태에 따라 적절하게 정한다. 어선을 대상으로 하는 항로 폭은 대상어선의 크기, 통행량 및 지형, 자연조건 등을 고려하여 다음의 값을 표준으로 하고 있다.

표해(1-1) 어선을 대상으로 하는 항로 폭(왕복항로)

항로의 위치	항로 폭	비고
외해에서 외항으로 들어오는 항로	6B~8B	악천후 파랑에 대한 여유를 고려
외항에서 내항으로 들어오는 항로	5B~6B	

주 : 여기서 "B"는 대상어선의 선폭

[참 고]

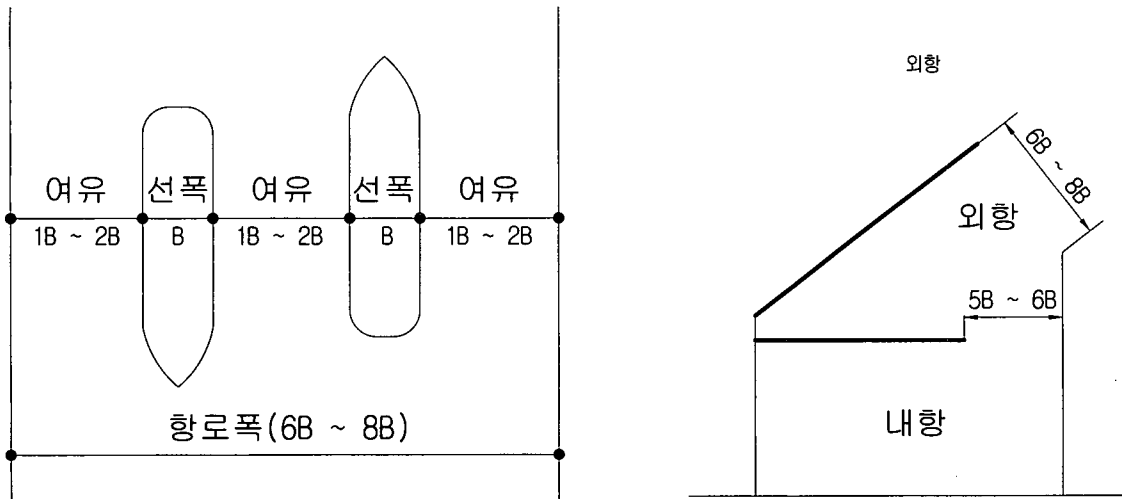
(1) Lloyd's maritime information('95.6)의 자료에 의하면 화물선의 L과 B의 관계는 다음 식으로 계산하여도 좋다고 한다.

평균값 (50%일 때) : $L = 6.6B$ (단, 25%일 때 : $6.1B$, 75%일 때 $7.2B$)

여기서, L : 전장(m)

B : 형폭(m)

(2) 어항의 항로 폭을 그림으로 표시하면 다음의 도참(1-2)과 같다.



도참(1-2) 어항의 항로폭

1-2-4 항로수심

항로수심은 저질(底質), 선박의 동요(動搖), 트림(Trim), 선체침하, 해도오차, 측량오차, 준설정도(浚渫精度) 등에 따라 여유를 고려한다. 선박의 특수항행용 항로란 선박을 도크(Dock)에 출·입시키기 위한 항로, 대상선박의 운항시 흘수가 만개흘수보다 항상 얕은 경우의 항로를 말한다.

[해설]

- (1) 선박이 얕은 수심 해역을 항행할 때에는 다음의 위험한 상태를 예상할 수 있다.
 - ① 조종이 어렵거나, 항행시 조타에 의한 보침·변침조작(保針·變針操作) 효과가 극히 저하되고, 때로는 조 선불능 상태에 빠질 수 있다.
 - ② 계선 또는 정박 조선 시 횡방향 이동에는 아주 큰 저항을 받아 큰 지원을 필요로 할 뿐 아니라, 제어(制御)가 어렵게 된다.
 - ③ 항행중의 선체침하증대로 선저(船底)가 해저에 접촉함으로써 선체의 손상, 기관이나 추진 장치에 장애를 초래한다.
- (2) 항행의 안전 확보를 위하여서는 최대흘수시의 선저와 해저와의 사이에 여유 수심을 확보할 필요가 있다.

[참고]

화물을 적재하였거나 선박이 항행할 때 생기는 선수·미간의 흘수차를 트림(Trim)이라고, 화물을 적재한 상태에서 저속으로 운항할 때에는 선수가 침하하고, 고속으로 운항할 때에는 선미가 침하하는 경향이 있다.

1-2-5 항 입구부의 항로길이

항 입구부의 항로길이와 이어지는 박지의 넓이는 선박의 정지가능 거리를 고려하여 적절하게 정한다.

[해설]

선박이 자력으로 입항할 때, 방파제 등으로 차폐된 수역 외측에서는 바람, 조류의 영향을 덜 받도록 어느 정도이상의 속도를 유지하여야 한다. 이 때문에 방파제의 개구부 등 차폐수역 경계부로부터 접안시설까지의 항로길이와 이어지는 박지의 넓이는 대상선박의 정지 가능거리를 충분히 확보하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 입항·계류조선시에는 항 입구부에서 5~7kt정도가 되도록 감속하여 서행운항하거나, 항 입구부에서 기관을 정지하고 타력(惰力)으로 진입한다. 이후는 적절하게 기관을 가동하여 진입하지만 박지에서는 후진력을 사용하여 선박의 선체가 편향되지 않게 안전하게 정지할 수 있는 정도의 타력으로 계류시설에 접근하는 것이 바람직하다.
- (2) 감속에 필요한 거리는 선박의 규모, 선박의 처음속도 등에 따라 다르다. 특히, 초대형선 또는 대형선에서는 관련 자료를 참작하고, 대형선인 경우 끝배의 조력을 받으면서 조선하는 것이 바람직하다.
- (3) 어선의 경우 서행운행(5~7kt)하다가 항 입구부에서 기관을 정지하였을 경우 항 입구부로부터 정지하는 지점까지는 대상어선 길이의 4배의 거리가 필요하고 정지점까지의 항로길이는 선박길이의 약 5배 정도가 필요하다. (*어항 구조물 설계기준 : 해양수산부(1996) P-501 참조)

1-2-6 항로의 정온도

항로는 이를 이용하는 선박의 안전항행, 도선사(導船士 : Pilot)의 승선, 끝배의 이용 등을 감안하여 적절한 정온도 확보를 하여야 한다.

[해설]

- (1) 항행선박에 대한 파랑의 영향은 소형선의 경우 횡파(橫波)를 받을 때나 추파(追波)를 받을 때에 크고, 대형선의 경우는 추파를 받을 때가 크다. 수역시설 내에서의 파랑은 파의 주기와 선박의 횡방향 동요 고정 주기가 일치하지 않도록, 선체 길이와 같은 정도의 파장은 받지 않도록 하여야 한다. 또한 대형선이 항 입구부에서 저속 운항하는 경우 추파를 받으면 선박과 파랑의 상대속도가 작게 되어 조타성능이 떨어짐으로서 선수(船首)의 동요가 크게 일어날 염려가 있다. 이 때문에 항로의 배치는 항 입구부에서 후방 45° 이내의 추파를 받는 방향은 피하는 것이 바람직하다.
- (2) 항로의 정온도 확보를 위하여서는 침입파 외에 방파제나 안벽에서의 반사파 영향에 대하여도 고려할 필요가 있다.
- (3) 파랑조건이 좋지 않은 장소에서는 대상선박의 입항속도와 정지가능거리를 고려하고, 선박의 조종성에 대응한 정온도 확보가 필요하다.
- (4) 부득이하게, 여유수심을 크게 확보할 수 없는 수역에서는 선박의 동요로 인한 선체침하를 방지하고, 정온도를 높이는 조치를 할 필요가 있다.

1-3 방파제 근해의 항로

1-3-1 일 반

방파제 근해의 항로는 본장 1.2에서 정한 내용 이외에 선박의 안전과 경제적인 속도의 항행 등을 고려한다.

[해설]

여기에 기술되는 항로는 방파제 근해에서 선박이 보통속도로 운항하는 항로를 말한다.

1-3-2 항로 폭

방파제 근해의 항로 폭은 본장 1.2.3에서 정한 폭 이상으로 하고, 파랑, 바람, 조류, 지형, 지질 등의 자연조건과, 항행속도 등을 고려하여 정한다.

[해설]

선박이 나란히 근접하여 항행하거나 추월하는 경우의 항로 폭은 두 선박간의 상호작용(相互作用), 선박의 선수동요, 항로 폭이 조선자에 미치는 심리적인 영향 등을 고려할 필요가 있다.

[참고]

두 선박이 근접하여 운항하거나 추월하는 경우, 두 선박 주변의 흐름에 대한 대상성(對象性)이 없어지면서 생기는 흡인력, 반발력이 조선에 미치는 영향을 두 선박간의 상호작용이라 한다.

1-3-3 항로의 수심

방파제 근해의 항로 수심은 대상선박에 대한 본장 1.2.4에서 정한 수심을 확보하고, 일반적으로 해상 조건이 나쁘고 선박의 항행속도가 빠른 경우 등 특히, 선박의 동요, 선체의 침하, 트림, 저질, 해도오차, 측량오차, 준설정도(浚渫精度) 등을 고려하여 충분히 여유 있게 한다.

[해설]

- (1) 파랑에 의한 선박의 동요는 선박의 전장, 폭, 속도, 파고, 파장 등에 따라 정하여 지지만, 동요에 대한 여유수심은 일반적으로 소·중형선의 경우는 파고의 2/3, 대형선에서는 1/2을 보고 있다. 이 값들의 적용시는 항행조건이 비슷한 다른 항로의 실적을 참고하는 것이 바람직하다.
- (2) 수심이 얕은 수역이나 항로단면적이 좁은 수역에서는 항행하는 선박의 선체주변의 물이 가속되어 압력이 감소하고, 선체부근의 수위가 저하하여 선체가 침하하며, 많은 경우에 선수트림이 변하는 경우 선회성은 나쁘게 되지만 보침성(保針性)은 좋게 된다.
- (3) 모래톱(Shoal)이 발생하는 항로나 저질이 이토상태(泥狀)의 항로에서는 항로수심을 계획할 때 이들의 영향을 고려할 필요가 있다.

1-4 박지(泊地)

1-4-1 일반

박지계획은 안전한 정박(碇泊), 조선의 용이, 하역의 효율성, 기상·해상조건, 항내반사파·항주파 등의 영향 및 관련시설과의 조화가 잘 이루어지도록 한다.

[해설]

박지는 묘박지(錨泊地), 부표박지(浮漂泊地)외에 선회장(船回場) 등의 조선수면(澡船水面)을 포함하고, 기능상 다음의 조건이 만족될 때 양호하다고 본다.

- (1) 정온하고 충분한 수면적
- (2) 닻 놓기에 양호한 저질
- (3) 잘 정비되어있는 부표
- (4) 바람, 조류 등의 양호한 기상, 해상 조건

1-4-2 박지 위치와 면적

[1] 위치

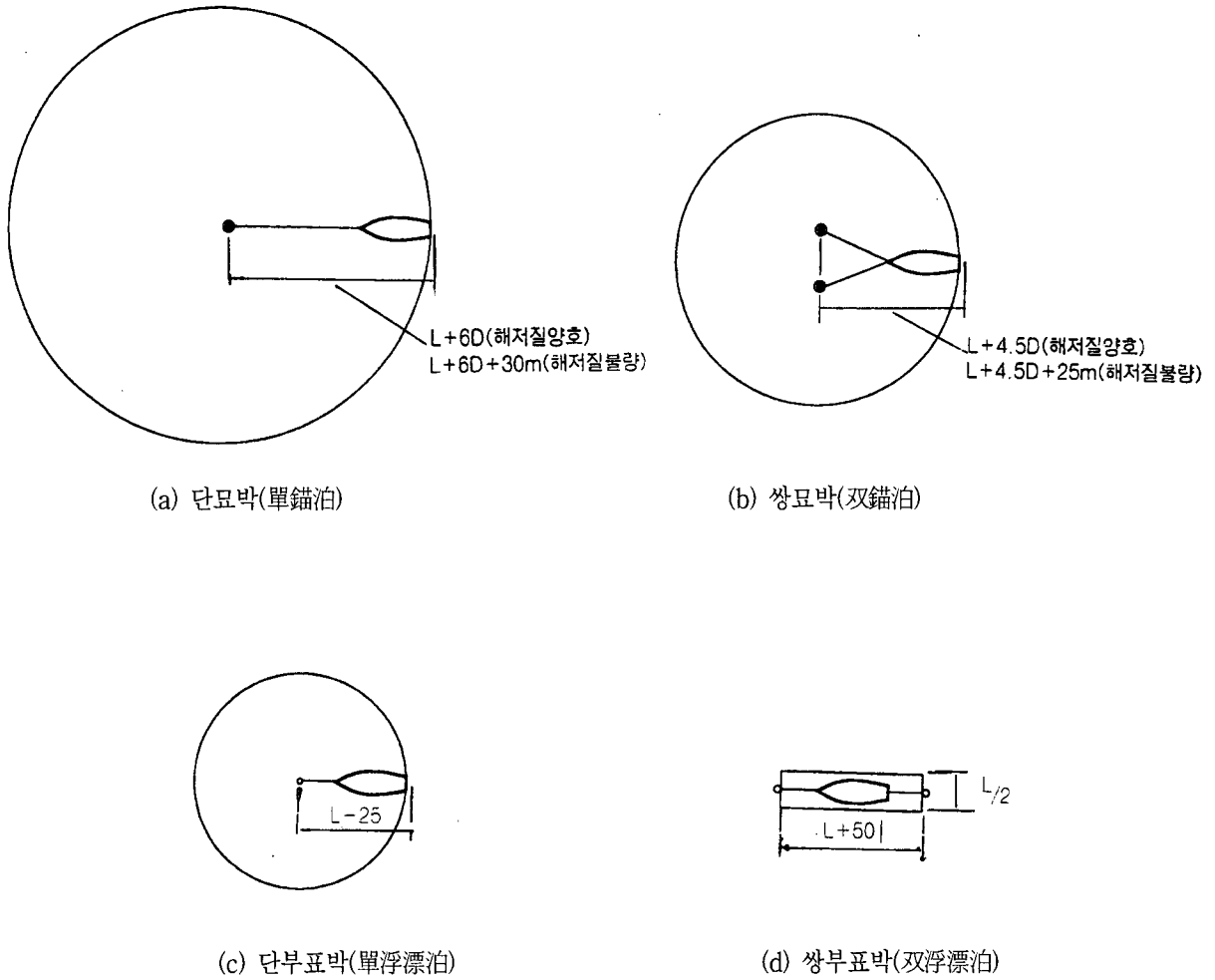
박지 위치는 방파제, 부두(埠頭), 항로 등의 배치, 정온도를 고려하여 적절한 장소에 정한다.

[2] 정박 또는 계류용 박지 면적

- ① 정박 또는 계류용 박지라 함은 안벽, 계선말뚝, 잔교 및 부잔교의 전면박지 이외의 박지로서 묘박(錨泊) 및 부표박(浮漂泊)으로 사용되는 박지이다. 그 면적은 대상선박의 길이(L)에 수심, 지형, 지질, 기상·해상, 기타 자연조건에 따른 적절한 여유치를 가산한 값 이상을 반경으로 하는 원으로 하고, 이용목적, 이용방식 등을 충분히 고려하여 정한다.
- ② 부표박(浮漂泊)의 경우에는 선박의 안전한 정박 및 계류에 지장이 없는 넓이까지 박지의 규모를 축소할 수 있다. 이 경우는 부표박의 이용방식 및 조위차가 큰 경우 등 부표의 수평 이동량을 고려한다.
- ③ 안벽, 계선말뚝, 잔교 또는 부잔교 전면 박지 길이는 대상선박의 전장 이상으로 지형, 기상·해상, 기타 자연조건과 정박 또는 계류형태에 따라 대상선박이 횡접안 할 때 필요한 연장으로 하며, 박지 폭은 이·접안시 안정성을 고려한다.
- ④ 돌제(突堤)와 돌제사이의 박지 폭은 선형, 선석 수, 끝배의 사용유무 등을 충분히 고려하여 적절히 정한다.
- ⑤ 박지 면적은 선박의 이·접안 및 박지에의 출입, 묘박지에서는 투묘오차(投錨誤差), 위험물적재선박이 이용하는 박지에서는 보안거리를 고려한다.

[해설]

- (1) 선박의 묘박방법에서 이용도가 높은 방법은 도해(1-2(a))의 단묘박(單錨泊)과 도해(1-2(b))의 쌍묘박(雙錨泊)이 있고, 그 외 2묘박, 선수·미묘박(船首·尾錨泊) 등이 있다.
- (2) 묘쇄(錨鎖)의 길이는 선형, 묘박방법, 기상·해상 조건 등에 따라 다르다. 선박에 작용하는 힘에 저항할 수 있는 계류앵커의 파주력(把駐力)에 부가하여, 해저에 놓인 체인에 의한 파주력을 확보할 수 있도록 묘쇄를 길게 할 필요가 있다. 다시 말하면 묘쇄는 길게 할수록 안전성이 높아진다.
- (3) 묘박지의 규모는 해저에 놓인 체인을 고려하고, 회전 중심이 되는 점으로부터 선수까지의 수평거리에 자기 배 길이를 합한 값을 반지름으로 하는 원의 크기로 구할 수 있다.
- (4) 묘쇄의 길이 계산에 필요한 체인이 불분명할 때의 묘박지 규모는 다음 표해(1-2)를 참고하여 정한다.
- (5) 단부표박은 도해(1-2(c)), 쌍부표박은 도해(1-2(d))를 참조한다. 쌍부표박에서 부표의 배치는 선수·미 방향과 바람, 조류방향이 평행이 되도록 한다. 부표박지의 규모는 표해(1-3)를 참고하여 정한다.
- (6) 여러 개의 돌제가 병렬(並列)하여 있는 경우, 돌제사이의 박지 폭은 다음 값을 참고로 하여 정한다.
 - ① 돌제의 한쪽 선석수가 대체로 3선석 이하인 경우 : L
 - ② 돌제의 한쪽 선석수가 대체로 4선석 이상인 경우 : 1.5L
 여기서, L : 대상선박의 길이
 돌제의 안쪽을 선류장으로 사용하거나 급유선, 대선 등의 박지로 이용하는 경우에는 그 이용 상황을 고려하여 소요 폭에 여유를 두는 것이 바람직하다.



도해(1-2) 묘박지의 규모(1척당)

표해(1-2) 묘박지 규모

이용목적	이용방법	해저질(海底質) 또는 풍속	반경
외해대기 또는 하역	단묘박(單錨泊)	해저질이 닻 놓기에 양호	$L+6D$
		해저질이 닻 놓기에 불량	$L+6D+30m$
	쌍묘박(雙錨泊)	해저질이 닻 놓기에 양호	$L+4.5D$
		해저질이 닻 놓기에 불량	$L+4.5D+25m$

(주) L : 대상선박전장(m), D : 수심(m)

표해(1-3) 부표박지 규모

이용방식	넓이
단부표박(單浮漂泊)	반경($L+25m$)의 원
쌍부표박(雙浮漂泊)	($L+50m$)과 $L/2$ 을 변으로 하는 장방형

1-4-3 박지 수심

- (1) 박지의 수심은 파랑, 바람, 조류 등에 의한 대상선박의 동요정도를 고려하며, 대상선박의 만재흘수 이상으로, 기준면하 만재흘수에 여유수심을 확보한 수심으로 한다. 다만 조선소 등의 의장용(艤裝用)안벽의 박지나, 대상선박이 박지를 이용할 때의 흘수가 항상 만재흘수보다 작은 경우에는 이에 따르지 않는다.
- (2) 박지의 수심에 대하여 대상선박의 만재흘수 등을 잘 알지 못할 경우에는 관련 자료를 조사, 분석하여 적절하게 정할 수 있다.

[해설]

- (1) 페리(Ferry) 등을 대상으로 하는 박지에서 사이드 스러스터(側開形 : Side thruster)를 사용하는 등 일반적인 선박과 다른 조선행태를 취하는 경우에는 이 영향을 고려할 필요가 있다.
- (2) 천문조(天文潮)에 의한 조위변동에 비하여 평균해면의 계절 간 변동이 크고, 기본수준면보다 낮은 조위가 빈번히 발생하는 경우, 또 파랑이나 너울(Swell)의 진입이 현저한 경우 등은 그 영향을 고려할 필요가 있다.
- (3) 공공항만시설과 같이 대상선박의 명확한 제원을 사전에 정할 수 없는 경우의 박지수심은 본 기준에 수록되어 있는 선석수심과 선석길이에 준하여 정할 수 있다.

1-4-4 박지 정온도

수역시설을 이용하는 선박의 정박이나 계류용 박지로서 계류시설의 전면박지에서는 원칙적으로 연간 97.5%이상의 정박 또는 계류가능일수를 얻을 수 있는 정온도를 확보하여야 한다. 단, 계류시설 또는 계류시설 전면의 이용이 특수한 경우는 그렇지 않다.

[해설]

- (1) 계류시설 전면박지의 하역한계 파고는 대상선박의 선종, 선형, 하역특성 등을 고려하여 적절히 정할 필요가 있으나, 표해(1-4)와 같이 평가할 수도 있다. 박지의 정온도는 박지내의 파고로 평가하는 것이 통례로 되어 있지만, 필요에 따라서는 계류 중인 선박 동요량에 영향을 미치는 파향, 주기 등의 영향도 함께 고려하는 것이 바람직하다.

표해(1-4) 하역한계파고

선형	하역한계파고(H _{1/3})
소형선	0.3m
중·대형선	0.5m
초대형선	0.7~1.5m

(주) 소형선이란 주로 선류장을 이용하는 대체로 500GT급 미만의 선박, 초대형선이란 주로 대형돌핀, 시버스(Sea berth)를 이용하는 대체로 50,000GT급 이상의 선박, 중·대형선이란 소형선이나 초대형선 이외의 선박이다.

(2) 대피수역으로서의 항내 한계과고나 풍속은 대상 항만이 외해·내해의 어느 쪽으로 면(面)해 있는지, 대상으로 하는 선박의 선종이나 선형이 어떤지, 계선, 부표박 및 묘박 등의 계류방법은 어떤지 등을 고려하여 적절하게 정하는 것이 바람직하다.

[참 고]

선체동요와 하역에 관한 PIANC의 제안 내용을 참고로 하면 다음 표참(1-1)과 같다.

표참(1-1) 하역과 선체의 동요와의 관계

선 종	전후동요 (m)	좌우동요 (m)	상하동요 (m)	횡방향동요 (°)	종방향동요 (°)	선수동요 (°)
일반화물선	±1.0	±0.75	±0.5	±2.5	±1.0	±1.5
곡물운반선	±1.0	±0.5	±0.5	±1.0	±1.0	±1.0
광석운반선	±1.0	±1.0	±0.5	±3.0	±1.0	±1.0
탱커(외항선)	±1.5	±0.75	±0.5	±4.0	±2.0	±2.0
탱커(내항선)	±1.0	±0.75	±0.5	±3.0	±1.5	±1.5
컨테이너선(Lo/Lo)	±0.5	±0.3	±0.3	±1.5	±0.5	±0.5
페리, 컨테이너선 (Ro/Ro)	±0.3	±0.6	±0.3	±1.0	±0.5	±0.5
자동차 운반선						

1-4-5 어선용 박지

[1] 일 반

어선용 박지는 어선의 입·출항과 조선을 원활하게 할 수 있는 충분한 수면적과 수심을 확보하고 어선의 안전한 정박, 양육(揚陸), 보급(補給), 휴식(休息), 출어준비(出漁準備) 등의 작업에 지장이 없도록 정운을 유지하여야 한다. 박지는 어선의 정박 시 닻을 놓는데 적합한 해저질이어야 하고 해저지반이 단단하여 닻을 놓기에 부적절할 경우에는 별도로 대책을 강구하여야 한다.

[해 설]

어선용 박지는 안전한 정박, 원활한 조선, 양육, 출어준비 등의 작업이 용이하도록 정운하고, 충분한 넓이와 수심을 확보하여야 한다.

어선용 박지의 수역을 사용 목적에 따라 분류하면 다음과 같다.

- ① 양육용 박지(揚陸用 泊地)
- ② 보급용 박지(補給用 泊地)
- ③ 휴식용 박지(休息用 泊地)
- ④ 특정목적용 박지
- ⑤ 묘박용 박지
- ⑥ 그 외 수역

[2] 박지의 넓이와 형상

어선용 박지의 넓이와 형상은 바람, 파랑, 조류, 조석현상, 지형, 지질 등의 영향과 대상어선의 제원을 고려하여 어선이 원활하고 안전하게 정박 및 계류할 수 있게 정한다.

[해설]

어선용 박지의 넓이와 형상은 박지의 사용목적에 따라 그 규모를 정하고, 특히 필요한 경우에는 활어보관용 수면(가두리 등) 등을 고려한다. 사용목적별 박지의 소요면적은 다음과 같이 정한다.

(1) 양육용 박지

양육용 박지는 양육용 물양장의 전용수역으로 어선이 물양장에 횡접안하여 양육하는 것을 기준으로 하며, 다음과 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} \text{○ 박지면적} &= \text{부두연장} \times (\text{횡접안 폭} + \text{항로폭} + \text{조선수역폭}) \\ &= \text{부두연장} \times (0.25L + 0.75L + 1.5L) \\ &= \text{부두연장} \times 2.5L, \end{aligned}$$

여기서, L : 어선의 길이, 단위 : cm

(2) 보급용 박지

얼음, 물, 연료 등 보급품을 적재하기 위하여 보급용 물양장의 전용수역에 어선을 횡접안하는 소요박지로 다음과 같이 계산 한다.

○ 박지면적 : 양육용 박지와 동일

단, 이용 선박 중 최대선형을 기준으로 하여야 하며, 도서지역의 어항은 유류 운반선을 고려하여야 한다.

(3) 휴식용 박지

휴식용 박지는 휴식용 물양장의 전용수역으로 어선의 접안 방법은 종접안을 기준으로하고, 다음과 같이 소요박지 면적을 계산한다.

$$\begin{aligned} \text{○ 박지면적} &= \text{부두연장} \times (\text{종접안 폭} + \text{조선수역폭} + \text{항로폭}) \\ &= \text{부두연장} \times (1.5L \times \text{종접안수} + 1.5L + 0.75L) \end{aligned}$$

(4) 특정목적용 박지

특정목적용 박지는 정기여객선의 이·접안 또는 화물선 및 어선의 수리 등 특정목적에 사용되는 수역으로 사용방법에 따라 횡접안과 종접안으로 구분하여 다음과 같이 계산한다.

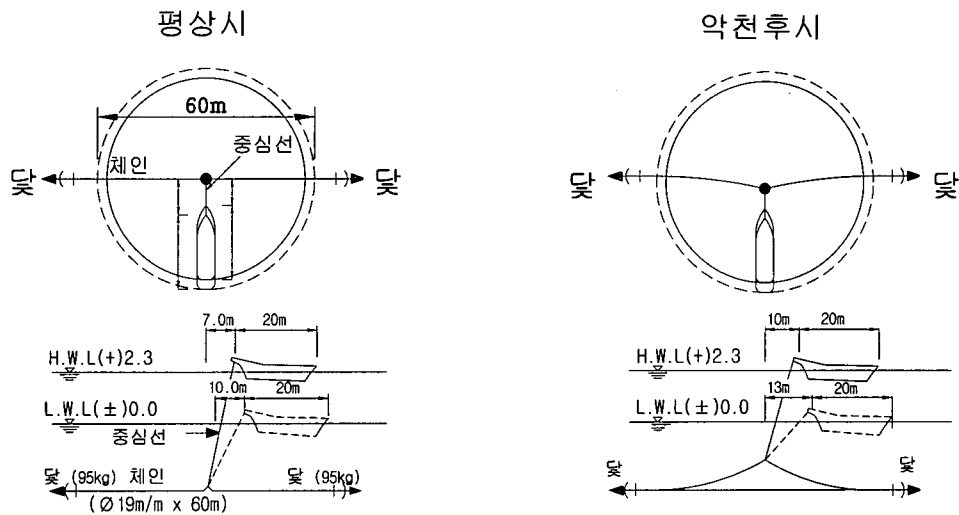
○ 횡접안 시 박지면적 : 1.2L 및 (B+1)을 변의 길이로 하는 직사각형의 면적

○ 종접안 시 박지면적 : 1.2L 및 (B+3)을 변의 길이로 하는 직사각형의 면적

여기서, B : 어선의 폭, 단위 : m

(5) 묘박용 박지

어선이 접안시설을 사용하지 않고 닻이나 부표 등을 사용하여 정박하는 수역으로, 안전하게 묘박할 수 있도록 충분한 넓이의 수면적과 소요정온도가 유지되도록 한다. 어선의 정박 방법에 따라 필요한 수면적을 정한다. 소형어선은 도해(1-3)를 참고로 하여 계산한다.



도해(1-3) 묘박지에서의 계류(예)

(6) 악천후시의 박지

악천후 시는 계류방법, 여유길이, 여유 폭이 평상시와는 다르므로, 종접안을 기준으로 하여 다음과 같이 소요박지 면적을 계산한다.

$$\begin{aligned} \text{○ 박지면적} &= \text{소요접안연장} \times (\text{종접안 폭} + \text{조선수역폭} + \text{항로폭}) \\ &= \text{소요접안연장} \times (2.0L \times \text{종접안수} + 2.0L + 1.0L) \end{aligned}$$

(7) 그 외 수역

앞에 열거한 목적 이외로 필요한 수역이 발생할 때에는 이를 별도로 고려한다.

1-4-6 박지의 수심

어선용 박지의 수심은 기본 수준면을 기준으로 하여 대상어선 만재흘수의 110%, 또는 선석수심을 표준으로 한다.

[해설]

어선용 박지의 수심은 대상어선의 만재흘수가 명확하지 않을 경우 다음 표해(1-5)을 기준으로 한다.

표해(1-5) 박지의 수심

대상어선	수심(m)	대상어선	수심(m)
1톤 미만	1.0	200톤	4.0
1톤~20톤	2.0	300톤	4.0
30톤	2.5	400톤	4.0
50톤	3.0	500톤	5.0
100톤	3.0	750톤	5.5
150톤	4.0	1,000톤	6.0

1-4-7 박지의 정온도

어선용 박지의 정온도가 좋고 나쁜 것은 방파제의 배치와 마루높이, 항내 물양장의 배치와 구조형식에 따라 다르게 나타난다. 그러므로 항내에서 발생하는 수리현상(水理現象)을 충분히 고려하여 구조물의 배치와 구조형식 등을 결정할 필요가 있다. 접안시설 전면수역은 연간 97.5%이상 정박 또는 접안이 가능하도록 정온이 유지되어야 한다.

[해설]

- (1) 어선용 박지의 정온도 확보에서 실제로 이용되지 않는 수역도 많으므로 이런 수역에 대한 검토도 필요하다. 정박 가능한 최대파고, 항로에서 항행이 가능한 최대파고와 양육작업, 출어준비작업, 휴식을 위한 계류가 가능한 물양장 전면에서의 한계파고는 대상어선의 선종, 선형, 이용실태 등을 파악하여 정해지지만 일반적으로는 다음 표해(1-6)을 표준으로 한다.

표해(1-6) 수역시설 사용이 가능한 최대파고

구 분	수역시설수심	
	3.0m 미만	3.0m 이상
항내 묘박 및 정박가능 최대 파고	0.60m	0.70m
항로 항행가능 최대 파고	0.90m	1.20m
양육, 준비가 가능한 파고	0.30m	0.40m
휴식이 가능한 최대 파고	0.40m	0.50m

주 : 박지의 정온도는 박지내의 파고를 평가하는 것이 통례이지만, 필요에 따라서는 너울이나 항주파 등의 영향도 고려해야 한다.

- (2) 장래시설 소요에 따라 여유수역이 필요한 경우에 대해서도 검토할 필요가 있다.

1-5 선회장(船回場)

1-5-1 일반

선회장은 선박의 선수를 회전하는데 필요한 정온한 수면적으로서 끝배의 사용유무, 스러스터(Thruster)장착유무, 닻의 이용여부, 회선의 형태, 선박의 선회성능, 계류시설, 항로의 배치, 기상·해상 조건을 충분히 고려한다.

[해설]

선박의 선수 회전형태(船首廻轉形態)에 따라 선회장이 필요하지 않은 경우란 끝배를 이용하는 선박의 회전, 충분한 추진을 갖는 스러스터(Thruster)를 이용한 회전이나 닻을 이용한 회전 등이다.

1-5-2 선회장의 규모

선박을 선회하는데 필요한 수면적은 일정한 규모 이상을 확보하는 것이 바람직하다. 상기 수면적은 수심 및 정온도 등이 확보되어야 한다.

[해설]

- (1) 선회장은 다른 수역시설 등을 고려하여 접안시설 전면에 계획하는 것이 바람직하다.
- (2) 선회장의 규모(수면적)는 다음 값을 표준으로 한다.
 - ① 자력에 의한 회전의 경우 : 3L을 지름으로 하는 원
 - ② 끝배에 의하여 회전하는 경우 : 2L을 지름으로 하는 원충분한 추진력을 갖춘 스러스터(Thruster)장치가 장착되어 있는 선박의 경우도 같다.
- (3) 소형선 등은 지형여건 등으로 어쩔 수 없는 경우에는 계류앵커, 바람 또는 조류를 이용하여 다음의 값까지 내릴 수 있다.
 - ① 자력에 의한 회전의 경우 : 2L을 지름으로 하는 원
 - ② 끝배에 의하여 회전하는 경우 : 1.5L을 지름으로 하는 원
- (4) 지형상의 제약 등으로 표준 값의 규모를 확보할 수 없는 경우나, 항로가 인접하여 있는 등 긴급 시에 대응 가능한 수역이 확보될 수 있는 경우 등, 안전상 지장이 없다고 판단되면 선회장 규모를 기준을 표준 값 보다 작게 할 수 있다.

[참고]

- (1) 대상선박의 구체적인 제원이나 운동성능 등의 특성을 명확하게 알고, 안전상 지장이 없다고 판단될 경우에는 그 규모를 표준 값 보다 작게 할 수 있다.
- (2) 계류시설과 항로의 위치관계로부터 대체로 90°를 넘지 않는 범위 내에서 회전하는 경우, 안전상 지장이 없다고 확인되면, 선회장의 형상을 그 해역에서 가장 적절한 조선방법을 근거로 한 형상으로 할 수 있다.

1-5-3 선회장의 수심

선회장의 수심은 박지의 수심을 참고로 한다.

1-5-4 선회장의 정온도

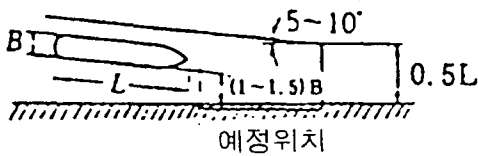
선회장의 정온도는 박지의 정온도를 참고로 한다.

1-5-5 계류(繫留)와 해람용(解纜用) 박지

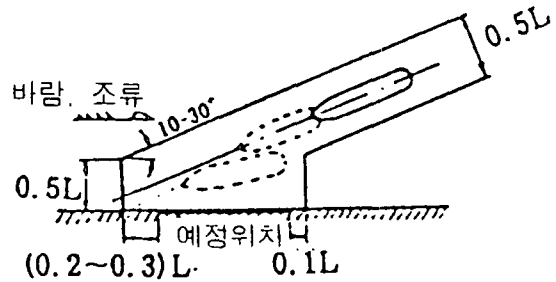
계류·해람용 박지는 끝배 사용여부, 바람, 조류의 영향, 조선의 용이도 등을 고려한다.

[해설]

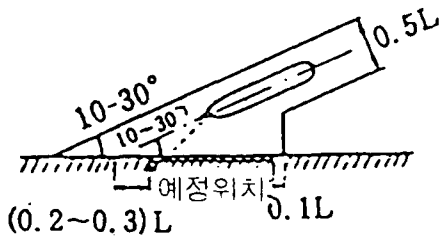
- (1) 항만시설의 효율적인 배치나 이용면에서 계류·해람 수역과 항로를 동일 수역에 계획하지만 선박의 통행이 빈번한 곳에서는 이를 분리하는 경우도 있다.
- (2) 선수를 항 입구방향과 반대방향으로 접안하는 것을 입선접안(入船接岸 : Ship stiking dock)이라 한다. 바람, 조류가 없는 경우 입선접안에 필요한 수역은 도해(1-4(a),(b))와 같다. 조타는 좌회두(左廻頭)가 곤란하기 때문에 좌현횡접안(左舷橫接岸)인 경우 약간 큰 각도로 진입해야 한다. 또한 선수에 바람, 조류를 받는 경우 선박의 밀림을 예상하여 바람, 조류가 없는 경우보다 예정 위치에서부터 먼 지점을 향하여 진입하므로 조선수역은 도해(1-4(c),(d))와 같이 된다. 육지 쪽으로부터 바람, 조류를 받는 경우 끝배를 사용해야 하나, 조선수역은 선수에 바람을 받는 경우와 큰 차이가 없다.
- (3) 선수를 항 입구방향으로 하여 접안하는 것을 출선접안(出船接岸)이라 하며, 외해로부터 불어오는 바람, 조류를 받으면서 입항하는 경우 바람, 조류를 이용하여 접안하는 방법이다. 출선접안에 필요한 수역은 도해(1-5)와 같고, 좌현횡접안이나 우현횡접안도 거의 같다.



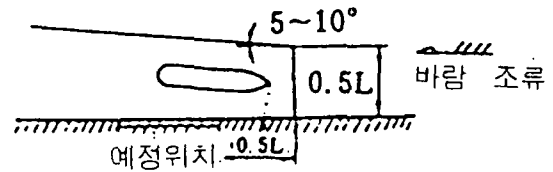
(a) 우현횡접안(바람·조류 없음)



(c) 좌현횡접안(바람·조류 있음)

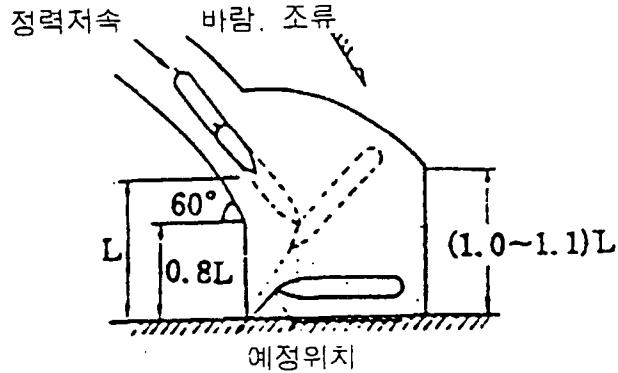


(b) 좌현횡접안(바람·조류 없음)



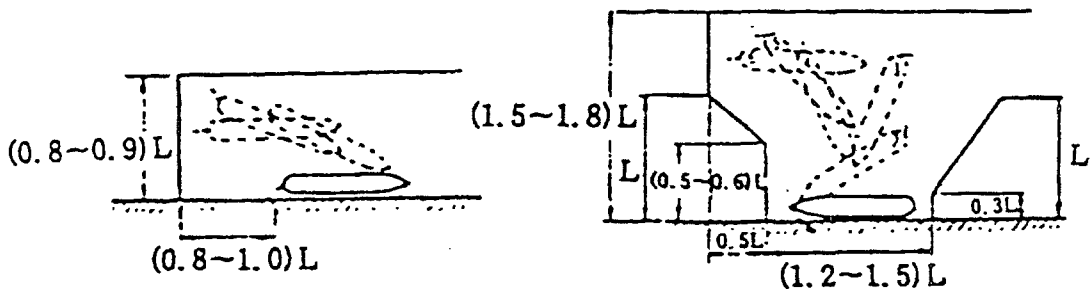
(d) 우현횡접안(바람·조류 있음)

도해(1-4) 입선접안(入船接岸)



도해(1-5) 출선접안(出船接岸)

(4) 해람에 필요한 수역은 바람, 조류가 없는 경우 도해(1-6)과 같으며 바람, 조류를 육지 쪽으로부터 받는 경우는 조선이 쉬우나 바람, 조류를 위해 쪽으로부터 받는 경우에는 끝배를 사용해야 한다.



(a) 출선접안으로부터 해람

(b) 입선접안으로부터 해람

도해(1-6) 해람

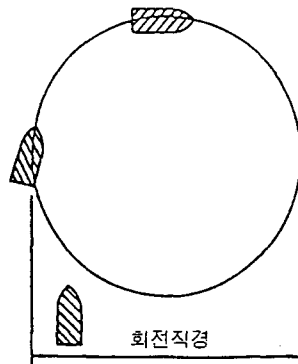
1-5-6 어선용 선회장

[1] 일반

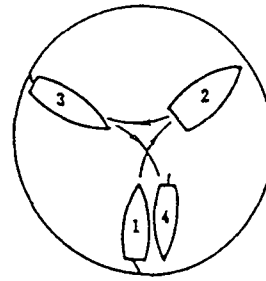
어선용 선회장은 어선의 접·이안 등을 위하여 어선을 선회하는데 필요한 수역으로, 어선이 안전하게 조선할 수 있게 일정한 규모이상의 수면적과 수심 및 정온도 등이 확보되어야 한다.

[해 설]

어선은 일반적으로 자력에 의하여 회전하므로 중·소형의 어선은 정온한 수역일 때 선장의 1.5L을 지름으로 하는 원형의 수면적이 필요하고, 바람, 조류를 고려하면 2.0L을 지름으로 하는 원형의 수면적이 필요하다. 중·소형 어선의 회전은 도해(1-7)와 같고, 어선의 조선 순서를 그림으로 나타내면 도해(1-8)와 같다.



도해(1-7) 어선의 회전



도해(1-8) 어선의 조선 순서

1-6 선류장(船留場)

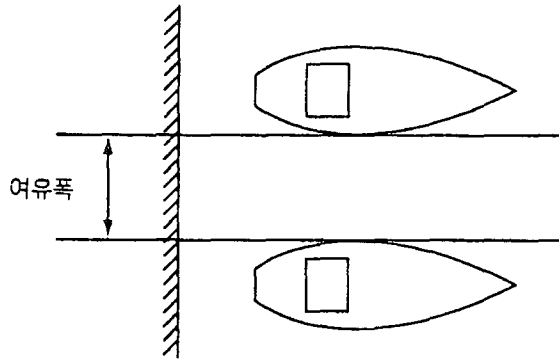
선류장은 선박의 계류시 안정성, 조선의 용이도, 기상·해상조건, 관련시설과의 연관성 등을 고려하여 정한다.

[해설]

- (1) 선류장은 소형선박을 계류하기 위하여 방파제 등으로 둘러싼 정온한 수면을 말한다.
- (2) 선류장의 면적은 선박의 점유면적, 통항로 및 선회장을 고려하여 정하지만, 악천후시의 대피상황을 염두에 두고 충분한 수면적을 확보하는 것이 바람직하다.
- (3) 선류장의 형상은 파랑에 대한 소요 정온도를 확보하고, 선박간의 접촉사고, 계류색의 절단 등이 일어나지 않도록 배려할 필요가 있다.
- (4) 휴게시설의 규모는 이용실태를 고려하여 적절한 여유 폭(선박간의 간격)을 더하여 필요연장을 산출한다. 어선 등의 소형선이 이용하는 휴게시설로 종접안방식의 계류를 할 경우의 여유 폭은 이용자가 지장을 받지 않도록 하며, 선폭과 여유 폭의 관계는 표해(1-7)와 도해(1-9)을 참고한다.

표해(1-7) 선폭과 여유 폭의 관계

선폭(船幅)	여유폭(餘裕幅)
2m 미만	1.0~2.0m
2m 이상 4m 미만	1.5~2.5m
4m 이상	2.0~3.0m



도해(1-9) 선폭과 여유 폭의 관계

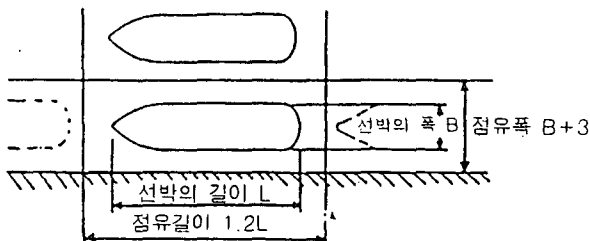
(5) 대선(종선,從船), 연락선(通船) 등의 선류장은 본선에 가깝고 육상교통이 편리한 장소로 하는 것이 바람직하다.

[참 고]

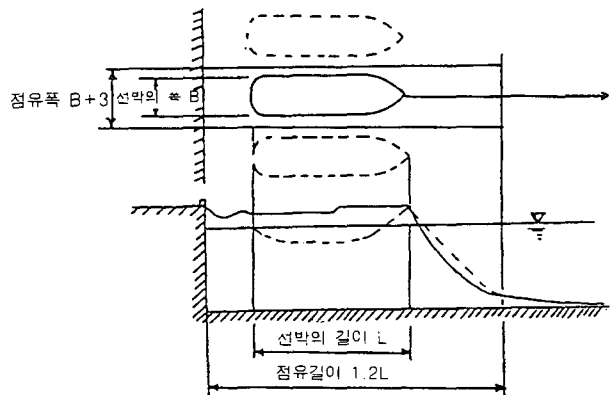
(1) 선류장의 형상은 부진동에 의한 선박끼리의 접촉사고, 계류색의 절단 등이 일어나지 않도록 신중히 결정하여야 하며, 가능하면 형상을 복잡하게 하거나 소파시설, 경사면 설치 등의 조치가 효과적이다. 소형선의 점유면적은 다음을 참고로 한다.

- ① 횡접안시 $1.2L$ 및 $(B+1)$ 을 각 변으로 하는 직사각형의 면적
- ② 종접안시 $(L+5)$ 및 $(B+3)$ 을 각 변으로 하는 직사각형의 면적
- ③ 2중 종접안시 $2.5L$ 및 $(B+3)$ 을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

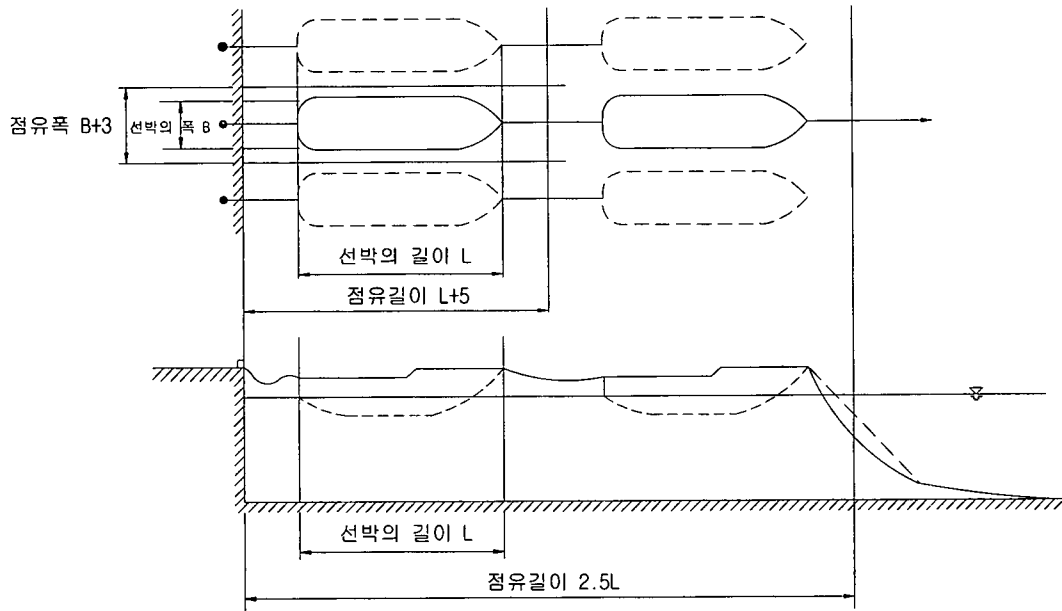
횡접안은 도참(1-3)과 같이 계류한 경우이며, 2중 횡접안의 경우도 점유면적은 같다. 종접안은 도참(1-4)과 같으며 닻줄이 해저까지 닿는 길이까지를 점유길이라고 하고, 2중 종접안은 도참(1-5)과 같다.



도참(1-3) 횡접안 및 2중횡접안



도참(1-4) 종접안



도참(1-5) 2중종접안

1-7 어선용 슬립 및 기타수역

1-7-1 어선용 슬립

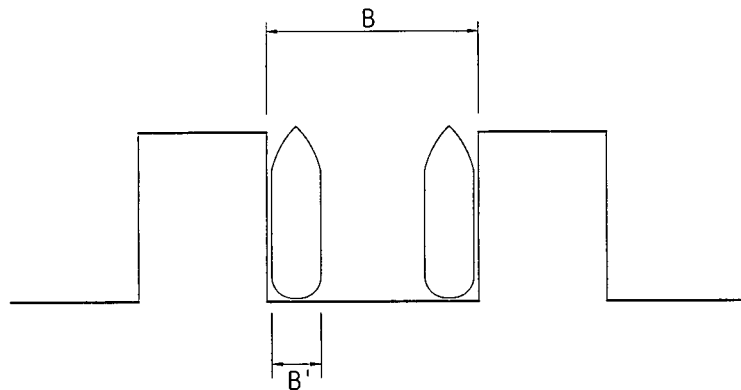
슬립(Slip)은 돌출제(突出堤)사이의 계류 및 조선수역으로 그 폭은 선형, 선석수, 끝배이용 여부 등을 고려하여 정한다.

[해설]

다수의 돌제가 병렬로 시설되어 있을 경우 슬립의 폭은 다음의 값을 표준으로 한다.

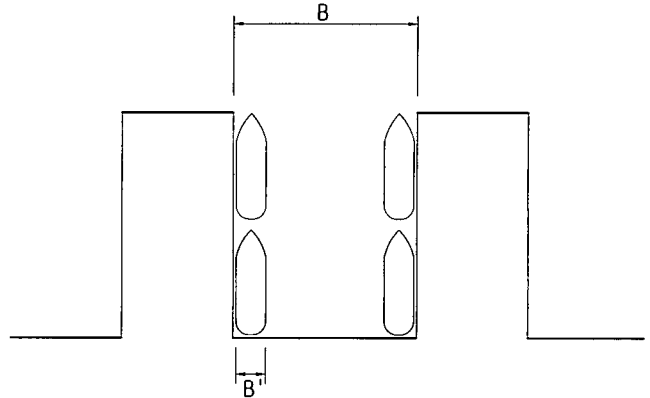
(1) 슬립의 양쪽에 각 1선석을 계획하는 경우

$B=2B'+(10\sim40m)$
 여기서, B는 슬립의 폭
 B'는 선박의 폭



(2) 슬립의 양쪽에 각 2선석을 계획하는 경우

$$B=4B'+(10\sim 40m)$$



(3) 슬립의 양쪽에 각 3선석 이상을 계획하는 경우

$$B=6B'+(10\sim 40m)$$

(4) 돌출제 안쪽 막다른 곳을 소형선 선류장으로 사용하는 경우, 이용어선 수 등을 고려하여 폭을 여유 있게 계획하는 것이 바람직하다.

1-7-2 수역시설 충족률

수역시설 충족률이 클수록 수역시설이 충족도가 높다고 본다. 충족률은 100% 이상이 필요하지 않고 판단할 수 있으나, 항내 정온도 확보와 원활한 조선을 위해서는 기타여유수역이 있어야 하며, 수역시설의 소요면적은 어선의 증가나 대형화에 따라 소요수역이 증대되고, 필요하면 충족률은 저하될 수밖에 없으므로 반드시 100%에 구애받지 않아도 된다.

[참 고]

수역시설의 충족률은 다음의 식으로 계산한다.

$$A(\%) = \frac{(D-L)}{D} \times 100$$

여기서, A : 충족률(%)

D : 소요 수면적(m²)

L : 부족면적(소요 면적-현재 면적) (m²)

1-7-3 기타 수역

어선용 수역시설에는 장차 어항의 기능을 다양화하여 종합기능어항으로 계획할 경우에 대비하여 기타용도의 수역을 충분히 확보해 둘 필요가 있다.

[해설]

기능별 수역시설은 필요한 수역을 산정하여 배치하게 되나, 현지의 지형여건에 따라서는 소요기능을 모두 배치하는데 어려운 경우가 발생할 수 있다. 따라서 전체 수역면적은 현지의 여건 및 지형을 충분히 고려하여 충분히 넓게 계획하여야 하며, 이 경우 소요수역 이외의 기타 수역이 발생한다. 이 수역은 항내 정온도 향상과 조선을 원활하게 하는데 유효하게 사용될 수 있고, 또 앞으로 종합기능어항으로 계획할 경우 활어의 보관장, 항내 가두리시설 등 지역 특성에 따라 기타 수역의 활용방안이 기대되는 경우도 고려할 필요가 있겠다.

1-8 목재정리장

목재정리만을 위하여 사용되는 선박의 정박 또는 계류용 박지에는 목재의 유출을 방지하는 시설로서 목재계류용 말뚝, 목재유출방지책(柵) 등이 있다. 이 박지의 주위에 외곽시설을 설치하게 되는 경우에는 이들 시설을 대신할 수도 있다. 이들 시설의 구조, 설비 등에 대하여는 제7편 2-10 목재 취급시설 방파제 및 제9편 2-5 목재 하역장 기준에 따른다.

1-9 수역시설의 유지 관리

수역시설은 선박이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록, 자연 상황 및 시설의 이용 상황에 따라 적절한 기준에 근거하여 유지관리 하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

- (1) 하구항 또는 표사가 많을 것으로 예상되는 해빈부에 수역시설을 계획할 때, 홍수시의 유사량 또는 파랑 및 조류에 의한 표사량을 추정하고, 장래에 필요한 유지준설의 정도를 예측한다.
- (2) 토사 등에 의한 매몰 우려가 있는 수역시설은 정기점검을 시행함과 동시에 필요에 따라 이상시 점검을 시행한다. 점검결과 수심이나 소요폭이 확보되지 않을 우려가 있으면 필요한 대책을 강구한다.
- (3) 정기점검이란 미리 실시시기와 구역을 정하여 시행하는 것이고, 이상시 점검이란 이상기상 등으로 어느 구역이 매몰될 것으로 추정되는 경우의 점검이다.
- (4) 수역시설은 지형, 저질, 기상·해상 등 시설마다 정한 상황이 서로 다르므로 점검의 간격, 평가 및 대책에 대하여는 각각 상황에 따라 적절히 정하여 시행한다.
- (5) 어항에서는 연안표사 및 하천유하 토사량을 파악하여 어선이 항시 안전한 운항, 정박 및 계류가 가능하도록 유지관리가 필요하다.

제 2 장 준 설(浚渫)

2-1 일 반

준설의 계획 및 설계 시에는 자연조건, 지반조건을 사전에 충분히 조사, 파악하고, 준설목적, 준설토량, 공사기간, 투기조건 및 장소와, 공사지역의 여건 등을 감안하여 경제적이고 효과적인 준설방법, 준설장비의 선정, 적정선단 배치계획을 수립하여야 한다.

[해 설]

- (1) 준설은 항로, 박지, 선회장과 선류장 등의 계획수심 확보와 수심유지를 위하여 해저 지반을 준설장비로 준설하고 준설된 토사 등은 운반선에 의하여 운반하여 지정된 투기장에 투기하는 일련의 공사 즉, 준설 → 운반 → 투기공중이다. 광역의 의미로는 구조물 건설을 위한 기초터파기도 준설공사에 속하나, 일반적으로 소량인 경우가 많으므로 기초터파기는 별도 공중으로 분류되기도 한다.
- (2) 준설공사는 공사대상이 해저의 수심유지를 위한 토사 등의 제거이므로 대상지반의 토질조건을 충분히 파악하여야 하며, 준설작업은 수상에서 시행하게 되므로 기상과 해상의 영향을 받게 되어 시공 장비에 대한 유지관리 여건 등도 충분히 검토되어야 한다.
- (3) 준설을 경제적이고 효과적으로 시행하려면 지반조건, 준설토량, 공사기간, 투기조건 등을 고려한 적정 준설장비 선정 및 선단구성으로 준설방법을 계획하고, 자연조건 등을 감안하여 현장여건에 맞는 계획수립이 필요하다.

2-2 조 사

2-2-1 자연조건조사

준설은 지형 및 지반조사, 수심측량, 기상 및 해상 등 자연조건조사, 투기장 여건조사 등 시공여건을 충분히 파악하여 계획하여야 한다.

[해 설]

준설은 준설선 등에 의한 해상공사이므로 선체 및 기타공사 장비의 안정성이 확보되고, 작업능률을 향상시켜야 하며, 시공에도 정밀도를 요구하고 있기 때문에 안전 관리상 지형, 지반 및 기타 자연조건에 대한 영향을 충분히 조사하여야 한다.

(1) 기 상

기상조건은 연간 기상특성과 공사기간중의 기상이 작업능률 및 작업선 안정성에 미치는 영향을 파악하고, 기상통계를 분석하여 공사에 차질이 생기지 않도록 계획을 수립하여야 한다.

① 풍향·풍속

풍속은 파랑발생의 원인이 되므로 풍향별 풍속 및 지속시간 등을 가급적 상세히 조사·분석 한다. 풍속이 15m/sec 이상이면 준설작업이 어렵다.

② 강우량·기온

준설장비에 의한 해상작업이므로 일반적으로 강우량·기온에 대하여는 별 영향을 받지 않지만, 특별한 지역인 경우 예를 들면 하구항(河口港)에서는 강우로 인한 홍수 및 유송토사의 영향을 받을 수 있으므로 강우량, 강우형태, 우기 및 홍수량 등을 조사하여야 한다. 또 한냉지(寒冷地)인 경우에는 결빙(結氷) 개시일 및 결빙일수 등을 조사할 필요가 있다.

③ 안 개

안개가 발생하는 지역에서는 작업의 어려움보다 안전성, 안전사고에 대비하여야 하므로 연간 안개발생 일수의 예측과 발생시기, 지속시간 등의 상황조사도 중요하다. 시계(視界)가 1Km 이하인 경우에는 토운선에 의한 준설도 운반은 중단하는 것이 좋다.

(2) 해 상

해상조건에서는 파랑이 가장 중요한 요소가 된다. 기왕의 파랑관측 자료가 있으면 그 구역의 파랑 특성을 알 수 있으나, 없는 경우는 바람자료를 이용하여 파랑의 제원을 추정한다. 준설공사는 일반적으로 작은 파고에도 영향을 받기 때문에, 작업에 영향을 미치는 파랑의 발생횟수가 많은 해역에서는 관련 자료를 수집, 정리, 분석하여 공정계획을 수립하여야 한다. 또한 조류나 파고가 큰 지점, 하구항이나 하천에 인접하여 항만 및 어항시설이 되어 있는 곳에서는 표사이동에 대한 조사도 충분히 하여야 한다. 표사에 대하여서는 표사의 공급원(供給源)과 탁월 이동방향 및 공급량도 조사 한다.

① 조위차가 큰 장소의 준설

조위차가 큰 장소에서의 준설 시에는 조위관측지점과 공사현장간의 조위차에 의한 수준표고(水準標高) 측정 조위에 의한 오차를 최소화하기 위하여, 준설 시 준설위치의 공사용 기준점 수위측량에 의한 정확한 조위를 확인하여 준설의 정밀도를 향상시켜야 한다.

② 굴곡과 요철이 심한 항로의 준설

굴곡과 요철이 심한 항로 등에서는 조류로 인하여 종단 및 횡단방향으로 경사가 생기기 쉬워, 가까운 지점간이라 하더라도 조위가 서로 다를 수 있으므로, 준설공사 시에는 기준점에 대한 수준측량 성과를 이용하여 작업구역내의 조위를 확인하여야 한다. 검조소(檢潮所)가 멀리 떨어져 있는 곳에서는 수준측량 성과에 기준하여 현장 조위를 확인하고, 검조소의 검조기록과 공사현장의 실 조위 간의 관계를 규명하여 조위를 보정(補正)하여야 한다.

(3) 지리·지형

지리, 지형적인 조건으로는 준설구역, 사토구역(捨土區域 : 준설토 투기장) 및 운반경로의 해저상황(海底狀況)과 해상작업시의 작업상 제약(制約)조건 등을 사전에 조사할 필요가 있다. 준설위치를 확인하기 위한 측량기준점의 설치장소, 조위 측정용 양수표 설치장소의 선정 등도 조사하여야 할 중요한 항목이다. 요즘은 위성으로부터의 자기 위치확인 기술이 발달되어 준설선에도 GPS장치를 장착하여 실용화하고 있다.

2-2-2 지반조사

준설의 계획 및 설계시 지반조건은 준설능력과 밀접한 관계가 있어 토질별 준설량에 따라 투입장비의 선정 및 공사기간 산출 등의 공정계획이 수립되므로 사전에 충분한 지반조사를 하여야 한다.

[해설]

(1) 지반조사 방법

지반조사의 방법은 구조물 기초설계기준(2003. 2 건설교통부) 제3장에서 정한 바에 따라 적절한 방법으로 시행한다.

- ① 로터리 보링에 의한 방법
- ② 퍼커션 보링에 의한 방법
- ③ 시굴(試掘)에 의한 방법
- ④ 해저관찰에 의한 방법
- ⑤ 물리탐사(物理探査)에 의한 방법
- ⑥ 제트보링에 의한 방법

준설을 위한 지반조사는 준설계획 심도내의 토질별 토성파악 및 토량계산을 위주로 하기 때문에 지반조사 심도는 준설계획 심도를 고려하여 조사 깊이를 정한다.

(2) 준설토의 토성 파악

준설토의 토질별 토성을 충분히 파악하여야 준설대상 토질에 적합한 준설장비의 능력 및 형식을 선정할 수 있으며, 이에 따라 공사기간과 공사비가 결정된다. 따라서 지반조사시에는 이에 필요한 각종시험도 같이 시행하여야 한다.

(3) 조사간격

준설계획 및 설계시에 시행하는 지반조사는 일반적으로 토질변화가 심한 장소나, 특수 준설일 경우 토질별 준설량의 분포상태를 정확히 파악할 필요가 있는 장소에서는 간격을 좁게 조사를 시행하며, 기본계획 단계에서 개략적인 조사만 시행했을 경우, 실시설계나 현장시공시 토질별 토성 및 토량을 정확히 파악할 필요가 있으며 조사간격을 좁게 추가로 시행하여 당초계획과 비교할 필요가 있다.

(4) 토질시험

토질시험 항목은 대체로 다음과 같으며 이 외에도 풍화 또는 균열의 정도를 관찰할 필요가 있다.

- ① 입도분석
- ② 비중시험
- ③ 단위중량
- ④ 일축압축시험
- ⑤ 표준관입시험, 콘관입시험

(5) 시험준설

시험준설은 지반조건이 매우 복잡하거나, 준설장비 선택판단이 애매할 경우, 특히 암준설이 필요한 경우에 시행한다. 시험준설에 사용하는 준설선은 대체로 토질 조건에 적합한 준설선을 사용하는 것이 좋으나, 그렇지 못할 경우에는 대형 그레브 준설선으로 시행하는 것이 준설선의 형식선정, 능력판단 등에 도움이 된다.

(6) 물리탐사

탄성과 탐사 등의 물리탐사에 의하여 토질의 분포, 단층의 상황과 토질별 개략적인 층의 두께 등을 빠른 시간 내에 경제적으로 조사할 수 있다. 탐사 및 결과해석에는 숙련된 전문기술자가 필요하다.

(7) 제트보링

보조적인 방법으로 제트보링을 하는 경우가 있다. 지층의 기복이 심한 장소에서는 시추조사 결과만으로 지질분포를 추정하는데 무리가 많으므로 시추조사공 사이를 조사비가 싼 제트보링을 시행하여 정확히 토질을 판단할 수 있다. 이 경우 제트보링은 정성적(定性的)이므로 로터리 보링 방법과의 상관성을 미리 파

약하여 두면 정확한 토질을 판단할 수 있다.

(8) 기타 방법

지지력이 큰 지반이라고 하여 반드시 굴착저항이 크지는 않으며, 토사의 굴착효율 등 준설공사의 특수요인이 있음을 고려할 때, 시추조사에 의한 각종 시험결과도 단순한 참고자료에 불과하므로 시험준설을 시행하면 판단에 도움이 된다. 토질, 토층에 따라서는 철봉 등으로 해저를 관입해보거나, 제트보링에 의한 조사로 정밀도를 높이는 편이 적합한 경우도 있다.

[참 고]

준설공사를 위한 보링 간격은 기본계획 등 개략적인 준설토량 산출 시에는 500m 간격으로 조사하는 것이 일반적이고 실시설계 시에는 100~150m 간격으로 하고 지반조건 변동이 심한 경우 더 좁게 조사할 수 있다.

2-2-3 수심측량

- (1) 수심측량은 준설량을 산정할 때와 공사가 끝난 다음 계획수심확인을 위하여 정확하게 조사되어야 한다.
- (2) 수심 측정점의 위치측량은 수심측량 성과의 신뢰도와 정밀도에 미치는 영향이 크므로 공사현장여건에 따라 적절한 방법으로 위치측정의 정밀도를 확보하여야 한다.

[해 설]

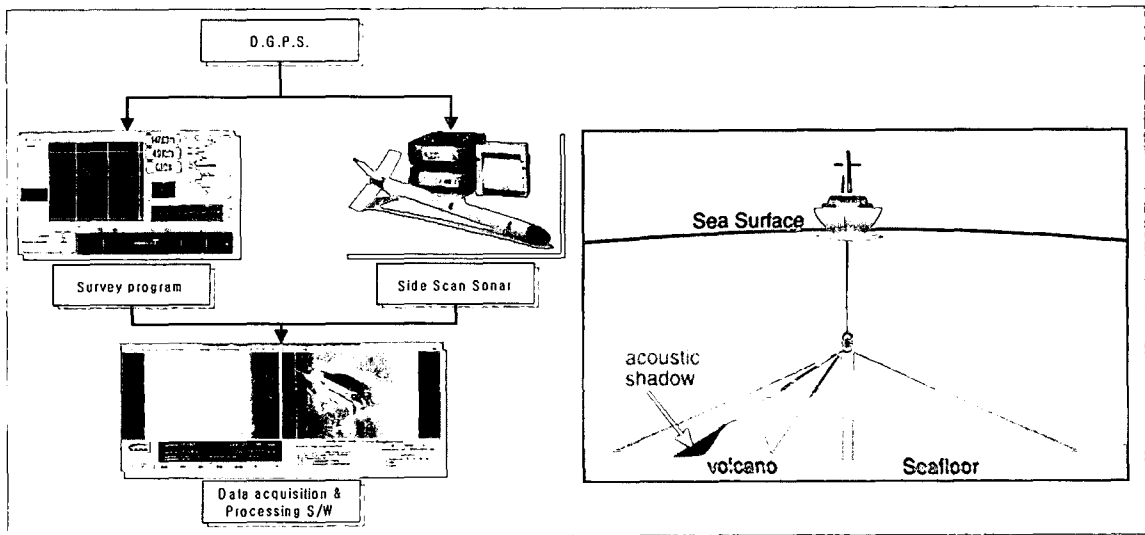
- (1) 수심측량방법은 눈금을 표시한 로프줄 끝에 레드(重錘 : Lead)를 묶어 선상에서 해저면까지 내리면 중추의 무게로 로프줄이 팽팽하게 당겨진 상태로 해저면에 닿아 수면과 접하는 부분의 눈금을 읽어 수심을 측정하는 방법으로 협소한 장소, 수심이 얇아 측량선에 의한 수심측량이 되지 않는 경우나 부유토(浮遊土)가 쌓여 측심에 오차가 예상될 경우 주로 이용되고 있으며, 일반적으로는 음향측심기(音響測深器 : Echosounder)를 이용하여 수심측량을 시행하고 있다. 음향측심기는 초음파(超音波)를 발생시켜 해저면으로부터 반사파를 수신, 수심으로 환산하여 기록하는 측심장치이며, 배터리를 동력으로 사용하고 있다. 송신장치와 수신장치를 측량선 측면 수면하에 단단히 묶고, 기록 장치에서는 수심기록이 자동으로 기록되게 되어 있다. 수심측량은 측량당시의 수심이 기록되므로 실제수심은 그 시각의 조위를 기준한 환산수심으로 보정되어야 한다. 조위기록은 인근의 검조소기록 또는 육·해상 기준점측량 성과를 이용한 양수표를 설치하고 이를 이용하여야 한다. 또한, 하구항 등에서와 같이 표사이동이 심하거나, 해저면상에 유동토층(流動土層 : Fluid mud)이 존재하는 경우, 선박항행에 지장이 없는 유동 토층면을 음향측심 기록지 판독시 수심바닥면으로 판독하게 되면 과다준설을 하게 될 수 있으므로 이 점을 주의하여야 한다. 일반적으로는 단위체적중량이 1.2미만인 유동토층은 선박항행에 지장이 없는 것으로 알려져 있다.
- (2) 수심측량에서 중요한 점은 수심측정점의 위치확인이며, 레드방식으로 측심하는 경우 종전에는 트랜시트나 육분의(Sextant)에 의한 방식으로 위치 확인을 하고, 음향측심기에 의한 경우 측량선의 항적(航跡)을 관측하여 왔으나, 이제는 부득이하여 재래방식이 불가피한 경우를 제외하고는 인공위성에 의한 자기위치확인장치(GPS)를 장착하여 측량위치를 정확히 확인하여야 한다. 수심측량시 측량범위는 평면계획이나 단면에 의한 토량계산이 가능하도록 충분한 여유면적을 측정한다.

2-2-4 위험물 탐사(危險物 探查)

준설공사 구역 내에 위험물이 있을 것으로 예상되면 사전에 위험물 탐사를 실시하고, 공사 중 위험물이 발견되면 관계기관에 신고하여 위험물을 제거한 후, 준설공사를 시행하여야 한다.

[해설]

근래에 와서는 조사기계의 발달로 해저면 영상조사(Side scan sonar survey)방법으로 해저의 암석, 모래파(Sand wave), 난파선, 지장물 및 큰 어류 들까지 광역영상을 제공받아 구분할 수 있다. 해저면 영상조사는 측면주사 음향탐사기(Side scan sonar)에 의하여 탐사가 가능하며, 이 시스템은 기록장치, 해중감지장치와 두 장치를 연결하는 케이블로 구성되며 시스템 구성도는 다음과 같다.



그 외에 다중빔 음향측심기(Multi-beam echo sounder)에 의한 해저지형측량 방법이 있으며, 다중빔 음향측심기는 송파기(Transducer)와 해저면에서 반사된 신호를 수신하는 수파기(Receiver), 신호처리를 위한 처리기(Processor)로 구성되어 선저(船底) 또는 선측(船側)에 설치된 송파기로 다중빔 음향신호를 해저에 발사, 반사신호를 수파기로 수신하여 처리하는 방법으로 연속하여 수심을 측정한다. 다중빔 음향측심기를 응용하면 준설측량, 해저위험물 조사, 인공어초 조사, 해저배관 조사 및 해저의 형상도 정확하고 효율적으로 조사가 가능하다.

2-2-5 환경조사

준설공사로 인한 해양오염, 수질오탁, 소음 또는 진동 등 환경보전의 규제에 대비한 사전의 평가는 물론 관계법령에 따라 준설토의 투기장 지정허가를 받아야 하며, 준설로 인한 인근 농·어업에 대한 오염피해가 최소화 되도록 방법을 강구하여야 한다.

[해설]

준설공사로 인한 오염확산을 최소화하기 위하여 필요시는 오타방지막 등을 시설한다. 준설토 투기장의 여수

토 외측 등 오탉의 정도가 심하거나, 오염확산에 의한 피해가 우려되면 오탉방지막을 다중으로 설치하는 경우도 있다.

2-2-6 기타사항

준설토 투기방법에 따른 투기장 조사 및 허가 사항과 준설장비 투입을 위한 준설선단의 회항조건, 조수대기(潮水待期), 이상기상시 대피 등 기타 사항에 대하여도 면밀한 조사와 계획이 이루어져야 한다.

2-3 준설토량 계산

준설토량은 자연상태의 해저준설토를 부피로 표시하여 계산한다. 준설구역을 적당한 간격의 횡단면도를 작성, 평균단면법으로 계산하는 것을 원칙으로 한다.

[해설]

(1) 횡단면 간격은 다음사항을 고려하여 결정한다.

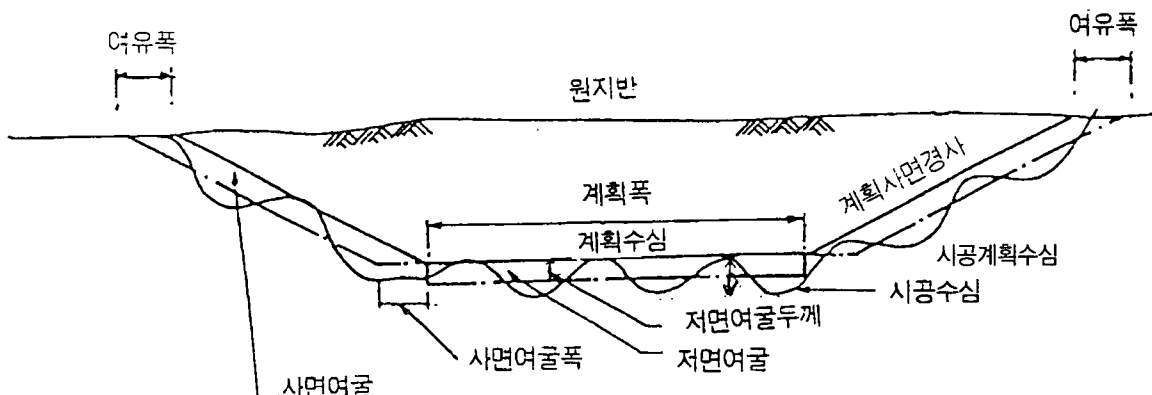
- ① 해저의 기복 및 경사
- ② 준설구역의 평면 형태와 넓이
- ③ 위치측량의 정밀도

(2) 횡단면의 간격

토량계산시 횡단면 간격은 가능하면 좁게 하여 토량계산의 정밀도를 높여야 하나 계산이 복잡해지므로 일반적으로 20m 간격으로 시행하고 있으며, 기복이 심하거나 평면형상에 따라 정밀을 요할 경우 좁게 하는 경우가 있다.

(3) 준설단면의 표시

준설단면은 다음의 도해(2-1)을 참고한다.



도해(2-1) 준설단면 설명도

항로와 박지, 선회장 및 선류장 준설토량의 계산에서는 여굴, 여쇄(암반의 경우), 여유 폭, 준설사면 및 사면여굴을 포함하여 계산하는 것을 원칙으로 한다.

[참 고]

(1) 계획수심의 결정

항로와 박지, 선회장 및 선류장의 계획수심은 출입하는 선박에 따라 일반적으로 대상선박의 만재흘수(滿載吃水)에 여유를 더하여 계산하며, 다음 식을 참고로 한다.

$$H = D + D_s + D_r + D_t + D_w$$

여기서, H : 계획수심(m)

D : 선박의 만재흘수

D_s : 선박 항행시 선체침하깊이(항행속도 8노트일 때 0.5m)

D_r : 해저 토질조건에 따른 여유수심(모래 : 0.3m, 암반 : 0.6m)

D_t : 선박의 선회에 따른 여유수심(선장의 1/1000~1/2000)

D_w : 파고에 의한 여유수심(파고의 1/2)

어항을 대상으로 하는 항로에서는 대상어선의 만재흘수에 여유수심으로 1m를 계상한다.

(2) 여굴(餘掘)

준설공사는 수중작업으로 준설선을 투입하여 준설토를 굴착하기 때문에 파랑, 조류, 바람 등과 준설선의 기계 성능상 계획수심을 굴착하더라도 굴착면에 기복(굴적:掘跡)이 생겨서 계획수심을 유지하려면 도해(2-1)에서와 같이 기복의 크기만큼 더 파야 계획수심이 확보되므로 더 파는 깊이를 여굴이라 한다. 여굴은 토질별, 투입 준설선 종류별로 차이가 있으며, 여굴량은 준설토량에 가산한다. 여굴 두께는 다음의 조건에 따라서도 달라지며, 표참(2-1)를 참고로 한다.

- ① 준설시공 심도
- ② 토질별과 단단하기
- ③ 준설선의 형식과 능력
- ④ 준설토층의 두께
- ⑤ 해상조건

표참(2-1) 여굴 두께

토 질	선 종	시공수심별 여굴 두께		
		5.5m	5.5~9.0m 미만	9.0m 이상
보통토사	펌프 준설선	0.6m	0.7m	1.0m
	그래브 준설선	0.5m		0.6m
암 반	그래브 준설선	0.5m		

(주) 시공수심은 평균해면(M.S.L)을 기준으로 한 수심임.

(3) 여쇄(余碎)

암반준설은 단단한 암석을 파쇄한 후 계획수심까지 준설하여야 하므로 여굴 외에 여분으로 쇄암할 필요가 있다. 여쇄는 준설선종, 토질과 시공방법에 따라 차이가 있으나, 일반적으로 다음의 표참(2-2)를 참고로 한다. 여쇄량은 쇄암량에는 포함시키되 준설량에는 포함시키지 않는다.

표참(2-2) 여쇄

구 분	여쇄 두께	여쇄 폭
암 반	0.8m	2.0m

(4) 여유 폭(餘裕 幅)

준설작업은 해상에서의 수중작업이기 때문에 작업원이 직접 육안으로 확인하면서 시공할 수가 없는 관계로 계획선 대로 똑바로 시공하기가 어렵고, 준설위치의 측량오차 등에 따라 준설 시공법선은 어느 정도 굴곡이 생길 수 밖에 없으며, 바람, 파랑, 조류 및 준설토의 특성상 예측되지 않는 사면붕괴(斜面崩壞) 등, 계획준설 폭을 확보하려면 어느 정도의 여유 폭을 준설토량에 가산하여 시공하여야 한다. 특히 연약지반에서 치환기초의 터파기 저면의 여유 폭은 치환 저폭 양끝에 약간의 여유를 둘 수 있다. 이때에는 도면상에 계획선만 표시하고 물량은 토적표에 계상한다.

준설시의 여유 폭은 다음의 표참(2-3)를 참고한다.

표참(2-3) 여유 폭

토 질	선 종	여유 폭
보통토사	펌프 준설선	6.5m
	그래브 준설선	4.0m
암 반	그래브 준설선	2.0m

(주) 상기 표 값에서 한쪽 준설 폭 및 유지준설일 경우는 본 표 값의 1/2을 적용한다.

(5) 준설경사면(浚渫傾斜面)

준설경사면은 토질조건, 준설방법 등에 따라 준설공사 후 사면이 안정적으로 유지되게 하기 위하여 준설 시 경사면을 규정할 필요가 있다. 준설 후 준설지반은 시간이 경과하면서 준설두께, 파랑, 조류, 해저지형 및 토질조건 등에 따라 자연안정경사 상태가 되어간다. 일반적으로 고려하고 있는 준설사면의 안정경사도는 표참(2-4)와 같이 적용하고, 준설구역이 기존 구조물에 인접한 경우에는 준설로 인한 인접구조물의 원호활동 등에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

표참(2-4) 토질별 안정경사(安定傾斜)

구 분	토 질	N치	상 태	비탈경사
일반준설	점토질토사	4 미만	연니(軟泥)	1:3~1:5
		4~8	연질	1:2~1:3
		8~20	중질	1:1.5~1:2
		20~40	경질	1:1~1:1.5
	사질토사	10 미만	연질	1:2~1:3
		10~30	중질	1:1.5~1:2
30~50		경질	1:1~1:1.5	
특수준설	자 갈	-		1:1~1:1.5
	암 반			1:1

(주) 본 표는 대략 표준 값으로 파랑, 조류가 심한 위치에 있는 준설사면 경사는 이보다 완경사로 하는 것으로 한다.

2-4 준설선과 준설방법

2-4-1 준설선의 종류

준설선의 종류로는 그레브 준설선(Grab dredger), 버킷트 준설선(Bucket dredger), 디퍼 준설선(Dipper dredger, 또는 백호 준설선 : Backhoe dredger), 펌프 준설선(Cutter suction dredger 및 Trailing suction hopper dredger) 등이 있다.

준설선의 선정은 제반조건 등을 검토하여 투입선종을 결정 한다.

[참 고]

(1) 그레브 준설선

그레브 준설선은 그레브 버킷트(Grab bucket)의 용량으로 규격을 표시하며, 그레브 버킷트 종류는 경량 버킷트(Light bucket), 중량 버킷트(Heavy duty bucket), 초중량 버킷트(Ultra heavy bucket)로 구분하고 있다. 경량 버킷트는 이토, 점토, 모래층의 준설에 적합하고, 중량 버킷트는 다져진 모래, 단단한 점토층의 준설에 적합하며, 초중량 버킷트는 다져진 모래, 단단한 점토, 부식암층의 준설에 적합하고, 때로는 사력층, 전석층, 결(절리)이 많은 연암층의 준설용으로 사용하고 있다. 버킷트 형식에는 일반적인 크람셀형 버킷트 외에도 특수형상의 그레브로는 사석인양작업에 주로 이용되는 오렌지 필(Orange peel)형 버킷트도 있다. 그레브 버킷트의 용량은 소형으로 2.0m³급이 있고, 중형으로는 4~8m³급, 초대형은 25m³~40m³급이 있고 초대형의 초중량급 버킷트는 강력한 굴착력이 있어 암반준설까지도 가능하고, 굴착 깊이가 깊은 대심도 준설도 가능하다. 그레브 준설선은 장소가 협소하거나 소규모 준설, 심도가 깊은 곳 등에 일반적으로 투입되고 있으며, 기초굴착용으로도 많이 투입된다. 그레브 준설선으로 준설할 때 운반은 거의가 토운선에 의하며, 토운선은 끝배에 의하여 투기장에 예인 후 투기한다.

(2) 버킷트 준설선

버킷트 라인에 여러 개의 버킷트를 연결부착하여 버킷트 라인을 준설계획위치 해저지반상에 내려놓고 회전시키면서 준설토사를 연속적으로 준설하는 준설장비이다. 버킷트 준설선은 준설능력이 비교적 크기 때문에 대규모이고 광범위한 준설에 적합하며, 그라브 준설선에 비하여 준설면의 평탄성이 좋게 시공된다. 버킷트 1개의 용량은 0.2m³에서 0.5m³급이 많으며, 사질토사 준설시에는 평면커터형 버킷트를 사용하고, 단단한 토질에서는 티즈(Teeth)를 붙인 빗살커터형 버킷트를 사용한다. 버킷트에 굴착되어 담겨진 준설토사는 호퍼에 부착된 슈트를 통하여 토운선에 적재되어 끝배로 투기장에 예인 후 투기한다.

(3) 펌프 준설선

펌프 준설선에는 자항(自航)인 트레일링 석션 호퍼 준설선(Trailing suction hopper dredger)과 비항(非航)인 커터 석션 준설선(Cutter suction dredger)이 있다.

① 자항 펌프 준설선(Trailing suction hopper dredger)

자항펌프 준설선은 드래그헤드(Draghead, Trailing head, suction head)를 준설위치에 내려 서서히 항행하면서 준설하는 트레일링 형(Trailing type)과 앵커를 고정시키고 앵커 로프(Anchor rope)를 조정하면서 준설하는 무어드 형(Moored type)이 있으나, 특수한 조건이외의 경우는 준설선의 특성상 거의가 트레일링 형이 투입되고 있다.

가. 트레일링 형은 흡입관의 선단에 드래그헤드를 통하여 준설토를 흡입하는 형식이며, 준설작업시 항행 속도는 보통 1~5노트이다. 흡입관(Suction pipe)은 선체중앙부에 장착된 것과 양현(兩舷)에 장착된 것이 있으며, 준설토는 선체내의 이창(泥艙, Hopper)에 싣고 준설토가 이창에 가득차면 준설을 중단하고, 17노트의 속도로 투기장에 도달하면 저개식 문비(門扉)를 열고 투기하거나, 매립토로 이용시 송토관(送土管)으로 압송(壓送) 투기(投棄)한다.

나. 무어드 형은 비항식 준설선과 같은 방법으로 앵커로프를 조정하면서 준설하지만 커터(Cutter)가 부착되지 않은 형식이므로 이토 등의 준설에 적합하며, 이창에 준설토가 가득 차면 준설을 중단하고 자항으로 항행 투기 한다.

다. 자항 펌프 준설선의 규격은 호퍼용량으로 통칭되며, 소형은 750m³급이 있고, 최근 준설선이 대형화하고 있어 대형으로는 12,000m³급, 20,000m³급이 있고, 초대형은 33,000m³급이 있다. 33,000m³급은 준설심도 80m도 가능하다

② 비항 펌프 준설선(Cutter suction dredger)

비항 펌프 준설선은 일반적으로 선단부에 커터(Cutter)가 장착된 래더(Ladder)를 계획 준설 위치에 내린 후, 커터모터로 커터를 회전시켜 준설토사를 물과 함께 펌프로 흡입하여 송토관(送土管 : Discharge pipeline)을 통하여 투기장에 투기하는 방식의 준설선이다. 준설선을 고정시켜야 하기 때문에 선체 스퍼드(Spud)가 양현에 각 1기씩 2기가 설치되어 준설시 해저지반에 자중으로 박고, 스윙 앵커(Swing anchor)를 투묘한 후 스윙 앵커를 조정하면서 스퍼드를 이용하여 지그재그로 전진하면서 준설을 계속한다. 비항 펌프 준설선의 규격은 펌프를 구동하는 엔진의 마력을 용량으로 하고 있으며, 저수지 준설 및 모래채취용으로 300HP급의 소형이 있고, 보통은 10,000HP급이 많이 활용되고 있으며, 최근 대형화하여 20,000HP까지 다양하게 투입되고 있다. 커터의 구동마력을 표시하기도 한다. 커터의 종류는 토질조건에 맞게 이토질지반에서는 평면커터형을 부착하여 준설하고, 단단한 토질, 사력층에는 빗살커터형으로 티즈를 장착하여 사용한다. 커터의 모양은 개방형(Open type)과 폐쇄형(Closed type)이 있다. 비항 펌프 준설선은 준설량이 대량이고 광범위한 장소에 적합하며, 특히 매립을 겸한 준설일 때 많이 활용되고 있으며, 투기장 거리가 먼 경우에는 중계 펌프(Booster pump station)를 설치하여 연계하여 사용하는 경우도 있다.

(4) 디퍼 준설선(Dipper dredger), 또는 백호 준설선(Backhoe dredger)

① 디퍼 준설선

단단한 토질이나 암반을 파쇄한 후 준설을 하기 위하여 선단부에 디퍼 버킷(Dipper bucket)를 장착한 붐을 준설 위치에 내려 바깥으로 밀어 퍼올리는 방식으로 전진하면서 준설하는 장비이다. 준설시 강력한 힘을 요하므로 선체를 세 개의 스퍼드로 고정시킨다. 디퍼 버킷의 용량으로 규격을 정하고 있으며, 디퍼 준설선의 규격은 2.3m³급(350HP), 4.0m³급(1,000HP) 등으로 표시되고, 디퍼 준설선은 단단한 토질의 준설이나 쇄암선에 의한 파쇄암 또는 발파암을 토운선에 적재하여 끝배로 투기장까지 운반하여 투기한다.

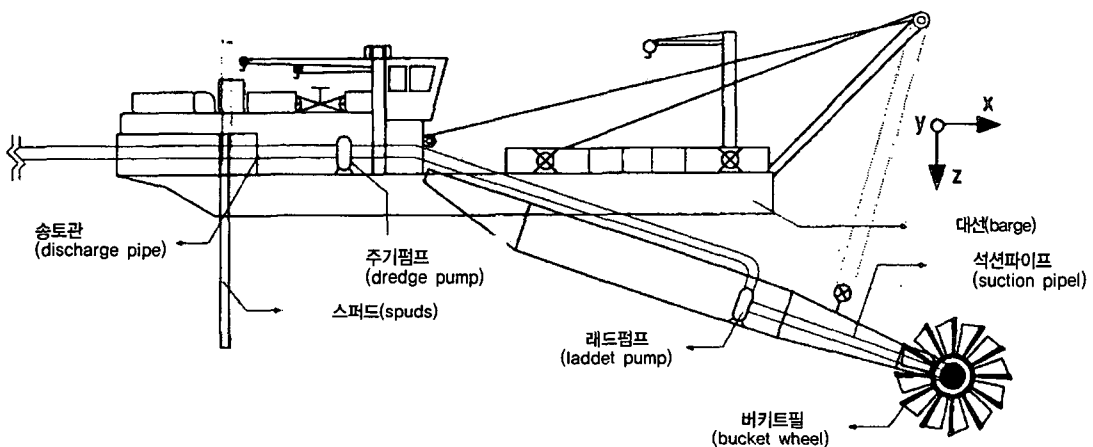
② 백호 준설선

디퍼 준설선과 유사하여 동 종류로 분류되며, 백호버킷의 장착방향이 디퍼준설선과 반대로 작동하여 안쪽으로 끌어당기며 퍼 올리는 방식으로 준설한다. 따라서 준설구역을 후진하면서 이동하게 된다. 백호 준설은 준설바닥과 비탈면의 마무리공사에 정밀도가 높고 수심이 얇은 준설에 효율적이고 경제성이 있으나, 수심이 10.0m 이상 깊어지면 준설은 어렵다. 디퍼 준설선과 마찬가지로 스퍼드로 선체를 고정시키며, 고정용 스퍼드는 보통 3개이고, 소형은 2개이다. 버킷의 종류는 토사용 백호 버킷, 쇄석용 리퍼 버킷과 암파쇄용 1개 갈고리 리퍼 등이 용도에 따라 사용된다. 백호 준설선의 규격은 역시 버킷의 용량으로 0.7m³급에서 5.0m³급까지 다양하다.

(5) 그 외의 준설선

① 버킷 휠 준설선(Bucket wheel dredger)

버킷 휠 준설선(Bucket wheel dredger) 선단부에 버킷 휠을 장착한 래더로 휠을 준설위치에 내린 후, 회전시키면서 준설토사를 준설하고 이를 연결된 흡입관과 래더펌프(Ladder pump)에 의하여 메인펌프(Dredger pump)에서 흡입하여 송토관으로 사토장에 배송하는 준설선으로 펌프 준설선의 커터 대신 버킷 휠을 장착한 형태이며, 준설시를 위한 선체 고정용 스퍼드(Spud) 2개가 있다.



도참(2-1) 버킷 휠 준설선

② 오니준설선(汚泥浚渫船)

해저 오니(汚泥)를 준설하기 위하여 고함니율(高含泥率)로 오타발생을 최소화 할 수 있도록 개발된 각종 오니 전용 준설선이 있다. 이들은 대부분 별도의 굴착력을 필요로 하지 않으므로 펌프준설선의 커터대신 오타확산을 막는 장치, 오니를 크게 교란시키지 않고 석션헤드로 흡입할 수 있게 하는 장치들이 장

착되어 준설대상지역의 여건에 따라 적절히 선택하여 사용할 수 있다. 준설된 오니는 고화방법으로 벽돌(오니케익)모양의 고체형상으로 하여 필요한 현장에 재활용하는 기술이 개발되고 있다.

(6) 선종별 준설심도

준설선의 선종별 준설심도를 예시하면 표참(2-5)와 같다.

표참(2-5) 선종별 준설심도

선 종	규 격	최소준설심도(m)	최대준설심도(m)
1) 그레브 준설선	그레브 용량		
소 형	3m ² 이하	1	제한 없음
중 형	3~6m ²	1.5	제한 없음
대 형	6m ² 이상	2	제한 없음
2) 버킷트 준설선	버킷트 용량		
소 형	0.3m ³ 이하	5	12
중 형	0.3m ³ ~0.6m ³	7.5	19
대 형	0.6m ³ 이상	10	40
3) 펌프 준설선(자항선)	호퍼용량		
소 형	1,500m ³ 이하	5	15
중 형	1,500~4,000m ³	7	20
대 형	4,000m ³ 이상	9	35/80
4) 펌프 준설선(비항선)	송토관 직경		
소 형	400mm이하	1	9
중 형	400~800mm	1.5	17
대 형	800mm이상	2	30
5) 디퍼 또는 백호 준설선	버킷트 용량		
소 형	2m ³ 이하	2	8
중 형	2~5m ³	2.5	11
대 형	5m ³ 이상	3	25

(주) 1. 스퍼드가 있는 준설선의 최소 준설심도는 스퍼드 연장에 의해서 3~4m까지 연장 조절될 수 있다.

2. 바지로 준설토를 운반하는 준설선의 작업은 준설선의 순 출수보다 운반선의 적재 시 출수에 제한을 받는다.

3. 80m심도의 준설은 특수 제작된 대형 호퍼준설선에 의해서만 가능하다.

2-4-2 쇄암 준설(碎岩 浚渫)

준설계획지역의 지반이 단단하여 일반 준설선으로 준설을 할 수 없는 경우나, 구조물이 인접하여 발파방법(發破方法)을 사용할 수 없는 경우 쇄암선에 의하여 암반을 파쇄한 후 준설한다. 또 쇄암선에 의한 방법으로 암반이 파쇄 되지 않는 단단한 지반의 준설은 화약을 사용하여 암반을 발파하는 방법으로 소요 계획심도까지 준설 한다. 화약을 사용하여 준설하는 경우 화약의 취급은 관계법규에 따라 안전조치를 취해야 한다.

[참 고]

쇄암준설은 쇄암선이나 발파공법으로 암반을 파쇄한 후 파쇄암을 준설선(그래브, 디퍼 또는 백호 준설선)으로 준설하여 토운선에 싣고 끝배로 예인하여 투기한다.

(1) 쇄 암

쇄암선은 중추식(重錘式)과 충격식(衝擊式)이 있으며, 중추식은 쇄암선의 중앙이나 선수에 쇄암봉(碎岩棒)을 매달아 가이드를 따라 2~3m 높이에서 중량이 10~30t 인 쇄암봉을 준설위치에 자유낙하시켜 그 충격으로 암반을 파쇄 한다. 충격식 충격해머를 준설위치에 내려놓고 로크해머(Rock hammer)를 작동시켜 반복 타격으로 암반을 파쇄 한다. 충격해머는 1개 또는 여러 개를 장착하여 동시에 여러 개소의 쇄암을 할 수 있다. 쇄암선의 규격은 쇄암봉의 중량을 말하며, 주로 중추식이 많이 사용되고 쇄암봉의 모양은 일자문형, 환봉형, 십자형 등이 있으며 일자문형이 많이 사용된다.

(2) 발 파

쇄암선으로 암반이 파쇄 되지 않는 단단한 지반(암반)에서는 화약을 사용하여 암반을 폭발하여 소요심도까지 암반을 파쇄 하는 방법으로, 장약방법에 따라 표면발파(表面發破)와 천공발파(穿孔發破)로 분류하고 있다. 화약류를 사용하게 되므로 화약류 사용허가, 취급보안책임자 선정 등의 관련법규를 준수하여야 한다. 표면발파는 지형 및 주변여건에 따라 시행여부를 판단하여야 하며, 지형지물을 이용한 초기 단계에서는 가능하나 계속되는 경우 일반적으로 천공발파에 의하여 암파쇄를 하게 된다. 천공발파의 경우 천공 방법, 천공 지름, 천공 깊이, 천공 간격, 장약량, 발파시간 등 발파 방법을 확인하고 발파후의 현장정리 등에 대한 세심한 주의가 요망된다. 특히 발파전후의 안전관리에 유의하여야 한다.

2-5 토질별 준설방법

준설선의 능력은 준설방법 뿐 아니라 흙 입자의 크기와 토질의 상태에 따라 크게 다르다. 따라서 토질 조건은 준설토의 N값 및 압축강도 등으로 표시하고 있으며 이에 적합한 준설방법을 검토하여야 한다.

[참 고]

토질조건과 N값을 고려하여 준설선종을 결정하는 경우 일반적으로 표참(2-6)을 참고로 한다. 토질조건으로 준설선종을 선정할 때에는 2종 이상의 형식을 비교하여 선정하는 경우가 많은데, 이때에는 준설선의 투입이 가능한 범위 내에서 공사비를 비교 검토하여 선정한다.

표참(2-6) 토질별 준설 선종적용

토 질			적 용 선 종			
분 류	상 태	N치	펌프	그래브	디퍼(백호)	쇄암
점토질토사	연 니	4 미만	P	↑ ↓ G		
	연 질	4~10 미만				
	보통질	10~20 미만				
	경 질	20~30 미만		↑ (G) ↓	↑ D ↓	↑ 쇄(碎) ↓
	최경질	30~40 미만				
	극경질	40~50 미만				
모래질토사	연 질	10 미만	P	↑ ↓ G		
	보통질	10~20 미만				
	경 질	20~30 미만		↑ (G) ↓	↑ D ↓	↑ 쇄(碎) ↓
	최경질	30~40 미만				
	극경질	40~50 미만				
자갈섞인 점토질토사	연 질	30 미만		↑ (G) ↓		
	경 질	30 이상		↑ (G) ↓	↑ D ↓	↑ 쇄(碎) ↓
자갈섞인 모래질토사	연 질	30 미만		↑ (G) ↓		
	경 질	30 이상		↑ D ↓	↑ D ↓	↑ 쇄(碎) ↓
암 반	연 질	40~50 미만		↑ ↓ (G)	↑ ↓ D	↑ ↓ 쇄(碎)
	약간연질	50~60 미만				
	보통질					
	경 질					
	최경질					
자 갈	느슨한 것			↑ ↓ G	↑ ↓ D	
	다져진 것					

(주) ① P : 펌프 준설선, G : 그래브 준설선, D : 디퍼 준설선, 쇄 : 쇄암선

② (G) : 쇄암 또는 발파후의 준설적용선종

2-6 준설능력(浚渫能力)

준설능력은 시간당 준설량인 m³/hr로 표시되며, 준설선종별로 토질별 및 작업 여건에 따라 계산한다.

[해설]

준설능력은 기계적 성능을 공칭 능력으로 하여 가동시간당 제작공장에서 실시한 실험에 의한 능력을 준설능력으로 표시하는 것과 실제 작업장에 투입하여 제반여건을 감안한 1시간당 실제준설능력으로 구분되며, 현장에서는 실 능력을 준설능력으로 표시한다. 그레브 준설선은 1시간당 톤선에 싣는 토량을 기준으로 하고 있으며, 비항펌프 준설선은 송토관 끝에 쌓이는 토량으로 나타내고, 쇄암선의 경우 암파쇄 능력을 실 능력으로 표시하고, 파쇄암을 그레브 준설선이나 디퍼(또는 백호) 준설선으로 톤선에 싣는 것과는 별도로 표시한다. 준설능력의 계산은 준설선종별로 현장여건을 감안하여 계산하고 있으며 표준품셈의 기계화 시공편 중 준설장비편을 참고로 한다.

2-7 준설선의 선단구성(船團構成)

준설선을 효율적으로 가동하려면 준설, 운반, 투기의 전 과정이 유기적으로 이루어지도록 적절하게 선단구성을 하여야 한다.

[해설]

준설선의 선단구성은 직접준설작업을 시행하는 준설선을 모선(母船)으로 하고, 부속선과 지원선으로 구성하여 효율적인 작업이 이루어지도록 하여야 한다. 준설공정은 준설, 운반, 투기가 서로 균형있게 반복하여 이루어져야하므로, 모선은 준설(터파기)을 하고 부속선으로 준설토를 운반, 투기하는 톤선과 끌배를 사용하는 등, 계획 준설량을 소정의 공기 내에 완공하려면 선단 내 장비간의 능력이 서로 균형을 이루고, 유기적으로 안전한 선단구성이 이루어져야 한다. 모선과 부속선 이외에 지원선으로는 양묘선(揚錨船, 앵커바지 : Anchor barge), 측량선, 연락선 등이 있으며 이들을 조합하여 선단으로 구성한다. 톤선이 선단구성에 포함되어있는 경우는 톤선이 고장 등에 의하여 부족하게 될 때 준설 모선이 대기하게 되는 수가 있다. 준설모선의 대기는 가동을 저하, 공기연장, 원가상승의 요인이 되므로 투기장이 멀거나, 선박수리가 용이하지 않은 경우에 대비하여 예비톤선의 확보 필요성을 검토하여야 한다.

[참고]

선단구성은 준설선의 종류에 따라 구성내용이 다르다. 선단구성이 적절하게 균형을 이루지 못하면 준설선(모선)의 대기를 초래하게 된다. 이렇게 되면 준설능률이 저하되고, 공사원가가 상승되며, 계획공정에 차질이 생길 수 있으므로 모선 가동율을 최대화할 수 있도록 선단구성을 할 필요가 있다. 준설선단의 표준적인 구성 예를 준설선종별로 보면 다음 각 표와 같다.

표참(2-7) 펌프 준설선의 선단구성

준설선		부속선단 및 부속기계 기구					
선종	규격 HP	끝배 HP	양묘선 HP	부함(4.5m) (mm)	송토관(6.0m) (mm)	고무쪼인트 (mm)	연락선 HP
비 항 펌 프 선	300	180	50	776	310	900	40
	600	250	50	776	510	1,000	40
	1,000	350	120	850	610	1,000	40
	1,200	350	120	850	610	1,000	40
	2,000	450	120	1,000	710	1,200	40
	2,200	450	120	1,000	710	1,200	40
	3,300	500	200	1,000	710	1,200	40
	4,000	600이상	200	1,000	710	1,200	40
	4,400	800	200	1,000	710	1,200	40
	12,000	800~2,000	400~800	1,000	760	1,900	40
20,000	350 : 1척 4,500 : 1척	1,200	1,000	760	1,900	40	

표참(2-8) 그레브 준설선의 선단구성

준설선		부속선				비고
선종	규격 (m ³ /급)	끝배 HP	토운선 (m ³ /급)	양묘선 HP	연락선 HP	
그 레 브 준 설 선	0.65		척수와 용량은 작업	10	40	
	1.00		조건에 따라서 조정	10	40	
	1.50			10	40	
	3.00	80	30	10	40	
	7.50	120	60,100	30	40	
	12.50	180	200	50	40	
	-	250	300	-	-	
	-	450	500	-	-	

- (주) ① 펌프 준설선의 끝배는 모선 작업위치 이동 등에 사용
 ② 그레브 준설선의 끝배는 토운선 예인에 사용
 ③ 연락선은 업무 연락용으로 사용
 ④ 양묘선은 앵커이동, 부함 및 송토관 조정, 중량물 운반에 사용
 ⑤ 작업선은 가능한 현장계류를 원칙으로 한다.
 ⑥ 그레브 준설선의 부속선중 양묘선, 연락선은 현장여건에 따라 조정가능
 ⑦ 12,000HP 비항 펌프선인 양묘선 규격은 표준품셈 선단 조합표를 참조 현장여건에 따라 조
 정가능

표참(2-9) 디퍼 및 백호 준설선의 선단구성

디퍼선 규격	부 속 선		비 고
	예 선	토운선	
2.3m' (350HP)	40t (250HP)	120m'	표준작업수심 10.0m
	35t (180HP)		내외, 최대 16.0m
4.0m' (1000HP)	45t (300HP)	200m'	"
	40t (200HP)		

(주) 백호준설선은 표준작업수심 5~10m인 경우임

표참(2-10) 쇄암선의 선단구성

	쇄암선	끌 배	양묘선	표준작업수심	비 고
	중추식 (10t)	60HP (15t)	5t 달기 90HP	7.5m	
		40HP (10t)			
	중추식 (20t)	60HP (15t)	5t 달기 90HP	15m	
		40HP (10t)			
	중추식 (30t)	60HP (15t)	5t 달기 90HP	20m	
		40HP (10t)			

(주) ① 암을 파쇄한 후 그레브 준설선이나 디퍼(백호) 준설선이 투입되어 파쇄암을 준설하여 토운선에 실는 작업이 포함되어야 한다.

② 기상, 조류, 파랑 등 조건이 나쁜 경우 끌배로 조합한다.

③ 자항 양묘선은 필요에 따라 계상할 수 있다.

2-8 준설토 투기장 선정과 투기방법

2-8-1 준설토 투기장 선정

투기장의 위치는 준설을 능률적이고 경제적으로 시행할 수 있도록 선정하여야 한다. 선정 조건은 다음과 같다.

- (1) 준설구역과 투기장간의 거리와 경로
- (2) 투기장의 넓이와 수심
- (3) 투기구역의 기상과 해상
- (4) 투기구역에서의 투기토사의 안전성(표류 유무, 확산정도 등)
- (5) 어업 및 기타 보상 문제
- (6) 매립계획과의 관련성
- (7) 투기장 인허가 등

[해설]

준설토 투기장은 투기장의 이용 용도에 따라 투기방법이 다를 수 있고, 준설토를 외해에 투기 시 투기위치에 대한 인허가를 사전에 받아야 하는 등 환경성 영향과 예상되는 피해 및 보상 소요여부에 대해서도 충분한 검토가 이루어져야 한다.

[참고]

투기공종은 준설공종 중 마무리 공종으로서 투기방법에 따른 제반여건에 맞게 투기장을 선정한다.

(1) 준설구역과 투기장간의 거리와 경로

가능하면 투기장 거리는 경제적인 면을 고려하면 준설구역에서 가까워야 한다. 그러나 투기로 인한 영향을 고려하면 단순히 가까운 위치에 투기장을 선정할 수 없는 경우가 있고, 이에 따라 투기장까지의 거리와 경로에 대한 기상·해상의 선박 통항 상황을 검토하여야 한다.

(2) 투기장의 넓이와 수심

준설토의 투기는 끝배에 의한 토운선이 주로 동원되며, 토운선 항행과 투기 시 토창(土艙)의 문비(門扉)를 개폐할 때 필요한 충분한 수심이 있어야 한다. 투기장이 넓으면 토운선을 완속으로 운항하면서 투기할 수 있으므로 능률적으로 투기를 할 수 있다. 토운선의 만재 시 흘수와 투기장의 소요수심은 표참(2-11)를 참고로 한다.

표참(2-11) 토운선의 흘수와 투기장의 소요 수심

용 적(m ³)	흘수(m)	소요 수 심(m)		
		저 개 식	측 개 식	상자형(대선)
90	0.6~3.3	2.0~3.5	1.4~2.5	1.6~1.7
	1.1~2.0			
200	0.3~2.8	0.8~7.0	1.5~4.5	2.6
	0.6~2.4			
400	0.9~3.0	2.5~5.0	3.0	2.0~3.0
	2.7~3.0			
800	0.9~3.0	2.8~8.0		3.3
	2.7~3.0			
1,500	2.8~3.9	4.0~4.5		4.5
3,000	4.0~4.1	4.0		
5,000	1.3~4.0			0.8~5.1
6,000				6.7

(3) 투기구역의 기상과 해상 및 보상 문제

기상은 안개, 강우, 바람, 해상은 파랑, 조류 등으로 인하여 운항(운반)은 물론, 투기가 불안정하면 투기된 토사의 유실, 확산으로 예상치 못한 보상문제 등이 야기될 수 있으므로, 이로 인한 공기 지연, 경제적인 손실을 방지할 수 있도록 사전에 충분히 조사하여 대처할 필요가 있다.

(4) 매립계획과의 연관성

외해투기가 환경여건상 제약을 받고, 상당히 먼 거리에 투기하여야 할 상황이 되면, 외해투기 비용이 가중되어 인근지역에 투기장 건설을 하고 투기하는 방안이 경제적일 수가 있다. 투기장 건설은 장차 조성되는 토지의 이용으로 전체사업 원가 절감도 가능하다. 매립을 목적으로 준설하는 경우 일반적으로 펌프 준설선을 선정하게 된다. 준설위치와 매립위치가 멀리 떨어져 있을 경우는 자항식 펌프에 준설설(Trailing suction hopper dredger)에 의한 준설, 매립이 환경적으로나, 경제적으로도 유리할 수 있다.

(5) 투기장의 인허가

환경오염 문제와 관련, 준설토의 투기는 공유수면 관리법, 해양오염방지법 등이 정하는 바에 따라 배출해역지정을 받고 허가를 받은 후 투기하여야 한다. 준설토 투기 절차를 보면 다음과 같다.

① 개인(사업자)이 준설 시 및 준설토 투기시

- 공유수면관리법의 규정에 의한 공유수면의 점용 및 사용허가 절차
사업자→관리청→관계기관 협의(환경부 등)→허가



해역이용 사전협의(지방해양수산청) : 해양오염방지법 및 시행령

② 국가(지방자치단체)가 준설 시 및 준설토 투기시

- 공유수면관리법의 규정에 의한 공유수면의 점용 및 사용협의 또는 승인
국가(지방자치단체)→관리청→관계기관 협의(환경부 등)→협의 또는 승인허가



해역이용 사전협의(지방해양수산청) : 해양오염방지법 및 시행령

③ 배출해역 지정절차(해양오염방지법)

- 준설토 투기시(해양경찰청)
배출해역지정 절차 : 폐기물 배출해역의 지정신청(시행령)→폐기물 배출해역의 지정(시행규칙)
* 폐기물 배출해역의 지정사항 변경(시행규칙)

2-8-2 준설토의 투기방법

준설토는 적절한 투기방법을 강구하여 투기하여야 한다.

[참 고]

준설토의 투기방법은 선종별로 다음의 표참(2-12)와 같은 투기방법이 있다.

[참 고]

준설선단의 표준 가동시간은 일반적으로 2교대(펌프준설은 3교대)를 기준으로 하고 있으며, 지형, 파랑, 조류 등 현장의 제반여건에 따라 차이는 있겠으나, 일반적으로 적용되는 준설선의 취업시간과 운전시간은 표참(2-13)를 참고로 한다.

표참(2-13) 준설선의 취업시간과 운전시간

종 류	취업시간	운전시간	비고
펌프 준설선	24hr	15hr	3교대
그래브 준설선	12hr	10hr	2교대
버킷트 준설선	14hr	12hr	2교대
양 묘 선	모선과 동일	실운전시간	
토 운 선	"	-	
끌 배	"	실운전시간	

준설선 및 부속 장비의 수리는 작업 시 돌발적으로 발생하는 때의 상시수리와 연간 정기적으로 하는 정기수리로 나눌 수 있으며, 상시 수리와 정기 수리기간을 합한 수리 기간은 대개 다음과 같다.

- 그래브 준설선 약 25일
- 대형그래브 준설선 약 30일
- 버킷트 준설선 30~50일
- 디퍼, 백호 준설선 : 40~60일
- 펌프 준설선 25~35일
- 끌배 25~30일

여기서, 준설능력은 준설선의 선종과 현장작업여건에 따라 다르지만 일반적으로 1시간당 작업능력(m^3/hr)을 계산하고, 1일 운전시간(펌프 준설선(3교대) 15시간, 그래브 준설선(2교대) 10시간)과 월 작업일수 계산(현장의 기상·해상 조건에 따라 차이가 있으며 월 23~24일이며 24day/month로 계산) 그리고 1년간 작업 월수는 (상시 및 정기수리일수는 35~25일) 10개월이 된다.

준설계획은 준설선단구성과 준설량에 따라 선단수를 결정하고, 부속선, 지원선을 감안하여 전 공사의 기간 내 완공이 가능하도록 준설계획을 수립하여 공정계획을 작성한다.

제 3 장 매 립

3-1 일반

매립계획을 수립할 때에는 매립지와 토취장 및 준설위치에 대한 지반, 해상·기상조건을 사전에 충분히 파악하고, 매립지의 사용목적, 사용시기, 매립지반고 등을 고려하여 구조적으로 안전하고 경제적인 매립방식을 결정하여야 한다.

[해설]

매립은 일반적으로 임해지역에 부지확보를 목적으로 하여 연안 해면이나 하천, 호소(湖沼) 및 저습지(低濕地)의 공유수면에 용지를 조성하는 것으로 볼 수 있다. 항로나 박지의 준설토사를 매립토사로 이용하는 매립방법과, 부지확보를 위하여 별도의 토취장에서 토사를 채취하여 매립토로 사용하는 매립방법이 있으며, 매립용 토사를 채취한 후의 토취장도 이를 정리하여 용지로 이용하는 방법 등이 있다. 매립지가 공유수면인 경우는 공유수면 매립법 등의 관련법이 정하는 바에 따라 매립면허 및 실시계획 인·허가 등을 받아 시행하게 된다. 공유수면 내에 이권(어업권·광업권 등)이 존재한다면 이 권리를 보상하여야 하므로, 계획지역의 사전 조사 시 필요한 내용을 조사하여 관련법규가 정하는 바에 따라 보상방법, 보상금액 등 사업주와 사전협의를 이루어져야 한다.

[참고]

(1) 공유수면의 정의

공유수면(公有水面 : Public water area)은 연안해면, 하천 호소, 저습지 등 공용에 제공되는 수면으로 국가에 속하여 국가가 관리하는 수면을 말한다.(공유수면 관리법에 의한 공유수면이 하천법의 적용 또는 준용을 받는 구역일 경우에는 공유수면관리법을 적용하지 아니하고 하천법에 적용을 받는다)

(2) 공유수면 업무의 인·허가 처리 및 공사시공 순서

공유수면 매립의 인·허가 절차는 우선

- ① 공유수면 매립 기본계획 반영요청(사업시행자)에 의하여 기본계획 타당성 검토를 거쳐 매립기본 계획 고시(해양수산부)가 되면
- ② 공유수면 매립면허 신청(사업시행자, 관련법규에 의한 환경영향평가, 해역이용협의 지역인근 관련자의 동의서 첨부 등)을 하여 관계기관 협의를 거쳐 공유수면 매립 면허(면허 관청)가 나면
- ③ 실시계획 인가신청(실시설계서 첨부, 사업시행자)을 하여 실시계획의 인가를 받고
- ④ 사업시행을 하여
- ⑤ 매립준공 인가신청(사업시행자)을 하여 매립준공인가(해양수산부장관)를 받아 지적부에 등재하고 정산 종료한다.

3-2 매립조건 조사

매립공사의 계획을 수립할 때에는 다음 사항을 고려하여 필요한 조사를 하여야 한다.

(1) 매립지 조사

- ① 원지반의 토질
- ② 매립지의 수심 및 지반고
- ③ 매립 계획고
- ④ 매립지의 사용목적과 사용 시기
- ⑤ 매립토량과 면적

(2) 토취장 조사

- ① 토질
- ② 토량과 면적
- ③ 위치
- ④ 운반경로와 운반방법

[참 고]

(1) 매립지 지반처리

매립지는 매립 후 사용목적 및 용도에 따라 필요한 지내력을 가져야 한다. 원지반과 매립토사가 양질이 아닐 경우에는 지반의 침하가 발생하고, 지반침하는 원지반의 침하와 매립토사의 압밀침하도 고려되어야 하므로, 침하에 대비할 필요가 있다. 특히 항로나 박지의 준설토사가 연약토사일 경우, 매립지의 지반처리 대책을 검토하여야 한다. 일반적으로 시행하고 있는 처리방법은 다음과 같다.

- ① 이용계획이 수립된 매립지의 조기 활용지역은 사질토나 경질토(硬質土)로 매립하고 사용시기가 늦을 경우 연질토로 매립하고, 사용 시기에 맞게 매립토질을 개량할 수 있다.
- ② 준설토의 대부분이 점성토인 경우 매립지표층은 차후 지반처리용 장비의 출입 등 작업이 가능한 수준의 지지력을 갖도록 우선처리하거나, 적정두께를 양질토로 매립한다.
- ③ 매립지 표층의 연약점성토를 적정두께의 양질토사로 환토한다.
- ④ 배수공법 등의 지반처리공법을 적절하게 시행한다. 또한 매립공사 중 매립토사가 구역 외로 유출될 염려가 있는 경우, 이를 방지하기 위하여 매립외곽호안에 차수공이나 필터공을 설치한다.

(2) 매립 계획고

일반적인 매립지반고는 식량평균고조위에 여유높이를 계상하고 매립지내의 배수, 기타조건을 고려하여 결정한다. 또한 인근의 지반고와의 관계를 조사하고, 지반이 연약한 경우에는 매립완료후의 예상침하량을 산정하여 매립고를 높게 시공하고, 침하상태를 계측관리(計測管理)하여 장기침하에 대비하여야 한다.

(3) 구조물 지반처리

호안, 방파호안, 접속호안 및 매립에 수반되는 구조물의 기초지반처리는 일반적으로 원지반상에 시설하게 되므로 매립지 이용 시의 하중조건 등을 고려하여 적절한 기초지반처리를 고려한다.

3-3 매립토량 계산

매립계획 시 시공토량은 다음 식으로 계산한다.

$$V = \frac{V_0}{P}$$

여기서, V : 매립시공토량(m^3)

V_0 : 매립전체토량(더 돌기 포함)(m^3)

P : 펌프 준설선에 의한 경우 매립토사의 평균 유보율(留保率)

[참 고]

(1) 침하량

침하량은 원지반의 침하량과 매립토사의 침하량을 합산한다.

원지반의 침하량은 원지반 토사의 역학적 성질에 따른 침하량을 산정하고, 매립토사의 침하량은 매립지의 이용하중을 고려한 매립토사의 자중압밀, 알밀침하량을 고려하여 정하는 것이 좋겠다. 부득이한 경우 또는 예비조사인 경우는 매립토사의 두께에 다음의 율을 적용할 수 있다.

사질토 : 층 두께의 5%이하

점성토 : 층 두께의 20%이상

사질토와 점성토의 혼합 : 층 두께의 10~15% 정도

(2) 유보율(留保率)과 유실율(流失率)

펌프 준설선으로 송토하여 매립하는 경우의 유보율과 유실율은 표참(3-1), 표참(3-2)를 참고할 수 있다. 다만, 유보율은 매립토사의 입경(粒徑), 집수정(集水井)과 여수토(餘水吐)의 위치와 높이, 배수구로 부터의 거리, 매립면적 등에 따라 차이가 있고, 해양환경 보전상 매립지로부터의 토사유실은 인근수역을 오염시키게 되므로 이는 극력 피하여야 하며, 유보율은 크게 높은 값을 갖게 되고, 유실율은 크게 낮은 값을 갖게 된다는 점을 고려하여야 한다.

표참(3-1) 토질별 유보율

토 질	유보율(%)
점토 및 점토질 실트	70이하
모래 및 사질실트	70~95

표참(3-2) 입경별 유실율

입경(mm)	유실율(%)	입경(mm)	유실율(%)
1.2이상	없음	0.3~0.15	20~27
1.2~0.5	5~8	0.15~0.075	30~35
0.6~0.3	10~15	0.075이하	30~100

3-4 호안구조물

3-4-1 일반

호안구조물은 항만법 및 어촌·어항법에서 기본시설인 외곽시설에 포함된다. 매립호안은 외해에 시설되는 경우 파랑의 영향을 직접 받으므로 방파호안(防波護岸)의 기능을 유지하여야 하고 내해, 내만 및 항내에 시설되는 경우는 단순히 매립지 배후지의 토압을 주로 받는 토류벽구조물(土留壁構造物)이다. 선박을 계류하는 계류시설 겸용 호안인 경우는 계류시설 역할을 하도록 시설되어야 한다. 이처럼 호안구조물의 설계 시에는 구조물의 역할 및 목적에 맞도록 제반여건을 충분히 조사, 계획, 검토하여 적절한 기능을 갖고 안전한 구조물이 되도록 설계하여야 한다.

3-4-2 호안구조물의 분류

매립공사용 호안구조물은 시설위치와 이용목적 등에 따라 용도에 맞는 구조로 설계하여야 한다.

[참 고]

일반적으로 분류하면 매립용 호안, 외해에 면한 경우 방파호안, 계류시설을 겸용하는 경우의 계선호안, 시설물과의 접속되는 구간인 경우 접속호안, 호안이 다른 계획에 의하여 장차 매몰되거나 철거될 경우의 임시구조물인 경우 가호안, 대단위 매립공사 시 매립지를 부분적으로 분할하여 조기사용을 목적으로 하는 경우의 호안구조물은 흙막이용 가토제 또는 임시호안 등으로 분류할 수 있다. 호안구조물은 사용목적 및 용도에 따라 외곽시설의 방파제, 호안 등의 구조물 설계기준을 참고로 하고, 계류시설을 겸하는 경우는 계류시설의 설계기준에 준하여 설계하게 된다.

3-5 매립토사의 매립방법

3-5-1 일반

매립공사에서의 토사매립방법은 일반적으로 다음의 방법으로 시행할 수 있으며 제반여건에 따라 적절한 매립방법을 선택한다.

- (1) 펌프식 준설선으로 토사를 매립지로 직접 송토하는 방법
- (2) 버킷트 준설선, 디퍼·백호 준설선, 그레브 준설선 등으로 준설하여 토운선 등에 의한 운반으로 매립지내에 투기하거나, 일정한 포킷에 사토한 후 펌프 준설선으로 재 송토하는 방법
- (3) 육상의 토취장이나 육상에서 발생하는 토사로 매립하는 방법

[참 고]

(1) 해저토사 매립

해저토사 매립은 여건에 따라 수역시설 개발과 발생하는 준설토를 이용하는 방법과 별도의 매립용 토사를 해상 토취장에서 채취하여 이용하는 방법이 있다.

① 운반선에 의한 투기

그래브 준설선, 디퍼·백호 준설선과 같이 운반선(토운선, 대선 등)으로 운반하여 준설토를 투기하는 경우에는 투기장의 수심에 제한을 받고, 호안의 일부를 운반선이 출입할 수 있도록 개방하여야 하기 때문에 개방된 호안사이로 투기토가 외부로 유출되지 않도록 오탁방지막 등을 시설하여야 한다. 운반선이 토운선인 경우 선형에 따라 최소수심을 고려하여 투기계획을 수립하고, 수심이 얕은 경우 흠수가 적은 대선에 상자형으로 조립하여 준설토를 적재하고 투기는 도저나 포크레인 또는 그래브로 투기한다.

② 펌프식 준설선에 의한 투기

가. 비항 펌프 준설선에 의한 투기

비항 펌프 준설선으로 준설토를 매립지에 투기하는 경우에는 투기토사의 유출을 방지하기 위하여 우선적으로 호안축조를 완성한 후, 투기하는 것을 원칙으로 하고 있으나 부득이한 경우 호안축조가 미완성 상태에서 투기하는 예도 종종 있다.

이 경우에는 투기된 준설토사나 부유토사가 매립구역 밖의 수역으로 유출되어 인근 해안이나 어장에 피해를 주지 않도록 오탁방지막을 시설하는 등의 조치를 취할 필요가 있다. 비항 펌프 준설선으로 준설한 토사는 토량의 함니율(含泥率)이 10~15%정도이므로, 송토관에서 토사와 물이 혼합하여 배출되면 토사는 매립토로 쌓이고 물과 부유토는 호안단면을 투과하여 배출되면서 호안의 기부나 지반을 세굴하여 항로나 항내에 유입하는 경우도 있으므로 호안단면설계에서는 이에 대한 대책공을 설치하여야 한다. 유실율을 최소화하기 위하여 호안구조물은 호안제체(護岸堤體) 후면에 뒷채움, 필터층, 필터매트를 부설하고 토사로 적정한 폭의 토제(土堤)를 형성하여 준설토사가 제체를 투과하여 외부로 누출되지 않도록 호안을 우선 보강하고, 배출되는 물은 집수정(集水井)과 여수토(餘水吐)를 통하여 월류(越流 : Over flow)시킨다.

매립지 내에 투기되는 토층이 균등하게 되도록 하기 위해서는 송토관의 간선(幹線)과 분기관(分岐管 : Y관 또는 T관)의 간격을 조정하면서 매립할 필요가 있다. 송토거리가 먼 경우 모선에서 직접 투기장까지 송토가 되지 않을 때에는 중계시설(中繼施設 : Booster station)을 설치하여 매립지까지 송토하게 되는데, 중계방법은 준설토사를 일차 투기하고 다시 준설하는 방법으로 중계하는 경우와, 송토관 말단에 펌프 준설선을 추가 배치하여 연계하는 방법과 고정용 중계펌프(Booster pump)를 송토관 말단에 연결하여 중계하는 방법이 있다.

나. 자항펌프 준설선에 의한 투기

매립토사를 자항 펌프 준설선으로 준설하여 매립할 경우에는 토장의 준설토사를 준설선에 장착되어 있는 송토관으로 배송하는 방법으로서 선상 송토관을 이용하여 직접 매립지에 투기하는 방법이다.

(2) 육상토사 매립

매립을 목적으로 하는 경우 인근에 양질의 해저토사가 없을 때, 또는 거리가 멀어서 육상의 토취장을 이용하는 것이 경제적인 경우나, 준설토로 매립하였을 때 토질조건이 좋지 않아 보토(補土)를 요하는 경우 육상 토취장에서 육상운반 방법에 의하여 매립공사를 하게 된다. 육상 운반되는 토사는 무대로 각 공사현장의 굴착토를 이용하는 경우도 있고, 특히 인근에 좋은 토취장으로 산을 깎아 매립하여 부지를 조성할 경우, 경제적이고 효율적인 육상토 매립이 가능한 경우도 있다.

3-5-2 부대시설 설계

[1] 집수정과 여수토(Over flow weir)

펌프준설선으로 호안내부에 토사를 송토하여 매립할 경우에는 집수정과 여수토를 설치하여야 한다.

[참 고]

펌프 준설선에 의한 매립시는 함니율(含泥率)이 10~15%로서 물이 85~90% 함유(含有)되어 물은 매립지 밖으로 배출시켜야 하므로, 토사를 제외한 물만을 배출시키기 위한 집수정을 시설하고, 물을 월류(越流 : Over flow)시키는 시설로 여수토를 시설하여야 한다.

(1) 집수정의 시설위치

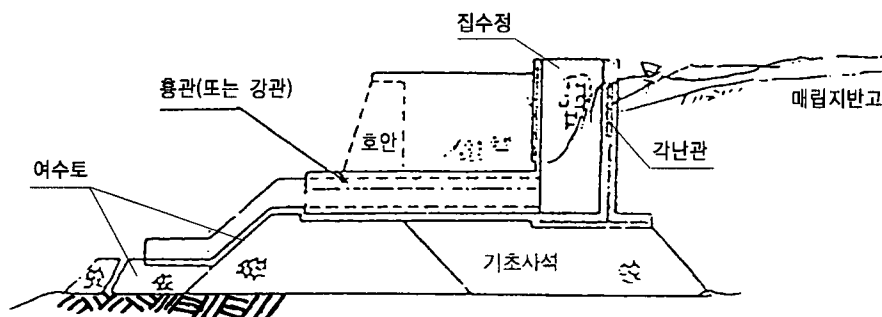
집수정과 여수토의 위치는 단말부와 충분한 거리에 시설하고 가능하면 외해의 영향을 직접 받지 않는 위치에 시설한다.

(2) 집수정 및 여수토의 규격 및 구조

집수정의 규격, 여수토의 배출 용량은 준설선의 능력과 투입척수, 토질, 매립면적을 고려하여 결정한다. 집수정의 구조는 일반적으로 철근콘크리트 구조로 하고 물만이 월류(越流)되도록 물이 흘러나가는 방향에는 각낙판(角落板, 또는 콘크리트판)을 쌓아 올리면서 월류 높이를 조정하고, 집수정에서 월류된 물이 외부로 유출되면서 작용하는 유속에 견디도록 토출구(吐出口)에 감속시설(減速施設)인 여수토(餘水吐 : Over flow weir)를 시설한다. 토출구의 배관은 홈관이나 강관(펌프 준설선의 송토관)을 이용하는 경우가 있고, 여수토는 유속에 대한 안전을 고려하여 잡석 등으로 밑다짐을 하고 콘크리트구조나 사석으로 축조한다. 집수정은 일반적으로 저조면(低潮面)보다 높게 시설한다. 집수정과 여수토는 다음 도참(3-1)을 참조 한다.

(3) 여수토의 규모 및 수량

여수토의 규모와 수량은 투입되는 펌프준설선의 능률(m^3/hr)에 의한 준설토의 배출량에 따라 월류량을 산정하여 결정한다.



도참(3-1) 집수정과 여수토 단면(예)

[2] 오·배수시설(汚·排水施設)

배수시설은 매립지내의 우수처리 시설로서, 매립지내 강우량과 인근에서 흘러 들어오는 빗물을 합하여 배수계획을 수립하고, 적절한 시설(BOX 또는 홈관 등)을 하여야 하며, 우수시설은 매립지의 장차 이용계획에 따라 필요한 우수처리시설을 계획하여 매립공사시 반영할 필요가 있다.

[3] 송토관의 배치

매립토사가 전 구간에 균질의 토층이 형성되도록 하기 위하여 매립지내의 송토관의 배치와 거리를 조정하여 관리에 유의하여야 한다.

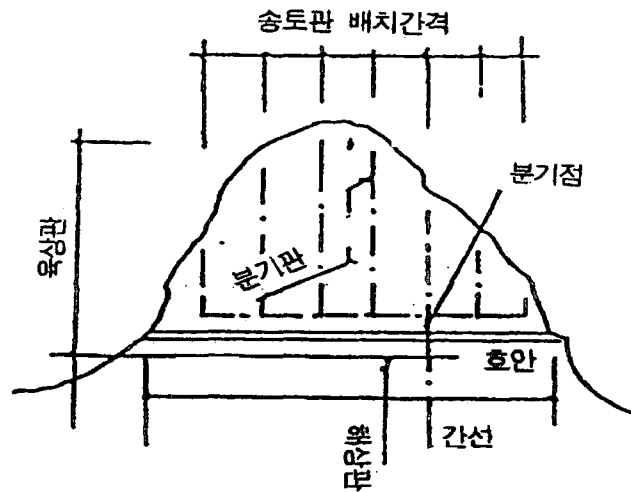
[참 고]

송토관은 해상관과 육상관으로 구분되며 준설선의 선미관에서 해상관의 마지막 부함까지를 해상관이라 하고, 해상관 종점인 마지막 부함에서 육상부에 부설된 송토관로를 모두 합하여 육상관이라 한다. 해상관은 부함 위에 올려놓은 해상시설관과 향로나 박지를 가로질러 부설할 경우 선박운항에 지장을 주지 않기 위한 해저시설인 침설관(沈設管)이 있다. 육상관은 주로 매립지내 호안위에 부설되며, 호안내측의 수면 위 가대(架台 : 목재 또는 가마니 쌓기) 위에 시설되기도 한다. 육상관은 간선(幹線 : 주로 해상관)에서 육지부에 시설되며, 송토관 배치시 Y형 또는 T형의 분기관(分岐管)을 연결하고 분기관에서 지관(枝管)을 일정한 간격으로 배치하여 준설토의 토층이 균질하게 매립되도록 관리한다. 송토관의 배치간격은 토질, 매립높이, 송토관의 설치높이 등에 따라 다르나, 토질별 배치간격은 다음의 표참(3-3)을 참고로 하고, 송토관의 평면배치는 도참(3-2)를 참고로 한다.

표참(3-3) 송토관의 배치간격

(단위 : m)

준설토질	간격	매립법선과의 거리	
		측면	선단
점성토	200이상		
	200~300		
	100		
점성토, 사질토	100~200	20	
	110~150		30
	110	15	
	40	40	
점성토, 사질토(자갈)	40		30
	50~100	10~40	
사질토	50~75		30
	100	5~10	
	10~50	5~15	
사질토(자갈)	50		



도참(3-2) 송토관의 배치(예)

3-6 물막이 공사의 계획

매립공사(또는 간척공사)에서는 물막이 공사(最終締切工事)가 가장 중요한 공종이므로 물막이 공사는 면밀한 계획을 수립한 후 시행하여야 한다. 물막이 공사를 원활히 수행하기 위하여 다음사항에 대한 검토가 필요하다.

- (1) 위치 선정
- (2) 통수단면의 산정
- (3) 조류속의 검토(조류속에 견디는 물막이재료 규격 계산)
- (4) 일정 및 시공계획 수립(기상, 해상자료 분석, 소조기 조사 검토 등)
- (5) 기자재 확보(중장비 동원계획, 물막이 소요 자재확보 등)
- (6) 물막이공사 시행(1차 계획 : 단시간 내 소조위까지 시공, 2차 계획 : 중조위에서 대조위까지 시공)
- (7) 사후점검 및 유지관리

[해설]

(1) 위치 선정

물막이공사시는 조류속이 가장 빠르기 때문에 빠른 조류 속에 견디는 적절한 기초지반조건과 조류속에 의하여 피해를 받을 수 있는 범위, 기자재 운반경로 및 수단 등의 제반조건을 충분히 검토 한 후 물막이 공사의 위치를 선정한다. 좋은 위치로는 지반조건이 단단하여 빠른 조류 속에 세굴이 되지 않는 지반이 우선이지만, 그러지 못한 지반조건인 경우는 유속에 의한 세굴이나 세굴된 토사의 이동 등으로 주변에 미치는 영향을 충분히 고려하여 위치 선정을 한다. 위치가 적절하더라도 조류 속에 대한 바닥 보호공이 축조되어야 하는 점도 충분히 검토하여 적절히 조치할 필요가 있다.

(2) 통수단면의 산정

① 물막이 구간의 유속 산정

물막이 구간의 내조지(內潮池)넓이, 물막이구간 개구부(開口部)의 폭과 길이, 내측 해수위와 조석과의 관

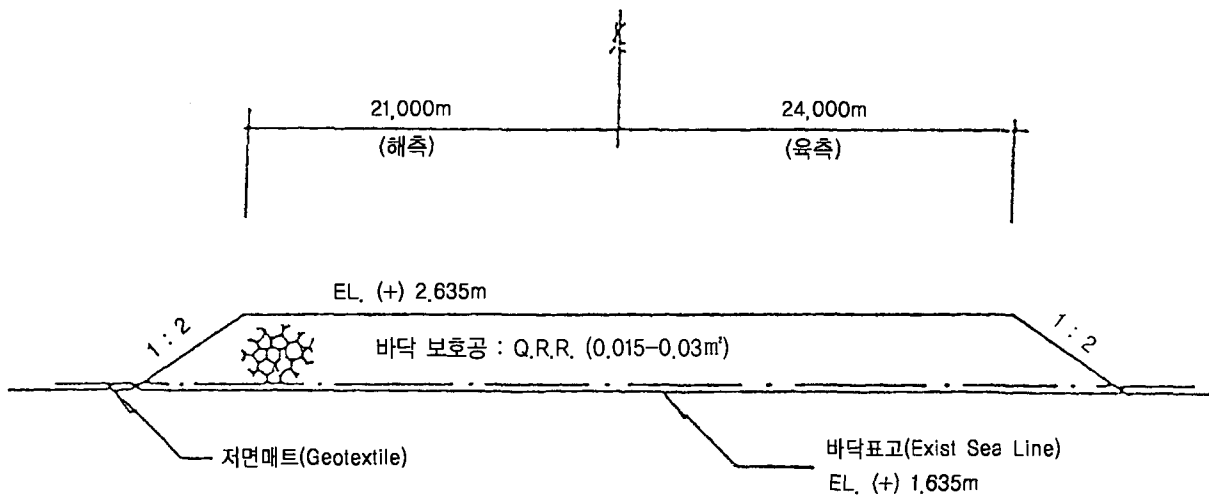
계 등을 고려하고, 소조(小潮), 중조(中潮), 대조기(大潮期)별 물막이 구간의 시공계획 폭에 대한 유속을 산정하여 유속별 대안을 강구한다. 유속의 산정방식은 도해법과 계산방식이 있고, 수치모형실험에 의하여 개요를 추정하고 있다.

② 내·외 수위차(內·外 水位差)에 의한 유속산정

물막이 구간은 조석현상에 의한 내·외 수위차가 생기며, 창조 시에는 외측에서 내조지 방향으로 유속이 있고, 낙조 시에는 내조지에서 외측으로 유속이 생기므로 이들에 대한 유속을 산정한다. 참고로 시화 방조제 물막이 공사 시 유속은 내외 수위차가 약 1.0m일 때 최대유속 4.0m/sec, 약 1.5m일 때 4.5m/sec, 약 2.0m일 때 5.2m/sec이었으며, 최대수위차가 3.6m일 때 최대유속이 7.4m/sec를 기록하였다.

③ 조류속에 대한 안정성 검토

물막이공사에서의 최대유속은 4~7m/sec정도로 빠르기 때문에 물막이 구간은 이런 유속에 견디는 중량물로 시공되어야 하며, 현장 인근에서 생산되는 사석의 개당 중량이 부족할 경우 콘크리트 블록의 제작이나 돌망태 형태로 중량물을 만들어 사용하여야 한다. 소요중량 산정에는 유속에 따른 여러 가지 공식이 있으며, 대표적으로 소개하면 ①화란의 간이공식, ②Isbash식, ③Shiedls식, ④기타 공식과 도표에 의한 중량결정 방법 등이 있다. 설계 시 바닥보호공(Sill)의 표고 및 물막이 폭의 결정은 원지반 보호용 바닥 보호공은 소·중·대조기의 시공조건을 고려하여 바닥 높이를 구하고, 시공시기별 조석조건에 따라 시공속도를 고려한 단면을 순차적으로 산정한다. 바닥 보호공의 높이가 높아짐에 따른 세굴발생여부에 대한 검토도 이루어져야 한다. 바닥보호공의 예시도는 도해(3-1)과 같다.



도해(3-1) 바닥보호공 단면(예)

④ 물막이 재료의 규격 산정

물막이 재료의 규격은 물막이공사시 작용하는 유속에 견딜 수 있는 재료의 규격을 산정하는 것으로서, 일반적으로 재료의 크기와 중량은 다음의 각 식으로 계산한다.

가. 상고(Apron) 재료의 크기 결정(농지개량사업계획 설계기준 해면 간척편 참조)

$$dm \geq \frac{0.5}{\Delta} \times \frac{V^2}{2g}$$

여기서, dm : 재료의 평균지름(m)

V : 유속(m/sec)

Δ : 재료의 상대밀도

$$= \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

나. 점축식에 의한 물막이 재료의 크기 결정(미 해안침식국 제안식, 본 설계기준 참조)

$$W = \frac{\pi \times Y_r \times V^6}{48 \times y^6 \times g^3 \times (S_r - 1)^3 \times (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

여기서, W : 재료의 최소중량

S_r : 재료의 비중 ($\frac{\gamma_r}{\gamma_w}$)

g : 중력가속도(9.8m/sec)

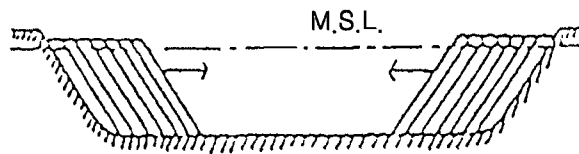
y : Isbash 정수(파물혀 있는 돌 : 1.2)

γ_r : 재료의 상대비중(t/m³)

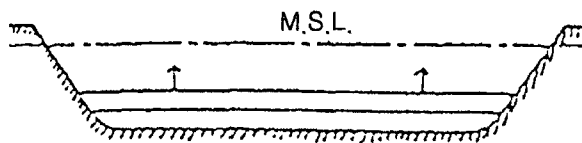
V : 사석 상면에서의 유속(m/sec)

θ : 사면의 기울기(°) → $\cot \theta = 2.0$

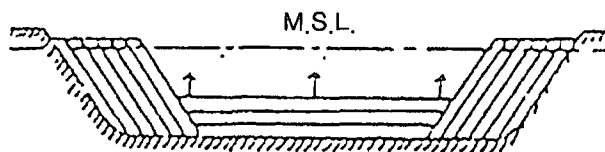
일반적으로 시행하는 물막이공사의 공사방법은 점축방법(Deep sill-sub critical method)와 점고방법(High sill-critical flow method) 그리고 점축과 점고의 복합방법이 있다.(도해(3-2) 참조)



(1) 점축 방법



(2) 점고 방법



(3) 복합 방법

도해(3-2) 물막이공사 방법

(3) 물막이 단면의 안정성 검토

물막이공사 단면은 물론 호안단면 제체에 대하여도 활동, 전도, 원호활동 파이핑현상 및 지반세굴에 대한 안정성 검토를 하여야 한다.

3-7 매립지 지반개량

매립지의 지반개량은 매립지 원지반의 개량, 원지반 상부에 매립하는 매립토사의 개량으로 분류하여 검토한다. 원지반 및 매립토층 모두 이용시점에서 필요로 하는 지내력을 가질 수 있도록 침하축진을 위한 지반개량공법을 검토하여야 한다.

[참 고]

원지반의 토질조건이 다양하고, 매립지의 활용목적에 따라서 이용시기나 하중조건도 다르기 때문에 적용할 수 있는 지반개량공법 또한 다양하며 유사한 경우도 있어, 이 모든 내용을 충분히 검토한 후 적절한 공법을 적용한다. 매립지는 일반적으로 침하에 대한 검토를 하고, 원지반이 연약한 이토 등의 토질에서는 여건에 따라 이를 제거하거나, 매립토사를 한쪽에서부터 투기하여 연약토를 후면으로 밀어 임시 이토폰트를 형성한 후, 이 부분을 별도로 개량하는 등 적절하게 처리하는 방법도 있다. 매립토층도 양질의 토사가 아니면 이용 시 침하가 발생하므로 여성을 하여 자연상태에서 압밀을 유도하는 경우도 있으나 매립지의 사용시기 및 목적에 맞도록 지반개량을 할 필요가 있다. 지반개량에 대하여는 제2편의 관련조항을 참고로 한다.

[참고문헌]

- 1) 항만 및 어항설계기준 : 해양수산부, 1999
- 2) 어항공사시공관리요령 : 해양수산부, 1999
- 3) 어항구조물 설계기준 : 한국어항협회, 1996
- 4) 표준품셈 : 2005
- 5) 港灣の 施設の 技術上の 基準・同解説 : 日本港灣協會, 1998
- 6) Port engineering : Tsinker(U.S.A), 2004
- 7) Handbook of port & harbor engineering : Tsinker(U.S.A), 1996
- 8) Port engineering : Bruun(U.S.A), 1981
- 9) Dredging (a handbook for engineering) : Bray, Bates, Land (U.S.A), 1997
- 10) Technical standard and commentaries for port & harbor facilities in Japan : Japan port and harbor association, 2002

여 백

제 7 편

외곽시설



여 백

제 7 편 외곽시설(外廓施設)

제 1 장 총 설

1-1 일반

외곽시설의 설계에 있어서는 시설의 안정성과 기능성을 평가하여 최적의 구조형식을 채택하여 배치계획을 수립하며, 당해 항만의 발전계획, 구역시설, 계류시설 및 기타 시설과의 연계기능, 외곽시설 건설 후 발생 가능한 태풍, 해일, 풍랑 등으로 인한 자연재해와 부근의 구역, 시설, 지형, 해수유동, 침수 및 배수, 기타 환경에 미치는 영향을 충분히 고려한다.

[해설]

- (1) 외곽시설이란 방파제, 방사제, 도류제, 갑문, 호안, 제방, 돌제 및 흙벽 등을 말한다. 또한 폭풍 및 지진 해일대책 시설로서 제방, 호안, 수문 및 통문 등 침수 및 월과제어구조물과 관련 배수시스템이 있으며, 침식 및 매몰 대책 등 표사제어 시설로서 호안, 돌제, 이안제, 잠제 등이 있다.
- (2) 외곽시설의 기능성 평가의 주요 내용으로는 항내의 정온도, 항로수심의 유지, 해안의 흠괴(欠壤)방지, 폭풍해일 및 쓰나미에 의한 항내 및 배후지의 수위상승의 제어기능을 들 수 있다. 그리고 항만시설 및 배후지의 고파랑, 장주기 파동(폭풍해일, 쓰나미 등)에 대한 방어능력 등 1차적인 기능과 함께 바다의 경관이나 항만의 매력을 제고하는 친수성, 친환경성 등 2차적인 기능의 평가 역시 중요한 기능평가의 대상이 된다. 일반적으로 외곽시설은 이들 기능을 복합적으로 만족할 수 있도록 설치하여야 하는 경우가 많으며, 시설의 복합적 기능을 충분히 발휘하도록 설계에 적극적으로 반영할 필요가 있다.
- (3) 외곽시설을 건설함에 있어서는 부근의 구역, 시설, 지형, 해수유동 및 환경에 미치는 영향을 충분히 고려하여 그 배치 및 구조형식을 결정할 수 있다. 외곽시설의 구조형식과 배치계획에 따라 다음과 같은 주요 수리현상 및 환경영향이 나타날 수 있으므로 충분한 주의를 기울이고 악영향을 개선하거나 최소화할 수 있도록 대책을 강구할 필요가 있다.
 - ① 모래 해안 및 표사이드가 활발한 해역에 외곽시설을 설치하면 항내는 물론 그 주변 해안에 토사의 퇴적 또는 침식이 발생하는 등 우려할 만한 지형변화를 유발할 수 있다.
 - ② 외곽시설의 건설에 따라 반사파가 발생되며, 이로 인한 파랑환경의 변화가 주변해역의 자연환경 및 시설의 이용기능을 악화시킬 수 있다.
 - ③ 외곽시설에 의한 다중반사, 또는 항내구역 형상의 변화에 따른 부진동의 유발 등으로 인하여 항내의 정온도가 악화되는 경우도 있다.
 - ④ 외곽시설의 건설에 의하여 주변해역의 조류 또는 하천류의 유출특성 등 해수유동의 특성을 변화시켜, 국소적인 수질 및 저질 환경의 변화가 초래되는 경우도 있다.
- (4) 외곽시설의 배치계획 및 구조형식의 결정 등에 있어서는 1차적으로 파랑제어기능과 수리환경특성을 평가·고려하여야 하며, 필요한 경우 2차적으로 어패류, 해조류 등 해양생물의 생육장 기능을 고도화할 수 있도록 생태환경기능을 적극적으로 고려하고 반영할 수 있다.
- (5) 자연공원구역이나 문화시설 등에 접근하여 외곽시설을 설치하는 경우에는 시설의 1차적 기능 외에 형상, 색채 등의 경관과 친수성 기능에 대하여도 배려하는 것이 바람직하다.

친수기능을 부가하는 경우에는 쾌적성, 편리성, 안전성 등은 물론 경관에 대한 검토가 필요하다.

- (6) 외곽시설의 손상은 항내선박, 계류시설 및 배후시설의 안전에 중대한 영향을 미치게 되므로 외곽시설의 설계 및 시공 시에는 그 안정성에 대하여 충분히 검토함은 물론 그 유지관리에 대하여도 충분히 고려할 필요가 있다.
- (7) 자연재해대책법 관련규정에 의한 대상시설(방파제, 방사제, 파제제, 호안 등)은 수해내구성 강화기준과 관련, 시설물의 제반사항을 충분히 검토하여 적용하는 것이 바람직하다.

1-2 외곽시설의 유지관리

외곽시설은 자연환경조건 및 당해시설의 구조특성을 감안하여 필요한 기능이 발휘될 수 있도록 적절한 기준에 따라서 유지관리 하는 것을 원칙으로 한다.

[참고]

외곽시설의 안정성, 기능성 및 손상도에 대한 점검, 평가, 보수 등에 대하여는 제1편 제4장 항만시설의 유지관리를 참고한다.

제 2 장 방파제

2-1 설계의 기본방침

방파제의 설계에 있어서는 필요에 따라 다음 사항을 검토한다.

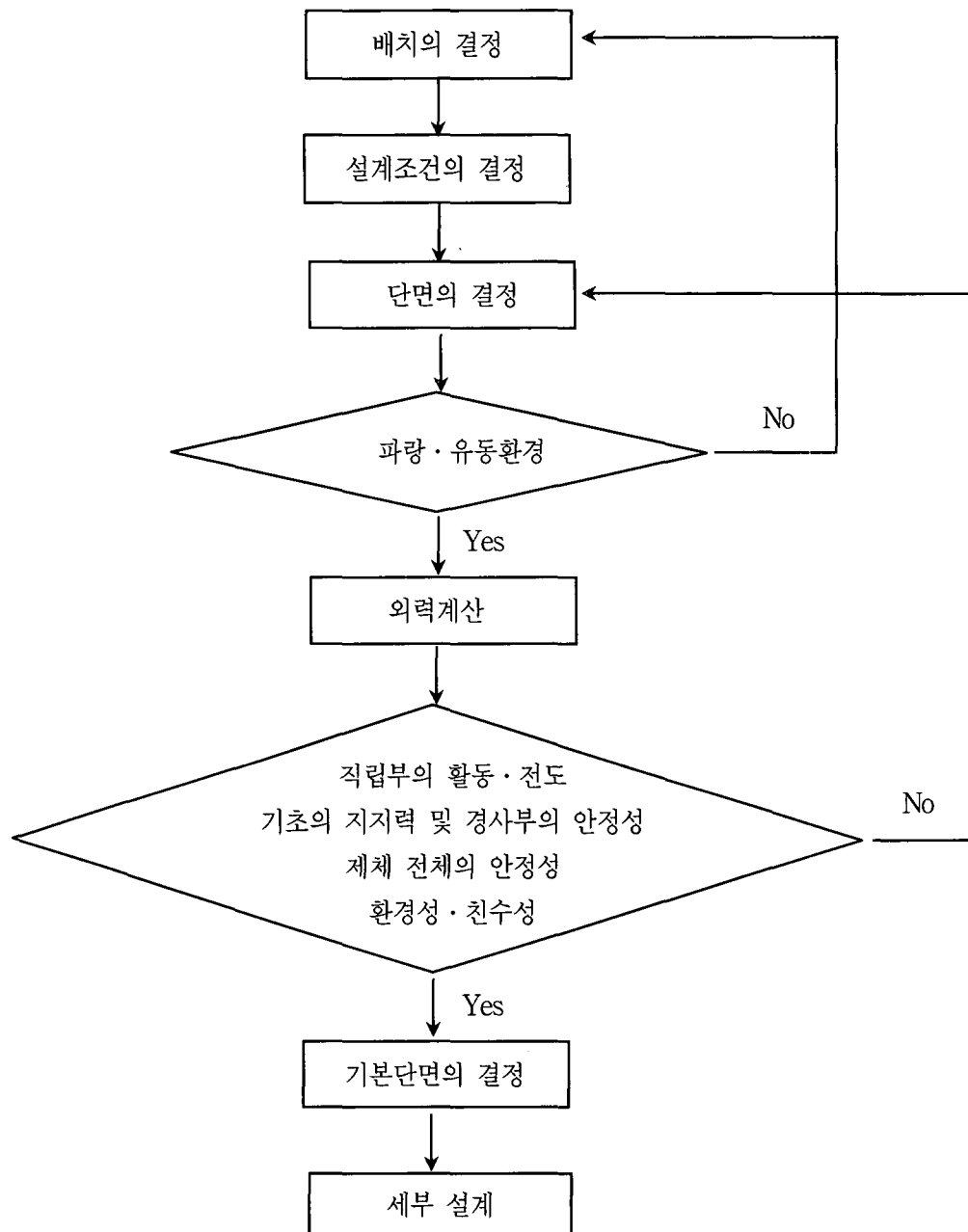
- (1) 방파제의 배치
- (2) 주변 지형에의 영향
- (3) 주변 환경과의 조화
- (4) 설계조건
- (5) 구조형식
- (6) 다목적사용의 유무
- (7) 설계법
- (8) 시공법
- (9) 경제성

[해설]

본 장에서는 직립제, 혼성제, 경사제, 소파블록피복제 등 기본형식의 방파제에 대하여 기술한다. 여타 구조형식의 방파제를 설계할 경우에도 방파제 설계의 기본흐름에 따라 목표로 하는 성능을 확보할 수 있는 방법으로 시행할 수 있다.

[참고]

- (1) 방파제의 설계는 일반적으로 다음과 같은 순서에 따라 행하는 것이 좋다(도참(2-1) 참조).



도참(2-1) 방파제의 설계순서

- (2) 방파제에 친수 및 친환경기능을 도입하여 다목적 다기능시설로 설계할 경우에는 각각의 기능 및 복합적 기능을 발휘할 수 있도록 하며, 방파제의 구조형식 및 다기능성 등 특성에 따라 안정성과 기능성 등 성능에 대한 목표치를 마련하여 시행하는 것을 권장한다.
- (3) 직립제 및 혼성제와 같이 실험 및 이론해석의 신뢰도가 인정된 구조형식에 대하여는 최종적인 검증차원의 수리모형실험 또는 적절한 산정식으로 안정성 및 수리특성을 검토할 수 있다.
- (4) 경사제 등 구조형식과 재료, 수리특성의 변화가 매우 다양하여 기존의 해석결과 및 산정식으로 안정성 및 수리특성 등을 신뢰도 높게 해석할 수 없을 경우에는 각종 특이조건에 대한 수리모형실험이 필요하다.

2-2 방파제의 배치

방파제는 제6편 1-2-6 항로의 정온도 및 제6편 1-4-4 박지 정온도를 만족시키도록 적절히 배치하여야 하며, 친수성 및 친환경성 등의 기능을 복합적으로 고려하여야 한다.

[해설]

- (1) 방파제는 항내 정온을 유지하여 하역효율을 높이고, 항내 항행 및 정박 중인 선박의 안전을 확보하고, 항내시설을 보전하기 위하여 설치하는 것으로서 다음과 같은 사항이 기본적으로 요구된다.
- ① 항 입구는 주 파향을 향하지 않도록 배치하는 것이 원칙이며, 방파제 배치는 항내침입파가 가장 작도록 한다.
 - ② 방파제의 배치 법선은 확률적으로 발생빈도가 높은 주 방향별 파랑 및 가장 큰 파고 즉 설계파의 방향에 대하여 효율적으로 차단할 수 있도록 할 것. 가장 빈도가 높은 파랑(평상파) 및 고파랑(설계파) 등을 고려하여 항내 정온도를 극대화할 수 있도록 한다.
 - ③ 항 입구는 장래의 계획을 참고하여 이용 선박의 항행에 지장이 없는 유효 항 입구 폭을 갖고, 안전항행 조건을 극대화하도록 방향을 잡는다.
 - ④ 항 입구 부근의 조류의 속도는 가급적 작게 하여 선박의 안전 입-출항에 유리하도록 한다. 그리고 주변 해역의 유동환경 변화에 의해 발생 가능한 수질환경 및 생태환경에 미치는 악영향을 최소화 한다.
 - ⑤ 체체에 의한 반사파가 항내의 항로 및 박지의 정온도에 영향을 주거나, 주변의 연안해역에 파랑에너지의 집중현상을 유발시키는 등 파랑환경 변화에 의한 악영향을 최소화 한다.
 - ⑥ 선박의 접안, 하역, 정박 등에 지장을 주지 않도록 충분한 수역을 확보한다.
그러나 이들 목적 중 서로 모순되는 것도 있다. 예를 들면 항내의 정온도를 높이기 위해서는 항입구폭은 좁을수록 좋으나 항행에는 불편하다. 또, 최다 방향의 파랑과 최고파랑의 방향이 반드시 일치하지 않는 경우가 많이 있다.
이와 같은 경우에는 선박의 이용조건, 공사비, 시공, 유지의 난이도 등을 종합적으로 검토하여 결정한다. 항내정온도의 추정 방법에 대하여는 제2편 4-4 파랑의 변형 및 제2편 4-6-3 전달파고를 참고한다. 또 항만의 입구 폭 및 방향에 대하여는 제6편 1-2 항로, 항내의 수면적에 대하여는 제6편 1-4 박지를 참조한다.
- (2) 항내의 수질 악화 등이 우려되는 경우에는 항내 해수가 정체하지 않도록 해수교환을 위한 대책을 수립하여 설계에 반영할 것을 권장한다.
- (3) 방파제의 건설에 있어서는 자연조건, 시공조건은 물론 유지관리를 포함한 경제성에 대하여 충분히 검토하여야 하며 특히 다음 사항에 유의할 필요가 있다.
- ① 파랑 에너지의 집중을 일으킬 형상을 피한다.
 - ② 지반이 특별히 나쁜 곳은 피하고 가급적 시공하기 쉬운 위치를 택한다.
 - ③ 콧(갑)이나 섬 등 이용 가능한 자연지형을 최대한 이용한다.
 - ④ 모래질 해안에서는 항내에 표사가 유입하지 않도록 배치한다.
 - ⑤ 방파제 설치 후 인접해역에 대한 환경적 영향에 대하여 충분히 고려한다.
파랑 에너지의 집중에 대하여는 제2편 4-4-6 (2) 우각부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변의 파랑, 그리고 모래해안에 건설하는 방파제에 대하여는 제2편 제10장 표사, 본 편 제5장 매몰대책 시설을 참조한다.
- (4) 유효 항입구 폭은 단지 항 입구 폭의 직선거리가 아니라 소정의 수심을 가진 항로 폭을 말하며 항 입구

를 횡단하는 조류의 속도는 일반적으로 2~3노트(Knot) 이하가 바람직하다.

- (5) 얕은 여울(淺瀾) 주변에서는 굴절의 영향을 받아 파고가 증대하고 급사면상의 방파제에는 충격적인 쇄파 파력이 작용할 수 있다. 따라서 방파제를 얕은 여울 위어나 그 바로 뒤에 배치하면 오히려 과도한 구조를 필요로 하는 경우가 있으므로 파랑환경의 공간적 특성을 충분히 고려할 수 있도록 주의를 요한다.
- (6) 개방된 외해역에 고립되어 건설되는 防波堤(島堤)는 방파제의 연장길이가 입사파 파장의 수배 이하가 되면 양단으로부터 일어나는 파랑의 회절에 의한 영향으로 방파제 배후의 파고가 상당히 커질 수 있다. 이러한 파고 증대는 안정성에도 영향을 미치므로 주의를 요한다.
회절파의 영향에 대하여는 제2편 4-4-3 회절변형, 제2편 4-4-6 (2) 우각부, 방파제 두부부근 및 도제(島堤) 주변에서의 파랑을 참조한다.
- (7) 항내의 필요 정온도에 대하여는 하역가동울과 안전정박 한계파고의 관점에서 검토할 필요가 있다. 하역가동울과 관련한 안벽전면의 정온도는 파고분포 특성뿐만 아니라 파랑의 주기특성과 관련한 선체동요특성 및 하역한계를 기준으로 한 한계정온도 개념의 도입을 전제로 한 정온도 평가 및 정온도 향상 대책에 대하여 검토하는 것을 권장한다. 박지의 정온도에 대하여는 제6편 1-4-4 박지 정온도를 참조한다.

2-3 설계조건외 결정

방파제의 설계조건으로는 다음 사항을 고려한다.

- (1) 항내 정온도
- (2) 바람
- (3) 조위
- (4) 파랑
- (5) 수심 및 지반조건
- (6) 친수성 및 친환경성 등

[해설]

- (1) 설계조건으로서 항내정온도는 하역효율 제고, 항내시설의 보전 및 해역 이용목적에 의하여 결정되는 조건이며, 바람, 조위, 파랑, 수심 및 지반 등은 기본적 설계조건이다. 기타 계산에 따르는 설계조건으로는 마찰계수, 부재의 허용응력도, 단위체적중량 등이 있다.
- (2) 정온도는 항내파고 또는 계류선박의 동요특성으로 나타난다. 하역가능한 한계조건(파고 또는 계류선박의 동요조건) 및 港內通船에 지장이 없는 파랑조건을 만족시켜야 한다. 따라서 설계대상 항만에서 필요한 하역일수를 만족하는 한계파랑(파고 또는 선체동요를 고려한 파랑조건) 이하로 유지하도록 월파에 의한 전달파(방파제의 형상, 마루높이, 조도, 투과성 등), 방파제의 위치와 수역시설과의 관계, 입사파조건(항구의 위치와 방향)을 검토하여야 한다.
또, 태풍 등 악천후 시에도 배후의 항만시설이 보전되도록 하고 선박의 피박에 충분히 안전한 정온도를 확보하거나 선박안전대책이 있어야 한다.
정온도에 대하여는 제6편 1-2-6 항로의 정온도, 제6편 1-4-4 박지 정온도를 참조한다.
- (3) 바람 자료는 파랑의 추산에 주로 사용할 수 있는 광역적 해상풍 자료와 등대 등 항만시설 설계시의 풍압 계산에 필요한 국지적 극치풍의 특성으로 나누어 해석하고 응용할 수 있다. 상세한 내용은 제2편 제3장 바람과 풍압력 등을 참조한다.

- (4) 防波堤 단면과 기본수준면, 삭망평균만(간)조위, 평균해면, 기왕의 최고(저)조위, 고조시의 고조위, 인천만 평균해면 등의 관계를 명확히 해두지 않으면 안 된다. 기본수준면과 공사용 기준면이 다른 경우에는 그 관계도 확실히 해두어야 한다. 또, 폭풍해일(이상고조)의 계속시간, 발생빈도 등 확률론적 특성을 파악하여 확률론적 설계(신뢰성 설계)가 필요한 경우에 응용할 수 있도록 하며, 기존의 설계법을 사용할 경우에도 이들 극치특성을 고려할 필요가 있다. 조위에 대한 상세한 사항은 제 2편 제6장 조석을 참조한다.
- 파력 계산시의 설계조위는 이상고조의 영향을 고려할 필요가 없는 항만에서는 삭망평균 만·간조면을 이상고조의 영향을 고려할 필요가 있는 항만에서는 삭망평균 만·간조면에 이상고조 등 조위 편차를 가감한 기준해면을 취하는 등, 구조물이 가장 불안정한 조건을 대상으로 설정하되, 확률론적으로 극치조건을 검토하는 것을 권장한다. 원호활동에 대하여는 삭망평균 간조면, 침하의 계산에는 일반적으로 평균수면을 사용할 수 있으나, 극한 수위변동 조건에 대한 안정도 또는 위험도(신뢰도)를 검토하여 문제가 있는 지역에 대하여는 별도의 대책을 수립할 수 있도록 할 것을 권장한다.
- (5) 설계에 필요한 입사파랑의 특성은 파고, 파향, 파장(주기), 극한 파랑환경의 지속시간과 시계열 특성 등으로 나타낼 수 있으며, 현지 조건 및 구조물의 종류에 따라 다양하게 적용할 수 있고, 달라질 수 있음을 주의하여야 한다. 이들 제원의 결정에 대하여는 제2편 제4장 파랑, 제2편 제5장 파력을 참조한다.
- (6) 방파제의 설치 수심은 구조물의 형식과 규모, 시공성, 경제성에 크게 영향을 미친다. 지반-구조물-파랑의 상호작용과 관련한 문제에서는 제체의 안정에 필요한 지반의 강도와 제체의 침하량을 산정하는 압밀특성 문제가 된다. 설계에 있어서는 해저 지층의 깊이, 지층단면, 각층의 단위체적중량, 내부마찰각, 점착력, 선행압밀하중, 체적 압축계수, 압밀계수 등의 값을 토질시험에 의하여 결정한다. 지층이 복잡한 경우 설계조건을 잘못 판단하는 일이 없도록 boring의 위치와 간격(개소) 및 심도를 적합하게 설정하여 조사할 필요가 있다. 상세한 사항은 제2편 제11장 지반을 참조한다.
- (7) 풍압력, 토압, 지진력, 선박충격력, 표류물의 충돌에 의한 외력, 급격한 해수유동에 의한 영향 등은 필요에 따라 고려할 수 있도록 점검한다. 설계조건을 고려한 각종 계산에 필요한 마찰계수, 밀도 등에 대하여는 제 2편 제15장 마찰계수, 제3편 재료를 참조한다.
- (8) 방파제 건설 후 해수유동의 변화, 파랑환경의 변화, 표사문제와 관련한 침식, 퇴적, 세굴, 지형변화 등 급격한 환경의 변화가 예상되는 경우에는 그 영향을 개선할 수 있는 설계, 또는 최소화하거나 방지할 수 있는 대책을 고려할 수 있어야 한다.

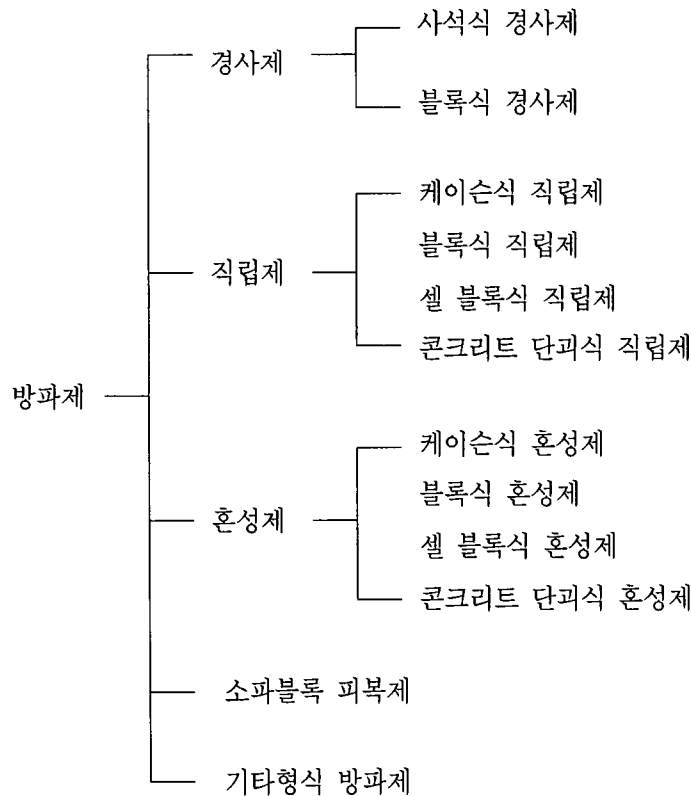
2-4 구조형식의 선정

방과제의 구조형식은 각 구조형식의 특성과 다음의 주요 사항을 충분히 비교·검토하여 선정한다.

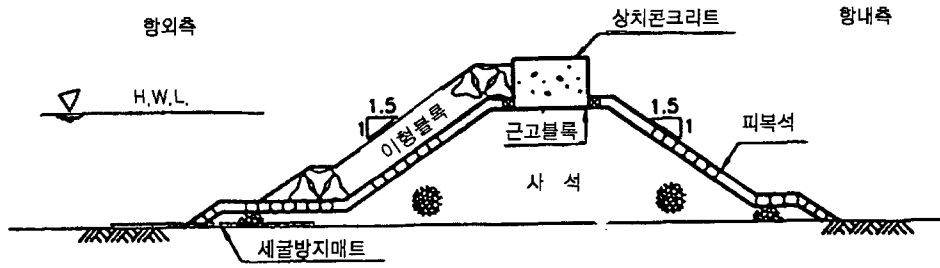
- (1) 자연조건
- (2) 이용조건
- (3) 배치조건
- (4) 시공조건
- (5) 경제성
- (6) 공 기
- (7) 중요성
- (8) 재료입수의 난이도
- (9) 유지관리의 난이도

[참 고]

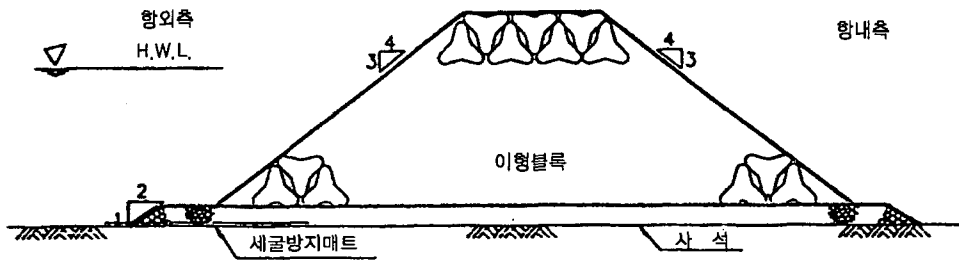
- (1) 방과제는 구조형식에 따라 일반적으로 다음과 같이 분류된다.
(도참(2-2)(a)~(i) 참조)



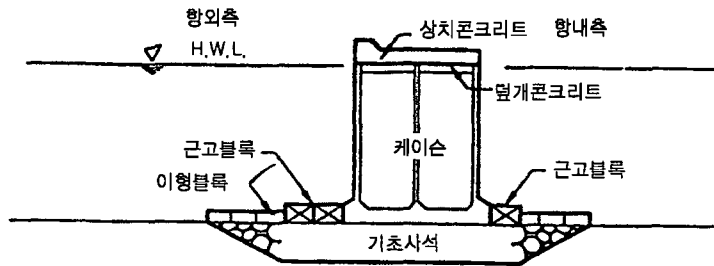
- (2) 경사제는 암석이나 콘크리트 소파블록을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 것으로서 주로 사면상의 쇄파 및 투수성과 조도에 의하여 파랑의 에너지를 소산시키거나 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.
- (3) 직립제는 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로서 주로 파랑의 에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.



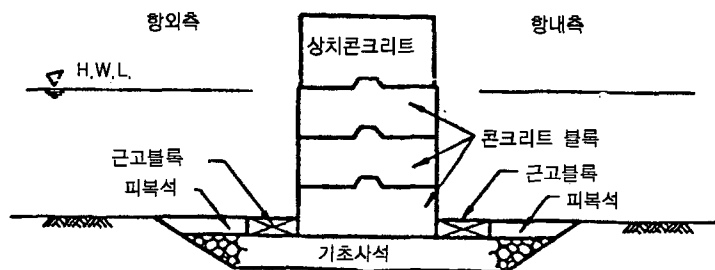
(a) 사석식 경사제



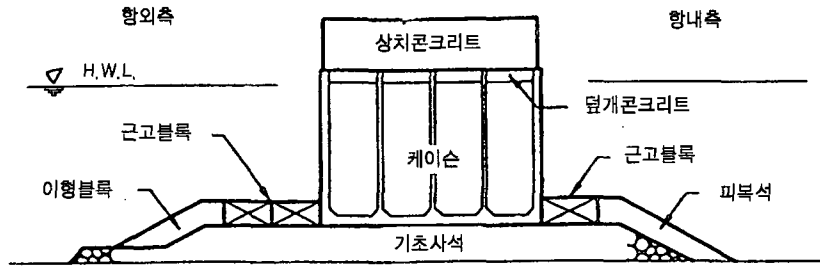
(b) Block식 경사제



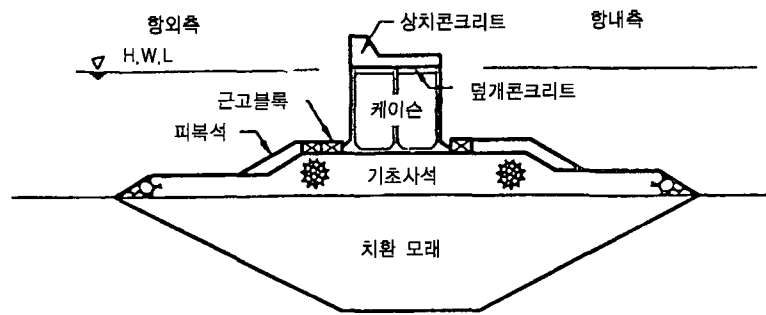
(c) Caisson식 직립제



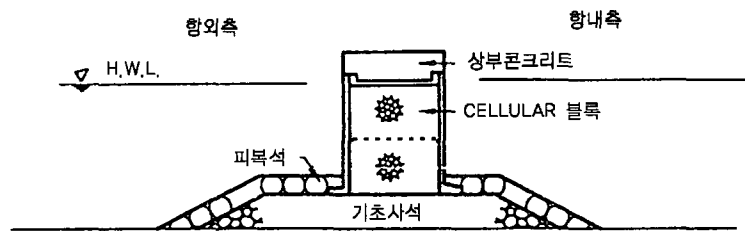
(d) Block식 직립제



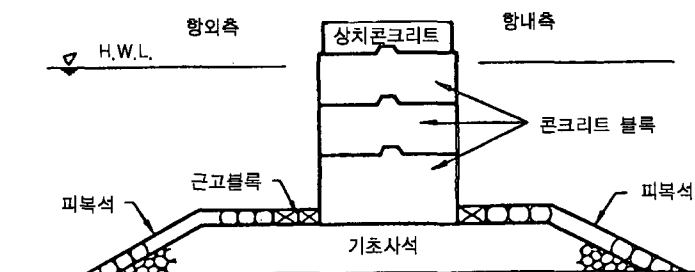
(e) Caisson식 혼성제



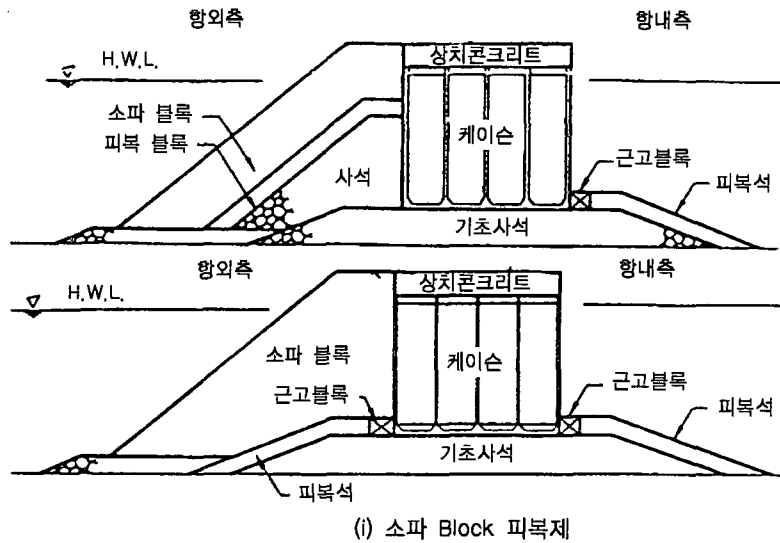
(f) Caisson식 혼성제(연약지반)



(g) Cellular Block식 혼성제



(h) Block식 혼성제



도참(2-2) 방파제의 형식

- (4) 혼성제는 기초 사석부 위에 직립벽을 설치한 것으로 파고에 비하여 사석부 마루가 높은 경우에는 경사제에 가깝고 낮은 경우에는 직립제의 기능에 가깝다.
- (5) 소파블록 피복제는 직립제 또는 혼성제의 전면에 소파블록을 설치한 것으로 소파블록으로 파랑의 에너지를 소산시키며, 직립부는 파랑의 투과를 억제하는 기능을 가진다.
- (6) 방파제의 구조에 따라서는 반사파가 크기 때문에 항외 항행선박의 안전항해에 장애를 주는 경우가 있다. 특히 소형선박에 미치는 영향이 크므로 항행형태에 따라서는 방파제를 저반사구조로 하는 것이 바람직하다.
- (7) 항내 수질의 개선 및 청정 수역환경을 확보하기 위하여 해수교환을 촉진할 수 있는 통수기능을 가지는 방파제 구조형식을 채택할 수 있다. 이 경우 표사의 유입, 투과파의 증대에 의한 항만기능의 저하를 충분히 고려하여야 한다.
- (8) 방파제의 배치 법선이 우각부를 이루고 있는 경우에는 우각부 부근의 파고가 증대된다. 방파제의 선형변화나 지역적 특성에 따라 파랑에너지가 집중하는 곳은 저반사 구조 또는 소파기능을 부가하는 구조형식을 취하는 것이 바람직하다.
- (9) 기타 형식의 방파제에 대하여는 본편 제3장 기타 형식의 방파제를 참조한다.

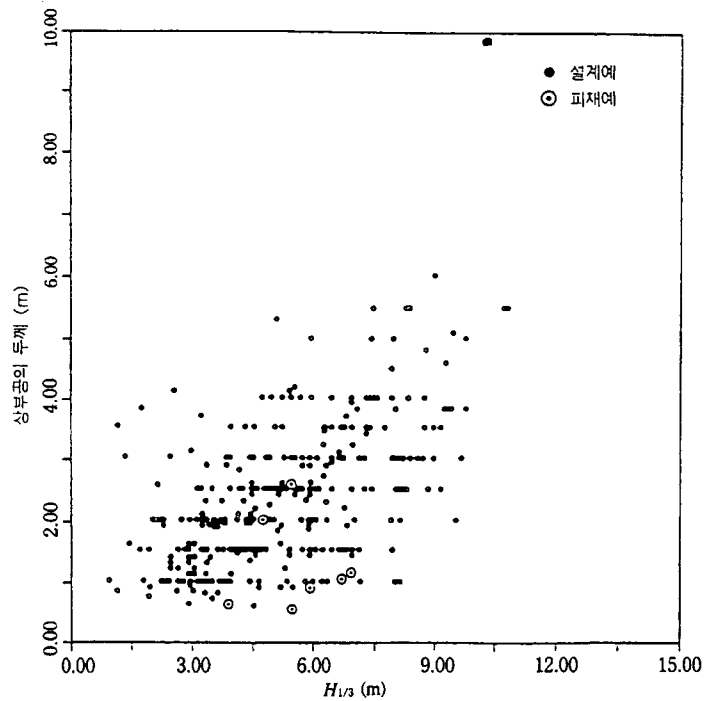
2-5 기본단면의 설정

2-5-1 직립제

- (1) 방파제의 마루높이는 설계조위에 안정성 검토를 위한 설계 유의파고($H_{1/3}$)의 0.6배 이상의 적절한 높이로 하는 것이 표준이다. 이 경우 적절한 높이란 항내 구역의 정온도, 항만시설의 보전 등을 감안하여 설정한다.
- (2) 방파제 배후 박지에 정박하는 선박이 소형이고 또 박지 면적이 좁아서 월파를 극력 억제하고 싶은 항만의 방파제에 있어서는 마루높이를 설계조위상 $1.25H_{1/3}$ 로 결정할 수 있다.
- (3) 제체의 폭은 충분한 안정성을 확보할 수 있도록 결정하여야 하며, 제체 폭이 파랑제어효과에 영향을 줄 경우에는 이를 고려한 최적 폭을 결정할 수 있다.
- (4) 단면의 형상은 불투과성 직립벽을 기본으로 하나, 직립벽의 형상에 변화를 주거나, 투수성을 확보하면서 파랑제어기능을 부가할 경우에는 이들 특성을 고려하여 결정할 수 있다.

[해설]

- (1) 폭풍해일(이상고조), 쓰나미 등의 영향을 고려할 필요가 없는 항만에서는 삭망평균만조면을 마루높이 결정의 설계조위로 하며, 폭풍해일(이상고조), 쓰나미 등의 영향을 고려할 필요가 있는 항만에서는 삭망평균만조위에 과거의 기록과 수치모의기법 등을 종합적으로 이용하여 구한 확률론적 편차를 더한 潮位를 설계조위로 한다.
- (2) 고파랑의 발생빈도가 높은 항만에서는 목표로 하는 항만가동률 또는 항내정온도를 고려하여 설계조위상 $0.6H_{1/3}$ 보다 더 높게 마루높이를 결정할 필요가 있다. 방파제의 단면구조특성과 방파제의 배치에 따른 파랑의 공간적 변화를 고려하여 월파의 영향으로 항만활동이 제한을 받는 경우가 없도록 하는 것이 바람직하다.
- (3) 직립제체의 상부공의 두께는 너무 얇으면 재해를 입게 되므로 설계파고 2m이상의 경우에는 1m이상으로 하고 파고 2m미만의 경우라도 최소 두께는 50cm이상으로 하는 것이 바람직하다. 또, 제체가 블록식인 경우 상부 콘크리트는 제체 전체의 다짐이 되며 블록의 활동을 막는데 유효하므로 충분한 무게가 있는 것이 바람직하다. 사례로 상부공의 두께와 설계파고와의 관계를 도해(2-1)에 보여준다.
- (4) 케이슨 상면의 높이가 낮으면 케이슨의 거치, 속 채움 모래의 투입 및 덮개 콘크리트 상부의 상치콘크리트 타설 작업에 제약을 받게 되므로 케이슨 상면의 높이는 삭망평균 만조면 이상으로 하는 것이 일반적이다.
- (5) 블록식 직립제의 최상단의 블록 및 셀 블록의 상면 높이는 상부공을 시공하기 쉽도록 적어도 평균해면(M.S.L)이상 가급적이면 삭망평균 만조면 이상으로 하는 것이 바람직하다.
- (6) 친수성 방파제의 마루높이에 대하여는 비말이나 월파량 등을 고려하여 시민의 이용성, 안전성은 물론 경관성에 대한 별도의 검토가 필요하다.
- (7) 수심이 얇은 곳에서는 월파에 포함된 모래에 의하여 항내가 매몰되는 일도 있으므로 얇은 모래 해안의 방파제 설계에 있어서는 이 점까지를 고려하여 마루높이를 높게 할 필요가 있다.
- (8) 해수욕장을 보전하는 방파제나 취수 등 특수한 용도의 시설보호와 관련된 방파제 등에 관해서는 방파제 설치의 목적과 기능을 충분히 이해한 후 마루높이를 결정할 필요가 있다.



도해(2-1) 상부공의 시공사례

2-5-2 혼성제

직립부의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제에 준하나 지반이 연약하여 침하가 예상 될 때는 미리 여유고를 고려하거나, 마루높이를 추가적으로 높이기 쉬운 구조로 하는 것이 바람직하다.

[해설]

- (1) 상부공의 두께, 케이슨의 상부 높이 및 제체의 최종 마루높이는 직립제에 준한다.
- (2) 사석부의 마루는 충격쇄파력의 작용을 피하기 위하여 될수록 깊은 수심을 유지하도록 하는 것이 바람직하다. 단, 직립부가 케이슨인 경우에는 케이슨의 높이와 연계하여 거치가 가능한 심도로 한다. 또 사석부의 어깨 폭은 항외 측의 경우 파고(파장)에 따라 충분한 넓이로 한다. 단, 입사파의 조건에 따라 어깨 폭의 영향에 의한 충격적인 쇄파력의 발생 여부를 수리모형실험 등을 통해 검토하고 대책을 수립할 필요가 있다.
- (3) 방파제의 침하의 원인으로는 다음과 같은 것이 있다.
 - ① 기초지반의 압밀침하
 - ② 지반의 외측부로의 용기
 - ③ 지반의 측방유동
 - ④ 사석, 블록의 무게에 의한 지반내 함몰
 - ⑤ 사석자체의 압축, 모래지반의 압축
 - ⑥ 지진 또는 고파랑에 의한 사질지반의 액상화, 파랑에 의한 구조물 기부의 세굴

이 중 ①에 대하여는 제4편 5-4 지반침하를 참조하여 구한다. ②, ③, ④, ⑤에 대하여는 직립부의 무게,

사석층의 두께 등에 따라 변화하므로 일률적 기준을 제시할 수는 없지만 과거의 시공 예로부터 개략의 값을 구할 수 있다. 여성의 방법으로는 사석층을 두껍게 하는 방법과 상부공을 두껍게 하는 방법 등이 있으며 경제성을 충분히 고려하여 설계하여야 한다.

- (4) 직립부의 활동저항을 증가시키기 위하여 배면에 사석을 높이는 경우가 있다. 이 경우에는 단면이 월파에 의해 변형되기 쉬우므로 충분히 짜물릴 필요가 있다. 필요한 경우 방괴 또는 콘크리트 블록 등으로 피복한다.
- (5) 기초지반이 연약하여 심한 침하나 사석의 함몰이 예상되는 경우에는 지반을 개량하거나 사석부의 하부에 매트(mat)를 설치하여 제체 하중의 분산을 시도하는 등 연약지반 대책공법을 채택하여야 한다.

[참고]

- (1) 사석부는 직립부의 하중을 널리 분포시키고, 직립부의 거치를 위하여 지반을 잘 고르고 수평으로 하며, 파랑에 의한 세굴을 방지하는 등의 효과가 있으므로 1.5m이상의 두께로 하는 것이 바람직하다.
- (2) 사석부의 어깨 폭은 제체의 원호활동, 편심경사하중에 대한 소요안전율이 확보되도록 하며 파랑의 영향이 큰 곳에서는 항외측으로 적어도 5m이상 두는 것이 보통이다. 또, 항내측은 항외측의 2/3정도의 어깨 폭으로 하는 경우가 많다.
- (3) 사석부의 비탈경사는 안정성을 검토하여 결정하나 파랑의 영향을 고려하여 일반적으로 항외측 사면을 1:1.5~1:2 정도로 하는 경우가 많다.

2-5-3 경사제

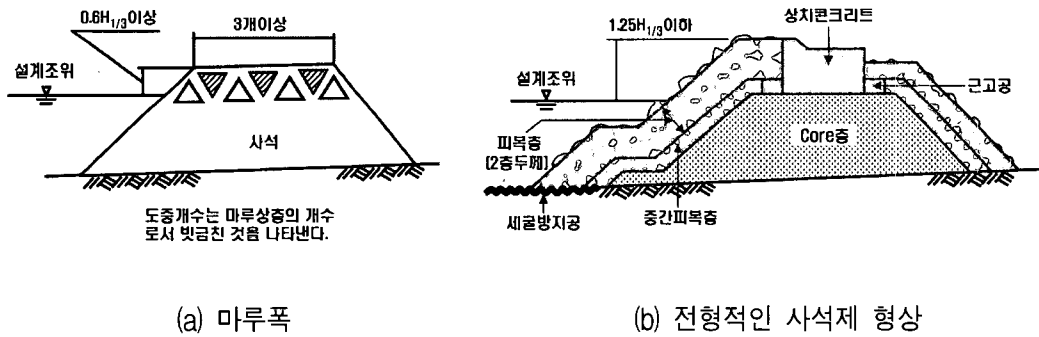
- (1) 마루높이는 본편 2-5-1 직립제에 준하여 검토하며, 경사제의 구조특성에 따른 처오름높이, 월파특성을 고려하여 결정한다. 단 경사제에 있어서는 마루높이가 설계조위상 $1.25H_{1/3}$ 을 더한 높이로 결정할 수 있다.
- (2) 마루폭, 사면경사 및 단면형상(복합단면 등)은 층별 재료의 조도, 공극율(투수계수)과 관련한 반사파, 월파 등 수리특성과 안정성의 허용범위를 고려하여 결정한다.

[해설]

- (1) 경사제의 마루폭, 사면경사 및 단면형상(복합단면 등)은 반사파, 월파 등 수리특성과 안정성에 직접적으로 영향을 주며, 사석 방파제 등으로 대표되는 경사제는 평형단면을 형성하는 파괴기구를 가짐으로 이를 응용하는 안정성 해석 및 파랑제어기능 해석을 통한 최적설계시스템을 응용할 필요가 있다.
- (2) 경사제의 피복층, 중간피복층 및 내부층(Core층) 등 각층의 투수성, 조도, 각 층간 및 사석간의 마찰특성의 변화도 피복재의 안정성과 파랑제어기능에 영향을 미치므로 주의하여 그 특성을 고려하여야 한다.
- (3) 경사제의 파괴요인은 주로 직접적인 사면상의 파랑작용에 의한 피복재의 이탈, 상치 콘크리트와 사석부의 수리적 불안정성에 기인한 국부 세굴 및 상치구조물의 손상에 기인한 파괴, 월파에 기인한 배후면의 손상, 기부 세굴에 의한 침하 및 사면붕괴에 의한 손상의 전파를 들 수 있으므로 각 손상 요인에 따른 안정성의 점검 및 대책을 강구하고 실험적으로 확인할 필요가 있다.
- (4) 신뢰성 설계법을 사용하는 경우에는 사석구조물의 안정성 및 파랑제어기능 점검에 있어서 설계외력의 불확정성을 확률론적으로 고려하고 파랑의 불규칙성을 스펙트럼 특성 및 시계열 특성(파군특성)과 고평파랑의 지속시간 및 평형단면 형성과정을 고려한 손상관계를 검토할 수 있다. 여기서 설계조위, 극치조건

의 파랑 등의 불확정성과 불규칙 외력의 시계열 특성에 따른 손상의 진행과정을 고려한 유지보수개념의 적용을 통한 최적설계개념을 응용하고, 신뢰성설계의 기본개념을 확대하여 적용할 것을 권장한다.

- (5) 경사제는 투수성 체체를 통한 투과파가 있으므로 허용 월파랑을 직립제와 같이 한 마루높이를 결정하더라도 항내파고가 커지는 경우가 있으므로 주의가 필요하다. 월파 및 전달파에 대하여는 제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파를 참조할 수 있으며, 이들 특성이 사면의 단면형상(경사, 복합단면 등), 투수성, 조도(재료특성), 마루높이 등 구조특성과 해양파의 불규칙성에 따라 많은 차이를 보일 수 있으므로 이에 대한 확률론적 검토가 필요하며, 이를 검증할 수 있는 수리모형실험과정을 거쳐야 한다.
- (6) 越波를 허용할 경우, 체체상부 피복재가 불안정해지므로 충분한 마루폭을 갖도록 할 필요가 있다. 또한 이형 소파블록을 사용하는 경우 마루높이가 설계조위(삭망평균만조위+이상고조위)상 $0.6H_{\frac{1}{2}}$ 정도이면 마루폭은 도해(2-2)에 보여준 바와 같이 3개를 설치한 폭 이상을 권장한다. 그러나 체체상부의 안정성은 마루높이, 피복재의 특성, 파랑조건 등에 따라 다르므로 적절한 모형실험에 의하여 검증하는 것이 바람직하다. 이때 해역특성에 따른 설계조위는 물론, 조차 및 이상고조를 고려한 수면 변동폭에 따른 사면의 국부적 안정성과 파랑제어기능에 대한 실험적 검토가 필요하다. 즉, 극단적 외력환경의 발생조건과 구조물의 응력상태를 고려한 안정성 및 파랑수리특성에 대한 확률론적 논의가 바람직하다.
- (7) 해안으로부터 돌출되는 防波堤로 육지로부터 밀고 나오면서 단계적으로 시공하는 防波堤의 마루폭은 안정계산상, 충분한 폭을 갖도록 함과 아울러 사석운반 시공의 용이성을 고려하여 결정할 수 있다.
- (8) 비탈경사는 안정계산에 의하여 적절히 결정하며 비탈경사는 사석제의 실례에서 항외측 1 : 2 전후, 항내측 1:1.5 전후가 많다. 또, 항외측에서 비탈면의 상부와 하부의 경사와 피복재의 중량을 달리하는 경우에는 경사와 피복재의 중량이 바뀌는 지점을 설계기준 수면하 $2.0H_{\frac{1}{2}}$ 보다 깊은 곳으로 하는 것이 일반적이거나, 조위변화특성 및 파랑특성을 고려하여 최적의 단면을 결정하여 안정성과 파랑제어기능을 극대화하도록 한다. 복합단면 및 평단부를 가지는 구조 형식으로 파랑제어기능을 극대화하고자 하는 경우에는 안정성과 수리특성(반사파, 월파 등)에 대한 수리실험 및 불규칙파의 불확정성과 불규칙성을 고려한 확률론적 검토가 필요하다. 한편 현지의 사석 등 피복재의 조달 한계 등에 따라서는 피복재 중량을 고정하고 안정계산에 의해 사면경사를 결정할 수도 있다.
- (9) 사석제의 피복을 위한 재료(석재, 블록류)의 중량은 재료의 특성, 해양파의 불규칙성과 불확정성, 극단적 수위변동(이상고조)에 의한 영향, 단면형상 및 상치구조물 유무와 구조제원에 따른 안정성과 파랑제어기능을 해석적으로 또는 실험적으로 상세히 검토할 필요가 있다. 이를 위한 극한조건, 평상조건, 설계조건에 대한 수리실험 등의 과정이 필요하며, 확률론적 안정성 및 파랑제어기능 평가를 통한 설계를 권장하며, 손상확률 및 유지관리 대책을 제시할 수 있는 최적설계가 바람직하다.
- (10) 연약지반에 대한 마루높이 및 공법결정에 대하여는 본편 2-5-2 混成堤에 준한다.
- (11) 도해(2-2)(b)와 같이 많은 경사제에서 도입하는 상치콘크리트부설형 경사제의 피해사례에 의하면, 상치구조물과 근고공 및 코아층의 연결부에서 세립재료의 흡출, 공동화 등에 의한 저항력 저하 등이 해일에 의한 수면상승과 연계하여 복잡하게 나타난다. 복합단면, 기부세굴저감대책 등과 연계한 실험적 검증을 통해 대책을 검토할 필요가 있다.
- (12) 기초사석부와 직립부, 사석부와 피복재, 직립부와 피복재 등의 구조적 재질 및 수리특성이 다른 구조연결부의 마찰력 감소, 수리특성의 유연한 대응을 고려한 설계 및 시공 대책이 수립되어야 하며, 특히 이 부분의 사석유실, 기부 세굴 등에 의한 치명적 한계조건을 실험적으로 점검하는 것을 권장함. 이러한 현상은 조위의 변동, 설계파 이외의 극치 파랑조건을 결합하여 검토하는 것이 바람직하다.



도참(2-2) 경사제의 마루폭 및 천단고

2-5-4 소파블록(Block) 피복제

- (1) 직립부의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제를 참고로 하여 안정성 및 파랑제어기능을 만족시키는 높이로 한다.
- (2) 소파공의 마루높이는 직립부의 마루높이와 같게 하는 것이 바람직하다.
- (3) 상부공의 두께 및 케이스 등의 마루높이는 직립제에 준한다. 사석부의 두께는 혼성제에 준한다.

[해설]

- (1) 소파블록 피복제는 직립제·혼성제에 비하여 월파 및 전달파가 적게 된다. 월파 및 전달파에 대하여는 제 2편 4-6 처음 높이를, 월파 및 전달파를 참조하여, 월파 및 전달파(향내정온도)의 확률론적 특성을 검토할 것.
- (2) 소파공은 파압감소효과, 월파에 의한 전달파의 감소효과 및 반사파 제어기능을 가진다. 이들 기능을 정확하게 파악하기 위한 모형실험 및 불규칙파의 불확정성과 불규칙성(방향성, 고파랑)을 고려한 확률론적 평가과정을 거치는 것이 바람직하다.
- (3) 소파공의 마루높이가 직립부 마루높이에 비하여 너무 낮으면 직립부에 충격적인 쇄파파력이 작용할 위험이 있고 반대로 직립부 마루높이보다 너무 높으면 마루의 블록이 불안정하다. 직립부에 충격적인 쇄파력이 작용할 가능성이 큰 경우에는 수리모형실험으로 직립부에 작용하는 파압의 크기를 검토함을 권장하며, 이때 파압자료의 독취 시간간격은 1/400초보다 크지 않게 함을 권장한다.
- (4) 소파공의 마루폭은 충분한 소파효과를 얻기 위해서는 소파블록 2개를 설치한 폭 이상으로 할 필요가 있으며, 소파공의 단면은 일양단면 또는 복합단면으로 구성할 수 있다. 이는 사석 경사제의 외해쪽 단면에 관한 설계과정을 준용할 수 있다.

2-6 외력계산

2-6-1 일 반

방파제의 안정계산에 있어서는 파력, 정수압, 부력, 자중 등의 외력을 고려한다.

[해설]

- (1) 외력으로서 필요에 따라 풍압력, 지진력, 표류물의 충돌력, 토압 등을 추가로 고려할 수 있다.
- (2) 블록의 자중에 의한 편심방향 하중은 파랑 작용을 대상으로 하는 통상의 경우에는 고려하지 않는다. 고려할 경우에는 제2편 5-2-4 소파Block으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력을 참조한다.

2-6-2 파 력

- (1) 파력의 계산은 제2편 제5장 波力에 따른다.
- (2) 파력계산에 사용할 조위는 구조물이 가장 불안정하게 되는 조위로 한다. 조위의 결정은 제2편 제6장 조석에 따른다.

[해설]

- (1) 파력의 계산에는 제2편 제5장 파력을 참조하고, 단면형상, 구조특성 등에 따라서 적절한 계산법을 채택하여야 한다. 제2편 5-2-3의 충격 쇄파력을 고려할 수 있도록 충분한 주의를 기울여야 한다.
- (2) 안정계산에 있어서는 직립부가 가장 위험한 상태의 조위조건 및 파랑조건과 피복재가 가장 위험한 상태의 조위조건 및 파랑조건 등이 같지 않은 경우가 있으므로 주의를 요한다.
- (3) 기초사석부(mound)의 어깨마루가 높고 어깨폭이 적당히 넓으면 충격쇄파압을 유발하는 경우가 있다. 또, 방파제의 마루높이를 높게 하면 극한 상태의 파압강도가 증대되는 경향이 있으므로 주의를 요한다.

2-6-3 정수압

제체 내외의 정수면에 차이가 있는 경우에는 그 수위차에 상당하는 정수압을 고려한다.

2-6-4 부 력

정수면 이하의 제체에는 부력을 고려한다. 또, 제체 내외의 정수면에 차이가 있을 경우에는 양측 수위를 연결한 수면이하의 제체에 대하여도 부력을 고려한다.

2-6-5 자 중

제체의 자중은 제체를 구성하는 각 재료의 밀도를 써서 계산할 수 있다.

[해설]

재료의 밀도에 대하여는 제2편 14-2 자중 및 재하하중을 참조한다.

2-6-6 지진시의 검토

지진시의 안정에 대하여는 방파제의 구조 특성을 고려하여 검토를 생략할 수 있다.

[해설]

- (1) 체체의 단면이 활동안전성에 의하여 결정되는 방파제의 경우 지진에 의하여 안정성이 나빠지는 일은 거의 없으므로 지진시의 안정계산을 생략할 수 있다.
- (2) 설치 수심이 깊고 또 설계파고가 적어 세장(slender) 한 구조가 되는 경우에는 지진시의 동수압에 의한 전도에 대하여 안정계산을 할 필요가 있다. 또, 쓰나미 방파제의 경우 지진에 의하여 체체가 변형한 후에 쓰나미가 내습할 가능성이 높으므로 지진시의 안정성이 중요할 경우가 있다. 따라서 지진시의 동수압에 의한 활동 및 전도에 대한 안정 계산이 필요하다. 지진시의 동수압에 대하여는 제2편 11-6-4 [2] 지진시의 동수압을 참조한다.

2-7 안정계산

2-7-1 직립부의 안정계산

- (1) 중력식 방파제 직립부의 안정성 검토는 파괴 안전율에 근거한 설계법을 표준으로 한다.
- (2) 파괴 안전율에 근거한 설계법을 사용할 경우, 직립체의 체체, 혼성체의 직립부, 경사체의 상부공, 소파블록 피복체 등의 직립부의 안정성 검토는 다음에 열거한 ①~③에 따르는 것을 표준으로 한다.
 - ① 활동에 대한 안정성의 검토는 다음 식에 의하여 행한다. 이 경우, 안전율은 구조물의 특성에 따라서 적절한 값을 취하여야 한다.

$$F_s \leq \frac{\mu(W_0 - U)}{P} \quad (2-1)$$

이 식에서 F_s , μ , W_0 , U 및 P 는 각각 다음과 같은 물리량을 나타낸다.

- F_s : 직립부의 활동에 대한 안전율
- μ : 직립부와 기초사석부의 마찰 계수
- W_0 : 직립부의 중량 (kN/m)
- U : 직립부에 작용하는 양압력 (kN/m)
- P : 직립부에 작용하는 수평파력 (kN/m)

- ② 전도에 대한 안정성의 검토는 다음 식에 의하여 행한다. 이 경우에 있어서 안전율은 구조물의 특성에 따라 적절한 수치를 취한다.

$$F_s \leq \frac{(W_0 \cdot t - M u)}{M_p} \quad (2-2)$$

이 식에서 F_s , t , $M u$ 및 M_p 는 각각 다음과 같은 물리량을 나타낸다.

- F_s : 직립부의 전도에 대한 안전율

t : 직립부의 중력의 작용점으로부터 직립부 체체의 전도지지점(후미하단)까지의 거리 (m)
 M_u : 양압력에 의한 직립부의 후미하단(heel)주위의 회전모멘트 (kN.m/m)
 M_p : 수평파력에 의한 직립부의 후미하단 주위의 회전모멘트 (kN.m/m)

③ 신뢰성 설계법을 사용하는 경우에는 당해시설에 요구되는 기능 및 구조물의 특성에 따라서 기대 활동량등의 필요한 수치를 적절히 설정하여 소요되는 구조물의 안정성을 검토하는 것으로 한다. 이때 파력계산시 고려할 수 있는 수위 및 파랑의 확률론적 특성을 동시에 고려할 수 있도록 할 필요가 있다.

[해설]

- (1) 파력을 계산할 때는 제2편 5-2 직립벽에 작용하는 파력을 참조하고 안전율은 ①~③를 참고하여 적절히 설정한다.
 - ① 활동에 대한 안전율은 설계파압 작용시를 기준으로 1.2 이상이 되도록 한다. 단, 모형실험에 의하여 체체의 안정성을 확인한 경우에는 안전율이 1.2 이하로 설계할 수 있으나 1.0 이하로 되어서는 안 된다.
 - ② 전도에 대한 안전율은 파압에 대하여 1.2 이상, 지진에 대하여 1.1 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.
 - ③ 지지력에 대한 안전율은 파압에 대하여 1.0 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 직립부와 기초사석상부의 마찰계수를 증대시키기 위하여 직립부 저면에 마찰증대용 mat를 부설하는 등 마찰력 증대를 위한 대책을 강구할 경우도 있다. 마찰력 증대 mat 등 마찰력 증대 대책에 대하여는 제2편 제15장 마찰계수를 참조한다.
- (3) 전체의 안정성의 검토에 대하여는 내용기간 중에 예상되는 모든 파랑을 확률적으로 계산하고 이들에 대한 안정성을 검토하는 신뢰성 설계법을 사용할 수 있으며, 이 경우에는 전술한 안전율 개념을 유연하게 적용하면서 해석하고 응용할 수 있다. 단 설계 결과에 대한 비교 검토를 권장한다.
- (4) 지반 지지력 검토에서도 신뢰성 설계법을 써서 기대침하량을 계산할 수 있다.

[참고]

(1) 파괴안전율에 근거한 설계법에서는 원칙적으로 체체가 활동하지 않는다고 전제하고 있고 그 때문에 설계 파에 대한 활동안전율을 파압시 1.2 이상으로 하여 여유를 두고 있다. 그렇지만 이와 같이 설계된 단면이라도 확률론적으로 보면 활동이 발생할 확률은 영(zero)이 아니고 같은 안전율로 설계 되었다더라도 조건에 따라서 활동 발생확률이나 기대활동량의 값은 다르다.

한편, 체체의 활동 안정성에 관한 신뢰성설계법으로는 내용기간 중의 활동 발생확률을 계산하는 방법이나 방파제로서의 기능을 잃지 않는 한 다소의 활동을 허용한다고 하는 설계개념에 근거를 두고 활동량의 기대치(기대활동량)를 계산하는 방법 등이 있다. 이 경우 활동발생확률이나 기대활동량이 적절한 허용치 이하가 되도록 설계한다.

파괴 안전율에 근거한 종래의 설계법과 비교 검토하여 활동 안전율이 1.0 이하가 되면 안 된다. 또한, 기대활동량은 어디까지나 평균치이고 계산치 보다도 큰 활동이 발생할 가능성도 있다는 점에 주의하면서 실험적 검토 등을 통해 보완할 필요가 있다.

기능에 영향을 주지 않는 체체의 변형을 허용하는 신뢰성설계법을 사용하면 파괴안전율에 근거한 설계법을 적용하는 경우에 비하여 경제적인 설계가 가능한 경우가 많다. 신뢰성설계법의 적용에 있어서 아래에 열거하는 주요 영향인자 또는 고려할 항목에 대하여 신중하게 검토하고 적용하여야 한다.

① 심해사고의 出現確率

極値分布函數를 써서 산출하는 확률론적 심해사고에 대하여 正規分布를 가정하여 신뢰구간을 고려한 深海波高의 출현 확률을 구한다. 이때 불규칙파의 파향특성, 파군특성(에너지스펙트럼의 형상), 고파랑의 지속시간 특성 등이 파악되어 적용될 수 있는 조사 및 해석 과정을 권장한다. 이에 대해서는 제2편의 파랑특성을 참조한다.

② 조위의 발생확률 분포

주요 4대 분조를 써서 조위를 계산하고 耐用期間中에 발생 가능한 천문조위의 발생확률 분포를 구하고, 전술한 설계조위의 발생확률분포를 고려한다.

③ 波浪變形의 計算

제2편 4-4 波浪의 變形에 따라 深海波高로부터 防波堤 전면의 波高를 구한다. 이때 파향분산성을 고려한 불규칙파의 변형특성이나, 고파랑 등 해양파의 불규칙성의 변형특성 등의 변동을 고려한다. 이 때 연안지형의 특성에 따라서는 방파제 설치 전 후의 방파제 전면(방파제 설치전의 파랑변형계산에 의한 방파제설치위치상 전면의 파랑특성과 방파제 설치후의 지형변화에 의한 방파제 전면의 입사파랑) 파랑 환경의 차이가 발생할 수 있으므로 주의하여 계산하고 실험할 필요가 있다.

④ 파력의 계산

제2편 제5장 파력에 따라 계산한다. 단, 불규칙파의 극치분포특성 및 신뢰구간을 고려한 고파랑의 특성을 고려한다.

⑤ 자 중

정규분포를 가정한 변동을 고려한다.

⑥ 마찰계수

제2편 제15장 마찰계수에 따라 결정한다. 단, 마찰계수의 분산특성 등은 정규분포를 가정한 변동을 고려한다. 엄밀하게는 설치후의 경시변화나 활동이력의 유무 등에 따라서도 변화한다고 생각되나 이점에 대하여는 불분명한 점이 많아 여기서는 고려하지 않는다.

⑦ 활동의 판정

활동에 대한 안전율이 1.0미만이 되었을 때 제체가 활동한다고 가정하고 ①~⑥의 모든 요소의 변동을 고려하여 수치적분 또는 수치모의방법으로 1회의 이상파랑에 대한 활동발생확률 및 구조물 수명을 고려한 활동발생 확률을 계산한다. 각종 활동모델(예: 하박 등의 Monte Carlo법)을 써서 기대활동량을 계산하고 비교 검토한다.

예를 들면, 기대활동량의 허용치를 30cm 또는 50cm로 하여 신뢰성 설계법을 쓰는 경우, 같은 조건에서 파괴 안전율(활동안전율=1.2)에 근거한 설계법을 쓰는 경우와 비교하면 소요제체 폭이 작아지고 더 경제적인 단면이 되는 경우가 많다. 단, 그 구체적인 경제성의 평가는 현지 조건에 따라 크게 다르며 경우에 따라서는 오히려 큰 단면이 될 수도 있다. 일반적으로 파괴의 상한 값이 수심에 의하여 결정되는 쇄파 영역에서는 신뢰성 설계법을 사용하는 것이 경제적 효과가 크다. 더구나, 실제 설계에 적용하는 경우에는 상기 각 항목의 변동을 적절히 고려할 필요가 있고 또, 방파제의 중요도나 내용기간 등에 따라서 활동발생 확률이나 기대활동량의 허용치를 적절히 설정하는 것이 중요하다.

(2) 지반의 지지력은 안전율을 1.0으로 한 경우에 대한 초기 단면을 대상으로 하여 신뢰성설계법을 써서 내용기간 중에 발생가능한 지지력 부족에 기인한 기대 침하량을 계산할 수 있다. 이런 방법을 응용하여 기대 침하량을 고려한 설계를 할 수도 있다.

(3) 직립부의 항내측을 쇄석 또는 콘크리트 블록으로 보강하는 경우 다음 사항을 유의하여야 한다.

- ① 항내의 선박항행, 피박계류 등의 지장 유무
 - ② 제체배후의 보강체의 지지력 증대 효과를 고려하지 않은 상태에서 직립부의 파력에 대한 활동 및 전도 안전율을 1.0 이상으로 하지 않으면 안 된다. 안전율이 1.0보다 작으면 직립부의 흔들림의 격화, 직립부 하단 기부압력(heel pressure)의 증대현상이 일어나거나 파랑에 의한 부압력이 작용할 때 직립부가 항의 축으로 활동하거나 전도할 위험이 있다.
 - ③ 월파나 연파(stem wave)등에 의하여 보강체가 손상되지 않도록 충분히 피복할 것.
 - ④ 보강체의 높이 h는 직립부 높이의 1/3이상, 마루폭 b는 높이 h와 같은 정도 이상으로 하는 것이 바람직하고, 지역 특성 및 항만 이용실태에 따라 변형할 수 있으나 실험적인 검증이 필요하다.
 - ⑤ 콘크리트 블록을 사용할 경우 직립부와 간격을 두지 말고 구조적 일체성을 유지하도록 시공할 것.
- (4) 직립부의 항내측을 쇄석 또는 콘크리트 블록으로 보강할 경우의 활동저항은 식(참2-2)을 만족하여야 한다.

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \quad (\text{참2-1})$$

여기서,

P : 直立部に 작용하는 수평력 (kN/m)

W₁ : 直立部の 정수중의 수중중량 - 揚壓力 (kN/m)

μ₁ : 直立부와 사석기초부의 摩擦係數

R : 보강재 쇄석 또는 콘크리트 블록의 滑動抵抗力 (kN/m)

滑動抵抗力은 아래와 같은 방법으로 구할 수 있다.

- ① 쇄석의 滑動抵抗力(도참(2-5) 참조)

$$R = W_s \tan(\theta + \theta) \quad (\text{참2-2})$$

여기서,

W_s : 최상단 피복층을 제외한 활동면 상부 사석의 수중중량 (kN/m)

θ : 활동면 경사각 (°)

θ : θ = tan⁻¹ μ₂ (μ₂는 사석층 내부의 쇄석과 쇄석간의 摩擦係數, μ₂ = 0.8)(°)

식(참2-2)는 사석부의 힘의 평형식으로부터 얻어지는 것이며 θ를 시행착오법으로 변화시켜 구한 R의 최소치가 滑動抵抗力이다.

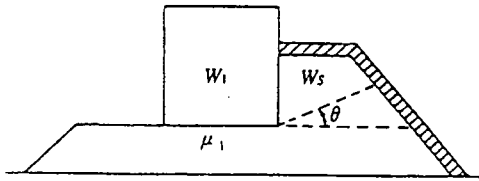
- ② 콘크리트 블록의 滑動抵抗力(도참(2-6) 참조)

$$R = \mu_2 W_s \quad (\text{참2-3})$$

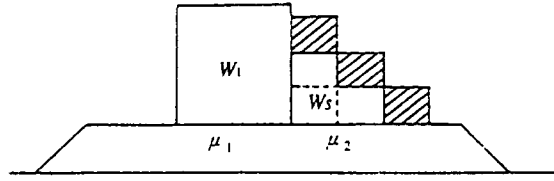
여기서,

W_s : 최상단의 콘크리트 블록을 제외한 수중중량 (kN/m)

μ₂ : 콘크리트 블록과 쇄석기초간의 摩擦係數



도참(2-3) 쇄석의 활동저항면



도참(2-4) 콘크리트 Block의 활동저항면

③ 저항력 R은 파괴와 제체 설치수심의 비의 함수로 나타낼 수 있으며, Dakeda 등이 제안한 식(참2-4)은 실험결과를 제시한 예이며 이를 참고할 수 있다. 여기서 재료에 따라 $\alpha=0.4\sim 1.0$ 의 범주에서 변화하는 성질을 알 수 있다(도참 (2-7) 참조).

$$R = \alpha W_s \tag{참2-4}$$

$\alpha=0.9 + 0.2 (H/h' - 0.5)$: 쇄석의 경우

$\alpha=0.4 + 0.2 (H/h' - 0.5)$: 콘크리트 블록의 경우

단, $H/h' \leq 0.5$ 일 때 $H/h' = 0.5$ 로 본다.

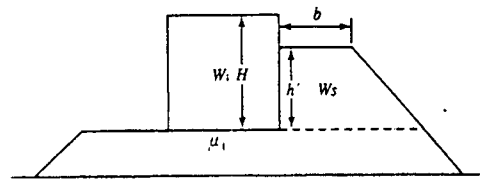
여기서,

W_s : 쇄석 또는 콘크리트 블록의 수중중량 (kN/m)

α : 저항계수

H : 파괴 (m)

h' : 제체설치수심 (m)



도참(2-5) 보강체의 활동저항면

2-7-2 경사제의 안정계산

혼성제 및 경사제에서는 사석부의 활동 및 재료의 중량을 검토한다.

(1) 활동

활동에 대하여는 편심경사 하중에 의한 활동을 검토한다.

(2) 피복재의 소요중량 및 층두께

피복재는 파력에 대하여 충분한 중량을 갖는 한편 내부의 재료가 흡출되지 않을 두께를 가져야 하며, 보조피복층 등 피복층과 내부층의 마찰력 증대 및 흡출방지 등의 기능을 보강하기 위하여 이들 기능이 탁월한 중간층 블록을 사용할 수 있다.

[해설]

(1) 편심경사 하중에 의한 활동에 대하여는 제4편 2-4 편심경사하중에 대한 지지력을 참조한다.

(2) 경사제, 소파블록피복제의 소요중량은 제2편 5-3-1 경사면의 피복석 및 블록의 안정중량에 따라 계산한다. 단, 피복석 등 피복재의 소요중량은 경사제의 파괴특성 등을 고려한 허용파괴율, 고파랑 특성 및 파균특성, 파랑의 지속시간효과, 재료의 형상 및 재질, 경사제의 피복방법에 따라(난적, 정적, 돌붙임 등) 안정계수 및 소요중량이 달라질 수 있다. 이에 관한 극한 조건 등에 대한 수리실험결과를 토대로 책임기술자의

판단에 의하여 허용범위의 소요중량을 결정할 수 있다. 난적의 피복층은 2층의 두께 이상을 표준으로 한다.

- (3) 보조피복층 등 중간층의 투수기능과 조도를 확보하면서 내부사석의 흡출을 효율적으로 방지할 수 있는 크기의 사석재료가 부족할 경우에는 이들 특수한 기능을 보강한 중간층용 블록을 사용할 수 있다.
- (4) 混成堤의 피복 재료의 소요중량은 제2편 5-3-2 混成堤사석부의 피복석 및 블록의 소요중량에 따라 계산한다.

[참고]

- (1) 피복재 밑의 보조피복재(사석 및 중간 블록)의 소요중량은 피복재 중량의 1/20 이상을 원칙으로 하나 경사제의 경우 1/10~1/15 정도 이상으로 하는 등 층간의 재질 및 수리특성의 이질성을 적게 하는 투수성과 마찰특성을 확보하는 것이 바람직하다. 그 하부 층의 사석의 개체중량은 다시 그의 약 1/20 이상을 원칙으로 한다.
- (2) 보조피복층은 적정규모의 사석층 또는 중간층용 블록의 사용하되, 투수계수와 상하부층간의 마찰계수, 하부층 재질의 흡출을 방지할 수 있는 공극률을 확보할 수 있어야 하며, 이에 따라 피복재의 안정성과 전면의 수리특성(반사파, 처오름 높이, 월과 등)이 예민하게 반응하므로 이에 대한 종합적인 검토, 수리실험적인 확인을 거쳐 설계하여야 한다. 특히 상부공을 상치콘크리트 등으로 구축하기 위하여 사석기초부를 고조위 부근까지 기초가 높아지게 구조형식을 취한 경사제일 경우에는 이에 대한 대책을 별도의 수리실험 등을 거쳐 검증하여야 한다. 이는 상치콘크리트부와 사석경사부의 접합부에서 수리특성의 현저한 변화가 발생하며, 이는 조위변화 및 이상고조시에 심각한 위험을 초래할 수 있으므로 이를 조건으로 한 수리실험이 필요하다.
- (3) 콘크리트 등 특수공법으로 법면을 피복하는 경우 또는 특수하게 짜 맞춘 사석제 및 특수 블록사면으로 투수성 또는 조도가 현저히 달라지는 경우에 대하여는 과거의 시공사례 등을 참고하고 투수성 등의 고려여부에 따른 실험적 검토를 거쳐 신중히 설계한다.
- (4) 경사제의 파괴기구 및 평형단면 형성 기구를 고려한 허용파괴율 설계개념과 유지보수개념을 적용한 최적 설계시스템을 응용하면 가장 경제적인 설계가 가능한 구조적 장점이 있다. 신뢰성 설계개념과 함께 최적 설계개념을 응용한 이들 설계개념을 활용할 수 있는 설계를 권장하나, 이 경우에는 유지보수대책을 명기하여야 한다.

2-7-3 제체전체의 안정계산

중력식 방파제에 있어서는 지반의 특성 및 구조의 특성에 따라서 제4편 6-2 안정계산법에 규정한 원호 활동에 대한 안정성을 검토하여야 하며, 침하를 검토하여 방파제의 구조 전체와 지반과의 상호작용에 의한 안정성을 확보하도록 한다. 이 때 구조물 전체에 작용하는 파압특성 등이 고려되어야 하며, 이에 대한 이론적 해석 또는 실험적 검토를 필요로 한다.

[해설]

- (1) 원호활동에 대하여는 제4편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석, 침하에 대하여는 제4편 제5장 기초의 침하, 지반개량공법에 대하여는 제4편 제7장 지반개량 공법에 따른다.
- (2) 구조물 전체에 작용하는 파압의 계산은 제2편 파압계산편을 따른다.

- (3) 제체전체의 안정계산에 사용하는 조위는 가장 위험한 조건의 조위 즉 안전율이 가장 작은 조위조건을 대상으로 한다. 설계조위의 결정은 제2편 6-1 설계조위를 참조하되, 가장 위험한 조위조건은 설계고조위와 무관할 수도 있으므로 조위변동과 이상고조를 고려한 수면변동의 극치를 대상으로 가장 위험한 조건을 검토하여야 한다.

2-7-4 두부, 우각부의 안정계산

- (1) 두부의 피복석 및 피복 블록은 간부의 피복재의 중량보다 크게 하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 연약지반의 경우에는 방파제 법선 방향의 활동에 대하여도 검토한다. 이 경우 측면마찰 저항을 고려해도 좋다.
- (3) 두부에 등대를 설치하는 경우에는 이에 작용하는 지진력, 파력 및 풍압력을 고려하여 안정계산을 한다.
- (4) 우각부의 설계에는 파고의 증대효과를 고려한다.

[해설]

- (1) 경사제나 혼성제의 두부는 간부에 비하여 기부의 세굴이나 작용외력에 불명한 점이 있으므로 피복재의 중량을 간부보다 크게 해두는 것이 바람직하다. 혼성제 기초사석부의 두부구조물에 대하여는 제2편 5-3-2 혼성제 사석부 피복석 또는 블록의 소요중량을 참조하여 적당히 크게 해 둘 필요가 있다. 또 경사제나 소파블록 피복재의 두부는 간부의 1.5배 이상의 중량을 가지는 피복재를 사용하여 원형으로 구축하는 것이 바람직하다. 경사제의 사석 및 소파블록의 중량계산은 제2편 5-3-1 경사면의 피복석 또는 블록의 안정중량을 참조한다.
이 때, 상치콘크리트 구조의 유무, 및 설계조위 등 수면변화에 따른 상치부 또는 혼성제 직립부와 사석경사부 접합부의 위치변화, 불규칙파의 파향 변화, 쇄파수심, 사석기초부 두부기부의 세굴 및 혼성제 직립부 기부세굴 등에 따른 피해사례가 다양하게 나타나므로 이들 조건을 현장에 따라 고려한 수리실험이 필요하다. 이 실험결과를 토대로 두부의 구조형식, 투수성, 세굴대책, 통항성, 상치구조와의 연계를 고려한 두부구조물 안정성 검토 및 이를 고려한 설계가 필요하다.
- (2) 방파제 기초부의 안정성 해석의 문제와 기부세굴에 의한 손상특성을 검토할 필요가 있으며 이에 대한 대책을 마련하여야 한다. 한편, 파향에 따라서는 제두부 후면에 강한 쇄파파력을 동반한 배후파파가 주요 원인이 되는 제두부손상사례가 현장파괴사례보고 및 실험적으로 확인되고 있으므로 이에 대한 점검과 대책을 실험적으로 충분히 검토할 것을 권장하며 주의를 요한다.
- (3) 우각부를 갖는 직립제, 혼성제의 범선형에 있어서 우각부 자체에서의 파의 집중 외에 파향특성과 연계한 범선각부로부터의 반사파의 중복 및 연파(stem wave)에 의한 파고의 증대 및 분포특성의 차가 범면을 따라 발생할 수 있다. 이에 기인한다고 믿어지는 피해사례도 있으므로 범선의 결정 및 안정계산등에 있어서는 제2편 4-4-6 (2) 우각부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서의 파랑의 변형, 제2편 5-2-5 구조물 반사파랑에 의한 파력의 계산에 따라 검토하고 3차원 수리실험 등에 의하여 극한 조건의 불규칙성과 방향성의 영향에 대한 검토를 권장한다.
- (4) 방파제의 범선방향의 활동에 대하여는 제4편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석을 참조한다.
- (5) 등대가 설치되는 두부는 등대가 건설되어도 안전하도록 설계 되어야 한다. 또, 등대의 기능을 유지하는데

필요한 부속시설 등을 설치하도록 배려할 필요가 있다. 등대에 작용하는 풍압력에 대하여는 제2편 3-3 풍압력을 참조한다.

2-8 구조세목

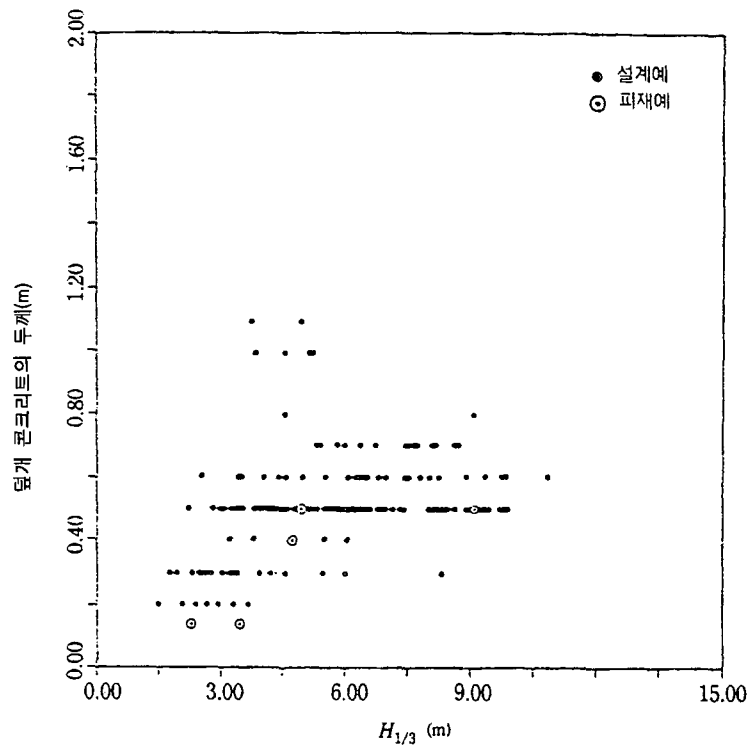
2-8-1 직립제

- (1) 케이슨(Caisson) 및 셀블록(Cellular Block)식 제체의 덮개 콘크리트의 두께는 파랑조건, 시공조건을 고려하여 신중히 결정한다.
- (2) 상부 콘크리트는 제체와의 일체성을 고려할 것. 또 범선방향에 대하여는 적절한 간격(케이슨의 경우 각 케이슨마다) 으로 연결조인트를 설치한다.
- (3) 블록제의 블록은 가급적 크게 하고, 특히 최하단의 블록은 연결조인트(Joint) 없이 한 개로 하는 것이 바람직하다.
- (4) 셀블록의 최하단에는 저판(Footing)을 붙이는 것이 안정성의 확보측면에서 바람직하다.

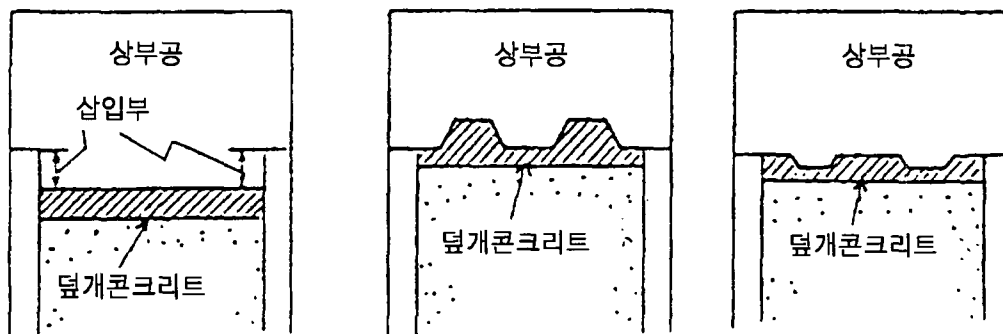
[참고]

(1) 케이슨식 직립제

- ① 케이슨의 속채움에는 빈배합 콘크리트 블록, 돌, 자갈, 모래, 슬래그 등이 쓰이며 그 선택에는 공사비, 시공조건, 자연조건을 고려한다. 일반적으로 모래가 널리 쓰이고 있으나 모래, 자갈 등을 속채움재로 사용하는 경우 표면을 덮개 콘크리트 또는 블록으로 완전히 피복하지 않으면 안 된다. 슬래그는 그 종류에 따라 물을 흡수하여 팽창하는 것이 있다. 따라서 슬래그를 사용할 경우에는 슬래그 처리 방법을 포함하여 속 채움재의 재질에 주의를 요한다.
- ② 덮개 콘크리트의 두께는 통상 30cm이상, 파랑환경이 험한 곳에서는 50cm이상으로 한다. 파랑조건이 험하고 덮개 콘크리트의 상태로 장기간 방치하는 경우 1.0m이상으로 시공한 예도 있다.(도참(2-6) 참조) 波浪이 험한 곳에서 precast 덮개 콘크리트를 사용하면 precast와 케이슨 간의 간격에 타설한 현장타설 콘크리트가 파랑에 의하여 분리되어 속채움 모래가 빠져나오는 경우가 있으므로 이 경우에는 덮개 콘크리트 밑에 쇠석을 30~50cm 부설하는 경우도 있다. 또, 波浪이 험한 곳에서 덮개 콘크리트에 파랑의 충격으로 균열이 발생하면 속채움 모래가 빠져나올 수 있으므로 그 대책으로서 덮개 콘크리트와 속채움 모래 사이에 부직포를 덮을 수도 있다.
- ③ 상부 콘크리트에 작용하는 파력에 대하여는 불명확한 점이 많기 때문에 제체와 일치되도록 시공한다. construction joint의 시공은 콘크리트표준시방서에 따른다. 더욱 일체화를 증진하기 위하여 케이슨 속으로 상부 콘크리트가 들어가도록 타설하는 방법, 덮개 콘크리트에 요철을 붙이는 방법(precast인 경우가 많다), 철근이나 형강을 삽입하는 방법 등이 있다.(도참(2-7) 참조)
또, 파라펫(parapet)과 상부 콘크리트가 일체가 되도록 construction joint에 홈을 설치하거나 철근이나 형강을 삽입시키는 등의 방법이 바람직하다.
- ④ 직립제는 기부가 세굴되기 쉬우므로 암반이 아닌 장소에서는 근고공을 충분히 시공한다. 또, 암반기초는 수평이 되어야 하지만 포대 콘크리트로 요철을 고르는 일이 많다. 포대 콘크리트의 배합은 단위 시멘트량을 3kN/m^3 이상으로 한다.



도참(2-6) 덮개 콘크리트의 시공 예

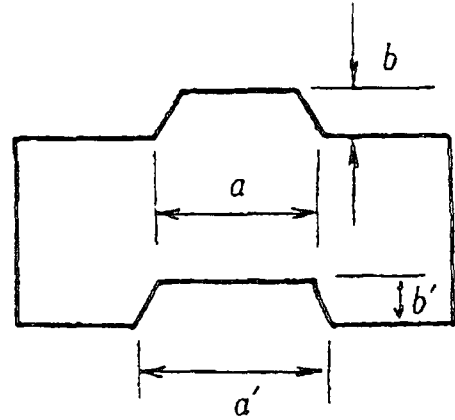


도참(2-7) 상부 콘크리트 타설면

(2) 콘크리트 블록式 直立堤

- ① 블록의 쌓기 법에는 수평쌓기 경사쌓기가 있으나 일반적으로 시공이 쉬운 수평쌓기가 많다. 침식작용이 심한 장소 또는 침하가 심한 장소에서 비교적 수심이 얇은 곳에서는 경사쌓기로 하는 경우도 있다. 이때에는 블록이 충분히 침하한 후에 상부 콘크리트를 시공한다. 상부 콘크리트는 법선 방향으로 10~20m의 간격으로 연결조인트를 둔다. 수평쌓기의 경우에는 일체성이 유지되도록 방파제 법선방향과 직각인 단면(횡단면)의 종방향 연결부(joint)는 위에서 밑에까지 통하지 않도록 엇갈려 배치한다. 경사쌓기의 경우, 횡단면은 한 개의 블록으로 구성하는 것이 바람직하다. 경사의 각도는 보통 수평에 대하여 50~80°이다.
- ② 방파제 법선방향의 단면(중단면)에 있어서도 가급적 종방향 연결부는 연속되지 않도록 한다.

③ 콘크리트 블록은 활동을 방지하기 위하여 도참(2-8)과 같은 요철을 만들어 서로 맞물리도록 하는 방법이 일반적으로 사용된다. 철(凸)부의 폭 a 는 50cm정도, 높이 b 는 20cm 정도, 또는, 요(凹)부의 폭 a' , 높이 b' 는 각기 a, b 보다 5cm 정도 크게 하는 경우가 많다. 더욱 콘크리트 블록의 활동을 방지하는 방법으로 미리 콘크리트 블록에 구멍을 뚫어놓아 콘크리트 블록을 쌓아 올린다음 콘크리트를 채우거나 또는 50~70mm의 철봉 또는 헨 Rail을 넣고 그 주위에 모르타르를 주입하는 방법도 있으나 구멍이 너무 작으면 효과는 적고 너무 크면 콘크리트 블록이 파괴될 위험이 있다. 또, 콘크리트 블록을 맞물리게 하여 활동을 방지하는 방법도 있고 거북등 모양이나 북모양 등 이형 블록의 예도 있다. 그러나 통상의 설계에서는 이들의 효과는 무시하고 설계한다.



도참(2-8) 방괴 Joint

(3) 셀블록(Cellular Block) 직립제

- ① 셀블록의 속채움은 빈배합 콘크리트 또는 돌을 사용한다. 속채움에 콘크리트를 쓰면 셀블록 직립제의 일체성을 확보할 수 있다.
- ② 셀블록을 2단쌓기로 하면 일체성이 떨어지므로 가급적 1개로 하는 것이 바람직하다. 부득이 단쌓기로 할 경우에는 본편 2-4 구조형식의 선정 [해설] 도해(2-4-1)(g)와 같이 셀블록 벽면의 상하에 요철을 붙여 상하의 셀블록을 맞물려 일체성을 높일 수 있다.
- ③ 속채움을 돌로 하는 경우 돌이 빠져나옴을 방지하기 위하여 셀블록에 저판을 붙이는 경우가 있다.
- ④ 상부 콘크리트는 법선방향으로 10~20m 간격으로 연결조인트를 둔다.

(4) 콘크리트 단괴식 직립제

- ① 콘크리트 단괴식 직립제에서는 수축 또는 부등침하에 의한 균열을 방지하기 위하여 1 블록을 5~10개로 한다.
- ② 콘크리트의 타설은 수중 콘크리트 공법, Prepacked 콘크리트 공법, 또는 Dry Work 공법으로 한다.
- ③ 기초에는 다소 요철이 있어도 지장은 없으나 암반상의 모래, 암편, 또는 해초 등을 잘 제거하여 콘크리트와의 밀착을 좋게 하고 거푸집에 접하는 부분은 다듬어서 접촉을 좋게 할 필요가 있다. 기초의 요철이 크고 지반이 단단하여 평평하게 다듬기가 어려운 경우에는 지반의 요철에 맞추어 거푸집을 잘라내어 거치시 접합을 좋게 한다.
- ④ 상부 콘크리트는 법선방향으로 10~20m 간격으로 연결조인트를 설치한다.

2-8-2 혼성제

사석기초부의 수심이 매우 깊은 경우나 파랑이 작아 사석기초부의 문제가 특별히 없는 경우 이외에는 근고블록을 설치하여 사석부의 세굴을 방지하는 것이 바람직하다. 근고블록은 직립부에 밀착시킨다.

[해설]

- (1) 직립부에 대하여는 본편 2-8-1 직립부에 준한다.

- (2) 혼성제의 사석기초부는 직립부의 안정성을 확보하기 위하여 극히 중요하고 특히, 직립부 하부가 세굴 또는 흡출되면 직립부가 경사되거나 활동하기 쉬워지고 또, 경우에 따라서는 직립부 부재의 파괴에 이르는 일도 있다.
- (3) 근고 블록의 전면에는 mound 피복재가 설치되지만 근고 블록의 안정성면에서 피복재와 콘크리트 블록의 단차는 가급적 적은 것이 좋다.
- (4) 근고 블록에 구멍을 뚫어 투수성을 확보하여 재료간의 이질성을 줄이고, 급격한 극한수리특성의 발생을 저감하여 기초부의 세굴과 흡출을 방지하며, 콘크리트블록에 작용하는 양압력은 저감하고 내파안정성은 크게 향상시킬 수 있다. 이와 유사한 수리특성을 고려한 근고공의 다양한 구조특성을 고려할 수 있다.

[참 고]

- (1) 근고 블록을 설치하는 경우에는 직립부의 외해측에 2개 이상 내해측에 1개 이상 설치하는 것을 권장한다.
- (2) 근고 블록의 구멍이 너무 크면 세굴·흡출방지 효과가 저하하기 때문에 개구율은 10%정도가 좋으나, 이러한 문제가 없다면 기초부의 재질특성에 따라 다양하게 변화시킬 수 있다.
- (3) 근고방괴의 소요두께는 식(참2-5)에 의하여 초기 설계치를 구할 수 있다.

$$t/H_{\%} = d_f (h'/h)^{-0.787} \quad (\text{참2-5})$$

여기서, t : 근고 Block의 소요두께 (m)
 d_f : 간부에서는 0.18, 두부에서는 0.21 (m)
 h : 설계수심 (m)
 h' : 블록을 포함하지 않은 기초mound부의 마루수심 (m)

적용범위는 $h'/h = 0.4 \sim 1.0$ 으로 한다.

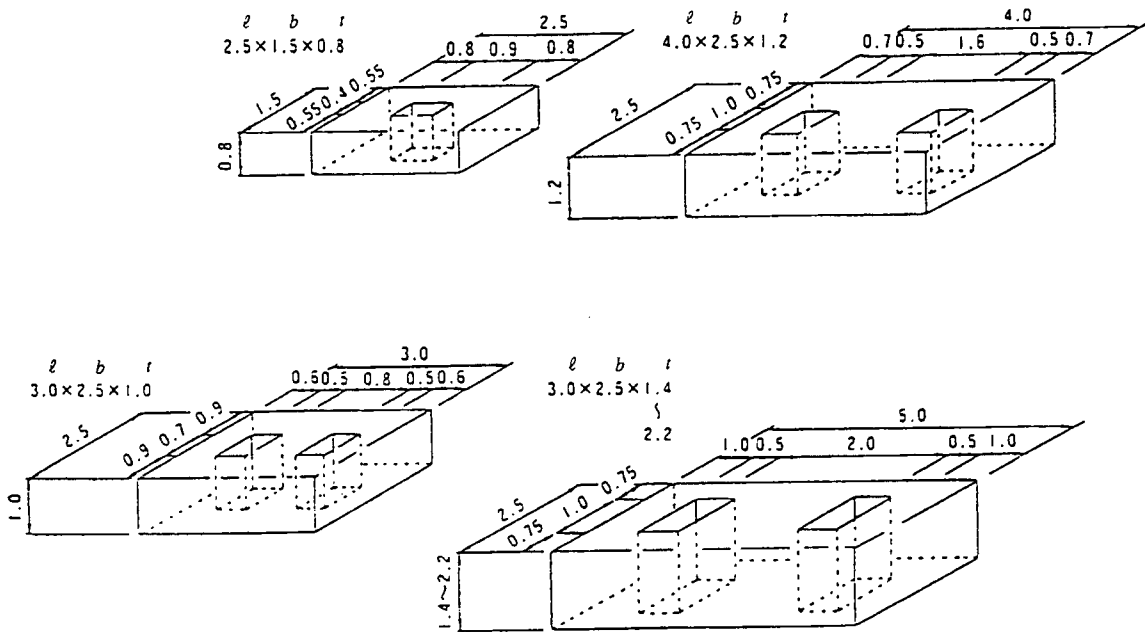
근고 블록 제원의 계산은 식(참2-5)에 의하여 소요두께를 정하고 표참(2-1)에 의하여 블록의 제원을 구하여 설계치로 사용할 수 있다. 근고 블록의 설계수심이 설계파괴의 2배 이내에 위치할 수 있는 조건이 발생 가능할 경우에는 수리모형실험 등을 통하여 그 기능과 안정성을 확인할 필요가 있다. 도참(2-9)에 Block형상에 따른 제원의 예를 나타낸다.

- (4) 향내측의 근고블록에 대하여는 향내파랑, 시공시파랑 및 월파의 영향을 고려하여 설계할 필요가 있다. 향내측의 근고블록은 향외측의 근고블록 중량보다 가벼운 중량을 사용해도 좋다. 종래의 설계에서는 향외측의 1/2정도의 중량을 채택한 한 예가 많다. 단, 향내 파랑이나 시공시의 파랑에 의한 소요중량 보다 작아서는 안 된다. 특히, 시공단계에 따라 두부가 되는 장소에 대하여는 주의가 필요하다.
- (5) 소파 블록 피복재의 향외측의 근고블록에 대하여도 소파공 없이 방치하는 기간 등을 고려하여 시공시 파랑에 대하여 식(참2-5)을 써서 근고블록의 제원을 구할 수가 있다.
- (6) 사석기초부는 다짐효과를 얻기 위하여 한 계절동안 방치하는 것이 좋으며 이렇게 하면 직립부 거치후의 침하도 적다.
- (7) 세굴 및 세립자의 흡출 등이 우려되는 경우에는 세굴·세립자 흡출 방지공을 설치한다. 세굴방지 공으로 는 소단모양으로 사석을 투하하거나 버림 블록, 아스팔트 매트, 합성수지 매트 등에 의하여 비탈면 하단을 보호하는 방법이 있다. 이러한 세립자의 흡출, 세굴, 그에 의한 기초부의 침하 등을 저감 또는 방지하기 위한 방법을 다양하게 검토 적용할 수 있으며, 적용성에 대하여는 극한 조건을 대상으로 하여 실험적으로 검증할 필요가 있다.
- (8) 직립부를 똑바로 거치하기 위하여 사석상부는 공극을 메우는 등 수평으로 요철이 없이 사석이 충분히 맞물리도록 하여야 한다. 요철이 심하면 케이슨의 경우 케이슨이 뒤틀림 힘을 받거나 저판에 집중력이 작용

하는 등 악영향을 받는다. 고르기 폭은 직립부의 양측에 적당한 여유를 고려할 필요가 있다. 근고 블록이나 피복석이 있는 경우에는 이 부분도 고르기를 하여야 한다.

표참(2-1) 근고 Block의 소요두께와 제원

근고 Block소요두께 t(m)	규 격 ℓ (m)×b(m)×t(m)	무 계 (t/개)	
		유공형	무공형
0.8이하	2.5×1.5×0.8	6.23	6.90
1.0이하	3.0×2.5×1.0	15.64	17.25
1.2이하	4.0×2.5×1.2	24.84	27.60
1.4이하	5.0×2.5×1.4	37.03	40.25
1.6이하	5.0×2.5×1.6	42.32	46.00
1.8이하	5.0×2.5×1.8	47.61	51.75
2.0이하	5.0×2.5×2.0	52.90	57.50
2.2이하	5.0×2.5×2.2	58.19	63.25



도참(2-9) 근고 Block의 형상

2-8-3 경사제

- (1) 경사제의 기부에는 저질특성 등 필요에 따라서 세굴 및 세립자 유출방지공을 설치한다.
- (2) 난적의 블록제나 사석제에 상부공을 설치할 때에는 상부공의 기초석이나 작은 버림 블록으로 고르기를 한다.
- (3) 표사의 영향이 있는 곳에서는 파랑과 함께 모래도 투과하여 항내의 매물이 예상되므로 표사제어구조물 또는 모래막이공 등을 설치하는 것이 바람직하다.

[해설]

지진 및 파랑에 의한 액상화 발생한계와 그 가능성에 의한 구조물의 침하 및 안정성에 대한 점검과 대책을 검토하여야 한다. 이때 수리학적 구조물 기부세굴특성과의 관계도 함께 검토하는 것을 권장한다. 이들 특성을 검토할 수 있는

- (1) 세굴방지공으로는 사면의 선단부에 小段形으로 사석을 투하하거나 버림 블록, 아스팔트 매트, 합성수지 매트 등을 채택할 수 있으나, 기부세굴을 방지할 수 있는 다양한 방법을 검토하여 적용할 수 있다. (도참 (2-2)(b) 참조)
- (2) 경사제의 표면 마무리는 표층 피복 재료를 서로 잘 맞물리도록 시공하고 마루부분은 특히 정밀하게 마무리한다.
- (3) 모래막이 공으로는 경사제 내부에 널말뚝, 블록 등으로 壁을 설치하거나 입도분포가 양호한 석재를 경사제의 내부 또는 항내측 법면에 투입한다.
- (4) 경사제는 파랑에 의하여 제체가 변형되기 쉬우므로 유지보수를 게을리 하면 안 된다.
- (5) 피복을 Sand Mastic공법으로 하는 경우의 배합은 제3편 4-4 Sand Mastic을 참조할 것.
- (6) 지반이 연약한 경우에는 침하나 함몰에 의하여 설계상의 단면적보다 상당히 많은 사석이나 버림 블록을 필요로 하나 지반이 양호한 경우에도 사석의 분산이나 다짐 등을 고려하는 것이 보통이다.

2-8-4 소파블록(Block) 피복제

소파블록의 하부 및 기부 부근에는 필요에 따라 세굴 및 세립자 유출방지공을 설치한다.

[해설]

- (1) 파랑에 의한 지반의 세굴, 세립자 흡출에 의한 소파공의 침하가 발생하기 쉬우므로 세굴 방지공을 설치한다. 세굴 방지공에 대하여는 본편 2-8-3 경사제를 참조한다.

2-9 부재계산

케이슨, Cellular 블록, L형 블록의 부재계산은 제5편 Precast 콘크리트부재에 따른다.

2-10 목재취급시설의 방파제

2-10-1 수면목재 저장장 및 수면 정리장의 방파제

- (1) 목재취급시설의 방파제는 이상고조위시 목재가 유출하지 않도록 방파제의 구조, 배후수역의 이용상황 등에 따라 적절한 높이로 한다.
- (2) 목재취급시설의 방파제는 본편 제2장 방파제 및 본편 제3장 기타 형식의 방파제의 규정에 준하고 또 필요에 따라서 목재의 충돌력에 대한 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[해설]

목재 저장 수역 및 수면정리장은 일반적으로 항내 깊숙한 곳에 위치하므로 일반적인 방파제의 경우와 달리 파랑을 주요 외력인자로 하는 기능보다는 목재의 유출방지기능이 중요하다. 따라서 바람, 조류, 해일 및 장주기 파랑에 의한 목재의 충돌력에 대한 안정성 등에 대하여 검토해야 한다.

[참고]

- (1) 체체 내부 수역의 정온도에 대하여는 이상시에도 50cm 정도의 파고인 경우가 많다. 목재의 유출 등과 관련한 수리현상은 파고뿐만 아니라 폭풍해일 등 장주기 파동과 이상수면변동과 관련한 목재의 이동과 산란이 문제가 되는 경우가 있으므로 이에 대한 검토가 중요하다.
- (2) 마루높이는 이상고조위시에 목재가 유출하지 않도록 결정하여야 하나 이상조위상 설계유의파고의 0.6배 정도 이상으로 하는 것이 바람직하다.
- (3) 목재의 충돌력에 대하여는 목재의 이동 및 동요요인이 되는 지역의 외력 특성을 고려하여 계산되어야 한다. 명확한 정량적 기준을 마련하기 어려운 점이 많으므로 지역의 특성과 이용특성을 충분히 고려하고 기존의 설계사례 등을 참고하는 것이 좋다.

2-10-2 목재유출방지책

- (1) 목재유출 방지책은 목재 유출을 방지할 수 있는 마루높이, 말뚝간격을 갖추고 필요에 따라 상부공을 설치한다.
- (2) 목재유출 방지책 및 목재계류용 말뚝은 목재의 충돌력, 견인력에 견딜 수 있는 구조로 한다.

[해설]

- (1) 목재정리장의 목재 유출을 방지하기 위하여 필요에 따라 목재 유출 방지책 또는 목재계류용 말뚝을 설치한다.
- (2) 목재유출 방지책 및 목재 계류용 말뚝의 구조 설계에 있어서 고려하여야 하는 주요 하중은 파랑, 바람, 조류 및 해일(폭풍해일 및 쓰나미) 등 장주기 성 파동에 의한 목재의 동요와 이류에 의한 충돌력 또는 견인력이다. 현지조건에 따라서는 파력 및 해수유동에 의한 유체력 자체가 중요할 경우가 있으므로 이를 고려한다.

2-11 폭풍해일 방파제

- (1) 폭풍해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 폭풍해일에 의한 배후 수역 및 육역의 피해영향의 저감 효과를 감안하여 평면배치 및 마루높이 등을 결정하도록 한다.
- (2) 폭풍해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 파랑 등의 외력에 대한 구조의 안정성은 물론 폭풍해일 내습시의 외력특성을 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[참고]

- (1) 폭풍해일 방파제의 마루높이는 설치 위치의 설계조위(삭망평균조위+확률론적 이상고조위+여유고)와 설계 파랑 특성을 고려하여 해일에 의한 배후지 방재시스템과 연계하여 필요한 높이를 구한다.
- (2) 제체의 안정성은 설계조위의 수면조건에 설계파가 내습한 경우를 검토하고, 방파제 내외의 수면차는 폭풍해일 등 장주기 수면변동에 의한 상승과 하강의 시간 변동을 고려한다. 또, 지진시의 외력은 제체에 작용하는 관성력, 동수압을 고려한다.
- (3) 폭풍해일 방파제의 기초는 止水工을 설치하거나 투수성에 의한 유입을 효율적으로 차단하여야 한다.
- (4) 제체 내외의 수위 차에 의하여 방파제의 기초사석을 통한 침투류가 발생하여 기초지반이 세굴되는 경우가 있다. 이와 같은 경우에는 작은 쇄석이나 매트 등을 부설하는 등 세굴방지공법을 채용할 필요가 있다. 사석내의 침투류에 대하여는 제2편 6-7 지하수위와 침투 [참고](2) ④를 참조할 것.
- (5) 폭풍해일 방파제의 설계에 있어서는 일반 방파제보다도 개구부 주변 및 제두부의 극단적인 유속증대에 의한 유체력 및 기부 세굴에 의한 구조물의 안정성 등을 검토하여야 하며, 확률론적 설계조건에 의한 극치조건의 안정성에 대하여 검토하여야 한다. 이때 수리 및 수치실험에 의한 철저한 검증과정을 거칠 것을 권장한다.

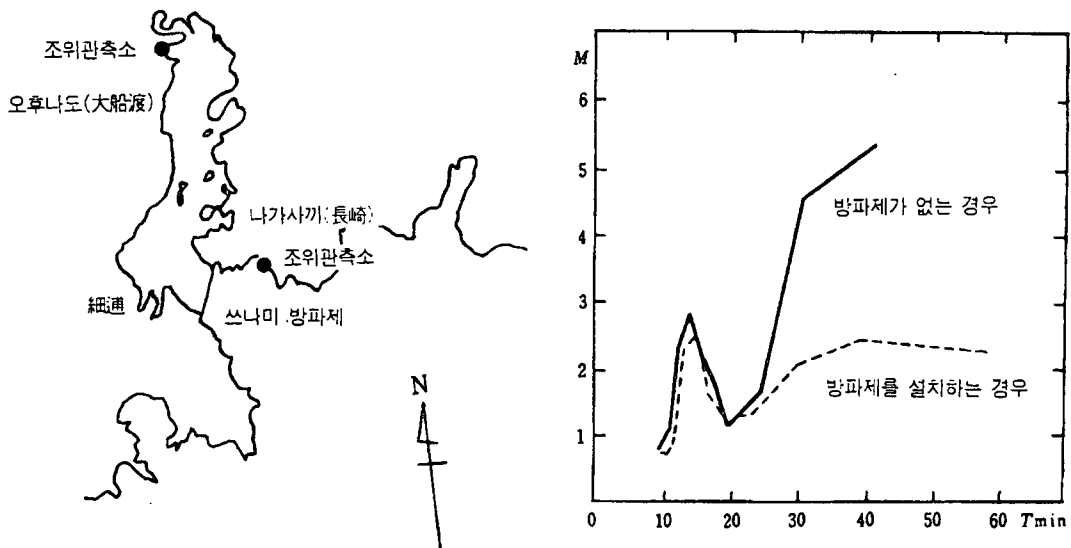
2-12 지진해일 방파제

- (1) 지진해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 지진해일 영향의 저감효과 등을 감안하여 평면배치, 마루높이 등을 적절히 설정하도록 한다.
- (2) 지진해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 파랑 등의 외력에 대한 구조의 안정이외에 지진해일 내습시의 특성을 감안하여 구조물의 안정을 확보하도록 한다.

[해설]

- (1) 지진해일 방파제의 설계에서는 지진해일 저감효과, 항 입구 유속 등 폭풍해일 방파제와 같은 외력항목을 검토하고 고려할 수 있도록 한다. 지진해일 방파제의 마루높이는 폭풍해일 방파제의 마루높이 결정기준을 준용한다. 항만의 방파제가 일반 방파제의 기능과 지진해일 방파제 등과 복합적 기능을 할 경우에는 설계 파랑의 월파 및 지진해일의 월파에 대하여 필요한 마루높이를 비교하여 높은 쪽을 취한다. 이 때 높은 쪽의 월파 등을 저감할 수 있는 구조형식을 검토하여 적용할 수 있다. 한편, 지진해일의 피해를 막기 위한 방파제는 배후수역 및 육역의 방재시스템과 연계하여 그 마루높이 및 평면배치를 확률론적으로 결정할 수 있다. 지진해일에 대하여는 제2편 6-4 지진해일을 참조할 것.

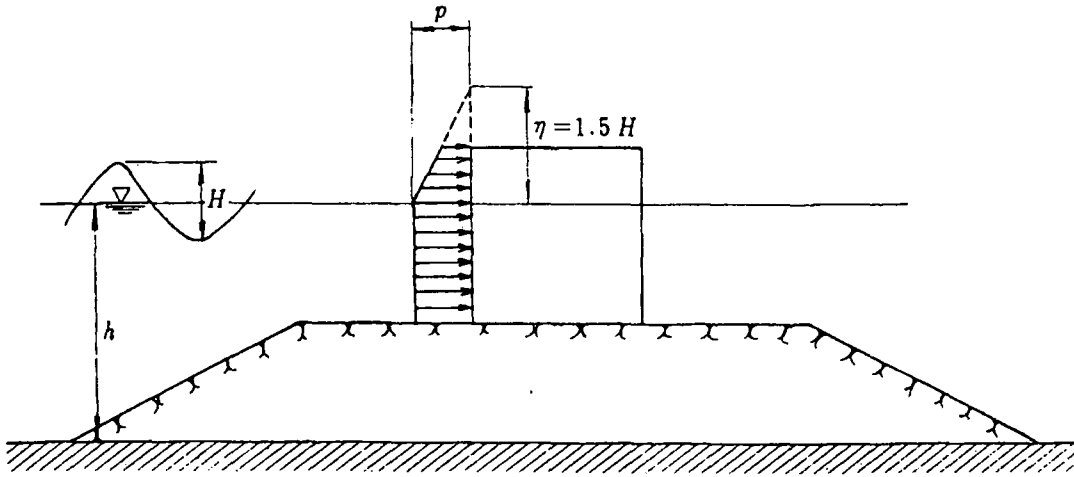
- (2) 지진해일시에 제체에 가하는 외력으로는 제체 내외의 수위 차에 의한 정수압과 지진해일에 의한 파력이 있다. 더구나 방파제 배후의 수위는 지진해일의 유입 유출에 따라서 반드시 정수면과 일치하지 않는다는 점에 유의할 필요가 있다.
- 지진해일에 의한 파력에 대하여는 해명되지 않은 부분이 많기 때문에 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 파력을 확인하는 것이 필요하다.
- (3) 좁은 항입구부에 지진해일이 내습한 경우 유속이 증대하고 수류의 와류가 발생하여 수중 기초사석부의 피복재의 안정성에 큰 영향을 미치는 일이 실험적 연구에 의하여 확인되고 있다. 또, 폭풍해일보다도 크다고 하는 지진해일의 소류력의 영향도 있다. 특히, 항구부에 대한 제체의 안정성 및 기초지반의 세굴방지를 도모하는 등 그 보강에는 주의가 필요하다.
- (4) 지진해일 방파제는 수심이 깊은 곳에 설치하는 경우가 많으며 이 경우에는 제체높이도 커지고 지진시의 안정이 특히 문제가 되므로 기초 사석부 재료의 비선형성을 고려한 지진응답 계산을 하여 내진성을 검토하는 것이 바람직하다. 더욱, 높이가 큰 구조물은 일반적으로 위로 갈수록 지진력이 커지므로 높이에 따라 진도를 변화시키는 방법도 있다. 또, 기초 사석부 사면의 지진시 안정에 대하여도 검토하는 것이 바람직하다.
- (5) 수심이 깊어짐에 따라서 기초부의 높이가 커질 수 있기 때문에 파력에 대한 기초사석부의 안정이나 기초 사면의 파랑에 의한 변형에 주의할 필요가 있다. 또, 기초사석부의 압축량이 커지므로 사석의 餘盛高 등에 배려할 필요가 있다.
- (6) 지진해일 방파제의 효과는 도해(2-1)과 같이 주기가 긴 저차의 진동에서 방파제가 있는 경우의 波高 增幅率 M (만내진폭/입사진폭)이 방파제가 없는 경우와 비교하여 크게 감소하여 지진해일 저감 효과를 발휘하고 있음을 알 수 있다. 이와 같이 지역특성에 따라 그 효과를 주기(주파수) 특성별로 해석하고 확인하는 과정이 필요하다.



도해(2-1) 지진해일 방파제의 효과(오후나도만의 경우)

[참고]

지진해일에 의한 파력에 대하여 단주기 파로부터 장주기파로의 천이과정(遷移過程)에서 파력의 변화를 기초 사석부의 높이에 따라 검토하고, 파력의 변화에 대한 주기효과를 검토할 필요가 있다. 주기가 극단적으로 길어지면 사석부 높이의 영향은 무시할 수 있게 되어 $\alpha_2 = 0$ 로 한 값 정도에 가까워지는 것 같다. 이 사실로부터 장주기파에 의한 파력은 제2편 6-4 지진해일와 같이 주어지는 경우도 있다. (도참(2-10) 참조)



도참(2-10) 장주기파의 파력

제 3 장 기타형식의 방파제

3-1 구조형식의 선정

본편 제2장 방파제에서 취급하고 있는 방파제 기본형식의 구조와 다른 방파제의 채용에 있어서는 설계 조건(파랑조건, 해수교환율, 소파의 필요성, 항내 정온도, 지반조건 등)에 따라 적절한 구조를 선정하여 적절한 설계법 또는 수리모형실험에 근거하여 설계한다.

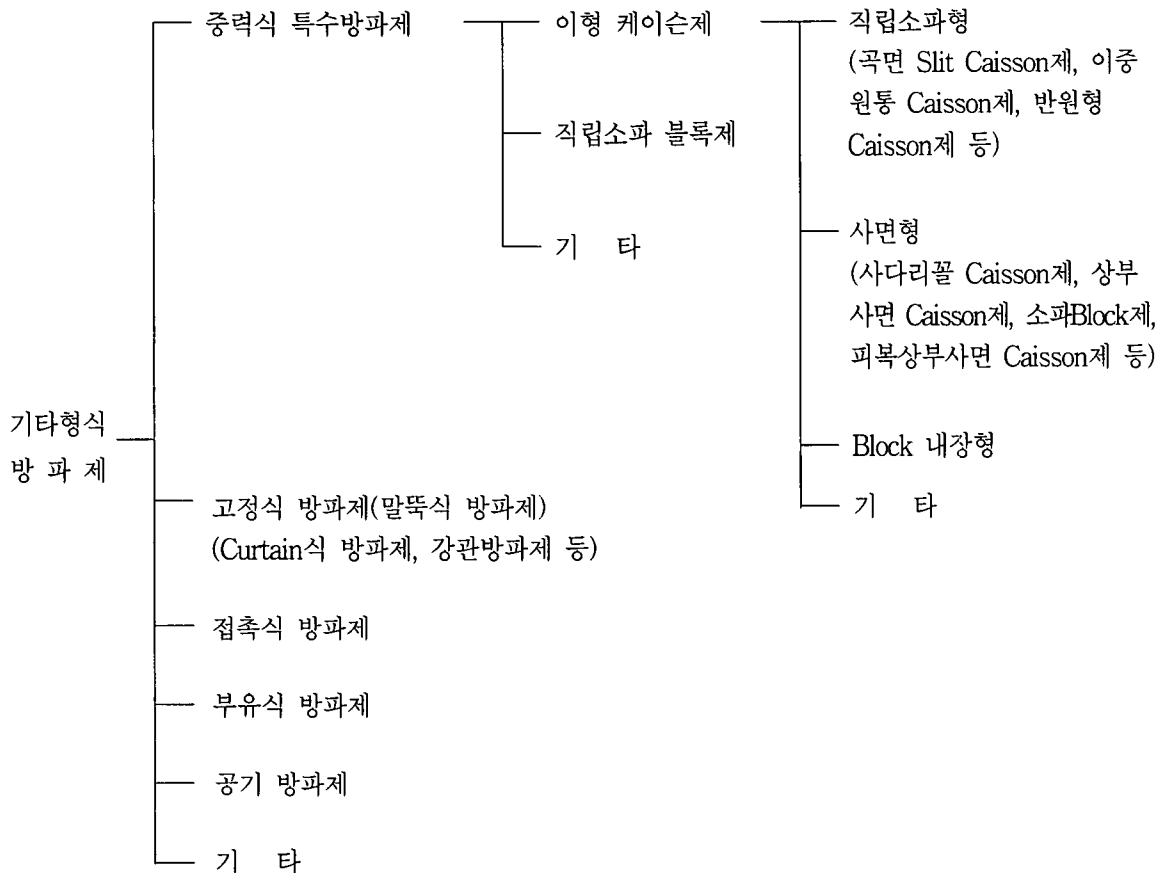
[해설]

- (1) 방파제의 구조형식에는 본편 제2장 방파제에서 다른 기본형식 이외에 형상, 기능, 재료 등에서 다양한 형식이 있다. 이들 형식의 대부분은 저반사성이나 통수성 등의 성능, 지반, 수심, 파랑 등의 자연조건, 일시적 사용 등 용도상의 목적에 따라 각 형식의 수리특성을 충분히 참고하여 적절한 형식의 것을 선정하여야 한다.

[참고]

- (1) 본 장에서 기술하는 기타 형식의 방파제는 본편 제2장 방파제에서 취급한 형식의 구조와 다른 특수한 방파제이다. 특수한 형식의 방파제의 명칭이나 분류는 목적에 따라 다양하나 다음과 같이 분류할 수 있다.
- ① 중력식 특수방파제는 파력에 대하여 중량으로 저항하는 형식이므로 주로 재래식 혼성제의 직립부를 소파성능이나 내파안정성 등의 면에서 개량한 구조물이다. 이들 각 형식에는 다시 통수성을 갖는 투과형과 그렇지 않은 불투과형이 있으나 불투과형이 많다. 반면에 중력식 이외의 방파제는 말뚝의 저항력, 점토지반 표면의 점착력, 계류삭의 장력등 중력이외의 저항력으로 지지하는 구조로서 일반적으로 통수성을 갖는 형식이 많다.
 - ② 중력식 특수방파제는 특수한 형상의 케이슨을 사용하는 이형 케이슨제와 특수한 블록을 연직으로 쌓은 직립소파 블록제로 대별된다. 이형 케이슨제는 다시 直立消波型, 사면형, 블록內藏型 등으로 분류된다. 直立消波 블록제는 다양한 구조형식을 가지고 있으나 일반적으로 항내 등 파랑환경이 험하지 않은 곳에서 쓰인다.
 - ③ 直立消波형 케이슨은 일반적으로 파랑환경이 잔잔한 곳에서 쓰여 왔으나, 이중 圓筒케이슨 등과 같이 대수심, 고파랑 지역으로 적용성을 확장할 수 있는 것이 있다.
 - ④ 중력식 이외의 방파제는 연약지반 등 특수한 환경조건이나 이용목적에 따라서 이점이 있는 경우에 사용한다. 고파랑 및 장주기파에 대한 파랑제어기능의 한계 등 성능의 한계가 있어 일반적으로 만내 또는 항내 등 파고가 비교적 작은 곳에서 적용할 수 있는 형식이다.
 - ⑤ 말뚝식 방파제는 말뚝의 저항력으로 파력에 저항하는 형식으로 curtain식 방파제나 강관방파제 등이 있다.
 - ⑥ 접촉식 방파제는 체체저면과 점토지반 표층의 점착력으로 수평파력에 저항하는 것으로, 저항력이 부족할 경우에는 말뚝 등 저항력을 부가시킬 수 있는 구조형상의 변형과 연계시켜 사용할 수 있다. 연약한 점토지반상에 방파제를 건설하기 위하여 개발된 것으로 지반개량이 불필요하므로 경제적이다.
 - ⑦ 부유식 방파제는 부유물체를 계류시켜 방파제로 하는 것으로 부체의 형상에 지배를 받으며, Pontoon형의 것이 지배적이나 다양한 형상과 변형을 통해 기능을 극대화 할 수 있다. 이상 기상시 분리되어 2차 재해를 일으키지 않도록 적절한 조치를 강구하여야 한다.

- ⑧ 공기방파제는 수중의 기포관으로부터 공기를 방출하여 파랑을 소멸시키는 것으로서 선박의 항행을 저해하지 않는 등의 특징이 있다. 주기가 짧은 파랑에는 효과가 있으나 다양한 파랑환경의 제어라는 면에서 한계가 있으나 환경제어 시스템과 연계한 장점을 응용할 수 있는 해역에서는 적용이 가능하다.



- (2) 이들 방파제는 그 적용조건이 한정된 것이 많으므로 해역의 환경 및 이용조건에 따라서 신중히 검토하여 적절한 형식의 것을 선정할 필요가 있다.
- (3) 종래의 기본형식과 다른 이들 방파제에 관하여는 파력, 파의 투과율, 반사율, 물의 투과성(해수교환율) 등의 수리특성이 아직까지 파악되지 않은 것도 있어 설계시에는 체계적인 해석 및 수리모형실험 등에 의한 검증이 있어야 한다.

3-2 중력식 특수 방파제

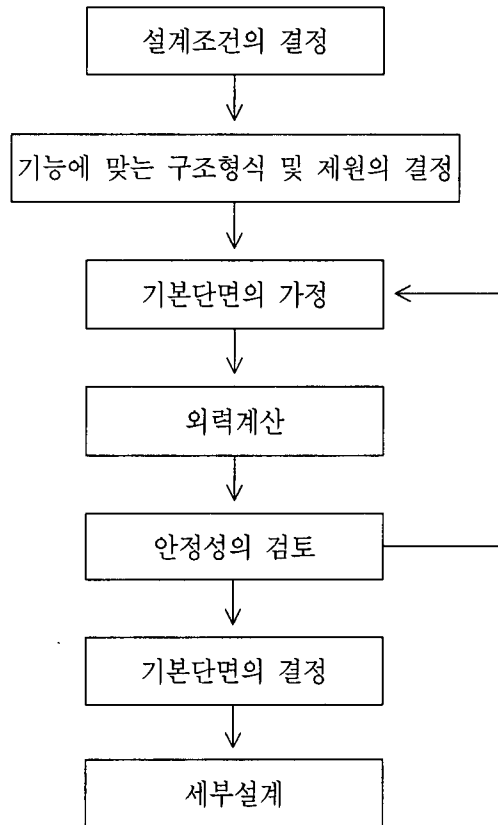
3-2-1 일 반

중력식 특수방파제의 설계에 있어서는 본편 제2장 방파제에 준하는 설계기준 외에 기능 및 형상을 검토하여 소요 구조제원을 적절히 설정한다.

[참고]

(1) 설계의 순서

중력식 특수방파제의 설계는 다음에 나타난 순서에 따라 행하는 것이 좋다(도참(3-1) 참조).



도참(3-1) 중력식 특수방파제의 설계순서

(2) 설계조건 결정

설계조건 결정은 본편 2-3 설계조건 결정에 준한다. 단, 소파기능을 가지는 형식의 방파제에서는 주 소파대상 파랑조건을 따로 결정할 수 있다. 즉 소파의 목적 및 파랑조건에 따라 안정성의 검토와 부재계산에 쓰이는 설계파 조건파는 별도로 정할 수 있다. 오히려 해역기능을 중시한 최대빈도파랑이나 설계파보다 작은 빈도파랑조건(정상파)의 파랑제어기능을 강조하는 경우가 많다.

(3) 기능에 맞는 구조제원의 결정

직립소파형 방파제에 있어서 반사파, 처오름 높이, 월파량 등을 고려한 최적의 파랑제어기능을 고려하여 목표로 하는 소파기능을 만족하고 안정성을 확보하는 구조제원을 결정하지 않으면 안 된다. 또, 이형 케이슨을 사용한 방파제에서는 그 형상의 특수성에 근거한 소요제원을 적절히 결정해야 한다. 특히, 전달율은 형식에 따라 다르므로 당해구조의 전달특성에 따른 마루높이를, 그리고 통수성을 갖는 경우에는 개구부의 제원을 적절히 결정할 필요가 있다.

(4) 기본단면의 설정

소파기능을 고려한 구조제원을 제외한 기본단면의 설정은 본편 2-5 기본단면의 설정에 준한다. 단, 종래의 기본형식 케이슨제의 경우 기초사석부와 파랑의 조건에 따라서 강력한 衝擊碎波力이 발생하는 일이 있으므로 충격쇄파파력의 발생을 피하도록 기초사석부의 형상을 결정할 필요가 있으나 투수성을 가지는 곡면

slit caisson이나 multicellular caisson 등과 같은 특수 케이슨제의 경우에는 그 필요성이 없는 것도 있다.

(5) 외력계산

외력의 계산은 본편 2-6 외력계산에 준한다. 단, 파력은 구조형식에 따라서 현저하게 다르므로 당해구조 형식에 따른 적절한 계산식 또는 조건에 대한 수리모형실험에 의하지 않으면 안 된다. 특히, 다양한 부재로 구성된 구조물에 있어서는 직립부 전체의 안정성 검토에 쓰이는 파력 이외에 부재에 작용하는 파력에 대하여도 충분히 검토할 필요가 있다. 특히 상판을 불투과성 구조물로 설치할 경우에는 유수실내의 복합적인 파동 및 파랑과 공기압과의 상호작용에 의한 파랑제어기능의 변화 및 상판에 미치는 파력의 변화를 실험적으로 검토할 필요가 있다.

(6) 안정성의 검토

안정성검토는 본편 2-7 안정계산에 준한다.

(7) 부재계산

부재계산은 구조형식의 특수성에 맞게 제5편 프리캐스트 콘크리트 부재나 제7편 외곽시설 제2장 방파제 및 제3장 기타형식의 방파제의 내용을 준용하여 계산한다.

3-2-2 직립소파 블록제

[1] 일 반

직립소파 블록제는 소파성능 등을 충분히 조사하여 적절한 블록을 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계한다.

[해 설]

- (1) 직립소파 블록제는 소파기능을 가진 특수블록(직립소파블록)을 직접 쌓아올린 블록식 직립제 또는 혼성제이다. 직립소파 블록은 다양한 구조형식이 개발되어 있으므로 그 소파성능 등을 충분히 조사하여 적절한 블록을 선정할 필요가 있다.
- (2) 직립소파 블록의 반사율은 파랑의 주기에 따라 크게 다르므로 그 영향을 충분히 고려하여야 한다. 반사율의 결정에 있어서는 현지 조건을 고려한 수리모형실험에 의하는 것이 바람직하나, 기왕의 실험에 의한 값을 참고로 하여 정할 수 있다.
- (3) 직립소파 블록제는 일체구조인 대형블록을 제외하고 일반적으로 파고가 비교적 작은 내만 또는 항내에서의 방파제로서 쓰이고 있다.

[2] 마루높이

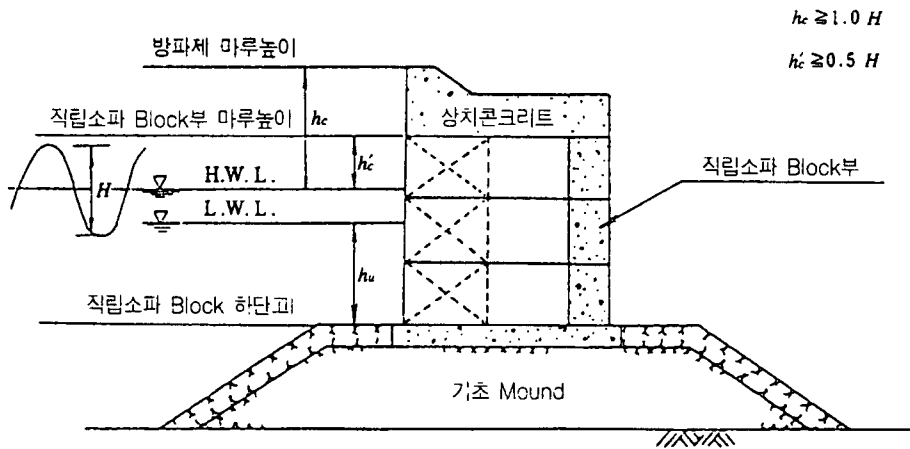
직립소파 블록식 방파제의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제를 참고하여 기능을 만족시키는 높이 및 소파부의 높이를 고려하여 정한다. 소파부의 마루높이는 소파효과를 고려하여 결정한다.

[해 설]

- (1) 직립소파 블록제는 혼성제에 비하여 월파 및 전달파는 적으나 소파 블록 피복제보다는 크게 나타난다. 마루높이는 이들 특성과 배후의 이용조건을 충분히 고려하여 결정한다. 또, 마루높이를 결정할 때는 상부 콘크리트의 시공상 필요한 두께를 확보할 수 있도록 한다.

[참고]

- (1) 직립소파 블록제의 소파효과는 직립소파 블록부의 마루 및 하단의 높이에 따라 변화한다.
- (2) 마루높이(h_c')에 대하여는 적어도 삭망평균만조위상 설계유위과의 0.5배 이상으로 한다. 또, 하단고(h_u)에 대하여는 삭망평균 간조위하 설계유위과의 2배 이상의 깊이로 하는 것이 바람직하다(도참(3-2) 참조).



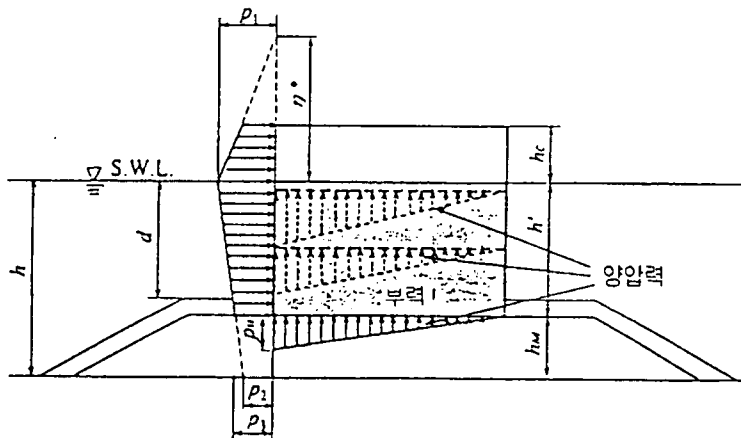
도참(3-2) 직립소파 Block식 방파제 마루높이

[3] 파 력

직립소파 블록제에 작용하는 파력은 제2편 5-2-8 직립소파 케이슨에 작용하는 파력에 준한다.

[참고]

- (1) 직립소파 블록제에 작용하는 파력은 도참(3-3)과 같이 보며 부력을 고려한다. 직립소파 블록 각단 및 상부 공에 작용하는 양압력은 제체전면에서 양압력 산정위치에서의 파압과 같은 강도를 갖고 제체후단에서 0이 되도록 삼각형 분포로 한다.



도참(3-3) 안전성의 검토에 사용하는 파압분포

- (2) 입사파의 입사각에 의한 파압강도 변화에 대하여는 특별히 실험으로 확인되지 않는 한 고려하지 않는다.
단 입사각에 의한 파랑제어효과의 변화, 연파 등 특수한 파랑환경의 발생가능성이 우려되는 경우에는 이들 특성에 대한 해석과 안정성에 대한 영향을 검토하고 대책을 수립하는 것을 권장한다.

3-2-3 소파 케이슨(Caisson)제

[1] 一般

消波 케이슨제는 消波성능 등을 충분히 검토하여 적절한 구조형식을 선정하고, 수리모형실험 등에 의한 검증을 거쳐 설계하는 것이 바람직하다.

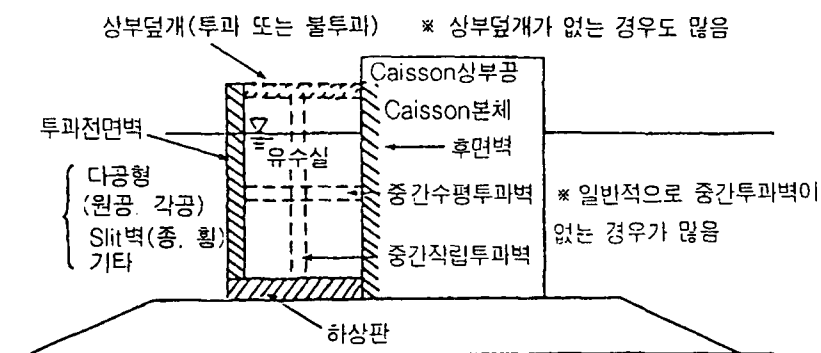
[해설]

消波 케이슨제는 적절한 구조형식을 선정하여 설치하였을 때, 기본형식의 직립제에 비하여 다음의 특징을 갖는다.

- (1) 반사파를 저감시킬 수 있다.
- (2) 월파에 의한 전달파를 저감시킬 수 있다.
- (3) 파력을 저감시킬 수 있다. 특히, 높은 기초사석부를 가지는 케이슨제에서는 큰 충격쇄파력이 작용하는 경우라도 소파 케이슨제에서는 충격적 쇄파파력을 발견하기 어렵다. 이 외에도 기포의 혼입을 촉진하고 해수의 曝氣 機能을 가지며 遊水室이 魚礁기능 등 친환경적 효과를 가지는 등의 부차적 장점도 있다.

[참고]

- (1) 소파 케이슨은 전면부에 투과벽과 유수실을 갖고 이것에 의하여 소파효과를 발휘하는 구조형식을 말한다. 도참(3-4)는 소파 케이슨의 구조요소를 보여주는 것이나 각 요소의 형상, 조합에 따라서 縱 Slit Caisson, 橫 Slit Caisson, 曲面 Slit Caisson, 多孔式 Caisson 등 다양한 구조형식을 생각할 수 있다. 消波 Caisson의 구조형식의 선정에 있어서는 각 구조의 消波성능, 내파성 등의 특성을 체계적으로 검토한 후 설계조건, 이용조건, 경제성 등을 고려하여 적절한 구조를 선정할 필요가 있다.



도참(3-4) 직립소파 Caisson의 구조요소

- (2) 다양한 소파 케이슨제의 구조형식 및 수리특징을 고려하여 해역의 파랑제어 목적에 부합하는 최적의 형상을 채택할 수 있으나, 극한조건 등에 대한 체계적 해석과 수리모형실험을 통한 검증을 권장한다.

[2] 소파대상 파랑조건의 결정

소파 Caisson의 설계시에 소파의 목적 및 파랑조건에 따라서 소파의 주된 대상이 되는 파의 조건을 안정성의 검토 또는 부재계산에 사용하는 설계파와는 별도로 정할 수 있다.

[해설]

소파 Caisson은 일반적으로 반사파 저감을 목적으로 채용하는 경우가 많으나 그 소파의 목적을 분명히 하여 거기에 따라서 소파대상 파의 조건 및 목표반사율을 결정하여야 한다. 특히 소파 Caisson의 반사율은 파의 주기에 의하여 현저하게 변화하므로 소파대상 파의 조건을 결정할 필요가 있다.

[3] 소파부 제원의 결정

투과 벽과 遊水室로 이루어지는 소파부의 구조 및 제원은 당해 구조의 소파특성 조위 변화 등을 고려하여 소파 대상파의 반사율이 목표반사율 이하가 되도록 적절히 정한다.

[해설]

- (1) 소파부의 구조 및 제원은 소파성능 외에 월파, 전달파나 파력에도 관계가 있으므로 이들 특성도 고려하여 결정할 필요가 있다.
- (2) 소파 케이슨의 반사율은 파랑, 조위, 수심 외에 전면 투과벽의 구조, 유수실의 폭, 유수실 상부덮개 유무와 그 높이 및 기초사석부의 높이 등에 의하여 변화하므로 소파대상파의 반사율이 목표반사율 이하가 되도록 적절히 소파부의 구조제원을 결정하여야 한다. 파랑제어기능면에서 보면 유수실의 높이는 충분히 높게 하거나 개방성을 확보해두는 것이 좋다

[4] 안정성의 검토에 쓰이는 파력

안정성의 검토에 사용할 파력은 제2편 5.2.8 직립소파 케이슨에 작용하는 파력에 따른다.

[5] 부재계산에 사용하는 파력

부재계산에 사용할 파력은 각 부재에 작용 가능한 외력특성 중 가장 불리한 것을 사용한다.

[해설]

소파 Caisson의 부재에 작용하는 파력에 대하여는 제2편 5-2-8 직립消波 Caisson에 작용하는 파력이외에 제5편 4-2 부재에 작용하는 외력을 참조하여 적용한다.

3-2-4 상부사면 케이슨(Caisson)제

[1] 一般

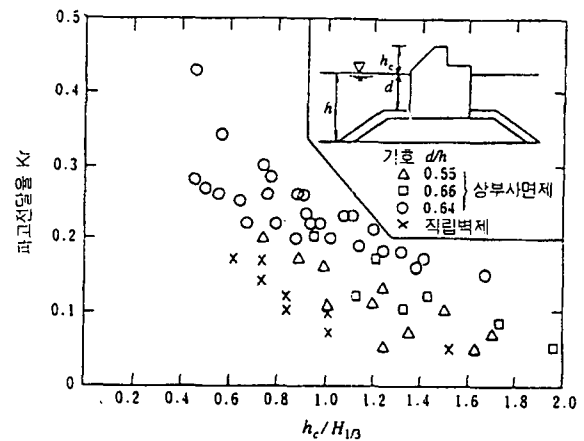
상부사면 케이슨제는 파랑의 전달특성등을 충분히 조사하여 적절한 형식을 선정하며 필요에 따라서 수리모형실험을 통하여 검증하면서 설계하는 것이 바람직하다.

[해설]

상부사면 케이슨제는 수평파력을 저감하는 동시에 사면벽에 작용하는 파력을 제체의 안정에 이용할 수 있는 방파제 구조형식이다. 기본형식의 직립제와 비교하여 전달파고가 커지므로 항내정온도 등을 고려하여 마루높이를 결정한다.

[참고]

- (1) 상부사면 케이슨제에 있어서 사면벽의 경사를 급하게 하면 항내전달파는 상대적으로 저감하는 효과가 있지만 역으로 파압이 커져서 사면제로서의 효과가 감소된다. 전달율의 변화 양상, 파압감쇄효과, 시공성 등으로 보아 사면경사는 45°로 하는 것이 좋다. 그 이외의 구조세목은 본편 2-8 구조세목에 따른다.
- (2) 상부사면케이슨제의 전달파고는 도참(3-5)에서 보는바와 같이 마루높이가 같은 직립제의 2배 정도가 되며 마루높이를 설계유입파 $H_{1/3}$ 과 같게 하면 직립제의 마루높이가 설계유입파고의 0.6배인 경우와 같은 정도로 전달파고를 억제할 수가 있다.
- (3) 상부사면 케이슨제에서는 정수면에서부터 사면으로 하는 것이 일반적이나 사면하단이 정수면 보다 밑에 있는 반잠수형으로 하면 파력을 더욱 저감시킬 수 있다. 조차 등이 큰 해역에서는 이 기준면의 설정에 주의할 필요가 있다.
- (4) 케이슨 전면의 직립부 영역을 소파 Block으로 피복한 소파 Block 피복 상부사면제에서는 반사파를 저감시킬 뿐 아니라 전체의 안정성도 통상의 상부사면제보다 우수하다. 단, 소파블록의 마루높이에 따라서는 충격 쇄파압의 발생으로 이어지는 경우도 있다. 또, 소파블록이 정수면까지만 있으므로 블록의 안정성을 확보하기 위하여 특히 주의할 필요가 있다.



도참(3-5) 파고전달율과 상대마루높이

[2] 波力

波力은 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 의하여 결정한다.

[참고]

- (1) 上部斜面 Caisson제에 작용하는 파력은 원칙적으로 수리모형 실험에 의하여 정하도록 하지만 그렇게 하기가 곤란한 경우에는 아래와 같이 계산하여 준용할 수도 있다. (도참(2-6) 참조)

$$F_X = F_{SH} + F_V = \lambda_{SL}' F_1 \sin^2 \alpha + \lambda_V F_2 \quad (\text{참3-1})$$

$$F_Z = -F_{SV} + F_U = -\lambda_{SL}' F_1 \sin \alpha \cos \alpha + 0.5 P_u \cdot B \quad (\text{참3-2})$$

$$\lambda_{SL}' = \min [\max \{ 1.0, -23 (H/L) / \tan^2 \alpha + 0.46 / \tan^2 \alpha + 1 / \sin^2 \alpha \}, 1 / \sin^2 \alpha] \quad (\text{참3-3})$$

$$\lambda_V = \min [1.0, \max \{ 1.1, 1.1 + 11d_c / L \} - 5.0 (H/L)] \quad (\text{참3-4})$$

여기서,

F_X : 상부사면체에 작용하는 전수평과력(kN/m)

F_Z : 상부사면체에 작용하는 전연직과력(kN/m)

F_{SH} : 상부사면체의 사면부에 작용하는 과력의 수평성분(kN/m)

F_{SV} : 상부사면체의 사면부에 작용하는 과력의 연직성분(상향을+로 함)

F_V : 상부사면체의 직립부에 작용하는 과력(kN/m)

F_U : 상부사면체의 저면에 작용하는 양압력(kN/m)

F_1 : 고다(合田)식으로 계산한 직립벽에 작용하는 수평과력중 상부사면체의 사면부에 대응하는 성분(kN/m)

F_2 : 고다(合田)식으로 계산한 직립벽에 작용하는 수평과력중 상부사면체의 직립부에 대응하는 성분(kN/m)

λ_{SL}' : 사면부에 작용하는 과력의 보정계수

λ_V : 직립부에 작용하는 과력의 보정계수

α : 사면부의 경사(°)

P_U : 식으로 계산한 통상 Caisson의 Toe에서의 양압력(kN/m')

B : 상부사면체의 Caisson폭(m)

H : 파고(m)

L : 파장(m)

d_c : 정수면으로부터 사면하단까지의 높이(정수면보다 위에 있을 경우는 +로 함)(m)

λ_{SL}' 은 이하의 3개의 영역으로 정의된다.

① H/L 가 비교적 적을 때

$$\lambda_{SL}' = \sin^{-2} \alpha, \text{ 즉, } F_{SH} = F_1, F_{SV} = F_1 \tan^{-1} \alpha$$

② H/L 가 클 때

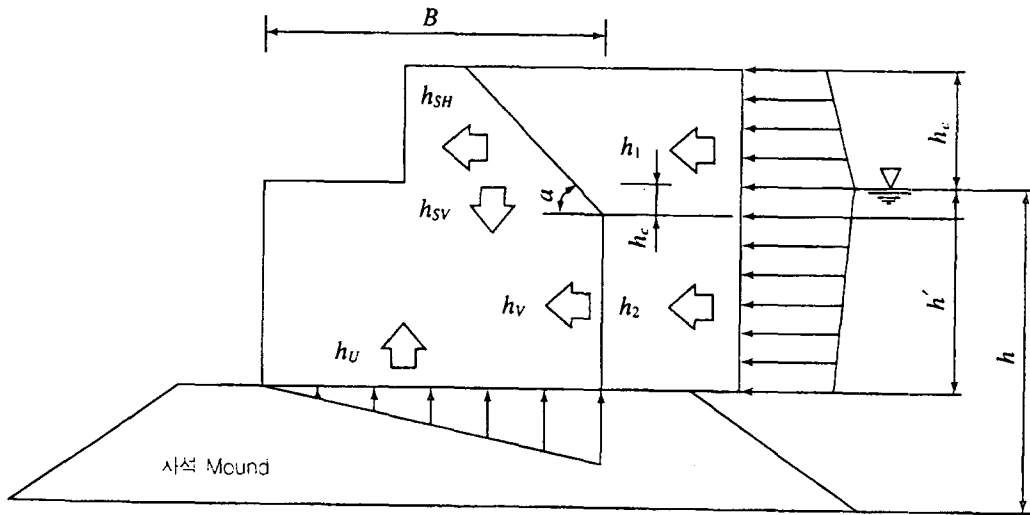
$$\lambda_{SL}' = 1.0, \text{ 즉, } F_{SH} = F_1, F_{SV} = F_1 \sin \alpha \cos \alpha$$

③ H/L 가 ①과 ②의 중간일 때

H/L 가 커질수록, λ_{SH}' 는 감소한다.

또, λ_V 에 대하여는 H/L 가 비교적 작을 때는 $\lambda_V = 1.0$ 이며 H/L 가 커지면 λ_V 는 감소한다.

단, 이 과력계산법은 외해에 면한 비교적 수심이 깊고 설계파주기가 긴 경우를 대상으로 한 것임을 주의할 필요가 있다. 더구나 이 계산법이 제안되기 이전에는 간편법으로서 $\lambda'_{SL} = \lambda_V = 1.0$ 으로 하여 계산하였다. 이 경우 H/L 가 비교적 적은 경우이외에는 약간 안전측의 값이 된다.



도참(3-6) 상부사면 Caisson제에 작용하는 파력

3-3 중력식 이외의 구조형식의 방파제

중력식 방파제 이외의 구조형식의 방파제에 대하여는 그 구조의 특성에 따라 본편 제2장 방파제 및 본편 3.2 중력식 특수 방파제의 규정 또는 기타 구조의 안정에 관한 규정에 준하여 적절한 안정성을 확보하도록 한다. 단, 특수한 구조 형식에 있어서는 수리모형실험 또는 구조물의 특성을 감안한 적절한 해석법에 의하여 구조의 안정성을 확보하도록 한다.

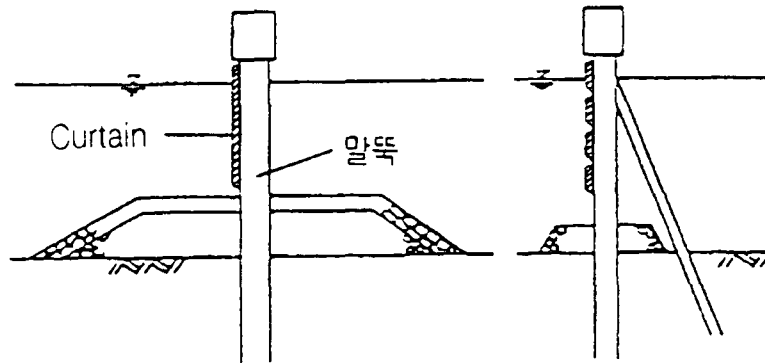
3-3-1 커튼(Curtain)식 방파제

[1] 일반

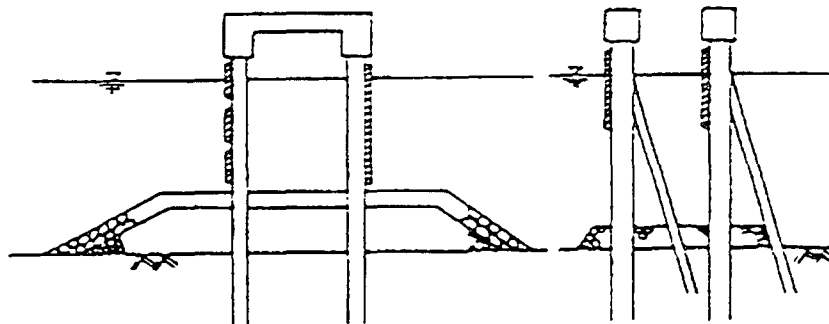
Curtain식 방파제는 반사률, 투과율 등을 고려하여 적절한 구조를 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계하는 것이 바람직하다.

[해설]

- (1) Curtain식 방파제는 투과성인 말뚝식 구조물로서 내항 등의 비교적 파고가 적은 수역 또는 해저지반이 연약한 장소 등의 방파제로 개발된 것이다. 이 형식의 방파제는 파의 진행방향에 대하여 콘크리트판 등 일종의 커튼을 어떻게 배치하느냐에 따라 단일 커튼식 및 2중 커튼식 등으로 대별된다(도해(3-1)). 또한 커튼에 설치하는 Slit의 형상에 따라 다양한 형식을 가질 수 있다. 커튼식 방파제로부터 커튼부를 없애고 말뚝만으로 파를 막는 방파제를 鋼管防波堤라 부르고 있으며 이들의 설계에도 커튼식 방파제의 개념이 준용된다.



(a) 단일 Curtain식 방파제



(b) 2중 Curtain식 방파제

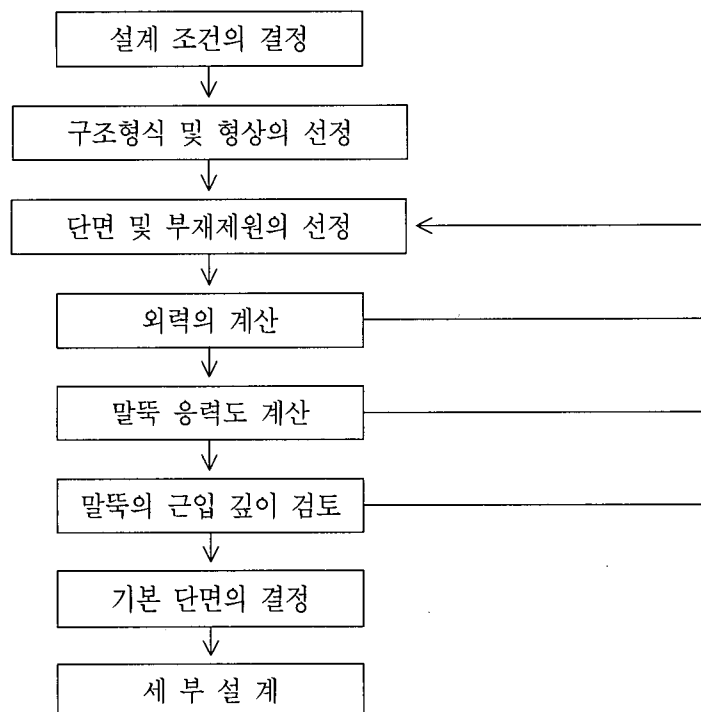
도해(3-1) Curtain식 방파제의 분류

- (2) Curtain식 방파제는 다음과 같은 특징이 있다.
 - ① 反射率은 消波Block 피복제와 같은 정도 이하로 저감할 수가 있다.
 - ② Curtain에 설치하는 slit 또는 curtain下端과 해저간의 간격을 통하여 潮汐 및 파랑에 의한 해수교환을 기대할 수 있다.
 - ③ 말뚝의 타설, Curtain 설치용 鐵物의 부착, Curtain의 설치 등 현장에서의 공사가 많고, 상당한 시공 정확도를 요구한다.
 - ④ 단일 및 2중 방파제를 비교하면 2중 방파제는 전후의 curtain사이에서 파랑에너지감쇄효과가 기대되므로 단일 방파제보다 반사파 및 전달파를 저감시킬 수 있다.
 - ⑤ 커튼 벽의 밑을 통과하는 수류의 유속이 상당히 빨라지므로 적당한 세굴방지공을 고려해야 하는 경우가 있다.
- (3) 강관 방파제는 강 말뚝 또는 강 널말뚝을 사용한 방파제로서 경량구조이므로 연약지반을 가지는 비교적 파고가 작은 장소에 적당하다.
- (4) 커튼식 방파제의 설계조건은 본편 2-3 설계조건의 결정에 준하여 결정한다. 단, 커튼식 방파제의 반사율, 투과율은 파형경사 등에 따라 변화하므로 이들을 검토함에 있어서는 일반적으로 항만의 이용에 지장을 주리라고 예상되는 비교적 빈도가 높은 파랑을 검토대상으로 하면 된다.

- (5) 커튼식 방파제의 구조형식 및 형상은 당해 방파제가 설치되는 해역의 해상조건, 당해 방파제에 요청되는 반사율, 투과율 등의 목표치 및 각 구조형식별 시공성 등을 감안하여 결정한다.
- (6) 커튼식 방파제의 마루높이, 하단의 깊이, Slit의 크기 및 커튼간의 간격 등의 단면설정에 있어서는 조건에 부합하는 모형실험에 의하여 정하는 것이 바람직하다. 커튼 및 말뚝 등의 部材諸元은 범선방향의 말뚝 간격 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참고]

- (1) 커튼식 방파제의 설계는 다음의 순서로 하는 것이 좋다.(도참(3-7) 참조)

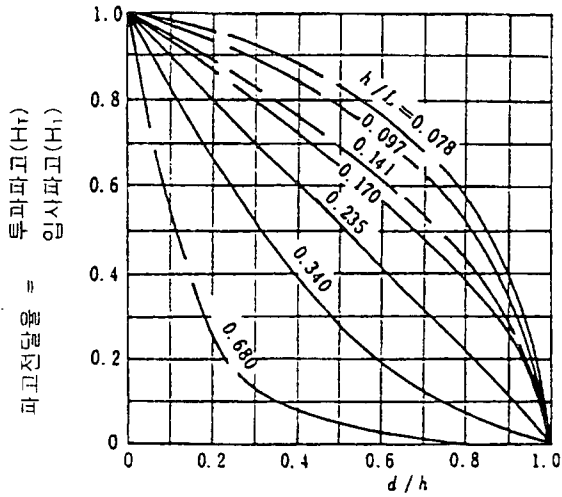


도참(3-7) Curtain 방파제의 설계순서

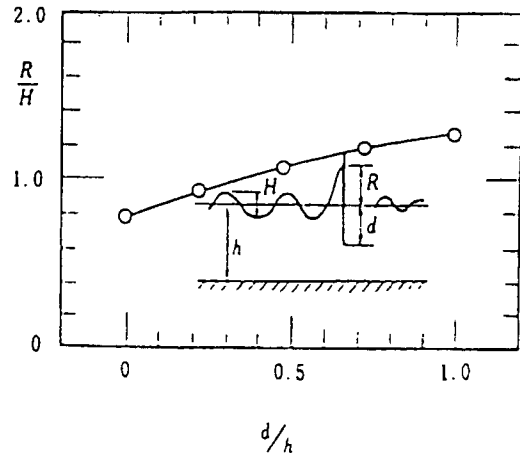
- (2) Curtain식 방파제에 관한 모형실험에 의하면 커튼하단의 깊이는 파고 전달율이 결정되면 도참(3-8)과 같은 기본특성을 고려하여 초기 설계치를 구하고 또, Curtain의 마루높이는 도참(3-9)에 의하여 구할 수 있다고 한다. 단, 도참(3-9)의 마루높이는 $d/h = 1.0$ 에서 $R/H = 1.25$ 가 되도록 수정한 것이며 완전히 유효를 방지할 수 있는 마루를 나타내고 있지 않다.

또한, 그림 중에서 d 는 커튼 하단의 깊이, h 는 수심, L 은 파장, R 은 커튼의 마루높이, H 는 파고이다. 다시 단일커튼에 의한 파랑의 반사율은 도참(3-10)에 나타난 기본 특성을 고려하여 검토할 수 있다.

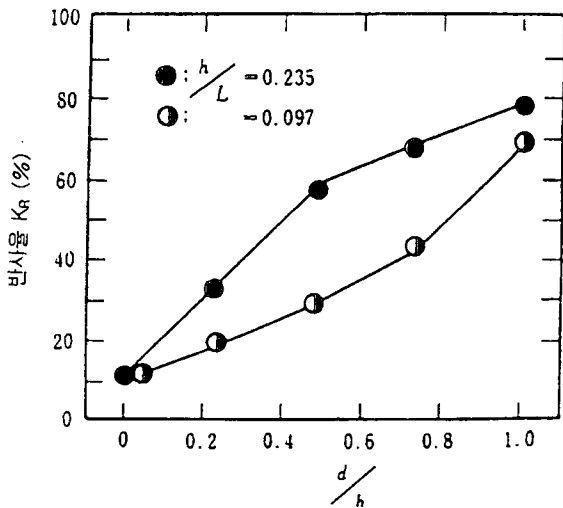
- (3) 강관 방파제에서는 강관의 간격은 넓혀 타입하면 투과식 방파제가 된다. 동형식의 방파제에 의한 파랑의 투과율 Y_T 와 말뚝간격의 관계는 도참(3-11)과 같다. 또, 파력에 의한 모멘트는 말뚝간격이 넓을수록 감소하지만 그 효과가 있는 것은 말뚝의 간격 $b/D = 0.1$ 정도까지이다. 또한, 이 형식의 방파제는 말뚝간의 지반의 세굴에 유의하여야 한다.



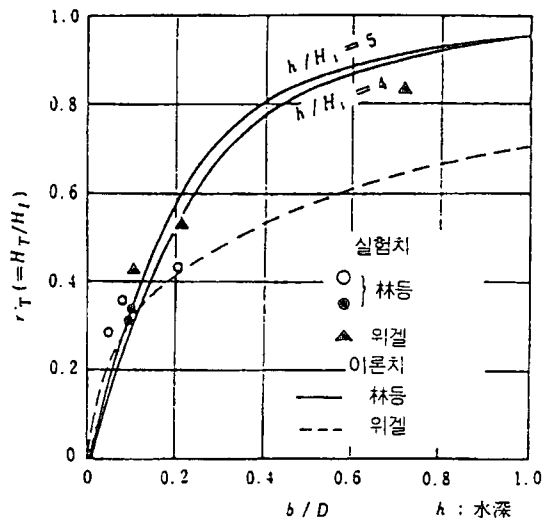
도참(3-8) 波高전달율과 d/h의 관계 (단일 Curtain)



도참(3-9) 마루높이 산정곡선 (단일 Curtain)



도참(3-10) 반사율과 d/h의 관계 (단일 Curtain)



도참(3-11) 투과율과 말뚝간격의 관계

[2] 파 력

커튼식 방파제에 작용하는 파력은 단일 커튼식 또는 2중 커튼식 등에 따라, 그리고 slit의 형상 및 크기에 따라 변화하므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 근거를 두고 산정한다.

[해설]

커튼식 방파제는 커튼부의 Slit 또는 전후 커튼간의 유수부에서 소파하는 작용을 하므로 그 형상 및 내습파랑의 특성에 따라서 커튼부에 작용하는 파력도 달라진다. 설계시에는 이러한 특성을 반영할 수 있는 수치해석법이나 수리모형실험으로 수리특성과 파력특성 등을 확인할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 단일 Curtain식 방파제에 작용하는 파력에 대하여 다음의 산정법을 편의적으로 사용할 수 있다. 즉, Curtain에 작용하는 파력은 제2편 5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력에 나타난 파압분포로부터 Curtain하단 밑에 작용하고 있는 파압분포를 뺀 것을 초기 설계치로 사용할 수 있다.
- (2) 연속 강관 방파제에 작용하는 파력은 제2편 5-2-2 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력 또는 원주에 작용하는 파력계산법에 따라 초기설계용의 파력을 계산할 수 있다. 단, 연속강관 방파제를 쇄파영역에 사용하는 것은 피하는 것이 좋다.

[3] 말뚝의 설계

Curtain식 방파제의 말뚝의 응력도의 계산은 제8편 4-1-5 말뚝의 설계에 준한다. 또, Curtain식 방파제의 말뚝의 근입장은 제4편 제4장 말뚝기초에 의하여 계산한다.

[해설]

- (1) 말뚝의 응력도 계산시 말뚝구조가 자립식의 경우에는 두부 자유 말뚝으로 하고, Group File 형식 또는 전후의 말뚝 두부가 상부공으로 剛結된 경우는 말뚝이 해저면으로부터 $1/\beta$ 매입된 점을 固定點으로 한 두부고정 라멘구조로 하여 Bending Moment 및 전단력을 계산할 수 있다. β 의 산정은 제8편 4-1-5(3) 말뚝의 가상고정점에 따른다.
- (2) 말뚝의 근입장은 파압시의 橫抵抗을 충분히 확보할 수 있는 길이로 하고 또 압입력(押込力) 및 인발력(引拔力)에 대하여도 충분한 지지력을 갖는 길이로 한다.
- (3) 제체의 주체를 이루는 말뚝의 지지력 및 재료의 허용응력도에 대하여는 방파제가 설치되는 수역의 해상 조건, 구조물의 중요도를 감안하여 상시, 이상시 별로 적절히 정한다.
- (4) Curtain식 방파제의 구조세목은 본편 2-8 구조세목에 준한다.
- (5) 콘크리트제 Curtain 부재 계산은 제5편 제 5장 Hybrid Caisson에 준한다.
또 방파제 상부공의 세부설계는 제8편 4-1-8 세부설계에 준한다.

3-3-2 부유식 방파제

[1] 일반

부유식 부유물체는 소파 효과, 안정성 등을 고려하여 적절한 구조 형식을 선정하고 필요에 따라 수리모형실험이나 이론적 해석 등을 행하여 설계하는 것이 바람직하다.

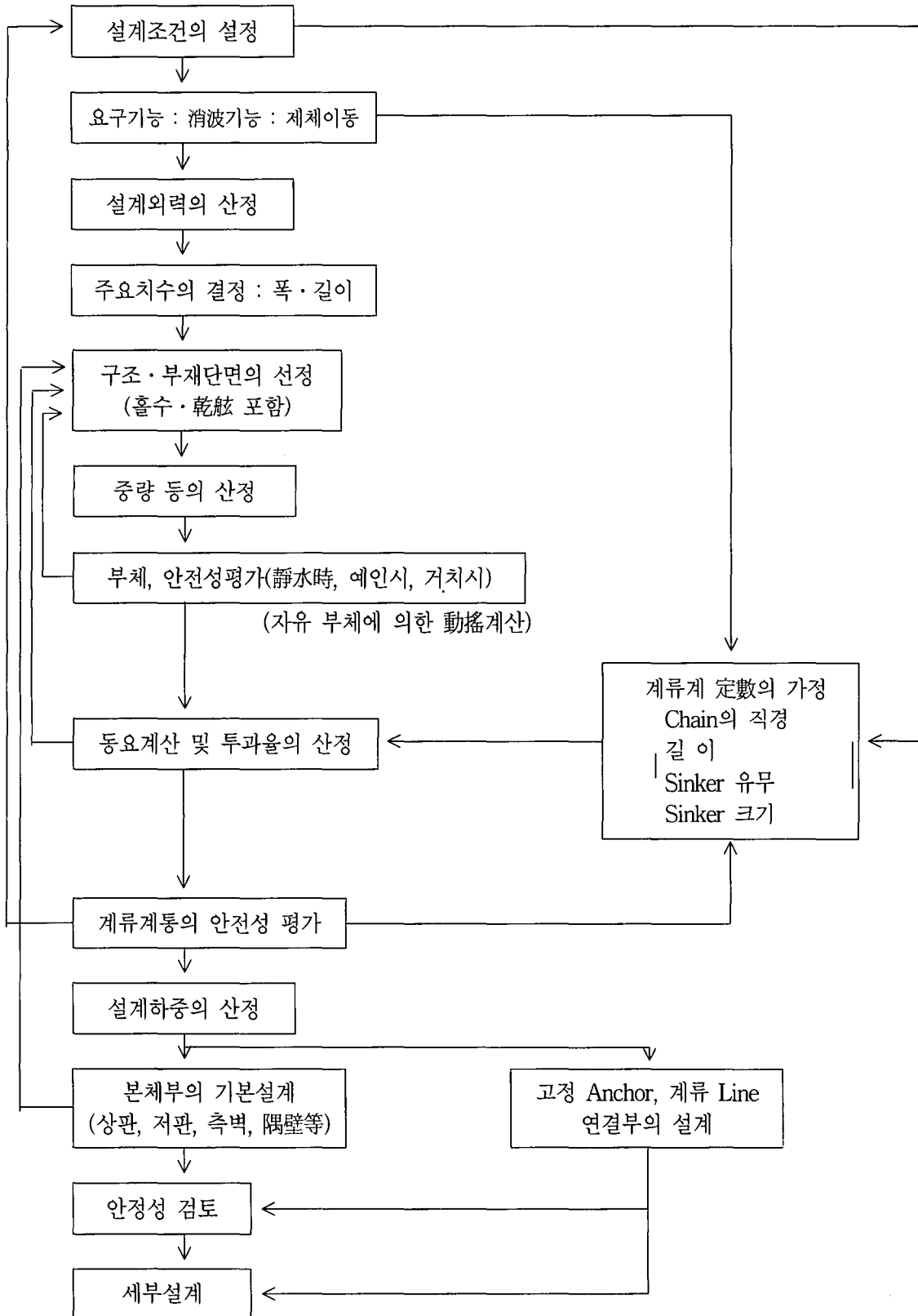
[해설]

- (1) 부유식 방파제는 부유물체를 배치하여 파랑을 막는 구조형식으로 해수나 표사의 움직임을 방해하지 않고 조차나 지반상태에 영향을 받지 않으며 이동 가능한 이점 등이 있으나 상당한 轉達波가 생기며, 입사파의 특성에 따라 그 효과가 현저히 다르고 耐波力에 한계가 있어 파랑환경이 비교적 험하지 않은 곳에서 유용한 형식이라 수 있으며 충격적인 반복하중에 대한 계류시스템의 역학적 특성이 충분히 해명되어있지 않는 등의 문제가 있다. 또, 계류삭이 절단되면 부체가 표류하며 2차적 재해를 일으킬 우려가 있다.

- (2) 부유식 방파제의 배치 및 구조형상은 소정의 정온도가 얻어지도록 설정한다. 이를 위하여 수리모형실험 등을 행하여 투과율의 특성을 검토하는 것이 바람직하다. 또한, 2차원 矩形 浮體動搖의 近似 計算法이나 自由浮體에 관한 이론 등 확립된 이론적 해석법을 병용할 수 있으나 구조형상이 변화하는데 따른 검증실험이 동반되어야 한다.
- (3) 부유식 防波堤의 형상은 다양하며 그 재료로는 철근 콘크리트 Prestressed Concrete, 강재, FRP 등이 있다. 또, 부체의 배치 방법도 직렬배치와 2열 배치 등의 기본형태와 다양한 변형이 있을 수 있다.

[참고]

부 방파제의 설계는 다음 순서에 따라 하는 것이 좋다. (도참(3-12) 참조)



도참(3-12) 부유식 방파제의 설계순서

[2] 설계조건외 결정

부유식 방파제의 설계에 있어서는 다음 주요항목을 고려한다.

- (1) 부유식방파제의 기능에 관한 항목
 - ① 소파의 대상 파랑(파고, 주기, 파향)
 - ② 조위 및 수심
 - ③ 요구되는 정온도
- (2) 부유식 방파제의 안전성에 관한 항목
 - ① 설계 파랑(파고, 주기, 파향)
 - ② 조위 및 수심
 - ③ 해수유동(유속, 유향)
 - ④ 바람(풍속, 풍향)
 - ⑤ 지반조건
 - ⑥ 허용 이동량
 - ⑦ 기타(선박의 충돌 등)
- (3) 설계외력
설계에 사용할 외력은 제2편 제8장 부체에 작용하는 외력과 동요에 따른다.

[3] 계류계통의 설계

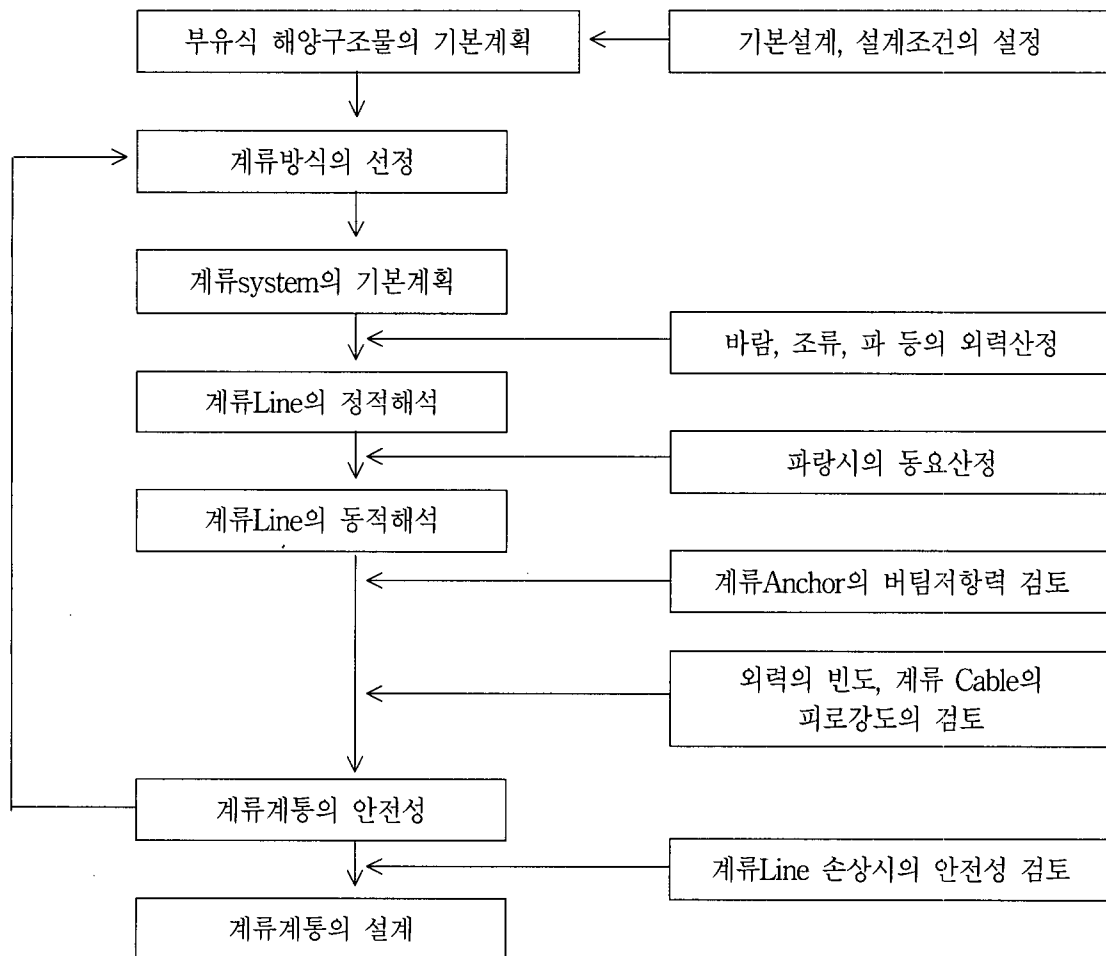
계류계통의 설계는 제2편 8-3 부체의 동요 및 계류력을 참조하여 안전성을 검토한다.

[해설]

- (1) 계류계통의 설계는,
 - ① 계류방식, Line 길이 등 계류계통에 관한 제 조건을 가정하므로써 정적, 동적 해석을 거쳐 계류Line 및 고정 Sinker에 작용하는 장력을 구하는 단계.
 - ② 상기 ①에서 구한 장력 등을 기초로 실제의 계류Line 및 고정Sinker의 상세설계를 하고 그 안전성을 확인하는 단계 등의 2단계로 구분할 수가 있다.
- (2) 계류방식의 선정에 있어서는 계류시스템에 작용하는 힘, 수심, 조위차, 해저조건, 파랑, 토질조건, 계류Line의 길이 등을 고려하여 선정한다.
- (3) 계류Anchor의 설계에 있어서는 계류Anchor에 작용하는 수평력, 수직력에 대하여 계류Anchor의 수평 및 수직저항력이 크게 되도록 설계한다.

[참고]

- (1) 계류System 의 기본설계 Flow를 다음에 나타낸다(도참(3-13) 참조).



도참(3-13) 계류 System의 기본설계 Flow

(2) 계류Line의 동적해석은 부체의 동요에 의하여 생기는 變動張力 및 變動變位를 구하는 것을 말하며, 크게 나누어 다음 2가지 방법으로 분류된다.

- ① 靜的繫留 特性을 사용하여 해석하는 방법
- ② 계류Line의 動的應答 特性을 고려하여 해석하는 방법

(3) 계류Anchor에 작용하는 힘에 대하여는 제8편 9-4-4 繫留Anchor의 設計에 따른다.

[4] 본체구조의 설계

본체구조는 전체로서 충분한 안전강도와 국부강도를 갖도록 한다.

[해설]

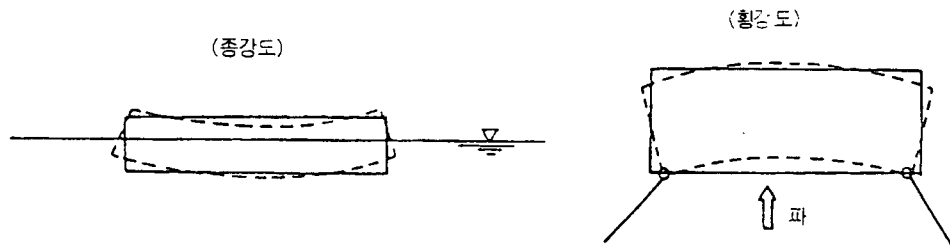
- (1) 부유물체 방파제의 구조재질의 결정시는 재료의 특성 및 경제성 등을 충분히 고려할 필요가 있다.
- (2) 부유식 방파제에 관하여 구조강도상 고려해야 할 하중은 다음과 같이 靜荷重과 動荷重으로 구분된다.

靜荷重 ———— 自重(탑재물 중량 포함)
 └─ 靜水壓

- 動荷重 ————— 파랑하중(斷面力을 일으키는 하중)
- 풍하중
- 조류 및 해류에 의한 하중
- 계류에 의한 하중
- 기타(예항에 의한 하중, 작업에 따르는 하중, 충돌하중 등)

부유식 방파제는 상술한 여러 가지 하중에 대하여 전체로서 충분히 안전한 구조강도를 가짐과 동시에 전체를 구성하는 각부에 대하여도 해당 각 부분에 요구되는 충분한 국부 강도를 가질 필요가 있다. 부 방파제와 같이 그 폭 및 깊이에 비하여 길이가 상당히 큰 구조물에 대하여는 강도설계상 다음 점에 대하여 해석하는 것이 일반적이다(도해(3-2) 참조).

- 縱방향강도 ————— 靜水中 또는 파랑시의 단면력(縱 Bending Moment, 전단력 Torgue Moment)를 구한다.
- 횡방향강도 ————— 파랑시에 생기는 法線直角方向 斷面力(Bending Moment, 전단력)을 구한다.
- 局部強度 ————— 壁材, Beam에 생기는 단면력(위와같음)을 구한다.



도해(3-2) 縱強度와 橫強度 개념

- (3) 부체의 안정성의 평가는 통상시 이외에 Counter-Ballast를 써서 예방하는 경우에는 이 상태에 대하여도 행하여야 한다.

[참 고]

- (1) 縱方向強度의 계산방법에는 부체의 동요를 고려하지 않는 계산방법과 부체의 동요를 고려한 계산방법이 있다. 부체의 동요를 고려하지 않는 방법에는 Muller의 식이나 Prestressed Concrete Barge 기준의 식 등이 잘 쓰인다. 한편, 동요를 고려한 계산방법으로는 우에다(上田)의 식이 있다.
- (2) 부체의 안정에 대하여는 제8편 9-3 Pontoon의 설계를 참고한다.

제 4 장 갑 문(閘 門)

4-1 설치위치의 선정

갑문의 설치위치는 자연상황, 통항선박(通航船舶)의 주요치수 및 척수에 따라서 선박의 출입에 안전하고 원활하게 조선할 수 있도록 적절히 선정하여야 한다.

[해설]

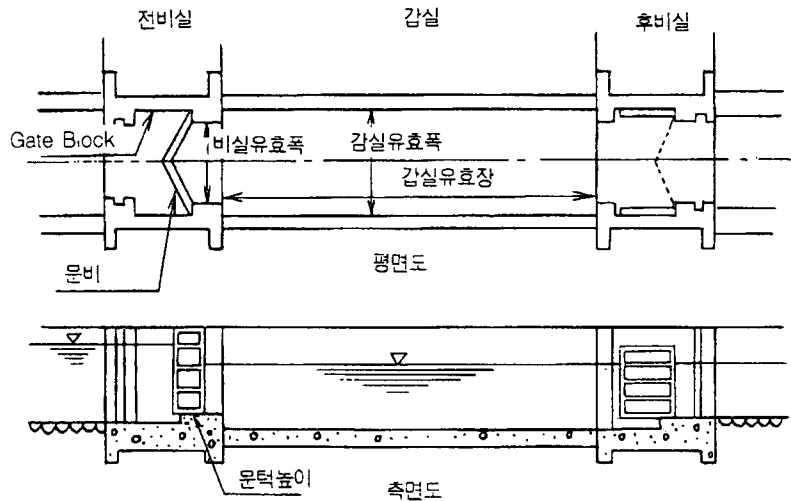
- (1) 갑문이란 수위가 다른 2개의 수면사이를 선박이 통행하기 위한 시설로서 하천 등의 운하에 설치하는 갑문과 항만지대에 설치하는 갑문으로 구분할 수가 있다. 여기서는 후자를 대상으로 한다.
- (2) 갑문은 설치위치의 적정성에 따라 그 주변의 항만기능, 예를 들어 박지의 면적, 접안시설의 확장 예정지 등에 제한을 주거나 다른 항행선박에 위험을 끼치거나 한다. 또, 설치위치의 자연조건은 공사비에도 크게 영향을 미친다. 따라서 갑문의 위치선정은 충분히 신중할 필요가 있다.
- (3) 연약지반상에 갑문을 설치하는 것은 가급적 피하는 것이 바람직하나 부득이 설치할 경우에는 부등침하에 대하여 충분한 대책을 강구해야 한다. 또, 지반침하가 있는 장소에서는 갑문의 침하 때문에 그 기능이 저하하는 일이 있으므로 침식대책을 고려하여 설계할 필요가 있다.
- (4) 바람, 파, 조류, 표사 등에 의하여 선박의 출입이 곤란해지는 일이 있으므로 갑문의 설치위치로는 정온한 장소를 택하는 것이 바람직하다. 정온하지 않은 경우에는 방파제를 축조하거나 또는 도류제(導流堤)나 유도제(誘導堤)를 길게 연장하여 갑문부근의 수역을 정온하게 하여야 한다.
- (5) 통행대상선박의 크기, 척수 등도 설치위치의 선정조건이 된다. 즉, 대피선박용의 박지 및 회선용 수면이 충분한 위치를 선정하여야 한다.
- (6) 기타 배후지의 이용 상황이나 육상교통 조건 등을 충분히 고려하여 설치위치를 결정하여야 한다.
- (7) 시설의 노후화, 기능저하에 따라 장래 개량공사가 필요해질 때 시공이 충분히 가능한 설치위치를 선정하는 것이 바람직하다.

4-2 갑문의 규모 및 형상

- (1) 갑문은 설치위치의 자연상황, 통항선박의 주요치수 및 척수에 따라서 선박의 출입시에 안전하고 원활하게 조선할 수 있도록 적절한 형상으로 한다.
- (2) 갑실의 규모는 다음의 표준치수의 산정식에 따라서 적절히 설정하도록 한다. 이 경우에 다음 각호에 나타낸 여유수심, 여유폭 및 여유장은 통항선박의 동요를 감안한 적절한 수치로 한다.
 - ① 유효수심 = 통항선박의 흘수 + 여유수심
 - ② 유효폭 = 통항선박의 폭 × 並列隻數 + 여유폭
 - ③ 유효장 = 통항선박의 길이 × 1縱列의 척수 + 여유장

[참고]

- (1) 갑문각부의 명칭은 도참(4-1)에 나타난 바와 같다.



도참(4-1) 갑문각부의 명칭

(2) 閘門은 그 각부의 배치의 조합에 따라 다음과 같이 분류된다.

① 단비실(單扉室)갑문

海港 또는 하구항에 있는 갑문으로서 내측 수면적이 좁고 내부가 항만이 되어있는 경우에 쓰인다. 비실이 하나이므로 내측과 외측의 수위차가 있을때는 이용할 수 없고 선박의 출입은 제한을 받는다.

② 복비실(複扉室)갑문

보통의 하천운하 등에 쓰인다. 비실(扉室)이 2개이고 각 비실에 한 방향으로만 열리는 문짝 또는 인상 문비를 갖고 있다.

③ 복식(複式)갑문

수위의 고저가 한 방향으로 제한되어 있지 않고 逆方向으로도 되는 경우에는 2개의 비실은 물론 각 비실에 2조의 문짝이 필요하다. 단, 문비형식에 따라서는 1조의 문짝을 양방향에 겸용할 수 있는 것도 있다.

④ 계단식(階段式)갑문

수위차가 커지면 2개 이상의 갑문을 縱으로 배열하여 설치한다.

⑤ 병렬(並列)갑문

두 개의 갑문이 병렬되어 있는 것으로 하천 또는 운하에서 주운(舟運)이 많아서 정리가 곤란한 경우에 쓰인다. 또 병렬갑문에서는 규격을 달리하여 선박의 대소에 따라 따로 사용하는 경우와, 같은 규격으로 하여 상하의 교통을 분리하는 경우가 있다.

(3) 갑문각부의 제원을 결정하는 경우에는 조위, 통행대상선박의 크기, 배후의 이용상황 및 갑문공사비등을 고려하여 신중히 결정해야 한다.

(4) 갑실의 폭의 여유가 적은 경우에는 선박을 유도하기 위한 견인장치나 제동장치가 필요하다.

(5) 일반적으로 갑문의 여유는 선박의 크기에 따라 서로 다르나 후꾸다(福田)는 소형선박용 갑문에 대하여 다음 값을 제안하고 있다.

- ① 유효수심에 대한 여유 0.2~1.0 m
- ② 유효폭에 대한 여유 0.2~1.2 m
- ③ 유효장에 대한 여유 3~10 m

(6) 인천항 갑문의 각부제원의 예를 표참(4-1)에 나타낸다.

표참(4-1) 갑문의 제원

구 분	갑 거		구 분	갑 거	
	50,000t	10,000t		50,000t	10,000t
통과최대선박	50,000G/T	10,000G/T	갑문수	4조	4조
갑거총연장	436.4m	326.2m	갑문길이	38m	24.5m
갑거유효길이			갑문폭	8.3m	6.4m
내 측	280m	183m	갑문높이	18.5m	18.5m
외 측	375.2m	260.2m	무게(갑문당)	1,250톤	680톤
갑거유효폭	36m	22.5m	갑문개폐개요시간	5분	4분
갑 실 높 이	19m	19m	갑실취수시간	15분 20초	

4-3 구조형식의 선정

4-3-1 문 비(門扉)

갑문의 문비의 규모, 개폐에 요하는 시간, 수위차, 파랑등의 외력에 대하여 안전한 구조임과 동시에 다음에 열거한 요건을 만족시키는 구조가 되도록 한다.

- (1) 비체(扉體), 문지방, 고정부는 평상시 및 지진시의 하중에 대하여 안전하고 또, 이들 하중이 확실히 기초구조에 지지되어야 한다.
- (2) 수밀성을 가져야 한다.
- (3) 문비의 개폐가 확실하고 원활히 조작할 수 있어야 한다.
- (4) 기계부분 기타의 가동부분의 점검이 용이하여야 한다.

[참 고]

갑문에 사용하는 문비는 부재의 마모(磨耗), 방청(防金靑)을 고려한다.

4-3-2 갑 실(閘 室)

갑실은 지반의 특성, 갑실내외의 수위차, 통항선박의 제원 및 척수, 주수량, 배수량 등에 따라 적절한 구조가 되도록 해야 한다.

4-4 갑문에 작용하는 외력 및 하중

갑문의 비실 및 갑실은 구조의 특성에 따라서 지반반력, 측벽 및 상판의 자중, 문비의 중량, 선박의 충격력 등에 대하여 안전한 구조가 되도록 해야 한다.

[참고]

갑문의 비실 및 갑실의 설계시는 필요에 따라 조작실, 기계실등의 부대설비의 자중을 고려하여야 한다.

4-5 주배수(注排水) 장치

갑실의 수위를 조정하는 주배수 장치는 갑실내의 선박에 유해한 동요를 주지 않고 또 신속히 주수 및 배수를 하도록 해야 한다.

4-6 유도제(誘導堤)

갑문전후의 수역을 정온하게 하고 선박이 안전하게 출입할 수 있도록 갑문 전후에 유도제를 설치하고 필요한 설비를 해야 한다.

[해설]

유도제에는 야간의 선박출입을 고려하여 조명시설을 할 필요가 있다. 또 선박이 계류할 수 있도록 계선주를 설치함과 동시에 충격력을 흡수하기 위하여 방충재를 설치한다.

4-7 관리시설

갑문에는 필요에 따라 다음에 열거하는 설비를 설치해야 한다.

- (1) 비상용설비
- (2) 조명설비
- (3) 전력관계 설비
- (4) 감시·계측설비
- (5) 유지관리설비

제 5 장 매몰대책시설

5-1 일반

항만 및 항로의 매몰이 예상되는 경우에는 매몰원인이 되는 현상을 충분히 조사한 후 매몰의 형태를 이해하고, 매몰대책공이 유발하는 각종 영향, 경제성 등을 고려하여 적절한 대책을 강구하여야 한다.

단, 시설물의 상류와 하류부가 모래장으로 되어 있는 경우는 축조대상지역의 축조 전 모래장 지도를 작성해 두어야 한다. 이 때 퇴적 예상지의 모래를 하류로 이동시키는 모래장 유지 시설을 우선적으로 검토한다.

[해설]

(1) 매몰의 원인

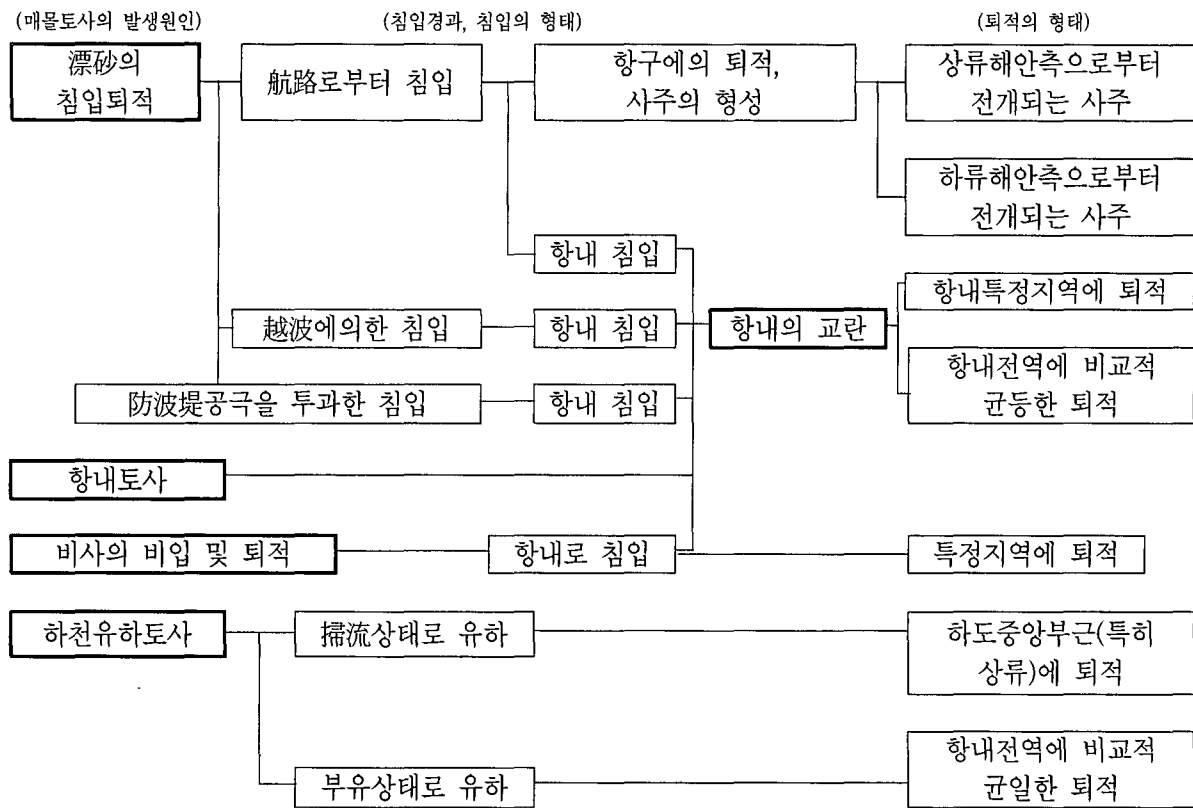
표사, 비사 및 하천 유하토사 등이 항로, 박지 등의 항만 수역에 침입하여 침전, 퇴적하여 수심이 감소함으로써 항만기능을 저해하는 현상을 매몰이라 한다. 그러나 항로에서의 Sand Wave의 형성 또는 항로의 비탈사면 붕괴와 같이 항로의 실질적 토량의 증감 없이 소요수심이하로 되는 지점이 생기는 현상도 있다. 매몰은 다음과 같은 원인에 의하여 발생한다.

- ① 漂砂의 침입, 퇴적(주로 파랑에 의한 것, 수류에 의한 것 등이 있다.)
- ② 하천 流下土砂의 침전, 퇴적
- ③ 비사의 飛込, 堆積
- ④ 당해 지역 내에서의 토사이동, 퇴적장소의 변화
- ⑤ 항내 교란에 의한 토사이동, 항로 법면붕괴, Sand Wave의 형성

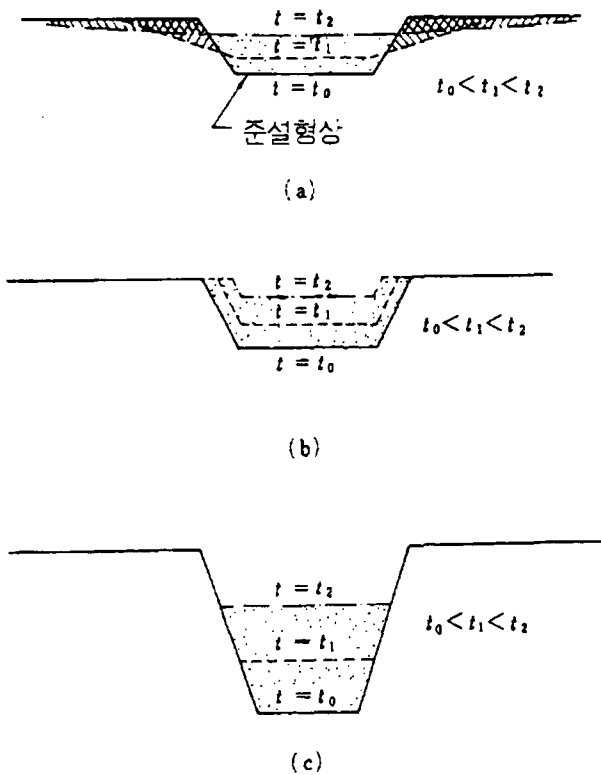
(2) 매몰의 형태

방파제 등으로 둘러싸인 수역의 매몰의 형태는 매몰토사의 발생원인, 토사침입의 경과와 형태 및 토사퇴적의 형태에 따라서 도해(5-1)과 같이 분류된다. 이를 형태의 각각에 대하여 매몰대책의 해석방법이 다르며 다음 절 이하에 기술한 방법 중 가장 적절한 것을 선정하게 된다. 또, 항외의 항로 등 비차폐수역의 매몰에 관하여도, 이하에 기술한 바와 같은 여러 가지 형태가 있다. 즉,

- ① 파가 주된 외력이고 해저가 모래질인 경우 굴착심도가 비교적 얇은 항로 등에서는 도해(5-2)(a)와 같이, 매몰은 인접지역의 세굴에 따라 일어나는 일이 많다.
- ② 해저가 부니질(浮泥質)인 항로의 굴착심도가 비교적 얇은 항로에서는 도해(5-2)(b)와 같이 항로의 법면을 포함하여 비교적 균등하게 매몰하는 일이 많다.
- ③ 해저주변에 비하여 깊이 굴착한 항로에서는 도해(5-2)(c)와 같이 항로 저면부의 매몰이 크다.
- ④ 해협 내 등에서 자연 砂州를 절단하여 굴착한 항로에서는 사주지형이 복원되는 경향으로 매몰된다.
- ⑤ 자연상태로 Sand Wave가 존재하고 있는 해저를 준설하여도 Sand Wave는 복원되기 쉽다.



도해(5-1) 항내水域에서의 매물의 형태



도해(5-2) 항로의 매물형태(여기서 t는 경과시간)

(3) 매몰대책공법의 종류

매몰대책공법에는 다음과 같은 것이 있다.

- ① 防波堤 등 어떤 형태의 시설을 축조함으로써 반영구적으로 매몰을 방지 하는 것으로 일반적으로 표해(5-1)과 같은 것이 있다.

표해(5-1) 반영구적 매몰방지대책으로 사용되는 구조물

연안漂砂 방지공	항구로부터의 침입방지	방파제, 돌제(導流堤)
	월파에의한 침입방지	방파제의 마루높임
	투과침입사 방지	사지공(砂止工)
하천유하토사 방지공	하천 소류력의 증가	導流堤
	유하토사침입방지	갈라치기제방(背割堤)
	유하토사의 감소	分水工
비사 방지공	비사의 감소	식재, 방사림
	비사의 침입방지	방사책 등

- ② 어떤 형태의 시설 또는 Pocket 준설 등에 의하여 토사를 효과적으로 포착하여 이것을 유지 준설하는 것으로 여굴 또는 하구항 상류부에 Pocket준설을 하는 것 등이 있다.

- ③ 필요에 따라 유지준설을 한다.

(4) 매몰대책공법의 선정

매몰대책공법의 선정에 있어서는 매몰의 실태 및 기구를 충분히 조사한 뒤에 과거의 실패 등을 참고하여 결정하여야 한다. 가능하면 이동상 모형실험(移動床 模型實驗)에 의하여 검토하는 것이 바람직하다. 또, 그것이 주변 환경에 주는 영향에 대하여 충분히 배려할 필요가 있다.

5-2 반영구적으로 유지준설을 고려하지 않는 경우의 매몰대책공

5-2-1 방사제의 배치

- (1) 방사제는 표사의 특성을 감안하여 소요의 차폐 기능이 발휘되도록 적절히 배치한다.
- (2) 연안 표사의 상류 방사제는 쇄파대보다 얇은 곳에서는 그 기부를 해안선에 직각으로 돌출시키고 그 보다 깊은 수역에서는 표사를 항구의 반대측으로 확산시키도록 배치하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 연안 표사의 하류측 해안으로부터 항내로 토사가 돌아들어 오는 것을 방지하기 위하여 연안표사의 하류측에 방사제를 설치하는 경우에는 해안선에 직각으로 설치하고 또, 파향 및 파의 변형을 감안하여 적절한 연장을 갖도록 하는 것이 원칙이다. 단, 방사제가 방파제를 겸하는 경우에는 방파제로서의 소요기능을 감안한 적절한 배치를 하도록 할 것.
- (4) 항내의 航路 부근 등에서 필요한 경우에는 자연 상황에 따라 적절한 위치에 防砂堤를 설치하도록 한다.

[해설]

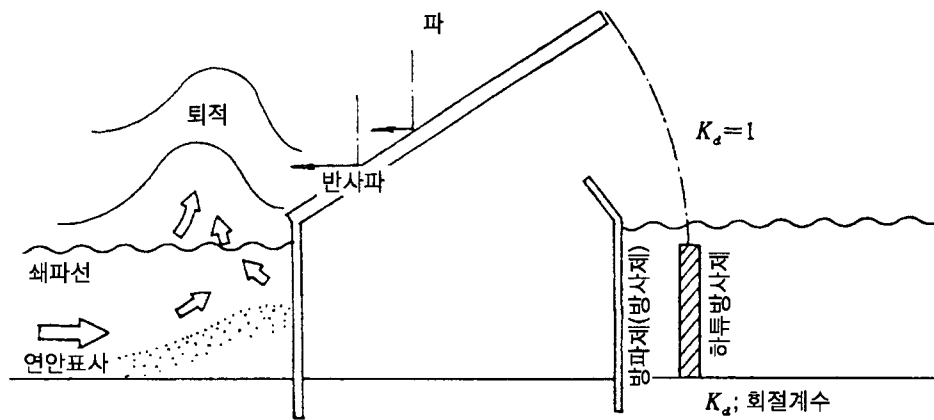
(1) 防砂堤와 防波堤

모래해안 항만의 防波堤는 당연히 防砂堤로서의 기능을 함께 갖으며, 그 기능을 분리하는 것은 불가능하다. 본 절에서는 특히 방사 기능만이 중요하다고 생각되는 것을 제외하고 통칭에 따라 防波堤라 부르기도 한다.

[참고]

(1) 상류측 防波堤의 형상

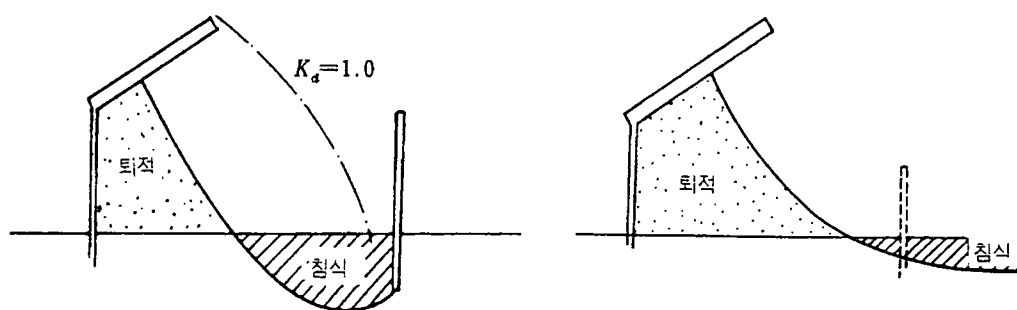
상류측 防波堤의 기부는 沿岸漂砂를 저지하고 그 위쪽에 土砂의 堆積을 도모하는 것이므로 쇄파선(碎波線)을 넘을 때까지 해안선에 직각방향으로 연장한다(도참(5-1) 참조). 이 부분의 연장이 짧거나 또는 해안선에 대하여 하류측으로 기울어져있으면 상류의 토사포착능력이 적고 토사가 쉽게 防波堤의 기울어진 부분에 연하여 항구부로 향하게 된다. 또, 이 부분을 해안선에 대하여 하류측으로 기울여서 연장한다면 상류측 해안의 국소세굴의 원인이 되기 쉽다. 쇄파선을 지나서는 제체를 屈曲시켜 防波堤로서 파의 차폐를 합과 동시에 반사파, 연안파 등을 이용하여 漂砂를 항구의 반대측으로 확산시킨다(도참(5-1) 참조).



도참(5-1) 防波堤(防砂堤)의 배치의 개념도

(2) 하류측 防波堤의 위치와 시공시기

하류측 防波堤의 직선부의 법선의 연장선을 넘어서 상류측 防波堤가 연장되면 하류측 防波堤의 하측에 토사가 퇴적하여 하류해안으로부터 항구를 향하여 사주가 형성되고 다시 하류의 海岸이 侵蝕되는 原因이 된다. 또, 防波堤의 시공 도중에 상류 防波堤의 曲部가 짧을 때 하류 防波堤를 축조하면 도참(5-2)(a)와 같이 하류 防波堤의 항내측에 현저한 局所洗堀을 일으키는 경우가 있다. 역으로 하류 防波堤의 축조가 늦어지면 도참(5-2)(b)와 같이 항내의 퇴적을 초래하고 나아가 하류 해안의 침식을 유발하는 일이 많다. 따라서, 상류 및 하류 防波堤의 축조속도에는 세심한 주의를 기울여 적절한 Balance를 유지하도록 유념하여야 한다.



(a) 하류방파제의 신장이 빠른 경우

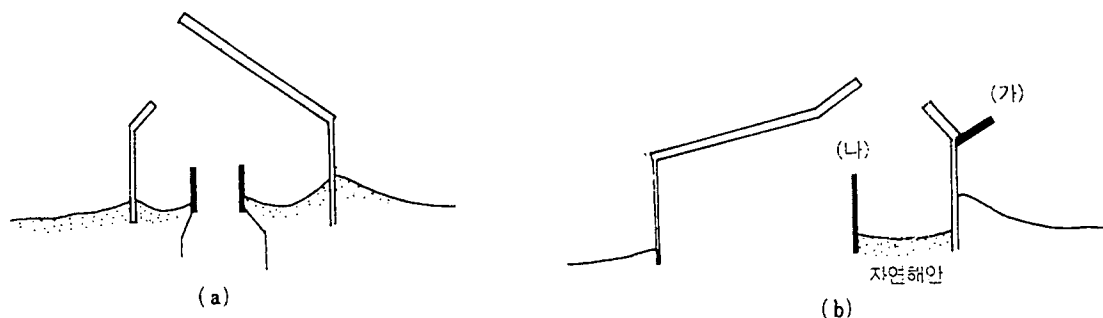
(b) 하류방파제의 신장이 지연된 경우

도참(5-2) 하류방파제의 시공시기

(3) 방파제의 길이와 先端水深

沿岸漂砂는 주로 쇄파대내에서 생기는 것이므로 방파제는 당연히 쇄파대로부터 深海쪽으로 연장하여야 한다. 방파제 先端 水深이 약천후시의 쇄파대에 머물러있는 소규모 항만에서는 漂砂의 침입을 완전히 막는 것은 곤란하다. 일본의 주요항만에서는 상류 방파제의 선단 수심은 거의 그 항의 최대 항로수심과 같이 취한 경우가 많다.

그 외에 보조적으로 설치된 유효한 방사제의 사례로서 도참(5-3)과 같은 것이 있다. (a)는 양측으로부터의 모래가 항로에 침입하는 것을 방지 할 목적으로, (b)중의 (가)는 상류에서의 漂砂저지 능력을 높일 목적으로 그리고 (나)는 우측의 자연해안에 침입토사를 퇴적시킬 목적으로 설치된 방사제의 사례이다.



도참(5-3) 보조적 방사제의 예

防波堤를 상당히 길게 돌출시켜도 제체에 의한 흐름에 의하여 선단을 돌아드는 漂砂를 완전히 방지하는 것은 곤란하다. 따라서 防波堤의 하류측이 박지나 航路로 되어 있는 경우에는 어느 정도의 유지준설이 필요하므로 이것을 고려하여 가장 경제적인 길이를 결정할 필요가 있다.

5-2-2 방사제의 구조

防砂堤는 防砂堤의 기능이 발휘되도록 浮遊砂의 항내 침입을 감안한 적절한 마루높이로 하고 防砂堤에 작용하는 외력 및 하중의 防砂堤에의 영향 등을 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[참고]

(1) 防砂堤의 형식은 완전히 漂砂를 방지하는 기능을 기대하는 것이므로 원칙적으로 불투과 구조로 한다. 防砂堤 기부 부근에는 사석이나 捨Block계 구조로 하는 경우에는 버력에서 100~200kg정도의 사석을 속채움으로 하고 또 필요에 따라 향내측에 Sand Mastic등에 의하여 모래 방지공을 설치하는 경우도 있다. 그러나 다음 경우에는 소파구조를 병용하는 것이 바람직하다.

- ① 흐름에 의한 세굴의 우려가 큰 경우
- ② 반사파에 의한 매몰, 또는 선박의 항행에 지장을 초래할 염려가 있는 경우

(2) 防砂堤의 마루높이

防砂堤에서는 浮遊砂의 침입을 방지하기 위하여 월파를 허용하지 않는 것이 바람직하나 구조상의 제약, 경제성 등으로 인하여 월파를 허용하는 경우도 있다. 각부의 마루높이를 정하는 방법은 다음과 같다.

① 防砂堤의 基部 부근

처오름파가 넘지 않을 높이를 표준으로 한다. 防砂堤의 기부는 처오름에 의하여 모래가 마루를 넘는 일이 있으므로 마루는 충분히 높게 한다. 상황을 보면서 마루를 높이거나 제체를 육측으로 연장하는 것이 바람직하다.

② 碎波線보다 얇은 부분

삭망평균만조위(H.W.L)상 $0.6H\frac{1}{3}$ 을 표준으로 한다. 단, $H\frac{1}{3}$ 은 防砂堤 선단부근의 파고이다.

③ 쇄파선보다 깊은 부분

삭망평균만조위에 어느 정도의 여유고를 더한 높이를 표준으로 한다. 쇄파대보다 깊은 곳에서는 漂砂의 연직분포가 해저 가까이에 집중하므로 월파를 허용해도 괜찮다.

5-3 돌제군(突堤群)

[참고]

매몰방지를 위하여 항만에 대하여 漂砂의 상류측에 설치되는 돌제군의 길이, 간격, 구조 등은 일본 海岸 保全 施設 築造基準에 의한다.

5-4 도류제(導流堤)

5-4-1 도류제의 배치

도류제는 당해지역의 연안표사의 특성, 하천의 高水時 및 低水時의 소류력(掃流力) 등에 따라서 소요의 기능을 발휘하도록 적절히 배치한다.

[참고]

(1) 하구도류제의 기능의 다양성

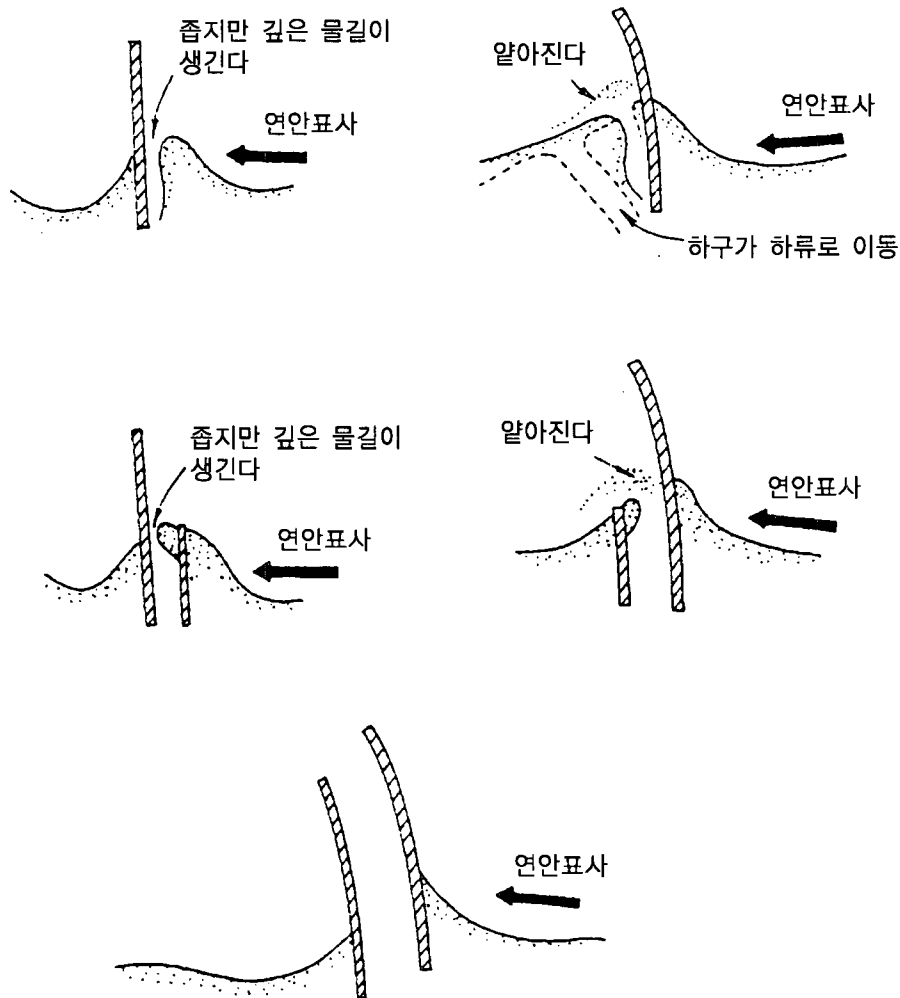
하구도류제는 연안漂砂를 저지하는 防砂堤의 기능과 하천류를 유도하여 흐름을 안정시키며 하천류의 소류력(掃流力)을 증가시켜 수심을 유지하는 기능을 갖는 동시에 出水時의 유량을 지장 없이 방출할 수 있

는 능력을 갖지 않으면 안 된다.

(2) 도류제의 배치와 형식

도류제의 배치형식에는 연안표사의 방향과의 관계에 따라 도참(5-3)과 같은 것이 있다. 이들 중 하구수심의 유지를 위하여 2개의 평행한 도류제를 연장하는 것이 가장 바람직하고 1개의 도류제로는 효과가 약하다. 길이가 다른 2개의 도류제를 설치하는 경우 일반적으로 표사의 하류측 도류제를 길게 하는 편이 효과적이다.

표사의 상류측 도류제를 하류측으로 굽히는 것은 도류제내로 표사가 침입하는 것을 방지하고 아울러 연안 표사를 Smooth하게 하류측으로 통과시키는 의미를 갖는다.



도참(5-3) 導流堤의 배치의 종류

5-4-2 도류제의 선단수심

- (1) 導流堤의 先端水深은 導流堤 근방의 航路의 수심보다 더 깊게 하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 導流堤의 선단부는 파의 쇄파한계 수심보다 더 깊은 곳에 배치하는 것을 원칙으로 한다.

5-4-3 도류제의 구조

도류제는 불투과 구조로 하는 것을 원칙으로 하고 또, 도류제에 작용하는 파랑 및 하천의 흐름에 의한 세굴의 영향 등을 적절히 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[해설]

도류제의 연장은 돌제에 비하여 일반적으로 길고 파랑의 작용도 크므로 두부나 측면의 세굴에 대한 배려가 필요하다. 또, 도류제의 하천측 면은 하천류의 세굴작용을 받는다는 것을 고려한다.

5-5 표사 또는 하천유하 토사를 포착(捕捉)하기 위한 시설

[참고]

維持浚渫에 의하여 沿岸漂砂에 의한 매물을 방지코자 할 경우에는 상황에 따라 적당한 위치에 적절한 포사(捕砂)시설을 설치하고 거기서 漂砂를 포착하므로써 漂砂가 泊地 및 航路에 침입하는 것을 방지함과 동시에 준설시의 파랑조건을 개선하여 준설효율을 높이는 대책을 취하여야 한다.

이 연안漂砂 포착시설의 방식 및 배치 등은 漂砂의 포착능력, 준설조건 및 경제성 등을 고려하여 충분한 조사연구를 한 뒤 결정하여야 한다.

(1) 漂砂 포착시설

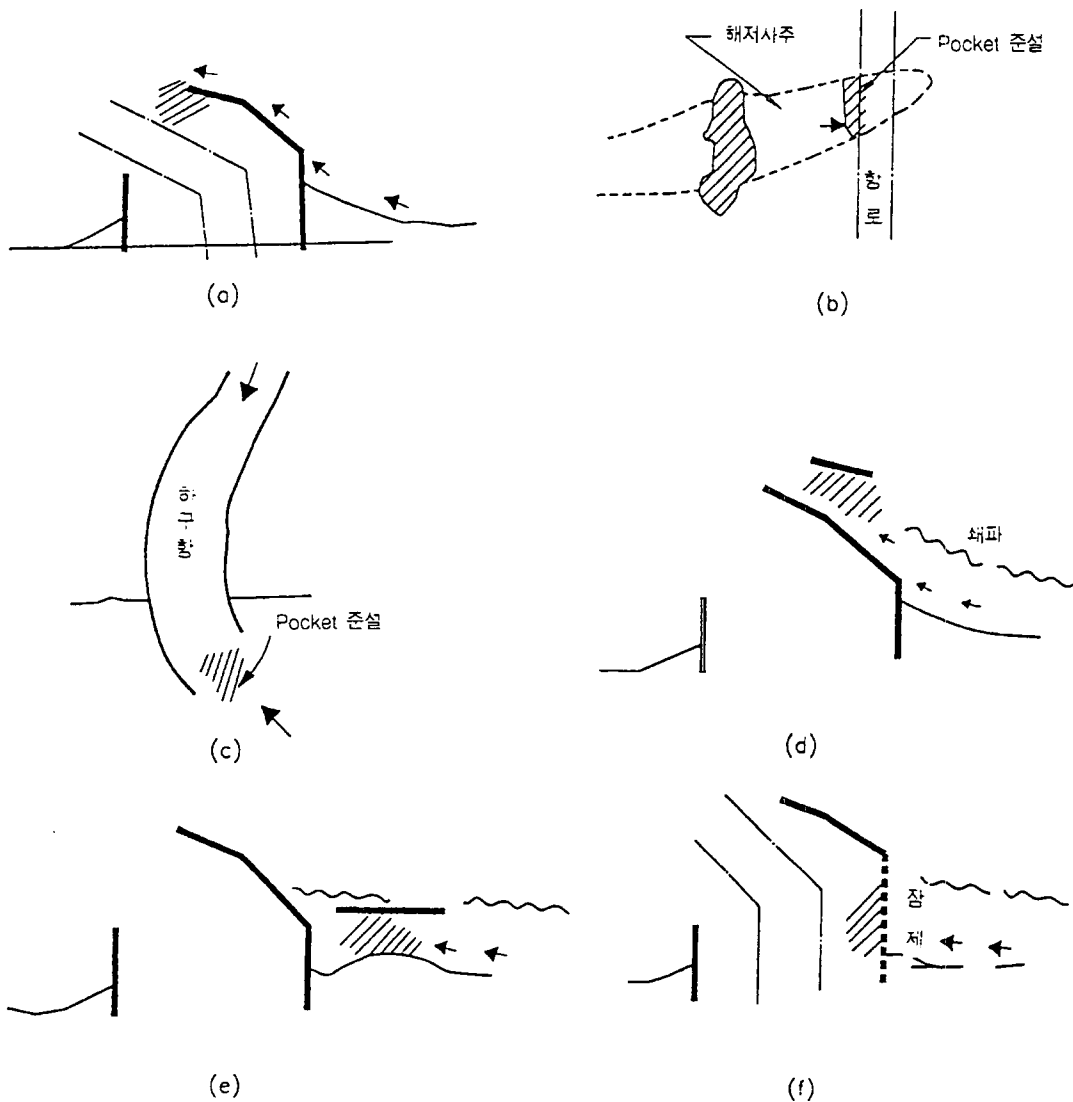
沿岸漂砂 포착시설로는 이안제(離岸堤)를 설치하거나 상류 防波堤의 일부의 마루높이를 낮추어 퇴사지역을 한정시키는 방식이 외국에서 많이 사용되고 있다. 이 이외에 해협 등에서 해저사주를 가로질러 굴착한 항로에서 사주의 복원작용에 의하여 국부적으로 생기는 매물의 경우의 대책 및 하천유하 토사에 의한 매물대책으로 고려되는 Pocket 준설도 표사등의 포착시설이다.

(2) 漂砂 포착시설의 적정위치

漂砂 포착시설은 도참(5-4) (a), (b), (c)에 보는 바와 같이 자연상태에서 토사가 퇴적하기 쉬운 지역에 설치하는 경우와 도참(5-4) (d), (e), (f)와 같이 농도가 높은 표사의 흐름의 도중에 토사가 침강하기 쉬운 상황을 인공적으로 만들어주는 경우가 있다. 이와 같은 특정장소를 발견하여 가장 효율이 좋게 표사를 포착하기 위하여는 표사의 이동상황과 메카니즘이 충분히 파악되어야 한다. 표사의 포착효율 외에 포착한 토사를 준설하는 경우의 준설조건, 즉 준설선 항행을 위한 수심이 확보하기 쉬운 것, 항행시 및 작업중의 정온성이 유지될 것 등이 표사 포착의 시설위치 선정상 중요한 조건이다.

(3) 漂砂 포착시설의 규모

漂砂 포착시설의 규모는 포착의 다소, 표사의 침전 퇴적을 위한 필요한 물리적 조건에 의하여 결정된다. 표사의 침전퇴적을 위한 소요조건에 대하여는 현지관측결과, 과거의 실적, 이동상 실험(移動床 實驗) 등에 의하여 정한다.



도참(5-4) 漂砂등 포착시설의 위치

5-6 비사(飛砂) 방지공

5-6-1 일반

항만 및 항로의 매물 또는 주변지역의 환경보전을 위하여 비사가 문제가 되는 경우에는 상황에 따라서 적절한 비사방지의 조치를 강구하여야 한다.

[해설]

바람에 의하여 이동하는 모래 즉 飛砂는 항만이나 航路에 날라들어 침전 퇴적하여 매물의 원인이 되는 이외에 도로상에 퇴적하거나 거주 지역에 날려 일반주민의 생활을 해치기에 이르는 경우도 있다. 사구지역(砂丘地域)의 개착(開鑿)이나 매립에 의한 용지조성 시에는 특히 이 비사에 관한 문제를 야기할 경우가 많으므로 사전에 충분한 대책을 세워두어야 한다.

5-6-2 공법의 선정

비사방지공법은 飛砂의 현상 또는 장래 예상되는 비사의 상황을 충분히 조사검토한 뒤 각공법의 특성을 충분히 이해한 다음 결정한다.

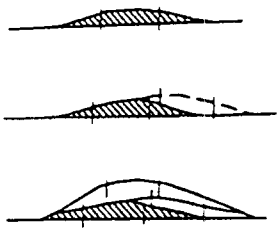
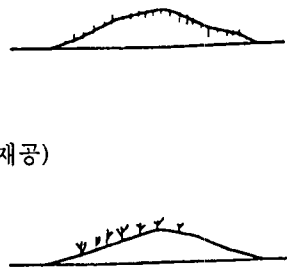

[해설]

飛砂現狀은 풍향, 풍속, 지면의 저질입도특성, 지면의 습윤정도 등의 자연조건에 좌우되며 비사의 방향, 비사량 및 그 분포 등이 정해진다. 한편, 이에 대한 대책을 강구하고자 할 경우에는 이들 특성을 조사한 후, 비사에 관한 문제의 성격, 비사발생 지역의 토지이용계획 또는 경제성 등의 사회적 조건도 감안하여 적절한 공법을 선정한다.

[참고]

飛砂 防止工法으로는 통상 다음과 같은 공법이 사용된다.

- (1) 퇴사울타리(담) 및 방풍책(防風柵) : 종래 높이 1m정도의 낮은 울타리 등을 復數列로 설치하여 비사를 포착하고 이에 의하여 人工砂丘를 육성해서 방사 효과를 높이는 공법이 쓰여지고 있다. 근래에는 매립 조성지 주변 또는 粉末資材 積置場의 주변에 비교적 높은 방풍책을 설치하여 토사 등의 飛散을 방지하는 경우도 많이 보인다.
- (2) 정사공(靜砂工) : 높이가 낮은 정사원(靜砂垣)을 설치하여 지표조도(地表粗度)를 높임으로서 지표면에서의 바람의 剪斷力을 약화시키고 地表砂를 진정시키는 공법이다.
- (3) 피복공 : 사면을 人工材로 피복하여 모래의 이동을 막는 공법
- (4) 식재공 : 피복공의 일종으로 볼 수 있으나 사면에 적당한 식물을 심어 이에 의하여 사면을 피복코자 하는 공법
- (5) 식림공(植林工) : 飛砂地域의 風下側에 조림을 함으로서 飛砂를 방지코자 하는 공법. 해안에서 모래해안의 안정을 목적으로 한 말하자면 해안사방의 관점에서 실시되는 비사방지공은 각종 공법을 조합하여 시행하는데 그 순서와 공법을 극히 일반적으로 보여주면 도참(5-5)와 같다. 또 해안에 적용성이 높은 수목에 대하여는 일본토목공학 Handbook을 참조하여 적용한다.

<p>제1기 人工砂丘의 육성</p>	<p>퇴사원 1차</p> <p>퇴사원 2차</p> <p>퇴사원 3차</p>	
<p>제2기 砂丘面의 회복</p>	<p>가피복공 (정사원)</p> <p>+</p> <p>(식물이식)</p> <p>↓</p> <p>본 피복 (식재공)</p>	
<p>제3기 식 립</p>	<p>(식 립)</p>	

도참(5-5) 人工사구 육성공의 순서

제 6 장 침식대책시설

6-1 일 반

[해설]

浸蝕이 일어나고 있거나, 일어날 것으로 예상되는 해안에는 침식대책시설을 설치한다.

- (1) 漂砂에 의하여 해안선이 후퇴하는 현상을 침식이라 하며, 이러한 해안을 침식해안이라고 한다.
- (2) 어느 해안에 공급되는 흙의 量이 그곳으로부터 流失되는 量보다 적은 경우, 이 해안은 浸蝕海岸이며, 반대인 경우는 堆積海岸(Deposite Coast)이다. 양자가 같은 양이면 안정해안이 된다.
- (3) 침식대책공법에는 제2편 제10장 漂砂에서 기술한 海岸堤防 및 護岸, 突出堤 및 突出堤群, 離岸堤 및 養濱工이 있다. 養濱工은 해안에 인공적으로 토사를 공급하여 해빈을 조성하는 공법이다.

6-2 침식대책공법의 선정

공법의 선정에는 침식의 원인, 해안 및 배후지의 형상, 인접해안에 미치는 영향, 투자효과 등을 충분히 고려하여 결정하여야 한다. 대상 지역 일대가 모래장일 경우 양빈과 식생에 의한 대책을 우선적으로 고려한다.

[해설]

- (1) 일반적으로 침식해안에서는 沿岸漂砂의 특성이 그 대책공법을 결정하는 중요한 요소가 된다. 漂砂의 특성에 관해서는 제2편 제10장 漂砂를 참조한다.

① 제방과 호안

침식대책공법으로서 제방과 호안은 海濱 陸岸의 비탈면을 둘러싸서, 배후의 토사가 파랑이나 흐름에 의하여 破壞 또는 流失되지 않도록 防止하는 것으로, 이 이상 해안의 침식을 허용할 수 없는 경우나 침식이 심한 곳에는 다른 공법을 병용한다.

② 突出堤群

침식대책공으로서 돌출제군은 防砂堤와는 달리 單一堤로 사용되는 경우는 없으며 적당한 간격으로 몇 개 정도 만드는 것을 말한다.

돌출제군은 沿岸漂砂의 일부를 捕捉하여 해안선을 전진시키며, 沿岸流를 海濱에 가까이 오지 못하게 하거나 초기 파랑의 방향에 대해서 해안선을 직각으로 만들어 해빈에서 빠져 나가는 모래의 양을 감소시키는 효과를 나타낸다. 따라서 돌출제군은 계절적인 전진후퇴가 심한 汀線을 안정시키거나, 연안표사가 많은 해안에서 해빈을 전진시키거나, 또는 호안 및 제방 비탈면에 따로 모래의 이동을 저지하여 그 비탈기슭의 세굴을 방지하려는 경우에 설치한다.

③ 이안제(離岸堤)

離岸堤(Detached Breakwater)는 그 배후에서 일어나는 回折波를 이용하여 모래톱을 형성하고 연안漂砂를 저지할 목적으로 축조하는 경우와 배후海濱에 작용하는 파력을 감소시켜 해빈의 침식을 저지시킬 목적으로 축조하는 경우가 있다.

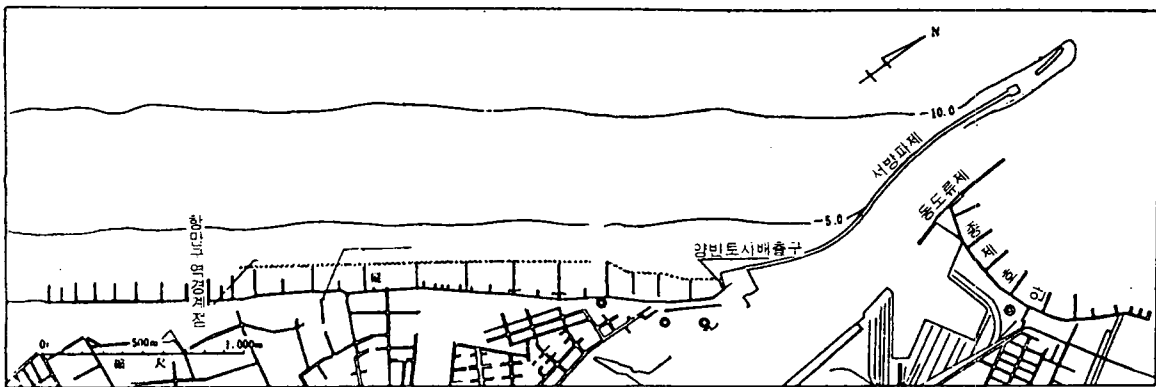
離岸堤는 다른 대책공법과 비교하여 일반적으로 건설비와 유지비가 더 들어 突出堤群 또는 호안을 併用해도 침식을 방지할 수 없을 때 축조하는 것이 보통이다.

④ 양빈공(養濱工)

자연해빈은 파랑의 에너지를 減小 내지 分散시켜 배후지를 防護하는 機能을 가지고 있다. 양빈공 (Artificial Nourishment)은 이러한 기능 이용을 목적으로 해안에 토사를 보급하여 인공적으로 해빈을 造成 維持하는 공법이며 부근에 값싼 토사가 있는 경우나 해안선을 적극적으로 전진시켜야 할 경우에 사용된다.

특히 모래사장 해안의 항구에서 수심유지도 겸하여 상류측의 해안에 堆積된 모래를 하류측의 침식해안으로 샌드 바이 패스(Sand By pass)하는 것은 효과적이다.

- (2) 침식대책으로 사용되는 각 공법에는 각기 장단점이 있으나 상기한 공법을 단독으로 사용해서는 침식이 심한 해안에서는 충분한 효과를 기대하기 어려우므로 몇 가지 工法을 사용하는 경우가 많다. 이러한 예의 대표적인 것으로 도해(6-1)에 그 예를 든다.
- (3) 浸蝕對策工法을 선정함에 있어서는 그 대책공법이 인접해안에 미치는 영향도 충분히 조사해야 한다.



도해(6-1) 해안침식 대책공법의 예

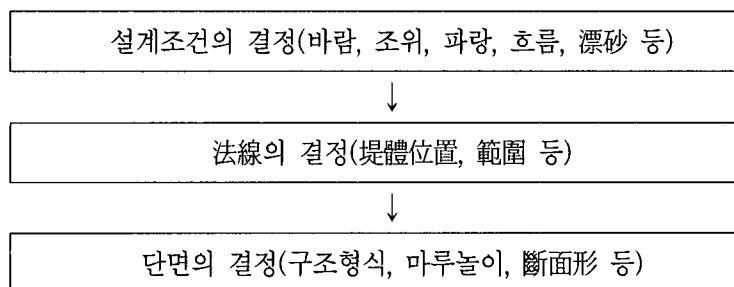
특히 보호하려는 해빈이 인접해빈의 漂砂源이 되는 경우 하류측의 침식을 일으키는 일이 없도록 주의해야 한다.

[참고]

(1) 堤防과 護岸

① 설계순서

제방과 호안의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다. 특히 漂砂에 관하여는 제2편 제10장 漂砂를 참조하여 적용한다.



침식대책으로서 제방과 호안은 폭풍해일 방호의 목적도 겸하여 건설되는 경우가 많다. 이런 경우에는 양자의 조건이 만족되도록 배려해야 한다.

② 법선의 결정

파랑이 제방에서 부딪혀서 반사파나 사면을 따라 흐르는 흐름에 의해 제방의 비탈기슭은 한층 더 침식되므로 비탈기슭이 세굴 되는 경우가 많다.

따라서 보통 파랑의 작용이 미치지 않는 後濱의 後端에 法線을 정하는 것이 좋다. 海濱 各部の 명칭은 제2편 제10장 漂砂를 참조하여 적용한다.

③ 단면의 결정

가. 제방의 비탈면에 浚安류 및 반사파에 의한 비탈기슭의 세굴과 뒷채움 흙이 흡출되는 현상에 특히 주의해야 한다.

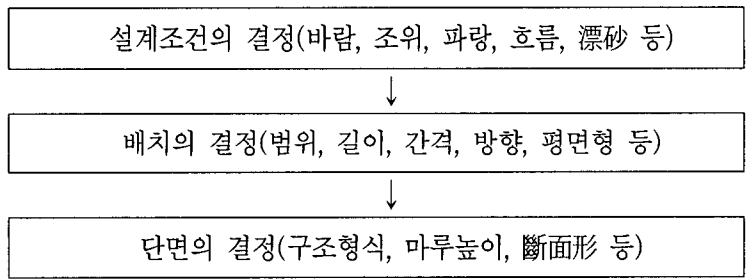
나. 이 때문에 비탈면을 계단형 또는 1:3~1:4의 완경사로 하여 반사파를 줄이는 것이 좋다.

다. 제방의 비탈면에 연한 연안류를 강화시키거나, 제방 앞면의 海濱을 안정시키기 위하여 突出堤群을 배치하는 것도 자주 쓰인다.

라. 위와 같은 대책이 실시되지 않을 때에는 비탈기슭에 내습파고 정도의 세굴이 일어나는 수도 있다는 것을 고려하여 기초의 근입깊이를 충분히 하여야 한다.

(2) 突出堤群

突出堤群의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다. 특히 漂砂에 대하여는 제2편 제10장을 참조하여 적용한다.



① 突出堤의 配置

가. 突出堤의 길이

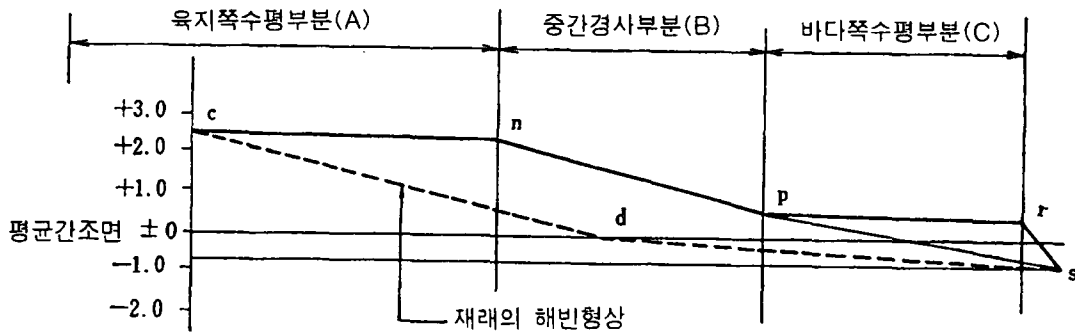
㉓ 일반적으로 突出堤 基部의 파괴는 그 배후를 돌아 들어오는 파랑이 돌출체의 하류측을 세굴 함으로써 일어난다.

따라서 제방, 호안 등의 구조물이 있는 경우에는 突出堤基部를 이런 구조물에 접속시켜 파랑이 돌아 들어가는 것을 방지하여야 한다. 또한 자연해빈의 경우에는 악천후시의 HWL에 파랑이 쳐오름 높이(제2편 제4장 4-6 처오름 높이, 월파 및 傳達波 참조)를 더한 높이의 위치까지 돌출체를 연장하여 파랑이 배후로 돌아 들어오는 것을 방지할 필요가 있다.

㉔ 돌출체의 先端位置는 沿岸漂砂의 이동현황을 충분히 고려하여 결정해야 한다. 沿岸漂砂의 이동은 세비일(Saville)의 실험에 의하면 深海岸의 波形傾斜(Ho/Lo)가 작은 경우에는 주로 汀線부근을 이동하며 波形傾斜가 큰 경우에는 沿岸砂州가 발생하여 碎波點 부근에 漂砂가 많아지고 정선 부근에는 적어진다. 따라서 파형경사가 작은 파랑인 때에는 짧은 突出堤로 포획효과(捕捉效果)를 높일 수

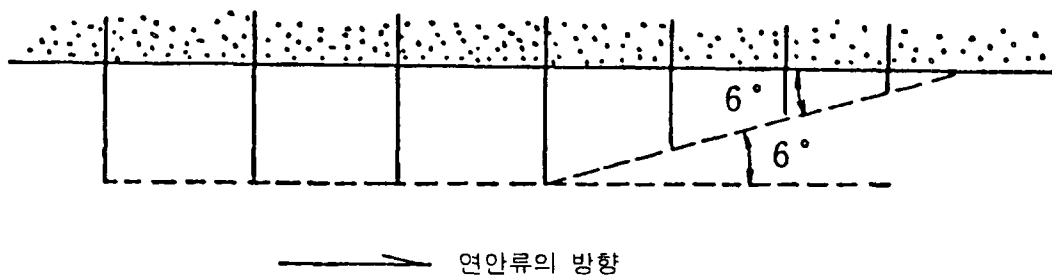
있으나 파형경사가 큰 때에는 비교적 긴 돌출제를 필요로 한다.

- ㉔ 돌출제군의 기능을 충분히 발휘시키며, 또한 인접한 海濱에 미치는 영향을 더욱 적게 하기 위하여 沿岸流의 상류 및 하류측의 구역에서 해변에 완만하게 접속할 수 있도록 돌출제의 길이를 점차적으로 짧게 배치하는 것이 필요하다.
여기에는 다음과 같은 방법이 있다.



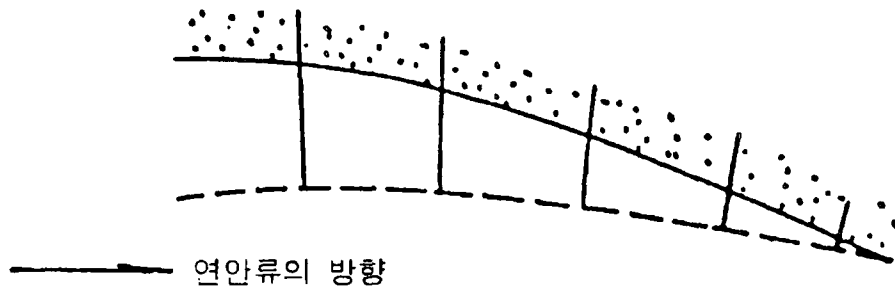
도참(6-1) 돌출제의 종단형상

- ㉕ 도참(6-2)에 나타낸바와 같이 하류측의 돌출제 先端法線을 약 6°의 傾斜角을 갖도록 하여, 돌출제의 길이를 점차적으로 짧게 한다. 이 경우 간격은 길이와의 비율이 적당히 유지되도록 점차로 좁힐 필요가 있다.



도참(6-2) 돌출제의 해변의 접속방법

- ㉖ 도참(6-3)에서 나타낸 바와 같이 汀線 灣曲되어 있는 경우에는 단순히 돌출제의 길이를 짧게 하여 완만하게 인근해빈에 접속시킨다.



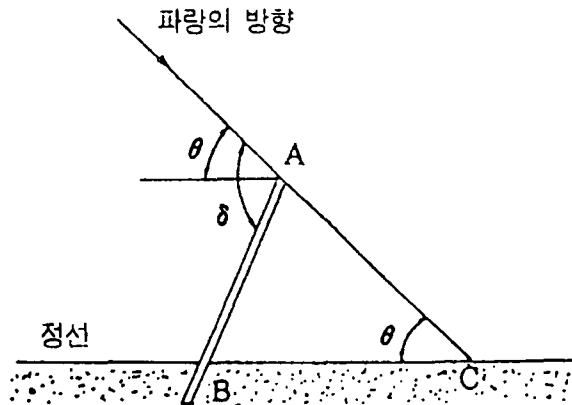
도참(6-3) 정선이灣曲되어 있는 경우의 돌출제군과 海濱의 접속방법

- ㉔ 돌출제의 길이를 일정하게 하고 마루높이를 변화시키는 방법도 있다.
- ㉕ 이상의 방법은 모두 충분하다고 할 수 없으므로 시공할 때에는 계획 突出堤의 길이를 한꺼번에 시공하지 말고 퇴적된 모래의 상태를 보아서 점차적으로 연장하여 완성할 수 있도록 하여야 한다.
- ㉖ 突出堤를 건설할 때에는 漂砂의 下流側으로부터 시공하며, 그 효과를 조사하면서 점차적으로 上流側에 시공하여야 한다.

나. 突出堤의 方向

해안에 내습하는 파향은 일반적으로 탁월한 방향의 주변에서 많이 변동되기 때문에 돌출제는汀線에 直角으로 설치하는 것이 보통이다. 다만, 파향이 대체로 일정한 때에는 이것에 대하여 가장 효과적인 돌출제의 방향으로 잡아야 한다.

나가이의 실험결과에 의하면 도참(6-4)에 나타난 바와 같이 入射波와 돌출제가 이루는 각(δ)은, 洗掘과 波力의 관점에서 보면 $100^\circ \sim 110^\circ$ 인 때가 적당하다고 한다.



도참(6-4) 突出堤의 方向(나가이식)

다. 突出堤의 間隔

돌출제의 간격은汀線이 가장 後退한 경우에도 필요한 최소한의 海濱幅을 유지할 수 있도록 결정하는 것이 좋다. 이렇게 하려면 부근 海濱의 실태를 조사하여 그 해안에 가장 적합한 간격을 잡아야 한다.

② 突出堤의 形式과 構造

가. 突出堤의 形式

㉑ 透過性에 의한 分類는 다음과 같다.

㉒ 透過式 突出堤

透過式 突出堤(Perforated Groin)는 물과 漂砂의 堤內 透過를 허용하는 것으로서 보통해안 돌출제에서는 돌을 사용한 사석식 傾斜堤, 석축식 直立堤 등이 사용되고 있다. 투과식의 이점과 결점은 다음과 같으며 不透過式과 相反되는 것이 많다.

○ 利點

- 반사파가 적다.
- 沿岸方向波가 적다.
- 堤體 비탈기슭의 洗掘 염려가 적다.
- 보수가 용이하다.

○ 短點

- 구조형식에 따라서는 堤體에 사용되는 각 재료가 分散되기 쉽다.

㉓ 不透過式 突出堤

不透過式 突出堤는 漂砂의 堤內 透過를 허용하지 않는 것으로서 돌쌓기식, 블록식, 웰식의 각 直立堤, 돌붙임식 傾斜堤 등이며, 捨石式 또는 捨블록式도 돌 크기의 分布를 적당히 고르게 하거나, 隔壁 또는 心壁을 설치하면 불투과식이 된다.

㉔ 단면형상에 따라 분류하면 直立堤, 傾斜堤, 混成堤로 나누어진다. 각각의 이점과 단점은 본편 제2장 防波堤를 참조한다.

㉕ 平面 배치에 따른 분류는 다음과 같다.

㉖ 直線形 突出堤

海濱에 직선형태로 튀어나온 것으로, 이러한 종류의 돌출제에서는 하류측의 해안에 浸蝕이 일어나는 수가 있다. 이것을 피하기 위하여 突出堤群으로 하여 하나하나의 길이를 차례로 짧게 하거나 平行護岸 등으로 병용함으로써 下流側의 浸蝕을 방지하는 수도 있다.

㉗ T형, L형, Z형 突出堤

직선형 돌출제의 중간부 또는 선단 등에 平行 돌출제를 붙인 것으로 T형, L형, Z형 등이 있다.

이러한 돌출제는 토사의 공급이 불충분하거나 侵入波高가 커서 海濱의 모래를 深海쪽으로 쓸어갈 염려가 있는 경우에는 效果的이다. 平行突出堤는 侵入波高를 감소시키며, 또한 파랑의 回折에 의하여 基部에서 堆積이 잘 되도록 한다.

그러나 이러한 구조로 하면 平行部의 波壓이 커져서 앞면이 세굴 됨으로 장기간의 유지에는 특별히 주의해야 한다.

나. 突出堤의 構造

㉘ 돌출제의 구조는 防波堤에 準하며, 필요에 따라서 防波堤에 비하여 安全率을 낮게 잡을 수도 있다.

㉙ 돌출제의 先端은 碎波位置와 汀線의 개략 중간지점에 있으므로 구조물을 설계할 때의 波壓은 碎波線으로부터 어느 정도 육지쪽에 있는 구조물에 작용하는 波力에 의한다.

또한 捨石, 捨블록 등을 사용하는 경우의 중량계산은 斜面被覆石과 블록의 所要重量에 준한다.

㉚ 돌출제의 상류측과 하류측에 있는 모래의 퇴적높이가 다른 때에는 主動土壓이 작용하므로 제체는 이 외력에 대하여 안정하도록 설계한다. 또한 속채움 등의 구조에서는 內部土壓에 관하여도 고려할

필요가 있다. 이 경우의 토압계산은 제2편 제11장 11-6 土壓과 水壓에 의한다.

- ㉔ 양압력에 관하여는 제2편 제5장 5-2-2 直立壁에 작용하는 중복파 또는 碎波의 波力을 참조한다.
- ㉕ 돌출제의 선단부 등에서는 파력에 의한 세굴로 파괴되는 예가 많다. 이러한 세굴깊이는 설치위치의 파괴정도로 산출될 수 있다.
따라서 구조를 強化하는 것은 물론이지만 洗掘防止工을 설치할 필요가 있다. 현재로서는 충분히 효과가 있는 세굴방지대책은 없으나, 다음과 같은 방법이 일반적으로 널리 사용된다.
- ㉖ 어느 정도 세굴이 되어도 제체의 안정에 영향이 없는 근입깊이를 깊게 하는 방법(웰식, 말뚝식 등)
- ㉗ 경제성을 고려하여 어느 정도 세굴에 의한 파괴가 일어나더라도 전체적인 기능을 잃지 않고 보수가 용이한 방법(블록, 돌쌓기 등)
- ㉘ 기초 앞면의 세굴과 저면의 흡출에 의한 파괴를 직접방지하기 위하여 석침상 또는 아스팔트 매트 등을 사용하는 방법

다. 突出堤의 마루높이

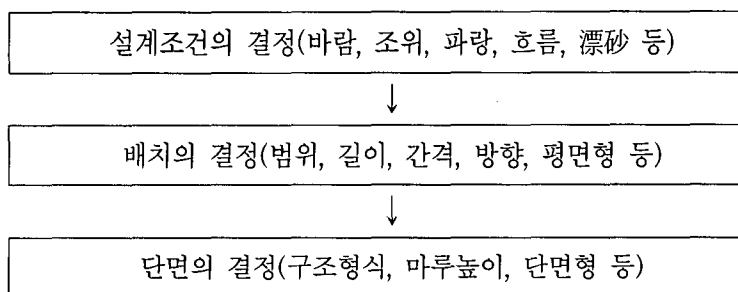
돌출제의 마루높이는 도참(6-1) (A) (B) (C)의 三部分으로 나누어 생각한다.

- ㉙ 육지쪽의 水平部分은 쳐오르는 파랑이 基部周圍를 세굴하거나 돌출제의 마루를 넘어 하류측의 모래를 이동시키지 않도록 파랑의 쳐오름 높이를 마루높이로 한다.
이러한 경우의 쳐오름 높이는 자주 일어나는 潮位와 來襲波에 의하여 결정하거나 또는 극단적인 異常潮位와 내습파에 의하든가 그 목적에 따라 선택한다.
- ㉚ 중간경사 부분의 마루높이는 돌출제군에 의한 維持가 豫想되는 海底傾斜에 거의 평행한 선으로 한다. 이 부분을 수평으로 하지 않는 것은 이 범위내의 표사가 주로 海底面 부근에 집중하여 移動하는 것과 마루가 높을수록 파력이 커져서 공사비가 증가하는 것 등의 이유 때문이다.
- ㉛ 先端部는 水平 또는 海底 傾斜에 평행하게 하거나 돌출제의 투과성과 하류측으로 투과시키려는 漂砂량 및 파력과의 관계에 의하여 결정한다.

(3) 離岸堤

① 설계순서

이안제의 설계는 일반적으로 다음 순서로 한다. 특히 漂砂에 관해서는 제2편 제10장 漂砂를 참조할 것.



② 離岸堤의 配置

가. 길이와 間隔

- ㉜ 이안제의 길이는 汀線으로부터의 거리와 入射波의 波長의 關聯하여 결정되지만 沿岸漂砂의 遮斷을 목적으로 한 이안제는 배후의 波高와 沿岸流速을 감소시켜, 모래를 堆積시키는데 충분한 길이를 필요로 한다.
또한 해안구조물이나 海濱의 防護를 목적으로 하는 이안제인 경우에는 필요한 범위까지 효과가 충분히 미칠 수 있도록 해야 한다.

- ㉔ 톱보로를 형성하여 沿岸漂砂를 저지하려는 경우에는 톱보로가 생긴 뒤에 그 톱보로가 마치 돌출제와 같은 작용을 하므로 이안제의 相互 間隔은 이러한 톱보로가 용이하게 形成될 수 있도록 넓이를 충분하게 해야 한다.
- ㉕ 背後의 海濱에 작용하는 波力을 약화시켜 해안침식으로부터 토사의 유출을 방지할 목적으로 설치된 이안제는 틈이 있으면 이 틈에서 토사가 深海쪽으로 유실되기 때문에 틈을 주지 않는다. 이러한 경우 이안제 내의 海濱을 따라 흐르는 沿岸流가 일어나므로 돌출제를 설치하여 이 흐름을 약화시키는 것이 좋다.

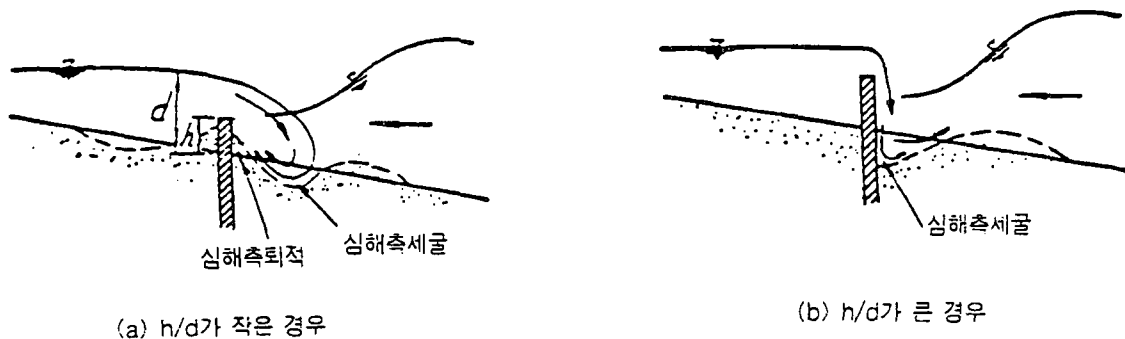
나. 汀線으로부터의 距離

- ㉖ 톱보로를 형성하여 沿岸漂砂를 阻止하려는 경우에는 이안제의 길이, 마루높이 및 兩端으로부터의 回折波를 고려하여 汀線으로부터의 거리를 결정한다. 새비지(Savage)는 톱밥으로 실험을 실시하여 波長(L)에 대한 汀線으로부터 이안제까지의 거리(l)의 비, 즉 l/L 이 톱보로 발생에 중요하다는 것을 나타냈으며 波長 80cm, 주기 0.8sec 이안제의 길이가 波長과 같은 때에는 톱보로가 생기는 한계의 l/L 을 5/4라는 것을 실험적으로 나타냈다.
- ㉗ 背後海濱에 작용하는 波力을 弱화시킬 목적인 경우에는 보통 파랑의 碎波帶에 설치하는 것이 좋다. 그러나 너무 海濱에 가까이 하면, 離岸堤에 의한 파랑의 교란이 해변에 미치기 때문에 이 교란이 가라앉을 정도의 거리를 잡아야 한다.

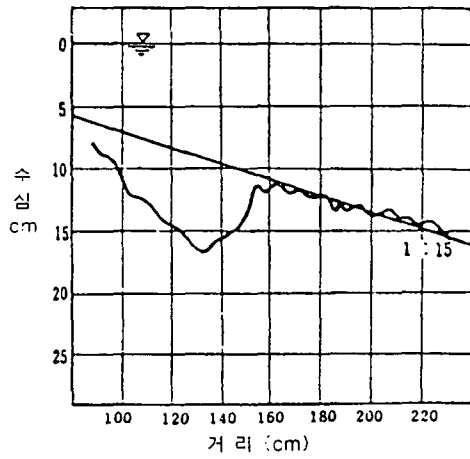
일본의 니이가타 서해안에서는 도해(6-1)이 나타낸 바와 같이 離岸堤를 배치한 결과 이안제로 들어오는 入射波의 높이 3m 내외가 제내에서는 1m내외로 약화되어 해안에 작용하는 波力을 減小시키고 있다. 또한 離岸堤의 유무에 따라서 海底斷面의 변화가 달라지며, 제방이 있는 경우에는 확실히 前濱底質의 유실을 방지할 수 있고 해안침식을 적게 한다는 것을 알 수 있다.

㉘ 惡天候時에 항상 내습하는 파랑의 碎波位置에 이안제를 설치하면 堤體나 기초의 안전에 대하여 좋지 않다. 또한 越波에 의한 교란이 堤體 背面의 기초 또는 海底까지 미치지 않는 수심으로 해야 한다.

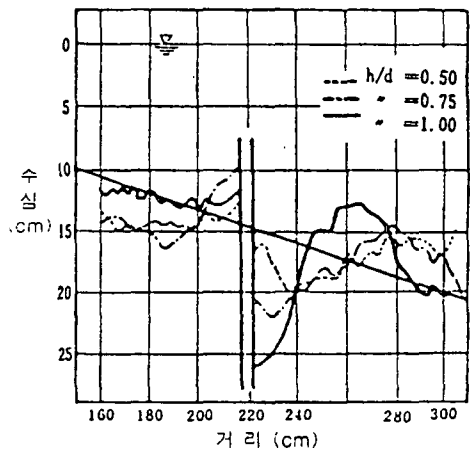
특히 急傾斜인 潛堤를 설치한 경우에는 부딪혔다가 돌아가는 물의 흐름이 阻止됨에 의하여 離岸堤로부터 해안쪽으로 水域의 水位가 높아진다. 이것이 離岸堤의 마루로부터 越流하여 생기는 過流에 의하여 심한 세굴작용을 일으키는 수가 많으므로 마루높이와의 관계도 충분히 검토해야 한다.(도참(6-6), (6-7) 참조)



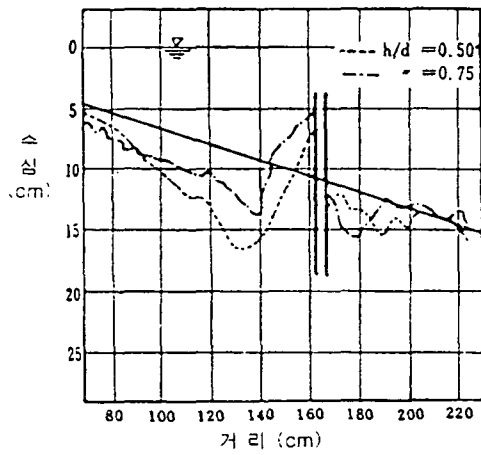
도참(6-5) 潛堤부근의 세굴작용



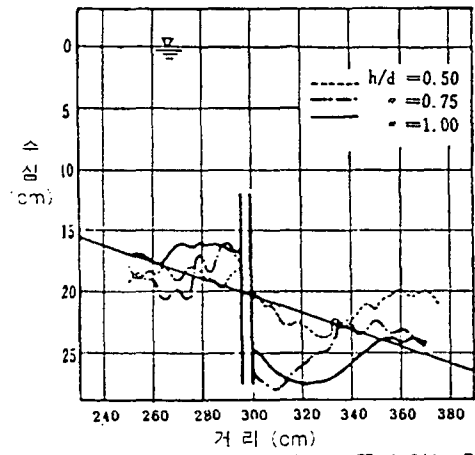
(a) 잠제가 없는 경우



(b) 잠제가 쇄파선위치에 있는 경우

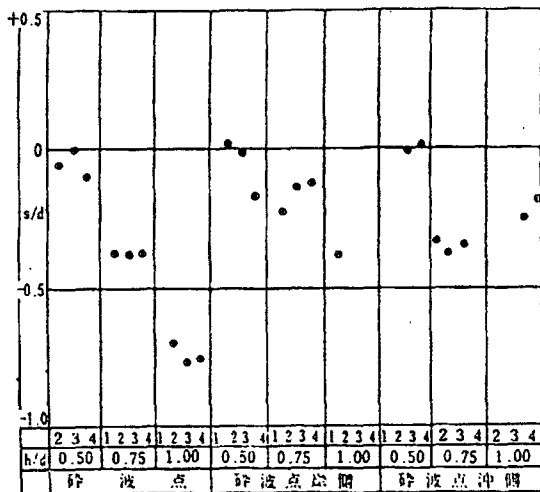


(c) 잠제가 쇄파선보다 유지쪽에 있는 경우

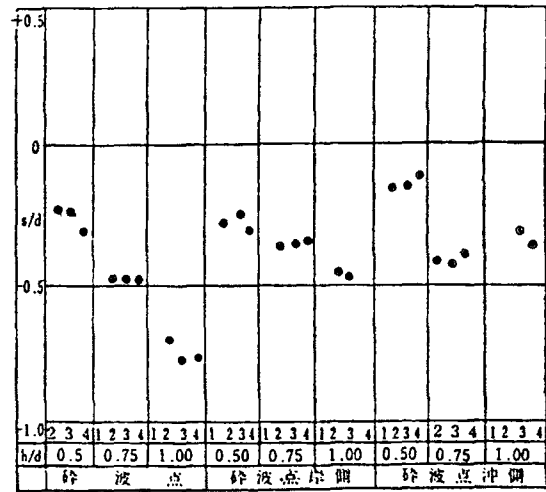


(d) 잠제가 쇄파선보다 심해쪽에 있는 경우

도참(6-6) 잠제부근의 해빈의 변형



(a) 심해쪽세굴깊이 수심비



(b) 심해쪽최대세굴깊이 수심비

도참(6-7) 잠제의 세굴깊이의 경향

도해(6-8)에서 파랑의 제원과 記號는 다음과 같다.

$T=1.40\text{sec}$, $L_0=330\text{cm}$, $H_0=12.8\text{cm}$, $H_0/L_0=0.0387$, S=세굴깊이, d=수심, h=제방높이, 1, 2, 3, 4는 15분, 30분, 60분, 100분을 나타낸다.

- ㉔ 離岸堤에 의하면 碎波된 뒤, 배면으로 전달된 파랑이 汀線에 도달할 때 까지는 될 수 있는 대로 많은 에너지를 소모할 수 있도록 충분한 거리를 둔다.
- ㉕ ㉔, ㉔와는 모순되지만 될 수 있는 대로 정선에 인접하여 제방을 설치하면 공사비를 상당히 경감할 수 있다.

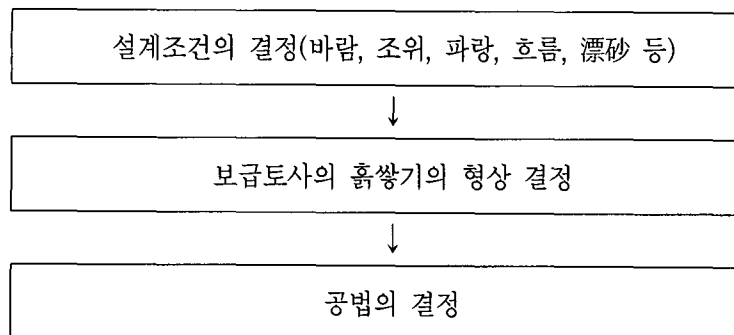
다. 離岸堤의 形式과 構造

- ㉖ 離岸堤의 형식과 구조를 선정할 때에는 본편 제2장 防波堤에 준하나, 그 외에 투수성, 비탈경사, 粗度 등이 波高전달이나 기초의 세굴 등에 미치는 영향을 고려하여야 한다.
- ㉗ 이안제의 마루높이를 결정할 때에는 먼저 이안제의 목적에 따라 요구되는 배후의 波高 減效果를 고려해야 한다. 이안제의 마루를 넘어서 제내에 전달되는 波高와 마루높이와의 관계에 대하여는 아직 불확실한 점이 많이 남아 있으나 제2편 제4장 4-6 처오름 높이, 월파 및 傳達波를 참조할 것.

(4) 養濱工

① 설계순서

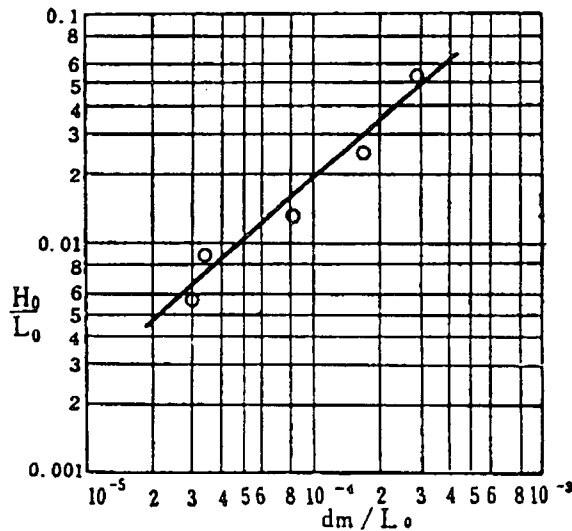
양빈공의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다. 제2편 제10장 漂砂를 참조한다.



② 補給土砂

- 가. 보급된 토사는 파랑에 의한 체가름 작용을 받아서 보급토사의 粒度組成에 대응하는 경사로 된다. 일반적으로 입경이 작으면 완경사가 되고, 크면 급경사가 된다고 생각하고 있으나, 실제로는 이것을 정량적으로 어려우므로 토사를 보급하기 前의 海濱 또는 부근의 조건이 비슷한 해변의 경사를 측정하고 입도를 분석하여 참고로 하는 것이 좋다.
- 나. 養濱의 傾斜를 특별한 이유로 특정한 경사유지가 필요할 때에는 제2편 제10장 漂砂를 참조하여 이 경사를 형성하는 입도의 토사를 보급하여야 한다. 그러나 실제로는 지정한 粒度組成을 가진 토사를 대량으로 구하기는 어렵기 때문에 무엇보다도 대량의 모래를 구할 수 있는가가 제1조건이며 그 입도조성에 대하여는 제2조건으로 취급하는 수가 있다. 이러한 경우에는 그 粒度組成에 대응하는 경사를 추정하고 다른 요구조건으로부터 결정되는 경사와 현저한 차이가 있는가 없는가를 검토할 필요가 있다.
- 다. 양빈공을 설치하는 해안에서 토사의 부족량을 구하기 위하여는 장기간에 걸친 수심측량과 汀線 부근의 지형측량을 실시하여 토량을 비교하는 것이 가장 좋은 방법이다. 이 방법에 따르지 못할 때에는 제2편 제10장 漂砂에 나타난 방법으로 추정한다.

라. 가.항에서 기술한 바와 같이 해안에 토사를 보급하면 파랑 또는 퇴적에 의하여 곧바로 체가름 작용이 일어나서 입경이 작은 토사는 深海側으로 이동하고, 굵은 것은 碎波點으로부터 해안쪽에 남기 때문에 너무 잔 것을 보급하여도 汀線附近의 浸蝕에 대하여는 有效하게 작용하지 못한다.



(주) dm : 모래의평균입경

도참(6-8) 가장 이동퇴적하기 쉬운 입경과 파랑과의 관계를 나타낸 곡선

이시마(井島), 아오노(靑野) 이次元水路의 실험에서 해빈에 附着하기 쉬운 모래의 粒經은 심해파 波形傾斜에 따라 변화한다는 것을 나타내고 도해(6-9)는 그 결과를 나타낸다.

이것은 심해파 波高가 7~9m 입경과 파랑과의 관계를 나타내는 평균입경이 0.2~2mm에 대한 것이며 상사성에 문제가 있어, 이것을 그대로 현지에 적용할 수 없으나, 이러한 입경이 존재하는 것은 명확하다.

또한, 이와가끼(岩垣), 사와라기(棋木)에 의하면, 표사량은 해저물질 입경의 평방근에 반비례하므로, 보급토사의 입경이 해당 해안의 해저물질 입경과 다르면, 토사의 침식량도 변하는 것으로 생각된다.

③ 모래쌓기의 단면형상

가. 마루높이는 자연해빈의 後濱높이를 기준으로 하여, 이보다 좀 더 높게 하는 것이 적당하다. 그 부근에 자연해빈이 없는 경우에는 파랑의 작용이나 해빈의 해저토질 등이 비슷한 지점으로부터 추정한다.

나. 제방이나 호안의 앞면에 흙쌓기를 하는 경우에는 그 폭이 좁으면 앞면수심과 해저경사의 변화 때문에 거꾸로 제내로 월파가 증가될 염려가 있다.

이에 관하여 제2편 제4장 波浪과 제5장 波力을 참조할 것

다. 폭은 경험에 의하여 배후지의 방호를 위하여 필요한 폭에 배치하고 기간 중에 예상되는 침식폭을 더하여 결정한다. 침식 중에는 년평균 침식량과 배치 연수를 고려하여 폭을 결정하나 계절적 또는 단기간의 변동이 큰 경우에는 이에 대한 여유를 둘 필요가 있다.

라. 경사는 자연해빈의 前濱傾斜보다 급하게 한다. 그러나 해저경사는 이에 작용하는 파랑과 해저물질의 입경에 따라 결정되는 것으로 생각된다. 따라서 자연경사보다 급하면 파랑에 의하여 그 養濱의 바다 쪽은 천천히 그것에 알맞는 경사로 된다.

따라서 이 養濱의 傾斜는 自然海濱보다 急하면 엄밀하게 규정할 필요는 없다. 그래서 오히려 시공법 으로부터 결정하게 되는 수가 많다.

④ 養濱工法の 決定

가. 連續給砂法은 防護區間의 침식부의 상류측에 1개소, 또는 수개소에 연속적으로 토사를 보급함으로써 沿岸漂砂를 증가시켜 해안을 조성하고 유지하는 방법이다. 이 공법에는 도류제 또는 방파체에 의하여 퇴적된 토사를 침식측으로 보급하는 샌드마이패스가 포함된다.

나. 貯留砂法은 연속급사법(連續給砂法)과 같이 連續的으로 토사를 보급하는 것이 아니고 어느 일정기간 분에 해당하는 토사를 방호구간의 상류측 수 개소에 쌓아두어 그 결과에 의하여 하류측으로 토사의 이동량을 증가시키는 방법이다.

다. 직접치사법(直接置砂法)은 全 防護區間에 대하여 한번에 모래를 쌓아두는 점이 貯留사법(貯留砂法)과 다르지만, 이 경우에도 하류측의 해빈에 대하여는 명백하게 貯留砂로서의 역할을 하기 때문에 조성 후에 유지를 위하여는 토사의 계속적인 보급이 필요하다.

제 7 장 호 안

7-1 설계의 기본방침

호안의 설계시는 아래 사항을 검토한다.

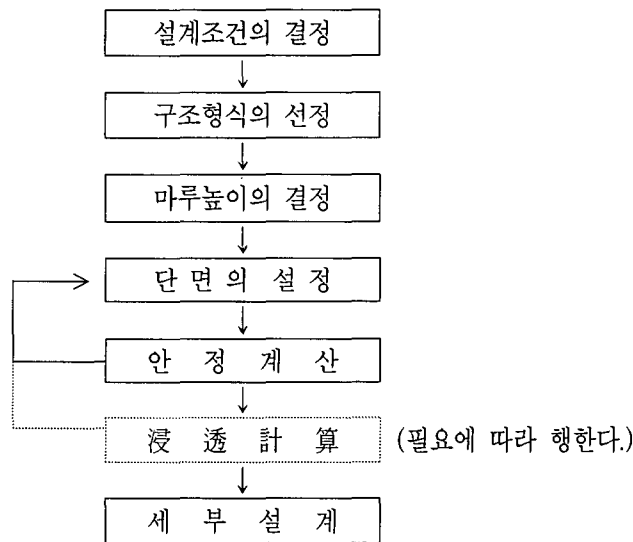
- (1) 파랑 및 고조에 의하여 매립지의 보전 및 이용에 지장을 초래하지 않을 마루높이로 한다.
- (2) 파압, 토압 등의 외력에 대하여 안정된 구조로 한다.
- (3) 매립토 등이 漏出하지 않을 구조로 한다.
- (4) 매립중의 濁水의 유출방지 등 주변水域에 대한 영향을 고려해야 한다.
- (5) 親水護岸의 경우에는 이용자가 안전하고 쾌적하게 이용할 수 있는 구조로 한다.

[해설]

- (1) 본 장은 일반적인 埋立護岸을 대상으로 한 것이다.
- (2) 해면매립지가 一般廢棄物의 最終處分場인 경우의 매립 호안의 설계는 해양오염방지법과 폐기물관리법에 따른다.

[참고]

- (1) 호안의 설계는 일반적으로 다음 순서로 행한다.



- (2) 일반적으로 埋立地의 外廓은 접안시설이 있는 경우를 제외하고 호안으로 둘러싸여있다. 따라서 매립호안은 매립토의 流出을 防止하는 안정된 흙막이공일 뿐 아니라 파랑에 안정하고 越波 및 고조로부터 배후의 매립지를 방호하여야 한다. 외해에 면한 매립호안에 대하여는 통상의 매립호안에 비하여 파랑의 영향이 크므로 이들을 검토함에 있어서 특히 유의할 필요가 있다.
- (3) 호안의 구조는 假土留工을 제외하고 중력식안벽, 널말뚝식안벽 강널말뚝 Cell식 안벽등의 구조형식과 유사하므로 설계시는 제8편 繫留施設의 관련부분을 참조할 수 있다.
- (4) 埋立時에는 埋立護岸을 토사가 누출하지 않는 정도의 假護岸으로 하고 매립이 완료한 후에 본호안 또는 안벽을 축조하는 경우가 있다. 假護岸의 형식으로는 다음과 같은 것이 있다.

- ① 재료비, 시공비가 싼 구조형식으로 하여 장래에는 사용하지 않는 것.
- ② 장래, 구조를 강화하여 본 護岸으로 사용하는 것.
가호안의 설계시는 안전율을 적당히 저하시켜도 된다. 단, 이때 본호안 또는 안벽이 축조될 때까지의 기간에 발생할 파랑에 대하여 안전한 구조로 한다. 또 가호안 기간 중의 매립지에 지장이 없는 마루높이로 한다.
- (5) 매립지의 造成順序, 매립공법에 따라서는 매립지내에 칸막이공을 설치하는 경우도 있다. 보통, 칸막이에 대하여는 파랑, 마루높이, 土砂漏出防止의 程度, 중요도등의 조건은 엄격하지는 않다. 소요의 조건을 만족하도록 본 호안 또는 가호안에 준하여 설계한다.
- (6) 水際線을 갖는 녹지에서는 호안은 친수성(바다를 조망하고 바다에 다가가고, 바다에 접촉하는 등)을 배려하는 것이 바람직하다.
 - ① 친수호안은 이용자가 바다로 떨어지는 일이 없도록 호안의 단면을 설정할 필요가 있다. 또, 추락방지책 등의 부대시설을 적절히 설치해야 한다.
 - ② 고파랑시에 사람들이 보행하는 부분까지 월파가 예상되는 시설에서는 표지등 적절한 수단으로 그 위험성을 주지시켜야 한다.
 - ③ 친수호안의 설계에 대하여는 일본문헌(沿岸開發技術研究センター：港灣環境整備施設技術 マニュアル, 1991)을 참조하여 적용한다.
 - ④ 고령자 및 신체장애자의 이용시에는 호안상의 통로나 Slope의 폭, 경사 등은 Wheel Chair 등의 안전한 이동이 가능하도록 충분히 배려하는 것이 바람직하다.

7-2 설계조건

호안의 설계조건으로는 일반적으로 다음사항을 고려한다.

- (1) 파랑, 조위, 조류, 수심
- (2) 기초지반의 토질
- (3) 지진 및 지진력
- (4) 지진시의 동수압
- (5) 매립토등의 성상
- (6) 매립지 및 호안의 이용조건
- (7) 월파의 허용도
- (8) 주변수역의 상황
- (9) 시공법(특히 체절공법)
- (10) 매립공법

[참고]

- (1) 호안의 마루높이 및 구조의 결정시에는 월파의 허용량이 커다란 요소이다. 배후의 상황등을 고려하여 허용월파량을 적절히 설정한다. 또한, 허용월파량의 선정에는 본편 2-3 설계조건을 참조하여 적용한다.
- (2) 매립토의 토질조건에 대하여는 제2편 제11장 지반을 참고하여 적용한다.
- (3) 지진 및 지진력에 대하여는 제2편 제12장 지진 및 지진력을 참조하여 적용한다.
- (4) 지진시의 동수압에 대하여는 제2편 제11장 11-6 토압과 수압을 참조하여 적용한다.

- (5) 넓은 수면을 매립호안으로 체절하는 경우 호안공사의 진척에 따라 조차에 의한 해수의 유출입 단면적이 적어져서 제 내외에 수위차가 생겨 체절부에 상당한 유속이 발생한다. 따라서 호안구조도 최종 체절부는 특별한 주의를 기울여 예상되는 유속에 대하여 충분히 안정된 구조단면이 되지 않으면 안 된다. 체절에 따르는 체절부의 유속은 체절하는 수면적, 체절부의 단면적, 평균수심, 조위차등에 지배된다. 체절구간은 호안공사가 진행되어 유속이 빨라지기 전에 지반이 좋은 장소에 床固工을 시공해두는 것이 바람직하다. 체절부의 유속에 따라서는 잠언, 광정언(廣頂堰)을 이용하는 일도 있다.
- (6) 매립공법이 Pump船에 의한 Pumping의 경우 매립호안의 기초지반의 透水性이 좋으면 여수(餘水)가 기초지반의 토사, 사토 등을 유출시켜 護岸本體를 破壞하거나 토사유출의 염려가 있으므로 설계, 시공에 주의하여야 한다. 또 매립토는 Pumping의 경우 액체화되어 있다고 생각되므로 직접 호안본체 배후에 토사류가 닿지 않도록 배출구의 위치, 餘水路, 餘水土의 배치를 고려하여야 한다.
- (7) 매립지내의 수위에는 매립지내 수위, 잔류수위의 2개의 수위를 설정한다.
매립지내 수위는 浸透計算이나 여수처리시설의 설계 등에 사용된다. 잔류수위는 호안 背後의 수위로서 호안의 安定計算에 사용한다. 단, 호안에 근접한 위치에서의 수위가 殘留水位보다도 높은 경우에는 원호활동 등의 安定計算에서 잔류수위를 사용하면 위험하게 되는 일도 있다. 그런 경우에는 매립지내 수위도 고려하여 호안의 安定計算을 한다.
- ① 매립지내 수위
매립지내 수위는 시공시, 완료시의 각 경우의 호안의 안정성 및 주변水域에 대한 영향을 고려하여 설정한다. 주변水域에 대한 영향에 대하여는 특히 시공시의 호안 내 발생파에 의한 越流 등에 대하여 주의하여야 한다. 또, 매립지내 수위가 호안면 수위에 비하여 너무 높아지면 호안이나 기초지반으로부터의 오수 등의 浸出水量이 증가하는 일이 있으므로 주의를 요한다. 또한, 매립지내 수위는 호안의 건설과 여수처리시설 등의 건설비 및 유지관리비에 영향을 미친다는 것을 유의해 두어야 한다.
- ② 殘留水位
가. 매립호안에서는 매립지내의 오수 등의 호안으로부터의 浸出을 줄이기 위하여 透水性이 낮은 호안구조로 하는 일이 많다.
나. 기왕의 실시례를 보면 중력식 구조형식의 매립호안에서는 護岸本體에 의하여 투수성의 저하를 도모하기 보다는 腹付土, 뒷채움 모래층 두께의 증대 등으로 투수성의 저하를 도모한 예가 많다. 따라서, 이와같은 호안형식에서는 護岸本體 배면의 수위는 보통의 중력식 호안과 같은 움직임을 하기 때문에 護岸本體의 설계에 사용하는 잔류수위는 통상의 중력식 호안과 같게 보아도 된다.
다. 널말뚝식 구조형식을 취하는 매립호안에서는 널말뚝부의 止水性を 높이기 위하여 널말뚝 Joint에 Grout재를 注入 또는 2중 널말뚝식 구조형식의 채용 등의 사례가 있다. 이로 인하여 구조물 본체의 水位는 통상의 널말뚝 호안보다 낮아지는 일이 많다. 이와 같은 널말뚝식 매립호안에서는 호안의 止水性を 충분히 고려하는 외에 이중 널말뚝식의 경우에는 널말뚝의 마루높이, 시공시의 상황등을 고려하여 적절한 잔류수위를 설정한다.
- (8) 매립호안을 육지측과 접속하여 건설하는 경우에는 호안의 건설에 수반하여 지하수위의 上昇을 일으키고 또, 지하수의 水質의 惡化를 초래하는 일도 있으므로 매립지의 평면계획 및 호안구조를 검토함에 있어서는 이점도 충분히 유의하여 호안배후의 지하수의 상황을 미리 조사해두는 것이 바람직하다. 또, 매립호안의 축조에 의하여 지하수의 수질악화를 초래할 우려가 있는 경우에는 지하수와의 遮斷을 기도하기 위하여 지수벽을 설치하는 등의 대책을 검토할 필요가 있다.

- (9) 매립호안으로부터 해역으로 나가는 오수 등의 浸出水量을 추정하기 위하여는 본편 7-4 기본단면의 결정에 의한 침투류의 해석을 할 필요가 있다. 浸透流의 해석은 Darcy의 법칙을 적용하여 행하는 것을 기본으로 한다. 그러나, 호안단면은 후술하는 바와 같이 널말뚝이나 Concrete 부재 및 뒷채움모래 등 다른 재료로 구성되어 있고 또, 널말뚝 등에는 Joint부와 널말뚝 본체부의 투수성이 다르므로 Darcy의 법칙이 적용되지 않는 경우도 있다. 이 경우의 침투류의 해석에 대하여는 호안단면이 Darcy의 법칙이 적용되는 재료로 구성된 것으로 보고 취급하는 것이 현실적이므로 Darcy의 법칙을 근사적으로 적용하기 위한 고안으로서 투수계수나 壁體幅의 환산을 시행할 필요가 있다.

浸透流의 해석은 매립호안내의 수위가 일정하다고 볼 수 있는 범위까지를 대상으로 하나 호안본체의 구조나 뒷채움모래 등의 상황을 고려하여 소요의 정도에 따라 범위를 설정하여 해석하면 된다. 단, 投入埋立土 그 자체의 투수성이 낮은 경우에는 매립호안내의 수위가 매립토 내에서 큰 勾配를 갖는 일이 있으므로 주의할 필요가 있다.

① 강널말뚝식 구조물의 透水性

강널말뚝식 구조물의 투수성은 Darcy의 법칙으로는 표현할 수 없다. 그러므로 침투류의 해석에 대하여는 적절한 換算幅과 그 換算幅에 대한 換算透水系數를 사용하여 취급할 수가 있다. 또, 그 설정에 대하여는 실내실험은 현장에서의 Joint의 상황을 再現한다고 말할 수 없으므로 현장에서의 실측결과를 기본으로 하는 것이 바람직하다.

가. 현장에서의 강널말뚝식 구조물의 투수성에 대하여는 문헌 4)가 있다. 이것은 강널말뚝식 안벽 5개예의 잔류수위의 측정결과를 기초로하여 검토된 것으로 널말뚝벽을 해지면 이하를 不透水層으로 보고 해지면 위를 Darcy의 법칙이 성립하는 1m 폭의 균일한 투수층으로 置換하여 해석한 것이다. 그 결과 얻어진 투수계수(환산투수계수)는 $1 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 의 범위에 있었다.

또, 강관 널말뚝식 안벽의 2개사례(직경80cm, 二港建型 Joint)에 대하여도 같은 해석을 한 결과 $6 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 라는 값을 얻고 있다. 또한, 以上の 조사사례 에서의 뒷채움토사의 투수계수는 $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{cm/s}$ 정도이었다.

나. 강널말뚝 Joint부의 투수성에는 다음과 같은 특성이 있다.

뒷채움토사가 없는 경우에는 단면이 급격히 축소하는 Orifice와 같은 현상으로서 식(참7-1)에서 $n=0.5$ 로 놓고 표현된다.

$$q = K \cdot h^n \quad (\text{참7-1})$$

여기서,

q : 단위Joint 길이당 유출량 (cm³/s/cm)

h : 널말뚝 전후의 수위차 (cm)

K, n : 정수

뒷채움이 있는 경우에는 뒷채움 토사의 성질이 Joint부에서의 浸出水量에 크게 영향을 미친다는 것과 뒷채움 토사의 널말뚝 Joint부 부근에서는 Darcy의 법칙이 성립하지 않는 領域이 있다는 것을 고려하면 뒷채움 토사를 포함한 어느 범위의 토사를 널말뚝 Joint와 一體로 생각하여 合成 Joint로 보고 이 부분의 투수성을 평가코자 하는 시도가 있으나 이것은 浸透流의 해석을 하는데 유효한 방법이다. 莊司 등은 Joint 정도의 차이에 더하여 모래채움의 유무 등 조건을 조합한 포괄적인 투수시험을 하고 그 결과를 간추려서 실험식을 제안하였다. 그 결과에 따르면 뒷채움이 있고 Joint부에 토사가 채워져 있는 상태에서는 $n=1.0$ 과 근사하다고하고 실험결과를 나타내는 K를 구하고 있다.

다. 널말뚝 Joint부에 止水處理를 시행한 경우의 투수성의 低下의 정도에 대하여는 止水材의 종류, 사용방법 등에 따라 다르므로 현지의 시공상태를 고려한 실험결과 등 신뢰할 수 있는 자료를 기초로 판단할 일이다.

野外에서의 실험 예에서는 침출수량이 지수제가 없는 경우의 20~40% 정도로 저하한 예도 있다.

② 基礎地盤의 透水性

가. 자연지반의 투수성

자연지반의 투수성은 자연지반을 구성하는 각 토층의 투수계수를 제2편 11-2-3 투수계수를 참조하여 구한다. 이에 따라, 지반전체의 투수성을 평가할 수가 있다. 자연히 퇴적한 지반에서는 투수계수가 方向性을 갖으며 연직방향에 비하여 수평방향의 투수계수가 크다. 또, 자연지반상에 구조물을 축조하면 지반의 압축 또는 압밀에 의하여 간극비가 적어져 투수계수도 저하한다.

투수계수를 실내시험 또는 하아젠의 식에 의하여 평가하는 경우에는 면밀한 Sampling에 의하여 성층 상태를 정확히 파악하는 것이 중요하다.

나. 지반개량부분의 투수성

매립호안의 건설에 대하여 지반개량이 실시되는 경우에는 자연지반의 투수성의 평가에 더하여 지반개량에 의한 투수성의 변화를 검토할 필요가 있다.

砂杭간의 지반이나 置換砂層의 하부지반, 심층혼합처리공법의 미처리 부분 등에서는 압밀에 의하여 투수계수가 장기간에 걸쳐 저하되어 간다. 또, 砂杭의 경우에는 砂杭 주변의 粘土의 교란에 의한 투수계수의 변화, 砂杭 자신의 다짐에 의한 투수계수의 변화가 예상된다. 지반개량을 행한 기초지반의 투수계수를 개량지반과 미처리지반으로 구분하여 설정함에 있어서는 침투류의 해석에 있어서 호안이나 기초지반의 구성의 단순화, 호안구조, 지수공의 투수계수의 정도등을 고려하여 Balance가 취해진 검토를 행할 필요가 있다. 또, 기존의 유사구조물의 조사에 의하여 개략치를 검토할 수도 있다.

다. 기초지반이 암반인 경우의 투수성에 대하여는 암반이 균열, 파열 또는 斷層破碎帶 등을 포함하는 경우가 있고 또 이에 따라 투수성이 결정되는 일이 많으므로 사전에 충분히 조사를 행하고 거기에 기초하여 투수성을 검토한다.

7-3 구조의 안정

호안의 안정계산은 호안의 구조에 따라 제8편 제3장 중력식 안벽 기타의 구조안정에 관한 규정에 준하여 행한다.

[참고]

호안의 안정계산은 다음과 같이 주된 구조형식에 따라서 적절히 검토를 한다.

(1) 중력식 호안

Caisson, L형 Block, Cellular Block, Concrete Block 등의 Precast Concrete 부재를 사용한 것과 현장타설 Concrete에 의한 것이 있다.

설계시는 제8편 제3장 重力式岸壁, 제8편 13-6 直立消波式 岸壁을 참조한다.

(2) 널말뚝식 호안

강널말뚝, 콘크리트 널말뚝 등을 사용하여 호안을 축조한 것으로 널말뚝을 자립시키는 것, 버팀공을 갖는 것 및 2重 널말뚝이 있다.

버팀공이 있는 것은 매립이 어느 정도 진척되지 않으면 시공이 어렵고 埋立進陟狀態와 안정조건을 미리 검토하여 공사의 관리를 하여야 한다. 설계시는 제8편 제5장 널말뚝식 안벽 또는 제8편 제13장 기타형식의 안벽 중 널말뚝을 사용한 형식의 구조를 참조한다.

(3) Cell식 호안

강널말뚝, 鋼板 등에 의하여 Cell 구조로 한 것으로 강널말뚝식 호안과 함께 水密性이 높고 매립토의 浸出防止에 적합하다. 설계시는 제8편 제7장 강널말뚝 Cell식 안벽을 참조한다.

(4) 捨石式 護岸

비교적 수심이 얇은 장소에 사용되며, 護岸 本體가 捨石에 의하여 구성되어있는 것으로 매립토의 漏出이 발생하지 않도록 대책을 강구한다. 耐波性을 갖도록 전면에 피복공을 설치한다. 한편, 대수심에 있어서도 석재의 단가가 싼 곳 등에서 사석의 海水 淨化機能이나 魚類의 집합 서식기능이 있다고 하여 傾斜堤가 쓰이는 경우가 있다.

(5) 消波 Block 피복호안

파력이 큰 장소에서 상기 각 구조의 前面에 消波工을 설치 한 것이다.

(6) 仮護岸

仮護岸의 형식으로는 목책, 石碎(돌짜기) 등이 있고 사석제도 사용된다. 영구구조에 가까운 것으로는 목책 대신 경량 강널말뚝을 사용하는 것이 있고 Corrugated Cell을 사용하는 경우도 있다. 또 본 호안의 구조형식을 仮護岸에 쓰는 경우도 있다.

7-4 기본단면의 결정

호안은 배후의 매립지의 保全이 이루어지도록, 그리고 호안 및 배후의 토지이용에 지장이 없도록 越波量, 고조시의 조위차 등을 감안한 적절한 마루높이를 갖도록 한다.

[해설]

- (1) 매립 호안의 마루높이는 설계고조위에 설계파에 대한 필요높이를 가한 것으로 하고 越波의 허용도를 고려하여 결정한다(본편 7-2 설계조건 [참고] (1) 참조).
- (2) 매립 호안의 安定計算은 구조형식에 따라 행한다. 매립지의 시공은 일반적으로 장기간 걸리는 것이므로 매립공사중의 각 조건을 고려하여 安定計算을 한다. 특히, 圓弧滑動이 발생할 우려가 있는 경우에는 공사중의 각 단면에 대하여 안정성을 검토한다. 또, 파랑이 있는 곳에서는 본편 제2장 防波堤를 참고하여 埋立途中의 파랑에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

[참고]

- (1) 매립호안의 全面에 消波工을 설치하는 경우에는 마루높이를 낮출 수가 있다. 그러나 마루높이와 매립지내의 水位와의 차가 적어지면 월류의 위험이 있으므로 주의가 필요하다.
- (2) 越波量, 처울림 높이의 계산은 제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 傳達波를 참조하여 적용한다.

- (3) 연약한 粘土를 매립하는 경우에는 호안에 작용하는 토압의 輕減, Joint 또는 기초를 통한 매립토의 流出防止를 기하기 위하여 뒷채움을 시공하는 등의 대책이 필요하다.
- (4) Pump선에 의한 매립의 경우 호안배후에 浮遊 軟弱土가 集中하여 호안 본체에 豫想 以上の 토압이 작용하거나 또, 배면수압이 호안 마루까지 작용하는 경우가 있으므로 安定計算시는 이들 문제를 충분히 고려할 필요가 있다.

7-5 구조세목

- (1) 호안에는 파랑조건에 따라 세굴방지공, 물받이공을 설치한다.
- (2) 매립토의 성상, 호안의 구조, 잔류수위 등을 고려하여 적절한 유출방지공을 설치한다.
- (3) 필요에 따라서 계단 등의 부대설비를 설치한다.

[참 고]

- (1) 매립 호안에는 월파를 감소시키기 위하여 Parapet를 설치하는 일도 있다. Parapet의 설계시는 일본의 해안보전시설 축조 기준해설을 참조하여 적용한다.
- (2) 호안에 월파의 염려가 있을 때에는 호안배후를 보호하기 위하여 물받이공을 설치하여야 한다. 물받이공의 폭은 월파량, 파의 처올림 높이, 호안구조 등을 고려하여 정한다. 또, 월파에 의하여 호안배후에 침입한 해수를 배수구, 수발공 등을 설치하여 배제할 수 있도록 설계하여야 한다. 배수시설의 단면은 월파량, 강우량 등을 고려하여 적절한 크기로 한다.
- (3) 기타 구조세목에 대하여는 제7편 외곽시설, 제8편 계류시설의 관련 항목을 참조하여 적용한다.

참여자 명단

분 야	집필위원		심의위원	
	소속 및 직위	성 명	소속 및 직위	성 명
총 팔	한국항만협회 이사장	이종천	(전)GS건설(주) 상임고문	이상주
파 랑	한국해양연구원 책임연구원	정원무	서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 교수	서경덕
조 석	성균관대학교 공과대학 토목환경공학과 교수	최병호	(주)한국해양과학기술 사장	이석우
수역시설	(주)헤이인앤씨 부설 기술 연구소장	주재욱	(주)한국항만기술단 부사장	유혁근
			도선사협회 평택지회 해무이사	윤병원
토질 및 기초	계명대학교 공과대학 토목공학과 부교수	권오균	서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 교수	김명모
	부산대학교 공과대학 토목공학과 교수	임종철	(재)한국건설안전기술원 원장	최계식
콘크리트	서경대학교 이공대학 토목공학과 조교수	김지상	서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 교수	오병환
	경원대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수	백인열	포항산업과학연구원 강구조연구소 토목구조연구실장	윤태양
방 식	한국해양대학교 해사대학 기관시스템공학부 교수	김기준	부경대학교 응용화학공학부 교수	서차수
외곽시설	부경대학교 환경·해양대학 해양공학과 교수	류청로	한국해양연구원 책임연구원	이달수
	경주대학교 건설환경공학부 조교수	권혁민	(주)도화종합기술공사 부사장	이윤환
계류시설	향도엔지니어링 전무이사	안익성	(주)대영엔지니어링 부사장	정대연
	동아대학교 공과대학 토목·해양공학부 부교수	홍남식	(주)상합이앤씨 사장	김익중
부두포장	한국도로공사 도로교통기술원 수석연구원	한승환	현대건설기술연구소 책임연구원	이석홍
지진 및 구조	한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수	김동수	연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 교수	김문겸
	경원대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수	백인열	서울대학교 공과대학 지구환경시스템 공학부 교수	김재관
전문부두	중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수	조원철	(주)전일엔지니어링 사장	오세범
	인하대학교 기계공학부 선박해양공학과 부교수	조철희		
항로표지	우리해양엔지니어링 회장	김형목	(전)해양수산부 수로서기관	정완주
항만하역 장비 등	코리아테크인스펙션 이사	심영석	연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 교수	김상효
전기관련 (총괄)	용인 송담대학 전기정보과 교수	유상봉	한양전설(주) 부사장	김홍인

해양수산부 담당관

성 명	소 속 및 직 위
김 영 복	항만국 기술안전과장
김 명 진	항만국 기술안전과 토목사무관
강 호 석	항만국 기술안전과 담당

해양수산부 제정

港灣 및 漁港 設計基準(上卷)

1971년 제정

1979년 개정

1993년 개정

1999년 개정

2005년 12월 발행

관리주체 : 사단법인 한국항만협회

서울시 영등포구 여의도동 17-1(금산B/D 1013호)

TEL. 782-7903~5

FAX. 782-7906

이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.